

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:

Avbar, M., 2014. Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Saje, F.): 91 str.

Datum arhiviranja: 01-07-2014

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:

Avbar, M., 2014. Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Saje, F.): 91 pp.

Archiving Date: 01-07-2014

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:

**MARKO AVBAR**

**PROJEKTIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE  
ENOSTANOVANJSKEGA OBJEKTA**

Diplomska naloga št.: 3391/KS

**DESIGN OF LOAD-BEARING STRUCTURE OF A  
RESIDENTIAL BUILDING**

Graduation thesis No.: 3391/KS

**Mentor:**

izr. prof. dr. Franc Saje

**Član komisije:**

prof. dr. Franc Steinman

izr. prof. dr. Jana Šelih

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 17. 06. 2014



## **POPRAVKI**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

**IZJAVE**

Podpisani Marko Avbar izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 6.6.2014

Marko Avbar

## **BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN**

UDK: 624.012(497.4)(043.2)  
Avtor: Marko Avbar  
Mentor: izr. prof. dr. Franc Saje  
Naslov: Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta  
Tip dokumenta: Dipl. nal. - UNI  
Obseg in oprema: 91str., 31 preg., 70 sl., 6 graf., 15 pril.  
Ključne besede: dimenzioniranje, statična zasnova, ostrešje, armiranobetonska plošča, pomiki plošče, povezano zidovje

## **IZVLEČEK**

V diplomski nalogi je zajeta zasnova in analiza nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta. V njej so predstavljeni materiali uporabljeni v konstrukciji, določitev zunanjih obtežb in njen vpliv na posamezne konstrukcijske elemente. Statični račun objekta vključuje dimenzioniranje lesenih elementov ostrešja, armiranobetonske nosilce v mansardi in pritličju ter armiranobetonsko ploščo med pritličjem in mansardo. Posebej so obravnavani še pomiki plošče. V prilogi je prikazan del pozicijskih in armaturnih načrtov za obravnavan objekt.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

UDC:	624.012(497.4)(043.2)
Autor:	Marko Avbar
Supervisor:	Assoc. Prof. Franc Saje, Ph.D
Title:	The design of load-bearing structures of a residential building
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	91p., 31 tab., 70 fig., 6 ch., 15 ann.
Key words:	the design, static concept, roofing, reinforced concrete slab, deflections of plates, connected walls

**ABSTRACT**

The thesis covers the design and analysis of load-bearing structure of s residential building. It presents the materials used in the structure, determination of external loads and its impact on the individual structural elements. Static calculation includes the design of wooden roofing elements, reinforced concrete beams in the attic and ground floor and reinforced concrete plate between the ground floor and attic. In the thesis is emphasizes the analysis of deflection of plates. The annex shows a part of the position and reinforcement plans for the building.

## **ZAHVALA**

Za pomoč in vodenje pri izdelavi diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Francu Sajetu.

Posebna zahvala pa gre na tem mestu predvsem mojim staršem in dekletu za vso podporo v vseh letih študija.



**KAZALO VSEBINE**

1	UVOD .....	1
2	ZASNOVA OBJEKTA .....	2
3	LASTNOSTI UPORABLJENIH MATERIALOV .....	4
4	UPOŠTEVANE OBTEŽBE IN OBTEŽNE KOMBINACIJE .....	8
5	ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE .....	16
5.1	STREŠNA KONSTRUKCIJA .....	16
5.2	ARMIRANOBETONSKI NOSILCI V MANSARDI .....	43
5.3	ARMIRANOBETONSKA PLOŠČA NAD PRITLIČJEM .....	50
5.4	ARMIRANOBETONSKI NOSILCI V PRITLIČJU .....	67
5.5	POMIKI ARMIRANOBETONSKE PLOČE .....	70
6	ZAKLJUČEK .....	90

## KAZALO SLIK

Slika 4-1: Razporeditev nakopičenega snega .....	10
Slika 4-2: Površine posameznih vplivnih območij strehe za smer vetra sever - jug .....	12
Slika 4-3: Površine posameznih vplivnih območij strehe za smer vetra vzhod - zahod .....	14
Slika 5-1: Shematična predstavitev oznak pozicij .....	16
Slika 5-2: Statična zasnova krajših špirovcev .....	16
Slika 5-3: Ovojnica upogibnih momentov krajših špirovcev .....	17
Slika 5-4: Ovojnica prečnih sil krajših špirovcev .....	17
Slika 5-5: Ovojnica osnih sil krajših špirovcev .....	18
Slika 5-6: Reakcije v podporah krajših špirovcev .....	18
Slika 5-7: Dimenzije zaseka špirovca .....	18
Slika 5-8: Statična zasnova daljših špirovcev .....	22
Slika 5-9: Prerez pozicije 405 .....	25
Slika 5-10: Statična zasnova kapne lege .....	26
Slika 5-11: Ovojnica upogibnih momentov $M_y$ in $M_z$ kapne lege obremenjene z daljšimi špirovci .....	27
Slika 5-12: Ovojnica prečnih sil $V_y$ in $V_z$ kapne lege obremenjene z daljšimi špirovci .....	27
Slika 5-13: Statična zasnova vmesne lege – smer sever - jug .....	32
Slika 5-14: Določitev vplivnih površin za določitev obtežbe .....	32
Slika 5-15: Ovojnica upogibnih momentov $M_y$ vmesne lege smer sever - jug .....	33
Slika 5-16: Ovojnica upogibnih momentov $M_z$ vmesne lege smer sever - jug .....	33
Slika 5-17: Ovojnica prečnih sil $V_y$ vmesne lege smer sever - jug .....	33
Slika 5-18: Ovojnica prečnih sil $V_z$ vmesne lege smer sever - jug .....	33
Slika 5-19: Uporabljeni koordinatni sistem v statičnem izračunu .....	34
Slika 5-20: Statična zasnova vmesne lege – smer vzhod – zahod .....	36
Slika 5-21: Detajl izvedbe stikovanja vmesne lege .....	36
Slika 5-22: Ovojnica upogibnih momentov $M_y$ vmesne lege smer vzhod - zahod .....	37
Slika 5-23: Ovojnica upogibnih momentov $M_z$ vmesne lege smer vzhod - zahod .....	37
Slika 5-24: Ovojnica prečnih sil $V_y$ vmesne lege smer vzhod - zahod .....	37
Slika 5-25: Ovojnica prečnih sil $V_z$ vmesne lege smer vzhod - zahod .....	37
Slika 5-26: Vplivna območja strehe za določitev točkovnih obtežb žlotnika .....	40
Slika 5-27: Statični sistem za izračun notranjih obremenitev žlotnika s prikazano lastno stalno obtežbo .....	40
Slika 5-28: Ovojnica upogibnih momentov žlotnika .....	41
Slika 5-29: Ovojnica prečnih sil žlotnika .....	41
Slika 5-30: Statični model in prerez pozicije 304 .....	43
Slika 5-31: Ovojnica upogibnih momentov pozicije 304 .....	44
Slika 5-32: Ovojnica prečnih sil pozicije 304 .....	44
Slika 5-33: Ovojnica osnih sil pozicije 304 .....	44
Slika 5-34: Statični model in prerez pozicije 305 .....	46
Slika 5-35: Ovojnica upogibnih momentov pozicije 305 .....	47
Slika 5-36: Ovojnica prečnih sil pozicije 305 .....	47
Slika 5-37: Ovojnica osnih sil pozicije 305 .....	47
Slika 5-38: Razporeditev ploskovne stalne obtežbe plošče .....	50
Slika 5-39: Prikaz oznak nosilnih sten v mansardi za izračun nadomestne linijske obtežbe .....	51
Slika 5-40: Razporeditev nadomestne linijske obtežbe zaradi lastne teže zidov .....	52
Slika 5-41: Razporeditev lastne stalne obtežbe predelnih sten .....	53
Slika 5-42: Razporeditev lastne stalne obtežbe stopnic .....	53
Slika 5-43: Razporeditev nadomestne linijske obtežbe zaradi koristne obtežbe strehe .....	54
Slika 5-44: Razporeditev ploskovne koristne obtežbe za pozicijo 201 .....	55
Slika 5-45: Razporeditev linijske obtežbe zaradi vetra .....	56
Slika 5-46: Razporeditev linijske obtežbe zaradi snega .....	57
Slika 5-47: Statični model stebrička za prenos horizontalnih reakcij kapne lege .....	57
Slika 5-48: Ekstremne vrednosti osnih, prečnih sil in upogibnih momentov v stebričku .....	57

Slika 5-49: Mesta prenosa horizontalnih sil iz kapne lege v ploščo .....	58
Slika 5-50: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $m_x$ .....	60
Slika 5-51: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $m_x$ .....	60
Slika 5-52: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $m_y$ .....	61
Slika 5-53: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $m_y$ .....	61
Slika 5-54: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $m_{xy}$ .....	62
Slika 5-55: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $m_{xy}$ .....	62
Slika 5-56: Spodnja armatura plošče v smeri x.....	63
Slika 5-57: Spodnja armatura plošče v smeri y.....	64
Slika 5-58: Zgornja armatura plošče v smeri x .....	65
Slika 5-59: Zgornja armatura plošče v smeri y .....	66
Slika 5-60: Statični model in prerez pozicije 111 .....	67
Slika 5-61: Ovojnica upogibnih momentov pozicije 111 .....	68
Slika 5-62: Ovojnica prečnih sil pozicije 111 .....	68
Slika 5-63: Redukcija prečne sile ob podpori .....	69
Slika 5-64: Pomiki homogene plošče po linearni teoriji elastičnosti .....	71
Slika 5-65: Pomiki plošče po teoriji reduciranih prerezov.....	74
Slika 5-66: Pomiki plošče po teoriji drugega reda za koeficient lezenja $\varphi=2,5$ .....	74
Slika 5-67: Pomiki prostoležeče podprte testne plošče po linearni teoriji .....	75
Slika 5-68: Pomiki prostoležeče podprte testne plošče z vmesnimi prečnimi nosilci po teoriji reduciranih prerezov .....	77
Slika 5-69: Pomiki točkovno podprte testne plošče z vmesnimi in robnimi nosilci po teoriji drugega reda za koeficient lezenja $\varphi=3$ .....	79
Slika 5-70: Skica pozicije prereza D-D .....	81

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3-1: Karakteristične in projektne vrednosti trdnosti lesa C24 .....	4
Preglednica 3-2: Gostota lesa C24 .....	5
Preglednica 3-3: Deformabilnostne karakteristike lesa C24 .....	5
Preglednica 3-4: Karakteristične in projektne vrednosti trdnosti betona C25/30.....	5
Preglednica 3-5: Karakteristične in projektne vrednosti trdnosti jekla S500-B .....	6
Preglednica 3-6: Klasifikacija opečnih zidakov.....	6
Preglednica 3-7: Materialni varnostni faktorji za beton, jeklo in les.....	7
Preglednica 4-1: Specifične teže uporabljenih materialov .....	8
Preglednica 4-2: Kategorije površin stavbe .....	9
Preglednica 4-3: Karakteristične obtežbe posameznih kategorij uporabe.....	9
Preglednica 4-4: Kategorija hrapavosti terena .....	11
Preglednica 4-5: Koeficienti zunanje tlaka za dvokapnico za smer vetra $\Theta=0^\circ$ .....	13
Preglednica 4-6: Koeficienti zunanje tlaka za dvokapnico za smer vetra $\Theta=90^\circ$ .....	13
Preglednica 4-7: Izračunane vrednosti tlakov vetra za posamezno območje strehe za smer vetra sever - jug .....	13
Preglednica 4-8: Izračunane vrednosti tlakov vetra za posamezno območje strehe za smer vetra vzhod - zahod .....	14
Preglednica 4-9: Delni varnostni faktorji za obtežbo.....	15
Preglednica 4-10: Kombinacijski varnostni faktorji za obtežbo .....	15
Preglednica 5-1: Začetni pomiki krajših špirovcev .....	21
Preglednica 5-2: Začetni pomiki daljših špirovcev .....	24
Preglednica 5-3: Obtežba kapne lege z daljšimi špirovci.....	26
Preglednica 5-4: Začetni pomiki kapne lege obtežene z daljšimi špirovci.....	29
Preglednica 5-5: Obtežba kapne lege zaradi krajših špirovcev .....	30
Preglednica 5-6: Začetni pomiki kapne lege obtežene s krajšimi špirovci.....	31
Preglednica 5-7: Obtežba vmesne lege smer sever - jug.....	32
Preglednica 5-8: Začetni pomiki vmesne lege smer sever - jug.....	35
Preglednica 5-9: Obtežba vmesne lege smer vzhod - zahod .....	36
Preglednica 5-10: Začetni pomiki vmesne lege smer vzhod - zahod .....	39
Preglednica 5-11: Obtežba žlotnika .....	40
Preglednica 5-12: Začetni pomiki vmesne lege smer vzhod - zahod .....	42
Preglednica 5-13: Obtežba pozicije 304 .....	43
Preglednica 5-14: Obtežba pozicije 305 .....	46
Preglednica 5-15: Izvleček armature nosilcev v mansardi .....	49
Preglednica 5-16: Sestava konstrukcijskega sklopa in njegova teža.....	50
Preglednica 5-17: Nadomestna obtežba zaradi lastne teže nosilnih sten.....	51
Preglednica 5-18: Nadomestna obtežba zaradi stalne obtežbe strehe .....	52
Preglednica 5-19: Nadomestna obtežba zaradi lastne teže predelnih sten .....	52
Preglednica 5-20: Sestava konstrukcijskega sklopa in njegova teža.....	53
Preglednica 5-21: Nadomestna obtežba zaradi koristne obtežbe strehe.....	54
Preglednica 5-22: Ploskovna koristna obtežba plošče .....	54
Preglednica 5-23: Nadomestna obtežba zaradi obtežbe strehe z vetrom.....	55
Preglednica 5-24: Nadomestna obtežba zaradi obtežbe strehe s snegom.....	56
Preglednica 5-25: Nadomestna obtežba pozicije 111, ki se prenese iz višjih delov konstrukcije .....	68
Preglednica 5-26: Največji pomiki za obravnavano ploščo in prostoležeče podprto testno ploščo .....	80
Preglednica 5-27: Največji pomiki prostoležeče podprto testno ploščo z vmesnimi nosilci in točkovno podprto testno ploščo z vmesnimi in robnimi nosilci .....	80
Preglednica 5-28: Izračunani pomiki obravnavane plošče po različnih teorijah vzdolž prereza.....	82
Preglednica 5-29: Pomiki prostoležeče podprte testne plošče izračunani po različnih metodah računa .....	83
Preglednica 5-30: Pomiki v vzdolžni osi prostoležeče podprte testne plošče z vmesnimi nosilci izračunani po različnih metodah računa.....	85
Preglednica 5-31: Pomiki v vzdolžni osi točkovno podprte testne plošče z vmesnimi in robnimi nosilci določeni po različnih metodah računa .....	86

**KAZALO GRAFIKONOV**

Grafikon 5-1: Izračunani pomiki obravnavane plošče po različnih teorijah vzdolž osi D-D.....	81
Grafikon 5-2: Pomiki v vzdolžni osi prostoležeče podprte testne plošče določenih po različnih metodah računa	84
Grafikon 5-3: Pomiki v vzdolžni osi prostoležeče podprte testne plošče z vmesnimi nosilci določeni po različnih metodah izračuna.....	84
Grafikon 5-4: Pomiki v vzdolžni osi točkovno podprte testne plošče z vmesnimi in robnimi nosilci določeni po različnih metodah računa.....	87
Grafikon 5-5: Izračunani pomiki testne plošče glede na način podpiranja v vzdolžni osi plošče po linearni teoriji . .....	88
Grafikon 5-6: Izračunani pomiki testne plošče glede na način podpiranja vzdolž prereza po teoriji drugega reda za upoštevan faktor lezenja $\varphi=2,5$ .....	88

## 1 UVOD

Diplomska naloga zajema zasnovu, analizo in dimenzioniranje ter del konstrukcijskih načrtov nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta z upoštevanjem standardov SIST EN ali drugače Evrokodov. Kratek opis dela je zajet v tem delu.

Osnova za račun je načrt enostanovanjske hiše v naselju Sela pri Dobovi v občini Brežice. Z lokacijo so povezani koeficienti, ki določajo velikost obtežbe snega in vetra.

V drugem delu sem natančneje opisal obravnavani objekt, predvsem njegovo lokacijo in sestavo nosilne konstrukcije.

V tretjem delu sem se posvetil materialom, ki so uporabljeni pri izgradnji objekta. Opisal sem njihove ključne lastnosti, materialne karakteristike in varnostne faktorje v skladu s standardi SIST EN.

V četrtem poglavju sem se osredotočil na določitev obtežb, ki vplivajo na izbrano konstrukcijo. Pri izračunu sem upošteval lastno težo konstrukcije in ostalo stalno obtežbo objekta, koristno obtežbo, obtežbo s snegom in vetrom. V tem poglavju sem določil tudi obtežne kombinacije, ki določajo notranje količine, ki so merodajne za dimenzioniranje. Upoštevane obtežbe sem določil z upoštevanjem SIST EN 1991, kombinacije obtežb pa z upoštevanjem SIST EN 1990.

Peto poglavje obravnava analizo in dimenzioniranje nosilne konstrukcije objekta. Pri obravnavi strešne konstrukcije sem upošteval, da se zunanja obtežba preko kritine in lesene podkonstrukcije prenaša na nosilne dele ostrešja. Notranje obremenitve nosilne konstrukcije ostrešja sem določil s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2008), dimenzioniral pa sem z upoštevanjem SIST EN 1995. V nadaljevanju sem dimenzioniral armiranobetonske nosilce v mansardi in pa nosilec med jedilnico in dnevno sobo, ki podpira medetažno konstrukcijo. Nosilci v mansardi so obteženi s silami, ki nastanejo kot reakcije ostrešja. Notranje obremenitve sem določil s programom SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013), dimenzioniral pa sem z upoštevanjem SIST EN 1992. Medetažno konstrukcijo sem dimenzioniral s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013), ki prav tako upošteva SIST EN 1992. Poseben poudarek sem dal pomikom plošče. Te sem določil po različnih teorijah računa in preveril omejitve, ki jih določa SIST EN 1992. Dodatno sem pomike preveril po različnih teorijah analize konstrukcij še za posebej izbrano »testno konstrukcijo« z večjimi dimenzijami, pri kateri so pomiki in s tem pričakovani rezultati računa po različnih teorijah analize večji.

## 2 ZASNOVA OBJEKTA

Obravnavani objekt je enodružinska hiša s pritličjem in bivalno mansardo v obliki črke L. Predvidena lokacija objekta je v naselju Sela pri Dobovi, občina Brežice. Lokacija določa koeficiente pri obtežbi vetra in snega. Glavni materiali, iz katerih je objekt zgrajen, so les, opečni zidaki in armiran beton. Arhitekturno sem objekt zasnoval sam in s tem oblikoval objekt po lastnih željah, za katere upam, da bodo kmalu postali tudi realnost. Osnovni arhitekturni načrti so priloženi v prilogi A.

### STREHA

Streha varuje objekt pred atmosferskimi vplivi (dež, mraz, vročina, veter, sneg). Sestavljena je iz nosilne konstrukcije in kritine. Objekt je pokrit z opečno kritino. Streha je izvedena kot dvokapnica z naklonom 43°, sestavljena iz lesenih elementov. Nosilna konstrukcija strehe je kombinacija gredne konstrukcije in goltniškega povezja. Špirovci so podprti s kapno in vmesno lego. Razdalja med špirovci je 89cm. Kapne lege ležijo na zunanjih nosilnih zidovih in so zaradi horizontalnih obremenitev, ki se prenašajo iz špirovcev sidrane z vijaki M16 v horizontalno AB vez na vrhu zidov. Vmesne lege nalegajo na zunanje in notranje nosilne zidove ter armiranobetonske nosilce. Špirovci v žloti nalegajo na žlotnik, ki prenese zunanjo obremenitev na kapno in vmesno lego.

### MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

Plošča nad pritličjem je debela 15 cm in leži na nosilnih zidovih ter vmesnem nosilcu med jedilnico in dnevno sobo. Nad vsemi odprtinami so armiranobetonske preklade, ki premoščajo odprtine in s tem podpirajo ploščo. Poleg zunanje obremenitve, ki se prek zidov prenese iz višjih delov objekta, je medetažna konstrukcija obremenjena še s koristno in stalno obtežbo, ki je odvisna od sestave konstrukcijskega sklopa na plošči. Ta je sestavljen iz finalne obloge, mikroarmiranega cementnega estriha, polietilenske folije in trde toplotne izolacije, ki deluje tudi kot zvočna izolacija.

### TEMELJENJE

Objekt je temeljen s pasovnimi temelji, ki potekajo pod vsemi nosilnimi zidovi in segajo pod globino zmrzovanja temeljnih tal.

### POVEZANO ZIDOVJE

Sistem gradnje, pri katerem so konstrukcijski zidovi na vseh štirih straneh obdani z armiranobetonskimi navpičnimi in vodoravnimi povezovalnimi elementi – zidnimi vezmi, katerih vloga ni prenašanje niti navpične niti vodoravne obtežbe in zaradi tega niso zasnovani in dimenzionirani kot okvirna konstrukcija, se imenuje povezano zidovje.

Nosilni zidovi so zidani iz modularne opeke. Zunanji so debeline 29cm, notranji pa 19cm. Ostale nenosilne stene so iz opečnih zidakov debeline 12cm. Vsi nosilni zidovi so povezani med seboj in ojačani z vertikalnimi in horizontalnimi armiranobetonskimi vezmi. Da se izognemo potresni analizi objekta in da zagotovimo celovitost delovanja zidane konstrukcije med potresom, mora objekt zadostiti pravilom za zidane stavbe, ki jih podajata SIST EN 1996 in SIST EN 1998. V nadaljevanju so povzete glavne konstrukcijske zahteve iz obeh standardov.

- Vodoravni in navpični povezovalni elementi morajo biti med seboj povezani in sidrani v elemente glavnega sistema konstrukcije.
- Da bi se dosegla učinkovita povezava med povezovalnimi elementi in zidovjem, je treba elemente zabetonirati po končanem zidanju.

- Dimenzije prereza tako vodoravnih kot navpičnih povezovalnih elementov ne smejo biti manjše od 150mm. Pri dvoslojnih zidovih mora debelina povezovalnih elementov zagotoviti spoj obeh slojev ter nujno učinkovito povezanost.
- Navpični povezovalni elementi morajo biti izvedeni:
  - ob prostih robovih vsakega konstrukcijskega zidnega elementa
  - na obeh straneh katerikoli odprtine s površino, večjo od  $1,5m^2$
  - če je potrebno, v samem zidu, da se ne preseže medsebojna razdalja 5m med povezovalnimi elementi
  - na stičiščih konstrukcijskih zidov, kjer je medsebojna razdalja med povezovalnimi elementi postavljenimi po zgornjih pravilih večja od 1,5m
- Vodoravni povezovalni elementi morajo biti izvedeni v ravnini zidu v višini vsakega stropa, v nobenem primeru pa razmik med njimi v navpični smeri ne sme biti večji od 4m.
- Površina prereza vzdolžne armature povezovalnih elementov naj ne bo manjša kot  $300mm^2$  oziroma ne manj kot 1% površine povezovalnega elementa.
- Okrog vzdolžne armature morajo biti predvidena stremena s premerom ne manj kot 5mm, ki morajo biti vložena na medsebojni razdalji ne manj kot 150mm.
- Uporablja se armaturno jeklo razreda B ali C.
- Dolžina preklopa na mestih stikovanja naj ne bo manjša od 60 premerov palice.

Glede na to, da povezovalni elementi niso mišljeni kot nosilni elementi za prevzem navpične in vodoravne obtežbe, SIST EN 1996 določa, da se pri preverjanju elementov konstrukcije na vodoravno obtežbo, ki deluje v ravnini zidu, upošteva samo doprinos zidovja in betona, ne pa tudi doprinos armature vezi. Ta se lahko upošteva le pri preverjanju elementa na vodoravno obtežbo, ki deluje pravokotno na ravnino zidu.

Razen tega, da predpiše najmanjšo količino armature, SIST EN 1998 ne daje priporočil o tem, kako se izbere količina armature povezovalnih elementov. Tipično se pri nas za navpične in vodoravne vezi uporablja količina armature predstavljena v spodnji tabeli.

Preglednica 2-1: Tipična količina armature za protipotresne vezi v Sloveniji (Beg, Pogačnik, 2009, str. 6-31)

VRSTA VEZI	ŠTEVILO NADSTROPIJ	PROJEKTNI POSPEŠEK TAL		
		$a_g \leq 0,1g$	$0,1g < a_g \leq 0,2g$	$0,2g < a_g \leq 0,4g$
navpične	2	4φ14mm	4φ14mm	4φ14mm
	4(1-2)	4φ16mm	4φ16mm	4φ16mm
	4(2-4)	4φ14mm	4φ14mm	4φ14mm
vodoravne	1	4φ10mm	4φ10mm	4φ12mm
	2	4φ10mm	4φ10mm	4φ14mm
	3	4φ10mm	4φ12mm	4φ16mm
	4	4φ12mm	4φ14mm	-



### 3 LASTNOSTI UPORABLJENIH MATERIALOV

#### LES

Les je naravni material, izpostavljen biološkimi škodljivcem, zaradi tega je, če je izmenično izpostavljen vplivom vlage in zraka, neobstoje. Zelo pomembno je, da je les pri vgradnji ustrezno izsušen na predvideno vlažnost. Vlažnost mora biti nižja od dopustne vlažnosti, ki je določena s standardi glede na posamezne primere uporabe lesa. S tem je razvoju škodljivcev odvzet eden od osnovnih pogojev za življenje.

Les je organska snov, nehomogena v organskem, anatomskem in fizičnem smislu. Večina njegovih fizikalnih in mehanskih lastnosti je v različnih smereh različna, kar se odraža v izraziti anizotropiji. Večina lastnosti je v smeri vzporedno z vlakni najboljša, pada z odklonom glede na smer vlaken in doseže najslabše lastnosti s smeri pravokotno na vlakna. Zaradi teh posebnih lastnosti se les bistveno razlikuje od drugih gradbenih materialov.

V računih je uporabljen je les C24 z naslednjimi karakterističnimi in projektnimi vrednostmi:

Preglednica 3-1: Karakteristične in projektne vrednosti trdnosti lesa C24 (vir [www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko\\_gradivo-LK\\_GR\\_UNI\\_II\\_stopnja.htm](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko_gradivo-LK_GR_UNI_II_stopnja.htm))

TRDNOST [kN/cm <sup>2</sup> ]		C24	
UPOGIB	$f_{m,k}$	2,400	
	$f_{m,d}$	P	1,108
		L	1,292
		M	1,477
		S	1,662
NATEG (paralelno)	$f_{t,0,k}$	1,400	
	$f_{t,0,d}$	P	0,646
		L	0,754
		M	0,962
		S	0,969
NATEG (pravokotno)	$f_{t,90,k}$	1,400	
	$f_{t,90,d}$	P	0,646
		L	0,754
		M	0,962
		S	0,969
TLAK (paralelno)	$f_{c,0,k}$	2,100	
	$f_{c,0,d}$	P	0,969
		L	1,131
		M	1,292
		S	1,454
TLAK (pravokotno)	$f_{c,90,k}$	0,250	
	$f_{c,90,d}$	P	0,115
		L	0,135
		M	0,154
		S	0,173
STRIG	$f_{v,k}$	0,250	
	$f_{v,d}$	P	0,115
		L	0,135
		M	0,154
		S	0,173

Ostale pomembne vrednosti za izračun so:

Preglednica 3-2: Gostota lesa C24 (vir [www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko\\_gradivo-LK\\_GR\\_UNI\\_II\\_stopnja.htm](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko_gradivo-LK_GR_UNI_II_stopnja.htm))

GOSTOTA [kg/m <sup>3</sup> ]		C24
GOSTOTA - karakteristična	$\rho_k$	350
GOSTOTA - povprečna	$\rho_{mean}$	420

Preglednica 3-3: Deformabilnostne karakteristike lesa C24 (vir [www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko\\_gradivo-LK\\_GR\\_UNI\\_II\\_stopnja.htm](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko_gradivo-LK_GR_UNI_II_stopnja.htm))

DEFORMABILNOST - MODUL [kN/cm <sup>2</sup> ]		C24
MODUL ELASTIČNOSTI - paralelno	$E_{0,mean}$	1100
MODUL ELASTIČNOSTI - paralelno	$E_{0,05}$	740
MODUL ELASTIČNOSTI - pravokotno	$E_{90,mean}$	37
STRIŽNI MODUL	$G_{mean}$	69

## BETON

Beton je časovno spremenljiv kompoziten material, ki je sestavljen iz zrn kamenega agregata, cementnega kamna, hidratiziranega cementa, por in kemijsko nevezane vode. Je izrazito nehomogen in anizotropen krhek material. Zanj je značilno, da se pod vplivom tlačnih napetosti obnaša bistveno drugače kot pod vplivom nateznih napetosti. Beton je nelinearno visko-elastoplastičen material z izrazito viskoznostjo, ki se pojavi pri vsakem nivoju napetosti. Zaradi počasnega procesa hidratacije se s staranjem betona povečujeta trdnost in elastični modul betona. Na deformacije imata velik vpliv lezenje in krčenje betona. Lezenje betona se pojavi pri vsaki ravni trajne napetosti. Krčenje betona pa je v največji meri posledica oddajanja kemijsko nevezane vode in ni odvisno od napetosti.

V izračunih upoštevamo izbrani beton C25/30 z naslednjimi materialnimi karakteristikami:

Preglednica 3-4: Karakteristične in projektne vrednosti trdnosti betona C25/30 (SIST EN 1992-1-1:2005 str. 32)

KARAKTERISTIKA	C25/30
$f_{ck}$ [MPa]	25
$f_{ck,cube}$ [MPa]	30
$f_{cm}$ [MPa]	33
$f_{ctm}$ [MPa]	2,6
$f_{ctm,0,05}$ [MPa]	1,8
$f_{ctk,0,95}$ [MPa]	3,3
$E_{cm}$ [GPa]	31
$\epsilon_{c1}$ [‰]	2,1
$\epsilon_{cu1}$ [‰]	3,5
$\epsilon_{c2}$ [‰]	2,0
$\epsilon_{cu2}$ [‰]	3,5
n	2,0
$\epsilon_{c3}$ [‰]	1,75
$\epsilon_{cu3}$ [‰]	3,5

## JEKLO ZA ARMIRANJE

Jeklo, ki ga uporabljamo za armiranje, je mikroskopsko gledano polikristalinski material, makroskopsko pa ga v računu konstrukcij lahko z zadostno natančnostjo obravnavamo kot homogen, izotropen, žilav, elastoplastičen material z majhno viskoznostjo, ki se pojavi šele pri visokem nivoju napetosti ali pri višjih temperaturah.

V konstrukciji uporabljamo jeklo za armiranje v obliki palic različnih oblik in mrež.

V izračunu upoštevamo izbrano jeklo za armiranje S500 B z naslednjimi lastnostmi:

Preglednica 3-5: Karakteristične in projektne vrednosti trdnosti jekla S500-B (Beg, Pogačnik, 2009, str. 2-14)

ARMATURA	$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s (\epsilon_s = \epsilon_{ud})$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ud}$ [%]	$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E$ [%]
S500-B	20000	50	43,5	46,6	45,0	2,17

## OPEČNO ZIDOVJE

Keramična gradiva se v različnih oblikah zelo pogosto uporabljajo v gradbeništvu. V našem primeru se za nosilne zidove uporablja modularna opeka, ki zaradi svojih mer omogoča lažje in hitrejše zidanje. Z različno rotacijo enake opeke zidamo zunanje nosilne stene debeline 29cm in notranje nosilne stene debeline 19cm. Nenosilne stene so prav tako zidane iz opečnih zidakov debeline 12cm. Oba uporabljena tipa opeke sta po spodnji tabeli razvrščena v skupino 2 po SIST EN 1996-1-1.

Preglednica 3-6: Klasifikacija opečnih zidakov (SIST EN 1996-1-1:2006, str. 24)

ZAHTEVA	SKUPINA 2	
Prostornina lukenj (% bruto prostornine)	>25; ≤55	
Prostornina posamezne lukenje (% bruto prostornine)	vsaka luknja ≤2, luknje za prijem v celoti do 12,5	
Deklarirane vrednosti debeline reber in sten (mm)	rebro	stena
	≥5	≥8
Deklarirana vrednost kombinirane debeline reber in sten (% celotne širine)	≥16	

Malta je mešanica anorganskih veziv (apna in/ali cementa), agregata (peska) in vode, ki povezuje posamezne zidake med seboj v zidovje. Včasih so malti dodani dodatki, s katerimi se izboljša plastičnost in olajša zidanje ali pa se izboljšajo nekatere gradbeno-fizikalne lastnosti zidovja.

#### VARNOSTNI FAKTORJI ZA MATERIAL

V računih upoštevamo računске vrednosti karakterističnih vrednosti lastnosti materialov, ki jih zmanjšamo za varnostne faktorje za material. Ti so prikazani v spodnji tabeli.

Preglednica 3-7: Materialni varnostni faktorji za beton, jeklo in les

PROJEKTNA SITUACIJA	MSN			MSU		
	BETON $\gamma_c$	JEKLO $\gamma_s$	LES $\gamma_s$	BETON $\gamma_c$	JEKLO $\gamma_s$	LES $\gamma_s$
OSNOVNA	1,5	1,15	1,3	1	1	1
NEZGODNA	1,2	1	1	-	-	-

## 4 UPOŠTEVANE OBTEŽBE IN OBTEŽNE KOMBINACIJE

### STALNA OBTEŽBA

Stalna obtežba je stalni nepomični vpliv, ki je sestavljen iz lastne teže konstrukcije in nekonstrukcijskih elementov s pritrjeno opremo. Nekonstrukcijski elementi v zgradbah so:

- kritina
- obloge in opaži
- nekonstrukcijske predelne stene in podlage
- stopniščne ograje
- obloge sten
- toplotna izolacija
- spuščeni stropovi
- pritrjene naprave in napeljave

Velikost vplivov lastne teže vseh elementov objekta dobimo tako, da iz nazivnih mer elementov dobimo prostornino, ki jo pomnožimo s specifično težo materiala, iz katerega so elementi objekta sestavljeni.

V našem izračunu upoštevamo naslednje specifične teže uporabljenih materialov:

Preglednica 4-1: Specifične teže uporabljenih materialov (SIST EN 1991-1-1:2004 str. 22-25)

MATERIAL	SPECIFIČNA TEŽA [kN/m <sup>3</sup> ]
Nearmirani beton	24,0
Armirani beton	25,0
Cementna malta	21,0
Modularna opeka	14,0
Betonski votlak	16,0
Les C24	4,5
Toplotna izolacija (kamena volna)	1,3
Mavčno-kartonske plošče	11,0
Parquet	7,8
Keramične ploščice	10,3
Omet	15,0
Kritina	10,3
Hidroizolacija	14,0
Porobeton	5,5

### KORISTNA OBTEŽBA

Koristno obtežbo upoštevamo kot spremenljiv pomični vpliv, ki ga povzročajo ljudje, pohištvo, premične stvari, vozila ali redki dogodki, kot je na primer velika koncentracija ljudi in opreme v primeru obnove zgradb. Za koristno obtežbo standard podaja različne vrednosti glede na uporabo objekta. V našem primeru sta pomembni le dve kategoriji uporabe:

Preglednica 4-2: Kategorije površin stavbe (SIST EN 1991-1-1:2004 str. 14, 20)

KATEGORIJA STAVBE	OPIS UPORABE
<b>A</b>	<b>BIVALNI PROSTOR</b>
<i>B</i>	<i>PISARNE</i>
<i>C</i>	<i>ZBIRALIŠČA LJUDI</i>
<i>D</i>	<i>TRGOVINE</i>
<i>E1</i>	<i>SKLADIŠČA</i>
<i>E2</i>	<i>INDUSTRIJA</i>
<b>H</b>	<b>STREHA</b>

Nadalje standard določa tudi velikost koristne obtežbe za posamezne dele konstrukcije oziroma načine uporabe.

Preglednica 4-3: Karakteristične obtežbe posameznih kategorij uporabe (SIST EN 1991-1-1:2004 str. 15, 20)

KATEGORIJA UPORABE		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	UPORABLJEN $q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
A	TLA NA SPLOŠNO	1,5-2,0	2	2
	STOPNICE	2,0-4,0	2	2
	BALKONI	2,5-4,0	2,5	2
H	STREHA ZA NORMALNO VZDRŽEVANJE IN POPRAVILA	0-1,0	0,4	1

### OBTEŽBA S SNEGOM

Obtežbo s snegom upoštevamo kot spremenljiv nepomični vpliv. Upoštevati je potrebno dve osnovni porazdelitvi snega, ki se lahko pojavita na strehi:

- obtežbo nenakopičenega snega na strehi
- obtežbo nakopičenega snega na strehi

Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe in drugi dejavniki, kot so:

- oblika strehe
- toplotne lastnosti strehe
- hrapavost površine strehe
- količina toplote, generirane pod streho
- sosednje stavbe
- teren v okolici stavbe
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega)

### DOLOČITEV OBTEŽBE S SNEGOM

Težo snega določimo z upoštevanjem SIST EN 1991-1-3:2004 z naslednjimi izrazi:

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

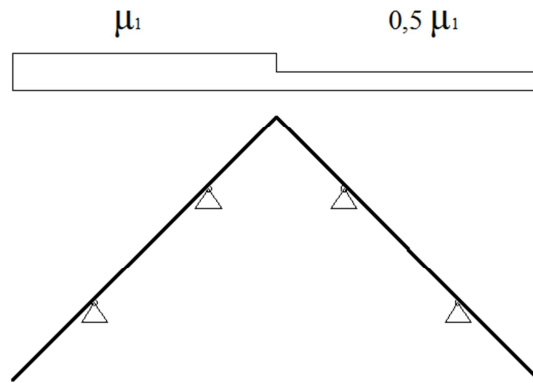
$$s_k = 1,293 \cdot \left( 1 + \left( \frac{h_{nadm}}{728} \right)^2 \right) = 1,293 \cdot \left( 1 + \left( \frac{160}{728} \right)^2 \right) = 1,355 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_1 = \frac{0,8 \cdot (60 - \alpha)}{30} = \frac{0,8 \cdot (60 - 43)}{30} = 0,453 \geq 0,8$$

$$s_{nakop} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,355 = 1,084 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{nenakop} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,355 = 0,542 \text{ kN/m}^2$$

Obtežbo z nakopičenim snegom razporedimo na statični model kot prikazuje slika 4-1:



Slika 4-1: Razporeditev nakopičenega snega

## OBTEŽBA Z VETROM

Vpliv vetra se spreminja s časom in deluje neposredno kot tlak na zunanje površine ploskev konstrukcije. Zaradi propustnosti ovoja deluje posredno tudi na notranje površine. Pri odprtih konstrukcijah delujejo neposredno tudi na notranje površine. Tlak deluje na površine ploskev kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev ali posamezni sestavni del ovoja. Če veter piha preko velikih površin konstrukcije, je lahko pomembna tudi trenjska sila, ki deluje tangencialno na ploskev.

Vpliv vetra je spremenljiv nepomični vpliv, ki je predstavljen s poenostavljeno skupino tlakov ali sil, katerih učinki so enakovredni učinkom turbulentnega vetra.

## DOLOČITEV SILE VETRA

Obtežbo z vetrom določimo z upoštevanjem SIST EN 1991-1-4:2005. Pri tem upoštevamo različne smeri vetra in s tem zajamemo vse možne neugodne situacije.

Obraunavani objekt se nahaja v coni 1 z nadmorsko višino pod 800m, zato je temeljna hitrost vetra enaka:

$$v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$$

Osnovna hitrost vetra:

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

Referenčna višina stavbe predstavlja najvišja točka stavbe, ki se nahaja pri  $h=7,30\text{m}$ .

Preglednica 4-4: Kategorija hrapavosti terena (SIST EN 1991-1-4:2005 str. 18)

KATEGORIJA TERENA		$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višinskih ovir	0,05	2
III	<b>Področje z običajnim rastlinjem ali stavbami ali posameznimi ovirami na razdalji najmanj 20 višinskih ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)</b>	<b>0,3</b>	<b>5</b>
IV	Področje, kjer je najmanj 15% površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15m	1	10

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{7,30}{0,3}\right) = 0,687$$

Karakteristični končni tlak vetra:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,313) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 13,75^2 \\ = 0,377 \text{ kN/m}^2$$

Intenziteta turbulence:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{4,308}{13,75} = 0,313$$

Standardna deviacija:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_i = 0,215 \cdot 20 \cdot 1 = 4,308 \text{ m/s}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,5}\right)^{0,07} = 0,215$$

Srednja hitrost vetra:

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b = 0,687 \cdot 1 \cdot 20 = 13,75 \text{ m/s}$$

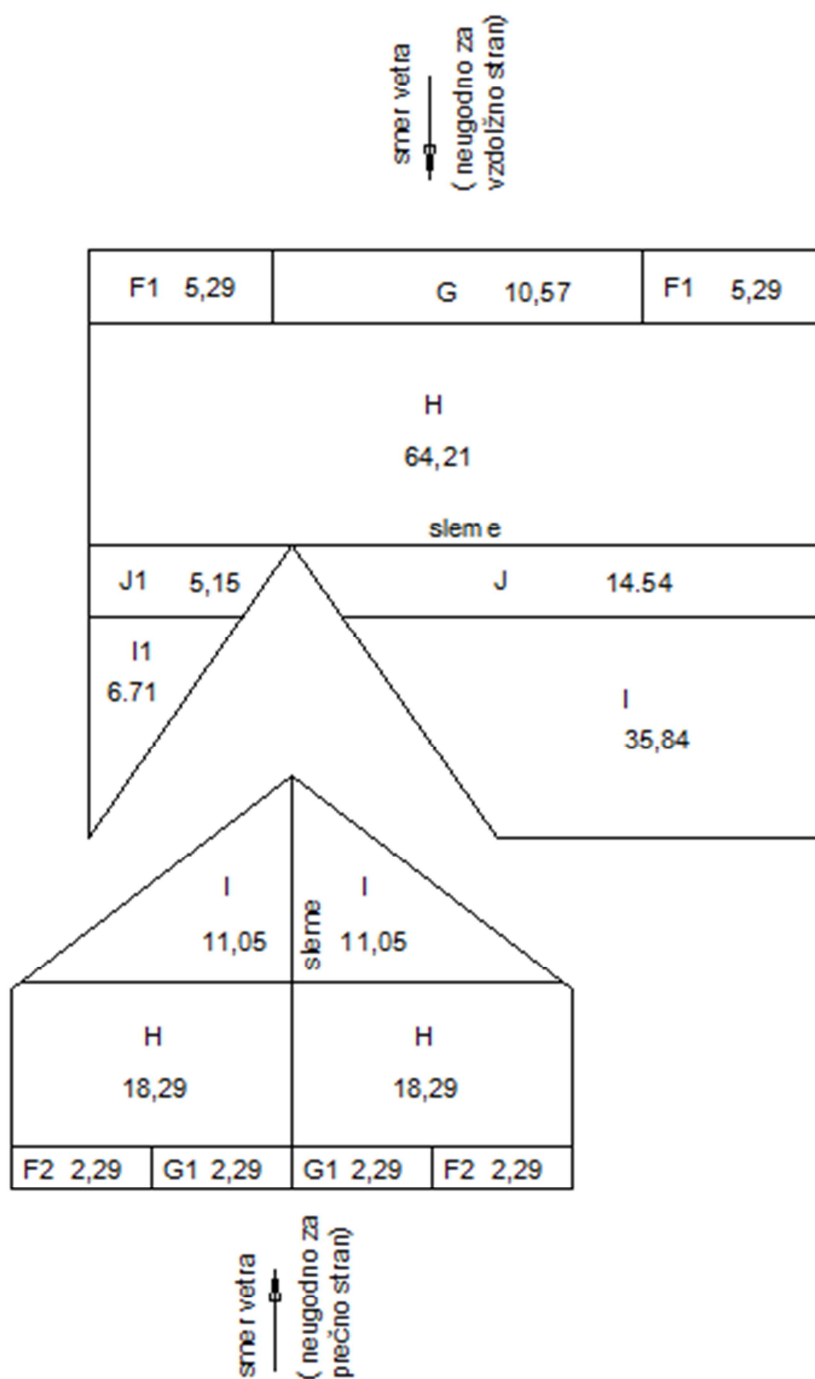
Tlak vetra na zunanjo ploskev:

$$w_e = q_p(z) \cdot C_{pe}$$

#### SMER VETRA SEVER – JUG

Za smer vetra sever – jug je potrebno upoštevati dve različni smeri vetra, ki določata dve različni neugodni situaciji. Če veter piha iz severne strani, je bolj neugoden za vzdolžno stran objekta na severni strani, saj je ta del strehe neposredno obremenjen z maksimalnimi pritiski, ki jih veter povzroča (območja F1 in G označena na sliki 4-2). Če pa veter piha z južne strani, se največji pritiski pojavijo ob robu strehe na južni strani objekta (območji F2 in G2 na sliki 4-2).





Slika 4-2: Površine posameznih vplivnih območij strehe za smer vetra sever - jug

V preglednicah 4-5 in 4-6 so prikazane vrednosti koeficientov zunanje tlaka  $c_{pe}$ . Za smer vetra  $\Theta=0^\circ$  in kot nagiba strehe  $43^\circ$  se tlak na privetni strani lahko spreminja med pozitivno in negativno vrednostjo. Zato so v preglednici 4-5 prikazane pozitivne in negativne vrednosti. Za take strehe je potrebno obravnavati štiri primere, kjer so največje ali najmanjše vrednosti za področja F, G in H kombinirane z največjimi in najmanjšimi vrednostmi v področjih I in J. Mešanje pozitivnih in negativnih vrednosti na isti strešini ni dovoljeno.

Preglednica 4-5: Koeficienti zunanega tlaka za dvokapnico za smer vetra  $\Theta=0^\circ$  (SIST EN 1991-1-4:2005 str.37)

NAGIB $\alpha$	PODROČJA ZA SMER VETRA $\Theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
43°	-0,067	-0,2	-0,067	-0,2	-0,027		-0,227		-0,327	
	0,7		0,7		0,573		0		0	

Preglednica 4-6: Koeficienti zunanega tlaka za dvokapnico za smer vetra  $\Theta=90^\circ$  (SIST EN 1991-1-4:2005 str.38)

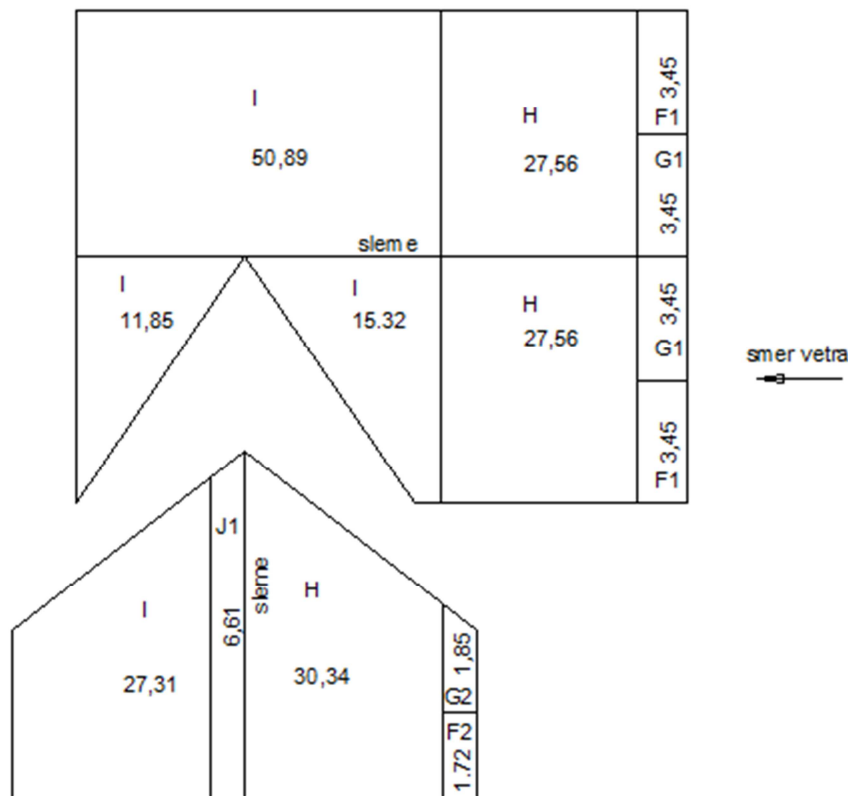
NAGIB $\alpha$	PODROČJA ZA SMER VETRA $\Theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
43°	-1,1	-1,5	-1,4	-2	-0,887	-1,2	-0,5	

Preglednica 4-7: Izračunane vrednosti tlakov vetra za posamezno območje strehe za smer vetra sever - jug

SMER VETRA	PODROČJE	PLOŠČINA [m <sup>2</sup> ]	KOEFICIENT $C_{pe}$	TLAK $w$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0° MIN	F1	5,29	-0,096	-0,036
0° MAX	F1	5,29	0,7	0,264
90°	F2	2,26	-1,358	<b>-0,512</b>
0° MIN	G	10,57	-0,067	-0,025
0° MAX	G	10,57	0,7	0,264
90°	G1	2,29	-1,784	<b>-0,673</b>
90°	H	18,29	-0,887	-0,335
0° MIN	H	64,21	-0,027	-0,010
0° MAX	H	64,21	0,573	0,216
0° MIN	I1	6,71	-0,227	-0,086
0° MAX	I1	6,71	0	0,000
90°	I	11,05	-0,5	-0,189
0° MIN	I	35,84	-0,227	-0,086
0° MAX	I	35,84	0	0,000
0° MIN	J1	5,15	-0,327	-0,123
0° MAX	J1	5,15	0	0,000
0° MIN	J	14,54	-0,327	-0,123
0° MAX	J	14,54	0	0,000

## SMER VETRA VZHOD – ZAHOD

Za določitev obtežbe vetra, ki piha v smeri vzhod – zahod lahko upoštevamo samo eno varianto, ki določa maksimalne pritiske na zahodnem robu strehe.



Slika 4-3: Površine posameznih vplivnih območij strehe za smer vetra vzhod - zahod

Preglednica 4-8: Izračunane vrednosti tlakov vetra za posamezno območje strehe za smer vetra vzhod - zahod

SMER VETRA	PODROČJE	PLOŠČINA [m <sup>2</sup> ]	KOEFICIENT C <sub>pe</sub>	TLAK w [kN/m <sup>2</sup> ]
90°	F1	3,45	-1,285	<b>-0,485</b>
0° MIN	F2	1,72	-0,169	-0,064
0° MAX	F2	1,72	0,7	0,264
90°	G1	3,45	-1,677	<b>-0,633</b>
0° MIN	G2	1,85	-0,164	-0,062
0° MAX	G2	1,85	0,7	0,264
90°	H	27,56	-0,887	-0,335
0° MIN	H	30,34	-0,027	-0,010
0° MAX	H	30,34	0,573	0,216
90°	I	11,85	-0,5	-0,189
90°	I	15,32	-0,5	-0,189
90°	I	50,87	-0,5	-0,189
0° MIN	I	27,31	-0,227	-0,086
0° MAX	I	27,31	0	0,000
0° MIN	J1	6,61	-0,327	-0,123
0° MAX	J1	6,61	0	0,000

## OBTEŽNI VARNOSTNI FAKTORJI

Interakcijo med različnimi obtežbami določajo varnostni in kombinacijski faktorji obtežb. Ti so podani v spodnjih preglednicah.

Preglednica 4-9: Delni varnostni faktorji za obtežbo (SIST EN 1990:2004 str. 41)

VPLIV	MSN		MSU	
	stalni vpliv G	spremenljivi vpliv Q	stalni vpliv G	spremenljivi vpliv Q
ugoden	1	0	1	0
neugoden	1,35	1,5	1	1

Preglednica 4-10: Kombinacijski varnostni faktorji za obtežbo (SIST EN 1990:2004 str. 39)

VRSTA OBTEŽBE	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
koristna obtežba - kategorija A - bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
sneg	0,6	0,2	0
veter	0,6	0,5	0

## OBTEŽNE KOMBINACIJE

Računske vrednosti zunanjih vplivov se določijo s pomočjo kombiniranj delujočih obtežb. V grobem jih delimo v dve skupini in sicer mejno stanje nosilnosti ali na kratko MSN in majno stanje uporabnosti ali na kratko MSU. Obtežne kombinacije določimo z upoštevanjem SIST EN 1990.

Za MSN upoštevamo dve obtežni kombinaciji:

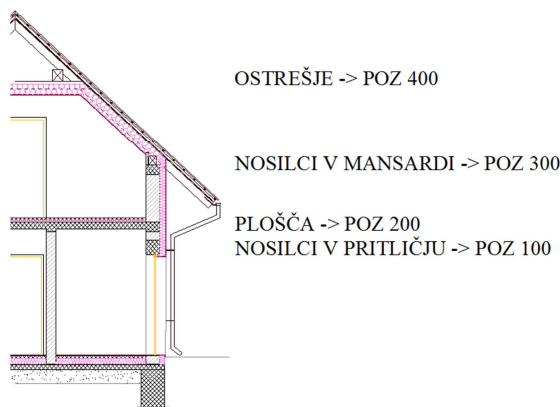
- osnovno obtežno kombinacijo
 
$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$
- nezgodno obtežno kombinacijo
 
$$\sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Za MSU upoštevamo naslednje obtežne kombinacije:

- redka obtežna kombinacija
 
$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$
- pogosta obtežna kombinacija
 
$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$
- navidezno stalna obtežna kombinacija
 
$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

## 5 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE

Objekt obravnavamo od strehe navzdol in posamezne konstrukcijske dele razdelimo na pozicije za lažjo sledljivost. Ostrešje je obravnavano v sklopu pozicij 400, nosilci v mansardi v sklopu pozicij 300, plošča nad pritličjem v sklopu pozicij 200 in nosilci v pritličju v sklopu pozicij 100.



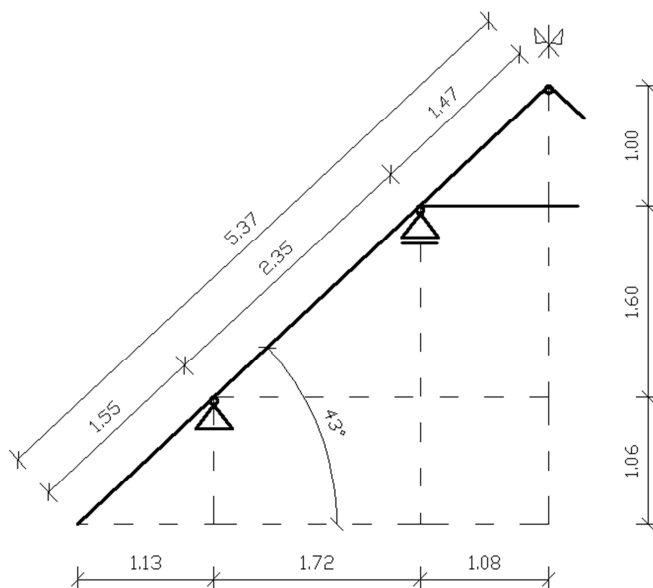
Slika 5-1: Shematična predstavitev oznak pozicij

### 5.1 STREŠNA KONSTRUKCIJA

Skica statičnih pozicij nosilne konstrukcije ostrešja je prikazana v prilogi B.

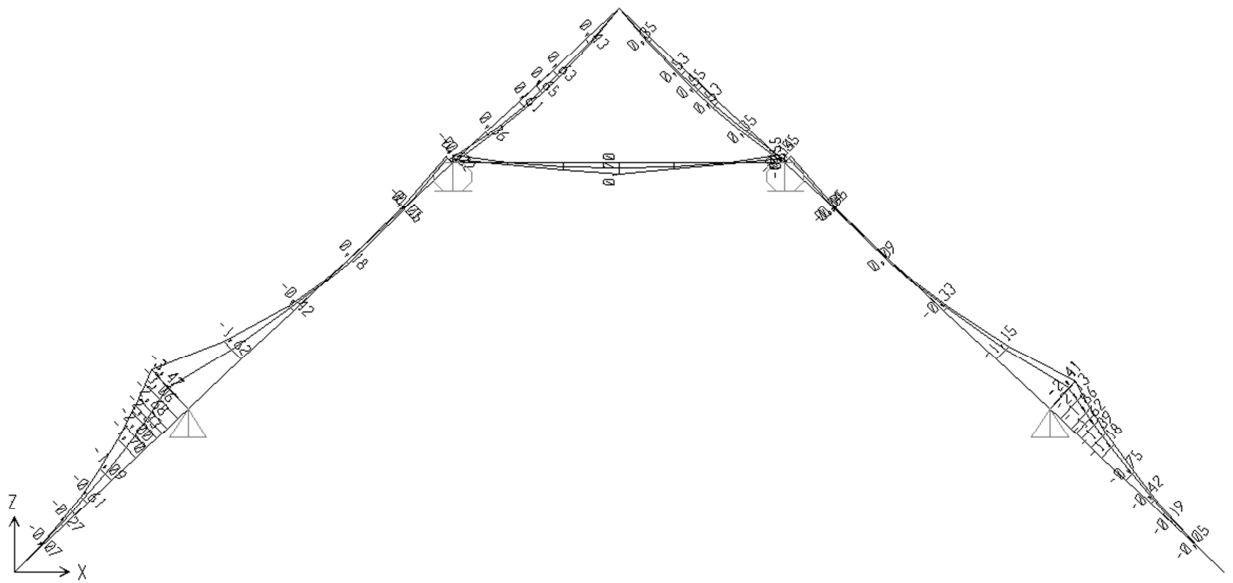
#### POZ 401 – KRAJŠI ŠPIROVCI

Špirovci so podprti z kapno in vmesno lego. Kapna se nahaja na oddaljenosti 1,55m od kapa gledano vzdolž špirovca, vmesna pa 1,47m od slemena gledano prav tako vzdolž špirovca. Obteženi so z zunanjo obtežbo, ki se nanj prenaša preko letev. Obtežba je sestavljena iz lastne stalne teže, koristne obtežbe, obtežbe snega in vetra. Lastna stalna teža je sestavljena iz lastne teže kritine, letev za kritino in zračno rego, sekundarne kritine, desk, toplotne izolacije in finalne obloge na notranji strani konstrukcijskega sklopa. Na nivoju vmesnih leg sta nasproti si ležeča špirovca povezana z škarjami, ki ujamejo horizontalno reakcijo na mestu vmesnih leg.

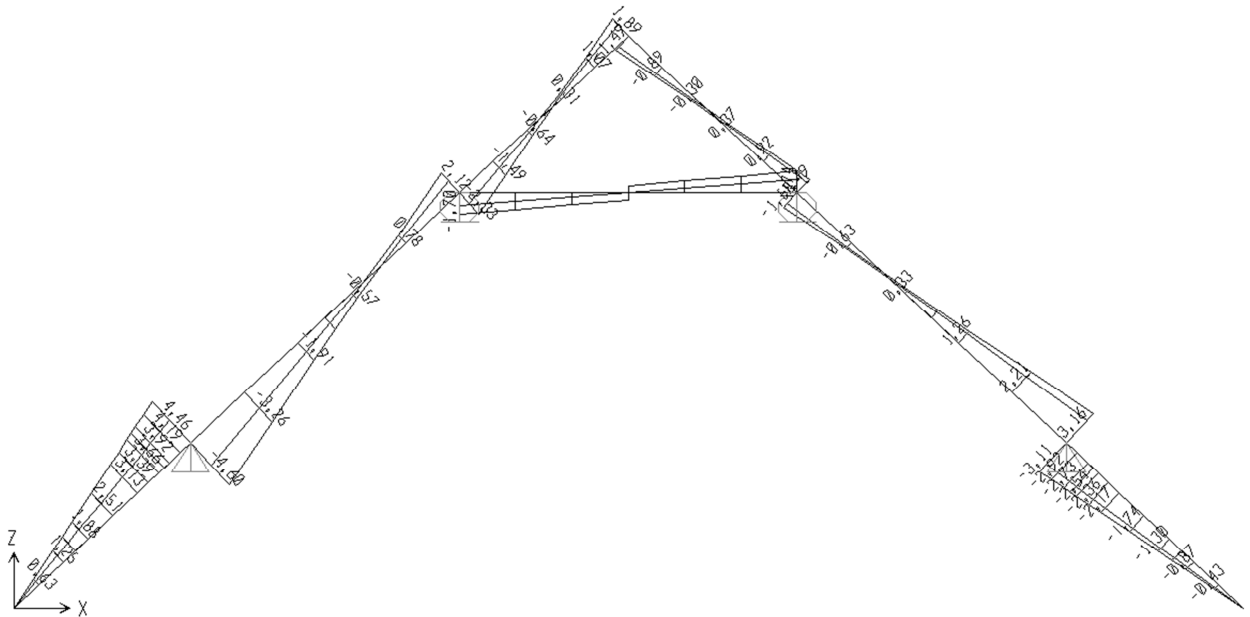


Slika 5-2: Statična zasnova krajših špirovcev

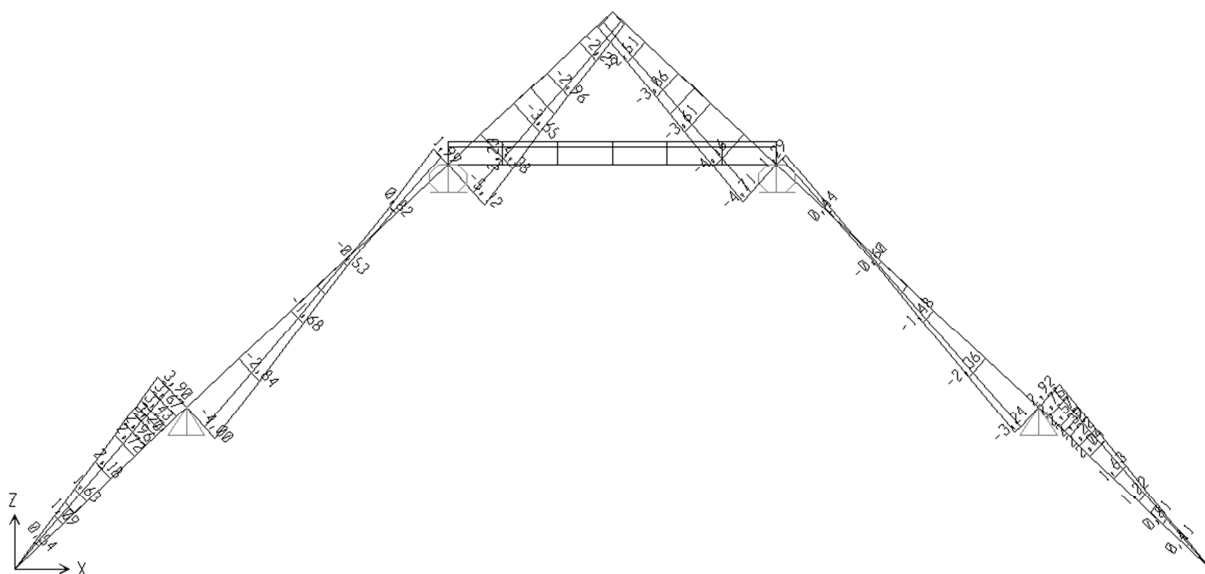
Obremenitve konstrukcije sem določil s pomočjo računalniškega programa SAP 2000 (Computers and Structures, Inc. 2008). V nadaljevanju so prikazane ovojnice notranjih sil.



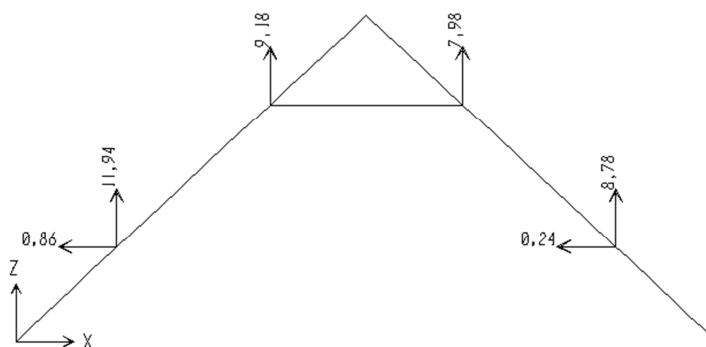
Slika 5-3: Ovojnica upogibnih momentov krajših špirovcev v kNm



Slika 5-4: Ovojnica prečnih sil krajših špirovcev v kN



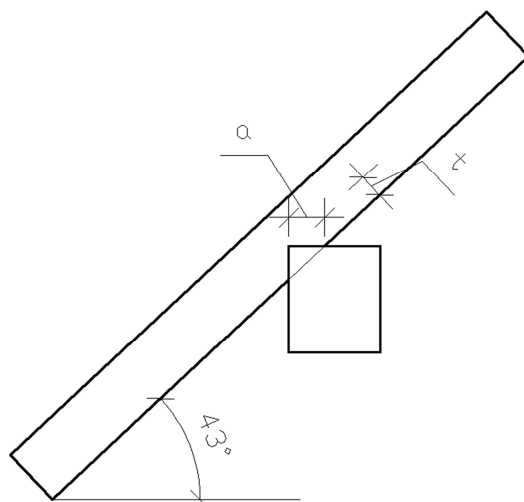
Slika 5-5: Ovojnica osnih sil krajših špirovcev v kN



Slika 5-6: Reakcije v podporah krajših špirovcev v kN

### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA IN DIMENZIJ ZASEKA

Izberem začetni prerez  $b/h = 12/16$  cm, les C24.



Slika 5-7: Dimenzije zaseka špirovca

Tlačna nosilnost lesa pod kotom  $43^\circ$  glede na vlakna:

$$f_{c,43,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$
$$f_{c,43,d} = \frac{1,454}{\frac{1,454}{1,0 \cdot 0,173} \cdot \sin^2 43 + \cos^2 43} = 0,327 \text{ kN/cm}^2$$
$$\sigma_{c,43,d} \leq f_{c,43,d}$$
$$\sigma_{c,43,d} = \frac{F_{c,max}}{a \cdot b_{\xi}} \leq f_{c,43,d}$$
$$a \geq \frac{F_{c,max}}{f_{c,43,d} \cdot b_{\xi}} = \frac{11,94}{0,327 \cdot 12} = 3,04 \text{ cm}$$
$$t = \sin \alpha \cdot a = \sin 43 \cdot 5 = 3,41 \text{ cm} \leq \frac{h}{4} = \frac{16}{4} = 4 \text{ cm}$$

Izberem  $a = 5 \text{ cm}$  in  $t = 3,41 \text{ cm}$ .

#### UPOGIB Z NATEZNO OSNO SILO

Kontrolo za upogib z natezno osno silo izvedemo na mestu maksimalnega upogibnega momenta, ki se nahaja ob podpori na mestu kapne lege.

$$M_{d,max} = 3,47 \text{ kNm} \qquad N_{d,príp} = 3,90 \text{ kN} \qquad (\text{nateg})$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$
$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{d,príp}}{A_{netto}} = \frac{3,90}{151,08} = 0,026 \text{ kN/cm}^2$$
$$A_{netto} = b \cdot h_{netto} = b \cdot (h - t) = 12 \cdot (16 - 3,41) = 151,08 \text{ cm}^2$$
$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{3,47 \cdot 100}{317,02} = 1,095 \text{ kN/cm}^2$$
$$W_{netto} = \frac{b \cdot h_{netto}^2}{6} = \frac{12 \cdot (16 - 3,41)^2}{6} = 317,02 \text{ cm}^3$$
$$f_{t,0,d} = 0,969 \text{ kN/cm}^2$$
$$f_{m,d} = 1,662 \text{ kN/cm}^2$$
$$\frac{0,026}{0,969} + \frac{1,095}{1,662} = 0,686 \leq 1,0$$

#### UPOGIB S TLAČNO OSNO SILO – MESTO $M_{d,max}$

Na istem mestu kot v prejšnjem primeru naredimo še kontrolo za upogib s tlačno osno silo za maksimalni upogibni moment in pripadajočo osno silo.

$$M_{d,max} = 3,47 \text{ kNm} \qquad N_{d,príp} = 4,00 \text{ kN} \qquad (\text{tlak})$$



Kontrole:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{d,príp}}{A_{netto}} = \frac{4,00}{151,08} = 0,026 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{3,47 \cdot 100}{317,02} = 1,095 \text{ kN/cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{h_{netto}^2}{12}} = \sqrt{\frac{(16 - 3,41)^2}{12}} = 3,63 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{uz}}{i_z} = \frac{0,9 \cdot 235}{3,63} = 58,26$$

$$\sigma_{crit,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda_z^2} = \frac{\pi^2 \cdot 740}{58,26^2} = 2,152 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,ok}}{\sigma_{crit,z}}} = \sqrt{\frac{2,1}{2,152}} = 0,950$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5(1 + 0,2(0,950 - 0,5) + 0,950^2) = 0,996$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z \cdot \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,996 + \sqrt{0,996^2 - 0,950^2}} = 0,772$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,z} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,95 = 0,848$$

$$\frac{0,026}{0,772 \cdot 1,454} + \left( \frac{1,095}{0,848 \cdot 1,662} \right)^2 = 0,627 \leq 1,0$$

UPOGIB S TLAČNO OSNO SILO – MESTO  $N_{max}$ 

Kontrolo za upogib s tlačno osno silo ponovimo za mesto maksimalne osne sile, ki nastane na mestu naleganja špirovca na vmesno lego. Kontrolo izvedemo za maksimalno osno silo in pripadajoči upogibni moment.

$$N_{d,max} = 5,12 \text{ kN} \quad (\text{tlak}) \quad M_{d,príp} = 0,62 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{d,príp}}{A_{netto}} = \frac{5,12}{151,08} = 0,034 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{0,62 \cdot 100}{317,02} = 0,196 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,034}{0,772 \cdot 1,454} + \left( \frac{0,196}{0,848 \cdot 1,662} \right)^2 = 0,040 \leq 1,0$$

### STRIG

Kontrolo striga izvedemo na mestu maksimalne prečne sile, ki nastane nad točko naleganja špirovca na kapno lego.

$$V_{d,max} = 4,60 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot A_{netto}}{3}} = \frac{4,60}{\frac{2 \cdot 12 \cdot (16 - 3,41)}{3}} = 0,046 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,046 \leq 0,173$$

### POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-1: Začetni pomiki krajših špirovcev

OBTEŽBA	POMIKI [m]		
	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	w <sub>inst</sub>
STALNA	0,0018	0,0019	0,0026
KORISTNA	0,0007	0,0008	0,0011
SNEG	0,0023	0,0025	0,0034
VETER	0,0006	0,0007	0,0009
SKUPAJ			0,008

$$w_{inst} = 0,8 \text{ cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{l}{150} = \frac{155}{150} = 1,03 \text{ cm}$$

Končni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$k_{def} = 0,8 \quad \psi_{2,Q} = 0,3 \quad \psi_{0,S} = 0,5 \quad \psi_{2,S} = 0 \quad \psi_{0,V} = 0,6$$

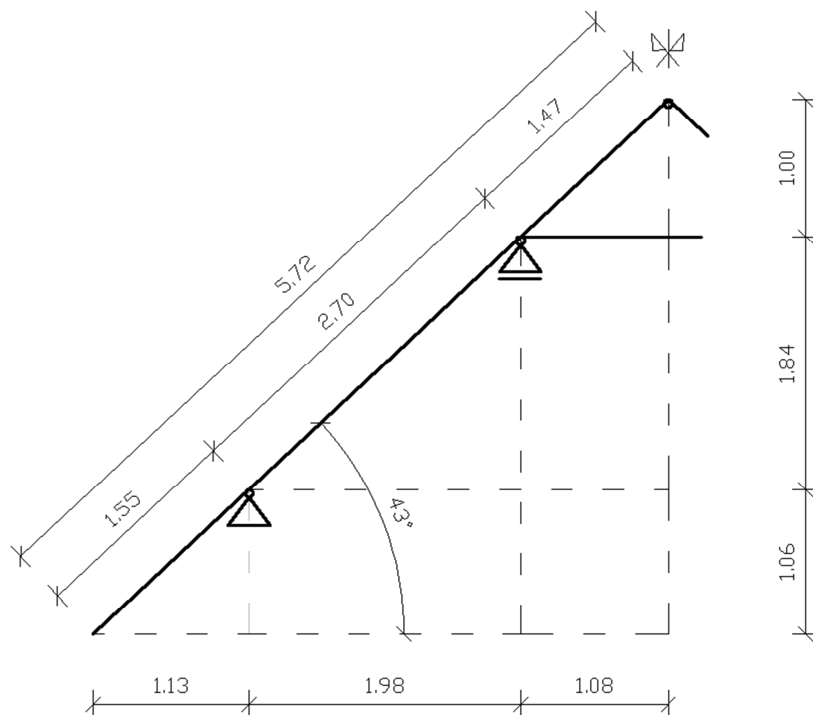
$$\psi_{2,V} = 0$$

$$w_{fin} = 0,26 \cdot (1 + 0,8) + 0,11 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,34 \cdot 0,5 + 0,09 \cdot 0,6 = 0,81 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 0,83 \text{ cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{l}{75} = \frac{155}{75} = 2,06 \text{ cm}$$

## POZ 401 - DALJŠI ŠPIROVCI

Zasnova daljših špirovcev je podobna kot pri krajših, le da je razdalja med legama nekoliko daljša kot pri krajših špirovcih. Za analizo uporabimo enako zunanjo obtežbo kot pri krajših špirovcih.



Slika 5-8: Statična zasnova daljših špirovcev

Ker je statični sistem podobne kot pri krajših špirovcih, ovojnica notranjih sil posebej ne prikazujem, navedene so le merodajne obremenitve za dimenzioniranje.

### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA IN DIMENZIJ ZASEKA

Izberem začetni prerez  $b/h = 12/16$  cm, les C24.

$$a \geq \frac{F_{c,max}}{f_{c,43,d} \cdot b_s} = \frac{12,29}{0,327 \cdot 12} = 3,13 \text{ cm}$$

Izberem  $a = 5$  cm in  $t = 3,41$  cm.

### UPOGIB Z NATEZNO OSNO SILO

Kontrolo za upogib z natezno osno silo izvedemo na mestu maksimalnega upogibnega momenta, ki se nahaja ob podpori na mestu kapne lege.

$$M_{d,max} = 3,51 \text{ kNm}$$

$$N_{d,prp} = 4,03 \text{ kN}$$

(nateg)

Kontrole:

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

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{d,prp}}{A_{netto}} = \frac{4,03}{151,08} = 0,027 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{3,51 \cdot 100}{317,02} = 1,107 \text{ kN/cm}^2$$
$$\frac{0,027}{0,969} + \frac{1,107}{1,662} = 0,694 \leq 1,0$$

#### UPOGIB S TLAČNO OSNO SILO – MESTO $M_{d,max}$

Na istem mestu kot v prejšnjem primeru naredimo še kontrola za upogib s tlačno osno silo za maksimalni upogibni moment in pripadajočo osno silo.

$$M_{d,max} = 3,51 \text{ kNm} \quad N_{d,prip} = 3,44 \text{ kN} \quad (\text{tlak})$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{d,prip}}{A_{netto}} = \frac{3,44}{151,08} = 0,023 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{3,51 \cdot 100}{317,02} = 1,107 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_z = \frac{l_{uz}}{i_z} = \frac{0,9 \cdot 270}{3,63} = 66,94$$

$$\sigma_{crit,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda_z^2} = \frac{\pi^2 \cdot 740}{66,94^2} = 1,630 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,ok}}{\sigma_{crit,z}}} = \sqrt{\frac{2,1}{1,630}} = 1,135$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,135 - 0,5) + 1,135^2) = 1,208$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z \cdot \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,208 + \sqrt{1,208^2 - 1,135^2}} = 0,617$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,z} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,135 = 0,709$$

$$\frac{0,023}{0,617 \cdot 1,454} + \left( \frac{1,107}{0,709 \cdot 1,662} \right)^2 = 0,908 \leq 1,0$$

#### UPOGIB S TLAČNO OSNO SILO – MESTO $N_{max}$

Kontrolo za upogib s tlačno osno silo ponovimo za mesto maksimalne osne sile, ki nastane na mestu naleganja špirovca na vmesno lego. Kontrolo izvedemo za maksimalno osno silo in pripadajoči upogibni moment.

$$N_{d,max} = 5,02 \text{ kN} \quad (\text{tlak}) \quad M_{d,prip} = 0,87 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{d,prisp}}{A_{netto}} = \frac{5,02}{151,08} = 0,033 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{0,87 \cdot 100}{317,02} = 0,274 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,033}{0,617 \cdot 1,454} + \left( \frac{0,274}{0,709 \cdot 1,662} \right)^2 = 0,090 \leq 1,0$$

STRIG

Kontrolo striga izvedemo na mestu maksimalne prečne sile, ki nastane nad točko naleganja špirovca na kapno lego.

$$V_{d,max} = 4,86 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot A_{netto}}{3}} = \frac{4,86}{\frac{2 \cdot 12 \cdot (16 - 3,41)}{3}} = 0,048 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,048 \leq 0,173$$

POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-2: Začetni pomiki daljših špirovcev

OBTEŽBA	POMIKI [m]		
	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	W <sub>inst</sub>
LASTNA	0,0016	0,0017	0,0023
KORISTNA	0,0007	0,0007	0,001
SNEG	0,0023	0,0022	0,003
VETER	0,0008	0,0009	0,0012
SKUPAJ			0,0075

$$w_{inst} = 0,75 \text{ cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{l}{150} = \frac{155}{150} = 1,03 \text{ cm}$$

Končni pomiki:

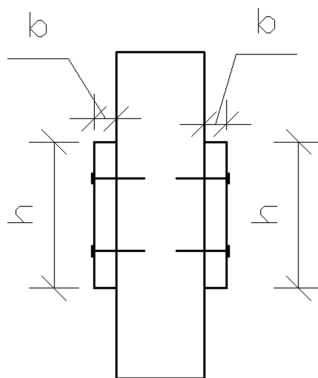
$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$w_{fin} = 0,23 \cdot (1 + 0,8) + 0,10 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,30 \cdot 0,5 + 0,12 \cdot 0,6 = 0,76 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 0,76 \text{ cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{l}{75} = \frac{155}{75} = 2,06 \text{ cm}$$

## POZ 402 ŠKARJE

Škarje se nahajajo na nivoju vmesne lege in s svojim delovanjem ujamejo horizontalno reakcijo vmesnih leg, ki jo povzročijo s svojim delovanjem špirovci. Za izračun privzamemo, da na škarje deluje natezna osna sila, kot posledica reakcije vmesnih leg, prečno silo in upogibni moment pa povzroča zunanja obtežba, ki deluje neposredno na škarje. Ta je sestavljena iz stalne obtežbe konstrukcijskega sklopa spuščenega stropa v velikosti 0,62 kN/m in pa koristne obtežbe, ki jo modeliramo kot točkovno silo 0,75kN na sredi razpona škarij.



Slika 5-9: Prerez pozicije 405

### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA

Izberem  $2 \times b/h = 2 \times 3/10$  cm, les C24.

### UPOGIB Z NATEZNO OSNO SILO

Kontrolo naredimo na sredi razpona škarij, saj je tam največji upogibni moment, velikost osne sile pa je konstantna po vsej dolžini škarij.

$$N_{d,max} = 2,23 \text{ kN (nateg)} \quad M_{d,max} = 0,70 \text{ kNm}$$

Kontrole:

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

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{d,max}}{A_{netto}} = \frac{2,23}{45,00} = 0,041 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{netto} = 2 \cdot 0,9 \cdot b \cdot h = 2 \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 10 = 54,00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W_{netto}} = \frac{0,70 \cdot 100}{100,00} = 0,420 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{netto} = \frac{2 \cdot b \cdot h^2}{6} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 10^2}{6} = 100,00 \text{ cm}^3$$

$$f_{t,0,d} = 0,969 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = 1,662 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,041}{0,969} + \frac{0,420}{1,662} = 0,295 \leq 1,0$$

## STRIG

Kontrolo striga izvedemo na mestu maksimalne prečne sile, ki nastane nad točko naleganja škarij na vmesno lego.

$$V_{d,max} = 1,70 \text{ kN}$$

Kontrole:

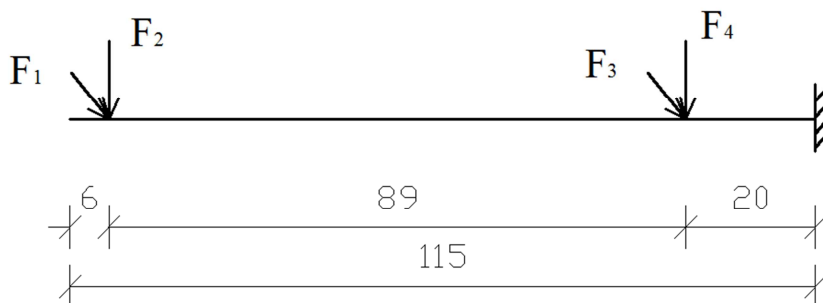
$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot A_{netto}}{3}} = \frac{1,70}{\frac{2 \cdot 54}{3}} = 0,047 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,047 \leq 0,173$$

## POZ 403 KAPNA LEGA – OBTEŽBA IZ DALJŠIH ŠPIROVCEV

Za kapne lege preverimo le konzolni del, ki ne nalega na horizontalno potresno vez na kolenčnem zidu, kamor je kapna lega tudi sidrana z vijaki M16. Obremenjena je z točkovnimi silami, ki se kot reakcije prenašajo iz špirovcev. Točkovne sile so različnih velikosti kot posledica vplivnega območja strehe na posamezni špirovec.



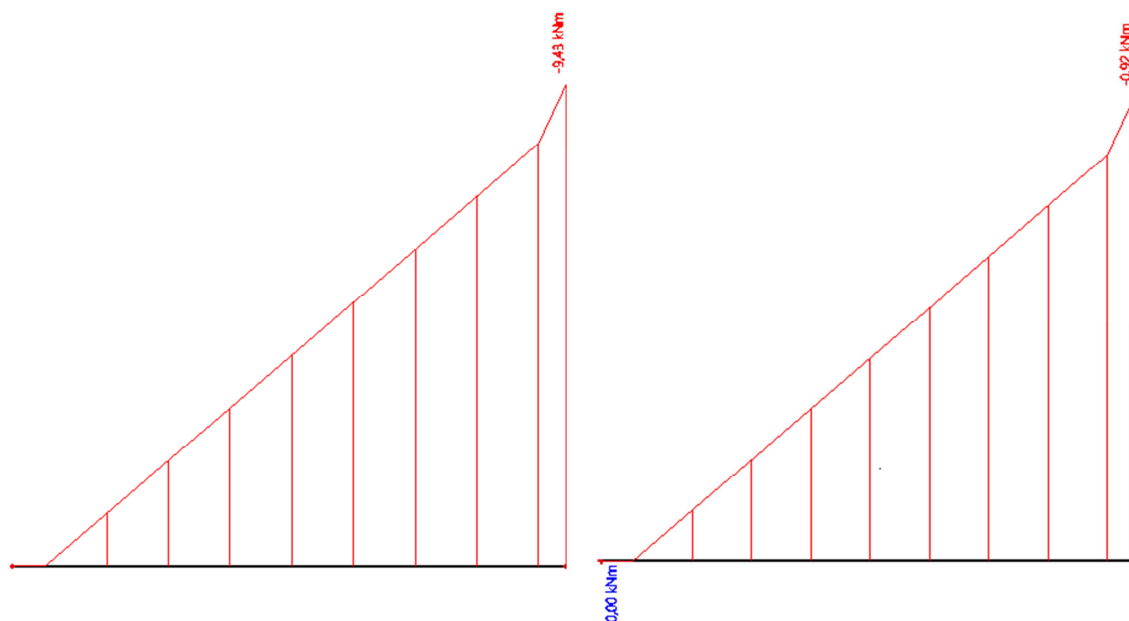
Slika 5-10: Statična zasnova kapne lege

## OBTEŽBA

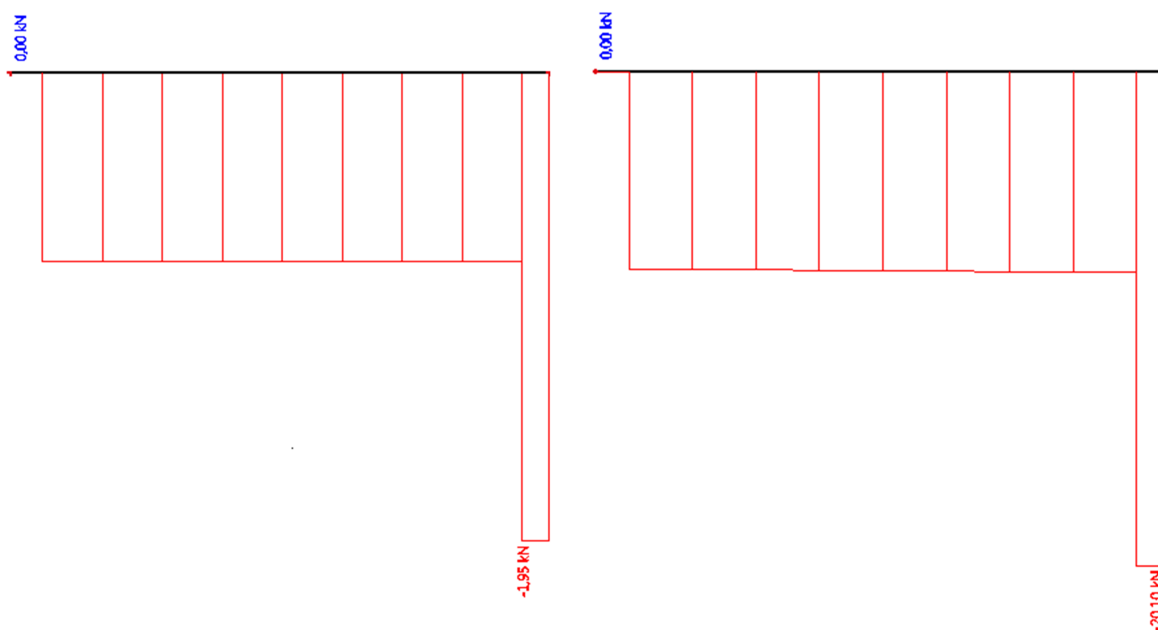
Preglednica 5-3: Obtežba kapne lege z daljšimi špirovci

OBTEŽBA	TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]			
	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>
STALNA	0,12	2,26	0,18	3,38
KORISTNA	0,05	0,96	0,08	1,43
SNEG	0,15	2,93	0,23	4,37
VETER	0,34	0,61	0,50	0,91

Obremenitve konstrukcije sem določil s pomočjo računalniškega programa SAP 2000 (Computers and Structures, Inc. 2008). V nadaljevanju so prikazane ovojnice notranjih sil.



Slika 5-11: Ovojnica upogibnih momentov  $M_y$  in  $M_z$  kapne lege obremenjene z daljšimi špirovci



Slika 5-12: Ovojnica prečnih sil  $V_y$  in  $V_z$  kapne lege obremenjene z daljšimi špirovci

Vse kontrole izvedemo na mestu največjih obremenitev, to je ob podpori.

$$V_{y,\max} = 1,95 \text{ kN} \quad V_{z,\text{prip}} = 15,53 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_{d,\max} = 15,65 \text{ kN}$$

$$V_{z,\max} = 20,10 \text{ kN} \quad V_{y,\text{prip}} = 1,73 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \underline{V_{d,\max} = 20,17 \text{ kN}}$$

$$M_{y,\max} = 9,43 \text{ kNm} \quad M_{z,\text{prip}} = 0,81 \text{ kNm}$$

$$M_{z,\max} = 0,92 \text{ kNm} \quad M_{y,\text{prip}} = 7,29 \text{ kNm}$$

#### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA

Izberem  $b/h = 16/20 \text{ cm}$ , les C24.



## STRIG

Obremenitev:

$$V_{d,max} = 20,17 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot b \cdot h}{3}} = \frac{20,17}{\frac{2 \cdot 16 \cdot 20}{3}} = 0,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,09 \leq 0,173$$

DVOOSNI UPOGIB – MESTO  $M_{y,max}$ 

Obremenitev:

$$M_{y,max} = 9,43 \text{ kNm} \quad M_{z,prip} = 0,81 \text{ kNm}$$

Kontrole

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,max}}{W_y} = \frac{9,43 \cdot 100}{1066,7} = 0,884 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16 \cdot 20^2}{6} = 1066,7 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,prip}}{W_z} = \frac{0,81 \cdot 100}{853,3} = 0,095 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{20 \cdot 16^2}{6} = 853,3 \text{ cm}^3$$

$$k_m = 0,7 \quad \dots \text{pravokotni prerez}$$

$$\frac{0,884}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,095}{1,662} = 0,57 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{0,884}{1,662} + \frac{0,095}{1,662} = 0,43 < 1,0$$

DVOOSNI UPOGIB – MESTO  $M_{z,max}$ 

Obremenitev:

$$M_{z,max} = 0,92 \text{ kNm} \quad M_{y,prip} = 7,29 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,prip}}{W_y} = \frac{7,29 \cdot 100}{1066,7} = 0,68 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,max}}{W_z} = \frac{0,92 \cdot 100}{853,3} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,68}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,11}{1,662} = 0,46 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{0,68}{1,662} + \frac{0,11}{1,662} = 0,35 < 1,0$$

POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-4: Začetni pomiki kapne lege obtežene z daljšimi špirovci

OBTEŽBA	$u_v$ [cm]	$u_z$ [cm]
STALNA	0,01	0,10
KORISTNA	0,00	0,04
SNEG	0,01	0,13
VETER	0,02	0,02
$w_{inst}$	0,04	0,29

$$w_{inst} = \sqrt{w_{inst,y}^2 + w_{inst,z}^2} = \sqrt{0,04^2 + 0,29^2} = 0,293 \text{ cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{l}{250} = \frac{115}{250} = 0,46 \text{ cm}$$

Končni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$k_{def} = 0,8 \quad \psi_{2,Q} = 0,3 \quad \psi_{0,S} = 0,5 \quad \psi_{2,S} = 0 \quad \psi_{0,V} = 0,6 \quad \psi_{2,V} = 0$$

$$w_{fin,y} = 0,01 \cdot (1 + 0,8) + 0,01 \cdot 0,5 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,035 \text{ cm}$$

$$w_{fin,z} = 0,1 \cdot (1 + 0,8) + 0,04 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,13 \cdot 0,5 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,307 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = \sqrt{w_{fin,y}^2 + w_{fin,z}^2} = \sqrt{0,035^2 + 0,307^2} = 0,309 \text{ cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{l}{150} = \frac{115}{150} = 0,766 \text{ cm}$$

**POZ 403 KAPNA LEGA – OBTEŽBA IZ KRAJŠIH ŠPIROVCEV**

Zasnova konstrukcije je enaka kot v primeru obtežbe zaradi daljših špirovcev, le obtežba je drugačna. Ovojnice notranjih obremenitev niso posebej prikazane, navedene so le maksimalne vrednosti, ki so pomembne za dimenzioniranje ob podpori.

**OBTEŽBA**

Preglednica 5-5: Obtežba kapne lege zaradi krajših špirovcev

OBTEŽBA	TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]			
	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>
STALNA	0,16	2,18	0,24	3,25
KORISTNA	0,07	0,92	0,10	1,38
SNEG	0,21	2,81	0,31	4,20
VETER	0,32	0,46	0,48	0,69

$$V_{y,max} = 2,13 \text{ kN} \quad V_{z,príp} = 14,48 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_{d,max} = 14,64 \text{ kN}$$

$$V_{z,max} = 19,05 \text{ kN} \quad V_{y,príp} = 2,04 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \underline{V_{d,max} = 19,16 \text{ kN}}$$

$$M_{y,max} = 8,93 \text{ kNm} \quad M_{z,príp} = 0,96 \text{ kNm}$$

$$M_{z,max} = 1,00 \text{ kNm} \quad M_{y,príp} = 6,80 \text{ kNm}$$

**IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA**

Izberem  $b/h = 16/20 \text{ cm}$ , les C24.

**STRIG**

Kontrola se izide, saj je  $V_{d,max}$  manjša kot v primeru obtežbe z daljšimi špirovci.

**DVOOSNI UPOGIB – MESTO  $M_{y,max}$** 

Obremenitev:

$$M_{y,max} = 8,93 \text{ kNm} \quad M_{z,príp} = 0,96 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,max}}{W_y} = \frac{8,93 \cdot 100}{1066,7} = 0,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,príp}}{W_z} = \frac{0,96 \cdot 100}{853,3} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,84}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,11}{1,662} = 0,55 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{0,84}{1,662} + \frac{0,11}{1,662} = 0,42 < 1,0$$

DVOOSNI UPOGIB – MESTO  $M_{z,max}$

Obremenitev:

$$M_{z,max} = 1,00 \text{ kNm} \quad M_{y,prisp} = 6,80 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,prisp}}{W_y} = \frac{6,80 \cdot 100}{1066,7} = 0,637 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,max}}{W_z} = \frac{1,00 \cdot 100}{853,3} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,637}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,12}{1,662} = 0,43 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{0,637}{1,662} + \frac{0,12}{1,662} = 0,34 < 1,0$$

POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-6: Začetni pomiki kapne lege obtežene s krajšimi špirovci

OBTEŽBA	$u_y$ [cm]	$u_z$ [cm]
STALNA	0,01	0,10
KORISTNA	0,00	0,04
SNEG	0,01	0,13
VETER	0,02	0,02
$w_{inst}$	0,04	0,29

$$w_{inst} = \sqrt{w_{inst,y}^2 + w_{inst,z}^2} = \sqrt{0,04^2 + 0,29^2} = 0,293 \text{ cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{l}{250} = \frac{115}{250} = 0,46 \text{ cm}$$

Končni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$k_{def} = 0,8 \quad \psi_{2,Q} = 0,3 \quad \psi_{0,S} = 0,5 \quad \psi_{2,S} = 0 \quad \psi_{0,V} = 0,6 \quad \psi_{2,V} = 0$$

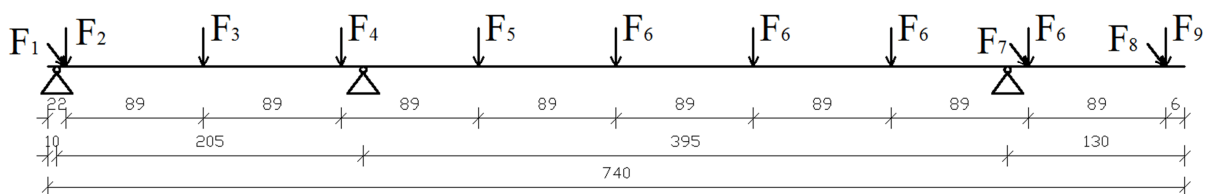
$$w_{fin,y} = 0,01 \cdot (1 + 0,8) + 0,01 \cdot 0,5 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,035 \text{ cm}$$

$$w_{fin,z} = 0,1 \cdot (1 + 0,8) + 0,04 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,13 \cdot 0,5 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,307 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = \sqrt{w_{fin,y}^2 + w_{fin,z}^2} = \sqrt{0,035^2 + 0,307^2} = 0,309\text{cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{l}{150} = \frac{115}{150} = 0,766\text{cm}$$

### POZ 404 VMESNA LEGA – SMER LEGE SEVER – JUG

Pri obravnavi vmesne lege, ki poteka v smeri sever-jug upoštevamo, da se prav tako kot pri kapni legi zunanje obtežbe prek reakcij špirovcev prenašajo na vmesno lego. Na mestih, kjer so špirovci povezani z škarjami, ne upoštevamo horizontalne sile, saj je le-ta ujeta v škarjah. Lega je podprta na severnem delu z vmesno lego, ki poteka pravokotno na obravnavano, vmes z nosilnim zidom debeline 20cm in na južni strani z zunanjim nosilnim zidom debeline 30cm.



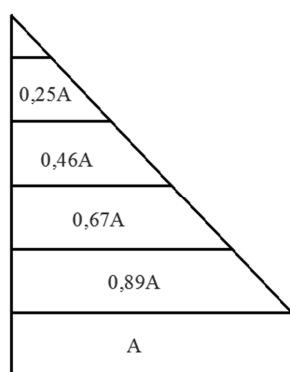
Slika 5-13: Statična zasnova vmesne lege – smer sever - jug

### OBTEŽBA

Preglednica 5-7: Obtežba vmesne lege smer sever - jug

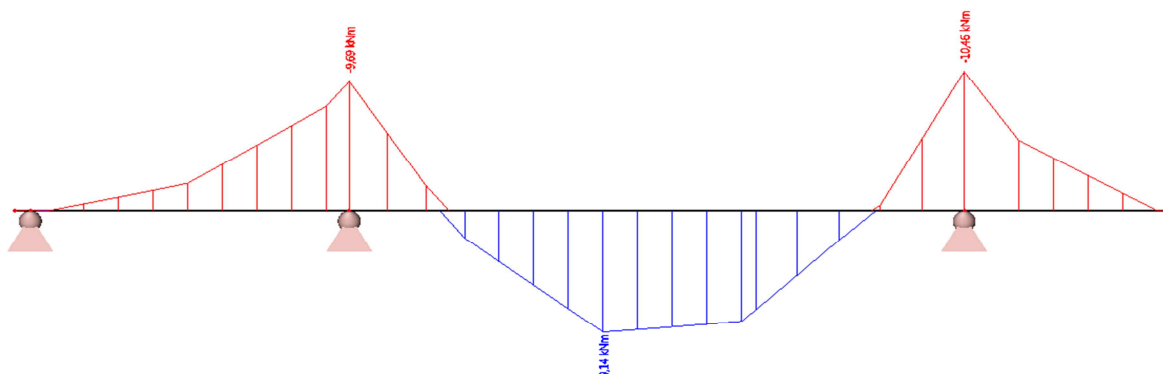
		TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]								
DELEŽ OBREMNITVE		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>	F <sub>7</sub>	F <sub>8</sub>	F <sub>9</sub>
		0,25 F <sub>7</sub>	0,25 F <sub>6</sub>	0,46 F <sub>6</sub>	0,67 F <sub>6</sub>	0,89 F <sub>6</sub>	1	1	0,67 F <sub>6</sub>	0,67 F <sub>6</sub>
OBTEŽBA	STALNA	0,25	0,66	1,22	1,78	2,36	2,65	0,98	0,46	1,78
	KORISTNA	0,11	0,28	0,52	0,75	1,00	1,12	0,42	0,28	0,75
	SNEG	0,26	0,80	1,47	2,14	2,84	3,19	1,02	0,68	2,14
	VETER	-0,03	0,09	0,18	0,24	0,32	0,36	-0,12	-0,08	0,24

Ker se v območju žlote vplivno območje zunanje obtežbe na posamezni špirovec zmanjša, lahko grafično določimo velikost posameznih točkovnih obtežb, ki delujejo na vmesno lego.

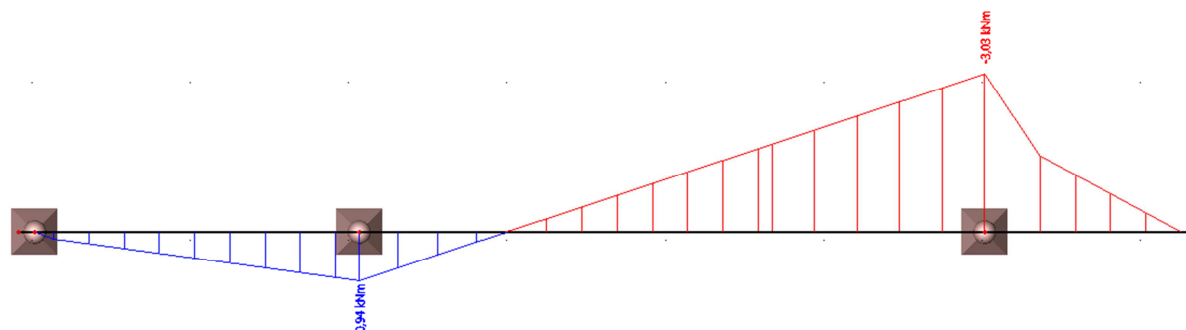


Slika 5-14: Določitev vplivnih površin za določitev obtežbe

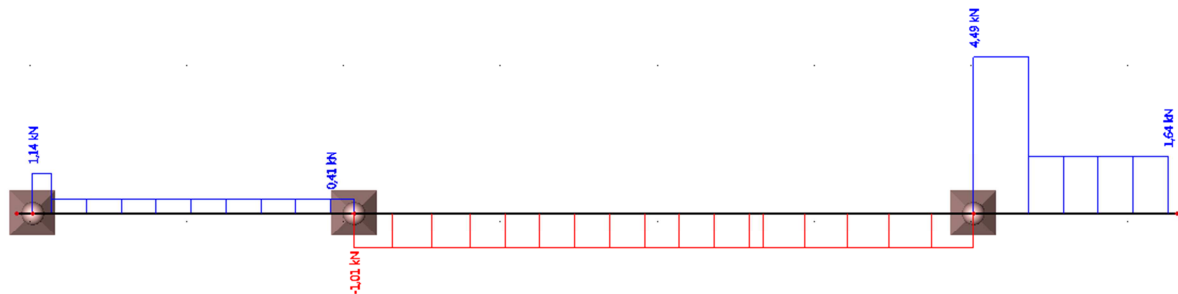
Ovojnice notranjih obremenitev dobimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Ovojnice so prikazane na spodnjih slikah.



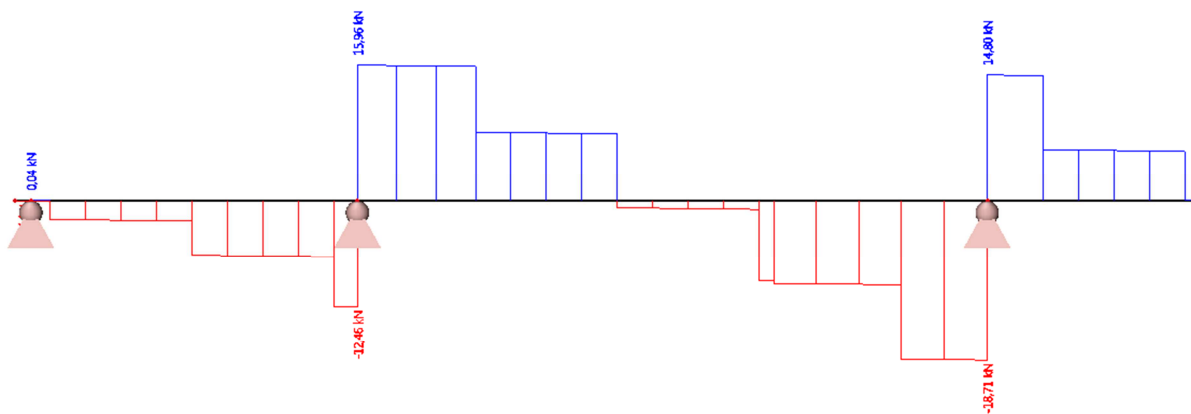
Slika 5-15: Ovojnica upogibnih momentov  $M_y$  vmesne lege smer sever - jug



Slika 5-16: Ovojnica upogibnih momentov  $M_z$  vmesne lege smer sever - jug

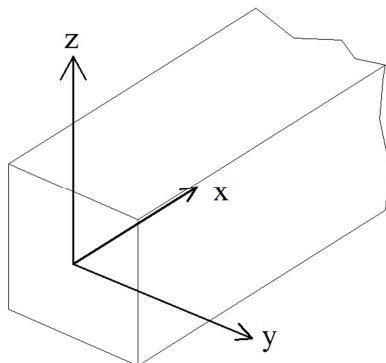


Slika 5-17: Ovojnica prečnih sil  $V_y$  vmesne lege smer sever - jug



Slika 5-18: Ovojnica prečnih sil  $V_z$  vmesne lege smer sever - jug

$$\begin{array}{lll}
 V_{y,max} = 4,49 \text{ kN} & V_{z,prip} = 14,26 \text{ kN} & \rightarrow V_{d,max} = 14,95 \text{ kN} \\
 V_{z,max} = 18,71 \text{ kN} & V_{y,prip} = 0,96 \text{ kN} & \rightarrow \underline{V_{d,max} = 18,73 \text{ kN}} \\
 M_{y,max} = 10,46 \text{ kNm} & M_{z,prip} = 2,91 \text{ kNm} & \\
 M_{z,max} = 3,03 \text{ kNm} & M_{y,prip} = 10,07 \text{ kNm} & 
 \end{array}$$



Slika 5-19: Uporabljeni koordinatni sistem v statičnem izračunu

### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA

Izberem  $b/h = 20/24 \text{ cm}$ , les C24.

### STRIG

Obremenitev:

$$V_{d,max} = 18,73 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\begin{aligned}
 \tau_{v,d} &= \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d} \\
 \tau_{v,d} &= \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot b \cdot h}{3}} = \frac{18,73}{\frac{2 \cdot 20 \cdot 24}{3}} = 0,059 \text{ kN/cm}^2 \\
 0,059 &\leq 0,173
 \end{aligned}$$

### DVOOSNI UPOGIB – MESTO $M_{y,max}$

Obremenitev:

$$M_{y,max} = 10,46 \text{ kNm} \quad M_{z,prip} = 2,91 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\begin{aligned}
 \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} &\leq 1,0 \\
 k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} &\leq 1,0 \\
 \sigma_{m,y,d} &= \frac{M_{y,max}}{W_y} = \frac{10,46 \cdot 100}{1920} = 0,54 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 24^2}{6} = 1920 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,prisp}}{W_z} = \frac{2,91 \cdot 100}{1600} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_y = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{24 \cdot 20^2}{6} = 1600 \text{ cm}^3$$

$$\frac{0,54}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,18}{1,662} = 0,40 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{0,54}{1,662} + \frac{0,18}{1,662} = 0,34 < 1,0$$

DVOOSNI UPOGIB – MESTO  $M_{z,max}$

Obremenitev:

$$M_{z,max} = 3,03 \text{ kNm} \quad M_{y,prisp} = 10,07 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,prisp}}{W_y} = \frac{10,07 \cdot 100}{1920} = 0,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,max}}{W_z} = \frac{3,03 \cdot 100}{1600} = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0,52}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,19}{1,662} = 0,39 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{0,52}{1,662} + \frac{0,19}{1,662} = 0,33 < 1,0$$

POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-8: Začetni pomiki vmesne lege smer sever - jug

OBTEŽBA	POMIKI [cm]
	$w_{inst}$
STALNA	0,16
KORISTNA	0,07
SNEG	0,19
VETER	0,02
SKUPAJ	0,44

$$w_{inst} = 0,44 \text{ cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$



Končni pomiki:

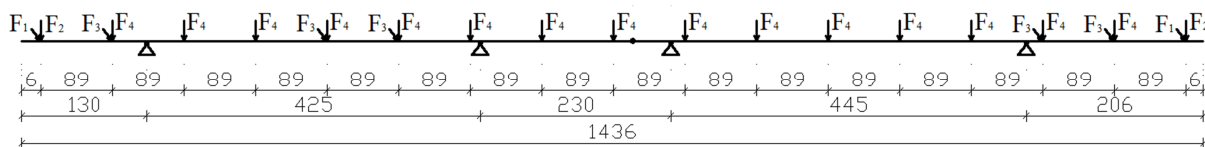
$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$w_{fin} = 0,16 \cdot (1 + 0,8) + 0,07 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,19 \cdot 0,5 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,48 \text{ cm}$$

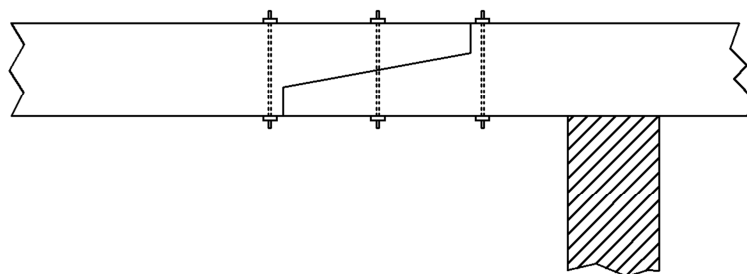
$$w_{fin} = 0,48 \text{ cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{395}{300} = 1,32 \text{ cm}$$

### POZ 405 VMESNA LEGA – SMER LEGE VZHOD – ZAHOD

Vmesna lega v smeri vzhod – zahod je podprta na vsaki strani z zunanjo nosilno steno debeline 30cm, vmes pa je še dvakrat podprta z notranjim nosilnim zidom oziroma armiranobetonskim nosilcem. Ta vmesna lega je sestavljena iz dveh delov, saj ni praktično uporabiti lego iz enega kosa v dolžini 14,5m. Stikovana je približno na sredini celotnega razpona, vendar moramo biti pazljivi, da stik ni na mestu maksimalnih momentov. Najbolje je stik izvesti na mestu ničelne točke upogibnega momenta neprekinjenega nosilca oziroma grede. Detajl izvedenega stikovanja je prikazan na sliki 5-21. Lega je obremenjena z točkovnimi silami, ki nastanejo kot posledica reakcij špirovcev, ki prenašajo na lego zunanjo obtežbo. Na mestih, kjer so špirovci povezani s škarjami, imamo le vertikalne točkovne obtežbe, na mestih, kjer pa škarij ni, pa tudi horizontalno točkovno obtežbo.



Slika 5-20: Statična zasnova vmesne lege – smer vzhod – zahod



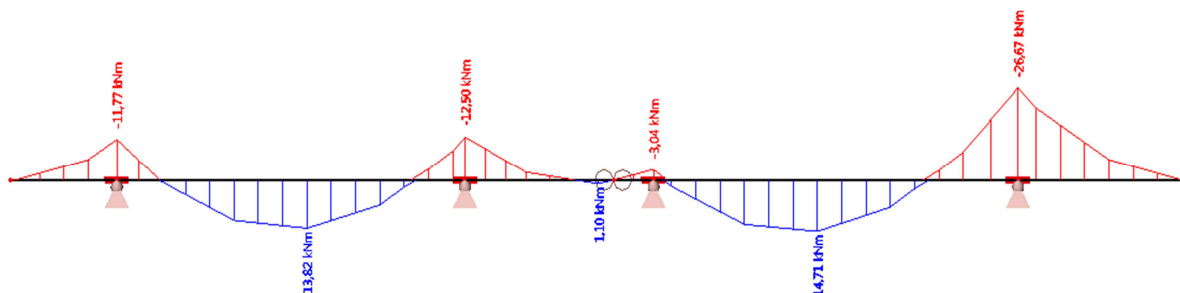
Slika 5-21: Detajl izvedbe stikovanja vmesne lege

### OBTEŽBA

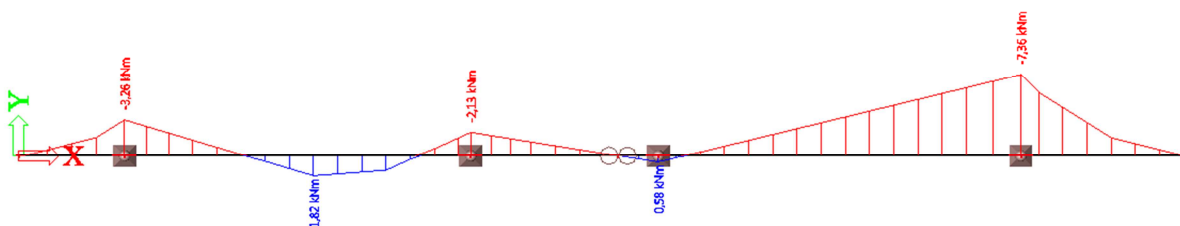
Preglednica 5-9: Obtežba vmesne lege smer vzhod - zahod

OBTEŽBA	TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]			
	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>
STALNA	0,54	1,94	0,80	2,90
KORISTNA	0,23	0,82	0,34	1,23
SNEG	0,55	2,39	0,82	3,56
VETER	0,33	0,40	0,49	0,60

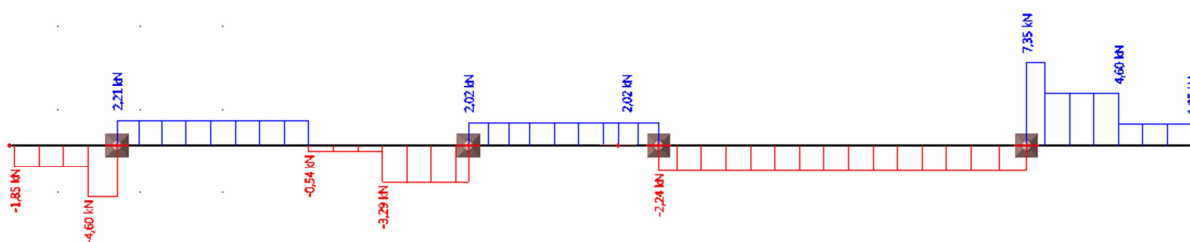
Ovojnice notranjih obremenitev dobimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Ovojnice so prikazane na spodnjih slikah.



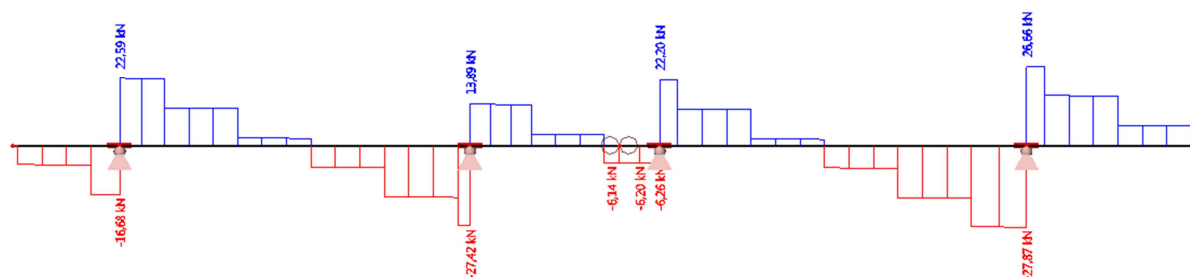
Slika 5-22: Ovojnica upogibnih momentov  $M_y$  vmesne lege smer vzhod - zahod



Slika 5-23: Ovojnica upogibnih momentov  $M_z$  vmesne lege smer vzhod - zahod



Slika 5-24: Ovojnica prečnih sil  $V_y$  vmesne lege smer vzhod - zahod



Slika 5-25: Ovojnica prečnih sil  $V_z$  vmesne lege smer vzhod - zahod

$$V_{y,max} = 7,35 \text{ kN} \quad V_{z,prp} = 26,61 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_{d,max} = 27,61 \text{ kN}$$

$$V_{z,max} = 27,81 \text{ kN} \quad V_{y,prp} = 2,25 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \underline{V_{d,max} = 27,90 \text{ kN}}$$

$$M_{y,max} = 26,63 \text{ kNm} \quad M_{z,prp} = 7,36 \text{ kNm}$$

### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA

Izberem prerez  $b/h = 20/24 \text{ cm}$ , les C24

## STRIG

Obremenitev:

$$V_{d,max} = 27,90 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot b \cdot h}{3}} = \frac{27,90}{\frac{2 \cdot 20 \cdot 24}{3}} = 0,087 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,087 \leq 0,173$$

DVOOSNI UPOGIB – MESTO  $M_{y,max}$ 

Obremenitev:

$$M_{y,max} = 26,63 \text{ kNm} \quad M_{z,prip} = 7,36 \text{ kNm}$$

Kontrole:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,max}}{W_y} = \frac{26,63 \cdot 100}{1920} = 1,39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,prip}}{W_z} = \frac{7,36 \cdot 100}{1600} = 0,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{1,39}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,46}{1,662} = 1,03 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{1,39}{1,662} + \frac{0,46}{1,662} = 0,86 < 1,0$$

Kontrola se ne izide.

Izberem večje dimenzije prereza b/h=22/26cm, les C24

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{22 \cdot 26^2}{6} = 2112 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{26 \cdot 22^2}{6} = 1936 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,max}}{W_y} = \frac{26,67 \cdot 100}{2112} = 1,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,prip}}{W_z} = \frac{7,36 \cdot 100}{1936} = 0,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{1,26}{1,662} + 0,7 \cdot \frac{0,38}{1,662} = 0,92 < 1,0$$

$$0,7 \cdot \frac{1,26}{1,662} + \frac{0,38}{1,662} = 0,76 < 1,0$$

## POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-10: Začetni pomiki vmesne lege smer vzhod - zahod

OBTEŽBA	POMIKI [cm]
	$w_{inst}$
STALNA	0,43
KORISTNA	0,18
SNEG	0,47
VETER	0,20
SKUPAJ	1,28

$$w_{inst} = 1,28\text{cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{206}{150} = 1,37\text{cm}$$

Končni pomiki:

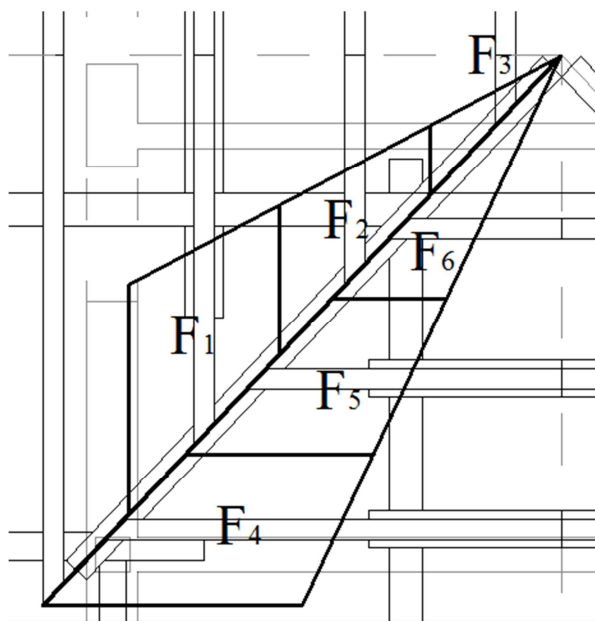
$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$w_{fin} = 0,43 \cdot (1 + 0,8) + 0,18 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,47 \cdot 0,5 + 0,20 \cdot 0,6 = 1,35\text{cm}$$

$$w_{fin} = 1,35\text{cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{206}{75} = 2,75\text{cm}$$

## POZ 406 ŽLOTNIK

Žlotnik prenaša reakcijske sile iz špirovcev v žloti na kapno in vmesno lego. V žloti namreč špirovci ne nalegajo na obe legi, zato drugo točko opore nudi žlotnik. Obremenjen je s točkovnimi silami, ki so posledica reakcij, ki jih povzročajo špirovci. Vplivno območje strehe, ki sem ga upošteval za določitev obtežbe žlotnika, je prikazano na sliki 5-23.

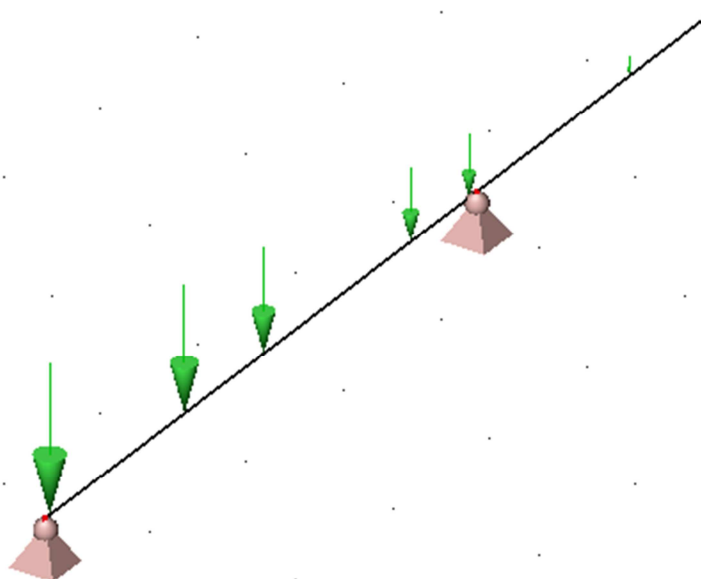


Slika 5-26: Vplivna območja strehe za določitev točkovnih obtežb žlotnika

Posamezna vplivna območja določajo velikost točkovnih obtežb, ki sem jih določil kot produkt površine posameznega polja in ploskovne obtežbe, ki na dej površini deluje.

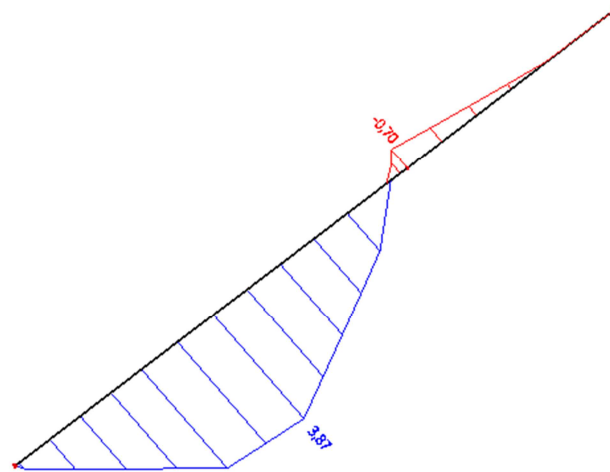
Preglednica 5-11: Obtežba žlotnika

OBTEŽBA	OBREMENITEV [kN]					
	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>
STALNA	0,91	0,53	0,15	1,09	0,76	0,45
KORISTNA	0,40	0,23	0,06	0,47	0,33	0,20
SNEG	1,34	0,77	0,22	1,60	1,11	0,66
VETER	0,22	0,12	0,04	0,26	0,18	0,11

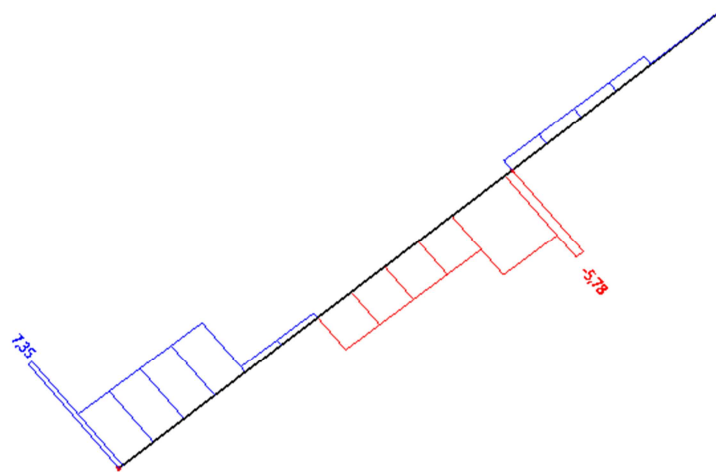


Slika 5-27: Statični sistem za izračun notranjih obremenitev žlotnika s prikazano lastno stalno obtežbo

Ovojnice notranjih obremenitev dobimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Ovojnice so prikazane na spodnjih slikah.



Slika 5-28: Ovojnica upogibnih momentov žlotnika v kNm



Slika 5-29: Ovojnica prečnih sil žlotnika v kN

$$V_{z,max} = 7,35 \text{ kN}$$

$$M_{y,max} = 3,87 \text{ kNm}$$

#### IZBIRA ZAČETNEGA PREREZA

Izberem prerez b/h = 16/16 cm, les C24

#### STRIG

Obremenitev:

$$V_{d,max} = 7,35 \text{ kN}$$

Kontrole:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{A^*} \leq f_{v,d}$$
$$\tau_{v,d} = \frac{V_{d,max}}{\frac{2 \cdot b \cdot h}{3}} = \frac{7,35}{\frac{2 \cdot 16 \cdot 16}{3}} = 0,043 \text{ kN/cm}^2$$
$$0,043 \leq 0,173$$

## ENOOSNI UPOGIB

Obremenitev:

$$M_{y,max} = 3,87 \text{ kNm}$$

Kontrole

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,max}}{W_y} = \frac{3,87 \cdot 100}{682,6} = 0,567 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{16 \cdot 16^2}{6} = 682,6 \text{ cm}^3$$

$$\frac{0,567}{1,662} = 0,43 < 1,0$$

## POMIKI

Začetni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,S} + w_{inst,V}$$

Preglednica 5-12: Začetni pomiki vmesne lege smer vzhod - zahod

OBTEŽBA	POMIKI [cm]
	$w_{inst}$
STALNA	0,41
KORISTNA	0,09
SNEG	0,29
VETER	0,05
SKUPAJ	0,84

$$w_{inst} = 0,84 \text{ cm} \leq w_{inst,dov} = \frac{166}{150} = 1,11 \text{ cm}$$

Končni pomiki:

$$w_{inst} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,S} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def}) + w_{inst,V} \cdot (\psi_0 + \psi_2 k_{def})$$

$$w_{fin} = 0,41 \cdot (1 + 0,8) + 0,09 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) + 0,29 \cdot 0,5 + 0,05 \cdot 0,6 = 1,02 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = 1,02 \text{ cm} \leq w_{fin,dov} = \frac{166}{75} = 2,21 \text{ cm}$$

## 5.2 ARMIRANOBETONSKI NOSILCI V MANSARDI

Skica statičnih pozicij armiranobetonskih preklad je v prilogi C.

Osredotočimo se le na analizo in dimenzioniranje pozicij 304 in 305, ki podpirata vmesno lego, in sta zanimivi tudi zaradi svoje lomljene osi.

### OBTEŽBA

Zunanja obtežba se preko špirovcev prenese v lege in preko teh kot obtežba na posamezne nosilce. Pri računu upoštevamo lastno težo nosilcev in obtežbo, ki se prenese preko leg. Ta je sestavljena iz stalne in koristne obtežbe strehe, obtežbe s snegom in obtežbe z vetrom. Ker je za vsako posamezno pozicijo obtežba drugačna, jo prikažemo pri vsakem primeru posebej.

Za MSN upoštevamo ovojnico naslednjih kombinacij obtežbe:

$$\text{MSN 1: } 1,35 L + 1,5 K + 0,75 S + 0,9 V$$

$$\text{MSN 2: } 1,35 L + 1,5 S + 1,05 K + 0,9 V$$

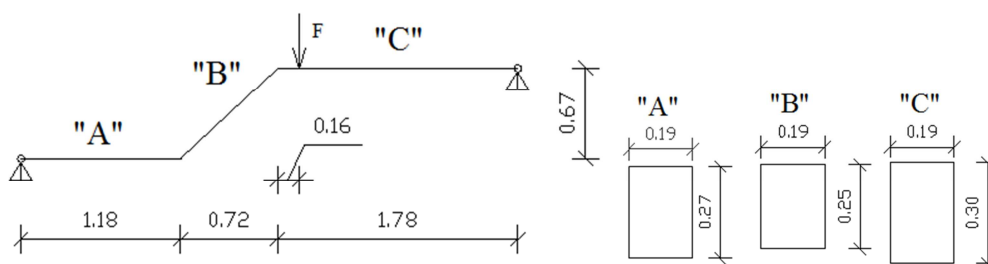
$$\text{MSN 3: } 1,35 L + 1,5 V + 1,05 K + 0,75 S$$

Za MSU pa upoštevamo naslednjo kombinacijo obtežbe:

$$\text{MSU: } L + 0,3 K$$

### POZ 304

Pozicijo 304 modeliramo kot prostoležeči nosilec z dvakrat lomljeno osjo, ki je točkovno obremenjen. Lastno težo nosilca program zajame sam. Prezre se vzdolž osi spreminja in je prikazan na spodnji sliki.



Slika 5-30: Statični model in prerez pozicije 304

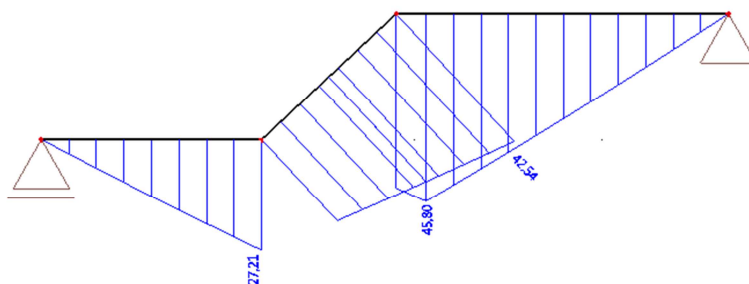
### OBTEŽBA

Preglednica 5-13: Obtežba pozicije 304

OBTEŽBA	$F_{\text{reak}}$ [kN]
STALNA	12,72
KORISTNA	5,14
SNEG	14,85
VETER	2,50



Ovojnice notranjih obremenitev dobimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Ovojnice so prikazane na spodnjih slikah.

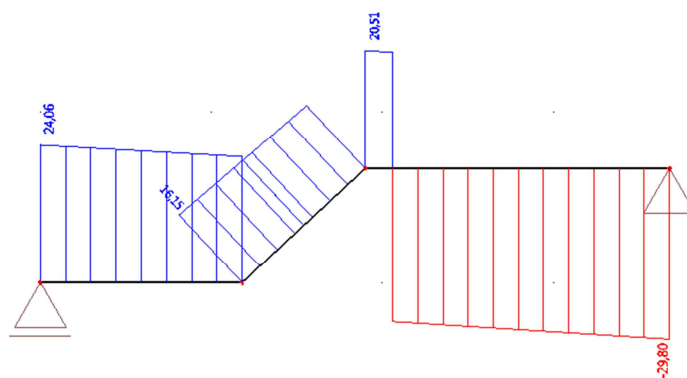


Slika 5-31: Ovojnica upogibnih momentov pozicije 304

$$M_{d,max,A} = 27,21 \text{ kNm}$$

$$M_{d,max,B} = 42,54 \text{ kNm}$$

$$M_{d,max,C} = 45,80 \text{ kNm}$$

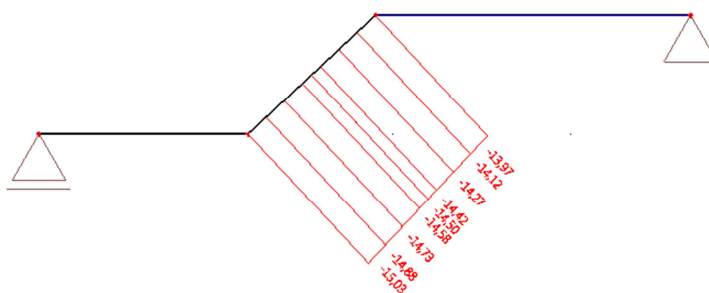


Slika 5-32: Ovojnica prečnih sil pozicije 304

$$V_{d,max,A} = 24,06 \text{ kN}$$

$$V_{d,max,B} = 16,15 \text{ kN}$$

$$V_{d,max,C} = 29,80 \text{ kN}$$



Slika 5-33: Ovojnica osnih sil pozicije 304

$$N_{d,prp,B} = 13,97 \text{ kN}$$

DIMENZIONIRANJE

PREREZ »A«

Upogib:

$$k_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{27,21 \cdot 100}{1,67 \cdot 19 \cdot 23^2} = 0,161$$

Izberem  $k_s=1,103$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3/10\%$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,103 \cdot 27,21 \cdot 100}{43,48 \cdot 23} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Izberem 2  $\varnothing$  14  $\rightarrow A_{s,dej} = 3,08 \text{ cm}^2$ .

Strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. = 26,20 \text{ kN}$$

Ker je  $V_{Rd,c} > V_d$  imamo samo minimalno strižno armaturo.

Izberem strižno armaturo  $\varnothing$  6 / 20cm.

PREREZ »B«

Upogib:

$$M_{Ed} = M_d + N_{d,prip} \cdot z_s = 42,54 + 13,97 \cdot 0,095 = 43,87 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{43,87 \cdot 100}{1,67 \cdot 19 \cdot 21^2} = 0,314$$

Izberem  $k_s=1,289$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3,5/3\%$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = \frac{1,289 \cdot 43,87 \cdot 100}{43,48 \cdot 21} - \frac{13,97}{43,48} = 5,87 \text{ cm}^2$$

Izberem 4  $\varnothing$  14  $\rightarrow A_{s,dej} = 6,16 \text{ cm}^2$ .

Strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} (C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. = 32,01 \text{ kN}$$

Ker je  $V_{Rd,c} > V_d$  imamo samo minimalno strižno armaturo.

Izberem strižno armaturo  $\varnothing$  6 / 20cm.

PREREZ »C«

Upogib:

$$k_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{45,80 \cdot 100}{1,67 \cdot 19 \cdot 26^2} = 0,213$$

Izberem  $k_s=1,145$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3,5/8\%$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,145 \cdot 45,80 \cdot 100}{43,48 \cdot 26} = 4,60 \text{ cm}^2$$

Izberem 3  $\varnothing$  14  $\rightarrow A_{s,dej} = 4,62 \text{ cm}^2$ .

Strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left( C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 31,75 \text{ kN} \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right.$$

Ker je  $V_{Rd,c} > V_d$  imamo samo minimalno strižno armaturo.

Izberem strižno armaturo  $\phi 6 / 20\text{cm}$ .

Pomiki:

Če je razmerje dimenzij razpetine proti statični višini manjše, kot ga določa spodnja formula, potem račun pomikov ni potreben.

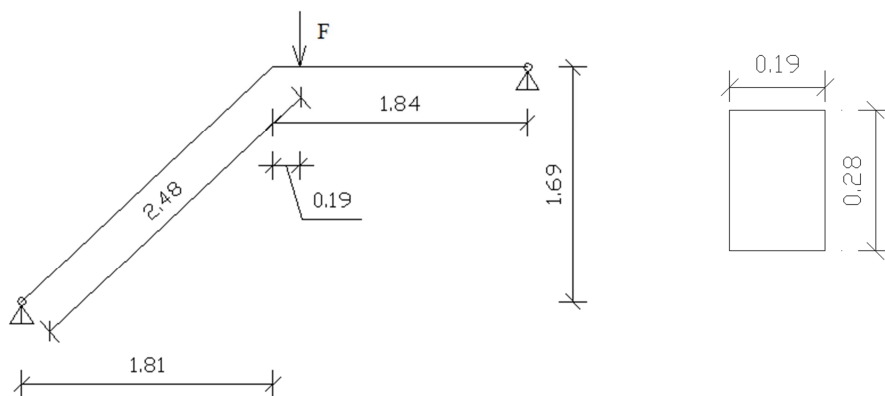
$$\frac{l}{d} \leq K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ za } \rho > \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = \frac{394}{26} = 15,15 \leq 1 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0077} \right] = 15,87$$

Račun pomikov ni potreben.

### POZ 305

Pozicijo 304 modeliramo kot prostoležeči nosilec z lomljeno osjo, ki je točkovno obremenjen. Lastno težo nosilca program zajame sam.



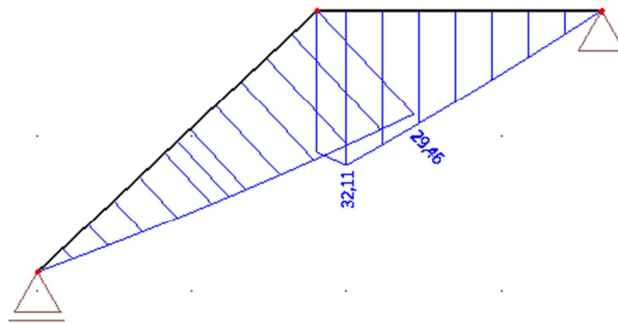
Slika 5-34: Statični model in prerez pozicije 305

### OBTEŽBA

Preglednica 5-14: Obtežba pozicije 305

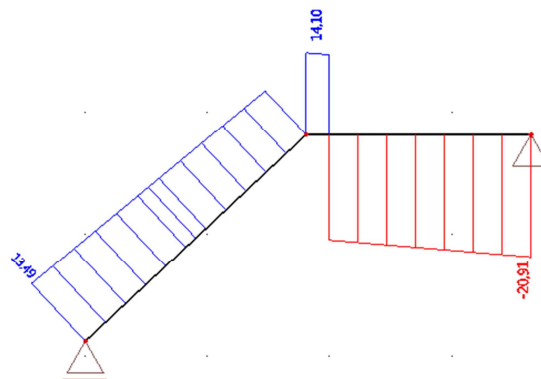
OBTEŽBA	$F_{reak}$ [kN]
STALNA	8,63
KORISTNA	3,45
SNEG	9,99
VETER	1,68

Ovojnice notranjih obremenitev dobimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Ovojnice so prikazane na spodnjih slikah.



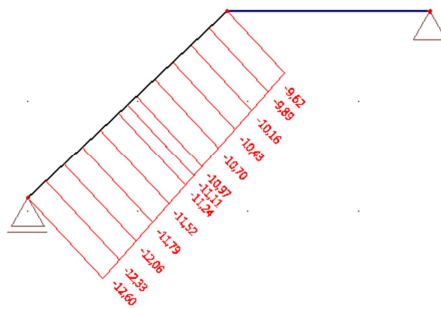
Slika 5-35: Ovojnica upogibnih momentov pozicije 305

$$M_{d,max} = 32,11 \text{ kNm}$$



Slika 5-36: Ovojnica prečnih sil pozicije 305

$$V_{d,max} = 20,91 \text{ kN}$$



Slika 5-37: Ovojnica osnih sil pozicije 305

$$N_{d,prp} = 9,62 \text{ kN}$$

## DIMENZIONIRANJE

## POŠEVNINA

Upogib:

$$M_{Ed} = M_d + N_{d,prap} \cdot z_s = 29,46 + 9,62 \cdot 0,11 = 30,52 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30,52 \cdot 100}{1,67 \cdot 19 \cdot 25^2} = 0,154$$

Izberem  $k_s=1,103$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3/10\text{‰}$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = \frac{1,103 \cdot 29,46 \cdot 100}{43,48 \cdot 25} - \frac{9,62}{43,48} = 2,77 \text{ cm}^2$$

Izberem 3  $\varnothing 12 \rightarrow A_{s,dej} = 3,39 \text{ cm}^2$ .

Strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. = 27,63 \text{ kN}$$

Ker je  $V_{Rd,c} > V_d$  imamo samo minimalno strižno armaturo.Izberem strižno armaturo  $\varnothing 6 / 20\text{cm}$ .

## RAVEN DEL

Upogib:

$$k_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{32,11 \cdot 100}{1,67 \cdot 19 \cdot 25^2} = 0,162$$

Izberem  $k_s=1,103$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3/10\text{‰}$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,103 \cdot 32,11 \cdot 100}{43,48 \cdot 25} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Izberem 3  $\varnothing 12 \rightarrow A_{s,dej} = 3,39 \text{ cm}^2$ .

Strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. = 27,77 \text{ kN}$$

Ker je  $V_{Rd,c} > V_d$  imamo samo minimalno strižno armaturo.Izberem strižno armaturo  $\varnothing 6 / 20\text{cm}$ .

Pomiki:

Če je razmerje dimenzij razpetine proti statični višini manjše, kota ga določa spodnja formula, potem račun pomikov ni potreben.

$$\frac{l}{d} \leq K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ za } \rho > \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = \frac{432}{25} = 17,3 \leq 1 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,006} \right] = 17,3$$

Račun pomikov ni potreben.

#### IZVLEČEK ARMATURE

V spodnji tabeli si lahko ogledamo potrebno armaturo za nosilca v mansardi. Armaturni načrt za poziciji 304 in 305 je v prilogi D.

Preglednica 5-15: Izvleček armature nosilcev v mansardi

POZICIJA	ARMATURA	
	VZDOLŽNA	PREČNA
304 A	2 $\varnothing$ 14	$\varnothing$ 6/20cm
304 B	4 $\varnothing$ 14	$\varnothing$ 6/20cm
304 C	3 $\varnothing$ 14	$\varnothing$ 6/20cm
305 poševnina	3 $\varnothing$ 12	$\varnothing$ 6/20cm
305 ravnina	3 $\varnothing$ 12	$\varnothing$ 6/20cm

### 5.3 ARMIRANOBETONSKA PLOŠČA NAD PRITLIČJEM

Skica statičnih pozicij plošče je prikazana v prilogi E.

#### OBTEŽBA

Zaradi lažje predstavitve obtežb in obtežnih kombinacij, so obtežbe v nadaljevanju poimenovane z naslednjimi okrajšavami:

- lastna teža in stalna obtežba konstrukcije z oznako L
- koristna obtežba konstrukcije z oznako K
- obtežba s snegom z oznako S
- obtežba z vetrom z oznako V.

#### LASTNA TEŽA

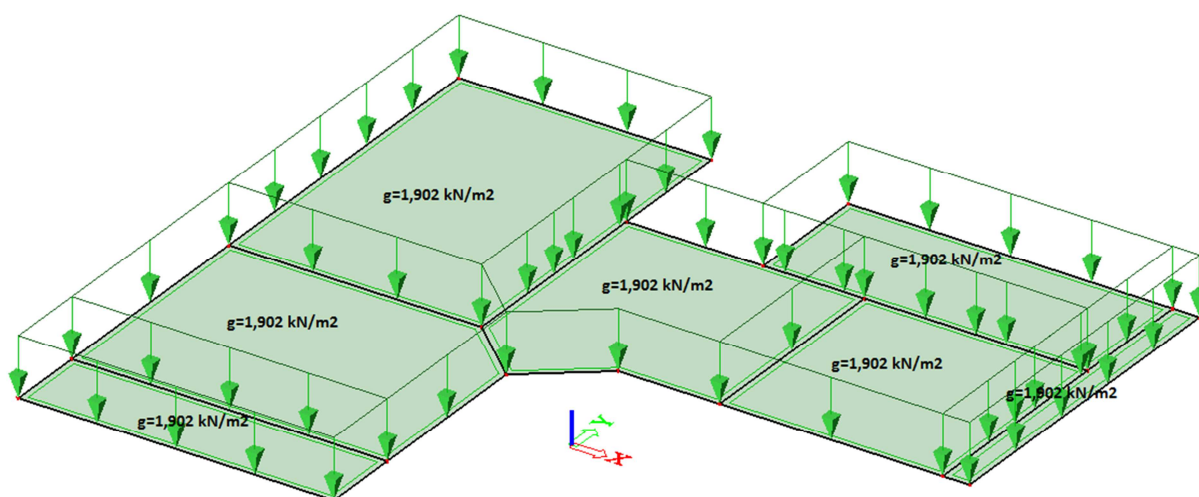
Lastno težo plošče zajame program. AB plošča je debeline 15cm.

#### STALNA OBTEŽBA

Stalna obtežba je obtežba, ki jo povzroča konstrukcijski sklop na plošči.

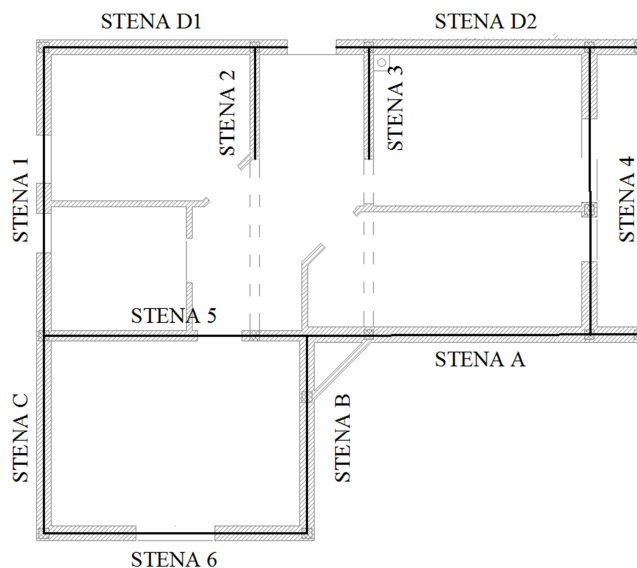
Preglednica 5-16: Sestava konstrukcijskega sklopa in njegova teža

SLOJ	DEBELINA h [m]	OBTEŽBA [kN/m <sup>2</sup> ]
obrabni sloj	0,03	0,234
mikroarmirani cementni estrih	0,06	1,44
zvočna izolacija	0,06	0,078
omet	0,01	0,15
<b>SKUPAJ</b>		<b>1,902</b>



Slika 5-38: Razporeditev ploskovne stalne obtežbe plošče

Po linijah, kjer potekajo nosilni zidovi, upoštevamo še obtežbo, ki je posledica lastne teže nosilnih zidov v mansardi in pa stalne obtežbe strehe. Dejansko ta razpored obtežbe ne vpliva veliko na rezultate izračuna plošče, je pa podlaga za izračun nosilcev v pritličju.



Slika 5-39: Prikaz oznak nosilnih sten v mansardi za izračun nadomestne linijske obtežbe

Velikost lastne teže nosilnih zidov sem določil tako, da sem izračunal prostornino zidov v mansardi in jo pomnožil s specifično težo materiala iz katere je zid sestavljen. Stalno obtežbo, ki se preko špirovcev in kapne lege prenaša iz strehe, sem določil na podlagi reakcij iz izračuna nosilne konstrukcije ostrešja.

Preglednica 5-17: Nadomestna obtežba zaradi lastne teže nosilnih sten

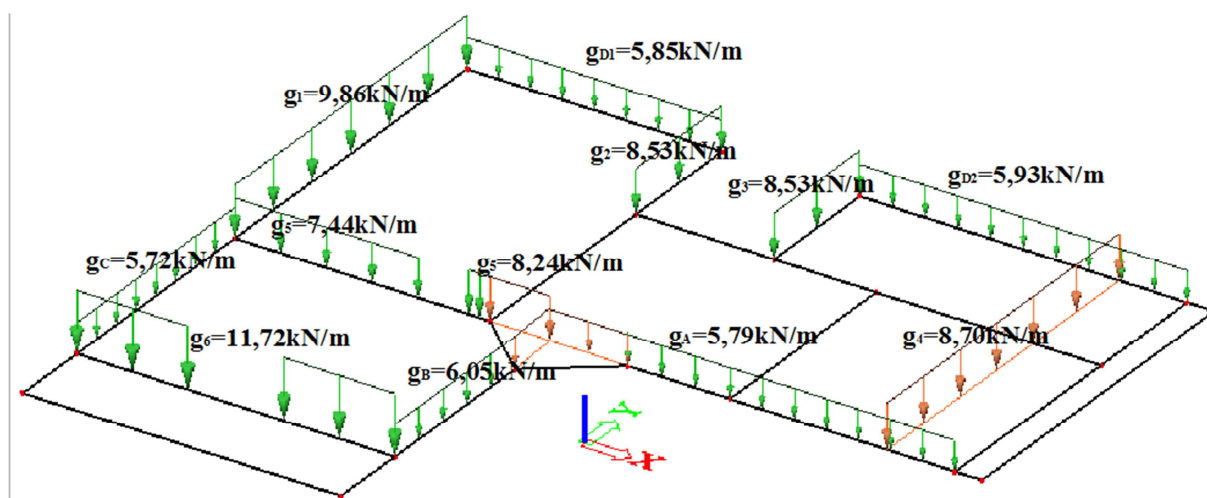
STENA	LASTNA TEŽA NOSILNIH ZIDOV				
	POVRŠINA OPEČNEGA DELA [m <sup>2</sup> ]	POVRŠINA BETONSKEGA DELA [m <sup>2</sup> ]	DOLŽINA STENE [m]	NADOMESTNA LINJSKA OBTEŽBA [kN/m]	NADOMESTNA TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]
A	6,23	1,97	6,83	5,79	-
B	3,53	1,26	3,88	6,05	-
C	3,73	1,05	3,98	5,72	-
D1	4,60	1,38	4,90	5,85	-
D2	5,65	1,95	6,25	5,93	-
1	9,77	2,17	5,82	9,86	-
2	3,95	1,83	2,25	8,53	3,56 (prenos v steno 5)
3	3,45	1,83	2,25	8,53	4,28
4	6,57	2,87	5,80	8,70	-
5	6,37 in 1,7	1,21 in 1,18	3,05 in 1,35	7,44 in 8,24	-
6	3,63	0,82	1,85	11,72	-



Preglednica 5-18: Nadomestna obtežba zaradi stalne obtežbe strehe

STENA	STALNA OBTEŽBA STREHE	
	NADOMESTNA LINJSKA OBTEŽBA [kN/m]	NADOMESTNA TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]
A	3,80	-
B	3,65	-
C	3,65	-
D	3,80	-
1	4,09	-
2	8,48	6,36 (prenos v steno 5)
3	5,75	4,32
4	5,78	-
5	4,44 in 8,06	-
6	5,70	-

Razporeditev lastne teže nosilnih zidov je prikazana na spodnji sliki, razporeditev lastne teže strehe pa je zelo podobna, zato jo posebej ne prikazujemo.



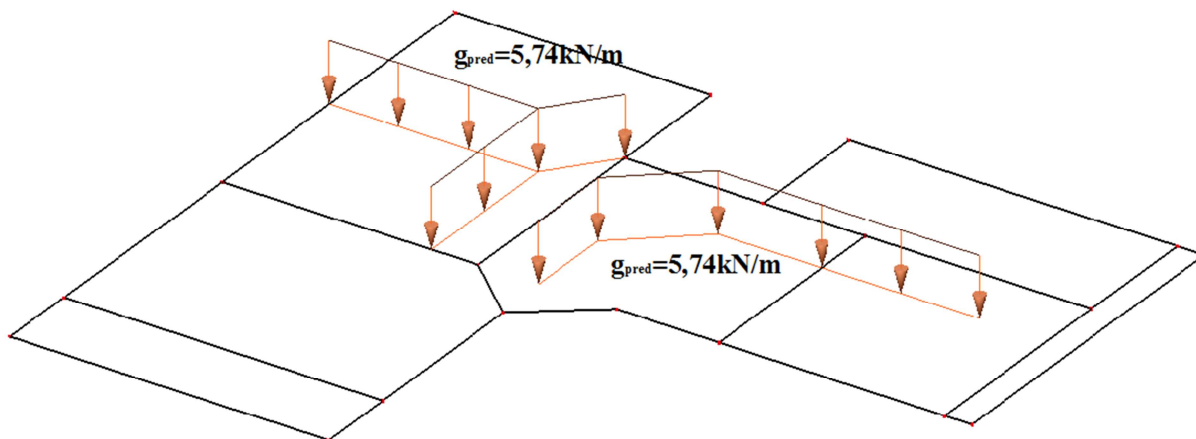
Slika 5-40: Razporeditev nadomestne linijske obtežbe zaradi lastne teže zidov

Po linijah, kjer potekajo nenosilne predelne stene, ploščo dodatno obremenimo z linijsko obtežbo, kot je prikazano na spodnji sliki.

Preglednica 5-19: Nadomestna obtežba zaradi lastne teže predelnih sten

SLOJ	DEBELINA h [m]	OBTEŽBA [kN/m <sup>2</sup> ]
omet	0,01	0,15
opečni zidak	0,12	1,68
omet	0,01	0,15
SKUPAJ		1,98

$$g_{lin,pred} = 1,98 \cdot 2,90 = 5,74kN/m$$



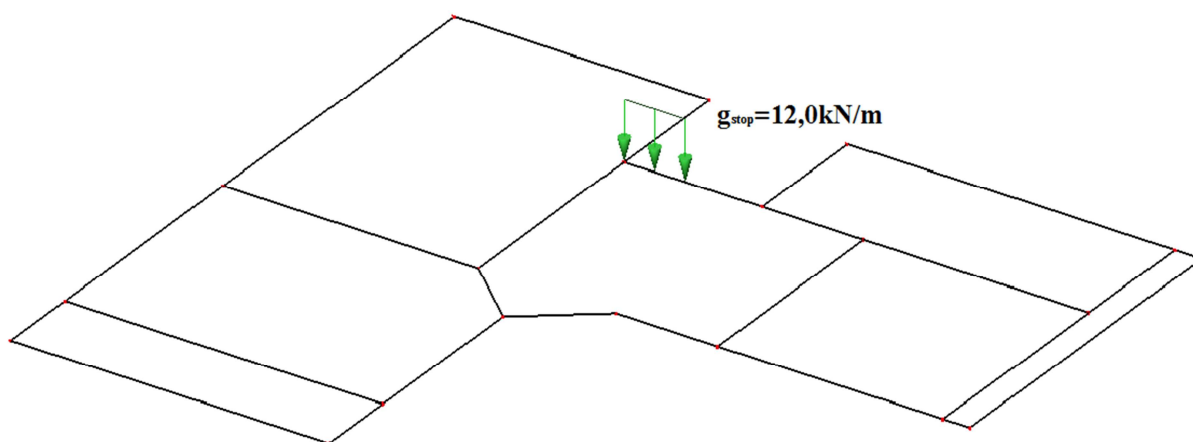
Slika 5-41: Razporeditev lastne stalne obtežbe predelnih sten

Prav tako na mestu, kjer se s ploščo stikajo stopnice, obtežimo model z linijsko obtežbo zaradi stopnic. Nadomestno linijsko obtežbo določimo iz teže konstrukcijskega sklopa. Pol obtežbe stopnic prenesemo v ploščo, pol pa v temelje.

Preglednica 5-20: Sestava konstrukcijskega sklopa in njegova teža

SLOJ	DEBELINA h [m]	OBTEŽBA [kN/(1,025m)]
obrabni sloj	0,03	1,04
stopnice	0,06	1,99
stopniščna plošča	0,06	3,33
omet	0,01	0,20
<b>SKUPAJ</b>		<b>6,56</b>

$$g_{lin,stop} = \frac{6,56 \cdot 3,75}{2 \cdot 1,025} = 12kN/m$$



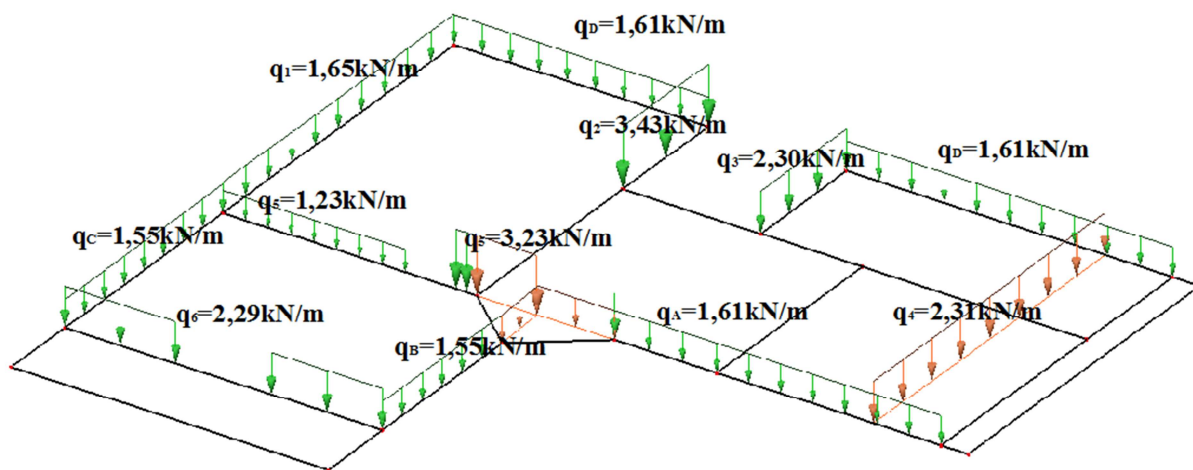
Slika 5-42: Razporeditev lastne stalne obtežbe stopnic

KORISTNA OBTEŽBA

Na plošči upoštevamo dva tipa koristne obtežbe. Linijsko koristno obtežbo upoštevamo kot posledico koristne obtežbe na strehi. Določimo jo iz reakcij iz izračuna ostrešja.

Preglednica 5-21: Nadomestna obtežba zaradi koristne obtežbe strehe

STENA	KORISTNA OBTEŽBA STREHE	
	NADOMESTNA LINJSKA OBTEŽBA [kN/m]	NADOMESTNA TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]
A	1,61	-
B	1,55	-
C	1,55	-
D	1,61	-
1	1,65	
2	3,43	2,57 (prenos v steno 5)
3	2,30	1,73
4	2,31	-
5	1,23 in 3,23	-
6	2,29	-



Slika 5-43: Razporeditev nadomestne linijske obtežbe zaradi koristne obtežbe strehe

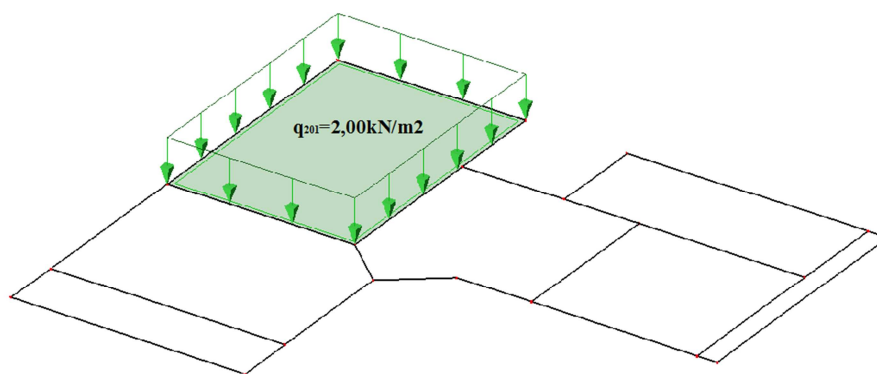
Nadomestno linijsko obtežbo zaradi koristne obtežbe stopnic določimo podobno kot nadomestno zaradi stalne obtežbe. Velikost nadomestne linijske obtežbe zaradi koristne obtežbe stopnic je 3,75kN/m in je posebej ne prikazujem.

Ploskovno koristno obtežbo razporedimo po plošči po posameznih pozicijah, ki jih nato kombiniramo tako, da dobimo za ploščo kar najbolj neugodno stanje.

Preglednica 5-22: Ploskovna koristna obtežba plošče

POZICIJA	KORISTNA OBTEŽBA [kN/m <sup>2</sup> ]
201	2,00
202	2,00
203	2,00
204	2,00
205	2,00
206	2,50
207	2,50

Na spodnji sliki je prikazana koristna obtežba za pozicijo 201.



Slika 5-44: Razporeditev ploskovne koristne obtežbe za pozicijo 201

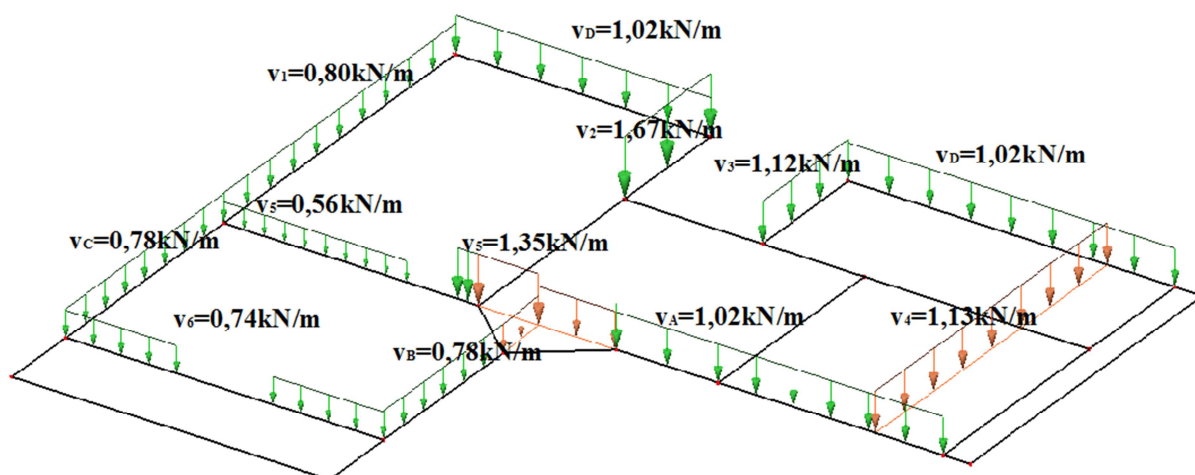
#### OBTEŽBA Z VETROM

Obtežba z vetrom se prek nosilnih stene prenaša iz strehe. Določimo jo iz reakcij iz izračuna ostrešja.

Preglednica 5-23: Nadomestna obtežba zaradi obtežbe strehe z vetrom

STENA	OBTEŽBA STREHE Z VETROM	
	NADOMESTNA LINJSKA OBTEŽBA [kN/m]	NADOMESTNA TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]
A	1,02	-
B	0,78	-
C	0,78	-
D	1,02	-
1	0,80	-
2	1,67	1,25 (prenos v steno 5)
3	1,12	0,84
4	1,13	-
5	0,56 in 1,35	-
6	0,74	-

Razporeditev je razvidna na spodnji sliki.



Slika 5-45: Razporeditev linijske obtežbe zaradi vetra

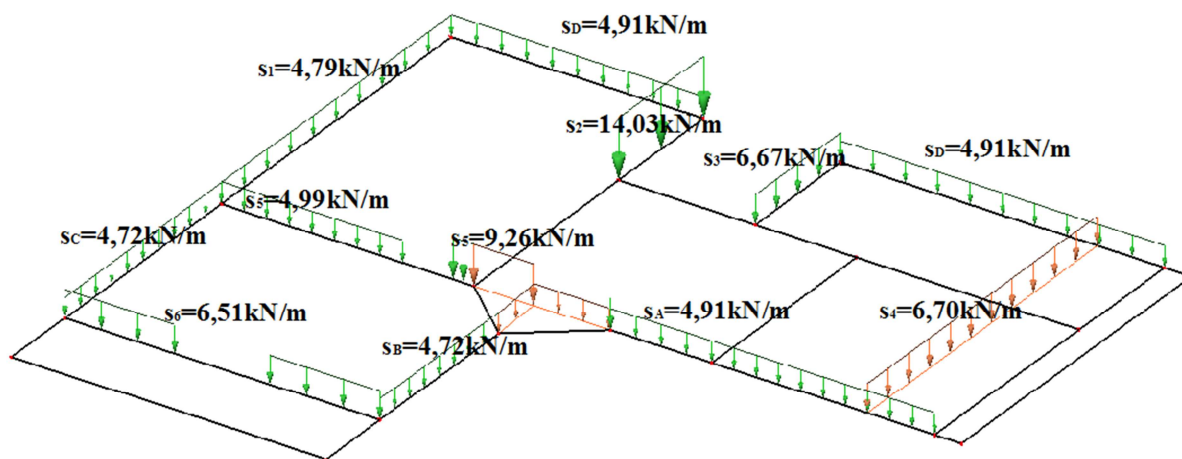
### OBTEŽBA S SNEGOM

Obtežba s snegom se prek nosilnih stene prenaša iz strehe. Določimo jo iz reakcij iz izračuna ostrešja.

Preglednica 5-24: Nadomestna obtežba zaradi obtežbe strehe s snegom

STENA	OBTEŽBA STREHE S SNEGOM	
	NADOMESTNA LINJSKA OBTEŽBA [kN/m]	NADOMESTNA TOČKOVNA OBTEŽBA [kN]
A	4,91	-
B	4,72	-
C	4,72	-
D	4,91	-
1	4,79	-
2	14,03	7,43 (prenos v steno 5)
3	6,67	5,00
4	6,70	-
5	4,99 in 9,26	-
6	6,51	-

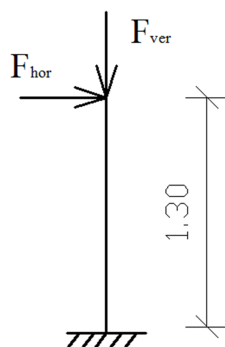
Razporeditev je razvidna na spodnji sliki.



Slika 5-46: Razporeditev linijske obtežbe zaradi snega

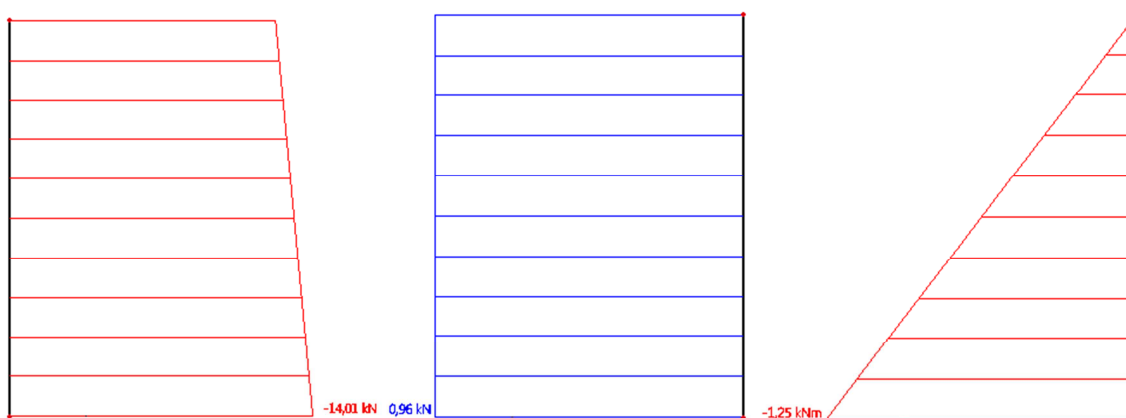
### HORIZONTALNE REKACIJE KAPNIH LEG

V ploščo se preko vertikalnih vezi prenesejo horizontalne reakcije kapnih leg, ki so sidrane v horizontalno potresno vez. Vpliv teh horizontalnih sil modeliramo tako, da horizontalno reakcijo na mestu vpetja kapne lege prenesem na nivo plošče.



Slika 5-47: Statični model stebrička za prenos horizontalnih reakcij kapne lege

Stebriček ima prečni prerez 20/20cm in je obremenjen z maksimalnimi reakcijami kapne lege. Največja horizontalna reakcija znaša 0,92kN, največja vertikalna pa 12,29kN.



Slika 5-48: Ekstremne vrednosti osnih, prečnih sil in upogibnih momentov v stebričku

Nosilnost stebrička preverimo na mestu vpetja v ploščo, kjer so notranje obremenitve največje.

Upogib:

$$M_{Ed} = M_d + N_{d,prip} \cdot z_s = 1,25 + 14,01 \cdot 0,07 = 2,23 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,23 \cdot 100}{1,67 \cdot 20 \cdot 17^2} = 0,023$$

Izberem  $k_s=1,121$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3,5/10\%$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d} - \frac{N_d}{f_{yd}} = \frac{1,121 \cdot 2,23 \cdot 100}{43,48 \cdot 17} - \frac{14,01}{43,48} = 0,02 \text{ cm}^2$$

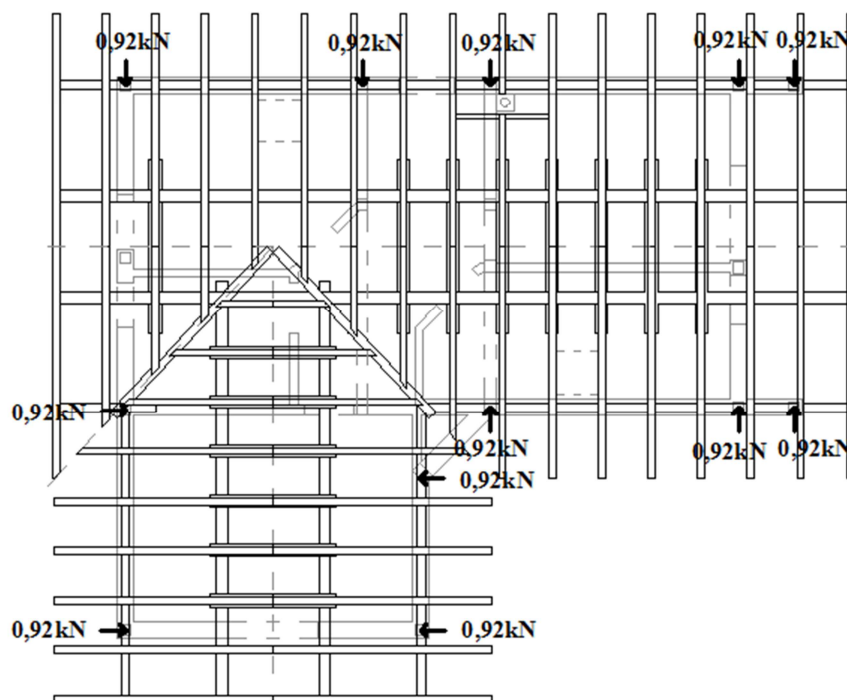
Zaradi velike osne sile betonski prerez praktično sam prenese upogibno obremenitev. Armaturo izberem na podlagi zahteve za armaturo vertikalnih potresnih vezi  $4 \varphi 14 \rightarrow A_{s,dej} = 6,16 \text{ cm}^2$ .

Strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 29,02 \text{ kN} \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

Ker je  $V_{Rd,c} > V_d$  imamo samo minimalno strižno armaturo, ki je potrebna v protipotresnih vezeh.

Horizontalno reakcijo v velikosti 0,92kN iz stebrička upoštevamo pri izračunu plošče. Skica mest teh horizontalnih sil je prikazana na spodnji sliki.



Slika 5-49: Mesta prenosa horizontalnih sil iz kapne lege v ploščo

## OBTEŽNE KOMBINACIJE

Za MSN kombiniramo vplive z naslednji kombinacijami:

MSN1:	$1,35 L + 1,5 K (201,202,203,204,205,206,207) + 0,75 S + 0,9 V$
MSN2:	$1,35 L + 1,05 K (201,202,203,204,205,206,207) + 1,5 S + 0,9 V$
MSN3:	$1,35 L + 1,05 K (201,202,203,204,205,206,207) + 0,75 S + 1,5 V$
MSN4:	$1,35 L + 1,5 K (201,204,206) + 0,75 S + 0,9 V$
MSN5:	$1,35 L + 1,05 K (201,204,206) + 1,5 S + 0,9 V$
MSN6:	$1,35 L + 1,05 K (201,204,206) + 0,75 S + 1,5 V$
MSN7:	$1,35 L + 1,5 K (202,203,205,207) + 0,75 S + 0,9 V$
MSN8:	$1,35 L + 1,05 K (202,203,205,207) + 1,5 S + 0,9 V$
MSN9:	$1,35 L + 1,05 K (202,203,205,207) + 0,75 S + 1,5 V$
MSN10:	$1,35 L + 1,5 K (201,202,204,205) + 0,75 S + 0,9 V$
MSN11:	$1,35 L + 1,05 K (201,202,204,205) + 1,5 S + 0,9 V$
MSN12:	$1,35 L + 1,05 K (201,202,204,205) + 0,75 S + 1,5 V$
MSN13:	$1,35 L + 1,5 K (203,206,207) + 0,75 S + 0,9 V$
MSN14:	$1,35 L + 1,05 K (203,206,207) + 1,5 S + 0,9 V$
MSN15:	$1,35 L + 1,05 K (203,206,207) + 0,75 S + 1,5 V$

Za MSU upoštevamo naslednje kombinacije:

MSU1:	$1,0 L + 0,3 K (201,202,203,204,205,206,207)$
MSU2:	$1,0 L + 0,3 K (201,204,206)$
MSU3:	$1,0 L + 0,3 K (202,203,205,207)$
MSU4:	$1,0 L + 0,3 K (201,202,204,205)$
MSU5:	$1,0 L + 0,3 K (203,206,207)$

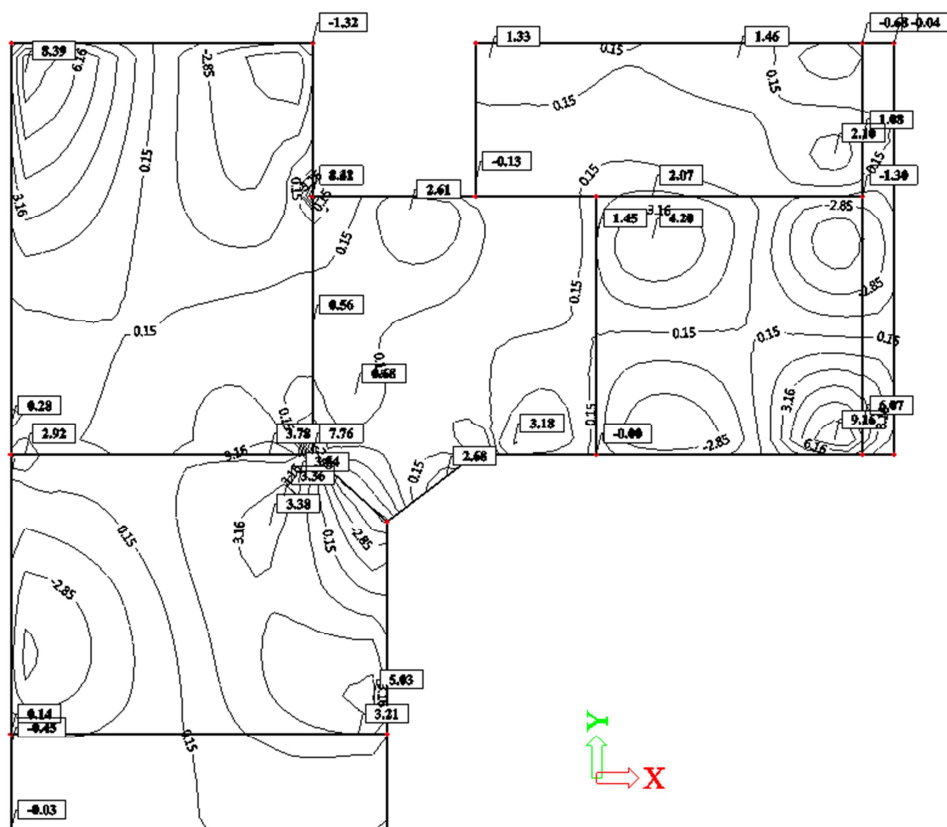
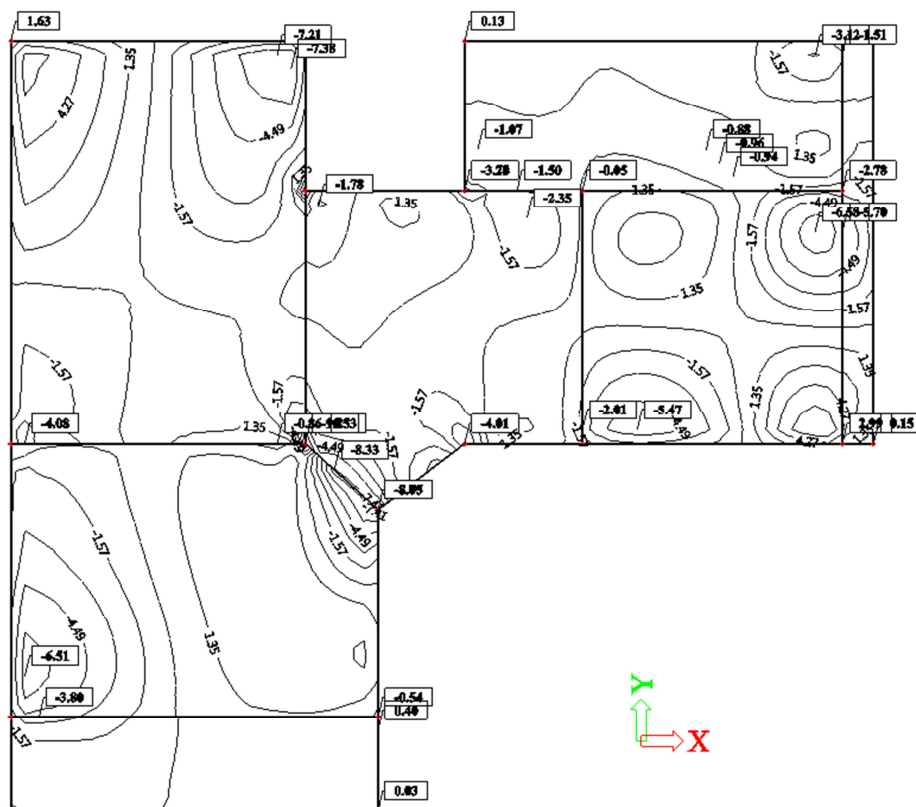
## OBREMENITEV

S pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013) dobimo notranje obremenitve, ki so posledica kombinacij zunanje obtežbe.



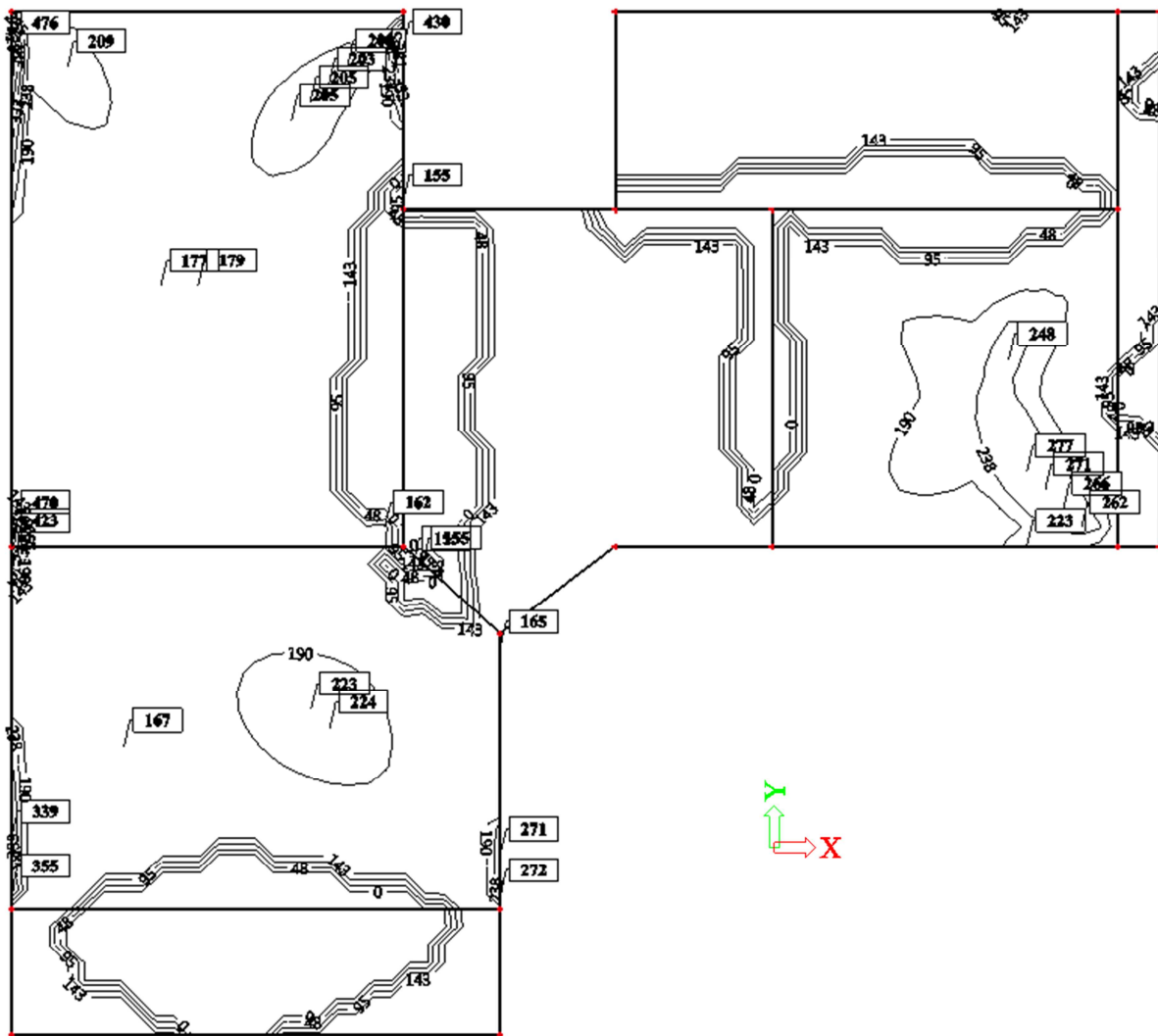




Slika 5-54: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov  $m_{xy}$ Slika 5-55: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov  $m_{xy}$



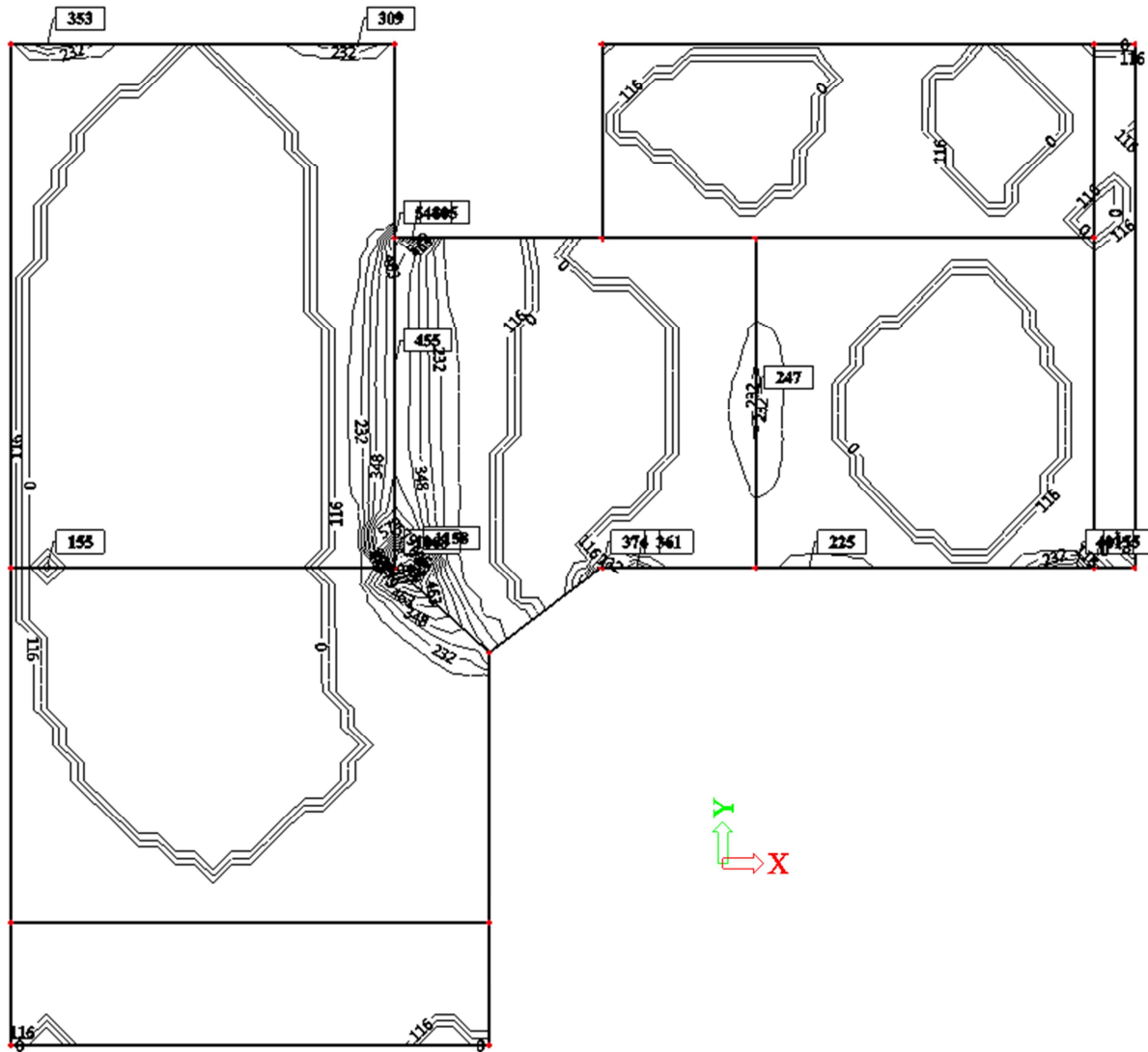
Armatura v smeri y:



Slika 5-57: Spodnja armatura plošče v smeri y

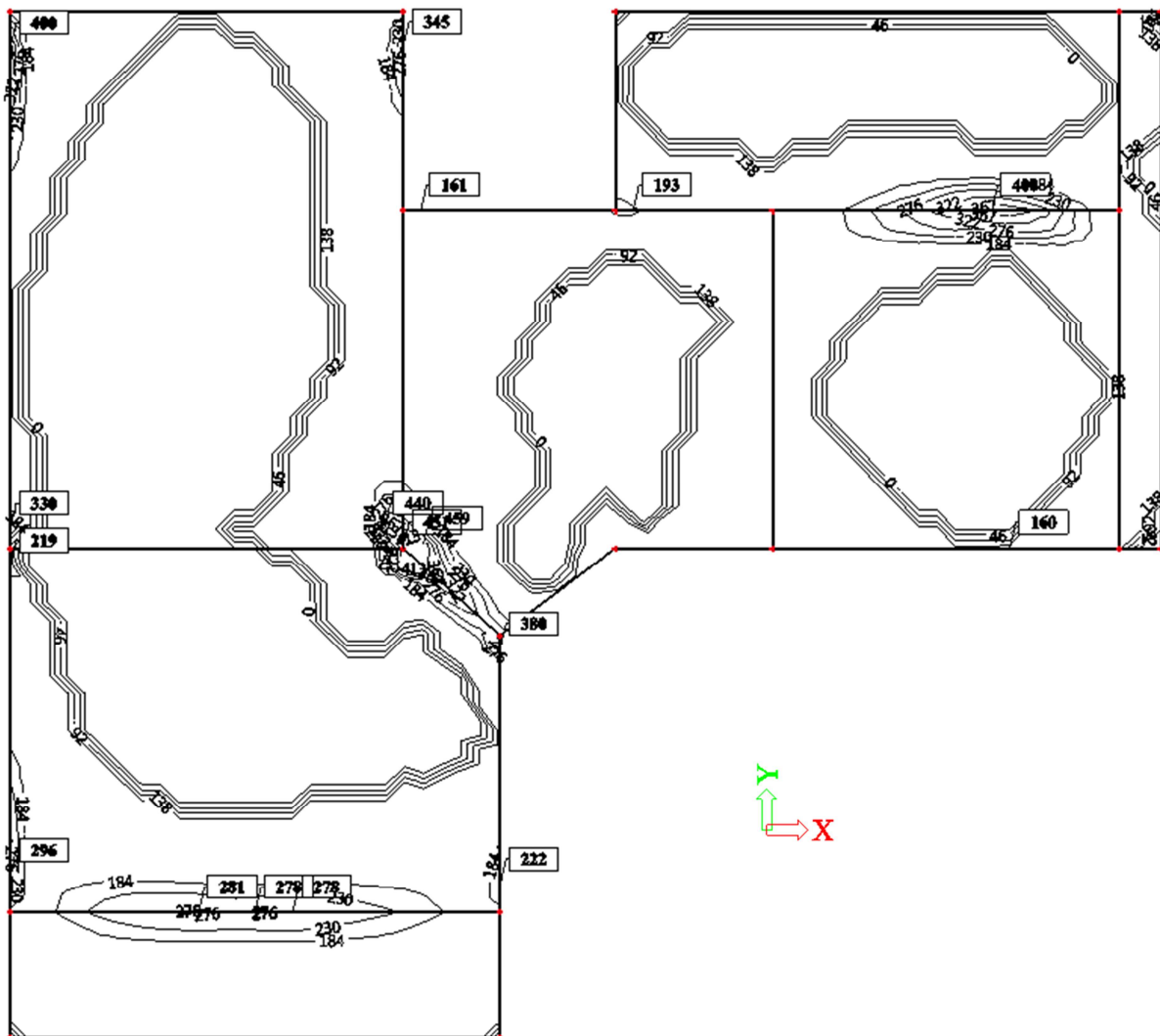
## ZGORNJA ARMATURA

Armatura v smeri x:



Slika 5-58: Zgornja armatura plošče v smeri x

Armatura v smeri y:



Slika 5-59: Zgornja armatura plošče v smeri y

## 5.4 ARMIRANOBETONSKI NOSILCI V PRITLIČJU

Skica statičnih pozicij armiranobetonskih preklad je v prilogi G.

Osredotočimo se le na analizo in dimenzioniranje pozicije 111, ki podpira ploščo.

### OBTEŽBA

Pri računu upoštevamo lastno težo nosilcev in stalno obtežbo, ki se prenese iz višjih delov konstrukcije. Ta je sestavljena iz stalne obtežbe strehe, plošče in nosilnih zidov v mansardi, koristne obtežbe strehe in plošče, obtežbe snega in pa obtežbe vetra.

Za MSN upoštevamo ovojnico naslednjih kombinacij obtežbe:

$$\text{MSN 1: } 1,35 L + 1,5 K + 0,75 S + 0,9 V$$

$$\text{MSN 2: } 1,35 L + 1,5 S + 1,05 K + 0,9 V$$

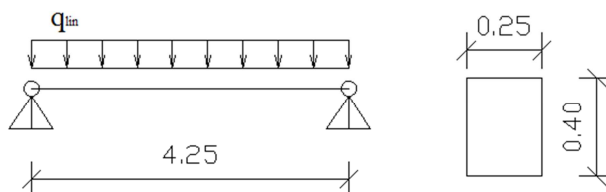
$$\text{MSN 3: } 1,35 L + 1,5 V + 1,05 K + 0,75 S$$

Za MSU pa upoštevamo naslednjo kombinacijo obtežbe:

$$\text{MSU: } L + 0,3 K$$

### POZ 111

Pozicijo 111 modeliramo kot prostoležeč nosilec, ki je obremenjen z linijsko obtežbo. To poenostavljeno upoštevamo kot maksimalno vrednost, ki se pojavi kot reakcija nosilne stene, ki poteka ravno nad nosilcem. Armaturni načrt pozicije 111 je prikazan v prilogi H.



Slika 5-60: Statični model in prerez pozicije 111

### OBTEŽBA

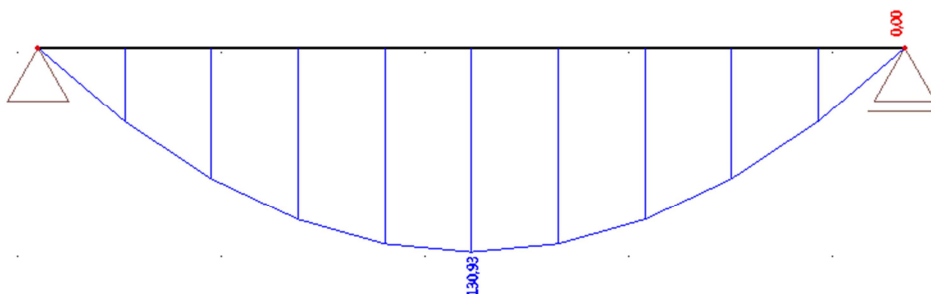
Obtežbo pozicije 111 lahko določimo kot nadomestne linijske obtežbe, ki nastanejo zaradi lastne teže nosilne stene nad nosilcem in obtežb, ki se prenašajo iz strehe. Te so stalna in koristna obtežba strehe, obtežba s snegom in obtežba z vetrom.



Preglednica 5-25: Nadomestna obtežba pozicije 111, ki se prenese iz višjih delov konstrukcije

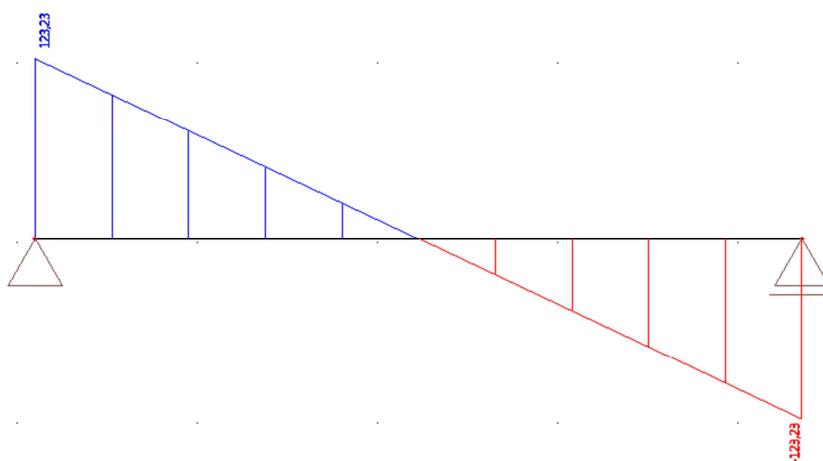
OBTEŽBA	NADOMESTNA LINJSKA OBTEŽBA [kN/m]
LASTNA TEŽA ZIDU IN STALNA	24,54
KORISTNA	11,52
SNEG	5,02
VETER	0,56

Ovojnice notranjih sil dobimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Diagrami notranjih sil so prikazani na spodnjih slikah.



Slika 5-61: Ovojnica upogibnih momentov pozicije 111

$$M_{d,max} = 130,93 \text{ kNm}$$



Slika 5-62: Ovojnica prečnih sil pozicije 111

$$V_{d,max} = 123,23 \text{ kN}$$

## DIMENZIONIRANJE

Upogib:

$$k_d = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{130,93 \cdot 100}{1,67 \cdot 25 \cdot 37^2} = 0,229$$

Izberem  $k_s=1,161$  za  $-\varepsilon_c/\varepsilon_s = -3,5/7\%$ .

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1,161 \cdot 130,93 \cdot 100}{43,83 \cdot 37} = 9,37 \text{ cm}^2$$

Strig:

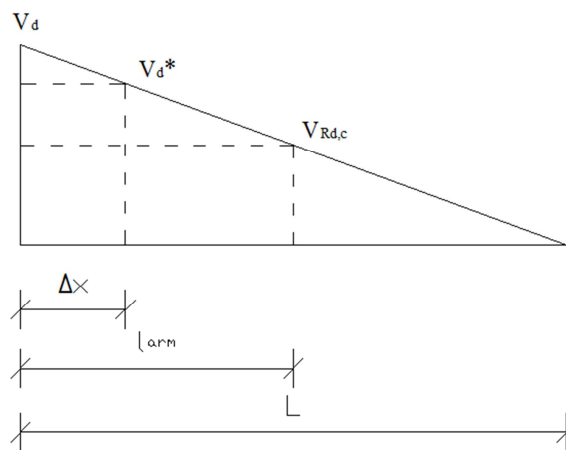
Preverimo strižno nosilnost betonskega prereza:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. = 56,56 \text{ kN}$$

Ker je strižna nosilnost betonskega prereza manjša od projektne strižne sile, potrebujemo dodatno strižno armaturo.

Redukcija strižne sile ob podpori:

$$\Delta x = 10 + 37 = 47 \text{ cm}$$



Slika 5-63: Redukcija prečne sile ob podpori

$$V_d^* = V_d - V_{red,pod} = 123,23 - \frac{123,23 \cdot 47}{213} = 96,04 \text{ kN}$$

$$l_{arm} = \frac{(V_d - V_{Rd,c}) \cdot l}{V_d} = \frac{(123,23 - 56,56) \cdot 213}{123,23} = 115 \text{ cm}$$

$$A_{sw} = \frac{V_d^* \cdot s}{z \cdot f_{yw,d}} = \frac{96,04 \cdot 100}{0,9 \cdot 37 \cdot 43,48} = 6,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem strižno armaturo  $\phi 8 / 7,5 \text{ cm}$  v dolžini 1,15 m od vsake podpore proti sredi nosilca, vmes  $\phi 8 / 25 \text{ cm}$ .

Dodatna vzdolžna armatura:

$$\Delta A_{sl} = \frac{\Delta F_{td}}{f_{yd}} = \frac{0,5 \cdot 96,04}{43,48} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Skupna vzdolžna armatura:

$$A_s = 9,37 + 1,10 = 10,47 \text{ cm}^2$$

Izberem 4  $\varnothing$  20  $\rightarrow A_{s,dej} = 12,57 \text{ cm}^2$ .

Pomiki:

Če je razmerje dimenzij razpetine proti statični višini manjše, kot ga določa spodnja formula, potem račun pomikov ni potreben.

$$\frac{l}{d} \leq K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ za } \rho > \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = \frac{425}{37} = 11,49 \leq 1 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0105 - 0} \right] = 14,57$$

Račun pomikov ni potreben.

## 5.5 POMIKI ARMIRANOBETONSKE PLOČE

Na splošno pomikov ni potrebno kontrolirati, saj SIST EN 1992-1-1 določa poenostavljena pravila, kot na primer razmerje med razpetino in statično višino prereza, ki bosta v normalnih okoliščinah preprečila prevelike pomike. Natančnejše kontrole so v splošnem potrebne za elemente, ki tem omejitvam ne zadoščajo, ali kadar so zahtevane omejitve povsesov drugačne od tistih, ki so v SIST EN 1992-1-1 upoštewane pri določitvi največjih vrednostih  $L/d$ , ki še zagotavljajo ustrezno omejitev pomikov.

### 5.5.1 POMIKI OBRAVNAVANE ARMIRANOBETONSKE PLOŠČE

Najprej preverimo, če je kontrola pomikov za naš primer po SIST EN 1992-1-1 potrebna.

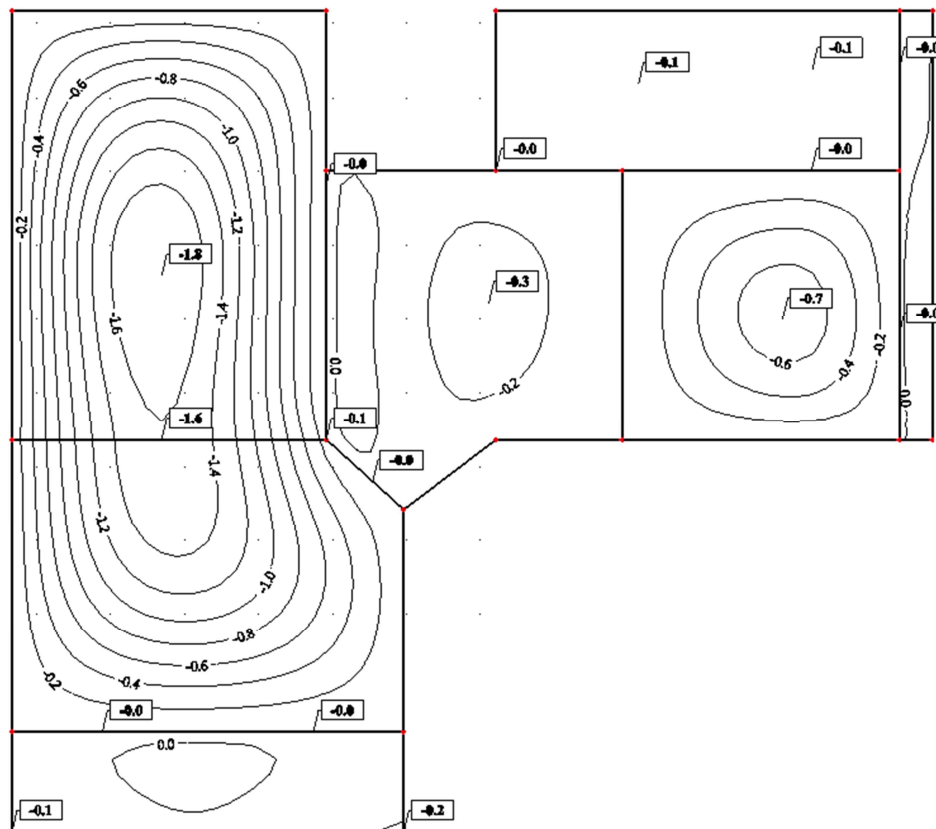
$$\frac{l}{d} \leq K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ za } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = \frac{425}{12} = 35,42 \leq 1 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0023} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left( \frac{0,005}{0,0023} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 47,65$$

Iz zgornje neenačbe sledi, da pomikov praviloma ne bi bilo potrebno preverjati, vendar jih bomo, zato da bi ugotovili, če je ta pogoj dovolj strog ali mogoče preveč ohlapen.

### POMIKI PO LINEARNI TEORII ELASTIČNOSTI HOMOGENE KONSTRUKCIJE

Pomiki, dobljeni po linearni teoriji elastičnosti homogene konstrukcije pri navidezno stalni kombinaciji vplivov so prikazani na spodnji sliki.



Slika 5-64: Pomiki homogene plošče po linearni teoriji elastičnosti (enote so mm)

Največji pomik znaša 0,18cm. SIST EN 1992-1-1 podaja zahtevo, da morajo biti pomiki manjši od 1/250, kar znaša 1,8cm. Pomiki so torej znotraj omejitev in daleč na varni strani, če upoštevamo, da plošča ni razpokana in ne upoštevamo lezenja betona.

#### POMIKI PO METODI REDUCIRANIH PREREZOV

Vpliv razpok na pomike lahko približno zajamemo z metodo reduciranih prerezov, ki upošteva zmanjšanje togosti homogenega prereza zaradi razpok in prispevek armature k togosti plošče. Tudi v tem primeru pa moramo izhajati iz znane konstrukcije, ki smo jo predhodno dimenzionirali. Pri tem predpostavimo, da se pri navidezno stalni obtežbi razpokana konstrukcija obnaša linearno elastično.

Nadomestno višino prereza dobimo razmerja med obtežbo za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti.

$$q_{MSN} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$$

$$q_{MSU} = 1,0 \cdot g + 0,3 \cdot q$$

$$q_{MSN} = 1,35 \cdot (1,902 + 0,15 \cdot 25) + 1,5 \cdot 2,0 = 10,63 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{MSU} = 1,0 \cdot (1,902 + 0,15 \cdot 25) + 0,3 \cdot 2,0 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

Vrednost  $M_{MSN}$  imamo že izračunano v statičnem izračunu plošče in znaša 16,97kNm/m.

$$M_{MSU} = \frac{q_{MSU}}{q_{MSN}} \cdot M_{MSN} = \frac{6,25}{10,63} \cdot 16,97 = 9,98 \text{ kNm/m}$$

Z izračunanim upogibnim momentom za mejno stanje uporabnosti lahko določimo višino tlačene cone v mejnem stanju uporabnosti, iz nje pa višino reduciranega prereza konstrukcije, ki jo bomo uporabili v računu pomikov.

$$k_d = \frac{M_{MSU}[Mpm]}{b[m] \cdot (d[dm])^2} = \frac{0,998}{1,0 \cdot 1,2^2} = 0,693$$

Ocenimo še nivo napetosti v armaturi:

$$\sigma_s = 0,7 \cdot f_{yd} = 0,7 \cdot 43,48 = 30,44 \text{ kN/cm}^2$$

Na podlagi  $k_d$  in ocenjenega nivoja napetosti v armaturi izberemo koeficient višine tlačene cone  $k_x$  in koeficient višine ročice notranjih sil  $k_z$ .

$$k_x = 0,2 \quad k_z = 0,93$$

Preverimo ustreznost ocenjenega nivoja napetosti v armaturi:

$$N_s = \frac{M_{MSU}}{k_z \cdot d} = \frac{9,98}{0,93 \cdot 0,12} = 89,43 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} = \frac{89,43}{3,43} = 26,06 \text{ kN/cm}^2$$

Ker je bila ocenjena napetost v armaturi previsoka, izberemo nova  $k_x$  in  $k_z$  za nov nivo napetosti.

$$k_x = 0,21 \quad k_z = 0,93$$

$$x = 0,21 \cdot 12 = 2,5 \text{ cm}$$

Iz dobljene višine tlačene cone in ostalih znanih podatkov lahko izračunamo višino nadomestnega prereza v sredini polja:

$$A_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b=100 \text{ cm}, d=15-3=12 \text{ cm}$$

$$I_{red} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + A_s \cdot (d - x)^2 \cdot n$$

$$I_{red, plošče, sredina} = \frac{100 \cdot 2,5^3}{12} + 100 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{2,5}{2}\right)^2 + 3,43 \cdot (12 - 2,5)^2 \cdot 6,45$$

$$= 2517,48 \text{ cm}^4$$

$$h_{red, plošče, sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red, plošče, sredina}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 2517,48}{100}} = 6,71 \text{ cm}$$

Če bi za celotno konstrukcijo privzeli višino reduciranega prereza, ki smo jo izračunali za sredino razpona, bi bili pomiki preveliki. Da bi dobili bolj realne rezultate, izračunamo še višino reduciranega prereza ob podpori, za izračun pomikov pa vzamemo povprečje obeh.

$$I_{red, plošče, podpora} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} + 3,43 \cdot (7,5 - 3)^2 \cdot 6,45 = 28573 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,plošče,podpora} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red,plošče,podpora}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 28573}{100}} = 15,08cm$$

$$h_{red,plošče} = \frac{h_{red,plošče,sredina} + h_{red,plošče,podpora}}{2} = \frac{6,71 + 15,08}{2} = 10,9cm$$

Izračunamo še  $x_{nosilca}$ , za kar potrebujemo še sodelujočo širino plošče  $b_{eff}$ .

$$l_0 = 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 0,15 \cdot (395 + 585) = 147cm$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot \frac{l_1}{2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 395 + 0,1 \cdot 147 = 54,2cm < 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 347 \\ = 69cm$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot \frac{l_2}{2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 585 + 0,1 \cdot 147 = 73,2cm < 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 347 \\ = 69cm$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 54,2 + 69 + 25 = 148,2cm$$

$A_s = 10,47cm^2/m$ ,  $n=6,45$ ,  $b_{eff}=148,2cm$ ,  $d=37cm$ ,  $M_{MSU}=34,38kNm/m$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{3,438}{1,482 \cdot 3,7^2} = 0,169$$

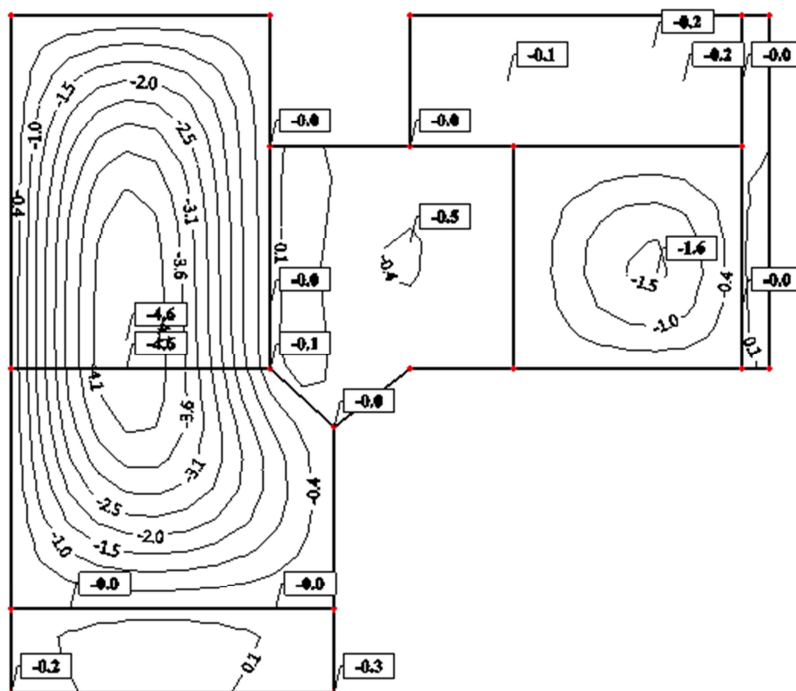
$$k_x = 0,15 \quad k_z = 0,97$$

$$x = 0,15 \cdot 37 = 5,55cm$$

$$I_{red,nosilca} = \frac{148,2 \cdot 5,5^3}{12} + 148,2 \cdot 5,5 \cdot \left(\frac{5,5}{2}\right)^2 + 10,47 \cdot (37 - 5,5)^2 \cdot 6,45 \\ = 75227cm^4$$

$$h_{red,nosilca} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red,nosilca}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 75227}{148,2}} = 18,27cm$$

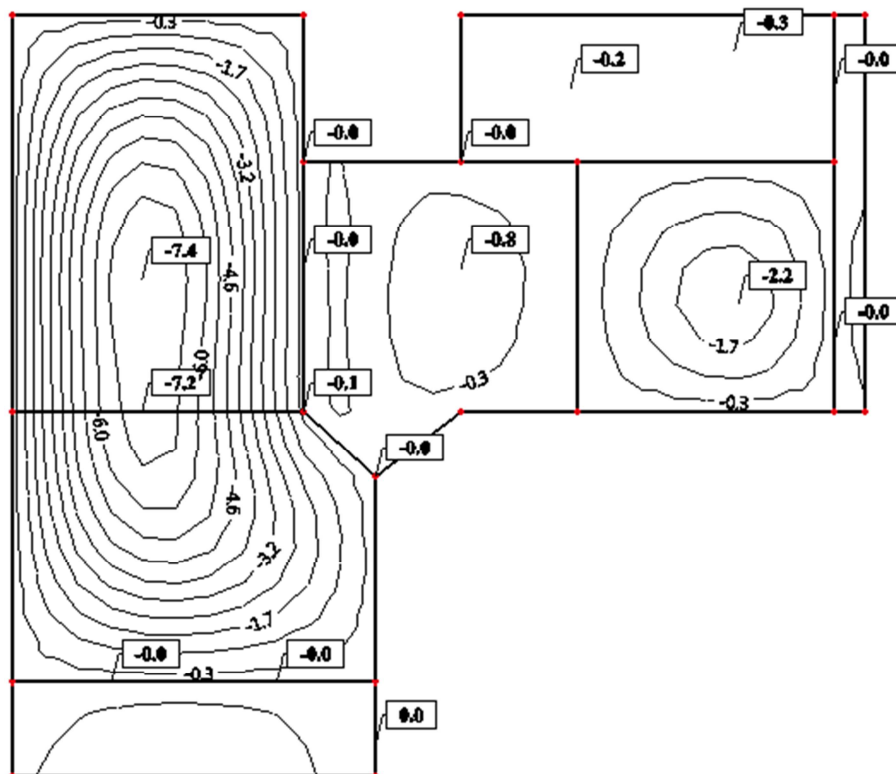
Na ta način dobimo reducirane višine prerezov, ki jih upoštevamo pri izračunu pomikov konstrukcije. Dobljeni rezultati analize pomikov elastičnosti z upoštevanjem reducirane debeline plošče so prikazane na spodnji sliki.



Slika 5-65: Pomiki plošče po teoriji reduciranih prerezov

#### POMIKI PO TEORIJI DRUGEGA REDA Z UPOŠTEVANJEM LEZENJA BETONA

Račun pomikov plošče po teoriji drugega reda je bil izveden z uporabo računalniškega programa SCIA Engineer (Nemetschek SCIA, 2013). Program pri računu upošteva računsko potrebno armaturo, ki je bila določena glede na ovojnico obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti. Rezultati analize pomikov po teoriji drugega reda z upoštevanjem količnikom lezenja  $\varphi=2,5$  so prikazani na sliki 5-66.

Slika 5-66: Pomiki plošče po teoriji drugega reda za koeficient lezenja  $\varphi=2,5$

Analiza pomikov plošče je bila izvedena tudi z upoštevanjem količnikov lezenja  $\varphi=1,0$ ,  $\varphi=2,0$  in  $\varphi=3$ . Rezultati teh analiz grafično niso prikazani, podani pa so v preglednicah na koncu tega poglavja.

### 5.5.2 POMIKI TESTNE ARMIRANOBETONSKE PLOŠČE

Izraz testna armiranobetonska plošča v obravnavanem primeru predstavlja le neko izbrano ploščo večjih dimenzij in večjih obtežb pri kateri sili računsko analizirani pomiki s predhodno omenjenimi metodami računa, niso pa bili izmerjeni. Z računsko analizo pomikov plošče večjih dimenzij in različnih načinov podpiranja sem želel preveriti v kolikšni meri dimenzije konstrukcije in načini podpiranja vplivajo na medsebojno razliko izračunanih pomikov plošče, ki jih določimo z različnimi metodami računa.

Pomiki testne armiranobetonske 26cm debele, 8m široke in 24m dolge plošče so bili po vseh predhodno obravnavanih metodah računsko določeni za tri različne načine podpiranja. V prvem primeru je bila plošča vrtljivo podprta le po obodu plošče. V drugem primeru je bila plošča prav tako vrtljivo podprta po obodu plošče, poleg tega pa sta bila na tretinkah dolžine nameščena prečna nosilca  $b/h=30/80$ cm. V tretjem primeru pa je bila plošča podprta z obodnimi in v tretinkah dolžine nameščenimi prečnimi nosilci  $b/h=30/80$ cm, ki počivajo na vogalnih stebrih in na stebrih v priključkih prečnih nosilcev na vzdolžne robne nosilce.

Plošča je obremenjena le z lastno težo in koristno obtežbo v velikosti  $10\text{kN/m}^2$  po vsej površini.

Najprej preverimo, če je izračun pomikov potreben:

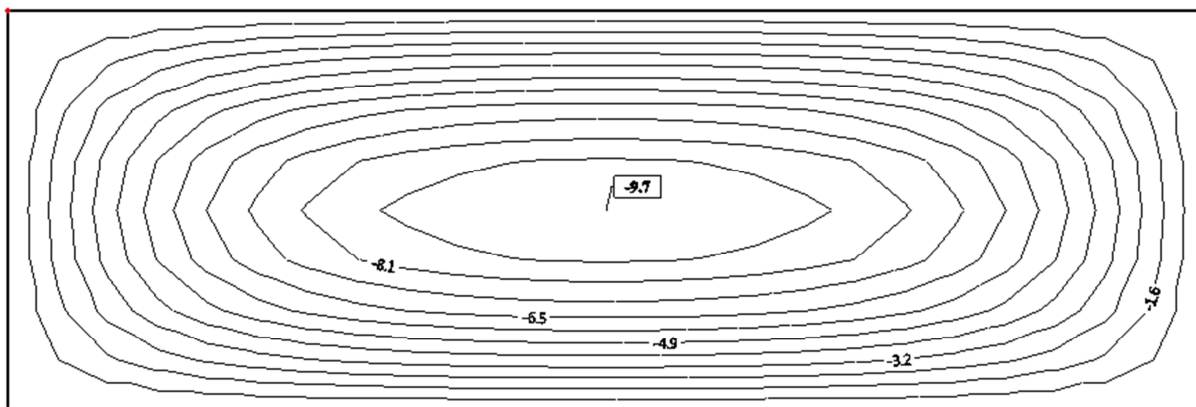
$$\frac{l}{d} \leq K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ za } \rho > \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = \frac{800}{23} = 34,78 \leq 1 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0081} \right] = 15,63$$

Račun pomikov je potreben.

#### POMIKI PO LINEARNI TEORIJI HOMOGENE KONSTRUKCIJE

Pomike najprej izračunamo po linearni teoriji homogene konstrukcije. Za prostoležeče podpiranje so pomiki prikazani na spodnji sliki, pomiki za druga dva načina podpiranja grafično niso prikazani so pa tabelarično v analizi pomikov.



Slika 5-67: Pomiki prostoležeče podprte testne plošče po linearni teoriji



## POMIKI PO TEORIJI REDUCIRANIH PREREZOV

Podobno kot pri osnovni konstrukciji, tudi tu izračunamo višino tlačene cone in iz nje nadomestno višino prereza. Za prostoležečo ploščo je iskana višina tlačene cone  $x$ :

$$A_s = 20,96 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b=100\text{cm}, d=26-3=23\text{cm}, M_{MSU}=71,15\text{kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{7,115}{1,0 \cdot 2,3^2} = 1,345$$

$$k_x = 0,29 \quad k_z = 0,90$$

$$x = 0,29 \cdot 23 = 6,67 \text{ cm}$$

$$I_{red,sredina} = \frac{100 \cdot 6,67^3}{12} + 100 \cdot 6,67 \cdot \left(\frac{6,67}{2}\right)^2 + 20,96 \cdot (23 - 6,67)^2 \cdot 6,45$$

$$= 45942 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 45942}{100}} = 17,67 \text{ cm}$$

$$I_{red,podpora} = \frac{100 \cdot 26^3}{12} + 20,96 \cdot (13 - 3)^2 \cdot 6,45 = 159986 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,podpora} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 159986}{100}} = 26,78 \text{ cm}$$

$$h_{red,plošče} = \frac{h_{red,plošče,sredina} + h_{red,plošče,podpora}}{2} = \frac{17,67 + 26,78}{2} = 22,23 \text{ cm}$$

Za ta primer pomiki niso posebej grafično prikazani, tabelarično pa so prikazani na koncu tega poglavja.

Za prostoležečo ploščo z vmesnimi prečnimi nosilci je reducirana višina prereza:

$$A_{s,plošče} = 17,48 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b=100\text{cm}, d=26-3=23\text{cm}, M_{MSU}=44,52\text{kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{4,452}{1,0 \cdot 2,3^2} = 0,842$$

$$k_x = 0,23 \quad k_z = 0,92$$

$$x = 0,23 \cdot 23 = 5,29 \text{ cm}$$

$$I_{red,plošče,sredina} = \frac{100 \cdot 5,29^3}{12} + 100 \cdot 5,29 \cdot \left(\frac{5,29}{2}\right)^2 + 17,48 \cdot (23 - 5,29)^2 \cdot 6,45$$

$$= 40297 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,plošče,sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 40297}{100}} = 16,91 \text{ cm}$$

$$I_{red,podpora} = \frac{100 \cdot 26^3}{12} + 17,48 \cdot (13 - 3)^2 \cdot 6,45 = 157741 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,podpora} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 157741}{100}} = 26,65 \text{ cm}$$

$$h_{red,plošče} = \frac{h_{red,plošče,sredina} + h_{red,plošče,podpora}}{2} = \frac{16,91 + 26,65}{2} = 21,78 \text{ cm}$$

$$A_{s,nosilca} = 17,64 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b_{eff}=398 \text{ cm}, d=80-3=77 \text{ cm}, M_{MSU}=306,61 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{30,661}{3,98 \cdot 7,7^2} = 0,130$$

$$k_x = 0,09$$

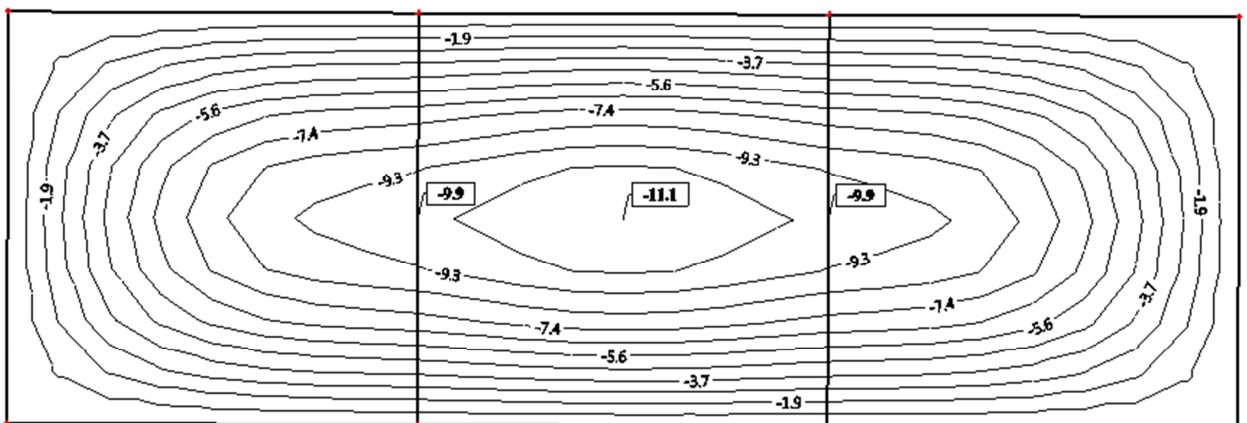
$$x = 0,09 \cdot 77 = 6,93 \text{ cm}$$

$$I_{red,nosilca,sredina} = \frac{398 \cdot 6,93^3}{12} + 398 \cdot 6,93 \cdot \left(\frac{6,93}{2}\right)^2 + 17,64 \cdot (77 - 6,93)^2 \cdot 6,45 = 602781 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,nosilca,sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 602781}{398}} = 26,29 \text{ cm}$$

$$h_{red,nosilca} = \frac{h_{red,nosilca,sredina} + h_{red,nosilca,podpora}}{2} = \frac{26,29 + 80,0}{2} = 53,15 \text{ cm}$$

Če prereze testne plošče spremenimo na dimenzije reduciranih prerezov dobimo za prostoležečo ploščo z vmesnimi nosilci pomike, kot so prikazani na spodnji sliki.



Slika 5-68: Pomiki prostoležeče podprte testne plošče z vmesnimi prečnimi nosilci po teoriji reduciranih prerezov

Za točkovno podprto ploščo z robnimi in vmesnimi nosilci je reducirana višina prereza:

$$A_{s,plošče} = 17,98 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b=100 \text{ cm}, d=26-3=23 \text{ cm}, M_{MSU}=42,46 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{4,246}{1,0 \cdot 2,3^2} = 0,803$$

$$k_x = 0,23$$

$$x = 0,23 \cdot 23 = 5,29 \text{ cm}$$

$$I_{red,plošče,sredina} = \frac{100 \cdot 5,29^3}{12} + 100 \cdot 5,29 \cdot \left(\frac{5,29}{2}\right)^2 + 17,98 \cdot (23 - 5,29)^2 \cdot 6,45$$

$$= 41308 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,plošče,sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 41308}{100}} = 17,05 \text{ cm}$$

$$I_{red,podpora} = \frac{100 \cdot 26^3}{12} + 17,98 \cdot (13 - 3)^2 \cdot 6,45 = 158064 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,podpora} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 158064}{100}} = 26,67 \text{ cm}$$

$$h_{red,plošče} = \frac{h_{red,plošče,sredina} + h_{red,plošče,podpora}}{2} = \frac{17,05 + 26,67}{2} = 21,86 \text{ cm}$$

$$A_{S,vmesnega \ nosilca} = 21,86 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b_{\text{eff}}=398 \text{ cm}, d=80-3=77 \text{ cm}, M_{MSU}=325,71 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{32,571}{3,98 \cdot 7,7^2} = 0,138$$

$$k_x = 0,09$$

$$x = 0,09 \cdot 77 = 6,93 \text{ cm}$$

$$I_{red,vmes,sredina} = \frac{398 \cdot 6,93^3}{12} + 398 \cdot 6,93 \cdot \left(\frac{6,93}{2}\right)^2 + 21,86 \cdot (23 - 6,93)^2 \cdot 6,45$$

$$= 80565 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,vmes,sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 80565}{398}} = 13,44 \text{ cm}$$

$$h_{red,vmes} = \frac{13,44 + 80,0}{2} = 46,72 \text{ cm}$$

$$A_{S,robnega \ nosilca} = 16,94 \text{ cm}^2/\text{m}, n=6,45, b_{\text{eff}}=202 \text{ cm}, d=80-3=77 \text{ cm}, M_{MSU}=219,09 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{MSU}}{b \cdot d^2} = \frac{21,909}{2,02 \cdot 7,7^2} = 0,183$$

$$k_x = 0,10$$

$$x = 0,10 \cdot 77 = 7,70 \text{ cm}$$

$$I_{red,rob,sredina} = \frac{202 \cdot 7,7^3}{12} + 202 \cdot 7,7 \cdot \left(\frac{7,7}{2}\right)^2 + 16,64 \cdot (77 - 7,7)^2 \cdot 6,45$$
$$= 546182 \text{ cm}^4$$

$$h_{red,rob,sredina} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{red}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 546182}{202}} = 31,89 \text{ cm}$$

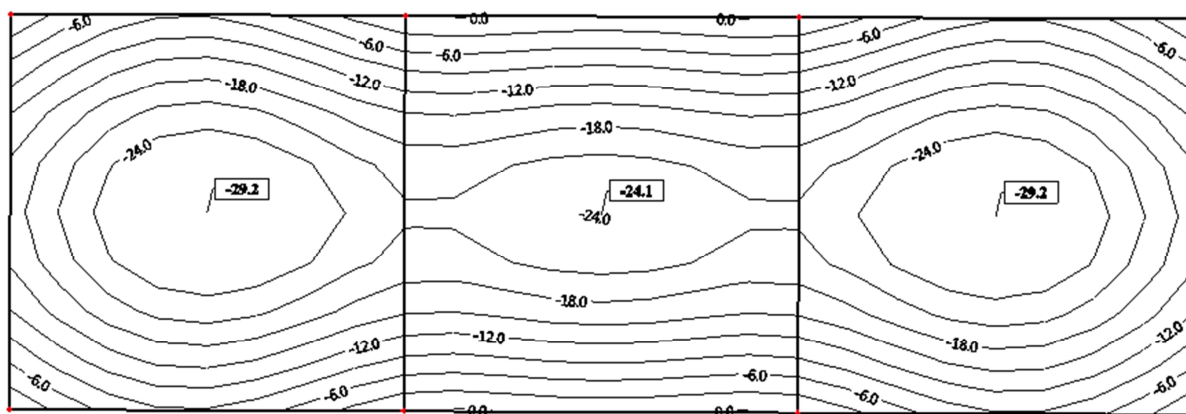
$$h_{red,rob} = \frac{31,89 + 80,0}{2} = 55,95 \text{ cm}$$

Izračunani pomiki niso posebej grafično prikazani, so pa tabelarično ob koncu poglavja.

#### POMIKI PO TEORII DRUGEGA REDA Z UPOŠTEVANJEM LEZENJA BETONA

Izračunal sem še pomike po teoriji drugega reda za vse tri izbrane načine podpiranja. Pri tem sem za vsak primer podpiranja upošteval še štiri različne količnike lezenja  $\varphi$  in sicer 1, 2, 2,5 in 3. Program upošteva računsko potrebno armaturo, ki jo določi na podlagi ovojnice obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti.

Na spodnji sliki so prikazani pomiki točkovno podprte plošče z robnimi in vmesnimi nosilci z upoštevanim količnikom lezenja 3.



Slika 5-69: Pomiki točkovno podprte testne plošče z vmesnimi in robnimi nosilci po teoriji drugega reda za koeficient lezenja  $\varphi=3$

### 5.5.3 MEDSEBOJNA PRIMERJAVA IZRAČUNANIH POMIKOV PO RAZLIČNIH METODAH RAČUNA

#### MAKSIMALNI POMIKI

Najprej si oglejmo maksimalne vrednosti dobljenih pomikov za posamezni primer konstrukcije in izbrane teorije.

Preglednica 5-26: Največji pomiki za obravnavano ploščo in prostoležeče podprto testno ploščo

TEORIJA	OSNOVNA KONSTRUKCIJA			TESTNA KONSTRUKCIJA		
	POMIK $u_{dov}=1,8\text{cm}$			POMIK $u_{dov}=3,2\text{cm}$		
	$u_{izr}$ [cm]	$u_{izr}/u_{lin}$	$u_{izr} < u_{dov}$	$u_{izr}$ [cm]	$u_{izr}/u_{lin}$	$u_{izr} < u_{dov}$
linearna teorija	0,17	1,00	DA	0,97	1,00	DA
linearna teorija-reduciran prerez	0,45	2,65	DA	1,40	1,44	DA
teorija 2. reda $\varphi=1$	0,46	2,71	DA	3,83	3,95	NE
teorija 2. reda $\varphi=2$	0,64	3,76	DA	4,51	4,65	NE
teorija 2. reda $\varphi=2,5$	0,73	4,29	DA	4,71	4,86	NE
teorija 2. reda $\varphi=3$	0,80	4,71	DA	5,07	5,23	NE

Preglednica 5-27: Največji pomiki prostoležeče podprto testno ploščo z vmesnimi nosilci in točkovno podprto testno ploščo z vmesnimi in robnimi nosilci

TEORIJA	TESTNA KONSTRUKCIJA + VMESNI NOSILCI			TEST. + VMESNI IN ROBNİ NOSILCI + TOČKOVNE PODPORE		
	POMIK $u_{dov}=1,6\text{cm}$			POMIK $u_{dov}=1,6\text{cm}$		
	$u_{izr}$ [cm]	$u_{izr}/u_{lin}$	$u_{izr} < u_{dov}$	$u_{izr}$ [cm]	$u_{izr}/u_{lin}$	$u_{izr} < u_{dov}$
linearna teorija	0,60	1,00	DA	0,59	1,00	DA
linearna teorija-reduciran prerez	1,11	1,85	DA	1,24	2,10	DA
teorija 2. reda $\varphi=1$	1,91	3,18	NE	1,84	3,12	NE
teorija 2. reda $\varphi=2$	2,27	3,78	NE	2,17	3,68	NE
teorija 2. reda $\varphi=2,5$	2,39	3,98	NE	2,29	3,88	NE
teorija 2. reda $\varphi=3$	2,53	4,22	NE	2,41	4,08	NE

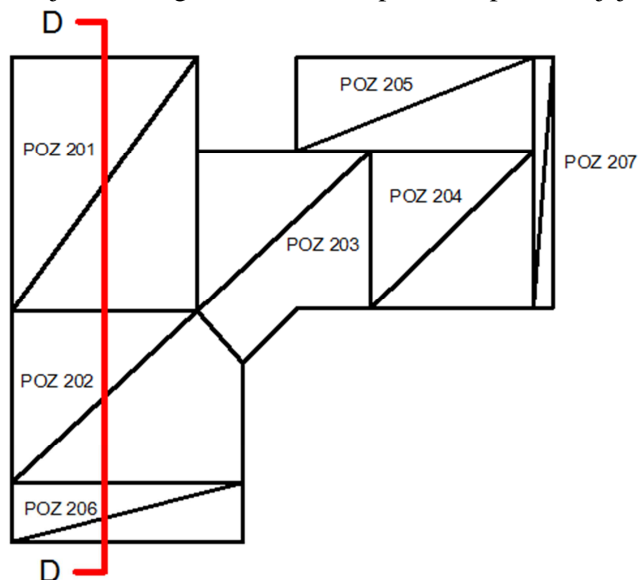
Pri obravnavani konstrukciji lahko opazimo, da po vsaki teoriji računa dobimo manjše pomike, kot jih določa SIST EN 1992 v velikosti 1,8cm. S tem smo dokazali, da če je razmerje  $L/d$  manjše kot ga določa SIST EN 1992, račun pomikov za tako konstrukcijo ni potreben.

Pri testni konstrukciji lahko opazimo, da je najbolj ugoden način podpiranja plošče tak, da je plošča podprta z robnimi in vmesnimi nosilci, ki so točkovno podprti s stebri, saj dobimo pri takem načinu podpiranja najmanjše pomike. Izkaže pa se, da zadostimo zahtevi SIST EN 1992 glede velikosti pomikov le če ne upoštevamo lezenja. V praksi bi morali povečati debelino prereza, da bi bilo zadoščeno zahtevani omejitvi pomikov.

## POMIKI GLEDE NA RAZLIČNE METODE RČUNA

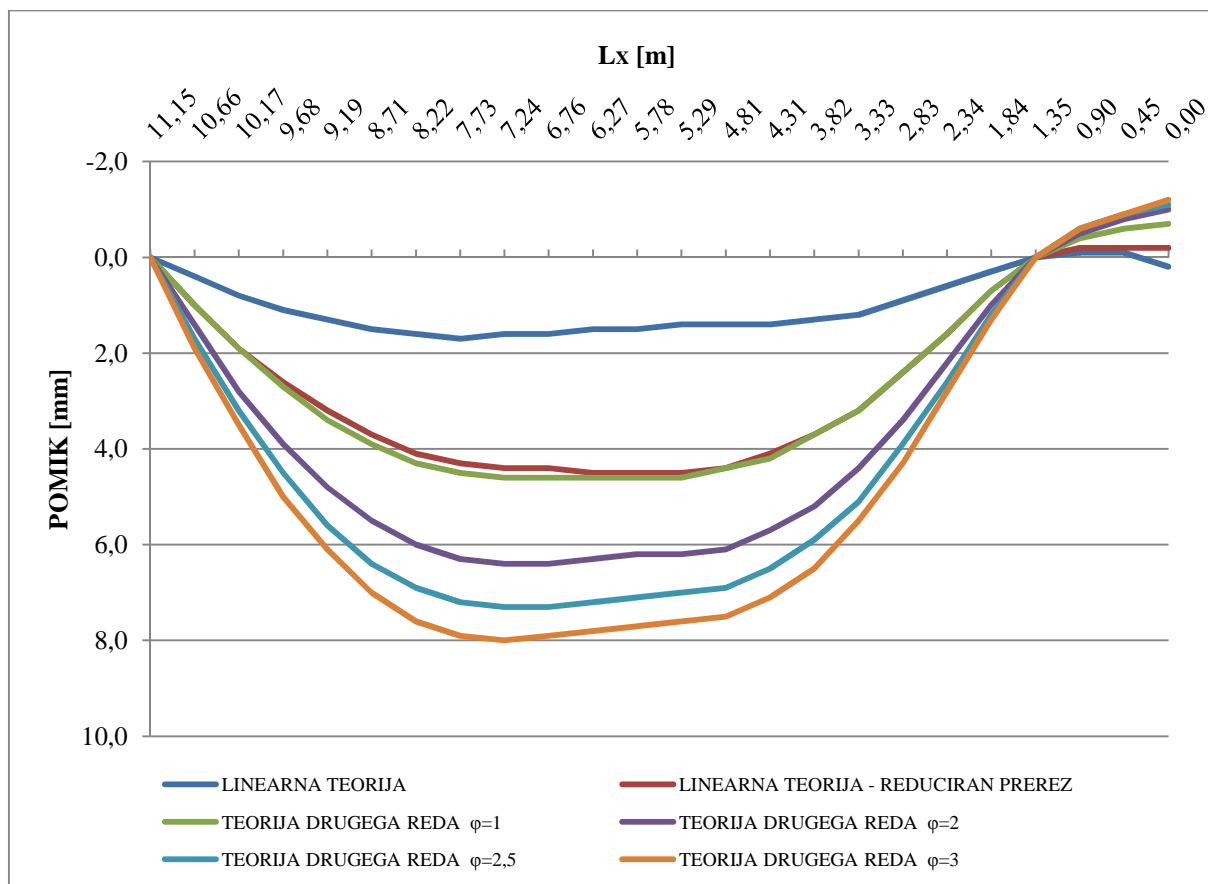
### OBRAVNAVANA KONSTRUKCIJA

Pri obravnavani konstrukciji so prikazani pomiki vzdolž prereza D-D. Koordinata  $L_x=0,00\text{m}$  se začne na robu balkona, to je pozicije 206. Negativni vrednosti pomikov predstavljajo dvig plošče.



Slika 5-70: Skica pozicije prereza D-D

Grafikon 5-1: Izračunani pomiki obravnavane plošče po različnih teorijah vzdolž osi D-D



Preglednica 5-28: Izračunani pomiki obravnavane plošče po različnih teorijah vzdolž prereza

$L_x$ [m]	OSNOVNA KONSTRUKCIJA					
	LINEARNA TEORIJA [mm]	LINEARNA TEORIJA - REDUCIRAN PREREZ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=1$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2,5$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=3$ [mm]
11,15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,66	0,4	1,0	1,0	1,4	1,7	1,9
10,17	0,8	1,9	1,9	2,8	3,2	3,5
9,68	1,1	2,6	2,7	3,9	4,5	5,0
9,19	1,3	3,2	3,4	4,8	5,6	6,1
8,71	1,5	3,7	3,9	5,5	6,4	7,0
8,22	1,6	4,1	4,3	6,0	6,9	7,6
7,73	1,7	4,3	4,5	6,3	7,2	7,9
7,24	1,6	4,4	4,6	6,4	7,3	8,0
6,76	1,6	4,4	4,6	6,4	7,3	7,9
6,27	1,5	4,5	4,6	6,3	7,2	7,8
5,78	1,5	4,5	4,6	6,2	7,1	7,7
5,29	1,4	4,5	4,6	6,2	7,0	7,6
4,81	1,4	4,4	4,4	6,1	6,9	7,5
4,31	1,4	4,1	4,2	5,7	6,5	7,1
3,82	1,3	3,7	3,7	5,2	5,9	6,5
3,33	1,2	3,2	3,2	4,4	5,1	5,5
2,83	0,9	2,4	2,4	3,4	3,9	4,3
2,34	0,6	1,6	1,6	2,2	2,6	2,8
1,84	0,3	0,7	0,7	1,0	1,2	1,3
1,35	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,90	-0,1	-0,2	-0,4	-0,5	-0,6	-0,6
0,45	-0,1	-0,2	-0,6	-0,8	-0,9	-0,9
0,00	0,2	-0,2	-0,7	-1,0	-1,1	-1,2

Pričakovani so najmanjše vrednosti pomikov pri linearni teoriji, z upoštevanjem reduciranega prereza pa se precej povečajo, saj smo upoštevali razpokanost prereza. Z upoštevanjem teorije drugega reda in lezenja se pomiki zelo povečajo, vendar so še vedno znotraj dovoljenih mej po SIST EN 1992.

### TESTNA PLOŠČA PROSTOLEŽEČE PODPRTA

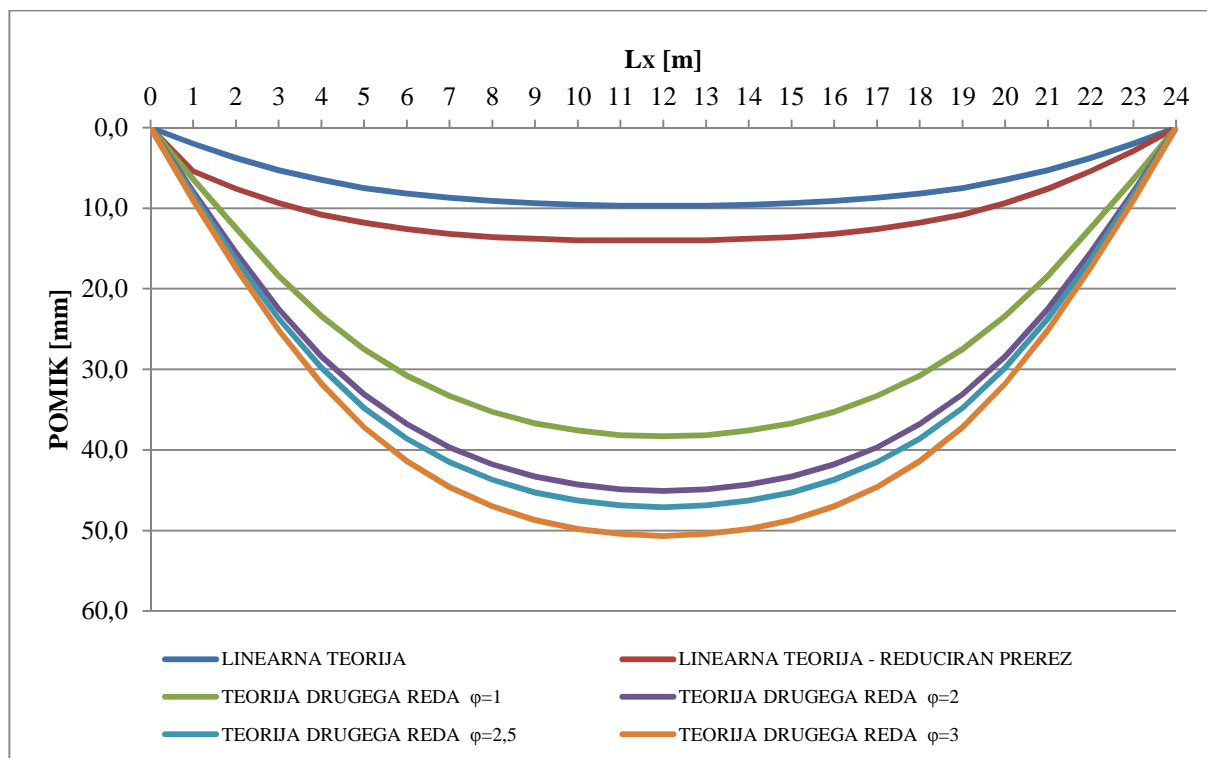
Pomike v vzdolžni osi prostoležeče testne plošče, ki so določeni po različnih metodah računa so podani v spodnji preglednici.

Preglednica 5-29: Pomiki prostoležeče podprte testne plošče izračunani po različnih metodah računa

$L_x$ [m]	TESTNA KONSTRUKCIJA - PROSTOLEŽEČE					
	LINEARNA TEORIJA [mm]	LINEARNA TEORIJA - REDUCIRAN PREREZ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=1$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2,5$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=3$ [mm]
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	2,0	5,4	6,4	7,9	8,4	9,0
2	3,8	7,6	12,5	15,5	16,4	17,4
3	5,3	9,4	18,4	22,5	23,7	25,1
4	6,5	10,8	23,4	28,4	29,8	31,8
5	7,5	11,8	27,5	33,1	34,8	37,2
6	8,2	12,6	30,8	36,8	38,6	41,4
7	8,7	13,2	33,3	39,7	41,5	44,6
8	9,1	13,6	35,3	41,8	43,7	47,0
9	9,4	13,8	36,7	43,3	45,3	48,7
10	9,6	14,0	37,6	44,3	46,3	49,8
11	9,7	14,0	38,2	44,9	46,9	50,4
12	9,7	14,0	38,3	45,1	47,1	50,7
13	9,7	14,0	38,2	44,9	46,9	50,4
14	9,6	13,8	37,6	44,3	46,3	49,8
15	9,4	13,6	36,7	43,3	45,3	48,7
16	9,1	13,2	35,3	41,8	43,7	47,0
17	8,7	12,6	33,3	39,7	41,5	44,6
18	8,2	11,8	30,8	36,8	38,6	41,4
19	7,5	10,8	27,5	33,1	34,8	37,2
20	6,5	9,4	23,4	28,4	29,8	31,8
21	5,3	7,6	18,4	22,5	23,7	25,1
22	3,8	5,4	12,5	15,5	16,4	17,4
23	2,0	2,9	6,4	7,9	8,4	9,0
24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



Grafikon 5-2: Pomiki v vzdolžni osi prostoležeče podprte testne plošče določenih po različnih metodah računa

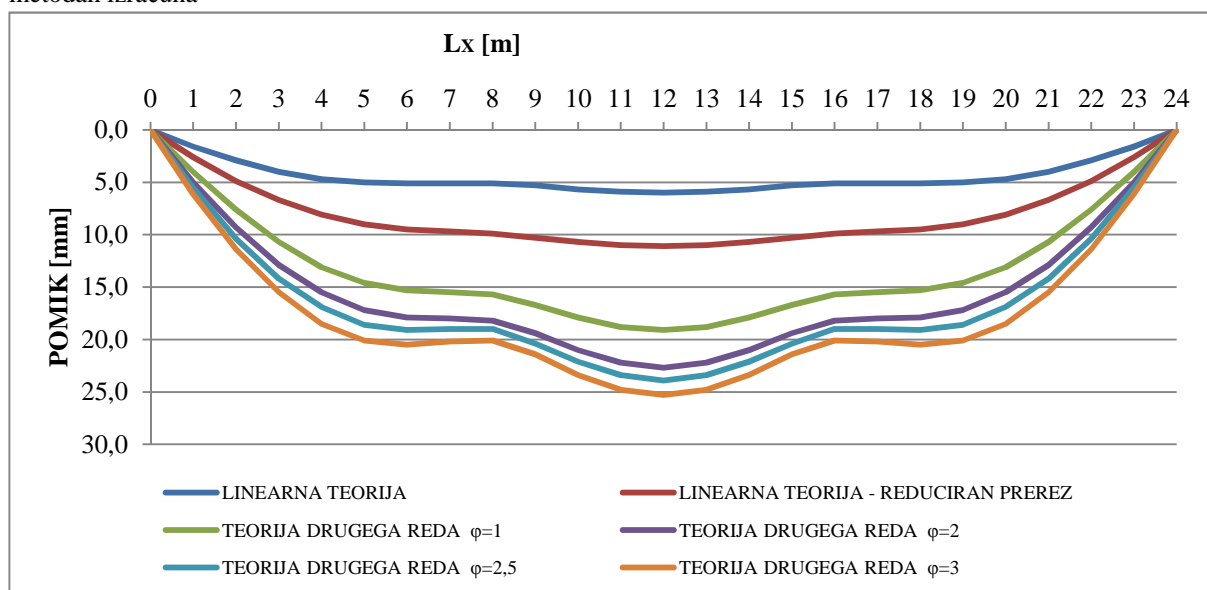


Pomiki, ki so določeni po linearni teoriji in linearni teoriji z upoštevanjem reduciranih prerezov, ne prekoračijo vrednosti dovoljenih pomikov. Pomiki določeni po teoriji drugega reda pa so večji od dovoljenih.

### TESTNA KONSTRUKCIJA Z VMESNIMI NOSILCI

Testni plošči sem na tretjinah dodal še vmesne nosilce širine 30cm in višine 80cm in s tem ojačal konstrukcijo. Poglejmo dobljene pomike na istem mestu kot v prejšnji točki.

Grafikon 5-3: Pomiki v vzdolžni osi prostoležeče podprte testne plošče z vmesnimi nosilci določeni po različnih metodah izračuna



Pomiki so se v primerjavi s konstrukcijo brez vmesnih nosilcev zmanjšali za slabih 28%. Kljub zmanjšanju vrednosti pomikov še vedno zadovoljimo omejitev pomikov le z računom po linearni teoriji in linearni teoriji z upoštevanjem reduciranih prerezov.

Preglednica 5-30: Pomiki v vzdolžni osi prostoležeče podprte testne plošče z vmesnimi nosilci izračunani po različnih metodah računa

L <sub>x</sub> [m]	TESTNA KONSTRUKCIJA - PROSTOLEŽEČE Z VMESNIMI NOSILCI					
	LINEARNA TEORIJA [mm]	LINEARNA TEORIJA - REDUCIRAN PREREZ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=1$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2,5$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=3$ [mm]
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	1,6	2,6	4,0	5,0	5,5	6,1
2	2,9	4,9	7,6	9,3	10,4	11,4
3	4,0	6,7	10,7	12,9	14,2	15,5
4	4,7	8,1	13,1	15,5	16,9	18,5
5	5,0	9,0	14,6	17,2	18,6	20,1
6	5,1	9,5	15,3	17,9	19,1	20,5
7	5,1	9,7	15,5	18,0	19,0	20,2
8	5,1	9,9	15,7	18,2	19,0	20,1
9	5,3	10,3	16,7	19,4	20,4	21,4
10	5,7	10,7	17,9	21,0	22,1	23,4
11	5,9	11,0	18,8	22,2	23,4	24,8
12	6,0	11,1	19,1	22,7	23,9	25,3
13	5,9	11,0	18,8	22,2	23,4	24,8
14	5,7	10,7	17,9	21,0	22,1	23,4
15	5,3	10,3	16,7	19,4	20,4	21,4
16	5,1	9,9	15,7	18,2	19,0	20,1
17	5,1	9,7	15,5	18,0	19,0	20,2
18	5,1	9,5	15,3	17,9	19,1	20,5
19	5,0	9,0	14,6	17,2	18,6	20,1
20	4,7	8,1	13,1	15,5	16,9	18,5
21	4,0	6,7	10,7	12,9	14,2	15,5
22	2,9	4,9	7,6	9,3	10,4	11,4
23	1,6	2,6	4,0	5,0	5,5	6,1
24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

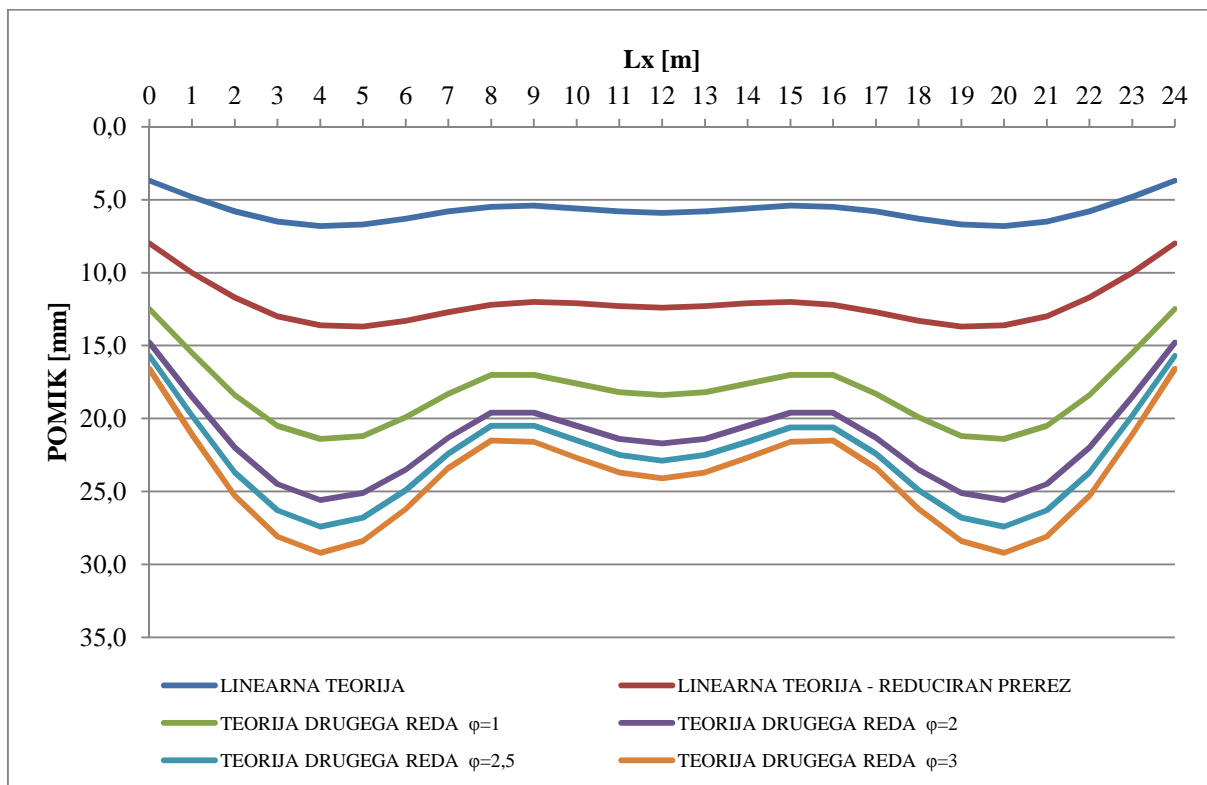
**TOČKOVNO PODPRTA TESTNA KONSTRUKCIJA Z ROBNIMI IN VMESNIMI NOSILCI**

Ploščo z robnimi in vmesnimi nosilci širine 30cm in višine 80cm v tem primeru točkovno podpremo na vogalih in stičiščih vmesnih in robnih nosilcev. Pomike v vzdolžni osi plošče, ki so določeni po različnih metodah računa so prikazani spodnji preglednici.

Preglednica 5-31: Pomiki v vzdolžni osi točkovno podprte testne plošče z vmesnimi in robnimi nosilci določeni po različnih metodah računa

L <sub>x</sub> [m]	TESTNA KONSTRUKCIJA - TOČKOVNO PODPRTO, VMESNI IN ROBNI NOSILCI					
	LINEARNA TEORIJA [mm]	LINEARNA TEORIJA - REDUCIRAN PREREZ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=1$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=2,5$ [mm]	TEORIJA DRUGEGA REDA $\varphi=3$ [mm]
0	3,7	8,0	12,5	14,8	15,7	16,6
1	4,8	10,0	15,5	18,5	19,8	21,1
2	5,8	11,7	18,4	22,0	23,7	25,3
3	6,5	13,0	20,5	24,5	26,3	28,1
4	6,8	13,6	21,4	25,6	27,4	29,2
5	6,7	13,7	21,2	25,1	26,8	28,4
6	6,3	13,3	19,9	23,5	24,9	26,2
7	5,8	12,7	18,3	21,3	22,4	23,4
8	5,5	12,2	17,0	19,6	20,5	21,5
9	5,4	12,0	17,0	19,6	20,5	21,6
10	5,6	12,1	17,6	20,5	21,5	22,7
11	5,8	12,3	18,2	21,4	22,5	23,7
12	5,9	12,4	18,4	21,7	22,9	24,1
13	5,8	12,3	18,2	21,4	22,5	23,7
14	5,6	12,1	17,6	20,5	21,6	22,7
15	5,4	12,0	17,0	19,6	20,6	21,6
16	5,5	12,2	17,0	19,6	20,6	21,5
17	5,8	12,7	18,3	21,3	22,4	23,4
18	6,3	13,3	19,9	23,5	24,9	26,2
19	6,7	13,7	21,2	25,1	26,8	28,4
20	6,8	13,6	21,4	25,6	27,4	29,2
21	6,5	13,0	20,5	24,5	26,3	28,1
22	5,8	11,7	18,4	22,0	23,7	25,3
23	4,8	10,0	15,5	18,5	19,8	21,1
24	3,7	8,0	12,5	14,8	15,7	16,6

Grafikon 5-4: Pomiki v vzdolžni osi točkovno podprte testne plošče z vmesnimi in robnimi nosilci določeni po različnih metodah računa

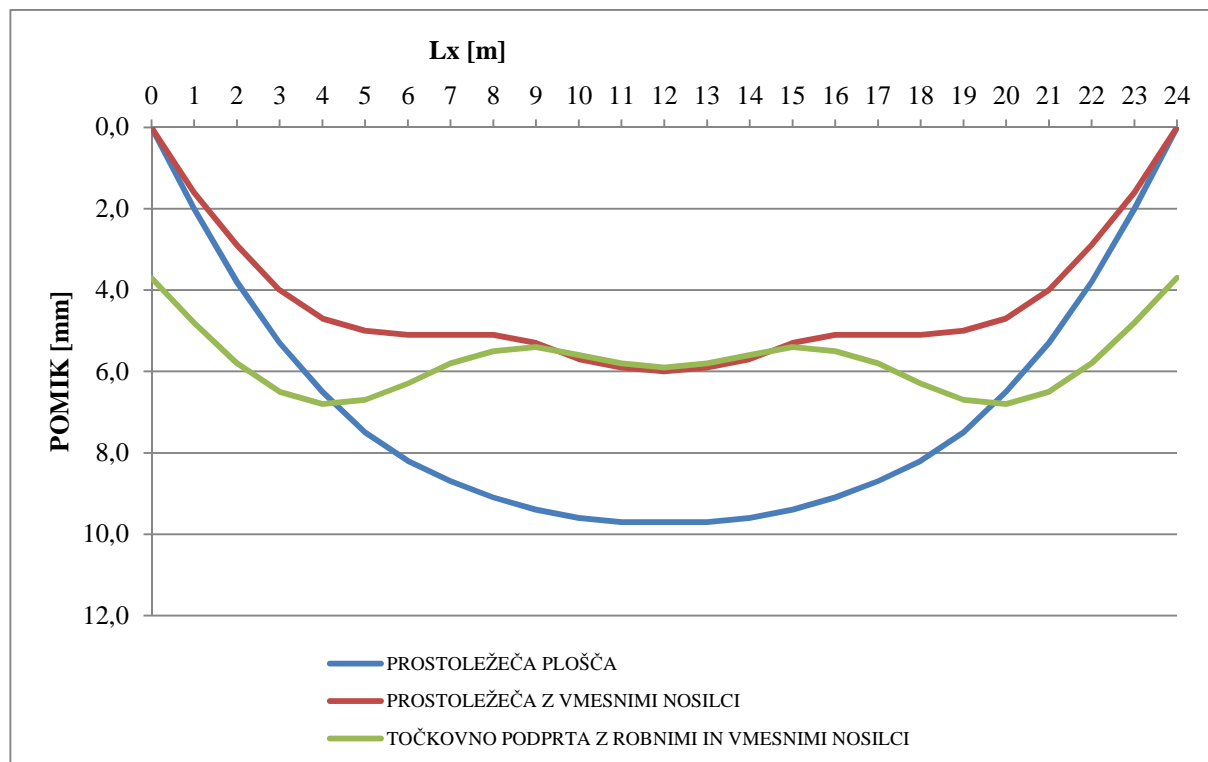


Zaradi načina podpiranja in razporeditve koristne obtežbe (ta je po celi površini plošče) se linija dobljenih pomikov bistveno spremeni. Premakne se točka maksimalnih pomikov, ki se iz srednjega polja premakne v krajni polji kot posledica podajnosti robnih nosilcev. V tem primeru zadostimo omejitvam le z upoštevanjem linearne teorije in linearne teorije z upoštevanjem reduciranih prerezov, z vsemi drugimi pa maksimalne dovoljene vrednosti prekoračimo.

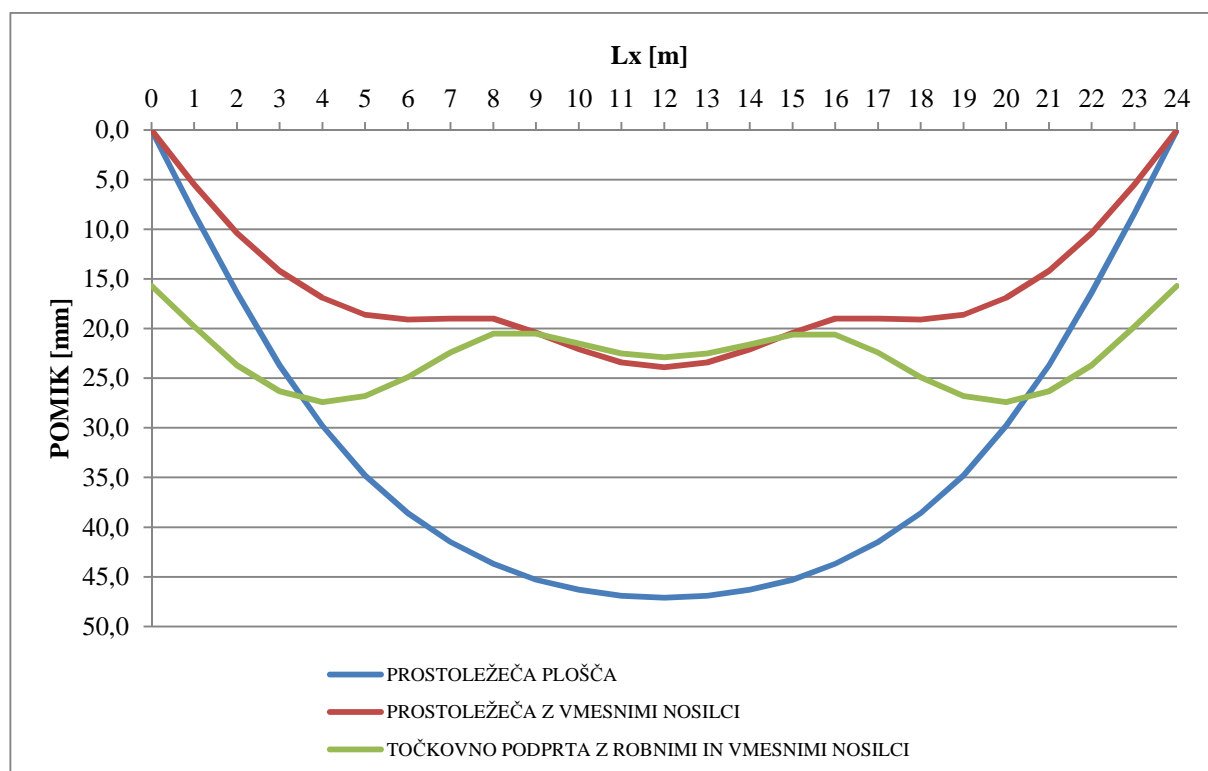
## POMIKI GLEDE NA NAČIN PODPIRANJA TESTNE KONSTRUKCIJE

Oglejmo si še potek pomikov vzdolž konstrukcije, če spreminjamo način podpiranja za linearno teorijo homogene konstrukcije in teorijo drugega reda z upoštevanim faktorjem lezenja 2,5.

Grafikon 5-5: Izračunani pomiki testne plošče glede na način podpiranja v vzdolžni osi plošče po linearni teoriji



Grafikon 5-6: Izračunani pomiki testne plošče glede na način podpiranja vzdolž prereza po teoriji drugega reda za upoštevan faktor lezenja  $\varphi=2,5$



Pričakovano se za najboljši sistem podpiranja izkaže po obodu vrtljivo plošča z vmesnima prečnima nosilcema, ki pa v primeru upoštevanja lezenja ne zadosti omejitvi pomikov. V praksi bi bilo potrebno ustrezno povečati debelino plošče in nosilcev.

## **KOMENTAR DOBLJENIH REZULTATOV**

Iz analize pomikov obeh obravnavanih primerov konstrukcij in različnih načinov podpiranja le-teh lahko sklepamo, da je zgornja meja razmerja razpetine proti statični višini, ki je podana v SIST EN 1992, do katere ni potrebno računati pomikov za primere razmeroma preprostih in enostavnih konstrukcij postavljena smiselno.

Za obravnavano konstrukcijo, pri kateri po enačbi ni potreben račun pomikov, da z nobeno metodo računa ne prekoračimo dovoljene vrednosti pomikov, ki jo podaja SIST EN 1992. Z metodo reduciranih prerezov lahko enostavno zajamemo vpliv razpokanosti prereza. Če pri tem upoštevamo še vpliv lezenja, ki ga zajamemo z upoštevanjem reduciranega elastičnega modula betona, dobimo še večje pomike. Če so tako dobljeni pomiki znotraj omejitev, ki jih podaja SIST EN 1992, lahko z gotovostjo trdimo, da bodo pomiki dobljeni s pomočjo teorije drugega reda tudi znotraj omejitve. Izkaže se, da je metoda reduciranih prerezov zelo konzervativna, vendar uporabna za hitro oceno pomikov.

Pri testni konstrukciji, pri kateri je izračunano razmerje  $L/d$  večje od mejne vrednosti po SIST EN 1992, račun pomikov pokaže, da so ti dejansko preveliki. Da bi zadostili omejitvi pomikov, ki jo določa SIST EN 1992, bi morali ustrezno povečati višino plošče in nosilcev.

Z uporabo razpoložljivih računalniških programov je pri statičnih analizah konstrukcij izračun pomikov po teoriji drugega reda, s katerim dobimo razmeroma točne računske pomike, razmeroma enostaven in tako da pri projektiranju konstrukcij današnjim statikom ne bi smel predstavljati posebnih težav.

## 6 ZAKLJUČEK

Diplomsko delo vsebuje arhitekturno zasnovo obravnavanega enostanovanjskega objekta in zasnovo, analizo, dimenzioniranje ter del konstrukcijskih načrtov nosilne konstrukcije objekta. Vse navedene faze projektiranja nosilne konstrukcije objekta so izvedene v skladu z ustreznimi slovenskimi standardi SIST EN 1990 do 1998. Posebno pozornost pa je v diplomskem delu namenjena računu pomikov armiranobetonskih upogibnih konstrukcij z upoštevanjem razpok in reologije betona. Za analizo in dimenzioniranje nosilne konstrukcije ter za analizo pomikov betonske stropne konstrukcije sta bila uporabljena računalniška programa SCIA Engineer in (Nemetschek SCIA, 2013) in SAP 2000 (Computers and Structures, Inc. 2008). Glede zagotavljanja potresne varnosti, obravnavan objekt izpolnjuje vse konstrukcijske zahteve v skladu s standardom SIST EN 1998 za enostavne zidane stavbe, tako da poseben dokaz potresne odpornosti ni potreben.

Analiza dejanskih pomikov armiranobetonskih upogibnih konstrukcij z upoštevanjem razpok in reologije betona po različnih metodah računa je pokazala, da je določilo standarda SIST EN 1992, ki podaja spodnjo mejo za potreben račun pomikov razmeroma konzervativno. Iz primerjave rezultatov računa pomikov je razvidno, da se pomiki plošče obravnavanega objekta, ki so določeni po linearni teoriji z upoštevanjem reduciranega prereza brez upoštevanja lezenja, dobro ujemajo s pomiki, ki so določeni po teoriji drugega reda z upoštevanim količnikom lezenja betona  $\varphi=1,0$ . Pomiki, ki so določeni po teoriji drugega reda z upoštevanjem količnika lezenja betona  $\varphi=1,0$  pa so približno trikrat večji od pomikov, ki so določeni po linearni teoriji homogene konstrukcije. Iz tega lahko sklepamo, da v primeru če so pomiki določeni po linearni teoriji homogene konstrukcije manjši od ene tretjine dovoljenih pomikov, pri običajnih stanovanjskih in podobnih poslovnih objektih zmernih razpetin račun pomikov po teoriji višjega reda ni potreben.

## VIRI

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

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M., 2005. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj, 1. ponatis. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 361str.

Kamperle, Š., 2010. Dimenzioniranje nosilne konstrukcije enostanovanjskega objekta. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Š. Kamperle): 107str.

Seničar, O., 2010. Dimenzioniranje konstrukcije enodružinske hiše. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba O. Seničar): 143str.

Koler Povh, T., Turk, G., 2011. Navodila za oblikovanje visokošolskih del na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 39 str.

Rogač, R., Saje, F., 1972. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij. Ljubljana, Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije: 231 str.

[www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko\\_gradivo-LK\\_GR\\_UNI\\_II\\_stopnja.htm](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko_gradivo-LK_GR_UNI_II_stopnja.htm) (Pridobljeno 22.4.2013)

## STANDARDI:

SIST EN 1990: 2004 Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij

SIST EN 1991-1-1: 2004 Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb

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

SIST EN 1991-1-4: 2005 Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra

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

SIST EN 1995-1-1: 2005 Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1996-1-1: 2005 Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje

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



**PRILOGE**

## Priloga A: ARHITEKTURNI NAČRTI

- A.1 Tloris pritličja
- A.2 Tloris mansarde
- A.3 Prerez A – A
- A.4 Prerez B – B
- A.5 Prerez C – C

## Priloga B: STATIČNE POZICIJE OSTREŠJA

## Priloga C: STATIČNE POZICIJE NOSILCEV V MANSARDI

## Priloga D: ARMATURNI NAČRT POZICIJ 304 IN 305

- D.1 Armaturni načrt pozicije 304
- D.2 Armaturni načrt pozicije 305

## Priloga E: STATIČNE POZICIJE PLOŠČE

## Priloga F: ARMATURNI NAČRT PLOŠČE

- F.1 Armaturni načrt plošče – spodnja armatura
- F.2 Armaturni načrt plošče – zgornja armatura
- F.3 Armaturni načrt plošče – izvleček armature plošče

## Priloga G: STATIČNE POZICIJE NOSILCEV V PRITLIČJU

## Priloga H: ARMATURNI NAČRT POZICIJE 111