

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:

Pungerčar, D., 2016. Dimenzioniranje armiranobetonskega konstrukcijskega elementa. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Brank, B., somentorica Isaković, T.): 107 str.

Datum arhiviranja: 06-09-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Pungerčar, D., 2016. Dimenzioniranje armiranobetonskega konstrukcijskega elementa. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Brank, B., co-supervisor Isaković, T.): 107 pp.

Archiving Date: 06-09-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

DOMEN PUNGERČAR

**DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA
KONSTRUKCIJSKEGA ELEMENTA**

Diplomska naloga št.: 3485/KS

**DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL
ELEMENT**

Graduation thesis No.: 3485/KS

Mentor:

prof. dr. Boštjan Brank

Somentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 01. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani/-a študent/-ka DOMEN PUNGERČAR, vpisna številka 26108165, avtor/-ica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA KONSTRUKCIJSKEGA ELEMENTA.

IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)

a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;

b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V/Na: Ljubljani

Datum: 25.08.2016

Podpis študenta/-ke:



IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN

UDK: 624.012.45:624.072.2(043.2)

Avtor: Domen Pungerčar

Mentor: prof. dr. Boštjan Brank

Somentor: prof. dr. Tatjana Isaković

Naslov: Dimenzioniranje armiranobetonskega konstrukcijskega elementa

Tip dokumenta: Dipl. nal. - UNI

Obseg in oprema: 107 str., 4 pregl., 86 sl., 1. graf

Ključne besede: prednapetje, armiran nosilec, analiza obtežbe, nosilnost, vertikalni pomiki, Evrokodi.

IZVLEČEK

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo nosilec, ki je del strešne konstrukcije. Za izbrani element izvedemo dva različna sistema in sicer nosilec z mehko armaturo ter prednapeti nosilec. Konstrukcijski element je dolžine 24.7 metra s spremenljivo višino, ki znaša ob podporah 1.25 metra ter na sredini 1.55 metra. Projektiranje izvajamo skladno s zahtevami standarda DIN EN 1992-1-1:2010. V prvem delu analiziramo obtežbo in obtežne kombinacije za oba sistema. Za kombinacije, ki jih v nalogi potrebujemo pri računanju, so izvedeni in grafično prikazani statični izračuni. Kontrole za mejno stanje nosilnosti ter mejno stanje uporabnosti smo izvedli za oba sistema. Za oba sistema določimo potrebno strižno ter vzdolžno armaturo. Zaradi nesimetričnosti prečnega prereza dodatno izvedemo kontrolo torzijske obremenitve. Za prednapeti nosilec smo potrebno dodatno armaturo iz vrednotili še za transport ter vgradnjo. Za prednapeti nosilec je določena potrebna napenjalna sila ter izgube. Izvedene so kontrole vertikalnih pomikov za oba sistema na nerazpokanem in razpokanem prerezu. Pri prednapetem nosilcu so zajeti pozitivni učinki na pomike zaradi prednapetja. Na koncu naloge so prikazani armaturni načrti.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.45:624.072.2(043.2)
Author: Domen Pungerčar
Supervisor: Prof. Boštjan Brank, Ph. D.
Co-advisor: Prof. Tatjana Isaković, Ph. D.
Title: Design of reinforced concrete structural element
Document type: Graduation Thesis – University studies
Notes: 107 p., 4 tab.,86 fig., 1. graph
Key words: prestressing, reinforced concrete beam, load analysis, load-bearing capacity, vertical strain, Eurocodes.

ABSTRACT

In the thesis, we analyse and design a beam which is part of a roof structural system. For the chosen element, we analyse two variations, first one for reinforced concrete and the second one for prestressed concrete element. The beam is 24.7 m in length and its height varies from 1.25 meter at the bearings to 1.5 m in the middle. The calculations were made accordingly to the requirements of Eurocode DIN EN 1992-1-1:2010. In the first part of the thesis load, load combinations and structural analysis was made. We used the results to dimension and prove all of the requirements for serviceability and ultimate limit state. Reinforcement was designed for both beams for their shear and bending resistance. Control for torsion carrying capacity was made due to their unsymmetrical cross section. For the prestressed beam the rebar was designed for the states of transport and mounting. Necessary tension forces in the cables were calculated for the prestressed beam. Losses of its tension were determined. Vertical displacements of the beams were checked for uncracked and cracked cross sections. Positive effects of prestressing were also included. Reinforcement drawings are shown at the end of the thesis.

ZAHVALA

Za napotke in usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge se lepo zahvaljujem mentorju prof. dr. Boštjanu Branku ter somentorici prof. dr. Tatjani Isaković. Zahvaljujem se tudi mojim staršem za spodbudo v času šolanja ter sošolcem, prijateljem in sodelavcem, ki so mi pomagali na moji študijski poti.

Prav tako najlepša hvala mojemu šefu g. Manfredu Tobolarju za znanje, potrpežljivost in napotke pri izdelavi diplomskega dela.

KAZALO

1.	UVOD.....	1
2.	TEHNIČNI OPIS KONSTRUKCIJE.....	4
2.1.1	Konstrukcijski elementi konstrukcije.....	11
2.2	Obravnavani del konstrukcije	12
2.2.1	Nosilec.....	12
2.2.2	Zasnova nosilca.....	13
3.	GRADIVA IN VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	17
3.1	Material.....	17
3.1.1	Beton.....	17
3.1.2	Jeklo za armiranje – mehka armatura S500.....	17
3.1.3	Kabli za prednapetje	18
3.2	Obtežba	18
3.2.1	Lastna teža in stalna obtežba	18
3.2.2	Koristna obtežba.....	19
4.	ANALIZA OBTEŽBE.....	20
4.1	Lastna teža in stalna obtežba	20
4.1.1	Nosilec T-prereza – mehka armatura.....	20
4.1.2	Prednapeti nosilec	21
4.1.3	Izolacija	21
4.1.4	Nasutje	21
4.2	Koristna obtežba.....	21
4.3	Sneg	22
5.	RAČUN KONSTRUKCIJE	24
5.1	Računski model nosilca	24
5.2	Obtežne kombinacije	25
5.3	Statični izračun konstrukcije.....	28
5.3.1	Statični izračun za T-prerez	28
5.3.2	Statični izračun za pravokotni prednapeti prerez pri izdelavi.....	33
5.3.3	Statični izračun za pravokotni prednapeti prerez med prevozom	34
6.	DIMENZIONIRANJE.....	36
6.1	Dimenzioniranje armiranega betonskega nosilca.....	36
6.1.1	Osnovni podatki.....	36
6.1.2	Dimenzioniranje na upogib – mehka armatura.....	37
6.2	Dimenzioniranje prednapetega nosilca	48
6.2.1	Dimenzioniranje na upogib	48
6.2.2	Račun napenjalne sile ter izgub prednapetja	52

6.2.3	Časovno odvisne izgube prednapetosti po napejanju	59
6.2.4	Kontrola napram upogibni poružitvi.....	65
6.2.5	Dimenzioniranje nosilca-transport in montaža.....	70
7.	MEJNO STANJE UPORABNOSTI	74
7.1	Armirano betonski nosilec	74
7.1.1	Trenutni navpični pomik nosilca - $w_{inst,I}$	75
7.1.2	Trenutni navpični pomik nosilca z razpokanim prečnim prerezom - $w_{inst,II}$	76
7.1.3	Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in nerazpokanim prerezom - w_I	78
7.1.4	Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in razpokanim prerezom - w_{II}	79
7.1.5	Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z nerazpokanim prerezom – $w_{cs,I}$	80
7.1.6	Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z razpokanim prerezom – $w_{cs,II}$	81
7.2	Prednapeti nosilec	82
7.2.1	Pomiki zaradi sile prednapetja	82
7.2.2	Kontrola pomika pri vgradnji nosilca	86
7.2.3	Trenutni navpični pomik nosilca - $w_{inst,I}$	87
7.2.4	Trenutni navpični pomik nosilca z razpokanim prečnim prerezom - $w_{inst,II}$	88
7.2.5	Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in nerazpokanim prerezom - w_I	89
7.2.6	Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in razpokanim prerezom - w_{II}	90
7.2.7	Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z nerazpokanim prerezom – $w_{cs,I}$	91
7.2.8	Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z razpokanim prerezom – $w_{cs,II}$	91
8.	ARMATURNI NAČRTI.....	93
8.1	Nosilec armiran z mehko armaturo	93
8.1.1	Armatura uporabljena pri armiranju.....	98
8.2	Prednapeti nosilec	99
9.	ZAKLJUČKI	104
VIRI.....		106

KAZALO SLIK

Slika 1: Lokacija gradbenega zemljišča.....	4
Slika 2: 3D zasnova stavbe.....	5
Slika 3: Tloris 3. kletna etaža	6
Slika 4: Tloris 2. kletna etaža	7
Slika 5: Tloris 1. kletna etaža	7
Slika 6: Tloris pritličja	8
Slika 7: Tloris 1. nadstropja.....	8
Slika 8: Tloris podstrešja	9
Slika 9: Vzdolžni prerez.....	9
Slika 10: Prečni prerez	10
Slika 11: Mesto obravnavanega dela v konstrukciji	12
Slika 12: Stranski ris in prerez stene	13
Slika 13: Stranski in sredinski prečni prerez nosilca z mehko armaturo.....	14
Slika 14: Prečna prereza prednapetega nosilca v fazi izdelave, transporta in vgradnje	14
Slika 15: Prečna prereza nosilca s prednapeto armature v stanju uporabe	15
Slika 16: Prečni prerez celotnega nosilca.....	16
Slika 17: Detajl prereza nosilca	20
Slika 18: Cone za obtežbo snega v Nemčiji	22
Slika 19: Računski model za T-prerez, togo vpeti podpori.....	24
Slika 20: Računski model za prednapeti prerez po rezanju kablov	24
Slika 21: Računski model za prednapeti nosilec pri transportu.....	24
Slika 22: Obtežba – lastna teža prečnega prereza [kN/m].....	28
Slika 23: Obtežba – nasutje [kN/m]	28
Slika 24: Obtežba – sneg [kN/m].....	28
Slika 25: Obtežba – koristna [kN/m]	29
Slika 26: Obtežba – inštalacije in izolacija (stalna) [kN/m].....	29
Slika 27: Rezultati (MSN-1) – prečna sila [kN].....	29
Slika 28: Rezultati (MSN-1) – Moment M_y [kNm]	29
Slika 29: Rezultati (MSN-1) – pomik v smeri z [mm].....	30
Slika 30: Rezultati (MSN-2) – prečna sila [kN].....	30
Slika 31: Rezultati (MSN-2) – Moment M_y [kNm]	30
Slika 32: Rezultati (MSN-2) – pomik v smeri z [mm].....	30
Slika 33: Rezultati (MSU-1) – prečna sila [kN].....	30
Slika 34: Rezultati (MSU-1) – Moment M_y [kNm]	31
Slika 35: Rezultati (MSU-1) – pomik v smeri z [mm].....	31
Slika 36: Rezultati (MSU-2) – prečna sila [kN].....	31
Slika 37: Rezultati (MSU-2) – Moment M_y [kNm]	31
Slika 38: Rezultati (MSU-2) – pomik v smeri z [mm].....	31
Slika 39: Rezultati (MSU-3) – prečna sila [kN].....	32
Slika 40: Rezultati (MSU-3) – Moment M_y [kNm]	32
Slika 41: Rezultati (MSU-3) – pomik v smeri z [mm].....	32
Slika 42: Rezultati (MSU-4) – prečna sila [kN].....	32
Slika 43: Rezultati (MSU-4) – Moment M_y [kNm]	33
Slika 44: Rezultati (MSU-4) – pomik v smeri z [mm].....	33
Slika 45: Obtežba – lastna teža prečnega prereza [kN/m].....	33
Slika 46: Rezultati (MSN-3) – prečna sila [kN].....	33

Slika 47: Rezultati (MSN-3) – Moment M_y [kNm]	34
Slika 48: Rezultati (MSN-3) – pomik v smeri z [mm].....	34
Slika 49: Obtežba – lastna teža prečnega prereza [kN/m].....	34
Slika 50: Rezultati (MSN-4) – prečna sila [kN].....	34
Slika 51: Rezultati (MSN-4) – Moment M_y [kNm]	35
Slika 52: Rezultati (MSN-4) – pomik v smeri z [mm].....	35
Slika 53: Slika redukcije prečnih sil ob podpori.....	41
Slika 54: Slika tlačnih diagonal v nosilcu	44
Slika 55: Pogoji ravnotežja v prerezih paličnega modela za strižno armaturo.....	45
Slika 56: Slika razširitve cone delovanja natezne armature.....	45
Slika 57: Prečni prezek prednapetega nosilca	49
Slika 58: Vzdolžni prezek prednapetega nosilca	49
Slika 59: Skica deformacije elementa po sprostitvi sidrišč.....	54
Slika 60: Delovanje sile prednapetja v prečnem prerezu	65
Slika 61: Deformacije pri mejnem stanju v prečnem prerezu	67
Slika 62: Deformacije pri mejnem stanju v prečnem prerezu	68
Slika 63: Skica nosilca med prevozom in vgradnjo.....	70
Slika 64: Skica armature nosilca na sredini razpona	75
Slika 65: Globina nevtralne osi.....	76
Slika 66: Ekvivalentni prečni prezek pri razpokanem nosilcu	79
Slika 67: Pomiki zaradi zunanje obtežbe ter prednapetja	83
Slika 68: Obtežba prednapetega nosilca z Med, pred, inst	84
Slika 69: Vertikalni pomiki zaradi Med, pred, inst	84
Slika 70: Obtežba prednapetega nosilca z Med, pred, fin	84
Slika 71: Vertikalni pomiki zaradi Med, pred, fin	84
Slika 72: Obtežba prednapetega nosilca z Med, pred, pravokot, inst	85
Slika 73: Vertikalni pomiki zaradi Med, pred, pravokot, inst	85
Slika 74: Prikaz prečnega prereza.....	86
Slika 75: Skica armature prednapetega nosilca na sredini razpona.....	87
Slika 76: Skica mest prerezov za mehko armiran nosilec.....	93
Slika 77: Armaturni načrt – Prerez 1-1	94
Slika 78: Armaturni načrt – Prerez 2-2	94
Slika 79: Armaturni načrt – Vzdolžni prezek 3.....	95
Slika 80: Armaturni načrt – Vzdolžni prezek 2.....	96
Slika 81: Armaturni načrt – Vzdolžni prezek 1.....	97
Slika 82: Skica mest prerezov za prednapeti nosilec.....	99
Slika 83: Armaturni načrt – Prerez 1-1	99
Slika 84: Armaturni načrt – Vzdolžni prezek 3.....	100
Slika 85: Armaturni načrt – Armaturni načrt – Vzdolžni prezek 2.....	101
Slika 86: Armaturni načrt – Vzdolžni prezek 1.....	102

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Obtežni faktorji	25
Preglednica 2: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov	25
Preglednica 3: Obtežne kombinacije za T-prerez	26
Preglednica 4: Obtežne kombinacije – za prednapeti pravokotni prerez	27

(prazna stran)

1. UVOD

Zamisel za izvedbo diplomske naloge sem dobil pri delu, ki ga opravljam v mestu Münchenu. Zadnja tri leta sem zaposlen v projektivnem biroju, kjer se predvsem ukvarjamo z dimenzioniranjem masivnih stavb. Podjetje z dolgoletno tradicijo v gradbeništvu izvaja dimenzioniranje vseh vrst nosilnih konstrukcij, nadzor na terenu, energijsko svetovanje ter kontrolo. Imenuje se ISP Scholz Beratende Ingenieure AG (www.isp-sholz.de).

Pri izbiri teme za diplomsko nalogo, sem se osredotočil na tematiko, s katero si lahko pridobim izkušnje in znanje, ki mi bodo pomagale pri delu. Izbral sem projektiranje konstrukcijskega elementa od zasnove do končnega produkta, t.j. armaturnih načrtov. Osredotočil sem se na analizo linijskega elementa.

Obravnavani armiranobetonski linijski element nad koncertno dvorano ima dolžino 24.7 metra. Prečni prerez se od podpor do sredine razpona povečuje. Razlika v višini stojine je enaka 25 centimetrov. Skupino nosilcev nad dvorano povezuje armiranobetonska plošča v nagibu debeline 30 centimetrov. Analizirali smo obtežbo, ki deluje na nosilec ter izdelali statične izračune za obtežne kombinacije, ki smo jih kasneje uporabili pri določevanju potrebne natezne, prednapete ter strižne armature. Notranje statične količine smo prikazali tudi grafično. Statične analize so bile izvedene za linijski nosilec s T-prerezom, ki je togo vpet na obeh koncih. V izračunih so upoštevani idealizirani pogoji za togo vpetje. Dodatno smo izvedli še statične izračune za prefabricirani prednapeti nosilec za gradbeni fazi izdelave ter prevoza. Prednapeti nosilec ima v fazi izgraditve ter transporta pravokotno obliko. Strešna plošča je dobetonirana na gradbišču.

Dimenzionirali smo dve različni izvedbi nosilca. Ena je izvedba armirano betonskega nosilca, druga pa prednapeti nosilec. V obeh primerih smo upoštevali prerez betonske plošče nad nosilcem zaradi dobrih konstrukcijskih lastnosti, kot so širina tlačne cone, zagotavljanju bočne podpore nosilcu, večji prostor za natezno armaturo ter toga povezanost s steno. Velike natezne napetosti nad obema podporama smo z izbrano armaturo na zgornji stani prenesli v steno, s katero je betonska plošča nad nosilcem togo povezana po celotni dolžini. Razdalja med nosilci ni konstantna, zato je nosilec obtežen ekscentrično. Izvedli smo kontrolo torzije na najbolj obremenjenem mestu.

Armirano betonski nosilec je v celoti izveden na gradbišču. Za najbolj neugodno statično obtežbo smo izračunali potrebno količino natezne armature na sredini nosilca ter ob obeh

robovih. Analiza elementa je bila narejena za T-prerez s sodelujočo širino v plošči. Natezna armatura zgoraj je v celoti sidrana v betonsko steno. Spodnja natezna armatura je zaradi majhnega prostora izvedena s pomočjo objemk. Gradnja na gradbišču je zamudna, lahko pa zagotovimo boljšo togo povezanost med vsemi sodelujočimi konstrukcijskimi elementi.

Druga obravnavana možnost je prefabriciran prednapeti nosilec z adhezijskim prednapetjem. S takim sistemom gradnje, bi se izognil stroškom opažiranja ter znatno skrajšali čas armiranja na gradbišču. Z monolitno ploščo, ki povezuje vse nosilce med sabo, zagotovimo tudi enakomernejše posedke ter tako izboljšamo tudi izgled konstrukcije. Predpostavimo da je le del nosilca, stojina T-prereza, zgrajena izven gradbišča. Prefabricirani element pravokotne oblike je nato dostavljen na gradbišče, kjer se nad celotnim nosilnim sistemom iz več nosilcev dobetonira strešna plošča. Med posameznimi nosilci so nameščene filigran plošče, kar pospeši čas gradnje ter zmanjša stroške zaradi opažiranja. Prefabricirani element je z betonsko ploščo povezan z armaturo. Sile prednapetja so določene na podlagi končnega stanja t.j. nosilca T-prereza. Te napenjalne sile pa mora prenesti prefabricirani element pravokotnega prereza, ki ima manjšo statično višino do trenutka izdelave strešne plošče na gradbišču. Izvedene so izveden kontrole mejnih napetosti tako za končno stanje, ko ima nosilec T-prerez, kakor tudi za stanje izdelave. Notranje statične količine za določitev potrebne armature, kakor tudi za vse preostale kontrole, so enake statičnim izračunom za T-nosilec z mehko armaturo. Naknadno smo izvedli še statični izračun za določitev natezne armature pravokotnega prednapetega prereza zaradi transporta, kakor tudi statični izračun za določitev izgub pri sprostitvi napenjalne sile na beton. Grafični prikazi statične analize so v diplomski nalogi prikazani tudi za ti dve konstrukcijski stanji.

Za oba nosilca smo določili pomike in preverili ali so ti manjši od dovoljenih. Pri prednapetem nosilcu smo upoštevali ugoden vpliv prednapetja. V zadnjem poglavju sta za oba primera izdelana armaturna načrta. V njih je prikazana velikost in lega armature.

Obe izmed obravnavanih rešitev imata svoje prednosti in slabosti, na podlagi katerih se moramo na koncu odločiti za izvedbo, ki bo najbolj ugajala nam, naročniku ter izvajalcu gradbenih del.

Ker bo projekt izveden v Nemčiji, sem vse vrednosti in enačbe razbral iz nemške verzije Evrokoda, ki se imenuje DIN EN. V osnovi se Evrokod ne razlikuje od slovenskega, pazljivi moramo biti le pri posameznih delih, kjer se predpisi sklicujejo na nacionalni dodatek.

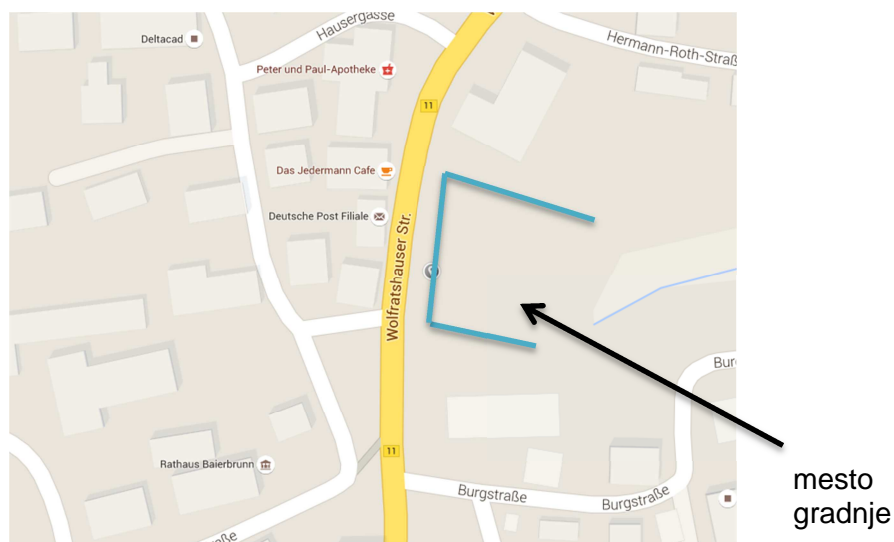
Seznam predpisov, ki sem jih uporabil v diplomski nalogi:

- DIN EN 1990/NA, Tab. NA.A.1.2(A)-(C)
- DIN EN 1990/NA, Tab. NA.A.1.1
- DIN EN 1990:2002+A1:205+ A1:2005/AC:2010
- DIN EN 1991-1-1:2010, DIN EN 1991-1-1/NA:2010
- DIN EN 1991-1-1:2002+AC:2009
- DIN EN 1992-1-1:2011-01
- DIN EN 1992-1-1:2011-01, poglavje 5.10.3

2. TEHNIČNI OPIS KONSTRUKCIJE

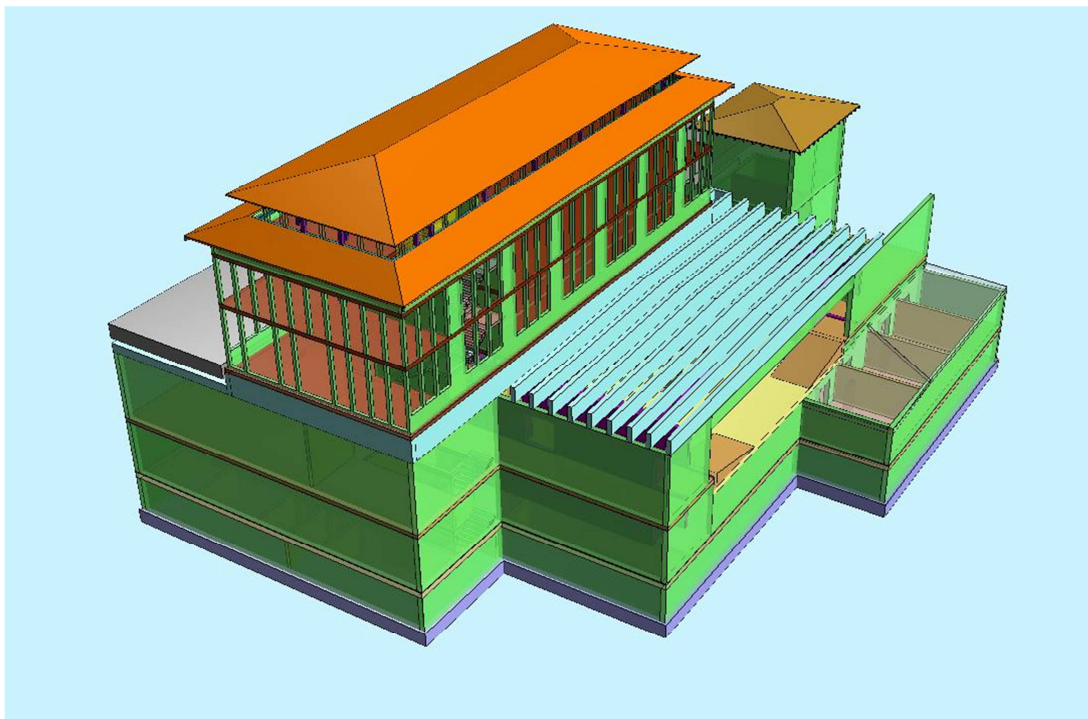
Obravnavani objekt je založniška hiša, ki se nahaja v Nemčiji v bližini Münchna. Celotno konstrukcijo lahko vizualno ločimo na dva dela, in sicer:

- podzemni del, trikrat podkletena konstrukcija iz armiranega betona;
- nadzemni del, dvonadstropna armiranobetonska konstrukcija z jekleno strešno konstrukcijo.



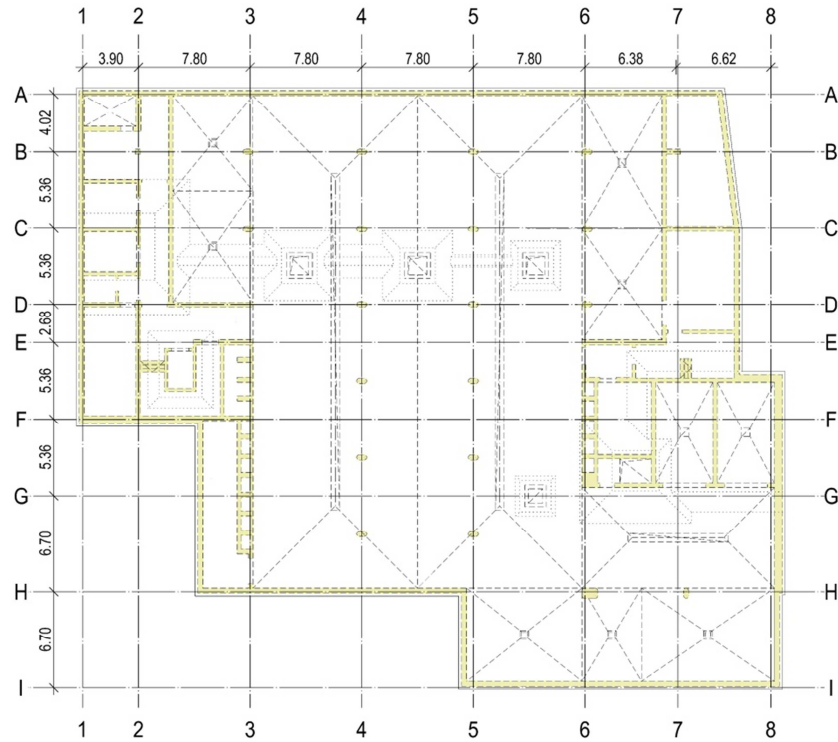
Slika 1: Lokacija gradbenega zemljišča

Stavba se nahaja v mestu Pullach na Bavarskem. Gradnja je potekala na zemljišču, ki je locirano med dvema že obstoječima objektoma. Teren se na desno od ceste, ki je na sliki 1 obarvana rumeno, spušča v grapo. Tako je bilo gradbišče že od začetka omejeno s prostorom. Stavba ima tri kletne (podzemne) etaže. Pred začetkom gradnje sta bila zato potrebna izgradnja in izkop gradbene jame s pomočjo pilotnih sidranih sten v treh smereh.



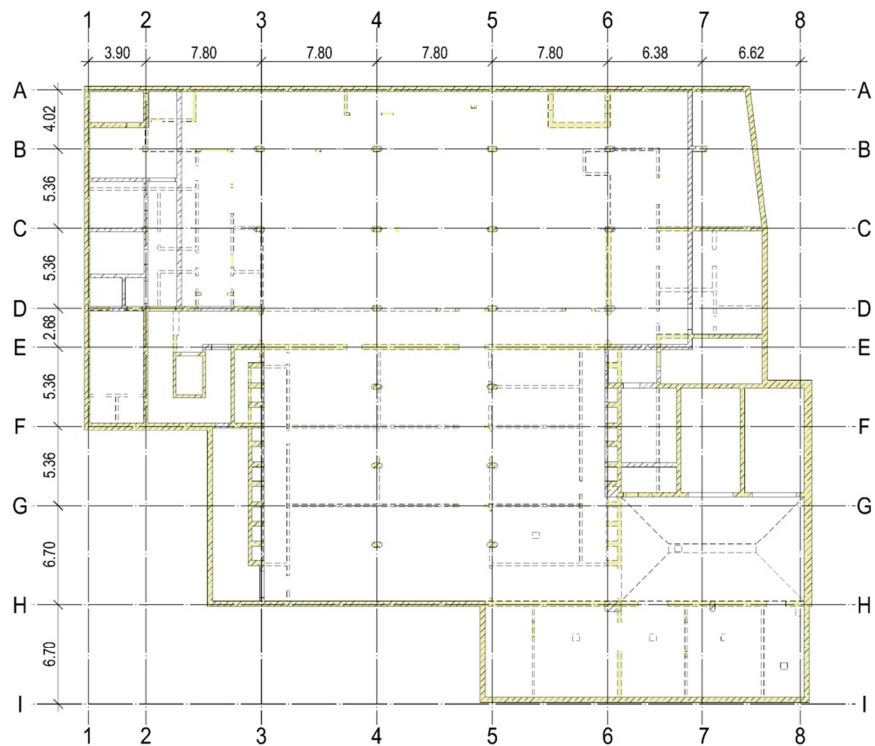
Slika 2: 3D zasnova stavbe

Koncertna dvorana je obrnjena proti vzhodu, prek nje pa je možen tudi dostop do travnika, oz. parka. Streha, ki leži ob cesti, služi tudi kot dovozna pot do dvigala, ki osebna in poltovorna vozila nato lahko spusti do spodnjega nadstropja, v parkirno garažo. Fundiranje je izvedeno s pomočjo debele betonske plošče, v kateri so z jaški različnih velikosti urejeni tudi odvodni sistemi ter jaški za dvigala. V kletnih prostorih se poleg parkirišč nahajajo še razni prostori za skladiščenje, oljni rezervoar, vodni rezervoar in drugi »utility« prostori.

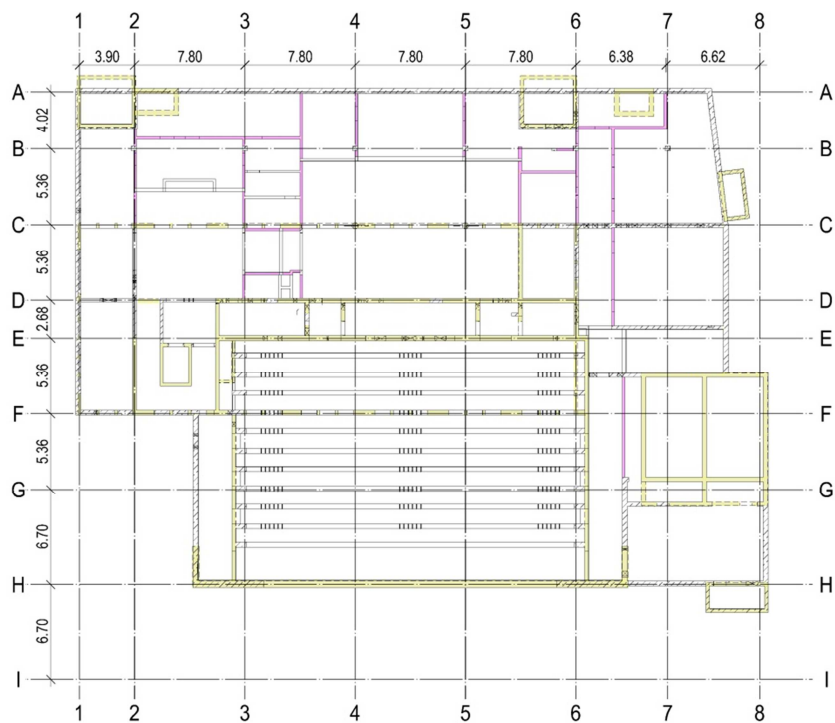


Slika 3: Tloris 3. kletna etaža

Druga kletna etaža (Slika 4) služi kot vhod v koncertno dvorano z vsemi prostori, ki so nujni za stavbe z obiskovalci. Tako se na zgornjem delu slike nahajajo prostori kot so garderoba, stranišča, čakalnica in sobe za nastopajoče. Prostori so pregrajeni z nenosilnimi opečnatimi zidovi. Tudi do tega nadstropja je omogočen dostop s prevoznim sredstvom.

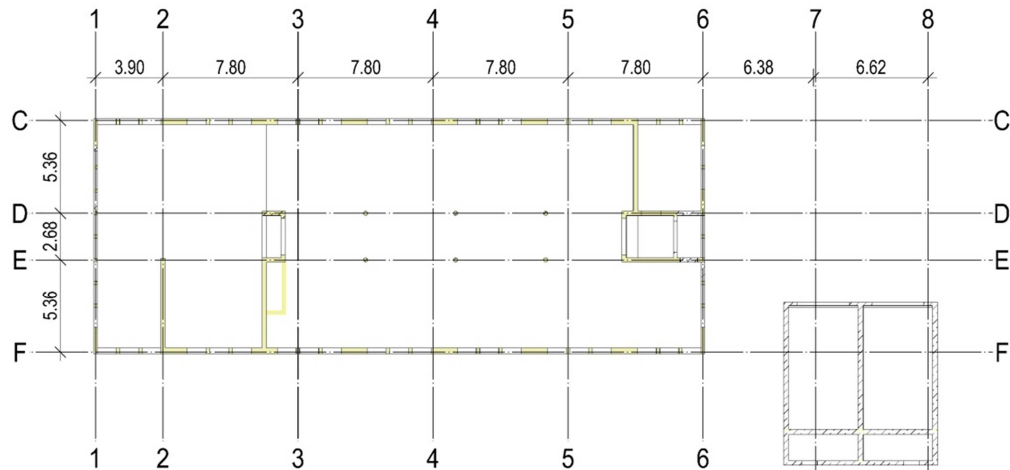


Slika 4: Tloris 2. kletna etaža

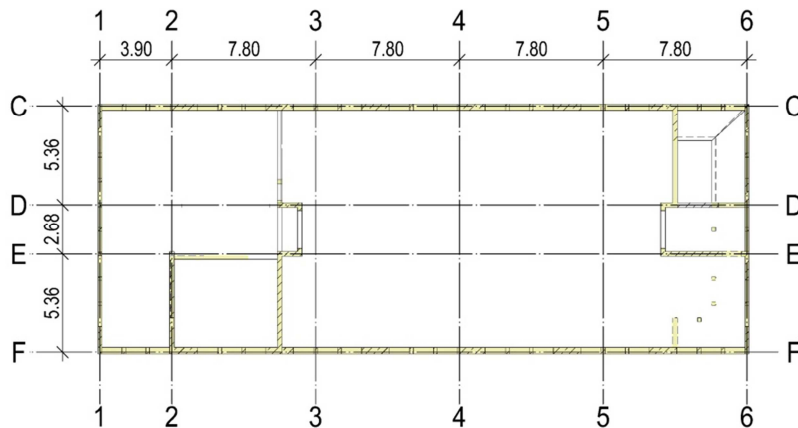


Slika 5: Tloris 1. kletna etaža

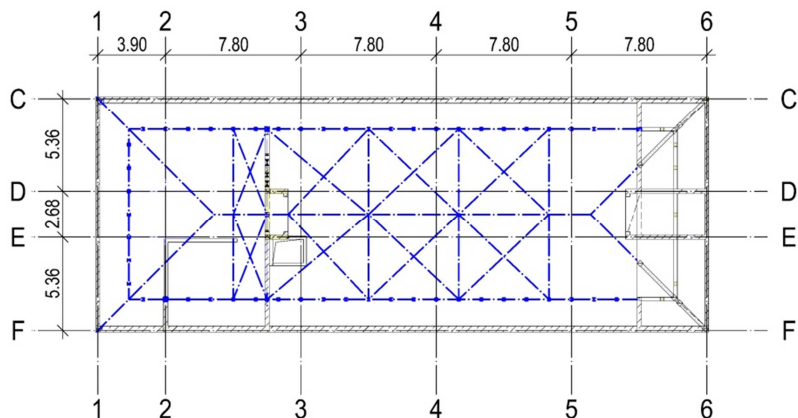
Glavnino 1. in 2. podnadstropja zavzema visoka koncertna dvorana, slika 5. osi 3-6/E-H, nad katero se razteza v diplomski nalogi obravnavan nosilni sistem. Dimenzije celotne dvorane so 17.4 x 23 metrov. V preostalem delu pa lahko najdemo predvsem arhive. Na slikah 6 in 7 se nahajajo pisarne založniške hiše.



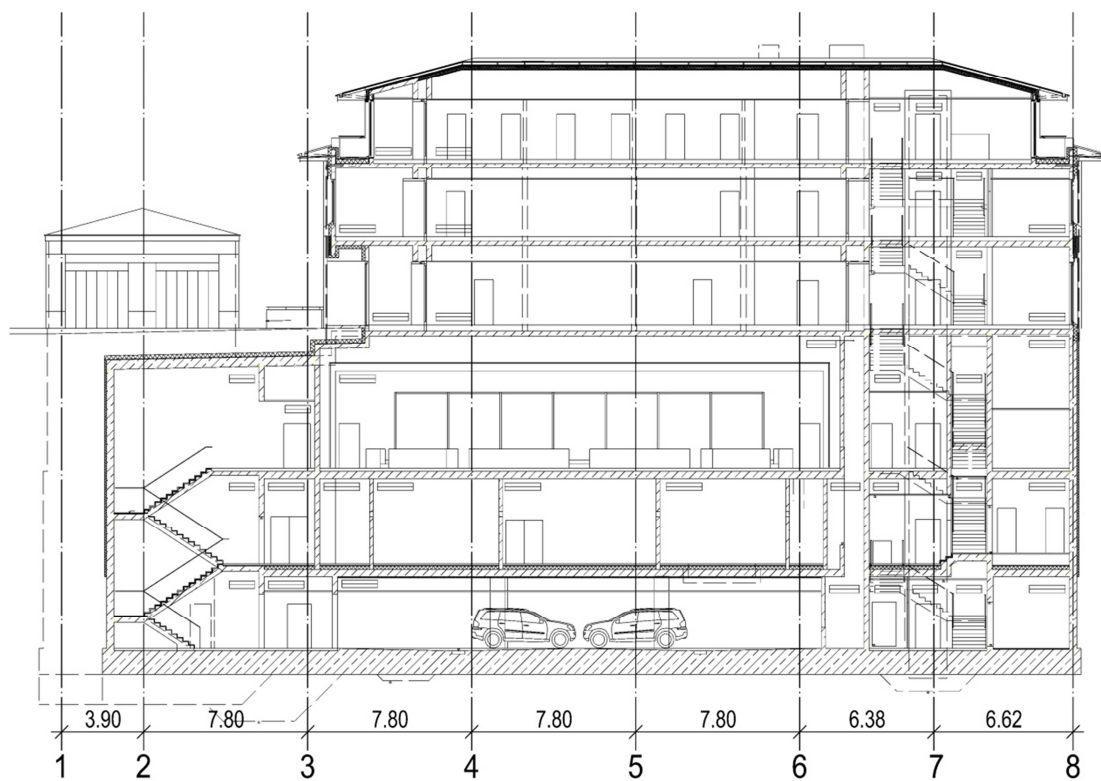
Slika 6: Tloris pritličja



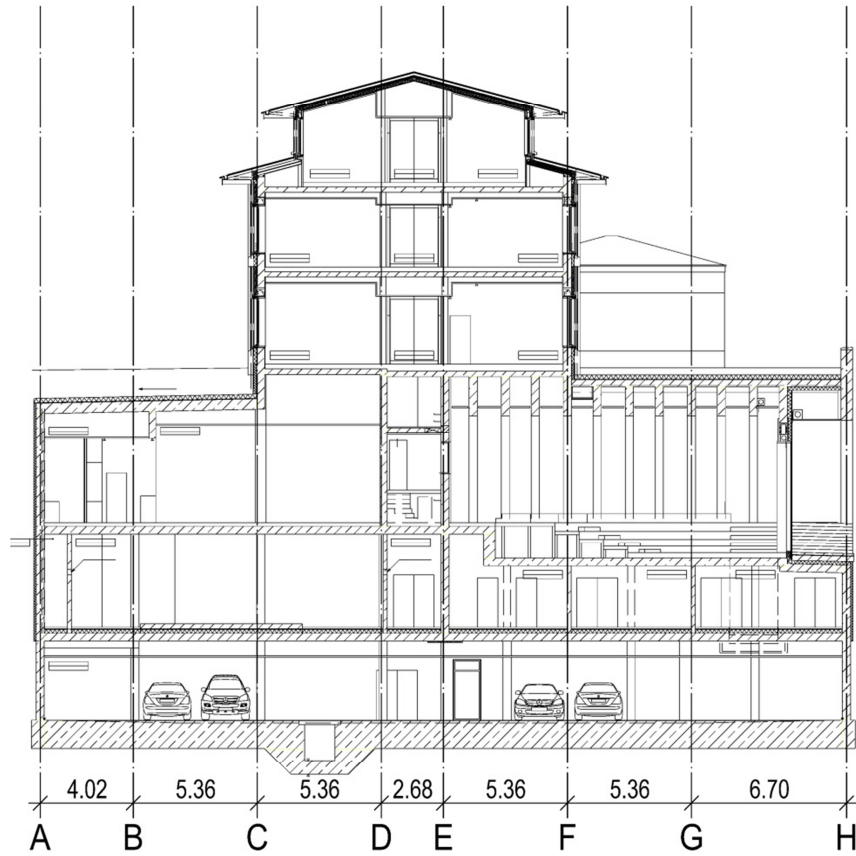
Slika 7: Tloris 1. nadstropja



Slika 8: Tloris podstrešja



Slika 9: Vzdolžni prerez



Slika 10: Prečni prerez

2.1.1 Konstrukcijski elementi konstrukcije

Podzemni del

Tloris podzemnega dela je poligonalne oblike, približnih dimenzij 50.45 krat 50.45 metrov. Temeljenje je izvedeno s temeljno ploščo, pri kateri se debelina giblje okoli enega metra. Z veliko debelino temeljne plošče se zagotavlja njeno relativno veliko togost ter enakomeren razpored sil po zemljini. Višine posameznih nadstropij se spreminjajo in so v razredu velikosti 3,6–6 metrov. Nadstropja so ločena z armiranobetonskimi ploščami debelin od 30 do 45 cm. Nosilna konstrukcija podzemnega dela je v celoti iz armiranega betona. Sestavljajo jo nosilne stene in stebri. Zunanje stene so debeline 35 cm in na kritičnih delih 55 cm. Notranje stene se delijo na nosilne, debeline med 20 in 35 cm, ter opečnate nenosilne. Stebri, ki se nahajajo v garažnem delu, so debeline 35/35 cm na manj obremenjenih mestih in 35/65 cm na mestih, kjer se nahaja podzemna garaža ter so razponi med posameznimi stebri večji (7–9 metrov). Konstrukcijo sestavljajo tudi 3 jaški za stopnišča ter dvigala. Eno izmed dvigal služi za prevoz osebnih in poltovornih vozil do garažnega oz. oskrbovalnega prostora, ki se nahaja v najgloblji etaži stavbe. V 1. kletni etaži se nahaja dvorana oz. predavalnica. Razpon med skrajnima robovoma oz. podporama znaša 25 metrov. Nosilci so obteženi še s 30 centimetrov debelo armiranobetonsko strešno ploščo, na kateri se nahaja tudi nasutje debeline do 60 centimetrov.

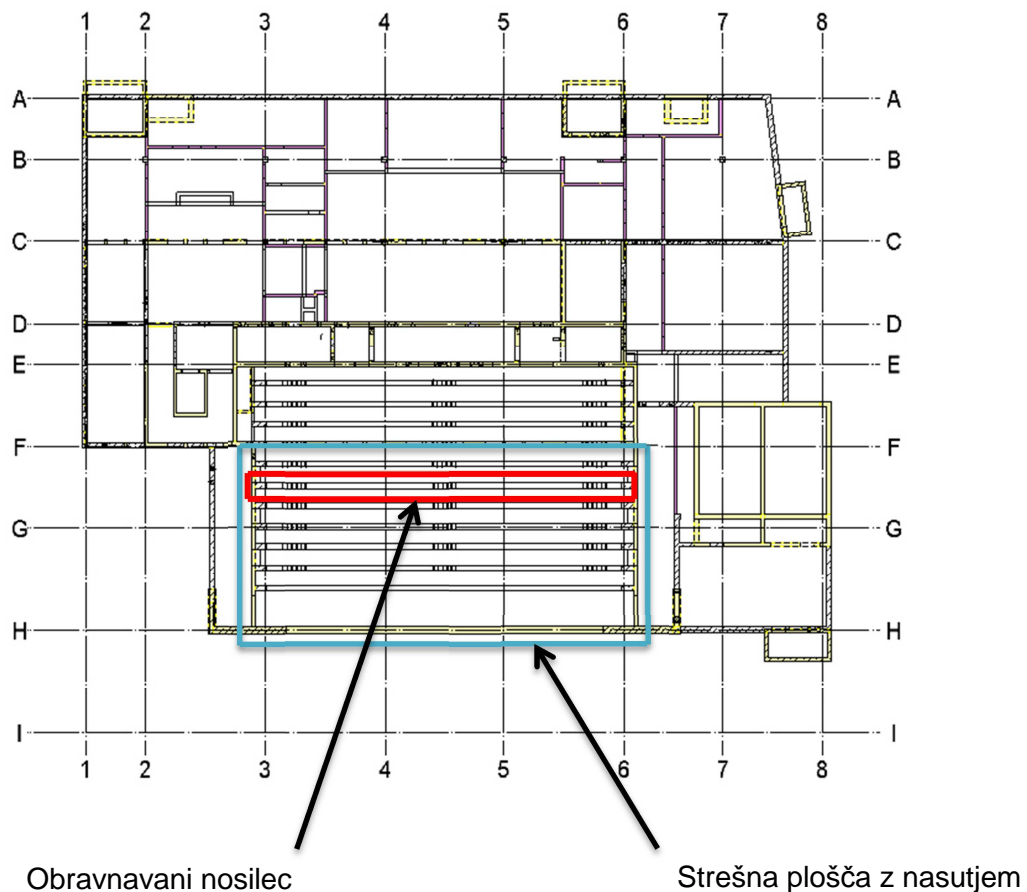
Nadzemni del

Prostori se uporabljajo predvsem kot pisarne in konferenčne sobe. Nosilno konstrukcijo pritličja ter 1. nadstropja sestavlja sistem sten in stebrov zaradi luknjičastega izgleda stavbe. Stene so debeline 35 cm ter višine 3,75 m v pritličju, ter 3 m v prvem nadstropju. Stebri, ki so umeščeni med posamezne dele sten, so dimenzij 20/35 cm. Tudi v podstrešju so pisarne. Nosilna konstrukcija je v celoti sestavljena iz jeklenih elementov – slika 8. Stene se v obeh nadstropjih, zaradi veliko odprtih statično obnašajo, kot Virandelov nosilec.

2.2 Obravnavani del konstrukcije

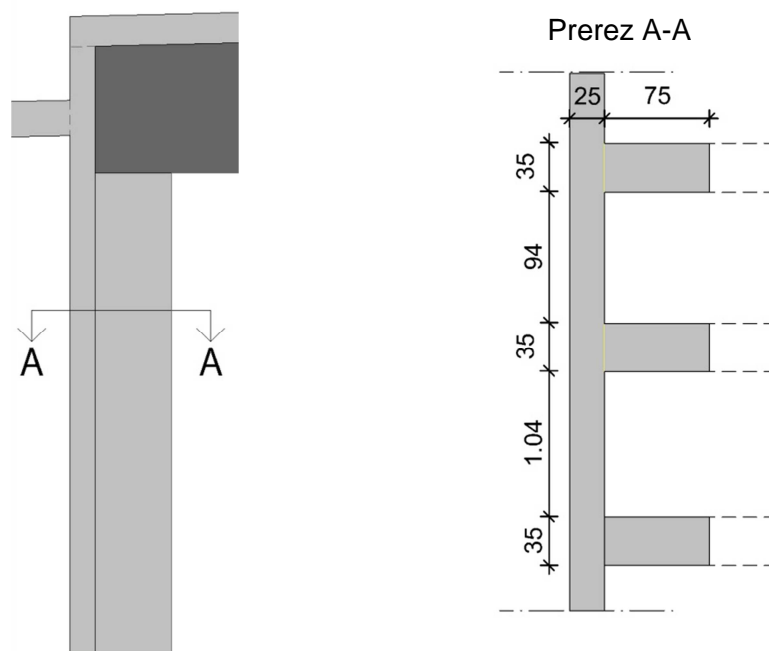
2.2.1 Nosilec

Nosilec se nahaja v 1. kletni etaži. Na strešni plošči je nasutje. Debelina plošče je 30 cm z dimenzijami 25/12 m.



Slika 11: Mesto obravnavanega dela v konstrukciji

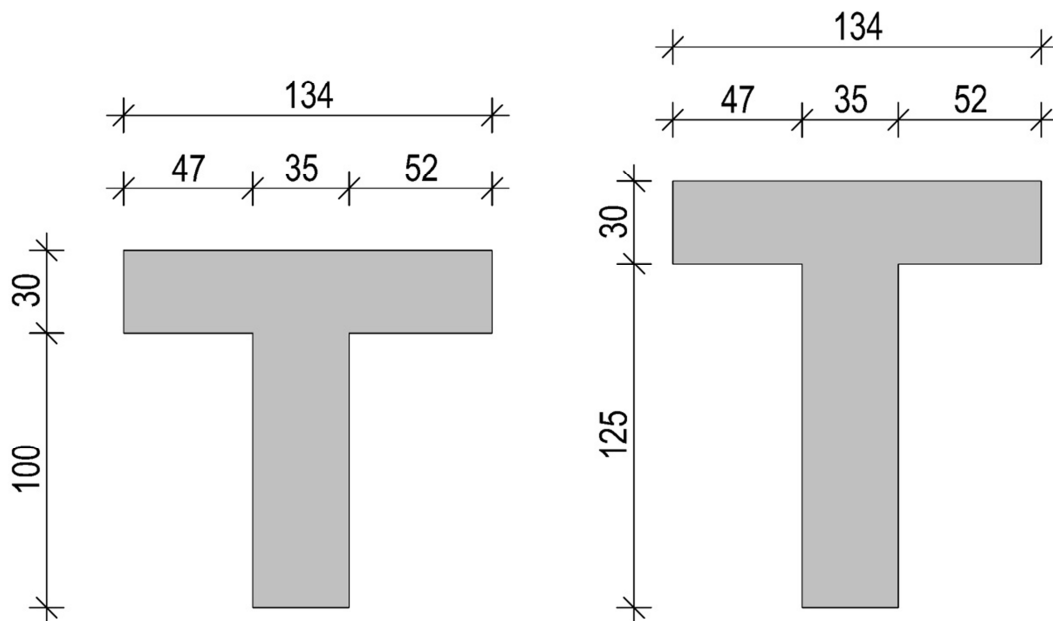
Robne podpore nosilcu ter strehi predstavlja stena, ki ima obliko T-prereza – slika 12. Uporabimo jo za prenos velikih osnih sil ter momentov, ki nastanejo zaradi velike obtežbe ter razdalje med skrajnima robovoma nosilcev ter strehe.



Slika 12: Stranski ris in prerez stene

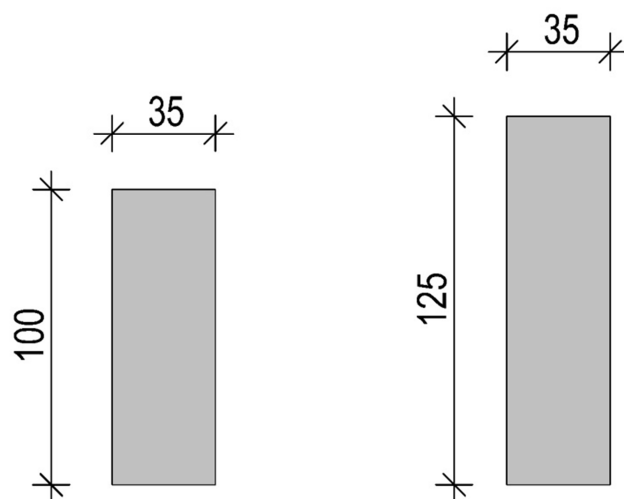
2.2.2 Zasnova nosilca

Višina nosilca po dolžini, zaradi potrebnega minimalnega naklona strešne plošče, ni konstantna. Višina prereza ob podporah, skupaj s strešno ploščo, znaša 1.25 metra. Na sredini nosilca dosežemo maksimalno višino, 1.55 metra. V primeru armirano betonskega nosilca, bomo uporabili T-prerez s sodelujočo širino. Armatura bo določena na obeh kritičnih mestih, t.j. na sredini nosilca ter ob podporah. Ker bo nosilec prek plošče togo povezan s steno, se bo armatura določala za togo vpeti nosilec. Za premostitev velikih nateznih napetosti na zgornji strani nosilca, se poleg debeline nosilca lahko izkoristi tudi prostor v strešni plošči. Izkoristimo efekt raziširtve natezne cone v ploščo nad nosilcem – Slika 56.



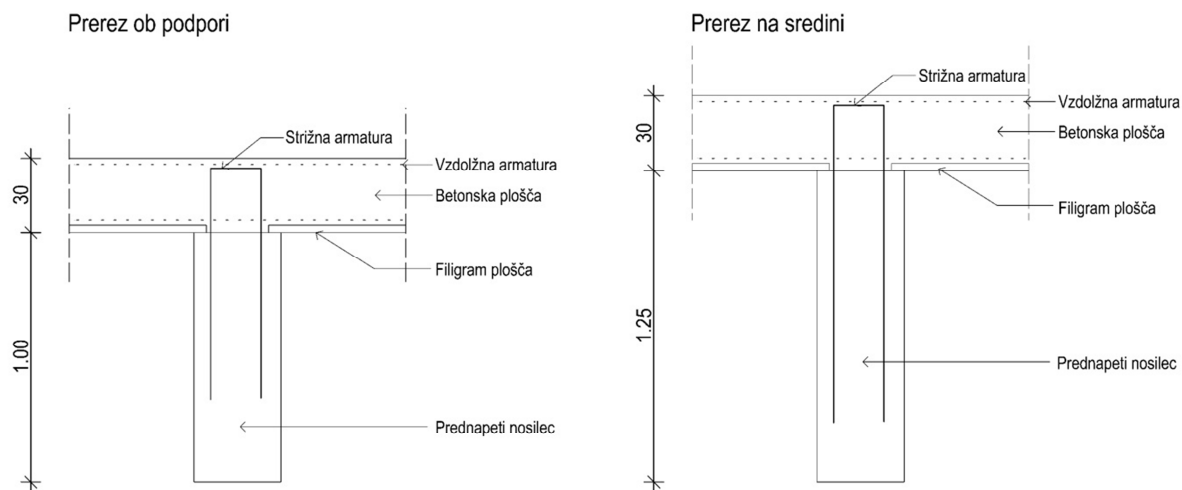
Slika 13: Stranski in sredinski prečni prerez nosilca z mehko armaturo

Z monolitno strešno ploščo, se zagotovi bočna stabilnost elementa. Na sliki 13 sta prikazana preseka in iz nje je razvidna majhna razlika med sodelujočima širinama plošče. Zaradi tega imamo torzijsko obremenitev nosilca. Napetosti v nosilcu zaradi torzije, prevzamemo z dovolj gosto strižno armaturo, enakomerno razporejeno po celotni dolžini nosilca.

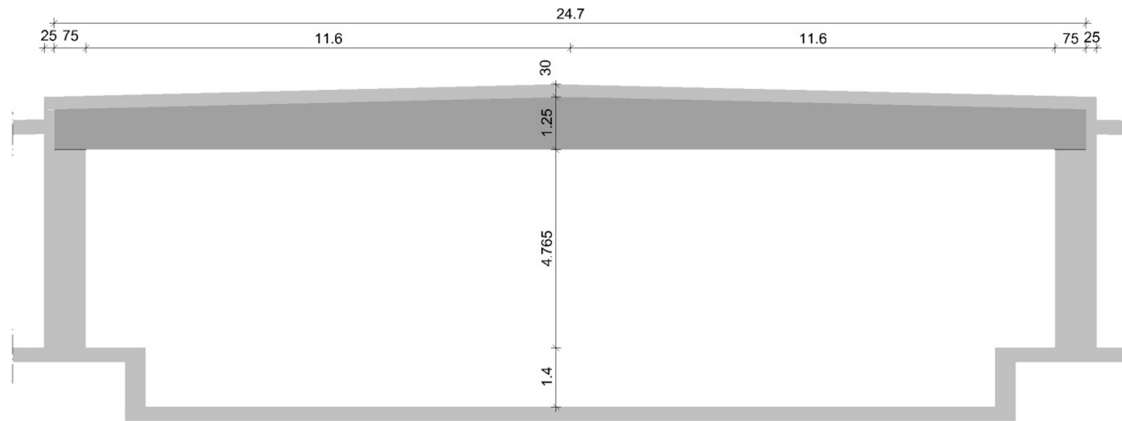


Slika 14: Prečna preseza prednapetega nosilca v fazi izdelave, transporta in vgradnje

Pri varianti s prednapetim nosilcem sem se odločil, da bo 30 cm debela betonska plošča betonirana naknadno. Za prednapeti nosilec je potrebno preveriti mejna stanja med vgradnjo, prevozom in gradnjo. Za ta stanja moramo zagotoviti dovolj veliko vzdolžno mehko ter strižno armaturo. Za vsa ta tri stanja, je bil nosilec računat kot prostoležeč. Podpore se za konstrukcijsko stanje med izgradnjo in vgradnjo nahajajo na robovih nosilca. Med prevozom, se podpori nahajata na razdalji 3 metrov od robov. Na teh dveh točkah je vgrajen sistem za pritrditev na žerjav. Zaradi momentne linije za to konstrukcijsko stanje, je potrebna določitev natezne armature na zgornji strani. Po vgradnji vseh nosilcev na ležišča, se jih poveže s filigran ploščami, ter armira še ploščo. Tako se znebimo stroškov opažne konstrukcije. Premostitvene razdalje med nosilci so dovolj majhne za uporabo takšne metode. Po betoniranju strešne plošče, se začne nosilec pravokotnega prereza obnašati kot prednapeti nosilec T-prereza. Povezanost med ploščo in nosilcem zagotovimo s strižno armaturo. Končno stanje nosilca v uporabi je obojestransko togo vpet nosilec. Popolno vpetost je v praksi težko doseči, vendar smo v nalogi obravnavali idealizirane pogoje le te. Posledice, ki nam tako zaporedje gradnje prinaša, je povezovanje vseh elementov v eno monolitno konstrukcijo. Za to mejno stanje moramo na zgornji strani prednapetega T-nosilca, zagotoviti zadostno natezno armaturo.



Slika 15: Prečna prereza nosilca s prednapeto armature v stanju uporabe



Slika 16: Prečni prerez celotnega nosilca

Kot vidimo na Sliki 16. je razpon posameznega nosilca 24.7 metrov. Po željah naročnika ter arhitektov, višine nosilca zaradi vizualnega izgleda dvorane nismo smeli povečevati. Nosilci tudi po vgradnji niso bili dodatno obdelani ali prebeljeni in so zaradi prostorskega občutka v dvorani. V obeh primerih je 30 centimetrov debela streha med sabo povezovala vse nosilce. Posledice take gradnje pa so zagotovitev monolitnosti strešne plošče ter toga vpetosti v steno.

3. GRADIVA IN VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Material

3.1.1 Beton

V obeh izvedbah smo izbrali beton višje tlačne trdnosti – C40/50. Ta material smo uporabili za mehko armiran beton in prednapeti nosilec. Višja tlačna trdnost je pri 1. varianti pomembna, saj tlačna cona prevzame večje napetosti, s tem pa se tudi zmanjša potreba po mehki vzdolžni armaturi. Z višjo tlačno trdnostjo povečamo mejno tlačno nosilnost, ki je pri prednapetju zaradi mejnega stanja med prevozom in vgraditvijo omejena.

Mehanske karakteristike betona C40/50 so:

- karakteristična tlačna trdnost..... $f_{ck} = 40 \text{ kN/cm}^2$
- gostota..... $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- elastični modul..... $E_b = 3.5 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$
- specifični toplotni raztezek..... $\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} /^\circ\text{C}$

Varnostni faktor za beton $\gamma_q = 1.5$

3.1.2 Jeklo za armiranje – mehka armatura S500

Pri izdelavi nosilca bomo uporabili duktilno rebrasto mehko armaturo S 500 (A).

Karakteristike:

- karakteristična trdnost na meji elastičnosti $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- projektna trdnost na meji elastičnosti $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 43.5 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul..... $E_{sy} = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$

Uporabljeni varnostni faktor za jeklo $\gamma_s = 1.15$.

3.1.3 Kabli za prednapetje

Za prednapetje smo izbrali pletene kable, in sicer spletene iz sedmih jeklenih vrvi. Izbrali smo produkt izdelovalca DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL. Podjetje se nahaja na Poljskem, njihovi produkti pa imajo certifikat, da ustrezajo evropskim normam.

- natezna trdnost..... $f_{p0,1k}/f_{pk} = 157/177 \text{ kN/cm}^2$
- elastični modul..... $E_s = 1.95 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$

3.2 Obtežba

3.2.1 Lastna teža in stalna obtežba

3.2.1.1 Lastna teža nosilnih konstrukcijskih elementov

Lastno težo konstrukcije smo upoštevali glede na standard DIN EN 1991-1(12.2010). V programu za statični izračun se je lastna obtežba po določitvi materialnih karakteristik sama upoštevala v izračunu. Lastna teža na tekoči zaradi naklona konstrukcijskega elementa po dolžini ni konstantna.

3.2.1.2 Stalna teža nenosilnih konstrukcijskih elementov

Glede na standard omenjen v zgornjem odstavku, smo za materiale, ki so sodelovali pri obtežitvi našega elementa, uporabili predpisane materialne karakteristike. V obtežbi 2 kN/m^2 so upoštevani materiali na zgornji in spodnji strani nosilca in strehe. Obtežba je podrobneje opisana v poglavju 4.1.

Velik del obtežbe odpade tudi na nasutje. Strešna plošča je nasuta po celotni površini na zunanem delu. Nasutje je izvedeno tako, da je po dokončanju gradbenih del pred stavbo raven prostor, ki služi tudi kot mesto za organiziranje dogodkov. Zato nam velikost enakomerno narašča od sredine proti podporama.

3.2.2 Koristna obtežba

3.2.2.1 Koristna obtežba strehe

Kategorija – C – stavbe kjer se zbirajo ljudje

$$q=7.5 \text{ kN/m}^2$$

3.2.2.2 Obtežba snega

Obtežbo smo določili na podlagi standarda DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12. Objekt se nahaja v snežni coni 2, na nadmorski višini 615 metrov (Baierbrunn, Nemčija). Karakteristična obtežba snega za to cono znaša:

$$s_k = 0.25 + 1,91 ((A+140) / 760)^2 \geq 0.85 \text{ kN/m}^2$$

s_k ... karakteristična obtežba snega

A...nadmorska višina objekta

3.2.2.3 Obtežba vetra

Ker se obravnavani deli konstrukcije nahajajo pod zemljo, sem vpliv vetra na konstrukcijo zanemaril.

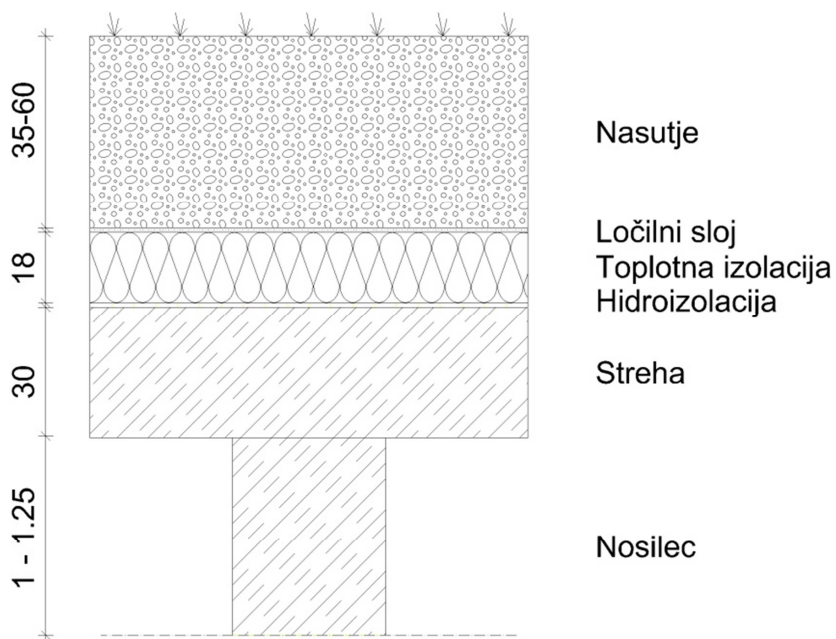
3.2.2.4 Temperatura

Vpliv temperaturne obtežbe na konstrukcijo sem zanemaril.

4. ANALIZA OBTEŽBE

4.1 Lastna teža in stalna obtežba

Vpliv lastne teže elementov smo ovrednotili za prereza ob podpori (prerez 1) ter na sredini med podporama (prerez 2). Spodaj so posebej izračunane tudi vrednosti lastne teže nosilcev pri varianti armiranobetonskega nosilca ter nosilca z prednapeto armaturo. Pri obeh različicah smo za lastno težo upoštevali $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Pri računu končne obtežbe na prednapet nosilec pa smo vzeli kar obtežbo T-prereza.



Slika 17: Detajl prereza nosilca

4.1.1 Nosilec T-prereza – mehka armatura

- Prerez 1 - $0.752 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 18.8 \text{ kN/m}$
- Prerez 2 - $0.8395 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 20.988 \text{ kN/m}$

4.1.2 Prednapeti nosilec

- Prerez 1 - $0.35\text{m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 8.75 \text{ kN/m}$
- Prerez 2 - $0.4375 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 10.938 \text{ kN/m}$

4.1.3 Izolacija

- Toplotna izolacija - stiropor EPS= $0.18 \text{ m} \cdot 1.34 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 0.096 \text{ kN/m}$
- Bitumenski trak= $0.01 \text{ m} \cdot 1.34 \text{ m} \cdot 0.22 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 0.003 \text{ kN/m}$
- Oprema za ozvočenje ter osvetlitev dvorane.....1.5 kN/m

Zaradi namembnosti prostora pod nosilec smo k stalni obtežbi zaradi toplotne in hidro izolacije upoštevali tudi dodatno opremo, ki je nameščena na spodnji strani plošče. V tej opremi so zajete vse video in zvočne komponente, ki so potrebne za uporabo dvorane za različne dogodke. Po željah naročnika, smo končno po vsej dolžini nosilec obtežili s obtežbo velikosti 2 kN/m^2 .

4.1.4 Nasutje

Nasutje je izvedeno z zemljino s specifično težo $Y=20 \text{ kN/m}^3$.

- Prerez 1 - $0.6 \text{ m} \cdot 1.34 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 16.08 \text{ kN/m}$
- Prerez 2 - $0.35 \text{ m} \cdot 1.34 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 9.38 \text{ kN/m}$

4.2 Koristna obtežba

Ker bo z zemljino prekrita streha služila kot mesto, kjer se bodo ljudje lahko zbirali in zadrževali, spada streha v kategorijo C.6 – prostori, kjer se zbirajo ljudje. Obtežba je bila določena glede na standard DIN EN 1991-1-1:2010, DIN EN 1991-1-1/NA:2010.

$$q = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

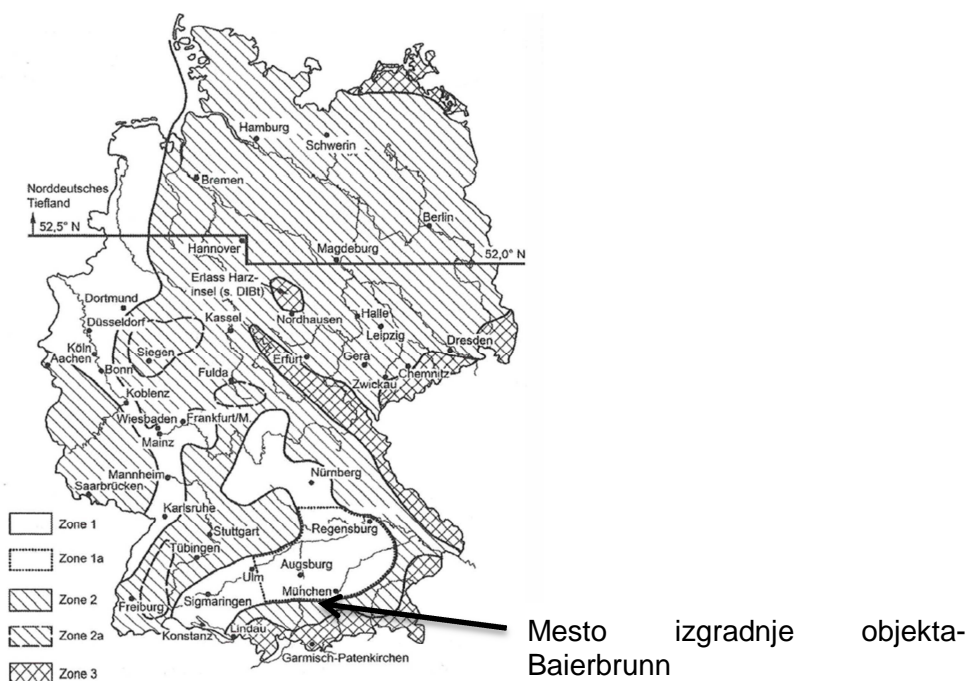
4.3 Sneg

Faktorji, ki sem jih upošteval pri obtežbenih kombinacijah, glede na standard DIN EN 1990/NA, Tab. NA.A.1.1:

$$\psi_0 = 0.5$$

$$\psi_1 = 0.2$$

$$\psi_2 = 0.0$$



Slika 18: Cone za obtežbo snega v Nemčiji

Konstrukcija se nahaja v coni 2 (Zone 2) na nadmorski višini 615 m.

Obtežba snega na strehi:

$$C_{\theta}=1$$

$$C_t=1$$

$$\mu=0.8$$

$$s_k = 0.25 + 1,91 [1 + ((615+140) / 760)^2] = 2.13 \text{ kN/m}^2$$

$$s = \mu_i s_k = 1.70 \text{ kN/m}^2$$

Karakteristična vrednost porazdeljene obtežbe s_k je 2.13 kN/m^2 . Za koeficienta C_e in C_t upoštevam vrednost 1, koeficient μ_i pa ima zaradi nagiba strehe $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ vrednost 0.8.

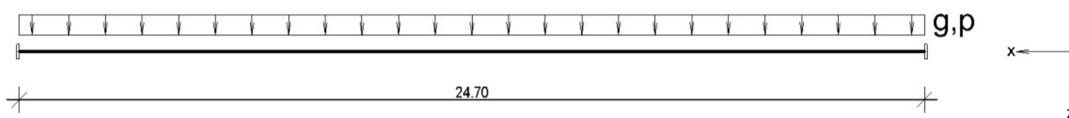
Upoštevam enakomerno razporeditev obtežbe snega po celotni površini strešne plošče.

5. RAČUN KONSTRUKCIJE

5.1 Računski model nosilca

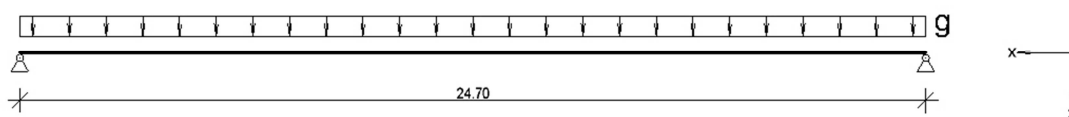
Za izračun nosilca smo uporabili programsko opremo Dlubal-RSTAB (<https://www.dlubal.com/de>). Model smo izdelali s pomočjo linijskih elementov, na katere smo nanašali linijske obtežbe. Ker se objekt nahaja na območju, kjer ni nevarnosti za potresne dejavnosti, smo za izračun izbrali le statično analizo konstrukcijskega elementa.

Računska modela za T-prerez in pravokotni prerez sta na videz enaka, saj se podpori pri obeh nahajata na krajnih robovih nosilca. Razlika, ki je razvidna tudi iz statičnih izračunov, je v velikosti prečnih prerezov ter obtežbi.



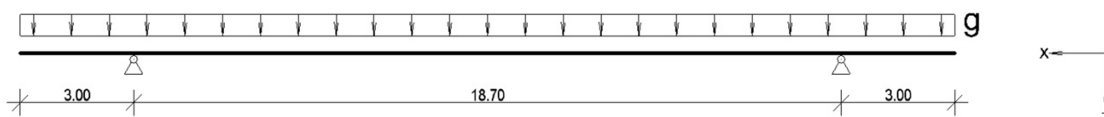
Slika 19: Računski model za T-prerez, togo vpeti podpori

Po rezanju kablov in vnosu sile na beton, se nosilec ukrivi navzgor. Tej ukrivitvi nasprotuje le lastna teža nosilca v smeri gravitacije. Pomembno je preveriti tudi to stanje, zaradi pojava nategov na zgornji strani nosilca. Zaradi teh sil je potrebna armatura na zgornji strani pravokotnega prereza prednapetega nosilca.



Slika 20: Računski model za prednapeti prerez po rezanju kablov

Nosilec bo zaradi svoje velikost vgrajen s pomočjo dvigala. Zato bomo na dveh mestih nosilca potrebovali priključke, s katerimi bo vgraditev omogočena. Ta računski primer je potreben zaradi zagotovitve dovolj velike natezne armature pri prijemališču.



Slika 21: Računski model za prednapeti nosilec pri transportu

5.2 Obtežne kombinacije

Mejno obtežbo za izbrani nosilec izračunamo na podlagi obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti ter uporabnosti. Obtežne kombinacije so izračunane po standardu DIN EN 1990:2002+A1:2005+ A1:2005/AC:2010.

$$E_d = E [\sum \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \gamma_{q,i} Q_{k,i}]$$

Pri tem so:

G_k karakteristična vrednost notranjih statičnih količin zaradi stalne obtežbe

P_k karakteristična vrednost notranjih statičnih količin zaradi prednapetja

Q_{k1} ... karakt. vrednosti notranjih statičnih količin zaradi dominantne sprem. obtežbe

$Q_{k,i}$... karakt. vrednosti notranjih statičnih količin zaradi nedominantnih sprem. obtežbe

γ_i parcialni varnostni faktorji

$\psi_{0,i}$... kombinacijski faktorji

Obtežne kombinacije smo sestavili ločeno za prednapeti in mehko armiran nosilec.

Varnostni faktorji za podano obtežbo – preglednica 1:

	Ugodno	Neugodno
Stalni vpliv γ_g	1,0	1,35
Ostali spremenljivi vpliv γ_q	1,0	1,5

Preglednica 1: Obtežni faktorji

Kombinacijski faktorji za stavbe – preglednica 2:

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Koristna obtežba	0,7	0,7	0,6
Sneg	0,5	0,2	0

Preglednica 2: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov

Na podlagi standarda DIN EN 1991:2002+AC:2009, smo tvorili obtežne kombinacije vplivov, ki na obravnavani element delujejo.

Prikaz obteženih kombinacij za T-prerez – preglednica 3 :

Obtežne kombinacije, ki jih bomo izračunali za T-prerez, bomo upoštevali tako pri primeru, ko je nosilec armiran z mehko armaturo, kot tudi za primer prednapetega nosilca z dobetonirano strešno ploščo, saj bomo napenjalno silo in število potrebnih kablov ovrednotili glede na končno stanje, t.j. ko bo nosilec polno obremenjen. Obtežne kombinacije in statične izračune smo naredili le za obtežna stanja, ki jih kasneje v diplomski nalogi potrebujemo.

	obtežne kombinacije					
obtežba	MSN-1	MSN-2	MSU-1	MSU-2	MSU-3	MSU-4
lastna+stalna	1.35	1.35	1	1	1	1
koristna	1.05	1.5	1	0.7	0.6	0.7
sneg	1.5	0.75	0.5	1	0	0.2

Preglednica 3: Obtežne kombinacije za T-prerez

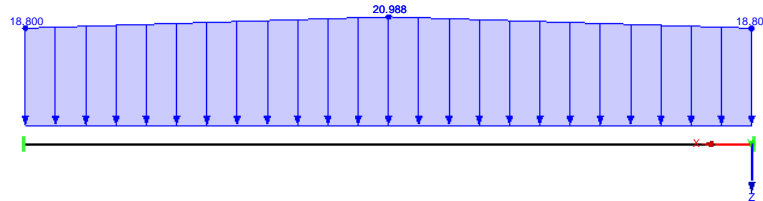
Prikaz obteženih kombinacij za prednapeti nosilec s pravokotnim prerezom – preglednica 4. Obtežna kombinacija MSU-5 nam opisuje prostoležeči nosilec obremenjen samo z lastno težo. Izračune uporabimo za določitev momenta pri določanju izgub pri prenosu sile prednapetja v beton. Obtežna kombinacija MSN-4 pa nam služi pri določitvi natezne armature na zgornji strani pravokotnega prednapetega nosilca zaradi transporta.

	obtežne kombinacije	
obtežba	MSU-5	MSN - 4
lastna	1.0	1.35
spremenljiva	0	0
sneg	0	0

Preglednica 4: Obtežne kombinacije – za prednapeti pravokotni prerez

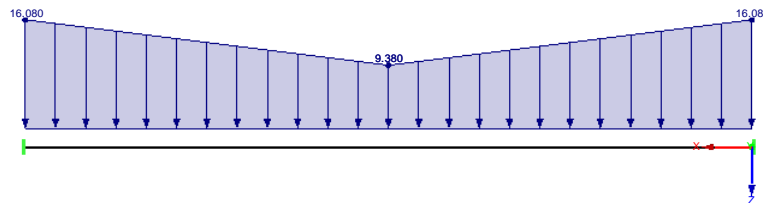
5.3 Statični izračun konstrukcije

5.3.1 Statični izračun za T-prerez



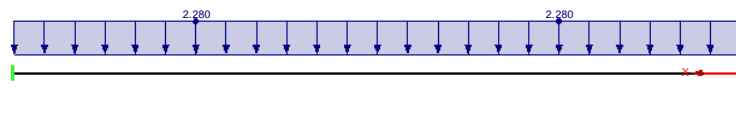
Slika 22: Obtežba – lastna teža prečnega prereza [kN/m]

$$g_{k,sredina}=20.988 \text{ kN/m}, g_{k,rob}=18.8 \text{ kN/m}$$



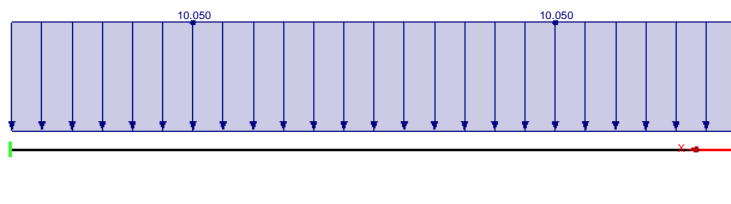
Slika 23: Obtežba – nasutje [kN/m]

$$g_{k,sredina}=9.380 \text{ kN/m}, g_{k,rob}=16.08 \text{ kN/m}$$



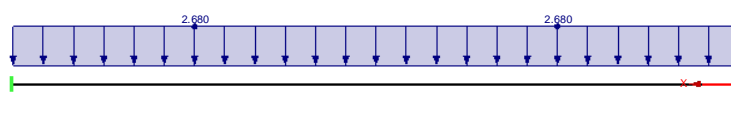
Slika 24: Obtežba – sneg [kN/m]

$$g_s=2.28 \text{ kN/m}$$



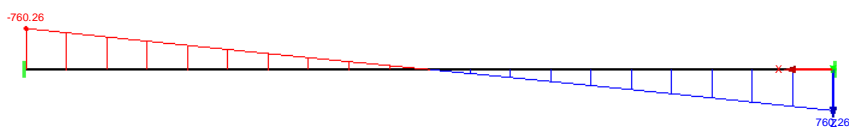
Slika 25: Obtežba – koristna [kN/m]

$$q_{k,1}=10.05 \text{ kN/m}$$



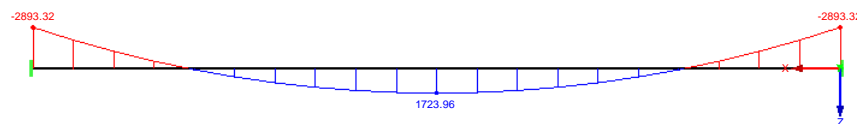
Slika 26: Obtežba – inštalacije in izolacija (stalna) [kN/m]

$$q_{k,2}=2.08 \text{ kN/m}$$



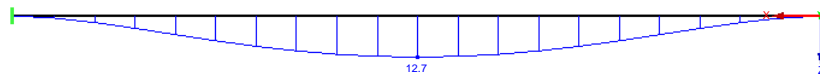
Slika 27: Rezultati (MSN-1) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=760.26 \text{ kN}$$



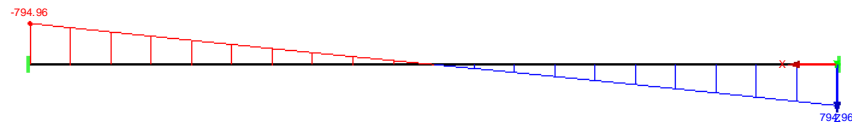
Slika 28: Rezultati (MSN-1) – Moment M_y [kNm]

$$M_{Ed,max}=1723.96 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-2893.32 \text{ kNm}$$



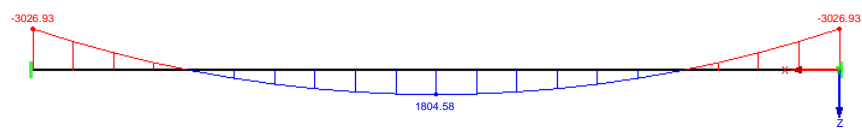
Slika 29: Rezultati (MSN-1) – pomik v smeri z [mm]

$$u_{max}=12.7 \text{ mm}$$

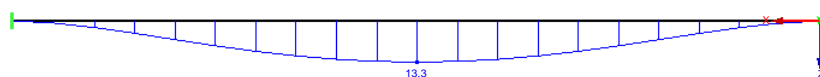


Slika 30: Rezultati (MSN-2) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=794.96 \text{ kN}$$

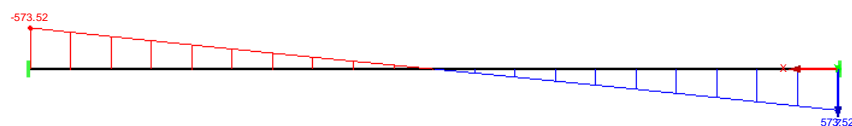
Slika 31: Rezultati (MSN-2) – Moment M_y [kNm]

$$M_{Ed,max}=1804.58 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-3026.93 \text{ kNm}$$



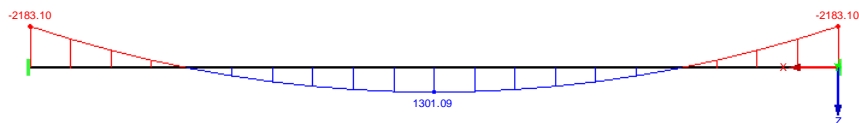
Slika 32: Rezultati (MSN-2) – pomik v smeri z [mm]

$$u_{max}=13.3 \text{ mm}$$



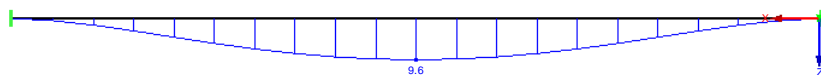
Slika 33: Rezultati (MSU-1) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=573.52 \text{ kN}$$



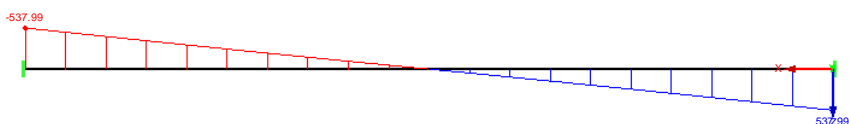
Slika 34: Rezultati (MSU-1) – Moment M_y [kNm]

$$M_{Ed,max}=1301.09 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-2183.10 \text{ kNm}$$



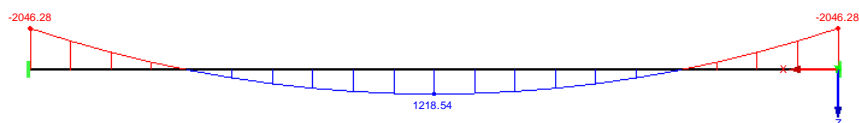
Slika 35: Rezultati (MSU-1) – pomik v smeri z [mm]

$$u_{max}=9.6 \text{ mm}$$



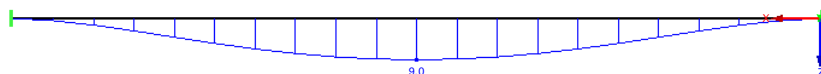
Slika 36: Rezultati (MSU-2) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=537.99 \text{ kN}$$



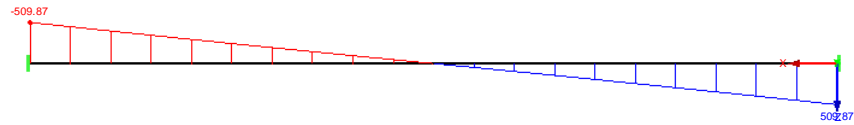
Slika 37: Rezultati (MSU-2) – Moment M_y [kNm]

$$M_{Ed,max}=1218.54 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-2046.28 \text{ kNm}$$



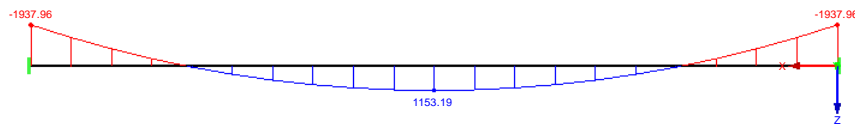
Slika 38: Rezultati (MSU-2) – pomik v smeri z [mm]

$$u_{max}=9.0 \text{ mm}$$



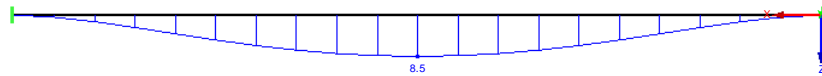
Slika 39: Rezultati (MSU-3) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=509.87 \text{ kN}$$



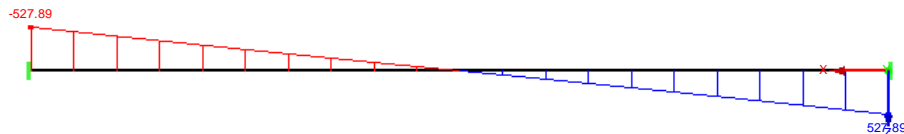
Slika 40: Rezultati (MSU-3) – Moment My [kNm]

$$M_{Ed,max}=1153.19 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-1937.96 \text{ kNm}$$



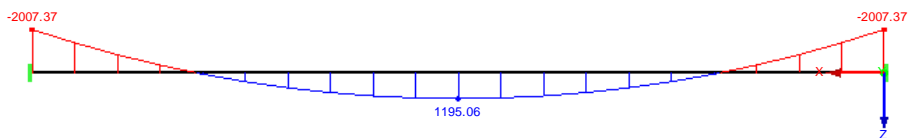
Slika 41: Rezultati (MSU-3) – pomik v smeri z [mm]

$$u_{max}=8.5 \text{ mm}$$



Slika 42: Rezultati (MSU-4) – prečna sila [kN]

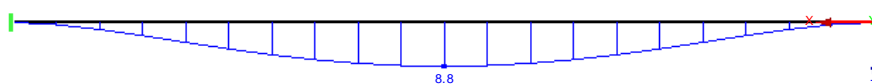
$$V_{Ed,max}=527.89 \text{ kN}$$



Slika 43: Rezultati (MSU-4) – Moment M_y [kNm]

$$M_{Ed,max}=1195.06 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-2000.37 \text{ kNm}$$

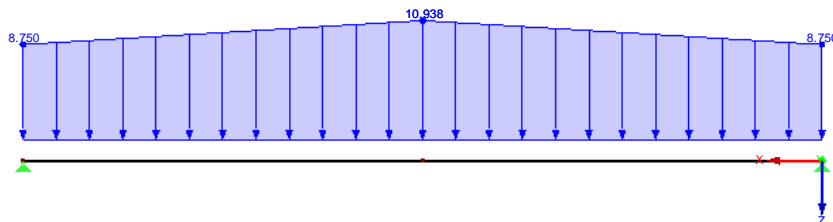
1



Slika 44: Rezultati (MSU-4) – pomik v smeri z [mm]

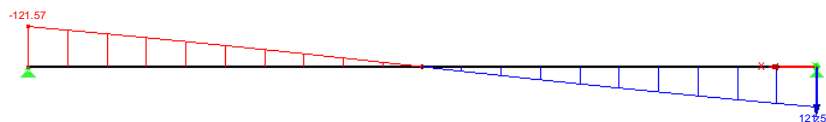
$$u_{max}=8.9 \text{ mm}$$

5.3.2 Statični izračun za pravokotni prednapeti prerez pri izdelavi



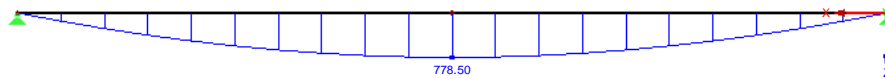
Slika 45: Obtežba – lastna teža prečnega prereza [kN/m]

$$g_{k,sredina}=10.938 \text{ kN/m}, g_{k,rob}=8.75 \text{ kN/m}$$

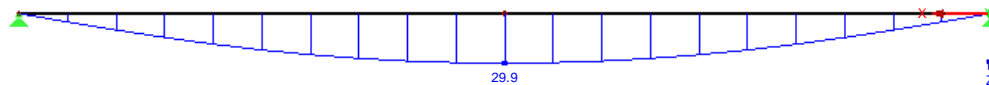


Slika 46: Rezultati (MSN-3) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=121.57 \text{ kN}$$

Slika 47: Rezultati (MSN-3) – Moment M_y [kNm]

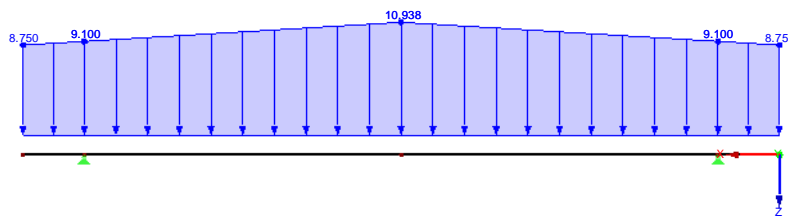
$$M_{Ed,max}=778.50 \text{ kNm}$$



Slika 48: Rezultati (MSN-3) – pomik v smeri z [mm]

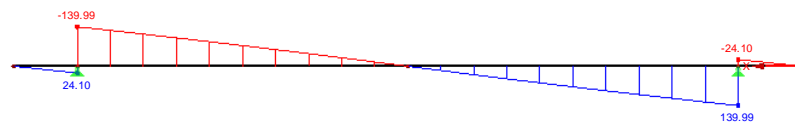
$$u_{max}=29.9 \text{ mm}$$

5.3.3 Statični izračun za pravokotni prednapeti prerez med prevozom



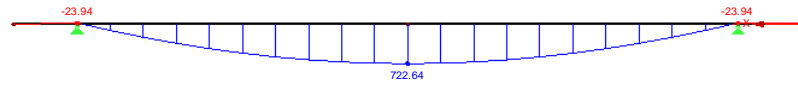
Slika 49: Obtežba – lastna teža prečnega prereza [kN/m]

$$g_{k,sredina}=10.938 \text{ kN/m}, g_{k,rob}=8.750 \text{ kN/m}$$



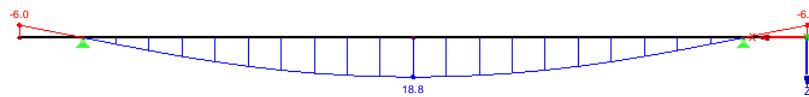
Slika 50: Rezultati (MSN-4) – prečna sila [kN]

$$V_{Ed,max}=139.99 \text{ kN}$$



Slika 51: Rezultati (MSN-4) – Moment M_y [kNm]

$$M_{Ed,max}=722.64 \text{ kNm}, M_{Ed,min}=-23.94 \text{ kNm}$$



Slika 52: Rezultati (MSN-4) – pomik v smeri z [mm]

$$u_{max}=18.8 \text{ mm}$$

6. DIMENZIONIRANJE

6.1 Dimenzioniranje armiranega betonskega nosilca

6.1.1 Osnovni podatki

Spodaj je prikazan izračun za potrebno armaturo nosilca. Merodajna obtežbna kombinacija za maksimalni moment na sredini in ob podpori je MSN-2.

Beton:

C 40/50

$$E_m = 3500 \text{ kN/cm}^2$$

Dimenzije grede

Dolžina: 24.7 m

Prerez: slika 13.

Armatura

S500 A

Merodajne notranje sile za dimenzioniranje za obtežni primer MSN-2:

1. na sredini

$$M_{max} = 1804.58 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 0$$

$$N_{ed} = 0$$

2. ob podpori

$$M_{max} = 3026.93 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 795 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}$$

6.1.2 Dimenzioniranje na upogib – mehka armatura

6.1.2.1 Minimalna vzdolžna armatura

Zahteve za minimalno armaturo izpolnimo na sredini nosilca, kakor tudi ob podporah. Izvesti moramo obe kontroli, ker se statična višina nosilca po dolžini spreminja.

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

f_{ctm} ...natezna trdnost betona

f_{yk} ...natezna trdnost jekla

b_t ...širina natezne cone

d ...statična višina nosilca

Minimalna vzdolžna armatura na sredini:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{0,35}{50} \cdot 35 \cdot 148 = 9,43 \text{ cm}^2 \geq 0,0013 \cdot 35 \cdot 148 = 6,73 \text{ cm}^2$$

Minimalna vzdolžna armatura ob podpori:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{0,35}{50} \cdot 35 \cdot 112 = 7,13 \text{ cm}^2 \geq 0,0013 \cdot 35 \cdot 112 = 5,10 \text{ cm}^2$$

6.1.2.2 Maksimalna vzdolžna armatura

$$A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c$$

A_c ...velikost prečnega betonskega prereza

$$A_{c, sredina} = 8395 \text{ cm}^2$$

$$A_{c, podpora} = 7520 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max,sredina} = 671,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max,podpora} = 601,6 \text{ cm}^2$$

6.1.2.3 Določitev armature

a.) Na sredini

Na mestih dimenzioniranja vzdolžne armature, se določi sodelujoča širina pasnice T-prereza. Odvisna je od dimenzij stojine ter plošče, vrste obtežbe, razpetine ter pogojev podpiranja.

$$b_{eff,i} = \min \begin{cases} 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \end{cases}$$

b_i ...polovična razdalja širine plošče med dvema nosilcema

l_0 ..širina ničelnih točk momentov

$$b_{eff,1} = \min \begin{cases} 0,2 \cdot 0,47 + 0,1 \cdot 20,995 = 2,194 \text{ m} \\ 0,2 \cdot 20,995 = 4,199 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_1 = 0,94 / 2 = 0,47 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot 24,7 = 20,995 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = \min \begin{cases} 0,2 \cdot 0,52 + 0,1 \cdot 20,995 = 2,199 \text{ m} \\ 0,2 \cdot 20,995 = 4,199 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_2 = 1,04 / 2 = 0,52 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot 24,7 = 20,995 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} \leq b$$

$$b_{eff} = 2,194 + 2,199 = 4,395 \text{ m} \geq b = 1,340 \text{ m} \rightarrow \text{Sodelujoča širina} = 1,340 \text{ m}$$

Izberem a:

$$a = 6,5 \text{ cm}$$

$$d = 155 - 6,5 = 148,5 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_{eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1804,58 \cdot 100}{35 \cdot 148,5^2 \cdot 2,667} = 0,088$$

Izberemo mejne deformacije $-\varepsilon_1 / \varepsilon_s = -3,5 / 15 \%$ da dobimo ustrezne faktorje.

Zaradi velike statične višine potrebujemo vzdolžno armaturo samo na spodnji strani. Pri uporabi tabele moramo paziti, da višina tlačnega prereza ne presega višine strešne plošče (30 cm). Če zagotovimo ta pogoj, lahko uporabimo tabelo za pravokotni prerez. Vrednosti za določanje potrebne armature razberemo iz tabele v knjigi *Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009*.

$$k_d = 0.189$$

$$k_s = 1.085$$

$$k_x = 0.141$$

$$x = k_x \cdot d = 0,189 \cdot 148.5 = 28.07 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1.085 \cdot \frac{180458}{148.5 \cdot 43.5} = 30.31 \text{ cm}^2$$

A_s ... potrebna vzdolžna armatura na spodnji strani nosilca

Dobimo potrebno armaturo na spodnji strani. Izberemo 6 Ø 28. Končna vrednost spodnje vzdolžne armature je tako 36.93 cm².

b.) Ob podpori

Nosilec obravnavamo, kot da je vpet na obeh straneh, zato se ob podporah pojavijo zelo veliki negativni momenti, ki jih moramo prevzeti z armaturo. Zaradi naklona strehe se zmanjša tudi statična višina nosilca.

$$a = 6.5 \text{ cm}$$

$$d = 130 - 6.5 = 123.5 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_{eds}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{3029.93 \cdot 100}{35 \cdot 123.5^2 \cdot 2.667} = 0.213$$

Izberem mejne deformacije prereza $-\epsilon_1 / \epsilon_s = -3.5/8 \text{ ‰}$ in iz priročnika razberem faktorje za pravokotni prerez.

$$k_c = 0.215$$

$$k_s = 1.145$$

$$k_x = 0.304$$

$$A_s' = k_s \cdot \frac{M_{eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1.145 \cdot \frac{302993}{123.5 \cdot 43.5} = 64.58 \text{ cm}^2$$

A_s' ... potrebna vzdolžna armatura na zgornji strani nosilca

Dobimo potrebno armaturo na zgornji strani nosilca nad podporama. Izberemo 9 \emptyset 32. Končna vrednost natezne vzdolžne armature na zgornji strani ob podpori je tako 72.36 cm².

6.1.2.4 Strižna armatura

Izračun in kontrole so narejene glede na standard DIN EN 1992-1-1:2011-01. Zanimarili smo vpliv pojava dodatnih strižnih napetosti zaradi naklona nosilca, ker je naklon zelo majhen. Pri določanju strižne armature nismo upoštevali ugodnega vpliva podpor na zmanjšanje strižnih napetosti.

$$V_{ed,max} = 795 \text{ kN, ob podpori}$$

Redukcija prečne sile ob podpori:

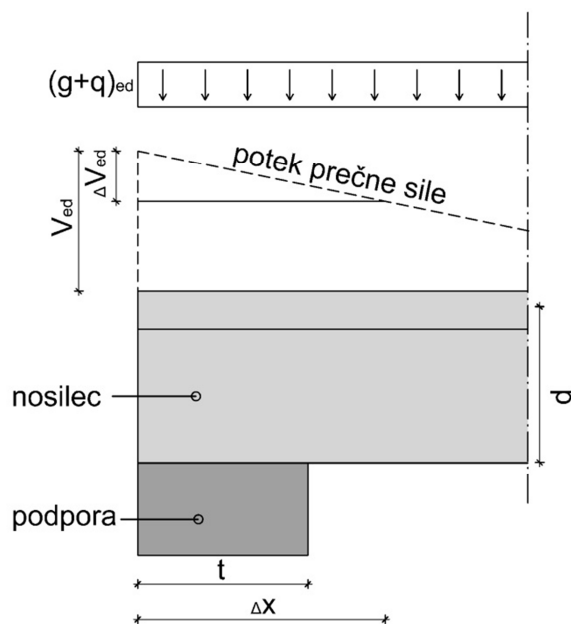
$$\Delta x = \frac{t}{2} + d$$

$$\Delta x = \frac{0.75}{2} + 1.235 = 1.61 \text{ m}$$

Δx ... sodelujoča širina podpore

$$\Delta V_{Ed} = (g + q)_{Ed} \cdot \Delta x$$

$$\Delta V_{Ed} = (g + q)_{Ed} \cdot 1.61 = (1.35 \cdot (18.80 + 16.08 + 2.68) + 1.5 \cdot (10.08)) \cdot 1.61 = 105.97 \text{ kN}$$



Slika 53: Slika redukcije prečnih sil ob podpori

Pri izračunu strižne armature vzamemo kar nereducirano vrednost prečne sile in smo tako na varni strani.

Minimalna strižna armatura

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{40}}{500} = 0.001012$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0.001012 \cdot 35 \cdot 1 = 0.03542 \text{ cm}$$

$A_{sw,min}$... minimalna strižna armatura

s ... razdalja med stremeni

α ... naklon stremen

Izberem razdaljo med stremeni $s=10$ cm.

$$A_{sw,min} = 10 \cdot 0.03542 = 0.3542 \text{ cm}^2$$

Strižna nosilnost betonskega prereza

Pred izračunom potrebne strižne armature, preverimo kolikšen del obtežbe lahko prevzame betonski prečni prerez.

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \begin{array}{l} [c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \delta_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ [v_{min} + k_1 \cdot \delta_{cp}] \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

$V_{Rd,c}$... mejna prečna sila

k ...koeficient višine prereza

ρ_l ...delež zasidrane vzdolžne armature

δ_{cp} ...napetost zaradi tlačne osne sile

$c_{Rd,c}$... reducirana natezna trdnost betona

v_{min} ... vplivni koeficient trdnostnega razreda betona

Za izračun strižne nosilnosti betona najprej iz vrednotimo vse faktorje, ki jih potrebujemo v enačbi.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1200}} = 1.41 \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$$

$$\rho_{l,rob} = \frac{72.36}{35 \cdot 123.5} = 0.0167$$

$$\delta_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \leq 0.2 f_{cd}$$

$$c_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$c_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,41^{\frac{3}{2}} \cdot 40^{\frac{1}{2}} = 0.371$$

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \cdot 1.41 (100 \cdot 0.0167 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} \cdot 350 \cdot 1235 = 296.71 \text{ kN} \\ 0.371 \cdot 350 \cdot 1235 = 160.36 \text{ kN} \end{array} \right.$$

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

Potrebujemo strižno armaturo v nosilcu.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

$$V_{Ed} = 795 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 43.5 \text{ kN/cm}^2$$

Za razdaljo med stremeni izberem $s=10$ cm.

$$A_{sw} = \frac{795}{0.9 \cdot 123.5 \cdot 43.5} \cdot 10 = 1.644 \text{ cm}^2$$

Izberem $n=2$, ker imamo dvostrizno streme.

$$A_{sw,1} = \frac{1.644}{2} = 0.822 \text{ cm}^2$$

Za strižno armaturo izberem stremena debeline $\emptyset = 12$ mm. Razdaljo med stremeni obdržimo po celotni dolžini nosilca $s = 10$ cm in sicer zaradi konstruktivnih pogojev. Stremena služijo tudi kot nosilna konstrukcija vzdolžne armature pri montaži.

6.1.2.5 Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (\tan\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\alpha)$$

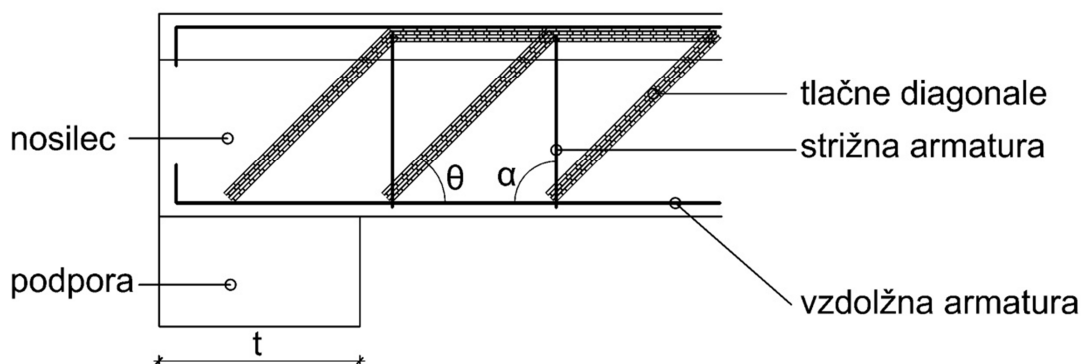
$V_{Rd,max}$...največja prečna sila določena glede na izkoriščenostjo tlačnih diagonal

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$v_1 = 0.75 \cdot \left(1.1 - \frac{f_{ck}}{500}\right) \leq 0.75$$

$$v_1 = 0.75 \cdot \left(1.1 - \frac{40}{500}\right) = 0.765 \leq 0.75$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 0.75 \cdot 2.667 \cdot 35 \cdot 0.9 \cdot 123.5 \cdot 1 = 7781.47 \text{ kN}$$



Slika 54: Slika tlačnih diagonal v nosilcu

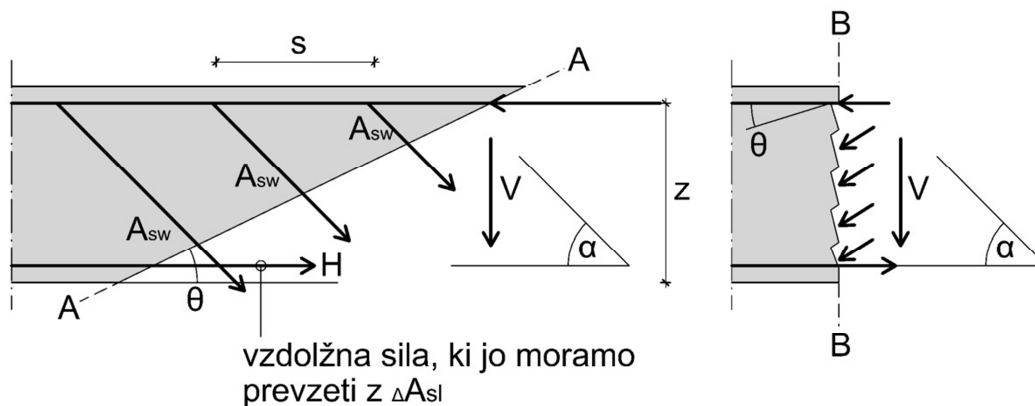
Tlačne diagonale lahko prevzamejo vso potrebno silo.

Dodatna vzdolžna armatura zaradi strižnih napetosti

$$\Delta A_{sl} = 0.5 \cdot \frac{V_{ED}(\cot\theta - \cot\alpha)}{f_{sd}} = 0.5 \cdot \frac{795}{43.5} = 9.14 \text{ cm}^2$$

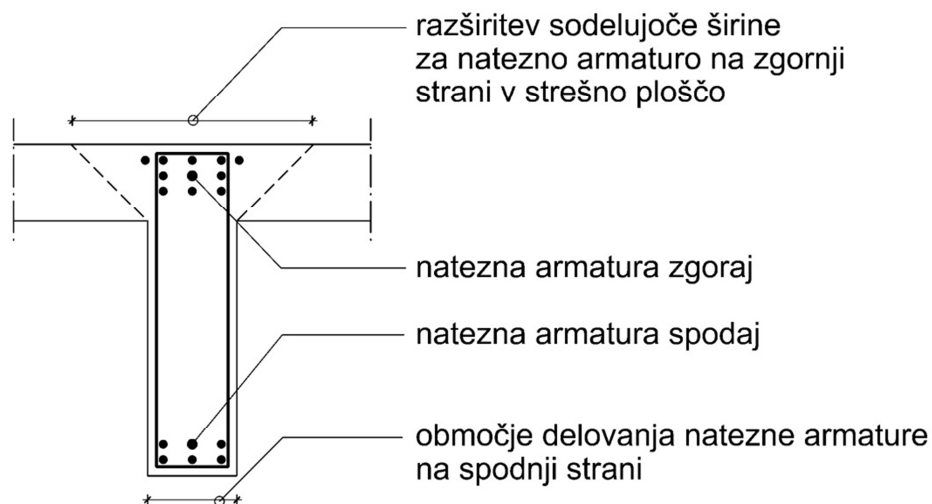
ΔA_{sl} ...dodatna vzdolžna armatura

$$A_{s,končna} = A_{s,vzdolžna} + \Delta A_{sl} = 64.58 + 9.14 = 73.72 \text{ cm}^2$$



Slika 55: Pogoji ravnotežja v prerezih paličnega modela za strižno armaturo

Izberemo 9 $\emptyset 32$ ter 2 $\emptyset 25$ na vsaki strani zgoraj. Ker se natezne napetosti iz spodnje strani stojine v sredini nosilca zaradi polne vpetosti preselijo na zgornjo stran ob podpori, lahko zaradi razširitve prereza v strešno ploščo upoštevamo nosilno območje, ki se pod kotom 45° iz stojine razširi v ploščo. Tako lahko na vsaki strani strižnega stremena položimo dve armaturni palici, ki bosta sodelovali pri prevzemu nateznih napetosti. Na sredini nosilca je zaradi zrcalnosti geometrije in obtežbe strižna sila nič. Dodatna vzdolžna natezna armatura zato ni potrebna oz. je zajeta že z izborom armature, ki je večja od potrebne.



Slika 56: Slika razširitve cone delovanja natezne armature

6.1.2.6 Vpliv torzije

Obtežba

Najbolj neugodno mesto za kontrolo torzije izberemo ob robu, kjer je prerez najmanjši in obtežba največja. Linijsko obtežba razberemo iz statičnih izračunov za primer MSN-2. Ročica e nam opisuje velikost delovanja obtežbe glede na težišče prereza. Izračun in kontrole so narejene glede na standard DIN EN 1992-1-1:2011-01. Čeprav nam strešna plošča zagotavlja veliko torzijsko stabilnost, smo kontrolo torzije izvedli.

$$q_{Ed} = 1.35 \cdot (18.8 + 16.08 + 2.680) + 1.5 \cdot (10.05) + 0.75 \cdot 2.238 = 67.35 \text{ kN/m}$$

$$e = 2.5 \text{ cm}$$

$$T_{Ed} = 167.35 \cdot 0.025 = 4.184 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{c,eff} / (\tan\theta + \cot\theta)$$

T_{Ed} ... projektni torzijski moment

$T_{Rd,max}$... torzijska odpornost prereza

e ... ekscentričnost obtežbe

$t_{c,eff}$... učinkovita debelina stene

A_k ... ploščina prečnega prereza znotraj zunanje oboda

ν ... funkcija trdnostnega razreda betona

$$\nu = 0.525 \cdot \left(1.1 - \frac{f_{ck}}{500}\right) = 0.525 \cdot \left(1.1 - \frac{40}{500}\right) = 0.536 \leq 0.525$$

$$A_k = (100 - 5.5) \cdot (35 - 2 \cdot 5.5) + 134 \cdot (30 - 2 \cdot 5.5) = 4814 \text{ cm}^2$$

$$t_{c,eff} = 35 - 2 \cdot 5.5 = 24 \text{ cm}$$

$$\cot\theta = \cot 45^\circ = 1$$

$$T_{Rd,max} = \frac{2 \cdot 0.525 \cdot 2.67 \cdot 0.4814 \cdot 0.24}{(1 + 1)} = 0.16 \text{ MNm} = 160 \text{ kNm} \geq 4.2 \text{ kNm}$$

Betonski prerez lahko prevzame torzijsko obremenitev.

6.1.2.7 Kontrola strižne armature napram torzijski obremenitvi

$$A_{sw} \geq \left(\frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \right) / (\cot\theta \cdot f_{yd})$$

$$A_{sw} \geq \frac{\left(\frac{4.184 \cdot 100}{2 \cdot 4814} \right)}{1 \cdot 43.5} = 0.01 \text{ cm}^2$$

Ne potrebujemo dodatne prečne armature.

6.1.2.8 Kontrola vzdolžne armature napram torzijski obremenitvi

$$A_{sl} \geq \left(\frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k} \right) / (\tan\theta \cdot f_{yd})$$

$$u_k = (35 - 2 \cdot 5.5) + 2 \cdot (100 - 5.5) + (134 + 134 - 35) + 2 \cdot (30 - 2 \cdot 5.5)$$
$$u_k = 473 \text{ cm}$$

$$A_{sl} \geq \frac{\left(\frac{4.184 \cdot 100 \cdot 473}{2 \cdot 4814} \right)}{1.0 \cdot 43.5} = 0.473 \text{ cm}^2$$

Po obodu prereza imamo z armaturo Ø12-10 pokrite tudi zahteve za minimalno vzdolžno armaturo zaradi vpliva torzije.

6.1.2.9 Interakcija med strižno silo in torzijskim momentom

Za betonski prerez moramo še preveriti nosilnost glede na tlačne diagonale ter torzijsko odpornost.

$$\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 + \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{795}{7781.47} \right)^2 + \left(\frac{4.2}{160} \right)^2 \leq 1$$

$$0.011 \leq 1$$

Betonski prerez je sposoben prevzeti napetosti zaradi torzijske in prečne obremenitve. Kontrola je zagotovljena.

6.2 Dimenzioniranje prednapetega nosilca

6.2.1 Dimenzioniranje na upogib

Izračunali bomo potrebno količino kablov za nosilec. Za prečni prerez nosilca in obtežbo, bomo izbrali končno stanje, t.j. stanje T-prereza. Kabli za adhezijsko prednapetje ležijo na spodnji strani ter so ravni po celotni dolžini, t.j. oddaljenost kablov od spodnjega roba nosilca je konstantna. Oddaljenost prednapetih kablov od spodnjega roba znaša 15 cm. Potrebno količino kablov določimo na sredini nosilca.

6.2.1.1 Obtežba:

Izračun za karakteristično obtežbo nosilca razberemo iz statičnih izračunov za T-prerez in obtežno kombinacijo MSU-3. Obtežna kombinacija MSU-3 nam opisuje navidezno stalno obtežno kombinacijo, ki jo izberemo za določitev napenjalne sile. V izračunih je še enkrat prikazana linijska obtežba ter varnostni faktorji, ki jih potrebujemo pri tej obtežni kombinaciji. Silo prednapetja izračunamo za končno stanje nosilca, t.j. po dobetoniranju betonske plošče.

$$g_{0,sredina} = 20.1 \text{ kN/m}$$

$$g_{1,sredina} = 9.38 + 2.68 = 12.06 \text{ kN/m}$$

$$q_{sredina} = 10.05 \text{ kN/m}$$

$$q_{sneg} = 2.28 \text{ kN/m}$$

$$E_d = E [\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}]$$

Delni faktorji za koristno obtežbo. Faktorji so odvisni od namembnosti prostora, ki ga obravnavamo.

$$\psi_0 = 0.7$$

$$\psi_1 = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.6$$

Delni faktorji za sneg:

$$\psi_0 = 0.5$$

$$\psi_1 = 0.2$$

$$\psi_2 = 0$$

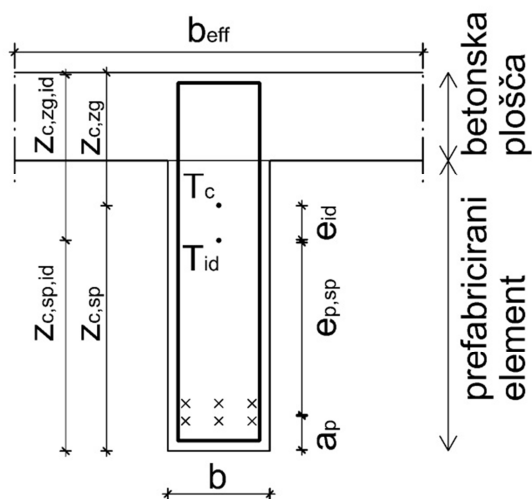
Navidezno stalna obtežba na sredini nosilca

$$M_d = 1.0 \cdot M_k(g_{0,sredina}) + 1.0 \cdot M_k(g_{1,sredina}) + \psi_2 \cdot M_k(q_{sredina}) + \psi_2 \cdot M_k(q_{sneg})$$

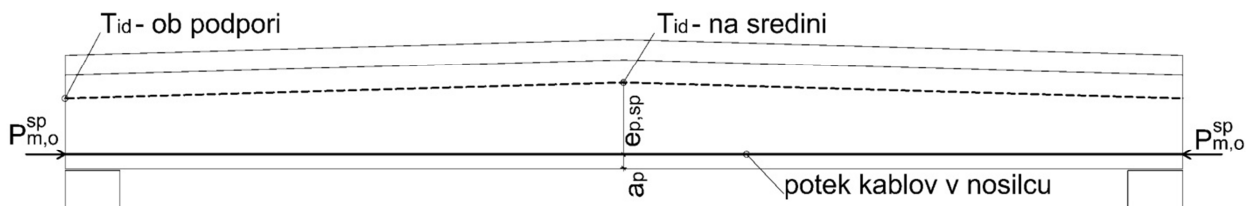
$$M_d = M_{d,MSU-3}(x=L/2) = 1153.19 \text{ kNm}$$

6.2.1.2 Karakteristike prereza za končno stanje

Karakteristike izvednotimo za prerez po vgradnji prefabriciranega elementa. Upoštevati moramo sodelujočo širino armiranobetonske plošče



Slika 57: Prečni prerez prednapetega nosilca



Slika 58: Vzдолžni prerez prednapetega nosilca

$$A_b = b_0 \cdot h_1 + b \cdot h_0$$

$$A_b = 0.35 \cdot 1.25 + 1.34 \cdot 0.30 = 0,8395 \text{ m}^2 = 8395 \text{ cm}^2$$

$$z_t = \frac{z_1 \cdot A_1 + z_2 \cdot A_2}{A_b}$$

$$z_t = \frac{62.5 \cdot 4375 + 1.4 \cdot 40.2}{8395} = 99.6 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_1 \cdot z_1'^2 + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + A_2 \cdot z_2'^2$$

$$I_b = \frac{35 \cdot 125^3}{12} + 35 \cdot 125 \cdot 37.1^2 + \frac{134 \cdot 30^3}{12} + 134 \cdot 30 \cdot 40.4^2$$

$$= 5696614.5 + 6021793.7 + 301500 + 6561282 = 18581191.4 \text{ cm}^4$$

6.2.1.3 Izračun potrebne kabelske sile:

$$\sigma_c^{sp} = \frac{M_d}{I_b} \cdot z_{c,sp} - \frac{P_{m,\infty}}{A_b} - \frac{P_{m,\infty} \cdot e_p^{sp}}{I_b} \cdot z_{c,sp} \leq 0$$

$$P_{m,\infty} = \frac{M_d \cdot z_{c,sp}}{I_b \left(\frac{1}{A_b} + \frac{e_p^{sp} \cdot z_{c,sp}}{I_b} \right)}$$

$$P_{m,\infty} = \frac{1153.19 \cdot 62,5 \cdot 100}{18581190.45 \cdot \left(\frac{1}{8395} + \frac{47.5 \cdot 62.5}{18581190.45} \right)} = 1390.83 \text{ kN}$$

$$e_p^{sp} = z_{c,sp} - a_p = 62,5 - 15 = 47,5 \text{ cm}$$

$$a_p = 15 \text{ cm}$$

Sila prednapetja v kabljih, neposredno po vnosu kabelske sile v beton. Predpostavimo izgube pri prednapetju 20%

$$P_{m,0}^{sp} = \frac{P_{m,\infty}}{1 - 0,2} = \frac{1390.83}{1 - 0,2} = 1738.5 \text{ kN}$$

Dovoljene napetosti v kabljih neposredno po vnosu sile prednapetja na beton

Izberem $f_{p0,1k}/f_{pk} = 157/177 \text{ kN/cm}^2$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pm0} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} = 132,75 \text{ kN/cm}^2 \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 133,45 \text{ kN/cm}^2 \end{cases}$$

Potreben prerez kablov

$$A_p \geq \frac{P_{m,0}^{sp}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{1738,5}{132,75} = 13,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{p1} = \frac{6,9^2 \cdot \pi}{4} \cdot 7 = 2,616 \text{ cm}^2$$

$$n \geq A_p / A_{p1}$$

$$n \geq \frac{13,57}{2,616} = 5,18 \text{ Izberem } n = 6$$

$$A_{dej} = 6 \cdot 2,616 = 15,7 \text{ cm}^2$$

Nove karakteristike prereza

$$A_{id} = A_b + A_p^* = A_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_p$$

$$A_{id} = 8395 + \left(\frac{19500}{3500} - 1 \right) \cdot 15,7 = 8466,78 \text{ cm}^2$$

$$z_{c,sp,id} = \frac{A_b \cdot z_b + A_p \cdot z_p}{A_{id}}$$

$$z_{c,sp,id} = \frac{8395 \cdot 99,6 + 15,7 \cdot 15}{8466,78} = 98,78 \text{ cm}$$

$$e_p^{sp} = z_{c,sp,id} - a_p = 98,78 - 15 = 83,78 \text{ cm}$$

$$a_p = 15 \text{ cm}$$

$$I_{id} = I_b + I_p^* = I_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot A_p \cdot e_p^{sp 2}$$

$$I_{id} = 18581190,45 + \left(\frac{19500}{3500} - 1 \right) \cdot 15,7 \cdot 83,78^2 = 19084960,45 \text{ cm}^4$$

6.2.2 Račun napenjalne sile ter izgub prednapetja

Izgube prednapetja so določene glede na standard DIN EN 1992-1-1:2011-01, poglavje 5.10.3.

6.2.2.1 Izgube zaradi zdrsa v napenjalni glavi

Po zalitju betona v kalupe za prednapeti nosilec ter času, ki ga beton potrebuje, da doseže minimalno želeno tlačno trdnost, nastopi rezanje armature. Pri tem procesu pride do določenih izgub zaradi zdrsa armature na sidrih. Velikost izgube ocenimo glede na velikost zdrsa na napenjalni progi. Dolžina napenjalne proge je 100 metrov, oceno zdrsa pri rezanju kablov pa ocenimo na $\Delta l_{sl} = 5$ milimetrov. Izračunamo velikost izgube napenjalne sile – ΔP_{sl} .

$$\Delta P_{sl} = \Delta \sigma_{sl} \cdot A_p = \Delta \varepsilon_{sl} \cdot E_p \cdot A_p = 2.0 \cdot 10^{-4} \cdot 19500 \cdot 15.7 = 61.23 \text{ kN}$$

$$\Delta \varepsilon_{sl} = \frac{\Delta l_{sl}}{l_{proge}} = \frac{5 \text{ mm}}{25000 \text{ mm}} = 2 \cdot 10^{-4}$$

Velikost izgub zaradi zdrsa v sidrni glavi smo tako ocenili na velikost 61.23 kN.

6.2.2.2 Izgube sile prednapetja zaradi relaksacije

Režemo po 24 urah

$$\Delta P_{ir} = \Delta \sigma_{p,r,24ur} \cdot A_p = (m \cdot k \cdot \Delta \sigma_{p,r,1000ur}) \cdot A_p = 2.51 \cdot 15.7 = 39.39 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{p,r,24ur} = m \cdot k \cdot \Delta \sigma_{p,r,1000ur} = 3 \cdot 0.36 \cdot 2.323125 = 2.51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_p = 0.7 \cdot f_{pk} = 0.7 \cdot 132.75 = 92.93 \text{ kN/cm}^2$$

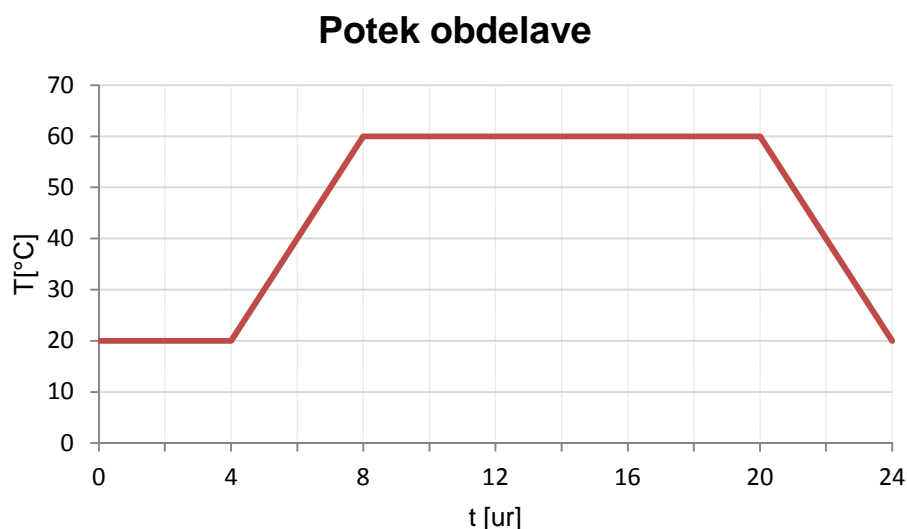
$$\Delta \sigma_{p,r,1000ur} = 0.025 \cdot \sigma_p = 0.025 \cdot 92.925 = 2.32 \text{ kN/cm}^2$$

6.2.2.3 Izgube sile prednapetja zaradi krčenja v času od betoniranja do rezanja kablov

Izgube zaradi krčenja lahko razdelamo na dva dela, in sicer na del, ki ga povzroča sušenje betona ter na avtogeno krčenje. Prvi je dolgotrajen zaradi časa pronicanja vode na površino. In ker je v našem primeru nosilec v kalupu do časa rezanja kablov ($t = 24$ ur), lahko ta del izgube zaradi zelo majhnih sprememb deformacij zanemarimo. Avtogeno krčenje pa se vrši med procesom strjevanja betona. Deformacijo betona zaradi avtogenega krčenja ε_{ca}

ocenimo s pomočjo faktorja β_{as} , ki nam opiše časovni razvoj krčenja. Tako faktor β_{as} kot tudi končna vrednost deformacije ε_{ca} sta odvisna od učinkovite starosti betona t_t .

Učinkovito starost betona zajamemo z faktorjem t_t . V spodaj prikazanem grafu je eden izmed možnih potekov toplotne obdelave nosilca. Prikazan je enostavni potek toplotne obdelave nosilca.



Za izbrani postopek toplotne obdelave lahko izračunamo učinkovito starost betona. Upoštevati moramo vse časovne intervale.

$$(t - t_s) = t_t = \sum \Delta t_i \cdot e^{\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right]} = 3,6 \text{ dni}$$

Sedaj lahko izračunamo koeficient β_{as} :

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{[-0.2 \cdot t^{0.5}]} = 1 - e^{[-0.2 \cdot 3,6^{0.5}]} = 0.316$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.316 \cdot 0.075 = 0.0237 \text{ ‰}$$

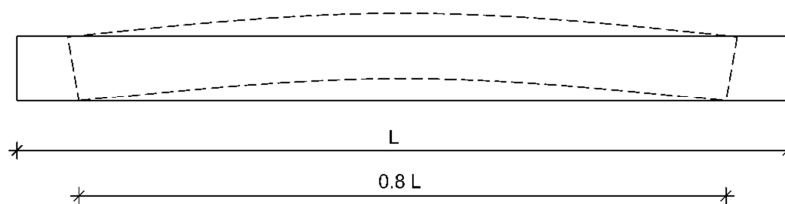
$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0.075 \text{ ‰}$$

$$\Delta P_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot E_p \cdot A_p = \varepsilon_{ca}(t) \cdot E_p \cdot A_p = 0.0237 \text{ ‰} \cdot 19500 \cdot 15.7 = 7.256 \text{ kN}$$

Kot lahko opazimo, je izguba sil v kablilih zaradi krčenja betona do časa rezanja kablov relativno majhna.

6.2.2.4 Izgube sile prednapetja zaradi elastične deformacije pri vnosu sile prednapetja v beton

Elastične deformacije v betonu se pojavijo, ko pride do sprostitve sidrišč in posledično vnosa sile prednapetja v beton. Takoj po sprostitvi sidrišč pride do novega poteka napetosti v betonu. Skupaj z elastičnim krčenjem betona se pojavi tudi skrčec prednapete armature. V našem primeru, ko imamo kable samo na spodnji strani prednapetega nosilca, se nam po vnosu sil pojavi novo deformacijsko stanje, tj. upognjen nosilec, na katerega poleg sil zaradi prednapetja deluje tudi lastna teža. Na sliki 62. je prikazan upogib nosilca zaradi delujočih sil prednapetja.



Slika 59: Skica deformacije elementa po sprostitvi sidrišč

Za izračun izgube sile je potrebno na začetku določiti napetost v betonu na spodnji strani nosilca. Velikost momenta izračunamo za karakteristično obtežno kombinacijo. Nosilec je obtežen samo z lastno težo. Moment izračunamo na sredini nosilca. V tem koraku je kontrola izvedena le za pravokotni prečni prerez. Za ta prerez smo dodatno analizirali linijski element. Notranje statične količine so določene na prostoležečem nosilcu, ki je obtežen samo z lastno težo.

Obtežbo $M_{1,t}$ vzamemo iz rezultatov – MSU-5.

$$\Delta = \frac{(0.8 \cdot L)^2}{L^2} = 0.64,$$

$$g_k = 10.938 \text{ kN/m}$$

$$M_{1,t} = 778.5 \text{ kNm}$$

Vrednost momenta na sredini nosilca - $M_{1,t}(x = L/2)$ - zmanjšamo za faktor Δ , zaradi spremembe v dolžini pri upognjenem nosilcu po sprostitvi sidrišč.

$$\Delta = \frac{(0.8 \cdot L)^2}{L^2} = 0.64$$

$$\sigma_{cp}^{sp}(x = L/2) = -\frac{P_{sp}^*}{A_{id}} - \frac{P_{sp}^* \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot e_p^{sp} + \frac{M_{1,t}(x = L/2)}{I_{id}} \cdot e_p^{sp}$$

$$\sigma_{cp}^{sp}(x = L/2) = -\frac{1630.66}{4446.78} - \frac{1630.66 \cdot 46.54}{5852069.48} \cdot 46.54 + \frac{0.64 \cdot 778.5 \cdot 100}{5852069.48} \cdot 46.54$$

$$= -0.58 \text{ kN/cm}^2$$

Za pravokotni prednapeti prečni prerez preverimo še napetosti ob obeh robovih, kjer lahko ugoden vpliv zaradi lastne teže zanemarimo.

$$\sigma_{cp}^{sp}(x = 0) = -\frac{P_{sp}^*}{A_{id}} - \frac{P_{sp}^* \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot e_p^{sp}$$

$$\sigma_{cp}^{sp}(x = 0) = -\frac{1630.66}{4446.78} - \frac{1630.66 \cdot 46.54}{5852069.48} \cdot 46.54 = -0.97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0.6 f_{ck}(t_t) =$$

$$\leq -1.536 \text{ kN/cm}^2$$

Tudi napetosti na robu nosilca ne presegajo dovoljenih.

Za izračun P_{sp}^* je potrebno od začetne napenjalne sile odšteti vse izgube, da se približamo dejanski vrednosti sile, ki se pred rezanjem kablov v le-teh pojavi.

$$P_{sp}^* = P_{m,0} - \Delta P_{cs} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{sl} = 1738.54 - 7.26 - 39.39 - 61.23 = 1630.66 \text{ kN}$$

Da lahko določimo izgube v tem računskem koraku, moramo še enkrat izračunati karakteristike prereza in sicer samo za pravokotni del brez strešne plošče.

$$A_b = b \cdot h = 0.35 \cdot 1.25 = 0.4375 \text{ m}^2 = 4375 \text{ cm}^2$$

$$A_{id} = A_b + A_p^* = A_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1\right) \cdot A_p$$

$$A_{id} = 4375 + \left(\frac{19500}{3500} - 1\right) \cdot 15.7 = 4446.78 \text{ cm}^2$$

$$z_{c,sp,id} = \frac{A_b \cdot z_b + A_p \cdot z_p}{A_{id}}$$

$$z_{c,sp,id} = \frac{4375 \cdot 62.5 + 15.7 \cdot 15}{4446.78} = 61.54 \text{ cm}$$

$$e_p^{sp} = z_{c,sp,id} - a_p = 61.54 - 15 = 46.54 \text{ cm}$$

$$a_p = 15 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = \frac{35 \cdot 125^3}{12} = 5696614.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{id} = I_b + I_p^* = I_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1\right) \cdot A_p \cdot e_p^{sp 2}$$

$$I_{id} = 5696614.6 + \left(\frac{19500}{3500} - 1\right) \cdot 15.7 \cdot 46.54^2 = 5852069.48 \text{ cm}^4$$

Sedaj lahko izračunamo izgubo sile pri rezanju kablov.

$$\Delta P_c = P_{m,0} - P^*$$

$$\Delta P_c = \Delta \sigma_c \cdot A_p = \varepsilon_{cp} \cdot A_p \cdot E_p = 0.185 \text{ ‰} \cdot 15.7 \cdot 19500 = 56.64 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\sigma_{cp}}{E_{cm}(t_T)} = \frac{0.58}{3143.8} = 0.185 \text{ ‰}$$

$$E_{cm}(t_T) = \beta_{cc}^{0.3}(t) \cdot E_{cm} = 0.699^{0.3} \cdot 3500 = 3143.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{0.2 \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]} = e^{0.2 \left[1 - \left(\frac{28}{3.6}\right)^{0.5}\right]} = 0.699$$

6.2.2.5 Izbira napenjalnih sil

Po izračunu vseh izgub prednapetja pri izdelavi nosilca lahko izračunamo končno napenjalno silo, ki je potrebna za naš primer.

$$P_0 = P_{m,0} + \Delta P_c + \Delta P_{cs} + \Delta P_{ir} + \Delta P_{sl}$$

$$P_0 = 1738.54 + 56.64 + 7.26 + 39.39 + 61.23 = 1903.06 \text{ kN}$$

Sledi še kontrola dovoljenj napetosti v kablji, ki jo moramo izvesti, da preverimo, da nam končna sila napenjanja zaradi izgub ne prekorači dovoljenih vrednosti.

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{A_p} = \frac{1903.06}{15.7} = 121.21 \text{ kN/cm}^2 \leq \min \begin{cases} 0.75 \cdot f_{pk} = 132.75 \text{ kN/cm}^2 \\ 0.85 \cdot f_{p0,1k} = 133.45 \text{ kN/cm}^2 \end{cases}$$

Napetost v kablji je manjša od dovoljene mejne napetosti.

Potrebna je še kontrola napetosti v betonu na spodnji strani, kjer moramo zagotoviti da so tlačne napetosti manjše od mejnih.

$$\sigma_{cp}^{sp} \leq 0.6 f_{ck}(t_t) = 0.843 \leq 1.536 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cp}^{sp}(x = L/2) &= -\frac{P_0}{A_{id}} - \frac{P_0 \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot z_c^{sp} + \frac{M_{1,t}(x = L/2)}{I_{id}} \cdot z_c^{sp} \\ \sigma_{cp}^{sp}(x = L/2) &= -\frac{1903.06}{4446.78} - \frac{1903.06 \cdot 46.54}{5852069.48} \cdot 61.54 + \frac{0.64 \cdot 834.15 \cdot 100}{5852069.48} \cdot 61.54 \\ &= -0.84 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$$f_{ck}(t_t) = f_{cm}(t_t) - 0.8 = 2.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cm}(t_t) = f_{cm} \cdot \beta_{cc}(t) = 4.8 \cdot 0.699 = 3.36 \text{ kN/cm}^2$$

Tlačne napetosti v betonu spodaj ne presegajo mejnih vrednosti. Kontrola je zagotovljena.

Ker smo izbrali raven potek kablov izvedemo kontrolo napetosti v betonu še na obeh koncih. Na obeh robovih nam na prerez deluje le napanjalna sila, zato moramo ugoden vpliv lastne teže zanemariti.

$$\begin{aligned}\sigma_{cp}^{sp}(x = 0) &= -\frac{P_0}{A_{id}} - \frac{P_0 \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot z_c^{sp} \\ \sigma_{cp}^{sp}(x = 0) &= -\frac{1903.06}{4446.78} - \frac{1903.06 \cdot 46.54}{5852069.48} \cdot 61.54 = -1.36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0.6 f_{ck}(t_t) = \\ &\leq -1.536 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

Tudi napetosti ob podporah ne presegajo dovoljenih napetosti.

6.2.2.6 Vnos sile prednapetja v beton

Pri izračunu dolžine vnosa prednapetja v beton, predpostavimo konstantno sprijemno napetost (f_{bpt}) betona in armature. Dolžina vnosa je določena z izrazom za sprijemno napetost:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{cta}(t_T) = 3.2 \cdot 1.0 \cdot 0.1142 = 0.365 \text{ kN/cm}^2$$

Koeficient $\eta_{p1} = 3.2$ je izbran za pletene žice in koeficient $\eta_1 = 1.0$, kjer predpostavimo dobre pogoje sidranja. Določiti moramo še vrednost $f_{cta}(t_T)$, ki je odvisna od učinkovite starosti betona.

$$f_{cta}(t_T) = 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}(t_T)}{1.5} = 0.7 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot \beta_{cc}(t)}{1.5} = 0.7 \cdot \frac{0.35 \cdot 0.699}{1.5} = 0.1142 \text{ kN/cm}^2$$

Osnovno vrednost dolžine vnosa sil prednapetja v beton l_{pt} , določimo na začetku, oz. koncu našega elementa.

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 1.25 \cdot 0.19 \cdot 2.1 \cdot \frac{\left(\frac{1738.54 - 98.16}{15.7}\right)}{0.365} = 142.8 \text{ cm}$$

Vrednost σ_{pm0} potrebujemo na začetku nosilca, zato je potreben izračun izgub zaradi elastičnih deformacij nosilca. Privzamemo, da je velikost momenta na obeh robovih $M_{1,t}$ enaka 0.

$$\sigma_{cp}^{sp}(x=0) = -\frac{P_{sp}^*}{A_{id}} - \frac{P_{sp}^* \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot e_p^{sp}$$

$$\sigma_{cp}^{sp}(x=0) = -\frac{1630.66}{4446.78} - \frac{1630.66 \cdot 46.54}{5852069.48} \cdot 46.54 = -0.970 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\sigma_{cp}}{E_{cm}(t_T)} = \frac{0.970}{3143.8} = 0.31 \text{ ‰}$$

$$E_{cm}(t_T) = 3143.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 0.699$$

$$\Delta P_c = \varepsilon_{cp} \cdot A_p \cdot E_p = 0.31 \text{ ‰} \cdot 15.7 \cdot 19500 = 95.10 \text{ kN}$$

Glede na projektno stanje, določimo dve vrednosti dolžine vnosa v beton, in sicer: l_{pt1} -za kontrolo lokalnih napetosti ob sprostitvi kablov, l_{pt2} - za MSN

$$l_{pt1} = 0.8 \cdot l_{pt} = 114.2 \text{ cm}, \text{ izberem } l_{pt1} = 120 \text{ cm}$$

$$l_{pt2} = 1.2 \cdot l_{pt} = 171.3 \text{ cm}, \text{ izberem } l_{pt2} = 180 \text{ cm}$$

Ker se napetosti v kablji po dolžini nosilca spreminja le za majhne vrednosti, lahko ti dve vrednosti zaradi najbolj neugodnega mesta izračuna upoštevamo po celotnem nosilcu.

6.2.3 Časovno odvisne izgube prednapetosti po napenjanju

6.2.3.1 Račun časovno odvisnih izgub sile prednapetja

Do sedaj smo za izdelani prednapeti element določili vse izgube, ki se pojavijo v času izdelave in transporta elementa. Zanimajo pa nas še napetostna stanja v življenjski dobi nosilca po vgradnji v konstrukcijo. Vse geometrijske karakteristike veljajo za končni prerez, ko je nad prefabriciranim elementom pravokotne oblike že izgrajena strešna plošča. Oceno limitnih sil bomo izvedli na sredini nosilca, kjer so NSK zaradi zunanje obtežbe največje oz. najbolj neugodne.

Za izračun izgub uporabimo poenostavljen izraz (po SIST EN 1992-1-1 : 2005).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot \Delta \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{E_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \Phi(t, t_0)]}$$
$$\Delta P_{c+s+r} = 15,7 \cdot \frac{0,3963 \text{ ‰} \cdot 19500 + 0,8 \cdot 4,46 + \frac{19500}{3500} \cdot 1,541 \cdot (-0,338)}{1 + \frac{19500}{3500} \cdot \frac{15,7}{8395} \cdot \left(1 + \frac{3500}{18581190,45} \cdot 98,78^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,541]}$$
$$\Delta P_{c+s+r} = 118,73 \text{ kN}$$

V izrazu $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ izraža absolutno vrednost spremembe napetosti v kablju v času t zaradi lezenja, relaksacije ter krčenja betona. Kontrolo izgub izračunamo na oddaljenosti $x=L/2$. Neznanke v enačbi je potrebno določiti za končno napetostno stanje. In sicer: ε_{cs} , ki je absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja betona; $\Delta \sigma_{pr}$ – absolutna vrednost spremembe napetosti v kablju zaradi relaksacije jekla; $\Delta \sigma_{c,QP}$ – napetost v betonu na mestu kablov zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja in drugih vplivov – ter $\Phi(t, t_0)$ – koeficient lezenja v času t .

6.2.3.2 Izračun absolutne vrednosti spremembe napetosti v kablji zaradi relaksacije jekla

Absolutno vrednost spremembe napetosti v kablji določimo za čas t na sredini nosilca. Izgube se pojavijo zaradi relaksacije jekla v času t . Določena je pri napetosti σ_p – napetost v kablji zaradi prednapetja in navidezno stalnega vpliva.

$$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \Psi_2 \cdot Q)$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta\sigma_{pr,\infty} - \Delta\sigma_{pr,24,ur} \cong 3 \cdot \Delta\sigma_{pr,1000\ ur} - \Delta\sigma_{pr,24,ur} = 3 \cdot 2.323 - 2.5085 = 4.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr,1000\ ur} = 0.025 \cdot 0.7 \cdot f_{pk} = 0.025 \cdot 0.7 \cdot 132.75 = 2.323 \text{ kN/cm}^2$$

6.2.3.3 Izračun deformacij zaradi krčenja betona

Vpliv krčenja za končno stanje izračunamo po postopku iz poglavja o izgubah sil prednapetja, vendar moramo sedaj upoštevati še vpliv sušenja betona, ki smo ga prej zaradi majhnosti zanemarili. Za čas t privzamemo, da gre proti neskončnosti.

Deformacija zaradi avtogenega krčenja betona:

$$\beta_{as}(t, \infty) = 1 - e^{[-0.2 \cdot t^{0.5}]} = 1.0$$

$$\varepsilon_{ca}(t, \infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0.075 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot 0.075 = 0.075 \text{ ‰}$$

Deformacije krčenja zaradi sušenja betona

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Faktorja β_{as} ter β_{ds} oba limitirata k vrednosti 1. To pravzaprav pomeni da moramo pri računanju deleža izgub upoštevati celotne vrednosti.

$$\beta_{ds}(t, \infty) = (t - t_s)/(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3} = 1$$

Faktor k_h je odvisen od faktorja h_0 . Le-ta poda razmerje med ploščino prečnega prereza ter obsegom elementa, ki bo izpostavljen ozračju. V našem primeru so izpostavljeni spodnja in obe stranski ploskvi, saj na zgornji strani ploskev prekrije strešna plošča.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 2 \cdot \frac{4375}{295} = 29.66 \text{ cm} = 296.6 \text{ mm}$$

Glede na izračunan h_0 iz standarda (SIST EN 1992-1-1, Preglednica 3.3) razberemo faktor k_h .

$$k_h = 0.75$$

Nazivno vrednost neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$, prav tako najdemo v standardu in sicer (SIST EN 1992-1-1, Preglednica 3.2), kjer za našo kvaliteto betona C40/50 in pri 40% relativni vlažnosti razberemo vrednost $\varepsilon_{cd,0}$.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.46 \text{ ‰}$$

Določene vrednosti sedaj vstavimo v enačbo.

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = 1 \cdot 0.75 \cdot 0.46 \text{ ‰} = 0.345 \text{ ‰}$$

Izračunamo končno deformacijo ter izgubo sile v betonu zaradi avtogenega krčenja ter zaradi sušenja. Od deformacij krčenja pri $t = \infty$ moramo odšteti vse deformacije, ki so se zgodile že v prvih 24-ih urah izdelave.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs}(\infty, t) &= \varepsilon_{cd}(t, t_s) + (\varepsilon_{ca}(\infty, t) - \varepsilon_{ca}(t, 0)) = 0.345 \text{ ‰} + (0.075 \text{ ‰} - 0.0237 \text{ ‰}) \\ &= 0.3963 \text{ ‰} \end{aligned}$$

$$\Delta P_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot E_p \cdot A_p = 0.3963 \text{ ‰} \cdot 19500 \cdot 15.7 = 121.3 \text{ kN}$$

6.2.3.4 Napetost v betonu na sredini nosilca zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja ter koristne obtežbe pri navidezno stalni obtežni kombinaciji

Napetost izračunamo s pomočjo naslednjega izraza.

$$\sigma_{c,QP}(x = L/2) = \frac{M_{n.s.k.v}(x)}{I_{id}} \cdot e_p^{sp} - \frac{P_{m0}(x)}{A_{id}} - \frac{P_{m0}(x) \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot e_p^{sp}$$

Napetost v kablji preverjamo za končno stanje nosilca po vgraditvi. Velikost prečnega prereza in njegove karakteristike so zato izračunane za T prerez.

$$I_{id} = 19084960.45 \text{ cm}^4$$

$$A_{id} = 8466.78 \text{ cm}^2$$

$$e_p^{sp} = 83.78 \text{ cm}$$

Moment $M_{n.s.k.v}(x)$ je za navidezno stalno kombinacijo. Vrednost momenta na sredini za ta obtežni primer razberemo iz statičnih rezultatov in sicer za MSU-3, ki nam opisuje navidezno stalno kombinacijo. Ker sta prefabricirani nosilec in betonska plošča med sabo povezana nam merodajno obtežbo daje statična analiza za prerez T oblike.

$$g_{0,sredina} = 20.1 \text{ kN/m}$$

$$g_{1,sredina} = 9.38 + 2.68 = 12.06 \text{ kN/m}$$

$$q_{sredina} = 10.05 \text{ kN/m}$$

$$q_{sneg} = 2.28 \text{ kN/m}$$

$$E_d = E[\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}]$$

Delni faktorji za koristno obtežbo. Faktorji so odvisni od namembnosti prostora, ki ga obravnavamo.

$$\psi_0 = 0.7$$

$$\psi_1 = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.6$$

Delni faktorji za sneg:

$$\psi_0 = 0.5$$

$$\psi_1 = 0.2$$

$$\psi_2 = 0$$

Navidezno stalna obtežba na sredini nosilca:

$$M_d = 1.0 \cdot M_k(g_{0,sredina}) + 1.0 \cdot M_k(g_{1,sredina}) + \psi_2 \cdot M_k(q_{sredina}) + \psi_2 \cdot M_k(q_{sneg})$$

$$M_{n.s.k.v}(x = L/2) = M_d = M_d(MSU - 3) = 1153.2 \text{ kNm/m}$$

$$P_{m0} = 1738.54 \text{ kN}$$

Sedaj lahko vse vrednosti vstavimo v zgornjo enačbo, da dobimo napetost v betonu.

$$\sigma_{c,QP}(x = L/2) = \frac{1153.2 \cdot 100}{19084960.45} \cdot 83.78 - \frac{1738.54}{8466.78} - \frac{1738.54 \cdot 83.78}{19084960.45} \cdot 83.78 = -0.338 \text{ kN/cm}^2$$

Izračunamo še napetosti na spodnji strani prednapetega nosilca ob podporah. Upoštevati moramo vpliv negativnega momenta ob podporah na velikost tlačnih napetosti na spodnjem robu nosilca. Velikost momenta razberemo iz statičnih izračunov za obtežni primer MSU-3, ki nam opisuje navidezno stalno obtežno kombinacijo.

$$M_{n.s.k.v}(x = 0) = 1937.96 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,QP}(x = 0) = -\frac{M_{n.s.k.v}(x = 0)}{I_{id}} \cdot e_p^{sp} - \frac{P_{m0}(x)}{A_{id}} - \frac{P_{m0}(x) \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot e_p^{sp}$$
$$\sigma_{c,QP}(x = L/2) = \frac{1937.96 \cdot 100}{19084960.45} \cdot 83.78 - \frac{1738.54}{8466.78} - \frac{1738.54 \cdot 83.78}{19084960.45} \cdot 83.78 = -1.69 \text{ kN/cm}^2$$

Mejne tlačne napetosti f_{cd} pri $t=\infty$ niso presežene.

6.2.3.5 Določitev koeficienta lezenja betona

Betonski element, ki je trajno obremenjen, se zaradi tega deformira – leze. Razsežnost lezenja elementa je odvisna od dimenzije betonskega elementa, vlage okolja in materialnih karakteristik betona. Koeficiente za izračun lezenja najdemo v standardu, in sicer dodatek B v SIST EN 1992-1-1 : 2005.

$$\Phi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(\infty, t_0) = 1.541 \cdot 1.0 = 1.541$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.6162 \cdot 2.42 \cdot 0.394 = 1.541$$

φ_0 je nazivni koeficient lezenja, s faktorjem φ_{RH} upoštevamo učinek relativne vlažnosti zraka, $\beta(f_{cm})$ določa vpliv trdnosti betona na koeficient lezenja, $\beta(t_0)$ pa poda učinek obremenitve na beton ter $\beta(\infty, t_0)$, ki povezuje učinek in razvoj lezenja po obtežitvi.

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{40}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{297}} \cdot 0.802 \right) \cdot 0.939 = 1.6162$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0.7} = 0.802$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0.2} = 0.939$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0.5} = 0.854$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{48}} = 2.42$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 1.0$$

Časovni razvoj lezenja nas ne zanima, zato za faktor $\beta_c(t, t_0)$ izberemo vrednost 1.

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1.5(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 1.5(1 + (0.012 \cdot 40)^{18}) \cdot 297 + 250 \cdot 0.854 \\ &= 659 \end{aligned}$$

$$\beta_H = 659 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1500 \cdot 0.854 = 1281$$

Z vrsto cementa, uskladimo še učinkovito starost betona ob nanosu obtežbe - t_0 .

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.20}} + 1 \right)^\alpha = 3.6 \cdot \left(\frac{9}{2 + 3.6^{1.20}} + 1 \right)^1 = 8.47 \text{ dni}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = \frac{1}{0.1 + 8.47^{0.20}} = 0.394$$

Po izračunu vseh neznank lahko izračunamo končno vrednosti izgub sile ΔP_{c+s+r} .

6.2.3.6 Izračun limitne sile

Končno limitno silo prednapetja $P_{m,\infty}$ izračunamo tako, da od sile prednapetja pri rezanju kablov odštejemo celotne izgube ΔP_{c+s+r} . Limitno silo izračunamo na sredini nosilca $x=L/2$.

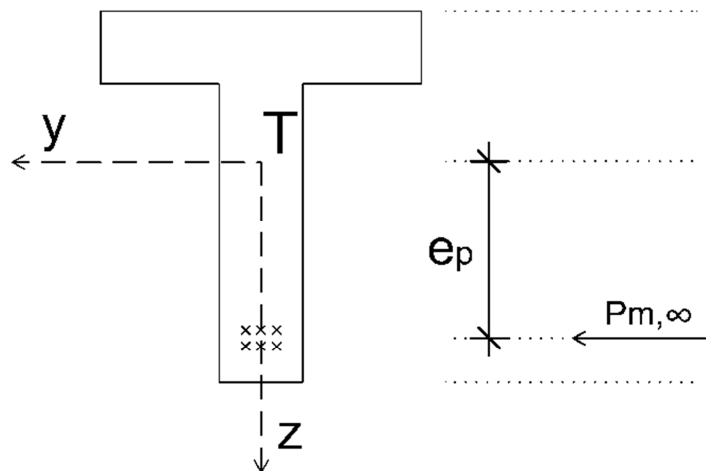
$$P_{m,\infty} = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r} = 1738.54 - 118.73 = 1619.81 \text{ kN}$$

6.2.4 Kontrola napram upogibni porušitvi

Za prečni prerez preverimo ali so pri navidezni stalni kombinaciji vplivov prekoračene mejne deformacije našega sistema. Kontrolno točko izberemo na sredini prereza, pri $x=L/2$.

Pri armiranobetonskih konstrukcijah se povese preverja pri navidezno stalni obtežni kombinaciji:

$$E_d = E [\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}]$$



Slika 60: Delovanje sile prednapetja v prečnem prerezu

Notranje statične količine za to obtežbeno kombinacijo najdemo v statičnih izračunih pod imenom MSU-3. Izračuni so narejeni za prerez ko je je prefabricirani pravokotni element že vgrajen skupaj s strešno ploščo. Iz grafik lahko razberemo maksimalni moment na sredini nosilca, s katerim bomo izračunali napetosti in deformacije na mestu kablov v limitnem stanju. Limitno silo $P_{m,\infty}(x)$ razberemo iz poglavja 6.2.3.6.

$$g_{0,sredina} = 20.1 \text{ kN/m}$$

$$g_{1,sredina} = 9.38 + 2.68 = 12.06 \text{ kN/m}$$

$$q_{sredina} = 10.05 \text{ kN/m}$$

$$q_{sneg} = 2.28 \text{ kN/m}$$

$$E_d = E [\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}]$$

Delni faktorji za koristno obtežbo. Faktorji so odvisni od namembnosti prostora, ki ga obravnavamo.

$$\psi_0 = 0.7$$

$$\psi_1 = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.6$$

Delni faktorji za sneg:

$$\psi_0 = 0.5$$

$$\psi_1 = 0.2$$

$$\psi_2 = 0$$

Navidezno stalna obtežba na sredini nosilca

$$M_d = 1.0 \cdot M_k(g_{0,sredina}) + 1.0 \cdot M_k(g_{1,sredina}) + \psi_2 \cdot M_k(q_{sredina}) + \psi_2 \cdot M_k(q_{sneg})$$

$$M_{n.s.k.v}(x = L/2) = M_d = M_d(MSU - 3) = 1153.2 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,\infty}(x = L/2) &= \frac{M_{n.s.k.v}(x)}{I_{id}} \cdot e_p^{sp} - \frac{P_{m,\infty}(x)}{A_{id}} - \frac{P_{m,\infty}(x) \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot e_p^{sp} \\ \sigma_{cp,\infty}(x = L/2) &= \frac{1153.19 \cdot 100}{19084960.45} \cdot 83.78 - \frac{1619.81}{8466.78} - \frac{1619.81 \cdot 83.78}{19084960.45} \cdot 83.78 \\ &= -0.281 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Izračunamo še deformacije na mestu kablov za navidezno stalno obtežno kombinacijo:

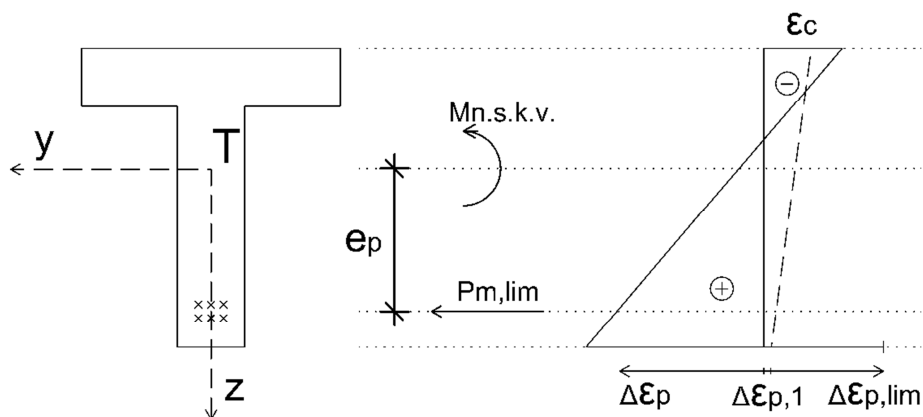
$$\Delta \varepsilon_{cp,1}(x = L/2) = \frac{\sigma_{cp,\infty}}{E_{cm}} = \frac{0.281}{3500} = 0.08\%$$

Vrednost $\Delta\varepsilon_{cp,1}$ nam predstavlja skrček v betonu na mestu kablov za prednapetje. Za končno stanje sedaj izračunamo še deformacije v kabljih.

$$\Delta\varepsilon_{p,\infty}(x = L/2) = \frac{\sigma_{p,\infty}/A_p}{E_p} = \frac{1619.81 / 15.7}{19500} = 5.29 \text{ ‰}$$

V vseh teh izračunih smo upoštevali predpostavko, da med betonom in kablji obstaja polna sprijemnost med kablji in betonom.

6.2.4.1 Prehod iz limitnega v mejno stanje prečnega prereza



Slika 61: Deformacije pri mejnem stanju v prečnem prerezu

Na mestu kablov v betonu $\Delta\varepsilon_{cp,2}$ iščemo take deformacije, da bo prerez v ravnotežju. Zopet upoštevamo polno sprijemnost kablov ter betona.

Izračunamo mejno deformacijo v kablji, t.j. deformacijo pri kateri se prednapeti kabli plastificirajo.

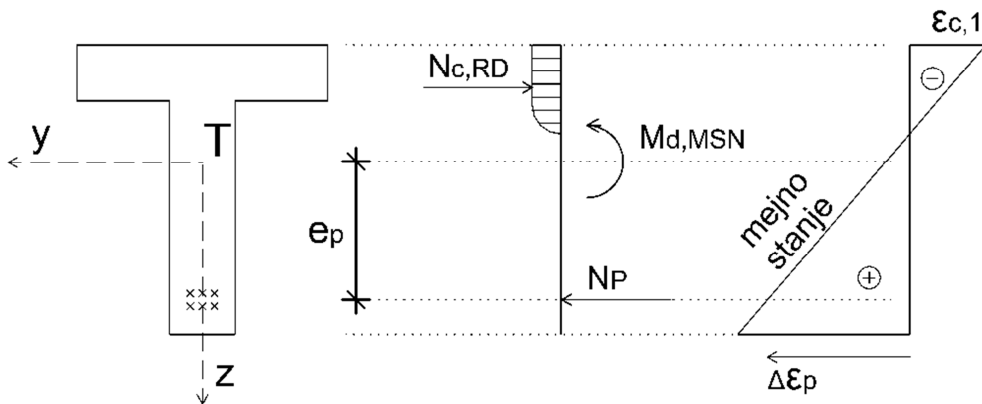
$$\varepsilon_p = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{136.52}{19500} = 7.00 \text{ ‰}$$

Sedaj določimo deformacijo $\Delta\varepsilon_{p,2}$, ki opisuje velikost deformacije od tako imenovane preddeformacije do točke, kjer se plastificira prednapeta armatura. Določimo jo tako, da od mejne deformacije odštejemo deformacijo, zaradi delovanja limitne sile $\Delta\varepsilon_{p,\infty}$ in deformacijo na mestu kablov zaradi delovanja notranjih statičnih količin.

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_p - \Delta\varepsilon_{p,\infty} - \Delta\varepsilon_{p,1} = 7.00 - 5.29 - 0.08 = 1.63 \text{ ‰}$$

Mejno deformacijo na sredini prereza bomo upoštevali pri izračunu mejne nosilnosti prečnega prereza na sredini nosilca.

6.2.4.2 Nosilnost prečnega prereza



Slika 62: Deformacije pri mejnem stanju v prečnem prerezu

Za izbrane deformacije iščemo ravnotežje notranjih sil v prerezu.

1. Ravnotežje sil

$$\sum x = 0$$

$$N_{c,Rd} = N_p$$

2. Ravnotežje momentov

$$\sum M^T = 0$$

$$N_{c,Rd} \cdot z_c + N_p \cdot e_p \geq M_{d,MSN}$$

Obremenitev za mejno stanje nosilnosti nam opisuje obtežna kombinacija MSN-2. Obtežbo nosilca izračunamo za spodaj navedeno obtežno kombinacijo:

$$g_{0,sredina} = 20.1 \text{ kN/m}$$

$$g_{1,sredina} = 9.38 + 2.68 = 12.06 \text{ kN/m}$$

$$q_{sredina} = 10.05 \text{ kN/m}$$

$$q_{sneg} = 2.28 \text{ kN/m}$$

$$E_d = E [\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}]$$

Delni faktorji za koristno obtežbo. Faktorji so odvisni od namembnosti prostora, ki ga obravnavamo.

$$\psi_0 = 0.7$$

$$\psi_1 = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.6$$

Delni faktorji za sneg:

$$\psi_0 = 0.5$$

$$\psi_1 = 0.2$$

$$\psi_2 = 0$$

Navidezno stalna obtežba na sredini nosilca

$$M_d = 1.35 \cdot M_k(g_{0,sredina}) + 1.35 \cdot M_k(g_{1,sredina}) + 1.5 \cdot M_k(q_{sredina}) + 1.5 \cdot 0.5 \cdot M_k(q_{sneg})$$

$$M_{n.s.k.v}(x = L/2) = M_d = M_d(MSN - 2) = 1804.58 \text{ kNm/m}$$

Izračunamo nadomestno obremenitev prereza, ki deluje v težišču prereza. Upoštevamo nosilnost kablov na meji plastičnosti.

$$N_{MSN}^* = f_{pd} \cdot A_p = 136.52 \cdot 15.7 = 2143.4 \text{ kN}$$

$$M_{MSN}^* = M_{MSN} - N_{MSN}^* \cdot e_p = 1804.58 - 2143.4 \cdot 0.8378 = 8.84 \text{ kN/m}$$

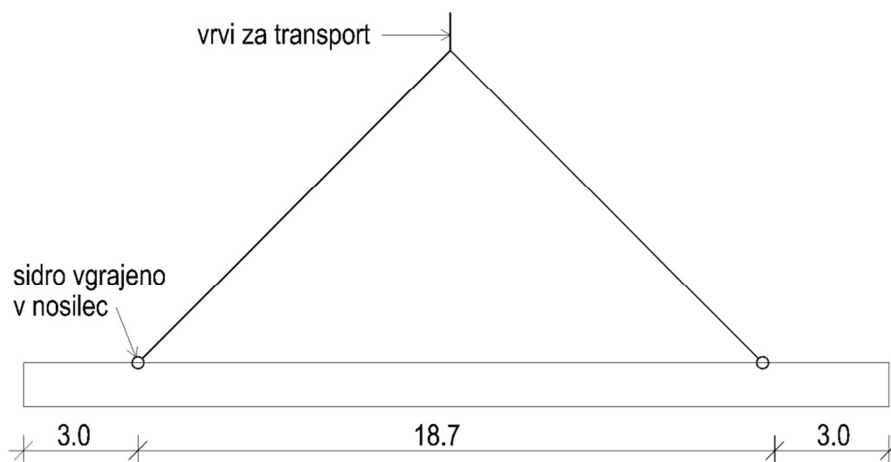
Za to nadomestno obremenitev izračunamo napetosti na zgornji strani nosilca in preverimo ali so prekoračene tlačne napetosti v betonu

$$\begin{aligned} \sigma_{c,zg}(x = L/2) &= \frac{M_{MSN}^*(x)}{I_{id}} \cdot z_c^{zg} - \frac{N_{MSN}^*(x)}{A_{id}} - \frac{N_{MSN}^*(x) \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot z_c^{zg} \\ \sigma_{c,zg}(x = L/2) &= \frac{8.84 \cdot 100}{19084960.45} \cdot 56.22 - \frac{2143.4}{8466.78} - \frac{2143.4 \cdot 83.78}{19084960.45} \cdot 56.22 = -0.8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ &\leq -2.67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

6.2.5 Dimenzioniranje nosilca-transport in montaža

Nosilec bo izdelan izven gradbišča, zato moramo za pogoje transporta in vgradnje izračunati statične izračune ter preveriti, ali je potrebna vzdolžna in strižna armatura za MSN. Statični izračuni za to obtežbeno kombinacijo se nahajajo v statičnih izračunih za primer MSN-4. Iz izračunov izberemo maksimalni moment in prečno silo. Pri statičnih izračunih smo na mestu sider upoštevali, kot da je element podprt na spodnji strani. Zaradi negativnih momentov na zgornji strani, je na teh dveh mestih potrebna vzdolžna armatura.

Iz spodnje skice je razvidno, da se na obeh straneh nosilca tri metre od njegovega roba nahajata dve sidri, ki omogočata, da nosilec s pomočjo žerjava naložimo na prevozno sredstvo, ki ga bo dostavilo na gradbišče. Prav tako obe zaponki služita kot točki, uporabni za kasnejšo montažo na gradbišču – s pomočjo žerjava. Zaradi velike dolžine nosilca je dobro, da se ti dve točki nahajata blizu robov, kar omogoča večjo stabilnost med vgradnjo.



Slika 63: Skica nosilca med prevozom in vgradnjo

6.2.5.1 Obtežba:

$$g_{0,sredina} = 10.938 \text{ kN/m}$$

$$g_{1,sredina} = 0$$

$$q_{sredina} = 0$$

$$q_{sneg} = 0$$

$$E_d = E[\sum Y_{G,j} G_{k,i}]$$

Obtežba na sredini nosilca:

$$M_d = 1.35 \cdot M_k(g_{0,sredina})$$

$$M_{ed} = M_d(MSN - 2) = 23.94 \text{ kNm/m}$$

Obtežbo lahko razberemo iz statičnih izračunov in sicer za primer MSN-4.

$$M_{ed} = 23.94 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 139.99 \text{ kN}$$

Notranje statične količine bomo pomnožili z koeficientom α . Ta koeficient zajame vpliv pospeškov pri vzdigovanju ter spuščanju elementa iz transportnega sredstva na mesto vgraditve. Prav tako so z α zajeti vplivi sunkov vetra pri vgraditvi.

$$\alpha = 1.5$$

$$M_{ed,\alpha} = 35.91 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,\alpha} = 209.99 \text{ kN}$$

6.2.5.2 Dimenzioniranje na upogib – mehka armatura

a.) ob sidrih

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 6.5 = 93.5 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{M_{eds}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{35.91 \cdot 100}{35 \cdot 93.5^2 \cdot 2.667} = 0.0426$$

Izberemo mejne deformacije $-\varepsilon_1 / \varepsilon_s = -3.5 / 4 \text{ ‰}$ da dobimo ustrezne faktorje.

$$k_d = 0.467$$

$$k_s = 1.241$$

$$k_x = 0.304$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1.241 \cdot \frac{3591}{95 \cdot 43.5} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Izberemo dve 2 Ø 14 po celi dolžini. Ob zahtevah za minimalno vzdolžno armaturo, so potrebne še dodatne ojačitve na mestih priključkov. Te ojačitve se razlikujejo glede na zahteve proizvajalca.

Strižna nosilnost betonskega prereza prednapetega nosilca:

Potrebno strižno armaturo za nosilec T-prereza smo določili že v poglavju o dimenzioniranju nosilca, ki je armiran z mehko armaturo. Ker bomo po vgradnji prednapetega nosilca v konstrukcijski sistem izgradili še streho z nasipom, privzamemo, da bosta končna prečna sila in strižna armatura za končno stanje enaki.

Sledi še kontrola prečnih sil za mejno stanje med prevozom nosilca ter vgradnjo le-tega.

$$V_{Rd,c} = [c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \delta_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \delta_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Največjo prečno silo po celotni dolžini dobimo za kombinacijo MSN-4 na mestih obeh sider. Iz statičnih izračunov za ti mesti razberemo maksimalno obtežbo in jo pomnožimo z varnostnim faktorjem α , kar preseže prečno silo ob robovih za prostoležeči nosilec, ko je ta že postavljen na mesto vgraditve. Statično višino na teh mestih ovrednotimo glede na naklon nosilca.

$$d_{sidro} = 100 \text{ cm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1000}} = 1.45 \leq 2$$

Vzdolžno armaturo na teh dveh mestih smo izračunali v prejšnji točki.

$$A_{sl} = 2 \text{ Ø } 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{l,sidro} = \frac{3.08}{35 \cdot 100} = 0.88 \text{ ‰}$$

$$\delta_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \leq 0,2f_{cd}$$

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

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,45^{\frac{3}{2}} \cdot 40^{\frac{1}{2}} = 0,387$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,45 \cdot (100 \cdot 0,88\% \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] 350 \cdot 1000 = 92,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [0,387 + 0,15 \cdot 0] \cdot 350 \cdot 100 = 135,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 92,6 \geq V_{Ed} = 1,5 \cdot 209,99 = 315 \text{ kN}$$

Obremenitev zaradi prečne sile presega strižno nosilnost betona. Potrebujemo strižno armaturo v nosilcu.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

$$A_{sw} = \frac{315}{0,9 \cdot 100 \cdot 43,5} \cdot 10 = 0,805 \text{ cm}^2$$

Izberem $n=2$.

$$A_{sw,1} = \frac{0,805}{2} = 0,403 \text{ cm}^2$$

Strižno armaturo zaradi zahtev prevoza vgradimo na razdalji 10 cm po celotni dolžini. Izberemo armaturo debeline $\varnothing=10$ mm.

7. MEJNO STANJE UPORABNOSTI

Za mejno stanje uporabnosti bomo preverili pomike nosilca, in sicer za obe možni izvedbi. V točki 7.1 določimo pomike za armirano betonski nosilec na sredini razpona.

7.1 Armirano betonski nosilec

Pomike bomo določili na podlagi navidezne stalne obtežbene kombinacije.

$$E_d = E[\sum G_{k,i} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}]$$

Iz statične analize MSU-3 razberemo velikosti notranjih sil, ki jih bomo uporabili v izračunu.

$$M_{max}(x = \frac{L}{2}) = 1153.19 \text{ kN/m}^2$$

V izračunu potrebujemo še linijsko obremenitev nosilca $g_{n.s.k.v.}$, ki jo izračunamo analitično.

$$g_{0,sredina} = 20.1 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1,sredina} = 9.38 + 2.68 = 12.06 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sredina} = 10.05 \text{ kN/m}^2$$

Delni varnostni faktor za spremenljivo obtežbo znaša:

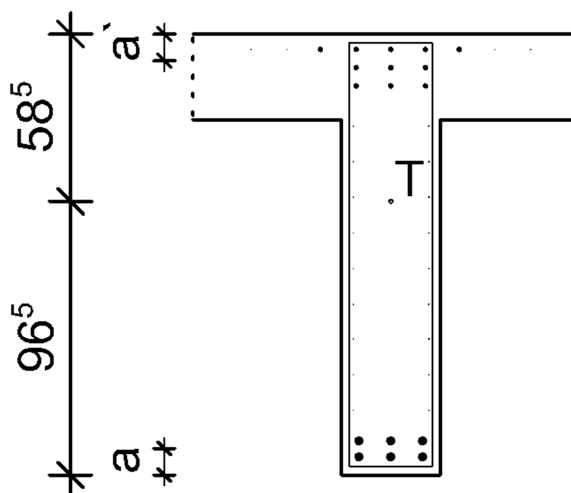
$$\psi_2 = 0.6$$

$$g_{n.s.k.v.} = 38.16 \text{ kN/m}$$

7.1.1 Trenutni navpični pomik nosilca - $w_{inst,l}$

Izračunamo navpične pomike za armiranobetonski T-prerez. Za trenutne pomike predpostavimo, da prerez ni razpokan.

$$w_{inst,l} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_I} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 3500 \cdot 18581190.45} = 0.568 \text{ cm}$$



Slika 64: Skica armature nosilca na sredini razpona

$$I_I = I_b + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (z_{T,sp} - a)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot (z_{T,zg} - a')^2$$
$$I_I = 18581190.45 + (6 - 1) \cdot 36.9 \cdot (96.5 - 8.4)^2 + (6 - 1) \cdot 13.85 \cdot (58.5 - 8.1)^2$$
$$= 20189113.58 \text{ cm}^4$$

Podatke o armaturi vzamemo iz izračunov dimenzioniranja nosilca z mehko armaturo. Za vrednosti a ter a' izberemo težišči zgornje in spodnje armature.

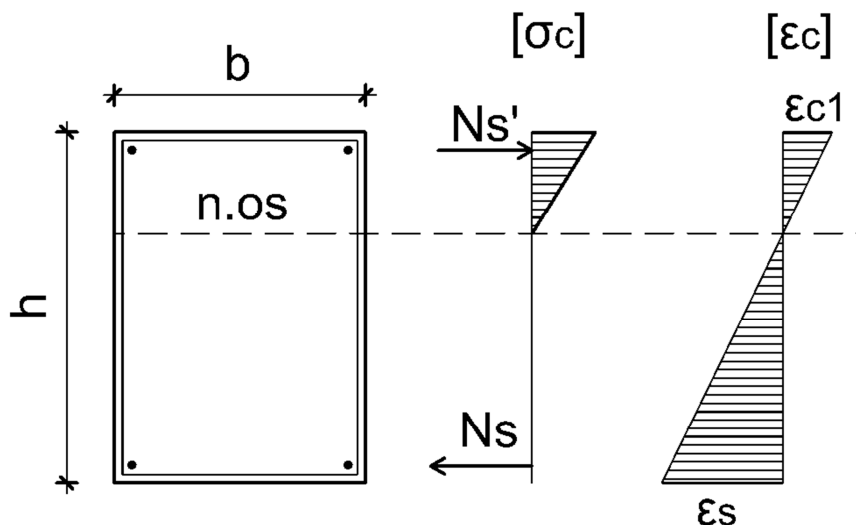
$$A_s = 36.9 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 9 \cdot \emptyset 14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{21000}{3500} = 6$$

7.1.2 Trenutni navpični pomik nosilca z razpokanim prečnim prerezom - $W_{inst,II}$

Pri pomiku z razpokanim prerezom moramo v izrazu upoštevati ta vpliv, in sicer tako, da ga zajamemo z vztrajnostnim momentom prečnega prereza. Izračunamo globino nevtralne osi prereza x . Enačba za globino je izpeljana za pravokotni prerez ob predpostavki, da nevtralna os leži v pasnici. Enačba je izpeljana glede na osnovi ravnotežja statičnih momentov betona in armature okoli nevtralne osi – kot je prikazano na spodnji sliki.



Slika 65: Globina nevtralne osi

$$x = \frac{1}{2 \cdot b} \left[-2 \cdot \alpha_e (A_s + A'_s) + \sqrt{\alpha_e (4 \cdot \alpha_e (A_s + A'_s)^2 + 8 \cdot b (d \cdot A_s + a \cdot A'_s))} \right]$$

$$x = \frac{1}{2 \cdot 134} \left[-2 \cdot 6(36.9 + 13.85) + \sqrt{6(4 \cdot 6(36.9 + 13.85)^2 + 8 \cdot 134(146.6 \cdot 36.9 + 8.1 \cdot 13.85))} \right]$$

$$x = 20.1 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Ko določimo globino nevtralne osi, izračunamo vztrajnostni moment razpokanega prečnega prereza.

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x - a)^2$$

$$I_{II} = \frac{134 \cdot 20.1^3}{3} + 6 \cdot 36.9 \cdot (146.6 - 20.1)^2 + 6 \cdot 13.85 \cdot (20.1 - 8.1)^2 = 3917584.73 \text{ cm}^4$$

Izračunamo trenutni pomik na sredini nosilca z razpokanim prerezom.

$$w_{inst,II} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_{II}} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 3500 \cdot 3917584.73} = 2.69 \text{ cm}$$

S pomočjo pomikov $w_{inst,I}$ in $w_{inst,II}$, lahko izračunamo končni trenutni pomik. Posamični velikosti vsakega izmed teh sta med seboj povezani s faktorjem ζ , ki je odvisen od napetosti jekla in značaja obtežbe. Faktor lahko določimo tudi iz razmerja momentov M_{cr} , ki nam opisuje velikost momenta, ko se v nosilcu pojavi prva razpoka, ter momentom prostoležečega nosilca, ki je obtežen z navidezno stalno obtežbeno kombinacijo vplivov.

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \approx 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 = 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{732.25}{2910.13}\right)^2 = 0.968$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_I}{z_{T,sp}} = 0.35 \cdot \frac{20189113.58}{96.5} = 732.25 \text{ kNm}$$

$$M = \frac{0.3816 \cdot 2470^2}{8} = 2910.13 \text{ kNm}$$

Koeficient β upošteva vpliv trajanja obtežbe na elementu. Za ciklično ponavljajočo se oz. trajno obtežbo je njegova vrednost enaka:

$$\beta = 0.5$$

Končna vrednost trenutnega pomika na sredini znaša:

$$w_{inst} = \zeta \cdot w_{inst,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{inst,I} = 0.968 \cdot 2.69 + (1 - 0.968) \cdot 0.568 = 2.62 \text{ cm}$$

7.1.3 Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in nerazpokanim prerezom - w_I

Preveriti moramo velikost povosov v primeru, ko za naš nosilec upoštevamo še reološke lastnosti materialov. Pri nosilcu ob upoštevanju lezenja pride do večjih pomikov. Ta vpliv pri izračunu upoštevamo tako, da za izbran material določimo učinkoviti modul elastičnosti.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,m}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{3500}{1 + 2.41} = 1026.4 \text{ kN/cm}^2$$

Končni koeficient lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ odčitamo iz grafičnega prikaza v standardu SIST EN 1992-1-1. Vrednost $\varphi(\infty, t_0)$ določimo s pomočjo faktorja h_0 , ki opisuje razmerje med ploščino prečnega prereza ter obsegom delov prereza, ki so izpostavljeni zraku.

Privzamemo, da je relativna vlažnost zraka v prostoru $RH = 50 \%$.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 8395}{578} \cdot 10 = 290 \text{ mm}$$

Vztrajnostni moment prereza izračunamo glede na težišče prečnega prereza. V njem upoštevamo tudi delovanje koeficienta α_e , ki se zaradi vpliva lezenja v primerjavi z izračunom pri trenutnih pomikih nekajkrat poveča. Poleg delovanja betonskega prereza na velikost vztrajnostnega momenta, upoštevamo še delovanje spodnje in zgornje armature.

$$\alpha_e = \frac{21000}{1026.4} = 20.46$$

$$I_I = I_b + (\alpha_e - 1) \cdot A_S \cdot (z_{T,sp} - a)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A'_S \cdot (z_{T,zg} - a)^2$$

$$I_I = 18581190.45 + (20.46 - 1) \cdot 36.9 \cdot (96.5 - 8.4)^2 + (20.46 - 1) \cdot 13.85 \cdot (58.5 - 8.1)^2$$

$$= 24839227 \text{ cm}^4$$

Končno velikost navpičnega pomika nosilca z upoštevanjem lezenja izračunanega z nerazpokanim prečnim prerezom lahko sedaj določimo.

$$w_I = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 1026.4 \cdot 24839227} = 1.45 \text{ cm}$$

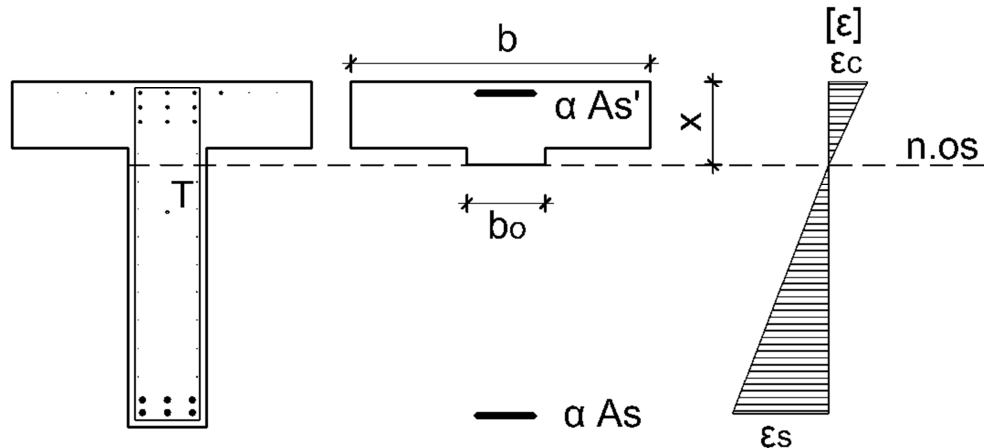
7.1.4 Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in razpokanim prerezem - W_{II}

Pri računu pomika z razpokanim prerezem in upoštevanjem lezenja določimo globino nevtralne osi x . Poleg spodnje in zgornje natezne armature je v enačbi pomemben faktor α_e , ki pri izračunu globine tlačnega dela betonskega prereza zajame vpliv modula elastičnosti.

$$x = \frac{1}{2 \cdot b} \left[-2 \cdot \alpha_e (A_s + A'_s) + \sqrt{\alpha_e (4 \cdot \alpha_e (A_s + A'_s)^2 + 8 \cdot b (d \cdot A_s + a \cdot A'_s))} \right]$$

$$x = \frac{1}{2 \cdot 134} \left[-2 \cdot 20.46 (36.9 + 13.85) + \sqrt{20.46 (4 \cdot 20.46 (36.9 + 13.85)^2 + 8 \cdot 134 (146.6 \cdot 36.9 + 8.1 \cdot 13.85))} \right]$$

$$x = 34.04 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$



Slika 66: Ekvivalentni prečni prerez pri razpokanem nosilcu

Del vztrajnostnega momenta za razpokan prerez I_{razp} tako izračunamo le za del nad nevtralno osjo, h kateremu prištejemo še vpliv spodnje in zgornje natezne armature. Upoštevamo poligonalno obliko tlačne cone.

$$I_{razp} = \frac{134 \cdot 34.04^3}{3} - \frac{134 \cdot (34.04 - 30)^3}{3} + \frac{35 \cdot (34.04 - 30)^3}{3} = 1759606.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{II} = I_{razp} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x - a)^2$$

$$I_{II} = 1759606.1 + 20.46 \cdot 36.9 \cdot (146.6 - 34.04)^2 + 20.46 \cdot 13.85 \cdot (34.04 - 8.1)^2$$

$$= 11515616.4 \text{ cm}^4$$

Velikost navpičnega pomika z razpokanim prerezemom in upoštevanjem lezenja znaša:

$$w_{II} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 1026.4 \cdot 11515616.4} = 3.13 \text{ cm}$$

Glede na velikosti obeh pomikov izračunamo končni pomik z vplivom lezenja, in sicer z upoštevanjem koeficienta ζ , ki poda končni vertikalni pomik z upoštevanjem lezenja – glede na razmerja napetosti jekla oz. momentov.

$$w = \zeta \cdot w_{II} + (1 - \zeta) \cdot w_I = 0.968 \cdot 3.13 + (1 - 0.968) \cdot 1.45 = 3.08 \text{ cm}$$

7.1.5 Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z nerazpokanim prerezemom – $w_{cs,I}$

Krčenje betona ima pri betonskih prerezih velik vpliv na velikost pomikov. Zaradi reoloških lastnosti betona se v času t po vgradnji vertikalni pomiki elementa povečajo. Pomik zaradi krčenja na nerazpokanem betonskem prerezu $w_{cs,I}$ izračunamo po spodnji enačbi.

$$w_{cs,I} = \frac{1}{9.6} \cdot \kappa_{cs,I} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S_I}{I_I} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{0.42 \text{ ‰} \cdot 20.46 \cdot 2552.85}{24839227} \cdot 2470^2 = 0.57 \text{ cm}$$

Poleg vztrajnostnega momenta I_I , ki ga lahko vzamemo iz izračuna pri točki 7.1.3, se v enačbi za določitev vertikalnega pomika nahaja tudi statični moment S_I , ki zajema vpliv vzdolžne armature.

$$I_I = 24839227 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 20.46$$

$$S_I = A_S \cdot (z_{T,sp} - a) - A'_S \cdot (z_{T,zg} - a') = 36.9 \cdot (96.5 - 8.4) - 13.85 \cdot (58.5 - 8.1)$$

$$= 2552.85 \text{ cm}^3$$

Deformacija prostega krčenja ε_{cs} zajema deformacije zaradi avtogenega krčenja betona ε_{cd} ter deformacije zaradi sušenja $\varepsilon_{ca}(\infty)$. Vse deformacije se določajo pri času $t = \infty$. ε_{cd} določimo na podlagi relativne zračne vlažnosti prostora iz preglednice 3.2 v SIST EN 1992-

1-1. Vrednost k_h določimo na podlagi koeficienta h_0 , ki izraža vrednost dela prečnega prereza, ki je izpostavljen zraku.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\ &= 0.76 \cdot \frac{0.46}{1000} + 2.5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0.42 \text{ ‰}\end{aligned}$$

$$h_0 = 290 \text{ mm}$$

7.1.6 Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z razpokanim prerezom – $w_{cs,II}$

Vrednost vertikalnega pomika zaradi krčenja pri razpokanem prerezu določimo po spodnji enačbi. Vrednosti za vztrajnostni moment ter koeficient α_e privzamemo iz točke 7.1.4. Vrednost deformacije prostega krčenja ε_{cs} je ostala enaka.

$$w_{cs,II} = \frac{1}{9.6} \cdot \kappa_{cs,II} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{0.42 \text{ ‰} \cdot 20.46 \cdot 3794.2}{11515616.4} \cdot 2470^2 = 1.8 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 11515616.4 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = \frac{21000}{1026.4} = 20.46$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.42 \text{ ‰}$$

Velik vpliv na velikost statičnega momenta ima lega nevtralne osi. Le-to smo računsko že določili v točki 7.1.4, in sicer tako, da smo določili ekvivalentni prečni prerez zaradi razpok pri dejanskem prečnem prerezu.

$$x = 34.04 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}S_{II} &= A_S \cdot (d - x) - A'_S \cdot (x - a') = 36.9 \cdot (146.6 - 34.04) - 13.85 \cdot (34.04 - 8.1) \\ &= 3794.2 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

Skupni pomik zaradi pomikov pri razpokanem in nerazpokanem prečnem prerezu znaša:

$$w_{cs} = \zeta \cdot w_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{cs,I} = 0.968 \cdot 1.8 + (1 - 0.968) \cdot 0.57 = 1.76 \text{ cm}$$

Skupno velikost vertikalnega pomika za mehko armiran betonski nosilec znaša vsota pomikov zaradi lezenja in krčenja. Ta vsota ne sme preseči pomikov velikosti $L/250$.

$$w_{fin} = w + w_{cs} = 3.08 + 1.76 = 4.84 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{2470}{250} = 9.88 \text{ cm}$$

Pomiki za naš primer so manjši od mejnih.

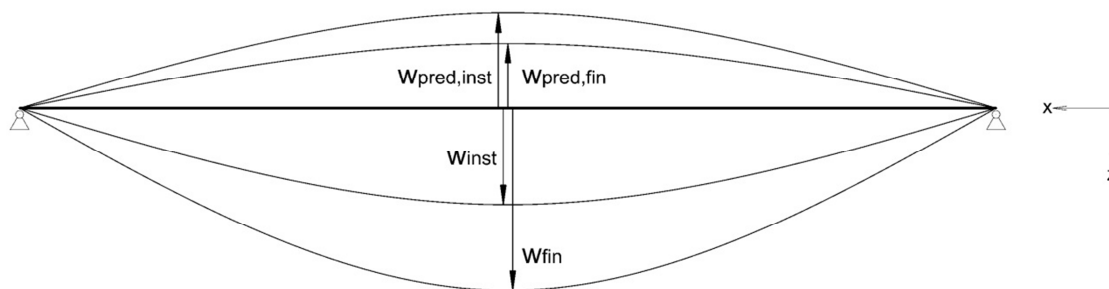
7.2 Prednapeti nosilec

Pomike izračunamo za prednapeti prerez. Trenutni pomiki, pomiki zaradi lezenja in pomiki zaradi krčenja so izračunani za prečni prerez s prednapeto armaturo. Obtežba za pomike je izračunana na podlagi navidezne obtežbene kombinacije.

$$E_d = E [\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}]$$

7.2.1 Pomiki zaradi sile prednapetja

Sedaj, ko smo določili potrebne napenjalne sile ter izgube prednapetja, bomo za izračun pomikov upoštevali pozitivne učinke prednapetja na pomike. Zaradi velike sile prednapetja na spodnji strani nosilca, se nam pojavijo pomiki v smeri $-z$ (slika 75). Takoj po sprostitvi sil v beton je navpičen pomik zaradi prednapetja - $w_{pred,inst}$ največji. S časom pa se pozitivni učinek sil prednapetja na pomike manjša. Ko se s časom manjša sila prednapetja zaradi izgub, se manjša tudi velikost končnega pomika zaradi prednapetja - $w_{pred,fin}$.



Slika 67: Pomiki zaradi zunanje obtežbe ter prednapetja

Pomike zaradi prednapetja bomo določil s pomočjo programske opreme Dlubal-RSTAB na računskem modelu za prostoležeči nosilec. Nosilec bomo obojestransko obremenili z momentom zaradi prednapetja.

Obtežba

Napenjalne sile in ekscentričnost prereza so vzete iz poglavja 6.2.3 ter 6.2.4.

Izračunamo obremenitev zaradi prednapetja za T-prerez.

$$e_{sp,id} = 83.78 \text{ cm}$$

$$P_{m,0} = 1960.06 \text{ kN}$$

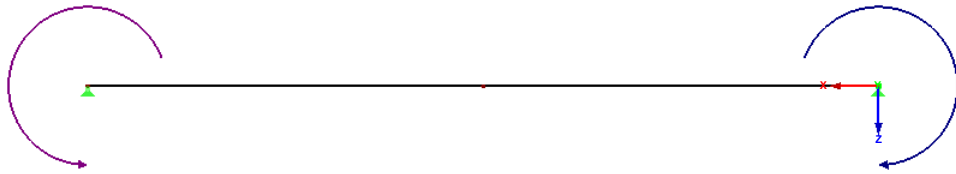
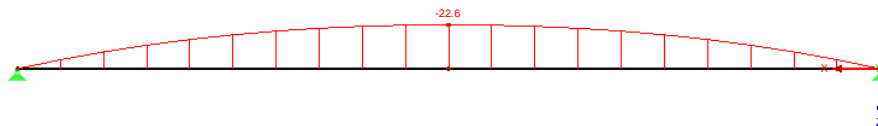
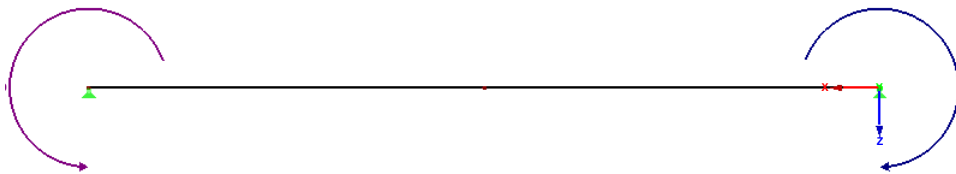
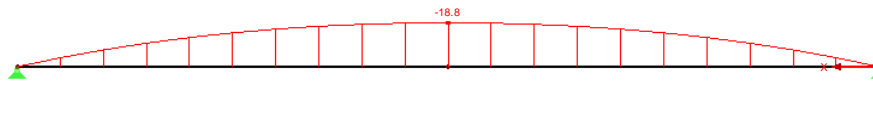
$$P_{m,\infty} = 1630.66 \text{ kN}$$

$$M_{ed,pred,inst} = e_p^{sp} \cdot P_{m,0} = 0.8378 \cdot 1960.06 = 1642.14 \text{ kNm}$$

$$M_{ed,pred,fin} = e_p^{sp} \cdot P_{m,\infty} = 0.8378 \cdot 1630.66 = 1366.17 \text{ kNm}$$

Obtežna kombinacija za iz vrednotenje pomikov zaradi sile prednapetja je za oba primeri:

$$E_{dF} = E [1.0 \cdot P_k]$$

Slika 68: Obtežba prednapetega nosilca z $M_{ed,pred,inst}$ Slika 69: Vertikalni pomiki zaradi $M_{ed,pred,inst}$ Slika 70: Obtežba prednapetega nosilca z $M_{ed,pred,fin}$ Slika 71: Vertikalni pomiki zaradi $M_{ed,pred,fin}$

Pomike zaradi prednapetja upoštevamo pri končnih izračunih za pomike w_{inst} ter w_{fin} , ki so izračunani za prednapeti nosilec v poglavjih 7.2.3 do 7.2.8 .

Izračunamo obremenitev zaradi prednapetja za pravokotni prerez. Velikost obremenitve določimo za prerez ob robovih.

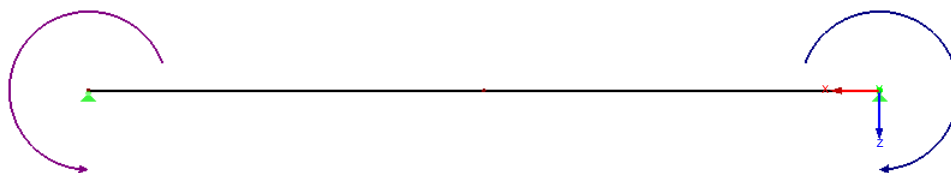
$$e_{sp} = 35 \text{ cm}$$

$$P_{m,0} = 1960.06 \text{ kN}$$

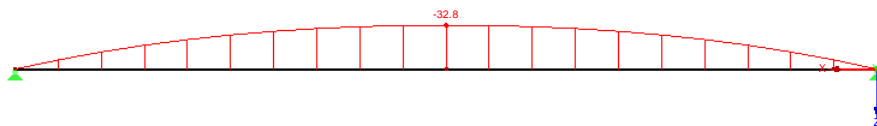
$$M_{ed,pred,pravokot,inst} = e_{sp} \cdot P_{m,0} = 0.35 \cdot 1960.06 = 686.02 \text{ kNm}$$

Obtežna kombinacija za izrednotenje pomikov zaradi sile prednapetja je:

$$E_d = E [1.0 \cdot P_k]$$



Slika 72: Obtežba prednapetega nosilca z $M_{ed,pred,pravokot,inst}$

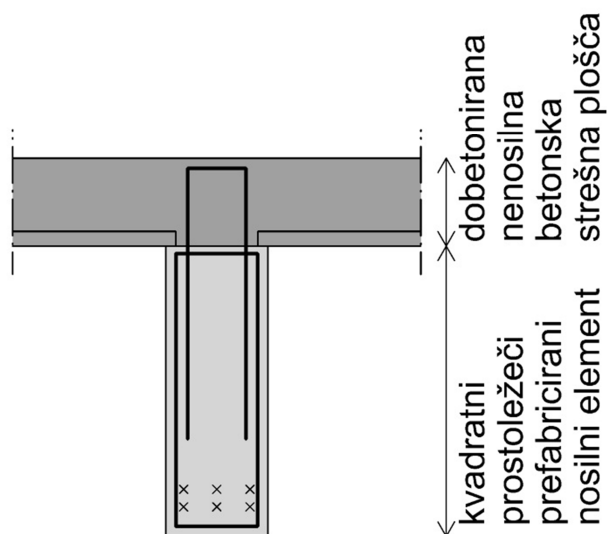


Slika 73: Vertikalni pomiki zaradi $M_{ed,pred,pravokot,inst}$

Pomike zaradi prednapetja upoštevamo pri končnih izračunih za pomike w_{inst} ter w_{fin} , ki so izračunani za prednapeti nosilec v poglavju 7.2.2.

7.2.2 Kontrola pomika pri vgradnji nosilca

Preveriti moramo pomike prednapetega nosilca na gradbišču za stanje, ko vgradimo prostoležeči pravokotni nosilec. Zanimajo nas vertikalni pomiki, ki nastanejo zaradi sile prednapetja na prerez. Obravnavati moramo pomike za prostoležeči pravokotni prefabricirani prednapeti nosilec, ki je obtežen z lastno težo. Preverili bomo le trenutne pomike na sredini nosilca. Ker pa v tem konstrukcijskem stanju togost podpor še ni zagotovljena bomo pomike preverjali, za razliko od pomikov pri točki 7.2.3-7.2.8, za prostoležeči nosilec. Za obtežbo upoštevamo le lastno težo g_o prereza. Pomike določimo glede na velikost vztrajnostnega momenta za pravokotni prerez $I_{I,kvadrat}$, ki mora vso lastno težo prenesti.



Slika 74: Prikaz prečnega prereza

$$g_{o,sredina} = 10.938 \text{ kN/m}$$

$$w_{inst,pravokot,lastna} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{76.8 \cdot E_{cm} \cdot I_{I,kvadrat}} = \frac{0.10938 \cdot 2470^4}{76.8 \cdot 3500 \cdot 5696614.59} = 2.66 \text{ cm}$$

$$I_{I,kvadrat} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{35 \cdot 125^3}{12} = 5696614.59 \text{ cm}^4$$

$$\frac{L}{250} = \frac{2470}{250} = 9.88 \text{ cm}$$

Iz točke 7.2.1 razberemo pozitivni učinek pomikov trenutnih pomikov zaradi prednapetja. Določili bomo začetni pomik $w_{inst,pravokot}$. Velikost pomika smo določili glede na obremenitev $M_{ed,pred,pravokot,inst}$ zaradi prednapetja ter lastne teže. Zanimajo nas le trenutni pomiki.

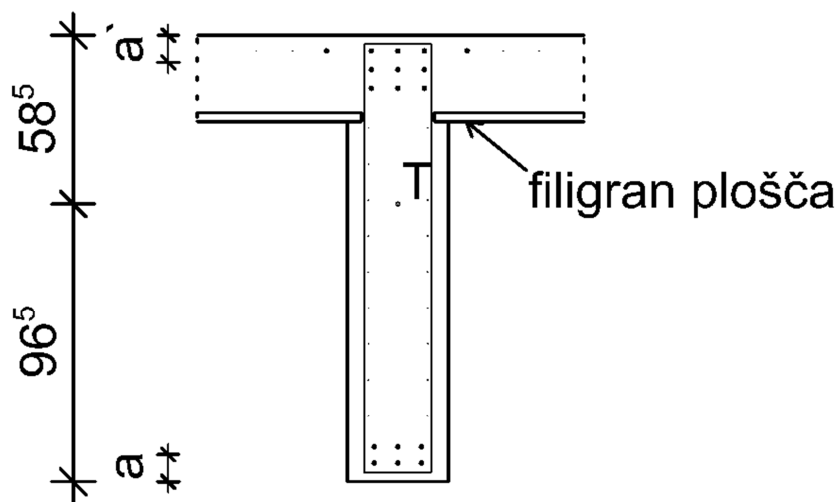
$$w_{inst,pravokot} = w_{inst,pravokot,lastna} - w_{pred,pravokot} = 2.66 - 3.3 = -0.64 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{2470}{250} = 9.88 \text{ cm}$$

Na sredini se nam prednapeti nosilec pravokotnega prereza minimalno izboči navzgor. Vendar nas tako majhna deformacija ne ovira pri nadaljni gradnji strešne plošče.

7.2.3 Trenutni navpični pomik nosilca - $w_{inst,l}$

Pomiki so izračunani za nerazpokan prerez.

$$w_{inst,l} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_I} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 3500 \cdot 19301387.67} = 0.547 \text{ cm}$$



Slika 75: Skica armature prednapetega nosilca na sredini razpona

$$I_I = I_b + (\alpha_e - 1) \cdot A_p \cdot (z_{T,sp} - a)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot (z_{T,zg} - a')^2$$

$$I_I = 18581190.45 + (5.57 - 1) \cdot 15.7 \cdot (96.5 - 8.2)^2 + (5.57 - 1) \cdot 13.85 \cdot (58.5 - 8.1)^2$$

$$= 19301387.67 \text{ cm}^4$$

Za vrednosti a ter a' izberemo težišči zgornje in spodnje armature.

$$A_p = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 9 \text{ } \emptyset 14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{19500}{3500} = 5.57$$

7.2.4 Trenutni navpični pomik nosilca z razpokanim prečnim prerezom - $w_{inst,II}$

Za prednapeti prerez na sredini nosilca najprej izračunamo globino nevtralne osi.

$$\alpha_e = \frac{19500}{3500} = 5.57$$

$$x = \frac{1}{2 \cdot b} \left[-2 \cdot \alpha_e (A_p + A'_s) + \sqrt{\alpha_e \left(4 \cdot \alpha_e (A_p + A'_s)^2 + 8 \cdot b (d \cdot A_p + a' \cdot A'_s) \right)} \right]$$

$$x = \frac{1}{2 \cdot 134} \left[-2 \cdot 5.57 (15.7 + 13.85) + \sqrt{5.57 (4 \cdot 5.57 (15.7 + 13.85)^2 + 8 \cdot 134 (146.9 \cdot 15.7 + 8.1 \cdot 13.85))} \right]$$

$$x = 13 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Z določeno globino nevtralne osi, izračunamo vztrajnostni moment razpokanega prečnega prereza.

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_p \cdot (d - x)^2 + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x - a')^2$$

$$I_{II} = \frac{134 \cdot 13^3}{3} + 5.57 \cdot 15.7 \cdot (146.9 - 13)^2 + 5.57 \cdot 13.85 \cdot (13 - 8.1)^2 = 1667876.39 \text{ cm}^4$$

Izračunamo trenutni pomik prednapetega nosilca z razpokanim prerezom.

$$w_{inst,II} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_{II}} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 3500 \cdot 1667876.39} = 6.34 \text{ cm}$$

Faktor ζ ostaja enak, kot pri izračunu za mehkoarmiran nosilec. Izračunamo končne trenutne vertikalne pomike nosilca.

$$\zeta = 0.968$$

$$w_{inst} = \zeta \cdot w_{inst,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{inst,I} - w_{pred,inst} = 0.968 \cdot 6.34 + (1 - 0.968) \cdot 0.547 - 2.26 \\ = 3.89 \text{ cm}$$

7.2.5 Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in nerazpokanim prerezom - w_I

Za prednapeti nosilec preverimo velikost vertikalnega pomika z upoštevanjem lezenja. V prvem delu izračuna izraža vertikalni pomik na nerazpokanem prerezu. Efektivni modul elastičnosti betona prevzamemo iz izračunov v prejšnjih točkah. Koeficient α_e izračunamo na podlagi vrednosti $E_{c,eff}$.

$$E_{c,eff} = 1026.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{19500}{1026.4} = 19$$

$$I_I = I_b + (\alpha_e - 1) \cdot A_p \cdot (z_{T,sp} - a)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot (z_{T,zg} - a)^2$$

$$I_I = 18581190.45 + (19 - 1) \cdot 15.7 \cdot (96.5 - 8.1)^2 + (19 - 1) \cdot 13.85 \cdot (58.5 - 8.1)^2 \\ = 21422847 \text{ cm}^4$$

Končno velikost navpičnega pomika nosilca določimo z upoštevanjem lezenja izračunanega z nerazpokanim prečnim prerezom.

$$w_I = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 1026.4 \cdot 21422847} = 1.68 \text{ cm}$$

7.2.6 Navpični pomik nosilca z upoštevanjem lezenja in razpokanim prerezem - w_{II}

Izračun za razpokan prerez s prednapeto armaturo določimo na sledeči način.

$$x = \frac{1}{2 \cdot b} \left[-2 \cdot \alpha_e (A_p + A'_s) + \sqrt{\alpha_e \left(4 \cdot \alpha_e (A_p + A'_s)^2 + 8 \cdot b (d \cdot A_p + a' \cdot A'_s) \right)} \right]$$

$$x = \frac{1}{2 \cdot 134} \left[-2 \cdot 19(15.7 + 13.85) + \sqrt{19(4 \cdot 19(15.7 + 13.85)^2 + 8 \cdot 134(146.9 \cdot 15.7 + 8.1 \cdot 13.85))} \right]$$

$$x = 22.28 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Globina tlačne osi ne presega debeline plošče. Izračunamo vztrajnostni moment za betonski prerez nad nevtralno osjo ter upoštevamo vpliv armature.

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_p \cdot (d - x)^2 + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x - a')^2$$

$$I_{II} = \frac{134 \cdot 22.28^3}{3} + 19 \cdot 15.7 \cdot (146.9 - 22.28)^2 + 19 \cdot 13.85 \cdot (22.28 - 8.1)^2$$

$$= 5179556.73 \text{ cm}^4$$

Velikost navpičnega pomika z razpokanim prerezem in upoštevanjem lezenja znaša:

$$w_{II} = \frac{g_{n.s.k.v.} \cdot L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{0.3816 \cdot 2470^4}{384 \cdot 1026.4 \cdot 11515616.4} = 6.96 \text{ cm}$$

Končni vertikalni pomik prednapetega elementa z upoštevanje lezenja, izračunamo po naslednji metodi z upoštevanjem koeficienta ζ .

$$w = \zeta \cdot w_{II} + (1 - \zeta) \cdot w_I = 0.968 \cdot 6.96 + (1 - 0.968) \cdot 1.68 = 6.79 \text{ cm}$$

7.2.7 Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z nerazpokanim prerezom – $w_{cs,I}$

Za prednapeti nerazpokan prečni prerez izračunamo še pomike zaradi krčenja.

$$w_{cs,I} = \frac{1}{9.6} \cdot K_{cs,I} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S_I}{I_I} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{0.42 \text{ ‰} \cdot 19 \cdot 689.84}{21422847} \cdot 2470^2 = 0.16 \text{ cm}$$

$$I_I = 21422847 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 19$$

$$S_I = A_p \cdot (z_{T,sp} - a) - A_s \cdot (z_{T,zg} - a) = 15.7 \cdot (96.5 - 8.1) - 13.85 \cdot (58.5 - 8.1) \\ = 689.84 \text{ cm}^3$$

Deformacije prostega krčenja ε_{cs} pri prednapetem nosilcu ostanejo enake nosilcu armiranem z navadno armaturo.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.42 \text{ ‰}$$

$$h_0 = 290 \text{ mm}$$

7.2.8 Navpični pomik nosilca zaradi krčenja z razpokanim prerezom – $w_{cs,II}$

Pomike zaradi krčenja izračunamo še na razpokanem prerezu.

$$w_{cs,II} = \frac{1}{9.6} \cdot K_{cs,II} \cdot L^2 = \frac{1}{9.6} \cdot \frac{0.42 \text{ ‰} \cdot 19 \cdot 1755.4}{5179556.73} \cdot 2470^2 = 1.72 \text{ cm}$$

Vrednosti, ki jih potrebujemo pri izračunu lahko prevzamemo iz točke 7.2.5.

$$I_{II} = 5179556.73 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 19$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.42 \text{ ‰}$$

$$x = 22.28 \text{ cm}$$

$$S_{II} = A_p \cdot (d - x) - A_s \cdot (x - a) = 15.7 \cdot (146.6 - 22.28) - 13.85 \cdot (22.28 - 8.1) \\ = 1755.4 \text{ cm}^3$$

Skupni pomik zaradi pomikov pri razpokanem in nerazpokanem prečnem prerezu znaša:

$$w_{cs} = \zeta \cdot w_{cs,II} + (1 - \zeta) \cdot w_{cs,I} = 0.968 \cdot 1.72 + (1 - 0.968) \cdot 0.16 = 1.67 \text{ cm}$$

Skupno vrednost vertikalnega pomika za prednapeti betonski nosilec znaša vsota pomikov zaradi lezenja in krčenja. Ta vsota ne sme preseči pomikov velikosti $L/250$.

$$w_{fin} = w + w_{cs} - w_{pred,fin} = 6.79 + 1.67 - 1.88 = 6.58 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = \frac{2470}{250} = 9.88 \text{ cm}$$

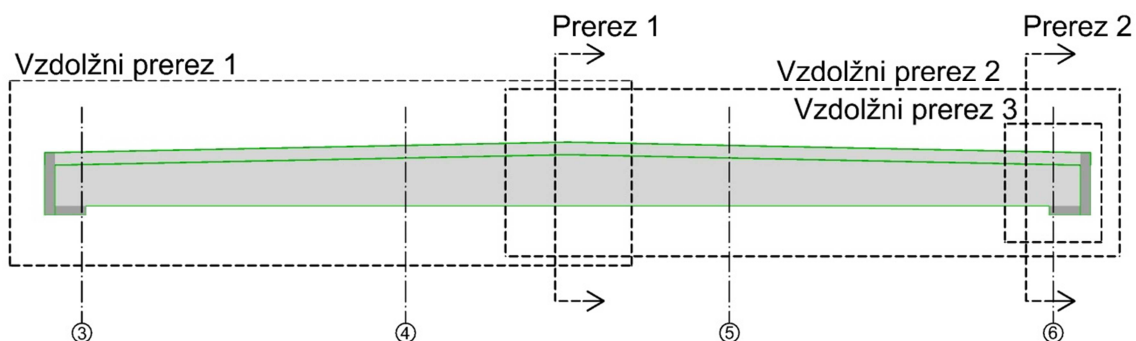
Pomiki pri prednapetem nosilcu so pričakovano večji zaradi manjšega prečnega prereza armature navkljub pozitivnemu delovanju prednapete armature. Kljub temu so skupni pomiki znotraj omejitev.

8. ARMATURNI NAČRTI

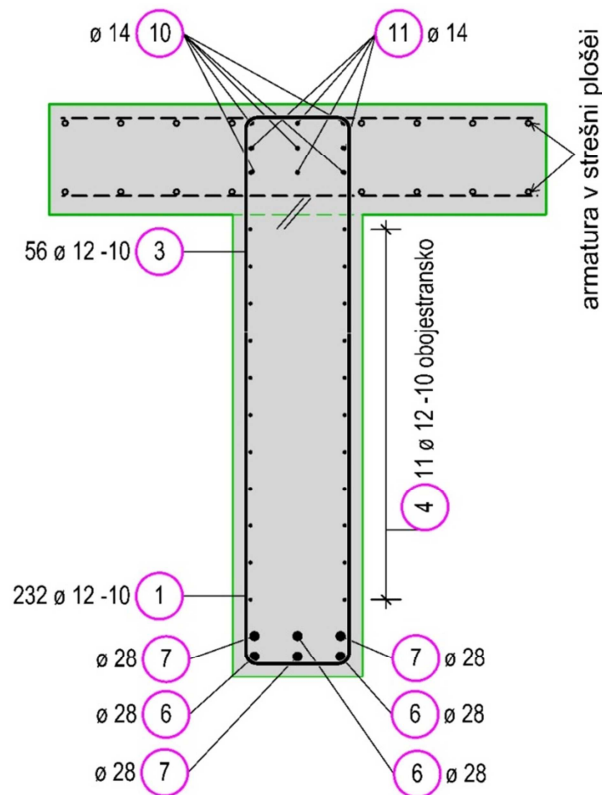
Za oba primera armaturnega nosilca, bomo na podlagi rezultatov izdelali armaturna načrta. Poleg stranskih risov, bodo priloženi tudi prerezi na najbolj občutljivih mestih. Za izdelavo armaturnih načrtov, sem uporabil program Nemetschek Allplan 2014. Program omogoča izdelavo armaturnih načrtov v 3D tehniki. Tako, da lahko za vsak del nosilca naredimo prereze ali detajle.

Za oba izmed nosilcev, smo naredili poglede in prereze na različnih mestih. Mesta prerezov in pogledov so označeni na začetku pri vsakem izmed obeh nosilcev.

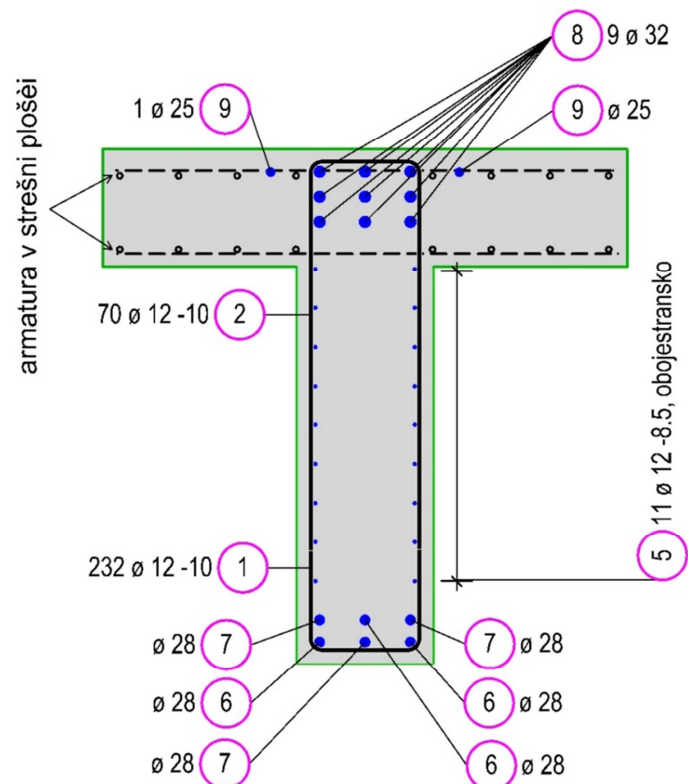
8.1 Nosilec armiran z mehko armaturo



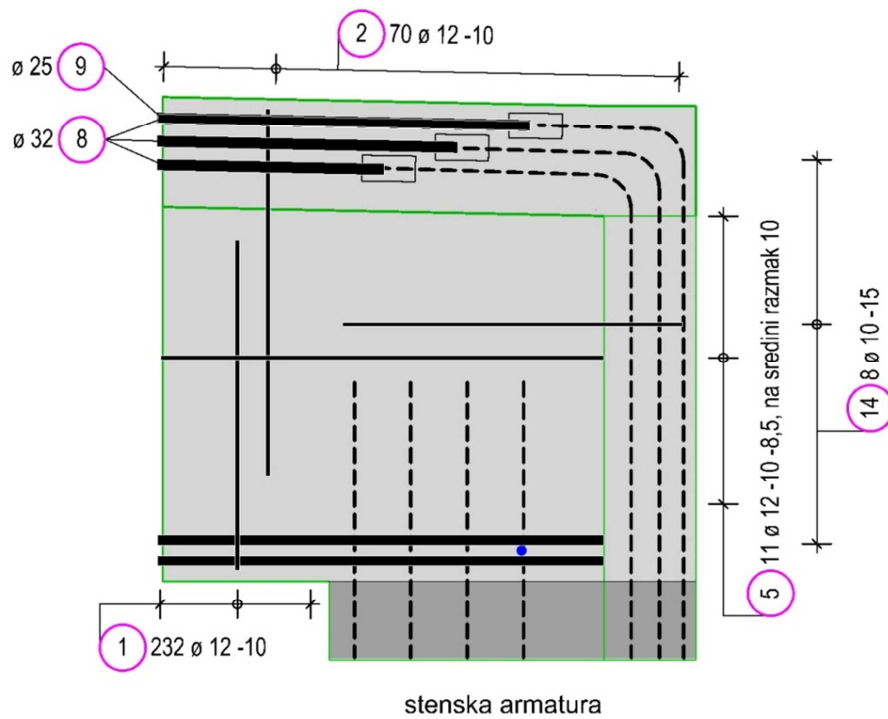
Slika 76: Skica mest prerezov za mehko armiran nosilec



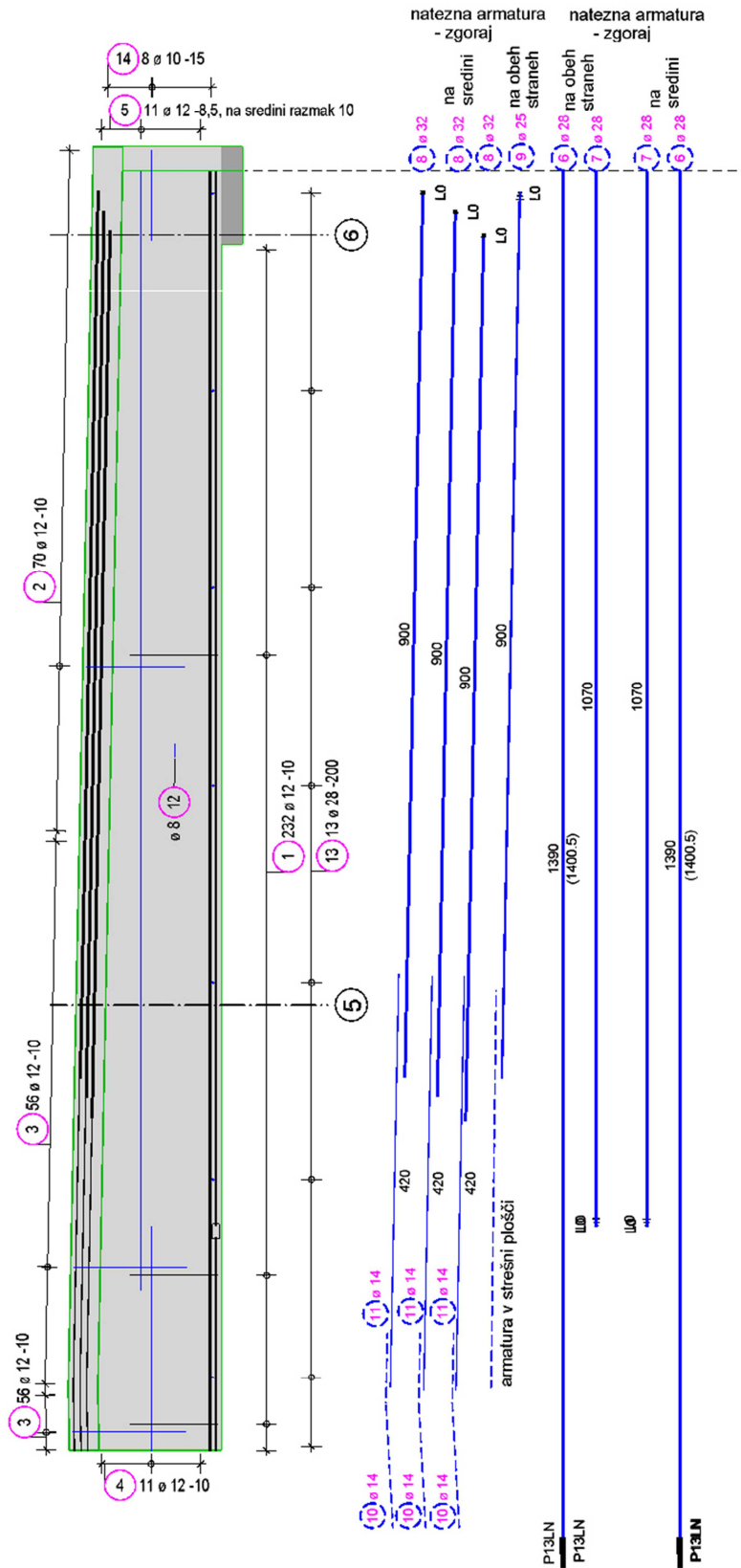
Slika 77: Armaturni načrt – Prerez 1-1



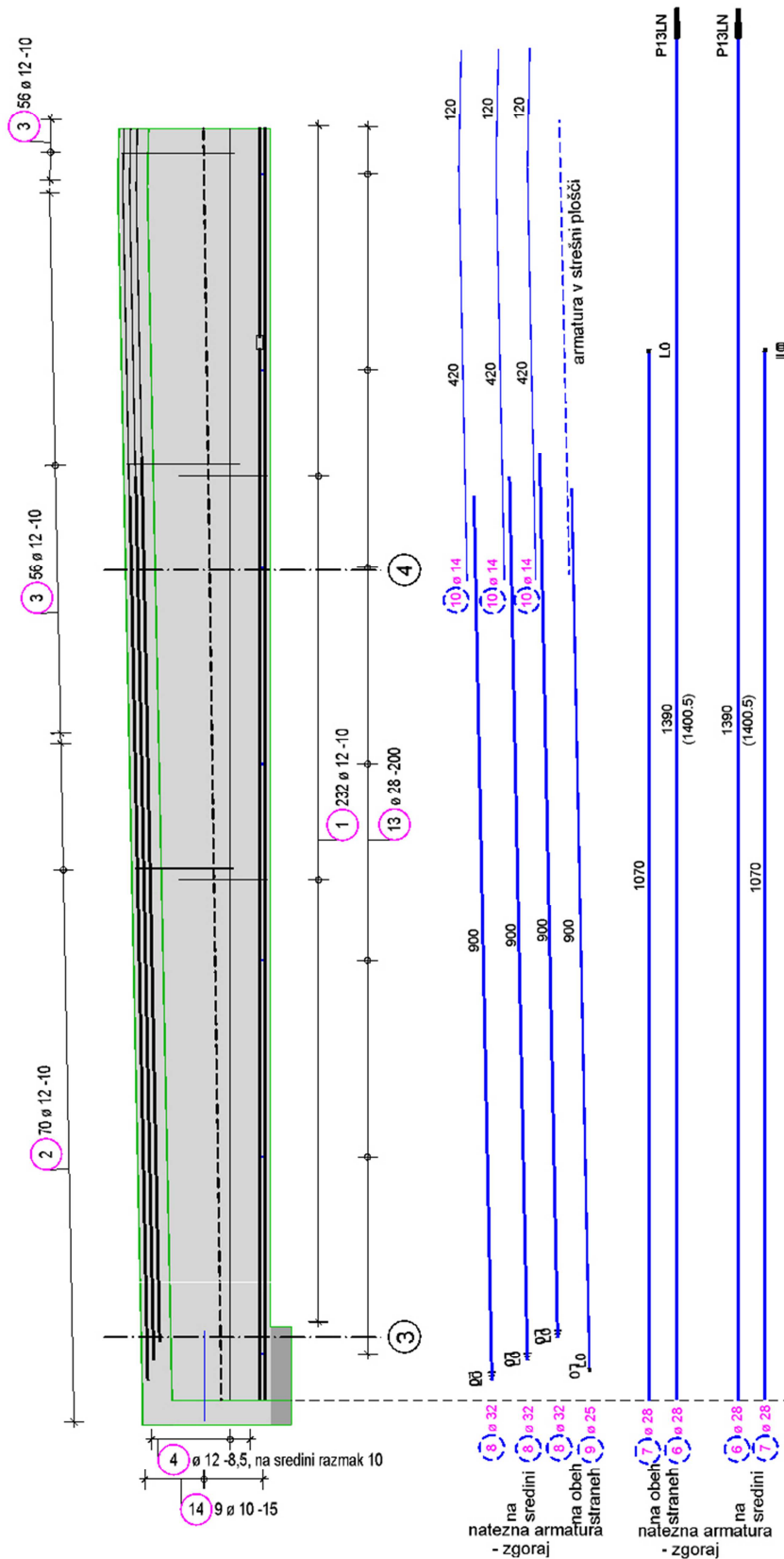
Slika 78: Armaturni načrt – Prerez 2-2



Slika 79: Armaturni načrt – Vzдолžni prevez 3



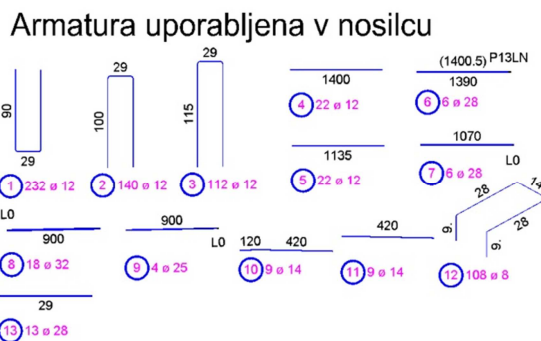
Slika 80: Armaturni načrt – Vzdolžni prerez 2



Slika 81: Armaturni načrt – Vzdolžni prerez 1

8.1.1 Armatura uporabljena pri armiranju

Uporabili smo mehko armaturo tipa S 500 (A). Za različne debeline armaturnih palic smo določili pri marki betona C 40/50 najmanjše preklapne ter sidrne dolžine. Za sklapljanje vzdolžne natezne armature na spodnji in zgornji strani smo uporabili spojke.



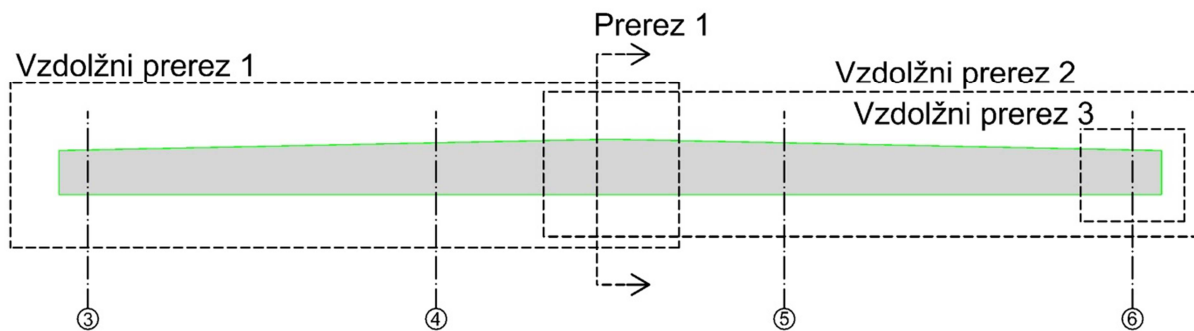
Teža armature

Poz.	Štev.	ø	Posam. dolžina	Skupna dolžina	Masa
		[mm]	[m]	[m]	[kg]
1	232	12	2.09	484.88	430.57
2	140	12	2.29	320.60	284.69
3	112	12	2.59	290.08	257.59
4	22	12	14.00	308.00	273.50
5	22	12	11.35	249.70	221.73
6	6	28	13.90	83.40	402.82
7	6	28	10.70	64.20	310.09
8	18	32	9.00	162.00	1022.71
9	4	25	9.00	36.00	138.60
10	9	14	5.40	48.60	58.81
11	9	14	4.20	37.80	45.74
12	3	8	0.90	2.70	1.07
13	13	28	0.29	3.77	18.21
14	17	10	1.92	32.64	20.14

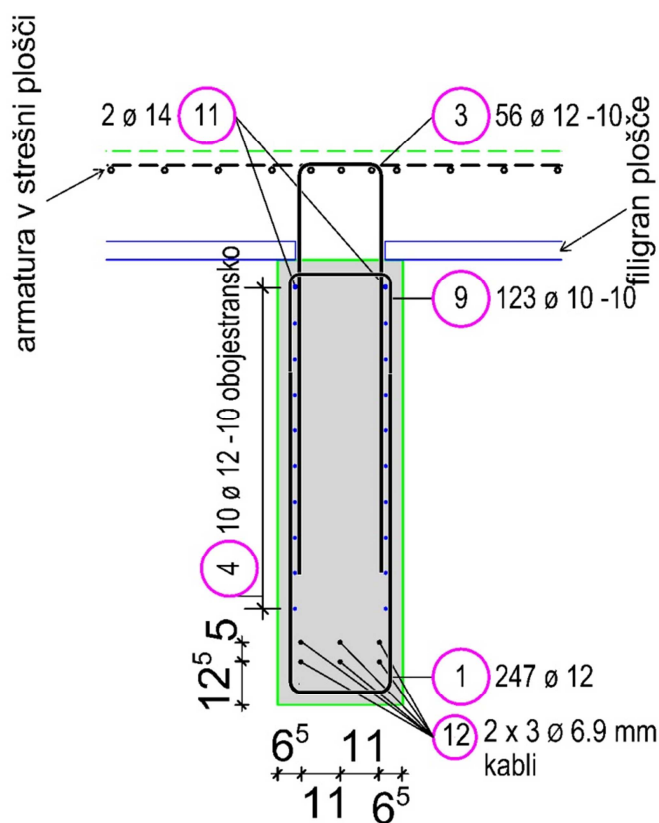
Skupna masa [kg] :

3486.27

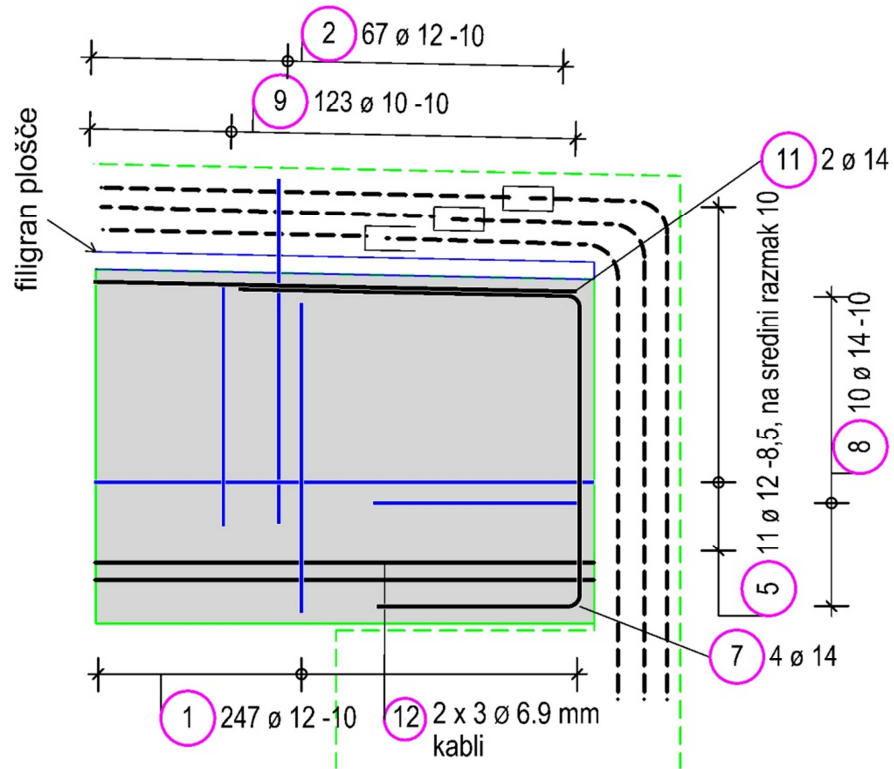
8.2 Prednapeti nosilec



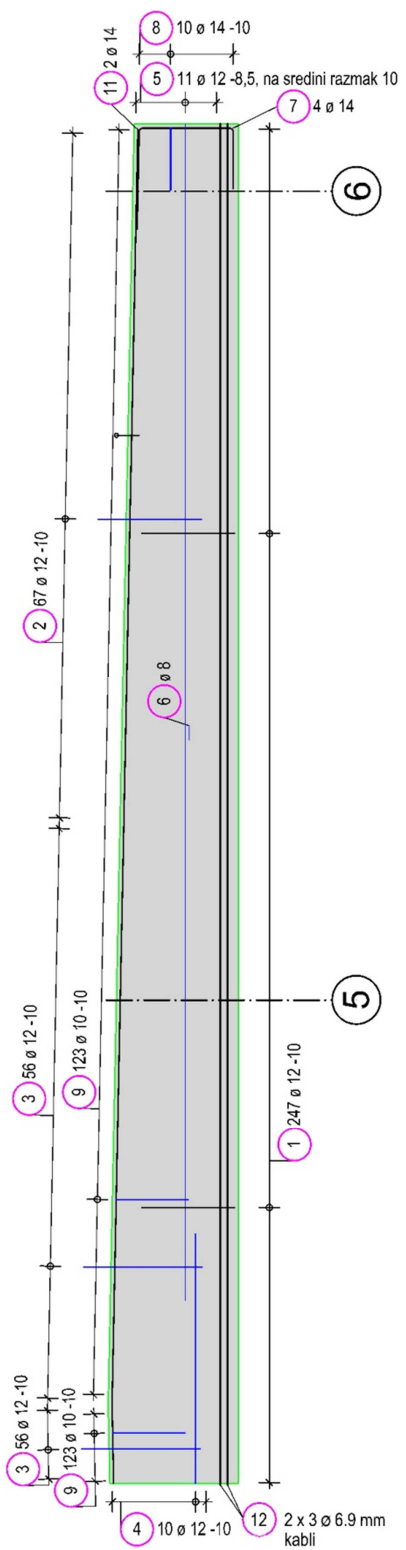
Slika 82: Skica mest prerezov za prednapeti nosilec



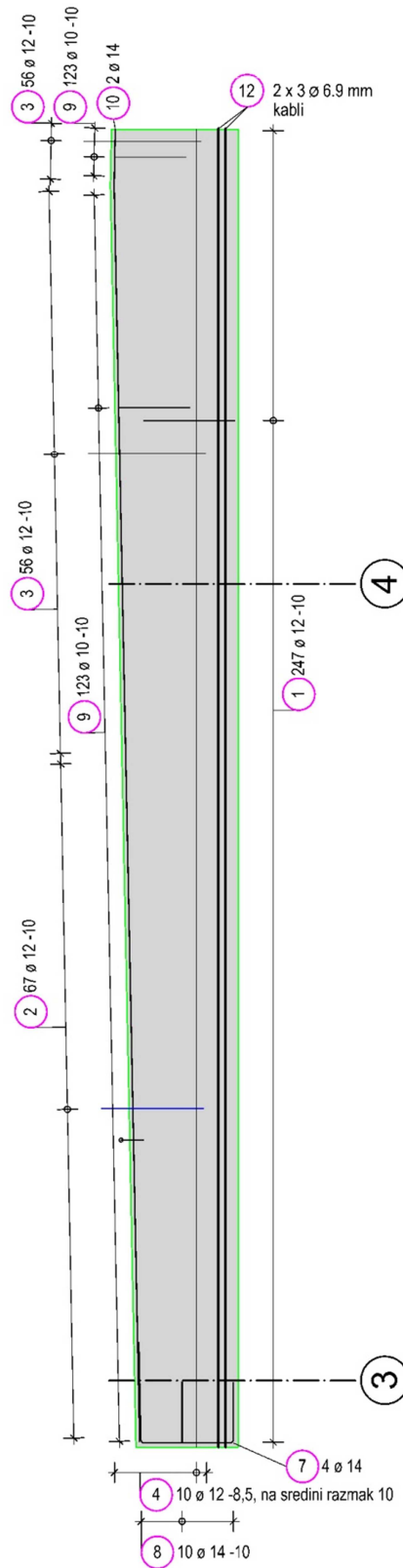
Slika 83: Armaturni načrt – Prerez 1-1



Slika 84: Armaturni načrt – Vzdolžni prerez 3

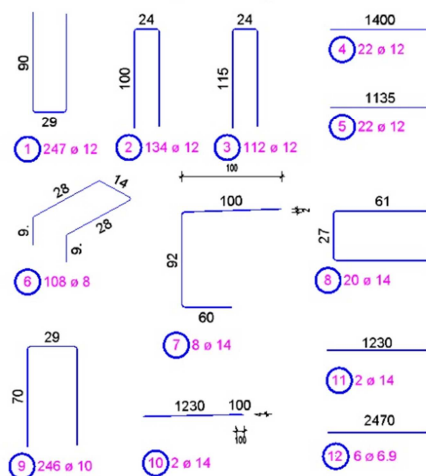


Slika 85: Armaturni načrt – Armaturni načrt – Vzdolžni prerez 2



Slika 86: Armaturni načrt – Vz dolžni pre rez 1

Armatura uporabljena v nosilcu



Teža armature

Poz.	Slev.	ø	Posam. dolžina	Skupna dolžina	Masa
		[mm]	[m]	[m]	[kg]
1	247	12	2.09	516.23	458.41
2	134	12	2.24	300.16	266.54
3	112	12	2.54	284.48	252.62
4	22	12	14.00	308.00	273.50
5	22	12	11.35	249.70	221.73
6	108	8	0.90	97.20	38.39
7	8	14	2.51	20.08	24.30
8	20	14	1.48	29.60	35.82
9	246	10	1.69	415.74	256.51
10	2	14	13.30	26.60	32.19
11	2	14	12.30	24.60	29.77
12	6	6.9	24.70	148.2	75.67

Skupna masa [kg] :

1965.45

9. ZAKLJUČKI

Diplomsko nalogo smo začeli tako, da smo si pri izbranem objektu, založniški hiši s koncertno dvorano, izbrali konstrukcijski element, ki smo ga bomo analizirali. Obravnavali smo premostitveni element, ki se nahaja nad koncertno dvorano. Nosilec ima dolžino 24.7 metra in spremenljivo višino. Višina ob robovih znaša 1.30 metra ter na sredini 1.55 metra. Analizirali smo le enega izmed skupine nosilcev nad dvorano. Vsi nosilci so med sabo povezani s strešno ploščo debeline 30 cm.

Zadali smo si dve različni poti graditve tega elementa. Prva je bila kot armiran nosilec T-prereza, pri katerem bi izgradnja potekala izključno na gradbišču. Druga varianta je bila uporaba prefabriciranega nosilca. Nalogo smo si zastavili tako, da bi se adhezijsko prednapeti nosilec pravokotnega prereza dostavil na gradbišče, nato pa bi nosilce med sabo povezali z filigram ploščami ter dobetonirali strešno ploščo na gradbišču.

V prvem delu diplomske naloge smo se ukvarjali z analizo obtežbe, ki na nosilec deluje ter statičnimi izračuni, ki jih potrebujemo pri dimenzioniranju obeh vrst. Ker se obravnavani objekt nahaja v Nemčiji, smo vse enačbe in koeficiente vzeli iz nemških DIN EN standardov. Armatura v nosilcih je določena glede na standard DIN EN 1992-1-1:2011-01, ki smo jo določili v drugem delu diplomske naloge. V tretjem delu diplomske naloge smo izračunali pomike obeh nosilcev. Na koncu pa so bili predstavljeni armaturni načrti za izvedbo le teh.

Eden izmed ciljev diplomske naloge je bila preveritev veličine vertikalnih pomikov obeh nosilcev. Po izvedbi izračunov smo lahko opazili, da so zaradi ugodnega efekta prednapetja pomiki na nosilcu s prednapeto armaturo veliko manjši. Prednapeti nosilec se po vgradnji izboči navzgor. Pomiki so po končanem dobetoniranju plošče in nasutjem zemljine občutno manjši kot pa pri armirano betonskemu nosilcu. Zaradi optičnega izgleda, bi lahko pri armiranobetonskemu nosilcu že pri opaziranju določili, z kakšno izbočenostjo navzgor bi moral biti zgrajen, da bi bil po končanju povesov spodnji rob raven. To je ena izmed prednosti, ki bi jih imel armirano betonski nosilec izgrajen na gradbišču.

Če med sabo primerjamo količino vgrajene armature, lahko opazimo, da je količina uporabljene armature veliko večja pri armiranobetonskemu nosilcu. V armaturnem načrtu pri mehko armiranem nosilcu so bile v spodnjih legah tudi uporabljene oprijemke, da smo se izognili dolgim preklonim spojem. Armiranje takih nosilcev, kjer se nahaja velika količina natezne armature spodaj in zgoraj, zahteva izkušenega izvajalca gradbenih del. Adhezijsko

prednapetje smo izbrali zato, ker širine nosilcev na željo naročnika nismo smeli spreminjati. Če bi izbrali klasično prednapetje, bi morali povečati debelino stojine zaradi velikosti sidernih glav.

Z izbiro gradnje s prefabriciranimi elementi, bi se nam čas gradnje občutno zmanjšal. S pomočjo filigram plošč bi nam tudi strošek opaziranja za ta konstrukcijski element odpadel. Kljub temu bi bila gradnja z prefabriciranimi elementi dražja, saj bi zaradi prevoza stroški prekoračili prihranke pri opaziranju in času vgradnje. Ker so elementi daljši od 18 metrov, kolikor približno znaša največja dovoljena dolžina elementov, ki so lahko brez posebnega spremstva dostavljeni na gradbišče, bi bile potrebne zapore ceste in dodatno spremstvo za vsakega izmed nosilcev.

Morda bi bila bolj smiselna razporeditev nosilcev prečno na sedanjo lego. V tem primeru bi se nam zmanjšal razpon ter posledično količina potrebne armature. Z nosilci krajšimi od 18 metrov in možnostjo cenejšega prevoza na gradbišče, bi bila možnost gradnje z prefabriciranimi elementi tudi bolj privlačna za naročnika.

VIRI

Uporabljeni standardi

Nemški standard Evrokod 0 - DIN EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC:2010

Nemški standard Evrokod 1 - DIN EN 1991-1-1:2002+/AC:2009+NA

Nemški standard Evrokod 2 - DIN EN 1992-1-1:2002+A1:2004+AC:2010+NA

Računalniški programi

Microsoft Corporation. 2010. Microsoft Office 2010: zbirka pisarniških programov

Nemtschek Company. Nemtschek Allplan 2014: programski paket za konstruiranje in armiranje

Dlubal Software GmbH. Dlubal RSTAB 8.05: programski paket za statične izračune

Ostali Viri

Bratina, S., 2012. Masivne konstrukcije II: Študijsko gradivo v letu 2011/2012, Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za masivne in lesene konstrukcije:10.1-10.30.

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

Albert, A., Berhner H., Berner K., Bertig R., 2014. Schneider – Bautabellen für Ingenieure, 21. Auflage. Bundesanzeiger Verlag GmbH, Köln:5.1-5.152.

Rußwurm, D., Fabritius E., 2002. Bewehren von Stahlbetontragwerken. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V.:120 str.

Leonhardt, F., 1976. Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil – Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, zweite Auflage. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg GmbH:141 str.

Fingerloos, F., Hegger J., Zilch K., 2012. EUROCODE für Deutschland, Kommentierte Fassung. Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik e.V., Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., Verband Beratender Ingenieure (VBI):395 str.

Rombach, G., 2010. Spannbetonbau, 2. Auflage. Wilhelm & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin: 608 str.

Bindseil, 2012. Stahlbeton Fertigteile nach Eurocode 2, 4. Auflage. Wolters Kluwer Deutschland GmbH, Köln:358 str.

Filigran plošče »NIVO«, 2008. <http://www.nivo.si/pgm/555> (Pridobljeno 16.06.2016)

Literatura o prednapetih kabljih in sistemih sidaranja »DYWIDAG«, 2014.

<https://www.dywidag-systems.de/produkte/spannsysteme/litzenspannsysteme/spannverfahren-mit-verbund/suspa-litze.html> (Pridobljeno 16.06.2016)