

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Gregor Novak

ANALIZA PREDNAPETIH BETONSKIH PLOŠČ NA OBJEKTU "EMONIKA"

Diplomska naloga št.: 3134

Mentor:

doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani GREGOR NOVAK izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom
ANALIZA PREDNAPETIH BETONSKIH PLOŠČ NA OBJEKTU »EMONIKA«

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, _____

(Podpis)

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri.

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.012.46:624.073(043.2)
- AVTOR:** Gregor Novak
- Mentor:** doc.dr. Jože Lopatič, univ.dipl.inž.grad.
- Naslov:** ANALIZA PREDNAPETIH BETONSKIH PLOŠČ NA OBJEKTU
»EMONIKA«
- Obseg in oprema:** 90 str., 81sl.
- Ključne besede:** Prednapetje, prednapeti beton, prednapete plošče, Freyssinet, kabli
za prednapenjanje

Izvleček:

Osnovni namen diplomske naloge je analiza prednapete betonske stropne plošče na objektu »Emonika«.

Na začetku sem napisal nekaj besed o splošnih lastnostih prednapetega betona, o zgodovinskem razvoju, osnovnih principih, ter prednostih in slabostih prednapetih betonskih konstrukcij. Kasneje sem analiziral posamezne materiale in njihove lastnosti, ki so sestavni del prednapetih betonskih konstrukcij. V nadaljevanju sem izpostavil problem prednapetih betonskih konstrukcij in sicer izgube sile prednapetja, ter sekundarne vplive ki se pojavijo, ko konstrukcijo prednapnemo.

V praktičnem delu diplomske naloge sem analiziral prednapeto betonsko stropno ploščo na objektu »Emonika«. Najprej je bilo potrebno določiti dejansko obtežbo na betonsko ploščo, ter razdaljo med spodnjim robom prednapetih kablov in spodnjim robom betonske plošče (krovni sloj betona). Za lažje razumevanje vpliva prednapetih kablov na konstrukcijo, sem le tega ponazoril z nadomestno obtežbo, ki deluje na betonsko ploščo, ko so kabli napeti.

Določiti je bilo potrebno silo prednapetja, ter čas napenjanja. Kasneje pa še padec sile prednapetja v končnem času.

Prednapeto betonsko ploščo sem analiziral s programskim paketom Sofistik. Upošteevane so bile prej izračunane izgube sile prednapetja. Narejene so bile posamezne kontrole kot so,

kontrola dekompresije v končnem stanju prednapete plošče, kontrola napetosti po napenjanju kablov, vendar pred nastopom dodatne stalne, ter koristne obtežbe, dimenzioniranje sidrišča prednapetih kablov.

Za konec je bila izračunana še potrebna mehka armatura plošče.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTATION INFORMATION

UDC: 624.012.46:624.073(043.2)
Author: Gregor Novak
Supervisor: assist.prof.dr. Jože Lopatič, univ.dipl.inž.grad.
Title: ANALYSIS OF PRESTRESSED CONCRETE SLABS OF THE
"EMONIKA" BUILDING
Notes: 90 p., 81 fig.
Key words: Prestressed, prestressed concrete, prestressed slabs, prestressing
cables

Abstract:

The basic purpose of the diploma thesis is to analyze prestressed concrete ceiling slab on "Emonika" building.

Few first sentences are describing general characteristic of the prestressed concrete, it's development through history, basic principles and advantages and disadvantages of the prestressed concrete constructions. Later on, I analyzed different materials and its characteristics, which are a part of the prestressed concrete constructions. Further on, I highlighted the problem of the prestressed concrete constructions, more specifically, the losses of prestressed forces with the substituted influences, appearing at prestressing the construction.

I analyzed prestressed concrete ceiling slab on "Emonika" building in the practical section of the diploma thesis. First, there was determined actual weight on a concrete slab and a length between the lower section of the prestressed cables and the lower section of the concrete slab (cover concrete layer). The prestressed cables influence on the construction is illustrated with the substituted weight, effective at concrete slab, while cables are stressed. That illustration is made for better understanding of the prestressed cables influence on the construction itself. I also needed to determine prestressed force and prestress process time and later on, the force depression in end time.

Prestressed concrete slab was analyzed with Sofistik, computer software. Prior calculated prestressed force losses were taken into account. Some application controls were made, such as: decompression control in final state of the prestressed slab, tension control after cables are being stressed, but before the additional permanent and useful load appears, and also designing works of the prestressed cables anchor positions.

Finally, there was calculated also a needed soft reinforcement of the slab.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge bi se rad zahvalil mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču, univ.dipl.inž.grad., za napotke in usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvala gre tudi mojim staršem, ki so mi stali ob strani v času študija in pa seveda vsem mojim sošolcem, sodelavcem, prijateljem, ki so mi kakorkoli pomagali na moji študijski poti.

KAZALO VSEBINE

1.	UVOD	1
1.1	Zgodovinski razvoj prednapetega betona	1
1.2	Osnovni principi prednapetega betona	2
1.3	Sistemi betonskih konstrukcij glede na nosilni mehanizem in antikorozivno zaščito	3
1.4	Prednosti in slabosti prednapetih betonskih konstrukcij v primerjavi z armiranobetonskimi	4
2.	MATERIALI	6
2.1	Beton	6
2.2	Jeklo za prednapenjanje	7
2.2.1	Palice za prednapenjanje	8
2.2.2	Žice za prednapenjanje	9
2.2.3	Pramena oziroma vrvi	9
2.2.4	Mehanske karakteristike jekel za prednapenjanje	11
2.3	Masa za injektiranje prednapetih kablov	12
2.4	Zaščitne cevi za prednapete kable	12
3.	IZGUBE SILE PREDNAPETJA	14
3.1	Izgube sile prednapetja, ki nastanejo pred vnašanjem sile prednapetja	15
3.2	Trenutne izgube sile prednapetja	15
3.3	Časovno odvisne izgube sile prednapetja	15
4.	SEKUNDARNI VPLIVI PREDNAPENJANJA	17
4.1	Parazitni vplivi zaradi prednapetja	17
4.2	Nadomestna obtežba zaradi vpliva prednapetja	21
5.	PREDNAPETA BETONSKA STROPNA PLOŠČA NA OBJEKTU »EMONIKA« – RAČUNSKA ANALIZA	24
5.1	Zasnova	24
5.2	Obtežba plošče	25
5.2.1	Lastna teža	25

5.2.2	Preostala stalna obtežba	25
5.2.3	Koristna obtežba	25
5.3	Uporabljeni materiali	25
5.4	Krovni sloj betona	27
5.5	Določitev nadomestnega vpliva kablov na konstrukcijo - enostaven rač. primer	30
5.5.1	Dejanski vpliv kablov na konstrukcijo	30
5.5.2	Nadomestni vpliv kablov na konstrukcijo	32
5.6	Linearna analize plošče pri zunanji obtežbi	35
5.6.1	Notranje sile v plošči	36
5.7	Določitev parazitnega vpliva kablov	41
5.8	Določitev potrebne kableske sile in prerez kablov	43
5.9	Dejanske karakteristike prereza z upoštevanjem kablov	48
5.10	Račun napetosti	49
5.11	Čas napenjanja kablov	51
5.12	Račun izgube sile prednapetja	52
5.12.1	Začetne izgube sile prednapetja pri naknadnem napenjanju	52
5.12.2	Časovno odvisne izgube prednapetosti pri naknadnem napenjanju	56
5.13	Analiza z računalniškim programom SOFISTIK	62
5.13.1	AB plošča - brez prednapetja	62
5.13.2	AB plošča – z upoštevanjem prednapetja	66
5.13.3	Kontrola dekompresije	67
5.13.4	Začasno (vmesno) projektno stanje	71
5.13.5	Končno stanje prednapete plošče	74
5.13.6	Dimenzioniranje sidrišča	79
5.13.7	Mehka armatura plošče	82
5.13.8	Minimalna potrebna natezna armatura	84
6.	ZAKLJUČEK	89
7.	VIRI	90

KAZALO SLIK

Slika 1: Navojna palica za prednapenjanje s sidrno glavo (http://www.dywidag-systems.com)	8
Slika 2: Geometrija rebrastih palic za prednapenjanje in elementi za stikovanje le teh (http://www.dywidag-systems.com)	8
Slika 3: Spojni elementi (http://www.dywidag-systems.com)	9
Slika 4: Vrv spletena iz 7 žic (http://www.dywidag-systems.com)	10
Slika 5: Vrv spletena iz 7 žic	10
Slika 6: Kompaktirana vrv iz 7 žic	10
Slika 7: Delovni diagram različnih vrst jekla za prednapenjanje po Leonhardt-u (http://www.fgg.uni-lj.si/symech/jeklovss/Uvod.pdf)	11
Slika 8: Poenostavljen bilinearni delovni diagram jekla za prednapenjanje	11
Slika 9: Plastična cev za prednapete kable (http://www.dywidag-systems.com)	13
Slika 10: Sidrna glava (http://www.dywidag-systems.com)	13
Slika 11: Sidrna glava, vzdolžni prerez (http://www.dywidag-systems.com)	13
Slika 12: Kontinuirni nosilec preko dveh polj	17
Slika 13: Prednapeti kontinuirni nosilec preko dveh polj	17
Slika 14: Prednapeti kontinuirni nosilec preko dveh polj ob aktivni vmesni podpori	18
Slika 15: Plošča prednapeta v dveh smereh	21
Slika 16: Značilen tloris kletne plošče	24
Slika 17: Prečni prerez A-A plošče ter potek kableske linije	24
Slika 18: Prečni prerezi zaščitnih cevi za različne napenjalne sisteme ter prostornina na tekoči meter	27
Slika 19: Prečni prerez plošče s kabli ter mehko armaturo	29
Slika 20: Pozicija kablov	30
Slika 21: Linija poteka vzdolžnih kablov	30
Slika 22: Upogibni momenti M_{xx} $\left[\frac{Nm}{m} \right]$ - kabli vneseni v programu SOFISTIK	31
Slika 23: Upogibni momenti M_{yy} $\left[\frac{Nm}{m} \right]$ - kabli vneseni v programu SOFISTIK	31
Slika 24: Točke poteka kableske linije v vzdolžni smeri ter pripadajoča nadomestna obtežba	32

Slika 25: Rezultirajoča nadomestna obtežba na ploščo $\langle N, kN/m, kNm \rangle$	33
Slika 26: Upogibni momenti $M_{xx} \langle Nm/m \rangle$ zaradi rezultirajoče nadomestne obtežbe	33
Slika 27: Upogibni momenti $M_{yy} \langle Nm/m \rangle$ zaradi rezultirajoče nadomestne obtežbe	34
Slika 28: Obtežba na okvir zaradi lastne teže $\langle N/m \rangle$	37
Slika 29: Upogibni momenti zaradi lastne teže $M_y \langle Nm \rangle$, kombinacija $1.0G_l$	37
Slika 30: Obtežba na okvir zaradi preostale stalne teže $\langle N/m \rangle$	38
Slika 31: Upogibni momenti zaradi preostale stalne teže $M_y \langle Nm \rangle$, kombinacija $1.0G_s$	38
Slika 32: Obtežba na okvir zaradi koristne obtežbe $\langle N/m \rangle$	39
Slika 33: Upogibni momenti zaradi koristne obtežbe $M_y \langle Nm \rangle$, kombinacija: $1.0Q$	39
Slika 34: Upogibni momenti pri navidezno stalni obtežbi $M_y \langle Nm \rangle$, kombinacija: $1.0G_l + 1.0G_s + \Psi_2 Q$	40
Slika 35: Celoten vpliv na nosilec zaradi sile prednapetja $\langle N, kN/m, kNm \rangle$, (vrtljive podpore)	41
Slika 36: Upogibni momenti pri celotnem vplivu kablov $M_y \langle Nm \rangle$, (vrtljive podpore)	41
Slika 37: Nadomestna obtežba zaradi prednapetja $\langle N, kN/m, kNm \rangle$, (dejanske podpore)	42
Slika 38: Upogibni momenti pri celotnem vplivu kablov $M_y \langle Nm \rangle$, (dejanske podpore)	42
Slika 39: Kabelska linija po odsekih	53
Slika 40: Kabelska linija, odsek 1	54
Slika 41: Kabelska linija, odsek 2	55
Slika 42: Kabelska linija, odsek 3	56
Slika 43: Določitev koeficienta lezenja	59
Slika 44: Način določanja koeficienta lezenja	60
Slika 45: Zgornja armatura plošče v x smeri, $\langle m^2/m \rangle$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q$	63
Slika 46: Zgornja armatura plošče v y smeri, $\langle m^2/m \rangle$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q$	63
Slika 47: Spodnja armatura plošče v x smeri, $\langle m^2/m \rangle$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q$	64
Slika 48: Spodnja armatura plošče v y smeri, $\langle m^2/m \rangle$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q$	64
Slika 49: Končni pomiki plošče v z smeri $\langle qm \rangle$, pod kombinacijo: $1.0G + 0.3Q$	65

Slika 50: Razvrstitev kablov	67
Slika 51: Napetosti na spodnjem robu v smeri x $\langle MPa \rangle$, pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2Q + 0.86P_0$	68
Slika 52: Napetosti na spodnjem robu v smeri y $\langle MPa \rangle$, pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2Q + 0.86P_0$	68
Slika 53: Napetosti na zgornjem robu v smeri x $\langle MPa \rangle$, pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2Q + 0.86P_0$	69
Slika 54: Napetosti na zgornjem robu v smeri y $\langle MPa \rangle$, pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2Q + 0.86P_0$	69
Slika 55: Napetosti po višini prereza	70
Slika 56: Napetosti na zgornjem robu v smeri x $\langle MPa \rangle$, pod kombinacijo: $1.0G + 1.0P_0$	72
Slika 57: Napetosti na zgornjem robu v smeri y $\langle MPa \rangle$, pod kombinacijo: $1.0G + 1.0P_0$	72
Slika 58: Napetosti na spodnjem robu v smeri x $\langle MPa \rangle$, pod kombinacijo: $1.0G + 1.0P_0$	73
Slika 59: Napetosti na spodnjem robu v smeri y $\langle MPa \rangle$, pod kombinacijo: $1.0G + 1.0P_0$	73
Slika 60: Končni pomiki prednapete plošče v z smeri $\langle mm \rangle$, pod kombinacijo: $1.0G + 0.3Q + 0.84P_0$	74
Slika 61: Razvrstitev kablov po skupinah	75
Slika 62: Skupina 1, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	76
Slika 63: Skupina 2, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	76
Slika 64: Skupina 3, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	76
Slika 65: Skupina 4, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	76
Slika 66: Skupina 5, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	77
Slika 67: Skupina 6, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	77
Slika 68: Skupina 7, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	77
Slika 69: Skupina 8, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	78
Slika 70: Skupina 9, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	78
Slika 71: Skupina 10, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla	78
Slika 72: Končne sile v kablilih po posameznih skupinah, z izvršenimi izgubami	78
Slika 73: Napenjalna glava za povezane kable sistema F Freyssinet	79

Slika 74: Razdalje med sidrnimi glavami in oddaljenost od roba	80
Slika 75: Armaturni načrt sidrišča	81
Slika 76: Zgornja armatura plošče v x smeri, $\left(\frac{m^2}{m}\right)$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$	82
Slika 77: Zgornja armatura plošče v y smeri, $\left(\frac{m^2}{m}\right)$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$	82
Slika 78: Spodnja armatura plošče v x smeri, $\left(\frac{m^2}{m}\right)$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$	83
Slika 79: Spodnja armatura plošče v y smeri, $\left(\frac{m^2}{m}\right)$, pod kombinacijo: $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$	83
Slika 80: Spodnja armatura	87
Slika 81: Zgornja armatura	88

1. UVOD

Osnovni princip prednapenjanja je v tem, da v tistem delu prereza konstrukcijskega elementa, v katerem bi nastopil pod kombinacijo zunanjih obremenitev nateg, ustvarimo s predhodnim vnosom tlačne sile prednapenjanja tlačne napetosti, ki natezne napetosti zmanjšajo ali celo povsem eliminirajo.

Prednapete armiranobetonske konstrukcije so postale nepogrešljive v sodobnem gradbeništvu. Prisotne so skoraj v vseh gradbenih objektih: mostovih, hidrotehničnih objektih, silosih, bunkerjih, podpornih zidovih, nuklearnih elektrarnah, industrijskih polmontažnih halah, strehah velikih razponov pri raznih stadionih, koncertnih in športnih dvoranah, tržnicah, itd. Posledično je prednapeti beton veliko vplival na razvoj montažne gradnje objektov. Ta napredek so omogočili različni napenjalni sistemi in različne stopnje prednapetosti, uvedba računalniške in elektronske tehnike pri projektiranju, izvajanju in kontroli prednapetja.

Osnovni namen diplomske naloge je bil analizirati prednapeto ploščo na objektu Emonika, tako s "peš" metodo, kot tudi z računalniškim programskim paketom Sofistik. In sicer po Evropskem standardu Evrokod 2.

1.1 Zgodovinski razvoj prednapetega betona

Kar danes poznamo kot prednapeti beton, temelji na idejah, delu in izkušnjah mnogih inženirjev in profesorjev v preteklih več kot 100 letih. Ideja samega prednapetja je že zelo stara. Pri izdelavi sodov z nabijanjem jeklenih obročev ustvarjamo umetno radialno tlačno napetost v dogah soda, česar posledica je, da se nalegajo tesno druga ob drugo. Primer je tudi leseno kolo, ki z navlečenim jeklenim obročem predstavlja neke vrste prednapeto konstrukcijo. Tudi Egipčani so že p.n.š. prednapenjali svoje ladje v vzdolžni smeri. Loki prvih lovcev in današnjih lokostrelcev predstavljajo enako predhodno napeto konstrukcijo. Žice na kolesih motornih koles so vse predhodno napete, tako da pri obremenitvah med vožnjo obdržijo obliko kolesa.

1.2 Osnovni principi prednapetega betona

Natezna trdnost znaša približno 10% njegove tlačne trdnosti, zato ga moramo ojačati z jekleno armaturo, ki prevzame natezne napetosti, ki se pojavijo pri dejanski obremenitvi. Polno nosilnost armature izkoristimo šele takrat, ko pride v natezni coni do razpok betona, kar tudi upoštevamo pri samem dimenzioniranju prereza. Razpokan del prereza izločimo iz funkcije nosilnosti, saj služi še samo za sovprežnost in sidranje armature. Pri pojavu razpok se poveča nevarnost korozije betonskega jekla oz. armature.

Da se temu izognemo, se je začel razvoj in iskanje načina, kako to preprečiti. Rešitev je v tem, da vnesemo v konstrukcijo oz. prereze tlačno silo, ki ustvari pritisk (tlak v del prereza), ki je zaradi zunanje obremenitve tegnjen. Tlačno silo pa lahko vnesemo v poljuben prerez s postopkom oz. tehnologijo prednapenjanja. Nosilni element se lahko zaradi vnešene sile prednapetja prosto deformira na statično določenih konstrukcijah in zato ne nastopijo nobene dodatne reakcijske sile. Lahko pa se zgodi, da vnesena sila povzroča vsiljene statične količine, to se zgodi na statično določenih konstrukcijah kot posledica ovirane deformacije obravnavanega elementa t.i. parazitni momenti.

1.3 Sistemi betonskih konstrukcij glede na nosilni mehanizem in antikorozivno zaščito

Armirani beton je kompozit, ki svoj nosilni mehanizem vzpostavi šele, ko beton v nateznih conah razpoka in napetost tega dela prevzame armatura. To v praksi pomeni, da je beton na zgornji površini plošče nad podporami in na spodnji površini plošče v polju drobno razpokan. Zavarujemo ga lahko le tako, da z izračunom dokažemo, da so razpoke manjše od dopustnih, ob domnevi, da so enakomerno razporejene. Šteje se, da armatura v tem primeru ostane zaščitena v strjenem betonu.

Prednapeti beton z napenjanjem kablov pred vgrajevanjem betona se izvaja na stezi za prednapenjanje za npr. prednapete montažne »II« in votle plošče. Napete žice se zabetonirajo, po končanem strjevanju pa se v oporah steze prekinejo, tako da se sila kablov adhezijsko prenese na beton. To v praksi pomeni, da beton v polju ostane tlaččen, nerazpokan, nad podporami pa je le konstruktivna mehka armatura.

Prednapeti beton z napenjanjem po strjevanju se izvaja pred montažo (prednapeti mostni nosilci) ali po izvedbi AB konstrukcije (monolitne prednapete AB plošče). Vrvi za napenjanje se naknadno vstavijo v vgrajene cevi, nato se napnejo in zagozdijo z vgrajenimi sidrnimi glavami. Tu obstajata dve možnosti:

- a) kovinske rebraste zaščitne cevi se po napenjanju napolnijo z neskrčljivo injekcijsko malto, ki zagotavlja povezavo kablov z betonskim prerezom,
- b) cevi PEHD, iz visokokakovostnega umetnega polimera, se napolnijo z mastjo, ki ne zagotavlja povezave kablov z betonskim prerezom.

To pomeni, da imajo napete vrvi v zadnjem omenjenem primeru trikratno zaščito, prvič v tlačnem AB prerezu, drugič v vodotesni plastični cevi in tretjič vrv »plava« v masti, ki dodatno preprečuje vdor vode ali vlage.

1.4 Prednosti in slabosti prednapetih betonskih konstrukcij v primerjavi z armiranobetonskimi

Prednosti prednapetih konstrukcij so:

- bistveno manjši povesi,
- eliminacija razpok (kot sestavnega dela nosilnega mehanizma). Upogibnih razpok zaradi zunanje obtežbe pri polnoprednapetih prerezih ni, zato je konstrukcija bolj toga. Vztrajnostni moment prereza prednapetega betonskega elementa je večji od vztrajnostnega momenta razpokanega armirano betonskega prereza in posledica te lastnosti je manjši pomik pravokotno na vzdolžno os nosilca pri prednapetem elementu ob upoštevanju enake velikosti prečnega prereza.
- manj »mehke« armature,
- bistveno tanjše plošče (15 do 35%),
- pri enakem razponu je za prednapeti element potreben manjši prerez, zato je konstrukcija bolj vitka in lastna teža se zmanjša,
- hitro razopaženje plošč (že po dveh, treh dneh),
- možna je zamenjava vrvi v primeru poškodb le teh, seveda ob ustreznem podpiranju,
- plošče se lahko gradijo tudi brez dilatacijskih enot,
- ker ni širokih razpok, so kabli relativno dobro zaščiteni.

Posredne prednosti prednapetih konstrukcij pa so še:

- cenejša konstrukcija plošč (do 15%),
- lažje plošče, kar posledično vodi k lažji in cenejši celotni konstrukciji (manjša lastna teža, manjše potresne sile, manjše obremenitve stebrov in temeljev,
- večja svetla medetažna višina ali nižji objekt (ob enaki medetažni višini),

- teoretično je plošča brez razpok in povesov, kar povečuje trajnost,
- hitrejše obračanje opažev in optimalna uporaba (manjše količine) opažnih miz,
- manj transportov na gradbišče in manj deponij ter odpadnega materiala,
- krajši čas gradnje AB konstrukcije, tudi do 30%.

Pomanjkljivosti prednapetih konstrukcij so:

- nekontrolirano vrтанje, preboji in modifikacije lahko konstrukcijo precej oslabijo (prednost pa je v tem, da na konstrukcijo ne vpliva vrтанje med vrvmi – pri klasični armaturi pa že z rezanjem nekaj palic porušimo projektirano stabilnost in nosilnost objekta),
- tanjše plošče so nekoliko manj primerne za prevzem horizontalnih obremenitev v stikih s stebrom (problematično za visoke zgradbe, ki so popolnoma brez AB sten ali jeder – samo stebri),
- zahtevana je uporaba betonov večje tlačne trdnosti (C30/37 in več), ki zahtevajo stalno kakovost proizvodnje, sodobne dodatke ter več pazljivosti in nege.

Za uporabo te tehnologije so primerne razpetine okrog 10 m (od 6 do 20 m, optimalno 8,50 m), čim pravilnejši rastri in seveda pravočasna odločitev o uporabi te tehnologije, da se lahko po potrebi izvede preprojektiranje. Uporaba prednapetih plošč je izjemno učinkovita predvsem za parkirne hiše, ker omogoča do dvakrat manj stebrov in več etaž pri isti višini objekta (v primerjavi z montažnimi ali sovprežnimi konstrukcijami); omenjene prednosti pa so bistvene za poslovne objekte, hotele, bolnišnice in podobno.

2. MATERIALI

V tem poglavju bodo predstavljeni posamezni materiali, ki so sestavni del prednapetega betona, in njihove lastnosti.

2.1 Beton

Evrokod 2 se glede lastnosti betona nanaša na beton definiran v standardu ENV 206.

Konstrukcije iz prednapetega betona lahko izdelujemo samo iz betona visoke kvalitete, saj mora le ta zaradi vnosa sidrnih sil prevzeti velike tlačne napetosti. Zagotovljena mora biti zadostna gostota betona zaradi korozijske zaščite kablov in mehke armature ter uspešnega zagotavljanja prenosa napetosti preko adhezije.

Tlačna trdnost je najvažnejša karakteristika betona, ki je definirana s samim nazivom kvalitete betona. Označena je s trdnostnim razredom betona, ki se nanaša na karakteristično trdnost valja f_{ck} oziroma trdnosti kocke $f_{ck, cube}$. V tem standardu trdnostni razredi betona temeljijo na karakteristični trdnosti valja f_{ck} določeni na 28 dni starem betonu.

Tlačna trdnost betona pri starosti t je odvisna od vrste cementa, temperature in pogojev nege. Pri srednji temperaturi 20 °C lahko tlačno trdnost v poljubnem času t ocenimo z izrazom:

3.1 SIST EN 1992-1-1.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

pri čemer je: (izraz 3.2 SIST EN 1992-1-1)

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

in:

$f_{cm}(t)$ srednja vrednost tlačne trdnosti betona pri starosti t dni,

f_{cm} srednja tlačna trdnost pri 28 dneh iz preglednice 3.1 SIST EN 1992-1-1,

$\beta_{cc}(t)$ koeficient, ki je odvisen od starosti betona t ,

t starost betona v dnevih ter

s koeficient, ki je odvisen od vrste cementa.

Natezna trdnost se nanaša na največjo doseženo napetost pri centrični natezni obremenitvi.

Če je natezna trdnost določena kot cepilna natezna trdnost $f_{ct,sp}$, določimo vrednost osne natezne trdnosti f_{ct} z izrazom: 3.3 SIST EN 1992-1-1.

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp}$$

Približek za časovni razvoj natezne trdnosti, ki je odvisna od nege in pogojev sušenja betona, lahko določimo z izrazom: 3.4 SIST EN 1992-1-1.

$$f_{ctm} = \beta_{cc} f_{ct}$$

$\beta_{cc}(t)$ koeficient, ki je odvisen od starosti betona t , glej izraz (3.2 SIST EN 1992-1-1)

$\alpha = 1$ za $t < 28$ dni

$\alpha = 2/3$ za $t \geq 28$ dni

f_{ctm} glej preglednico (3.1 SIST EN 1992-1-1)

2.2 Jeklo za prednapenjanje

S kabli za prednapenjanje uvedemo v konstrukcijo trajno napenjalno silo, zato mora biti jeklo visoke kvalitete. Uporabljamo jekla z visoko vsebnostjo ogljika, ki pa ravno zaradi te lastnosti niso variva. Glede na njihovo natezno trdnost spadajo v trdnostne razrede od 1030 do 2060 *MPa* z mejo elastičnosti od 835 do 1820 *MPa*. Uporabljamo toplotno obdelane palice, ohlajeno in kaljeno žico v kolobarjih, hladno vlečeno žico ... Podobno kot pri jeklu za mehko armiranje obstajajo tudi pri jeklu za prednapenjanje glede oblike površine proizvodov tri vrste prednapete armature, in sicer: gladka, rebrasta in nazobčena.

2.2.1 Palice za prednapenjanje

Izdelujejo se iz nelegirnega in nizko legirnega jekla v premerih od 12 do 50 mm. Proizvajajo se le ravne palice dolžine 6 do 30 m, in sicer z gladko in rebrasto površino. Zaradi lažjega stikovanja potekajo rebra v obliki navoja.



Slika 1: Navojna palica za prednapenjanje s sidrno glavo (<http://www.dywidag-systems.com>)



Slika 2: Geometrija rebrastih palic za prednapenjanje in elementi za stikovanje le teh
(<http://www.dywidag-systems.com>)



Slika 3: Spojni elementi (<http://www.dywidag-systems.com>)

2.2.2 Žice za prednapenjanje

Hladno vlečena žica za prednapenjanje, ki jo dobavljajo v kolutih, predstavlja posamične elemente za prednapenjanje. Premeri žice znašajo od 3 do 10 mm. V odvisnosti od trdnostnega razreda jekla obstajata gladka in nazobčena žica. Nazivni premer nazobčene žice je enak nazivnemu premeru gladke žice z enakim prečnim prerezom. Žica se dobavlja v kolobarjih s premerom od 1.2 do 2.0 m in z maso med 200 in 2000 kg. Kaljena žica povečane odpornosti se proizvaja s premeri 6 do 16 mm. Gladka in rebrasta žica sta lahko kvalitete od 1420 do 1670 MPa. Rebrasta žica se uporablja večinoma za predhodno prednapenjanje konstrukcij.

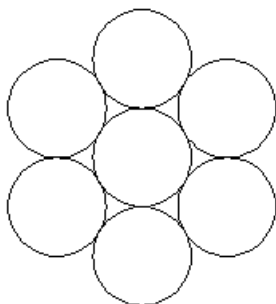
2.2.3 Pramena oziroma vrvi

Vrvi so spletene iz posameznih hladno vlečenih žic. Glavna prednost takšnih vrvi je v tem, da naenkrat napnemo in sidramo več žic. Sprijemnost z betonom je zaradi neravne površine, ki je podobna nazobčeni, sorazmerno zelo velika. V posamezni vrvi je lahko od 2 do 27 žic. Najpogosteje pa uporabljamo vrvi iz treh žic, ki so spletene okrog skupne osi in vrvi iz

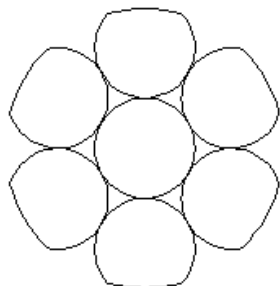
sedmih žic, pri katerih je šest žic v obliki spirale navitih okrog srednje ravne žice. Pri napetostno in toplotno obdelanih vrveh, se relaksacija občutno zmanjša, mehanske lastnosti pa izboljšajo. Poleg običajnih vrvi v kolutih obstajajo tudi kompaktirane vrvi, ki imajo zaradi stisnjenih žic pri enakem prečnem prerezu jekla manjši zunanji premer pramena.



Slika 4: Vrv spletena iz 7 žic (<http://www.dywidag-systems.com>)



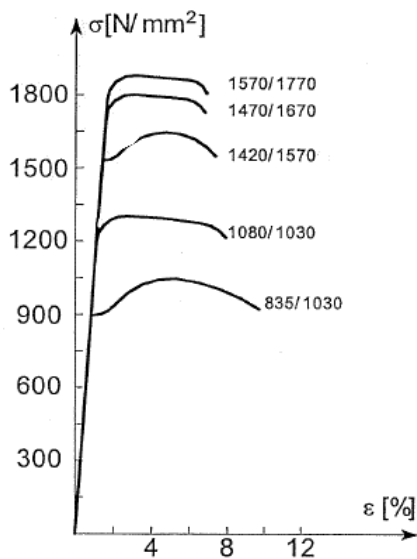
Slika 5: Vrv spletena iz 7 žic



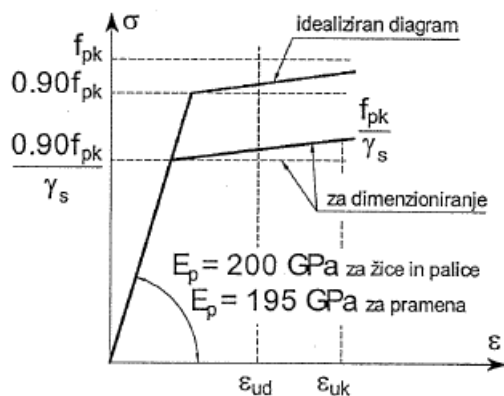
Slika 6: Kompaktirana vrv iz 7 žic

2.2.4 Mehanske karakteristike jekel za prednapenjanje

Oblika delovnega diagrama jekla za prednapenjanje je podobna delovnemu diagramu jekla za armiranje.



Slika 7: Delovni diagram različnih vrst jekla za prednapenjanje po Leonhardt-u
(<http://www.fgg.uni-lj.si/symech/jeklovss/Uvod.pdf>)



Slika 8: Poenostavljen bilinearni delovni diagram jekla za prednapenjanje
(SIST EN 1992-1-1)

f_{pk} karakteristična natezna trdnost,

f_{yk}	karakteristična meja elastičnosti jekla,
ε_{uk}	karakteristična meja deformacije jekla,
$\gamma_s=1,15$	materialni varnostni faktor za jeklo, in
ε_{ud}	konvencionalna projektna deformacija jekla v primeru upoštevanja utrditve.

Elastični modul E_p znaša pri palicah in žicah 205000 MPa, pri pramenih pa 195000 MPa.

2.3 Masa za injektiranje prednapetih kablov

Ko prednapenjamo beton z že zadostno tlačno trdnostjo, želimo doseči naknadno sprejemnost med prednapetimi kabli in betonom. To dosežemo z zapolnitvijo kabelskih cevi z injekcijsko maso. Zopolnitev ima dva osnovna namena. Doseči sovprežni prerez in s tem večjo nosilnost ter zaščititi kable pred korozijo. Če hočemo, da je zadoščeno tem osnovnim namenom injekcijske mase, mora le ta ustrezati naslednjim kriterijem:

- imeti zadostno odpornost proti zmrzovanju,
- konsistenca malte mora biti takšna, da zagotovi nemoteno delo do konca injektiranja,
- med strjevanjem se volumen mase ne sme zmanjšati za več kot 2%.

Injekcijska masa je sestavljena iz veziva, vode in dodatkov. Kot vezivo lahko uporabimo le čisti portland cement, ki ne sme vsebovati kloridov in mora ustrezati predpisom. Razmerje med težo vode in težo cementa znaša nekje med 0.38-0.45, kar je odvisno od vrste cementa, dodatkov in prereza kablov. Kemijske dodatke dodajamo za izboljšanje pretočnosti ter zmanjšanje krčenja. Uporabljamo razne plastifikatorje in dodatke za nabrekanje mase.

2.4 Zaščitne cevi za prednapete kable

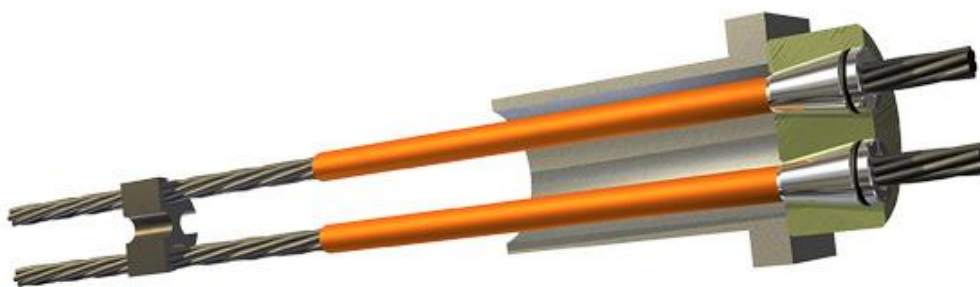
Cevi, v katere vstavimo kable pred betoniranjem oziroma po betoniranju, odvisno od vrste prednapetja, so večinoma iz prožnih materialov. To pa zaradi tega, ker kabli potekajo večinoma po momentni krivulji in tako lažje dobimo željeno obliko. So različnih premerov, v odvisnosti od prečnega prereza kablov.



Slika 9: Plastična cev za prednapete kable (<http://www.dywidag-systems.com>)



Slika 10: Sidrna glava (<http://www.dywidag-systems.com>)



Slika 11: Sidrna glava, vzdolžni prerez (<http://www.dywidag-systems.com>)

3. IZGUBE SILE PREDNAPETJA

Pri projektiranju ter izvajanju prednapetega betona moramo biti pozorni na to, da sila, s katero prednapnemo kable, tekom življenske dobe konstrukcije ne ostane ista. Sila prednapetja se zaradi različnih faktorjev zmanjša iz začetne na končno silo, ki jo imenujemo limitna vrednost. Končne izgube sile prednapetja so seštevek izgub, ki nastanejo pred vnašanjem sile prednapetja, trenutnih izgub ter časovno odvisnih izgub.

$$P_{m,\infty} = P_{m,0} - \Delta P \quad (3.1)$$

Pri čemer sta:

$P_{m,\infty}$ sila prednapetja v času $t = \infty$ in

$P_{m,0}$ sila prednapetja v času $t = 0$

Izgube pri predhodno napetem betonu nastajajo drugače kot pri naknadno prednapetem betonu.

Izgube pri predhodno prednapetem betonu so:

- izgube zaradi trenja jekla med prednapenjanjem,
- izgube zaradi zdrsa prednapetega jekla v elementih za sidranje žic,
- izgube zaradi relaksacije prednapetega jekla v času med prednapenjanjem in prenosom sile iz kablov v beton,
- izgube zaradi elastične deformacije betona,
- izgube zaradi krčenja in lezenja betona, in
- izgube zaradi relaksacije jekla pri prenosu sile kablov na beton.

Izgube pri naknadno prednapetem betonu so:

- izgube zaradi trenja jekla med prednapenjanjem,
- izgube zaradi elastične deformacije betona pri zaporednem napenjanju kablov in večfaznem prednapenjanju,
- izgube zaradi zdrsa prednapetega kabla v sidrni glavi,
- izgube zaradi relaksacije kablov, in
- izgube zaradi krčenja in lezenja betona.

3.1 Izgube sile prednapetja, ki nastanejo pred vnašanjem sile prednapetja

Sem spadajo izgube sile prednapetja, ki nastanejo pri predhodnem napenjanju kablov. To so izgube zaradi trenja med jeklom in betonom oz. zaščitnimi cevmi, izgube zaradi zdrsa v sidrnih glavah, izgube zaradi relaksacije prednapetega jekla.

3.2 Trenutne izgube sile prednapetja

Sem spadajo izgube sile prednapetja zaradi elastičnih deformacij betona, ki nastane zaradi vnašanja sile prednapetja, zaradi trenja kablov pri naknadnem prednapenjanju. Med napenjanjem kabl drsi v cevi ali kanalu in istočasno pritiska na stene kabelske cevi. Zaradi drsenja in pritiska kabla se pojavi trenje med kablom in cevjo. Ta velikost trenja je odvisna od poteka osi, nepredvidljivih odklonov, smeri kabla, od velikosti sile prednapetja. Izguba sile prednapetja zaradi zdrsa jekla v sidrnih elementih (te izgube nastanejo, ko prenesemo silo prednapetja z napenjalke na napenjalno glavo kablov), zaradi drugih vzrokov (tehnologije izvajanja del...)

3.3 Časovno odvisne izgube sile prednapetja

Izgube sile prednapetja, ki so odvisne od časa, nastanejo zaradi krčenja in lezenja betona. Krčenje pomeni zmanjšanje dimenzij neobremenjenega betona. Lezenje betona pa pomeni

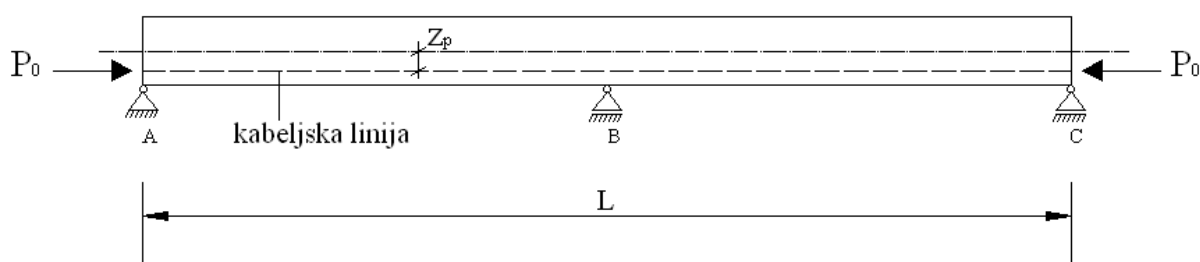
zmanjšanje dimenzij pod vplivom dolgotrajne obremenitve betona. Časovne izgube sile prednapetja določamo na osnovi rezultatov preiskav betona.

Točna določitev izgub je težavna naloga, saj je potrebno upoštevati mnogo faktorjev, ki vplivajo na deformacijo betona in s tem na izgube sile prednapetja ter relaksacije jekla. Izgube sile prednapetja pomenijo časovno zmanjšanje napetosti jekla zaradi dolgotrajnega vpliva obremenitve. V jeklu pride do popuščanja napetosti ali relaksacije jekla, ki pa ima znatno manjši vpliv od lezenja betona. Podatke o relaksaciji jekla poda proizvajalec. Na določitev izgub vplivajo naslednji faktorji: sestava betona, v kakšnem času obremenimo konstrukcijo po končanem betoniranju, dimenzije ter oblika konstrukcije ter okolje, v katerem se nahaja konstrukcija.

4. SEKUNDARNI VPLIVI PREDNAPENJANJA

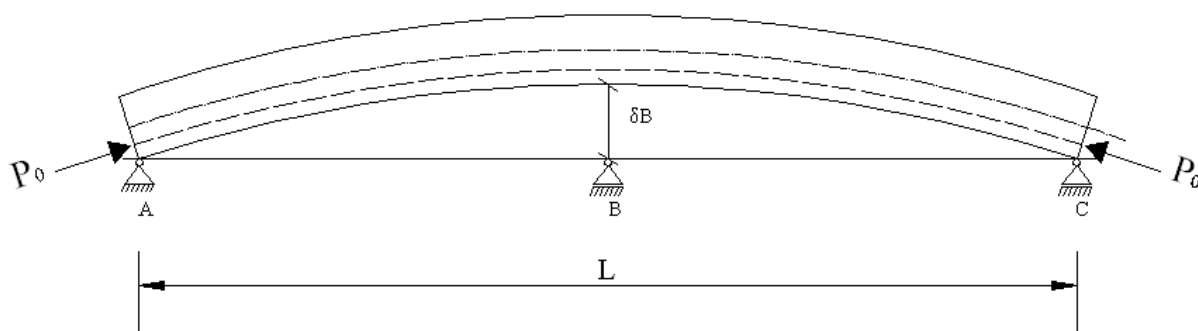
4.1 Parazitni vplivi zaradi prednapetja

Kabli, ki jih prednapnemo, deformirajo konstrukcijo. Pri statično določenih konstrukcijah se prosto deformirajo. Pri kablích, ki potekajo vzdolž osi konstrukcije čez eno polje, tega vpliva ni. Pri statično nedoločenih konstrukcijah pa deformacijo zaradi sile prednapenjanja preprečijo reakcije, ki nastopijo v podporah in povzročijo notranje obremenitve $\{M_p, V_p\}$. Te obremenitve imenujemo vsiljene ali parazitne obremenitve.



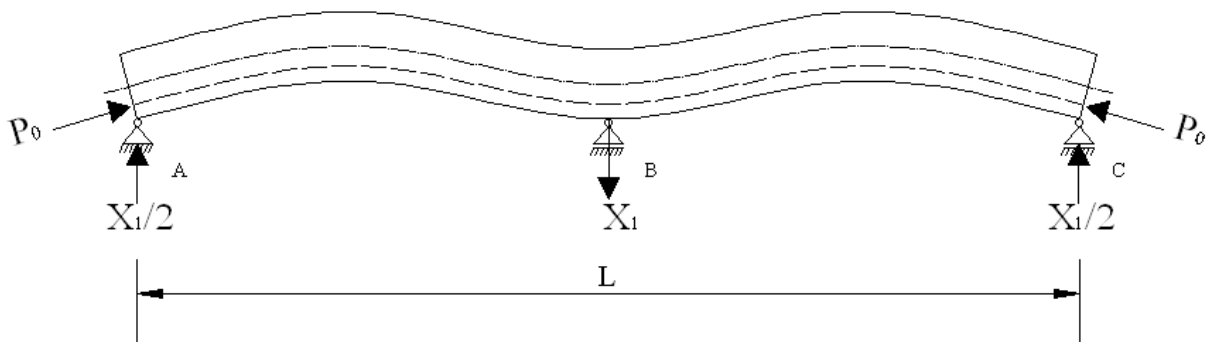
Slika 12: Kontinuirni nosilec preko dveh polj

Slika 12 prikazuje prednapeti kontinuirni nosilec preko dveh polj, kjer kabel poteka linijsko na razdalji z_p od težiščne linije nosilca.



Slika 13: Prednapeti kontinuirni nosilec preko dveh polj

Slika 13 prikazuje isti nosilec pri delovanju sile prednapetja P_0 . Nosilec bi se ob predpostavki, da ni podpore B , na tem mestu dvignil oz. deformiral za pomik δB .



Slika 14: Prednapeti kontinuirni nosilec preko dveh polj ob aktivni vmesni podpori

Slika 14 prikazuje deformacijo nosilca z vmesno podporo B pri delovanju sile prednapetja P_0 . V podpori B nastopi kot reakcija neznana sila X_1 , ki preprečuje dvig nosilca za pomik δB .

Končne notranje sile zaradi sile prednapetja M_{cp}, V_{cp}, N_{cp} izračunamo tako, da rešimo statično nedoločeno konstrukcijo po eni izmed metod računa. V našem primeru predstavlja zunanjo obremenitev sila P . Če pogledamo diagram upogibnih momentov na statično določenem sistemu zaradi zunanje sile P , ima obliko pravokotnika. Vrednost je enaka:

$$M_{cp}^0 = P \cdot z_p \quad (4.1)$$

Pri tem so:

- M_{cp}^0 upogibni momenti zaradi sile P (le osnovni vpliv),
- P sila prednapetja, in
- z_p razdalja od težiščne linije nosilca do kableske linije.

Diagram vsiljenih ali parazitnih momentov zaradi virtualne sile X_1 ima obliko trikotnika. V točki B ima diagram vrednost $1/2$, na krajnih točkah pa vrednost 0 . Silo X_1 izračunamo po metodi sil.

$$X_1 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (4.2)$$

$$\delta_{10} = \int_0^L \frac{M \bar{M}}{EI} dx + \int_0^L \frac{V \bar{V}}{GA_s} dx \quad (4.3)$$

$$\delta_{11} = \int_0^L \frac{\bar{M} \bar{M}}{EI} dx + \int_0^L \frac{\bar{V} \bar{V}}{GA_s} dx \quad (4.4)$$

Pri tem so:

- X_1 neznana sila (parazitna reakcija v podpori B),
- δ_{10} pomik glavnega sistema zaradi zunanje obtežbe na mestu in v smeri neznane sile X_1 ,
- δ_{11} pomik glavnega sistema zaradi neznane sile X_1 na mestu in v smeri neznane sile X_1 ,
- M upogibni moment v nosilcu zaradi zunanje obremenitve,
- \bar{M} upogibni moment v nosilcu zaradi sile $X_1 = 1$,
- V prečna sila v nosilcu zaradi zunanje obremenitve, in
- \bar{V} prečna sila v nosilcu zaradi sile $X_1 = 1$.

Celotne notranje obremenitve zaradi kablov so določene kot vsota osnovnega vpliva in parazitnega vpliva:

$$M_{cp} = M_{cp}^0 + X_1 \cdot \bar{M} \quad (4.5)$$

$$V_{cp} = V_{cp}^0 + X_1 \cdot \bar{V} \quad (4.6)$$

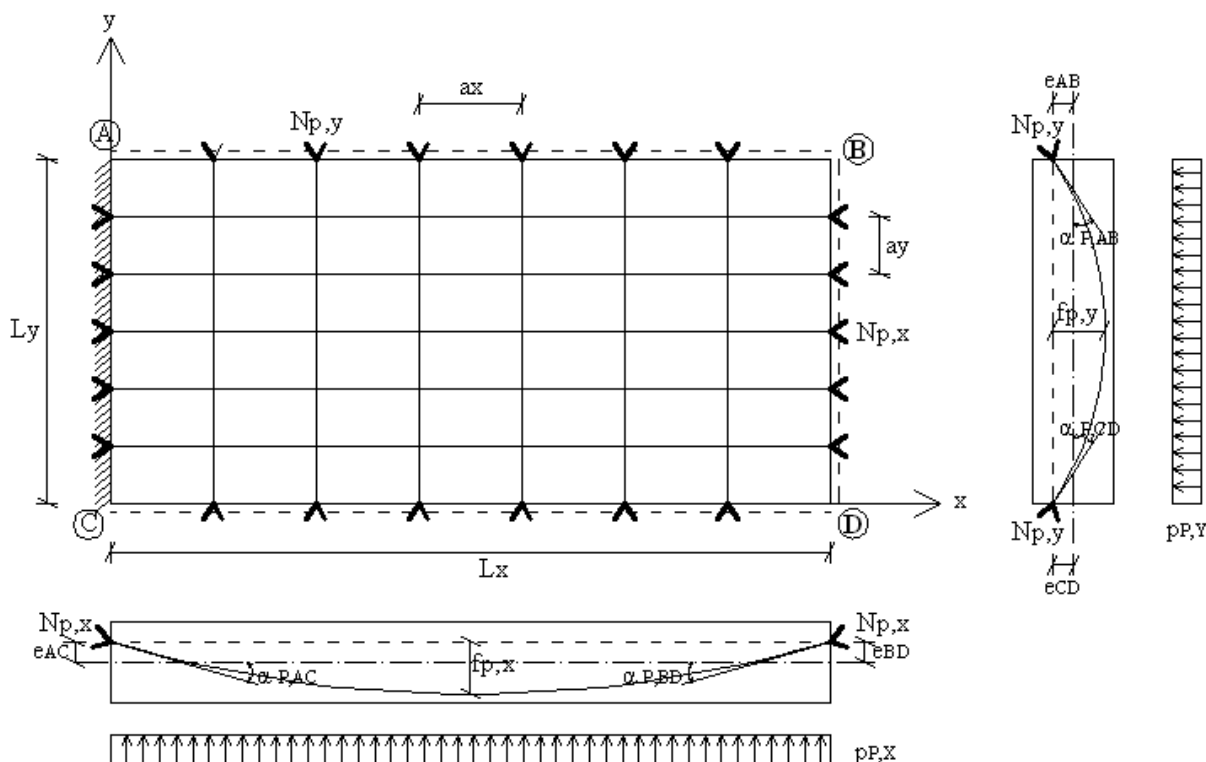
Pri tem so:

M_{cp} skupni upogibni moment zaradi sile prednapetja, in

V_{cp} skupna prečna sila zaradi sile prednapetja.

4.2 Nadomestna obtežba zaradi vpliva prednapetja

Dodatna obtežba nastopi pri ukrivljenih kablji (krožnica, parabola drugega reda ter parabola tretjega reda).



Slika 15: Plošča prednapeta v dveh smereh

Pri tem so:

N_{px} napenjalna sila v smeri x,

N_{py} napenjalna sila v smeri y,

a_x razdalja med kablji položenimi v smeri y osi. Da lahko računamo z enakomernim (ploskovnim) vplivom kablov je priporočena omejitev $a_x \leq 1,5$ do $2 h$,

a_y razdalja med kablji položenimi v smeri x osi. Da lahko računamo z enakomernim (ploskovnim) vplivom kablov je priporočena omejitev $a_y \leq 1,5$ do $2 h$,

L_x dimenzija plošče v smeri x,

- L_y dimenzija plošče v smeri y,
 $f_{p,x}$ ekscentičnost kablov položenih v smeri x osi, na sredini plošče,
 $f_{p,y}$ ekscentičnost kablov položenih v smeri y osi na sredini plošče,
 e_{AC} ekscentičnost kablov vzdolž roba plošče A-C,
 e_{BD} ekscentičnost kablov vzdolž roba plošče B-D,
 e_{AB} ekscentičnost kablov vzdolž roba plošče A-B,
 e_{CD} ekscentičnost kablov vzdolž roba plošče C-D,
 $\alpha_{p,AC}$ naklon kablov vzdolž roba plošče A-C,
 $\alpha_{p,BD}$ naklon kablov vzdolž roba plošče B-D,
 $\alpha_{p,AB}$ naklon kablov vzdolž roba plošče A-B,
 $\alpha_{p,CD}$ naklon kablov vzdolž roba plošče C-D,
 $p_{p,x}$ nadomestna vertikalna zvezna obtežba kablov položenih v smeri x osi,
 $p_{p,y}$ nadomestna vertikalna zvezna obtežba kablov položenih v smeri y osi.

Pri tem je:

$$e_{AC} = e_{BD}, e_{AB} = e_{CD},$$

$$\alpha_{p,AC} = \alpha_{p,BD}, \alpha_{p,AB} = \alpha_{p,CD}$$

Kabli v smeri osi X:

$$N_{p,x,v} = N_{p,x} \cdot \sin \alpha_{p,AC} \quad (4.7)$$

$$N_{p,x,h} = N_{p,x} \cdot \cos \alpha_{p,AC} \quad (4.8)$$

$$M_{p,x} = N_{p,x,h} \cdot e_{AC} \quad (4.9)$$

$N_{p,x,v}$ vertikalna komponenta sile prednapetja,

$N_{p,x,h}$ horizontalna komponenta sile prednapetja,

$M_{P,X}$ moment, ki deluje na robovih plošče A-C ter B-D.

Pogoj za določitev nadomestne obtežbe kablov:

$$\frac{p_{P,X} \cdot L_X^2}{8} = \frac{N_{P,X,H} \cdot f_{P,X}}{a_Y} \Rightarrow \quad (4.10)$$

$$p_{P,X} = \frac{8N_{P,X,H} \cdot f_{P,X}}{L_X^2 \cdot a_Y} \quad (4.11)$$

$p_{P,X}$ nadomestna obtežba zaradi kablov na pasu širine a_Y

Kabli v smeri osi Y;

$$p_{P,Y} = \frac{8N_{P,Y,H} \cdot f_{P,Y}}{L_Y^2 \cdot a_X} \quad (4.12)$$

$p_{P,Y}$ nadomestna obtežba zaradi kablov na pasu širine a_X

Celotna nadomestna obtežba prednapetja;

$$p_P = p_{P,X} + p_{P,Y} \quad (4.13)$$

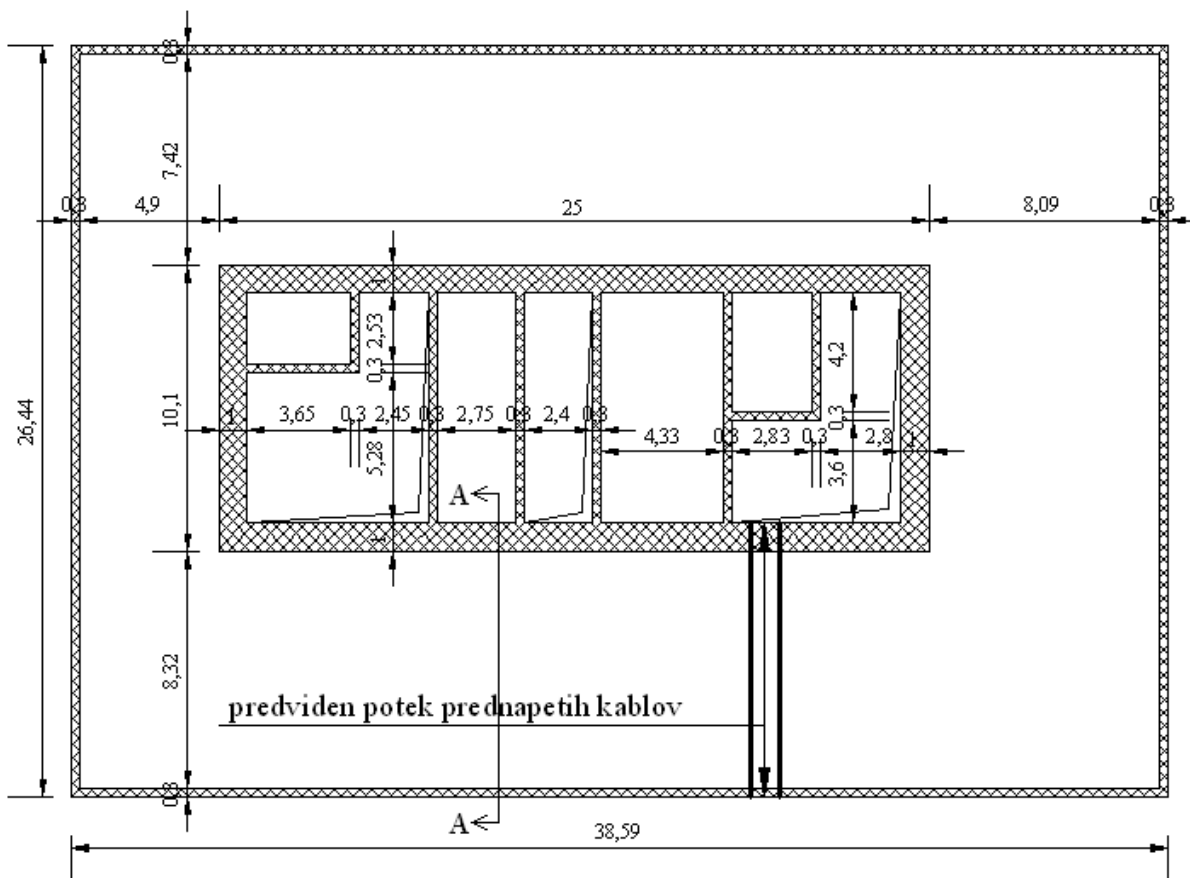
Končna obtežba plošče je seštevek stalne in koristne obtežbe. Nadomestna obtežba prednapetja deluje v nasprotni smeri, in zaradi tega ugodno vpliva na konstrukcijo.

$$q_{tot} = q + q_{\bar{}} - p_P \quad (4.14)$$

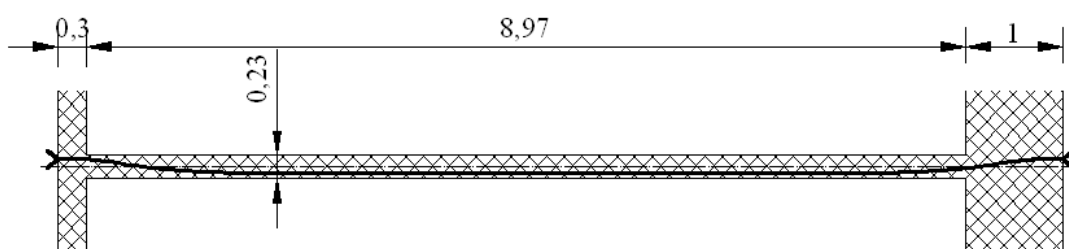
Pri ploščah, ki potekajo preko večih polj, velja podoben postopek.

5. PREDNAPETA BETONSKA STROPNA PLOŠČA NA OBJEKTU »EMONIKA« – RAČUNSKA ANALIZA

5.1 Zasnova



Slika 16: Značilen tloris kletne plošče



Slika 17: Prečni prerez A-A plošče ter potek kabljske linije

5.2 Obtežba plošče

5.2.1 Lastna teža

- AB plošča (d=23cm)

$$0.23m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 5.75kN/m^2$$

5.2.2 Preostala stalna obtežba

- premične predelne stene $0.8kN/m^2$
- tekstilna obloga (d=0.5cm) $0.035kN/m^2$
- dvignjen pod, leseni paneli na kovinskih stojkah z regulatorjem višine; horizontalno zavetrovane (d=34cm) $0.35kN/m^2$
- inštalacije $0.5kN/m^2$
- protiprašni premaz
- (npr. Lithurin oz. preparat z podobnimi karakteristikami)
- spuščen strop $0.5kN/m^2$

Skupna stalna obtežba

$$g = 2.19kN/m^2$$

5.2.3 Koristna obtežba

Kategorija površine B, preglednica 6.1 (EN 1991-1-1:2004)

Pisarne

$$q = 2.0kN/m^2$$

5.3 Uporabljeni materiali

- Beton C40/50: $E_{cm} = 3500kN/cm^2$
 $f_{ck} = 4.0kN/cm^2$
 $f_{ctm} = 0.35kN/cm^2$

Pri tem so:

E_{cm} elastični modul betona pri starosti 28 dni,

f_{ck} karakteristična trdnost betona,

f_{ctm} karakteristična natezna trdnost betona.

- Mehka armatura (klasična armatura): S500

$$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

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

Pri tem sta:

E_s modul elastičnosti mehke armature,

f_{yd} projektna meja elastičnosti mehke armature.

- Jeklo za prednapenjanje

$$f_{p0.1k} / f_{pk} = 1660 / 1860 \text{ MPa}$$

$$\text{Vrvi: } A_{p1} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 19500 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{pd} = \frac{0.9 f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{0.9 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2}{1.15} = 145.56 \text{ kN/cm}^2$$

Pri tem so:

$f_{p0.1k}$ karakteristična 0.1% dogovorna napetost,

f_{pk} karakteristična natezna trdnost,

A_{p1} prečni prerez enega kabla,

E_p modul elastičnosti prednapete armature,

f_{pd} računsko napetost v jeklu za prednapenjanje,

γ_s materialni varnostni faktor za jeklo,

Φ_z zunanji premer zaščitne cevi.

Uporabimo zaščitne cevi:

ENOTA	DIMENZIJE CEVI	PROSTORNINA (l/m)
A 1F 13	Ø 21,5 x Ø 26	0,27
A 3F 13	58 x 20	0,77
A 4F 13	58 x 20	0,67
A 5F 13	75 x 20	0,91
A 1F 15	Ø 21,5 x Ø 26	0,21
A 3F 15	58 x 20	0,62
A 4F 15	75 x 20	0,81
A 5F 15	90 x 20	0,96

Slika 18: Prečni prerezi zaščitnih cevi za različne napenjalne sisteme ter prostornina na tekoči meter

5.4 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona je razdalja med površino armature, ki je najbližja betonski površini, do te betonske površine. Izračunamo ga z izrazom: 4.1 v SIST EN 1992-1-1.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Pri tem je: (Izraz 4.2 v SIST EN 1992-1-1)

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm \}$$

$c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprejemnosti.

Za prednapeto armaturo: $c_{min,b} = \Phi_z$

$c_{min,dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja. Rabimo razred

konstrukcije: Izberem S4. Projektna življenska doba konstrukcije je 50 let. Po preglednici 4.3N v SIST EN 1992-1-1 in razredu izpostavljenosti X0, lahko razred konstrukcije znižamo za 1. Če je trdnostni razred betona $\geq C30/37$).

$\rightarrow c_{\min, dur} \left(\left(0, S3 \right) \right) = 10mm$ po preglednici 4.5N v SIST EN 1992-1-1

$\Delta c_{dur, \gamma}$ Dodatni varnostni sloj, glej točko 4.4.1.2(6) v SIST EN 1992-1-1 vrednost za posamezno državo lahko najdemo v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 0.

$\Delta c_{dur, st}$ Zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla. Glej točko 4.4.1.2(7) v SIST EN 1992-1-1. Vrednost za posamezno državo lahko najdemo v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 0.

$\Delta c_{dur, add}$ Zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite. Glej točko 4.4.1.2(8) v SIST EN 1992-1-1. Vrednost za posamezno državo lahko najdemo v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je 0.

$$c_{\min, b} = \Phi_z = 26mm$$

$$c_{\min} = \max \{ 26; 10; 10 \} \rightarrow \underline{c_{\min} = 26mm}$$

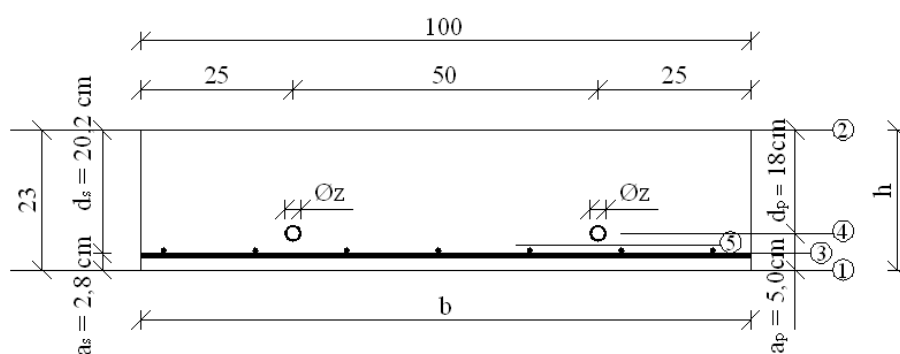
Δc_{dev} Dovoljeno projektno odstopanje. Vrednost za posamezno državo lahko najdemo v nacionalnem dodatku. Glej točko 4.4.1.3 v SIST EN 1992-1-1 Priporočena vrednost je 10mm.

$$\underline{c_{nom} = 26mm + 10mm = 36mm}$$

$$a_p \geq \frac{\Phi_z}{2} + c_{nom} = \frac{2.6cm}{2} + 3.6cm = 4.9cm \rightarrow \text{izberem } \underline{a_p = 5cm}$$

Pri tem so:

- a_p razdalja od spodnjega roba betonskega prereza do težišča kablov,
- a_s razdalja od spodnjega roba betonskega prereza do težišča mehke armature,
- d_p razdalja od težišča prednapete armature do zgornjega roba betonskega prereza,
- d_s razdalja od težišča mehke armature do zgornjega roba betonskega prereza.



Slika 19: Prečni prerez plošče s kabli ter mehko armaturo

Za račun napetosti definiramo točke po sliki 19:

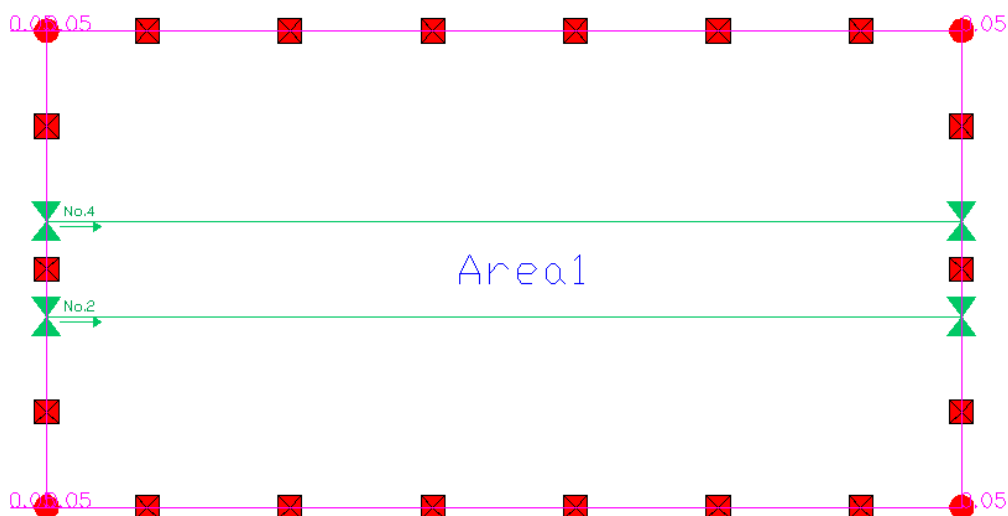
- 1 spodnji rob betonskega prereza
- 2 zgornji rob betonskega prereza
- 3 težišče mehke armature
- 4 težišče prednapete armature
- 5 linija, kjer so napetosti enke 0 (rabimo za določitev kabelske sile)

5.5 Določitev nadomestnega vpliva kablov na konstrukcijo - enostaven rač. primer

Za lažje razumevanje vpliva kablov na kompleksni plošči napravimo praktičen primer na enostavni plošči dimenzij 9.62m x 5m. Vpliv kablov ponazorimo z nadomestno obtežbo, ter ga primerjamo z dejanskim vplivom kablov podanim z modulom za modeliranje kablov v programu SOFISTIK. Za ta namen vzamemo dva kabla v smeri X , ter dva kabla v smeri Y . Kabla sta razmaknjena za 1m, kar pomeni, da nadomestne obtežbe ne moremo ponazoriti s ploskovno zvezno obtežbo, temveč z linijsko nadomestno obtežbo.

5.5.1 Dejanski vpliv kablov na konstrukcijo

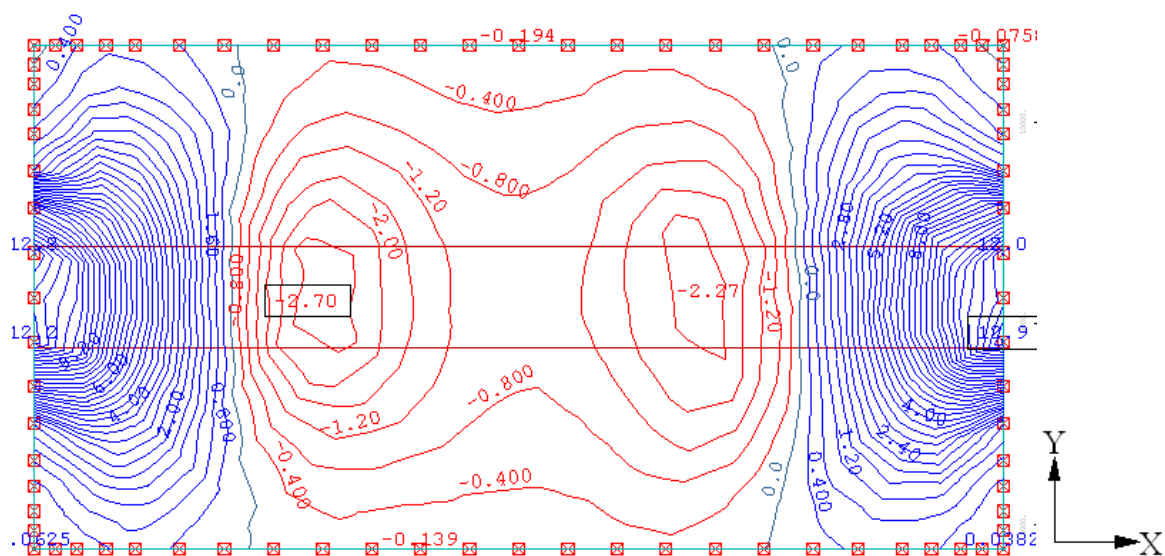
Podatki:



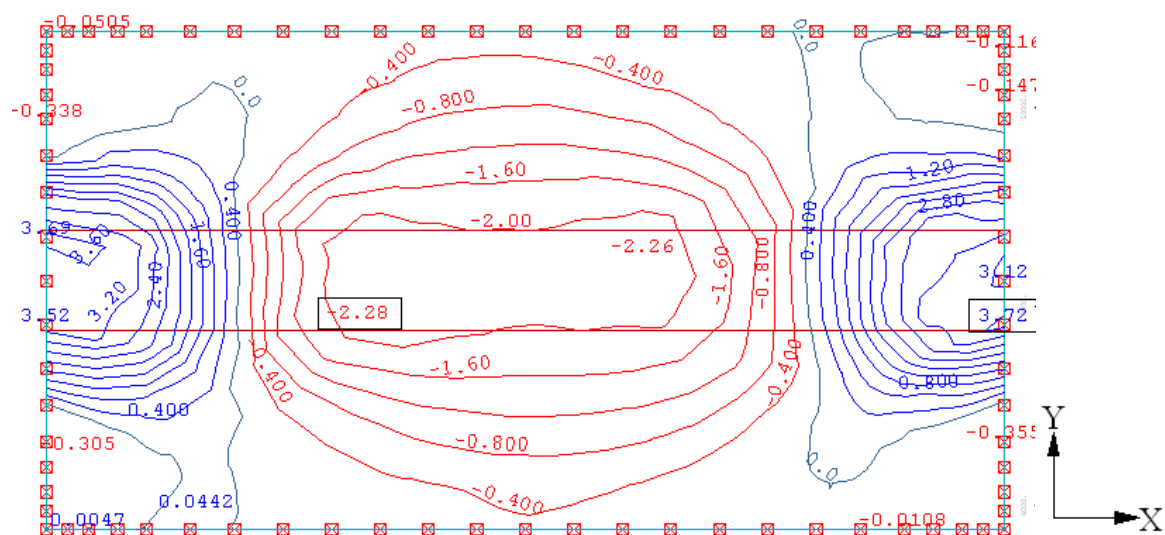
Slika 20: Pozicija kablov



Slika 21: Linija poteka vzdolžnih kablov



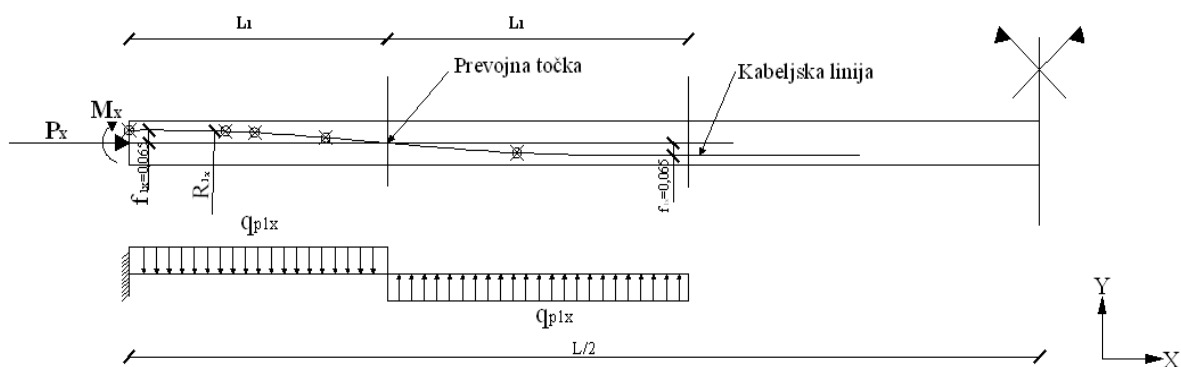
Slika 22: Upogibni momenti M_{xx} Nm/m - kabli vneseni v programu SOFISTIK



Slika 23: Upogibni momenti M_{yy} Nm/m - kabli vneseni v programu SOFISTIK

5.5.2 Nadomestni vpliv kablov na konstrukcijo

- Kabli v vzdolžni smeri; smer x:



Slika 24: Točke poteka kabelske linije v vzdolžni smeri ter pripadajoča nadomestna obtežba

$$L_1 = 1.419m$$

$$f_{1x} = 0.065m$$

$$\delta L = 1,419m \Rightarrow \delta = \frac{1,419m}{L} = \frac{1,419m}{9.62m} = 0.1475 \quad (5.1)$$

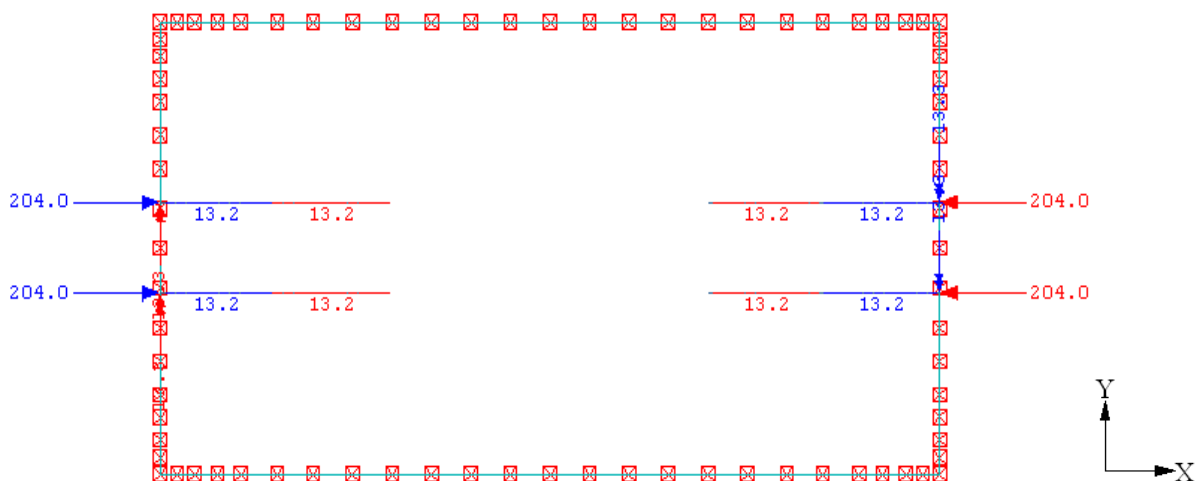
$$R_{1x} = \frac{0.5 \cdot \delta^2 \cdot L^2}{f_{1x}} \quad (5.2)$$

$$R_{1x} = \frac{0.5 \cdot (0.1475)^2 \cdot (9.62m)^2}{0.065} = 15.48m$$

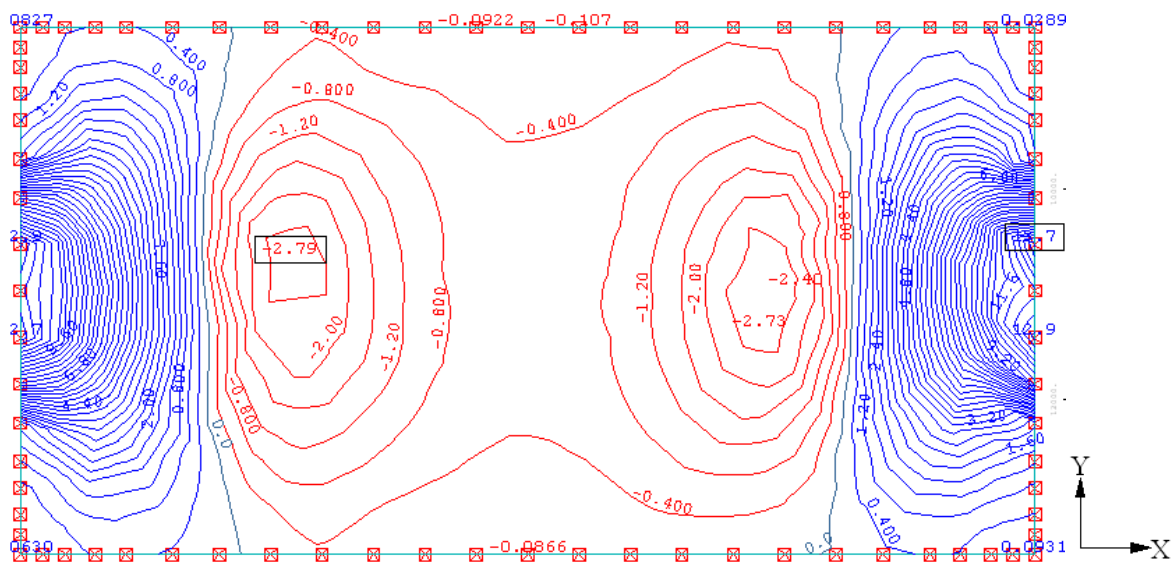
$$q_{px} = \frac{P_x}{R_{1x}} \quad (5.3)$$

$$q_{px} = \frac{204kN}{15.48m} = 13.17kN/m$$

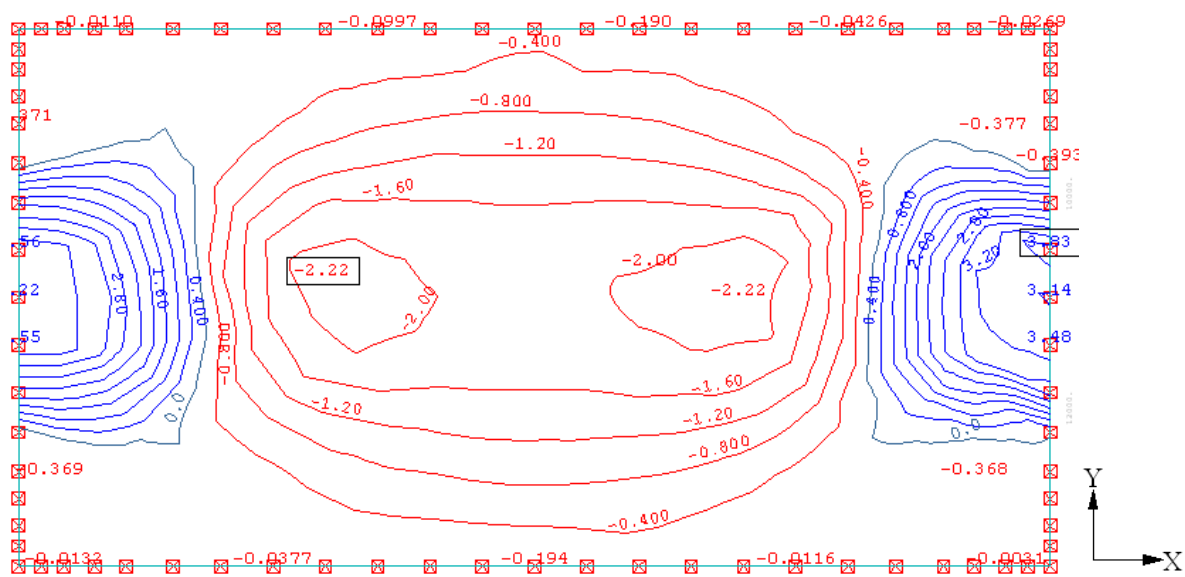
$$M_x = P_x \cdot e_x = 204kN \cdot 0.065m = 13.26kNm \quad (5.4)$$



Slika 25: Rezultirajoča nadomestna obtežba na ploščo $\langle N, kN/m, kNm \rangle$



Slika 26: Upogibni momenti M_{xx} $\langle Nm/m \rangle$ zaradi rezultirajoče nadomestne obtežbe



Slika 27: Upogibni momenti M_{yy} [Nm/m] zaradi rezultirajoče nadomestne obtežbe

Ugotovimo lahko, da so rezultati vpliva kablov upoštevanih z namenskim modulom programa SIFISTIK, ter z upoštevanjem nadomestne obtežbe, v okviru inženirske natančnosti, praktično enaki.

5.6 Linearna analize plošče pri zunanji obtežbi

Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti:

$$\text{Karakteristična:} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.5)$$

$$\text{Pogosta:} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6)$$

$$\text{Navidezno stalna:} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.7)$$

V našem primeru je q edina spremenljiva obtežba, zato lahko zapišemo:

$$\text{Karakteristična:} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_k \quad (5.8)$$

$$\text{Pogosta:} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_1 Q_k ; \text{ za kategorijo B(pisarne) } \Psi_1 = 0.5 \quad (5.9)$$

$$\text{Navidezno stalna:} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_2 Q_k ; \text{ za kategorijo B(pisarne) } \Psi_2 = 0.3 \quad (5.10)$$

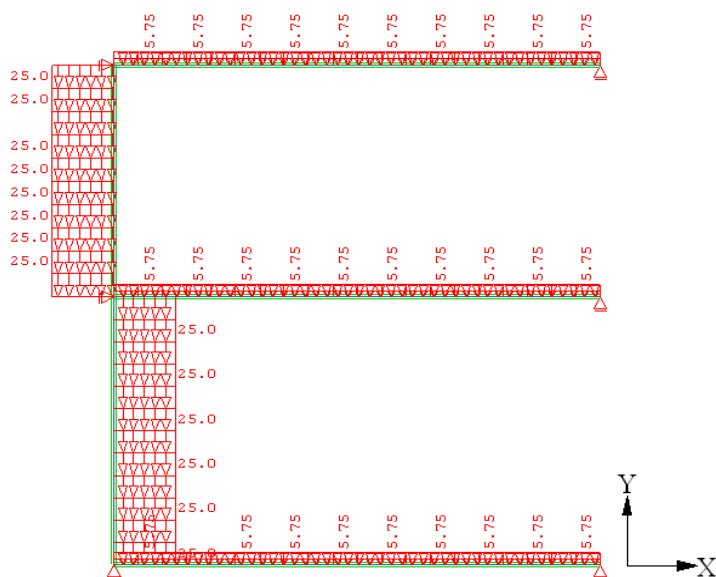
Kljub temu, da za naš razred izpostavljenosti X_0 po preglednici 7.1N, SIST EN 1992-1-1, ni neposredno zahtevan pogoj dekompresije, v našem primeru upoštevamo pogoj dekompresije, in sicer pri navidezno stalni obtežni kombinaciji.

Pogoj dekompresije zahteva, da je kabel vsaj 25mm v tlačni coni betona.

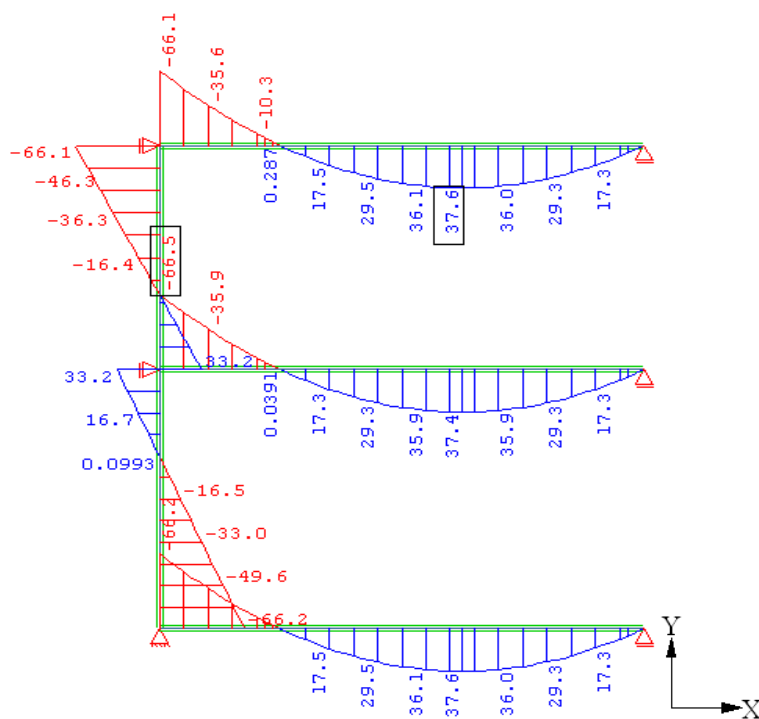
5.6.1 Notranje sile v plošči

Za določitev notranjih sil vzamem ploščo širine 1m ter jo analiziram skupaj s spodnjo ter zgornjo etažo.

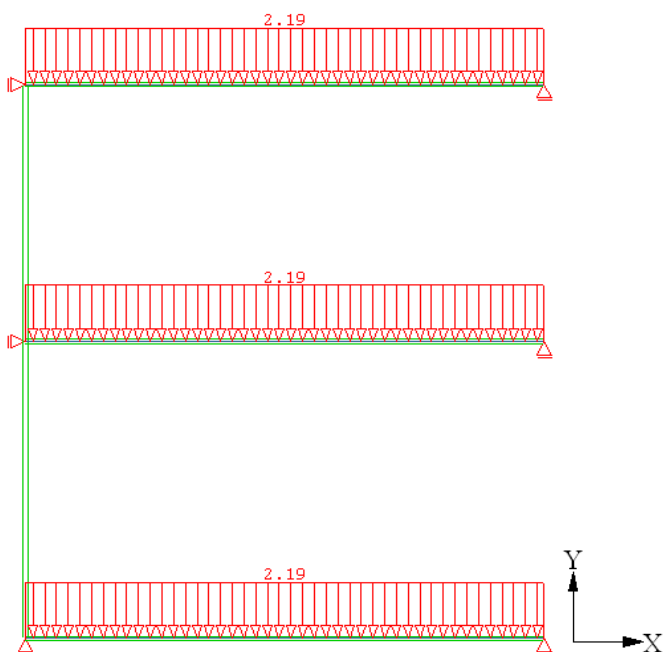
Podatki: AB plošča debeline 23 cm
lastna teža $G_l = 5.75kN/m$
stalna teža $G_s = 2.19kN/m$
koristna obtežba $Q = 2.0kN/m$



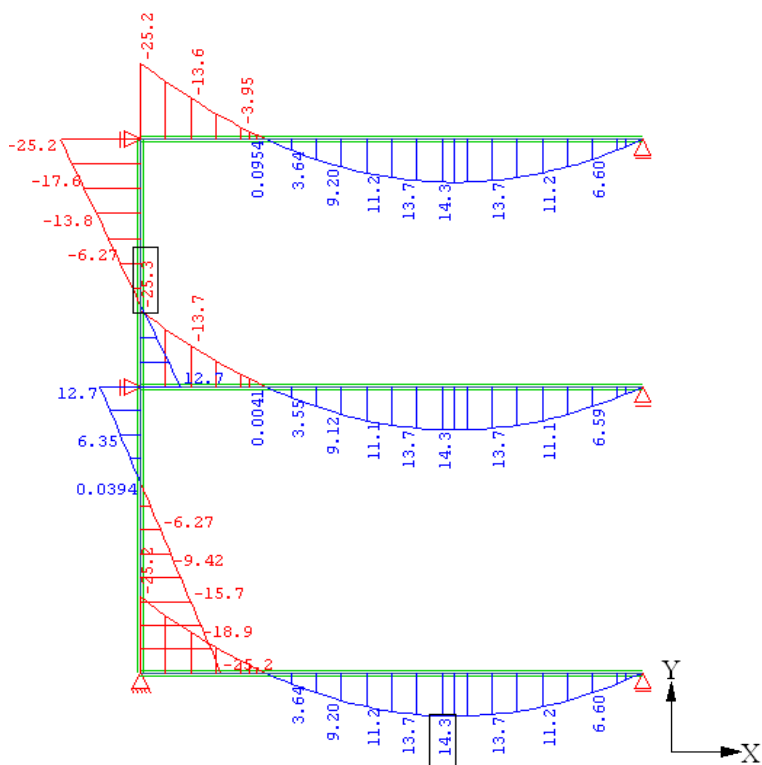
Slika 28: Obtežba na okvir zaradi lastne teže $\langle N/m \rangle$



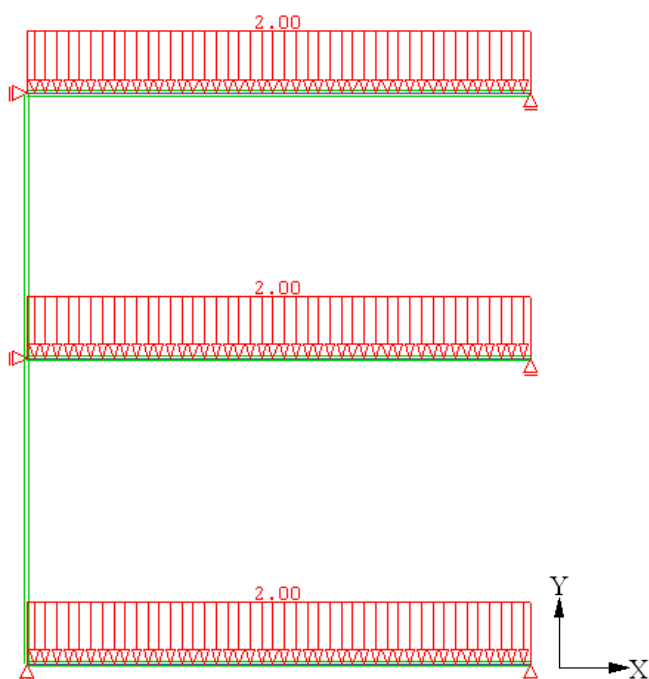
Slika 29: Upogibni momenti zaradi lastne teže $M_y \langle Nm \rangle$, kombinacija 1.0G₁



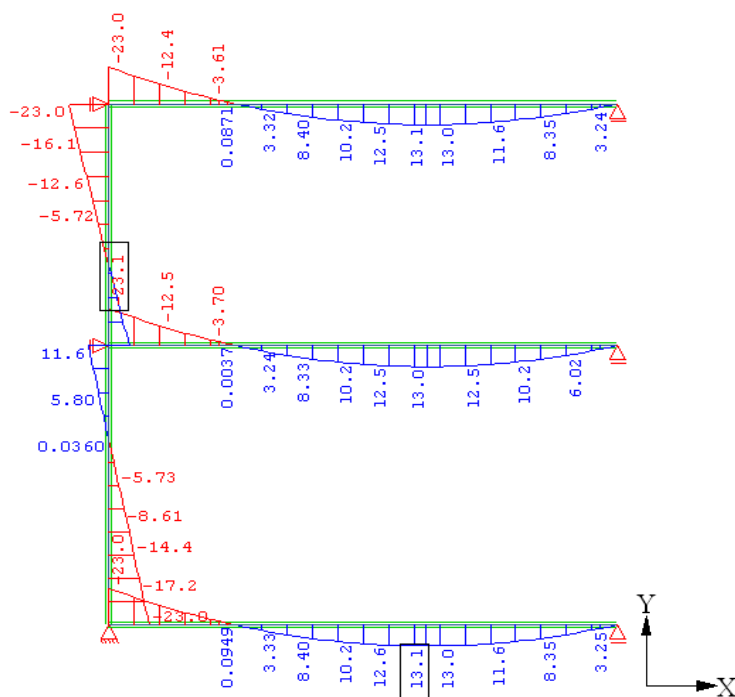
Slika 30: Obtežba na okvir zaradi preostale stalne teže $\langle N/m \rangle$



Slika 31: Upogibni momenti zaradi preostale stalne teže $M_y \langle Nm \rangle$, kombinacija $1.0G_s$

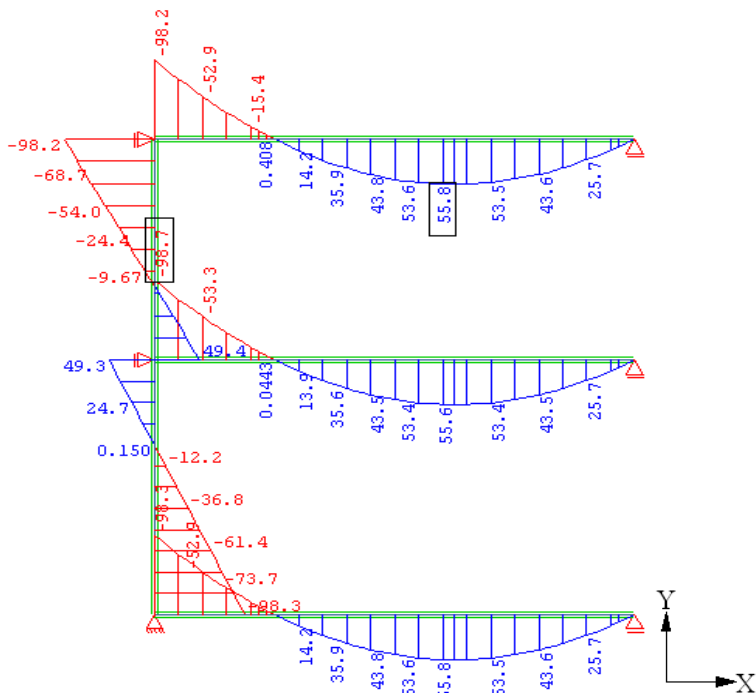


Slika 32: Obtežba na okvir zaradi koristne obtežbe (kN/m)



Slika 33: Upogibni momenti zaradi koristne obtežbe M_y (kNm), kombinacija: 1.0Q

Pripravimo še:

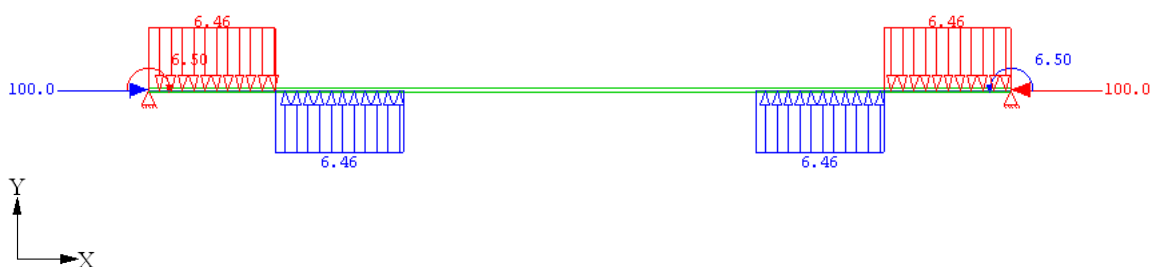


Slika 34: Upogibni momenti pri navidezno stalni obtežbi M_y [KNm], kombinacija:

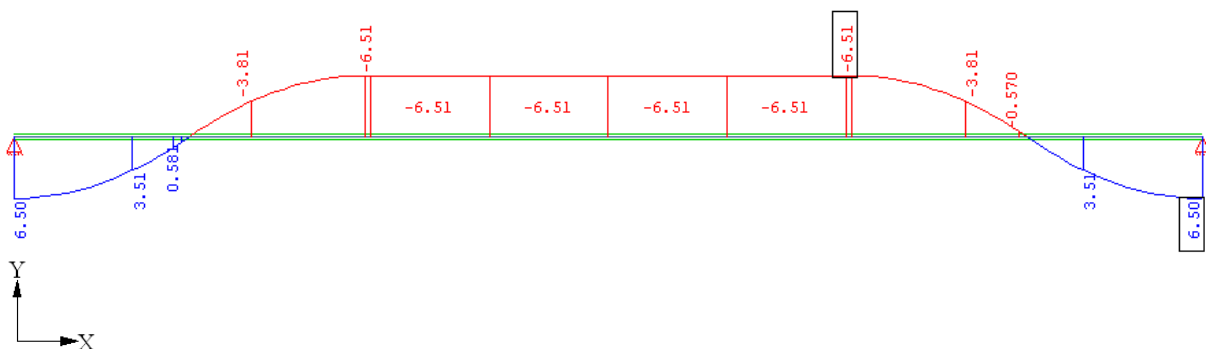
$$1.0G_l + 1.0G_s + \Psi_2 Q$$

5.7 Določitev parazitnega vpliva kablov

Za določitev dodatnega vpliva na konstrukcijo oz. neke dodatne navidezne ekscentričnosti zaradi sile prednapetja vzamem pomožno silo prednapetja: $P_0 = 100kN$. Iz rezultatov dobljenih v poglavju 5.5.2 in sile P_0 (nadomestno obtežbo ter upogibni moment pomnožim s faktorjem: $100/204 = 0.49$), lahko določim celoten vpliv zaradi sile prednapetja na konstrukcijo. Za kontrolo, če smo pravilno določili nadomestni vpliv zaradi sile prednapetja, vzamemo najprej nosilec z vrtljivimi podporami. Negativni in pozitivni moment morata biti enaka.

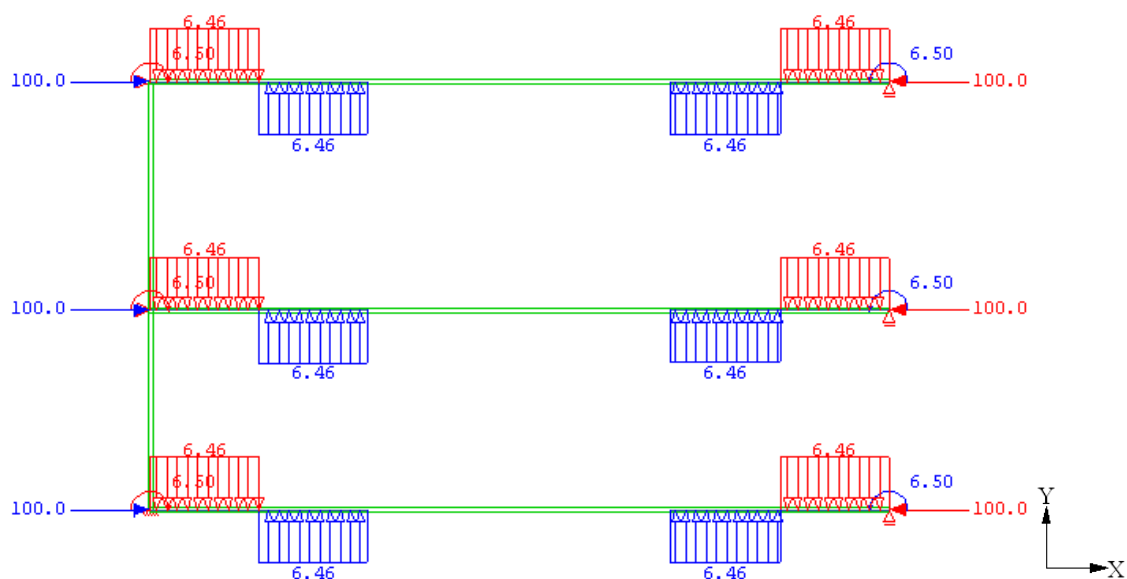


Slika 35: Celoten vpliv na nosilec zaradi sile prednapetja $\langle N, kN/m, kNm \rangle$, (vrtljive podpore)

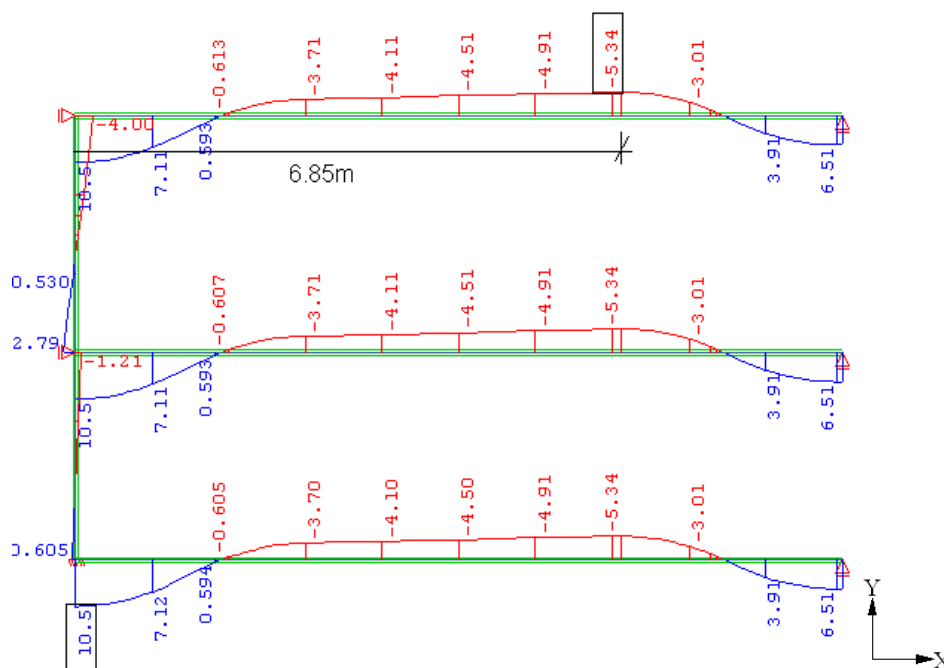


Slika 36: Upogibni momenti pri celotnem vplivu kablov $M_y \langle kNm \rangle$, (vrtljive podpore)

Iz slike 36 lahko ugotovimo, da je nadomestna obtežba pravilno predpostavljena.



Slika 37: Nadomestna obtežba zaradi prednapetja $\langle N, kN/m, kNm \rangle$, (dejanske podpore)



Slika 38: Upogibni momenti pri celotnem vplivu kablov $M_y \langle Nm \rangle$, (dejanske podpore)

Prerez v polju na mestu max. momentov ($x = 6.85m$):

$$M_p = M_0 + M_{par} \quad (5.11)$$

$$M_p = P_0 \cdot z_{c,p} + P_0 \cdot z_{par} \quad (5.12)$$

$$z_{par} = \frac{M_p - P_0 \cdot z_{c,p}}{P_0} \quad (5.13)$$

$$z_{par} = \frac{4.91kNm - 100kN \cdot 0.065m}{100kN} = -0.016m$$

$$z_{c,p} = \frac{h}{2} - a_p \quad (5.14)$$

$$z_{c,p} = \frac{23cm}{2} - 5cm = 6.5cm$$

$$z_{tot} = z_{c,p} + z_{par} \quad (5.15)$$

$$z_{tot} = 0.065m + \overset{\curvearrowright}{\leftarrow} 0.016m \overset{\curvearrowright}{=} 0.049m = 4.9cm$$

Pri tem so:

M_p	totalni upogibni moment zaradi sile prednapetja,
M_0	osnovni upogibni moment zaradi sile prednapetja,
M_{par}	parazitni upogibni moment zaradi sile prednapetja,
$z_{c,p}$	razdalja od težišča betonskega prereza do prijemališča kablov ("bruto" karakteristike),
P_0	sila prednapetja,
z_{par}	navidezna ekscentričnost zaradi parazitnega vpliva sile prednapetja

5.8 Določitev potrebne kableske sile in prerez kablov

Ker ne poznamo prereza kablov ter armature, uporabimo za račun kar "bruto" karakteristike prereza. Predpostavim, da je napetost na mestu, ki je za ($x = 1.55cm$)* oddaljeno od spodnjega roba betonskega prereza, enaka 0.

To pa zaradi pogoja dekompresije, ki pravi, da mora biti spodnji rob prednapetih kablov za najmanj 2.5cm pomaknjen v tlačno cono betona.

$$* x = a_p - 2.5cm - d_c - r_p \quad (5.16)$$

$$x = 5cm - 2.5cm - 0.25cm - 0.7cm$$

$$x = 1.55cm$$

Pri tem sta:

d_c debelina zaščitne cevi za kable,

r_p polmer kabla.

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{A_b} + \frac{M}{W_{b1}} - \frac{P_{m,\infty}}{A_b} - \frac{P_{m,\infty} \cdot z_{tot}}{W_{b1}} = \frac{N}{A_b} + \frac{M}{W_{b1}} - P_{m,\infty} \left(\frac{1}{A_b} + \frac{z_{tot}}{W_{b1}} \right) = 0 \quad (5.17)$$

$N = 0$ v našem primeru

$$P_{m,\infty} = \left(\frac{M_{n.s.o.k.}}{W_{b1} \left(\frac{1}{A_b} + \frac{z_{tot}}{W_{b1}} \right)} \right) = \frac{M_g + M_q \cdot \Psi_2}{\frac{W_{b1}}{A_b} + z_{tot}} = \frac{55.8kNm \cdot 100}{\frac{7636cm^3}{2300cm^2} + 4.9cm} = 678.8kN \quad (5.18)$$

$$A_b = b \cdot h = 100cm \cdot 23cm = 2300cm^2 \quad (5.19)$$

$$S_{b1} = S_{b2} = A_b \cdot \frac{h}{2} = 2300cm^2 \cdot \frac{23cm}{2} = 26450cm^3 \quad (5.20)$$

$$W_{b5} = \frac{b \cdot h}{3} \cdot \left(\frac{h}{2} - 1.55cm \right) = \frac{100cm \cdot 23cm}{3} \cdot \left(\frac{23cm}{2} - 1.55cm \right) = 7636cm^3 \quad (5.21)$$

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100cm \cdot 23cm^3}{12} = 101391.67cm^4 \quad (5.22)$$

Pri tem so:

$P_{m,\infty}$ sila prednapetja v neskončnem času (po izvršenih vseh izgubah),

σ_{N, M^-} napetosti v betonu zaradi zunanje obremenitve,

$\sigma_{P_{m,\infty}}$ napetosti v betonu zaradi sile prednapetja,

σ_{c1} napetost na spodnjem robu betonskega prereza,

$z_{c,p}$	razdalja od težišča betonskega prereza do težišča prednapete armature,
A_b	prerez betona ("bruto" karakteristika),
S_{b1}	statični moment prereza glede na spodnji rob ("bruto" karakteristika),
S_{b2}	statični moment prereza glede na zgornji rob ("bruto" karakteristika),
W_{b5}	odpornostni moment prereza na mestu, ki je za 1.55cm oddaljeno od spodnjega roba ("bruto" karakteristika),
I_b	vztrajnostni moment prečnega prereza ("bruto" karakteristika),

- Zaščitne cevi za kable

Izberem cevi: A1F15

$$A_{d1} = \frac{\pi \cdot d_z^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0.6cm^2}{4} = 6.15cm^2 / m \quad (5.23)$$

$$\text{Ker imamo štiri cevi na tekoči meter: } A_d = 4 \cdot 6.15cm^2 = 24.6cm^2 \quad (5.24)$$

$$S_{d2} = A_d \cdot (a_p - a_p) = 24.6cm^2 \cdot (3cm - 5cm) = 442.8cm^3 \quad (5.25)$$

$$I_d = \frac{\pi \cdot d_z^4}{64} \cdot 4 = \frac{\pi \cdot 0.6cm^4}{64} \cdot 4 = 3.02cm^4 \cdot 4 = 12.08cm^4 \quad (5.26)$$

A_d prečni prerez odprtine, kjer so kabli

S_{d2} Statični moment odprtine glede na zgornji rob betonskega prereza

I_{d2} vztrajnostni moment odprtine glede na zgornji rob betonskega prereza

- Neto prerez

$$A_n = A_b - A_d = 2300cm^2 - 24.6cm^2 = 2275.4cm^2 \quad (5.27)$$

$$S_n = S_{b2} - S_{d2} = 26450cm^3 - 442.8cm^3 = 26007.2cm^3 \quad (5.28)$$

$$z_{t,n} = \frac{S_n}{A_n} = \frac{26007.2 \text{ cm}^3}{2275.4 \text{ cm}^2} = 11.43 \text{ cm} \quad (5.29)$$

$$I_n = I_b + A_b \left(\frac{h}{2} - z_{t,n} \right)^2 - \left(A_d + A_d \left(d_p - z_{t,n} \right)^2 \right) \quad (5.30)$$

$$I_n = 101391.67 \text{ cm}^4 + 2300 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{23 \text{ cm}}{2} - 11.43 \text{ cm} \right)^2 - \left(2.08 \text{ cm}^4 + 24.6 \text{ cm}^2 \left(8 \text{ cm} - 11.43 \text{ cm} \right)^2 \right)$$

$$I_n = 100329 \text{ cm}^4$$

Pripravimo še:

$$W_{1,n} = \frac{I_n}{h - z_{T,n}} = \frac{100329 \text{ cm}^4}{23 \text{ cm} - 11.43 \text{ cm}} = 8738 \text{ cm}^3 \quad (5.31)$$

$$W_{2,n} = \frac{I_n}{z_{T,n}} = \frac{100329 \text{ cm}^4}{11.43 \text{ cm}} = 8783.7 \text{ cm}^3 \quad (5.32)$$

$$W_{4,n} = \frac{I_n}{d_p - z_{T,n}} = \frac{1100329 \text{ cm}^4}{18 \text{ cm} - 11.43 \text{ cm}} = 15428.7 \text{ cm}^3 \quad (5.33)$$

$W_{1,n}$ Odpornostni moment prereza glede na spodnji rob ("neto" karakteristika)

$W_{2,n}$ Odpornostni moment prereza glede na zgornji rob ("neto" karakteristika)

$W_{4,n}$ Odpornostni moment prereza glede na težišče prednapete armature
 ("neto" karakteristika)

Če želimo izračunati izgube, ki so posledica lezenja in krčenja betona ter dolgotrajne relaksacije prednapetega jekla, potrebujemo začetno silo prednapetja. Te zaenkrat ne poznamo, zato bomo izgube predpostavili.

Izgube zaradi reologije ocenimo na 18% in dobimo potrebno začetno napenjalno silo.

$$P_{m,0} = \frac{P_{m,\infty}}{1 - 0.18} = \frac{678.8 \text{ kN}}{1 - 0.18} = 827.8 \text{ kN} \quad (5.34)$$

$P_{m,0}$ Začetna sila prednapetja v srednjem prerezu

Sedaj moramo določiti prerez kablov. Ti so lahko napeti na neko max. dovoljeno napetost.

Dovoljene napetosti v kablilih neposredno po vnosu sile prednapetja na beton:

$$\sigma_{pm,0} \leq \begin{cases} 0.75 f_{pk} = 0.75 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 = 139.5 \text{ kN/cm}^2 \\ 0.85 f_{p0.1,k} = 0.90 \cdot 166 \text{ kN/cm}^2 = 141.1 \text{ kN/cm}^2 \end{cases} \quad (5.35)$$

$$\sigma_{pm,0} \leq 139.5 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{pm,0}$ Začetna napetost v kablilih

Potrebni prerez kablov:

$$A_p = \frac{P_{m,0}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{827.8 \text{ kN}}{139.5 \text{ kN/cm}^2} = 5.93 \text{ cm}^2 \quad (5.36)$$

Uporabimo vrvi tipa $7\phi 5.4 \text{ mm}$: $A_{p1} = 1.50 \text{ cm}^2$

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{5.93 \text{ cm}^2}{1.50 \text{ cm}^2} = 3.95 \quad (5.37)$$

Izberem 4 vrvi: $A_{p,dej} = 6 \text{ cm}^2$

$$P_{m,0,dej} = 837 \text{ kN}$$

5.9 Dejanske karakteristike prereza z upoštevanjem kablov

To še niso popolnoma točni rezultati, za njih bi bilo potrebno upoštevati še vpliv mehke armature, ki pa bi predvidoma le minimalno vplivala na dobljeno vrednost.

$$A_{id} = A_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n A_{p,i} = A_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n A_{p,i} \quad (5.38)$$

$$S_{id} = S_{b2} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot z_{p,i} = S_{b2} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot z_{p,i} \quad (5.39)$$

$$z_{T,id} = \frac{S_{id}}{A_{id}} \quad (5.40)$$

$$I_{id} = I_{b2} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot e_{p,i}^2 = I_{b2} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot e_{p,i}^2 \quad (5.41)$$

$$e_{p,i} = h - z_{T,id} + a_{p,i} \quad (5.42)$$

$$e_{p,i} = 23\text{cm} - (1.58\text{cm} + 5\text{cm}) = 6.42\text{cm}$$

$$A_{id} = 2300\text{cm}^2 + \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot 6\text{cm}^2 = 2327.43\text{cm}^2$$

$$S_{id} = 26450\text{cm}^3 + \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot 6\text{cm}^2 \cdot (23\text{cm} - 5\text{cm}) = 26943.7\text{cm}^3$$

$$z_{T,id} = \frac{26943.7\text{cm}^3}{2327.43\text{cm}^2} = 11.58\text{cm}$$

$$I_{id} = 101391.67\text{cm}^4 + \left(\frac{19500\text{kN/cm}^2}{3500\text{kN/cm}^2} - 1 \right) \cdot 6\text{cm}^2 \cdot (6.42\text{cm})^2 = 102522.2\text{cm}^4$$

$z_{T,id}$ razdalja od zgornjega roba do težišča idealnega prereza,

$e_{p,i}$ razdalja od težišča idealnega betonskega prereza do težišča kablov

Pripravimo še:

$$W_{1,id} = \frac{I_{id}}{h - z_{T,id}} = \frac{102522.2cm^4}{23cm - 11.58cm} = 8977.4cm^3 \quad (5.43)$$

$$W_{2,id} = \frac{I_{id}}{z_{T,id}} = \frac{102522.2cm^4}{11.58cm} = 8853.4cm^3 \quad (5.44)$$

$$W_{4,id} = \frac{I_{id}}{d_p - z_{T,id}} = \frac{102522.2cm^4}{18cm - 11.58cm} = 15969.2cm^3 \quad (5.45)$$

$W_{1,id}$ Odpornostni moment prereza glede na spodnji rob (idealni prerez)

$W_{2,id}$ Odpornostni moment prereza glede na zgornji rob (idealni prerez)

$W_{4,id}$ Odpornostni moment prereza glede na težišče prednapete armature
(idealni prerez)

5.10 Račun napetosti

- Lastna teža in prednapetje

Obremenitve v prerezu. Pri računu upoštevamo "netto" prerez, ker kabli še niso zainjicirani

$$M_{g1} = 37.4kNm$$

$$N_g = 0$$

$$N_{p,0} = P_{m,0} = 837kN$$

$$z_{n,p} = d_p - z_{T,n} = 18cm - 11.43cm = 6.57cm \quad (5.46)$$

$$M_{p,0} = -P_{m,0} \cdot z_{n,p} = -837kN \cdot 0.0657m = -55kNm \quad (5.47)$$

$$\sigma_{c1,g1+p0} = \frac{M_{g1} + M_{p,0}}{W_{1,n}} + \frac{N_{p,0}}{A_n} = \frac{7.4kNm \cdot 100 + (-55kNm) \cdot 100}{8738cm^3} + \frac{837kN}{2275.4cm^2} = -0.57kN/cm^2 \quad (5.48)$$

$$\sigma_{c2,g_1+p_0} = -\frac{M_{g1} + M_{p,0}}{W_{2,n}} + \frac{N_{p,0}}{A_n} = -\frac{7.4kNm + 55kNm}{8783cm^3} \cdot 100 + \frac{837kN}{2275.4cm^2} = -0.167kN/cm^2$$

(5.49)

$$\sigma_{c4,g_1+p_0} = \frac{M_{g1} + M_{p,0}}{W_{4,n}} + \frac{N_{p,0}}{A_n} = \frac{7.4kNm + 55kNm}{15428.7cm^3} \cdot 100 + \frac{837kN}{2275.4cm^2} = -0.479kN/cm^2$$

(5.50)

- **Preostala stalna obtežba**

Imamo zainjiciran prerez. Dodamo preostalo stalno obtežbo, ki deluje na prednapet in zainjiciran prerez (idealni prerez)

$$\sigma_{c1,g_2} = \frac{M_{g2}}{W_{1,id}} = \frac{14.3kNm \cdot 100}{8977.4cm^3} = 0.16kN/cm^2$$

(5.51)

$$\sigma_{c2,g_2} = -\frac{M_{g2}}{W_{2,id}} = \frac{14.3kNm \cdot 100}{8853.4cm^3} = -0.162kN/cm^2$$

(5.52)

$$\sigma_{c4,g_2} = \frac{M_{g2}}{W_{4,id}} = \frac{14.3kNm \cdot 100}{15969.2cm^3} = 0.09kN/cm^2$$

(5.53)

- **Navidezno stalni del koristne obtežbe**

Idealni prerez

$$\sigma_{c1,\Psi_{2q}} = \frac{M_q \cdot \Psi_2}{W_{1,id}} = \frac{13.1kNm \cdot 0.3 \cdot 100}{8977.4cm^3} = 0.044kN/cm^2$$

(5.54)

$$\sigma_{c2,\Psi_{2q}} = -\frac{M_q \cdot \Psi_2}{W_{2,id}} = -\frac{13.1kNm \cdot 0.3 \cdot 100}{8853.4cm^3} = -0.044kN/cm^2$$

(5.55)

$$\sigma_{c4,\Psi_{2q}} = \frac{M_q \cdot \Psi_2}{W_{4,id}} = \frac{13.1kNm \cdot 0.3 \cdot 100}{15969.2cm^3} = 0.025kN/cm^2$$

(5.56)

5.11 Čas napenjanja kablov

Izračunamo potrebni čas, po katerem lahko začnemo napenjati kable. Najmanjša trdnost betona f_{cm} v času t (čas prednapenjanja) je podana v evropskem tehničnem soglasju. Za naš sistem je to 15MPa. (glej sliko 74). Tlačno trdnost ocenimo z izrazom: 3.1 SIST EN 1992-1-1.

$$f_{cm} = \beta_{cc} f_{cm}$$

Pri čemer je (Izraz 3.2 v SIST EN 1992-1-1):

$$\beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

f_{cm} srednja vrednost tlačne trdnosti betona pri starosti t dni,

f_{cm} srednja tlačna trdnost pri starosti 28 dni iz preglednice 3.1 v SIST EN 1992-1-1,
= (48 MPa za beton C40/50),

β_{cc} koeficient, ki je odvisen od starosti betona t ,

s koeficient, ki je odvisen od vrste cementa:
= 0.25 za cement trdnostnega razreda CEM 42.5 N.

$$\beta_{cc} = \frac{f_{cm}}{f_{cm}}$$

$$\beta_{cc} = \frac{15MPa}{48MPa} = 0.3125$$

$$t = \frac{28}{(-4 \ln 0.3125)^2}$$

$$t = 0.876$$

→ kable bi lahko napenjali po 0.876 dnevih.

5.12 Račun izgube sile prednapetja

5.12.1 Začetne izgube sile prednapetja pri naknadnem napenjanju

- Padec sile prednapetja zaradi zaporednega napenjanja kablov

Pri računu izgube kableske sile zaradi deformacije betona je potrebno upoštevati vrstni red napenjanja kablov. Za padec sile prednapetja ΔP_{el} se lahko privzame srednja vrednost padca sile prednapetja v vsakem kablju, ki je določena z izrazom: 5.44 v SIST EN 1992-1-1.

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} \right]$$

$$\Delta \sigma_c = \Delta \sigma_{c4, g_1 + p_0}$$

Pri čemer je: (Izraz 3.5 v SIST EN 1992-1-1)

$$E_{cm} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm}$$

$$j = \frac{n-1}{2n}$$

Pri tem je:

$\Delta \sigma_{c4, g_1 + p_0}$ sprememba napetosti v težišču kablov, ki se pojavi v času t ,

E_{cm} modul elastičnosti betona: 3500 kN/cm^2 ,

E_{cm} modul elastičnosti betona v času t ,

j poseben koeficient, odvisen od n .

n število enakih zaporedno prednapetih kablov.

$$\Delta \sigma_{c4, g_1 + p_0} = -0.479 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} \left(\frac{2.4kN/cm^2}{4.8kN/cm^2} \right)^{0.3} \cdot 3500kN/cm^2 = 2842.88kN/cm^2$$

$$j = \frac{2-1}{2 \cdot 2} = \frac{1}{4}$$

$$\Delta P_{el} = 6cm^2 \cdot 19500kN/cm^2 \cdot \left(\frac{\frac{1}{4} \cdot 0.479kN/cm^2}{2842.88kN/cm^2} \right) = 4.93kN$$

- Izgube zaradi trenja ΔP_{μ} v naknadno napetih kablích ocenimo z izrazom 5.45 v SIST EN 1992-1-1.

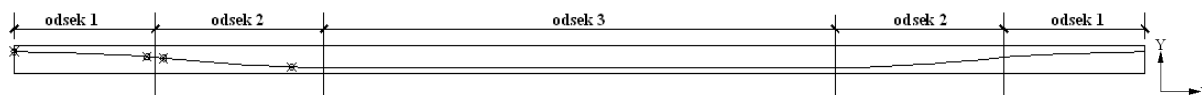
$$\Delta P_{\mu} = P_{max} \left(1 - e^{-\mu \Theta + kx} \right)$$

- Θ vsota kotnih odklonov na razdalji x (neglede na smer in predznak)
- μ koeficient trenja med kablom in cevjo
- k nenamerni kotni premik notranjih kablov (na enoto dolžine)
- x oddaljenost vzdolž kabla od mesta, na katerem je sila prednapetja enaka P_{max} (sila na poteznem koncu kabla med napenjanjem)

$\mu = 0.19$ preglednica 5.1N v SIST EN 1992-1-1, za notranje kable/vrvi

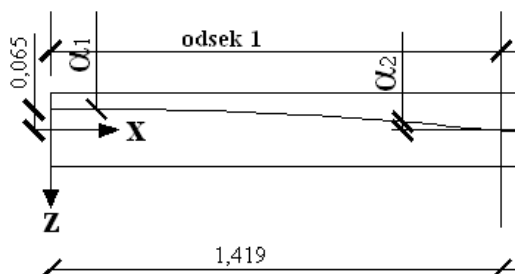
Za k privzamemo vrednost v območju $0.005 < k < 0.01$ na meter

$\rightarrow k = 0.0075$



Slika 39: Kabelska linija po odsekih

• **Odsek 1**



Slika 40: Kabelska linija, odsek 1

Enačba kabelske linije:

$$z = a + bx + c \cdot x^2 \quad (5.57)$$

Odvod po x :

$$z' = b + 2cx \quad (5.58)$$

Robni pogoji :

$$x = 0 \rightarrow z = f = -0.065m \rightarrow -0.065 = a + b \cdot 0 + c \cdot 0^2 \rightarrow a = -0.065$$

$$x = 0 \rightarrow z' = 0 \rightarrow 0 = b + 2 \cdot c \cdot 0 \rightarrow b = 0$$

$$x = 1.419m \rightarrow z = 0 \rightarrow 0 = -0.065 + c \cdot (1.419)^2 \rightarrow c = \frac{0.065}{(1.419)^2} = 0.032$$

$$z = -0.065 + 0.032 \cdot x^2$$

$$z' = 0.064x$$

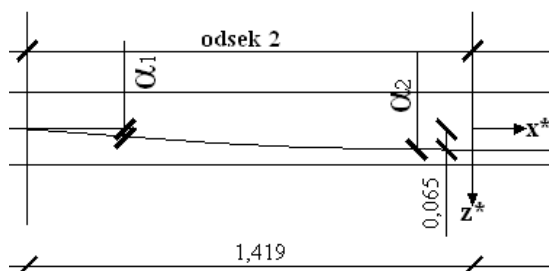
$$x = 0: \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{z'}{1} = 0 \rightarrow \alpha_1 = 0$$

$$x = 1.419m: \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{z'}{1} = 1.419m \cdot 0.064 = 0.0916 \rightarrow \alpha_2 = 0.0916 \text{ rad}$$

$$\Theta_1 = \alpha_2 - \alpha_1 \quad (5.59)$$

$$\Theta_1 = 0.0916 \text{ rad} - 0 = 0.0916 \text{ rad}$$

Odsek 2



Slika 41: Kabelska linija, odsek2

Enačba kabelske linije:

$$z = a + bx^* + cx^{*2} \quad (5.60)$$

Odvod po x^* :

$$z' = b + 2cx^* \quad (5.61)$$

Robni pogoji $x = 2.84m$:

$$x^* = 0 \rightarrow z = f = 0.065m \rightarrow 0.065 = a + b \cdot 0 + c \cdot 0^2 \rightarrow a = 0.065$$

$$x^* = 0 \rightarrow z' = 0 \rightarrow 0 = b + 2 \cdot c \cdot 0 \rightarrow b = 0$$

$$x^* = -1.419m \rightarrow z = 0 \rightarrow 0 = 0.065 + c \cdot (-1.419)^2 \rightarrow c = -\frac{0.065}{(-1.419)^2} = -0.032$$

$$z = 0.065 - 0.032x^{*2}$$

$$z' = -0.064x^*$$

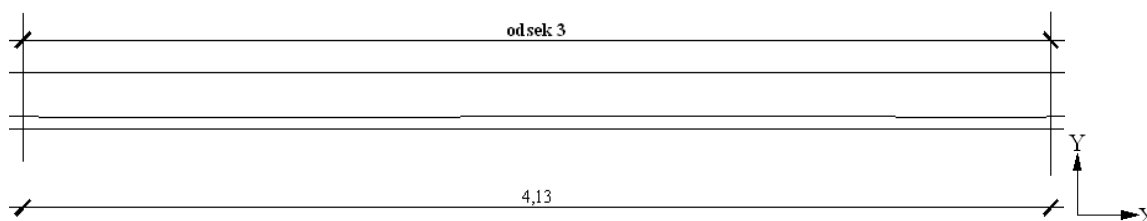
$$x^* = 0: tg\alpha_1 = \frac{z'}{z} = \frac{-0.064 \cdot (-1.419)}{0.065} = 0.0916 \rightarrow \alpha_1 = 0.0916rad$$

$$x^* = 1.419m: tg\alpha_2 = \frac{z'}{z} = 0 \rightarrow \alpha_2 = 0$$

$$\Theta_2 = \alpha_1 - \alpha_2 \quad (5.62)$$

$$\Theta_2 = 0.0916rad - 0 = 0.0916rad$$

• **Odsek 3**



Slika 42: Kabelska linija, odsek3

$$\Theta = 0$$

$$\Delta P_{\mu} (0.62m) = 837kN \left(-e^{-0.19 (0.0916rad \cdot 4 + 0.00759 \cdot 0.62m)} \right) = 66.92kN$$

$\Delta P_{\mu} (0.62m)$ izguba sile prednapetja na celoni dolžini kabla

5.12.2 Časovno odvisne izgube prednapetosti pri naknadnem napenjanju

Časovno odvisne izgube lahko izračunamo z upoštevanjem naslednjih dveh zmanjšanj napetosti:

- (a) Zaradi zmanjšanja deformacije jekla, ki jo povzroči deformacija betona zaradi lezenja in krčenja pod vplivom trajnih obtežb.
- (b) Zmanjšanje nateznih napetosti jekla zaradi relaksacije.

Poenostavljen način določitve časovno odvisnih izgub na mestu x pri delovanju trajne obtežbe je podan z izrazom: 5.46 v SIST EN 1992-1-1.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t_0) \bar{\sigma}_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_{id}} \left(1 + \frac{A_{id}}{I_{id}} e^{2t_{ot,i}} \right)} + 0.8 \varphi(t_0)$$

Pri tem so:

ΔP_{c+s+r} absolutna vrednost spremembe napetosti v kabljih na mestu x v času t zaradi lezenja, krčenja in relaksacije,

ε_{cs} absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja (3.1.4.(6) v SIST EN 1992-1-1),

$\Delta \sigma_{pr}$ absolutna vrednost spremembe napetosti v kabljih na mestu x , v času t zaradi relaksacije prednapetega jekla. Določena je za napetost:

$\sigma_p = \sigma_p \left(G + P_{m0} + \psi_2 Q \right)$ začetna napetost v kabljih zaradi prednapetja in navidezno stalnega vpiva,

$\varphi(t, t_0)$ količnik lezenja v času t pri nastopu obtežbe v času t_0 ,

$\sigma_{c,QP}$ napetost betona ob kabljih zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja in drugih ustreznih navidezno stalnih vplivov. Vrednost $\sigma_{c,QP}$ je odvisna od stanja obravnavane konstrukcije, lahko učinek dela lastne teže in začetnega prednapetja, oziroma učinek navidezno stalne kombinacije vplivov: $\sigma_c \left(G + P_{m0} + \psi_2 Q \right)$.

(a1) Krčenje:

Vrednost celotne deformacije krčenja ε_{cs} je določena z izrazom: 3.8 v SIST EN 1992-1-1.

$$\varepsilon_{cs,\infty} = - \left(\varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} \right)$$

Pri čemer sta:

ε_{cd} deformacija krčenja zaradi sušenja in

ε_{ca} deformacija zaradi avtogenega krčenja

Časovni razvoj deformacije krčenja zaradi sušenja ε_{cd} je določen z izrazom: 3.9 v SIST EN 1992-1-1.

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

V neskončnem času velja: $\beta_{ds}(\infty, t_s) = 1$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$\varepsilon_{cd,\infty}$ končna vrednost deformacije krčenja zaradi sušenja,

$\varepsilon_{cd,0}$ nazivna vrednost neoviranega krčenja zaradi sušenja iz preglednice 3.2 v SIST EN 1992-1-1,

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.42\text{‰} \text{ (relativna vlažnost 50\%, } f_{ck} / f_{ck,cube} = 40 / 50\text{MPa} \text{)}$$

k_h koeficient, ki je v odvisnosti od nazivne velikosti prereza h_0 , naveden v preglednici 3.3 v SIST EN 1992-1-1,

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

u obseg dela betonskega prereza, ki je izpostavljen sušenju. V našem primeru sta sušenju izpostavljeni le zgornja in spodnja ploskev plošče.

$$h_0 = \frac{2 \cdot 2300\text{cm}^2}{2 \cdot 100\text{cm}} = 23\text{cm} = 230\text{mm}$$

Iz preglednice: 3.3 SIST EN 1992-1-1, s pomočjo interpolacije določimo: $k_h = 0.82$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0.82 \cdot 0.42\text{‰} = 0.344\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2.5 (f_{ck} - 10\text{MPa}) \cdot 10^{-6} \text{ (Izraz 3.12 v SIST EN 1992-1-1)}$$

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

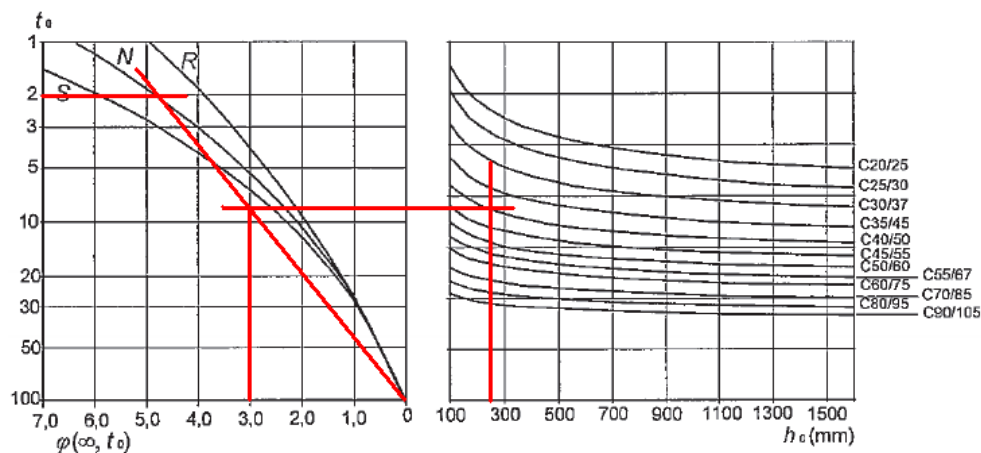
$$\varepsilon_{cs,\infty} = -0.344\text{‰} + 0.075\text{‰} = -0.419\text{‰}$$

(a2) Lezenje:

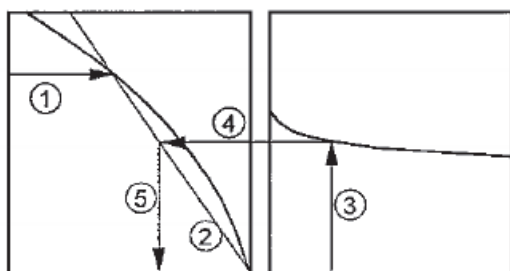
Deformacije lezenja so odvisne od vlage okolja, dimenzij elementa in sestave betona. Na lezenje betona vpliva še zrelost betona v času prvega nanosa obremenitve. Odvisno pa je tudi od trajanja in velikosti obremenitve.

Končni koeficient lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ lahko odberemo iz slike 3.1 v SIST EN 1992-1-1, upoštevajoč:

- Relativna vlažnost $RH = 50\%$
- Cement N
- $h_0 = 230\text{mm}$
- $t_0 = 0.876\text{dni}$
- Beton $C40/50$



Slika 43: Določitev koeficienta lezenja



Slika 44: Način določanja koeficienta lezenja

$$\varphi(t_0) = 3$$

(b1) Relaksacija prednapetega jekla:

Račun izgub zaradi relaksacije prednapetega jekla mora temeljiti na vrednosti ρ_{1000} , padcu sile (v %) 1000 ur po napenjanju pri srednji temperaturi $20^{\circ}C$.

Ločimo 3 razrede relaksacije jekla:

- Razred 1: žice in vrvi – običajna relaksacija
- Razred 2: žice in vrvi – nizka relaksacija
- Razred 3: vroče valjane in obdelane palice

Izberemo vrvi z nizko relaksacijo-razred 2:

Padec sile prednapetja za naš razred je podan z izrazom 3.29 v SIST EN 1992-1-1:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66\rho_{1000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75-\mu}10^{-5}$$

σ_{pi} Pri naknadnem napenjanju je σ_{pi} absolutna vrednost začetne vrednosti prednapetja

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$$

t Čas po napenjanju v urah = 500000 ur, kar je približno 57 let

μ σ_{pi} / f_{pk} , kjer je f_{pk} karakteristična natezna trdnost jekla za prednapenjanje

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm,0} + \frac{M_{g1}}{W_{4,n}} + \frac{M_{g2}}{W_{4,n}} + \frac{M_q \cdot \Psi_2}{W_{4,id}}$$

$$\sigma_{pi} = 139.5kN/cm^2 + 0.24kN/cm^2 + 0.09kN/cm^2 + 0.025kN/cm^2 = 139.85kN/cm^2$$

$$\sigma_{pi} = 139.85kN/cm^2$$

$$\mu = \frac{139.85kN/cm^2}{186kN/cm^2} = 0.75$$

Za ρ_{1000} lahko za razred 2 privzamemo vrednost 2.5% = 0.025

$$\Delta\sigma_{pr} = -\sigma_{pi} \cdot 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000h} \right)^{0.75 \cdot \mu} \cdot 10^{-5} \quad (5.63)$$

$$\Delta\sigma_{pr} = -139.5kN/cm^2 \cdot 0.66 \cdot 0.025 \cdot e^{9.1 \cdot 0.75} \cdot \left(\frac{500000h}{1000h} \right)^{0.75 \cdot 0.75} \cdot 10^{-5} = -6.795kN/cm^2$$

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{c4,g1+p0} + \sigma_{c4,g2} + \sigma_{c4,\Psi_2q} \quad (5.64)$$

$$\sigma_{c,QP} = -0.479kN/cm^2 + 0.09kN/cm^2 + 0.025kN/cm^2 = -0.364kN/cm^2$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19500kN/cm^2}{3500kN/cm^2} = 5.57$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0.419\% \cdot 10^{-3} \cdot 19500kN/cm^2 + 0.8 \cdot 6.795kN/cm^2 + 5.57 \cdot 3 \cdot 0.364kN/cm^2}{1 + 5.57 \cdot \frac{6cm^2}{2327.43cm^2} \cdot \left(1 + \frac{2327.43cm^2}{102028.9cm^4} \cdot 4.82cm^2 \right) \cdot \left(1 + 0.8 \cdot 3 \right)}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 18.32kN/cm^2$$

$$\Delta P_{c+s+r} = \Delta\sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p = 18.32kN/cm^2 \cdot 6cm^2 = 109.9kN$$

Izguba sile prednapetja:

$$\frac{|\Delta P_{c+s+r}| + |\Delta P_{el}| + |\Delta P_{\mu}|}{P_{m,0}} = \frac{109.9kN + 4.93kN + 66.92kN}{837kN} = 0.217 \cong 22\% \quad (5.65)$$

Na začetku smo ocenili izgube sile prednapetja na 18%, torej bi bilo sedaj potrebno popraviti

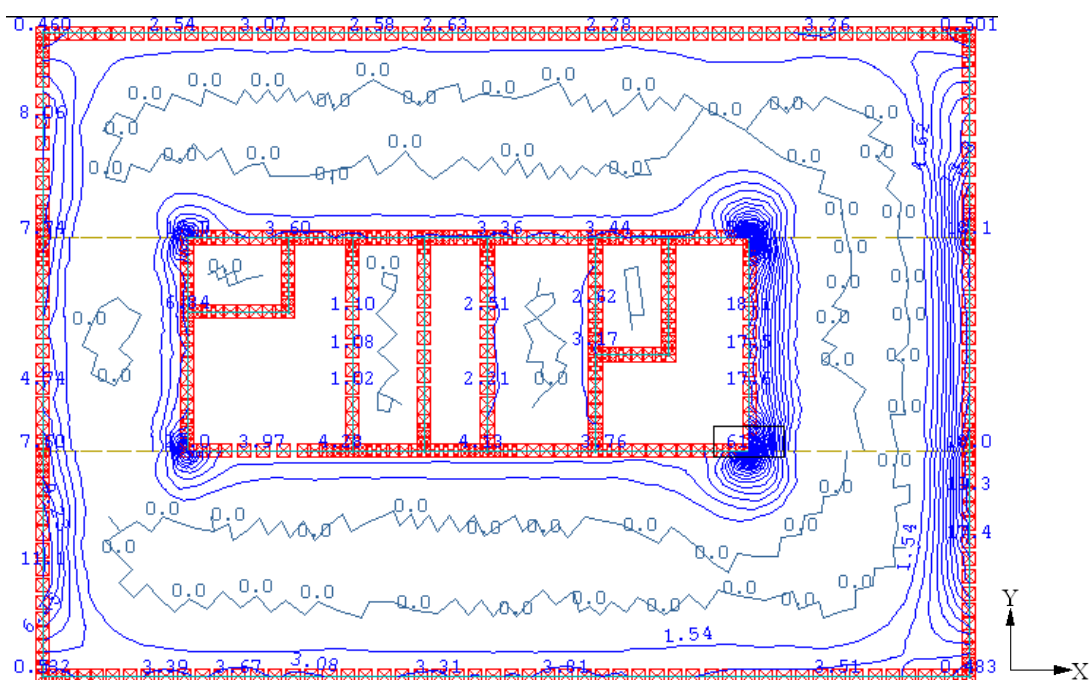
izgube na 22%. Vendar so v našem primeru notranje sile računane na pasu širine $1m$ in s tem so notranje sile večje, kot na dejanskem stanju (plošča). Predpostavim, da bo še vedno zadoščenu pogoju dekompresije.

5.13 Analiza z računalniškim programom SOFISTIK

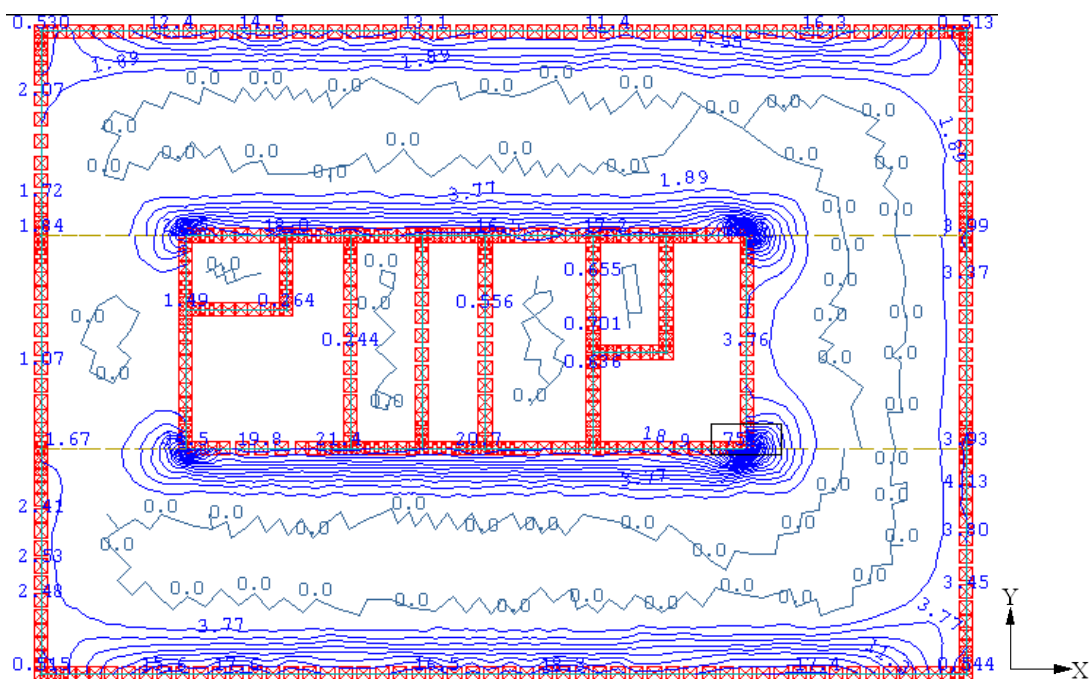
V tem poglavju je AB plošča analizirana s programskim paketom SOFISTIK. Najprej je bila narejena linearna analiza plošče brez upoštevanja kablov. To pa zaradi tega, da bo možna primerjava rezultatov s prednapeto ploščo. Kasneje je bila analizirana plošča z upoštevanjem prednapetih kablov, ter posamezne kontrole.

5.13.1 AB plošča - brez prednapetja

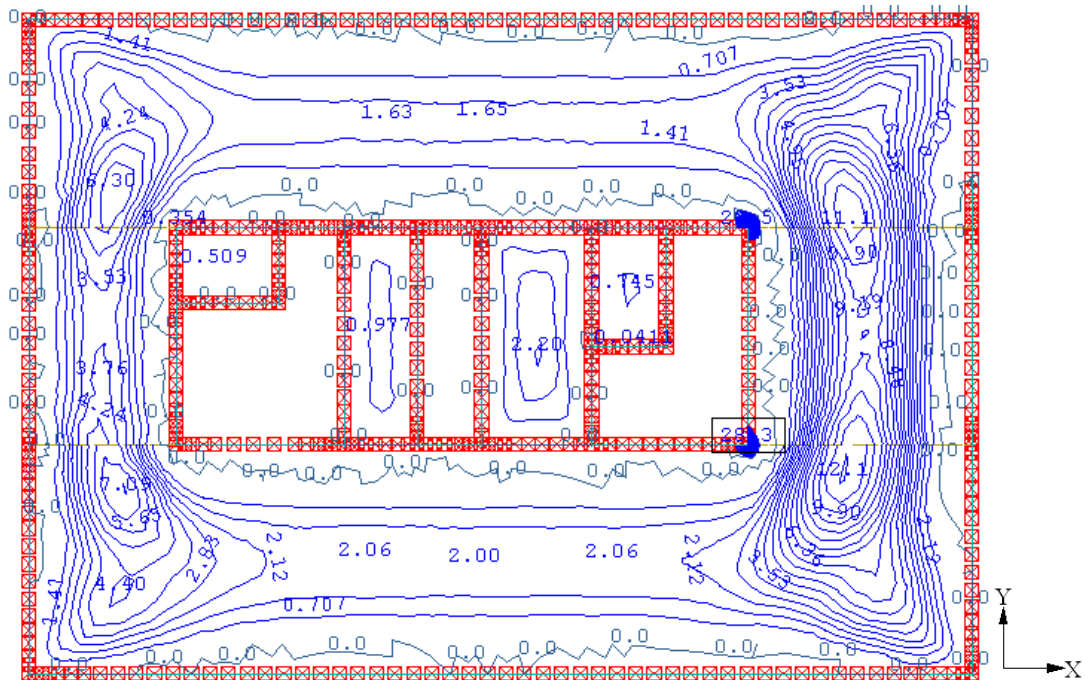
Izračunana je bila potrebna armatura plošče po linearni teoriji. Debelina plošče je 23 cm , beton je trdnostnega razreda $C40/50$. Robne podpore so vrtljive ter nepomične. Stene jedra so široke $1m$, robne stene pa $0.3m$. Dimenzioniranje je izvedeno v mejnem stanju nosilnosti pod kombinacijo stalne in koristne obtežbe.



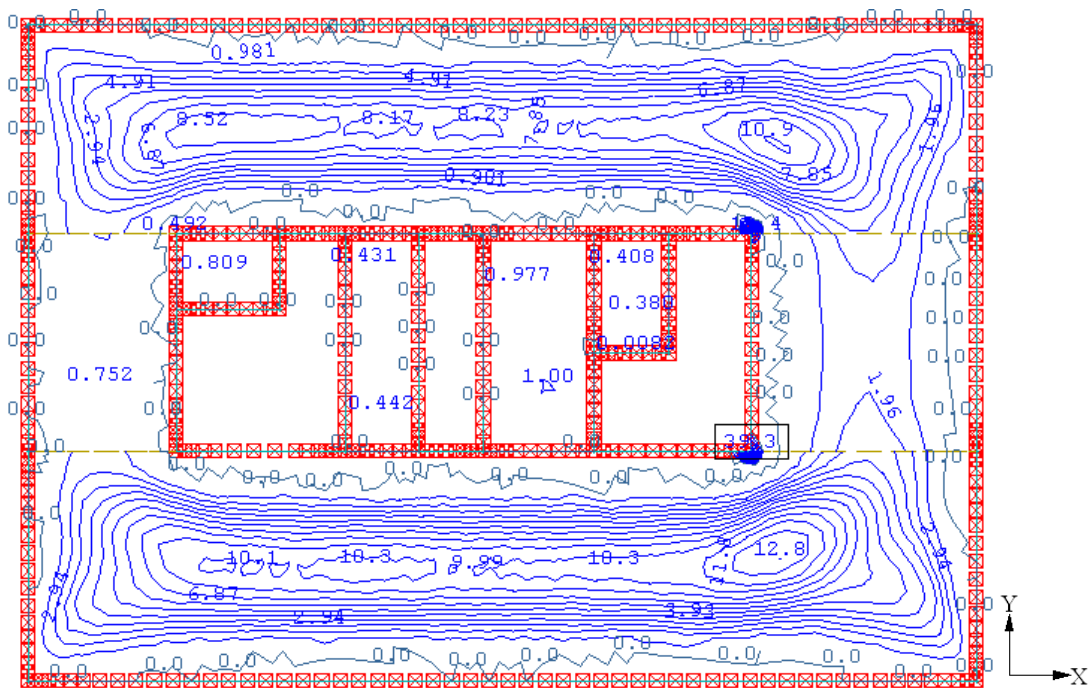
Slika 45: Zgornja armatura plošče v x smeri, cm^2 / m , pod kombinacijo: 1.35G + 1.5Q



Slika 46: Zgornja armatura plošče v y smeri, cm^2 / m , pod kombinacijo: 1.35G + 1.5Q



Slika 47: Spodnja armatura plošče v x smeri, (m^2/m), pod kombinacijo: $1.35G+1.5Q$

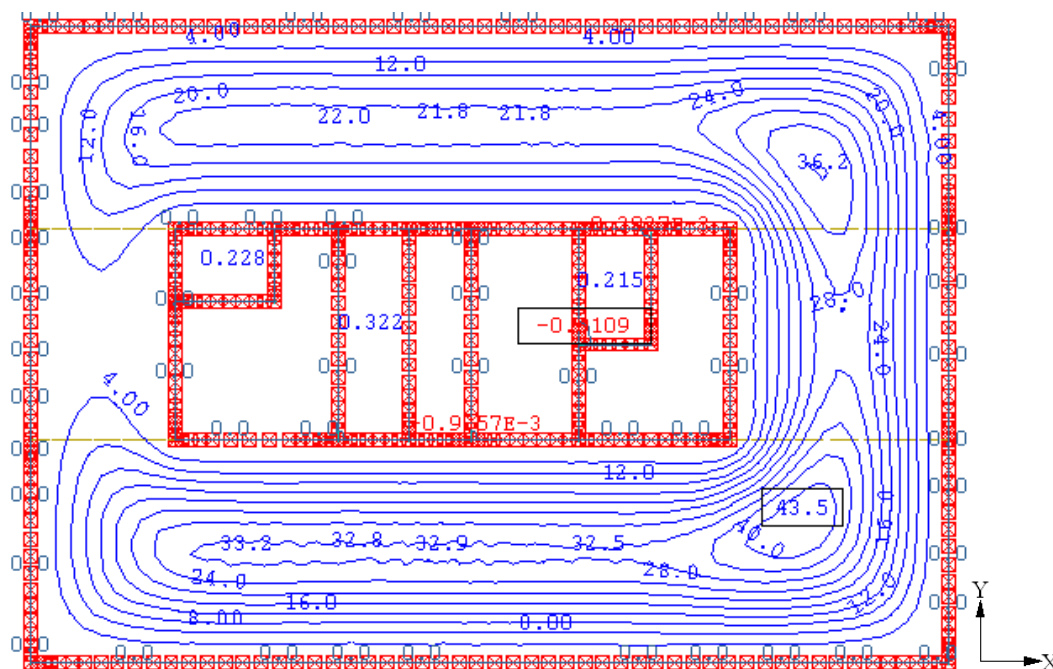


Slika 48: Spodnja armatura plošče v y smeri, (m^2/m), pod kombinacijo: $1.35G+1.5Q$

Za kontrolo pomikov ploščo analiziram po nelinearni teoriji in upoštevam minimalno armaturo.

Plošča je debeline 23cm, beton je trdnostnega razreda C40/50. Robne podpore so vrtljive ter nepomične. Stene jedra so široke 1m, robne stene pa 0.3m. Pomike preverjamo pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: 1.0G+0.3Q. Upoštevana je minimalna armatura izračunana v poglavju 5.13.9. Upoštevano je lezenje ter krčenje betona in razpokan betonski prerez.

- Kontrola pomikov:



Slika 49: Končni pomiki plošče v z smeri $(\downarrow \text{mm})$, pod kombinacijo: 1.0G+0.3Q

Splošna uporabnost in videz konstrukcije se lahko poslabšata, če računski povos pod vplivom navidezno stalne obtežne kombinacije preseže 1/250 razpetine. Če pa pomiki lahko poškodujejo sosednje konstrukcije oziroma podkonstrukcije, pa je potrebno računske povese omejiti na: 1/500 razpetine. (poglavje 7.4.1 v SIST EN 1992-1-1).

$$u_{z,fin} \leq \frac{l}{250} \quad (5.66)$$

$$43.5mm > \frac{9.62m \cdot 1000}{250} = 38.48mm$$

→ Pomiki ne ustrezajo!

To je lahko eden izmed vzrokov, da se odločimo ploščo prednapeti.

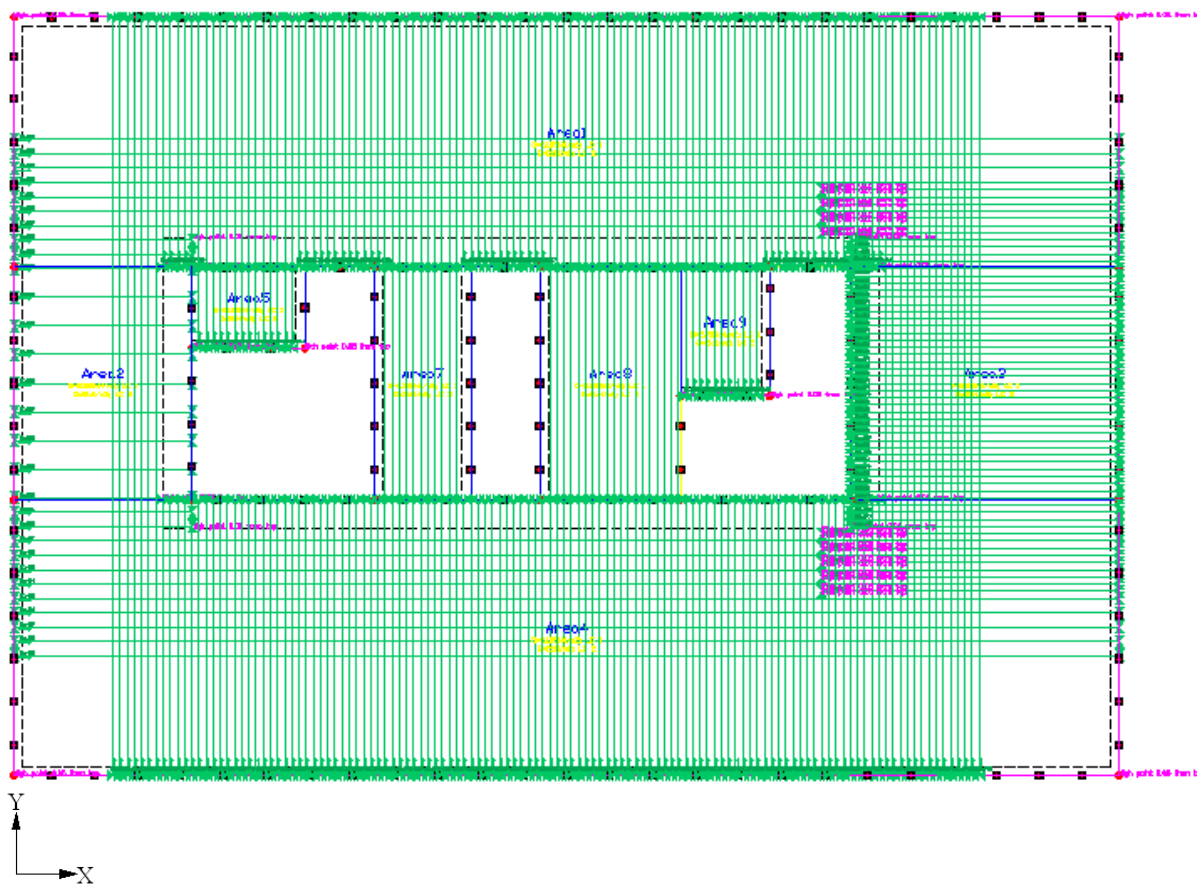
5.13.2 AB plošča – z upoštevanjem prednapetja

Zmanjšanje sile prednapetja v odvisnosti od časa, so v programu podane s faktorjem izgub izračunanim v poglavju 5.12.

Uporabimo sistem 1F15 Freyssinet. Torej ena vrv ima prerez 150mm² v eni cevi. Maximalna dovoljena sila v kablu je 209kN. Pri prednapenjanju s povezavo se uporabljajo zaščitne cevi iz jeklene pločevine ali PEHD. Zaščitne cevi so zainjektirane s cementno injekcijsko malto. Vrvi se napenjajo posamično in so sidrana z dvo- ali trodelnimi zagozdami. Dvodelne zagozde se uporabljajo samo pri kablích z enojno vrvjo.

Kabli sistema Freyssinet F se lahko v fazi napenjanja napnejo na 75% garantirane trdnosti pramen oziroma 85% meje elastičnosti $f_{0,1k}$ (Merodajna je manjša vrednost).

Kable pozicioniram tako, da je pod navidezno stalno obtežno kombinacijo izpolnjen pogoj dekompresije. Kabli so med seboj oddaljeni za 25cm, torej štirje kabli na tekoči meter.



Slika 50: Razvrstitev kablov

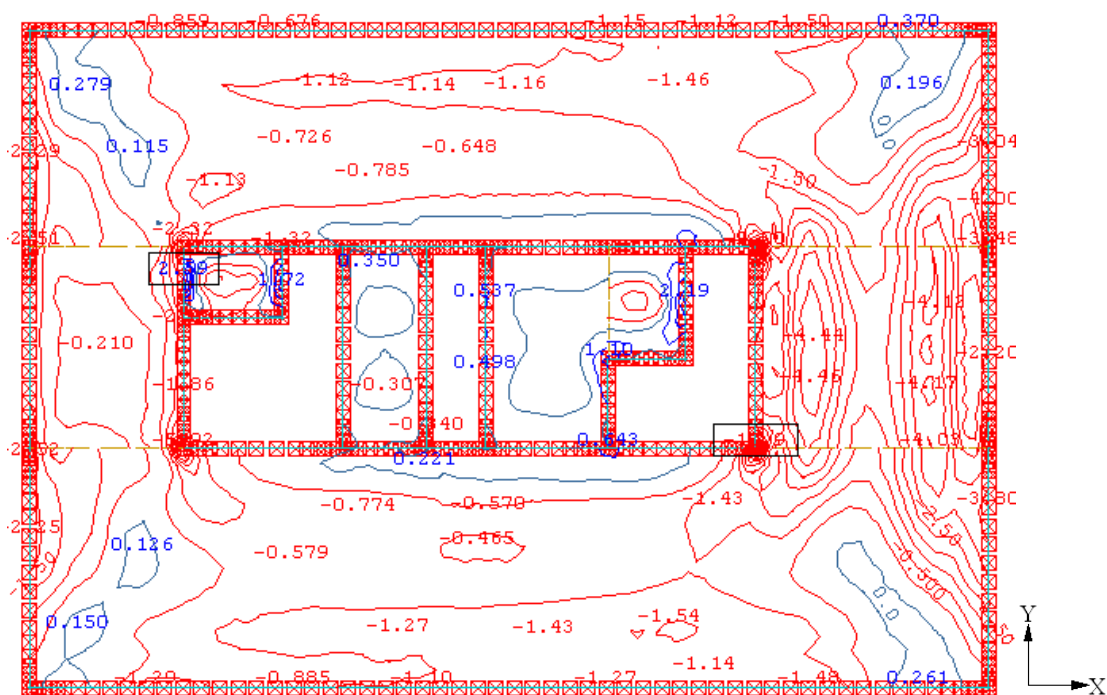
5.13.3 Kontrola dekompresije

Če je zadoščeno pogoju dekompresije, preverjamo pri navidezno stalni obtežni kombinaciji

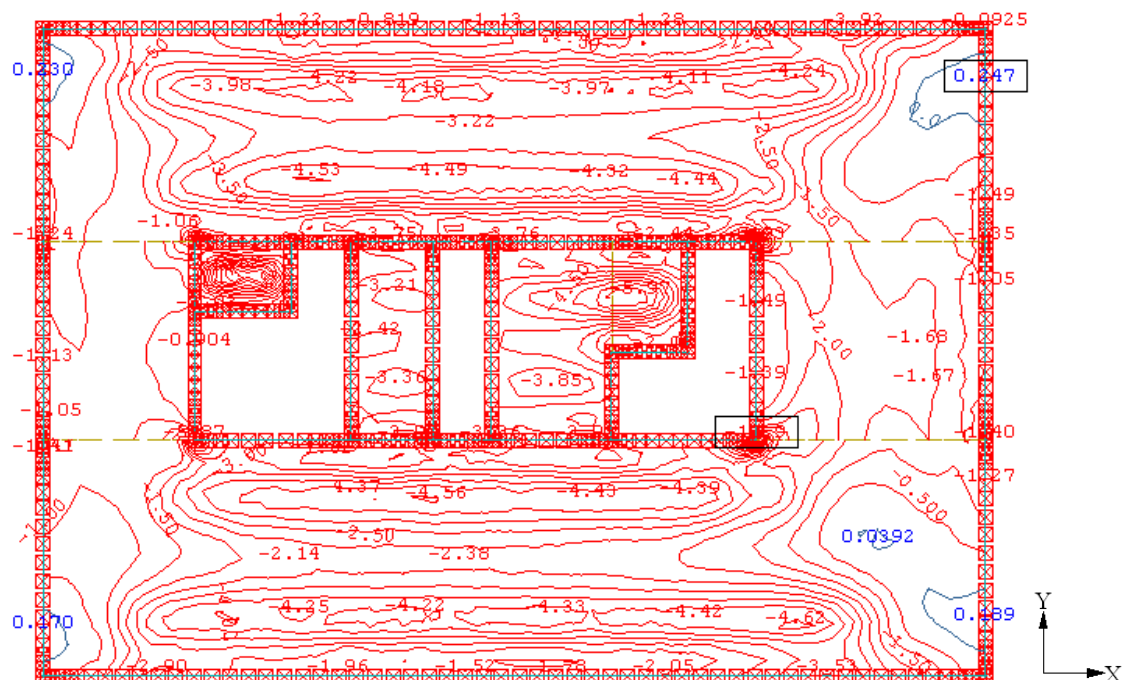
$$\Delta P_{m,0} \leq \frac{|\Delta P_{c+s+r}| + |\Delta P_{el}|}{P_{m,0}} = \frac{109.9kN + 4.93kN}{837kN} = 0.137 \cong 14\% \quad (5.67)$$

Izgube zaradi trenja upošteva program sam. Iz tega sledi, da silo prednapetja zmanjšamo za 14%, torej na $0.86P_0$.

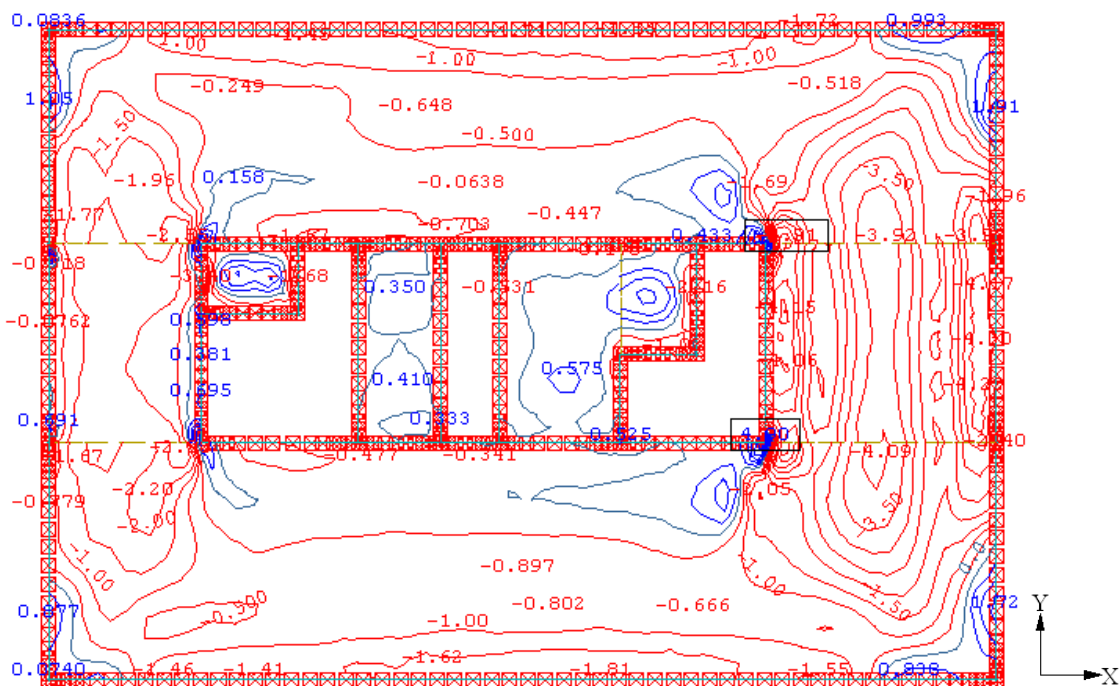
Plošča je debeline: $d = 23cm$, beton je trdnostnega razreda $C40/50$. Robne podpore so vrtljive ter nepomične. Stene jedra so široke $1m$, robne stene pa $0.3m$.



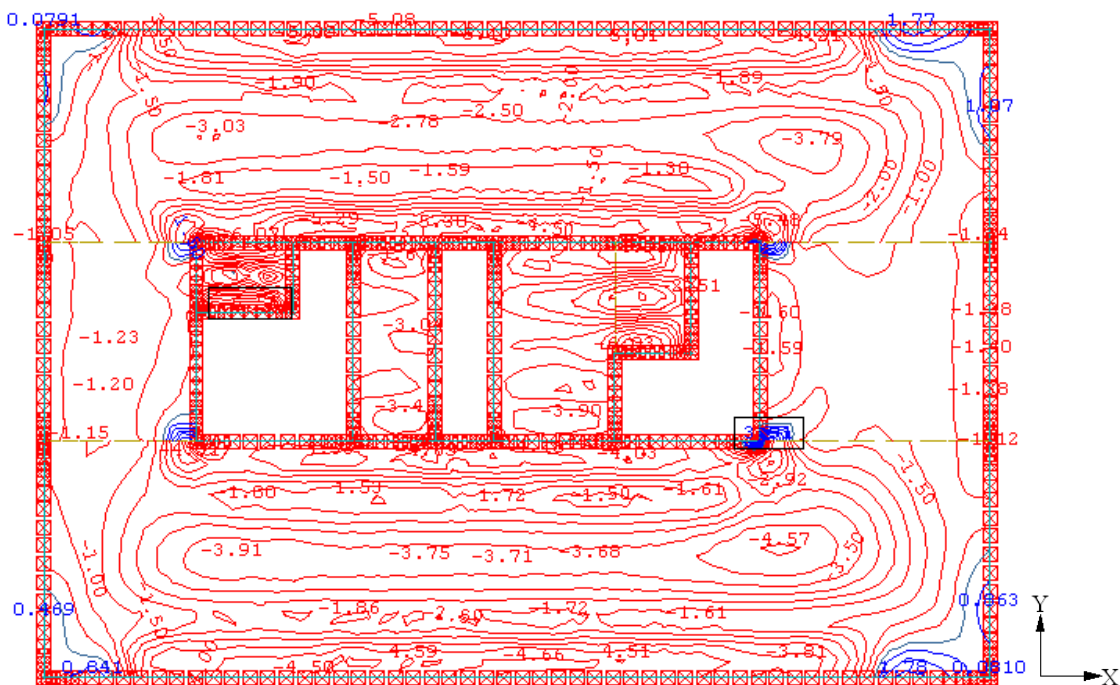
Slika 51: Napetosti na spodnjem robu v smeri x (MPa) , pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2 Q + 0.86P_0$



Slika 52: Napetosti na spodnjem robu v smeri y (MPa) , pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2 Q + 0.86P_0$



Slika 53: Napetosti na zgornjem robu v smeri x (MPa), pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2 Q + 0.86P_0$

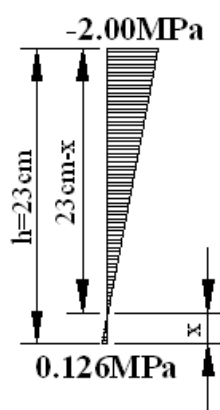


Slika 54: Napetosti na zgornjem robu v smeri y (MPa), pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + \Psi_2 Q + 0.86P_0$

Kontrolo dekompresije preverimo na najbolj kritičnem mestu. Iz slike 51 vidimo, da je ta napetost 0.126 MPa. Sicer so mesta z večjo natezno napetostjo, vendar na tistem mestu v našem primeru ni prednapetih kablov.

$$f_{ctm} = 3.5MPa$$

f_{ctm} natezna trdnost za uporabljen beton: C40/50



Slika 55: Napetosti po višini prereza

Ker je $0.126MPa < 3.5MPa$, lahko kljub nategom računam z linearno porazdelitvijo napetosti

$$\frac{0.126MPa}{x} = \frac{2.00MPa}{23cm - x} \quad (5.68)$$

$$0.126MPa \cdot (23cm - x) = x \cdot 2.00MPa$$

$$\rightarrow x = 1.36cm$$

$$* x \leq 1.55cm$$

→ pogoj dekompresije pod navidezno stalno obtežno kombinacijo je izpolnjen.

*Glej enačbo 5.16

5.13.4 Začasno (vmesno) projektno stanje

Tlačna napetost betona v konstrukciji, ki je posledica sile prednapetja in drugih vplivov v času napenjanja, ne sme prekoračiti vrednosti, ki je določena z izrazom: 5.42 v SIST EN 1992-1-1.

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$$

$$t = 0.876 \text{ dni}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 15 \text{ MPa} \text{ (poglavje 5.11)}$$

$$f_{ck} = 15 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa} = 7 \text{ MPa}$$

Kontrola napetosti: (slika 59)

$$|\sigma_{c,\min}| = 5.63 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 0.6 \cdot 7 \text{ MPa} = 4.2 \text{ MPa}$$

Napetosti so za malenkost prekoračene, povečamo čas napenjanja na 1.5 dni.

$$t = 1.5 \text{ dni}$$

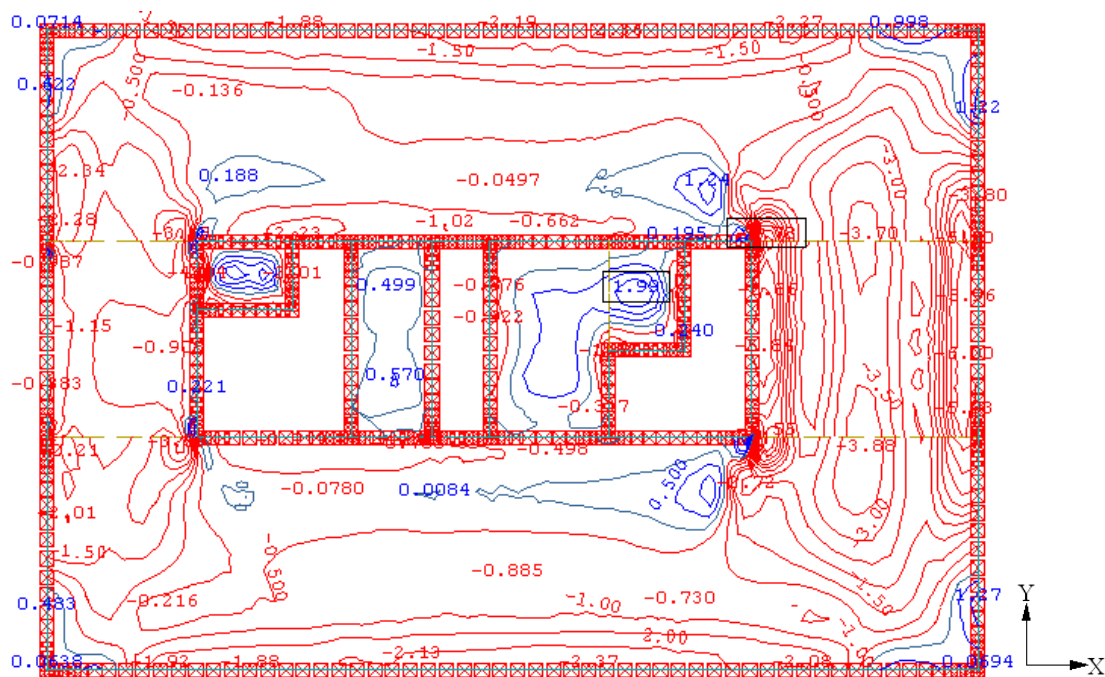
$$\beta_{cc} = 0.436$$

$$f_{cm} = 20.9 \text{ MPa}$$

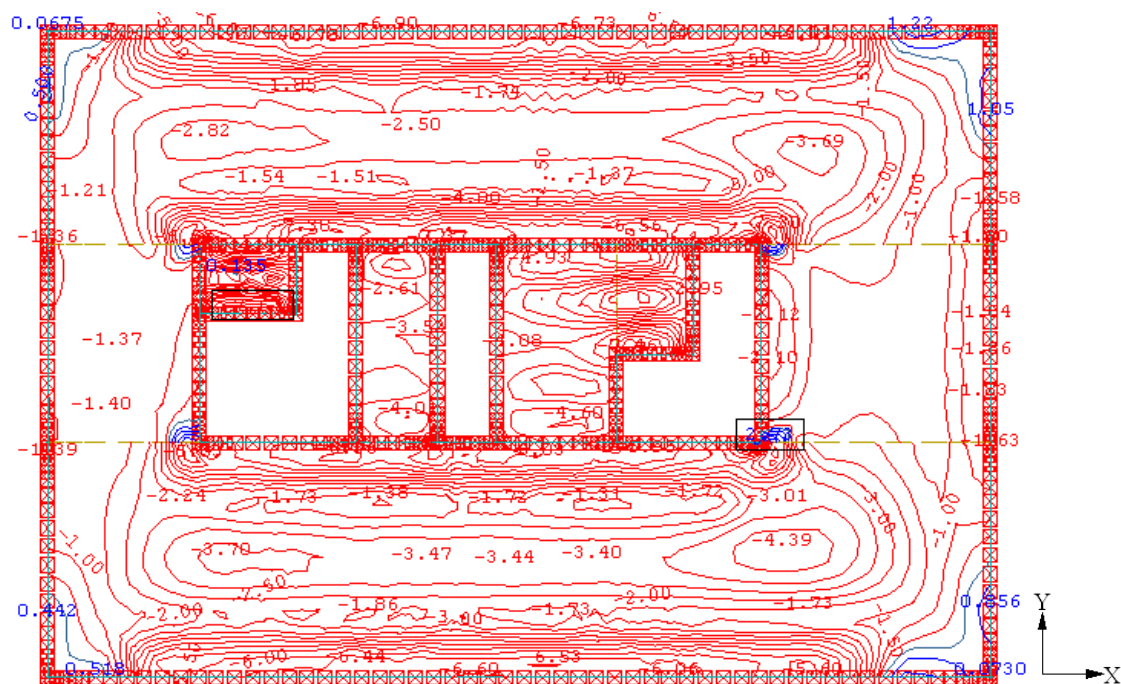
$$f_{ck} = 12.9 \text{ MPa}$$

Kontrola napetosti: (slika 59)

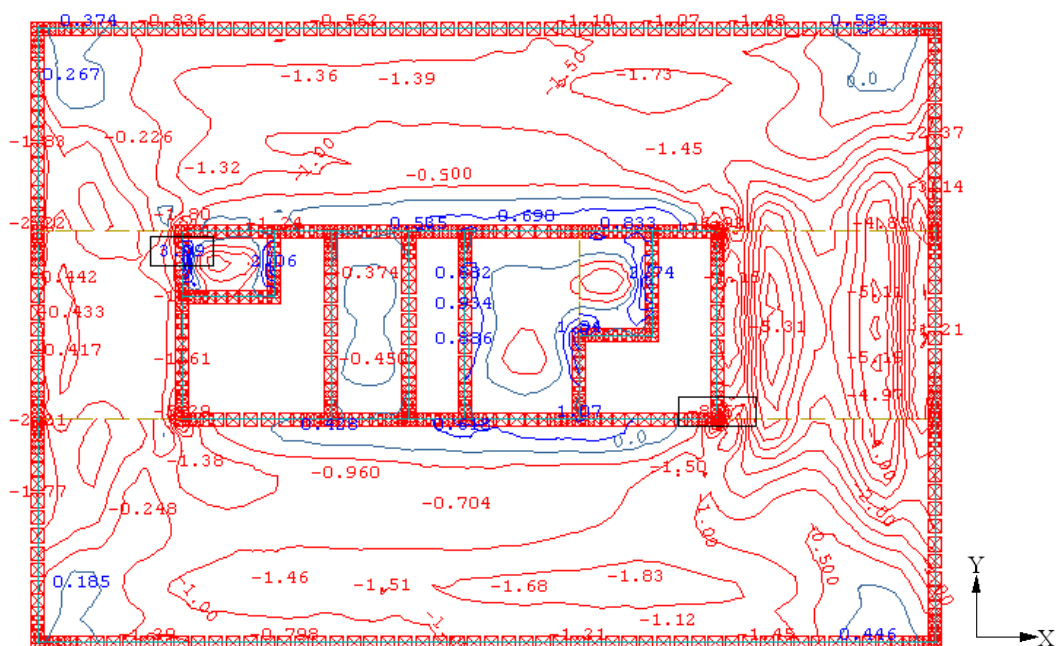
$$|\sigma_{c,\min}| = 5.63 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 0.6 \cdot 12.9 \text{ MPa} = 7.74 \text{ MPa}$$



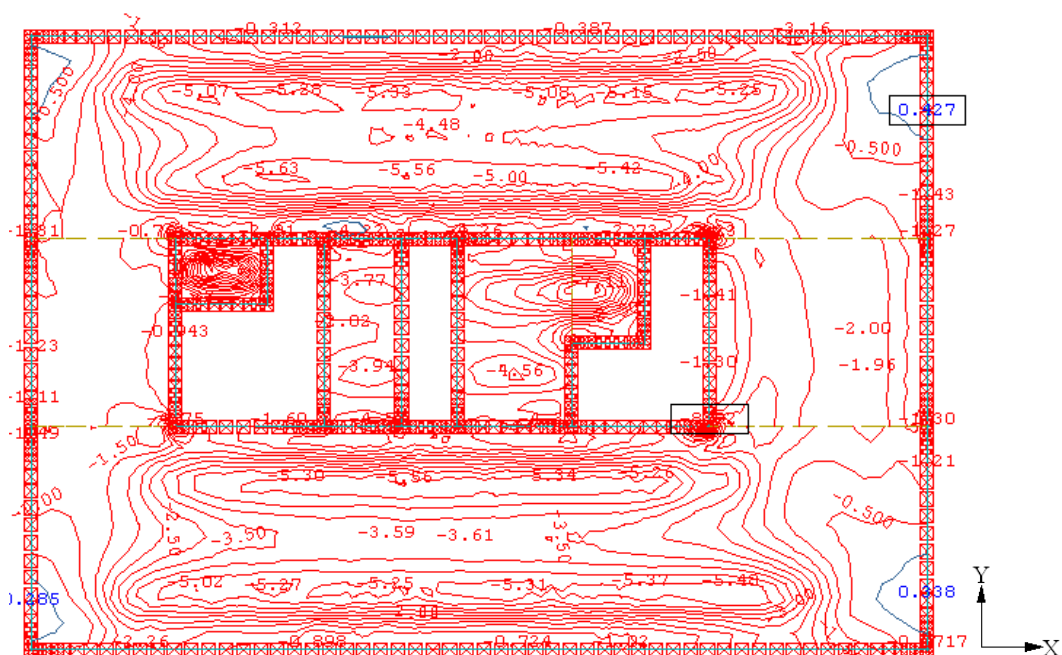
Slika 56: Napetosti na zgornjem robu v smeri x MPa , pod kombinacijo: 1.0G + 1.0P₀



Slika 57: Napetosti na zgornjem robu v smeri y MPa , pod kombinacijo: 1.0G + 1.0P₀



Slika 58: Napetosti na spodnjem robu v smeri x $[MPa]$, pod kombinacijo: 1.0G + 1.0P₀

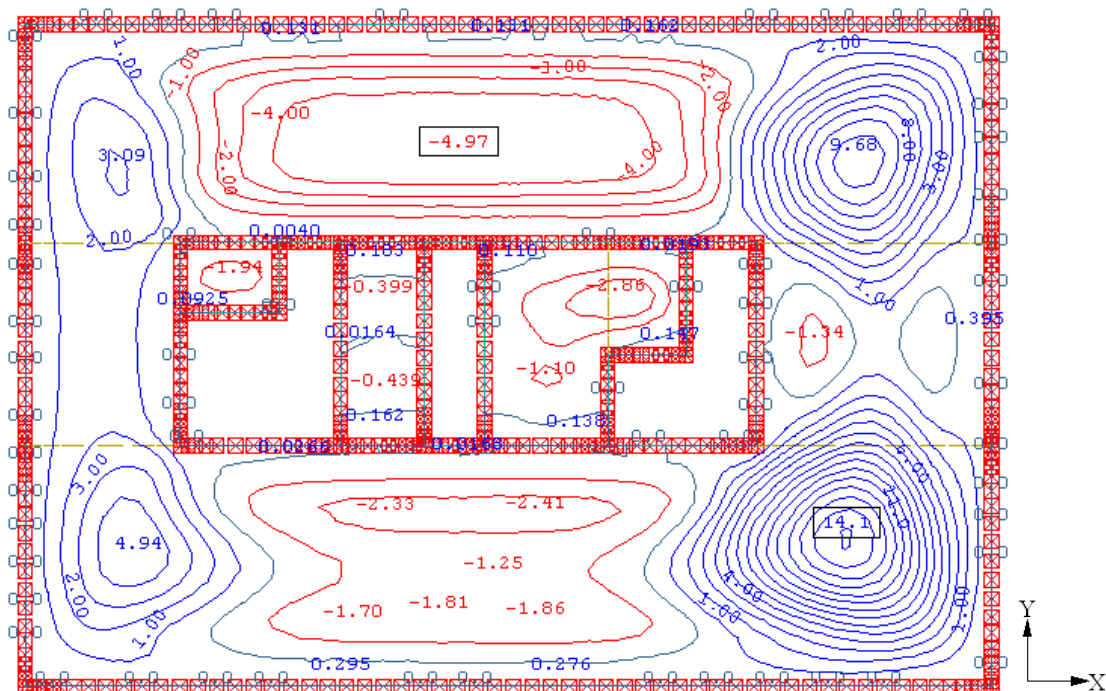


Slika 59: Napetosti na spodnjem robu v smeri y $[MPa]$, pod kombinacijo: 1.0G + 1.0P₀

5.13.5 Končno stanje prednapete plošče

Pomike preverjamo pod navidezno stalno obtežno kombinacijo: $1.0G + 0.3Q + 0.84P_0$.

Upoštevano je lezenje ter krčenje betona in razpokan betonski prerez.



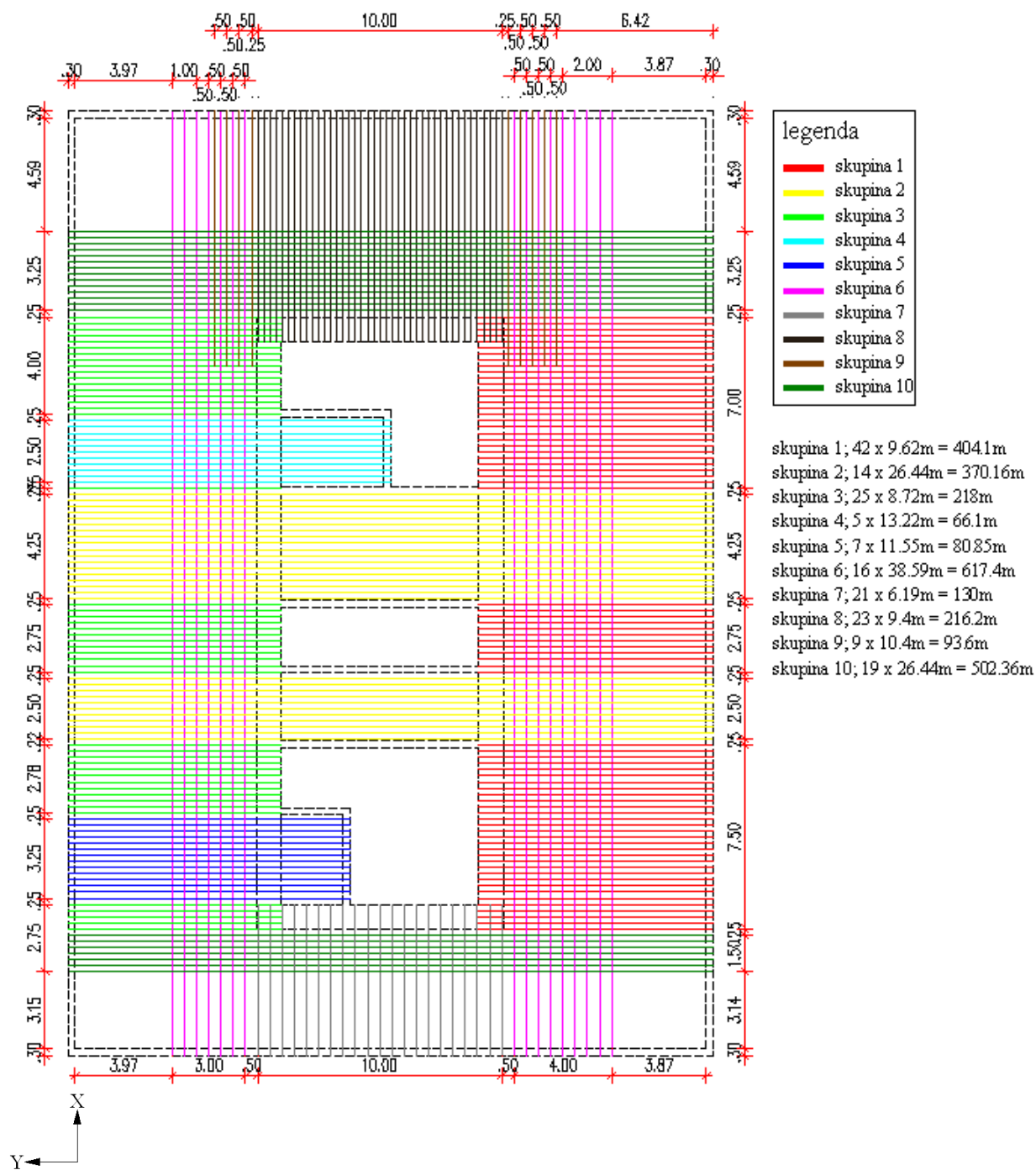
Slika 60: Končni pomiki prednapete plošče v z smeri (mm) , pod kombinacijo:

$$1.0G + 0.3Q + 0.84P_0$$

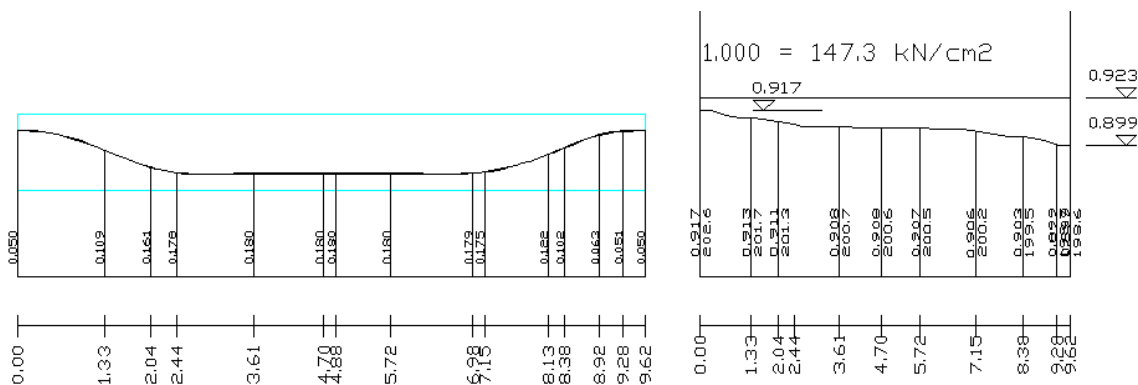
$$u_{z,fin} \leq \frac{l}{250}$$

$$14.1mm < 38.48mm$$

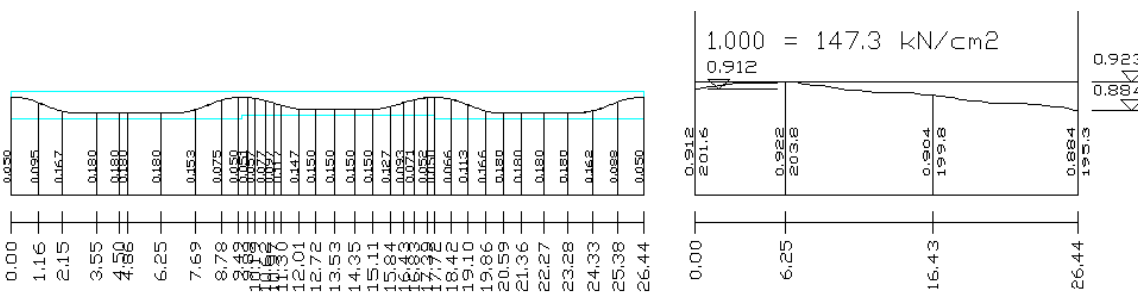
→ Pomiki ustrezajo



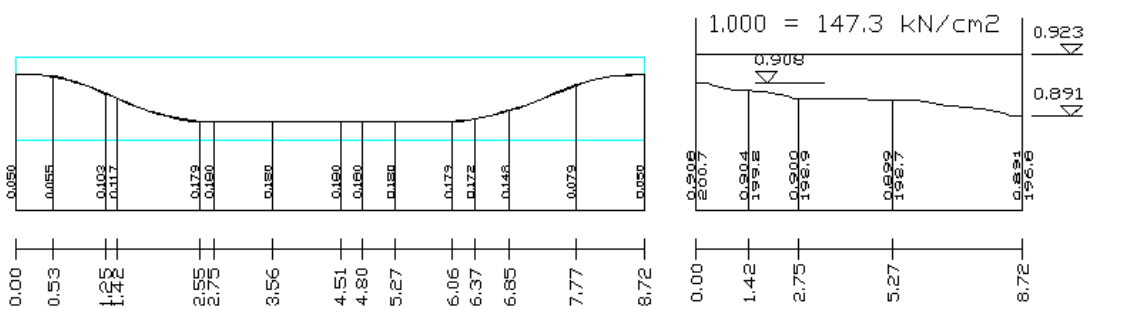
Slika 61: Razvrstitev kablov po skupinah



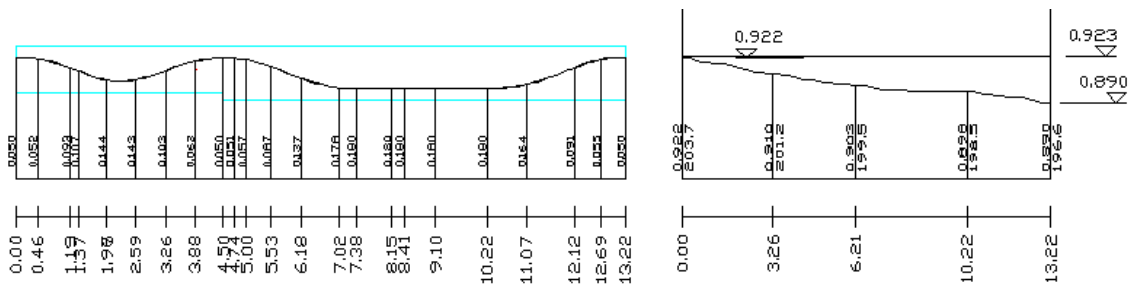
Slika 62: Skupina 1, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



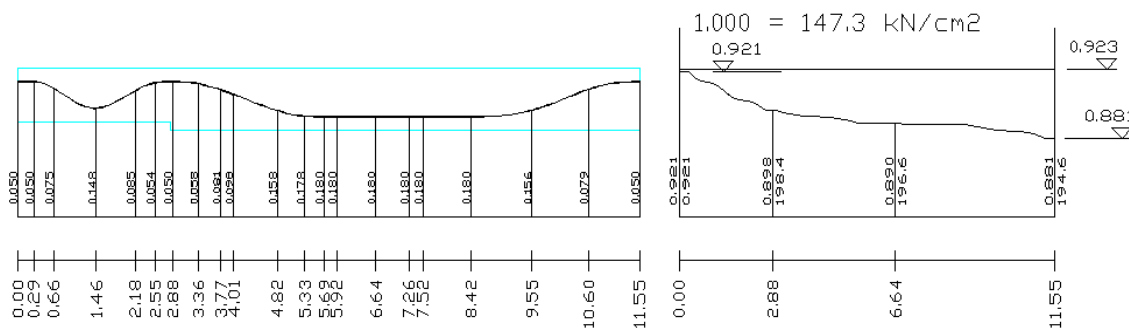
Slika 63: Skupina 2, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



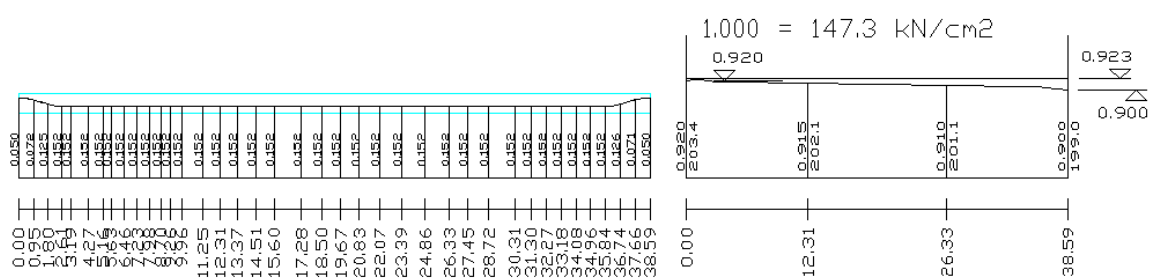
Slika 64: Skupina 3, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



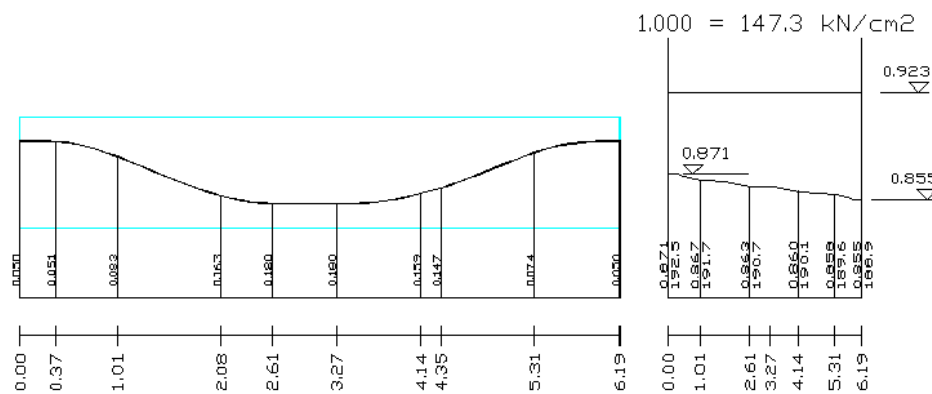
Slika 65: Skupina 4, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



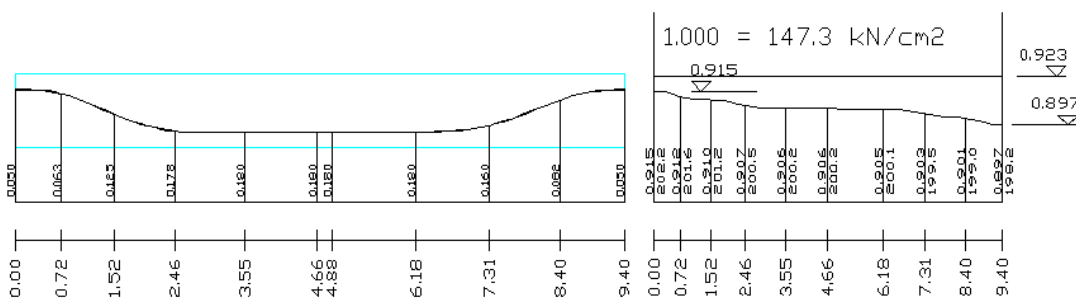
Slika 66: Skupina 5, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



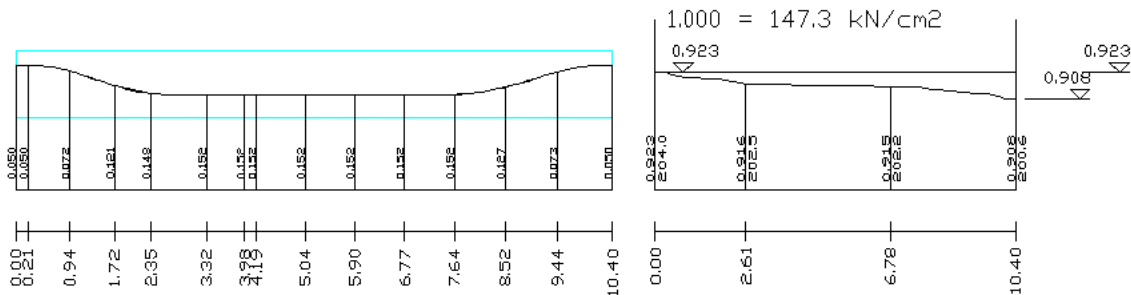
Slika 67: Skupina 6, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



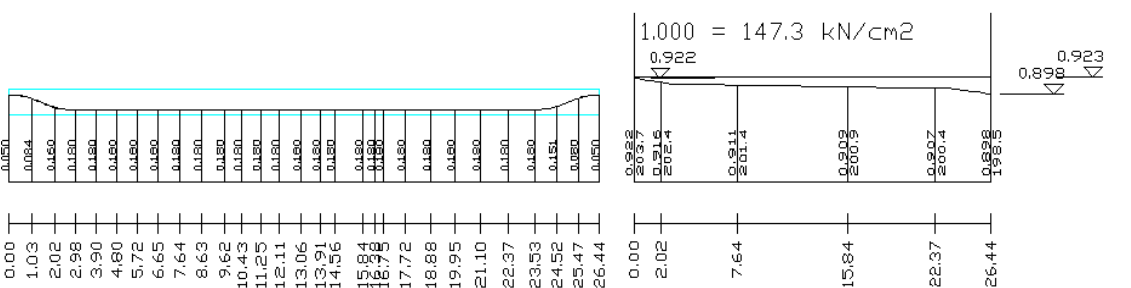
Slika 68: Skupina 7, potek kablanske linije, napetosti vzdolž kabla



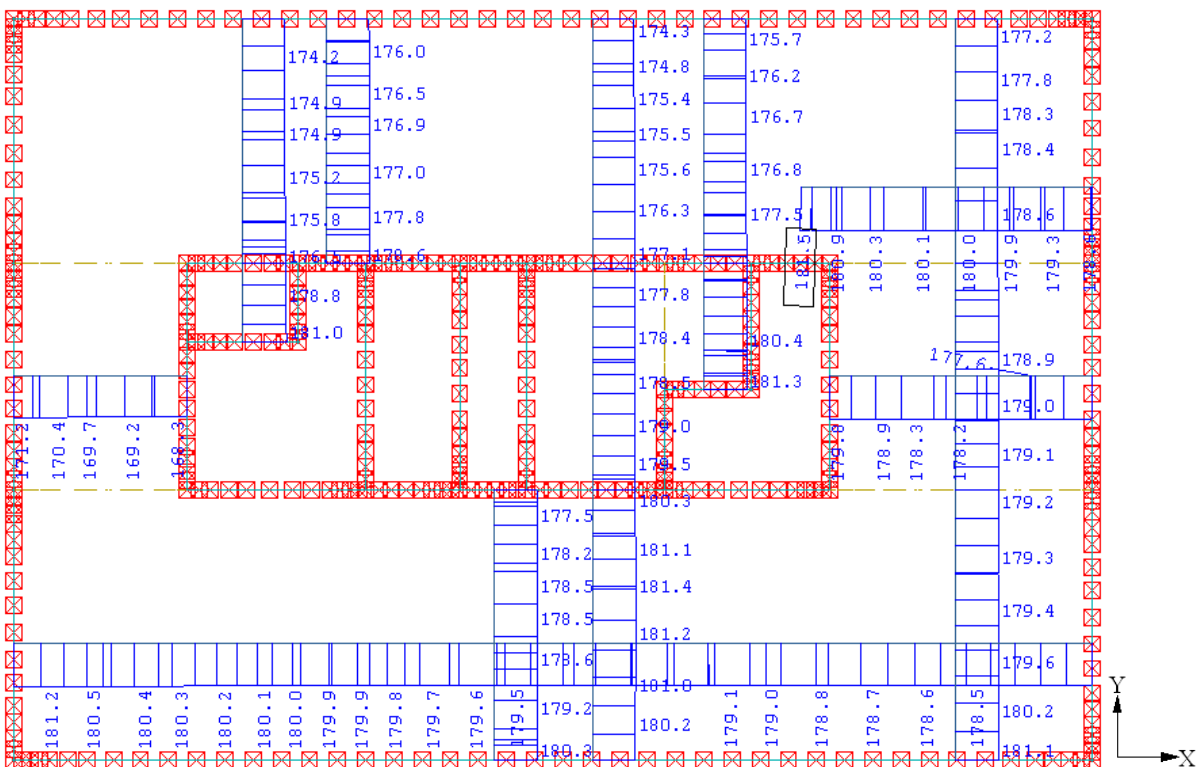
Slika 69: Skupina 8, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla



Slika 70: Skupina 9, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla

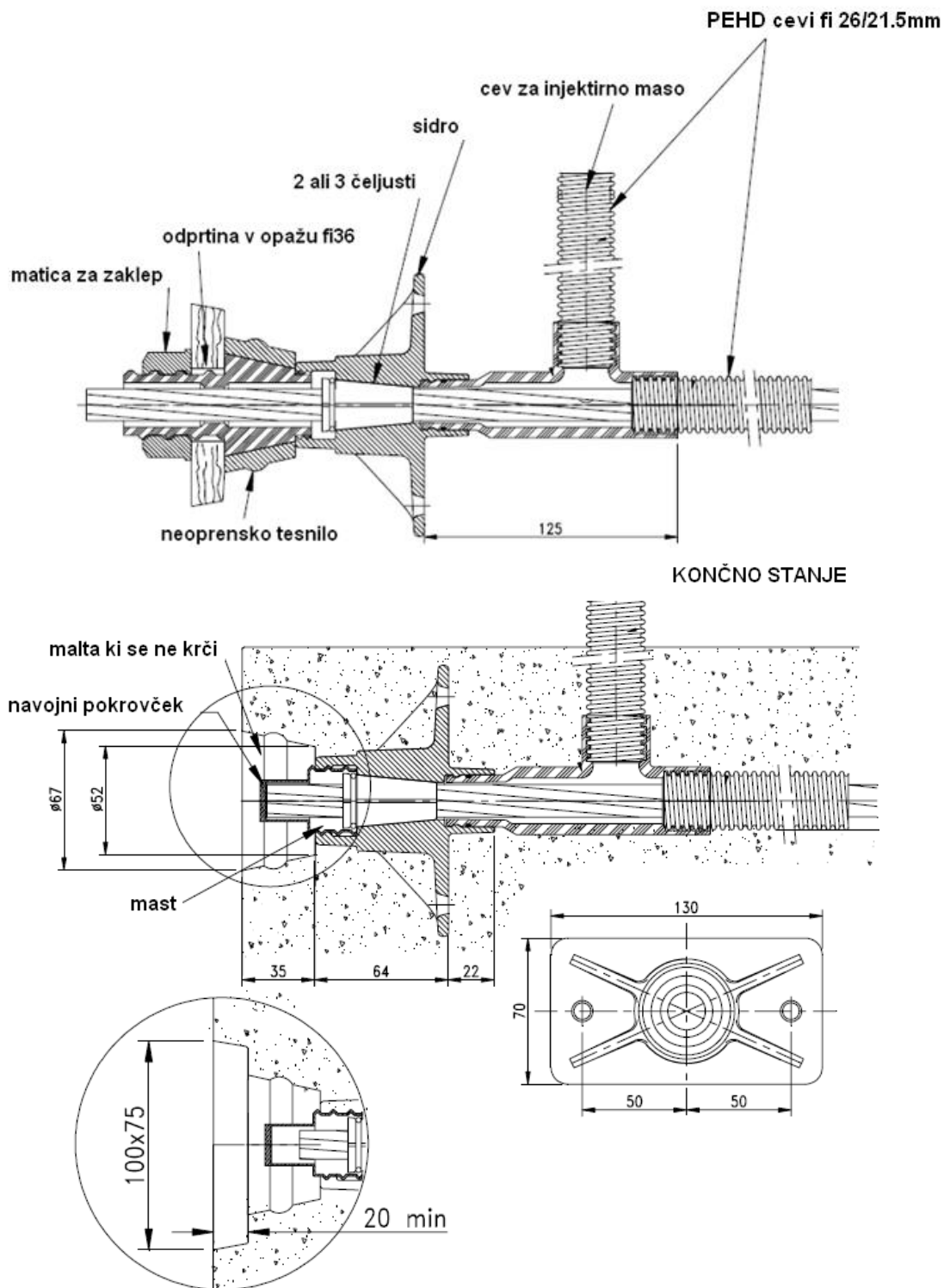


Slika 71: Skupina 10, potek kabelske linije, napetosti vzdolž kabla

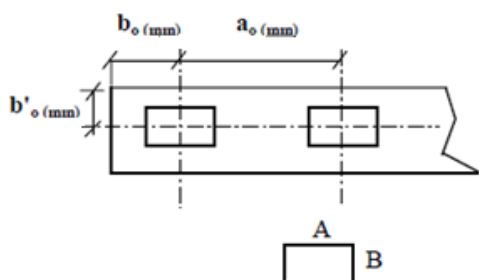


Slika 72: Končne sile v kablju po posameznih skupinah, z izvršenimi izgubami

5.13.6 Dimenzioniranje sidrišča



Slika 73: Napenjalna glava za povezane kable sistema F Freyssinet



	a_o (mm)	b_o (mm)	a'_o (mm)	b'_o (mm)
1 F 15				
$f_{c\ min} = 15\ MPa$	170	105	110	70
$f_{c\ min} = 23\ MPa$	140	85	100	60
$f_{c\ min} = 33\ MPa$	130	85	90	55
3 F 15				
$f_{c\ min} = 15\ MPa$	340	205	200	100
$f_{c\ min} = 23\ MPa$	280	150	190	90
$f_{c\ min} = 33\ MPa$	260	145	180	85
4 F 15				
$f_{c\ min} = 15\ MPa$	400	245	230	110
$f_{c\ min} = 23\ MPa$	350	195	220	95
$f_{c\ min} = 33\ MPa$	340	190	210	85
5 F 15				
$f_{c\ min} = 15\ MPa$	470	290	270	115
$f_{c\ min} = 23\ MPa$	430	245	260	105
$f_{c\ min} = 33\ MPa$	425	240	250	100

Slika 74: Razdalje med sidrnimi glavami in oddaljenost od roba

$f_{ck} \left(\curvearrowright = 15\ MPa$ v našem primeru

a_o minimalna osna razdalja med dvema sidri

b_o minimalna razdalja med osjo sidra ter robom stene

A dimenzija sidrne ploščice (130mm)

B dimenzija sidrne ploščice (70mm)

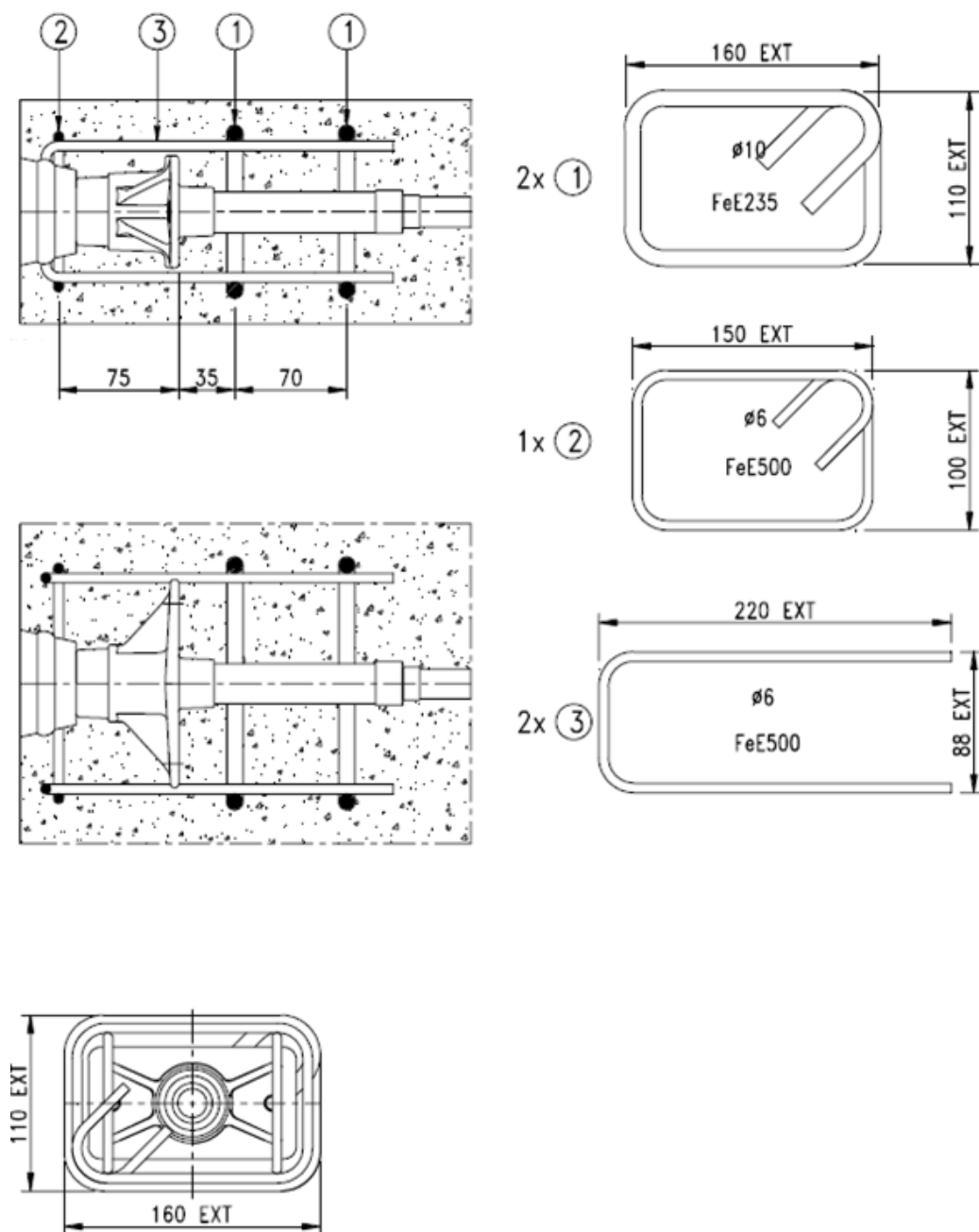
Pogoj:

$$a \geq a_o$$

V našem primeru je

$$a_{\min} = 250\ mm \geq 170\ mm$$

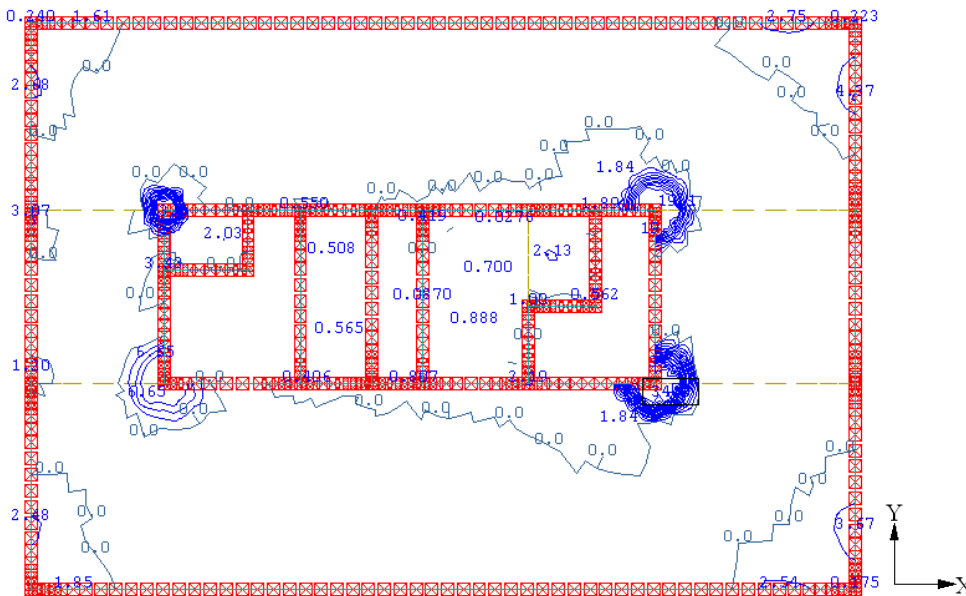
- Potrebna armatura za prevzem cepilnih sil za eno sidrno glavo 1F15



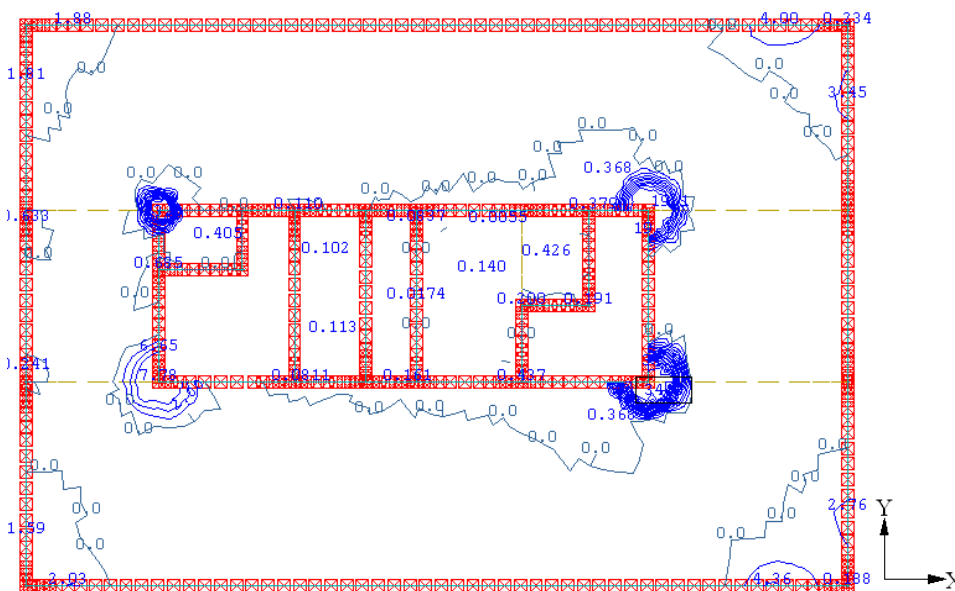
Slika 75: Armaturni načrt sidrišča

5.13.7 Mehka armatura plošče

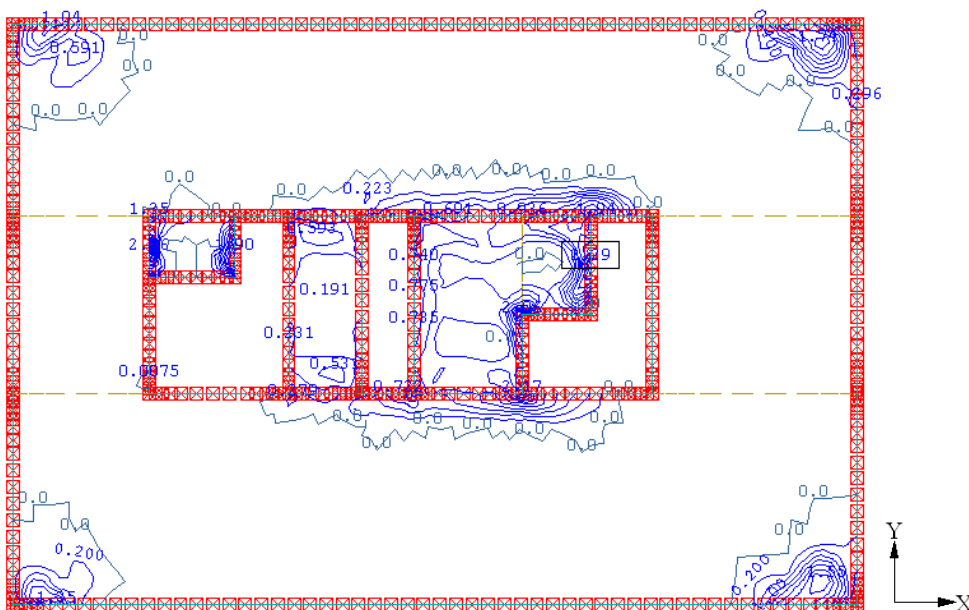
Ploščo je potrebno armirati še z mehko armaturo in sicer zaradi omejitve razpok.



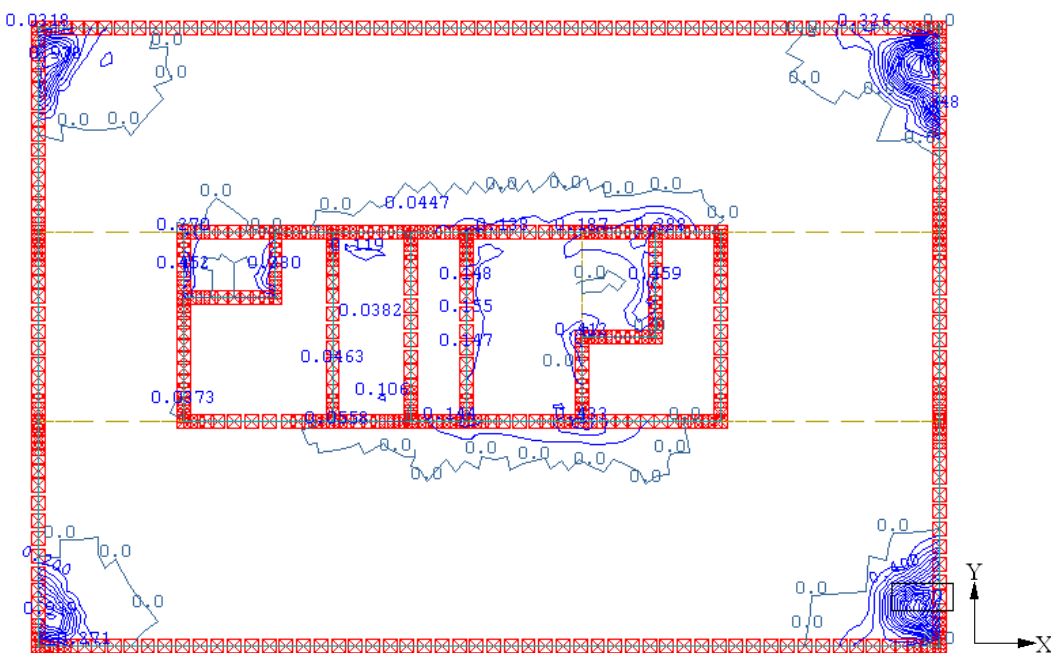
Slika 76: Zgornja armatura plošče v x smeri, m^2 / m , pod kombinacijo:
 $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$



Slika 77: Zgornja armatura plošče v y smeri, m^2 / m , pod kombinacijo:
 $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$



Slika 78: Spodnja armatura plošče v x smeri, (m^2 / m) , pod kombinacijo:
 $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$



Slika 79: Spodnja armatura plošče v y smeri, (m^2 / m) , pod kombinacijo:
 $1.35G + 1.5Q + 0.84P_0$

5.13.8 Minimalna potrebna natezna armatura

Iz slik 76-79 vidimo, da ne potrebujemo računske mehke armature, vendar je vseeno potrebna minimalna armatura za preprečitev razpok.

- z upoštevanjem prednapetih kablov

Prerez potrebne minimalne armature se lahko izračuna s prirejenim izrazom: 7.1 v SIST EN 1992-1-1.

$$A_{s,\min} \sigma_s + \xi_1 A'_p \Delta \sigma_p = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

Pri tem so:

$A_{s,\min}$ najmanjši potrebni prerez jekla znotraj natezne cone,

A_{ct} ploščina natezne cone betona,

σ_s absolutna vrednost največje dovoljene napetosti armature takoj po nastanku razpoke.

Privzame se lahko, da je to napetost na meji elastičnosti armature f_{yk} ,

$f_{ct,eff}$ srednja vrednost učinkovite natezne trdnosti betona v času pričakovanega nastanka prve razpoke.

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ oziroma $f_{ctm} \left(\frac{t}{28} \right)^{1/4}$, če se nastanek razpok pričakuje prej kot v 28 dneh,

k koeficient, ki omogoča upoštevanje učinkov neenakomernih samouravnateženih napetosti, ki zmanjšujejo sile zaradi preprečenih ali vsiljenih deformacij. ($k=1$ za stojine $h \leq 300mm$),

k_c koeficient, ki upošteva razporeditev napetosti prereza neposredno pred nastankom razpok in vpliv spremembe ročice notranjih sil: izraz 7.1 v SIST EN 1992-1-1.

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right)^{1/3} f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

k_1 koeficient, ki upošteva vplive osnih sil na razporeditev napetosti

$k_1 = 1.5$, če je N tlačna sila.

$h^* = h$ za $h \leq 1.0m$

A'_p prerez prednapetih kablov znotraj $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ učinkoviti del betonskega prereza v natezni coni, ki obdaja armaturo ali prednapete kable, z višino $h_{c,ef}$, kjer je $h_{c,ef}$ najmanjša izmed vrednosti: $2.5(d - d')$, $(d - x)$ in $h/2$. Glej sliko 7.1 v SIST EN 1992-1-1.

ξ_1 prirejeno razmerje sprijemne trdnosti, ki upošteva različne premere jekla za prednapenjanje in armiranje. Izraz 7.5 v SIST EN 1992-1-1.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$$

ξ razmerje med sprijemno trdnostjo prednapetega in armaturnega jekla po preglednici 6.2 v SIST EN 1992-1-1.

ϕ_s največji premer armaturne palice

ϕ_p nadomestni premer kabla (poglavje 6.8.2 v SIST EN 1992-1-1)

$\Delta\sigma_p$ sprememba napetosti v kablilih od stanja, ko je deformacija betona na mestu kablov enaka nič.

$$A_{s,min} = \frac{k_c f_{ct,eff} A_{ct} - \xi_1 A'_p \Delta\sigma_p}{\sigma_s}$$

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{0.56 kN/cm^2}{1.5 \cdot (3cm/23cm) \cdot 0.35 kN/cm^2} \right] = 0.427$$

$$\sigma_s = 5.63 MPa = 0.56 kN/cm^2$$

$$f_{ct,eff} = f_{cm} = 3.5 MPa = 0.35 kN/cm^2$$

$$A_{ct} = 1.36 cm \cdot 100 cm = 136 cm^2 \text{ (glej enačbo 5.68 – višina natezne cone betona)}$$

$$\sigma_s = f_{yk} \stackrel{500}{=} 50kN/cm^2$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0.5 \cdot \frac{0.8cm}{0.945cm}} = 0.65$$

$$\xi = 0.5$$

$$\phi_s = 0.8cm$$

$$\phi_p = 1.75\phi_{wire} = 1.75 \cdot 0.54cm = 0.945cm$$

ϕ_{wire} premer posamezne žice

$$A'_p = 6cm^2$$

$$\Delta\sigma_p = 139.5kN/cm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.427 \cdot 0.35kN/cm^2 \cdot 136cm^2 - (39kN/cm^2 \cdot 0.65 \cdot 6cm^2)}{50kN/cm^2} < 0$$

Če upoštevam kabelsko armaturo, mehka armatura plošče ni potrebna. Vendar kabli niso prisotni povsod in tudi ne v obeh smereh z enako gostoto.

- Brez upoštevanja prednapetih kablov

Minimalna potrebna armatura v plošči se določi z izrazom: 9.1N v SIST EN 1992-1-1.

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

Toda ne manj kot $0.0013 \cdot b_t d$

b_t širina natezne cone

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{0.35kN/cm^2}{50kN/cm^2} \cdot 100cm \cdot 23cm = 4.186cm^2 / m$$

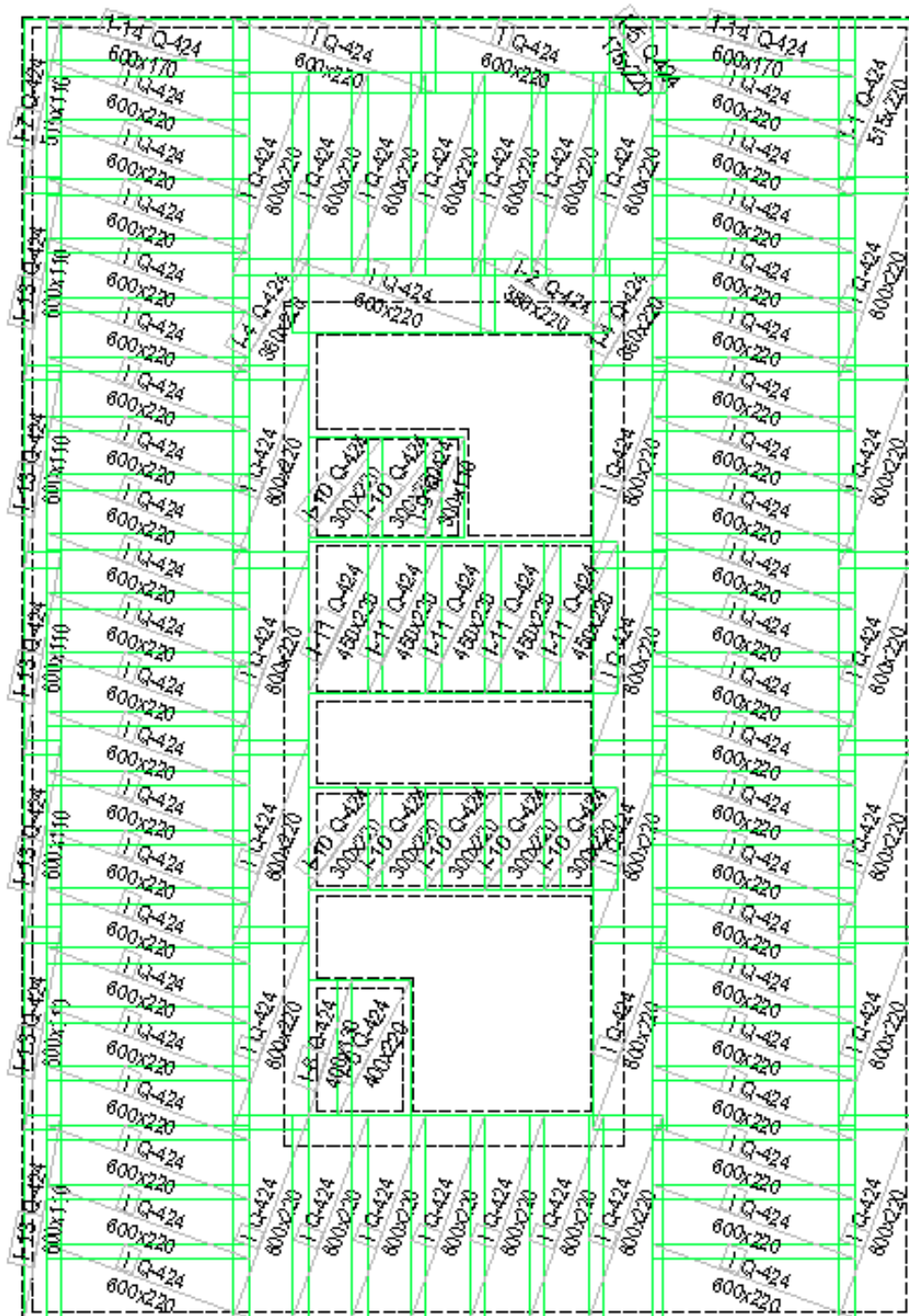
→ izberem Q424

$$A_{s,dej} = 4.24cm^2 / m$$

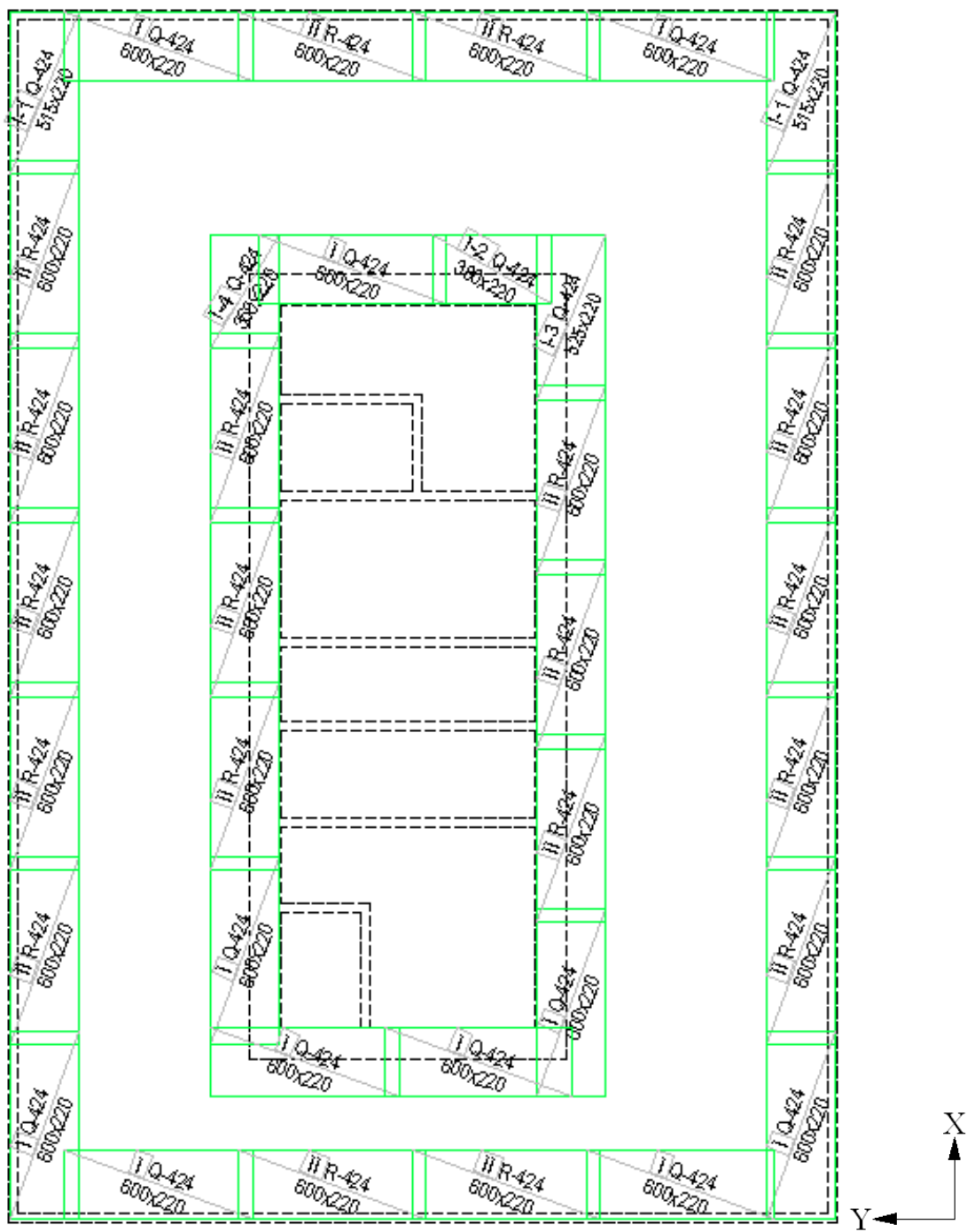
$$A_{s,min} \geq 0.0013 \cdot b_t d$$

$$4.186cm^2 / m \geq 0.0013 \cdot 100cm \cdot 23cm \geq 2.99cm^2 / m$$

Spodnjo armaturo položimo po celotni površini plošče, Pazimo da so preklopi izvedeni na nultih momentnih točkah. Zgornjo armaturo položimo samo nad podporami. In sicer v vogalih Q mreže, drugače R.



Slika 80: Spodnja armatura



Slika 81: Zgornja armatura

6. ZAKLJUČEK

V današnjem času želijo naročniki posameznih objektov čim bolj ekonomično in trajno konstrukcijo, ki ponuja možnost prihrankov skozi ves projekt, ter čim hitrejšo predajo objekta v uporabo. Razvoj betonskih elementov tako sledi predvsem željam naročnika

Prednapeti beton, v našem primeru prednapete plošče, se v današnjem času vedno pogosteje uporabljajo v gradbeništvu. Sama izvedba je sicer malo dražja, vendar lahko prihranimo pri materialu. Tako pri betonu, ker so potrebne veliko manjše dimenzije, kot tudi pri jeklu.

Najbolj uporabne pa so zaradi bistveno manjših pomikov v primerjavi z običajno armiranimi ploščami. In ravno pomiki so vedno večji problem v gradbenih konstrukcijah. Ne toliko zaradi porušitve objekta samega, ampak zaradi tega, ker se lahko poškodujejo sekundarni elementi konstrukcije.

V mojem praktičnem primeru sem s tem, ko sem ploščo napel zmanjšal debelino za 5 cm. Da bi plošča armirana samo z mehko armaturo ustezala pogoju povosov, bi potrebovali debelino plošče, ki bi znašala 29cm, v tem primeru le 23cm. S tem se je zmanjšala količina betona. Če pa bi analiziral celotno stavbo, bi se to pri cca 28 ih ploščah konkretno poznalo pri količini vgrajenega betona. S tem se je zmanjšala lastna teža stavbe, kar pa seveda vpliva na ostale konstrukcijske elemente.

Pri količini armature se ta prihranek ne zazna toliko, pa vendar se. Za običajno AB ploščo bi sicer porabili približno 14800kg armature, pri prednapeti pa 10400kg mehke armature in 3200kg kableske armature. Vidimo lahko, da je količina armature skoraj identična, vendar je del vgrajene kableske armature približno za faktor 3.5 dražji. Povzamemo lahko, da je cena celotne vgrajene armature dražja pri prednapeti, kot pa pri običajno armirani plošči. Vendar se nam glede na prej omenjene prednosti vseeno obrestuje sistem prednapetja.

Prednapete betonske konstrukcije so bile zaradi problemov s korozijo jekla za prednapenjanje predvsem v preteklosti pod vprašajem. Danes pa je na trgu veliko sistemov za prednapenjanje, katerih karakteristike so zelo izboljšane in primerne za kakovostno izgradnjo.

7. VIRI

- Standard SIST EN 1990
- Standard SIST EN 1991
- Standard SIST EN 1992
- Predavanja masivne konstrukcije II, izr.prof.dr.Franc Saje, univ.dipl.inž.grad.
- Vaje masivne konstrukcije II, doc.dr.Sebastjan Bratina, univ.dipl.inž.grad.
- Predavanja masivne konstrukcije I, izr.prof.dr.Franc Saje, univ.dipl.inž.grad.
- Vaje masivne konstrukcije I, asist.dr.Drago Saje, univ.dipl.inž.grad.
- Spannbeton-bauwerke, Teil 3, Wolfgang Rossner, Carl-Alexander Graubner
- Design of prestressed Concrete flat slabs, The South African of Civil Engineering
- Gradbeni vestnik, letnik 54, maj 2005
- <http://www.sofistik.com/> (5.6.2009)
Sofistik
- <http://www.freyssinet.com/> (5.6.2009)
Freyssinet Group
- <http://www.dywidag-systems.com/> (5.6.2009)
Dywidag – systems international
- Commission interministerielle de la precontrainte, Freyssinet Système F

