

marec 2024

letnik 73

Gradbeni vestnik

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE IN
MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKA ZBORNICE SLOVENIJE



54

NUMERIČNA ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA
NAKNADNO PREDNAPETEGA BETONSKEGA
NOSILCA Z NEPOVEZANIMI UKRIVLJENIMI KABLI

Izdajatelj:

**Zveza društev gradbenih inženirjev in
tehnikov Slovenije (ZDGITS),**

Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana,
telefon 01 52 40 200

v sodelovanju z **Matično sekcijo
gradbenih inženirjev Inženirske**

zbornice Slovenije (IZS MSG),
ob podpori **Javne agencije za**

**znanstvenoraziskovalno in inovacijsko
dejavnost RS, Fakultete za gradbeništvo in
geodezijo Univerze v Ljubljani, Fakultete
za gradbeništvo, prometno inženirstvo in
arhitekturo Univerze v Mariboru in Zavoda
za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **prof. dr. Matjaž Mikoš, predsednik**

izr. prof. dr. Andrej Kryžanowski
Dušan Jukič

IZS MSG: **dr. Rok Cajzek**
mag. Jernej Nučič

Tina Bučič

UL FGG: **doc. dr. Matija Gams**

UM FGPA: **prof. dr. Miroslav Premrov**

ZAG: **doc. dr. Aleš Žnidarič**

Uredniški odbor: **izr. prof. dr. Sebastjan**

Bratina, glavni in odgovorni urednik

doc. dr. Milan Kuhta

Lektor: **Jan Grabnar**

Lektorica angleških povzetkov:

Romana Hudin

Tajnica: **Eva Okorn**

Oblikovalska zasnova: **Agencija GIG**

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočeovski tisk

**Naklada: 400 tiskanih izvodov
3000 naročnikov elektronske verzije**

Podatki o objavah v reviji so navedeni
v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA
(The Int. Construction Database) ter na
www.zveza-dgits.si

Letno izide 12 številčk. Letna naročnina
za individualne naročnike znaša 25,50 EUR;
za študente in upokojene 10,50 EUR;
za družbe, ustanove in samostojne podjetnike
188,50 EUR za en izvod revije; za
naročnike iz tujine 88,00 EUR.

V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

Slika na naslovnici:

**nočno betoniranje prekladne
konstrukcije mostu čez reko**

**Tolminko na novi tolminski obvoznici,
foto: Miha Gorjan**

**Glasilo Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije in
Matične sekcije gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije.**

UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774;

spletna izdaja ISSN 2536-4332.

Ljubljana, marec 2024, letnik 73, str. 53-72

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledkom med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: [priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

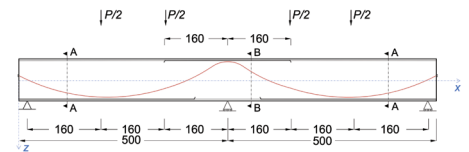
VSEBINA CONTENTS

ČLANKI PAPERS

Peter Kočman, mag. inž. teh. var.
izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
doc. dr. Jerneja Češarek Kolšek, univ. dipl. inž. grad.

**NUMERIČNA ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA
NAKNADNO PREDNAPETEGA BETONSKEGA
NOSILCA Z NEPOVEZANIMI UKRIVLJENIMI KABLI**
*NUMERICAL ANALYSIS OF A POST-TENSIONED
CONCRETE BEAM WITH UNBONDED
CURVED CABLES*

54



FOTOREPORTAŽI Z GRADBIŠČA

Direkcija Republike Slovenije za infrastrukturo
GRADNJA OBVOZNICE TOLMIN

66



Matjaž Pongrac, dipl. inž. grad. (UN)
**ŠIRITEV INDUSTRIJSKO-GOSPODARSKEGA
KOMPLEKSA LEDINEK**

70



NOVI DIPLOMANTI

Eva Okorn

KOLEDAR PRIREDITEV

Eva Okorn

Peter Kočman, mag. inž. teh. var.
peter.kocman@fgg.uni-lj.si



izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si



doc. dr. Jerneja Češarek Kolšek, univ. dipl. inž. grad.
jerneja.kolsek@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 624.012.3:624.072(078.9)

NUMERIČNA ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA NAKNADNO PREDNAPETEGA BETONSKEGA NOSILCA Z NEPOVEZANIMI UKRIVLJENIMI KABLI

NUMERICAL ANALYSIS OF A POST- TENSIONED CONCRETE BEAM WITH UNBONDED CURVED CABLES

Povzetek

V članku predstavimo matematični model in ustrezen numerični postopek za analizo mehanskega odziva naknadno prednapetega betonskega nosilca z nepovezanimi ukrivljenimi kabli pri delovanju kratkotrajne statične obtežbe. Betonski del nosilca, ki je v splošnem armiran z mehko armaturo, modeliramo z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca, prednapete kable, ki potekajo znotraj betonskega nosilca, pa z modelom vrvi. Pri tem upoštevamo, da se kabel in betonski nosilec na medsebojnem stiku lahko zamakneta, ne moreta pa se razmakniti. Pojava lokalizacije deformacij in mehčanja betona v tlaku, ki običajno nastopita pri visokih nivojih obremenitev, modeliramo s t. i. »crack-band« modelom, s katerim omenjena pojava omejimo na končno dolžino nosilca. Primernost in natančnost razvitega modela prikažemo s primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov mehanskega odziva prostoležečega in kontinuirnega nosilca, za katera so v literaturi na voljo dobro dokumentirani eksperimentalni rezultati. Ugotovimo zelo dobro ujemanje rezultatov.

Ključne besede: prednapeti beton, ukrivljeni kabli, naknadno napenjanje, numerični model, prostoležeči nosilec, kontinuirni nosilec

Summary

The paper presents a mathematical model and a corresponding numerical procedure for the analysis of the mechanical response of a post-tensioned concrete beam with unbonded curved cables under short-term static loading. The concrete part of the beam, which can be reinforced with soft reinforcement, is modeled with Reissner's in-plane beam model and the prestressed cables running inside the concrete beam are modeled with the rope model. It is assumed that the cable and the concrete beam may displace side-by-side, but cannot displace apart at the point of contact between them. The phenomena of localization of deformation and softening of the concrete under compression, which usually occur at high loads, are modeled with a well-established »crack-band« model, which limits these phenomena to the finite length of the beam. The suitability and accuracy of the developed model is demonstrated by comparing numerical and experimental results of a simply supported and a continuous beam, for which well documented experimental results are available in the literature. Finally, a very good agreement of the results is found.

Key words: prestressed concrete, curved cables, post-tensioning, numerical model, simply supported beam, continuous beam

1 UVOD

Prednapeti betonski nosilec je eden izmed najpogostejših konstrukcijskih elementov, ki se uporablja za premostitev večjih razponov pri različnih gradbenih objektih. Prednapeti beton, v katerega z napenjanjem jeklenega kabla vnesemo tlačne obremenitve, ima v primerjavi z armiranim betonom kar nekaj prednosti. Mednje štejemo predvsem večjo nosilnost betonskega prereza, ki omogoča gradnjo konstrukcij večjih razpetin oziroma prihranke vgrajenega materiala, mehka armatura in prednapeti kabli so zaradi tlačno obremenjenih prerezov bolj zaščiteni proti zunanjim vplivom, prednapenjanje konstrukcij pa omogoča tudi razvoj novih tehnologij gradnje. Glede na čas napenjanja obstajata dva načina prednapenjanja, in sicer predhodno in naknadno prednapenjanje. Pri prvem se kabel za prednapenjanje napne pred betoniranjem in sila prednapetja se vnese v ustrezno strjen beton preko sprjemnih napetosti med kablom in betonom, pri drugem pa je postopek napenjanja obraten, in sicer silo prednapenjanja vnašamo v strjeni beton preko sidrišč in kontaktnih napetosti vzdolž stika med kablom in betonom. Na začetku so kabli nepovezani z betonskim nosilcem, naknadno sprjemnost pa dosežemo z injektiranjem kabelskih cevi z ustrezno injekcijsko maso.

Prednapeti nosilec je sestavljen iz dveh komponent, iz armiranobetonskega nosilca in jeklenega kabla, pri čemer je slednji lahko raven, velikokrat pa je ukrivljen. Pri tem sta kabel in betonski ovoj, odvisno od izbire zgoraj omenjenega načina prednapenjanja, med seboj povezana (adhezijsko) ali pa nepovezana. Dosledno upoštevanje vpliva ukrivljenega kabla na deformiran betonski nosilec je relativno zahtevna naloga tako pri formulaciji matematičnega modela prednapetega elementa kot pri numeričnem reševanju izpeljanih enačb. V preteklosti se je vpliv ukrivljenih kablov na betonski nosilec pogosto nadomeščalo z ekvivalentno obtežbo, ki se med deformiranjem konstrukcije ni spreminjala. Žal pa z omenjeno poenostavitvijo v analizi ni bilo mogoče zajeti morebitne porušitve takšnega kompozitnega nosilca zaradi odpovedi kabla oziroma stika med kablom in betonom v primeru polne povezanosti. Danes pa naprednejši računski modeli vpliv kabla na betonski nosilec upoštevajo na različne načine z ustreznimi veznimi enačbami, ki so odvisne predvsem od izbire matematičnega modela. Primeri takšnih modelov so objavljeni v tuji literaturi (kot npr. [Burns, 1991], [Durand, 2023], [Jancy, 2023], [Lou, 2016]). Pri tem raziskovalci za modeliranje betonskega nosilca uporabljajo enačbe 2D in 3D trdnega telesa ali pa nosilec matematično opišejo z modelom linijskega elementa. Izkaže se, da je slednji opis bistveno enostavnejši, k čemur največ prispeva bistveno manjše število končnih elementov, s katerimi diskretiziramo model v postopku numeričnega reševanja.

V tem članku predstavimo matematični model in ustrezen numerični postopek za analizo mehanskega odziva betonskega nosilca, prednapetega z nepovezanimi ukrivljenimi kabli. Betonski nosilec, armiran z mehko vzdolžno armaturo, matematično opišemo z modelom linijskega elementa, pri čemer kabel modeliramo ločeno. V modelu upoštevamo materialno nelinearnost. Na območju betonskega dela nosilca dodatno upoštevamo tudi možnost pojava lokalizacije deformacij ter mehčanja betona v tlaku pri visokih nivojih obremenitev, pri

čemer se potencialnim divergenčnim problemom izognemo z uporabo »crack-band« modela ([Bažant, 1989], [Bratina, 2004]), s katerim omenjena pojava omejimo na končno dolžino elementa (na t. i. »kratek« element), vzdolž katere predpišemo konstanten potek deformacij. To nam omogoča, da odziv konstrukcije uspešno analiziramo tudi v območju mejne in postkritične nosilnosti. Primernost in natančnost razvitega matematičnega modela in numeričnega postopka prikažemo s primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov mehanskega odziva prostoležečega in kontinuirnega nosilca, za katera so v literaturi na voljo dobro dokumentirani eksperimentalni rezultati.

Članek ima poleg uvoda še štiri poglavja. V drugem poglavju predstavimo enačbe matematičnega modela, v tretjem poglavju predstavimo postopek numerične analize, v četrtem in petem poglavju pa prikažemo dva računski primera. Na koncu podamo zaključke.

2 MATEMATIČNI MODEL MEHANSKEGA ODZIVA PREDNAPETEGA AB-NOSILCA Z NEPOVEZANIMI UKRIVLJENIMI KABLI

Opazujemo mehanski odziv naknadno prednapetega betonskega nosilca z ravno težiščno osjo in s konstantnim prečnim presekom s površino A_c , ki je simetričen glede na navpično os in je izpostavljen kratkotrajnemu delovanju zunanje mehanske obtežbe. Nosilec je v splošnem armiran s klasično (mehko) vzdolžno armaturo, pri čemer z A_s označimo ploščino njenega prečnega prereza. Pri tem predpostavimo, da je armatura toga povezana z betonom (kompatibilnost deformacij na medsebojnem stiku). Zaradi večje nazornosti nadaljnjih izpeljav predpostavimo, da je nosilec prednapet le z enim ukrivljenim kablom s ploščino prečnega prereza A_p . Predpostavimo, da ga napnemo z desne strani z začetno silo prednapetja $N_{p,0}$, na levi strani pa je kabel ustrezno sidran. Ker kabel in betonski nosilec med seboj nista povezana, se med napenjanjem oziroma deformiranjem nosilca medsebojno zamakneta, vzdolž njune stične površine pa se aktivira trenje. V nadaljevanju osnovne enačbe, s katerimi opišemo napestostno in deformacijsko stanje takšnega nosilca, predstavimo ločeno za betonski del nosilca s pripadajočo vzdolžno mehko armaturo (ta del v nadaljevanju poimenujemo armirano-betonski del nosilca) in ločeno za ukrivljen kabel. V besedilu in v enačbah uporabimo oznako $(\bullet)_c$ za količine, ki pripadajo betonskemu delu nosilca, oznako $(\bullet)_s$ za količine, ki pripadajo vzdolžni mehki armaturi, oznako $(\bullet)_p$ pa za količine, ki pripadajo prednapetemu kablom. Nedeformirano in deformirano konfiguracijo prednapetega nosilca prikažemo na sliki 1.

2.1 Kinematične enačbe

Deformiranje nosilca opišemo v tridimenzionalnem točkovnem evklidskem prostoru. Koordinate prostorskega koordinatnega sistema označimo z x, y, z , pripadajoče tangentne vektorje pa z $e_1, e_2, e_3 = e_1 \times e_2$ (glej sliko 1). Za opazovališče izberemo točko $(0, 0, 0)$ in jo označimo z 0 . Postavimo jo na začetek nosilca, in sicer v težišče prečnega prereza armiranobetonskega dela nosilca v nedeformirani konfiguraciji. Vpliv kabla in mehke armature na lego težišča pri tem zanemarimo. Posledično tudi težiščna os nosilca v nedeformirani konfiguraciji sovпада

z vzdolžno osjo x omenjenega koordinatnega sistema. Upoštevamo Bernoullijevo predpostavko o ravnih prečnih prerezih. Dodatno predpostavimo, da je prečni prerez, ki je v nedeformirani konfiguraciji pravokoten na težiščno os nosilca, nanjo pravokoten tudi v deformirani konfiguraciji. Za parametrizacijo težiščne osi ukrivljenega kabla, ki leži v ravnini (x, z) , izberemo naravni parameter s_p (slika 1). Slednji je definiran na intervalu $[0, l_s]$, pri čemer je l_s dolžina kabla.

2.1.1 Vezni enačbi

Pri izpeljavi veznih enačb opazujemo dve točki, točko T_c na armiranobetonskem nosilcu v neposredni bližini kabla, ki ima koordinate $(x_c, 0, z_c)$, ter točko T_p na kablu, ki ima ločno koordinato s_p^* oziroma prostorske koordinate $(x_p(s_p^*), 0, z_p(s_p^*))$. Točki sta v nedeformirani konfiguraciji zamaknjeni, v deformirani konfiguraciji pa sta soležni (glej sliko 1). V nedeformirani konfiguraciji je točki T_c soležna točki P_p na kablu z ločno koordinato s_p . Lego točke T_c v nedeformirani konfiguraciji torej določimo s krajevnim vektorjem:

$$\mathbf{R}_c = x_c \mathbf{e}_1 + z_c \mathbf{e}_3, \quad (1)$$

lego točke T_p na kablu, prav tako v nedeformirani konfiguraciji, pa s krajevnim vektorjem:

$$\mathbf{R}_p = x_p(s_p^*) \mathbf{e}_1 + z_p(s_p^*) \mathbf{e}_3. \quad (2)$$

V deformirani konfiguraciji je lega točke T_c armiranobetonskega dela nosilca določena s krajevnim vektorjem:

$$\mathbf{r}_c = (x_c + u_c + z_c \sin \varphi_c) \mathbf{e}_1 + (w_c + z_c \cos \varphi_c) \mathbf{e}_3, \quad (3)$$

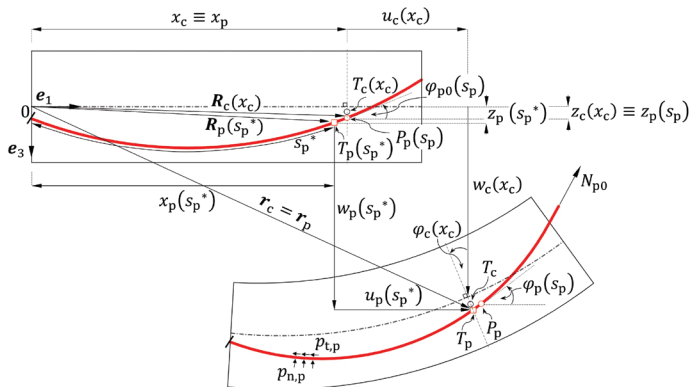
lego točke T_p na kablu pa s krajevnim vektorjem:

$$\mathbf{r}_p = (x_p(s_p^*) + u_p(s_p^*)) \mathbf{e}_1 + (z_p(s_p^*) + w_p(s_p^*)) \mathbf{e}_3. \quad (4)$$

V enačbah (1)–(4) je u_c vodoravni pomik, w_c navpični pomik težiščne osi armiranobetonskega dela nosilca pri koordinati x_c , φ_c je zasuk prečnega prereza, ki gre skozi točko T_c , u_p in w_p pa sta vodoravni oziroma navpični pomik točke T_p kabla.

Ker sta točki T_c in T_p v deformirani konfiguraciji soležni, velja $\mathbf{r}_c = \mathbf{r}_p$ oziroma v komponenti obliki:

$$x_c + u_c + z_c \sin \varphi_c = x_p(s_p^*) + u_p(s_p^*), \quad (5)$$



Slika 1. Nedeformirana in deformirana konfiguracija prednapetega nosilca.

$$w_c + z_c \cos \varphi_c = z_p(s_p^*) + w_p(s_p^*). \quad (6)$$

Ob predpostavki, da so pomiki, zasuki in zamiki prednapetega nosilca majhni, lahko vezni enačbi (5) in (6) lineariziramo okoli začetne nedeformirane konfiguracije [Hughes, 1978] in dobimo:

$$u_c + z_c \varphi_c = (s_p^* - s_p) \cos \varphi_{p0}(s_p) + u_p(s_p), \quad (7)$$

$$w_c = (s_p^* - s_p) \sin \varphi_{p0}(s_p) + w_p(s_p). \quad (8)$$

V enačbah (7)–(8) s φ_{p0} označimo kot, ki ga oklepa tangenta krivulje kabla s težiščno osjo armiranobetonskega dela nosilca pri ločni koordinati s_p v začetni nedeformirani konfiguraciji (v točki P_p).

2.1.2 Armiranobetonski del nosilca

Ob že omenjeni predpostavki, da so pomiki in zasuki nosilca med deformiranjem majhni, lahko konsistentno lineariziramo tudi osnovne kinematične enačbe linijskega nosilca [Reissner, 1972]. Pri tem dobimo:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{du_c}{dx_c}, \quad (9)$$

$$\varphi_c = -\frac{dw_c}{dx_c}, \quad (10)$$

$$\kappa_c = \frac{d\varphi_c}{dx_c}. \quad (11)$$

V enačbah je ε_{c0} specifična sprememba dolžine (osna deformacija), κ_c pa ukrivljenost (upogibna deformacija) armiranobetonskega dela nosilca v njegovi težiščni osi.

2.1.3 Ukrivljen kabel

Tudi deformiranje kabla za prednapenjanje, ki je v nedeformirani konfiguraciji ukrivljen, opišemo s konsistentno lineariziranimi Reissnerjevimi enačbami [Reissner, 1972]:

$$(\varphi_p - \varphi_{p0}) \sin \varphi_{p0} + \frac{du_p}{ds_p} - \varepsilon_p \cos \varphi_{p0} = 0, \quad (12)$$

$$(\varphi_p - \varphi_{p0}) \cos \varphi_{p0} + \frac{dw_p}{ds_p} + \varepsilon_p \sin \varphi_{p0} = 0, \quad (13)$$

$$\kappa_p - \frac{d\varphi_p}{ds_p} = 0. \quad (14)$$

Pri tem je ε_p specifična sprememba dolžine kabla (osna deformacija), κ_p ukrivljenost kabla, φ_p pa kot, ki ga oklepa tangenta krivulje kabla s težiščno osjo armiranobetonskega dela nosilca pri ločni koordinati s_p v deformirani konfiguraciji. Zasuk φ_p lahko s pomočjo veznih in kinematičnih enačb izrazimo z ostalimi kinematičnimi in deformacijskimi količinami.

2.2 Ravnotežne enačbe

2.2.1 Ravnotežne enačbe armiranobetonskega dela nosilca

Ravnotežne enačbe armiranobetonskega dela nosilca zapišemo v obliki treh diferencialnih enačb prvega reda [Reissner, 1972], ki so v linearizirani obliki izražene kot:

$$\frac{dN_c}{dx_c} + q_{x,c} + p_{x,c} = 0, \quad (15)$$

$$\frac{dQ_c}{dx_c} + q_{z,c} + p_{z,c} = 0, \quad (16)$$

$$\frac{dM_c}{dx_c} - Q_c + m_c + z_c p_{x,c} = 0. \quad (17)$$

V enačbah (15)–(17) je N_c osna sila, Q_c prečna sila in M_c upogibni moment v armiranobetonskem delu nosilca, $q_{x,c}$ in $q_{z,c}$ sta zunanji linijski obtežbi nosilca v smeri osi x oziroma z , m_c je momentna linijska obtežba okrog osi y , $p_{x,c}$ in $p_{z,c}$ pa sta komponenti kontaktne linijske obtežbe v smeri osi x oziroma z na stiku med armiranobetonskim delom nosilca in kablom.

2.2.2 Ravnotežne enačbe kabla

Pri izpeljavi ravnotežnih enačb kabla upoštevamo, da ima zanemarljivo upogibno in strižno togost. Posledično se ravnotežni enačbi izrazita kot:

$$\frac{dN_p}{ds_p} + p_{t,p} = 0, \quad (18)$$

$$N_p \kappa_{p0} + p_{n,p} = 0. \quad (19)$$

V enačbah (18)–(19) je N_p osna sila v kablju, $p_{t,p}$ in $p_{n,p}$ sta strižna oziroma normalna komponenta kontaktne linijske obtežbe na stiku med kablom in armiranobetonskim delom nosilca. S κ_{p0} označimo ukrivljenost kabla v začetni nedeformirani konfiguraciji in jo izračunamo s pomočjo naslednje enačbe [Kline, 1977]:

$$\kappa_{p0} = \frac{\frac{d^2 z_p}{dx_c^2}}{\left(1 + \left(\frac{dz_p}{dx_c}\right)^2\right)^{2/3}}. \quad (20)$$

2.2.3 Statični vezni enačbi

Poleg kinematičnih veznih enačb moramo v modelu zagotoviti tudi ravnotežje kontaktnih sil na stiku med armiranobetonskim delom nosilca in ukrivljenim kablom. To zagotovimo s statičnimi veznimi enačbama, ki ju zapišemo v komponentni obliki:

$$p_{t,c} = -p_{t,p} \frac{ds_p}{dx_c}, \quad (21)$$

$$p_{n,c} = -p_{n,p} \frac{ds_p}{dx_c}. \quad (22)$$

Komponenti kontaktne linijske obtežbe v smeri osi x oziroma z , s katerimi kabel učinkuje na armiranobetonski del nosilca (glej ravnotežne enačbe armiranobetonskega nosilca (15)–(17)), pa izračunamo s pomočjo naslednjih izrazov:

$$p_{x,c} = p_{t,c} \cos \varphi_{p0} + p_{n,c} \sin \varphi_{p0}, \quad (23)$$

$$p_{z,c} = -p_{t,c} \sin \varphi_{p0} + p_{n,c} \cos \varphi_{p0}. \quad (24)$$

2.3 Konstitucijske enačbe

2.3.1 Konstitucijske enačbe betonskega dela nosilca in togo povezane mehke vzdolžne armature

Zaradi Bernoullijeve predpostavke o ravnih prečnih prerezih osno deformacijo poljubnega vzdolžnega vlakna betonskega dela nosilca zapišemo kot $\varepsilon_c = \varepsilon_{c0} + z_c \kappa_c$, osno deformacijo j -te

vzdolžne armaturne palice pa kot $\varepsilon_{s,j} = \varepsilon_{c0} + z_{s,j} \kappa_c$, kjer je $z_{s,j}$ oddaljenost j -te armaturne palice od težiščne osi nosilca. Tako določenim deformacijam s pomočjo konstitucijskih zakonov oz. zvez v obliki $\sigma_i - \varepsilon_i$ ($i = c, s$), ki jih dobimo s standardnimi enosnimi preizkusi materialnih vzorcev ali pa jih povzamemo iz dostopne literature, pripišemo še pripadajoče normalne napetosti σ_i . S pomočjo slednjih lahko definiramo konstitucijski osni sili $N_{c,c}$ in $N_{s,c}$ oziroma konstitucijska upogibna momenta $M_{c,c}$ in $M_{s,c}$ armiranobetonskega dela nosilca ter ustrezni konstitucijski enačbi:

$$N_c = N_{c,c}(\varepsilon_c) + N_{s,c}(\varepsilon_s) = \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) dA_c + \sum_j \sigma_{s,j}(\varepsilon_{s,j}) A_{s,j}, \quad (25)$$

$$M_c = M_{c,c}(\varepsilon_c) + M_{s,c}(\varepsilon_s) = \int_{A_c} z_c \sigma_c(\varepsilon_c) dA_c + \sum_j z_{s,j} \sigma_{s,j}(\varepsilon_{s,j}) A_{s,j}. \quad (26)$$

V tem članku zvezo med normalno napetostjo in deformacijo tlačno obremenjenega betona opišemo z nelinearnim konstitucijskim zakonom po Desayiju in Krishnanu [Desayi, 1964], zvezo med napetostjo in deformacijo natezno obremenjenega betona pa z bilinearnim konstitucijskim zakonom po Berganu in Holandu [Bergan, 1979] (glej sliko 2(a)). Pri tem je f_{cm} tlačna trdnost betona, dosežena pri deformaciji ε_{c1} , ε_{cu} je mejna (porušna) tlačna deformacija betona, f_{ct} je natezna trdnost betona, ε_{ct1} je pripadajoča natezna deformacija, ε_{ctu} je mejna natezna deformacija betona, E_c pa je modul elastičnosti betona.

Zvezo med napetostjo in deformacijo armature, tako v nategu kot tlaku, opišemo z idealiziranim bilinearnim diagramom, ki ga povzamemo po standardu SIST EN 1992-1-1 [SIST, 2005]. Parametri modela so: f_{yk} je karakteristična napetost na meji elastičnosti, E_s je modul elastičnosti armature, f_{tk} je karakteristična trdnost armature, ε_{su} pa je mejna (porušna) deformacija. V konstitucijskih modelih betona in armature dodatno upoštevamo tudi izotropno utrjevanje.

2.3.2 Konstitucijske enačbe prednapetega kabla

Podobno kot smo definirali prispevek mehke vzdolžne armature $N_{s,c}$ h konstitucijski osni sili armiranobetonskega dela nosilca (glej enačbo (25)), definiramo tudi konstitucijsko osno silo prednapetega kabla $N_{p,c}$ ter ustrezno konstitucijsko enačbo:

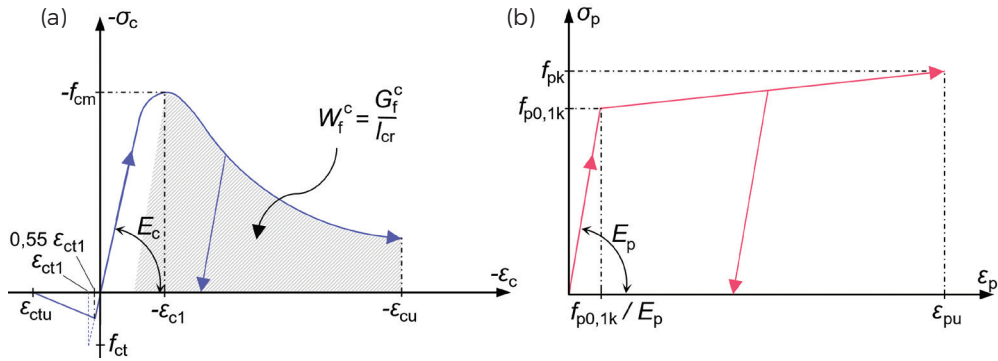
$$N_p = N_{p,c}(\varepsilon_p + \varepsilon_{p0}) = \sigma_p(\varepsilon_p + \varepsilon_{p0}) A_p. \quad (27)$$

Pri tem je ε_{p0} začetna elastična deformacija kabla zaradi prednapenjanja, ki jo izračunamo kot:

$$\varepsilon_{p0} = \frac{N_{p0}}{E_p A_p}, \quad (28)$$

kjer je N_{p0} začetna sila prednapetja.

Zvezo med napetostjo in osno deformacijo kabla opišemo z idealiziranim bilinearnim diagramom, ki ga prav tako povzamemo po standardu SIST EN 1992-1-1 [SIST, 2005]. Prikazujemo ga na sliki 2(b). Pri tem so parametri modela sledeči: $f_{p0,1k}$ je napetost jekla za prednapenjanja pri 0,1-odstotni nepovratni deformaciji, E_p je modul elastičnosti, f_{pk} je karakteristična natezna trdnost jekla in ε_{pu} mejna (porušna) deformacija.



Slika 2. Konstitucijski zakon (a) betona in (b) kabla.

2.3.3 Konstitucijski zakon stika

V predstavljenem modelu sta kabl in okoliški beton nepovezana. Ob premikanju kabla, ki poteka v posebnih ceveh, se vzdolž stika aktivira le sila trenja (strižna komponenta kontaktnih napetosti $p_{t,p}$), ki je odvisna od normalne komponente kontaktnih napetosti $p_{n,p}$. Njuno zvezo zapišemo v obliki:

$$p_{t,p} = k_t p_{n,p}, \quad (29)$$

kjer je k_t koeficient trenja, ki je v splošnem podatek proizvajalca.

2.4 Robni pogoji

Za reševanje predstavljenih enačb, s katerimi opišemo mehansko obnašanje prednapetega betonskega nosilca, so ključnega pomena robni pogoji. Prvo skupino robnih pogojev imenujemo kinematični robni pogoji, s katerimi predpišemo pomike oz. zasuke nosilca. V drugo skupino pa uvrstimo statične robne pogoje, s katerimi v prednapetem nosilcu predpišemo notra-

nje statične količine. V skladu z variacijsko formulacijo predstavljenih enačb v obliki modificiranega izreka o virtualnem delu, ki v prikazanem modelu predstavlja osnovo za numerično reševanje enačb z metodo končnih elementov, lahko robne pogoje predpišemo le v vozliščih mreže končnih elementov. Robne pogoje, ločeno za armiranobetonski del nosilca in za kabl, predstavimo v preglednici 1. Pri tem pa lahko izberemo le kinematični ali statični robni pogoj, nikoli pa ne obeh hkrati. Dodatno v preglednici 1 definiramo še sile in momente, s katerimi kabl učinkuje na armiranobetonski del nosilca na njegovih koncih, tj. na mestu sidranja oziroma napenjanja (sidrna in napenjalna glava).

3 NUMERIČNO REŠEVANJE ENAČB Z METODO KONČNIH ELEMENTOV

Sistem enačb (preglednica 2) armiranobetonskega nosilca, prednapetega z ukrivljenim kablom, moramo reševati numerično, saj je problem nelinearen. Pri reševanju enačb uporabimo metodo končnih elementov, pri kateri interpoliramo

Robni pogoji za armiranobetonski del nosilca:		
$u_c(0) = u_{c,0}$	ali	$N_c(0) + S_{c,1} = 0$
$w_c(0) = w_{c,0}$		$Q_c(0) + S_{c,2} = 0$
$\varphi_c(0) = \varphi_{c,0}$		$M_c(0) + S_{c,3} = 0$
$u_c(L) = u_{c,L}$		$N_c(L) - S_{c,4} = 0$
$w_c(L) = w_{c,L}$		$Q_c(L) - S_{c,5} = 0$
$\varphi_c(L) = \varphi_{c,L}$		$M_c(L) - S_{c,6} = 0$
Robni pogoji za kabl:		
$u_p(0) = u_c(0) + z_p(0) \varphi_c(0)$	ali	$N_p(0) + S_{p,1}(0) = 0$
$\Delta u_p(L) = \Delta u_c(L) + z_p(L) \Delta \varphi_c(L)$		$N_{p0} - S_{p,4}(L) = 0$
Vpliv kabla na obeh koncih armiranobetonskega dela nosilca:		
$S_{c,1}(0) = N_p(0) \cos \varphi_{p0}(0)$	in	$S_{c,4}(L) = -N_{p0} \cos \varphi_{p0}(L)$
$S_{c,2}(0) = -N_p(0) \sin \varphi_{p0}(0)$		$S_{c,5}(L) = N_{p0} \sin \varphi_{p0}(L)$
$S_{c,3}(0) = S_{c,1}(0) z_p(0)$		$S_{c,6}(L) = S_{c,4}(L) z_p(L)$

Preglednica 1. Robni pogoji za prednapeti betonski nosilec.

Vezne enačbe:
$u_c + z_p \varphi_c = (s_p^* - s_p) \cos \varphi_{p0} + u_p$
$w_c = (s_p^* - s_p) \sin \varphi_{p0} + w_p$
Kinematične enačbe armiranobetonskega dela nosilca:
$\varepsilon_{c0} = \frac{du_c}{dx_c}$
$\varphi_c = -\frac{dw_c}{dx_c}$
$\kappa_c = \frac{d\varphi_c}{dx_c}$
Kinematične enačbe kabla:
$(\varphi_p - \varphi_{p0}) \sin \varphi_{p0} + \frac{du_p}{ds_p} - \varepsilon_p \cos \varphi_{p0} = 0$
$(\varphi_p - \varphi_{p0}) \cos \varphi_{p0} + \frac{dw_p}{ds_p} + \varepsilon_p \sin \varphi_{p0} = 0$
$\kappa_p - \frac{d\varphi_p}{ds_p} = 0$
Ravnotežne enačbe armiranobetonskega dela nosilca:
$\frac{dN_c}{dx_c} + q_{x,c} + p_{x,c} = 0$
$\frac{dQ_c}{dx_c} + q_{z,c} + p_{z,c} = 0$
$\frac{dM_c}{dx_c} - Q_c + m_c + z_c p_{x,c} = 0$
Ravnotežne enačbe kabla:
$\frac{dN_p}{ds_p} + p_{t,p} = 0$
$N_p \kappa_{p0} + p_{n,p} = 0$
$p_{t,p} = k_t p_{n,p}$
$p_{x,c} = p_{t,c} \cos \varphi_{p0} + p_{n,c} \sin \varphi_{p0}$
$p_{z,c} = -p_{t,c} \sin \varphi_{p0} + p_{n,c} \cos \varphi_{p0}$
Konstitucijske enačbe armiranobetonskega dela nosilca:
$N_c = N_{c,c}(\varepsilon_c) + N_{s,c}(\varepsilon_s)$
$M_c = M_{c,c}(\varepsilon_c) + M_{s,c}(\varepsilon_s)$
Konstitucijska enačba kabla:
$N_p = N_{p,c}(\varepsilon_p + \varepsilon_{p0})$
Neznanke:
$u_c, w_c, \varphi_c, u_p, w_p, \varphi_p, \varepsilon_{c0}, \kappa_c, \varepsilon_p, \kappa_p, N_c, Q_c, M_c, N_p, p_{n,p}, p_{t,p}, p_{x,c}, p_{z,c}, s_p^*$

Preglednica 2. Sistem enačb in nabor neznanih količin.

deformacijske količine [Markovič, 2013]. V nasprotju s klasičnimi končnimi elementi, ki so zasnovani na interpolaciji pomikov, so deformacijski končni elementi veliko bolj stabilni in

odporni proti različnim oblikam blokiranja. Numerične težave, ki se pojavijo pri lokalizaciji deformacij in mehčanju betona pri velikih tlačnih obremenitvah, pa rešimo z vpeljavo že omejenega »kratkega« elementa ([Bažant, 1989], Bratina, 2004)], pri čemer je njegova dolžina l_{cr} odvisna od energije drobljenja betona v tlaku G_f^c in poteka konstitucijskega modela betona v območju mehčanja (glej diagram na sliki 2(a)). Pri označevanju deformacijskih končnih elementov vpeljemo naslednji oznaki: standardni element označimo z $E_{m,n}^c$, kjer indeks m predstavlja stopnjo Lagrangejevega interpolacijskega polinoma, s katerim interpoliramo deformacijske količine vzdolž elementa, n pa stopnjo numerične Lobattove integracije, s katero izvednotimo integrale v enačbah končnega elementa. »Kratek« element označimo z $E_{0,1}^c$, saj so vzdolž njegove dolžine deformacijske količine konstantne, ravnotežje količin pa zadoščamo le v prečnem prerezu na sredini elementa ([Bažant, 1989], [Bratina, 2004]).

Z znanimi postopki v numerični teoriji konstrukcij v nadaljevanju vse enačbe združimo v enačbo konstrukcije $\mathbf{G}(x, \lambda) = 0$. Pri tem z x označimo vektor nezanih vozliščnih pomikov in zasukov ter statičnih količin na robovih končnih elementov, λ pa je obtežni faktor konstrukcije. Za izbrani obtežni faktor sistem enačb konstrukcije rešimo iterativno ($i = 0, 1, 2, \dots$), v splošnem z Newtonovo metodo, ki je med inkrementno-iteracijskimi metodami najpreprostejša:

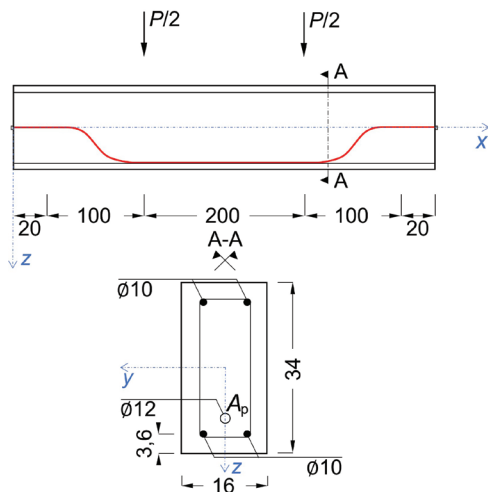
$$\nabla_x \mathbf{G}(x_i, \lambda) \delta x_{i+1} = -\mathbf{G}(x_i, \lambda), \quad x_{i+1} = x_i + \delta x_{i+1}. \quad (30)$$

Izraz $\nabla_x \mathbf{G}$ imenujemo tangentna togostna matrika konstrukcije. Člene le-te izvednotimo numerično. Ker pa se izkaže, da v območju mejne obtežbe konstrukcije Newtonova metoda odpo- raje uporabimo standardno metodo ločne dolžine [Crisfield, 1981]. Pri tej metodi vodimo posplošene vozliščne pomike, zato takšna inkrementno-iteracijska metoda omogoča rešitev enačb konstrukcije tudi v območju kritične in poskritične nosilnosti.

4 PRVI RAČUNSKI PRIMER: PREDNAPETI PROSTOLEŽEČI NOSILEC

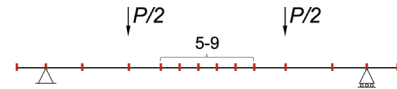
V prvem računskem primeru obravnavamo mehanski odziv naknadno prednapetega prostoležečega nosilca, izpostavljenega kratkotrajnemu delovanju statične obtežbe, za katerega v literaturi obstajajo dobro dokumentirani rezultati preizkusa [Hussien, 2012]. Na sliki 3 prikazujemo osnovne geometrijske podatke prednapetega nosilca, ki je armiran z vzdolžno (4 palice premera 10 mm) in strižno armaturo. Pri starosti 28 dni je bil obojestransko prednapet z enim nepovezanim kablom ($A_p = 0,99 \text{ cm}^2$). Po končanem napenjanju je izmerjena sila prednapenjanja v kablju na sredini razpetine nosilca znašala 104 kN. Med preizkusom sta se navpični točkovni sili ciklično povečevali vse do porušitve nosilca. Med preizkusom so bili merjeni navpični povese nosilca, vzdolžne deformacije kabla, mehke armature in betona, zabeležen pa je bil tudi način porušitve nosilca (plastifikacija mehke armature, ki mu je sledilo drobljenje tlačnega betona in nato porušitev kabla).

Vrednosti materialnih parametrov, ki jih potrebujemo za uspešno izvedbo mehanske analize, predstavimo v preglednici 3. Podatke o trdnostih materialov smo povzeli iz vira [Hussein,



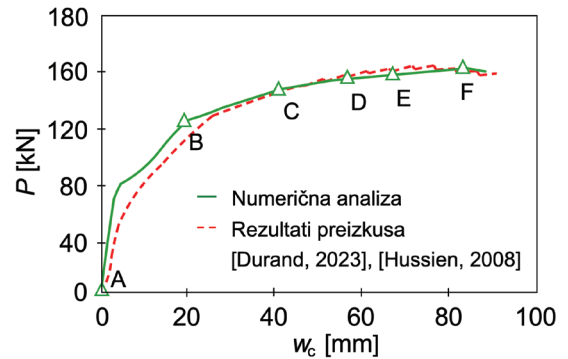
Slika 3. Prostoležeči nosilec, prednapet z nepovezanim ukrivljenim kablom [Hussien, 2012] (dimenzije so v cm).

2012], preostale vrednosti pa smo določili s pomočjo standarda SIST EN 1992-1-1 [SIST, 2005] in drugih virov ([Bergan, 1979], [CEB-FIP, 1993], [Kratzig, 2004]). Vrednost koeficienta trenja med prednapetim kablom in plastično cevjo smo ocenili s pomočjo predhodnih parametričnih analiz, opravljenih v sklopu te raziskave.



Slika 4. Mreža končnih elementov, uporabljena v numerični analizi.

Ugotovimo, da se izračunani pomiki zelo dobro prilegajo izmerjenim [Hussien, 2012]. Izračunano obtežno-deformacijsko krivuljo dodatno opremo s šestimi karakterističnimi točkami (točke od A do F). Slednje označujejo šest izmed 62 obtežnih inkrementov, pri katerih se zgodijo spremembe stanja



Slika 5. Razvoj navpičnega pomika na sredini razpetine nosilca v odvisnosti od obtežbe.

Beton		Armatura		Kabel	
f_{cm}	4,3 kN/cm ²	f_{yk}	47 kN/cm ²	$f_{p0,1k}$	167,4 kN/cm ²
ϵ_{c1}	-0,00225	f_{tk}	61 kN/cm ²	f_{pk}	186 kN/cm ²
ϵ_{cu}	-0,0035	ϵ_{su}	0,05	ϵ_{pu}	0,013
ϵ_{ct1}	0,0001	E_s	20000 kN/cm ²	E_p	19500 kN/cm ²
ϵ_{ctu}	0,0007			k_t	0,1
E_c	3400 kN/cm ²				
G_f^c	12,8 N/mm				
l_{cr}	20 cm				
lastna teža	1,36 kN/m				

Preglednica 3. Vrednosti materialnih parametrov, upoštevanih v numerični analizi.

V numerični analizi nosilec modeliramo z 8 linijskimi končnimi elementi tipa E_{4-5} in 5 "kratkimi" elementi tipa E_{0-1} , kot to prikazuje slika 4. "Kratke" elemente uporabimo na sredini razpetine nosilca, kjer se med analizo pojavijo največje tlačne obremenitve v betonu (elementi 5 do 9). Obtežno-deformacijsko krivuljo določimo s pomočjo standardne metode ločne dolžine. Skladno s to metodo vozliščne pomike nosilca inkrementno povečujemo od začetnega, neobteženega stanja ($P=0$) pa do njegove porušitve. Za to potrebujemo 62 obtežnih inkrementov.

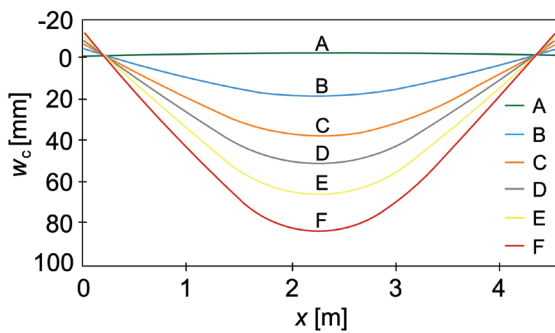
Na sliki 5 najprej predstavimo primerjavo med izračunanim in izmerjenim razvojem navpičnega pomika w_c na sredini razpetine opazovanega nosilca v odvisnosti od velikosti obtežbe P .

v analiziranem nosilcu. Ta stanja so opisana v preglednici 4. Plastifikacija mehke armature (točka B) nastopi pri obtežbi $P=106,8$ kN oziroma pomiku $w_c=18,9$ mm (izmerjene vrednosti so bile 115 kN oz. 29,2 mm [Hussien, 2012]), računsko določena največja obtežba nosilca (točka F) pa znaša $P_{max}=139,6$ kN pri pomiku $w_c=84,6$ mm. Izmerjeni mejni vrednosti sta bili 141 kN in 76 mm [Hussien, 2012]. Med preizkusom je bila porušitev nosilca posledica porušitve kabla [Hussien, 2012], v numerični analizi pa se je to odrazilo s prekoračitvijo porušne deformacije kabla (materialno mehčanje kabla). Med numerično analizo (od točke E dalje) smo zaznali tudi mehčanje betona v tlaku in lokalizacijo deformacij v območju med navpičnimi silama, a omenjena pojava nista bila tako izrazita in nista povzročila tlačne porušitve betona ($|\epsilon_c| < |\epsilon_{cu}|$).

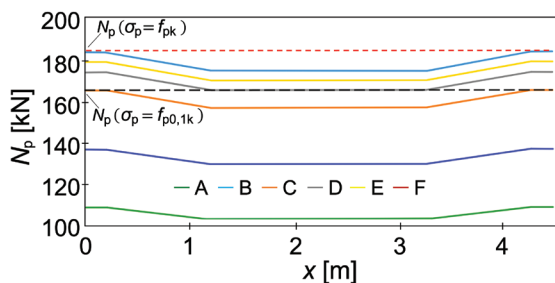
A	B	C	D	E	F
1. inkrement	16. inkrement	29. inkrement	38. inkrement	58. inkrement	60. inkrement
neobtežen nosilec (samo lastna teža)	plastifikacija spodnje armature v polju	plastifikacija kabla ob sidrišču	plastifikacija kabla v polju	mehčanje betona v tlaku v polju	P_{max} : dosežena natezna trdnost kabla ob sidrišču

Preglednica 4. Stanja v analiziranem nosilcu pri karakterističnih točkah na obtežno-deformacijski krivulji.

V nadaljevanju na sliki 6 prikažemo še izračunane deformirane oblike nosilca, na sliki 7 pa potek izračunanih sil v kablju, ki pripadajo karakterističnim točkam od A do F, prikazanih na obtežno-deformacijski krivulji. S slike 6 ugotovimo, da je prednapet nosilec pred nastopom obtežbe deformiran navzgor, kar je seveda pričakovano. Na sliki 7 pa je lepo viden nastop plastifikacije kabla ob sidrišču ($\sigma_p = f_{p0,1k}$; krivulja za karakteristično točko C), nastop plastifikacije kabla v polju (krivulja za D) ter dosežena natezna trdnost kabla ob sidrišču ($\sigma_p = f_{pk}$; krivulja za F).



Slika 6. Izračunane deformirane oblike nosilca, ki pripadajo karakterističnim točkam od A do F na obtežno-deformacijski krivulji.

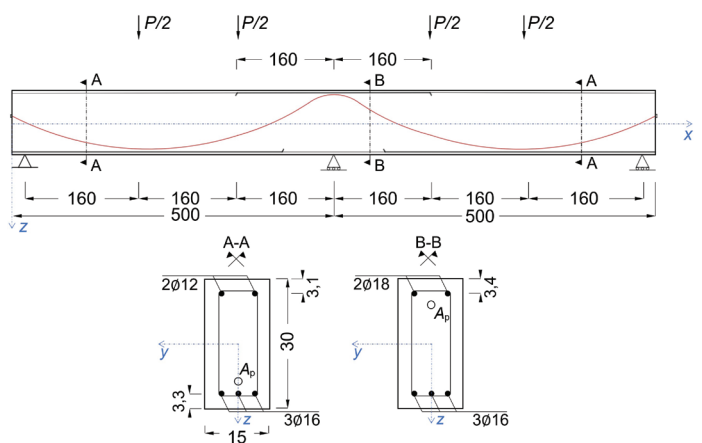


Slika 7. Izračunane sile v kablju, ki pripadajo karakterističnim točkam od A do F na obtežno-deformacijski krivulji.

5 DRUGI RAČUNSKI PRIMER: PREDNAPETI NOSILEC PREKO DVEH POLJ

V drugem računskem primeru obravnavamo mehanski odziv naknadno prednapetega armiranobetonskega kontinuirnega nosilca preko dveh polj. Rezultate preizkusa podajata Chen [Chen, 2008] in Lou s sodelavci [Lou, 2016], ki je nosilec tudi numerično analiziral z lastnim matematičnim modelom nosilca. Na sliki 8 prikazujemo osnovne geometrijske podatke nosilca, ki je

armiran z vzdolžno in strižno armaturo. Naknadno je bil prednapet z enim kablom ($A_p = 1,4 \text{ cm}^2$) z začetno silo prednapetja $N_{p0} = 165 \text{ kN}$. Med preizkusom je bil nosilec obtežen s štirimi navpičnimi točkovnimi silami, ki so se povečevale vse do porušitve nosilca. Med preizkusom sta bila merjena navpični povos na sredini obeh polj nosilca in sila v kablju.



Slika 8. Kontinuirni prednapeti nosilec z nepovezanim ukrivljenim kablom [Lou, 2016] (dimenzije so v cm).

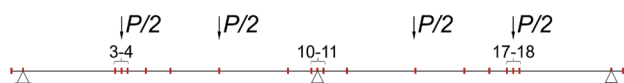
Vrednosti materialnih parametrov, ki jih potrebujemo za uspešno izvedbo mehanske analize, predstavimo v preglednici 5. Podatke o trdnostih lastnosti materialov povzamemo iz vira [Lou, 2016], vrednosti preostalih parametrov pa ocenimo s pomočjo standarda SIST EN 1992-1-1 [SIST, 2005] in napatkov iz drugih virov ([Bergan, 1979], [CEB-FIP, 1993], [Kratzig, 2004]). V analizi upoštevamo, da je bil kabel prednapet le z desne strani. Vrednost koeficienta trenja med prednapetim kablom in plastično cevjo smiselno izberemo na podlagi predhodnih parametričnih analiz, opravljenih v sklopu te raziskave. Za izpolnitev sovisnosti med energijo drobljenja betona G_f^c in dolžino »kratkega« elementa l_{cr} (glej sliko 2(a)) konstitucijski zakon betona v območju mehčanja ustrezno korigiramo, in sicer upoštevamo linearno zmanjševanje tlačnih napetosti vse do vrednosti 0, ki je dosežena pri deformaciji ϵ_{cu} .

Analizirani nosilec modeliramo s 14 linijskimi elementi tipa $E_{4,5}$ in 6 "kratkiimi" elementi tipa $E_{0,1}$, kot to prikazujemo na sliki 9. Kratke elemente uporabimo na mestih, kjer pričakujemo največje tlačne obremenitve v betonu, tj. na sredini obeh razpetin in ob vmesni podpori (elementi 3, 4, 10, 11 ter 17 in 18). Tudi v tem primeru obtežno-deformacijsko krivuljo določimo s po-

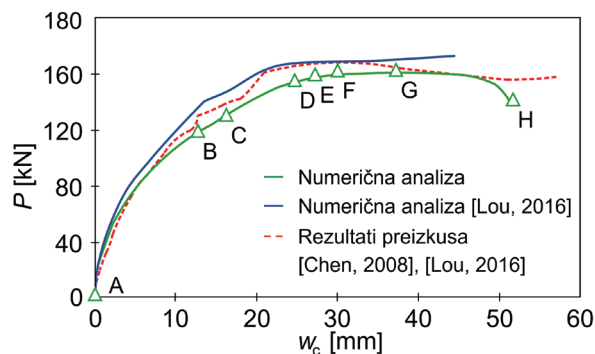
Beton		Armatura		Kabel	
f_{cm}	3,83 kN/cm ²	$f_{y_{k,\phi 10(16;18)}}$	36,1(38,4; 36,4) kN/cm ²	$f_{p0,1k}$	176 kN/cm ²
ϵ_{c1}	-0,0022	$f_{t_{k,\phi 10(16;18)}}$	40,3(42,6; 40,6) kN/cm ²	f_{pk}	194,1 kN/cm ²
ϵ_{cu}	-0,03	ϵ_{su}	0,04	ϵ_{pu}	0,02
ϵ_{ct1}	0,0001	E_s	20000 kN/cm ²	E_p	19700 kN/cm ²
ϵ_{ctu}	0,0007			k_t	0,02
E_c	3300 kN/cm ²				
G_f^c	55 N/mm				
l_{cr}	10 cm				
lastna teža	1,13 kN/m				

Preglednica 5. Vrednosti materialnih parametrov, upoštevanih v numerični analizi.

močjo standardne metode ločne dolžine. Skladno s to metodo vozliščne pomike nosilca inkrementno povečujemo od začetnega, neobteženega stanja ($P = 0$) pa do njegove porušitve. Za to potrebujemo 41 obtežnih inkrementov.



Slika 9. Mreža končnih elementov, uporabljena v numerični analizi.

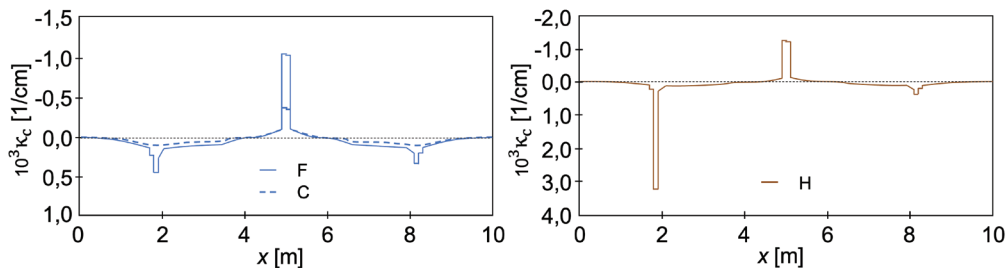


Slika 10. Razvoj navpičnega pomika na sredini levega polja nosilca v odvisnosti od obtežbe.

Tudi pri drugem računskem primeru najprej predstavimo primerjavo med izračunanim in izmerjenim razvojem navpičnega pomika w_c na sredini levega polja nosilca v odvisnosti od velikosti obtežbe P (glej sliko 10). Tudi v tem primeru se izračunani pomiki zelo dobro prilegajo izmerjenim. Obtežno-deformacijsko krivuljo zopet opremimo s šestimi karakterističnimi točkami (točke od A do H). Te točke predstavljajo 8 izmed 41 obtežnih inkrementov, pri katerih se zgodi sprememba stanja v analiziranem nosilcu. Ta stanja so opisana v preglednici 6. Najprej nastopi plastifikacija zgornje (natezne) armature ob vmesni podpori (točka B na obtežno-deformacijski krivulji), ki ji hitro sledi še mehčanje betona v tlačni coni (točka C), kar se odraža v lokalizaciji deformacij v kratkih elementih 10 in 11 ob vmesni podpori (glej črtkano krivuljo na sliki 11(a)). Pri nadaljnjem naraščanju obtežbe nosilca pride še do plastifikacije natezne armature in mehčanja betona v prvem polju nosilca (točki D in E na obtežno-deformacijski krivulji), ki ji brž sledi še plastifikacija tlačne armature (točka F). Posledično zaznamo lokalizacijo deformacij tudi v kratkih elementih 3 in 4 (polna krivulja na sliki 11(a)). Računsko določena največja obtežba nosilca znaša $P_{max} = 161,8$ kN pri navpičnem pomiku $w_c = 37,3$ mm (točka G). Nato sledi zmanjševanje obtežbe P ob sočasnem naraščanju deformacij nosilca. Računska porušitev nastopi v točki H, ko pride do tlačne porušitve betona v levem polju nosilca. Takrat je lokalizacija deformacij v kratkem elementu 4 v polju nosilca zelo izrazita (glej sliko 11(b)).

A	B	C	D
1. inkrement	12. inkrement	15. inkrement	22. inkrement
neobtežen nosilec (samo lastna teža)	plastifikacija zgornje arm. ob vmesni podpori	mehčanje betona v tlaku ob vmesni podpori	plastifikacija spodnje arm. v polju
E	F	G	H
24. inkrement	26. inkrement	32. inkrement	41. inkrement
mehčanje betona v tlaku v polju	plastifikacija zgornje arm. v polju	dosežena največja obtežba P_{max}	tlačna porušitev betona v polju

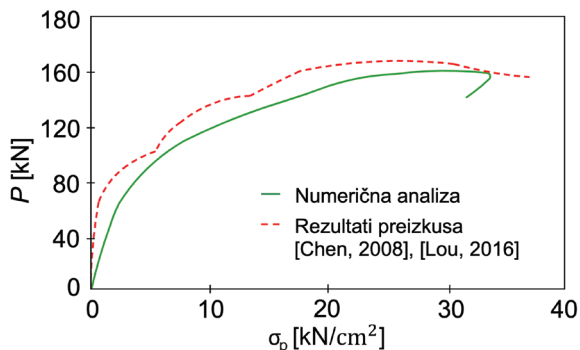
Preglednica 6. Stanja v analiziranem nosilcu pri karakterističnih točkah na obtežno-deformacijske krivulje.



Slika 11. Potek upogibne deformacije v betonu k_c vzdolž armiranobetonskega nosilca, ki pripada karakteristični točki: (a) C in F ter (b) H na obtežno-deformacijski krivulji.

Pri pojavu lokalizacije deformacij, kot jih prikazujemo na sliki 11, in sočasnem materialnem mehčanju betona v tlaku (naraščanju tlačnih deformacij ob zmanjševanju napetosti), je treba še posebej izpostaviti, da v kolikor tega problema ne bi reševali s pomočjo »kratkih« elementov, bi imeli v numerični analizi težave s konvergenco računskega postopka. To bi se v primeru obravnavanega kontinuirnega nosilca, ki je v osnovi statično nedoločena konstrukcija in pri kateri je možna prerazporeditev obremenitev, zgodilo, še preden bi bila v analizi dosežena mejna obtežba nosilca.

V nadaljevanju na sliki 12 predstavimo še spreminjanje napetosti v kablju, prav tako na sredini levega polja. V tem primeru je ujemanje nekoliko slabše, vendar še vedno v mejah inženirske natančnosti. Razhajanje rezultatov je lahko posledica napačne izbire koeficienta trenja v numerični analizi oziroma napak pri meritvah. Je pa na sliki 12 lepo vidna razbremenitev kabla v zadnji fazi numerične analize.



Slika 12. Spreminjanje napetosti v kablju na sredini levega polja.

6 SKLEP

V prispevku smo predstavili matematični model za analizo mehanskega odziva naknadno prednapetega armiranobetonskega nosilca z nepovezanimi ukrivljenimi kabli, ki je izpostavljen kratkotrajni statični obtežbi. Izpeljane enačbe, ki smo jih zapisali ločeno za betonski nosilec z mehko armaturo in za kabel, smo rešili s pomočjo metode končnih elementov. Primernost in natančnost razvitega matematičnega modela smo prikazali na dveh primerih naknadno prednapetih nosilcev, za katera so v literaturi na voljo dobro dokumentirani eksperimentalni rezultati. V prvem računskem primeru smo analizirali mehanski odziv prednapetega prostoležečega nosilca. Ugotovili smo zelo dobro ujemanje med izračunanim in izmerjenim ra-

zvojem navpičnega pomika na sredini razpetine nosilca v odvisnosti od velikosti navpične obtežbe vse do porušitve. Med preizkusom je bila porušitev nosilca posledica porušitve kabla, v numerični analizi pa se je to odrazilo s prekoračitvijo porušne deformacije kabla. V drugem računskem primeru pa smo analizirali mehanski odziv prednapetega nosilca preko dveh polj. Tudi v tem primeru smo ugotovili zelo dobro ujemanje med izračunanim in izmerjenim razvojem navpičnega pomika na sredini levega polja kontinuirnega nosilca v odvisnosti od velikosti navpične obtežbe, medtem ko je bilo ujemanje spreminjanja napetosti v kablju nekoliko slabše, vendar še vedno v mejah inženirske natančnosti. Računska porušitev nosilca je bila posledica tlačne porušitve betona v levem polju nosilca. Med numerično analizo mehanskega odziva nosilca smo na več mestih v nosilcu zaznali tudi pojav lokalizacije deformacij in sočasnega mehčanja betona v tlaku. Ta pojav smo numerično uspešno rešili s pomočjo »kratkih« elementov. Na podlagi zapsanega lahko zaključimo, da je predstavljen model zanesljiv, natančen in numerično učinkovit. V nadaljevanju ga bomo nadgradili tako, da bo omogočal simulacijo mehanskega odziva prednapetih elementov tudi v pogojih požarne obtežbe.

7 ZAHVALA

Delo P. Kočmana, J. Č. Kolšek in S. Bratine financira Javna agencija za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije (ARIS) v sklopu raziskovalnega programa P2-0158. Za podporo se zahvaljujemo.

8 LITERATURA

Bažant, Z. P., Pijaudier-Cabot, G., Measurement of Characteristic Length of Nonlocal Continuum, *Journal of Engineering Mechanics*, 115(4), 755–767, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1989\)115:4\(755\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:4(755)), 1989.

Bergan, P. G., Holand, I., Nonlinear finite element analysis of concrete structures, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 17–18, 443–467, [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(79\)90027-6](https://doi.org/10.1016/0045-7825(79)90027-6), 1979.

Bratina, S., Saje, M., Planinc, I., On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames, *International Journal of Solids and Structures*, 41(24–25), 7181–7207, <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.06.004>, 2004.

Burns, N. H., Helwig, T., Tsujimoto, T., Effective Prestress Force in Continuous Post-Tensioned Beams With Unbonded

Tendons, *ACI Structural Journal*, 88(1), 84–90, <https://doi.org/10.14359/2780>, 1991.

CEB-FIP Model Code 1990: Design Codes, Comite Euro-International du Beton and Federation International de la Precontraint, London: Thomas Telford, 1993.

Chen, Y. W., The experimental researches on unbonded partially prestressed concrete continuous beams, Changsha, China: Hunan University, 2008.

Crisfield, M. A., A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure That Handles "snap-through", *Computers and Structures*, 8(1-3), 55–62, [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(81\)90108-5](https://doi.org/10.1016/0045-7949(81)90108-5), 1981.

Desayi, P., Krishnan, S., Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete, *ACI Journal Proceedings*, 61(3), 345–450, <https://doi.org/10.14359/7785>, 1964.

Durand, R., Vieira, J. F., Farias, M. M., Numerical analysis of bonded and unbonded prestressed RC beams using cohesive and non-compatible rod elements, *Engineering Structures*, 288, 116157, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116157>, 2023.

Hughes, T. J. R., Pister, K. S., Consistent linearization in mechanics of solids and structures, *Computers & Structures*, 8(3-4), 391–397, [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(78\)90183-9](https://doi.org/10.1016/0045-7949(78)90183-9), 1978.

Hussien, O. F., Elafandy, T. H. K., Abdelrahman, A. A., Abdel Baky, S. A., Nasr, E. A., Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams, *HBRC Journal*, 8(3), 239–251, <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2012.10.008>, 2012.

Jancy, A., Stolarski, A., Zychowicz, J., Experimental and Numerical Research of Post-Tensioned Concrete Beams, *Materials*, 16(11), 4141, <https://doi.org/10.3390/ma16114141>, 2023.

Kline, M., *Calculus: an intuitive and physical approach* (2nd ed., Vol. 61). Wiley, <https://doi.org/10.1017/S0025557200085132>, 1977.

Krätzig, W. B., Pölling, R., An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters, *Computers & Structures*, 82(15-16), 1201–1215, <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.03.002>, 2004.

Lou, T., Lopes, S. M. R., Lopes, A. V., Response of continuous concrete beams internally prestressed with unbonded FRP and steel tendons, *Composite Structures*, 154, 92–105, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.07.028>, 2016.

Markovič, M., Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., Non-linear analysis of pre-tensioned concrete planar beams, *Engineering Structures*, 46, 279–293, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.08.004>, 2013.

Reissner, E., On one-dimensional finite-strain beam theory: The plane problem, *Zeitschrift Für Angewandte Mathematik Und Physik ZAMP*, 23(5), 795–804, <https://doi.org/10.1007/BF01602645>, 1972.

SIST EN 1992-1-1:2005, Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij–Del 1-1, Splošna pravila in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

FOTOREPORTAŽA GRADNJA OBVOZNICE TOLMIN



Slika 1. Most čez reko Tolminko.

Lokacija: Tolmin

Investitor: Ministrstvo za infrastrukturo, Direkcija Republike Slovenije za infrastrukturo (DRSI)

Soinvestitor: Občina Tolmin

Projektant gradbenih konstrukcij: Ginex International, d. o. o.

Izvajalec gradbenih del: Kolektor CPC, d. o. o., s podizvajalci

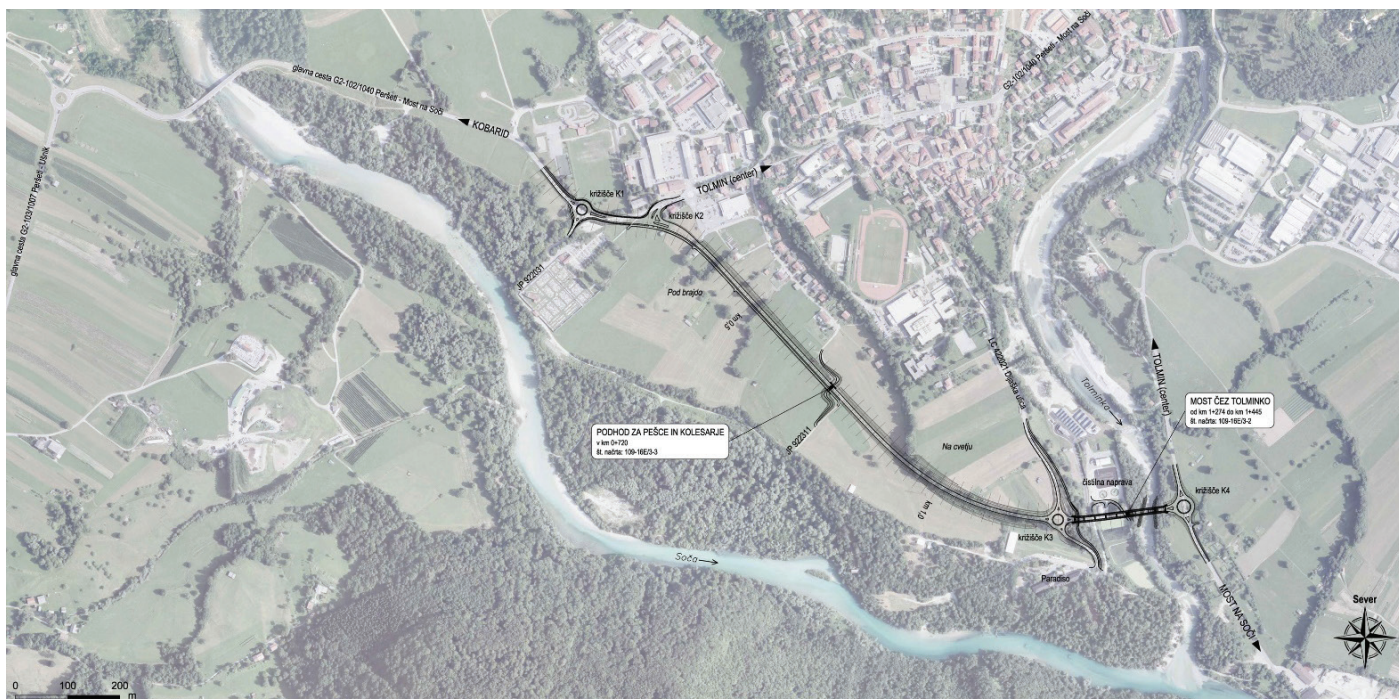
Vrednost gradbenih del: 9,5 milijona EUR, od tega delež Občine Tolmin 904.000 EUR

Začetek izvedbe gradbenih del: januar 2022

Predviden zaključek pogodbenih del: junij 2024

Kilometer in pol dolga tolminska obvoznica je ena večjih državnih cestnih investicij na Primorskem. Trasa obvoznice poteka v pretežno ravninskem terasastem območju južno od mesta Tolmin in severno od reke Soče. Z izjemo robne pozidave na začetku in koncu trase je območje nenaseljeno, tako da trasa prečka pretežno kmetijska zemljišča (polja in travniki). V začetnem delu v območju krožnega križišča se obvoznica približa vstopu na tolminsko pokopališče, proti zaključku trase pa z mostom čez Tolminko prečka območje čistilne naprave in se zaključuje s krožnim križiščem na obstoječi cesti Tolmin-Most na Soči.

V okviru gradnje obvoznice so zgrajena štiri nivojska križišča, urejena Dijaška ulica v dolžini približno 330 m, zgrajen je podhod za pešce in kolesarje ter kmetijsko mehanizacijo, ki je zasnovan kot zaprt škatlast okvir svetle odprtine 3,50 m, višine 3,00 m in dolžine 14,75 m. Vzporedno s cesto bodo urejene tudi površine za pešce in kolesarje ter izvedena krajinska ureditev.

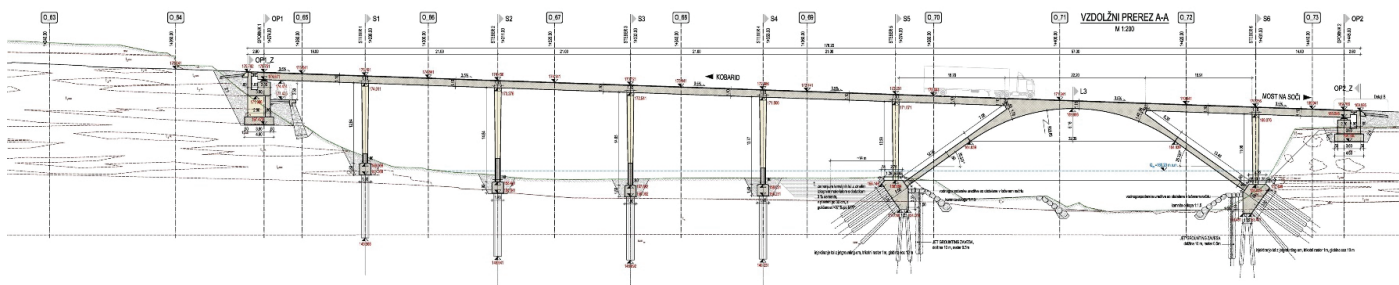


Slika 2. Pregledna situacija nove obvoznice Tolmin.

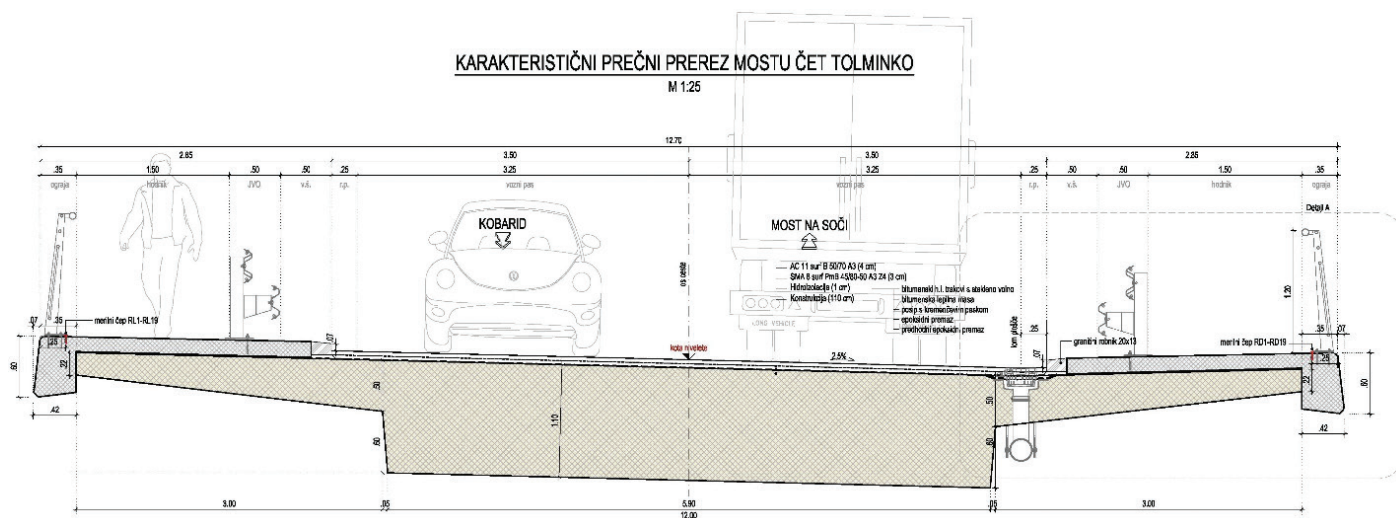


Sliki 3 in 4. Pripravljalna dela na trasi obvoznice Tolmin.

Najzahtevnejši objekt na trasi je most čez reko Tolminko, ki je zasnovan kot kvaziintegralna konstrukcija skupne dolžine 171 m. Osrednji razpanski del čez reko Tolminko je zasnovan kot elastično vpet lok z razpetino 55 m. Prekladna konstrukcija mostu je zasnovana kot polna plošča širine 6,00 m in višine 1,10 m z obojestranskima konzolama dolžine 3,00 m. Širina mostu skupaj z robnima vencema tako znaša 12,70 m.



Slika 5. Vzdolžni prerez mostu čez reko Tolminko.

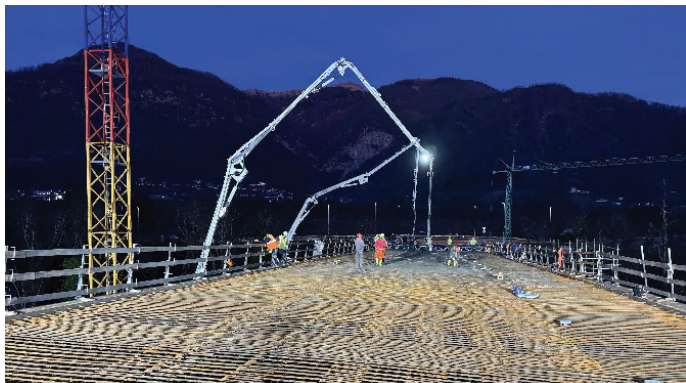


Slika 6. Karakteristični prečni prerez mostu čez reko Tolminko.

Temelji glavne razpanske konstrukcije loka so zasnovani kot armanobetonški bloki, pod katerimi je izvedeno ojačanje temeljnih tal z »Jet Groutingom«. Stebri so zasnovani kot V-stebri prereza 80 x 120 cm in višine ca. 14 m in so globoko temeljeni na dveh pilotih dolžine ca. 10 m in premera 150 cm. Krajna opornika sta temeljena plitvo na temeljni blazini. Opornika sta zasnovana tako, da vsebujeta pregledno komoro za pregled dilatacije. Na vseh podporah je prekladna konstrukcija monolitno povezana s podporami z izjemo na krajnih opornikih, kjer so lončna ležišča. Prehod z nasipa na objekt je izveden s prehodno ploščo dolžine 3,7 m.



Slika 7. Most čez Tolminko in krožno križišče K4.



Sliki 8 in 9. Vgradnja betona na mostu čez Tolminko.

V okviru gradnje nove obvoznice je izkopenih 56.000 m³ različnega materiala, izvedenih 30.000 m³ nasipov, porabljenih bo 20.500 m² asfaltov. Za izgradnjo mostu čez Tolminko je porabljenih 2500 m³ betona in vgrajenih 560 ton armature. Vzduž trase bo posajenih 192 dreves ter 5500 grmovnic, popenjalk oziroma pokravnih rastlin.



Slika 10. Izvedena JVO in javna razsvetljava med obvoznico ter površino za pešce in kolesarje z novo posajenim drevoredom v ozadju.



Slika 11. Podhod za pešce in kolesarje na novi obvoznici.



Slika 12. Križišče K2 s krožnim križiščem K1 v ozadju.

Avtor fotoreportaže: Direkcija Republike Slovenije za infrastrukturo,

foto: Miha Gorjan

FOTOREPORTAŽA ŠIRITEV INDUSTRIJSKO- GOSPODARSKEGA KOMPLEKSA LEDINEK



Slika 1. Razširjen industrijsko-gospodarski kompleks Ledinek.

Lokacija: Spodnje Hoče

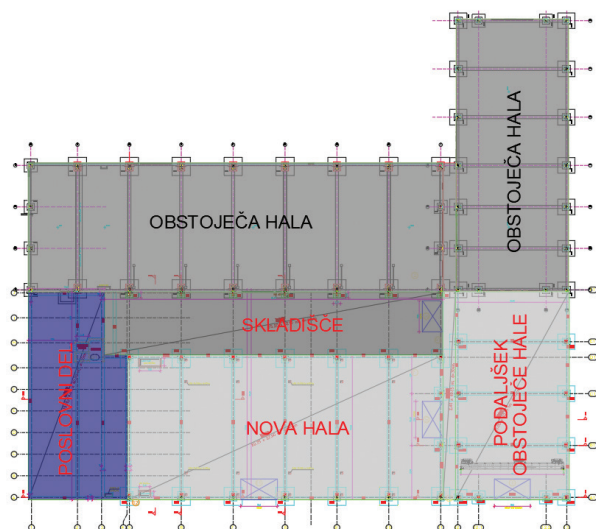
Vrsta in namembnost objekta: zahteven objekt, CC-SI-12520 – rezervoarji, silosi in skladiščne stavbe

Investitor: Ledinek Engineering, d. o. o.

Projektant: Dr. Durjava, d. o. o., ARS, d. o. o. (AB- in jeklene konstrukcije), CBD, d. o. o. (lesene konstrukcije)

Nadzornik: R-PROJEKT, d. o. o.

Izvajalec: HIS, d. o. o.

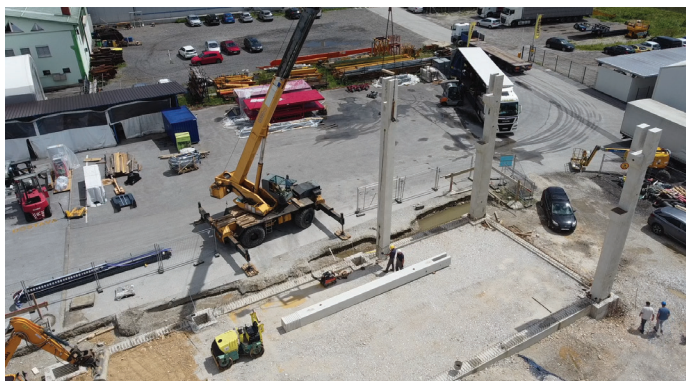


Na območju Spodnjih Hoč se izvaja širitev industrijskega kompleksa za potrebe povečanja delovnih kapacitet podjetja Ledinek Engineering, d. o. o. Širitev kompleksa sestoji iz štirih delov:

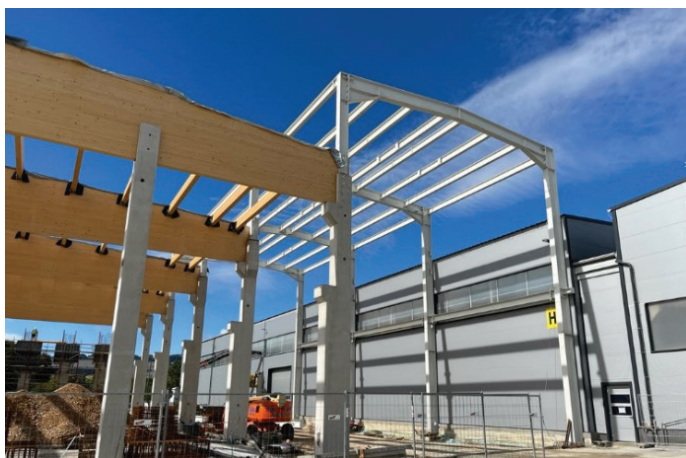
- gradnja nove hale,
- gradnja skladišča, ki povezuje obstoječo in novo halo,
- gradnja novega poslovnega dela in
- podaljšanje obstoječe hale.

Slika 2. Tlorisni prikaz obsega dozidave na industrijsko-gospodarskem kompleksu Ledinek.

V procesu širitve industrijsko-gospodarskega kompleksa so bili uporabljeni trije primarni konstrukcijski materiali. Stebri nove hale in stebri v podaljšku obstoječe hale so prefabricirani armiranobetonski. Ti so na vrhu povezani z lesenimi strešnimi nosilci. Skladišče, ki leži med obstoječo in novo halo, je v celoti iz jekla. Poslovni del pa je zgrajen iz lesa s CLT-sistemom in jeklenimi ojačitvami.



Sliki 3 in 4. Gradnja montažnih armiranobetonskih stebrov na območju nove hale.



Sliki 5 in 6. Gradnja jeklenega skladišča, ki povezuje obstoječo in novo halo.



Slika 7. Gradnja lesenega poslovnega dela s CLT-sistemom.

Za potrebe zagotavljanja zadostne horizontalne togosti objekta so bile zgrajene dodatne ojačitve, in sicer armiranobetonski dvigalni jašek, slopi na čelni strani nove hale in armiranobetonski steni med prvima stebroma nove hale. Dodatno bodo armiranobetonski stebri medsebojno povezani še z jeklenimi nateznimi diagonalami.



Slika 8. Gradnja armiranobetonskih slopov in sten.



Slika 9. Gradnja armiranobetonskega dvigalnega jaška.

Investitor se je v nasprotju z običajnimi armiranobetonskimi ali jeklenimi strešnimi nosilci odločil, da bo strešno konstrukcijo nove hale izvedel z nosilci iz lepljenega lesa. Kljub izbiri lesenih nosilcev pa je bilo treba zagotavljati zadostno širino hale. Tako so bili zasnovani dvokapni leseni nosilci dolžine 27,6 m in višine v temenu 3,0 m. vzdolžno so nosilci medsebojno povezani z lesenimi sekundarnimi nosilci.



Slika 10. Montaža krajnega lesenega nosilca na armiranobetonske stebre.



Sliki 11 in 12. Leseni lepljeni nosilci, povezani s sekundarnimi lesenimi nosilci.



Avtor fotoreportaže: Matjaž Pongrac, dipl. inž. grad. (UN)

NOVI DIPLOMANTI GRADBENIŠTVA

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA – VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Matija Žibrik. Uporaba IKT pri organizaciji, upravljanju in vodenju gradbišča, mentor prof. dr. Žiga Turk;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=155101&lang=slv>

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Jan Kalar. Eksperimentalne meritve toplotnega toka in določevanje toplotne prehodnosti toplotnega ovoja stavbe, mentor izr. prof. dr. Roman Kunič, somentorja asist. David Božiček in izr. prof. dr. Mateja Dovjak;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=154422>

Urban Vochl. Obravnava uporabe fazno spremenljive snovi v zasteklitvi, mentor doc. dr. Jure Kokalj, somentor doc. dr. Luka Pajek;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=155100&lang=slv>

Tjaša Čizman. Kazalniki kakovosti notranjega zraka in gospodarnosti rešitev po evropskem okviru trajnostne gradnje Level(s) na primeru prenove večstanovanjske stavbe v Ljubljani, mentorica izr. prof. dr. Mateja Dovjak, somentorica doc. dr. Marjana Šijanec Zavrl;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=155103&lang=slv>

Robert Mlakar. Ureditev prometnih povezav v naselju Moste, mentor doc. dr. Peter Lipar, somentor doc. dr. Robert Rijavec;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=155102&lang=slv>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM VODARSTVO IN OKOLJSKO INŽENIRSTVO

Ajda Kranjc Požar. Meritve in modeliranje mikroplastike na slovenski obali, mentorica doc. dr. Darja Istenič, somentor prof. dr. Dušan Žagar;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=154781>

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN ARHITEKTURO

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Maja Koller. zaključek študija brez zaključnega dela.

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM PROMETNO INŽENIRSTVO

Ksenija Kotnik. Postopek uporabe brezpilotnikov v prometnem sistemu, mentor prof. dr. Matjaž Šraml, somentor asist. Matej Moharič;
<https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=86985&lang=slv>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Mateja Dovar. Umirjanje prometa na začetku naselij, mentor izr. prof. dr. Marko Renčelj, somentorica asist. Laura Brigita Parežnik;
<https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=86816&lang=slv>

Nik Poglajen. Statična in dinamična analiza jeklenega visečega mostu v Renkah, mentor prof. dr. Stojan Kravanja, somentorja doc. dr. Tomaž Žula in izr. prof. dr. Primož Jelušič;
<https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=86676&lang=slv>

Rubriko ureja **Eva Okorn**, gradb.zveza@siol.net

17.-20.4.2024

19th International Conference Road Safety in Local Communities

Zlatibor, Srbija
<https://bslz.org/wp-content/uploads/2023/11/Prvo-obavestenje-BSLZ2024-latinical.pdf>

18.4.2024

MEGRA 2024 - Sanacije in obnove prometne infrastrukture po večstoletnih poplavah

Cornja Radgona, Slovenija
www.drc-zdruzenje.si/megra-2024

19.-25.4.2024

WTC 2024 - World Tunnel Congress 2024

Shenzhen, Kitajska
www.wtc2024.cn

24.-26.4.2024

ICSCER 2024 - 8th International Conference on Structure and Civil Engineering Research

Madrid, Španija
www.icscer.org

25.-27.4.2024

ICGE'24 — International Conference on Geotechnical Engineering

Hammamet, Tunizija
www.icge24.com/

23.5.2024

Ženske v gradbeništvu - Srečanje z ženskami, ki delajo v gradbeni panogi

Ljubljana, Slovenija
<https://educenter.si/dogodek/zenske-v-gradbenistvu-3/>

28.-30.5.2024

2nd annual Conference on Foundation Decarbonization and Re-use

Amsterdam, Nizozemska
<https://foundationreuse.com/>

29.-30.5.2024

Vodni dnevi 2024

Rimske Toplice, Slovenija
<https://sdzv-drustvo.si/vodni-dnevi/>

30.-31.5.2024

5. Srbski kongres o cestah

Beograd, Srbija
www.kongresoputevima.rs/lat/lat-index.html

18.-19.6.2024

Dnevi prometnega inženirstva

Portorož, Slovenija
<https://dips.si/dnevi-prometnega-inzenirstva-2024-transport-engineering-days-2024/>

18.-21.6.2024

7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization

Barcelona, Španija
<https://isc7.cimne.com>

30.6.-5.7.2024

WCEE2024 - 18th World Conference on Earthquake Engineering

Milano, Italija
www.wcee2024.it

4.-6.7.2024

EGRWSE 2024 - 5th Environmental Geotechnology, Recycled Waste Materials and Sustainable Engineering

Varšava, Poljska
<https://iil.sggw.edu.pl/egrwse-2024/>

8.-12.7.2024

14th International Symposium on Landslides

Chambéry, Francija
www.isl2024.com/

26.-30.8.2024

ECSMGE 24 - XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

Lizbona, Portugalska
<https://www.ecsmge-2024.com>

16.-20.9.2024

30. Svetovni ITS kongres

Dubaj, Združeni Arabski Emirati
<https://itsworldcongress.com>

23.-25.9.2024

CDA Conference 2024 - Canadian Dam Association 2024 Annual Conference & Exhibition

Niagara Falls, Ontario, Kanada
<https://cda.ca/events/2024/09/23/cda-conference-2024>

23.-27.9.2024

IS-Grenoble 2024 — International Symposium on Geomechanics from Micro to Macro

Grenoble, Francija
<https://is-grenoble2024.sciencesconf.org/>

23.-25.10.2024

16. kongres o prometu in prometni infrastrukturi

Portorož, Slovenija
www.drc-zdruzenje.si/kongres/

29.9.-3.10.2024

92nd ICOLD Annual Meeting and International Symposium

New Delhi, Indija
www.icold2024.org/#/home

Rubriko ureja **Eva Okorn**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: gradb.zveza@siol.net