

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Kralj, U., 2015. Račun pomikov armiranobetonskih nosilcev. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 35 str.

Datum arhiviranja: 30-09-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Kralj, U., 2015. Račun pomikov armiranobetonskih nosilcev. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 35 pp.

Archiving Date: 30-09-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

URBAN KRALJ

**RAČUN POMIKOV ARMIRANOBETONSKIH
NOSILCEV**

Diplomska naloga št.: 207/B-GR

**CALCULATION OF DEFLECTIONS OF REINFORCED
CONCRETE BEAM**

Graduation thesis No.: 207/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 17. 09. 2015

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Spodaj podpisani Urban Kralj izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Mejno stanje pomikov armiranobetonskih konstrukcij.«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici. Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 15.8.2015

Urban Kralj

BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.012.45:624.046.4(497.4)(043.2)
- Avtor:** Urban Kralj
- Mentor:** izr. prof. dr. Jože Lopatič
- Naslov:** Račun pomikov armiranobetonskih nosilcev
- Tip dokumenta:** diplomska naloga – univerzitetni študij
- Obseg in oprema:** 35 str., 12 pregl., 40 sl.
- Ključne besede:** račun pomikov, armiranobetonski nosilci, kontinuirni nosilci, mejno stanje pomikov, pomik

Izvleček

V diplomski nalogi je predstavljen račun pomikov armiranobetonskih nosilcev. Opisani so dejavniki za nastanek pomikov, ki lahko na različne načine poškodujejo ali onemogočijo funkcijo konstrukcije. Reologija betona zajema vplive nastanka deformacij zaradi krčenja in lezenja, kar upoštevamo pri redukciji materialnih parametrov. Velik poudarek je posvečen tudi vplivu razpokanosti armiranobetonskega prereza na zmanjšanje togosti konstrukcije in posledično večjih deformacij. Navedeni so najpogostejši kriteriji in problemi zaradi prevelikih pomikov armiranobetonskih konstrukcij. S pomočjo izdelanega programa v Excelovi preglednici za izračun pomikov kontinuirnih nosilcev je opisan postopek računanja pomikov, poenostavitve v računu in natančnost izračunanih velikosti pomikov. Standard SIST EN 1992-1-1 podaja tudi razmerja med statično višino in razpetino kjer račun pomikov sploh ni potreben. S pomočjo programa je v diplomskem delu prikazanih nekaj izračunanih primerov, kjer so opisane odvisnosti in vplivi parametrov na velikost pomikov v armiranobetonskih kontinuirnih nosilcih.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.012.45:624.046.4(497.4)(043.2)
Author:	Urban Kralj
Supervisor:	assoc. prof. Jože Lopatič, Ph.D.
Title:	Calculation of deflections of reinforced concrete beams
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	35 p., 12 tab., 40 fig.
Keywords:	calculation of deflections, reinforced concrete beams, continuous beams, limit state of deflection, deflection

Abstract

In the thesis we present the calculation of deflections of reinforced concrete beams. We describe the factors that cause the deflections. These deflections can damage or disable the function of the construction in different ways. Rheology of concrete includes the influence of formation of deformations, due to shrinkage and creep. We take this into account with reduction of material parameters. We also emphasize the influence of cracking of reinforced concrete sections. The cracking influences the reduction of bending stiffness of the construction and consequently increased deformation. We present the most common criteria and problems which occur due to too much deflection of reinforced concrete constructions. With the help of self-made Excel program which computes the deflections of continuous beams, we describe the procedure of calculating the deflections, simplification of the computation and accuracy of the computed deflection values. Standard SIST EN 1992-1-1 gives the ratios between static height and span where deflection computation is not even required. With the help of the prepared program we show some computation examples, where we describe the dependencies and influence of the parameters on the deflections in reinforced concrete continuous beams.

ZAHVALA

Za vso pomoč in nasvete skozi pisanje diplomske naloge, se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču.

Zahvaljujem se tudi mojim staršem in bratu, ki so mi omogočili študij in mi stali ob strani tudi v težkih trenutkih.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 POMIKI.....	1
3 DEJAVNIKI, KI VPLIVAJO NA POMIKE KONSTRUKCIJ	2
3.1 Obtežba.....	2
3.2 Lezenje betona.....	3
3.3 Krčenje betona.....	3
3.4 Trdnostne karakteristike materiala	3
3.5 Računski model	3
4 KRITERIJI ZA KONTROLO POMIKOV	4
4.1 Omejitve pomikov	4
4.2 Vidni povesi.....	4
4.3 Ohranitev predvidene funkcije objekta.....	5
4.4 Škoda na predelnih stenah in oblogah ter podobnih nekonstruktivnih delih.....	5
5 RAČUN POMIKOV	7
5.1 Opis programa	7
5.2 Predpostavke.....	8
5.3 Vnos podatkov	8
5.4 Postopek računa.....	9
5.5 Natančnost računa pomikov	12
5.6 Razmerje med razponom in statično višino nosilca	13
5.7 Primeri, kjer račun pomikov ni potreben.....	13
6 IZRAČUNANI PRIMERI Z IZDELANIM PROGRAMSKIM ORODJEM	14
6.1 Računski primer 1: Izračun pomikov kontinuirnega nosilca.....	14
6.2 Računski primer 2: Velikost pomikov v odvisnosti od količine armature	16
6.3 Računski primer 3: Vpliv razpokanosti prerezov	20
6.4 Računski primer 4: Vpliv razporeditve obtežbe na velikost pomikov.....	24
6.5 Računski primer 5: Možni ukrepi v primeru prevelikega pomika.....	26
6.5.1 Povečanje statične višine nosilca.....	27
6.5.2 Povečanje količine armature.....	27
6.5.3 Višji trdnostni razred betona.....	27
6.5.4 Sprememba zasnove konstrukcije.....	27
6.6 Računski primer 6: Velikost pomika v odvisnosti od trdnostnega razreda betona.....	28
6.7 Računski primer 7: Vpliv krčenja na velikost pomikov	30

6.8 Računski primer 8: Vpliv reologije na velikost pomikov	32
7 ZAKLJUČEK.....	34
VIRI.....	35

KAZALO SLIK

Slika 1: Vpliv razpok na togost elementa; Povzeto po Structural Concrete Vol. 2, fib bulletin no, 52 str 104.	1
Slika 2: Pomiki konstrukcijskega elementa.....	4
Slika 3: Kontinuirni nosilec.....	7
Slika 4: Pravokotni armiranobetonski prečni prerez	8
Slika 5: Nerazpokan prerez.....	10
Slika 6 : Razpokan prerez.....	10
Slika 7 : Uskladitev pomikov z robnimi pogoji, prikazano na primeru kontinuirnega nosilca preko dveh polj	12
Slika 8: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko dveh polj	14
Slika 9: Razporeditev armature	15
Slika 10: Momentna linija kontinuirnega nosilca preko dveh polj.....	16
Slika 11: Končni pomiki kontinuirnega nosilca preko dveh polj	16
Slika 12: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko treh polj.....	17
Slika 13: Ukrivljenosti kontinuirnega nosilca preko treh polj.....	18
Slika 14: Zasuki kontinuirnega nosilca preko treh polj	18
Slika 15: Končna momentna linija pri $q=40 \text{ kN/m}$	19
Slika 16: Velikost pomikov v sredini srednjega polja v odvisnosti od količine armature.....	19
Slika 17: Računski model kontinuirnega nosilca.....	20
Slika 18: Razporeditev armature in geometrija prečnega prereza	20
Slika 19: Končna momentna linija pri obtežbi $q=35 \text{ kN/m}$	21
Slika 20: Vrednosti faktorja ζ pri obtežbi $q=50 \text{ kN/m}$	21
Slika 21: Vrednosti faktorja ζ pri obtežbi $q=35 \text{ kN/m}$	22
Slika 22: Potek največjega faktorja ζ v odvisnosti od obtežbe.....	23
Slika 23: Odvisnost pomikov w v krajnih polj od velikosti obtežbe q	23
Slika 24: Odstotek razpokanih prereзов.....	23
Slika 25: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko petih polj.....	24
Slika 26: Pomiki pri enakomerno razporejeni obtežbi $q=50 \text{ kN/m}$	24
Slika 27: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko petih polj.....	25
Slika 28: Pomiki pri neenakomerno razporejeni obtežbi.....	25
Slika 29: Računski model kontinuirnega nosilca.....	26
Slika 30: Pomiki kontinuirnega nosilca preko treh polj	26
Slika 31: Spremenjena zasnova konstrukcije	27
Slika 32: Računski model in razporeditev armature.....	28
Slika 33: Srednja natezna trdnost f_{cm} v odvisnosti od karakteristične tlačne trdnosti betona f_{ck}	29
Slika 34: Srednji elastični modul E_{cm} v odvisnosti od karakteristične tlačne trdnosti betona f_{ck}	29

Slika 35: Velikost pomikov v krajnih poljih v odvisnosti od karakteristične tlačne trdnosti betona f_{ck29}	
Slika 36: Zasnova konstrukcije in razporeditev armature	30
Slika 37: Vpliv krčenja na ukrivljenosti.....	31
Slika 38: Vpliv krčenja na velikost pomikov	31
Slika 39: Računski model prostoležečega nosilca.....	32
Slika 40: Pomiki v odvisnosti od reologije	33

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Geometrija in obtežba konstrukcije.....	14
Preglednica 2: Prikaz delnih rezultatov izračuna ukrivljenosti	15
Preglednica 3: Geometrija in obtežba konstrukcije.....	17
Preglednica 4: Velikost pomikov glede na količino armature	19
Preglednica 5: Vpliv velikosti obtežbe ne faktor ζ in pomik w v krajnih poljih	22
Preglednica 6: Geometrija konstrukcije z enakomerno razporejeno obtežbo	24
Preglednica 7: Geometrija konstrukcije z neenakomerno razporejeno obtežbo.....	25
Preglednica 8: Geometrija konstrukcije in obtežba kontinuirnega nosilca	28
Preglednica 9: Največji pomiki v krajnih poljih v odvisnosti od trdnostnega razreda betona	28
Preglednica 10: Geometrija in obtežba konstrukcije.....	30
Preglednica 11: Geometrija in obtežba konstrukcije.....	32
Preglednica 12: Geometrijski in materialni parametri armiranobetonskega prereza	32

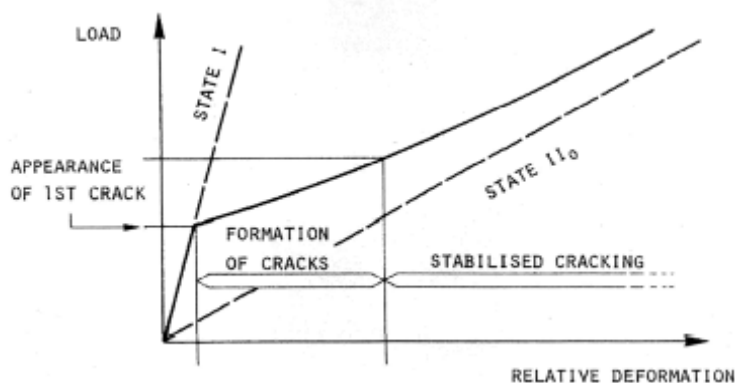
»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

V projektiranju gradbenih konstrukcij moramo ustvariti uporabno in varno grajeno okolje. Betonske konstrukcije dimenzioniramo po metodi mejnih stanj, kjer ločimo mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti. Varnost konstrukcije na porušitev dokazujemo z mejnimi stanji nosilnosti medtem, ko v mejnih stanjih uporabnosti analiziramo trajnost, širine razpok in velikosti pomikov armiranobetonskih konstrukcij. Preverjanje velikosti povsesov je v večini primerov mejnih stanj uporabnosti osnovni pokazatelj uporabnosti konstrukcije. V projektiranju armiranobetonskih konstrukcij se pomen mejnega stanja uporabnosti vse bolj izenačuje s pomenom mejnega stanja nosilnosti, ki je v zgodovini veljalo za osnovno načelo dimenzioniranja [4]. Cilj projektiranja po mejnih stanjih uporabnosti armiranobetonskih konstrukcij je dimenzioniranje varnih konstrukcij s sprejemljivimi pomiki in razpokami. Za pomike in razpoke, ki ne bodo škodovale konstrukciji in uporabnikom, potrebujemo dovolj toge elemente, s katerimi moramo praviloma zadostiti tudi vsem kontrolam v mejnih stanjih nosilnosti. Z računom pomikov armiranobetonskih konstrukcij ne moremo izračunati točnih vrednosti pomikov, kot se izvršijo v realnem modelu. Računski model, predpostavke in postopki računa nam služijo kot ocena pomikov.

2 POMIKI

Pojem pomiki se v gradbeništvu največkrat uporablja za vertikalne pomike konstrukcij oziroma povese. Deformacije se pojavljajo v vseh gradbenih konstrukcijah kot posledica napetostnega stanja, ki nastopi zaradi notranjih statičnih količin. Sprememba napetostnega stanja v armiranobetonskem prerezu povzroči spremembo deformacij v prerezu in s tem tudi pomikov konstrukcije. Pri projektiranju armiranobetonskih konstrukcij račun pomikov opravimo predvsem na delih kjer pričakujemo potencialno največje pomike. Pri deformiranju armiranobetonskih konstrukcij velik poudarek posvečamo vplivu razpokanosti prerezov oziroma elementov. Z nastankom razpok se zmanjša globalna in lokalna togost konstrukcije in s tem poveča velikost pomikov, kar prikazuje slika 1.



Slika 1: Vpliv razpok na togost elementa;

Povzeto po Structural Concrete Vol. 2, fib bulletin no, 52 str 104.

Kot primer lahko navajamo, da je pri ploščah kontrola pomikov v večini primerov bolj zahtevna od dokaza nosilnosti plošče. S staranjem konstrukcije pomen kontrole pomikov narašča, ker je pomik pri armiranobetonskih elementih v grobem proporcionalen z obremenitvijo v armaturi, ki se s staranjem konstrukcije povečuje. To se pojavi zaradi spreminjanja napetosti v armaturi in skozi redukcijo skupnih varnostnih faktorjev, kar je posledica vse večjega zaupanja v lastnosti materiala. Nižji varnostni faktorji ali uporaba jekla višje trdnosti, avtomatsko pomeni višjo raven obremenitve pod delovno obtežbo. Poleg tega se moderne zgradbe nagibajo k večjim razponom kot so tisti, ki so se gradili v zadnjih tridesetih oziroma petdesetih letih [1]. Prav tako pa razvoj gradbeništva narekuje ekonomiko vsakega projekta, tako da smo primorani skonstruirati varne in uporabne konstrukcijske elemente s čim manj materiala. Elementi z manjšimi prečnimi prerezi imajo manjšo togost, kar je lahko glavni problem pri zagotavljanju sprejemljivih velikosti pomikov. Točnih ugotovitev se ne da preprosto zapisati, ocenimo pa lahko, da so rezultati modernega projektiranja konstrukcij, štirikrat ali večkrat fleksibilnejše konstrukcije od projektiranih pred petdesetimi leti [1].

Končna vrednost pomika je sestavljena iz preddeformacije, pomika, ki se izvrši v razmeroma kratkem času po nanosu obtežbe in pomika zaradi reologije, ki se povečuje skozi ves čas obstoja konstrukcijskega elementa. Končni pomik je tako odvisen od geometrijskih in materialnih karakteristik prečnih prerezov elementa, obtežbe, ki se deli na stalno in spremenljivo ter reoloških lastnosti betona in armature.

3 DEJAVNIKI, KI VPLIVAJO NA POMIKE KONSTRUKCIJ

3.1 Obtežba

Obtežba na pomike vpliva s svojo vrsto, velikostjo in trajanjem. Velikosti pomikov in razpok preverjamo pri obtežnih kombinacijah za mejna stanja uporabnosti. Ločimo tri obtežne kombinacije pri katerih dokazujemo velikosti pomikov, razpok, vibracij in napetosti v armiranobetonskih prerezi, prikazane z enačbami (3.1), (3.2), (3.3). Dejanske vplive na konstrukcijo v računskem modelu ponazorimo z učinki vplivov, kot so na primer notranje sile in pomiki. Vplive na konstrukcijo delimo na stalne in spremenljive. Stalni vplivi na konstrukcijo so tisti, ki so na konstrukciji skozi njeno celotno življenjsko dobo (lastna teža, stalna obtežba). Kot spremenljive vplive pa smatramo tiste, ki se skozi obstoj konstrukcije pojavljajo občasno. Med slednje spadajo koristne obtežbe, obtežba snega in obtežba vetra. Standard obravnava še nezagodne vplive na konstrukcijo kot so eksplozije, požar ter trčenje vozil. Učinki vplivov so notranje statične količine, ki se v konstrukcijskih elementih pojavijo kot posledica obtežbe. Na podlagi notranjih statičnih količin lahko ocenimo potrebne geometrijske karakteristike.

Karakteristična kombinacija vplivov:

$$\sum G_{k,j} + "P_k" + "Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{Q,i} \quad (3.1)$$

Pogosta kombinacija vplivov:

$$\sum G_{k,j} + "P_k" + "\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{Q,i} \quad (3.2)$$

Navidezno stalna kombinacija vplivov:

$$\sum G_{k,j} + "P_k" + "\sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{Q,i} \quad (3.3)$$

3.2 Lezenje betona

Lezenje je reološki pojav, ki se pojavi pri vsakem trajnem nivoju napetosti. Odvisno je od nivoja napetosti in s tem posredno od trdnosti betona v času obremenjevanja. Pri majhnih nivojih napetosti $\sigma_c < 0,45f_{ck}(t_0)$ je lezenje praktično neodvisno od ravni napetosti, medtem ko pri visokih napetostih vpliva nivoja napetosti ne smemo zanemariti in moramo lezenje upoštevati po nelinearni teoriji lezenja. V računu pomikov se lezenje upošteva posredno z redukcijo modula elastičnosti betona.

3.3 Krčenje betona

Je prav tako reološki pojav, ki je v največji meri posledica oddajanja kemijsko vezane vode in ni odvisno od napetosti v prerezu. Krčenje betona je sestavljeno iz prispevka avtogenega krčenja in krčenja zaradi sušenja. S krčenjem betonskega dela prereza lahko pride do dodatnih obremenitev, ukrivljenosti in s tem tudi pomikov. V primeru, da v prerezu velja simetrija glede količine in razporeditve zgornje ter spodnje armature, prispevka ukrivljenosti zaradi krčenja ni.

3.4 Trdnostne karakteristike materiala

Velikost pomikov je posredno odvisna tudi od trdnostnega razreda betona in trdnosti armature. Ustrezen trdnostni razred betona zagotovimo z ustreznim izborom količin in kvalitet cementa, agregata, vode in dodatkov. Armaturo pa izberemo na podlagi zahtev glede trdnosti in duktilnosti jekla.

3.5 Računski model

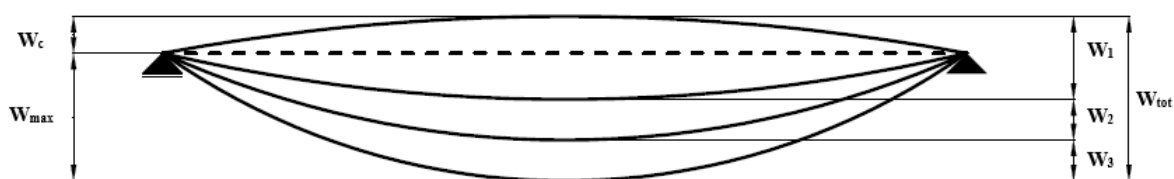
Konstrukcije v realnosti je v času načrtovanja potrebno nadomestiti z ustreznimi računskimi modeli, s katerimi pa ne moremo popolnoma zajeti vseh lastnosti konstrukcije. Z uvedbo računskega modela, konstrukciji pripišemo robne pogoje, ki so lahko notranje statične ali kinematične količine, kjer zaradi poenostavitve naredimo določene napake v primerjavi z realnim stanjem konstrukcije.

4 KRITERIJI ZA KONTROLO POMIKOV

4.1 Omejitve pomikov

Omejitve pomikov so določene iz različnih razlogov, med katerimi so:

- izogibanje povese, ki lahko povzročajo negotovosti in skrbi med uporabniki,
- izogibanju zmanjšanju funkcionalnosti objekta,
- preprečitev poškodb na predelnih stenah, ometih in ostalih nekonstruktivnih elementih objekta,
- indirektno pa tudi izogibanje problemom z vibracijami.



Slika 2: Pomiki konstrukcijskega elementa

Pri tem so na sliki 2 uporabljene naslednje oznake:

w_c - nadvišanje konstrukcijskega elementa,

w_1 – začetni del pomika zaradi stalnih vplivov v ustrezni kombinaciji,

w_2 – del pomika zaradi dolgotrajnega delovanja stalne obtežbe,

w_3 – dodatni del pomika zaradi spremenljivih vplivov v ustrezni kombinaciji,

w_{tot} – celoten pomik kot vsota w_1 , w_2 in w_3 ,

w_{max} – končni pomik z upoštevanjem nadvišanja.

4.2 Vidni povesi

Pretirani pomiki, ki so vidni s prostim očesom močno zmanjšujejo zaupanje v varnost objekta pri uporabnikih brez ustreznega znanja in usposobljenosti, čeprav vsak vidni povese še ne pomeni dejanskega zmanjšanja varnosti konstrukcije. Na vsaki konstrukciji se zaradi različnih vplivov pojavijo pomiki, vendar želimo ustvariti takšne objekte, kjer ne bodo nastopili pretirani pomiki in tako moteči za uporabnike objekta. Splošno velja pogoj, da povese ni pretiran, če velja, da je njegova vrednost manjša ali enaka $\text{razpon}/250$. To sta raziskovala že nemška znanstvenika Meyer in Rusch (1967), ki sta analizirala preko 50 primerov, kjer je bil problematičen povese. Na opazovane povese ni bilo pritožb v primeru, kjer je pomik znašal do vrednosti $\text{razpon}/300$ in le dve pritožbi, kjer je bil povese manjši ali enak vrednosti $\text{razpon}/250$. Na tem rezultatu temelji predpostavka, da je še sprejemljiv povese enak

vrednosti razpon/250. Do poškodb na nenosilnih elementih objekta naj ne bi prišlo v primeru, ko nastali pomiki po zaključeni gradnji zaradi navidezno stalne obtežne kombinacije ne presežajo $1/500$ razpetine [1].

Ko govorimo o pretirani velikosti povesa, se obravnava totalni končni pomik pod linijo, ki povezuje podpore. Zaradi izogibanja težavam s povesi se lahko nenamerno ali namerno izvede konstrukcija, ki ima preddeformacijo nasprotno potencialnim pomikom, kar prikazuje slika 2. Pogoji za velikost največjega povesa, je lahko manj strožji v primerih, ko gre za uporabo spuščene stropa in obokov, saj pomik tako ni viden za uporabnike objekta in ne povzroča negotovosti uporabnikov konstrukcije [1]. Neskladje med pogoji za omejitev povesa lahko nastopi tudi pri ploščah, kjer se pomik kontrolira na sredini polja, glede na razmak med stebri ali glede na diagonalo polja. Drugačne omejitve povesov lahko pričakujemo tudi v primerih, kjer imamo konstrukcijo, ki ni ves čas izpostavljena obtežbi in se viden pomik pojavi le ob času nastopa obtežbe.

V primeru betonskih konstrukcij največji pomik prispeva lastna teža pod delovanjem lezenja.

4.3 Ohranitev predvidene funkcije objekta

Povesi armiranobetonskih konstrukcij lahko oslabijo ali preprečijo predvideno funkcionalnost stavbe ali na primer njenih delov na več različnih načinov in poslabšajo videz konstrukcije. Tipičen primer se pojavi, če imamo nosilec pod katerim so drsna vrata. Zaradi prevelikega pomika nosilca se lahko onemogoči normalno delovanje drsnih vrat, če je ta detajl izveden z zelo malo tolerance. Prevelik pomik lahko privede do problemov tudi pri tirnicah žerjava, katere so podprte z nosilci. Zaradi velike obtežbe lahko nastopijo pretirani povesi nosilca in tirnic ter s tem oteženega delovanja žerjava. V praksi se pojavlja še ogromno drugih primerov, kjer pomiki pripeljejo do okvare konstrukcije in tako preprečijo normalno delovanje. Velikost pomikov pri katerih nastopi oslabitev funkcionalnosti konstrukcije je odviseno od namena in funkcije objekta ali njegovih delov. Izdelovalci opreme in strojev morajo navesti tolerance povesov in deformacij, ki so še sprejemljivi za delovanje naknadno vgrajene opreme.

4.4 Škoda na predelnih stenah in oblogah ter podobnih nekonstruktivnih delih

Škoda na predelnih stenah in obloge je verjetno najpogostejša oblika problema, ki ga povzročajo pomiki gradbenih konstrukcij. To se največkrat pojavi v primerih kjer imamo predelne toge stene, ki so zidane iz opečnatih blokov ali vgrajene iz mavčnih plošč. Škoda se lahko pojavi tudi na zasteklitvah in inštalacijah. S časom se zaradi lezenja betonska konstrukcija dodatno povesi in s tem se obtežba preko kontakta prenese tudi na sicer nenosilne konstrukcijske elemente. Zaradi podajnosti nosilcev ali stropov, se na predelnih stenah pojavijo razpoke, katere negativno vplivajo na uporabnike objekta. Meritve povesov so pokazale, da je širina razpoke na predelni steni približno enaka povesu sredine stropa. Poves stropa, ki je znašal nekje med 8 in 10 mm ni bil opazen, vendar kot posledica so se pojavile razpoke enake širine, ki pa so bile vidne [1]. Deformacije konstrukcijskih elementov tako vplivajo na pojav razpok, vendar ni točne omejitve povesov, da bi se izognili takim razpokam. Leta 1820, je

Treagold predlagal pogoj razpon/480 za poves lesenih konstrukcij, da bi se izognili pokanju ometa. Do leta 1885 je Kidder predlagal novo omejitev in sicer razpon/360 [1]. Mayer in Rusch sta analizirala mnogo primerov, kjer so bile poškodovane predelne stene zaradi povesov nosilcev ali stropov. Prišla sta do zaključka, da je problematičnih malo primerov, kjer je poves manjši od razpon/1000 ali večji od razpon/350. V modernih standardih se tako pojavljajo zahteve, da morajo biti pomiki nekje med razpon/300 in razpon/500. Ugotovitve do katerih sta prišla Mayer in Rusch so se izkazale za zelo uporabne [1].

Pomiki, ki naredijo škodo na predelnih stenah so v večini primerov le del celotne vrednosti končnega pomika. Po tem, ko se vgradijo predelne stene se namreč izvršijo le pomiki zaradi lezenja pod navidezno stalno obtežno kombinacijo in pomiki zaradi kasnejših kratkotrajnih obtežb.

5 RAČUN POMIKOV

Pomiki armiranobetonskih konstrukcij se lahko izračunajo na več različnih načinov. Način, ki sem ga uporabil za potrebe svoje diplomske naloge temelji na dvojni integraciji ukrivljenosti vzdolž konstrukcijskega elementa. Ker pri računu pomikov želimo dobiti najboljšo oceno realnega pomika konstrukcije, izračunamo ukrivljenosti razpokanih in nerazpokanih prereзов elementa zaradi notranjih statičnih količin ter krčenja betonskega dela, določenih z izrazi 5.8 – 5.11. Vse navedene ukrivljenosti s pomočjo ustreznih uteži upoštevamo pri računu pomikov. Rezultat prve integracije so zasuki, rezultati dvojne integracije pa so pomiki oziroma povesi armiranobetonskega elementa. Zasukom in pomikom s pomočjo robnih pogojev določimo znane vrednosti v podprtih točkah, kar nam na koncu računa zagotovi pravi potek pomikov vzdolž armiranobetonskega elementa.

5.1 Opis programa

Program za računanje pomikov kontinuirnih nosilcev je izdelam v Excelovi preglednici. Excelova preglednica je programsko orodje, ki je v grobem namenjeno računanju in grafičnem ponazarjanju rezultatov. Cilj programa je izračun pomikov vzdolž nosilca. Za pomoč pri izračunu sem uporabil Excelovo orodje Reševalec, s katerim lahko zajamemo nelinearnost problema. Reševalec deluje tako, da poišče ekstremno ali določeno vrednost izbrane celice s spreminjanjem v naprej izbranih neodvisnih spremenljivk. Vrednosti, ki so definirane kot spremenljive so reakcije podpor, katere Reševalec prilagodi tako, da v konstrukciji velja ravnotežje. Celice v katerih Reševalec spreminja vrednosti so odvisne od definiranih robnih pogojev. Robni pogoji so v našem primeru definirani kot pomiki kontinuirnega nosilca nad podporami, katerim pripišemo vrednost nič, saj so podpore takšne, da preprečujejo pomike v vertikalni smeri.



Slika 3: Kontinuirni nosilec

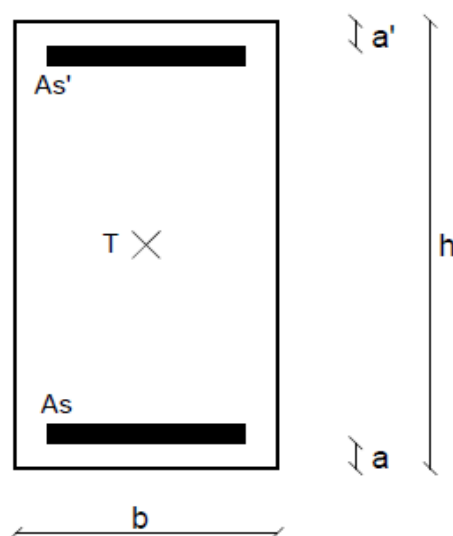
5.2 Predpostavke

V računu pomikov sem uporabil naslednje predpostavke:

- beton je nelinearno elastičen material,
- Bernoullijeva hipoteza, s katero predpostavimo, da ravninski prerezi nosilca tudi po deformiranju ostanejo ravninski,
- adhezijski stik med armaturo in betonom nam zagotavlja, da sta beton in armatura sprijeta vse do porušitve, tako da ne prihaja do medsebojnih zdrsov,
- upoštevam natezno nosilnost betona, ki je pri kontroli pomikov zelo pomembna, saj je od nje odvisna razpokanost, ki je ključen faktor pri togosti konstrukcije.

5.3 Vnos podatkov

Program za izračun pomikov zahteva podatke o geometriji kontinuirnega nosilca, velikosti porazdeljene obtežbe, mehanskih lastnostih betona in armature ter koeficient lezenja. Geometrija zahteva vnos števila polj kontinuirnega nosilca in njihove dolžine ter dimenzije pravokotnega prečnega prereza, kot prikazuje slika 4. Geometrijo prečnega prereza določajo: širina, višina in odmika spodnje ter zgornje armature od robu prereza. Program zahteva tudi količino spodnje armature A_s ter zgornje armature A'_s vzdolž konstrukcijskega elementa.



Slika 4: Pravokotni armiranobetonski prečni prerez

Za račun pomikov potrebujemo tudi materialne karakteristike kot so natezna trdnost f_{cm} in modul elastičnosti betona E_{cm} ter modul elastičnosti jekla za armiranje E_s . Reološka parametra, ki vplivata na velikost pomikov sta koeficient lezenja ϕ in deformacija zaradi krčenja betona ϵ_{cs} .

5.4 Postopek računa

Program za računanje pomikov kontinuirnih nosilcev je izdelan v Excelovi preglednici s pomočjo Reševalca, ki s pomočjo robnih pogojev poišče ravnotežje v konstrukciji obremenjene s porazdeljeno obtežbo. Zaradi upoštevanja možnosti razpokanja betonskega prereza program upošteva nelinearno obnašanje armiranobetonskega kontinuirnega nosilca.

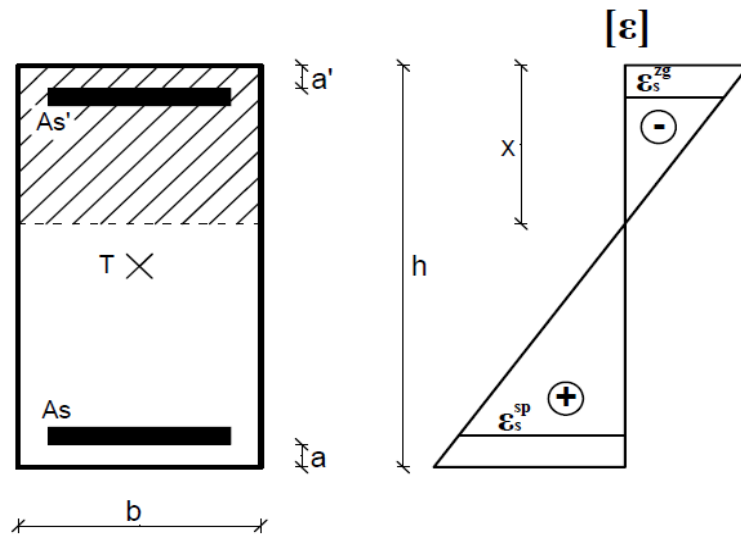
Program na začetku izračuna vztrajnosti moment betonskega prereza I_c brez upoštevanja armature in količnik α , ki je razmerje med elastičnim modulom jekla za armiranje in efektivnim elastičnim modulom betona, izračunano po enačbi (5.1). Efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff}$ je modul elastičnosti betona reduciran s količnikom lezenja φ , s katerim program zajame vpliv reologije na začetno togost prereza, je določen z enačbo (5.2).

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (5.1)$$

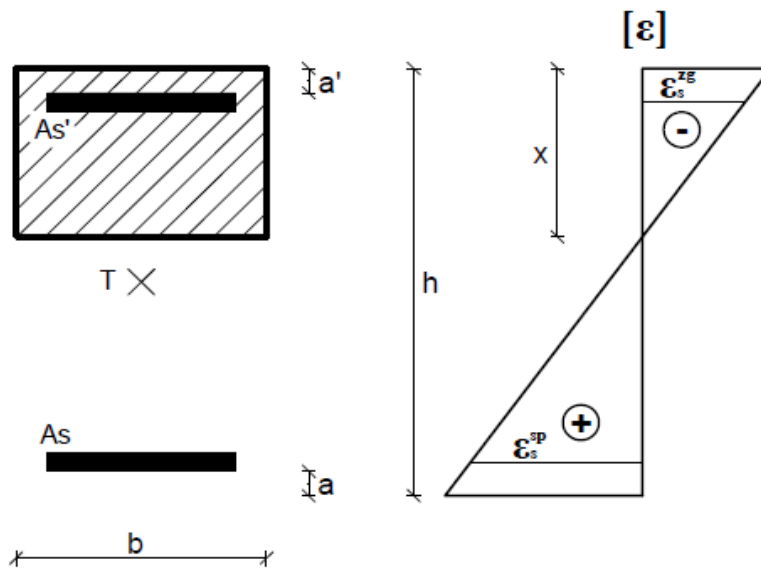
$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1+\varphi(\infty,t_0)} \quad (5.2)$$

Princip računa pomikov temelji na metodi sil, ki pa je prirejena nelinearnemu problemu, saj pri računu pomikov program zajame vpliv razpokanih prerezov na togosti elementa. Zaradi statične nedoločenosti je določitev reakcij in notranjih statičnih količin kompleksnejša od problemov, kjer imamo statično določene konstrukcije. Reševalec nam kasneje omogoči, da za račun pomikov upoštevamo pravilen potek momentne linije. Program je narejen tako, da kontinuirni nosilec najprej obravnava kot prostoležeči nosilec s celotno obtežbo kontinuirnega nosilca in izriše momentno linijo za primer prostoležečega nosilca podprtega samo s krajnimi podporami. Vse ostale podpore pa je na začetku računa potrebno nadomestiti s točkovnimi silami, katerim na začetku pripišemo poljubne velikosti, ki imajo smer potencialnih reakcij. Tako kot za porazdeljeno obtežbo tudi za točkovne sile izriše momentne linije in vse prispevke momentov sešteje po principu superpozicije ter dobi momentno linijo celotne konstrukcije, ki pa je zaradi neupoštevanje nelinearnosti na začetku napačna. Kasneje pa program s pomočjo reševalca in upoštevanja nekaterih parametrov ter robnih pogojev določi pravilen potek momentne linije konstrukcije. Robni pogoji so določeni nad podporami, kjer določimo vrednost vertikalnega pomika enako nič. Robne pogoje bi lahko določili tudi za drugačne tipe podpor, kjer bi lahko preprečevali tudi zasuke v nekaterih točkah in s tem zajeli vpetje kontinuirnega nosilca.

Nato program poračuna globino nevtralne osi x za nerazpokan in polno razpokan betonski prerez, kar prikazujeta slika 5 in slika 6. Za nadaljevanje računa pomikov program določi vztrajnostna momenta betonskega prereza z upoštevanjem armature ter globino nevtralne osi za nerazpokan in razpokan prerez, po enačbah 5.3 – 5.6.



Slika 5: Nerazpokan prerez



Slika 6 : Razpokan prerez

$$X_{nerazpokan} = \frac{b \cdot h^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot d')}{2 \cdot b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot (A_s + A_s')} \quad (5.3)$$

$$I_{neraz.} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_{neraz.} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot (A_s \cdot (d - X_{neraz.})^2 + A_s' \cdot (X_{neraz.} - d')^2) \quad (5.4)$$

$$X_{razpokan} = \left[\frac{(\alpha_e \cdot A_s + \alpha_e \cdot A_s')^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e \cdot A_s \cdot d + \alpha_e \cdot A_s' \cdot d')}{b} \right]^{0.5} - \frac{\alpha_e \cdot A_s + \alpha_e \cdot A_s'}{b} \quad (5.5)$$

$$I_{razp.} = \frac{b \cdot h^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{razp.})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot (X_{razp.} - d')^2 \quad (5.6)$$

Nato program z določenimi izrazi izračuna ukrivljenosti (5.8) – (5.11), ki se v odvisnosti od momente linije, vztrajnostnega momenta I ter efektivnega elastičnega modula betona $E_{c,eff}$ spreminjajo vzdolž kontinuirnega nosilca. Postopek računa pomikov zahteva ukrivljenosti za nerazpokan in popolnoma razpokan prerez ter prispevke ukrivljenosti zaradi krčenja betona, ki sem ga prav tako razčlenil na ukrivljenost, ki pripada nerazpokanemu in polno razpokanemu prerezu. Ukrivljenosti zaradi nerazpokanega elementa so odvisne od deformacije zaradi krčenja betonskega dela prereza, modula elastičnosti betona E_c ter modula elastičnosti armature E_s , vztrajnostnega momenta ter statičnega momenta armature S . Nato na podlagi odpornostnega momenta ter natezne trdnosti betona program izračuna vrednost momenta pri katerem napetosti na nateznem robu betonskega prereza ne bodo prekoračile natezne trdnosti betona in tako povzročile razpok. Na podlagi kritičnega momenta program izračuna porazdelitveni faktor ζ s katerim poišče vmesno vrednost ukrivljenosti, ki se giblje med vrednostjo za nerazpokan element ter polno razpokano element z izrazom 5.13. Pri izračunu porazdelitvenega faktorja nastopa tudi koeficient β , ki upošteva trajanje obtežbe na povprečno deformacijo jekla. Za kratkotrajne obtežbe ima koeficient β vrednost 1,0 medtem, ko je pri dolgotrajnih ali ponavljajočih se obtežbah vrednost enaka 0,5.

$$M_{cr} = \begin{cases} \frac{f_{ctm} \cdot I_{nerazpokan}}{h - X_{nerazp.}} & M > 0 \\ \frac{f_{ctm} \cdot I_{nerazpokan}}{X_{nerazpokan}} & M < 0 \end{cases} \quad (5.7)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{nerazpokan} = \frac{M_{ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{nerazpokan}} \quad (5.8)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{razpokan} = \frac{M_{ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{razpokan}} \quad (5.9)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{nerazpokan}^{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_s \cdot S}{E_c \cdot I_{neraz.}} \quad (5.10)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{razpokan}^{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_s \cdot S}{E_c \cdot I_{razp.}} \quad (5.11)$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{ed}}\right)^2 \quad (5.12)$$

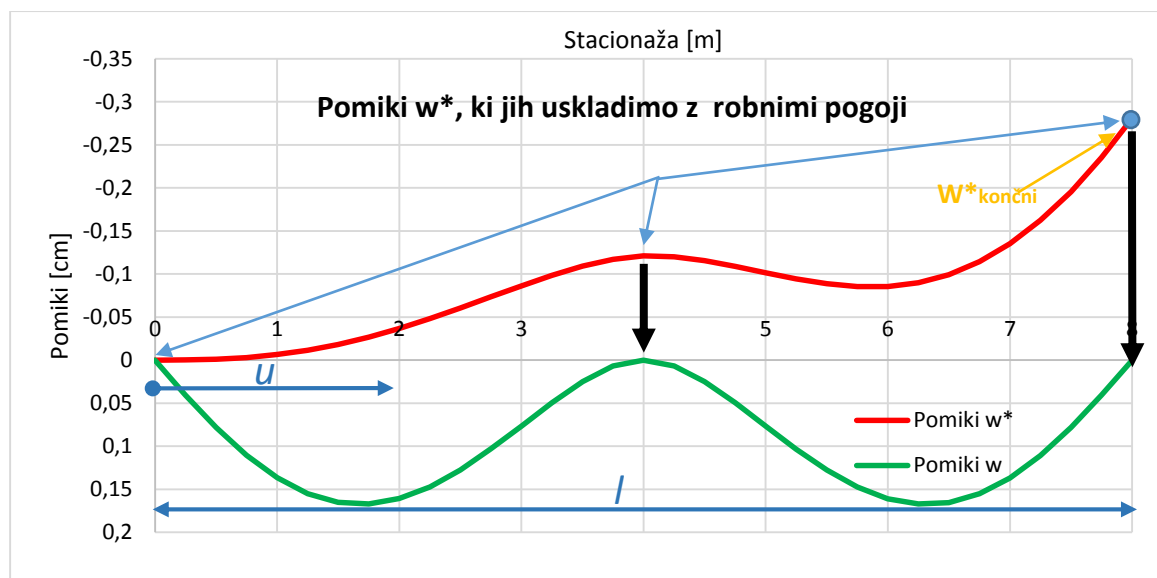
$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{razpokan} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_{nerazpokan} \quad (5.13)$$

Pri čemer je α obravnavan deformacijski parameter, ki je v mojem primeru ukrivljenost sicer pa ga lahko uporabimo tudi za zasuke oziroma pomike.

Ko program izračuna ukrivljenosti, sem z enojno integracijo izračunal zasuke, z dvojno integracijo ukrivljenosti pa pomike kontinuirnega nosilca. Izračunane vrednosti zasukov in pomikov je potrebno uskladiti z robnimi pogoji, kot prikazuje Slika 7 in enačbi 5.16 in 5.17. Pravilni vrednosti zasuka ϕ in pomika w dobimo v odvisnosti od predhodno izračunanega zasuka ϕ^* , končnega pomika w^* , dolžine nosilca l in stacionaže u , določeni po enačbah 5.14 in 5.15.

$$\phi_i^* = \phi_{i-1}^* + \frac{((1/r)_{i-1} + (1/r)_i) \cdot (u_i - u_{i-1})}{2} \quad (5.14)$$

$$w_i^* = w_{i-1}^* + \frac{(\phi_{i-1}^* + \phi_i^*) \cdot (u_i - u_{i-1})}{2} \quad (5.15)$$



Slika 7 : Uskladitev pomikov z robnimi pogoji, prikazano na primeru kontinuirnega nosilca preko dveh polj

$$\phi = \phi^* - \frac{w_{končni}^*}{l} \quad (5.16)$$

$$w = w^* - \frac{w_{končni}^* \cdot u}{l} \quad (5.17)$$

Za izračun pravilne momentne linije in pomikov, sem uporabil Reševalnik, v katerem sem uporabil nelinearno metodo reševanja. Celice v katerih so ocenjene reakcije sem definiral kot spreminjajoče se vrednosti. Določiti sem moral tudi robne pogoje, ki so v konkretnem prerezu takšni, da so pomiki nad podporami enaki nič. Ko sem definiral vse parametre ter pogoje, Reševalec lahko izračuna momente in pomike vzdolž nosilca.

5.5 Natančnost računa pomikov

Nobena izmed metod za računanje pomikov ni idealna, saj vsaka vsebuje napake in netočnosti v postopku računa, ki privede do nepravilnih rezultatov. Dejavnikov, ki pripeljejo do netočnih rezultatov je mnogo, zavedati pa se moramo njihovega pomena pri interpretiranju rezultatov in zaupanja v same

rezultate. Nekateri najpogostejši vzroki, ki pri računu pomikov povzročajo odstopanja so:

- negotovosti glede definiranja nivoja obtežbe in zgodovine obremenjevanja konstrukcije,
- negotovosti glede lastnosti betona (modul elastičnosti, natezna trdnost, koeficient lezenja, deformacije krčenje),
- nepravilnosti v modeliranju obnašanja konstrukcije ter
- nepravilnosti v geometriji konstrukcijskega elementa ali konstrukcije kot celote.

Vsakega izmed razlogov negotovosti moramo dobro premisliti in upoštevati pri analizi rezultatov. Pri obremenjevanju konstrukcije se napake pojavijo pri modeliranju načina obremenjevanja konstrukcije in velikosti obtežbe. Pri lastnostih betona lahko naletimo na velika odstopanja, ki se pojavijo zaradi njegove sestave in postopka priprave betonske mešanice. Največje napake pri lastnostih uporabljenega materiala se pojavljajo predvsem pri natezni trdnosti betona. Kar vemo iz raziskav je karakteristična tlačna trdnost betona iz katere ocenimo natezno trdnost betona, ki pa je lahko precej netočna. Za analiziranje konstrukcije uporabimo formule, ki ne zajamejo vseh vplivov ali ne upoštevajo dovolj natančno nekaterih parametrov. Veliko napak v računu pa izvira iz nepopolnih oziroma nepravilnih vhodnih podatkov. Napake v geometriji konstrukcije se pojavijo zaradi poenostavljenega modela konstrukcije za analizo, nepravilne izvedbe na gradbišču. Največje napake se pojavljajo pri izdelavi opaža in vgrajevanju armature, ter njenih krovnih slojev.

5.6 Razmerje med razponom in statično višino nosilca

Najosnovnejša metoda za dokazovanje ustreznosti pomikov je kontrola razmerja med razponom in statično višino elementa. Gre za poenostavljeno metodo s katero se lahko izognemo računu pomikov. Metoda je primerna tudi za oceno potrebnih dimenzij armiranobetonskega prečnega prereza.

5.7 Primeri, kjer račun pomikov ni potreben

Preverjanje pomikov ni potrebno v primeru, da razmerje med razpetino in statično višino nosilca ustreza naslednjim kriterijem.

Če pri nizkih nivojih napetostih ($\rho \leq \rho_0$) betona velja:

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (5.18)$$

oz. če pri visokih napetostih betona ($\rho > \rho_0$) velja:

$$\max \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad (5.19)$$

Pri čemer l/d pomeni razmerje med razpetino in statično višino prereza, K je faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov, ρ_0 je referenčna stopnja armiranja, ρ je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo, ρ' zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo, f_{ck} pa karakteristična tlačna trdnost betona v MPa.

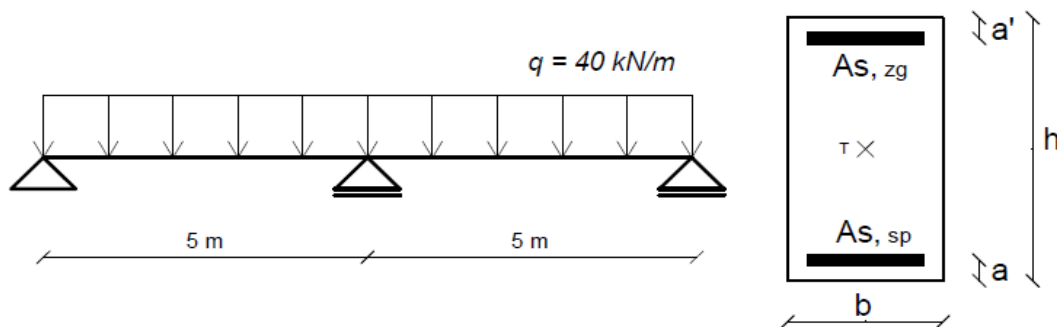
6 IZRAČUNANI PRIMERI Z IZDELANIM PROGRAMSKIM ORODJEM

6.1 Računski primer 1: Izračun pomikov kontinuirnega nosilca

V prvem primeru sem opravil izračun pomikov vzdolž kontinuirnega nosilca preko dveh polj. Vsako polje je dolgo pet metrov in obremenjeno z obtežbo $q = 40 \text{ kN/m}$, kar prikazuje preglednica 1. Uporabil sem računski model kontinuirnega nosilca prikazan na sliki 8.

Konstrukcija		Polja	1	2	3	4	5
q [kN/m]	40	L [m]	5	5	0	0	0
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	40	40	0	0	0

Preglednica 1: Geometrija in obtežba konstrukcije

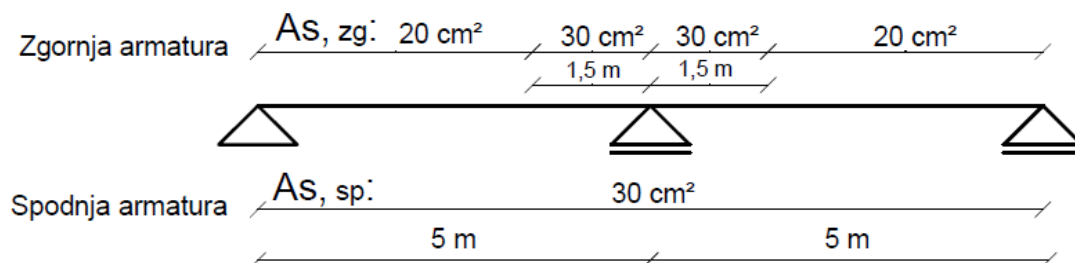


Slika 8: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko dveh polj

Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 25 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ in $d = 35 \text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona $f_{cm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$, srednji modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\varphi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\epsilon_{cs} = 0,0002$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff} = 1000 \text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.

Največji prerez spodnje armature znaša $A_s = 30 \text{ cm}^2$, medtem ko je največji prerez zgornje armature $A_s' = 20 \text{ cm}^2$, razporeditev armature vzdolž nosilca pa je prikazana v sliki 9. Program je nato poračunal prispevke ukrivljenosti zaradi obtežbe in vpliva krčenja, ter izračunal moment pri katerem se pojavijo razpoke $M_{cr} = 52,4117 \text{ kNm}$. Ta vrednost nam pove, pri kakšnem momentu bi se pojavile prve razpoke v armiranobetonskih prerezih na oddaljenosti $3,5 \text{ m}$ od krajnih podpor. Moment razpokanja v okolici notranje podpore, kjer je armatura simetrična, znaša $M_{cr} = 62,373 \text{ kNm}$. Iz količnika ζ , ki je v primeru

ne razpokanega prereza enak nič, kjer pa se pojavijo razpoke pa je njegova vrednost med 0 in 1. Popolno razpokan prerez ima vrednost koeficienta $\zeta = 1$. S pomočjo ζ dobimo vmesno vrednost med ukrivljenostjo razpokanega in ne razpokanega prereza, kar je prikazano v preglednici 2.

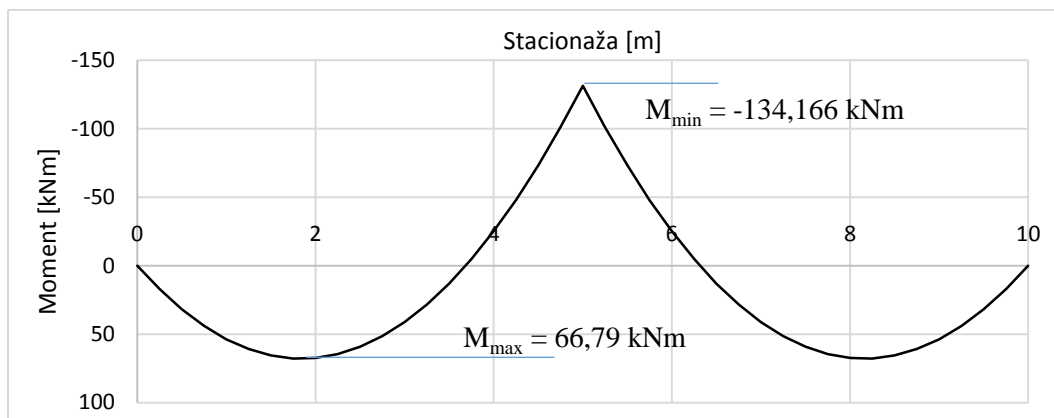


Slika 9: Razporeditev armature

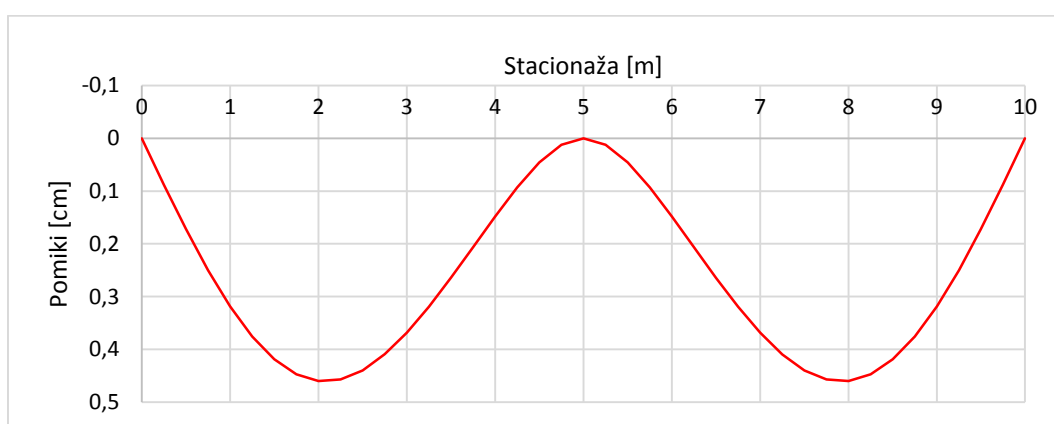
x [m]	(1/r) _i	(1/r) _{ii}	(1/r) _{csi}	(1/r) _{csii}	M _{cr} [kNm]	ζ	(1/r)
3	-0,00063	-0,00089	0,000231	0,000702	52,4117	0	-0,0004
3,25	-0,00116	-0,00163	0,000231	0,000702	52,4117	0	-0,00093
3,5	-0,00155	-0,0019	-1,1E-19	0,000227	62,37333	0	-0,00155
3,75	-0,00214	-0,00263	-1,1E-19	0,000227	62,37333	0,720716	-0,00233
4	-0,0028	-0,00343	-1,1E-19	0,000227	62,37333	0,836336	-0,00314
4,25	-0,00198	-0,00243	-1,1E-19	0,000227	62,37333	0,673669	-0,00213
4,5	-0,00123	-0,00151	-1,1E-19	0,000227	62,37333	0	-0,00123
4,75	-0,00054	-0,00066	-1,1E-19	0,000227	62,37333	0	-0,00054

Preglednica 2: Prikaz delnih rezultatov izračuna ukrivljenosti

Iz celotne preglednice v programu je razvidno, da prerez razpoka nad srednjo podporo kjer se pojavijo negativni momenti in v obeh poljih, kjer pozitivni moment preseže vrednost momenta M_{cr} , pri katerem se pojavijo prve razpoke v armiranobetonskem elementu. To prikazuje preglednica 2, kjer je faktor ζ ne ničelna vrednost v obeh poljih. Za ustrezne ocene vrednosti pomikov potrebujemo pravilno momentno linijo, ki jo dobimo s pomočjo Reševalca in ustreznih robnih pogojev. Momentna linija je prikazana na sliki 10.



Slika 10: Momentna linija kontinuirnega nosilca preko dveh polj



Slika 11: Končni pomiki kontinuirnega nosilca preko dveh polj

Iz grafov je razvidno, da potek pomikov ustreza robnim pogojem kontinuirnega nosilca. Predpisani robni pogoji so, da je pomik enak nič pri $x = 0 \text{ m}$, $x = 5 \text{ m}$ in $x = 10 \text{ m}$, to je na mestih podpor, ki preprečujejo vertikalni pomik. V primeru, da nebi upoštevali robnih pogojev nad podporami, kjer smo predpisali pomik $w = 0$, bi potek pomikov nebi bil pravilen.

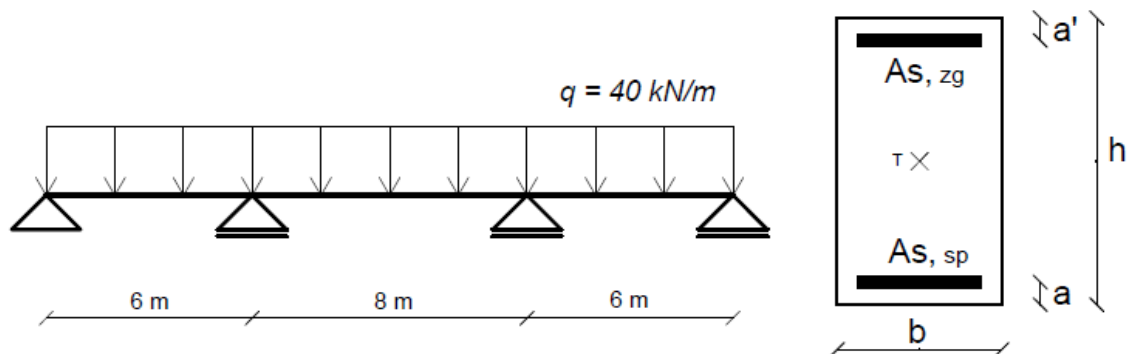
Največji pomik nastopi v polju in je v obeh poljih enak, saj velja globalna simetrija konstrukcije, količine armature in obtežbe. Njegova vrednost znaša $w = 0,46 \text{ cm}$, kar je razvidno s slike 11.

6.2 Računski primer 2: Velikost pomikov v odvisnosti od količine armature

V drugem primeru sem izvedel več izračunov pomikov, kjer sem spreminjal le količino spodnje in zgornje armature, ostali materialni in geometrijski parametri nosilca pa so ostali nespremenjeni. Postavitev in količina spodnje ter zgornje armature je vedno simetrična. Obravnaval sem kontinuirni nosilec preko treh polj, kjer ima srednje polje daljšo razpetino, prikazano s preglednico 3 in sliko 12.

Konstrukcija		Polja	1	2	3	4	5
q [kN/m]	40	L [m]	6	8	6	0	0
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	40	40	40	0	0

Preglednica 3: Geometrija in obtežba konstrukcije

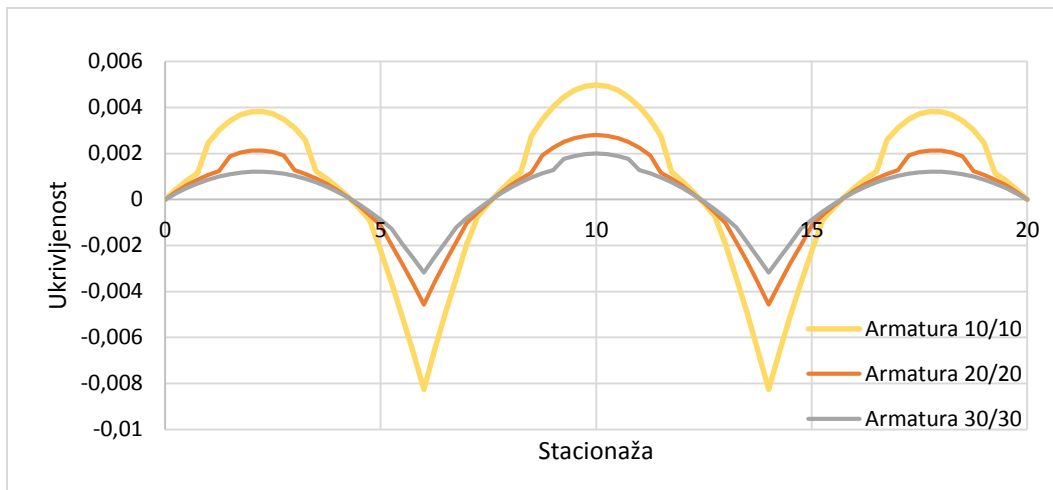


Slika 12: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko treh polj

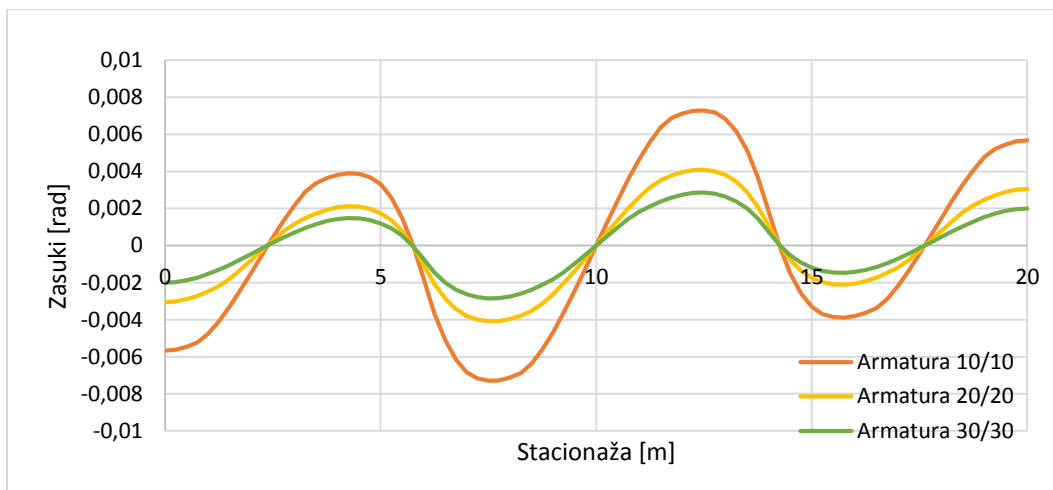
Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 30 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ in $d = 45 \text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona $f_{cm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$, srednji modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\phi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\epsilon_{cs} = 0,0002$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff} = 1000 \text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.

S spreminjanjem količine armature vplivamo na upogibno togost prerezov od katere so odvisne ukrivljenosti in posledično velikosti pomikov. Več kot bo armature v prerezu večja bo togost prereza in s tem posledično manjša možnost, da prerez razpoka in se prekomerno deformira. Obravnaval sem primer kjer sta bili spodnja in zgornja armatura simetrični. Zaradi simetrične armature ni prispevka ukrivljenosti nerazpokanega prereza zaradi krčenja. V primeru pojava razpok pa dobimo tudi ukrivljenost zaradi krčenja, saj se premakne nevtralna os x , katera v primeru ne razpokanega armiranobetonskega prereza sovpada s težiščem pravokotnega betonskega prereza.

Slika 14 prikazuje končne zasuke po celotni dolžini nosilca dolžine $l = 20 \text{ m}$. Prikazani so trije različni primeri iz katerih je razvidno, da so največji zasuki pri nosilcu z najmanj armature. Najmanjši zasuki pa nastopijo pri nosilcu z največ armature, saj se nosilec zaradi večje togosti težje deformira. Zasuk nosilca na sredini razpona srednjega polja je enak nič, saj se zaradi simetrije obtežbe in geometrije, nosilec v tisti točki teoretično popolnoma poravnava. Tangenta na deformirano obliko v sredinski točki je vzporedna nedeformirani obliki kontinuirnega nosilca.

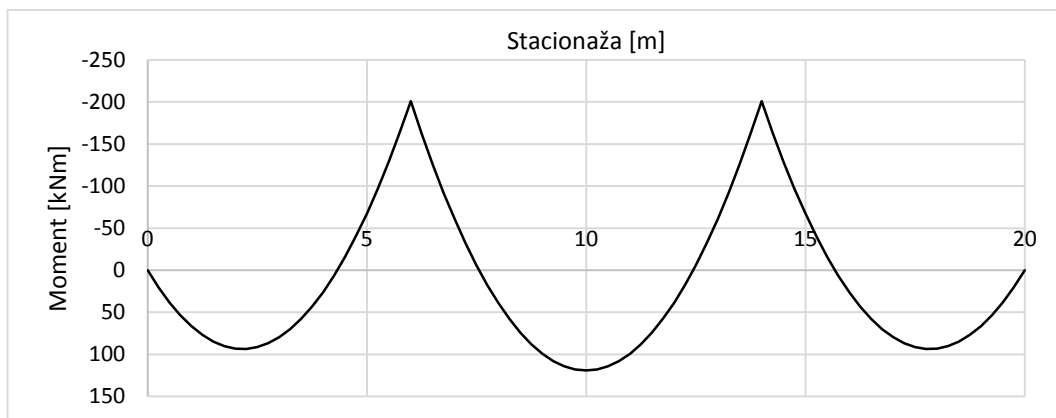


Slika 13: Ukrivljenosti kontinuirnega nosilca preko treh polj



Slika 14: Zasuki kontinuirnega nosilca preko treh polj

Tako kot za zasuke tudi za ukrivljenosti velja enako. Največje ukrivljenosti nastopijo pri nosilcu z najmanj armature, medtem ko so ukrivljenosti najmanjše pri najbolj armiranemu nosilcu. Na sliki 13, ki prikazuje ukrivljenosti, je opazna nagla sprememba na polovici srednjega polja. Ta sprememba ukrivljenosti je posledica razpokanih prereзов v tem območju in posledično zmanjšanja lokalne upogibne togosti kontinuirnega nosilca. Izrazite spremembe v ukrivljenosti se pojavijo na mestih kjer se spremeni betonski prerez, količina armature ali pride do pojava razpok.

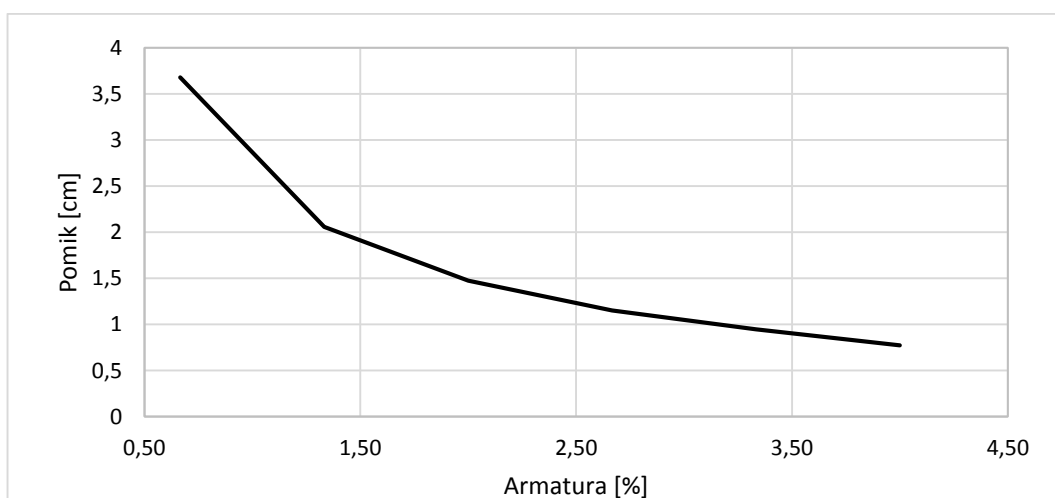


Slika 15: Končna momentna linija pri $q=40 \text{ kN/m}$

V tem primeru je do razpok v prerezu prišlo v srednjem polju in nad notranjima podporama, kjer se pojavijo absolutno največji momenti. To sledi iz zasnove konstrukcije, saj ima nosilec srednje polje daljše od stranskih.

Armatura [cm^2]	Armatura [%]	Pomik [cm]
5/5	0,67	3,68
10/10	1,33	2,06
15/15	2,00	1,476
20/20	2,67	1,151
25/25	3,33	0,946
30/30	4,00	0,775

Preglednica 4: Velikost pomikov glede na količino armature



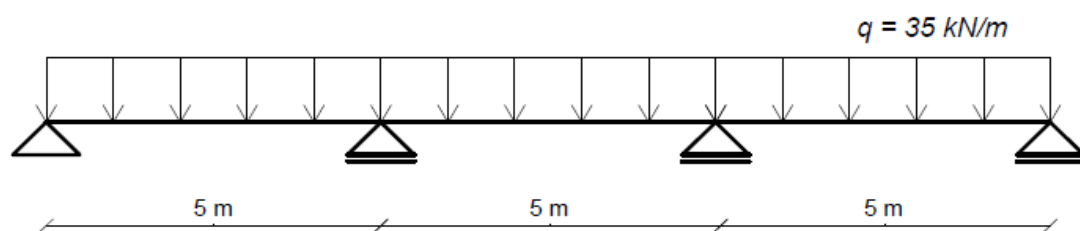
Slika 16: Velikost pomikov v sredini srednjega polja v odvisnosti od količine armature

Iz slike 16 in preglednice 4 je razvidna odvisnost velikosti pomika v sredini srednjega polja glede na količino vgrajene armature v prerez dimenzij 30/50 cm. Če količino armature podvojimo se velikost pomika zmanjša približno za polovico, kar lahko smatramo kot primerno rešitev za zmanjšanje pomika v primeru, dokler gre še za sprejemljive količine armature v prerezu. Kar pa ne velja za manjše količine armature, saj odvisnost pomika od armature preide v bolj nelinearno kot pri večjih deležih armature v armiranobetonskem prerezu.

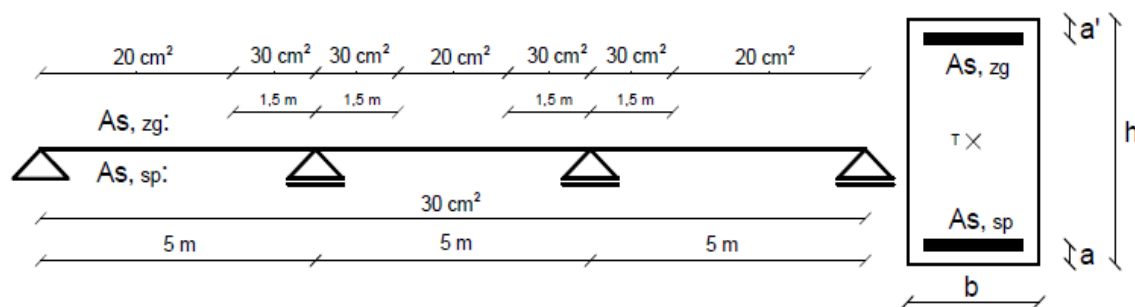
6.3 Računski primer 3: Vpliv razpokanosti prerezov

V tretjem primeru sem obravnaval nosilec s pravokotnim prečnim prerezom preko treh polj. Vsako polje je imelo razpon petih metrov, celotna dolžina kontinuirnega nosilca pa je bila $l = 15\text{ m}$. Opazoval sem spreminjaje količnika ζ , ki je dejanski pokazatelj razpokanosti armiranobetonskega prereza. Povečevanje razpokanosti prereza sem spremljal glede na povečevanje enakomerno razporejene obtežbe q .

Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 40\text{ cm}$, $h = 40\text{ cm}$, $a = a' = 5\text{ cm}$ in $d = 35\text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona $f_{cm} = 0,32\text{ kN/cm}^2$, srednji modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3400\text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000\text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\varphi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\varepsilon_{cs} = 0,0002$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff} = 1000\text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.



Slika 17: Računski model kontinuirnega nosilca



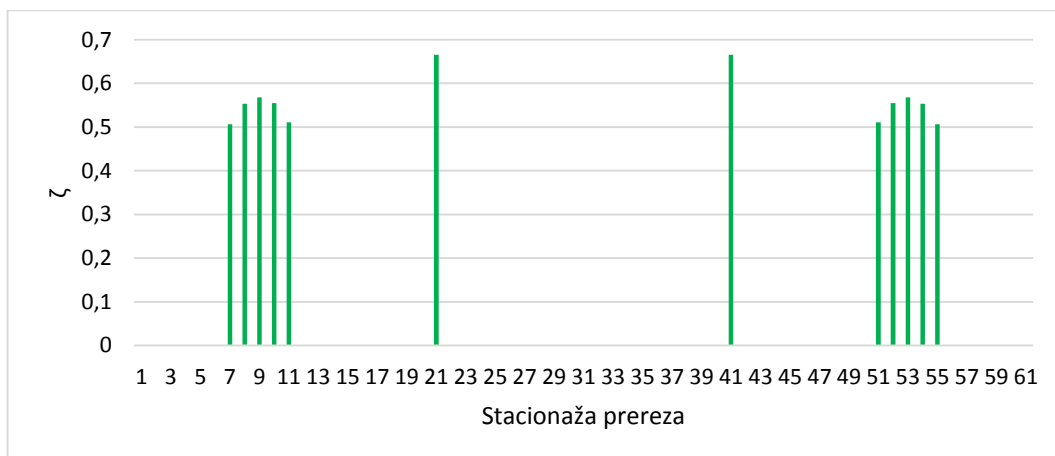
Slika 18: Razporeditev armature in geometrija prečnega prereza



Slika 19: Končna momentna linija pri obtežbi $q=35 \text{ kN/m}$

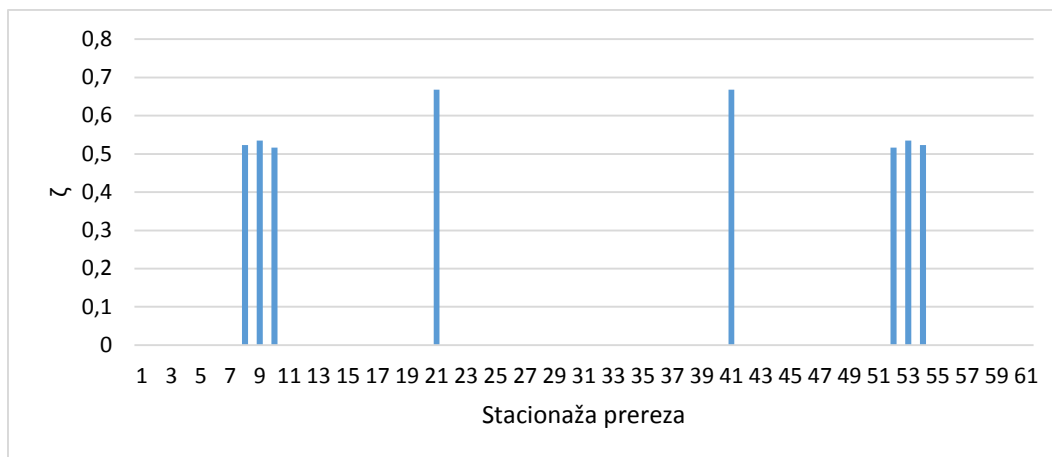
Prikazan je potek faktorja ζ za dve različni vrednosti obtežbe. Faktor $\zeta = 0$ tam kjer prerez ne razpoka, kjer bi prerez popolnoma razpokal pa velja $\zeta = 1$. Za vse vrednosti faktorja ζ med zgornjo in spodnjo mejo, pa velja, da prerez delno razpoka.

V prvem primeru, kjer je prikazana obtežba $q = 50 \text{ kN/m}$ v analizi je razvidno, da prerez razpoka na mestih maksimalnih pozitivnih momentov v stranskih poljih, med tem ko srednje polje ne razpoka, saj vrednost momenta ne doseže momenta pri pojavu razpok M_{cr} . Nad obema podporama znotraj razpona pa negativni momenti dosežejo največje negativne vrednosti. Največja ζ je izračunana prav nad podporami na mestu minimalnih momentov, prikazano na sliki 20, saj so slednji absolutno največji momenti po dolžini kontinuirnega nosilca.



Slika 20: Vrednosti faktorja ζ pri obtežbi $q=50 \text{ kN/m}$

Skrajno vrednost predstavlja obtežba $q = 25 \text{ kN/m}$, kjer nimamo težav s pojavom razpok v armiranobetonskih prerezih. Ker prerezi ne razpokajo je vrednost koeficienta $\zeta = 0$ po celotni dolžini kontinuirnega nosilca. Za primerjavo sem izbral nosilec obremenjen s $q = 35 \text{ kN/m}$, kjer se razpoke pojavijo v prerezih nad notranjima podporama, kjer moment preseže vrednost momenta razpokanja M_{cr} in v sredini krajnih polj prikazano s sliko 21.

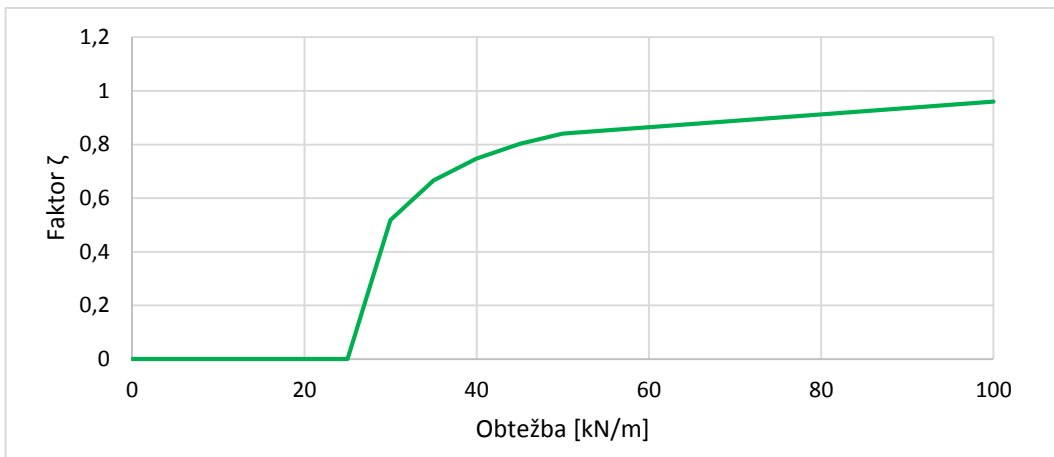
Slika 21: Vrednosti faktorja ζ pri obtežbi $q=35 \text{ kN/m}$

Vse rezultate izračunov sem med seboj primerjal v preglednici 5, kjer sem dodal tudi procentualni delež armiranobetonskih prerezov, ki razpokajo pri dani obtežbi q . S povečevanjem obtežbe se vse obravnavane količine povečujejo nelinearno. Potek pomikov bi v konkretnem primeru idealizirali kot linearno funkcijo obtežbe, saj se v opazovanem območju obtežbe prirastek povečuje razmeroma enakomerno, ponazorjeno s sliko 22.

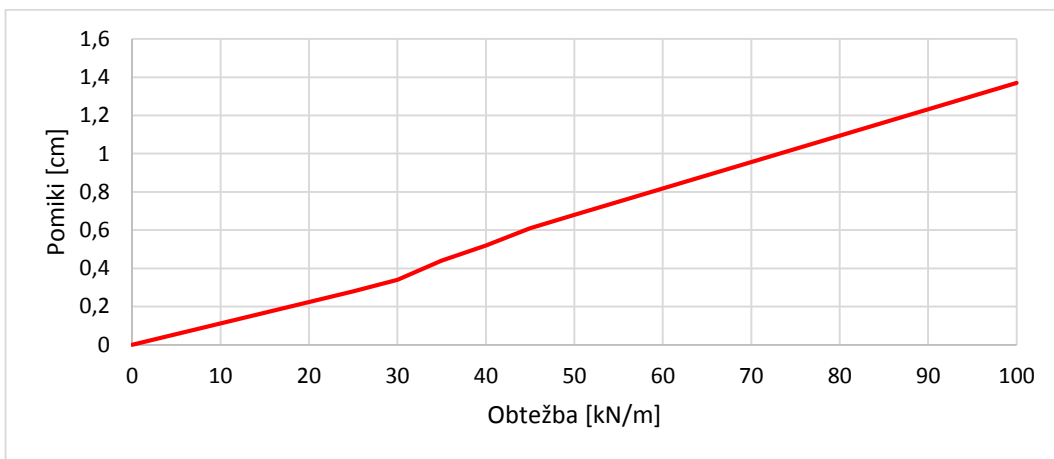
q [kN/m]	max ζ	Max. pomik [cm]	% razpokanih prerezov
25	0	0,28	0%
30	0,518	0,34	3%
35	0,666	0,44	20%
40	0,748	0,52	32%
45	0,803	0,61	40%
50	0,841	0,68	40%
100	0,96	1,37	62%

Preglednica 5: Vpliv velikosti obtežbe na faktor ζ in pomik w v krajnih poljih

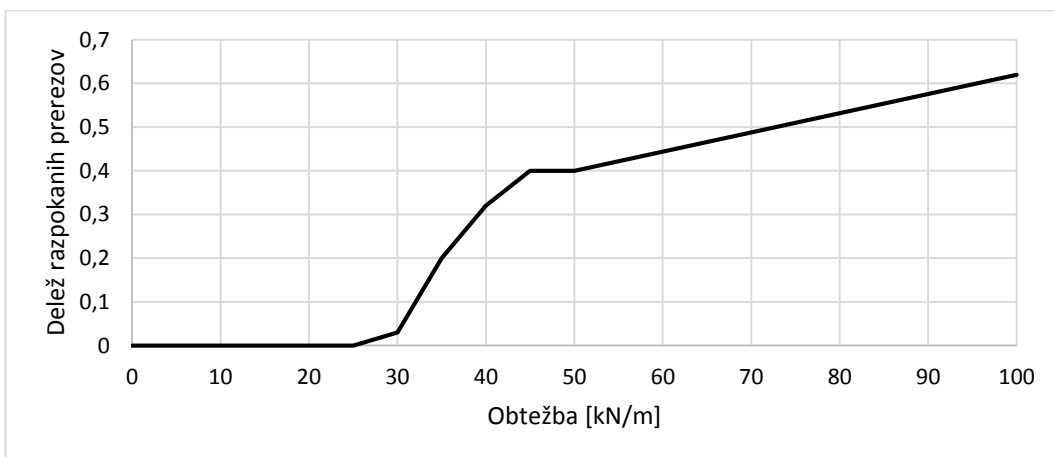
Največji pomik v kontinuirnem nosilcu se pojavi na sredini obeh krajnih polj. Pri visokih obtežbah q se procent razpokanih prerezov ustali na 40%, kar izhaja iz geometrije konstrukcije, prikazano v sliki 22. V obravnavanih primerih imamo razmeroma majhne razpetine posameznih polj, kar pripomore k temu, da je razmeroma velikim momentom izpostavljeno razmeroma malo število prerezov. V primeru enakega nosilca z enakimi dimenzijami prereza in materialnimi karakteristikami, obremenjenega s $q = 50 \text{ kN/m}$ vendar razpetine posameznega polja $l_{1,2,3} = 10 \text{ m}$ in celotno dolžino $l = 30 \text{ m}$, v nosilcu razpoka kar 85% prerezov. Pri obtežbi $q = 100 \text{ kN/m}$ se velikost pomika podvoji glede na obtežbo $q = 50 \text{ kN/m}$, odstotek razpokanih prerezov pa poveča za 22%. Faktor ζ pa doseže vrednost 0,96.



Slika 22: Potek največjega faktorja ζ v odvisnosti od obtežbe



Slika 23: Odvisnost pomikov w v krajnih polj od velikosti obtežbe q



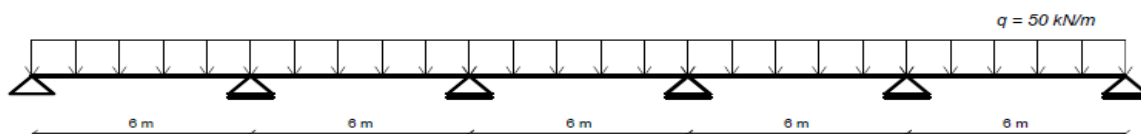
Slika 24: Odstotek razpokanih prerezov

6.4 Računski primer 4: Vpliv razporeditve obtežbe na velikost pomikov

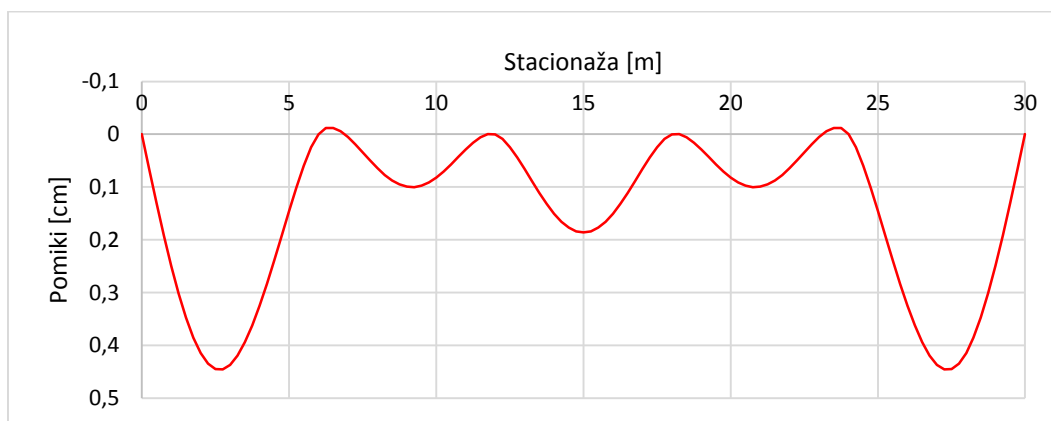
Primer prikazuje vpliv razporejanja obtežbe na velikost pomikov po poljih kontinuirnega nosilca. Prikazana sta dva primera, kjer so pri prvem izračunani pomiki z enakomerno razporejeno obtežbo $q = 50 \text{ kN/m}$ po vseh petih poljih. V drugem primeru pa je na poljih 2 in 4 obtežba zmanjšana na $q = 25 \text{ kN/m}$, kar predstavlja le stalno obtežbo brez spremenljive (glej preglednici 6 in 7). Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 30 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ in $d = 55 \text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona $f_{cm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$, srednji modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\varphi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\epsilon_{cs} = 0,0002$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff} = 1000 \text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.

Konstrukcija		Polja	1	2	3	4	5
q [kN/m]	50	L [m]	6	6	6	6	6
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	50	50	50	50	50

Preglednica 6: Geometrija konstrukcije z enakomerno razporejeno obtežbo



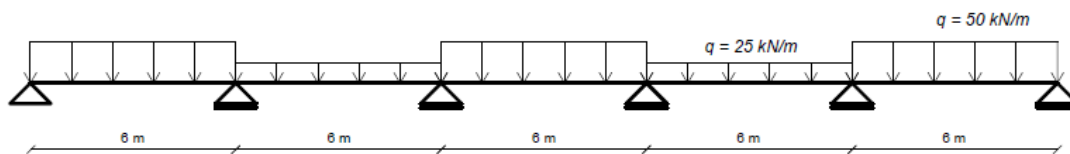
Slika 25: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko petih polj



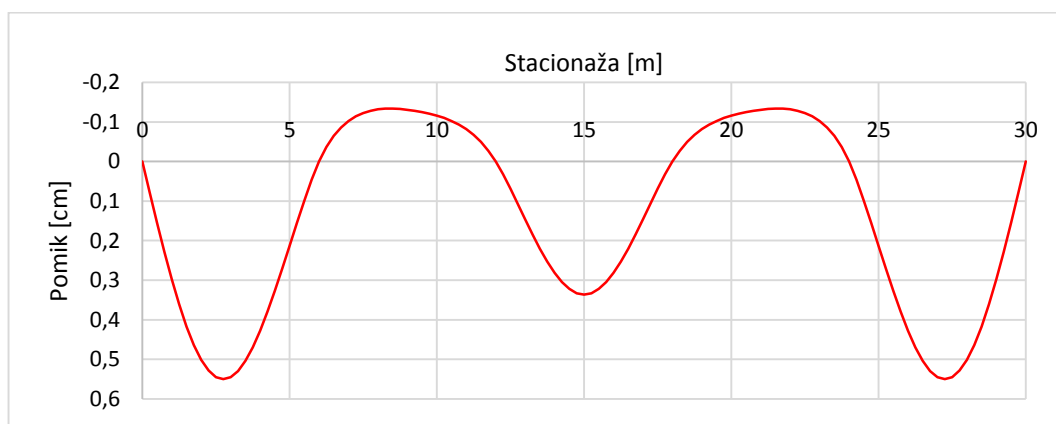
Slika 26: Pomiki pri enakomerno razporejeni obtežbi $q=50 \text{ kN/m}$

Konstrukcija	Polja	1	2	3	4	5	
q [kN/m]	25	6	6	6	6	6	
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	50	25	50	25	50

Preglednica 7: Geometrija konstrukcije z neenakomerno razporejeno obtežbo



Slika 27: Računski model in obtežba kontinuirnega nosilca preko petih polj



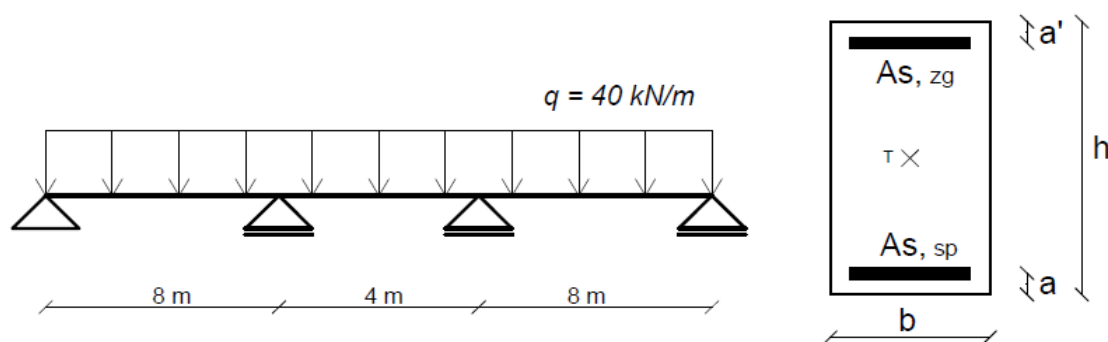
Slika 28: Pomiki pri neenakomerno razporejeni obtežbi

V obeh primerih sem uporabil enake materialne in geometrijske karakteristike, ter količino spodnje in zgornje armature. Oblika prečnega prereza nosilca je pravokotna kot v prejšnjih primerih. V tem primeru sem uporabil konstantno količino spodnje ter zgornje armature. Spodnja armatura znaša $A_{s,spodaj} = 30 \text{ cm}^2$, zgornja armatura pa znaša $A_{s,zgoraj} = 20 \text{ cm}^2$. Takšna razporeditev armature je uporabljana, ker opazujemo le vpliv razporejanja obtežbe. Če je obtežba razporejena enakomerno po celotnem kontinuirnem nosilcu se deformira kot prikazuje slika 26. Največje možne pomike dobimo z razporeditvijo obtežbe tako, da je na vsakem polju obtežba stalne in lastne teže, na vsakem drugem polju pa še spremenljiva obtežba, predstavljeno s sliko 28. Kontinuirni nosilec se obnaša tako, da večja obtežba v polju 1 povzroči pozitivne pomike, na naslednjem polju pa negativne, kar se ponavljajoče se prenaša na naslednja polja. Če iščemo največje povese tako postavimo obtežbo v polni meri v polja, na katerih obtežba medsebojno povečuje pomike.

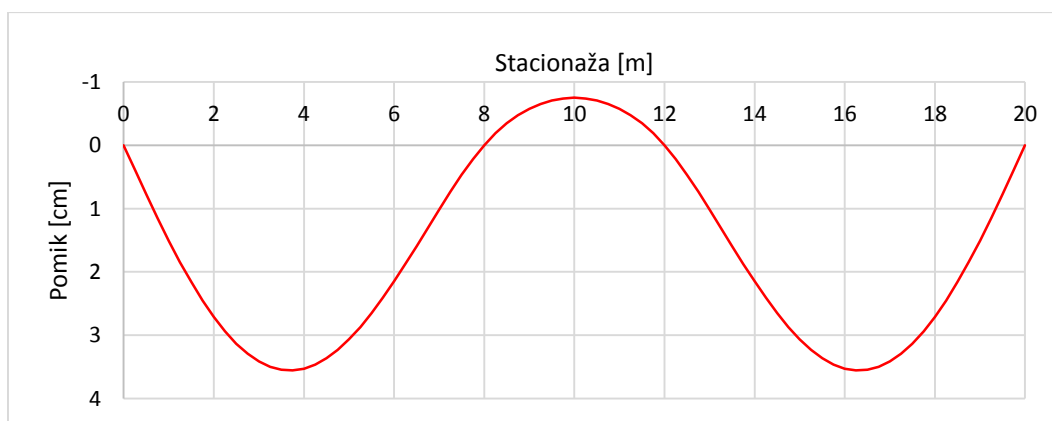
V primeru, ko je obtežba enakomerno razporejena je največji pomik $w = 0,45 \text{ cm}$. Pri neenakomerno razporejeni obtežbi pa zabeležimo pomik $w = 0,55 \text{ cm}$. Razlika v velikosti pomika znaša 19,03 %, kar lahko v mnogih primerih smatramo kot pomemben prirastek pomika.

6.5 Računski primer 5: Možni ukrepi v primeru prevelikega pomika

Za analizo sem izbral nosilec s tremi polji, obtežen z enakomerno porazdeljeno obtežbo $q = 40 \text{ kN/m}$, prikazan na sliki 29. Prvo in zadnje polje imata dolžino $l_{1,3} = 8 \text{ m}$, srednje polje pa razpon $l_2 = 4 \text{ m}$. Uporabil sem spodnjo armaturo $A_{s, \text{spodaj}} = 30 \text{ cm}^2$ in zgornjo armaturo $A_{s, \text{zgoraj}} = 25 \text{ cm}^2$. Uporabljena armatura je konstantna vzdolž celotnega nosilca. Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 25 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ in $d = 35 \text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona $f_{cm} = 0,32 \text{ kN/cm}^2$, srednji modul elastičnosti betona $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$, modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\varphi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\varepsilon_{cs} = 0,0002$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c, \text{eff}} = 1000 \text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.



Slika 29: Računski model kontinuirnega nosilca



Slika 30: Pomiki kontinuirnega nosilca preko treh polj

Zaradi specifične geometrije zasnovane konstrukcije se v srednjem polju zaradi negativnih momentov pojavijo negativni pomiki, prikazano s sliko 30. Kot omejitev pomika velja razpon/250, tako da je največji dovoljeni pomik v kontinuirnem nosilcu enak $w_{lim} = 3,2 \text{ cm}$. Največji izračunan pomik v nosilcu je $w = 3,56 \text{ cm}$.

6.5.1 Povečanje statične višine nosilca

V primeru povečanja statične višine nosilca iz $d = 35 \text{ cm}$ na $d = 45 \text{ cm}$, se pomik zmanjša na $w = 2,42 \text{ cm}$, kar je zelo učinkovita rešitev saj pomik zmanjšamo za 32%.

6.5.2 Povečanje količine armature

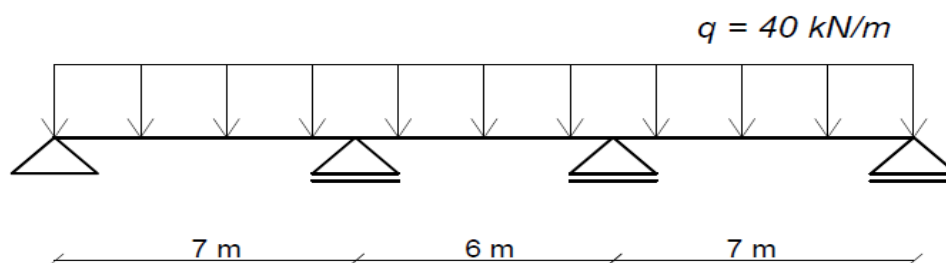
Spodnja armatura v prerezu količine $A_{s,spodaj} = 30 \text{ cm}^2$ in zgornja armatura $A_{s,zgoraj} = 25 \text{ cm}^2$ je za predvideno obremenitev premajhna ojačitev betonskega prereza. V primeru, da spodnjo in zgornjo armaturo povečamo za $\Delta A_s = 5 \text{ cm}^2$ se pomik zmanjša na $w = 3,18 \text{ cm}$. Povečanje količine armature je kot rešitev primerna dokler uporabljamo praktično izvedljive in smiselne prereze armature v armiranobetonskem prerezu.

6.5.3 Višji trdnostni razred betona

Uporabljeni trdnostni razred betona je C 35/45, ki pa ne zagotovi sprejemljivih pomikov. V primeru, da izberemo trdnosti razred C 40/50 se vrednost pomika zmanjša na $w = 3,55 \text{ cm}$. Z izbranim trdnostnim razredom, nismo pridobili praktično nič na velikosti največjega pomika. Izbran ukrep je praktično neprimeren za izvedbo.

6.5.4 Sprememba zasnove konstrukcije

Zasnovo konstrukcije bi lahko spremenili na dva načina. Obstoječi konstrukciji bi lahko preuredili obstoječe podpore, tako da bi zmanjšali razpone stranskih polj, v katerih se pojavi tudi največji pomik v kontinuirnem nosilcu. V primeru prikazanem na sliki 31, razpona slednjih dveh polj zmanjšamo za 1 m, s tem da povečamo razpon srednjega polja izračunamo pomik $w = 1,95 \text{ cm}$. Druga možnost spremembe zasnove konstrukcije, je dodajanje novih podpor. Dodali bi dve podpori in sicer vsako na sredino razpona stranskih polj, kot rezultat pa bi dobili kontinuirni nosilec preko 5 polj. Maksimalni izračunani pomik bi znašal $w = 0,18 \text{ cm}$. Takšni ukrepi v veliki večini primerov niso izvedljivi saj dodatne podpore povzročijo spremembe arhitekturnih podlag, zasnove celotne konstrukcije ali onemogočijo funkcijo nekaterih prostorov objekta.



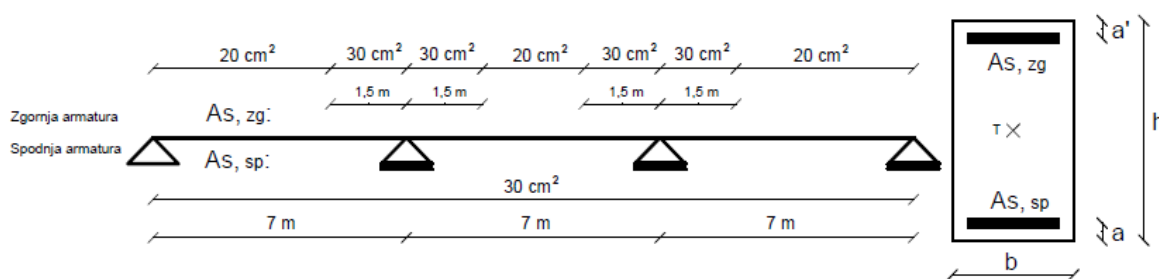
Slika 31: Spremenjena zasnova konstrukcije

6.6 Računski primer 6: Velikost pomika v odvisnosti od trdnostnega razreda betona

Z višjim trdnostnim razredom betona se poveča tudi srednja natezna trdnost betona f_{ctm} in srednji modul elastičnosti betona E_{cm} . Ta podatka sta ključna parametra betona pri računu velikosti pomikov. Za izvedbo primerjave je bila izbrana konstrukcija prikazana na sliki 32.

Konstrukcija		Polja	1	2	3	4	5
q [kN/m]	45	L [m]	7	7	7	0	0
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	45	45	45	0	0

Preglednica 8: Geometrija konstrukcije in obtežba kontinuirnega nosilca

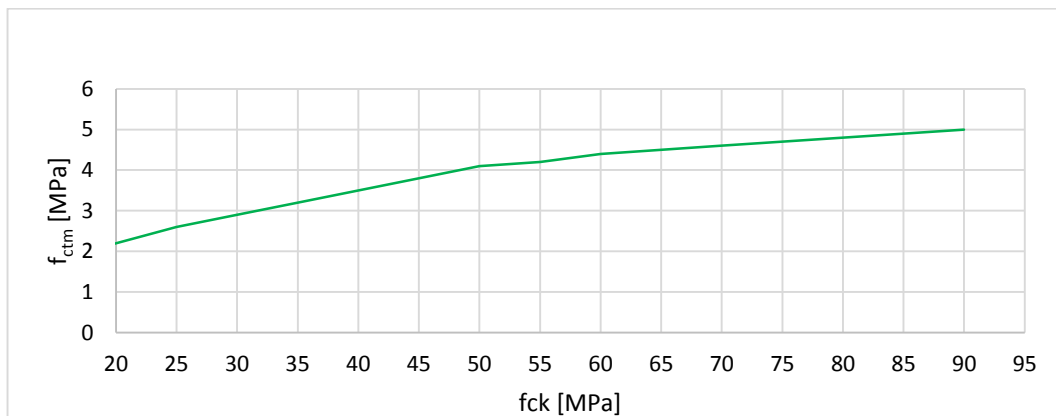


Slika 32: Računski model in razporeditev armature

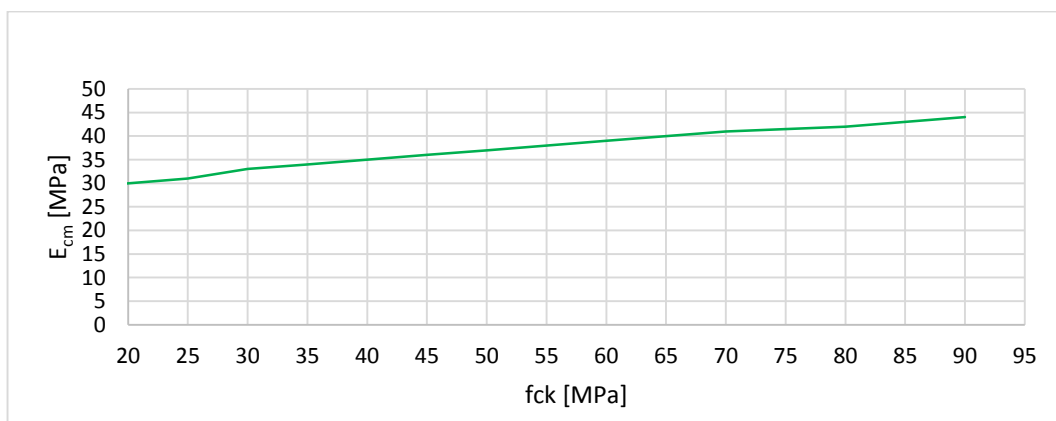
Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 30 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ in $d = 40 \text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona f_{ctm} in srednji modul elastičnosti betona E_{cm} se spreminjata s trdnostnim razredom betona. Modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\varphi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\epsilon_{cs} = 0,0002$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff} = 1000 \text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.

Trdnostni razred	fck [MPa]	fctm [MPa]	Ecm [MPa]	Pomik [mm]
C 20/25	20	2,2	30	19,8
C 25/30	25	2,6	31	19,6
C 30/37	30	2,9	33	19,3
C 35/45	35	3,2	34	19,1
C 40/50	40	3,5	35	18,9
C 45/55	45	3,8	36	18,7
C 50/60	50	4,1	37	18,5
C 55/67	55	4,2	38	18,4
C 60/75	60	4,4	39	18,2
C 70/85	70	4,6	41	18
C 80/95	80	4,8	42	17,9
C 90/105	90	5	44	17,7

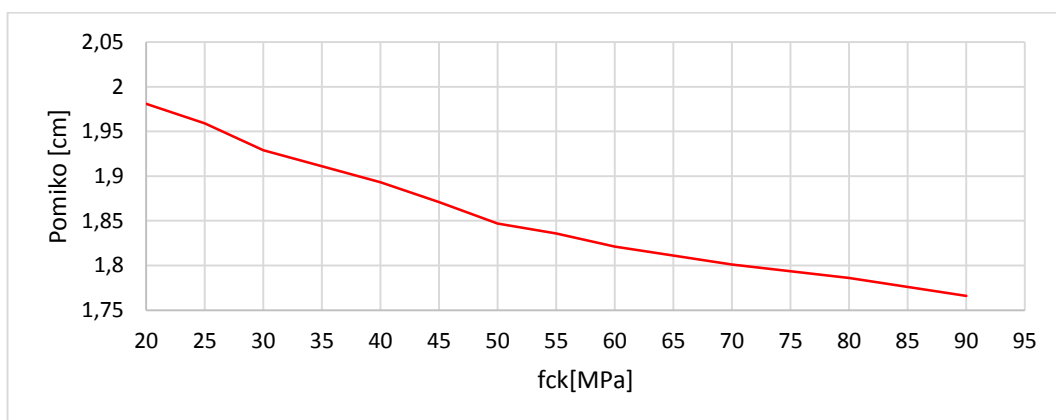
Preglednica 9: Največji pomiki v krajnih poljih v odvisnosti od trdnostnega razreda betona



Slika 33: Srednja natezna trdnost f_{ctm} v odvisnosti od karakteristične tlačne trdnosti betona f_{ck}



Slika 34: Srednji elastični modul E_{cm} v odvisnosti od karakteristične tlačne trdnosti betona f_{ck}



Slika 35: Velikost pomikov v krajnih poljih v odvisnosti od karakteristične tlačne trdnosti betona f_{ck}

S povečevanjem trdnostnega razreda betona se povečujeta oba materialna parametra f_{ctm} in E_{cm} , kot je prikazano v preglednici 9, ter na slikah 33 in 34. Njuna odvisnost od trdnostnega razreda betona je nelinearna, prav tako pa to velja za zmanjševanje pomikov medtem ko povečujemo trdnostni razred

betona. Razlike v povečevanju tlačne trdnosti so ogromne, zmanjšanje pomikov pa precej manjše. Kot je razvidno iz slike 35 in preglednice 9 je razlika med pomikoma nosilca iz najnižjega ter najvišjega trdnostnega razreda $\Delta w = 2,2 \text{ mm}$, kar predstavlja 11% pomika pri trdnostnem razredu C 20/25. V primeru prevelikega pomika v konstrukciji trdnostni razred betona v večini primerov ne igra ključne vloge. Povišanje trdnostnega razreda je smiselno uporabljati z drugimi spremembami konstrukcije.

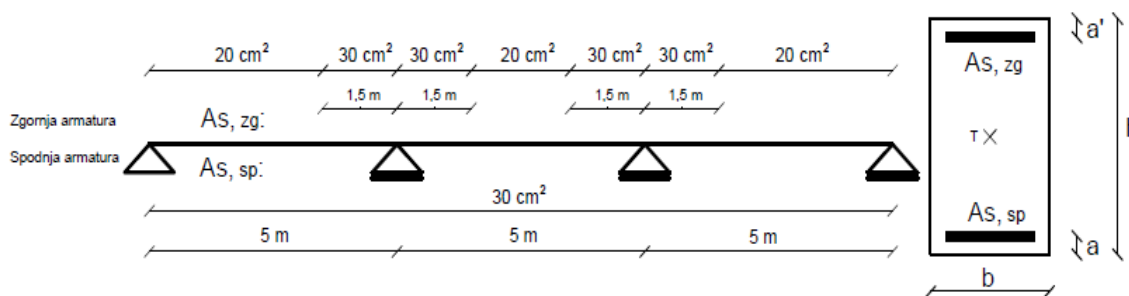
6.7 Računski primer 7: Vpliv krčenja na velikost pomikov

Krčenje betona lahko v armiranobetonskih konstrukcijah prispeva znatne obremenitve. Pri večjih prerezih in velikih površinah armature v njih, je vpliv krčenja še posebej nezamisljiv. Krčenje v armiranobetonskih nosilcih, ki imajo simetrično razporejeno armaturo ne povzroča dodatnih upogibnih obremenitev.

V okviru računskega primera sem primerjal rezultate dveh konstrukcij, kjer sem v enem primeru upošteval vpliv krčenja v drugem pa sem ga zanemaril. Zasnova konstrukcije je prikazana na sliki 36.

Konstrukcija	Polja	1	2	3	4	5	
q [kN/m]	40	5	5	5	0	0	
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	40	40	40	0	0

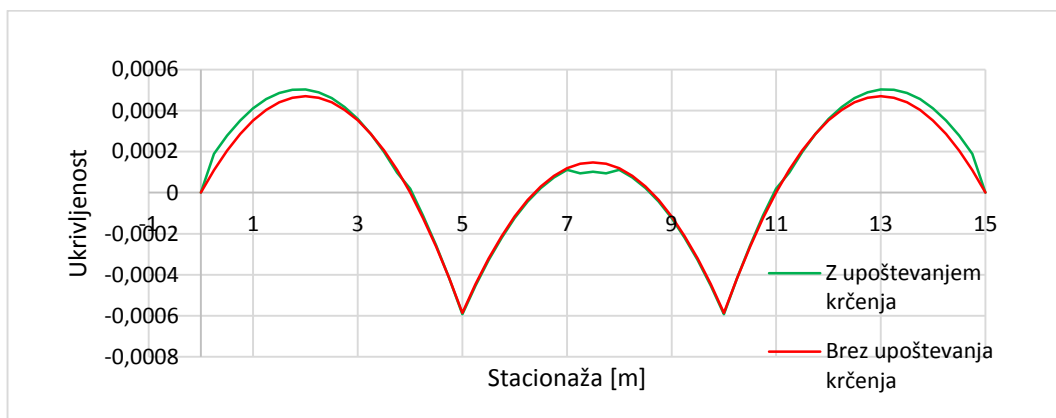
Preglednica 10: Geometrija in obtežba konstrukcije



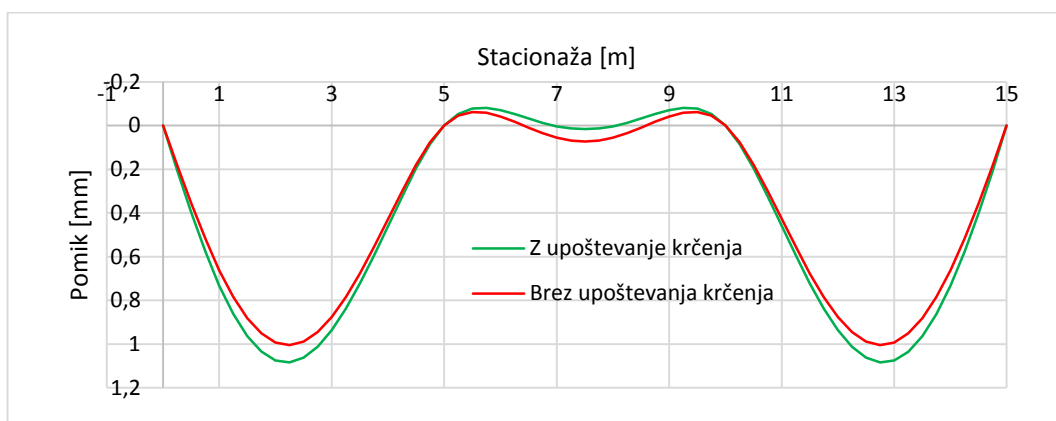
Slika 36: Zasnova konstrukcije in razporeditev armature

Armiranobetonski prerez ima dimenzije $b = 30 \text{ cm}$, $h = 70 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ in $d = 65 \text{ cm}$. Material, ki sestavlja armiranobetonski nosilec ima karakteristike: srednja natezna trdnost betona f_{cm} in srednji modul elastičnosti betona E_{cm} se spreminjata s trdnostnim razredom betona. Modul elastičnosti jekla za armiranje $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$. Količnik lezenja betona znaša $\varphi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja betona pa znaša $\varepsilon_{cs} = 0,0003$. Podan je tudi koeficient $\beta = 0,5$. Program nato samodejno izračuna efektivni modul elastičnosti $E_{c,eff} = 1000 \text{ kN/cm}^2$, in količnik $\alpha = 20$.

Zaradi visokega prereza $h = 70 \text{ cm}$, spodnje armature $A_{s,spodaj} = 30 \text{ cm}^2$ in zgornje armature $A_{s,zgoraj} = 20 \text{ cm}^2$ imamo velik vpliv krčenja, saj različna spodnja ter zgornja armatura povzročata velik statični moment glede na težišče betonskega prereza.



Slika 37: Vpliv krčenja na ukrivljenosti



Slika 38: Vpliv krčenja na velikost pomikov

S slik 37 in 38 je razvidno, da krčenje vpliva na potek velikosti ukrivljenosti in pomikov. Pomike in ukrivljenosti povečuje v stranskih poljih, medtem ko v srednjem polju vpliv krčenja deluje ugodno, saj zmanjšuje pomike. Pri nižjih prerezih je vpliv krčenja na pomike in ukrivljenosti precej manjši, saj v statičnem momentu zaradi armature na težišče betonskega prereza nastopa manjša razdalja. Največji izračunani pomik v analizi kjer sem upošteval vpliv krčenja je $w = 1,08 \text{ mm}$, medtem, ko je pomik v analizi brez upoštevanja krčenja $w = 1,01 \text{ mm}$. Razlika v pomikih je absolutnem smislu zanemarljiva, ker je zaradi velike statične višine nosilca velikostni red pomikov izredno majhen. Razlika relativno znaša 6,5% glede na pomik z upoštevanjem krčenja. V nosilcu z višino $h = 35 \text{ cm}$, je največji pomik z upoštevanjem krčenja enak $w = 8,53 \text{ mm}$, brez upoštevanja krčenja pa $w = 8,17 \text{ mm}$. Razlika v pomiku je približno $\Delta w = 0,4 \text{ mm}$ oziroma 4,7%. Vpliv krčenja v računu pomikov armiranobetonskih konstrukcij v vsakem primeru ni zanemarljiv, razen v primerih simetrične armature, kjer je prispevek krčenja enak nič.

6.8 Računski primer 8: Vpliv reologije na velikost pomikov

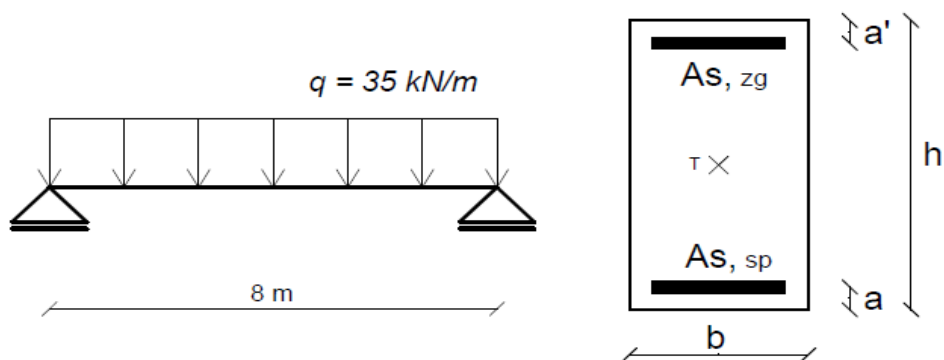
Vpliv reologije sem prikazal na preprostem prostoležečem nosilcu s pravokotnim prečnim prerezom. Program je narejen tako, da je z njim možno izračunati tudi pomike prostoležečih nosilcev, saj račun kontinuirnih nosilcev temelji na metodi sil, kjer v postopku računa za osnovo uporabimo model prostoležečega nosilca z dodatnimi robnimi pogoji. Nosilec z razponom $l = 8 \text{ m}$, je obremenjen z enakomerno razporejeno linijsko obtežbo velikosti $q = 35 \text{ kN/m}$. Količina spodnje ter zgornje armature je konstantna vzdolž celotne razpetine nosilca. Vgrajeni sta spodnja armatura $A_{s,spodaj} = 30 \text{ cm}^2$ in zgornja armatura $A_{s,zgoraj} = 20 \text{ cm}^2$, kot prikazuje slika 39.

Konstrukcija		Polja	1	2	3	4	5
q [kN/m]	35	L [m]	8	0	0	0	0
dx [m]	0,25	Obtežba [kN/m]	35	0	0	0	0

Preglednica 11: Geometrija in obtežba konstrukcije

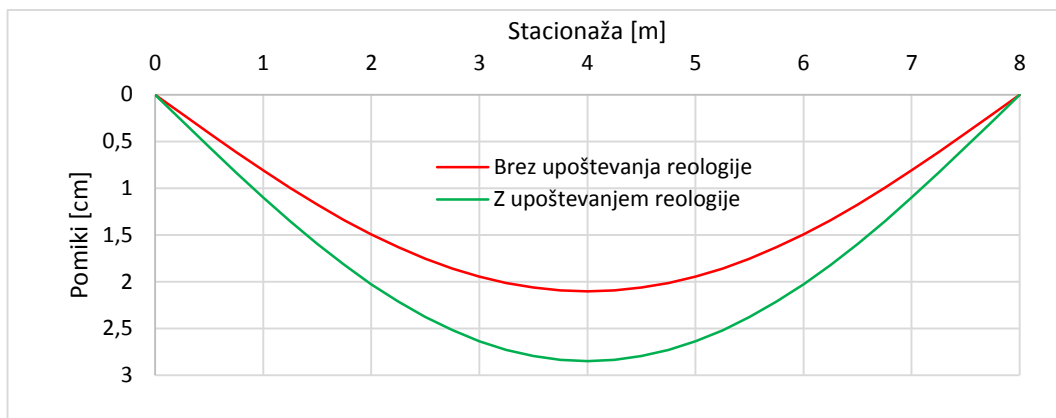
Geometrijski in materialni parametri					
b [cm]	30			β	0,5
h [cm]	55	fctm [kN/cm ²]	0,32	Ec,eff [kN/cm ²]	3400
a [cm]	5	Ecm [kN/cm ²]	3400	α_e	5,882353
a' [cm]	5	ϕ	0	Ib [cm ⁴]	415937,5
d [cm]	50	Es [kN/cm ²]	20000	ϵ_{cs}	0

Preglednica 12: Geometrijski in materialni parametri armiranobetonskega prereza



Slika 39: Računski model prostoležečega nosilca

Primerjavo sem opravil med dvema primeroma, ki sta se razlikovala v upoštevanju reoloških parametrov armiranobetonskega prereza. V preglednici, ki prikazuje geometrijske in materialne parametre, sta izpostavljena reološka parametra, ki v tem primeru ustvarjata razliko v velikosti pomikov. V analizi kjer sem upošteval vpliv reologije je bila vrednost koeficienta lezenja $\phi = 2,4$, deformacija zaradi krčenja pa je bila $\epsilon_{cs} = 0,0002$.



Slika 40: Pomiki v odvisnosti od reologije

Kot je razvidno iz grafa s slike 40 je vpliv reologije na velikost pomikov razmeroma velik. Največji pomik v nosilcu, ko zanemarimo vpliv reologije je $w = 2,10 \text{ cm}$, z upoštevanjem reoloških parametrov pa $w = 2,85 \text{ cm}$. V primeru prostoležečega nosilca je razlika v maksimalnem pomiku kar $\Delta w = 0,745 \text{ cm}$, kar predstavlja 35,5 % največjega izračunanega pomika brez upoštevanja reologije.

Ker z izračunom pomikov želimo dobiti čim boljše oceno pomikov, vpliva reologije na deformiranje armiranobetonskih konstrukcij ne smemo zanemariti, saj je njegov prispevek velikostnega reda, ki je lahko odločilen za prekoračitve omejitev predpisanih s standardom in kriterijev s katerimi klasificiramo vplive pomikov na konstrukcijo.

7 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge sem se ukvarjal z mejnim stanjem pomikov armiranobetonskih konstrukcij. V sklopu teme sem izdelal program za računanje pomikov kontinuirnih nosilcev, ki je izdelan v programskem okolju Excel. S pomočjo programa sem se bolj podrobno ukvarjal z deformiranjem kontinuirnih nosilcev.

Pomiki se pojavijo v vsaki konstrukciji, njihova velikost pa je odvisna od vplivov in lastnosti konstrukcije. V mejnem stanju uporabnosti armiranobetonskih konstrukcij je potrebno preverjati pomike, širine razpok ter vibracije. Vsi odzivi konstrukcij so odvisni od geometrije, materialnih parametrov in obtežbe, ki deluje na konstrukcijo. Pomiki konstrukcije lahko povzročijo razpoke, onemogočijo delovanje nekaterih delov objekta in s tem oslabijo funkcijo objekta, povzročijo poškodbe predelnih sten in ostalih togih nenosilnih elementov konstrukcije ali vzbujajo nelagodje v primeru prekoračitve omejitev pomikov. S pomočjo izdelanega programa sem opravil parametrične študije, kjer sem opazoval vplive materialnih karakteristik, reologije, geometrije in obtežbe na velikost pomikov kontinuirnih nosilcev. Program v Excelovi preglednici deluje tako, da upošteva nelinearno obnašanje betona, ki nastopi zaradi razpokanja v primeru prekoračitve momenta, ki je potreben za razpokanje armiranobetonskega prereza. Raziskal sem vpliv krčenja, odvisnost pomikov od količine armature in trdnostnega razreda betona in podal nekaj rešitev za zmanjšanje prekoračenega pomika. Veliko pozornost sem posvetil tudi vplivu razpokanja prerezov, kar pomembno vpliva na velikost ukrivljenosti in pomikov.

V diplomski nalogi sem ugotovil, da mejno stanje pomikov igra pomembno vlogo pri načrtovanju armiranobetonskih konstrukcij, saj je poleg varnosti zelo pomembna tudi funkcionalnost in uporabnost konstrukcije.

VIRI

- [1] The International Federation for Structural Concrete: 1999: fib Bulletin 2: Structural Concrete – Textbook on behaviour, design and performance, Volume 2: 103–139 str.
- [2] Reported by ACI Committee 435: 2000: Control of Deflections in Concrete Structures: 1-29 str.
- [3] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.): 2009 Priročnik za Projektiranje gradbenih konstrukcij po evropskih standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 2. poglavje
- [4] Lopatič, J. 2011. Betonske konstrukcije II. Študijsko gradivo (UNI GR-B). Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 1-58 str.
- [5] Saje, D. 2015. Vaje pri predmetu Betonske konstrukcije II, 3. letnik GR UNI-B. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
- [6] Lopatič, J. 2012. Betonske konstrukcije I. Študijsko gradivo (UNI GR-B). Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 1-27 str.