

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jure Božič

Ocena potresnega odziva in projektiranje armiranobetonskega nadvoza v skladu s standardom Evrokod 8/2

Diplomska naloga št.: 3067

Mentor:

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Somentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 18. 6. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **JURE BOŽIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »**OCENA POTRESNEGA ODZIVA IN PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA NADVOZA V SKLADU S STANDARDOM EVROKOD 8/2**«.

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

Ljubljana, 9.6.2009

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 06(4):624.012.45:624.042.7(043.2)
Avtor: Jure Božič
Mentor: Izr. prof. dr. Tatjana Isaković
Naslov: Ocena potresnega odziva in projektiranje armiranobetonskega nadvoza v skladu s standardom Evrokod 8/2
Obseg in oprema: 106 str., 36 pregl., 66 sl., 63 en.
Ključne besede: Potresni odziv, nadvoz, elastična analiza, nelinearna analiza

Izvleček

V diplomski nalogi smo prikazali postopek projektiranja tipičnega armirano betonskega nadvoza za vpliv potresne obtežbe in sicer v skladu z najnovejšo verzijo standarda SIST EN 1998-2:2006 (EC8/2), ki je bil v Sloveniji s 1.1.2008 sprejet kot uradni standard. Analizirali smo in med sabo primerjali dva različna tipa konstrukcije: a) delno duktilen (DCM) in b) duktilen (DCH). Ugotovili smo, da je za primer obravnavanega nadvoza, ki je podprt s stebri krožnega prereza, bolj primerna varianta duktilne konstrukcije (DCH).

Med seboj smo primerjali različne metode analize, ki so vključene v standard EC8/2. Poleg linearnih metod analize smo srednje duktilno konstrukcijo analizirali tudi s pomočjo poenostavljene nelinearne N2 metode in sicer v prečni smeri konstrukcije. Ker je analizirana konstrukcija regularna in intenziteta potresne obtežbe razmeroma šibka, se potresni odziv, določen z linearnimi in z nelinearno metodo, ni bistveno razlikoval.

Obravnavali smo tudi različne analitične modele konstrukcije. Posebno pozornost smo namenili vplivu različnih modelov temeljev na odziv konstrukcije. Primerjali smo različne modele, kjer so temelji nadomeščeni z ekvivalentnimi vzmetmi ter model, kjer plasti zemljine modeliramo z ekvivalentnimi nihajkami. Ugotovili smo, da bistvenih razlik glede vpliva na potresni odziv konstrukcije ni.

Standard EC 8/2 dopušča potresno analizo, v kateri upoštevamo razpokanost armirano betonskih elementov. Za oceno razpokanosti standard priporoča dve metodi, ki lahko dasta zelo različne rezultate. Zato smo v nalogi te metode analizirali in jih primerjali med seboj. Ugotovili smo, da v obravnavanem primeru z metodo, primerno za stebre konstantnega prereza (metoda 1 v standardu) bolje ocenimo efektivni vztrajnostni moment stebrov, medtem ko je razpokanost ocenjena z alternativno bolj splošno metodo (metoda 2) prevelika.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 06(4):624.012.45:624.042.7(043.2)
Author: Jure Božič
Supervisor: Assoc. prof. dr. Tatjana Isaković
Title: Estimation of seismic response and seismic design of an overpass according to standard Eurocode 8/2
Notes: 106 p., 36 tab., 66 fig., 63 eq.
Key words: Seismic response, bridge, elastic analysis, nonlinear analysis

Abstract

Seismic design of typical reinforced concrete overpass according to the standard SIST EN 1998-2:2006 (EC8/2), which has been officially used in Slovenia since January 1st, 2008, is presented. Two types of structures were analyzed and compared: a) limited ductile (DCM) type and b) ductile type (DCH). It was found that the ductile type of structure is more suitable in the particular type of the analyzed viaduct, supported by circular columns.

Different methods of analysis, included into the standard EC8/2, were also used and compared. The limited ductile type of the overpass was analyzed using linear as well as nonlinear methods of analysis. The simplified nonlinear N2 method was used for its analysis in the transverse direction. Since the structure is regular and the seismic intensity relatively weak, the seismic response, determined by linear and nonlinear methods was quite similar.

Different analytical models of the structure were also compared. Special attention was devoted to the influence of different foundation models to the seismic response of structure. Different models taking into account equivalent springs were compared with the model, where the soil was modeled with equivalent truss element. It was found that the influence of the analyzed models to the seismic response of the structure was not significantly different.

The seismic analysis taking into account cracked cross-sections of RC elements is included into the standard EC8/2. Two methods, included into the standard, which can be used to estimate the amount of cracking, can give very different results. Therefore they were analyzed in more details and compared. It was found that in the analyzed structure the method suitable for the columns of the constant cross section (method 1 in the standard) predicted cracking better than the more general method 2, which overestimated the amount of cracking in the analyzed overpass.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici izr. prof. dr. T. Isaković, somentorju doc. dr. J. Logarju ter Z. Vidrihu, mlademu raziskovalcu na inštitutu IKPIR.

Zahvalil bi se tudi svojim najbližjim za takšno in drugačno podporo tako pri diplomu kot tudi pri celotnem študiju.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	OPIS KONSTRUKCIJE	3
2.1	Splošni podatki	3
2.2	Materiali.....	4
2.3	Geotehnični podatki.....	5
2.4	Obtežba	6
3	DUKTILNO OBNAŠANJE KONSTRUKCIJE.....	7
3.1	Model konstrukcije	7
3.1.1	Statični model	7
3.1.1.1	Vpliv temeljenja	9
3.1.2	Stalna obtežba	17
3.1.3	Dinamični model	19
3.1.3.1	Ocena efektivnega vztrajnostnega momenta stebra	22
3.1.3.2	Izračun togosti modela.....	29
3.1.4	Potresna obtežba	29
3.2	Obremenitve konstrukcije.....	36
3.3	Dimenzioniranje	42
3.3.1	Račun upogibne armature stebra.....	42
3.3.1.1	Računska obremenitev stebra.....	42
3.3.1.2	Računska nosilnost prereza.....	46
3.3.1.3	Maksimalna (dejanska) nosilnost prereza	49
3.3.2	Račun strižne armature stebra	50
3.3.2.1	Projektna prečna obremenitev	50
3.3.2.2	Strižna nosilnost prereza	51
3.3.3	Račun objekta v območju plastičnih členkov stebrov	55
3.3.4	Določitev dolžine plastičnega členka	57
3.3.5	Kontrola uklona vzdolžne, tlačno obremenjene armature stebra.....	57
3.4	Pomiki	59
3.5	Skica armature v stebri	61
4	DELNO DUKTILNO OBNAŠANJE KONSTRUKCIJE	62
4.1	Model konstrukcije	65
4.1.1	Statični model	65
4.1.1.1	Vpliv temeljenja	67
4.1.2	Stalna obtežba	67
4.1.3	Dinamični model	69
4.1.3.1	Izračun togosti modela.....	69
4.1.4	Dinamična obtežba.....	69
4.2	Obremenitve konstrukcije.....	72
4.3	Dimenzioniranje	73
4.3.1	Račun upogibne armature stebra.....	73
4.3.1.1	Računska obremenitev stebra.....	73

4.3.1.2	Računska nosilnost prereza.....	74
4.3.1.3	Maksimalna (dejanska) nosilnost prereza	79
4.3.2	Strižno dimenzioniranje stebra	80
4.3.2.1	Projektna prečna obremenitev	80
4.3.2.2	Strižna nosilnost prereza	80
4.3.3	Račun objetja v kritičnih območjih stebrov	83
4.4	Pomiki	83
4.5	Skica armature v stebru	85
5	NELINEARNA ANALIZA POTRESNE OBTEŽBE DELNO DUKTILNE KONSTRUKCIJE V PREČNI SMERI	86
5.1	Opis modela (mdof model)	87
5.1.1	Določanje odnosa $M-\theta$	88
5.2	Nelinearna statična (»pushover«) analiza.....	93
5.3	Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo.....	95
5.4	Idealizacija odnosa med silo in pomikom	97
5.5	Potresna obremenitev ekvivalentnega sdof sistema.....	98
5.6	Določitev ciljnega pomika za mdof sistem	101
6	PRIMERJAVA REZULTATOV PROJEKTIRANJA ZA DUKTILNO IN DELNO DUKTILNO KONSTRUKCIJO	102
7	KOMENTAR IN ZAKLJUČKI	103
	VIRI.....	105

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Karakteristike prerezov vzdolžnega modela (glej sliko 4)	8
Preglednica 2: Karakteristike prerezov prečnega modela (glej sliko 4).....	8
Preglednica 3: Primerjava zasukov konstrukcije na mestu stika stebra in pilota glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja	13
Preglednica 4: Primerjava zasukov konstrukcije na mestu stika stebra in pilota glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja	17
Preglednica 5: Stalna obtežba podpornih elementov.....	17
Preglednica 6: Porazdelitev stalne obtežbe prekladne konstrukcije na tekoči meter v vzdolžni smeri	17
Preglednica 7: Porazdelitev lastne teže elementov na tekoči meter v prečni smeri	19
Preglednica 8: Primerjava Jeff, dobljenih po metodi 1 z različnimi načini pristopa.....	27
Preglednica 9: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne primere na vrhu stebra	42
Preglednica 10: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne primere na dnu stebra.....	42
Preglednica 11: Osna in momentna obremenitev na vrhu stebra	44
Preglednica 12: Osna in momentna obremenitev na dnu stebra.....	45
Preglednica 13: Osne obremenitve prerezov in pripadajoče računske upogibne nosilnosti.....	48
Preglednica 14: Osne obremenitve in pripadajoče maksimalne nosilnosti prereza na vrhu stebra.....	49
Preglednica 15: Osne obremenitve in pripadajoče maksimalne nosilnosti prereza na dnu stebra	50
Preglednica 16: Določevanje projektne strižne sile.....	51
Preglednica 17: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne primere na vrhu stebra	63
Preglednica 18: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne primere na dnu stebra.....	63
Preglednica 19: Obremenitev obeh kritičnih prerezov	63
Preglednica 20: Karakteristike prerezov vzdolžnega modela (glej sliko 56 a)	66
Preglednica 21: Karakteristike prerezov prečnega modela (glej sliko 56b).....	66
Preglednica 22: Lastna teža podpornih elementov	67
Preglednica 23: Porazdelitev stalne obtežbe prekladne konstrukcije na tekoči meter v vzdolžni smeri	67
Preglednica 24: Porazdelitev lastne teže elementov na tekoči meter v prečni smeri	68

Preglednica 25: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne količine na vrhu stebra.....	72
Preglednica 26: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne količine na dnu stebra	72
Preglednica 27: Osna in momentna obremenitev obeh kritičnih prerezov stebra	73
Preglednica 28: Notranje količine (N, My, Mz) za tri obtežne količine na mestu prereza 1 ...	77
Preglednica 29: Notranje količine (N, My, Mz) za tri obtežne količine na mestu prereza 2 ...	77
Preglednica 30: Osna in momentna obremenitev ter pripadajoča upogibna nosilnost.....	77
Preglednica 31: Osne obremenitve in izračun pripadajočih efektivnih vztrajnostnih momentov stebra.....	78
Preglednica 32: Osne obremenitve in pripadajoče maksimalne nosilnosti	79
Preglednica 33: Določevanje projektne strižne sile.....	80
Preglednica 34: Karakteristike elementov prostorskega modela za nelinearno analizo.....	88
Preglednica 35: Delne mase m_i , normirani pomiki Φ_i , predpostavljene prečne obremenitve F_i ; izračun mase m^* SDOF sistema ter faktorja Γ	96
Preglednica 36: Primerjava rezultatov za duktilno in delno duktilno konstrukcijo	102

KAZALO SLIK

Slika 1: Vzdolžni prerez konstrukcije (enote so cm).....	3
Slika 2: Prečni prerez konstrukcije (enote so cm).....	4
Slika 3: Prečni prerez plošče (enote so cm).....	4
Slika 4: Modeliranje konstrukcije v vzdolžni in prečni smeri.....	7
Slika 5: Modeliranje z nadomestnimi palicami v vzdolžni smeri	10
Slika 6: Modeliranje z vzmetmi v vzdolžni smeri.....	11
Slika 7: Modeliranje z upoštevanjem togosti le spodnje plasti temeljnih tal (vzdolžna smer)	12
Slika 8: Kombinirano modeliranje temeljnih tal (vzdolžna smer)	12
Slika 9: Primerjava horizontalnih pomikov konstrukcije v vzdolžni smeri, zaradi točkovne sile $F = 1000$ kN, glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja	13
Slika 10: Modeliranje z nadomestnimi palicami v prečni smeri	14
Slika 11: Modeliranje z vzmetmi v prečni smeri.....	14
Slika 12: Modeliranje z upoštevanjem togosti le spodnje plasti temeljnih tal (prečna smer) ..	15
Slika 13: Kombinirano modeliranje temeljnih tal (prečna smer)	16
Slika 14: Primerjava horizontalnih pomikov konstrukcije v prečni smeri, zaradi točkovne sile $F = 1000$ kN, glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja	16
Slika 15: Prikaz dela območja vpliva stalne obtežbe na en par stebrov	18
Slika 16: Porazdelitev stalne obtežbe v prečni smeri (vrednosti so v kN oziroma kN/m).....	19
Slika 17: Sistem z eno prostostno stopnjo	20
Slika 18: Teoretična ekscentričnost v prečni smeri.....	21
Slika 19: Porazdelitev armaturnih palic po prerezu.....	22
Slika 20: Razdelitev prereza na 1.000 enako debelih elementov	23
Slika 21: Aproksimacija krožnega prereza s šestimi pravokotniki za program Dias (enote so cm).....	25
Slika 22: Prikaz idealizacije delovnega diagrama z elasto-plastičnim diagramom na podlagi enakosti ploščin	26
Slika 23: Primerjava delovnih diagramov $M-\Phi$, dobljenih po metodi 1 z različnimi načini pristopa	27
Slika 24: Ilustracija pravila o enakosti pomikov konstrukcije, ki se na potres odziva elastično, in konstrukcije, ki se plastificira.....	32

Slika 25: Elastični in projektni spekter odziva	34
Slika 26: Vpliv momenta M_t , ki ga povzroča ekscentrična sila F_{pr} , lahko nadomestimo z dvojico sil	36
Slika 27: Osne sile v vzdolžni smeri zaradi stalne obtežbe	37
Slika 28: Prečne sile v vzdolžni smeri zaradi stalne obtežbe	37
Slika 29: Upogibni momenti v vzdolžni smeri zaradi stalne obtežbe	38
Slika 30: Osne sile v prečni smeri zaradi stalne obtežbe	38
Slika 31: Prečne sile v prečni smeri zaradi stalne obtežbe	38
Slika 32: Upogibni momenti v prečni smeri zaradi stalne obtežbe	39
Slika 33: Osne sile zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri	39
Slika 34: Prečne sile zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri	39
Slika 35: Upogibni momenti zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri	40
Slika 36: Osne sile zaradi potresne obtežbe v prečni smeri	40
Slika 37: Prečne sile zaradi potresne obtežbe v prečni smeri	40
Slika 38: Upogibni momenti zaradi potresne obtežbe v prečni smeri	41
Slika 39: Smeri koordinatnih osi v stebru	41
Slika 40: Interakcijski diagram prereza 1 z vrisanimi najbolj neugodnimi obremenitvami	45
Slika 41: Interakcijski diagram prereza 2 z vrisanimi najbolj neugodnimi obremenitvami	46
Slika 42: Izračun prevojnne točke idealiziranega diagrama (M_{rd} , Φ_Y)	47
Slika 43: Obremenitev prereza, računaska nosilnost prereza, maksimalna (dejanska) nosilnost prereza	50
Slika 44: Stanje deformacij v prerezu 2 pri mejni obremenitvi: $N_{sd} = 1945,4$ kN, $M_{Rd} = 919,7$ kNm	52
Slika 45: a – uklon palice zaradi prevelike razdalje med stremeni; b – uklon palice zaradi premajhne količine stremen	59
Slika 46: Skica armature v stebru	61
Slika 47: Tipi potresnega odziva konstrukcij (vir: SIST EN 1998-2:2006; 2.3.1)	62
Slika 48: Interakcijska diagrama dveh različno armiranih prerezov z vrisanimi obremenitvami	64
Slika 49: Modeliranje konstrukcije v vzdolžni (a) in prečni (b) smeri	65
Slika 50: Porazdelitev armaturnih palic po prerezu	65
Slika 51: Porazdelitev stalne obtežbe v prečni smeri (vrednosti so v kN oziroma kN/m)	68

Slika 52: Elastični in projektni spekter odziva za faktor duktilnosti $q = 1,5$ in $q = 3,5$	70
Slika 53: Interakcijski diagram prereza z vrisanimi obremenitvami	74
Slika 54: Stanje deformacij v prerezu v primeru, ko je tlačna cona največja.....	81
Slika 55: Skica armature v stebru	85
Slika 56: Prostorski model konstrukcije (z modelom je zajeta le polovica celotne konstrukcije)	88
Slika 57: Idealizacija delovnega diagrama prereza stebra z bilinearnim diagramom	89
Slika 58: Določitev trilinearne ovojnice histereze moment-zasuk za členek na vrhu stebra ...	90
Slika 59: Histerezna ovojnica obeh plastičnih členkov	92
Slika 60: 1. nihajna oblika (normirana)	93
Slika 61: Normiran pomik prekladne konstrukcije v pushover analizi	94
Slika 62: Odnos med obtežbo in pomikom celotne konstrukcije	95
Slika 63: Določitev idealiziranega elastično-idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo	97
Slika 64: Elastični spekter odziva za pospešek S_{ae} in pomik S_{de} za vrsto tal B in projektni pospešek $a_g = 0,2$ g. a) Klasični format, b) AD format	99
Slika 65: Elastični spekter in diagram kapacitete	100
Slika 66: Spekter kapacitete in elastični spekter za projektno obremenitev $a_g = 0,3$ g	101

1 UVOD

V diplomski nalogi smo prikazali postopek projektiranja tipičnega armirano betonskega nadvoza za vpliv potresne obtežbe in sicer v skladu z najnovejšo različico standarda SIST EN 1998-2:2006 (v nadaljevanju EC8/2), ki je glede na ustrezen predstandard (ENV 1998-2) iz leta 1994 doživel kar nekaj večjih sprememb. Glede na to, da je najnovejša različica v Sloveniji obvezna od 1.1.2008, veliko izkušenj z njeno uporabo ni. Zato smo se odločili, da preizkusimo njeno določila na eni izmed tipičnih premostitvenih konstrukcij.

V splošnem bi vsako konstrukcijo lahko računali tako, da se pri potresnem vplivu obnaša elastično. Glede na to, da je ta obtežba običajno zelo močna in razmeroma redka v življenjski dobi konstrukcije, pa bi takšno projektiranje bilo neekonomično, saj bi zahtevalo konstrukcije z veliko nosilnostjo. Zato običajno potresne vplive, na katere projektiramo konstrukcijo, zmanjšamo (reduciramo).

Redukcija potresnih sil pomeni tudi, da v konstrukciji dopuščamo plastične deformacije, ki pa jih omejimo le na določene izbrane konstrukcijske elemente (v mostovih so to običajno stebri). Stopnja redukcije potresnih sil je odvisna od sposobnosti konstrukcije, da prenese plastične deformacije. Večja je redukcija, večje so plastične deformacije.

Standard EC8/2 dopušča, da se projektant skupaj z investitorjem odloči o tem, kakšna bo redukcija potresnih sil, oziroma kakšnega tipa bo njen potresni odziv. Na voljo sta dve možnosti, duktilni (DCH) in delno duktilni (DCM) odziv.

Pri delno duktilni varianti je redukcija potresnih sil tudi za več kot pol manjša kot v duktilni konstrukciji. To posledično pomeni, da mora nosilnost takšne konstrukcije biti več kot dvakrat večja od nosilnosti duktilne konstrukcije. Po drugi strani pa mora duktilna konstrukcija biti projektirana tako, da prenese večje plastične deformacije – duktilnost konstrukcije mora biti večja. Njeno sposobnost, da prenese večje plastične deformacije, zagotovimo s posebnim postopkom projektiranja, z metodo načrtovanja nosilnosti in z ustreznimi konstrukcijskimi detajli, ki so predpisani v EC8/2.

V nalogi smo na primeru tipičnega nadvoza obravnavali oba tipa konstrukcije in jih primerjali. Projektiranje duktilne konstrukcije je prikazano v 3. poglavju naloge, delno duktilna varianta pa v 4. poglavju. Osnovne značilnosti obeh vrst konstrukcije so povzete in primerjane v poglavjih 6 in 7.

Standard EC8/2 za potresno analizo dopušča uporabo različnih metod. Kot osnovni način analize je predvidena linearna analiza s spektri odziva. Za regularne konstrukcije se dovoljuje tudi uporaba poenostavljenih linearnih metod: a) linearna dinamična analiza oziroma modalna analiza s spektrom odziva, b) analiza z uporabo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo – poenostavljena metoda, c) linearna analiza časovnega odziva. V nalogi smo uporabili poenostavljeno analizo z ekvivalentnim sistemom z eno prostostno stopnjo.

Poleg linearnih metod analize standard v projektantsko prakso uvaja tudi nelinearne metode. Eno takšnih metod, N2 metodo, smo preizkusili tudi na primeru delno duktilne variante nadvoza. To je poenostavljena nelinearna metoda, ki vsebuje dve vrsti analize in dva različna modela. N2 metoda je kombinacija nelinearne statične analize na modelu konstrukcije z več prostostnimi stopnjami in nelinearne dinamične analize ekvivalentnega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo. Analiza nadvoza z N2 metodo je prikazana v 5. poglavju.

Obravnavana konstrukcija je temeljena na pilotih. V nalogi smo posebno pozornost posvetili njihovem modeliranju. Upoštevali smo različne modele, ki so predpisani v standardu Evrokod 7 in tiste, ki se pogosto uporabljajo v praksi in jih primerjali med sabo. Vpliv različnih modelov je analiziran v poglavju 3.1.1.1.

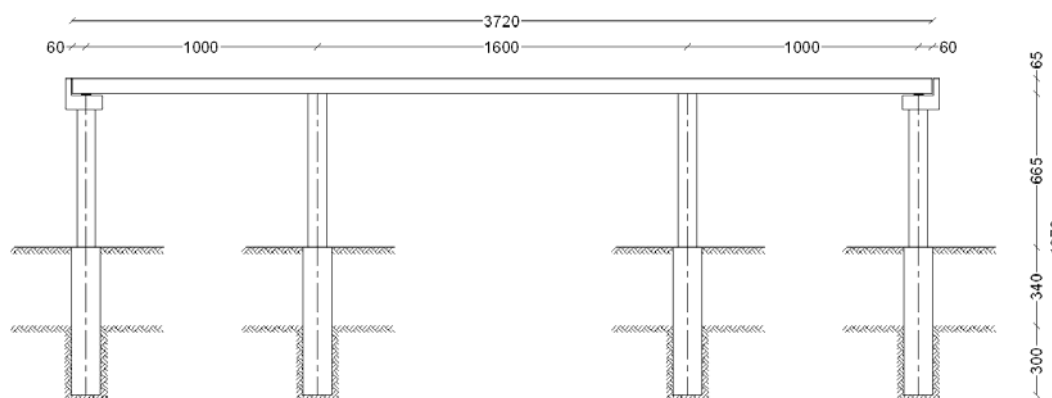
Standard EC8/2 dopušča potresno analizo, v kateri upoštevamo razpokanost armirano betonskih elementov. Za oceno razpokanosti standard priporoča dve metodi, ki lahko data zelo različne rezultate. Zato smo v nalogi te metode analizirali in jih primerjali med sabo. Ta primerjava je prikazana v poglavju 3.1.3.1.

2 OPIS KONSTRUKCIJE

2.1 Splošni podatki

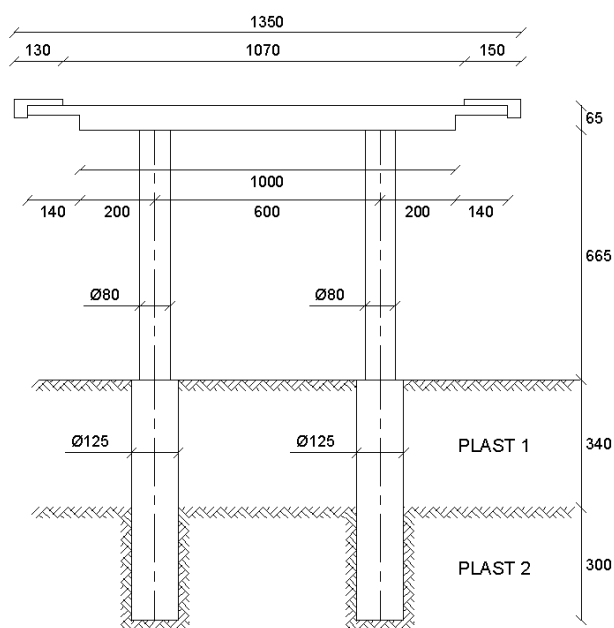
V nalogi je obravnavan nadvoz z lokalno cesto, ki prečka suho dolino.

Nosilna konstrukcija je armiranobetonski okvir preko treh polj. Teoretični razpon je $0,6 + 10,0 + 16,0 + 10,0 + 0,6 = 37,2$ m. Vzdolžni prerez objekta je prikazan na sliki 1.



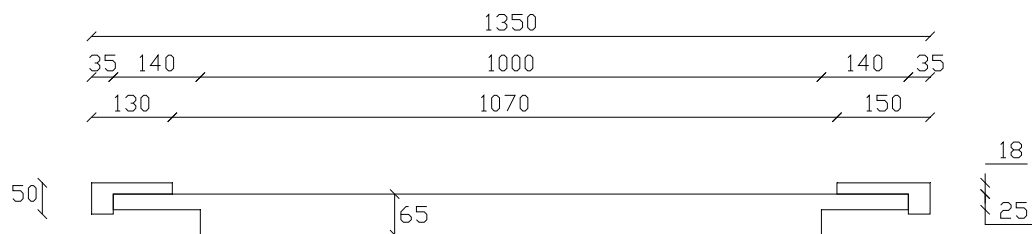
Slika 1: Vzdolžni prerez konstrukcije (enote so cm)

Vmesne podpore so štirje okrogli stebri premera 80 cm, vpeti v ploščo in temeljeni na podaljšanih, uvrtnih armiranobetonskih pilotih premera 125 cm. Karakteristični prerez skozi vmesno podporo (prerez prečnega okvira) je prikazan na sliki 2.



Slika 2: Prečni prerez konstrukcije (enote so cm)

Plošča je konstantne debeline 0,65 m in širine 10 m z obojestranskima konzolama 1,4 m (slika 3).



Slika 3: Prečni prerez plošče (enote so cm)

2.2 Materiali

Armiranobetonska plošča je iz betona kvalitete C30/37.

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa (SIST EN 1992-1-1: 2005; Preglednica 3.1.)}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0}{1,5} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{specifična teža: } \gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

Podporni elementi (stebri, piloti, krajni oporniki) so iz betona kvalitete C25/30.

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa (SIST EN 1992-1-1: 2005; Preglednica 3.1)}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{specifična teža: } \gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

Uporabljena armatura je rebrasta armatura S400.

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_s = 20\,000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$$

2.3 Geotehnični podatki

Temeljna tla sestavljata dve plasti (glej sliko 2).

Zgornja plast – plast 1

Globina plasti	$g_1 = 3,4 \text{ m}$
Modul reakcije tal	$K = 4,0 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3$
Modul elastičnosti	$E = 3,3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$

Spodnja plast – plast 2

Globina plasti	$g_2 > 3,0 \text{ m}$
Modul reakcije tal	$K = 1,50 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3$
Modul elastičnosti	$E = 1,25 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

2.4 Obtežba

Most je običajne pomembnosti, zato upoštevamo pri analizi za vpliv potresne obtežbe le njeno kombinacijo s stalno obtežbo. Tako pri računu mas in notranjih sil zanemarimo delež prometne obtežbe, ki jo upoštevamo pri pomembnih mostovih (SIST EN 1998-2:2006; 4.1.2).

Vertikalne potresne obtežbe ni treba upoštevati (SIST EN 1998-2:2006; 4.1.7).

3 DUKTILNO OBNAŠANJE KONSTRUKCIJE

Duktilen odziv konstrukcije pri potresni obtežbi pomeni, da v konstrukciji dopuščamo plastične deformacije, ki pa jih omejimo le na izbrane konstrukcijske elemente (v mostovih so to običajno stebri). Območje, v katerem dopuščamo deformacije, imenujemo območje plastičnih členkov. Omejimo jih na mesta, ki so enostavno dostopna za pregled in popravilo. Običajno pa so v bližini stika stebra s temeljem, oziroma s preklado (če je steber vpet v preklado). V prekladni konstrukciji poškodbe večinoma niso dovoljene.

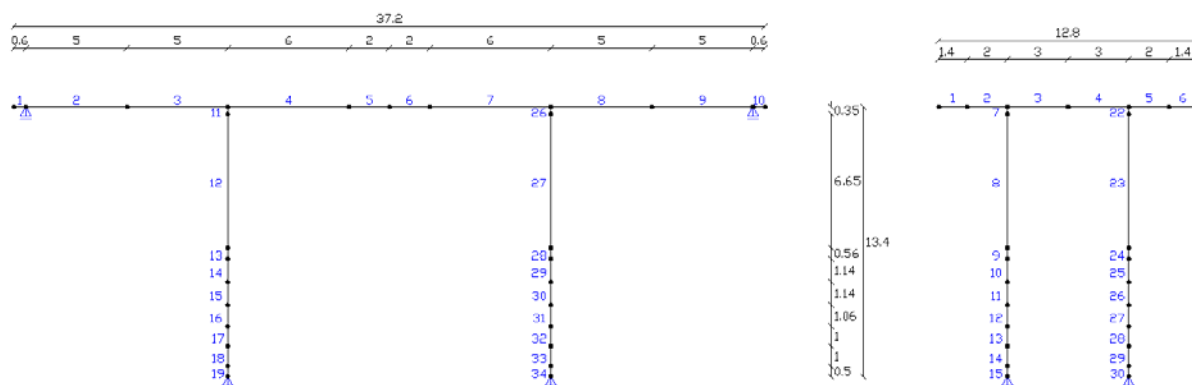
Plastične deformacije so lahko omejene le na določeno število stebrov, vendar je, kar zadeva odziv konstrukcije po nastanku teh deformacij, optimalno, da plastični členki nastopijo istočasno v vseh stebrih, v katerih je to mogoče.

V konstrukciji dopuščamo le upogibne poškodbe. Obvezno pa moramo preprečiti krhke načine porušitve.

3.1 Model konstrukcije

3.1.1 Statični model

Statični model konstrukcije je narejen posebej v vzdolžni in prečni smeri (glej sliko 4).



Slika 4: Modeliranje konstrukcije v vzdolžni in prečni smeri

Simetričnost mostu v obeh smereh omogoča, da se z modelom analizira le polovica in ne celotna konstrukcija. Na ta način pri izpisu notranjih sil dobimo obremenitve enega in ne para stebrov, kot bi se zgodilo v nasprotnem primeru.

Iz zgoraj napisanega vzroka je treba pri analizi upoštevati le polovične vrednosti karakteristik prereza plošče (ploščina, vztrajnostni moment).

Ker razdalja med vrhom stebra in težiščem plošče ni zanemarljiva, karakteristike prereza pa so na tem delu bistveno drugačne od tistih v stebri, težišče plošče in vrhove stebrov povežemo z dvema dodatnima elementoma (elementa 11 in 26 v vzdolžni oziroma elementa 7 in 22 v prečni smeri – glej sliko 4). Kot karakteristike teh elementov privzamemo desetkratno vrednost karakteristik elementov, s katerimi modeliramo stebre (za račun vztrajnostnega momenta teh elementov uporabimo vztrajnostni moment nerazpokanega prereza stebra).

Preglednica 1: Karakteristike prerezov vzdolžnega modela (glej sliko 4)

	Element	Ploščina [m ²]	(Efektivni) vztrajnostni moment [m ⁴]
Plošča/2	1–10	3,60	0,1289
Stik pl-st	11, 26	5,03	0,2011
Steber	12, 27	0,50	0,00620
Pilot	13–19, 28–34	1,23	0,1198

Preglednica 2: Karakteristike prerezov prečnega modela (glej sliko 4)

	Element	Ploščina [m ²]	(Efektivni) vztrajnostni moment [m ⁴]
Konzola	1, 6	4,50	0,023
Plošča	2–5	11,70	0,412
Stik pl-st	7, 22	5,03	0,2011
Steber	8, 23	0,50	0,00620
Pilot	9–15, 24–30	1,2272	0,1198

V preglednicah 1 in 2 je za steber upoštevan vztrajnostni moment razpokanega prereza, ki je izračunan po metodi 1 v poglavju 2.1.3.1.1. Pri ostalih elementih je upoštevan vztrajnostni moment nerazpokanega prereza.

3.1.1.1 Vpliv temeljenja

Vpliv temeljenja je lahko modeliran po dveh principih:

- z nihajkami
- z vzmetmi (EN 1998-5: 2005; ANNEX C)

V poglavjih 2.1.1.1.1 in 2.1.1.1.2. je narejena primerjava štirih različnih načinov modeliranja vpliva temeljenja na obravnavano konstrukcijo. Predstavljeni načini so kombinacije zgoraj omenjenih principov.

Model v vzdolžni oziroma v prečni smeri je v vseh primerih obtežen s točkovno silo $F = 1000$ kN, ki deluje v središču prekladne konstrukcije. S programom Sap 2000 (Sap 2000 v.10.0.7 – Struktural analysis program, Computers and Structures, Inc., University of California, Berkley, 1996) lahko izračunamo pomike in zasuke konstrukcije, s pomočjo katerih lahko primerjamo načine modeliranja vpliva temeljenja med seboj.

3.1.1.1.1 Vzdolžna smer

1. NAČIN: Modeliranje z nihajkami

Modeliranje z nihajkami je približno modeliranje, pri katerem zemljino nadomestimo z nadomestnimi palicami, ki lahko prenašajo le osne deformacije. Vztrajnostni moment teh palic je enak 0. Ploščino posamezne nadomestne palice izračunamo na podlagi enakosti deformacije palice in ustreznega dela zemljine, zaradi poljubne sile.

Izpeljava formule za izračun ploščine nadomestne palice:

$$\Delta L_N = \Delta L_Z \rightarrow \frac{FL}{A_N E_N} = \frac{F}{K_Z A_Z} \rightarrow A_N = \frac{K_Z A_Z L}{E_N}, \quad (1)$$

kjer je

ΔL_N deformacija palice

ΔL_Z deformacija ustreznega dela zemljine

F poljubna sila

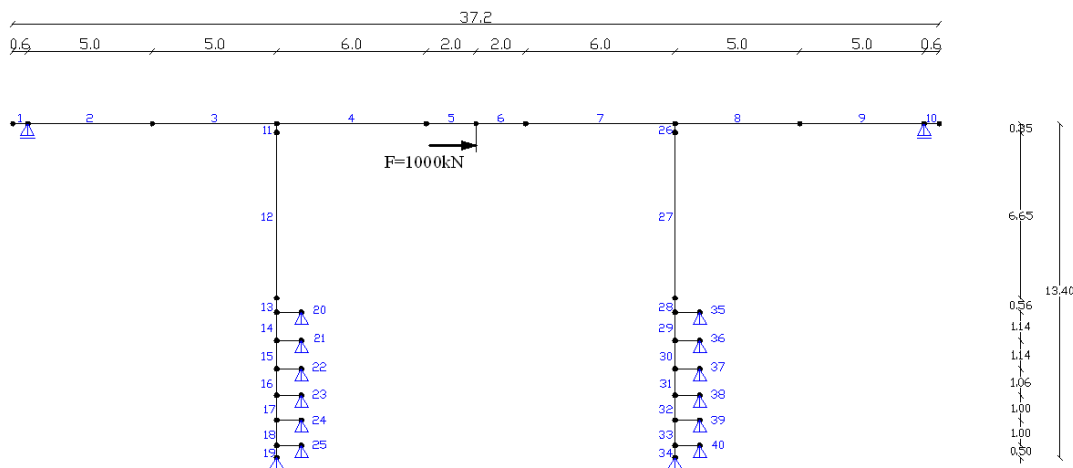
A_N ploščina prereza nadomestne palice (nihajke)

E_N modul elastičnosti nadomestne palice

L dolžina nadomestne palice (običajno privzamemo vrednost 1 m)

K_Z modul reakcije zemljine

A_Z ploščina prereza zemljine, ki ga modeliramo z eno nihajko ($A_Z = D_p h$; D_p – premer pilota, h – višina sloja zemljine, ki ustreza eni nihajki)



Slika 5: Modeliranje z nadomestnimi palicami v vzdolžni smeri

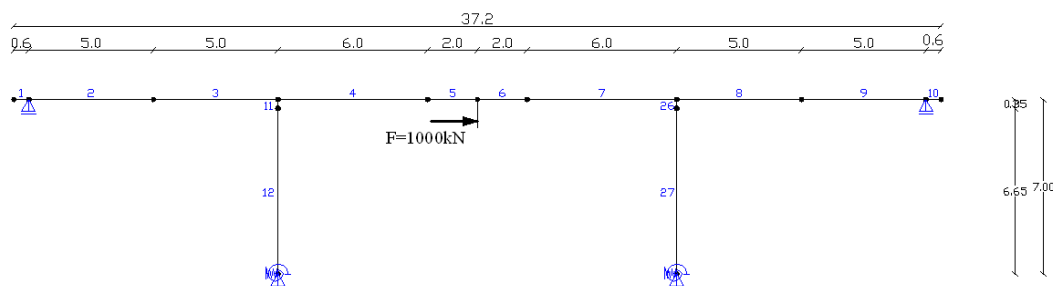
Po enačbi (1) izračunamo ploščino zgornjih nihajk ($A_{N, zg}$ – elementi 20–22 in 35–37) in ploščino spodnjih nihajk ($A_{N, sp}$ – elementi 23–25 in 38–40):

$$A_{N, zg} = \frac{K_{Z, plast 1} A_Z L}{E_{N, C25/30}} = \frac{40000 \text{ kN/m}^3 \left(1,25\text{m} \cdot \frac{3,4\text{m}}{3}\right) \cdot 1\text{m}}{31 \text{ GPa}} = 1,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{N, sp} = \frac{K_{Z, plast 2} A_Z L}{E_{N, C25/30}} = \frac{150000 \text{ kN/m}^3 \left(1,25\text{m} \cdot \frac{3,0\text{m}}{3}\right) \cdot 1\text{m}}{31 \text{ GPa}} = 6,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

2. NAČIN: Modeliranje z vzmetmi

EC8/5 predpisuje **modeliranje** temeljev z **vzmetmi**, nameščenimi na mestu vpetja stebra v pilot (EN 1998-5: 2005; ANNEX C). Vpliv zemljine in pilota nadomeščajo horizontalne in upogibne vzmeti. Izračunajo se glede na karakteristike betona in zemljine na globini premera pilota. Pomik v vertikalni smeri je zanemarljiv (glej sliko 6).



Slika 6: Modeliranje z vzmetmi v vzdolžni smeri

Standard predpisuje formule za izračun togosti vzmeti za tri različne modele zemljine. Naše temeljenje je razmeroma plitvo, zato lahko prevzamemo, da se elastični modul z globino ne spreminja (model: $E(z) = E_s$).

$$K_{HH} = 1,08dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}, \quad K_{MM} = 0,16d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}, \quad K_{HM} = -0,22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}, \quad (2)$$

kjer je

- K_{HH} – togost pomične vzmeti
- K_{MM} – togost zasučne vzmeti
- K_{HM} – člen v matriki togosti, ki upošteva medsebojni vpliv zgornjih togosti
- d – premer pilota ($d = 1,25\text{m}$)
- E_s – elastični modul zemljine na globini premera pilota ($E_s = 33 \text{ MPa}$)
- E_p – elastični modul pilota ($E_p = 31 \text{ GPa}$)

Togosti vzmeti za izbrani model tako znašajo:

$$K_{HH} = 1,08dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21} = 1,08 \cdot 1,25\text{m} \cdot 33 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{33 \text{ MPa}}\right)^{0,21} = 1,88 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

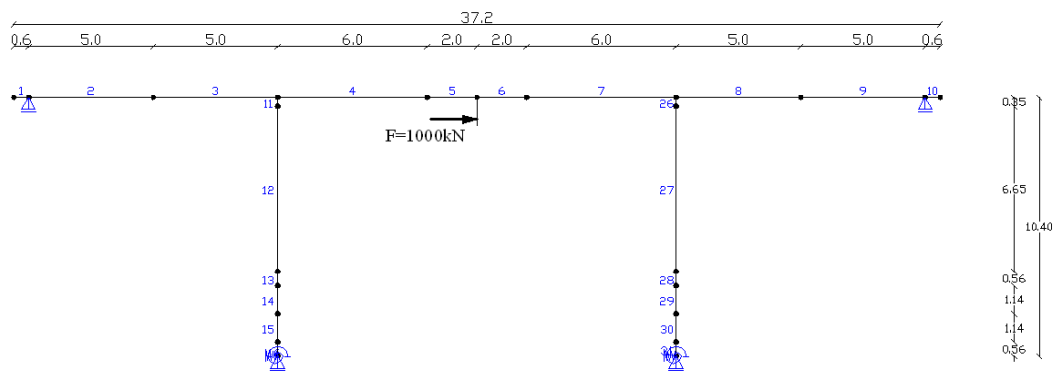
$$K_{MM} = 0,16d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75} = 0,16 \cdot (1,25\text{m})^3 \cdot 33 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{33 \text{ MPa}}\right)^{0,75} = 1,75 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{HM} = -0,22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50} = -0,22 \cdot (1,25\text{m})^2 \cdot 33 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{33 \text{ MPa}}\right)^{0,50} = -3,48 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

3. NAČIN: Modeliranje spodnje plasti zemljine z vzmetmi

Vpliv zgornje plasti zemljine zanemarimo in z vzmetmi modeliramo le vpliv temeljenja v spodnji plasti. Do tega modela je pripeljalo razmišljanje o razmerju med elastičnimi moduli zemljin. Elastični modul spodnje plasti zemljine je namreč nekajkrat večji od elastičnega

modula zgornje plasti, ki je obenem razmeroma plitva. Pričakovati je, da je vpliv slednje na konstrukcijo veliko manjši in je zato v tem primeru ne upoštevamo.



Slika 7: Modeliranje z upoštevanjem togosti le spodnje plasti temeljnih tal (vzdolžna smer)

Togosti vzmeti za izbrani model izračunamo po formulah (2):

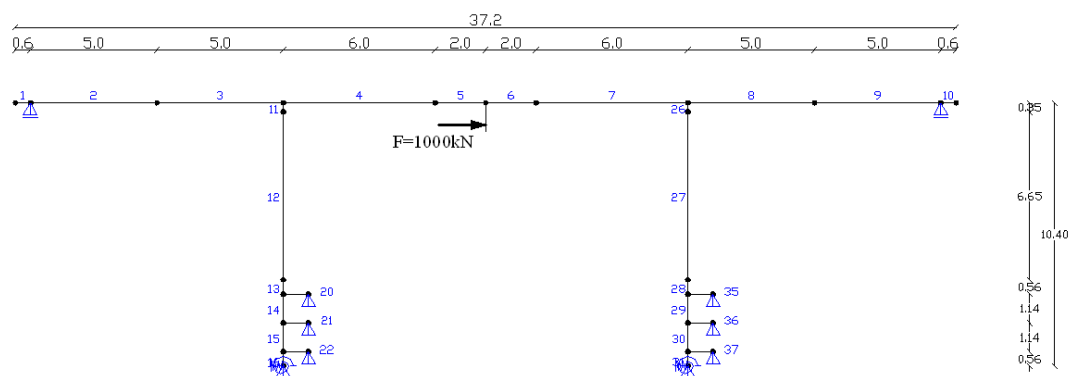
$$K_{HH} = 1,08dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21} = 1,08 \cdot 1,25\text{m} \cdot 125 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{125 \text{ MPa}}\right)^{0,21} = 5,37 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$K_{MM} = 0,16d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75} = 0,16 \cdot (1,25\text{m})^3 \cdot 125 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{125 \text{ MPa}}\right)^{0,75} = 2,44 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{HM} = -0,22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,5} = -0,22 \cdot (1,25\text{m})^2 \cdot 125 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{125 \text{ MPa}}\right)^{0,5} = -6,77 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

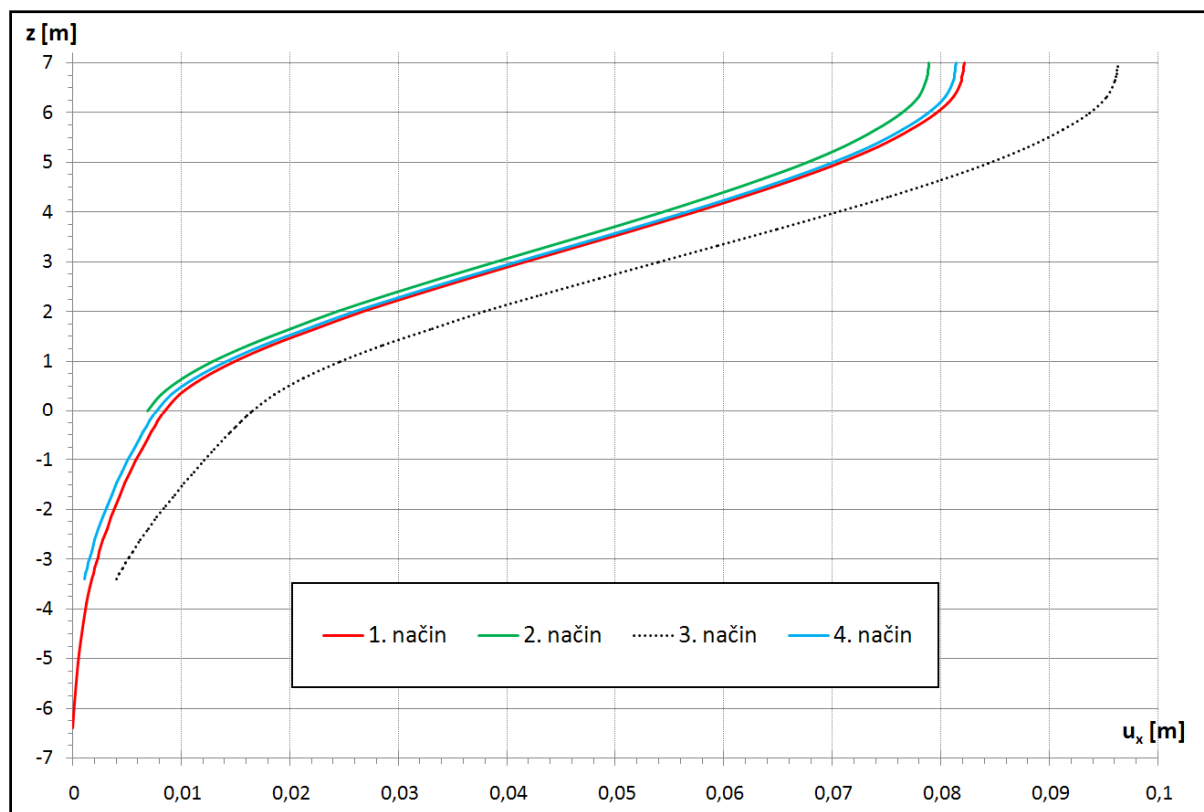
4. NAČIN

Četrty način modeliranja temeljenja je podoben tretjemu, le da upoštevamo tudi vpliv zgornje plasti zemljine. Temeljenje v spodnji plasti tako modeliramo z vzmetmi, vpliv zgornje plasti zemljine pa z nadomestnimi palicami (glej sliko 8).



Slika 8: Kombinirano modeliranje temeljnih tal (vzdolžna smer)

Primerjava rezultatov v vzdolžni smeri:



Slika 9: Primerjava horizontalnih pomikov konstrukcije v vzdolžni smeri, zaradi točkovne sile $F = 1000$ kN, glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja

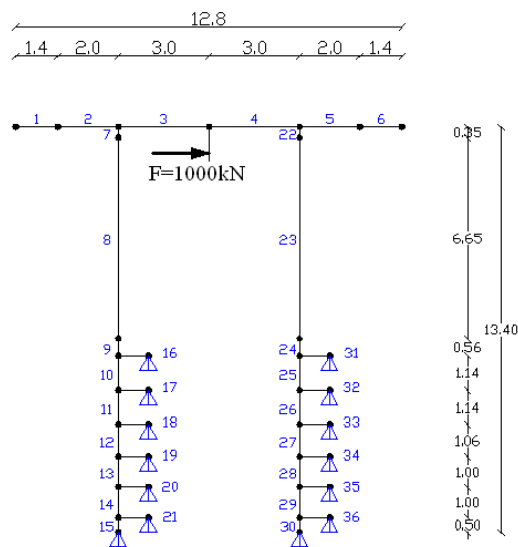
Preglednica 3: Primerjava zasukov konstrukcije na mestu stika stebra in pilota glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja

Vzdolžni model	1. način	2. način	3. način	4. način
Zasuk [10^{-3} rd]	2,802	2,299	4,605	2,807

3.1.1.1.2 Prečna smer

V prečni smeri je modeliranje podobno kot v vzdolžni smeri.

1. NAČIN: Modeliranje z nihajkami



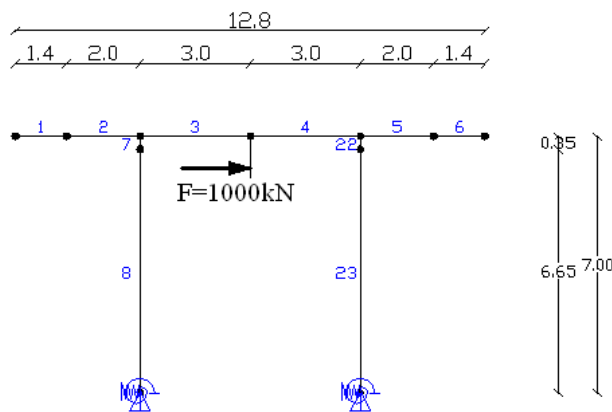
Slika 10: Modeliranje z nadomestnimi palicami v prečni smeri

Karakteristike nihajk so enake kot v vzdolžnem modelu

$$A_{N,zg} = \frac{K_{z, \text{plast } 1} A_z L}{E_{N,C25/30}} = 1,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{zgornje nihajke (elementi 16–18 in 31–33)}$$

$$A_{N,sp} = \frac{K_{z, \text{plast } 2} A_z L}{E_{N,C25/30}} = 6,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{spodnje nihajke (elementi 19–21 in 34–36)}$$

2. NAČIN: Modeliranje z vzmetmi



Slika 11: Modeliranje z vzmetmi v prečni smeri

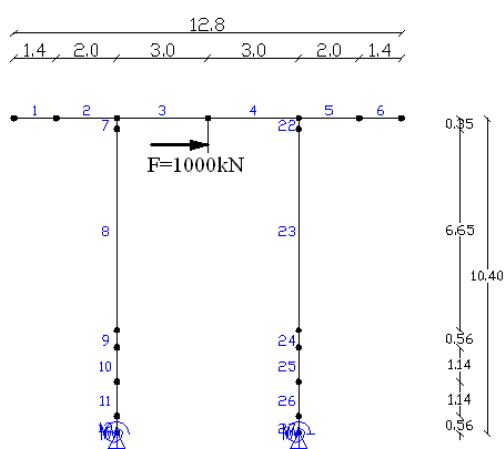
Togosti vzmeti za izbrani model so enake kot v vzdolžni smeri (glej poglavje 2.1.1.1.1):

$$K_{HH} = 1,08 d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21} = 1,88 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$K_{MM} = 0,16 d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75} = 1,75 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{HM} = -0,22 d^2 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50} = -3,48 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

3. NAČIN: Modeliranje spodnje plasti zemljine z vzmetmi



Slika 12: Modeliranje z upoštevanjem togosti le spodnje plasti temeljnih tal (prečna smer)

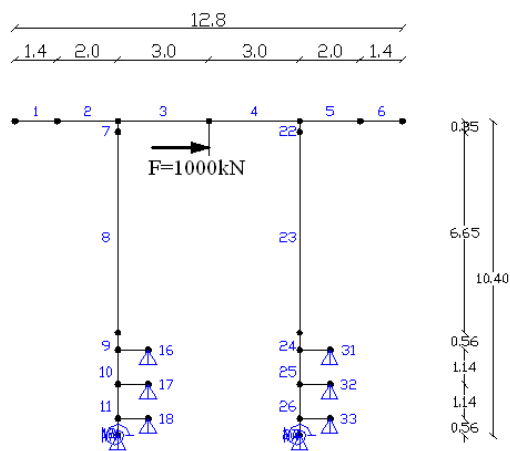
Togosti vzmeti za izbrani model so enake kot v vzdolžni smeri (glej poglavje 2.1.1.1.1):

$$K_{HH} = 1,08 d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21} = 5,37 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$K_{MM} = 0,16 d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75} = 2,44 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

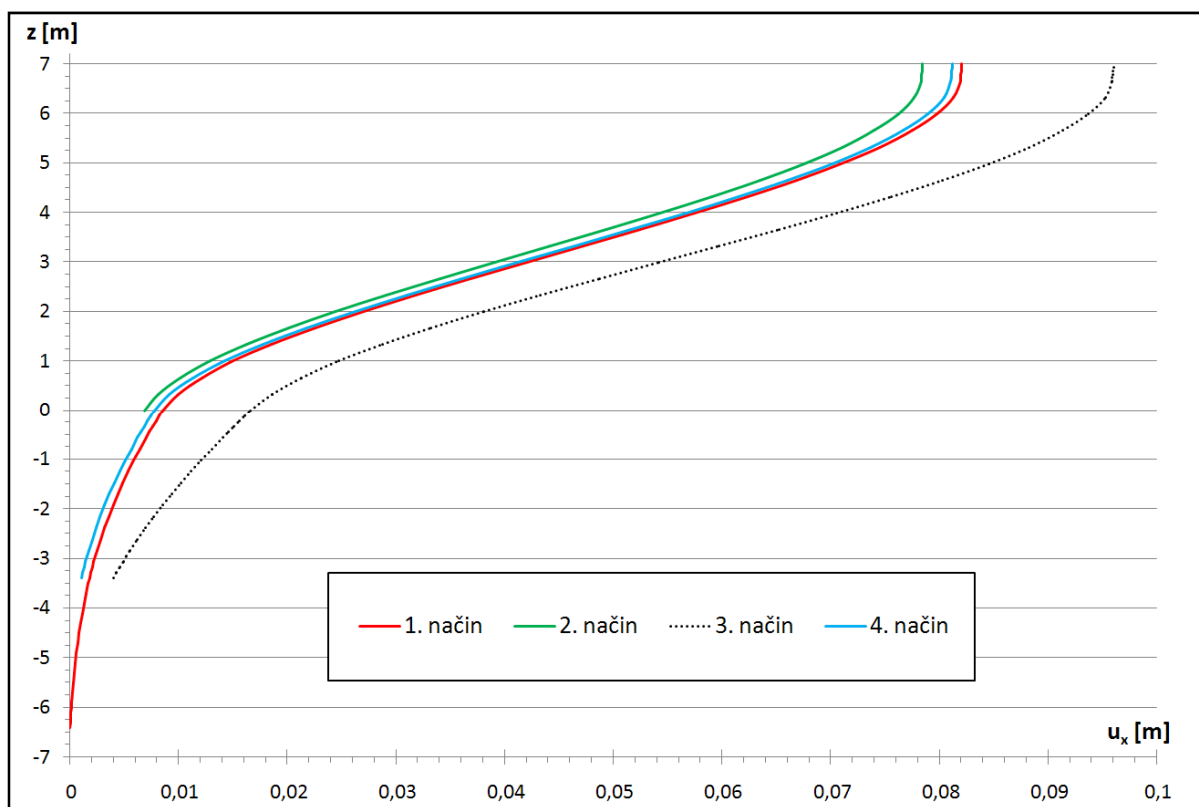
$$K_{HM} = -0,22 d^2 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50} = -6,77 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

4. NAČIN



Slika 13: Kombinirano modeliranje temeljnih tal (prečna smer)

Primerjava rezultatov v prečni smeri:



Slika 14: Primerjava horizontalnih pomikov konstrukcije v prečni smeri, zaradi točkovne sile $F = 1000 \text{ kN}$, glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja

Preglednica 4: Primerjava zasukov konstrukcije na mestu stika stebra in pilota glede na različne načine upoštevanja vpliva temeljenja

Prečni model	1. način	2. način	3. način	4. način
Zasuk [10^{-3} rd]	2,836	2,289	4,624	2,832

Komentar

Iz rezultatov (sliki 13 in 14 ter preglednici 3 in 4) je razvidno ujemanje 1., 2. in 4. načina modeliranja temeljenja. Pri omenjenih načinih je bil upoštevan vpliv celotnih temeljnih tleh, medtem ko je bil pri tretjem načinu, ki po rezultatih odstopa od ostalih, vpliv zgornje plasti zemljine zanemarjen. Konstrukcija je v slednjem primeru bolj podajna (pomiki po višini konstrukcije ter zasuk na mestu stika pilota in stebra so večji v primerjavi s pomiki izračunani v ostalih modelih).

Iz navedenega sledi, da čeprav je spodnja plast zemljine bolj »toga« od zgornje, vpliva slednje ne gre zanemariti.

Za analizo obravnavane konstrukcije bo uporabljeno v EC8 predpisano modeliranje zemljine z vzmetmi (2. način).

3.1.2 Stalna obtežba

Preglednica 5: Stalna obtežba podpornih elementov

	Spec. teža	Premer	Teža/enoto
Steber	25 kN/m ³	0,8 m	12,57 kN/m

Stalna obtežba voziščne konstrukcije v vzdolžni smeri

Preglednica 6: Porazdelitev stalne obtežbe prekladne konstrukcije na tekoči meter v vzdolžni smeri

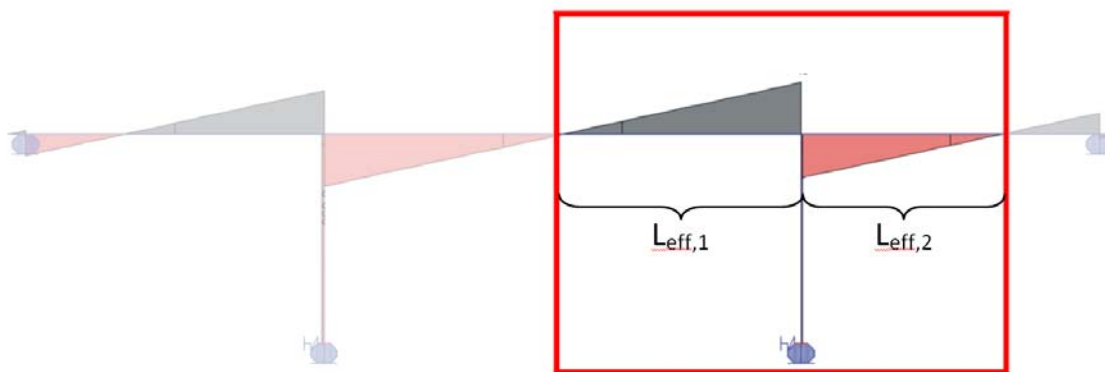
	Spec. teža	Debelina	Širina	Teža/enoto
Plošča	25 kN/m ³	0,65 m	10,0 m	162,50 kN/m
Konzola	25 kN/m ³	0,25 m	2,8 m	17,50 kN/m
Asfalt	25 kN/m ³	0,08 m	10,7 m	18,83 kN/m
Hodniki	25 kN/m ³	0,18 m	2,1 m	9,45 kN/m
Robni venci	25 kN/m ³	0,50 m	0,7 m	8,75 kN/m
			q =	217,03 kN/m

Stalna obtežba AB-plošče skupaj s konzolama, asfaltom, hodniki in robnimi venci znaša 217,03 kN/m. Ker pa je z modelom upoštevana le polovica konstrukcije, je treba tudi obtežbo razdeliti. Model v vzdolžni smeri je tako obremenjen s porazdeljeno obtežbo q' .

$$q' = q/2 = 108,52 \text{ kN/m.}$$

Stalna obtežba voziščne konstrukcije v prečni smeri

Plošča je (gledano vzdolž mostu) podprta na štirih mestih. Dolžino dela plošče, ki jo nosi en prečni okvir, določimo s pomočjo diagrama prečne obtežbe vzdolžnega modela. Vpliv stalne obtežbe na izbran prečni okvir sega vse do točke, ko je vrednost prečne sile enaka 0 (glej sliko 15).



Slika 15: Prikaz dela območja vpliva stalne obtežbe na en par stebrov

S pomočjo vrednosti iz diagrama prečnih sil vzdolžnega modela zaradi stalne obtežbe (slika 28) izračunamo efektivne dolžine voziščne plošče, ki obremenjuje en prečni okvir:

- v smeri proti drugemu prečnemu okvirju je ta točka na polovici vmesnega polja

$$L_{\text{eff},1} = \frac{16 \text{ m}}{2} = 8 \text{ m}$$

- v smeri proti koncu voziščne konstrukcije razdaljo izračunamo iz razmerja prečnih sil

$$L_{\text{eff},2} = \frac{735,7 \text{ kN}}{735,7 \text{ kN} + 349,5 \text{ kN}} \cdot 10 \text{ m} = 6,78 \text{ m}$$

Skupna dolžina voziščne plošče, ki jo nosi en prečni okvir, znaša torej $L_{\text{eff}} = 8 + 6,78 = 14,78$ m.

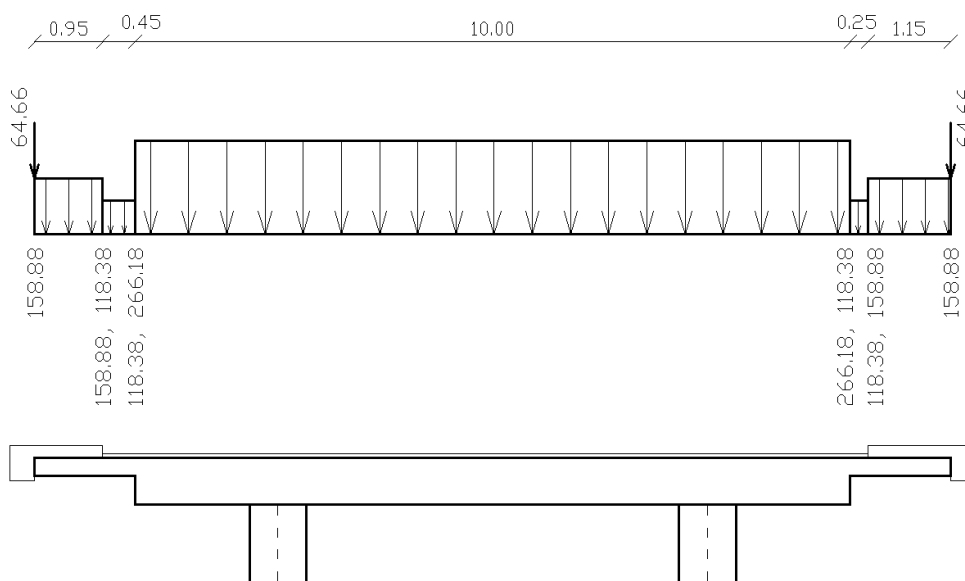
Preglednica 7: Porazdelitev lastne teže elementov na tekoči meter v prečni smeri

	Spec. Teža	Debelina	Dolžina	Teža/enoto
Plošča	25 kN/m ³	0,65 m	14,78 m	240,17 kN/m
Konzola	25 kN/m ³	0,25 m	14,78 m	92,37 kN/m
Asfalt	22 kN/m ³	0,08 m	14,78 m	26,01 kN/m
Hodniki	25 kN/m ³	0,18 m	14,78 m	66,51 kN/m
Robni venci	25 kN/m ³	0,50 m	14,78 m	184,74 kN/m

Vpliv lastne teže robnih vencev je modeliran s točkovnima silama na koncih konzol

$$F_{rv} = 184,74 \text{ kN/m} \cdot 0,35 \text{ m} = 64,66 \text{ kN}$$

Stalna obtežba je, glede na to, na katerem območju deluje obtežba posameznega elementa, porazdeljena po prečnem modelu, kot prikazuje slika 16.



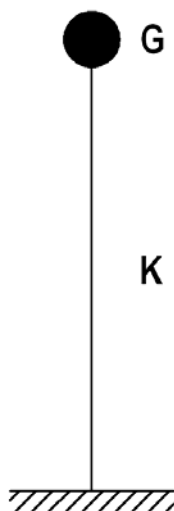
Slika 16: Porazdelitev stalne obtežbe v prečni smeri (vrednosti so v kN oziroma kN/m)

3.1.3 Dinamični model

Potresna analiza je narejena v obeh horizontalnih smereh – vzdolžno in prečno na os konstrukcije. V vertikalni smeri lahko vpliv potresa zanemarimo (SIST EN 1998-2:2006; 4.1.7).

V obeh obravnavanih smereh je za analizo uporabljena metoda z uporabo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (glej sliko 17), ki se jo sme uporabiti v vseh primerih, ko je mogoče dinamično obnašanje konstrukcije dovolj natančno aproksimirati z modelom z eno prostostno stopnjo. To je izpolnjeno v naslednjih primerih (SIST EN 1998-2:2006; 4.2.2.2):

- a. V vzdolžni smeri približno ravnih mostov z zvezno prekladno konstrukcijo, če je skupna efektivna masa nosilnih stebrov manjša od 1/5 mase prekladne konstrukcije.
- b. V prečni smeri za primer a., če je konstrukcijski sistem približno simetričen glede na središče prekladne konstrukcije, torej če je teoretična ekscentričnost e_0 med središčem togosti podpornih elementov in središčem mas prekladne konstrukcije manjša od 5 % dolžine prekladne konstrukcije.



Slika 17: Sistem z eno prostostno stopnjo

Da je lahko v vzdolžni smeri uporabljena ta metoda, dokazuje spodnji izračun:

$$M_{pr} = \frac{q_{pr} \cdot L}{g} = \frac{217,03 \text{ kN/m} \cdot 37,2 \text{ m}}{9,81 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}} = 823,0 \text{ t}$$

$$M_{st} = \frac{q_{st} \cdot h_{st}}{g} = \frac{12,57 \text{ kN/m} \cdot 6,65 \text{ m}}{9,81 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}} = 8,52 \text{ t}$$

$$\frac{4M_{st}}{M_{pr}} = \frac{4 \cdot 8,52 \text{ t}}{823,0 \text{ t}} = 0,04 < 0,20, \quad (3)$$

kjer je

M_{pr} masa prekladne konstrukcije

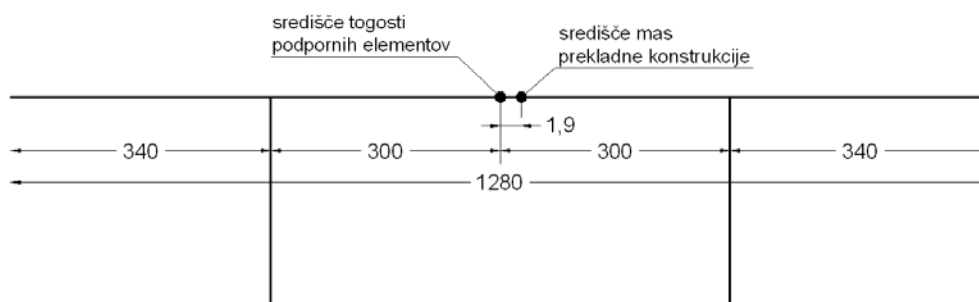
- q_{pr} teža prekladne konstrukcije na tekoči meter (izračunano v poglavju 2.3)
 L dolžina prekladne konstrukcije
 M_{st} masa enega stebra
 q_{st} teža stebra na tekoči meter (izračunano v poglavju 2.3)
 h_{st} višina stebra ($h_{st} = 6,65\text{m}$)

Teoretična ekscentričnost (e_0) je razlika med središčem togosti podpornih elementov in središčem mase. Ker so stebri enako močni in simetrično postavljeni v obeh smereh, je središče togosti natanko v središču prekladne konstrukcije. Masno središče pa je zaradi malo večjega hodnika na eni strani za 1,9 cm odmaknjena od središča (glej sliko 18).

Teoretična ekscentričnost znaša torej 1,9 cm in je manjša od 5 % dolžine prekladne konstrukcije.

$$e_0 = 0,019\text{m} < 0,05 \cdot 12,8\text{m} = 0,64\text{m} \quad (4)$$

Ker je pogoju zadoščeno, se sme tudi v prečni smeri uporabiti metodo z uporabo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.



Slika 18: Teoretična ekscentričnost v prečni smeri

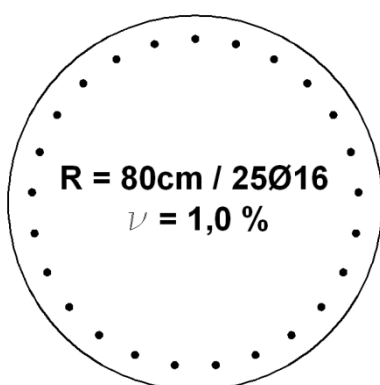
V obeh smereh je uporabljen model s togo prekladno konstrukcijo. V vzdolžni smeri razmeroma ravnih mostov z zvezno prekladno konstrukcijo ga je namreč mogoče uporabiti v večini primerov. V prečni smeri pa se sme predpostaviti togost preklade le, če je $L/B \leq 4,0$ (SIST EN 1998-2:2006; 4.2.2.3). Pri tem sta L in B celotna dolžina oziroma širina plošče.

V obravnavanem primeru je:

$$\frac{L}{B} = \frac{37,2\text{m}}{10\text{m}} = 3,7 < 4,0 \quad (5)$$

3.1.3.1 Ocena efektivnega vztrajnostnega momenta stebra

Stebri so okroglega prereza, premera 80 cm. 5 cm od zunanje roba je nameščenih petindvajset armaturnih palic $\Phi 16$, ki so medsebojno odmaknjene za 8,80 cm, kar je v skladu z veljavnim standardom, kjer je maksimalna razdalja med vzdolžnimi palicami omejena na 200 mm (SIST EN 1998-2:2006; 6.2.2(2)). Stopnja armiranja je 1,0 %. Gre za minimalno armaturo, saj po EC8 skupni delež vzdolžne armature ne sme biti manjši od 1,0 % in ne večji od 4,0 %. (EN 1998-1:2004; 5.4.3.2.2 (1)P)



Slika 19: Porazdelitev armaturnih palic po prerezu

Pri potresu se zaradi deformiranja in pri tem nastalih razpok v betonu zmanjšuje velikost dela prereza, ki sodeluje pri prenašanju obremenitev. Skladno s tem se zmanjšuje tudi vztrajnostni moment kritičnega prereza, zato EC8 predpisuje dve metodi izračuna efektivnega vztrajnostnega momenta stebra konstantnega prereza (SIST EN 1998-2:2006; ANNEX C).

3.1.3.1.1 METODA 1

Efektivni vztrajnostni moment na celotni višini stebra (J_{eff}) izračunamo kot vsoto ocenjenega vztrajnostnega momenta razpokanega (J_{cr}) in 8 % vztrajnostnega momenta nerazpokanega prereza (J_{un}).

$$J_{\text{eff}} = 0,08 \cdot J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (6)$$

Pri tem je J_{un} vztrajnostni moment nerazpokanega prereza in znaša

$$J_{\text{un}} = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (0,8\text{m})^4}{64} = 0,0201\text{m}^4 \quad (7)$$

Vztrajnostni moment razpokanega prereza (J_{cr}) pa izračunamo po enačbi

$$J_{\text{cr}} = \frac{M_y}{E_c \Phi_y}, \quad (8)$$

kjer je:

M_y moment na meji tečenja upogibne armature

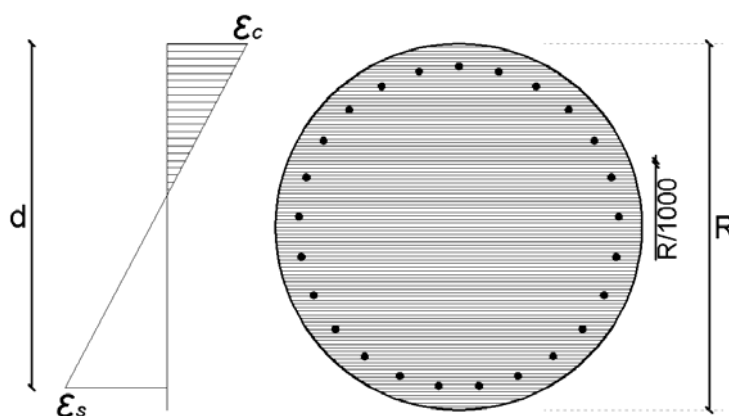
Φ_y ukrivljenost na meji tečenja upogibne armature

E_c Elastični modul materiala ($E_{c, \text{stebra}} = 31 \text{ GPa}$)

Zahtevani vrednosti na meji tečenja upogibne armature (M_y in Φ_y) lahko določimo na več načinov.

a. Kontrola ravnotežja s pomočjo orodja Solver v programu MS Excel

Prerez se razdeli na množico dovolj tankih pravokotnikov, v katerih lahko predpostavimo konstantno deformacijo. V našem primeru prerez razdelimo na 1.000 enako debelih elementov. Armaturne palice določimo njim najbližjim pravokotnikom.



Slika 20: Razdelitev prereza na 1.000 enako debelih elementov

Izbranemu pravokotniku določimo velikost deformacije, npr: deformacija najbolj obremenjene palice naj bo na meji tečenja (ϵ_{sy}).

$$\epsilon = \epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{34,8 \text{ kN/cm}^2}{20 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2} = 0,174\% \quad (9)$$

Ob upoštevanju osne obremenitve ter ravnotežja v prerezu lahko s pomočjo orodja solver izračunamo sile v betonu in armaturi. Z njimi lahko določimo moment v prerezu, ki predstavlja moment v trenutku, ko steče prva armaturna palica.

Dobljeni rezultati:

$$M_y = 720,1 \text{ kNm}$$

$$\epsilon_c = -0,1574 \%$$

Pripadajočo ukrivljenost določimo po formuli

$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_y + |\varepsilon_c|}{d} = \frac{0,174\% + 0,157\%}{75 \text{ cm}} = 0,00441 \text{ m}^{-1}, \quad (10)$$

kjer je

F ukrivljenost prereza

ε_y deformacija prereza na mestu najbolj obremenjene natezne armaturne palice

ε_c deformacija prereza na tlačnem robu prereza

d statična višina prereza

Če postopek ponavljamo za različna deformacijska stanja, lahko nato iz izračunanih momentov in njim pripadajočim ukrivljenostim narišemo delovni diagram $M(\Phi)$ (slika 23).

Vztrajnostni moment razpokanega prereza je v tem primeru torej

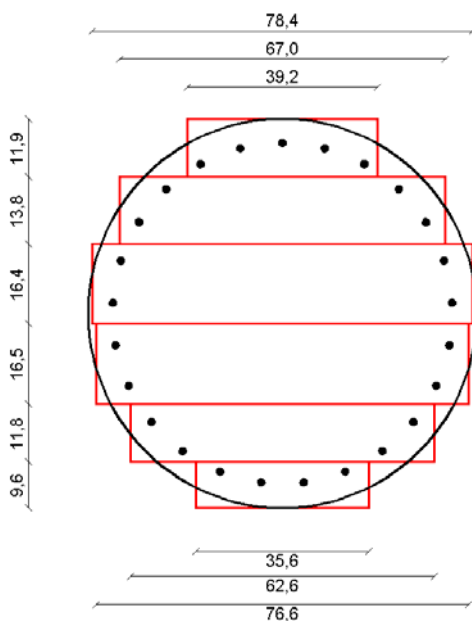
$$J_{cr} = \frac{M_y}{E_c \Phi_y} = \frac{720,1 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 0,00441 \text{ m}^{-1}} = 0,00527 \text{ m}^4$$

b. S programom Dias

DIAS – program za analizo prerezov AB-elementov, IKPIR, UL, FAGG, 1989

Krožni prerez tudi v tem primeru aproksimiramo s pravokotniki, katerih skupna ploščina je enaka ploščini krožnega prereza. Boljša aproksimacija prereza pomeni večjo natančnost končnih rezultatov, obenem pa tudi večje število začetnih podatkov.

V tem primeru je prerez aproksimiran le s šestimi pravokotniki (glej sliko 21), katerih dimenzije in položaj vnesemo v program. Vnesti je treba tudi položaj in količino armature, osno obremenitev ter značilne vrednosti delovnih diagramov za uporabljena materiala.



Slika 21: Aproksimacija krožnega prereza s šestimi pravokotniki za program Dias (enote so cm)

Program za različne vrednosti ukrivljenosti prereza izračuna ustrezne momentne obremenitve. Iz dobljenih podatkov je mogoče narisati delovni diagram $M(\Phi)$ (slika 23).

Med rezultati, ki nam jih program vrne, so tudi vrednosti na meji tečenja:

Elastični zasuk (Φ_y): $\Phi_y = 0,004452 \text{ m}^{-1}$

Elastični moment (M_y): $M_y = 733,663 \text{ kNm}$

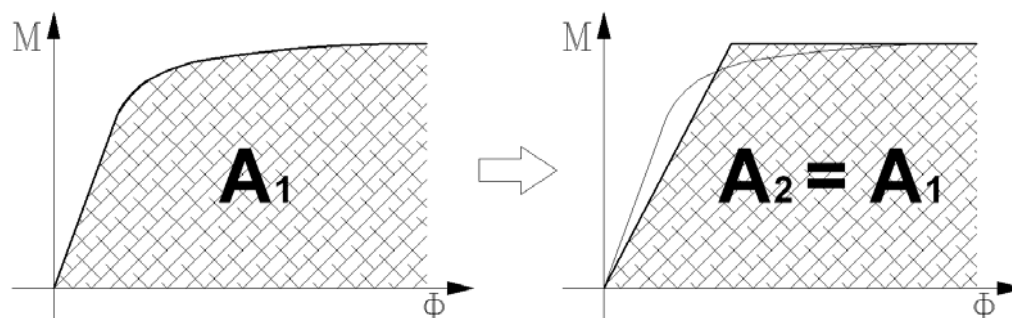
Vztrajnostni moment razpokanega prereza izračunamo po enačbi (8):

$$J_{cr} = \frac{M_y}{E_c \Phi_y} = \frac{733,7 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 0,004452 \text{ m}^{-1}} = 0,00532 \text{ m}^4$$

c. Idealizacija z bilinearnim diagramom

Če imamo delovni diagram $M(\Phi)$, ne poznamo pa točke, kjer steče prva armaturna palica, si lahko pomagamo z bilinearnim diagramom, ki je sestavljen iz idealno elastičnega in idealno plastičnega dela (glej sliko 22). Pri idealiziranju dejanskega diagrama v elasto-plastičen diagram je treba upoštevati dvoje

- plastifikacija nastopi, ko je dosežena meja nosilnosti in temu sledi idealno plastični del diagrama
- ploščina pod diagramom mora ostati enaka



Slika 22: Prikaz idealizacije delovnega diagrama z elasto-plastičnim diagramom na podlagi enakosti ploščin

Z omenjeno idealizacijo je mogoče hitro in dokaj enostavno priti do potrebnih vrednosti, katerih natančnost se bo preverila v nadaljevanju.

Odločil sem se za idealizacijo diagrama, dobljenega s programom Dias. Pod pogojem enakosti ploščin določim vrednosti točke na prevoju iz elastičnega v plastični del diagrama:

$$M_Y = M_u = 892,0 \text{ kNm}$$

$$F_Y = 0,005052 \text{ m}^{-1}$$

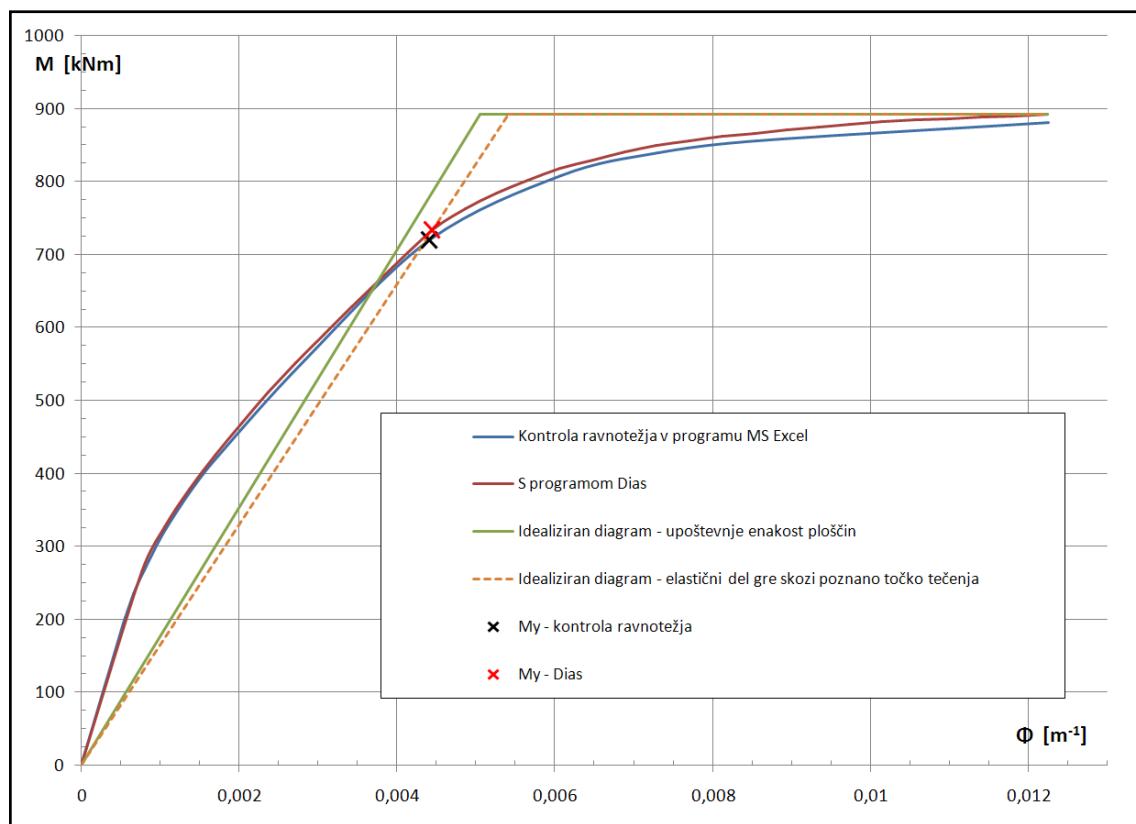
Vztrajnostni moment razpokanega prereza je v tem primeru

$$J_{cr} = \frac{M_Y}{E_c \Phi_Y} = \frac{892,0 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 0,005052 \text{ m}^{-1}} = 0,00570 \text{ m}^4$$

Rezultati, dobljeni v točkah a, b in c, so prikazani z diagramom $M(\Phi)$ na sliki 23. S križcema sta na grafu označeni točki, kjer se plastificirata prvi armaturni palici, izračunani po načinu a oziroma načinu b.

Dodatno je na podlagi rezultatov, dobljenih s programom Dias, na sliki 23 narisana elasto-plastični diagram, katerega elastični del gre skozi znano točko plastifikacije prve armaturne palice. Namen tega grafa je le primerjava z idealiziranim grafom, opisanim pod točko c.

Primerjava rezultatov in komentar:



Slika 23: Primerjava delovnih diagramov $M-\Phi$, dobljenih po metodi 1 z različnimi načini pristopa

V preglednici 8 je na podlagi vztrajnostnega momenta nerazpokanega prereza in vztrajnostnega momenta razpokanega prereza (dobljenega z različnimi načini pristopa) izračunana ocena efektivnega vztrajnostnega momenta stebra.

Preglednica 8: Primerjava J_{eff} , dobljenih po metodi 1 z različnimi načini pristopa

	J_{un} [m ⁴]	J_{cr} [m ⁴]	$J_{eff} = J_{cr} + 0,08 J_{un}$ [m ⁴]
Kontrola ravnotežja – MS Excel	0,0201	0,00527	0,00687
S programom – Dias	0,0201	0,00532	0,00692
Idealizirano – enakost ploščin	0,0201	0,00570	0,00730

S primerjavo diagramov, dobljenih s kontrolo ravnotežja (a) oziroma s programom Dias (b), ugotovimo, da je bila aproksimacija krožnega prereza s šestimi pravokotniki v primeru b dovolj natančna. Diagrama $M-\Phi$ se namreč skoraj popolnoma ujemata.

Idealizacija delovnega diagrama prereza z elasto-plastičnim diagramom, pri čemer je upoštevana enakost ploščin, se izkaže za povsem uporabno metodo za določevanje

efektivnega vztrajnostnega momenta stebra. S tem načinom smo namreč na razmeroma enostaven način prišli do rezultata, ki bistveno ne odstopa od ostalih (glej preglednico 8).

3.1.3.1.2 METODA 2

Za oceno efektivnega vztrajnostnega momenta (J_{eff}) je treba predpostaviti upogibno nosilnost (M_{Rd}) prereza oziroma armaturo v prerezu ter izračunati ukrivljenost na meji tečenja (Φ_y):

$$J_{\text{eff}} = \frac{v M_{\text{Rd}}}{E_c \Phi_y}, \quad (11)$$

kjer je

v korekcijski faktor, ki upošteva vpliv nerazpokanega dela stebra ($v = 1,20$)

E_c elastični modul stebra ($E_c = 31 \text{ GPa}$)

V obravnavanem primeru je predpostavljena minimalna armatura oziroma pripadajoča upogibna nosilnost $M_{\text{Rd}} = 892,0 \text{ kNm}$ (izračunano s programom Dias v poglavju 2.1.3.1.2).

Ukrivljenost na meji tečenja (Φ_y) pa izračunamo po poenostavljeni formuli za krožne prereze

$$\Phi_y = 2,4 \cdot \frac{\epsilon_{\text{sy}}}{d} = 2,4 \cdot \frac{0,174\%}{75 \text{ cm}} = 0,00557 \text{ m}^{-1}, \quad (12)$$

kjer je

ϵ_{sy} deformacija na meji tečenja jekla

$$\epsilon_{\text{sy}} = \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = \frac{34,8 \text{ kN/cm}^2}{20 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2} = 0,174\%$$

d statična višina prereza ($d = 75 \text{ cm}$)

Ocena efektivnega vztrajnostnega momenta po metodi 2 tako znaša

$$J_{\text{eff}} = \frac{v M_{\text{Rd}}}{E_c \Phi_y} = \frac{1,2 \cdot 892,0 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 5,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}} = 0,00620 \text{ m}^4$$

Ugotovitve

S primerjavo rezultatov, dobljenih z obema metodama, ugotovimo, da je po metodi 2 izračunana ocena efektivnega vztrajnostnega momenta stebra približno od 10 do 15 % nižja od ocen, dobljenih z metodo 1. To pomeni, da so s slednjo metodo predpostavljene manjše razpokanosti prerezov stebrov, kar v končni analizi prinese večje obremenitve.

Z upoštevanjem rezultatov dobljenih po metodi 1 smo glede obremenitev torej na varni strani. V nadaljevanju upoštevamo srednjo vrednost ocen vztrajnostnega momenta stebra, izračunanih po metodi 1 ($J_{\text{eff}} = 0,0069 \text{ m}^4$).

3.1.3.2 Izračun togosti modela

Togost modela v horizontalni smeri dobimo tako, da pripadajoči statični model obremenimo z enotsko silo v nivoju prekladne konstrukcije. S pomočjo programske opreme (uporabljen je bil program Sap2000) izračunamo horizontalni pomik v točki prijemališča. Togost modela je recipročna vrednost dobljenega pomika.

Pomik modela v vzdolžni smeri znaša: $u_{\text{vz}}' = 7,50 \cdot 10^{-05} \text{ m}$

Pomik modela v prečni smeri znaša: $u_{\text{pr}}' = 7,35 \cdot 10^{-05} \text{ m}$

V obeh smereh je modelirana le polovica konstrukcije. Togost celotne konstrukcije dobimo, če upoštevamo dvojno togost modela.

Togost konstrukcije v vzdolžni oziroma prečni smeri znaša

$$K_{\text{vz}} = 2 \cdot (u_{\text{vz}}')^{-1} = 2 \cdot (7,50 \cdot 10^{-05} \text{ m})^{-1} = 2 \cdot 13340,5 = 26680,9 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{pr}} = 2 \cdot (u_{\text{pr}}')^{-1} = 2 \cdot (7,35 \cdot 10^{-05} \text{ m})^{-1} = 2 \cdot 13614,7 = 27229,4 \text{ kN/m}$$

3.1.4 Potresna obtežba

V obeh smereh lahko horizontalno potresno silo izračunamo po formuli

$$F = \frac{G S_d(T)}{g}, \quad (13)$$

kjer je

F horizontalna potresna sila

G vsota teže prekladne konstrukcije in teže zgornjih polovic stebrov

$$G = G_{\text{pr}} + 4 \frac{G_{\text{st}}}{2} = q_{\text{pr}}L + 4 \left(\frac{q_{\text{st}} \cdot h}{2} \right) = 217,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 37,2\text{m} + 4 \cdot \frac{12,57\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{6,65\text{m}}{2} =$$

$$G = 8240,7\text{kN}$$

g gravitacijski pospešek ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

$S_d(T)$ projektni spekter odziva

Projektni spekter odziva je odvisen od kakovosti tal, velikosti projektne pospeška tal na lokaciji objekta, faktorja duktilnosti in nihajnega časa konstrukcije. Definiran je z naslednjimi enačbami (14)–(17):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_d(T) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \beta \cdot a_g \end{array} \right. , \quad (17)$$

kjer je

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

a_g projektni pospešek tal

T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika

S faktor tal

q faktor obnašanja

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru

Kakovost tal se opredeli glede na povprečno vrednost hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$, ki se izračuna z izrazom (SIST EN 1998-1: 2006; 3.1.2 (3)):

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}} , \quad (18)$$

kjer je

h_i debelina i -te plasti (m)

v_i hitrost strižnega valovanja i -te plasti

Vseh N plasti je v zgornjem, 30 m debelem sloju temeljnih tal.

Hitrost strižnega delovanja (v_1) v zgornji plasti (plast 1 – glej sliko 2) izračunamo po formuli

$$v_1 = \sqrt{G_{01}/\rho} = \sqrt{\frac{1,27 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}}} = 251,9 \text{ m/s} , \quad (19)$$

kjer je

$$G_{01} = 10G_1 = 10 \cdot \left[\frac{E_1}{2(1+\theta)} \right] = 10 \frac{33\,000 \text{ kN/m}^2}{2(1+0,3)} = 126923,1 \text{ kN/m}^2$$

Pri tem sta uporabljeni predpostavki $\rho = 2 \text{ g/cm}^3$ in $\nu = 0,3$.

Podobno izračunamo tudi za spodnjo plast (plast 2). Predpostavimo, da sega spodnja plast zemljine vsaj do globine 30 m.

$$v_2 = \sqrt{G_{02}/\rho} = \sqrt{\frac{4,81 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}}} = 490,3 \text{ m/s}$$

$$G_{02} = 10G_2 = 10 \cdot \left[\frac{E_2}{2(1+\theta)} \right] = 10 \frac{125\,000 \text{ kN/m}^2}{2(1+0,3)} = 480769,2 \text{ kN/m}^2$$

Povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja v temeljnih tleh znaša

$$v_{s,30} = \frac{30 \text{ m}}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} = \frac{30 \text{ m}}{\frac{3,4 \text{ m}}{251,9 \text{ m/s}} + \frac{26,6 \text{ m}}{490,3 \text{ m/s}}} = 442,8 \text{ m/s}$$

Glede na hitrost valovanja lahko iz preglednice v standardu (EN 1998-1:2004; 3.1.2 (1); Preglednica 3.1: Tipi tal) določimo, da sestav temeljnih tal ustreza tlom tipa B.

Tip tal B – Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopno naraščajo z globino ($360 < v_{s,30} < 800 \text{ m/s}$).

Vrednosti parametrov za izbran tip tal:

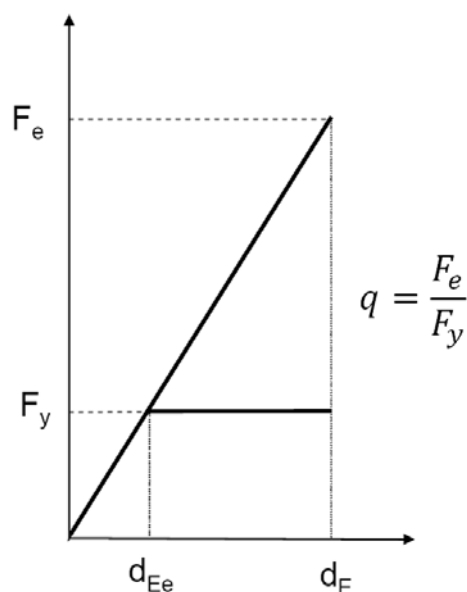
Faktor tal	$S = 1,2$
Nihajni čas T_B	$T_B = 0,15 \text{ s}$
Nihajni čas T_C	$T_C = 0,50 \text{ s}$
Nihajni čas T_D	$T_D = 2,00 \text{ s}$

Največji **projektni pospešek tal** na slovenskih tleh znaša 0,25 g

(http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.jpg).

V nalogi predpostavimo $a_g = 0,2g$.

Faktor obnašanja (q) je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo, če bi delovala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju. Pomiki konstrukcije so v obeh primerih enako veliki (slika 24).



Slika 24: Ilustracija pravila o enakosti pomikov konstrukcije, ki se na potres odziva elastično, in konstrukcije, ki se plastificira

Faktor q izberemo glede na tip konstrukcijskih elementov, v katerih se sipa največji del potresne energije.

V primeru duktilnega potresnega odziva armiranobetonskega, upogibno obremenjenega stebra se faktor obnašanja izračuna po formuli $q = 3,5 \lambda(\alpha_s)$. $\alpha_s = L_s/h$ je strižni razpon stebra, kjer je L_s razdalja med plastičnim členkom in ničelno momentno točko in kjer je h višina prereza stebra.

$$\alpha_s = \frac{L_s}{h} \approx \frac{H/2}{h} = \frac{6,65\text{m}/2}{0,8\text{m}} = 4,2$$

Če je $\alpha_s \geq 3$, potem je $\lambda(\alpha_s) = 1$. Če je $3 > \alpha_s \geq 1$, je $\lambda(\alpha_s) = (\alpha_s/3)^{1/2}$. V obravnavanem primeru je $\alpha_s \approx 4,2 \geq 3$, torej je faktor obnašanja enak:

$$q = 3,5 \cdot \lambda(\alpha_s) = 3,5 \cdot 1 = 3,5$$

Nihajni čas konstrukcije izračunamo po formuli

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK}}, \quad (20)$$

kjer je

G vsota teže prekladne konstrukcije in teže zgornjih polovic stebrov ($G = 8240,7$ kN)

g gravitacijski pospešek ($g = 9,81$ m/s²)

K togost konstrukcije

Po napisanem postopku lahko za obravnavan most določimo potresno obtežbo v vzdolžni in prečni smeri.

Račun potresne sile v vzdolžni smeri

$$K_{vz} = 26680,9 \text{ kN/m}$$

$$T_{vz} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK_{vz}}} = 2\pi \sqrt{\frac{8240,7 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 26680,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} = 1,115 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5 \text{ s} < T_{vz} = 1,115 \text{ s} < T_D = 2,0 \text{ s} \quad \mapsto \quad S_{d,vz}(T_{vz}) = \max\left(a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{vz}}\right]; \beta a_g\right)$$

$$a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{vz}}\right] = 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,5} \left[\frac{0,5}{1,115}\right] = 0,754 \text{ m/s}^2$$

$$\beta a_g = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,392 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,vz} = 0,754 \text{ m/s}^2$$

$$F_{vz} = \frac{G S_{d,vz}(T_{vz})}{g} = \frac{8240,7 \text{ kN} \cdot 0,754 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 633,6 \text{ kN}$$

Račun potresne sile v prečni smeri

$$K_{pr} = 27229,4 \text{ kN/m}$$

$$T_{pr} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK_{pr}}} = 2\pi \sqrt{\frac{8240,7 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 27229,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} = 1,104 \text{ s}$$

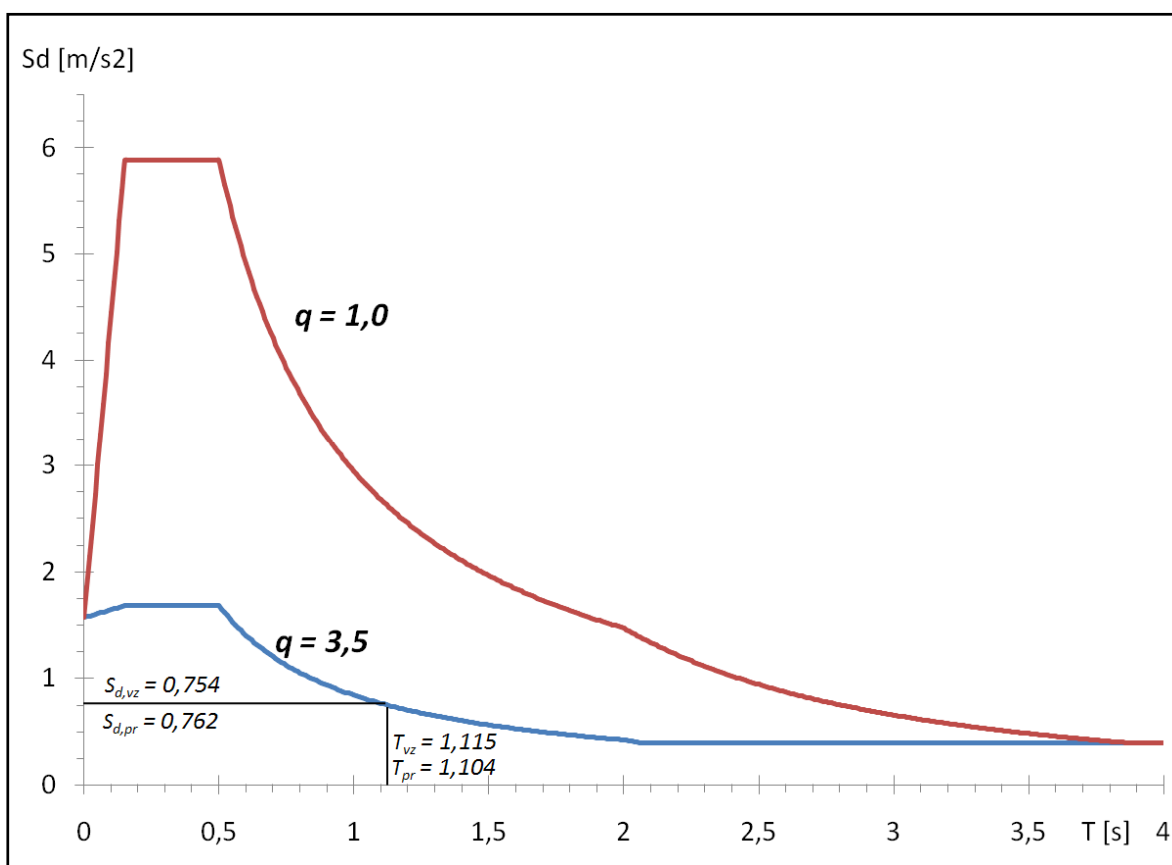
$$T_C = 0,5s < T_{pr} = 1,104s < T_D = 2,0s \quad \mapsto \quad S_{d,pr}(T_{pr}) = \max\left(a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{pr}}\right]; \beta a_g\right)$$

$$a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{pr}}\right] = 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,5} \left[\frac{0,5}{1,104}\right] = 0,762 \text{ m/s}^2$$

$$\beta a_g = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,392 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,pr} = 0,762 \text{ m/s}^2$$

$$F_{pr} = \frac{G S_{d,pr}(T_{pr})}{g} = \frac{8240,7 \text{ kN} \cdot 0,762 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 640,0 \text{ kN}$$



Slika 25: Elastični in projektni spekter odziva

Izračunane potresne sile so potresna obtežba celotne konstrukcije. Ker pa smo z modelom v vzdolžni oziroma v prečni smeri zajeli le polovico konstrukcije, ju obremenimo le s polovico celotne potresne sile.

Potresna sila, ki deluje na vzdolžni model, je enaka polovici vzdolžne potresne sile na celotno konstrukcijo:

$$F_{vz,dej} = 0,5 \cdot F_{vz} = 0,5 \cdot 633,6 \text{ kN} = 316,8 \text{ kN}$$

V prečni smeri je treba upoštevati tudi vpliv torzije, ki jo povzroči ekscentričnost prijemališča prečne potresne sile – glej sliko 26 (SIST EN 1998-2:2006; 4.2.2.5).

Torzijski moment izračunamo po formuli

$$M_t = F_{pr} \cdot e, \quad (21)$$

kjer je

e relativna ekscentričnost in se izračuna kot vsota teoretične ekscentričnosti (e_0) in slučajne ekscentričnosti (e_a)

Teoretična ekscentričnost (razdalja med središčem togosti podpornih elementov in središčem mas prekladne konstrukcije) je v vzdolžni smeri enaka 0.

Slučajna ekscentričnost pa je enaka 5 % dolžine mostu:

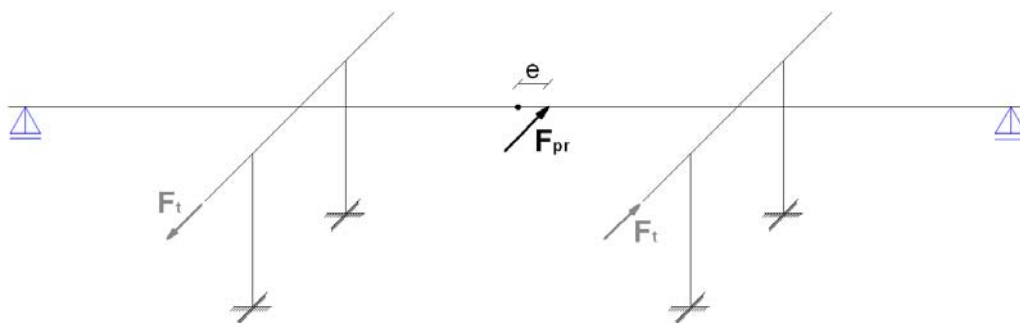
$$e_a = 5 \% L = 0,05 \cdot 37,2 \text{ m} = 1,86 \text{ m} \quad (22)$$

Velikost relativne ekscentričnosti je tako enaka

$$e = e_0 + e_a = 1,86 \text{ m} \quad (23)$$

$$M_t = F_{pr} \cdot e = 640,0 \text{ kN} \cdot 1,86 \text{ m} = 1190,5 \text{ kNm}$$

Moment M_t lahko predstavimo kot dvojico sil, pri čemer sili delujeta vsaka na svoj prečni okvir, in sicer v medsebojno nasprotni smeri.



Slika 26: Vpliv momenta M_t , ki ga povzroča ekscentrična sila F_{pr} , lahko nadomestimo z dvojico sil

Vsaka izmed sil F_t , ki je torej posledica ekscentričnosti prečne potresne obtežbe, je velikosti

$$F_t = \frac{M_t}{16m} = \frac{1190,5 \text{ kNm}}{16 \text{ m}} = 74,4 \text{ kN}$$

Potresna sila na prečni model (prečni okvir) je enaka vsoti polovice prečne potresne sile na celotno konstrukcijo in sile F_t , ki je posledica vpliva ekscentričnosti delovanja prečne sile.

$$F_{pr,dej} = 0,5 \cdot F_{pr} + F_t = 0,5 \cdot 640,0 \text{ kN} + 74,4 \text{ kN} = 394,4 \text{ kN}$$

3.2 Obremenitve konstrukcije

Projektno vrednost obremenitve konstrukcije med potresom dobimo s kombinacijo različnih vplivov (SIST EN 1998-2:2006; 5.5):

$$E_d = G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{2,1} Q_{1k} + Q_2,$$

kjer je

G_k vpliv stalne obtežbe

P_k vpliv karakteristične vrednosti prednapetja (v obravnavanem primeru prednapetja ni, zato $P_k = 0$)

A_{Ed} vpliv najbolj nezaželene kombinacije potresnih vplivov

Q_{1k} vpliv karakteristične vrednosti prometne obtežbe

$\psi_{2,1}$ kombinacijski faktor za prometno obtežbo

Q_2 vpliv navidezno stalne obtežbe dolgega trajanja ($Q_2 = 0$)

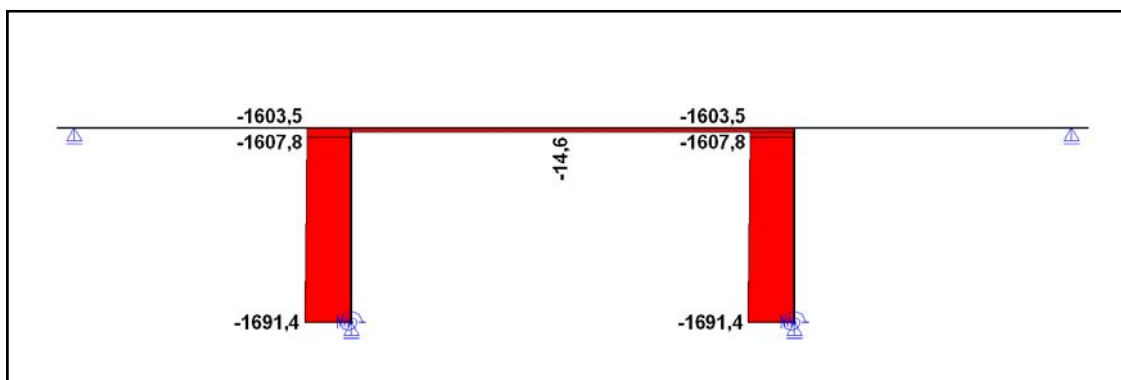
Veter in sneg se s potresno obtežbo ne kombinirata.

Na mostovih z običajno intenziteto prometa (mostovi I. in II. kategorije), kakršen je obravnavan most, se pri določitvi mas konstrukcije prometna obtežba ne upošteva. V tem primeru je kombinacijski faktor za prometno obtežbo $\psi_{2,1} = 0$ (SIST EN 1998-2:2006; 4.1.2(3)P).

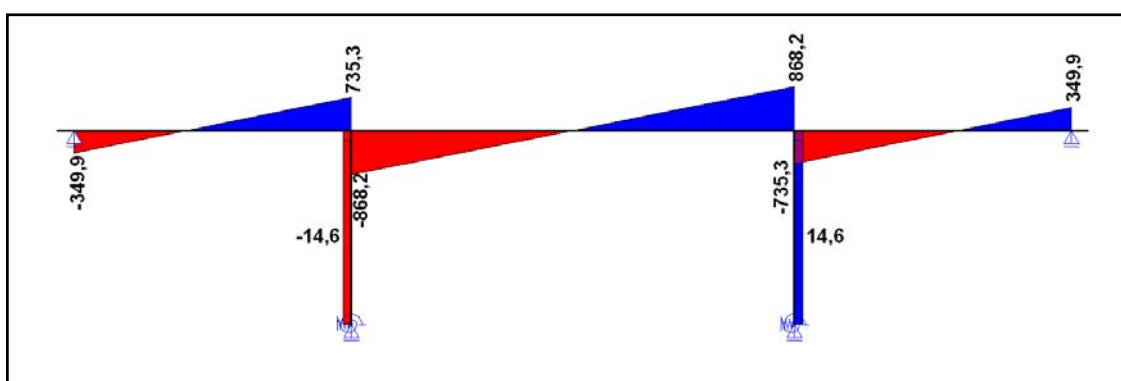
Iz navedenega sledi, da projektno vrednost E_d dobimo torej le s kombinacijo vpliva stalne obtežbe in potresa:

$$E_d = G_k + A_{Ed}$$

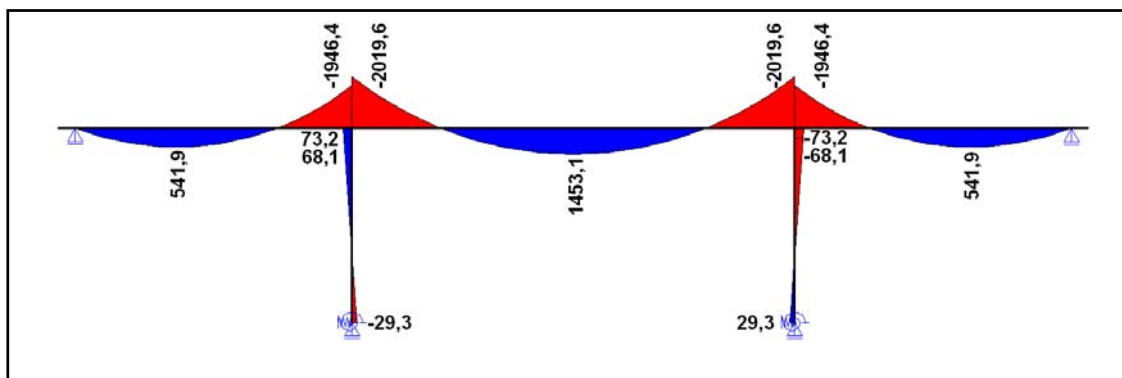
Diagrami notranjih sil zaradi delovanja stalne obtežbe



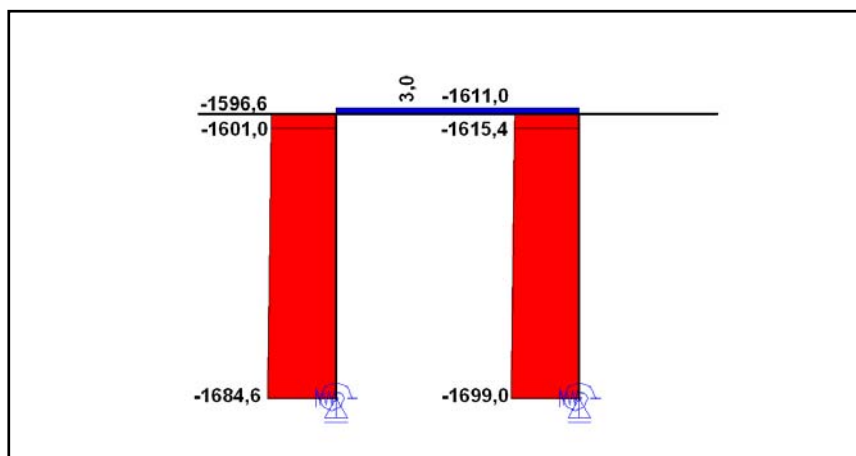
Slika 27: Osne sile v vzdolžni smeri zaradi stalne obtežbe



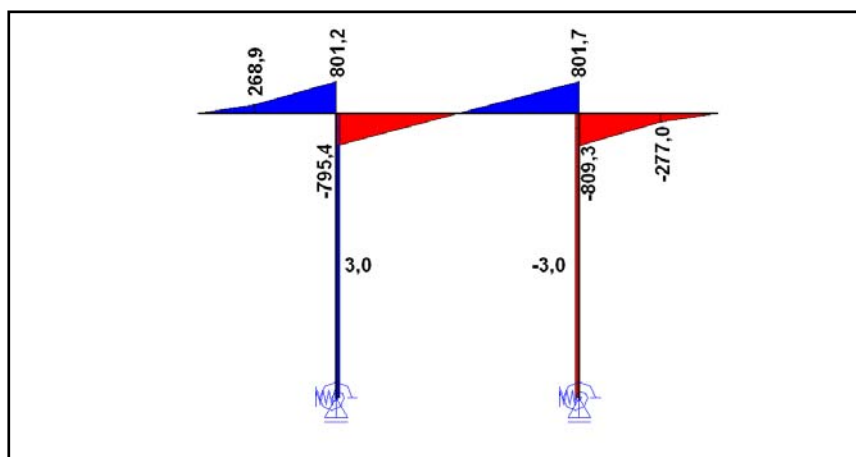
Slika 28: Prečne sile v vzdolžni smeri zaradi stalne obtežbe



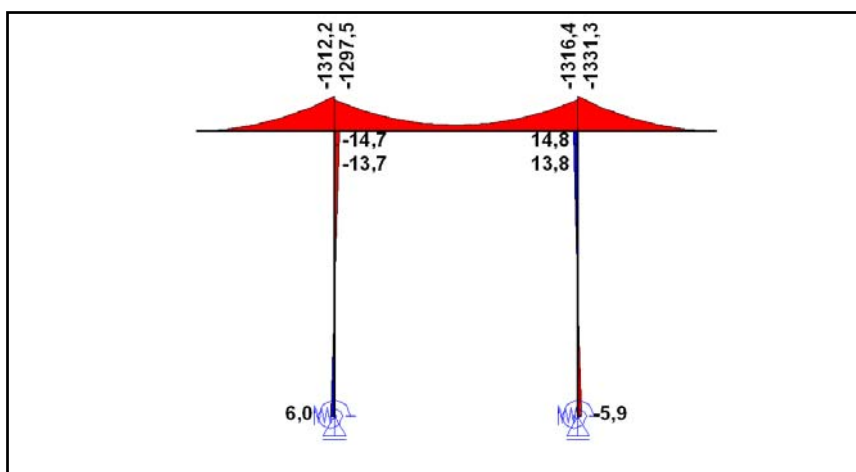
Slika 29: Upogibni momenti v vzdolžni smeri zaradi stalne obtežbe



Slika 30: Osne sile v prečni smeri zaradi stalne obtežbe

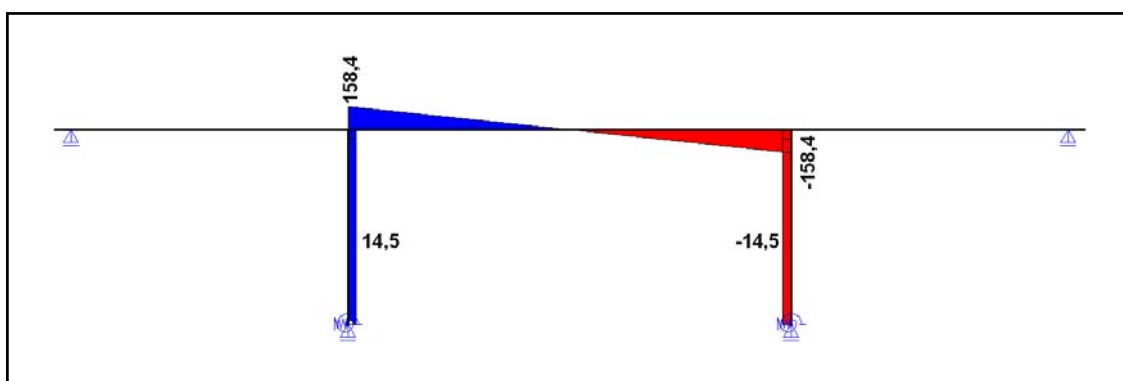


Slika 31: Prečne sile v prečni smeri zaradi stalne obtežbe

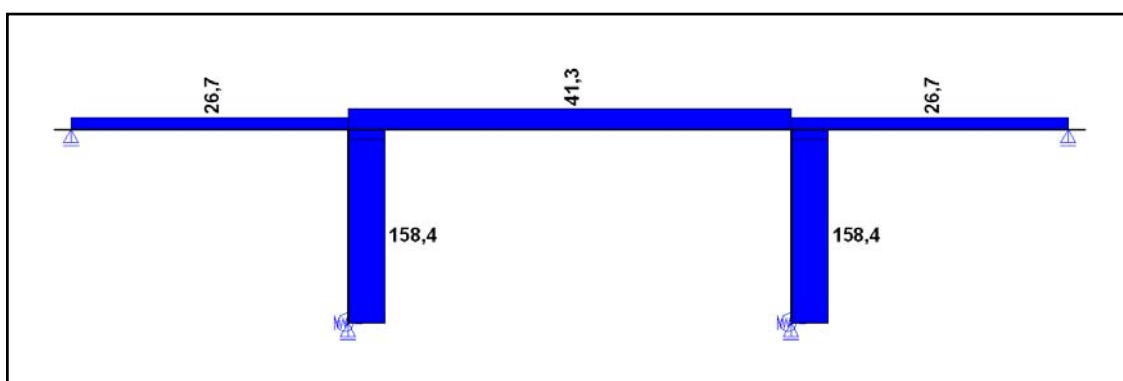


Slika 32: Upogibni momenti v prečni smeri zaradi stalne obtežbe

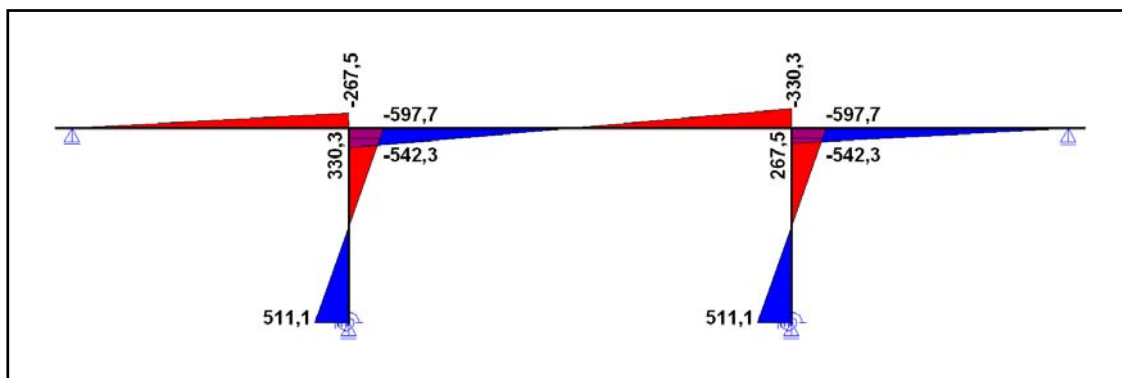
Diagrami notranjih sil zaradi delovanja potresnih sil



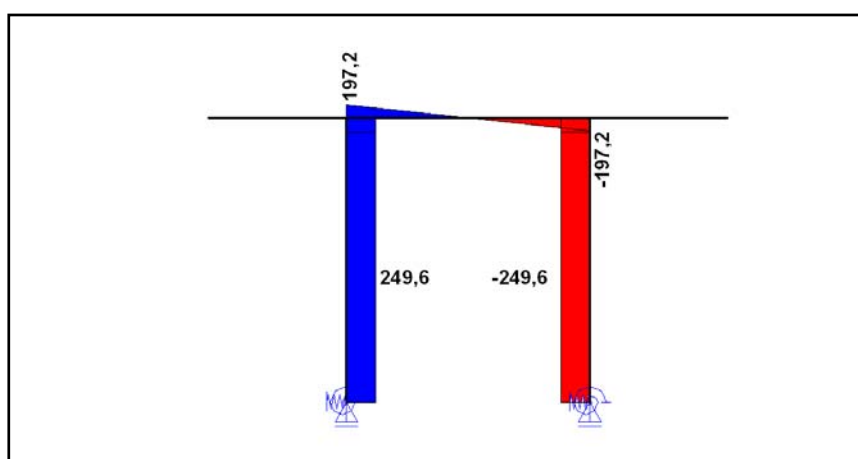
Slika 33: Osne sile zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri



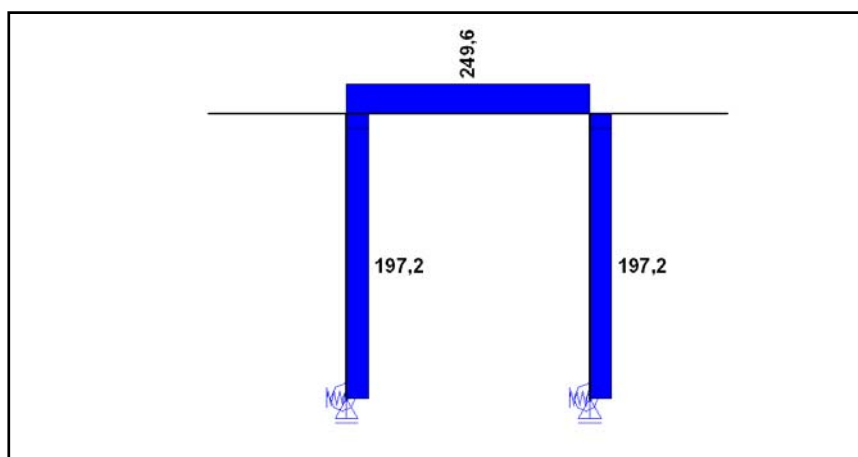
Slika 34: Prečne sile zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri



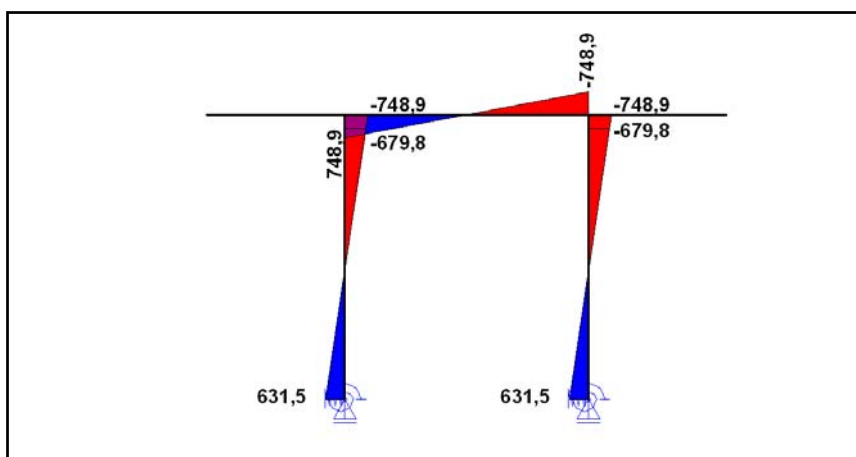
Slika 35: Upogibni momenti zaradi potresne obtežbe v vzdolžni smeri



Slika 36: Osne sile zaradi potresne obtežbe v prečni smeri



Slika 37: Prečne sile zaradi potresne obtežbe v prečni smeri



Slika 38: Upogibni momenti zaradi potresne obtežbe v prečni smeri

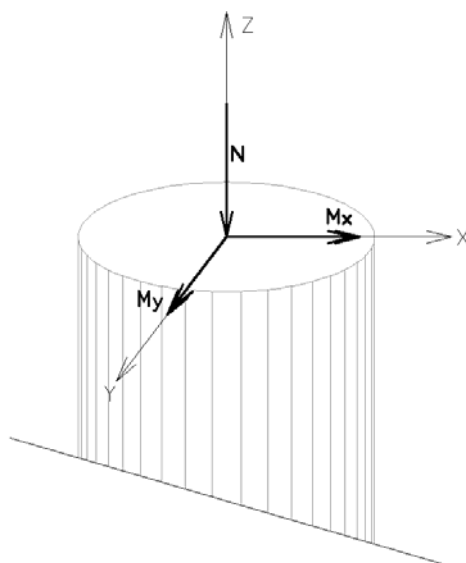
Obremenitev stebra

X – vzdolžna os konstrukcije

Y – prečna os konstrukcije

Z – os stebra

V zgornjih diagramih je natezna osna sila pozitivna. V nadaljevanju pa bomo za pozitivno silo upoštevali tlačno silo (slika 39).



Slika 39: Smeri koordinatnih osi v stebri

3.3 Dimenzioniranje

3.3.1 Račun upogibne armature stebra

3.3.1.1 Računska obremenitev stebra

Izračuni obremenitve stebra so narejeni na dveh prerezih stebra, in sicer:

Prerez 1 – na vrhu stebra

Prerez 2 – na dnu stebra (ob vpetju v pilot)

Vrednosti notranjih sil za oba prereza so prikazane na naslednji strani.

Preglednica 9: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne primere na vrhu stebra

Prerez 1	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Stalna obtežba – G	1607,8	±13,8	±68,1
Potres v vzdolžni smeri – A _{Ex}	±14,5		±542,3
Potres v prečni smeri – A _{Ey}	±249,6	±679,8	

Preglednica 10: Notranje količine (N, MX, MY) za tri obtežne primere na dnu stebra

Prerez 2	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Stalna obtežba – G	1691,4	±5,9	±29,3
Potres v vzdolžni smeri – A _{Ex}	±14,5		±511,1
Potres v prečni smeri – A _{Ey}	±249,6	±631,5	

Obremenitev prerezov izračunamo za tri obtežne primere:

- maksimalna osna sila in pripadajoči upogibni moment
- maksimalen upogibni moment in pripadajoča osna sila
- minimalna osna sila in pripadajoči upogibni moment

Pri določanju obtežnih kombinacij upoštevamo, da se v prerezu istočasno pojavijo obremenitve, ki izhajajo iz obtežbe v različnih smereh. Po EC8 (SIST EN 1998-2:2006; 4.2.1.4) se, kot približek dejanskim razmeram, obremenitve kombinirajo tako, da se istočasno upošteva:

- 100 % vrednosti osne sile in upogibnih momentov zaradi stalne obtežbe
- 100 % vrednosti osne sile in upogibnega momenta zaradi potresa v eni izmed smeri
- 30 % vrednosti osne sile in upogibnih momentov zaradi potresa v drugi smeri

V konkretnem primeru to pomeni, da moramo steber računati na dvoosni upogib. Ker pa je prerez krožen, ga lahko namesto na dvoosni upogib, kot dovolj natančen približek računamo na enoosni upogib tako, da določimo rezultantni momentni vektor:

$$M_R = \sqrt{M_Y^2 + M_X^2} \quad (24)$$

Obtežni primeri za prerez 1

a. maksimalna osna sila in pripadajoči upogibni moment – N_{\max} , M_{prip}

Vpliv potresa v prečni smeri je dominanten: $A_{Ed} = 0,3 A_{Ex} + A_{Ey}$

$$N_{\max} = N(G) + 0,3 N(A_{Ex}) + N(A_{Ey}) = (1607,8 + 0,3 \cdot 14,5 + 249,6) \text{ kN} = 1861,8 \text{ kN}$$

$$M_{X,\text{prip}} = M_x(G) + 0,3 M_x(A_{Ex}) + M_x(A_{Ey}) = (13,8 + 0 - 679,8) \text{ kN/m} = -666,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,\text{prip}} = M_y(G) + 0,3 M_y(A_{Ex}) + M_y(A_{Ey}) = (-68,1 - 0,3 \cdot 542,3 + 0) \text{ kN/m} = -230,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{R,\text{prip}} = \sqrt{M_{X,\text{prip}}^2 + M_{Y,\text{prip}}^2} = \sqrt{(-666,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}})^2 + (-230,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}})^2} = 704,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vpliv potresa v vzdolžni smeri je dominanten: $A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3 A_{Ey}$

$$N_{\max} = N(G) + N(A_{Ex}) + 0,3 N(A_{Ey}) = (1607,8 + 14,5 + 0,3 \cdot 249,6) \text{ kN} = 1697,2 \text{ kN}$$

$$M_{X,\text{prip}} = M_x(G) + M_x(A_{Ex}) + 0,3 M_x(A_{Ey}) = (13,8 + 0 - 0,3 \cdot 679,8) \text{ kN/m} = -190,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,\text{prip}} = M_y(G) + M_y(A_{Ex}) + 0,3 M_y(A_{Ey}) = (-68,1 - 542,3 + 0) \text{ kN/m} = -610,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{R,\text{prip}} = \sqrt{M_{X,\text{prip}}^2 + M_{Y,\text{prip}}^2} = \sqrt{(-190,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}})^2 + (-610,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}})^2} = 639,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

b. maksimalen upogibni moment in pripadajoča osna sila – M_{\max} , N_{prip}

$A_{Ed} = 0,3 A_{Ex} + A_{Ey}$

$$M_{X,\max} = M_x(G) + 0,3 M_x(A_{Ex}) + M_x(A_{Ey}) = (-13,8 + 0 - 679,8) \text{ kN/m} = -693,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,\max} = M_y(G) + 0,3 M_y(A_{Ex}) + M_y(A_{Ey}) = (-68,1 - 0,3 \cdot 542,3 + 0) \text{ kN/m} = -230,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{R,\max} = \sqrt{M_{X,\max}^2 + M_{Y,\max}^2} = \sqrt{(-693,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}})^2 + (-230,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}})^2} = 731,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{prip}} = N(G) + 0,3 N(A_{Ex}) + N(A_{Ey}) = (1607,8 + 0,3 \cdot 14,5 - 249,6) \text{ kN} = 1362,6 \text{ kN}$$

$$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3 A_{Ey}$$

$$M_{X,max} = M_x(G) + M_x(A_{Ex}) + 0,3 M_x(A_{Ey}) = (-13,8 + 0 - 0,3 \cdot 679,8) \text{ kN/m} = -217,7 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,max} = M_y(G) + M_y(A_{Ex}) + 0,3 M_y(A_{Ey}) = (-68,1 - 542,3 + 0) \text{ kN/m} = -610,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{R,max} = \sqrt{M_{X,prip}^2 + M_{Y,prip}^2} = \sqrt{\left(-217,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2 + \left(-610,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2} = 648,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{prip} = N(G) + N(A_{Ex}) + 0,3 N(A_{Ey}) = (1607,8 + 14,5 - 0,3 \cdot 249,6) \text{ kN} = 1547,4 \text{ kN}$$

c. minimalna osna sila in pripadajoči upogibni moment – N_{min} , M_{prip}

$$A_{Ed} = 0,3 A_{Ex} + A_{Ey}$$

$$N_{max} = N(G) + 0,3 N(A_{Ex}) + N(A_{Ey}) = (1607,8 - 0,3 \cdot 14,5 - 249,6) \text{ kN} = 1353,9 \text{ kN}$$

$$M_{X,prip} = M_x(G) + 0,3 M_x(A_{Ex}) + M_x(A_{Ey}) = (-13,8 + 0 - 679,8) \text{ kN/m} = -693,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,prip} = M_y(G) + 0,3 M_y(A_{Ex}) + M_y(A_{Ey}) = (68,1 - 0,3 \cdot 542,3 + 0) \text{ kN/m} = -94,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{R,prip} = \sqrt{M_{X,prip}^2 + M_{Y,prip}^2} = \sqrt{\left(-693,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2 + \left(-94,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2} = 700,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3 A_{Ey}$$

$$N_{max} = N(G) + N(A_{Ex}) + 0,3 N(A_{Ey}) = (1607,8 - 14,5 - 0,3 \cdot 249,6) \text{ kN} = 1518,4 \text{ kN}$$

$$M_{X,prip} = M_x(G) + M_x(A_{Ex}) + 0,3 M_x(A_{Ey}) = (-13,8 + 0 - 0,3 \cdot 679,8) \text{ kN/m} = -217,7 \text{ kN/m}$$

$$M_{Y,prip} = M_y(G) + M_y(A_{Ex}) + 0,3 M_y(A_{Ey}) = (68,1 - 542,3 + 0) \text{ kN/m} = -474,2 \text{ kN/m}$$

$$M_{R,prip} = \sqrt{M_{X,prip}^2 + M_{Y,prip}^2} = \sqrt{\left(-217,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2 + \left(-474,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2} = 521,8 \text{ kN/m}$$

Povzetek:

Preglednica 11: Osna in momentna obremenitev na vrhu stebra

Prerez 1		N [kN]	M_X [kNm]	M_Y [kNm]	M_R [kNm]
a. N_{max} , M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1861,8	-666,0	-230,8	704,9
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1697,2	-190,1	-610,4	639,3
b. M_{max} , N_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1362,6	-693,6	-230,8	731,0
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1547,4	-217,7	-610,4	648,1
c. N_{min} , M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1353,9	-693,6	-94,6	700,0
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1518,4	-217,7	-474,2	521,8

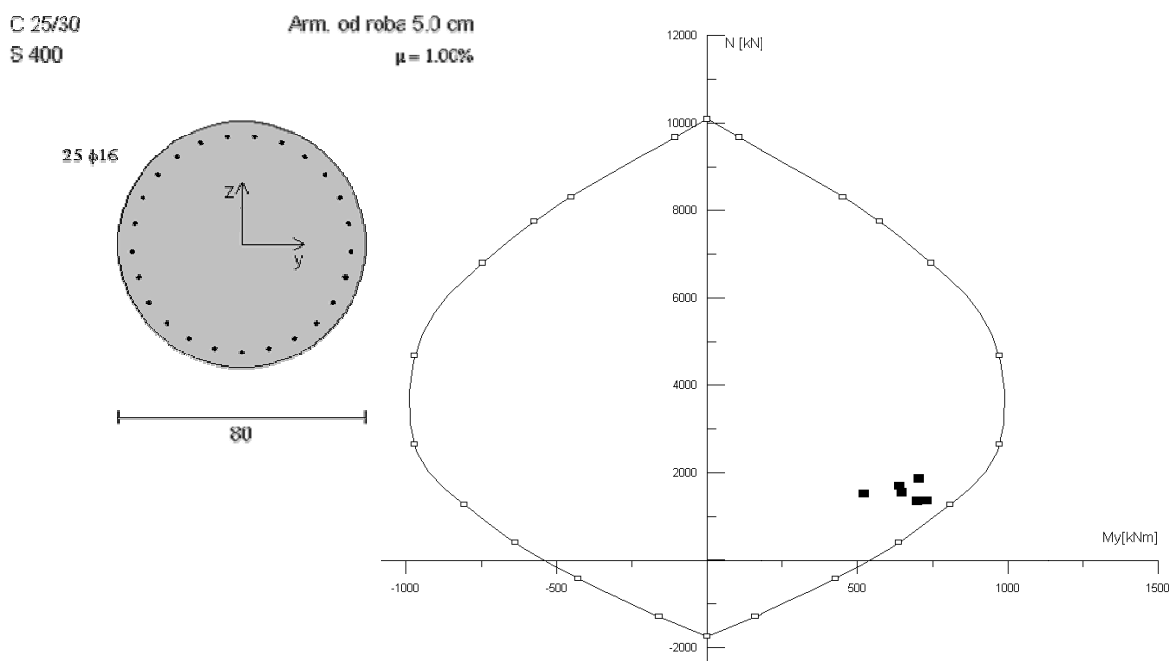
Obtežni primeri za prerez 2

Po enakem postopku računamo obtežne obremenitve prereza 2. V preglednici 12 so podani le rezultati izračunov.

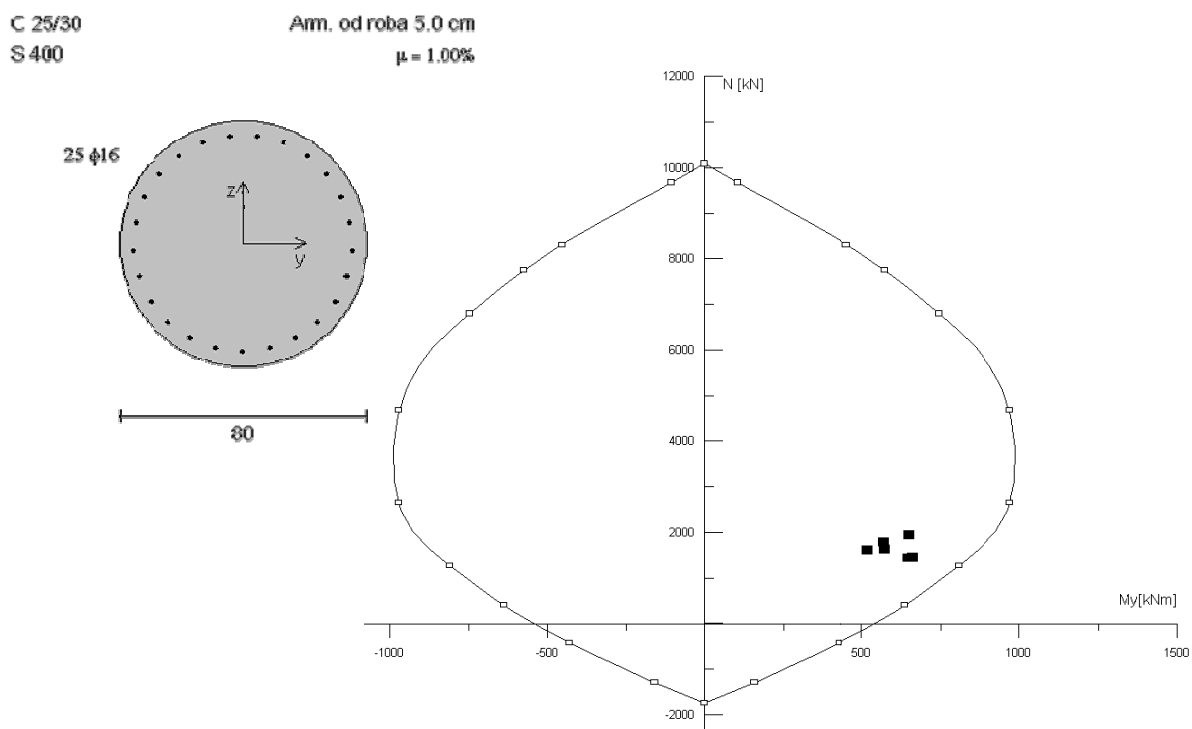
Preglednica 12: Osnovna in momentna obremenitev na dnu stebra

Prerez 2		N [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _R [kNm]	
a.	N _{max} , M _{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1945,4	625,6	182,6	651,7
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1780,8	183,6	540,4	570,7
b.	M _{max} , N _{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1446,2	637,4	182,6	663,0
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1631,0	195,4	540,4	574,6
c.	N _{min} , M _{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1437,5	637,4	124,0	649,4
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1602,0	195,4	481,8	519,9

Z interakcijskim diagramom lahko preverimo zadostnost nosilnosti prereza glede na izračunane obremenitve (Interakcijski diagrami z vrisanimi obremenitvami so narejeni v programu Dias-DIP – program za analizo armiranobetonskih prerezov, IKPIR, UL, FAGG, 1993). Izkaže se, da z minimalno armaturo ($\mu = 0,01$) dosežemo zahtevano nosilnost (glej slike 40 in 41).



Slika 40: Interakcijski diagram prereza 1 z vrisanimi najbolj neugodnimi obremenitvami



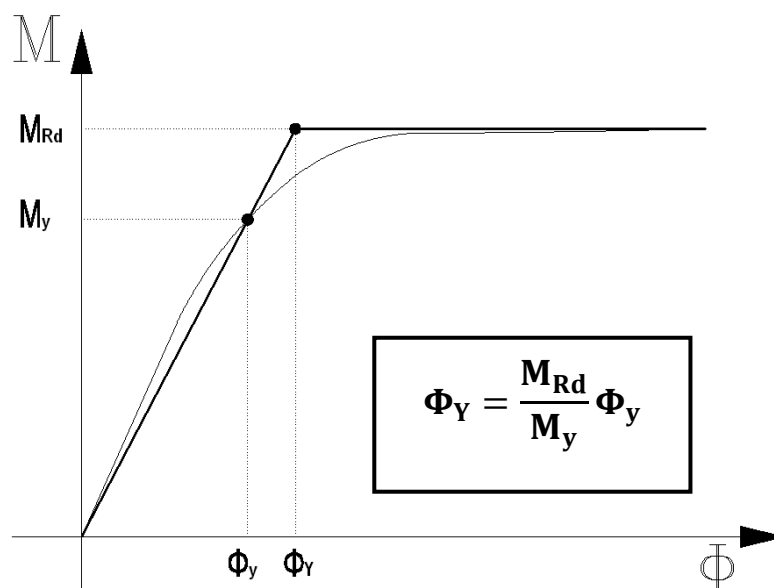
Slika 41: Interakcijski diagram prereza 2 z vrisanimi najbolj neugodnimi obremenitvami

3.3.1.2 Računska nosilnost prereza

V poglavju 2.1 je bila izračunana ocena efektivnega vztrajnostnega momenta ($J_{\text{eff}} = 0,0069 \text{ m}^4$), ki smo jo uporabili v analizi. Omenjeno oceno je treba v skladu z EC8 (SIST EN 1998-2:2006; ANNEX C: C.3 (3)) preveriti z dejanskim efektivnim vztrajnostnim momentom, ki ga izračunamo po formuli

$$\text{---}, \quad (25)$$

kjer je Φ_Y ukrivljenost na prevoju idealiziranega diagrama, ki gre skozi točko tečenja. Za vse izračunane osne obremenitve je treba izračunati pripadajočo upogibno nosilnost (M_{Rd}) in pripadajoče karakteristike na mestu tečenja prve armaturne palice. Iz podatkov lahko izračunamo ukrivljenost prevojne točke – Φ_Y (glej sliko 42).



Slika 42: Izračun prevojne točke idealiziranega diagrama (M_{rd} , Φ_Y)

Spodnji izračun je narejen le za primer, v katerem je bil izračunan največji efektivni vztrajnostni moment – primer največje osne sile na dnu stebra (prerez 2).

Za omenjen primer so bili s pomočjo kontrole ravnotežja v programu MS Excel izračunane obremenitve in deformacije na meji tečenja oziroma meji nosilnosti.

$$M_{rd} = 919,7 \text{ kNm}$$

$$M_y = 770,9 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_{sy} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cy} = -1,714 \text{ ‰}$$

$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy}}{d} = \frac{1,739 \text{ ‰} + 1,714 \text{ ‰}}{75 \text{ cm}} = 0,0046 \text{ m}^{-1}$$

$$\Phi_Y = \frac{M_{rd}}{M_y} \Phi_y = \frac{919,7 \text{ kNm}}{770,9 \text{ kNm}} \cdot 0,00460 \text{ m}^{-1} = 0,0055 \text{ m}^{-1}$$

$$J_{\text{eff}} = \frac{1,2 M_{rd}}{E_c \Phi_Y} = \frac{1,2 \cdot 919,7 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 0,0055 \text{ m}^{-1}} = 0,0065 \text{ m}^4$$

Izračunana (dejanska) efektivna vztrajnost stebra je manjša od predpostavljene ($J_{\text{eff, predp}} = 0,0069 \text{ m}^4$), kar pomeni da so obremenitve na varni strani. Če bi uporabili oceno J_{eff} , izračunano po metodi 2 ($J_{\text{eff}} = 0,0062 \text{ m}^4$), bi bili sicer na nevarni strani, vendar pa je ta

razlika tako majhna, da bi jo lahko zanemarili. S tem je uporabnost približne metode določevanja efektivnega vztrajnostnega momenta dokazana.

Za vse osne obremenitve, določene v poglavju 2.3.1.1, so v preglednici 13 navedene pripadajoče upogibne nosilnosti.

Preglednica 13: Osne obremenitve prereзов in pripadajoče računске upogibne nosilnosti

		PREREZ 1		PREREZ 2	
		$N_{sd,1}$ [kN]	$M_{Rd,1}$ [kNm]	$N_{sd,2}$ [kN]	$M_{Rd,2}$ [kNm]
a.	N_{max} , $A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1861,8	909,1	1945,4	919,7
	M_{prip} , $A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1697,2	887,6	1780,8	898,6
b.	M_{max} , $A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1362,6	836,6	1446,2	850,3
	N_{prip} , $A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1547,4	866,6	1631,0	878,7
c.	N_{min} , $A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1353,9	835,1	1437,5	848,9
	M_{prip} , $A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1518,4	862,0	1602,0	874,7

3.3.1.2.1 Regularnost odziva konstrukcije

Regularnost duktilne konstrukcije se določa s pomočjo lokalnih faktorjev redukcije potresnih sil r_i v posameznih duktilnih elementih (v obravnavanem primeru so to stebri). Lokalni faktor redukcije potresnih sil v posameznih duktilnih elementih lahko ocenimo kot

$$r_i = \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} q, \quad (26)$$

kjer je

q faktor obnašanja

$M_{Ed,i}$ maksimalna vrednost projektne upogibnega momenta v prerezu plastičnega členka elementa i , in sicer pri kombinaciji potresne in ostalih obtežb

$M_{Rd,i}$ projektna upogibna nosilnost istega prereza

Most je regularen, če noben izmed stebrov ni predimenzioniran oziroma če je razmerje maksimalnega (r_{max}) in minimalnega (r_{min}) lokalnega redukcijskega faktorja pod mejo $\rho < \rho_0 = 2$. V obravnavanem primeru so stebri popolnoma enaki in imajo zato enako upogibno

nosilnost ($M_{Rd,i}$). Ker je tudi obremenitev vseh stebrov enaka in so zato enaki projektni upogibni momenti ($M_{Ed,i}$), je faktor r_i enak za vse stebre. Posledično je razmerje $\rho = r_{max}/r_{min} = 1 < 2$, kar pomeni, da je konstrukcija regularna.

3.3.1.3 Maksimalna (dejanska) nosilnost prereza

Računska upogibna nosilnost prereza je zaradi upoštevanja materialnih varnostnih faktorjev betona in jekla nižja od dejanske upogibne nosilnosti. Dejansko nosilnost dobimo, če računsko nosilnost pomnožimo s faktorjem dodatne nosilnosti γ_0 :

$$\gamma_0 = 1,35 \cdot K, \quad (27)$$

kjer je

$$K = 1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} - 0,1 \right)^2 \quad (28)$$

N_{Ed} projektna osna sila pri kombinaciji stalne in potresne obtežbe

A_c ploščina stebra ($A_c = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (80\text{cm})^2 = 5026,5 \text{ cm}^2$)

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona ($f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$)

V preglednicah 14 in 15 so po opisanem postopku izračunane dejanske nosilnosti prereza 1 oziroma prereza 2 za različne obtežne kombinacije.

Preglednica 14: Osne obremenitve in pripadajoče maksimalne nosilnosti prereza na vrhu stebra

PREREZ 1	$N_{sd,1}$ [kN]	$\eta_k = N_{sd}/(A_c f_{ck})$	K	$g_0 = K * 1,35$	$M_{o,1} = \gamma_0 M_{Rd,1}$ [kNm]	
a.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1861,8	0,14815	1,005	1,3563	1233,0
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1697,2	0,13506	1,002	1,3533	1201,2
b.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1362,6	0,10843	1,000	1,3502	1129,5
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1547,4	0,12314	1,001	1,3514	1171,2
c.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1353,9	0,10774	1,000	1,3502	1127,6
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1518,4	0,12083	1,001	1,3512	1164,7

Preglednica 15: Osne obremenitve in pripadajoče maksimalne nosilnosti prereza na dnu stebra

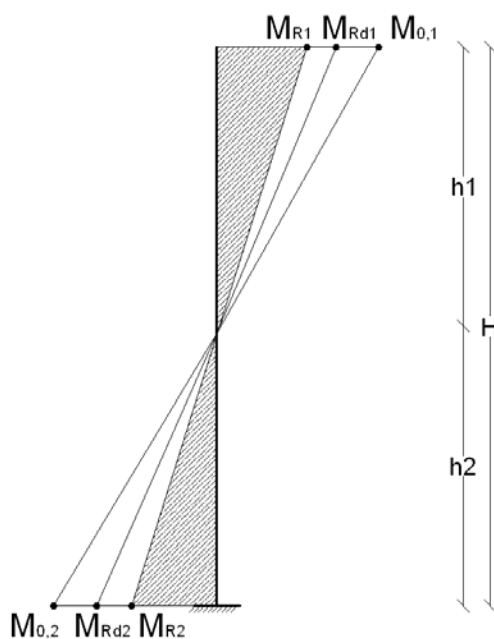
PREREZ 1	$N_{sd,2}$ [kN]	$\eta_k = N_{sd}/(A_c f_{ck})$	K	$g_0 = K * 1,35$	$M_{0,1} = \gamma_0 M_{Rd,2}$ [kNm]	
a.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1945,4	0,15481	1,006	1,3581	1249,0
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1780,8	0,14171	1,003	1,3547	1217,4
b.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1446,2	0,11508	1,000	1,3506	1148,5
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1631,0	0,12979	1,002	1,3524	1188,3
c.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1437,5	0,11439	1,000	1,3506	1146,5
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1602,0	0,12748	1,002	1,3520	1182,6

Minimalno armaturo uporabimo tudi zunaj plastičnih členkov – dodatno dimenzioniranje na tem območju ni potrebno.

3.3.2 Račun strižne armature stebra

3.3.2.1 Projektna prečna obremenitev

Projektno prečno obremenitev v stebri izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti. Iz poteka momentov izračunamo projektne strižne sile (slika 42).



Slika 43: Obremenitev prereza, računski nosilnosti prereza, maksimalna (dejanska) nosilnost prereza

$$V_d = \frac{M_{0,1} + M_{0,2}}{H}, \quad (29)$$

pri čemer je

$M_{0,1}$ maksimalna (dejanska) nosilnost prereza na vrhu stebra

$M_{0,2}$ maksimalna (dejanska) nosilnost prereza na dnu stebra

H višina stebra ($H = 6,65\text{m}$)

Za vse obtežne primere izračunamo projektno prečno obremenitev (preglednica 16).

Preglednica 16: Določevanje projektno strižne sile

		$M_{0,1}$ [kNm]	$M_{0,2}$ [kNm]	$V_d = (M_{0,1} + M_{0,2})/H$ [kN]
a.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1233,0	1249,0	373,2
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1201,2	1217,4	363,7
b.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1129,5	1148,5	342,6
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1171,2	1188,3	354,8
c.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1127,6	1146,5	342,0
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1164,7	1182,6	353,0

3.3.2.2 Strižna nosilnost prereza

Najprej izračunamo strižno nosilnost betonskega prereza brez strižne armature in preverimo, ali lahko morda betonski prerez sam prevzame vso strižno obremenitev (SIST EN 1992-1-1: 2005; 6.2.2).

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (30)$$

kjer so

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$$

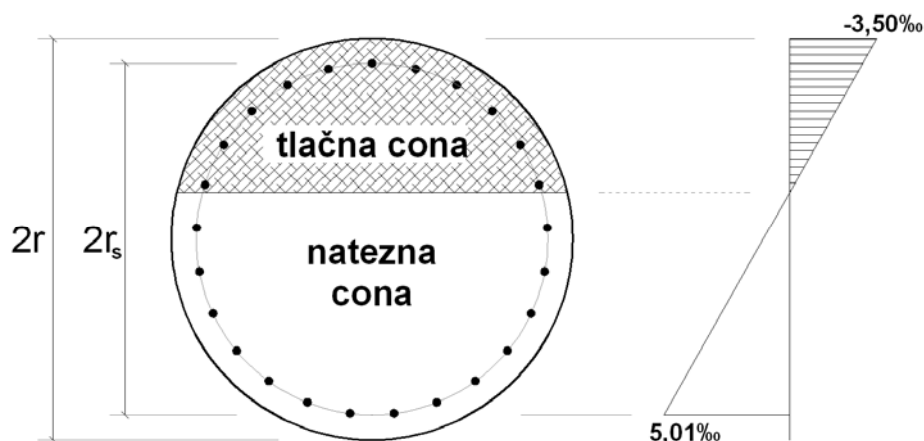
d statična višina prečnega prereza ($d = 62,3 \text{ cm}$)

b_w najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone ($b_w = 50,2 \text{ cm}$)

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{28,1 \text{ cm}^2}{50,2 \text{ cm} \cdot 62,3 \text{ cm}} = 0,009 \leq 0,02 \quad (31)$$

A_{sl} ploščina prereza natezne armature ($A_{sl} = n \cdot S_{\Phi 16} = 14 \cdot (1,6 \text{ cm})^2 \cdot \pi/4 = 28,1 \text{ cm}^2$)

Število palic v natezni coni (n) dobimo z analizo ukrivljenosti. S kontrolo ravnotežja (MS Excel) lahko izračunamo, pri kolikšni deformaciji tlačnega roba oziroma natezne armature doseže prerez svojo nosilnost. Za prerez 2 je npr. pri osni obremenitvi 1945,4 kN maksimalna upogibna nosilnost ($M_{Rd} = 919,7$ kNm) dosežena pri deformacijskem stanju $\epsilon_c/\epsilon_s = -3,50/5,01$ ‰ (slika 43). V opisanem primeru je v natezni coni 14 palic vzdolžne armature.



Slika 44: Stanje deformacij v prerezu 2 pri mejni obremenitvi: $N_{sd} = 1945,4$ kN, $M_{Rd} = 919,7$ kNm

V krožnih prerezih s polmerom r , v katerem je vzdolžna armatura razporejena po obodu z radijem r_s , se efektivna višina prereza (d) določi kot (SIST EN 1998-2:2006; 5.6.3.3. (2)):

$$d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} = 40 \text{ cm} + \frac{2 \cdot 35 \text{ cm}}{\pi} = 62,3 \text{ cm} = 623 \text{ mm} = d \quad (32)$$

Ustrezna širina prečnega prereza (b_w) se izračuna po formuli

$$b_w = \sqrt{R^2 - d^2} = \sqrt{(80 \text{ cm})^2 - (62,3 \text{ cm})^2} = 50,2 \text{ cm} = 502 \text{ mm}, \quad (33)$$

kjer je upoštevano, da pravokotnik s stranicama d in b_w včrtamo krožnemu prerezu.

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/623} = 1,57 \leq 2,0, \text{ kjer je } d \text{ v mm} \quad (34)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1945,4 \text{ kN}}{5026,5 \text{ cm}^2} = 3,87 \text{ MPa} > 0,2f_{cd} = 3,33 \text{ MPa} \quad \mapsto \quad \sigma_{cp} = 3,33 \text{ MPa} \quad (35)$$

N_{Ed} osna sila prereza, ki jo povzroči obtežba (izbrana je največja osna obremenitev prereza – $N_{Ed} = 1945,4$ kN)

A_c ploščina prečnega prereza stebra ($A_c = \pi \cdot R^2/4 = \pi \cdot (80 \text{ cm})^2/4 = 5026,5 \text{ cm}^2$)

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$
$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,57 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 3,33 \right] \cdot \frac{502 \cdot 623}{1000} = 322,7 \text{ kN}$$

Vrednosti $V_{Rd,c}$ (projektna vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature) ter kasneje izračunani $V_{Rd,s}$ (projektna vrednost strižne sile, ki jo lahko prevzame strižna armatura) in $V_{Rd,max}$ (projektna vrednost maksimalne strižne sile, ki jo lahko prevzame element in je omejena z nosilnostjo betonske tlačne diagonale) se morajo deliti z dodatnim varnostnim faktorjem γ_{Bd} , s katerim preprečimo krhko strižno porušitev (SIST EN 1998-2:2006; 5.6.3.3 (1)P).

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{q V_{Ed}}{V_{C,0}} \leq \gamma_{Bd1} \quad (36)$$

$$\gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{3,5 \cdot 209,6 \text{ kN}}{373,2 \text{ kN}} = 0,28 < 1 \quad \mapsto \quad \gamma_{Bd} = 1,$$

kjer je

γ_{Bd1} v Sloveniji je z Nacionalnim dodatkom predpisana vrednost $\gamma_{Bd} = 1,25$

q faktor duktilnosti ($q = 3,5$)

V_{Ed} prečna sila zaradi projektne vpliva

$$V_{Ed} = \frac{M_{R,1} + M_{R,2}}{H} = \frac{731,0 \text{ kNm} + 663,0 \text{ kNm}}{6,65 \text{ m}} = 209,6 \text{ kN}$$

$V_{C,0}$ maksimalna možna prečna sila ($V_{C,0} = 373,2 \text{ kN}$)

Faktor γ_{Bd} je enak 1, zato se vrednosti $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,max}$ pri deljenju z njim ne spremenijo.

$$V_{Rd,c} = 322,7 \text{ kN} < V_d = 373,2 \text{ kN}$$

Beton torej ne more prenesti strižne obremenitve ($V_d > V_{Rd,c}$), zato je treba dodati stremena, ki bodo prevzela celotno prečno obremenitev (SIST EN 1992-1-1: 2005; 6.2.3).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta > V_d, \quad (37)$$

kjer so

V_d maksimalna strižna obremenitev ($V_d = 373,3 \text{ kN}$)

$V_{Rd,s}$ projektna vrednost strižne sile, ki jo lahko prevzame strižna armatura

A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature

- s medsebojna razdalja stremen
 z ročica notranjih sil ($z = 0,9 d = 0,9 \cdot 62,3 \text{ cm} = 56,1 \text{ cm}$)
 f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature ($f_{ywd} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$)
 θ kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo ($\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1$)

$$\frac{A_{sw}}{s} > \frac{V_d}{z f_{ywd}} = \frac{373,2 \text{ kN}}{56,1 \text{ cm} \cdot 34,8 \text{ kN/cm}^2} = 0,191 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Potrebna strižna armatura znaša $0,191 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Izberemo dvostrizna stremena $\text{Ø}10/8 \text{ cm}$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (1,0 \text{ cm})^2}{4} \right)}{8 \text{ cm}} = 0,196 \text{ cm}^2/\text{cm} > 0,191 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Preveriti je treba tudi nosilnost betonske tlačne diagonale ($V_{Rd,max}$), ki jo izračunamo po formuli: (SIST EN 1992-1-1:2005; 6.2.3.)

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \vartheta_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 1 \cdot 0,502 \text{ m} \cdot 0,561 \text{ m} \cdot 0,54 \cdot \frac{16,7 \text{ MPa}}{1+1} = 1269,8 \text{ kN}, \quad (38)$$

kjer je

- α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu ($\alpha_{cw} = 1$)
 b_w najmanjša širina prereza med nateznim in tlačnim pasom ($b_w = 50,2 \text{ cm}$)
 z ročica notranjih sil ($z = 0,9 d = 0,9 \cdot 62,3 \text{ cm} = 56,1 \text{ cm}$)
 ϑ_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona in se izračuna po formuli
$$\vartheta_1 = \vartheta = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54$$

 f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona ($f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 25 \text{ MPa}$)
 θ kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo ($\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1, \text{ tg } \theta = 1$)

$$V_{Rd,max} = 1269,8 \text{ kN} > V_d = 373,2 \text{ kN}$$

Kontroli nosilnosti tlačne diagonale je zadoščeno.

Strižna obremenitev je konstantna po celotnem stebru, zato je tudi potek stremen konstanten po celotni višini stebra.

3.3.3 Račun objetja v območju plastičnih členkov stebrov

V območju plastičnih členkov je potrebno zagotoviti duktilno obnašanje tlačne cone betona. V primeru ko je normirana osna sila

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} > 0,08, \quad (39)$$

to storimo s posebno armaturo za objetje in s tem preprečimo »eksplozijo« betona zaradi velikih napetosti prečno na smer pritiska v tlačni coni. V zgornji enačbi je N_{Ed} projektna osna sila pri kombinaciji potresne in stalne obtežbe, A_c ploščina stebra in f_{ck} karakteristična vrednost za tlačno trdnost betona (SIST EN 1998-2:2006; 6.2.1).

Iz preglednic 14 in 15 je razvidno, da je zgornja omejitev prekoračena pri vseh obtežnih kombinacijah. Duktilno obnašanje stebrov je torej mogoče zagotoviti le z uporabo armature za objetje v območju plastičnih členkov.

V kritičnem območju morata biti glede razmaka stremen (s_L) izpolnjena naslednja pogoja (SIST EN 1998-2:2006; 6.2.1.3):

- razmak med stremeni mora biti manjši od šestkratne debeline vzdolžne armaturne palice ($s_L \leq 6d_{bL}$)
- razmak med stremeni (s_L) mora biti manjši od 1/5 premera objetega betona ($b_0 = 73$ cm)

$$s_L \leq \min(6 d_{bL}, 1/5 \cdot b_0) = \min(6 \cdot 1,6 \text{ cm}, 1/5 \cdot 73 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm} \quad (40)$$

V poglavju 3.3.2.2 je določeno, da so stremena 8 cm narazen. Temu pogoju je torej zadoščeno.

Stremena, ki objemajo betonsko jedro, morajo zadostiti tudi pogoju

$$\omega_{wd} \geq \max(1,4 \omega_{w,req}; \omega_{w,min}), \quad (41)$$

kjer je:

ω_{wd} minimalna količina stremen in se izračuna po formuli $\omega_{wd} = \rho_w f_{yd}/f_{cd}$

$$\omega_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 5,38 \cdot 10^{-3} \frac{34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,112 \quad (42)$$

ρ_w volumski delež stremen, ki objemajo jedro

$$\rho_w = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} = \frac{4A_{sp,\phi 10}}{D_{sp} \cdot s_L} = \frac{4 \cdot 0,785 \text{ cm}^2}{73 \text{ cm} \cdot 8 \text{ cm}} = 5,38 \cdot 10^{-3}$$

$A_{sp,\phi 10}$ prerez stremenske palice

$$A_{sp,\phi 10} = \frac{\pi \cdot (1,0 \text{ cm})^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

D_{sp} premer armaturne zanke, ki objema beton; $D_{sp} = 73 \text{ cm}$

$$\omega_{w,\min} = 0,18$$

$$\omega_{w,\text{req}} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) =$$

$$\omega_{w,\text{req}} = \frac{5026,5 \text{ cm}^2}{4185,4 \text{ cm}^2} \cdot 0,37 \cdot 0,1548 + 0,13 \frac{34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \left(\frac{1,00}{100} - 0,01 \right) = 0,069$$

A_c ploščina celotnega betonskega prereza; $A_c = \frac{\pi \cdot (80 \text{ cm})^2}{4} = 5026,5 \text{ cm}^2$

A_{cc} ploščina betonskega jedra, ki ga objemajo stremena

$$A_{cc} = \frac{\pi \cdot (73 \text{ cm})^2}{4} = 4185,4 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 0,37$$

η_k normirana osna sila; vzamemo najbolj neugodno (največjo) osno silo:

$\eta_k = 0,1548$ (glej poglavje 3.3.1.3 Maksimalna (dejanska) nosilnost prereza)

ρ_L delež armiranja prereza – le za vzdolžno armaturo ($\rho_L = 1,00 \%$)

$$\omega_{wd} = 0,112 < \max(1,4 \omega_{w,\text{req}}; \omega_{w,\min}) = \max(1,4 \cdot 0,069; 0,18) = 0,18$$

Kontroli objetja ni zadoščeno. Stremenske armature je torej v območju plastičnih členkov premalo in jo je treba povečati – izberemo stremena $\emptyset 12/7 \text{ cm}$.

Kontrola objetja:

$$\rho_w = \frac{4A_{sp,\phi 12}}{D_{sp} \cdot s_L} = \frac{4 \cdot 1,131 \text{ cm}^2}{73 \text{ cm} \cdot 7 \text{ cm}} = 8,85 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{sp,\phi 12} = \frac{\pi \cdot (1,2 \text{ cm})^2}{4} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{wd} = \rho_w f_{yd}/f_{cd} = 8,85 \cdot 10^{-3} \cdot 34,8 \text{ kN/cm}^2 / 1,67 \text{ kN/cm}^2 = 0,185 > 0,18$$

Pogoju je zadoščeno.

3.3.4 Določitev dolžine plastičnega členka

Dolžina plastičnega členka je odvisna od vrednosti normirane osne sile.

Če je $\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} \leq 0,3$, se dolžina členka (L_h) oceni z večjo izmed vrednosti:

- globino prereza pravokotno na os členka
- razdaljo do točke, kjer maksimalni moment upade za 20 % (x_{20})

Če velja $0,3 < \eta_k \leq 0,6$ se v prejšnjem pogoju določena dolžina plastičnega členka poveča za 50 % (SIST EN 1998-2:2006; 6.2.1.4).

Normirane osne sile so izračunane v poglavju 3.3.1.3 in vse so manjše od 0,3, zato dolžino L_h določimo kot $\max(R = 80 \text{ cm}, x_{20})$.

Vrednost x_{20} določimo iz razmerij velikosti maksimalnih momentov na dnu in vrhu stebra ter dolžine stebra:

Vrh stebra

$$h_1 = \frac{M_{0,1}H}{M_{0,1}+M_{0,2}} = \frac{1233,0 \text{ kNm} \cdot 6,65 \text{ m}}{1233,0 \text{ kNm} + 1249,0 \text{ kNm}} = 3,30 \text{ m}$$

$$x_{20,1} = 0,2 \cdot 3,30 \text{ m} = 0,66 \text{ m}$$

Dolžina plastičnega členka je torej

$$L_{h,1} = \max(R = 80 \text{ cm}, 66 \text{ cm}) = 80 \text{ cm}$$

Dno stebra

$$h_2 = H - h_1 = 6,65 \text{ m} - 3,30 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$$

$$x_{20,2} = 0,2 \cdot 3,35 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$L_{h,2} = \max(R = 80 \text{ cm}, 67 \text{ cm}) = 80 \text{ cm}$$

3.3.5 Kontrola uklona vzdolžne, tlačno obremenjene armature stebra

V območju potencialnih plastičnih členkov je potrebno vse nosilne vzdolžne palice horizontalno podpreti s stremeni in tako preprečiti uklon vzdolžne armature. Nastopita lahko dva različna primera uklona (SIST EN 1998-2:2006; 6.2.2).

- a) Vzdolžne palice se lahko uklonijo med dvema sosednjima stremenoma, ker je razdalja med stremeni prevelika.

Maksimalna dovoljena razdalja med stremeni je $s_L = \delta \cdot \Phi_L$, kjer je Φ_L premer vzdolžne armaturne palice in δ koeficient, omejen po formuli

$$5 \leq \delta = 2,5 (f_{tk}/f_{yk}) + 2,25 \leq 6,$$

kjer je

f_{tk} natezna trdnost strižne armature

f_{yk} meja plastičnosti strižne armature

V preglednici C.1 v EC2 (EN 1992-1-1:2004) je minimalna vrednost za količnik $k = f_{tk}/f_{yk}$ enaka 1,05. Ker pa vrednost δ ne sme biti manjša od 5, določimo $\delta = 5$. Največja dovoljena razdalja med stremeni je torej enaka

$$s_{L,max} = \delta \cdot \Phi_L = 5 \cdot 1,6 = 8,0 \text{ cm}$$

Uporabljena stremena so v območju plastičnih členkov na razdalji 7 cm, kar zadošča kontroli.

b) Palice se lahko uklonijo tudi na dolžini, na kateri je postavljenih več stremen, in sicer v primeru, ko je generalno zagotovljena količina stremen premajhna.

Minimalna količina stremen za preprečevanje uklona vzdolžne armature se določi po formuli:

$$\frac{A_t}{s_T} \geq \min \left(\frac{A_t}{s_T} \right) = \frac{\sum A_s \cdot f_{ys}}{1,6 \cdot f_{yt}} = \frac{2212 \text{ mm}^2}{1,6} \cdot \frac{34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1382,3 \text{ mm}^2/\text{m}, \quad (43)$$

kjer je

A_t ploščina prereza stremenske palice ($A_{t,\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$)

s_T horizontalna razdalja (v ravnini prereza) med stremeni

$\sum A_s$ skupna ploščina vseh vzdolžnih palic v tlaku, ki jih varuje ena stremenska palica; v našem primeru se zavaruje 11 tlačno obremenjenih palic (slika 44)

$$\sum A_s = 11 \cdot A_{s,\Phi 16} = 11 \cdot \frac{\pi \cdot (1,6 \text{ cm})^2}{4} = 22,1 \text{ cm}^2 = 2212 \text{ mm}^2$$

f_{ys} projektna vrednost meje tečenja stremenske armature ($f_{ys} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$)

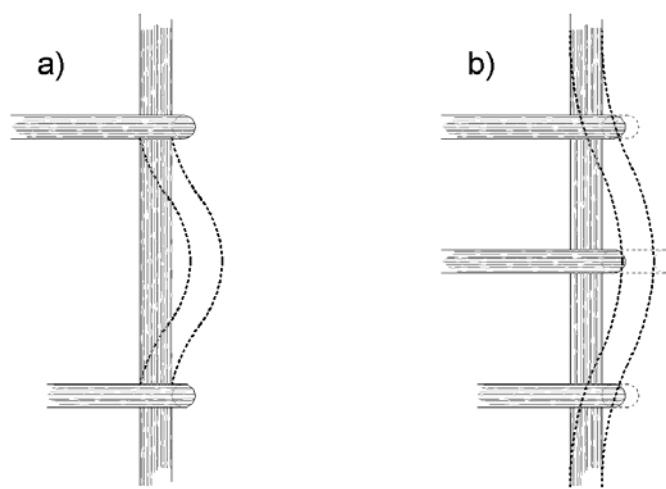
f_{yt} projektna vrednost meje tečenja vzdolžne armature ($f_{yt} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$)

$$s_t = \frac{70 \text{ cm} \cdot \pi}{25} = 8,80 \text{ cm} > \frac{A_t}{\min \left(\frac{A_t}{s_T} \right)} = \frac{113 \text{ mm}^2}{1382,3 \text{ mm}^2/\text{m}} = 0,082 \text{ m} = 8,2 \text{ cm}$$

Ker je med vzdolžnimi palicami 8,8 cm razmika, kontroli ni zadoščeno. Treba je povečati prerez stremen v območju plastičnih členkov. Izberemo stremena $\text{Ø}14$.

$$s_t = 8,80\text{cm} \leq \frac{A_{t,\text{Ø}14}}{\min\left(\frac{A_t}{s_T}\right)} = \frac{154\text{ mm}^2}{1382,3\text{ mm}^2/\text{m}} = 0,111\text{ m} = 11,1\text{ cm}$$

Kontroli uklona vzdolžne, tlačno obremenjene armature stebra je v območju plastičnih členkov zadoščeno s stremensko armaturo $\text{Ø}14/7\text{cm}$.



Slika 45: a – uklon palice zaradi prevelike razdalje med stremeni; b – uklon palice zaradi premajhne količine stremen

3.4 Pomiki

Pomiki so potrebni za določevanje dolžine naleganja, velikost dilatacij ter za kontrolo ležišč, s čimer se zavarujejo kritični ali glavni konstrukcijski elementi. Te dilatacije morajo prevzeti skupen projektni potresni premik d_{Ed} , določen z izrazom (SIST EN 1998-2:2006; 2.3.6.3)

$$d_{Ed} = d_E + d_G + d_T, \quad (47)$$

kjer je

d_E projektni pomik pri potresu

d_G pomik zaradi stalnih ali kvazistalnih dolgotrajnih obtežb

d_T pomik zaradi temperaturne obtežbe

V okviru te diplomske naloge bomo obravnavali le **projektni pomik pri potresu (d_E)**, ki se izračuna po formuli

$$d_E = \pm \eta \cdot \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (48)$$

Korekcijski faktor η upošteva vpliv dušenja. Izračuna se po formuli (EN 1998-1: 2004; 3.2.2.2 (3))

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = \sqrt{10/(5 + 5)} = 1,0 \geq 0,55, \quad (49)$$

kjer je ξ vrednost koeficienta kritičnega viskozne dušenja konstrukcije, izračunana v odstotkih. V našem primeru je $\xi = 5\%$ (SIST EN 1998-2:2006; 4.1.3).

Faktor duktilnosti za pomike (μ_d) je upoštevan kot (SIST EN 1998-2:2006; 2.3.6.1 (8)P):

- $\mu_d = q$ za nihajne čase T , ki so večji od $T_0 = 1,25 T_c$ (T_c je zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost)
- $\mu_d = (q - 1)T_0/T + 1 \leq 5q - 4$ za nihajne čase konstrukcije $T < T_0$

V našem primeru sta nihajna časa v vzdolžni in prečni smeri enaka $T_{vz} = 1,115$ s oziroma $T_{pr} = 1,104$ s. Oba nihajna časa sta večja od $T_0 = 1,25 T_c = 1,25 \cdot 0,5$ s = 0,625 s, torej je faktor duktilnosti za pomike v obeh smereh enak $\mu_d = q = 3,5$.

Projektni pomik d_E v vzdolžni smeri je torej enak.

$$d_{Ee,vz} = \frac{F_{vz,dej}}{K_{vz}/2} = \frac{316,8 \text{ kN}}{133,41 \text{ kN/cm}} = 2,37 \text{ cm}$$

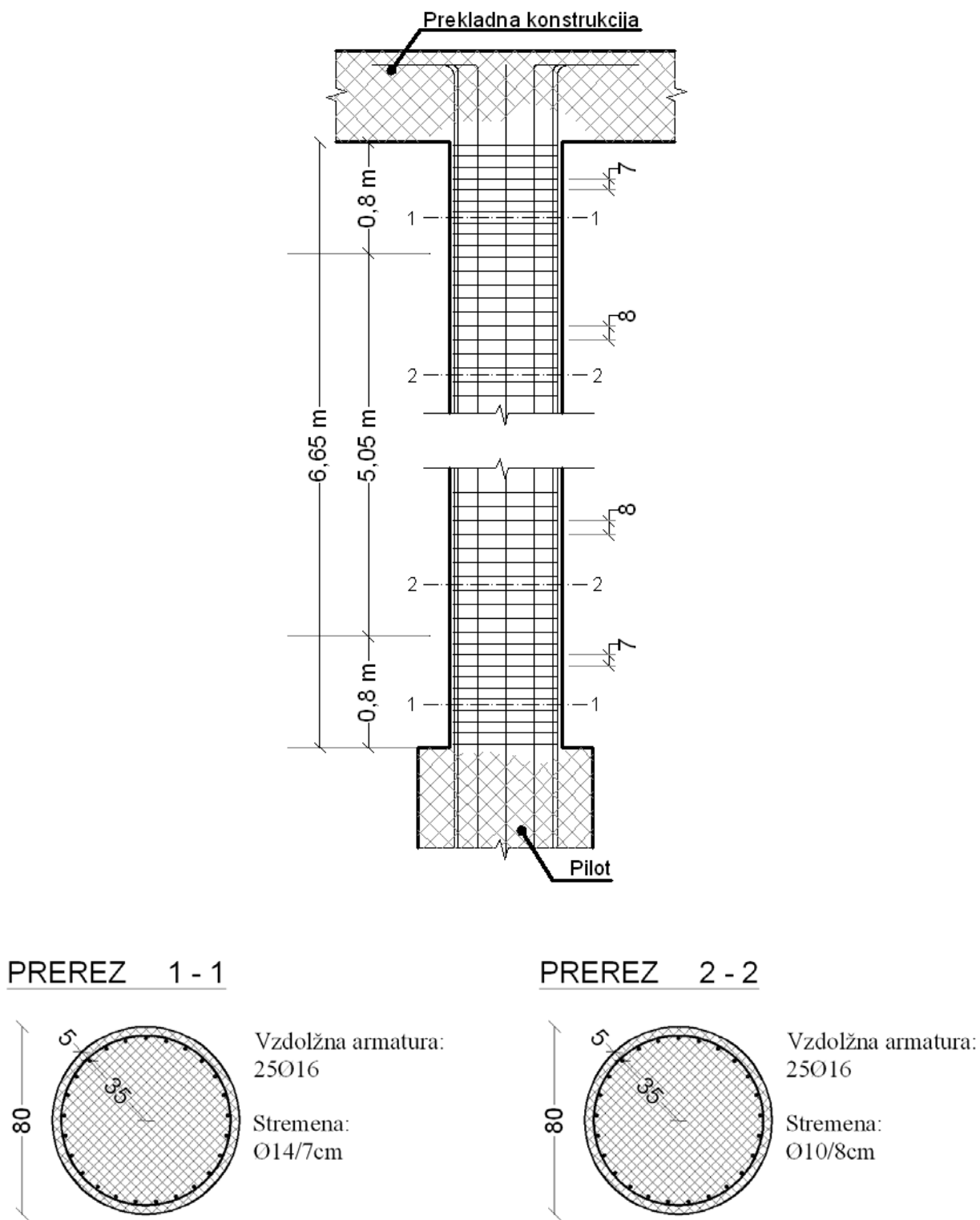
$$d_{E,vz} = q \cdot d_{Ee,vz} = 3,5 \cdot 2,37 \text{ cm} = 8,30 \text{ cm}$$

Podobno izračunamo v prečni smeri

$$d_{Ee,pr} = \frac{F_{pr,dej}}{K_{pr}/2} = \frac{394,4 \text{ kN}}{136,15 \text{ kN/cm}} = 2,90 \text{ cm}$$

$$d_{E,pr} = q \cdot d_{Ee,pr} = 3,5 \cdot 2,90 \text{ cm} = 10,15 \text{ cm}$$

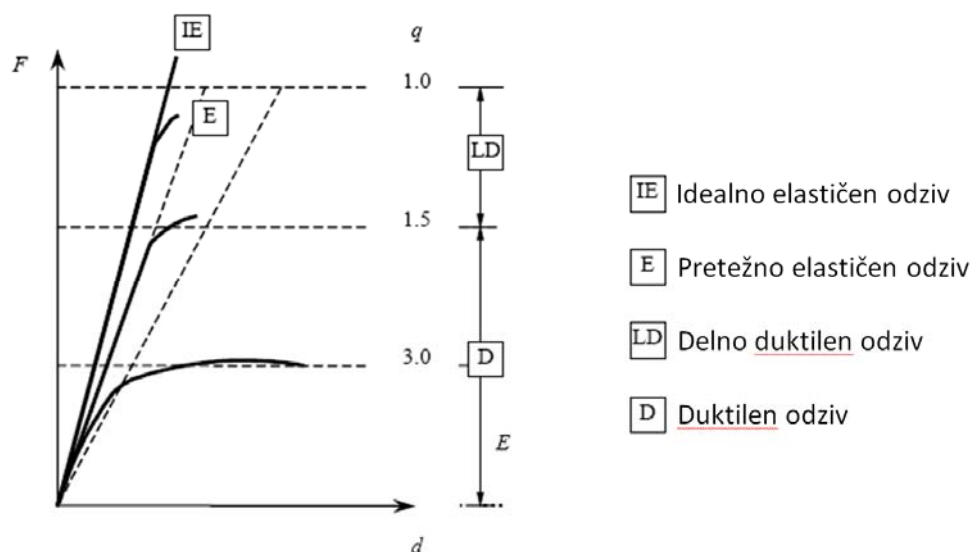
3.5 Skica armature v stebri



Slika 46: Skica armature v stebri

4 DELNO DUKTILNO OBNAŠANJE KONSTRUKCIJE

V delno duktilnih konstrukcijah potresne sile reduciramo manj kot v duktilnih, in sicer največ 1,5-krat. Takšnim konstrukcijam je potrebno zagotoviti večjo upogibno nosilnost in obenem manjšo sposobnost prenašanja plastičnih deformacij (manjšo duktilnost) – glej sliko 47.



Slika 47: Tipi potresnega odziva konstrukcij (vir: SIST EN 1998-2:2006; 2.3.1)

Če skušamo obravnavano konstrukcijo dimenzionirati kot delno duktilno, kmalu ugotovimo, da je to neizvedljivo. Potresne sile se namreč v tem primeru namesto s faktorjem obnašanja $q = 3,5$ reducirajo le s faktorjem $q = 1,5$. Ker vse ostale spremenljivke ostanejo enake, bosta torej potresni sili, s katerima obremenimo modela, 2,33-krat večji kot v primeru duktilne konstrukcije (glej enačbe (13)–(17) v poglavju 2.1.4).

$$\frac{q_D}{q_{LD}} = \frac{3,5}{1,5} = 2,33$$

Iz zakona superpozicije sledi, da so obremenitve modelov zaradi vpliva potresnih sil v tem primeru 2,33-krat večje kot v primeru duktilne konstrukcije. Obremenitve kritičnih prereзов stebrov delno duktilne konstrukcije so izračunane v preglednicah 17 in 18.

Preglednica 17: Notranje količine (N , M_x , M_y) za tri obtežne primere na vrhu stebra

Prerez 1	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
G	1608,3	$\pm 12,6$	$\pm 62,3$
A_{Ex}	$\pm 13,9 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 32,4$		$\pm 518,9 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 1210,8$
A_{Ey}	$\pm 238,6 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 556,7$	$\pm 649,7 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 1516,0$	

Preglednica 18: Notranje količine (N , M_x , M_y) za tri obtežne primere na dnu stebra

Prerez 2	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
G	1691,9	$\pm 5,5$	$\pm 27,4$
A_{Ex}	$\pm 13,9 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 32,4$		$\pm 491,9 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 1147,8$
A_{Ey}	$\pm 238,6 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 556,7$	$\pm 607,9 \cdot \frac{3,5}{1,5} = \pm 1418,4$	

S kombinacijo obtežb (na enak način, kot je to narejeno v poglavju 2.3.1.1) izračunamo najbolj kritične primere obremenitev. Rezultati kombinacij so prikazani v preglednici 19.

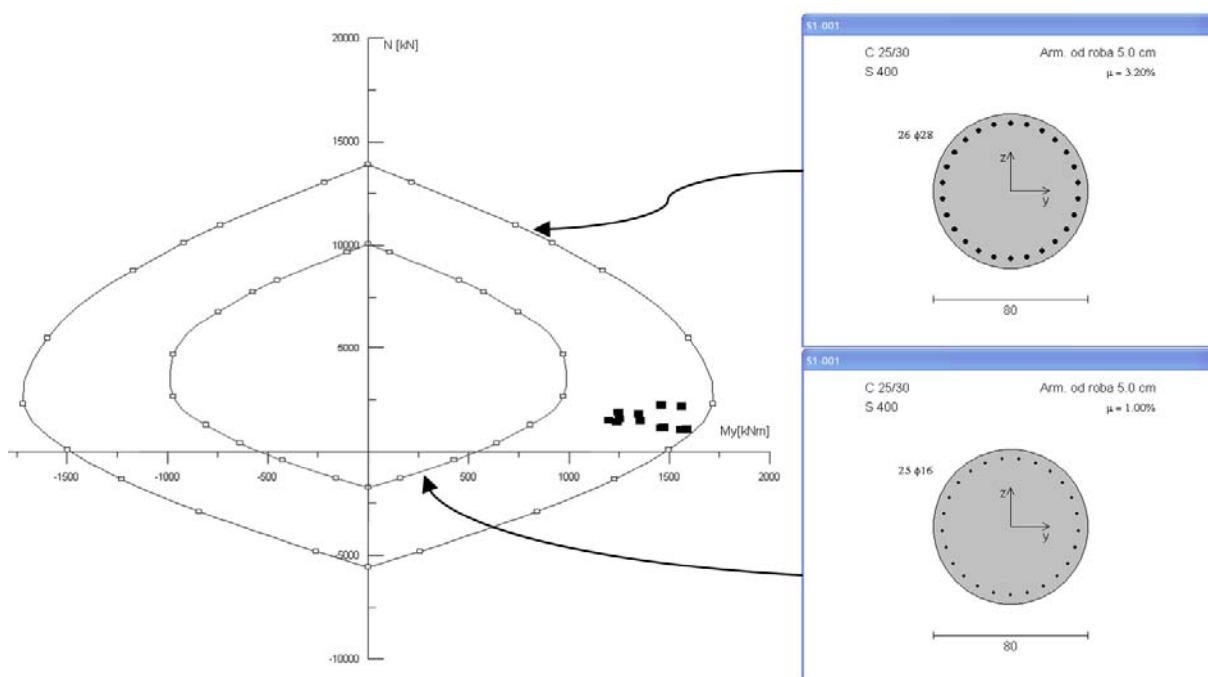
Preglednica 19: Obremenitev obeh kritičnih prerezov

		PREREZ 1		PREREZ 2		
		N [kN]	M_R [kNm]	N [kN]	M_R [kNm]	
a.	N_{max}, M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	2174,8	1562,4	2258,4	1461,0
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1807,8	1347,7	1891,4	1248,0
b.	M_{max}, N_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1061,3	1586,7	1144,9	1471,7
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1473,7	1356,2	1557,3	1251,7
c.	N_{min}, M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	1041,8	1557,9	1125,4	1458,8
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1408,8	1239,9	1492,4	1200,4

Obremenitve prerezov so v primeru delno duktilne konstrukcije prevelike, da bi jih lahko prenesli z izbranim prerezom (glej sliko 48). Treba je torej povečati nosilnost prereza, kar pa je mogoče storiti s povečanjem količine armature v prerezu ali s povečanjem dimenzij prereza.

Izračunane obremenitve bi na prvi pogled lahko prenesli s 3,20 % armiranim presežom (glej sliko 48). Vendar pa s povečanjem količine armature v presežku spremenimo togost stebrov in je zato potrebno ponovno analizirati konstrukcijo z novim (večjim) vztrajnostnim momentom. Že naslednja iteracija prinese tako velike obremenitve presežka, da bi ga bilo treba armirati z več kot 4-odstotno armaturo, kar pa po standardu ni dovoljeno.

Ugotovimo, da je izvedba delno duktilnega nadvoza, s stebri premera 80 cm, neizvedljiva. V nadaljevanju uporabimo drugo rešitev – povečamo dimenzije stebrov.

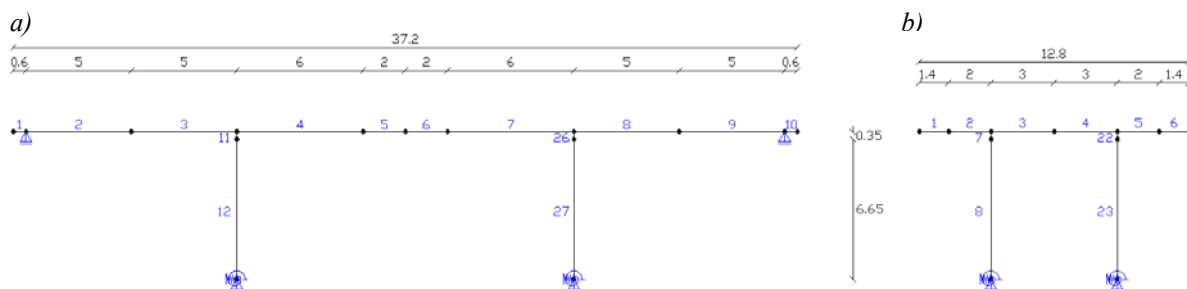


Slika 48: Interakcijska diagrama dveh različno armiranih presežkov z vrisanimi obremenitvami

4.1 Model konstrukcije

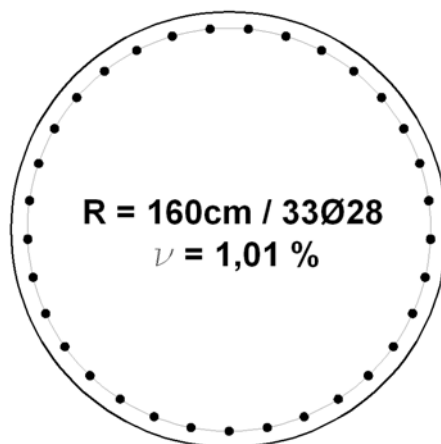
4.1.1 Statični model

Statični model je narejen posebej v vzdolžni in prečni smeri (slika 49).



Slika 49: Modeliranje konstrukcije v vzdolžni (a) in prečni (b) smeri

Ker projektiramo delno duktilno konstrukcijo, je treba konstrukcijskim elementom zagotoviti večjo nosilnost. Stebrom zato povečamo premer na 160 cm in jih armiramo s 33 vzdolžnimi palicami $\Phi 28$ – glej sliko 50. Stopnja armiranja je v tem primeru enaka 1,01 %. Palice so postavljene 6 cm od roba prereza.



Slika 50: Porazdelitev armaturnih palic po prerezu

Ploščina prereza stebra

$$A_c = \frac{\pi \cdot R^2}{4} = \frac{\pi \cdot (160 \text{ cm})^2}{4} = 20106,2 \text{ cm}^2$$

Ocena efektivnega vztrajnostnega momenta prereza stebra

J_{eff} določimo po metodi 2, ki je opisana v dodatku C v EC8/2 (SIST EN 1998-2:2006; ANNEX C)

$$J_{eff} = \frac{\nu M_{Rd}}{E_c \Phi_y} = \frac{1,2 \cdot 5283 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}} = 0,070 \text{ m}^4,$$

kjer je

$M_{Rd} = 5283 \text{ kNm}$ – predpostavimo s pomočjo programa Dias-DIP pri osni obremenitvi 1600kN

$$\Phi_y = 2,4 \cdot \frac{\epsilon_{sy}}{d} = 2,4 \cdot \frac{0,174\%}{0,9 \cdot 160 \text{ cm}} = 0,0029 \text{ m}^{-1}$$

Ker je konstrukcija v obeh smereh simetrična, smemo z vzdolžnim ali prečnim modelom obravnavati le eno polovico konstrukcije, kar se odraža pri karakteristikah prereza prekladne konstrukcije oziroma njenih elementov.

Preglednica 20: Karakteristike prerezov vzdolžnega modela (glej sliko 56 a)

	Element	Ploščina [m ²]	(Efektivni) vztrajnostni moment [m ⁴]
Plošča/2	1–10	3,60	0,129
Stik pl-st	11, 26	20,11	3,217
Steber	12, 27	2,01	0,070

Preglednica 21: Karakteristike prerezov prečnega modela (glej sliko 56b)

	Element	Ploščina [m ²]	(Efektivni) vztrajnostni moment [m ⁴]
Konzola	1, 6	4,50	0,023
Plošča	2–5	11,70	0,412
Stik pl-st	7, 22	20,11	3,217
Steber	12, 27	2,01	0,070

V preglednicah 20 in 21 je za steber upoštevan vztrajnostni moment razpokanega, za vse ostale elemente pa vztrajnostni moment nerazpokanega prereza.

4.1.1.1 Vpliv temeljenja

Konstrukcija je temeljena s pilotom premera 160 cm, ki je sidran v temeljna tla, sestavljena iz dveh plasti, s karakteristikami, navedenimi v poglavju 2.3. Vpliv temeljenja modeliramo z vzmetmi na mestu stika stebra in pilota. Ker gre za razmeroma plitvo temeljenje, izberemo model, kjer se modul elastičnosti zemljine z globino ne spreminja.

Togosti vzmeti, ki nadomeščajo vpliv pilota in zemljine, so:

$$K_{HH} = 1,08dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21} = 1,08 \cdot 1,60m \cdot 33 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{33 \text{ MPa}}\right)^{0,21} = 2,40 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

$$K_{MM} = 0,16d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75} = 0,16 \cdot (1,60m)^3 \cdot 33 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{33 \text{ MPa}}\right)^{0,75} = 3,67 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

$$K_{HM} = -0,22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50} = -0,22 \cdot (1,60m)^2 \cdot 33 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{31 \text{ GPa}}{33 \text{ MPa}}\right)^{0,5} = -5,70 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

Vzmeti se enake za oba modela (vzdolžni in prečni model).

4.1.2 Stalna obtežba

Preglednica 22: Lastna teža podpornih elementov

	Spec. Teža	Premer	Teža/enoto
Steber	25 kN/m ³	1,6 m	50,27 kN/m

Stalna obtežba voziščne konstrukcije v vzdolžni smeri

Preglednica 23: Porazdelitev stalne obtežbe prekladne konstrukcije na tekoči meter v vzdolžni smeri

	Spec. Teža	Debelina	Širina	Teža/enoto
Plošča	25 kN/m ³	0,65 m	10,0 m	162,50 kN/m
Konzola	25 kN/m ³	0,25 m	2,8 m	17,50 kN/m
Asfalt	22 kN/m ³	0,08 m	10,7 m	18,83 kN/m
Hodniki	25 kN/m ³	0,18 m	2,1 m	9,45 kN/m
Robni venci	25 kN/m ³	0,50 m	0,7 m	8,75 kN/m
			q =	217,03 kN/m

Vzdolžni model obremenimo s porazdeljeno obtežbo q', ki je enaka polovici celotne stalne obtežbe voziščne konstrukcije.

$$q' = q/2 = 108,52 \text{ kN/m.}$$

Stalna obtežba voziščne konstrukcije v prečni smeri

Skupna dolžina voziščne plošče, ki jo nosi en prečni okvir, znaša

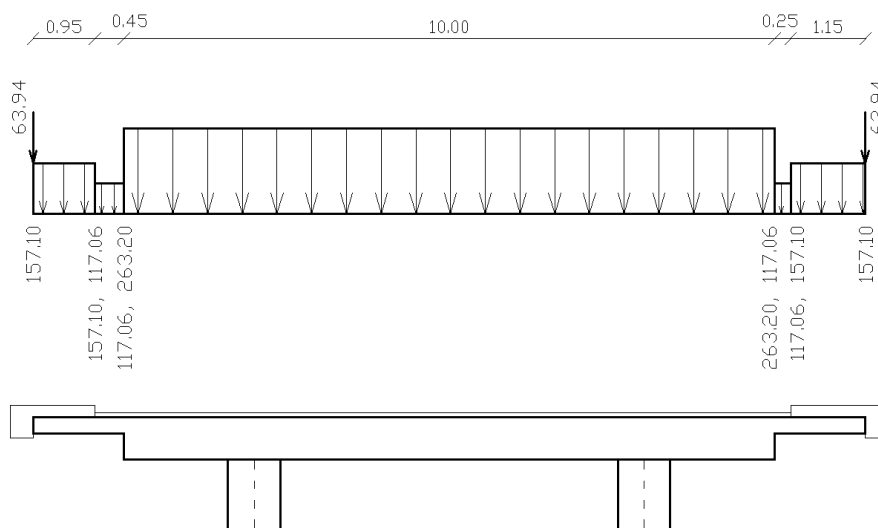
$$L_{eff} = L_{eff,1} + L_{eff,2} = \frac{16 \text{ m}}{2} + \frac{716,38 \text{ kN}}{716,38 \text{ kN} + 368,82 \text{ kN}} \cdot 10 \text{ m} = 8 \text{ m} + 6,60 \text{ m} = 14,60 \text{ m}$$

Preglednica 24: Porazdelitev lastne teže elementov na tekoči meter v prečni smeri

	Spec. Teža	Debelina	Dolžina	Teža/enoto
Plošča	25 kN/m ³	0,65 m	14,61 m	237,48 kN/m
Konzola	25 kN/m ³	0,25 m	14,61 m	91,34 kN/m
Asfalt	22 kN/m ³	0,08 m	14,61 m	25,72 kN/m
Hodniki	25 kN/m ³	0,18 m	14,61 m	65,76 kN/m
Robni venci	25 kN/m ³	0,50 m	14,61 m	182,67 kN/m

Vpliv lastne teže robnih vencev je modeliran s točkovnima silama na koncih konzol ($F_{rv} = 182,67 \text{ kN/m} \cdot 0,35 \text{ m} = 63,94 \text{ kN}$).

Stalna obtežba je, glede na to, na katerem območju deluje obtežba posameznega elementa, porazdeljena po modelu, kot prikazuje slika 51.



Slika 51: Porazdelitev stalne obtežbe v prečni smeri (vrednosti so v kN oziroma kN/m)

4.1.3 Dinamični model

Potresna analiza je narejena v obeh horizontalnih smereh – vzdolžno in prečno na os konstrukcije. V vertikalni smeri lahko vpliv potresa zanemarimo (SIST EN 1998-2:2006; 4.1.7).

V obeh obravnavanih smereh je za analizo uporabljena metoda z uporabo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Prav tako lahko v obeh smereh potresno obtežbo računamo po modelu s togo prekladno konstrukcijo (glej obrazložitev v poglavju 2.1.3).

4.1.3.1 Izračun togosti modela

Togost modela je recipročna vrednost pomika v horizontalni smeri zaradi horizontalne enotske sile v nivoju prekladne konstrukcije.

Pomik modela v vzdolžni smeri znaša: $u_{vz}' = 1,729 \cdot 10^{-05} \text{ m}$

Pomik modela v prečni smeri znaša: $u_{pr}' = 1,523 \cdot 10^{-05} \text{ m}$

Togost celotne konstrukcije dobimo, če upoštevamo dvojno togost modela.

Togost konstrukcije v vzdolžni smeri

$$K_{vz} = 2 \cdot (u_{vz}')^{-1} = 2 \cdot (1,729 \cdot 10^{-05} \text{ m})^{-1} = 2 \cdot 57836,9 = 115673,8 \text{ kN/m}$$

Togost konstrukcije v prečni smeri

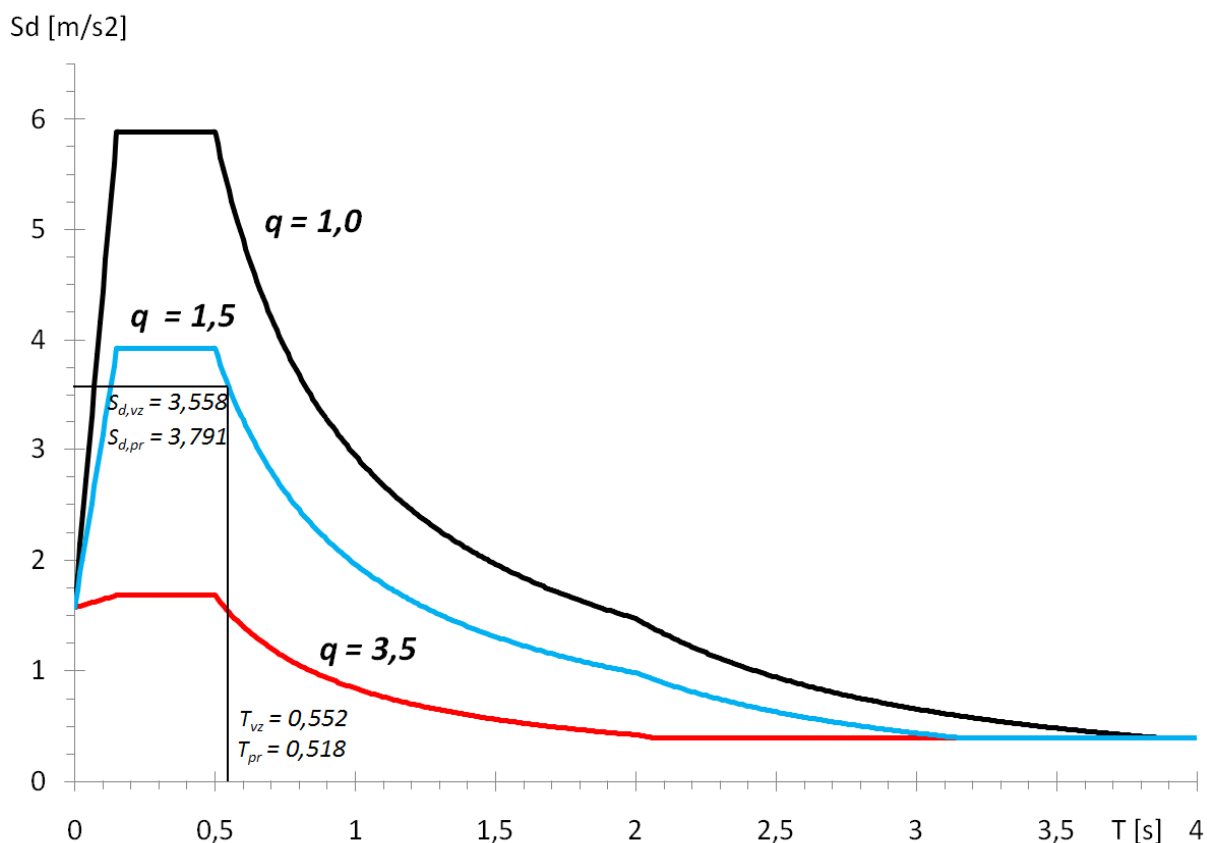
$$K_{pr} = 2 \cdot (u_{pr}')^{-1} = 2 \cdot (1,523 \cdot 10^{-05} \text{ m})^{-1} = 2 \cdot 65659,9 = 131319,8 \text{ kN/m}$$

4.1.4 Dinamična obtežba

Temeljna tla lahko klasificiramo v razred tal B, ki mu pripada faktor tal $S = 1,2$ (glej poglavje 2.1.4). Za projektni pospešek tal predpostavimo $a_g = 0,20 \text{ g}$.

Faktor duktilnosti za delno duktilne mostove znaša 1,5 (SIST EN 1998-2:2006; Preglednica 4.1).

Primerjava spektrov odziva elastične ($q = 1$), delno duktilne ($q = 1,5$) in duktilne ($q = 3,5$) konstrukcije, grajene na temeljnih tleh razreda B ter na območju projektnega pospeška tal $a_g = 0,20 \text{ g}$, je vidna na sliki 52.



Slika 52: Elastični in projektni spekter odziva za faktor duktilnosti $q = 1,5$ in $q = 3,5$

Za oba modela (v vzdolžni in prečni smeri) lahko s pomočjo karakteristik konstrukcije in projektnega spektra odziva izračunamo obremenitve, ki jim je podvržena konstrukcija med potresom projektne jakosti.

$$G = G_{pr} + 4 \frac{G_{st}}{2} = q_{pr} L + 4 \left(\frac{q_{st} \cdot h}{2} \right) = 217,03 \frac{kN}{m} \cdot 37,2m + 4 \cdot \frac{50,27kN/m \cdot 6,65m}{2} = 8742,1kN$$

Račun potresne sile v vzdolžni smeri

$$T_{vz} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK_{vz}}} = 2\pi \sqrt{\frac{8742,1 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 115673,8 \frac{kN}{m}}} = 0,552 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5s < T_{vz} = 0,552s < T_D = 2,0s \quad \mapsto \quad S_{d,vz}(T_{vz}) = \max \left(a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{vz}} \right]; \beta a_g \right)$$

$$a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{vz}} \right] = 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,5}{0,552} \right] = 3,558 \text{ m/s}^2$$

$$\beta a_g = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,392 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,vz} = 3,558 \text{ m/s}^2$$

$$F_{vz} = \frac{G S_{d,vz}(T_{vz})}{g} = \frac{8742,1 \text{ kN} \cdot 3,558 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 3170,4 \text{ kN}$$

Izračunana potresna sila je potresna obtežba celotne konstrukcije. Ker pa smo z modelom v vzdolžni smeri zajeli le polovico konstrukcije, jo obremenimo le s polovico celotne sile.

$$F_{vz,dej} = 0,5 \cdot F_{vz} = 0,5 \cdot 3170,4 \text{ kN} = 1585,2 \text{ kN}$$

Račun potresne sile v prečni smeri

$$T_{pr} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK_{pr}}} = 2\pi \sqrt{\frac{8742,1 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 131319,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} = 0,518 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5 \text{ s} < T_{pr} = 0,518 \text{ s} < T_D = 2,0 \text{ s} \quad \mapsto \quad S_{d,pr}(T_{pr}) = \max \left(a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{pr}} \right]; \beta a_g \right)$$

$$a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{pr}} \right] = 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,5}{0,518} \right] = 3,791 \text{ m/s}^2$$

$$\beta a_g = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,392 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,pr} = 3,791 \text{ m/s}^2$$

$$F_{pr} = \frac{G S_{d,pr}(T_{pr})}{g} = \frac{8742,1 \text{ kN} \cdot 3,791 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 3378,0 \text{ kN}$$

V prečni smeri je potrebno upoštevati tudi vpliv torzije, ki jo povzroči ekscentričnost prijemališča prečne potresne sile.

Vpliv torzijskega momenta M_t na prečni okvir lahko nadomestimo z dodatno horizontalno silo F_t , ki deluje v nivoju prekladne konstrukcije.

$$M_t = F_{pr} \cdot e = 3378,0 \text{ kN} \cdot 1,86 \text{ m} = 6283,1 \text{ kNm}$$

kjer je

e relativna ekscentričnost in se izračuna kot vsota teoretične ekscentričnosti (e_0) in slučajne ekscentričnosti (e_a)

$$e = e_0 + e_a = 0 + 1,86 \text{ m} = 1,86 \text{ m}$$

$$F_t = \frac{M_t}{16m} = \frac{6283,1 \text{ kNm}}{16 \text{ m}} = 392,7 \text{ kN}$$

Potresna sila na prečni model (prečni okvir) je enaka vsoti polovice prečne potresne sile na celotno konstrukcijo in sile F_t , ki je posledica vpliva ekscentričnosti delovanja prečne sile.

$$F_{pr,dej} = 0,5 \cdot F_{pr} + F_t = 0,5 \cdot 3378,0 \text{ kN} + 392,7 \text{ kN} = 2081,7 \text{ kN}$$

4.2 Obremenitve konstrukcije

Projektno vrednost obremenitve konstrukcije v času potresa dobimo s kombinacijo vpliva lastne teže in potresa:

$$E_d = G_k + A_{Ed}$$

Izračuni obremenitve stebra so narejeni na obeh kritičnih prerezih stebra:

Prerez 1 – na vrhu stebra

Prerez 2 – na dnu stebra ob vpetju

Vrednosti notranjih sil za oba prereza so prikazane v preglednicah 25 in 26.

Preglednica 25: Notranje količine (N , M_X , M_Y) za tri obtežne količine na vrhu stebra

Prerez 1	N [kN]	M_X [kNm]	M_Y [kNm]
Lastna teža	1603,5	±85,7	±330,3
Potres v vzdolžni smeri – A_{Ey}	±77,45		±2871,6
Potres v prečni smeri – A_{Ez}	±1470,5	±4047,2	

Preglednica 26: Notranje količine (N , M_X , M_Y) za tri obtežne količine na dnu stebra

Prerez 2	N [kN]	M_X [kNm]	M_Y [kNm]
Lastna teža	1937,8	±10,9	±43,1
Potres v vzdolžni smeri – A_{Ey}	±77,5		±2399,2
Potres v prečni smeri – A_{Ez}	±1470,5	±2874,5	

4.3 Dimenzioniranje

4.3.1 Račun upogibne armature stebra

4.3.1.1 Računska obremenitev stebra

Računsko obremenitev prerezov izračunamo za tri obtežne primere

- maksimalna osna sila in pripadajoči upogibni moment
- maksimalni upogibni moment in pripadajoča osna sila
- minimalna osna sila in pripadajoči upogibni moment

Namesto na dvoosni upogib lahko, kot dovolj natančen približek, računamo na enoosni upogib po formuli:

$$M_R = \sqrt{M_X^2 + M_Y^2},$$

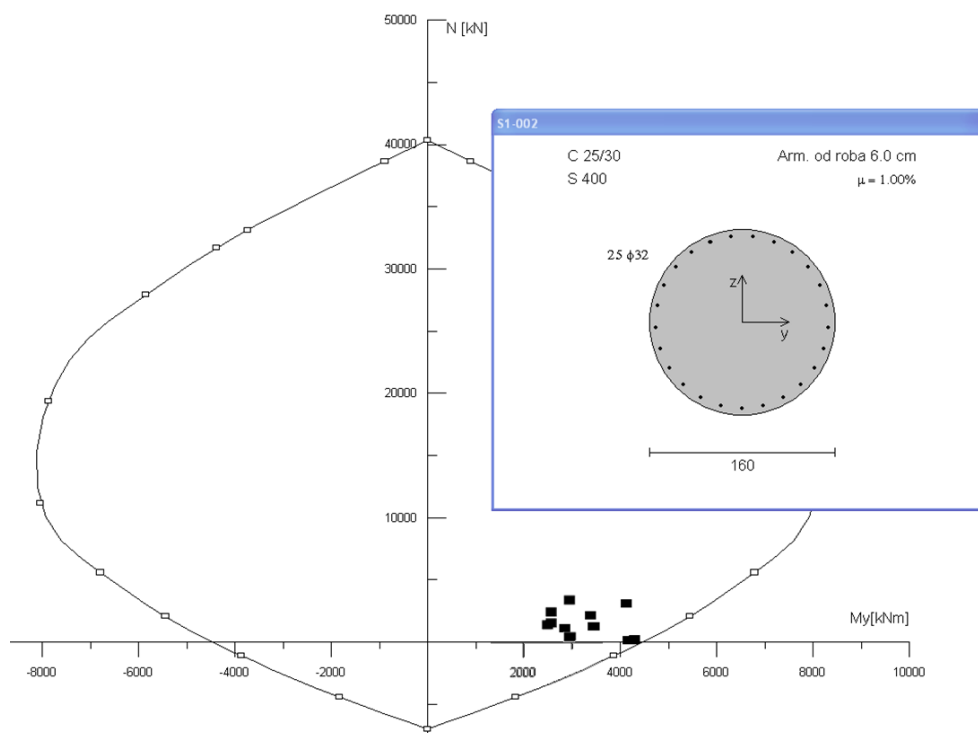
pri čemer sta M_X in M_Y kombinaciji upogibnih momentov (zaradi vpliva stalne in potresne obtežbe) okoli osi X oziroma Y. Pri kombinaciji potresnih obremenitev, ki hkratno nastopijo v različnih smereh, je upoštevan vpliv celotne potresne obtežbe v eni in 30 % potresne obtežbe v drugi smeri.

V preglednici 27 so izračunane mejne obremenitve za obravnavana prereza.

Preglednica 27: Osna in momentna obremenitev obeh kritičnih prerezov stebra

		PREREZ 1		PREREZ 2		
		N [kN]	MR [kNm]	N [kN]	MR [kNm]	
a.	$N_{\max}, M_{\text{prip}}$	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3097,2	4137,0	3431,5	2963,5
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2122,1	3394,9	2456,4	2586,5
b.	$M_{\max}, N_{\text{prip}}$	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	156,2	4301,2	490,5	2984,5
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1239,8	3455,6	1574,1	2593,7
c.	$N_{\min}, M_{\text{prip}}$	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	109,8	4166,7	444,1	2963,6
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1084,9	2854,3	1419,2	2512,7

Izračunane obremenitve so manjše od nosilnosti prereza, kar je vidno na sliki 53.



Slika 53: Interakcijski diagram prereza z vrisanimi obremenitvami

4.3.1.2 Računska nosilnost prereza

V analizi je bila uporabljena ocena efektivnega vztrajnostnega momenta stebra ($J_{eff, predp} = 0,070 \text{ m}^4$), ki jo je treba preveriti.

Nov efektivni vztrajnostni moment izračunamo po že znani formuli

$$J_{eff} = \frac{1,2 M_{Rd}}{E_c \Phi_Y},$$

kjer sta M_{Rd} in Φ_Y upogibna nosilnost prereza oziroma ukrivljenost na prevoju idealiziranega delovnega diagrama v primeru znane osne obremenitve. Prevojno točko idealiziranega (elasto-plastičnega) diagrama izračunamo z upoštevanjem predpostavke, da gre elastični del skozi točko tečenja prve armaturne palice (glej sliko 42).

Za primer, ko je prerez obremenjen z največjo osno silo ($N = 3431,5 \text{ kN}$ – glej preglednico 27), lahko s kontrolo ravnotežja izračunamo obremenitve in deformacije na meji tečenja oziroma meji nosilnosti. Po opisanem postopku lahko nato določimo nov efektivni vztrajnostni moment stebra.

$$M_y = 4665 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_{sy} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cy} = -1,164 \text{ ‰}$$

$$\underline{M_{rd}} = 6165 \text{ kNm}$$

$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy}}{d} = \frac{1,739 \text{ ‰} + 1,164 \text{ ‰}}{154 \text{ cm}} = 0,00188 \text{ m}^{-1}$$

$$\Phi_Y = \frac{M_{Rd}}{M_y} \Phi_y = \frac{6165 \text{ kNm}}{4635 \text{ kNm}} \cdot 0,00188 \text{ m}^{-1} = 0,0025 \text{ m}^{-1}$$

$$J_{eff} = \frac{1,2 M_{Rd}}{E_c \Phi_Y} = \frac{1,2 \cdot 6165 \text{ kNm}}{31 \text{ GPa} \cdot 0,0025 \text{ m}^{-1}} = 0,0955 \text{ m}^4 > J_{eff, predp}$$

Prerez razpoka manj, kot smo predpostavili v analizi. Zaradi nenatančne predpostavke so izračunane obremenitve manjše od dejanskih, ki pa utegnejo biti zato celo večje od nosilnosti prereza. Zato je treba celotno analizo ponoviti z novim (večjim) efektivnim vztrajnostnim momentom stebra. V nadaljevanju predpostavimo $J_{eff} = 0,096 \text{ m}^4$.

Ker povečamo vztrajnostni moment stebrov, se poveča togost celotne konstrukcije/modela. V programu Sap 2000 določimo nove pomike zaradi delovanja enotskih horizontalnih sil na modele.

Pomik modela v vzdolžni smeri:

$$u_{vz}' = 1,576 \cdot 10^{-05} \text{ m}$$

Togost konstrukcije v vzdolžni smeri:

$$K_{vz} = 2 \cdot (u_{vz}')^{-1} = 2 \cdot (1,576 \cdot 10^{-05} \text{ m})^{-1} = 2 \cdot 63451,8 = 126903,6 \text{ kN/m}$$

Pomik modela v prečni smeri:

$$u_{pr}' = 1,358 \cdot 10^{-05} \text{ m}$$

Togost konstrukcije v prečni smeri:

$$K_{pr} = 2 \cdot (u_{pr}')^{-1} = 2 \cdot (1,358 \cdot 10^{-05} \text{ m})^{-1} = 2 \cdot 73637,7 = 147275,4 \text{ kN/m}$$

Zaradi večje togosti modelov se povečajo tudi potresne sile:

Račun potresne sile v vzdolžni smeri

$$T_{vz} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK_{vz}}} = 2\pi \sqrt{\frac{8742,1 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 126903,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} = 0,527 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5 \text{ s} < T_{vz} = 0,527 \text{ s} < T_D = 2,0 \text{ s} \quad \mapsto \quad S_{d,vz}(T_{vz}) = \max\left(a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{vz}}\right]; \beta a_g\right)$$

$$a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T_{vz}}\right] = 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} \left[\frac{0,5}{0,527}\right] = 3,726 \text{ m/s}^2$$

$$\beta a_g = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,392 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,vz} = 3,726 \text{ m/s}^2$$

$$F_{vz} = \frac{G S_{d,vz}(T_{vz})}{g} = \frac{8742,1 \text{ kN} \cdot 3,726 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 3320,7 \text{ kN}$$

Model v vzdolžni smeri obremenimo le s polovico potresne sile, ki deluje na celotno konstrukcijo:

$$F_{vz,dej} = 0,5 \cdot F_{vz} = 0,5 \cdot 3320,7 \text{ kN} = 1660,4 \text{ kN}$$

Račun potresne sile v prečni smeri

$$T_{pr} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{gK_{pr}}} = 2\pi \sqrt{\frac{8742,1 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 147275,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} = 0,489 \text{ s}$$

$$T_{pr} = 0,489 \text{ s} < T_C = 0,5 \text{ s} \quad \mapsto \quad S_{d,pr}(T_{pr}) = a_g S \frac{2,5}{q} = 0,2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 3,924 \text{ m/s}^2$$

$$F_{pr} = \frac{G S_{d,pr}(T_{pr})}{g} = \frac{8742,1 \text{ kN} \cdot 3,924 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 3496,8 \text{ kN}$$

$$M_t = F_{pr} \cdot e = 3496,8 \text{ kN} \cdot 1,86 \text{ m} = 6504,1 \text{ kNm}$$

$$F_t = \frac{M_t}{16 \text{ m}} = \frac{6504,1 \text{ kNm}}{16 \text{ m}} = 406,4 \text{ kN}$$

Potresna sila na prečni model (prečni okvir) je enaka vsoti polovice prečne potresne sile na celotno konstrukcijo in sile F_t .

$$F_{pr,dej} = 0,5 \cdot F_{pr} + F_t = 0,5 \cdot 3496,8 \text{ kN} + 406,4 \text{ kN} = 2154,9 \text{ kN}$$

Vrednosti notranjih sil za oba prereza so prikazane v preglednicah 28 in 29.

Preglednica 28: Notranje količine (N , M_y , M_z) za tri obtežne količine na mestu prereza 1

Prerez 1	N [kN]	M_X [kNm]	M_Y [kNm]
Lastna teža	1599,6	$\pm 103,7$	$\pm 383,9$
Potres v vzdolžni smeri – A_{Ey}	$\pm 82,7$		$\pm 3073,3$
Potres v prečni smeri – A_{Ez}	$\pm 1580,4$	$\pm 4364,0$	

Preglednica 29: Notranje količine (N , M_y , M_z) za tri obtežne količine na mestu prereza 2

Prerez 2	N [kN]	M_X [kNm]	M_Y [kNm]
Lastna teža	1933,7	$\pm 6,2$	$\pm 24,2$
Potres v vzdolžni smeri – A_{Ey}	$\pm 82,7$		$\pm 2447,6$
Potres v prečni smeri – A_{Ez}	$\pm 1580,4$	$\pm 2801,0$	

Kombinacije vplivov stalne in potresne obtežbe so podrobneje obrazložene v poglavju 2.3.1.1, zato so v tem poglavju podani le končni rezultati – glej preglednico 30. V preglednici so poleg obremenitev navedene upogibne nosilnosti prerezov za pripadajoče osne obremenitve.

Preglednica 30: Osna in momentna obremenitev ter pripadajoča upogibna nosilnost

			N_{sd} [kN]	M_R [kNm]	M_{Rd} [kNm]
PREREZ 1	a. N_{max}, M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3204,8	4456,0	6072,3
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2156,5	3661,3	5622,8
	b. M_{max}, N_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	44,0	4654,7	4604,8
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1208,2	3734,8	5187,4
	c. N_{min}, M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	-5,6	4500,0	4579,4
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1042,7	3037,9	5106,3
PREREZ 2	a. N_{max}, M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3538,9	2895,9	6208,6
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2490,5	2608,7	5768,6
	b. M_{max}, N_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	378,1	2907,8	4774,7
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1542,3	2612,7	5349,2
	c. N_{min}, M_{prip}	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	328,5	2895,6	4749,6
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1376,8	2566,9	5269,4

Nosilnost prereza je prekoračena le v enem primeru (prerez 1, primer b – glej preglednico 30), in sicer za približno 1 %. Ker gre za minimalno prekoračitev nosilnosti, nam v skladu s standardom (SIST EN 1998-2:2006; ANNEX C, C3(2)) ni potrebno ponoviti analize. Poleg tega so v konkretnem primeru obremenitve najverjetneje močno na varni strani, saj je dejanska razpokanost dosti večja od predpostavljene (glej preglednico 31).

Po že opisanem postopku (1. del tega poglavja) so v spodnji preglednici dejanski efektivni vztrajnostni momenti za obravnavane primere. V vseh primerih je J_{eff} nižji oziroma enak predpostavljenemu, zato so obremenitve na varni strani.

Preglednica 31: Osne obremenitve in izračun pripadajočih efektivnih vztrajnostnih momentov stebra

		A_{Ed}	N_{sd} [kN]	M_y [kNm]	$-\epsilon_{cy}/\epsilon_{sy}$ [‰]	Φ_y [m ⁻¹]	J_{eff} [m ⁴]	
PREREZ 1	a.	N_{max}	$0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3204,8	4570,7	1,138/1,739	0,00248	0,0947
		M_{prip}	$A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2156,5	4120,5	1,016/1,739	0,00244	0,0892
	b.	M_{max}	$0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	44,0	3145,9	0,752/1,739	0,00237	0,0753
		N_{prip}	$A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1208,2	3694,6	0,901/1,739	0,00241	0,0834
	c.	N_{min}	$0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	-5,6	3121,8	0,746/1,739	0,00237	0,0749
		M_{prip}	$A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1042,7	3618,4	0,880/1,739	0,00240	0,0823
PREREZ 2	a.	N_{max}	$0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3538,9	4709,8	1,177/1,739	0,00250	0,0960
		M_{prip}	$A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2490,5	4266,3	1,055/1,739	0,00245	0,0910
	b.	M_{max}	$0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	378,1	3306,4	0,796/1,739	0,00238	0,0777
		N_{prip}	$A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1542,3	3846,7	0,942/1,739	0,00242	0,0855
	c.	N_{min}	$0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	328,5	3282,7	0,790/1,739	0,00238	0,0774
		M_{prip}	$A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1376,8	3771,7	0,922/1,739	0,00241	0,0845

4.3.1.2.1 Regularnost odziva konstrukcije

Vsi stebri obravnavane konstrukcije so popolnoma enaki in tudi enako obremenjeni, torej lahko sklepamo, da je konstrukcija regularna. (Za podrobnejšo razlago glej poglavje 2.3.1.2.1.)

4.3.1.3 Maksimalna (dejanska) nosilnost prereza

Dejansko nosilnost prereza dobimo, če računsko nosilnost pomnožimo s faktorjem dodatne nosilnosti γ_0 , kjer je upoštevan vpliv materialnih varnostnih faktorjev pri izračunu računske nosilnosti. Izračunamo ga po enačbi

$$\gamma_0 = 1,35 \cdot K = 1,35 \cdot \left(1 + 2 \left(\frac{N_{ed}}{A_c f_{ck}} - 0,1\right)^2\right)$$

V preglednicah 26 in 27 so po opisanem postopku izračunane dejanske nosilnosti prereza 1 in 2 za obravnavane obtežne kombinacije.

Preglednica 32: Osne obremenitve in pripadajoče maksimalne nosilnosti

		N_{sd} [kN]	$\eta_k = N_{sd}/(A_c f_{ck})$	$\gamma_0 = K \cdot 1,35$	$M_o = \gamma_0 M_{Rd}$ [kNm]	
PREREZ 1	a.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3204,8	0,06376	$1 \cdot 1,35 = 1,35$	8197,7
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2156,5	0,04290		7590,8
	b.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	44,0	0,00088	$1 \cdot 1,35 = 1,35$	6216,5
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1208,2	0,02404		7003,0
	c.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	-5,6	-0,00011	$1 \cdot 1,35 = 1,35$	6182,2
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1042,7	0,02074		6893,5
PREREZ 2	a.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	3538,9	0,07040	$1 \cdot 1,35 = 1,35$	8381,7
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	2490,5	0,04955		7787,6
	b.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	378,1	0,00752	$1 \cdot 1,35 = 1,35$	6445,8
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1542,3	0,03068		7221,4
	c.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	328,5	0,00654	$1 \cdot 1,35 = 1,35$	6411,9
		$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	1376,8	0,02739		7113,7

Zaradi razmeroma majhne višine stebrov je armatura vzdolž celotnega stebra enaka. Zato vzdolžne armature zunaj plastičnih členkov ne dimenzioniramo.

4.3.2 Strižno dimenzioniranje stebra

4.3.2.1 Projektna prečna obremenitev

Za določitev projektne prečne obremenitve je potrebno v primeru delno duktilne konstrukcije učinke projektnega potresnega vpliva pomnožiti s faktojem obnašanja q , ki smo ga upoštevali v linearni analizi ($q = 1,5$). Drugače povedano, upoštevati moramo strižne sile, ki ustrezajo nereduciranim potresnim silam.

Preglednica 33: Določevanje projektne strižne sile

		$M_{R,1}$ [kNm]	$M_{R,2}$ [kNm]	$V_d' = (M_{R,1} + M_{R,2})/H$ [kN]	$V_d = V_d' \cdot q$ [kN]
a.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	4456,0	2895,9	1105,5	1658,3
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	3661,3	2608,7	942,9	1414,3
b.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	4654,7	2907,8	1137,2	1705,8
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	3734,8	2612,7	954,5	1431,8
c.	$A_{Ed} = 0,3A_{Ex} + A_{Ey}$	4500,0	2895,6	1112,1	1668,2
	$A_{Ed} = A_{Ex} + 0,3A_{Ey}$	3037,9	2566,9	842,8	1264,3

4.3.2.2 Strižna nosilnost prereza

Izračun nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

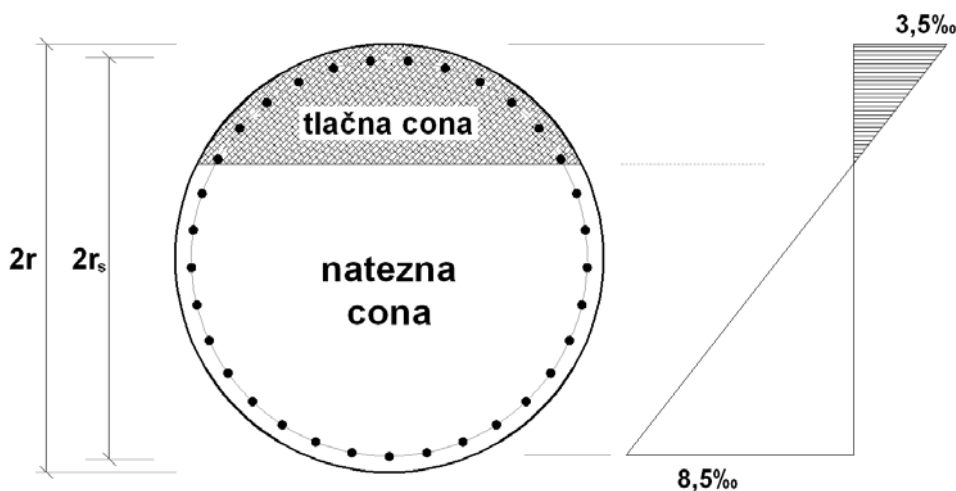
kjer so

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{129,3 \text{ cm}^2}{97,2 \text{ cm} \cdot 127,1 \text{ cm}} = 0,01 < 0,02 \quad \mapsto \quad \rho_1 = 0,01$$

$$A_{sl} \quad \text{ploščina prereza natezne armature} \quad (A_{sl} = n \cdot S_{\Phi 28} = 21 \cdot (2,8 \text{ cm})^2 \cdot \pi/4 = 129,3 \text{ cm}^2)$$

V primeru, ko je osna sila največja, je deformacijsko stanje po prerezu takšno, kot kaže slika 54. V tem primeru je v natezni coni 16 palic ($n = 16$).



Slika 54: Stanje deformacij v prerezu v primeru, ko je tlačna cona največja

V krožnih prerezih s polmerom r , v katerem je vzdolžna armatura razporejena po obodu z radijem r_s , se efektivna višina prereza (d) določi kot (SIST EN 1998-2:2006; 5.6.3.3. (2)):

$$d = d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} = 80\text{cm} + \frac{2 \cdot 74\text{cm}}{\pi} = 127,1\text{cm} = 1271\text{mm}$$

Ustrezna širina prečnega prereza (b_w) se izračuna po formuli

$$b_w = \sqrt{R^2 - d^2} = \sqrt{(160\text{cm})^2 - (127,1\text{cm})^2} = 97,2\text{cm} = 972\text{mm},$$

kjer je upoštevano, da pravokotnik s stranicama d in b_w včrtamo krožnemu prerezu.

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/1271} = 1,40 \leq 2,0$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{3539 \text{ kN}}{20106 \text{ cm}^2} = 1,76 \text{ MPa} < 0,2f_{cd} = 3,33 \text{ MPa} \quad \mapsto \quad \sigma_{cp} = 1,76 \text{ MPa}$$

N_{ed} (izbrana je največja osna obremenitev prereza – $N_{ed} = 3539 \text{ kN}$)

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,40 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,76 \right] \cdot \frac{972 \cdot 1271}{1000} = 933,0 \text{ kN}$$

Da preprečimo krhko strižno porušitev elementa, je treba strižno nosilnost betonskega prereza $V_{Rd,c}$ deliti z dodatnim varnostnim faktorjem γ_{Bd1} . V skladu z Nacionalnim dodatkom je v Sloveniji predpisana vrednost tega faktorja $\gamma_{Bd1} = 1,25$.

Z varnostnim faktorjem reducirana nosilnost betonskega prereza tako znaša:

$$\frac{V_{Rd,c}}{\gamma_{Bd}} = \frac{933,0 \text{ kN}}{1,25} = 746,4 \text{ kN} < V_d = 1705,8 \text{ kN}$$

Beton torej ne more prenesti strižne obremenitve ($V_d > V_{Rd,c} / \gamma_{Bd}$), zato je treba dodati stremena, ki bodo prevzela celotno prečno obremenitev (SIST EN 1992-1-1: 2005; 6.2.3).

Tudi strižno nosilnost stremenske armature ($V_{Rd,s}$) je treba reducirati s faktorjem γ_{Bd} .

$$V_{Rd,s} \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} = \left(\frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} > V_d ,$$

kjer so

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 127,1 \text{ cm} = 114,4 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_{sw}}{s} > \frac{V_d}{z f_{ywd}} \cdot \gamma_{Bd} = \frac{1705,8 \text{ kN}}{114,4 \text{ cm} \cdot 34,8 \text{ kN/cm}^2} \cdot 1,25 = 0,536 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Potrebna strižna armatura znaša $0,536 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Izberemo dvostrizna stremena $\Phi 16/7 \text{ cm}$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (1,6 \text{ cm})^2}{4} \right)}{7 \text{ cm}} = 0,574 \text{ cm}^2/\text{cm} > 0,536 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Preveriti je treba tudi nosilnost betonske tlačne diagonale ($V_{Rd,max}$), reducirane s faktorjem γ_{Bd} (SIST EN 1992-1-1:2005; 6.2.3.).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \vartheta_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 1 \cdot 0,972 \text{ m} \cdot 1,14 \text{ m} \cdot 0,54 \cdot \frac{16,7 \text{ MPa}}{1+1} = 4996,3 \text{ kN} ,$$

kjer je

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$\vartheta_1 = \vartheta = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1, \text{ tg } \theta = 1$$

$$V_{Rd,max} \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} = 4996,3 \text{ kN} \cdot \frac{1}{1,25} = 3997,1 \text{ kN} > V_d = 1705,8 \text{ kN}$$

Kontroli nosilnosti tlačne diagonale je zadoščeno.

Ker je strižna obremenitev konstantna po celotnem stebri, je po celotni višini konstanten tudi potek stremen.

4.3.3 Račun objetja v kritičnih območjih stebrov

Standard pravi, da nam v primeru, ko normirana osna sila ne preseže vrednosti 0,08 (v obravnavanem primeru je tako v vseh obtežih primerih – glej preglednico 32), armature objetja ni potrebno računati. V tem primeru je namreč duktilnost prereza dana sama po sebi in je zato ni treba zagotavljati z objetjem.

4.4 Pomiki

Celotni pomik konstrukcije izračunamo s kombinacijo projektne pomika pri potresu (d_E), pomika zaradi stalnih ali kvazistalnih dolgotrajnih obtežb (d_G) in pomika zaradi temperaturne obtežbe (d_T):

$$d_{Ed} = d_E + d_G + d_T$$

Podrobneje bomo obravnavali le **projektni pomik** d_E , ki ga določimo po formuli

$$d_E = \pm \eta \cdot \mu_d \cdot d_{Ee} ,$$

kjer je

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1,0 \geq 0,55 \quad (\xi = 5\%)$$

$$\mu_d = \begin{cases} q & , \text{ če } T > T_0 = 1,25 T_C \\ ((q - 1)T_0/T + 1 \leq 5q - 4 & , \text{ če } T < T_0 = 1,25 T_C \end{cases}$$

V obravnavanem primeru sta nihajna časa v vzdolžni in prečni smeri enaka $T_{vz} = 0,527$ s oziroma $T_{pr} = 0,489$ s. Oba nihajna časa sta manjša od $T_0 = 1,25 T_C = 1,25 \cdot 0,5$ s = 0,625 s, torej je faktor duktilnosti za pomike (μ_d) v obeh smereh večji od $q = 1,5$.

Projektni pomik d_E v vzdolžni smeri je torej enak.

$$\mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 = 0,5 \frac{0,625s}{0,527s} + 1 = 1,59 \leq 5q - 4 = 3,5$$

$$d_{Ee,vz} = \frac{F_{vz,dej}}{K_{vz}/2} = \frac{1660,4 \text{ kN}}{63451,8 \text{ kN/m}} = 2,62 \text{ cm}$$

$$d_{E,vz} = \mu_d \cdot d_{Ee,vz} = 1,59 \cdot 2,62 \text{ cm} = 4,16 \text{ cm}$$

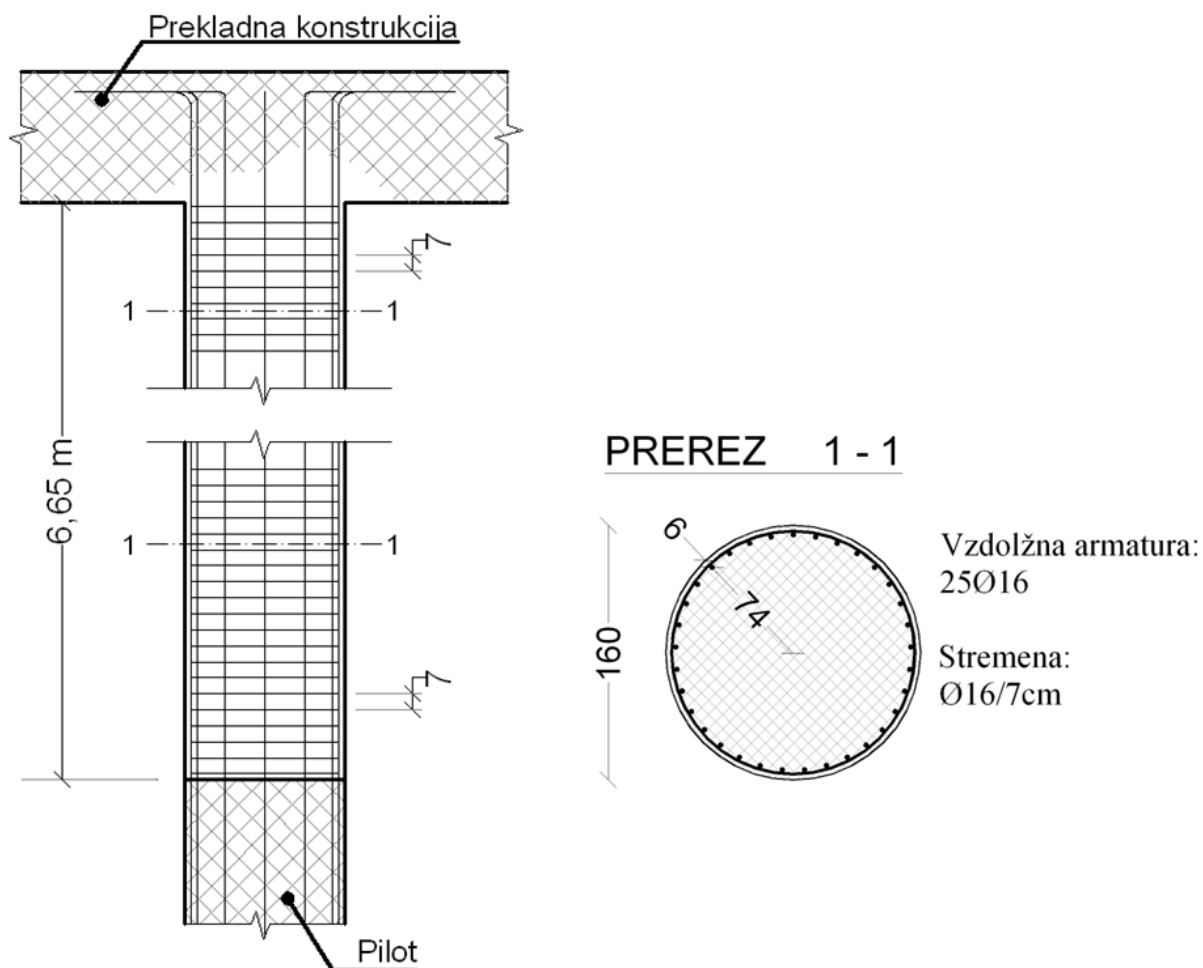
Podobno izračunamo v prečni smeri

$$\mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 = 0,5 \frac{0,625s}{0,489s} + 1 = 1,64$$

$$d_{Ee,pr} = \frac{F_{pr,dej}}{K_{pr}/2} = \frac{2154,9 \text{ kN}}{73637,7 \text{ kN/m}} = 2,93 \text{ cm}$$

$$d_{E,pr} = \mu_d \cdot d_{Ee,pr} = 1,64 \cdot 2,93 \text{ cm} = 4,80 \text{ cm}$$

4.5 Skica armature v stebri



Slika 55: Skica armature v stebri

5 NELINEARNA ANALIZA POTRESNE OBTEŽBE DELNO DUKTILNE KONSTRUKCIJE V PREČNI SMERI

Odziv mostov pri potresni obtežbi največkrat ocenjujemo s pomočjo elastičnih metod (obravnavano v poglavjih 2 in 3), čeprav je ta odziv velikokrat izrazito nelinearen. Zato je lahko takšna ocena potresnega odziva precej groba, v posameznih primerih pa tudi popolnoma različna od dejanske. Tak primer so neregularni mostovi, kjer tečenje ne nastopi v vseh duktilnih elementih (stebrih) hkrati. Razmerja med togostmi stebrov so lahko v tem primeru v različnih fazah odziva precej drugačna, kot jih upoštevamo v elastični analizi, kar pomeni, da so lahko vplivi v konstrukciji razporejeni občutno drugače, kot je to ocenjeno z elastično analizo. Za analizo take konstrukcije so potrebne nelinearne metode.

Na voljo je več nelinearnih metod. Najboljšo oceno potresnega odziva lahko v večini primerov dobimo s pomočjo nelinearne analize časovnega odziva. To je nelinearna dinamična metoda, ki pa je še vedno zapletena za uporabo v vsakdanji praksi. Za njeno pravilno uporabo je potrebno imeti ustrezen specializiran program in precej izkušenj na področju modeliranja nelinearnega dinamičnega obnašanja konstrukcij ter tudi veliko izkušenj pri pravilni izbiri akceleroграмov, s katerimi upoštevamo potresno obtežbo.

Bolj enostavno nelinearno potresno analizo konstrukcij omogočajo različne poenostavljene metode. Med najbolj enostavnimi in najbolj uporabljenimi je N2 metoda [Fajfar, 2002], katere različica je vključena v standarda Evrokod 8/1 [CEN 2004] in Evrokod 8/2 [CEN 8/2]. Razvil jo je prof. Fajfar s sodelavci na IKPIR-u.

N2 metoda (N pomeni nelinearen, 2 pa predstavlja dva matematična modela – MDOF in SDOF) vključuje dve vrsti analize: a) nelinearno statično analizo bolj natančnega modela konstrukcije, kjer je upoštevano več prostostnih stopenj (MDOF model) in b) nelinearno dinamično analizo poenostavljenega modela konstrukcije, kjer je upoštevana le ena prostostna stopnja (SDOF model). Uporabna je tako za projektiranje novih konstrukcij kot tudi za oceno obnašanja že obstoječih. Ker je metoda nelinearna, morajo biti pred začetkom računa znane

vse bistvene značilnosti konstrukcije. Pri novih objektih morajo biti tako določene togosti in nosilnosti vseh elementov konstrukcije.

Z N2 metodo se nelinearna potresna analiza bistveno poenostavi, zaradi česar ima tudi omejitve. Primerna je predvsem za analizo konstrukcij, kjer ni velikega vpliva višjih nihajnih oblik. Metoda je dovolj natančna takrat, ko na odziv mostu dominantno vpliva le ena nihajna oblika, katere efektivna masa znaša vsaj 80 % celotne mase konstrukcije. V splošnem je bolj uporabna za analizo krajših mostov (mostovi do dolžine 500 m).

5.1 Opis modela (mdof model)

Nelinearno analizo bomo naredili za primer delno duktilne konstrukcije (analizirana z elastično metodo v 4. poglavju), in sicer le za vpliv potresa v prečni smeri. Ker je konstrukcija regularna (glej poglavje 0), je pričakovati podobne rezultate, kot smo jih dobili z elastično analizo.

Pri elastični analizi uporabljen model v vzdolžni smeri dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije (v obravnavanem primeru so to stebri). Element najenostavneje razširimo v nelinearno območje tako, da uvedemo dva plastična členka na obeh koncih elementa in za vsak členek določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom ($M-\theta$ odnos – glej poglavje 5.1.1).

Vpliv temeljenja modeliramo z nihajkami, kar je podrobneje opisano v poglavju 3.1.1.1.1. Ploščine nihajk izračunamo po enačbi (1).

Ploščina zgornjih nihajk:

$$A_{N,zg} = \frac{K_{Z, \text{plast } 1} A_Z L}{E_{N,C25/30}} = \frac{40000 \text{ kN/m}^3 \left(1,60\text{m} \cdot \frac{3,4 \text{ m}}{3}\right) \cdot 1\text{m}}{31 \text{ GPa}} = 2,340 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

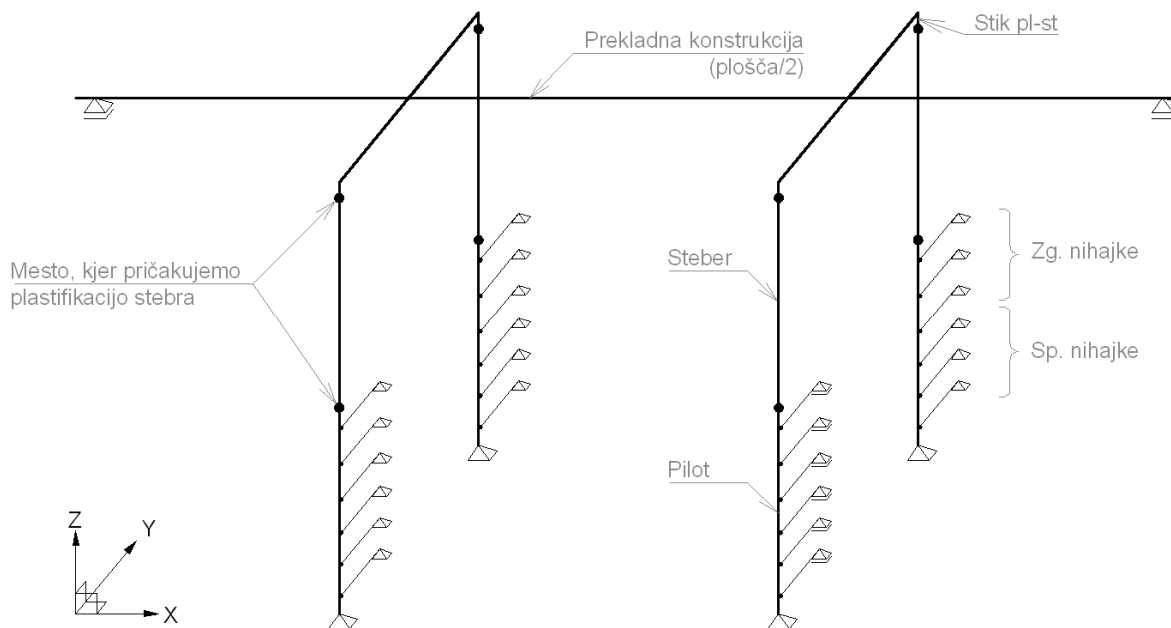
Ploščina spodnjih nihajk:

$$A_{N,sp} = \frac{K_{Z, \text{plast } 2} A_Z L}{E_{N,C25/30}} = \frac{150000 \text{ kN/m}^3 \left(1,60\text{m} \cdot \frac{3,0 \text{ m}}{3}\right) \cdot 1\text{m}}{31 \text{ GPa}} = 7,742 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Preglednica 34: Karakteristike elementov prostorskega modela za nelinearno analizo

	A [m ²]	E [kN/m ²]	G [kN/m ²]	I _x [m ⁴]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]
Plošča	7,20	3,3·10 ⁷	1,24·10 ⁷	0,00*	0,258	77,0
Stik pl-st	20,11	3,1·10 ⁷	1,16·10 ⁷	6,43	3,22	3,22
Steber	2,01	3,1·10 ⁷	1,16·10 ⁷	0,643	0,322	0,322
Pilot	2,01	3,1·10 ⁷	1,16·10 ⁷	0,643	0,322	0,322
Zg. nihajke	2,340·10 ⁻³	3,1·10 ⁷	1,16·10 ⁷	/	/	/
Sp. nihajke	7,742·10 ⁻³	3,1·10 ⁷	1,16·10 ⁷	/	/	/

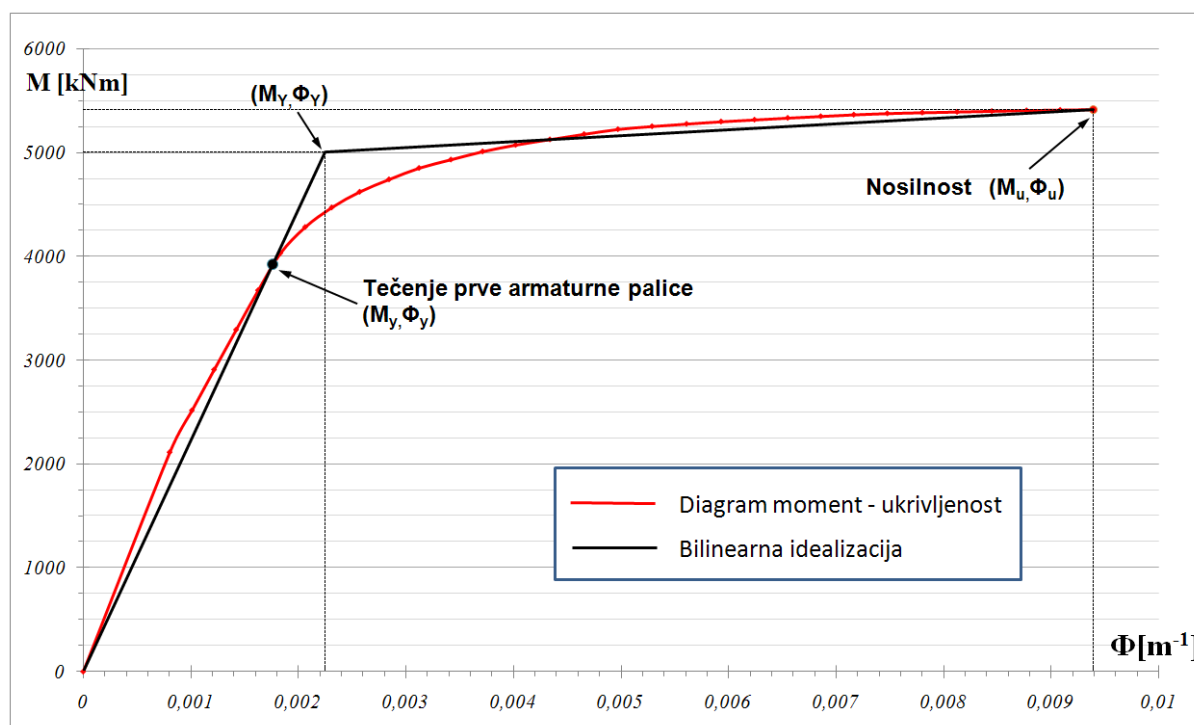
* Za odprte prečne prereze in plošče se torzijska togost zanemari (SIST EN 1998-2:2006; 2.3.6.1(4))



Slika 56: Prostorski model konstrukcije (z modelom je zajeta le polovica celotne konstrukcije)

5.1.1 Določanje odnosa M-θ

S programom Dias izračunamo delovni diagram prereza (Prerez: R = 160cm; Armatura: 33Φ28) in ga idealiziramo z bilinearnim, pri čemer upoštevamo enakost ploščin pod diagramoma.



Slika 57: Idealizacija delovnega diagrama prereza stebra z bilinearnim diagramom

Iz zgornjega diagrama odčitamo vrednost prevojne točke idealiziranega diagrama (M_Y, Φ_Y) ter točke na meji nosilnosti:

Prevojna točka: $M_Y = 5008,0 \text{ kNm}; \quad \Phi_Y = 0,00225 \text{ m}^{-1}$

Meja nosilnosti: $M_u = 5412,7 \text{ kNm}; \quad \Phi_u = 0,00940 \text{ m}^{-1}$

Za določitev odnosa moment-zasuk potrebujemo tudi vrednosti v trenutku, ko beton razpoka. Do tega trenutka se prerez obnaša linearno, tj. napetosti so linearno razporejene po prerezu. Ko pa napetosti na nateznem robu prereza dosežejo vrednost f_{ctm} , beton razpoka.

Iz enačbe

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_{ctm} \quad (50)$$

izpeljemo izraz za upogibni moment na meji prvih razpok (M_{cr}):

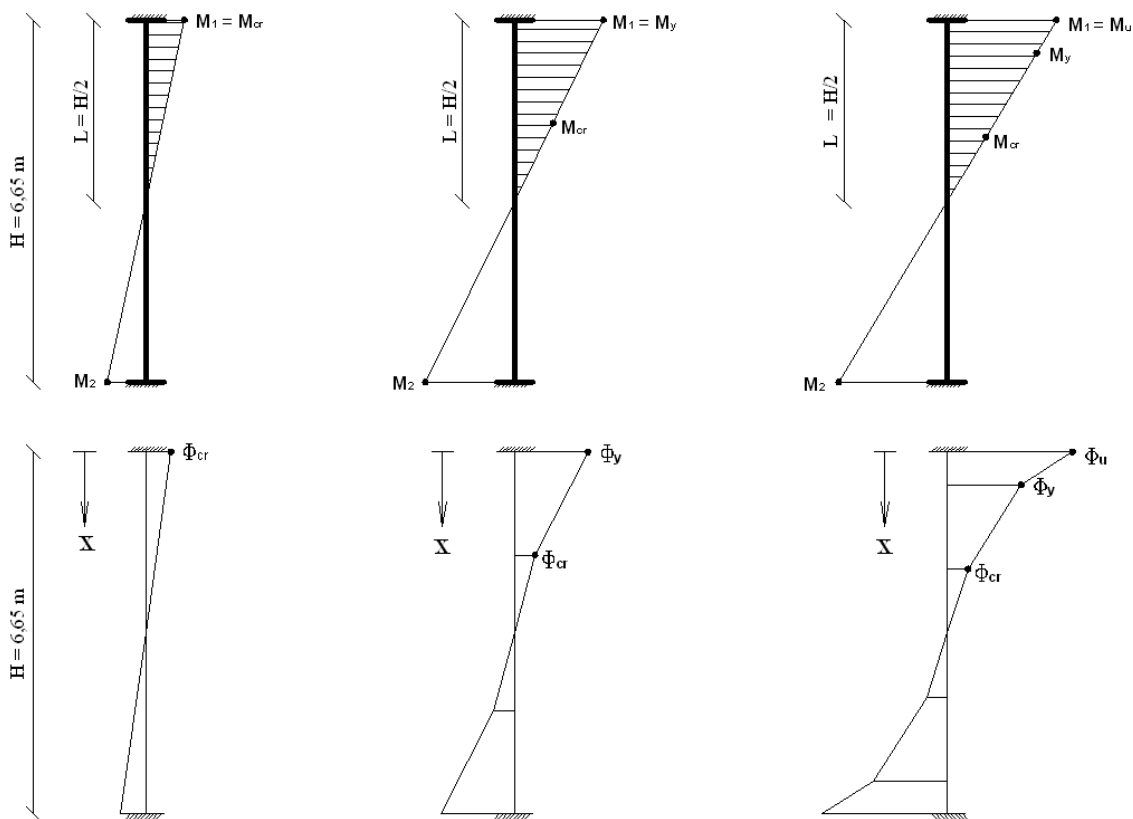
$$M_{cr} = \left(f_{ctm} + \frac{N}{A} \right) W = \left(0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + \frac{1650 \text{ kN}}{20106,2 \text{ cm}^2} \right) 402123,9 \text{ cm}^3 = 1375,5 \text{ kNm}$$

Ukrivljenost določimo po naslednji enačbi:

$$\Phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI} = \frac{1375,5 \text{ kNm}}{3,10 \cdot 10^7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,3217 \text{ m}^4} = 1,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} = 0,0138 \text{ cm}^{-1} \quad (51)$$

Zasuk elementa izračunamo z vzdolžno integracijo ukrivljenosti vzdolž elementa do mesta, kjer je upogibni moment enak 0. V primeru obravnvanih stebrov, predpostavimo simetričen potek momentov in je zato dolžina od plastičnega členka do točke, kjer je upogibni moment enak 0, enaka polovici celotne višine stebra. To velja za oba plastična členka (na vrhu in na dnu stebra).

$$L = \frac{H}{2} = \frac{6,65\text{ m}}{2} = 3,325\text{ m}$$



Slika 58: Določitev trilinearne ovojnice histereze moment-zasuk za členek na vrhu stebra

Ko integrale vzdolž stebra (do polovice stebra) poenostavimo, dobimo:

- zasuk stebra na meji prvih razpok

$$\theta_{cr} = \frac{\Phi_{cr}L}{3} \tag{52}$$

- zasuk stebra na meji tečenja armature

$$\theta_y = \frac{L}{6} \left(2\Phi_y + \left(1 + \frac{M_{cr}}{M_y} \right) \left(\Phi_{cr} - \frac{M_{cr}}{M_y} \Phi_y \right) \right) = \tag{53}$$

kjer je

L razdalja med plastičnim členkom in ničelno točko momentne linije

Mejno vrednost zasuka izračunamo po poenostavljenem izrazu, predlaganem v EC8/2 (SIST EN 1998-2:2006; E.3.2):

$$\theta_u = \theta_y + \lambda \theta_{p,u} = \theta_y + \lambda(\Phi_u - \Phi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (54)$$

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_s, \quad (55)$$

kjer je

L_p dolžina plastičnega členka

f_{yk} (v MPa)

d_s premer vzdolžnih armaturnih palic

$$\lambda = \begin{cases} \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}, & \text{če } 1,0 \leq \alpha_s = \frac{L}{d} \leq 3,0 \quad (d \dots \text{statična višina prereza)} \\ 1, & \text{če drugače} \end{cases}$$

Na podan način izračunamo trilinearno-histerezo ovojnico moment-zasuk ($M-\theta$) za oba členka:

$$L = 3,325 \text{ m}$$

$$L_p = 0,10L + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot d_s = 0,10 \cdot 3,325 \text{ m} + 0,015 \cdot 400 \cdot 0,028 \text{ m} = 0,5005 \text{ m}$$

V krožnih prerezih s polmerom r , v katerem je vzdolžna armatura razporejena po obodu z radijem r_s , se efektivna višina prereza (d) določi kot (SIST EN 1998-2:2006; 5.6.3.3. (2)):

$$d = d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} = 80 \text{ cm} + \frac{2 \cdot 74 \text{ cm}}{\pi} = 127,1 \text{ cm}$$

$$\alpha_s = \frac{L}{d} = \frac{3,325 \text{ m}}{1,27 \text{ m}} = 2,62 < 3,0 \quad \Rightarrow \quad \lambda = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} = \sqrt{\frac{2,62}{3}} = 0,934$$

Meja prvih razpok

$$M_{cr} = 1375,5 \text{ kNm}$$

$$\theta_{cr} = \frac{\Phi_{cr}L}{3} = \frac{1,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} \cdot 3,325 \text{ m}}{3} = 1,529 \cdot 10^{-4}$$

Meja tečenja armature

$$M_y = 5008,0 \text{ kNm}$$

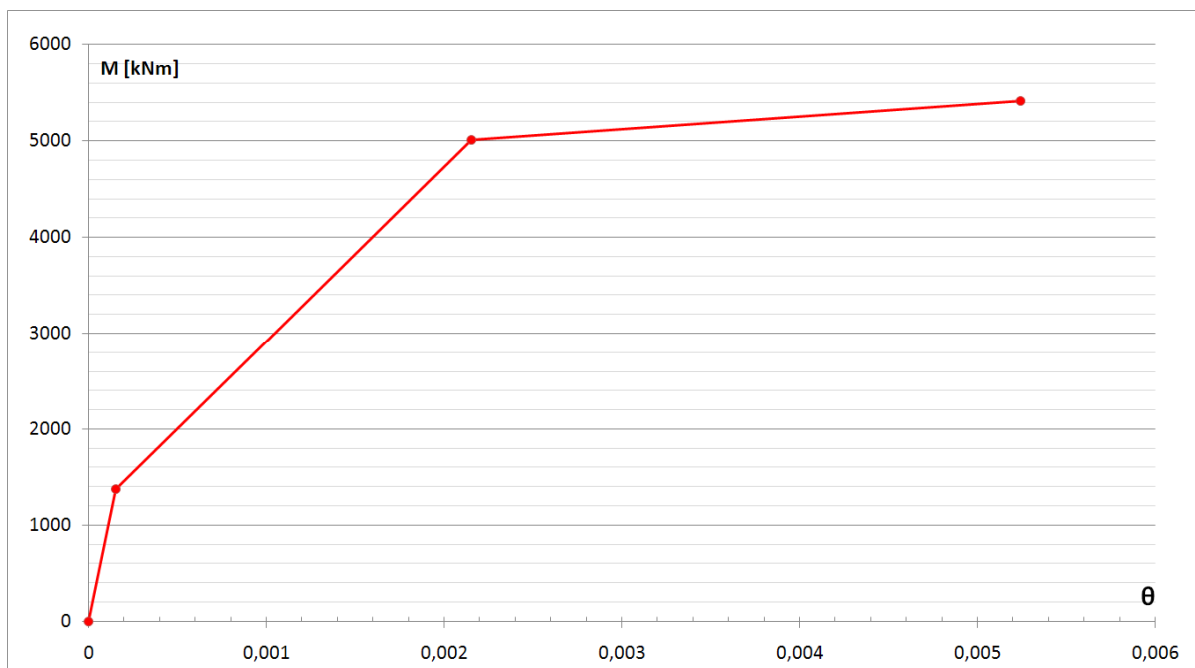
$$\begin{aligned} \theta_y &= \frac{L}{6} \left(2\Phi_y + \left(1 + \frac{M_{cr}}{M_y} \right) \left(\Phi_{cr} - \frac{M_{cr}}{M_y} \Phi_y \right) \right) = \\ &= \frac{3,325}{6} \left(2 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3} + \left(1 + \frac{1375,5}{5008,0} \right) \left(1,38 \cdot 10^{-4} - \frac{1375,5}{5008,0} \cdot 2,25 \cdot 10^{-3} \right) \right) = 2,154 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Meja nosilnosti

$$M_{cr} = 5412,7 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \theta_u &= \theta_y + \lambda \theta_{p,u} = \theta_y + \lambda (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) = \\ &= 2,154 \cdot 10^{-3} + 0,934 \cdot (0,0094 - 0,00249) \cdot 0,501 \cdot \left(1 - \frac{0,501}{2 \cdot 3,325} \right) = 5,242 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Iz izračunanih podatkov lahko narišemo trilinearno histerezno ovojnico moment-zasuk (glej sliko 59).



Slika 59: Histerezna ovojnica obeh plastičnih členkov

5.2 Nelinearna statična (»pushover«) analiza

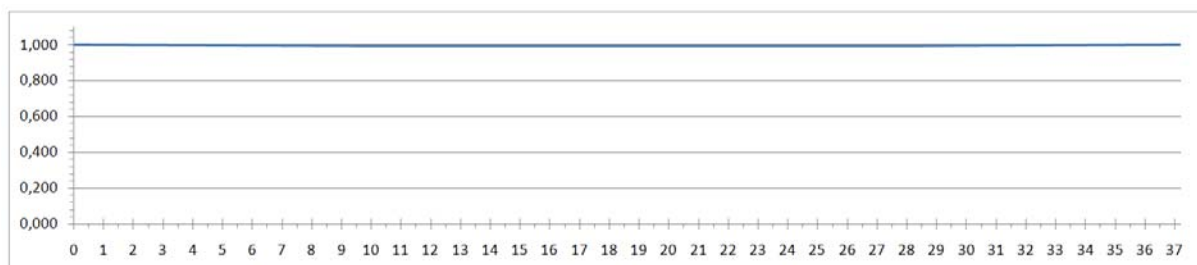
Nelinearno statično (»pushover«) analizo naredimo tako, da MDOF model konstrukcije obremenimo z vodoravno statično obtežbo, ki jo postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije. Vodoravna statična obtežba simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Pri določeni velikosti statične obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja togosti tega elementa ter celotne konstrukcije. Pri nadaljnjem povečevanju obtežbe se postopoma pojavi tečenje tudi v drugih elementih. Togost konstrukcije se postopno zmanjšuje, dokler ne pride do plastičnega mehanizma.

Pri določitvi zveze med silami in pomiki moramo predpostaviti razpored horizontalnih sil (inercialnih sil), s katerimi obremenimo konstrukcijo. V primeru mostov sta v standardu EC8/2 (SIST EN 1998-2:2006; H.2) predlagani naslednji dve porazdelitvi sil vzdolž prekladne konstrukcije: a) konstanten razpored, b) razpored sil, ki je proporcionalen 1. nihajni obliki konstrukcije v elastičnem (začetnem) stanju.

V splošnem je priporočljivo, da se pri analizi uporabita dve različni porazdelitvi in se upošteva ovojnica ustreznih rezultatov.

S programom Sap2000 smo preverili nihajne oblike konstrukcije ter ugotovili naslednje:

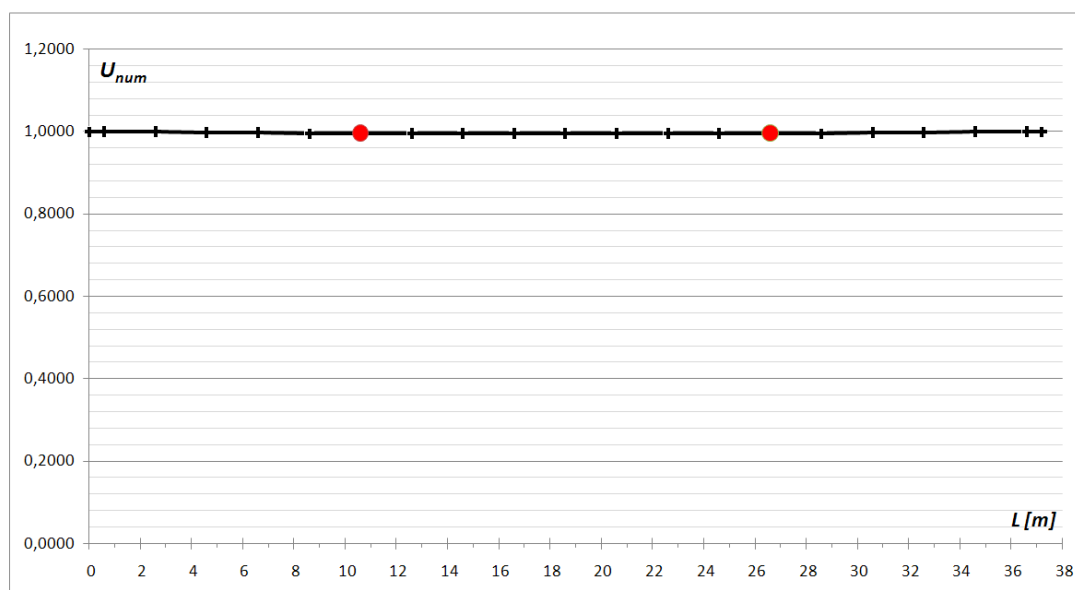
- efektivna masa 1. nihajne oblike v prečni smeri znaša 92,8 %, kar je več od minimalne meje, pri kateri je analiza z N2 metodo še primerna za uporabo ($m_{\text{eff}} \geq 80 \%$)
- 1. nihajno obliko predstavlja praktično enakomeren pomik prekladne konstrukcije po vsej dolžini (glej sliko 60). Razmerje med minimalnim pomikom (na sredini prekladne konstrukcije) in maksimalnim pomikom (nad opornikoma) znaša le 0,992.



Slika 60: 1. nihajna oblika (normirana)

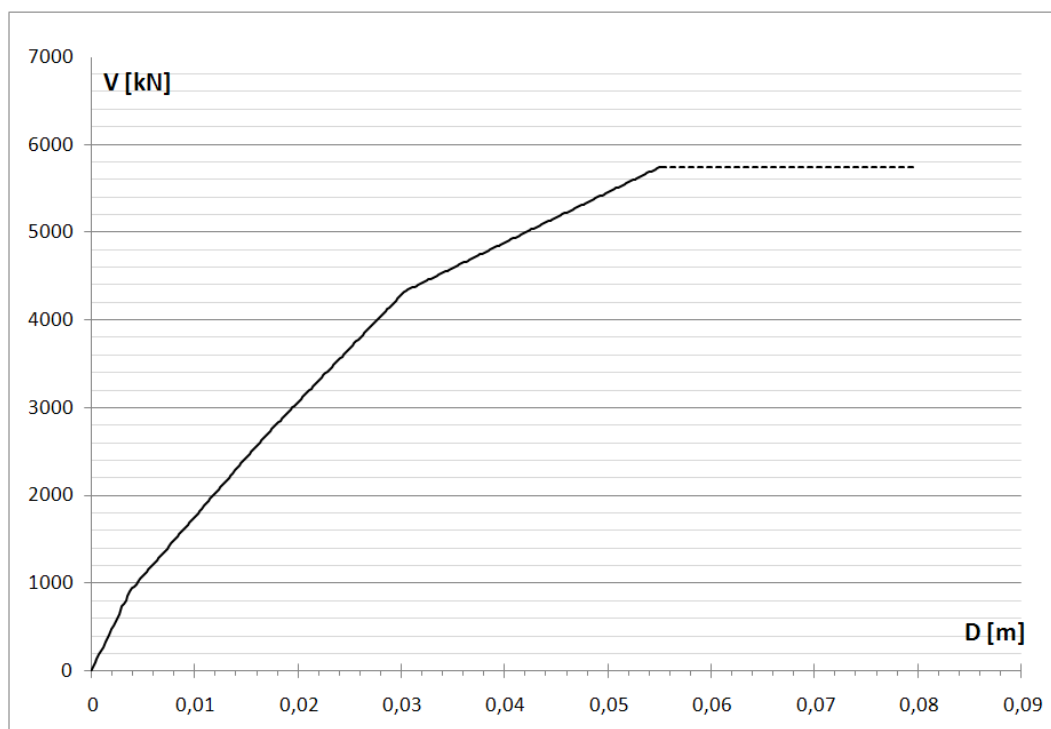
Sklepamo, da je razpored sil, ki je proporcionalen 1. nihajni obliki konstrukcije, enak konstantnemu razporedu sil. Horizontalno obremenitev, s katero obremenimo konstrukcijo, zato enakomerno razporedimo vzdolž preklade.

Z nelinearno statično analizo pri postopoma naraščajoči obtežbi izračunamo odnos med obtežbo (vsota prečnih sil v vseh stebrih in opornikih – V) in pomikom (D) za celotno konstrukcijo. V mostovih kot točko, v kateri spremljamo pomike, izberemo točko maksimalnega pomika prekladne konstrukcije. Takšna izbira točke je lahko različna od predlagane v standardu EC8/2 (SIST EN 1998-2:2006; H.1), ki predlaga, da se pomik spremlja v centru mas konstrukcije, ki je običajno na sredini ali zelo blizu sredine prekladne konstrukcije.



Slika 61: Normiran pomik prekladne konstrukcije v pushover analizi

Na sliki 61 je razvidno, da se plošča minimalno ukloni. Razmerje med maksimalnim (nad opornikoma) in minimalnim pomikom v plošči (v središču prekladne konstrukcije) znaša le 1,006.



Slika 62: Odnos med obtežbo in pomikom celotne konstrukcije

5.3 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo

V analizi bomo uporabili spektre odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo. Zato moramo sistem z več prostostnimi stopnjami prevesti na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo. Postopek, ki je znan iz dinamike konstrukcije za linearne sisteme (glej npr. Fajfar, 1984), razširimo na nelinearne sisteme in po krajši izpeljavi (glej Fajfar, 2000) dobimo enačbi za pretvorbo sil in pomikov

$$F^* = V/\Gamma, \quad D^* = D/\Gamma, \quad (56), (57)$$

kjer sta F^* in D^* sila in pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, Γ je faktor za pretvorbo, ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko Φ in od razporeditve mas.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (58)$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (59)$$

$Z m^*$ je označena masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Iz enačb (56) in (57) sledi, da velja enaka pretvorba za sile in pomike. To pomeni, da ostane oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ohranjena, ohranijo se togosti in nihajni čas. Za ekvivalenten SDOF sistem velja torej isti diagram obtežba – deformacija kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno. V enačbah je upoštevano, da je deformacijska oblika Φ normirana tako, da znaša maksimalni pomik $\Phi_n = 1$.

Preglednica 35: Delne mase m_i , normirani pomiki Φ_i , predpostavljene prečne obremenitve F_i ; izračun mase m^* SDOF sistema ter faktorja Γ

i	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	0	0,6	2,6	4,6	6,6	8,6	10,6	12,6
Φ_i	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
m_i [t]	6,51	28,21	43,41	43,41	43,41	43,41	76,83	43,41
$F_i = m_i \Phi_i$	6,51	28,20	43,35	43,30	43,26	43,22	76,45	43,17
$m_i \Phi_i^2$	6,51	28,20	43,29	43,20	43,11	43,03	76,06	42,93
i	9	10	11	12	13	14	15	16
x [m]	14,6	16,6	18,6	20,6	22,6	24,6	26,6	28,6
Φ_i	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
m_i [t]	43,41	43,41	43,41	43,41	43,41	43,41	76,83	43,41
$F_i = m_i \Phi_i$	43,15	43,15	43,14	43,15	43,15	43,17	76,45	43,22
$m_i \Phi_i^2$	42,90	42,89	42,88	42,89	42,90	42,93	76,06	43,03
i	17	18	19	20	21			
x [m]	30,6	32,6	34,6	36,6	37,2			
Φ_i	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
m_i [t]	43,41	43,41	43,41	28,21	6,51			
$F_i = m_i \Phi_i$	43,26	43,30	43,35	28,20	6,51	$\Sigma m_i \Phi_i = 870,65$		
$m_i \Phi_i^2$	43,11	43,20	43,29	28,20	6,51	$\Sigma m_i \Phi_i^2 = 867,12$		

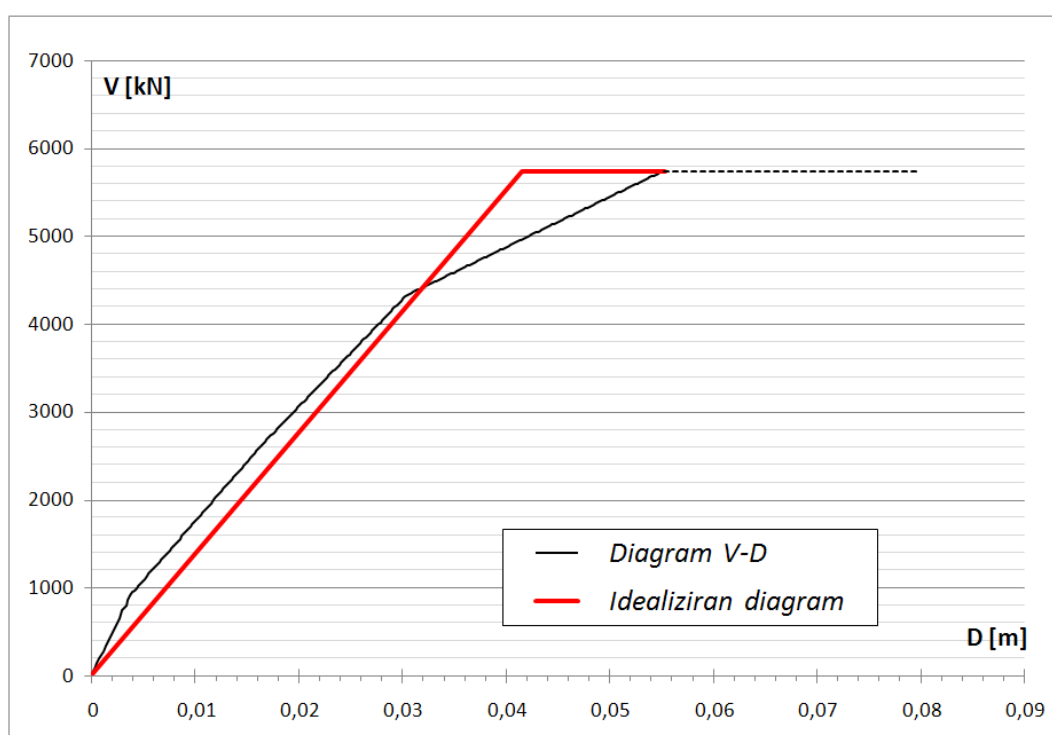
$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 870,65 t$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{870,65 t}{867,12 t} = 1,00$$

5.4 Idealizacija odnosa med silo in pomikom

Za nadaljnji račun je treba odnos med silo F^* in pomikom D^* idealizirati. Pretvorimo ga v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Rezultati analize bodo odvisni predvsem od izbire ekvivalentne elastične togosti.

Začetna togost idealiziranega sistema je določena tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki.



Slika 63: Določitev idealiziranega elastično-idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju izračunamo z enačbo

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{870,65 \text{ t} \cdot 0,0417 \text{ m}}{5757,4 \text{ kN}}} = 0,4992 \text{ s}, \quad (60)$$

kjer sta F_y^* in D_y^* nosilnost in pomik na meji tečenja idealiziranega diagrama.

5.5 Potresna obremenitev ekvivalentnega sdof sistema

Idealiziran odnos med silo in pomikom bomo primerjali z zahtevami potresa, ki bodo definirane v AD formatu (pospešek-pomik). V ta namen je treba silo F^* deliti z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} = \frac{5757,4 \text{ kN}}{870,65 \text{ t}} = 6,61 \text{ m/s}^2 \quad (61)$$

Dobljeni diagram imenujemo krivulja kapacitete (angl. »capacity curve«; glej sliko 65).

Potresna obtežba je običajno podana v obliki elastičnega spektra pospeškov S_{ae} , kjer so pospeški sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF model) podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije T .

Elastični odziv obravnavanega modela z nihajnim časom $T^* = 0,5295 \text{ s}$ znaša

$$S_{ae}(T^*) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c}{T^*} \right] = 0,2 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2,5 \left[\frac{0,5}{0,4992} \right] = 5,89 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < S_a = 6,61 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

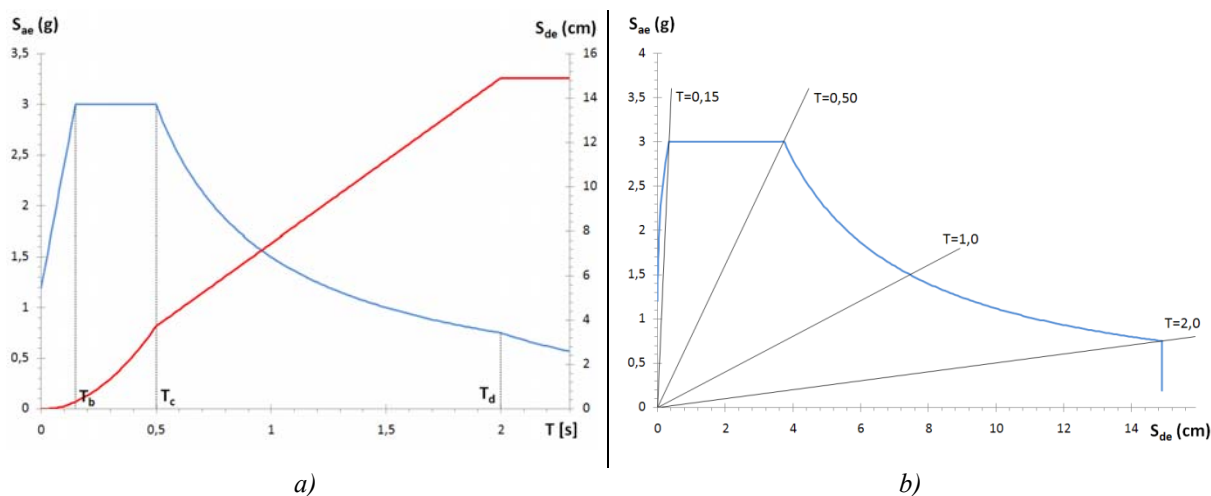
(Pri izračunu je bil upoštevan projektni pospešek $a_g = 0,2 \text{ g}$ ter tla kategorije B – glej poglavje 3.1.4)

Ugotovimo, da je konstrukcija sposobna celotno potresno obremenitev v prečni smeri prenesti v elastičnem območju (glej tudi sliko 65).

Spekter pospeškov S_{ae} in spekter pomikov S_{de} , ki ju medsebojno povežemo z enačbo

$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \pi^2} S_{ae} \quad (62)$$

lahko prikažemo skupaj na istem diagramu, če uporabimo tako imenovani AD (pospešek-pomik) format (slika 64b). V tem formatu predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihajnih časov ($T = \text{konst.}$).



Slika 64: Elastični spekter odziva za pospešek S_{ae} in pomik S_{de} za vrsto tal B in projektni pospešek $a_g = 0,2 g$.
 a) Klasični format, b) AD format

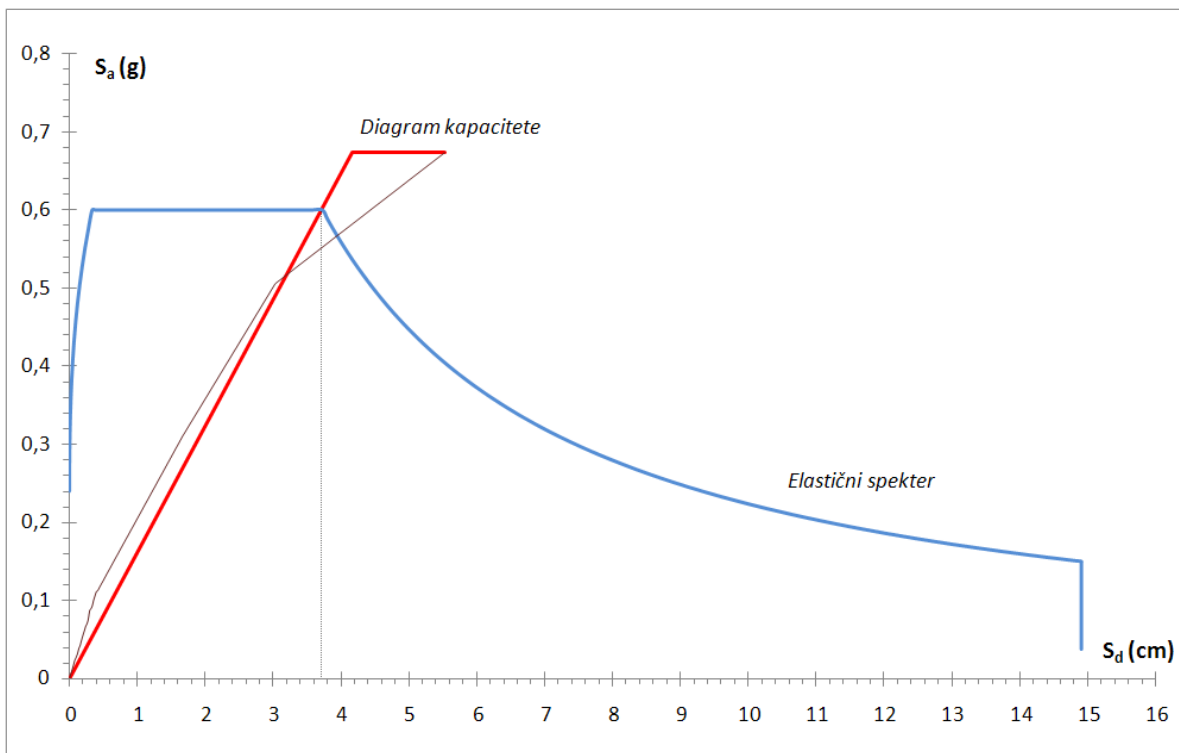
Za določitev ciljnega pomika d_t^* se uporabljata različna izraza za konstrukcije z nihajnimi časi v območju kratkih nihajnih časov in za konstrukcije z nihajnimi časi v območju srednjih in visokih nihajnih časov. Mejni nihajni čas med območjem kratkih in srednjih nihajnih časov je T_C :

- $T^* < T_C$ območje kratkih nihajnih časov
- $T^* \geq T_C$ območje srednjih in dolgih nihajnih časov

V obravnavanem primeru je $T^* < T_C = 0,5 s$, torej je nihajni čas konstrukcije v območju kratkih nihajnih časov. Ker je obnašanje konstrukcije elastično, velja:

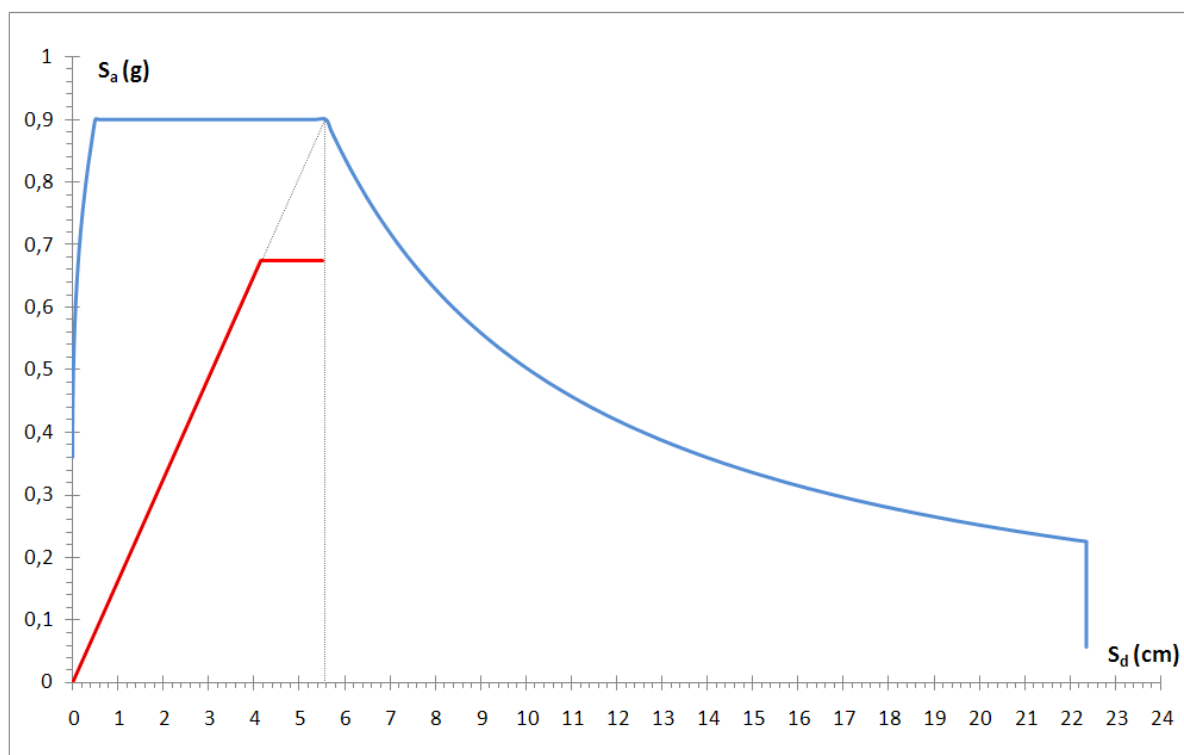
$$d_t^* = S_{de} = \frac{T^{*2}}{4 \pi^2} S_{ae}(T^*) = \frac{(0,4992 s)^2}{4 \pi^2} 5,886 \frac{m}{s^2} = 0,0372 m = 3,72 cm$$

Zahteve potresa lahko predstavimo tudi grafično (slika 65).



Slika 65: Elastični spekter in diagram kapacitete

Na zgornji sliki je poleg idealiziranega diagrama kapacitete vrisan tudi dejanski diagram, iz katerega se da razbrati, da konstrukcija vendarle »utrpi« nekaj poškodb. Še pod elastičnim spektrom se namreč dejanski diagram lomi, kar označuje, da so se že pojavile prve plastifikacije v stebrih. Kljub temu pa se celoten porušni mehanizem v primeru potresa z močjo 0,2 g ne tvori. Konstrukcija je, kot kaže, sposobna prenesti potrese s projektnim pospeškom tal do $a_g = 0,3$ g, kar je na enostaven način prikazano na sliki 66.



Slika 66: Speker kapacitete in elastični spekter za projektno obremenitev $a_g = 0,3 g$

5.6 Določitev ciljnega pomika za MDOF sistem

Pomik MDOF sistema izračunamo tako, da pomik ekvivalentnega SDOF sistema pomnožimo s faktorjem za transformacijo Γ (58).

$$D_t = \Gamma \cdot d_t^* = 1,00 \cdot 3,72 \text{ cm} = 3,72 \text{ cm} \quad (63)$$

Izračunan pomik velja za pomik konstrukcije brez upoštevanja vpliva ekscentričnosti potresne obtežbe in je primerljiv z istim pomikom, izračunanim po elastični metodi (glej poglavje 4.4):

$$d'_{E,pr} = \mu_d \cdot d'_{Ee,pr} = \mu_d \cdot \frac{F_{pr}}{K_{pr}} = 1,64 \cdot \frac{3496,8 \text{ kN}}{147275,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 3,89 \text{ cm} \approx 3,72 \text{ cm} = D_t$$

6 PRIMERJAVA REZULTATOV PROJEKTIRANJA ZA DUKTILNO IN DELNO DUKTILNO KONSTRUKCIJO

V preglednici 36 primerjamo nekaj bistvenih parametrov (dimenzije, obremenitve, armatura) za duktilno in delno duktilno izvedbo mostne konstrukcije.

Preglednica 36: Primerjava rezultatov za duktilno in delno duktilno konstrukcijo

		Duktilna konstrukcija	Delno duktilna konstrukcija
PREMER STEBRA		80 cm	160 cm
NIHAJNI ČAS	Vzdolžna smer	1,115 s	0,527 s
	Prečna smer	1,104 s	0,489 s
REDUKCIJSKI FAKTOR – q		3,5	1,5
POTRESNA SILA NA KONSTRUKCIJO	Vzdolžna smer	633,6 kN	3320,7 kN
	Prečna smer	640,0 kN	3496,8 kN
UPOGIBNA ARMATURA		25Ø16 (1,00 %)	33Ø28 (1,01 %)
STREMENSKA ARMATURA V OBMOČJU PLASTIČNIH ČLENKOV	Prerez 1 – na vrhu st.	Ø14/7cm	Ø16/7cm
	Prerez 2 – na dnu st.	Ø14/7cm	Ø16/7cm
STREMENSKA ARMATURA ZUNAJ OBMOČJA PLASTIČNIH ČLENKOV		Ø10/8cm	Ø16/7cm
POMIKI KONSTRUKCIJE ZARADI POTRESNIH SIL	Vzdolžno	8,30 cm	4,16 cm
	Prečno	10,15 cm	4,80 cm

7 KOMENTAR IN ZAKLJUČKI

Evrokod 8 dopušča, da se projektant skupaj z investitorjem odloči o tem, kakšen bo potresni odziv konstrukcije, duktilen ali delno duktilen. V nalogi smo naredili primerjavo obeh variant na primeru tipičnega nadvoza, ki je podprt s krožnimi stebri.

Ugotovili smo, da je v obravnavanem primeru duktilna varianta konstrukcije veliko bolj primerna, saj so dimenzije stebrov ter količina armature bistveno manjši kot v delno duktilni različici. Delno duktilna konstrukcija je podprta s stebri dvakrat večjega premera. Takšna razlika v dimenzijah stebra je posledica večjih potresnih sil, saj potresne sile reduciramo bistveno manj kot v duktilni konstrukciji (2,3 krat manj). Vendar to ni edini razlog, ki je narekoval povečanje dimenzij.

Zaradi različnih določil standarda je varianta delno duktilne konstrukcije z manjšim premerom praktično neizvedljiva. Tako na primer standard vsebuje zelo stroge zahteve glede preprečitve uklona vzdolžnih armaturnih palic. Ti pogoji so še zlasti neugodni v primeru krožnih stebrov, saj le eno streme podpira razmeroma veliko palic v tlačni coni. V delno duktilni konstrukciji je pri enakih dimenzijah stebra kot v duktilni različici, procent upogibne armature in količina tlačnih vzdolžnih armaturnih palic bistveno večja. To pa pomeni tudi večjo količino stremen (manjšo medsebojno razdaljo), ki preprečujejo njihov uklon. V obravnavanem primeru je bila razdalja med stremenimi tako majhna, da je bila praktično neizvedljiva.

Zato smo se odločili, da povečamo dimenzije stebra in sicer do te mere, da zmanjšamo normirano osno silo v stebri na raven, za katero standard ne zahteva kontrole uklona vzdolžnih armaturnih palic. To je narekovalo bistveno povečanje dimenzij stebra.

Posledično so se bistveno povečale potresne obremenitve, saj je konstrukcija postala bistveno bolj toga. To je imelo vpliv na znatno povečanje strižnih sil v stebrih, ki so narekovale precejšnjo strižno armaturo. Potrebno je poudariti, da standard za delno duktilne konstrukcije

zahteva račun strižne armature za prečne sile, ki ustrezajo nereduciranim potresnim silam. To je še dodatno povečalo količino strižne armature, ki je že tako bila velika.

Duktilna konstrukcija je v obravnavanem primeru nedvomno primernejša. Takšen zaključek pa velja le v primeru krožnih stebrov. V primeru pravokotnih stebrov lahko potrebno količino stremen namesto z zmanjšanjem razdalje zagotovimo s povečanjem števila stremen. Zato so problemi z izvedljivostjo prečne armature bistveno manjši.

V nalogi smo potresni odziv ocenili na različne načine s pomočjo linearnih metod in poenostavljene nelinearne N2 metode. Ugotovili smo, da se rezultati bistveno ne razlikujejo, saj je konstrukcija regularna, projektna potresna obtežba pa razmeroma šibka v primerjavi z zagotovljeno nosilnostjo konstrukcije.

Obravnavana konstrukcija je temeljena na pilotih. V nalogi smo posebno pozornost posvetili njihovem modeliranju. Upoštevali smo dva različna modela: model z ekvivalentnimi vzmetmi (predpisano v standardu Evrokod 8/5) in model, kjer je zemljina modelirana z ekvivalentnimi nihajkami. Modela nista imela bistveno drugačnega vpliva na potresni odziv analizirane konstrukcije. Ugotovili smo pa, da ima vrhnja plast zemljine velik vpliv na odziv, četudi je razmeroma tanka in hkrati bolj »podajna« v primerjavi z zemljinami pod njo. Iz tega razloga je pri modeliranju temeljev ne smemo zanemariti.

Standard EC8/2 dopušča potresno analizo, v kateri upoštevamo razpokanost armirano betonskih elementov. Za oceno razpokanosti standard priporoča dve metodi: a) metoda, ki je primerna za oceno razpokanosti stebrov s konstantnim prečnim prerezom, ki je v standardu navedena kot metoda 1) in b) bolj splošna metoda, v standardu označena kot metoda 2. Izkazalo se je, da metoda 1 v obravnavanem primeru bolj natančno oceni dejanski efektivni vztrajnostni moment, medtem ko je razpokanost, ocenjena z metodo 2 prevelika. Posledično so bile v drugem primeru potresne obremenitve v konstrukciji premajhne.

VIRI

CEN. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, SIST EN 1992-1-1

CEN. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, SIST EN 1998-1, marec 2005

CEN. Evrokod 8: Projektiranje konstrukcij na potresnih območjih – 2. del: Mostovi, EN 1998-2, maj 2006

CEN. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 5. del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki, SIST EN 1998-5, 2005

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str

Fajfar, P. 1995. Eurocode 8 : Projektiranje konstrukcij v potresnih območjih. Del 2, Mostovi : priročnik za uporabo predstandarda ENV 1998-2. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, IKPIR

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302-315

Fischinger, M. 2007. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb : Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1 (Posebna pravila za betonske stavbe). Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inženirska zbornica Slovenije: 74 str.

Isaković, T. 1995. Primer projektiranja podvoza po Eurocode 8/2 (pr ENV 1998-2). Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 56 str.

Isaković, T. 2008. Projektiranje potresno odpornih mostov po pravilih iz Evrokoda 8/2 : Navodila in komentar izbranih določil. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inženirska zbornica Slovenije: 60 str.

Isaković, T., Fischinger, M. 2008. Poenostavljena nelinearna potresna analiza mostov. Gradbeni vestnik. 57, 3: 69-75

Karta projektnega pospeška tal (2001), Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje

http://www.arso.si/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.html (7.6.2009)

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California at Berkeley

<http://opensees.berkeley.edu/index.php> (7.6.2009)

Vidrih, Z. 2006. Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda – prečna smer. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer