STATIČNA IN DINAMIČNA ANALIZA k PZI za

MOST CERŠAK

Most za pešce in kolesarje čez mejno reko Muro pri Ceršaku

Mednarodna kolesarska povezava Ceršak – Oberschwarza
med občinama Šentilj (SLO) in Murfeld (AUT)

Naročnik:

Občina Šentilj
Maistrova ulica 2, 2212 Šentilj v Slovenskih goricah

Projektant:

Inženirski biro PONTING, d.o.o.
Strossmayerjeva 28
2000 Maribor

Ozn./Št projekta: 537/2020 (Ponting d.o.o.)

Ozn./Št načrta: 537-2/2020, januar 2021

Vrsta projekta: PZI (Projektna dokumentacija za izvedbo gradnje)

Maribor, januar 2021

KAZALO

1.0 ZASNOVA KONSTRUKCIJE 5
1.1 SPLOŠNO 5
1.2 GEOLOŠKO, GEOMORFOLOŠKO, HIDROGEOLOŠKE RAZMERE IN SEIZMIČNOST TERENA 10
1.3 UPORABLJENI MATERIALI 12
1.4 RAČUNSKI PREČNI PREREZI 13
1.5 RAČUNALNIŠKI MODEL KONSTRUKCIJE 16
1.6 KOMBINACIJE ZA MSN IN MSU 18

2.0 ANALIZA OBTEŽB 21
2.1 STALNA TEŽA 21
2.1.1 Lastna teža 21
2.1.2 Krov 21
2.1.3 Zemeljski pritisk 22
2.2 PROMETNA OBTEŽBA 22
2.2.1 Pešci 22
2.2.2 Servisno vozilo 23
2.2.3 Horizontalna sila 23
2.2.4 Koncentrirana obtežba 23
2.2.5 Obtežba na ograjo 23
2.3 TEMPERATURNA OBTEŽBA 24
2.4 VETER 25
2.5 SNEG 28
2.6 POTRES 28

3.0 PODKONSTRUKCIJA 29
3.1 LESENA KROVNA KONSTRUKCIJA 29
3.1.1 Splošno 29
3.1.2 Analiza obtežb 29
3.1.3 Obremenitve 30
3.1.4 Dimenzioniranje in kontrola 32
3.2 VZDOLŽNA PODKONSTRUKCIJA -VZDOLŽNIKI 35
3.2.1 Splošno 35
3.2.2 Analiza obtežb 35
3.2.3 Obremenitve 36
3.2.4 Dimenzioniranje in kontrola 38

4.0 **ANALIZA KONSTRUKCIJE V PREČNI SMERI** 43
4.1 JEKLENI PREČNI OKVIRJI 43
4.1.1 Splošno 43
4.1.2 Analiza obtežb 44
4.1.3 Obremenitve 46
4.1.4 Dimenzioniranje in kontrola napetosti 53

4.2 ANALIZA ZAVETROVANJA 57
4.2.1 Splošno 57
4.2.2 Analiza obtežb 57
4.2.3 Obremenitve 59
4.2.4 Dimenzioniranje in kontrola 62

5.0 ANALIZA VZDOLŽNIH LESENIH NOSILCEV 65
5.1 SPLOŠNO 65
5.2 ANALIZA OBTEŽB 65
5.3 OBREMENITVE 65
5.4 DIMENZIONIRANJE IN KONTROLA 69
5.5 KONTROLA STABILNOSTI VZDOLŽNIH NOSILCEV 81
5.5.1 Uklonsko zavarovanje tlačenega pasu nosilca 81
5.5.2 Uklonsko zavarovanje posameznih tlačenih elementov 83
5.5.3 Kontrola prevzema strižnih obremenitev 85
5.6 KONTROLA POMIKOV PO MSU 92
5.8 KONTROLA NOSILCEV V FAZI GRADNJE 96
5.8.1 Splošno 96
5.8.2 Obtežbe 96
5.8.3 Analiza in obremenitve 97
5.8.4 Kontrola prereza 102
5.9 KONTROLA SPAJANJA VZDOLŽNIH NOSILCEV 104

6.0 ANALIZA VZDOLŽNIH NOSILNIH JEKLENIH VRVI IN VEŠALK 108
6.1 SPLOŠNO 108
6.2 ANALIZA OBTEŽB 108
6.3 OBREMENITVE 108
6.3.1 Vzdolžne nosilne vrvi 108
6.3.2 Vešalke 111
6.4 KONTROLA POSAMEZNIH FAZ 114
6.4.1 Vzdolžne nosilne vrvi 114
6.5 DIMENZIONIRANJE IN KONTROLA 117
6.5.1 Vzdolžne nosilne vrvi 117
6.5.2 Vešalke 118
6.6 DIMENZIONIRANJE JEKLENIH DETAJLOV 119
6.6.1 Dimenzioniranje jeklenega prijemališča za vešalke 119
6.6.2 Dimenzioniranje jeklenega prijemališča za vzdolžne kabel 121

7.0 PODPORNA KONSTRUKCIJA 124
7.1 OPIS RAČUNSKEGA MODELA 124
7.2 APLIKACIJA OBTEŽB 125
7.3 OBREMENITVE IN DIMENZIONIRANJE 126
7.3.1 Piloti 126
7.3.2 Pilotna blazina 138
7.3.3 Krila 151

7.3.4 Piloni 152

8.0 **ANALIZA LEŽIŠČ IN DILATACIJ** 179
8.1 SPLOŠNO 179
8.2 ANALIZA OBTEŽB 179
8.2 OBREMENITVE IN POMIKI 179
8.3 LEŽIŠČA 182
8.3.1 Kontrola pomikov 182
8.3.2 Kontrola reakcij 183
8.3.3 Analiza čepa in pločevin ležišča 186
8.4 DILATACIJE 195
8.5 KONTROLA MOZNIKOV 196

9.0 **DINAMIČNA ANALIZA** 198
9.1 SPLOŠNO 198
9.2 NIHAJNE OBLIKE IN LASTNE FREKVENCE 199
9.3 OBREMENITVE ZARADI POTRESNE OBTEŽBE 201
9.3.1 Leseni nosilci 201
9.3.2 Jekleni prečniki 202
9.3.3 Natezne palice zavetrovanja 203
9.3.4 Vzdolžne nosilne vrvi 203
9.3.5 Vešalke 204
9.4 DIMENZIONIRANJE 204
9.5 ANALIZA VIBRACIJ 205
9.5.1 Kontrola kritičnih nihajnih oblik 206
9.5.2 Metoda s spektri odziva 208
9.5.3 Metoda s časovnim odzivom (»TIME HISTORY analiza«) 214
9.5.4 Kontrola vibracij v skladu s SIST EN 1995-2 225
9.5.5 Povzetek analize vibracij 227

MOST CERŠAK

Most za pešce in kolesarje čez mejno reko Muro pri Ceršaku

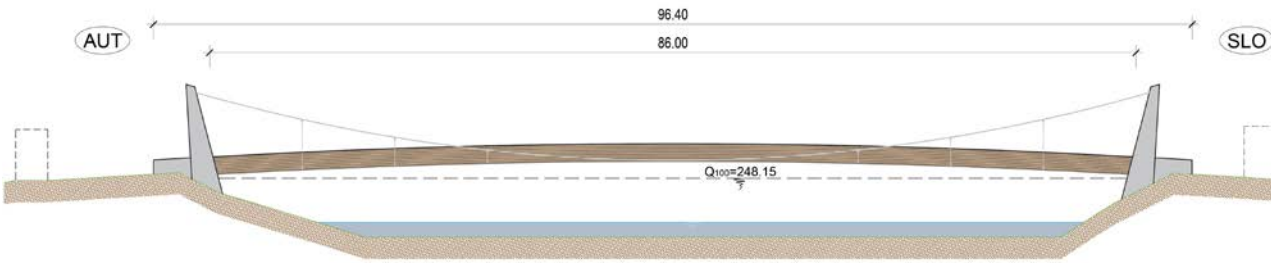
Statična in dinamična analiza v fazi PZI

1.0 ZASNOVA KONSTRUKCIJE

1.1 SPLOŠNO

Statična in dinamična analiza v fazi PZI je nadaljevanje osnovne analize iz faze PGD (november 2018). V ponovni analizi so bile upoštevane vse spremembe, do katerih je prišlo v fazi projektiranje v sklopu PZI. V kolikor do sprememb ni prišlo ali pa le te niso vplivale na računsko analizo konstrukcije, bo to v posameznih sklopih poročila omenjeno.

Predmet analize je Most za pešce in kolesarje čez mejno reko Muro pri Ceršaku, ki bo zgrajen v okviru mednarodne kolesarske povezave Ceršak - Oberschwarza med občinama Šentilj (SLO) in Murfeld (AUT). Most povezuje levo nabrežje reke Mure (avstrijska stran) in otok na Muri, med naravno strugo in dovodnim kanalom male hidroelektrarne Ceršak (MHE Ceršak). Lokacija mostu se nahaja cca. 885 m dolvodno od avtocestnega mostu preko Mure na A9 Pyhrnski avtocesti, za mejnim prehodom Šentilj/Spielfeld, tik pod prelivom nekdanjega, danes porušenega jezu.



Fasada objekta

Osnovni gabariti objekta:

dolžina:	98.0 m (do konca kril)
razpon:	86.0 m (med ležišči)
svetla širina:	3.50 m (med vzdolžnimi nosilci)
skupna širina:	4.605 m
višina pilonov:	cca. 11.0 m (nad temeljno ploščo)
svetla odprtrina:	min. Q_{100} + 50 cm / max. Q_{100} + 150 cm
kot križanja:	90°

Most je zasnovan kot viseča leseno-jeklena konstrukcija preko enega razpona, brez podpor v rečni strugi. Kot križanja kolesarske poti in reke Mure, na mestu prečkanja je 90°. Most bo namenjen izključno pešcem in kolesarjem. Svetli profil mostu je bil določen z idejno zasnovo in znaša 3.50 m. Izhodišči pri zasnovi nivelete sta nivo kolesarske poti na avstrijski strani in višina visoke vode Q_{100} v območju glavnega toka reke Mure.

Prometno tehnične karakteristike povezave na objektu

Horizontalni potek povezave	R = ∞ , v premi
Vertikalni potek povezave	R_{kv} = 750 m, naklon tangent ±6.0%, dolžine tangent 13.1 m
Prečni sklon povezave	i = 0 %
Svetli profil povezave	3.50 m

Karakteristični prečni prerez na objektu

leva ograja	0.485 m
svetla pohodna površina	3.500 m
desna ograja	0.485 m
Skupaj	4.470 m

Opis konstrukcije

Statičen sistem konstrukcije predstavlja obešena / elastično podprta lesena konstrukcija z enim razponom.

Nosilno prekladno konstrukcijo mostu predstavljata dva vzporedna, masivna, lesena, lepljena nosilca B/H = 280/1285 mm, dolžine 87.60 m (razpon med ležišči 86.0m), ki sta prečno razmaknjena za 3.925 m in med seboj povezana z jeklenimi okvirji - prečniki (HEB 240) in zavetrovanjem v ravnini prečnikov. Zavetrovanje se izvede z zaprtimi jeklenimi cevmi Φ70/5mm.

Vertikalni elementi jeklenih okvirjev so iz profilov HEB 200 (100). Osnovni raster jeklenih okvirjev je 4.30 m (86/20). Jekleni okvirji so postavljeni vertikalno, med prečnimi okvirji in vzdolžnimi nosilci pa so vstavljene kompenzacijske plošče iz armirane gume ali ustrezne umetne mase.

Na opornikih je konstrukcija podprta z jeklenimi ležišči, s sproščenimi vzdolžnimi pomiki v eni osi konstrukcije. Preko jeklenih vešalk in jeklenih distančnikov, postavljenih na razmaku 8.60 m, je konstrukcija obešena na nosilne jeklene vrvi premera 63 mm, ki so sidrane na vrhu obojestranskih pilonov na opornikih. Vzdolžna nosilca, sta sestavljena iz 3ih segmentov, dolžin 29.0 m oziroma 28.5 m. Vzdolžna nosilca istočasno predstavljata tudi ograjo višine 1,20 m, proti vremenskim vplivom pa sta zaščitena z opažno oblogo in nerjavečim pločevinastom prekritjem. Zaščita vzdolžnih nosilcev je zagotovljena tudi s pomočjo protipršne zaščite iz vročecinkane pločevine.

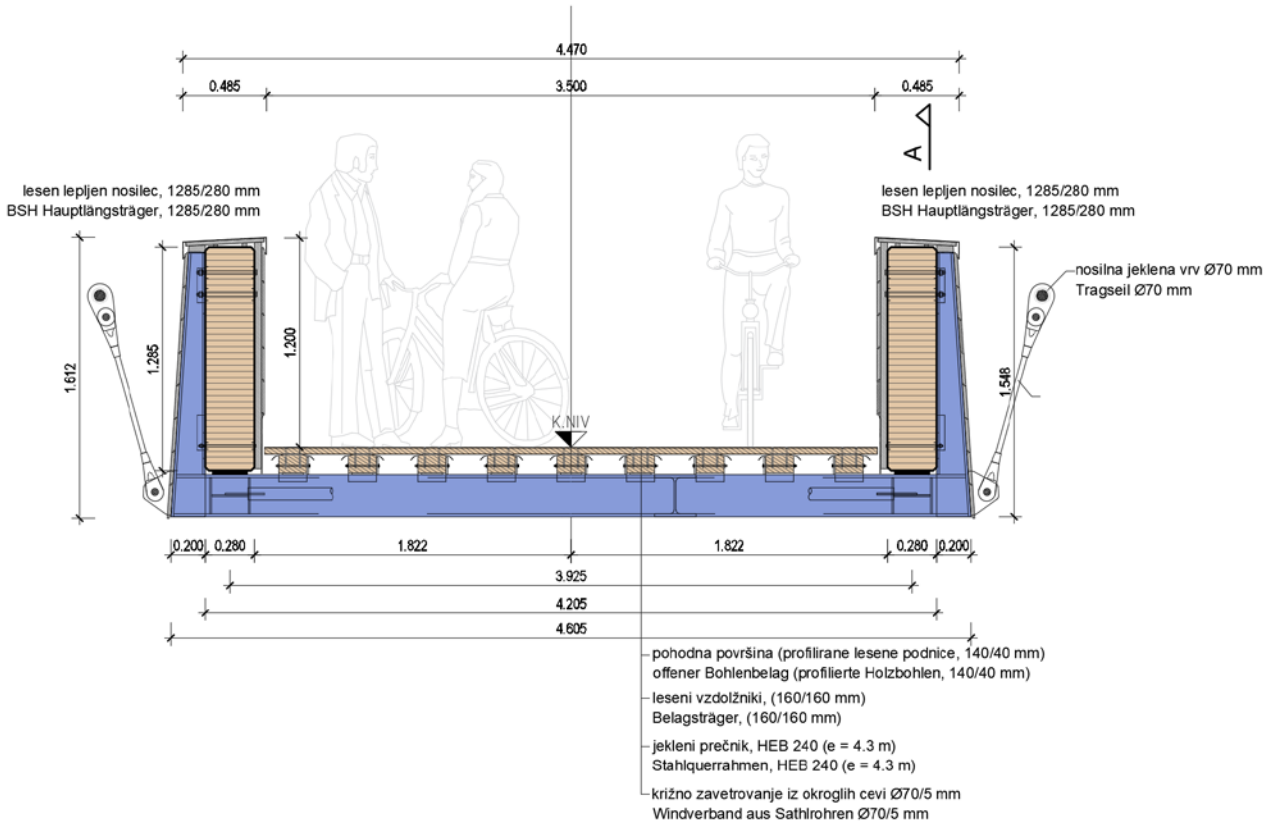
Nosilne jeklene vrvi so polno zaprte (zatesnjene) vrvi s polnilom in dvojno antikorozijsko zaščito. Premer nosilne vrvi znaša 63 mm, s karakteristikami ($F_{R,k}$ = 4060 kN ter $F_{R,d}$ = 2707 kN). Vešalke so klasične jeklene zatege (natezne palice) tipa M24 in geometriji prilagojenimi dolžinami. Povezave med nosilno vrvjo, vešalko in prekladno konstrukcijo so sistemsko rešene z litoželeznimi oziroma vijačenimi vezmi. Nosilna vrv je prav tako s sistemskim sidriščem, ki omogoča napenjanje in naknadno korekcijo napetosti, sidrana v masivne betonske pilone na opornikih. Poves nosilnih vrvi v neobremenjenem stanju (stalna teža), v projekciji znaša 6,50 m (cca. L/14).

Krovna konstrukcija je lesena, sestavljena iz vzdolžnikov B/H = 160/160 mm, postavljenih na prečnem rastru 40 cm, in prečno postavljenih pohodnih profiliranih podnic prereza 140/40 mm, z vmesno fugo širine 1 cm.

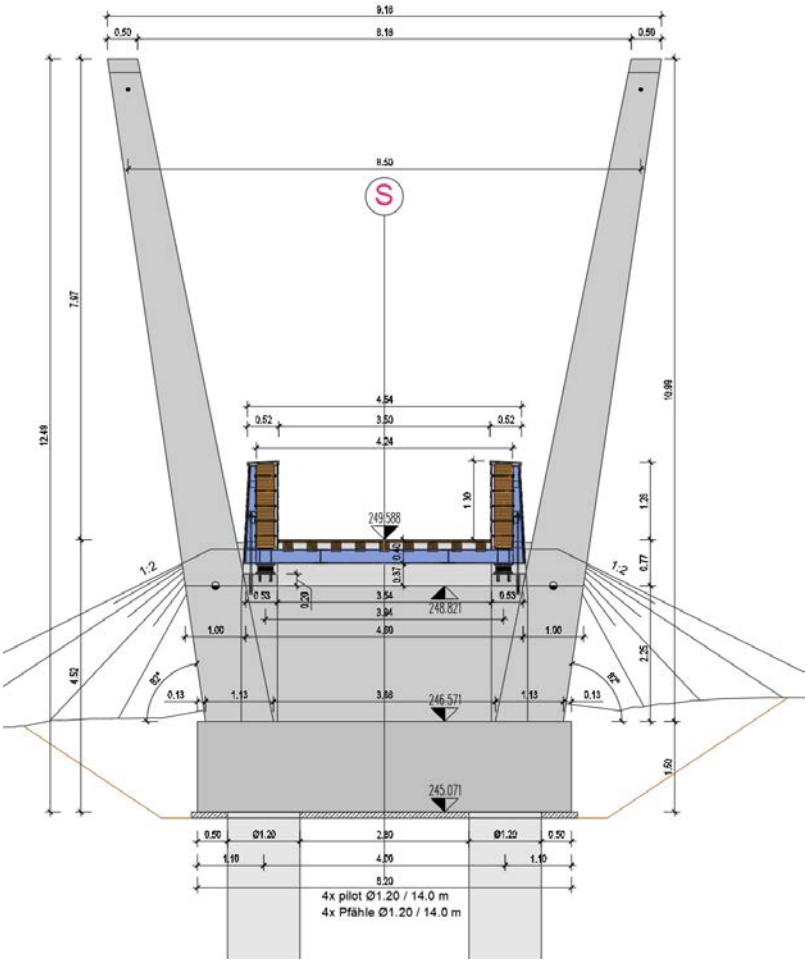
Jeklena členkasta ležišča so sidrana v stene opornika, medtem ko so z glavnima lesenima lepljenima nosilcema povezana preko jeklenih čevljev ter moznikov. Zaključek objekta se izvede z dilatacijskim pločevinastim prekritjem (-30.0 / +50.0 mm).

Oporniki so masivni armiranobetonski. Dimenzije temeljne plošče znašajo 7.00 m x 6.20 m x 1.50 m, stene so konstrukcijsko debeline 50 cm, vzporedna krila pa v gabaritih prekritih vzdolžnih lesenih nosilcev 48 – 72 cm. Piloni, prav tako armiranobetonski, so višine 11.1 m nad temeljno ploščo oziroma ca. 9.5 m nad terenom. V prerezu se dimenzije nazaj in navzven nagnjenih pilonov spreminjajo od 250/113 cm, ob vpetju v temeljno ploščo, do 85/50 cm, na vrhu (sidrišče nosilne vrvi).

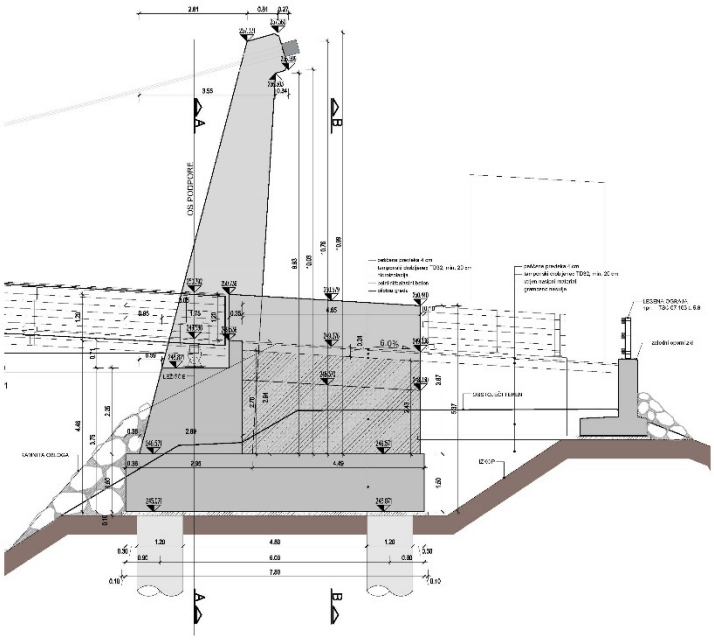
Oporniki so globoko temeljeni na 4ih pilotih premera 120 cm in dolžine 14 m. Piloti so postavljeni na medsebojnih razmakih 6,00 m oziroma 4,00 m, dolžina vpetja v lapornato osnovo pa, skladno s priporočili iz geološko geotehničnega elaborata, znaša min. 6,00 m.



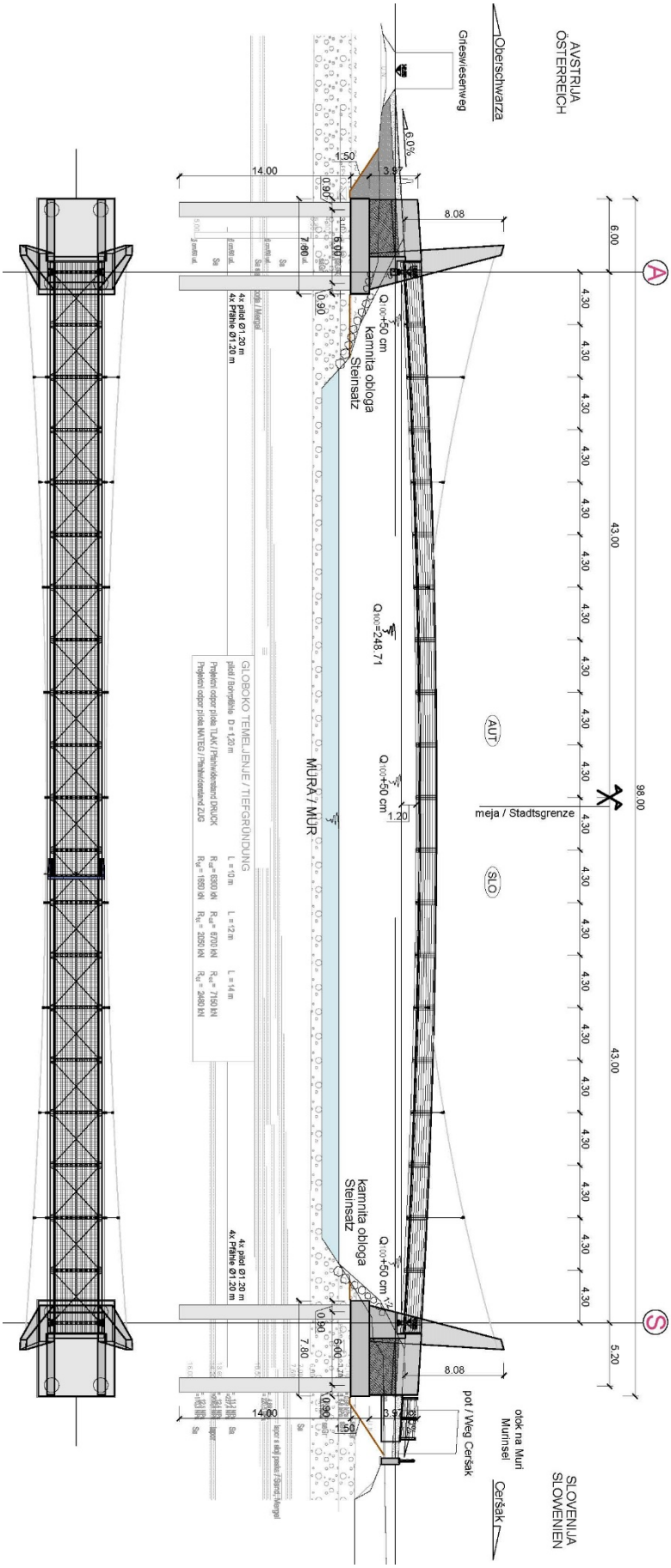
Karakteristični prečni prerez



Prečni prerez opornika (slovenska stran)



Vzdolžni prerez opornika (slovenska stran)



Vzdolžni prerez in tloris konstrukcije

OBJEKT	MOST CERŠAK	P Z I P R O J E K T	
PROJEKTANT	Ponting inženirski biro d.o.o., Jernej Maher univ.dipl.inž.grad	ŠT.NAČRTA	537-2/2020
KRAJ IN DATUM	Maribor, januar 2021	STRAN	9

1.2 GEOLOŠKO, GEOMORFOLOŠKO, HIDROGEOLOŠKE RAZMERE IN SEIZMIČNOST TERENA

Za fazo PGD/PZI je bil izdelan geološko geotehnični elaborat, izdelalo ga je podjetje Lamela d.o.o. iz Maribora. Geološko geotehnični elaborat sestavljata tehnični del, s vsemi potrebnimi opisi, izračuni in dokazi, ter grafični del, s prikazi terenskih raziskav in geološkimi profili.

Sestava temeljnih tal na lokaciji mostu

Z raziskavami je bil ugotovljen sestav tal na obeh bregovih Mure. Nosilno podlago tvori zbiti pesek in tanko plastovit peščen lapor, ki se pojavita na globini 4,70 m do 5,50 m pod terenom, ki je na slovenski strani dodatno nadgrajen z umetno nasutim otokom, ki loči rečno strugo od dovodnega kanala male hidroelektrarne Ceršak. Višina nasipa iz večjih samic proda znaša 2,30 m, brežine nasipa pa so utrjene s kamnito oblogo. Na avstrijski strani se pod 0,10 m humusa nahaja 2,00 m debeli sloj drobnega peska in peščenega melja (siSa), pod katerim je tenek, 0,10 m debeli, sloj gline z organskimi primesmi (orCl). Prodno peščeni sloj debeline 3,10 m do 3,70 m je zastopan s slabo granuliranim peščenim prodom (saGr, Gr) gostega gostotnega sestava. Lokalno se pojavijo večji posamezni prodniki. V podlagi na slovenski strani se izmenjujejo sedimenti zbitega peska in slojevitega peščenega laporja, medtem ko na avstrijski strani prevladuje zbiti pesek presekan s tankimi sloji laporja.
Podtalna voda je vezana na prodni horizont, višina vode pa niha glede na gladino reke Mure in je z njo v neposredni povezavi.

Razporeditev slojev in mehanske lastnosti tal

Sloj	Karakteristični sloj	Prostor. teža γ (kN/m^3)	Kohezija c (kN/m^2)	Strižni kot φ (°)	Mejni tlak P_L (kN/m^2)	Modul elastičnosti E kN/m^2)
0.	UMETNI NASIP *(Gr, Co)*	23	0	36	/	50 000
	globina 0,0 – 2,30 m					
00.	PESEK, MELJ *(Sa, siSa)*	19	0	28	/	3 000
	globina 0,0 – 2,20 m					
1.	PROD *(Gr, saGr,)*	21	0	38	1 200	32 000
	globina 2,30 – 6,00 m					
2.	ZBITI PESEK, LAPOR *(Sa)*	23	0	42	4,800	170 000
	globina > 6,00 m					

Mehansko fizikalni parametri karakterističnih slojev tal

Glede na sestav tal in nivo vode je za obravnavan objekt ustrezno in primerno globoko temeljenje na uvrtanih pilotih. Z globokim temeljenjem se vsi konstrukcijski deli objekta temeljijo na enaki globini in homogenih, nosilnih temeljnih tleh enakega sestava in mehansko fizikalnih parametrov.
Glede na sestav tal in zasnovo objekta je potrebno zagotoviti:

- pilote premera D = 1,20 m ali več,
- minimalno dolžino posameznega pilota L = 10,00 m ali več,
- dno pilotov na a.k. 235,00 m ali globlje,
- minimalna vpetost v podlago dobro zbitega peska in laporja L_v = 6,00 m.

Projektni odpor pilotov in posedki

PROJEKTNI PODATKI ZA UVRTAN PILOT D = 1,20 m					
		Premer pilota (m)	Dolžina pilotov		
		D = 1,20	10 m	12 m	14 m
Celotni projektni odpor pilota – TLAK	kN	Rc;d	6 300	6 700	7 150
Celotni projektni odpor pilota – NATEG	kN	Rt;d	1 650	2 050	2 480
Posedki (V = 4000 kN)	mm	s	4	3	3
Koeficient reakcije tal	kN/m³	$k_{s;h}$			
Prod 0- 2,0 m		22 000			
Prod 2,0 - 4,0 m		33 000			
Zbit pesek in lapor		157 000			

Rezultati projektnih izračunov za pilot premera 1,20 m

Seizmičnost terena

Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava Republike Slovenije za geofiziko je leta 2002 izdala Karto potresne nevarnosti Slovenije, opredeljeno s projektnimi pospeški za povratno dobo 475 let in trdna tla (razred A po EC 8). Po tej karti znaša projektni pospešek tal na obravnavanem območju 0,100 g. V skladu s preglednico 3.1 (SIST EN 1998-1) tla na lokaciji ustrezajo tipu tal B, za katera velja hitrost širjenja strižnih valov $v_{s,30}$ 360 - 800 m/s.

1.3 UPORABLJENI MATERIALI

Armiranobetonske konstrukcije

• podložni beton	beton C 12/15
• piloti	beton C 25/30, XA1, D_{max} = 32 mm, a = 90 mm
• pilotne blazine	Beton C 25/30, XC2, D_{max} = 32 mm, a = 45 mm
• oporniki in krila	beton C 30/37, XC4, XD1, XF2, D_{max} = 16 mm, a = 45 mm
• piloni	beton C 40/50, XC4, XD1, XF2, D_{max} = 16 mm, a = 45 mm
• **klasična armatura**	rebrasta armatura B 500B, visoko duktilno jeklo

Jeklene konstrukcije

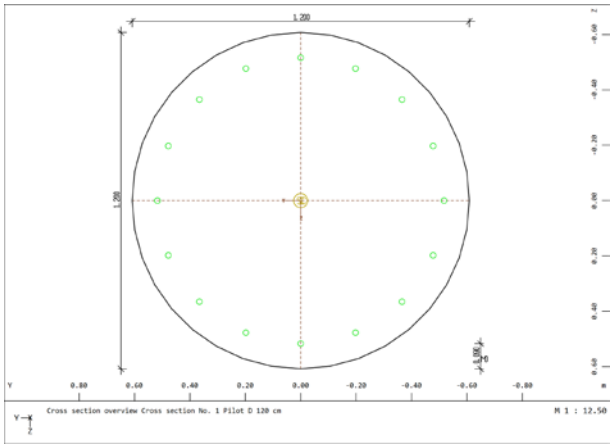
• **prečni okvirji**, **prečniki** in zavetrovanje	konstrukcijsko jeklo S 355 J2, zaščiteno z vročim cinkanjem v debelini min. 85 μm
• nosilne vrvi	iz nelegiranega jekla visoke kvalitete $f_{u,k}$ = 1570 N/mm^2 polno zaprte (zatesnjene) vrvi s polnilom in dvojno antikorozijsko zaščito (Galfan)
• vešalke	natezne palice iz konstrukcijskega jekla S 460N ali več, s min.nosilnostjo F_{Rd}=141 kN
• **spojke, sidrišča in drugi sistemski** fazonski elementi	iz konstrukcijskega jekla S355 J2 oz. S 460N

Lesene konstrukcije

• glavni vzdolžni lepljeni nosilci	lepljen les kvalitete GL 28h, B/H = 280/1285 mm konstruktivna zaščita z opažno oblogo, pločevinastim prekritjem in protimrčesnimi mrežami
• krovni vzdolžniki	polni gradbeni les kvalitete C 30, B/H = 160/160 mm kemična zaščita z impregnacijo
• **zaščitni opaž**	deske kvalitete C 24, B/H = 200/20 mm zunanji: vremensko odporen macesnov les (ali bor, ali duglazija) zaščiten s transparentno večslojno lazuro notranji: obdelane gladke ali profilirane deske iz acetiliranega lesa (Accoya), B/H = 200/20 mm
• **prečne deske** pohodne površine	profilirane deske iz acetiliranega lesa (Accoya), B/H = 140/40 mm

1.4 RAČUNSKI PREČNI PREREZI

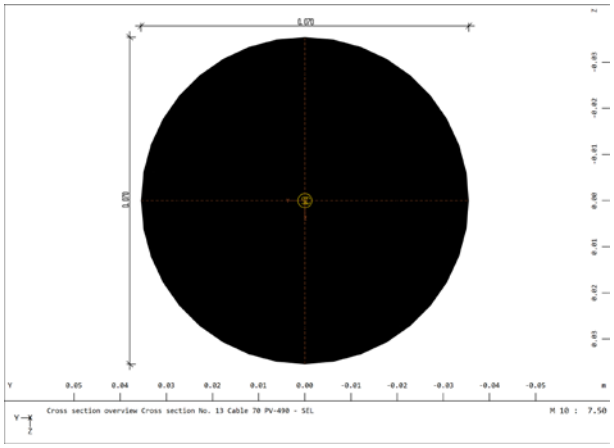
Pilot D=120cm



NR	MNo	MRf	EM [MPa]	GM [MPa]	gam [kN/m3]	A [m2]	Ay [m2]	Az [m2]	It [m4]	Iy [m4]	Iz [m4]	gam/m [kN/m]
1	11	12	32840	13680	25.0	1.1310	1.0179	1.0179	0.204	0.102	0.102	28.27

NR	cross section number	Ay	Sheardeformation area Y
MNo	Materialnumber of sections	Az	Sheardeformation area Z
MRf	Materialnumber of Reinforcement	It	Torsional moment of inertia
EM	Elasticity Modulus	Iy	Moments of inertia y-y
GM	Shear Modulus	Iz	Moments of inertia z-z
gam	Nominal weight	gam/m	Dead weight per m
A	Area		

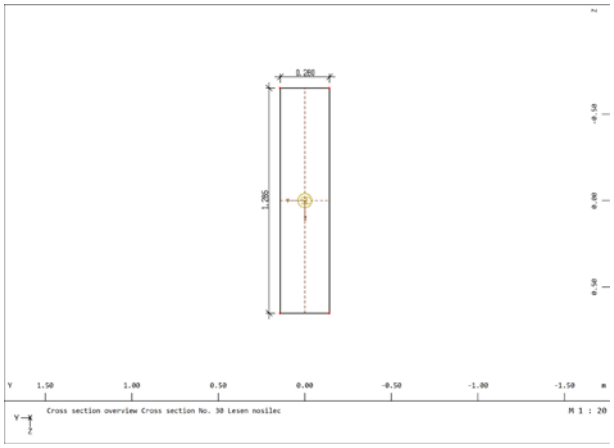
Vzdložne nosilne vrvi



NR	MNo	MRf	EM [MPa]	GM [MPa]	gam [kN/m3]	A [m2]	Ay [m2]	Az [m2]	It [m4]	Iy [m4]	Iz [m4]	gam/m [kN/m]
13	13	-	165000	63460	82.3	0.0034	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.28

NR	cross section number	Ay	Sheardeformation area Y
MNo	Materialnumber of sections	Az	Sheardeformation area Z
MRf	Materialnumber of Reinforcement	It	Torsional moment of inertia
EM	Elasticity Modulus	Iy	Moments of inertia y-y
GM	Shear Modulus	Iz	Moments of inertia z-z
gam	Nominal weight	gam/m	Dead weight per m
A	Area		

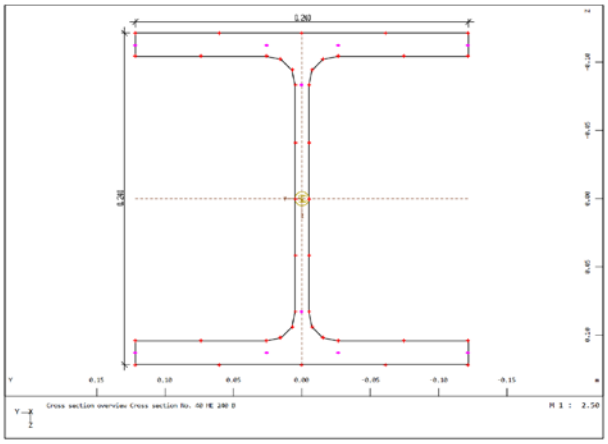
Lesen nosilec



NR	MNo	MRf	EM [MPa]	GM [MPa]	gam [kN/m3]	A [m2]	Ay [m2]	Az [m2]	It [m4]	Iy [m4]	Iz [m4]	gam/m [kN/m]
30	14	-	12600	780	4.1	0.3598	0.2998	0.2998	0.008	0.050	0.002	1.48

NR	cross section number	Ay	Sheardeformation area Y
MNo	Materialnumber of sections	Az	Sheardeformation area Z
MRf	Materialnumber of Reinforcement	It	Torsional moment of inertia
EM	Elasticity Modulus	Iy	Moments of inertia y-y
GM	Shear Modulus	Iz	Moments of inertia z-z
gam	Nominal weight	gam/m	Dead weight per m
A	Area		

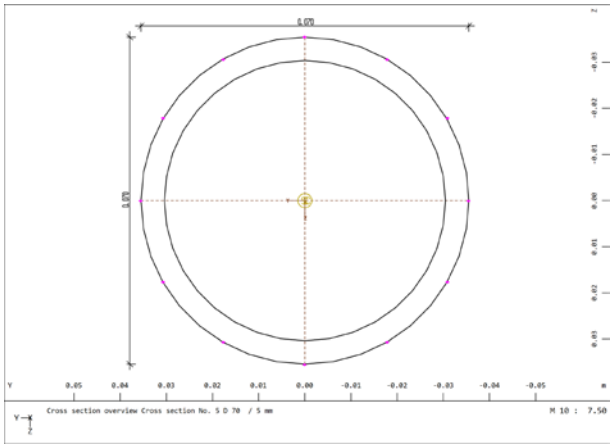
Prečniki HEB 240



NR	MNo	MRf	EM [MPa]	GM [MPa]	gam [kN/m3]	A [m2]	Ay [m2]	Az [m2]	It [m4]	Iy [m4]	Iz [m4]	gam/m [kN/m]
40	1	-	210000	80769	78.5	0.0106	0.0073	0.0023	0.000	0.000	0.000	0.83

NR	cross section number	Ay	Sheardeformation area Y
MNo	Materialnumber of sections	Az	Sheardeformation area Z
MRf	Materialnumber of Reinforcement	It	Torsional moment of inertia
EM	Elasticity Modulus	Iy	Moments of inertia y-y
GM	Shear Modulus	Iz	Moments of inertia z-z
gam	Nominal weight	gam/m	Dead weight per m
A	Area		

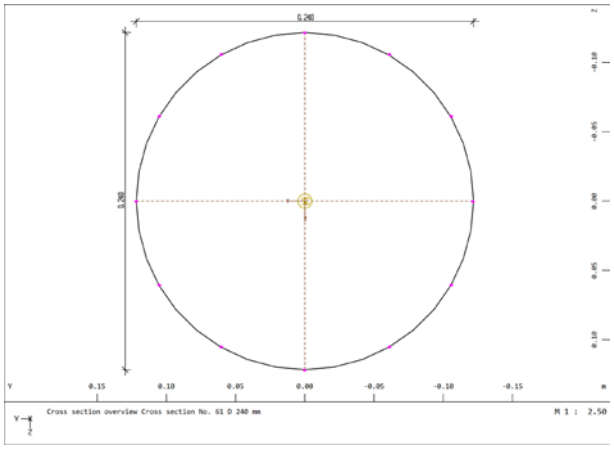
Zavetrovanje d=70/5 mm



NR	MNo	MRf	EM [MPa]	GM [MPa]	gam [kN/m3]	A [m2]	Ay [m2]	Az [m2]	It [m4]	Iy [m4]	Iz [m4]	gam/m [kN/m]
5	1	-	210000	80769	78.5	0.0010	0.0005	0.0005	0.000	0.000	0.000	0.08

NR	cross section number	Ay	Sheardeformation area Y
MNo	Materialnumber of sections	Az	Sheardeformation area Z
MRf	Materialnumber of Reinforcement	It	Torsional moment of inertia
EM	Elasticity Modulus	Iy	Moments of inertia y-y
GM	Shear Modulus	Iz	Moments of inertia z-z
gam	Nominal weight	gam/m	Dead weight per m
A	Area		

Vešalke d=24 mm



NR	MNo	MRf	EM [MPa]	GM [MPa]	gam [kN/m3]	A [m2]	Ay [m2]	Az [m2]	It [m4]	Iy [m4]	Iz [m4]	gam/m [kN/m]
61	15	-	210000	80770	78.5	0.0452	0.0407	0.0407	0.000	0.000	0.000	3.55

NR	cross section number	Ay	Sheardeformation area Y
MNo	Materialnumber of sections	Az	Sheardeformation area Z
MRf	Materialnumber of Reinforcement	It	Torsional moment of inertia
EM	Elasticity Modulus	Iy	Moments of inertia y-y
GM	Shear Modulus	Iz	Moments of inertia z-z
gam	Nominal weight	gam/m	Dead weight per m
A	Area		

1.5 RAČUNALNIŠKI MODEL KONSTRUKCIJE

Konstrukcija je analizirana kot prostorska konstrukcija iz linijskih MKE elementov. Elementi, ki predstavljajo vzdolžne nosilne vrvi in vešalke so zmodelirani kot kabelski elementi (omogočajo le natezne obremenitve), medtem ko so elementi, ki smo jih uporabili za zavetrovanje zmodelirani kot palični elementi. Statični model je opisan z upoštevanjem dejanske geometrije konstrukcije in dejanskimi karakteristikami uporabljenih materialov. Pri modeliranju zemljine so bili podatki povzeti po geološko-geotehničnem poročilu.

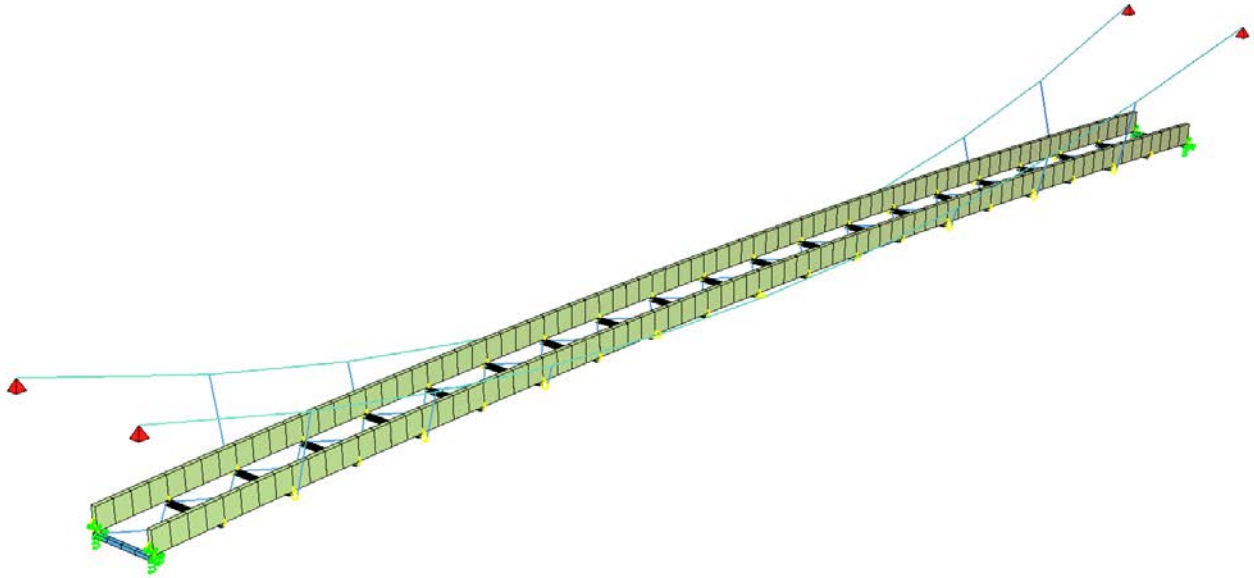
V sklopu analize sta bila za analizo uporabljena dva modela, in sicer:

- 2D model, kjer so bile upoštevane dvojne togosti elementov
- 3D model, kjer je bila zmodelirana dejanska konstrukcija v prostoru

Ravninski model se je uporabil za kontrolo prostorske konstrukcije. Izveden je kompleten izračun notranjih statičnih količin v elementih, izveden je dokaz mejnega stanja nosilnosti (MSN) in dokaz mejnega stanja uporabnosti (MSU). Opravljena je bila tudi analiza lepljenih nosilcev v fazi gradnje.

Konstrukcija je bila izračunana po teoriji 3. reda, ki upošteva vpliv velikih deformacij. Analiza konstrukcije je bila opravljena v naslednjih korakih. Na podlagi preliminarnih analiz je bil določen začetni poves vzdolžnih nosilnih jeklenih vrvi 6,50 m. Nato je bila v modelu zmodelirana dejanska geometrija konstrukcije v prostoru. V prvem koraku izračuna se vzdolžne jeklene nosilne vrvi in vešalke obremenijo s stalno obremenitvijo, pri čemer se zanemari vzdolžna upogibna togost lepljenega lesenega nosilca – na ta način se dobijo pravilne obremenitve v vertikalnih vešalkah. S temi obremenitvami se obremeni vzdolžne nosilne jeklene vrvi, ki se formirajo v pravilno obliko. Nato se izvede preračun z dejanskimi togostmi. Ker je bil v predhodnih analizah določen poves 6,50m in pripadajoča sila prednapenjanja v kablih, je poves vzdolžne lesene konstrukcije enak 0. Ta faza izračuna predstavlja končno stanje konstrukcije oz. začetno za vse nadalnje analize.

Pri statični in dinamični analizi je bil uporabljen programski paket Sofistik. Model konstrukcije, ki se je uporabil pri analizi, je prikazan na spodnji sliki. Analiza opornikov je bila izvedena s programom Tower 3d Model Builder 7.0 in programskim paketom Cubus (Fagus 6.0).



3D model konstrukcije

Analiza je narejena skladno z evropskimi standardi Evrokod. Pri analizi in dimenzioniranju konstrukcije so bili uporabljeni naslednji standardi:

- SIST EN 1990 — Osnove projektiranja konstrukcij
- SIST EN 1991 — Vplivi na konstrukcije
- SIST EN 1992-1-1 — Projektiranje betonskih konstrukcij: Splošna pravila in pravila za stavbe
- SIST EN 1993-1-1 — Projektiranje jeklenih konstrukcij: Splošna pravila in pravila za stavbe
- SIST EN 1993-2 — Projektiranje jeklenih konstrukcij: Mostovi
- SIST EN 1995-1-1 — Projektiranje lesenih konstrukcij: Splošna pravila in pravila za stavbe
- SIST EN 1995-2 — Projektiranje lesenih konstrukcij: Mostovi
- SIST EN 1997-1 — Geotehnično projektiranje: Splošna pravila
- SIST EN 1998-1 — Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe
- SIST EN 1998-2 — Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Mostovi

1.6 KOMBINACIJE ZA MSN IN MSU

Konstrukcija je bila analizirana v skladu z veljavnimi standardi. V sklopu analize so bila upoštevana naslednja pravila za kombiniranje posameznih obtežnih primerov.

Kontrola po mejnem stanju nosilnosti (MSN):

- stalna in začasna obtežna kombinacija

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- izredna kombinacija obremenitev

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,i} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- kombinacija s potresom

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kontrola po mejnem stanju uporabnosti (MSU):

- karakteristična (redka) obtežna kombinacija

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,i} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- pogosta obtežna kombinacija

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,i} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- navidezno stalna obtežna kombinacija

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Faktorji varnosti na obtežbo za mejno stanje nosilnosti (MSN):

Obtežba	Neugoden vpliv	Ugoden vpliv
Stalne obtežbe	1.35	1.00
Prometna obtežba	1.35	0.00
Temperaturna obtežba	1.50	0.00
Obtežba vetra	1.50	0.00

Delni faktorji varnosti na obtežbo za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU):

Obtežba	Oznaka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Promet	gr 1	0.40	0.40	0
	Q_{fwk}	0	0	0
	gr 2	0	0	0
Veter	F_{wk}	0.30	0.20	0
Temperatura	T_k	0.60	0.60	0.50

Projektna nosilnost R_d lesenih elementov:

Projektna nosilnost se določi glede na karakteristične nosilnosti prereza:

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_m}$$

V skladu s standardom SIST 1995-1-1 in SIST 1995-2 znašajo koeficienti varnosti na materiale:

	Koeficient γ_m
Osnovna obtežna kombinacija	
Masivni les	1,30
Lepljen lamelarni les	1,25
Nezgodna obtežna kombinacija	1,0

Modifikacijski koeficienti k_{mod}:

Material	Stalna obtežba	Kratko-trajna obtežba	Trenutna obtežba
Masivni les	0,60	0,90	1,10
Lepljen lamelarni les	0,60	0,90	1,10
Primer obtežbe	Stalna teža (lastna teža,krov)	Sneg, veter, promet	Nezgodne obtežbe (obtežba servisnega vozila)

2.0 ANALIZA OBTEŽB

2.1 STALNA TEŽA

2.1.1 Lastna teža

Lastna teža je upoštevana po dejanskih karakteristikah prečnih prerezov z upoštevanjem specifične teže za beton γ_b= 25.0 kN/m³ in jeklo γ_j= 78.5 kN/m³. Specifične teže za lesene elemente so podane v spodnjih razpredelnicah, saj se glede na material razlikujejo.

Spodaj so tabelarično podane vrednosti posameznih obtežb, upoštevane na 1 m'.

Vzdolžni lepljen nosilec B/H = 0.28/1.285 m	γ_{GL28h} = 4,1 kN/m³	= 2,95 kN/m'
Jekleni prečnik okvirja HEB 240 (e=4,30m)	γ = 78,5 kN/m³	= 0,8137 kN/m'
Jeklena vertikalna konstrukcija okvirja HEB 200 – 100 (e=4,30m)	γ = 78,5 kN/m³	= 0,55 kN/m'
Zavetrovanje iz okroglih cevi Φ70/5mm	γ = 78,5 kN/m³	= 0,31 kN/m'
Preostali jekleni elementi (vešalka, obešala za kable, detajli ter dodatno povečanje za 5%)	γ = 78,5 kN/m³	= 0,51 kN/m'
		∑ = 5,13 kN/m'

2.1.2 Krov

Leseni vzdolžniki B/H = 0.16/0.16 m	γ_{C30} = 4,6 kN/m³	= 1,06 kN/m'
Pohodna površina h=40 mm	γ_{ACCOYA} = 4,6 kN/m³	= 0,65 kN/m'
Leseni opaž	γ = 4,6 kN/m³	= 0,588 kN/m'
Lesena podkonstrukcija	γ_{C24} = 4,2 kN/m³	= 0,160 kN/m'
		∑ = 2,46 kN/m'
Teža pritrdilnega materiala se upošteva z faktoriranjem obtežbe krova z F_M = 1.05 (5%)	2,46 kN/m'·0,1	= 0,123 kN/m'
		∑ = 2,583 kN/m'

Linijska obtežba zaradi stalnih obremenitev (lastna teža konstrukcije + obtežba krova): g = 7,71 kN/m'

2.1.3 Zemeljski pritisk

Pri obtežbi zemljine, ki deluje na stene opornikov so bili uporabljeni podatki iz geološko geomehanskega poročila.

Sloj	Karakteristični sloj	Prostor. teža γ (kN/m³)	Kohezija c (kN/m²)	Strižni kot φ (°)	Mejni tlak P_L (kN/m²)	Modul elastičnosti E kN/m²)
0.	UMETNI NASIP *(Gr, Co)*	23	0	36	/	50 000
	globina 0,0 – 2,30 m					
00.	PESEK, MELJ *(Sa, siSa)*	19	0	28	/	3 000
	globina 0,0 – 2,20 m					
1.	PROD *(Gr, saGr,)*	21	0	38	1 200	32 000
	globina 2,30 – 6,00 m					
2.	ZBITI PESEK, LAPOR *(Sa)*	23	0	42	4,800	170 000
	globina > 6,00 m					

2.2 PROMETNA OBTEŽBA

2.2.1 Pešci

Pri določanju obtežbe vsled prometa je upoštevana obtežna shema po SIST EN 1991-2.

<u>Zvezna obtežba</u>

$$q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{L + 30}$$

$$2{,}50\ \mathrm{kN/m^2} \leq q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5{,}0\ \mathrm{kN/m^2}$$

L = 86.00 m

$$q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{86 + 30} = 3{,}04\ \mathrm{kN/m^2}$$

V analizi konstrukcije je bilo upoštevano 3.04 kN/m².

Pri postavitvi prometne obtežbe se je upoštevala »šahovska« postavitev.

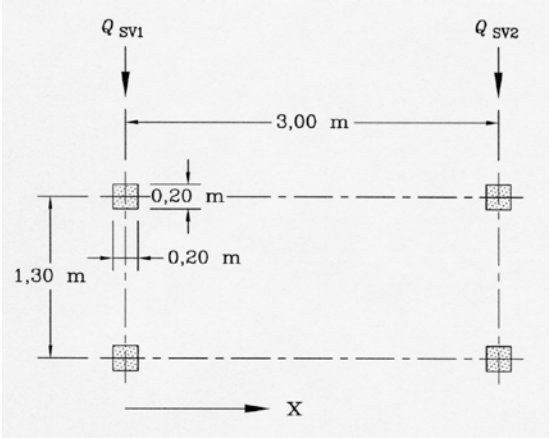
2.2.2 Servisno vozilo

Na most je preprečen dostop vozilom. Zaradi tega ni potrebno upoštevati obtežbe servisnega vozila, prav tako pa ni potrebno upoštevati obremenitev nezgodnega obtežnega primera vozila na objektu.

Kljub temu se je upoštevala za primer nezgodnega obtežnega primera obtežba lahkega poltovornega vozila. V dogovoru z naročnikom je za vzdrževanje bilo potrebno predvidevati možnost dostopa lahkega poltovornega vozila maksimalne osne obremenitve 2t (2x10kN), oziroma skupne teže 3,5t kar predstavlja obtežbo reševalnih in vzdrževalnih vozil ob izrednih dogodkih. Zaradi tega se je ta obremenitev upoštevala kot nezgodna obtežna kombinacija.

P = 1000 kg = 10,0 kN ; e_{pr} = 1.30 m, e_{vzd} = 3.00 m

Površina na kateri se upošteva obtežba znaša 0.2 x 0.2 m.



Shema postavitve obtežbe

2.2.3 Horizontalna sila

V skladu s standardom SIST EN 1991-2 znaša horizontalna sila 10% vertikalne zvezne obtežbe pešcev.

V primeru servisnega vozila je potrebno upoštevati 60% vertikalne obtežbe za horizontalno obtežbo.

2.2.4 Koncentrirana obtežba

V skladu s točko 5.3.2.2 v standardu EN 1991-2 se je za lokalno kontrolo koncentrirane obtežbe upoštevala obtežba za servisno vozilo, ki je definirana v točki 2.2.2 tega poročila.

2.2.5 Obtežba na ograjo

Upoštevana je bila obtežba 1.00 kN/m', ki lahko deluje v vseh smereh.

2.3 TEMPERATURNA OBTEŽBA

Iz podatkov, ki predstavljajo bližnje lokacije sta bili upoštevani sledeči maksimalni temperaturi:

- T_{max} = 37ºC
- T_{min} = 25,5ºC

Koeficient toplotne dilatacije upoštevani v izračunu znašajo:

- Leseni vzdolžni nosilci $\alpha_T = 0{,}3 \cdot 10^{-5}$ 1/K
- Jekleni elementi $\alpha_T = 1{,}2 \cdot 10^{-5}$ 1/K

Enakomerno segrevanje in ohlajevanje [°C]		
	Lesena konstrukcija	Vešalke in vzdolžni nosilni kabli
Enakomerno segrevanje $\Delta T_{N,exp}$	27.0°C	40.0°C
Enakomerno ohlajevanje $\Delta T_{N,con}$	-27.0°C	-40.0°C
Neenakomerno segrevanje in ohlajevanje [°C]		
	Lesena konstrukcija	
Zgoraj topleje $\Delta T_{M,heat}$	15.0°C	
Spodaj topleje $\Delta T_{M,cool}$	15.0°C	

Na podlagi literature vpliva temperature v lesenih elementih ni potrebno upoštevati (se je pa kljub temu apliciral). Zaradi tega je bila merodajna temperaturna obtežba enakomernega segrevanja oziroma ohlajevanja vešalk ter predvsem vzdolžnih nosilnih kablov.

Kombinacija za temperaturne vplive

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ali } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (ali } \Delta T_{N,con})$$

oz.

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} \text{ (ali } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (ali } \Delta T_{N,con})$$

Faktorja za kombinacije znašata ω_N = 0.35 in ω_M = 0.75

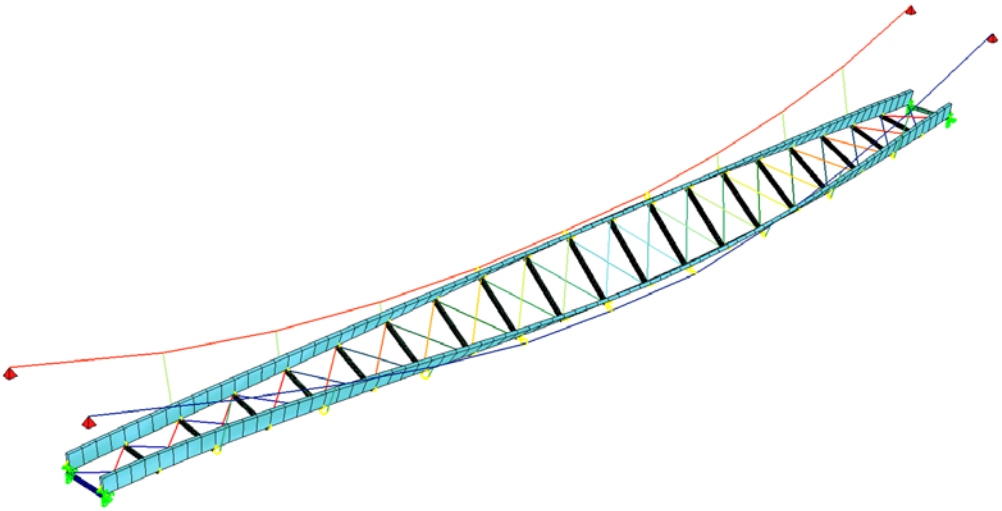
2.4 VETER

Upoštevana je obtežba z vetrom v skladu z SIST EN 1991-1-4. Pri izračunu obtežbe vetra je bilo upoštevano da se most nahaja v II. kategoriji terena.

Osnovna hitrost vetra $v_{b,0}$ = 20 m/s

Z_0 = 0,05 z_{min} = 2,0

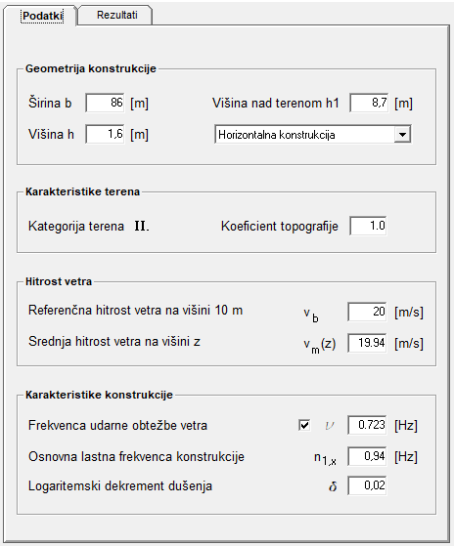
Prva nihajna v prečni smeri: f = 0,94 Hz



Obtežba vetra se izračuna po enačbi

$$F_W = c_s c_d \cdot c_{fx} \cdot q_p \cdot A_{ref}$$

Obtežba vetra



Podatki | Rezultati

Geometrija konstrukcije

Širina b	86	[m]	Višina nad terenom h1	8,7 [m]
Višina h	1,6	[m]	Horizontalna konstrukcija	

Karakteristike terena

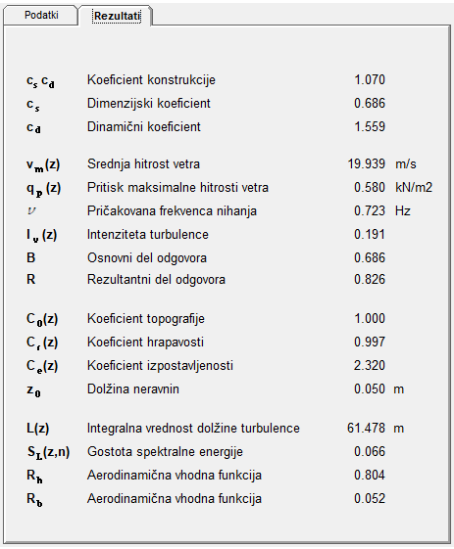
Kategorija terena	II.	Koeficient topografije	1.0

Hitrost vetra

Referenčna hitrost vetra na višini 10 m	v_b	20	[m/s]
Srednja hitrost vetra na višini z	$v_m(z)$	19.94	[m/s]

Karakteristike konstrukcije

Frekvenca udarne obtežbe vetra	☑ ν	0.723	[Hz]
Osnovna lastna frekvenca konstrukcije	$n_{1,x}$	0,94	[Hz]
Logaritemski dekrement dušenja	δ	0,02	



Podatki | Rezultati

$c_s c_d$	Koeficient konstrukcije	1.070	
c_s	Dimenzijski koeficient	0.686	
c_d	Dinamični koeficient	1.559	
$v_m(z)$	Srednja hitrost vetra	19.939	m/s
$q_p(z)$	Pritisk maksimalne hitrosti vetra	0.580	kN/m2
ν	Pričakovana frekvenca nihanja	0.723	Hz
$I_v(z)$	Intenziteta turbulence	0.191	
B	Osnovni del odgovora	0.686	
R	Rezultantni del odgovora	0.826	
$C_0(z)$	Koeficient topografije	1.000	
$C_r(z)$	Koeficient hrapavosti	0.997	
$C_e(z)$	Koeficient izpostavljenosti	2.320	
z_0	Dolžina neravnin	0.050	m
L(z)	Integralna vrednost dolžine turbulence	61.478	m
$S_L(z,n)$	Gostota spektralne energije	0.066	
R_h	Aerodinamična vhodna funkcija	0.804	
R_b	Aerodinamična vhodna funkcija	0.052	

Prekladna konstrukcija

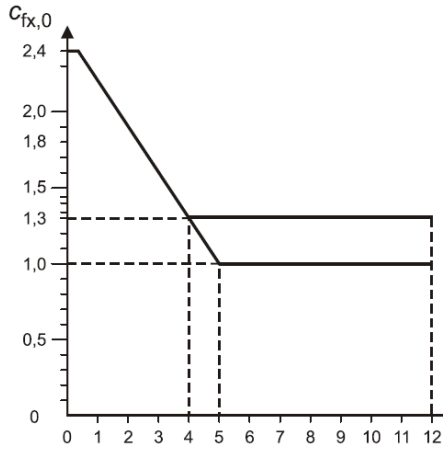
Obtežba vetra v x-smeri **(prečna smer)**:

$c_{fx} = c_{fx,0}$

b = 4,65 m

d_{tot} = 1,60

b/ d_{tot} = 2,90 ⟶ $c_{fx,0}$ = 1,64

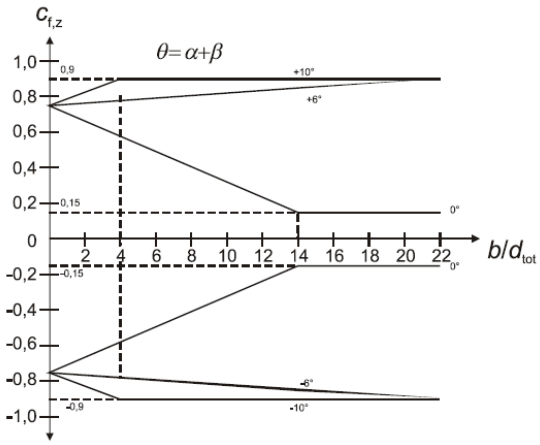


$$F_{W,x} = c_s c_d \cdot c_{fx} \cdot q_p \cdot A_{ref} = 1{,}07 \cdot 1{,}64 \cdot 0{,}58 \cdot 1{,}60 = 1{,}628\ \mathrm{kN/m'}$$

Upoštevamo 1,65 kN/m'.

Obtežba vetra v vertikalni smeri:

$c_{fz} = \pm 0{,}63$



$$F_{W,z} = 1{,}07 \cdot 0{,}63 \cdot 0{,}58 \cdot 4{,}65 \approx 1{,}82\ \mathrm{kN/m'}$$

2.5 SNEG

Nadmorska višina lokacije znaša približno 308m. Glede na lokacijo objekta (cona A2), se obtežba snega izračuna:

$$s_k = 1{,}293 \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{728}\right)^2\right) = 1{,}526\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$s = u_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}526 = 1{,}22\mathrm{kN/m^2}$$

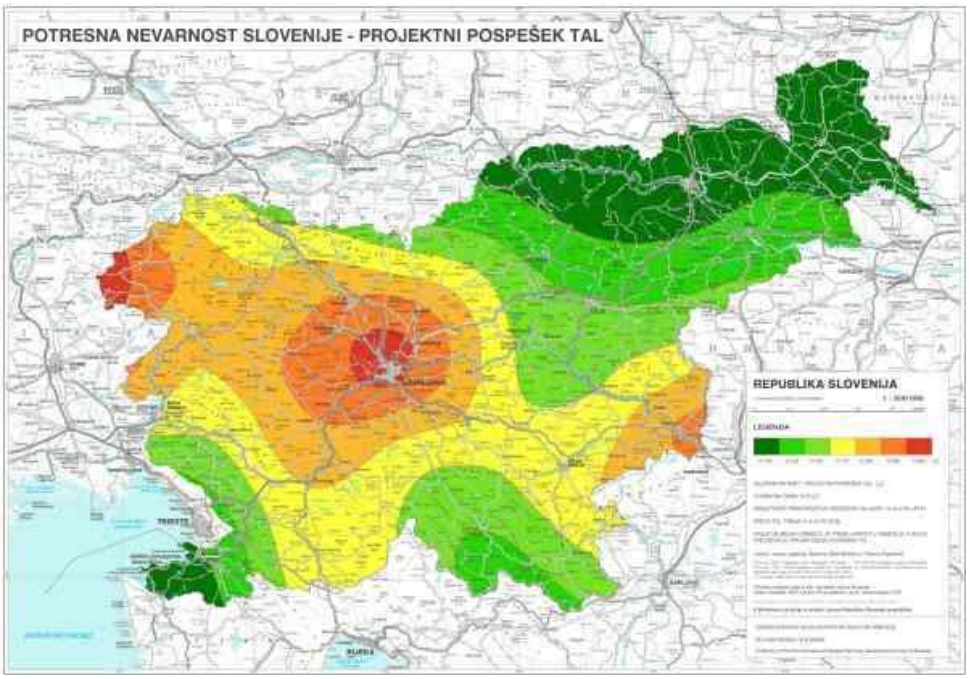
Obtežba snega se ne kombinira z obtežbo pešcev. Ker je velikost obtežba manjša kot pa znaša prometna obremenitev, v nadaljevanju več ne bo obravnavana.

2.6 POTRES

Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava Republike Slovenije za geofiziko je leta 2002 izdala Karto potresne nevarnosti Slovenije, opredeljeno s projektnimi pospeški za povratno dobo 475 let in trdna tla (razred A po EC 8). Po tej karti znaša projektni pospešek tal na obravnavanem območju 0,100 g.

V skladu s preglednico 3.1 (SIST EN 1998-1) tla na lokaciji ustrezajo tipu tal B, za katera velja hitrost širjenja strižnih valov $v_{s,30}$ 360 - 800 m/s.

Faktor redukcije potresnih sil v horizontalnih smereh znaša q= 1.0.



3.0 PODKONSTRUKCIJA

3.1 LESENA KROVNA KONSTRUKCIJA

3.1.1 Splošno

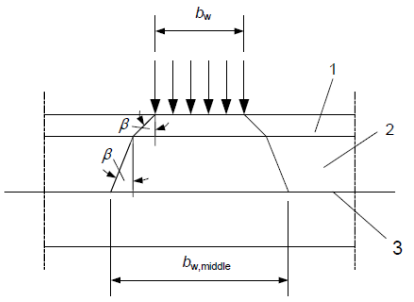
Pohodna površina je sestavljena iz profiliranih lesenih podnic dimenzij B/H=140/40 mm, ki so položene na lesene vzdolžnike z vmesno fugo 1 cm. Pohodna površina se predvidi iz lesa Accoya.

Za analizo se je upošteval zmanjšan prerez zaradi obrabe, in sicer se je za izračun napetosti upoštevala višina 35mm (Δ=5mm).

3.1.2 Analiza obtežb

Obtežbe, ki so se upoštevale so v skladu s poglavjem 2.:

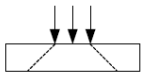
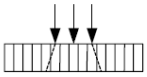
- Lastna teža (γ = 4,6 kN/m3)
- Obtežba peščev 5,0 kN/m2
- Lokalna obremenitev servisnega vozila osne obremenitve 2t (2x10kN) oziroma skupna teža 3,5t. 10,0 kN prestavlja eno kolo nezgodnega obtežnega primera. Pri izračunu se je upoštevala razširitev lokalnih obremenitev do težišča prereza pod kotom 15˚ oziroma 45˚ (v skladu s shemo iz EN 1991-2).



Key:
1 Pavement
2 Timber deck plate
3 Reference in middle of timber deck plate

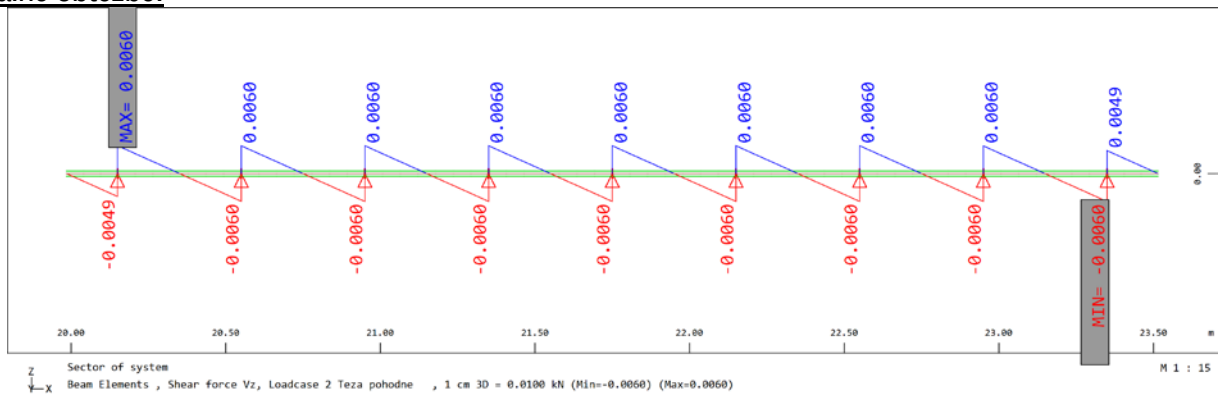
Figure 5.1 – Dispersion of concentrated loads from contact area width b_w

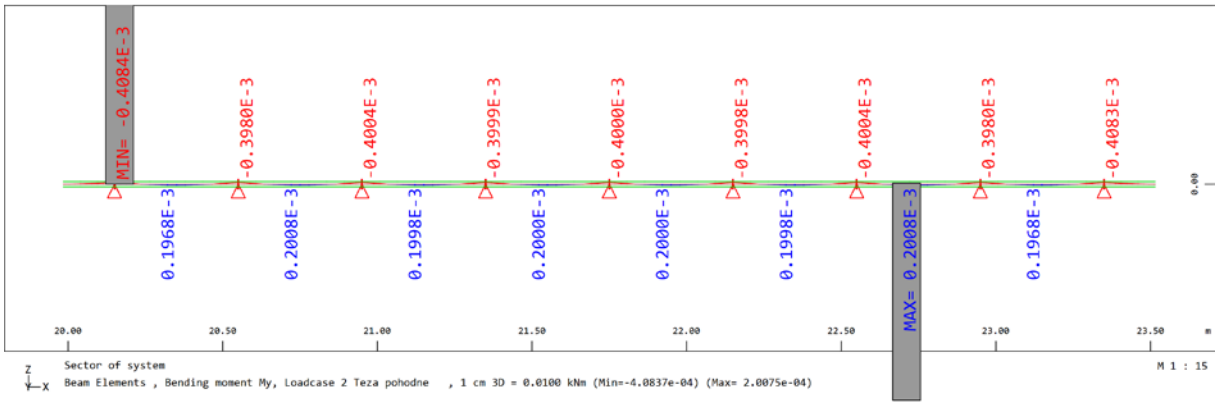
Table 5.2 – Dispersion angle β of concentrated loads for various materials

Pavement (in accordance with EN 1991-2 clause 4.3.6)	45°
Boards and planks	45°
Laminated timber deck plates:	
– in the direction of the grain 	45°
– perpendicular to the grain 	15°
Plywood and cross-laminated deck plates	45°

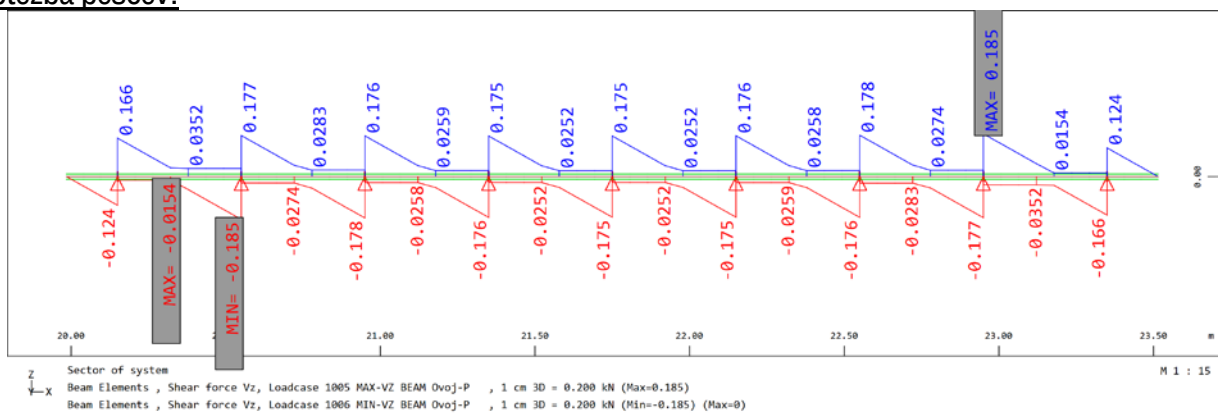
3.1.3 Obremenitve

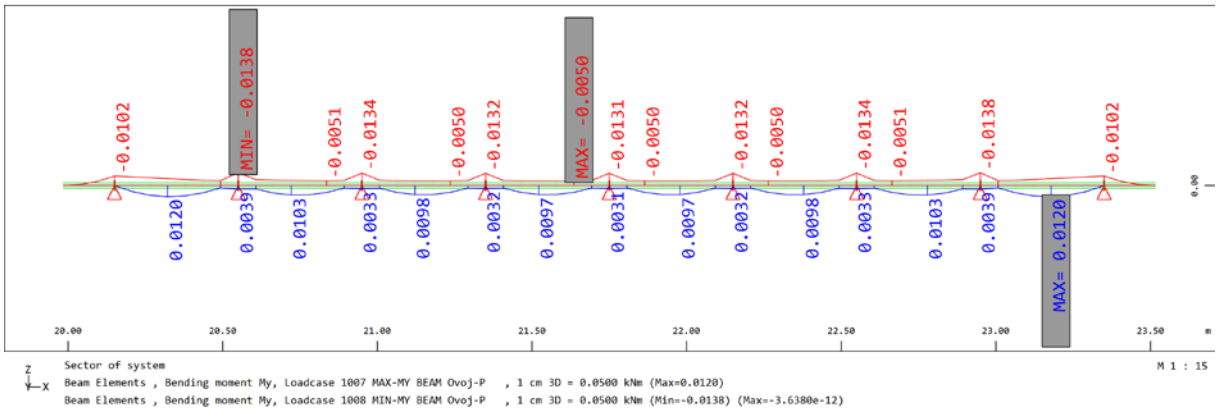
Stalne obtežbe:



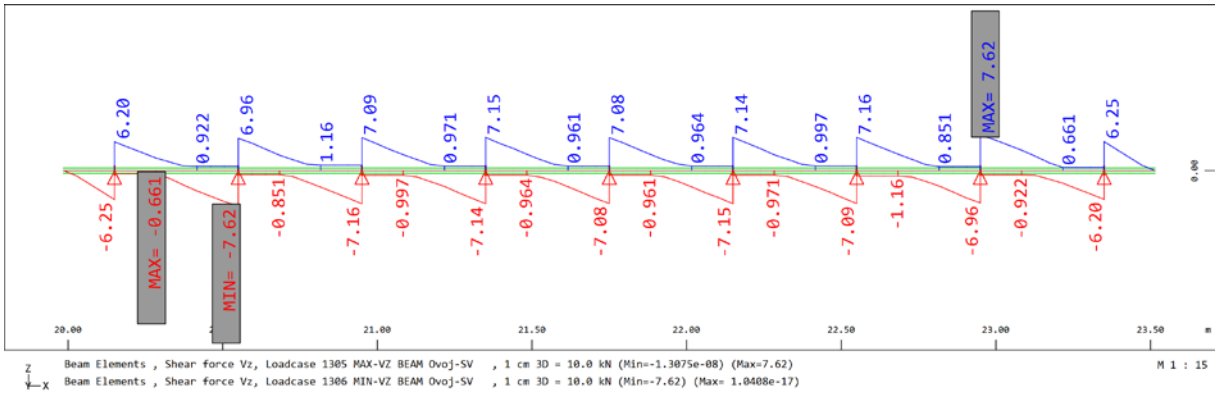


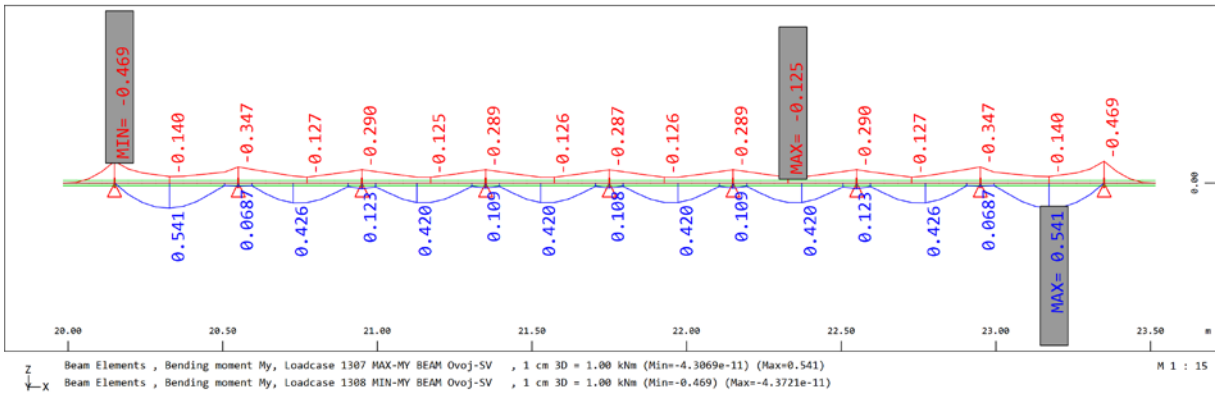
Obtežba pešcev:





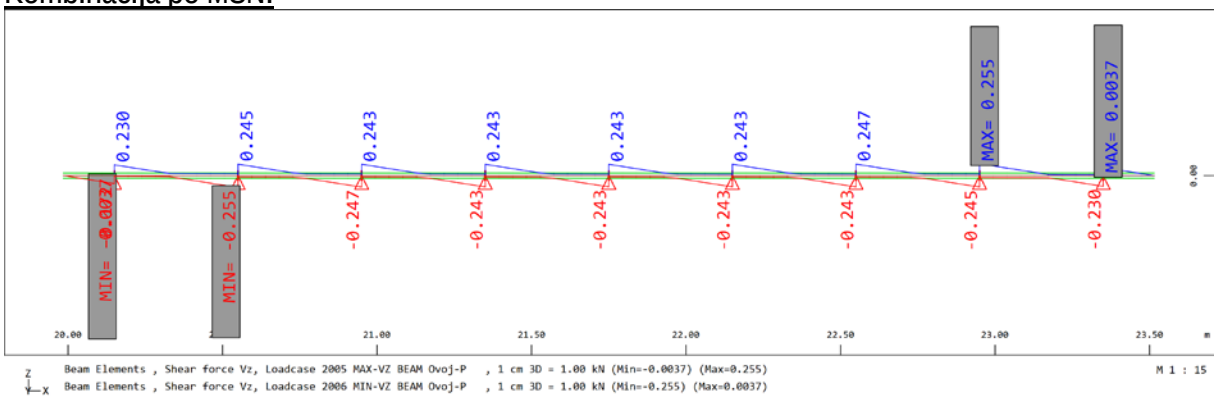
Servisno vozilo / koncentrirana obtežba (ovojnica):

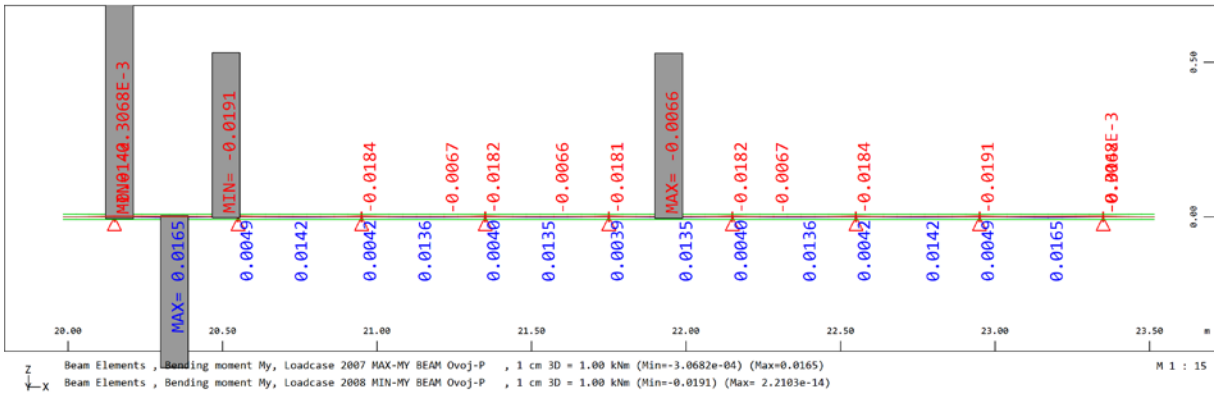




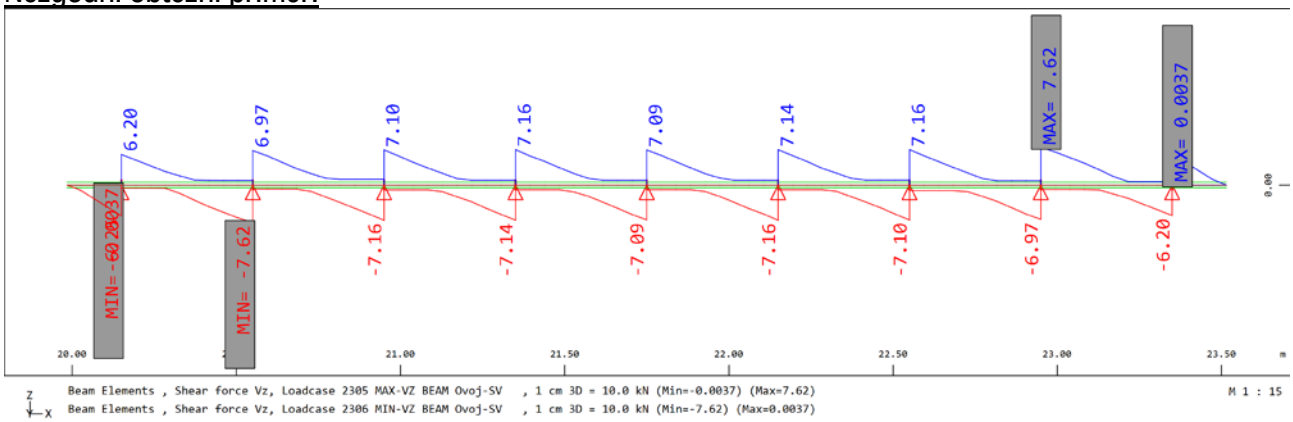
3.1.4 Dimenzioniranje in kontrola

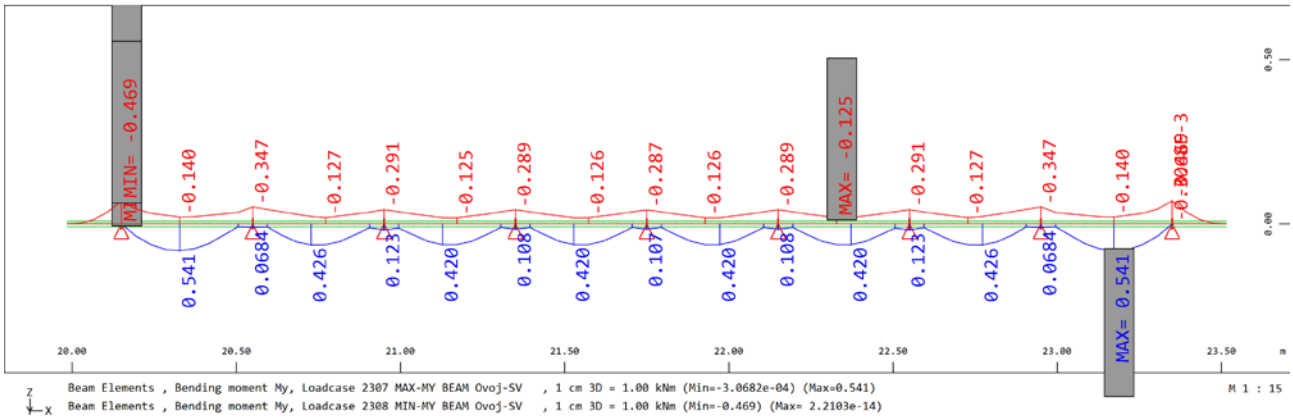
Kombinacija po MSN:





Nezgodni obtežni primer:





Merodajna je nezgodna obtežna kombinacija:

$M_{y,max}$ = 0,541 kNm

$V_{z,max}$ = 7,62 kN

Pri dimenzioniranju upoštevamo karakteristike lesa Accoy, in sicer:

$f_{m,k}$ = 2,2 kN/cm2

$f_{v,k}$ = 0,35 kN/cm2

<u>Kontrola upogiba:</u>

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = 1{,}89\ kN/cm^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1{,}1 \cdot \frac{2{,}2}{1{,}0} = 2{,}42\ kN/cm^2$$

$$\sigma_{m,d} = 1{,}89 \frac{kN}{cm^2} < f_{m,d} = 2{,}42 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \boldsymbol{i = 0{,}78}$$

<u>Kontrola striga:</u>

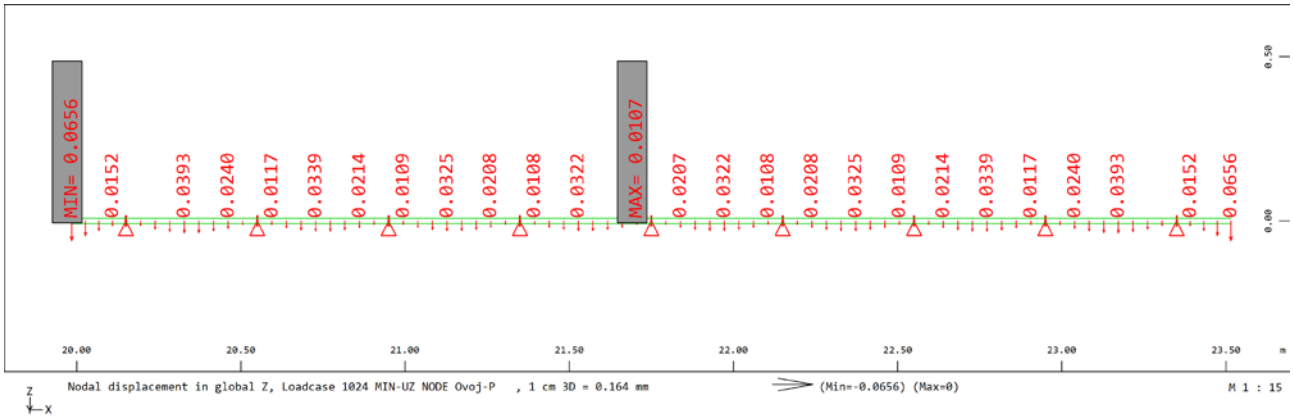
Upoštevamo $b_{eff} = k_{cr} \cdot b$ (k_{cr} = 0,67), v skladu s SIST EN 1995-1-1, A1:

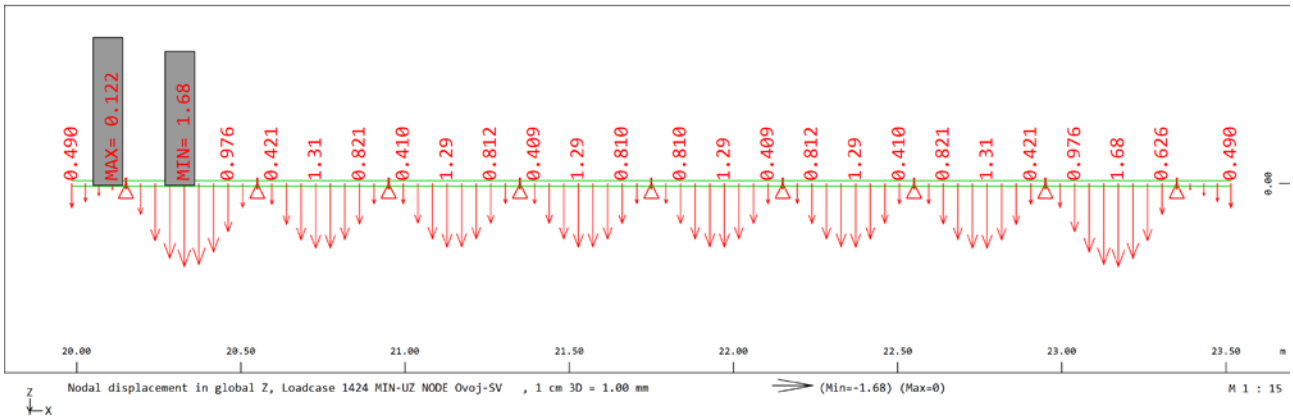
$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot V_z}{2 \cdot b_{eff} \cdot h} = \frac{3 \cdot 7{,}62}{2 \cdot 0{,}67 \cdot 14 \cdot 3{,}5} = 0{,}348\ kN/cm^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1{,}1 \cdot \frac{0{,}35}{1{,}0} = 0{,}385\ kN/cm^2$$

$$\tau_{Ed} = 0{,}348 \frac{kN}{cm^2} < f_{v,d} = 0{,}385 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \boldsymbol{i = 0{,}90}$$

Kontrola deformacij (pešci/servisno vozilo):





$u_{z,max.,pešci}$ = 0,07 mm → L/5.7·10^4

$u_{z,max.,SV}$ = 1,68 mm → L/240

3.2 VZDOLŽNA PODKONSTRUKCIJA -VZDOLŽNIKI

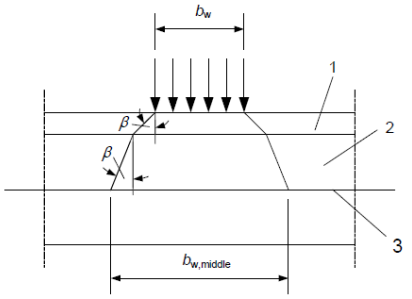
3.2.1 Splošno

Vzdolžne elemente podkonstrukcije predstavljajo leseni profili prereza 16/16cm, katerim se prerez na mestu naleganja spremeni na 16/11 cm. Narejeni so iz lesa kvalitete C30. Pri analizi je bil upoštevan prostoležeč nosilec dolžine 4,3m.

3.2.2 Analiza obtežb

Obtežbe, ki so se upoštevale so v skladu s poglavjem 2.:

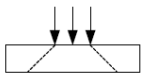
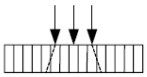
- Lastna teža (γ = 4,6 kN/m^3)
- Obtežba krova
- Obtežba peščev 5,0 kN/m^2
- Lokalna obremenitev servisnega vozila osne obremenitve 2t (2x10kN) oziroma skupna teža 3,5t. 10,0 kN prestavlja eno kolo nezgodnega obtežnega primera. Pri izračunu se je upoštevala razširitev lokalnih obremenitev do težišča prereza pod kotom 15˚ oziroma 45˚ (v skladu s shemo iz EN 1991-2).



Key:
1 Pavement
2 Timber deck plate
3 Reference in middle of timber deck plate

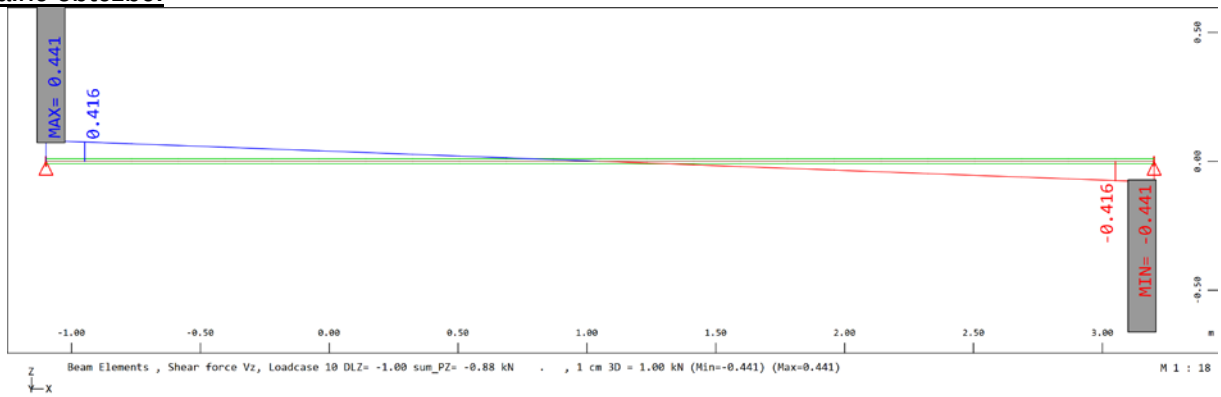
Figure 5.1 – Dispersion of concentrated loads from contact area width b_w

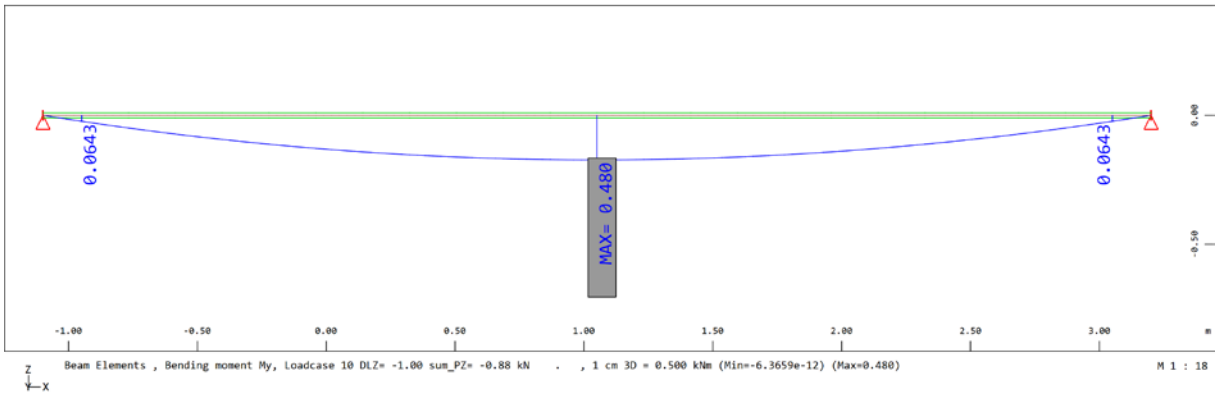
Table 5.2 – Dispersion angle β of concentrated loads for various materials

Pavement (in accordance with EN 1991-2 clause 4.3.6)	45°
Boards and planks	45°
Laminated timber deck plates:	
– in the direction of the grain 	45°
– perpendicular to the grain 	15°
Plywood and cross-laminated deck plates	45°

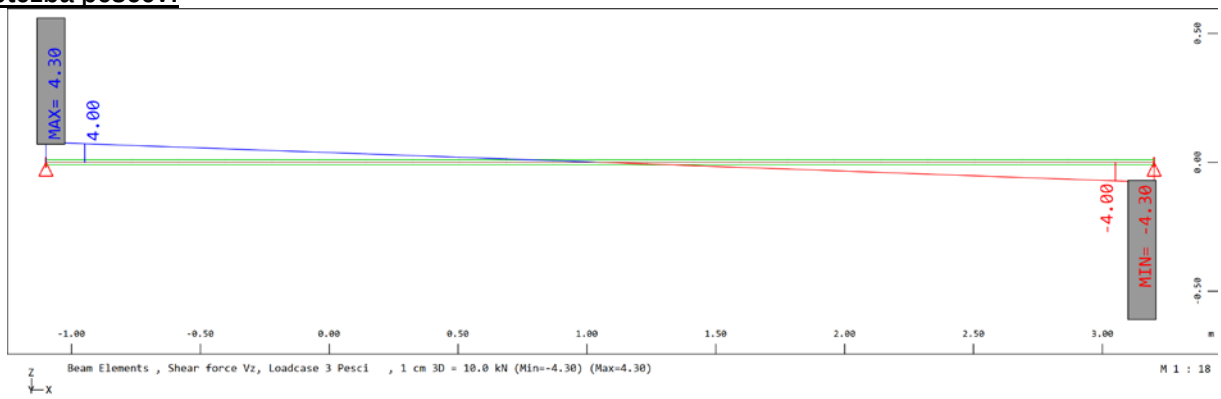
3.2.3 Obremenitve

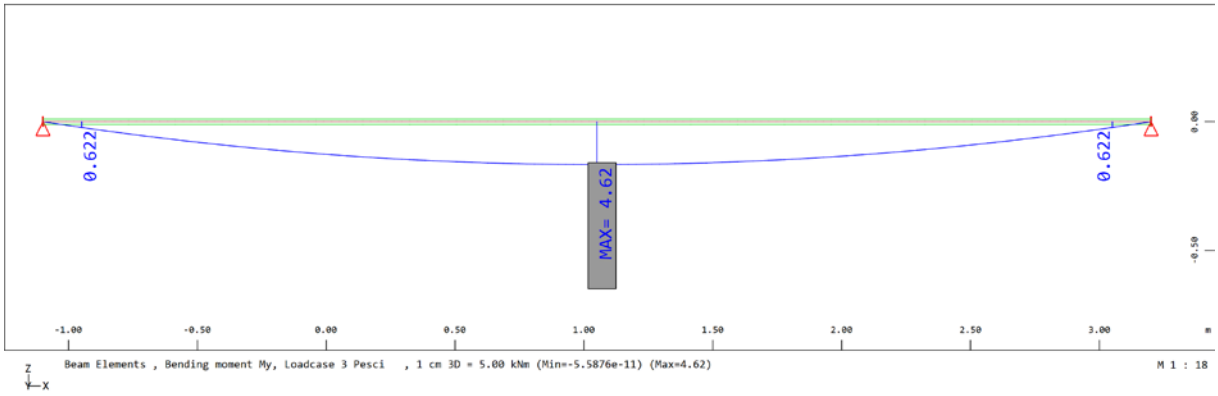
Stalne obtežbe:



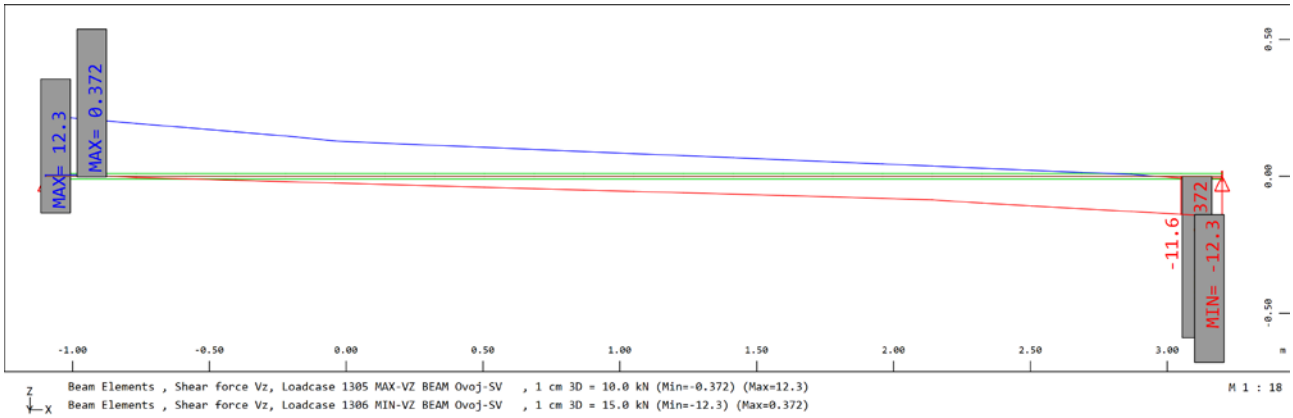


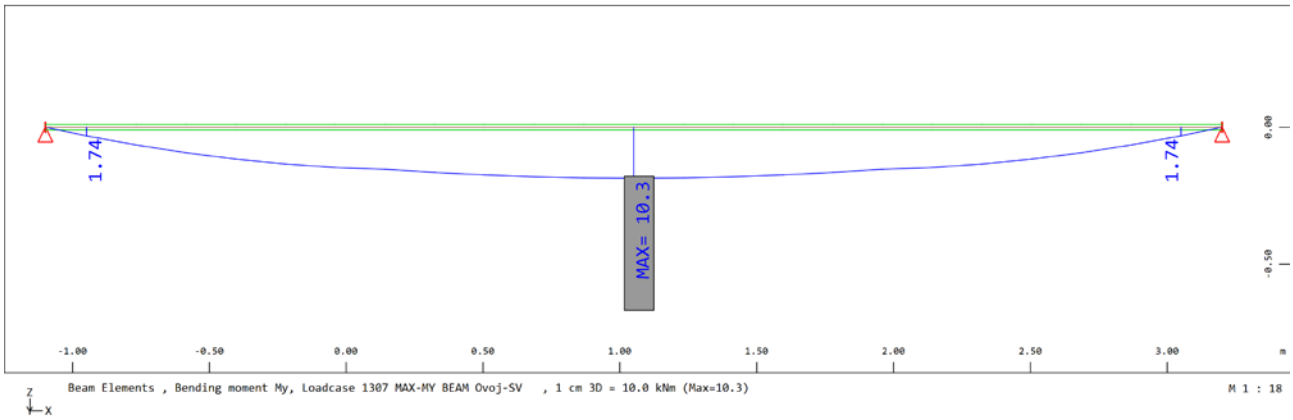
Obtežba pešcev:





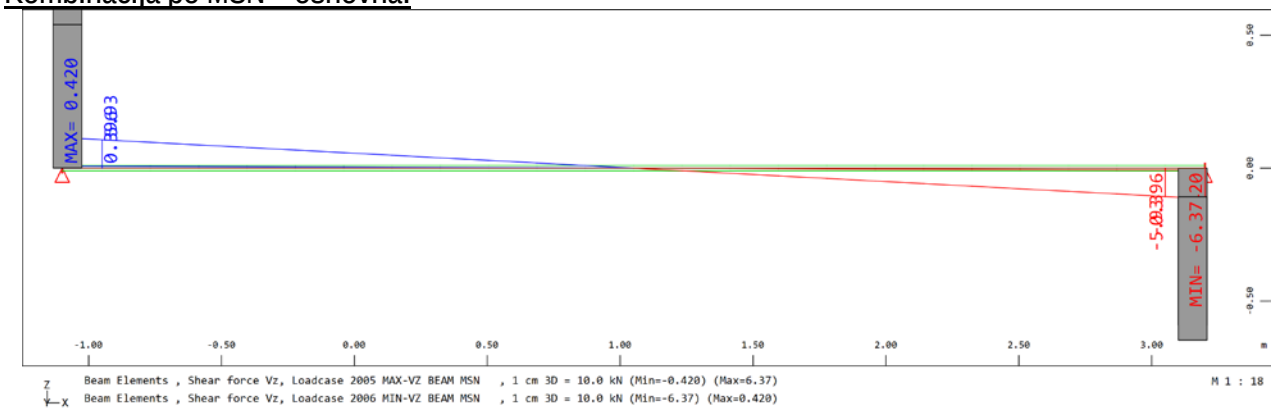
Servisno vozilo / koncentrirana obtežba:

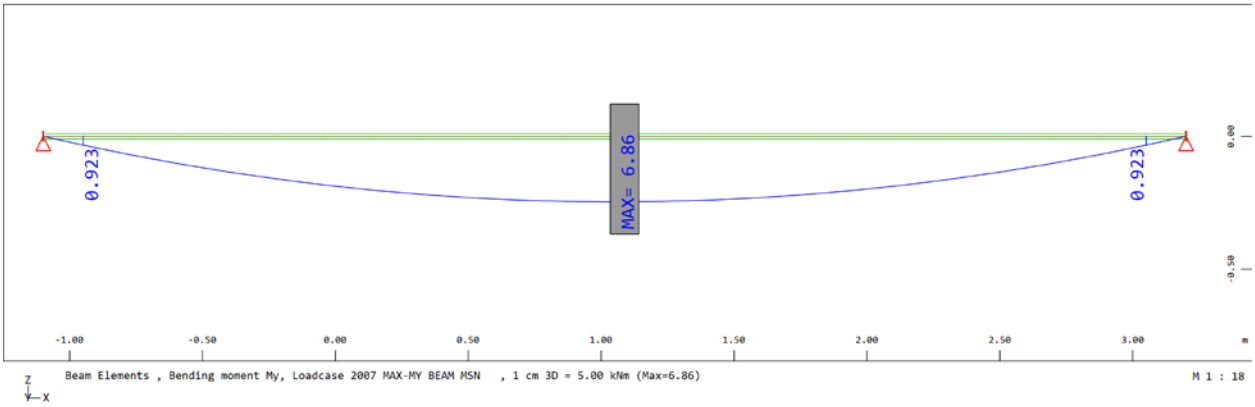




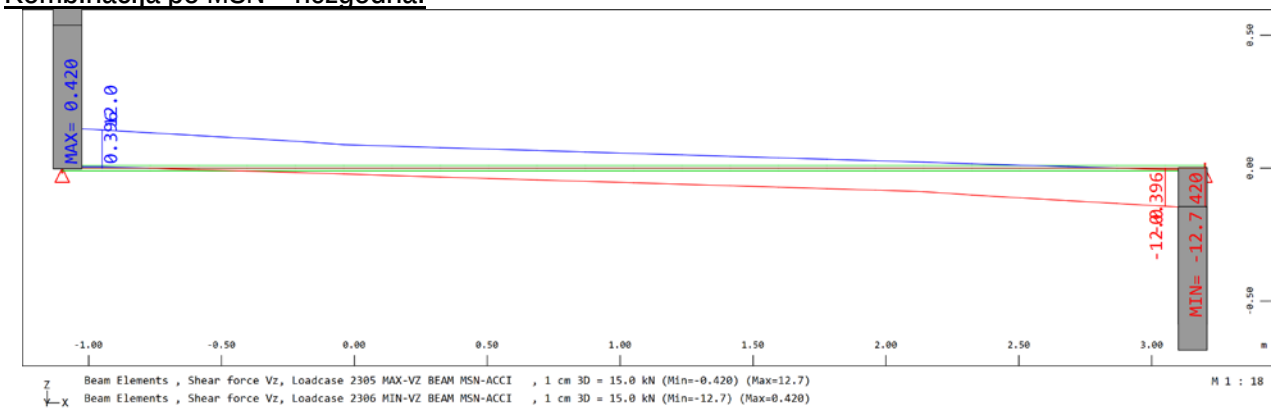
3.2.4 Dimenzioniranje in kontrola

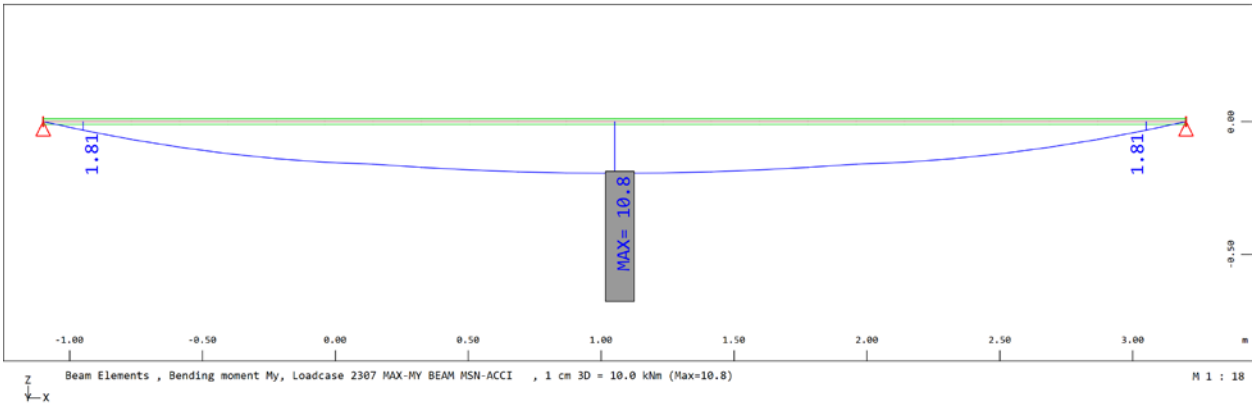
Kombinacija po MSN – osnovna:





Kombinacija po MSN – nezgodna:





Pri dimenzioniranju so bile upoštevane karakteristike lesa C30:

Materialne karakteristike			
Trdnostni razred		C30	
$f_{m,k}$=	3,0	kN/cm^2	[upogib]
$f_{t,0,k}$=	1,8	kN/cm^2	[nateg]
$f_{t,90,k}$=	0,06	kN/cm^2	[nateg]
$f_{c,0,k}$=	2,3	kN/cm^2	[tlak]
$f_{c,90,k}$=	0,27	kN/cm^2	[tlak]
$f_{v,k}$=	0,30	kN/cm^2	[strig]
$E_{0,mean}$=	1200,0	kN/cm^2	[mod.el.]
$E_{0,05}$=	800,0	kN/cm^2	[mod.el.]
$E_{90,mean}$=	40,0	kN/cm^2	[mod.el.]
G_{mean}=	75,00	kN/cm^2	[str.mod.]
$G_{0,05}$=	50,00	kN/cm^2	[str.mod.]
ρ_k=	380,00	kg/m^3	[gostota]
ρ_{mean}=	460,00	kg/m^3	[gostota]

$M_{,y,max}$ = 6,86 kNm osnovna kombinacija

$M_{,y,max}$ = 10,80 kNm nezgodna kombinacija

$V_{z,max}$ = 6,37 kN osnovna kombinacija

$V_{z,max}$ = 12,70 kN nezgodna kombinacija

<u>Kontrola upogiba:</u>

Osnovna kombinacija:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = 1{,}01\ kN/cm^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0{,}9 \cdot \frac{3{,}0}{1{,}3} = 2{,}07\,\frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{m,d} = 1{,}01\,\frac{kN}{cm^2} < f_{m,d} = 2{,}07\,\frac{kN}{cm^2} \rightarrow \boldsymbol{i = 0{,}49}$$

Nezgodna kombinacija:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = 1{,}58\ kN/cm^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1{,}1 \cdot \frac{3{,}0}{1{,}0} = 3{,}30\ kN/cm^2$$

$$\sigma_{m,d} = 1{,}58\,\frac{kN}{cm^2} < f_{m,d} = 3{,}30\,\frac{kN}{cm^2} \rightarrow \boldsymbol{i = 0{,}48}$$

Kontrola striga:

Osnovna kombinacija:

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot V_z}{2 \cdot b \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

$b = b_{ef}$ (maksimalna prečna sila se ne pojavlja na mestu upogibnih obremenitev)

$h_{ef} = 11\ cm$

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot V_z}{2 \cdot b \cdot h_{ef}} = \frac{3 \cdot 6{,}37}{2 \cdot 16 \cdot 11} = 0{,}055\ kN/cm^2$$

$$k_v = min \left\{ \frac{\dfrac{1}{k_n(1 + \dfrac{1{,}1 i^{1,5}}{\sqrt{h}}}}{\sqrt{h}(\sqrt{\alpha(1-\alpha) + 0{,}8\frac{x}{h}\sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2}})} \right. = 0{,}58$$

$$k_v \cdot f_{v,d} = 0{,}58 \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0{,}58 \cdot 0{,}9 \cdot \frac{0{,}3}{1{,}3} = 0{,}120 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{Ed} = 0{,}055 \frac{kN}{cm^2} < f_{v,d} = 0{,}120 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \boldsymbol{i = 0{,}46}$$

Nezgodna kombinacija:

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot V_z}{2 \cdot b \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

$b = b_{ef}$ (maksimalna prečna sila se ne pojavlja na mestu upogibnih obremenitev)

$h_{ef} = 11\ cm$

$$\tau_{Ed} = \frac{3 \cdot V_z}{2 \cdot b_{eff} \cdot h} = \frac{3 \cdot 12{,}7}{2 \cdot 16 \cdot 11} = 0{,}108 kN/cm^2$$

$$k_v = min \left\{ \frac{\dfrac{1}{k_n(1 + \dfrac{1{,}1 i^{1,5}}{\sqrt{h}}}}{\sqrt{h}(\sqrt{\alpha(1-\alpha) + 0{,}8\frac{x}{h}\sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2}})} \right. = 0{,}58$$

$$k_v \cdot f_{v,d} = 0{,}58 \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0{,}58 \cdot 1{,}1 \cdot \frac{0{,}3}{1{,}0} = 0{,}191 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{Ed} = 0{,}108 \frac{kN}{cm^2} < f_{v,d} = 0{,}191 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \boldsymbol{i = 0,57}$$

<u>Kontrola kontaktnih napetosti:</u>

$F_{z,max}$ = 6,37 kN osnovna kombinacija

$F_{z,max}$ = 12,7 kN nezgodna kombinacija

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = k_{c,90} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

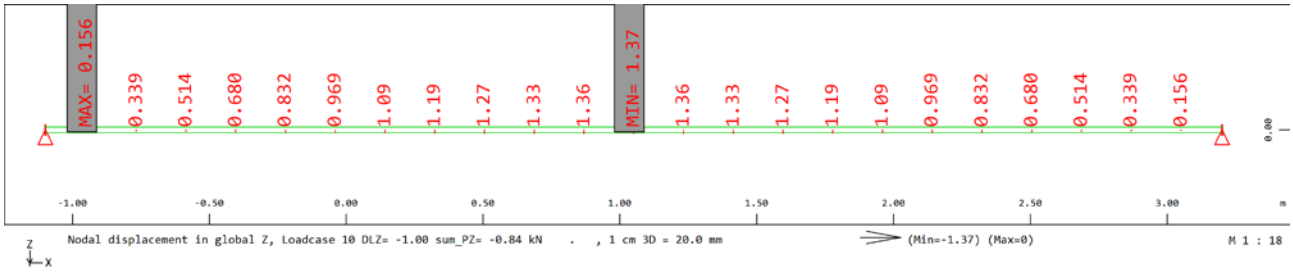
Osnovna kombinacija:

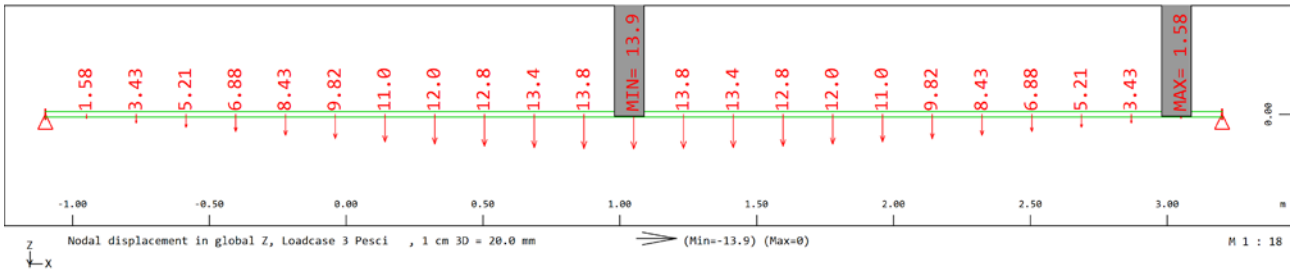
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{6{,}37}{9{,}5 \cdot 12} = 0{,}082 \frac{kN}{cm^2} \leq 1 \cdot 0{,}186 = 0{,}186 \frac{kN}{cm^2}$$

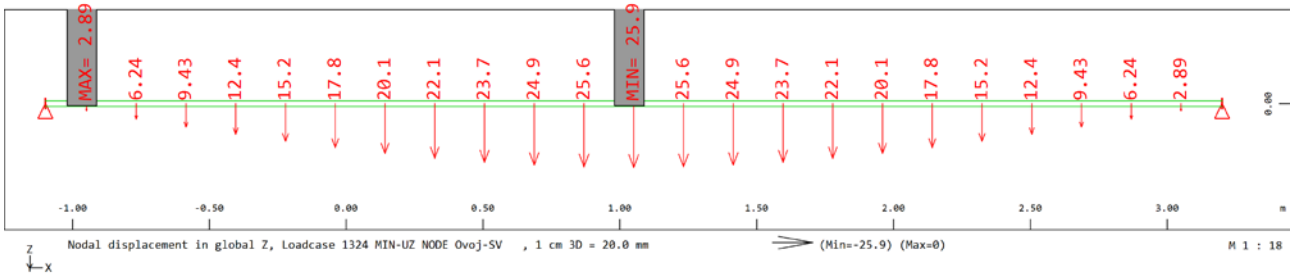
Nezgodna kombinacija:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{12{,}70}{9{,}5 \cdot 12} = 0{,}111 \frac{kN}{cm^2} \leq 1 \cdot 0{,}243 = 0{,}243 \frac{kN}{cm^2}$$

Kontrola deformacij (stalne/pešci/servisno vozilo):







Obtežba	U_z [mm]
Stalne obtežbe	1,37 brez upoštevanaja lezenja ⟶ L/3000
Pešci	13,9 ⟶ L/310
Servisno vozilo	25,9 ⟶ L/170

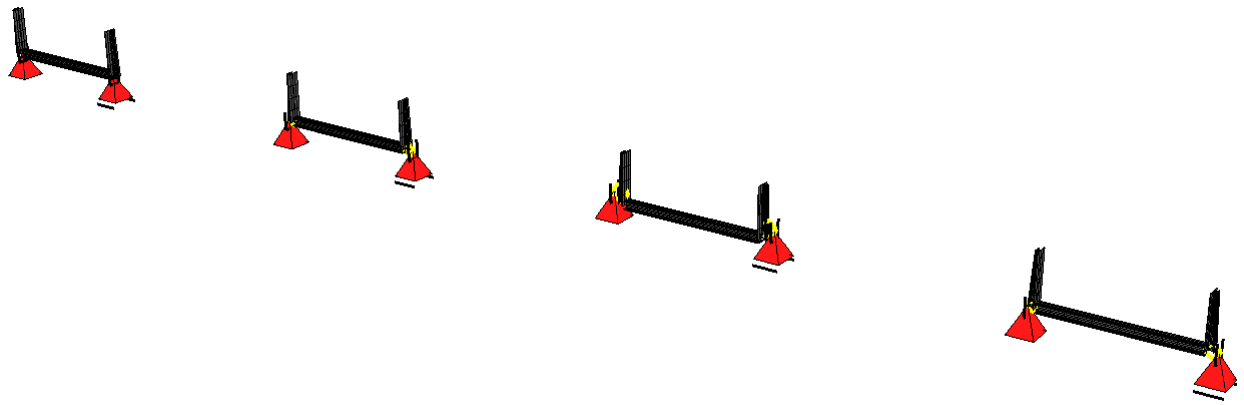
4.0 ANALIZA KONSTRUKCIJE V PREČNI SMERI

4.1 JEKLENI PREČNI OKVIRJI

4.1.1 Splošno

Prečno sta vzdolžna lepljena nosilca povezana preko jeklenih okvirjev. Ti so sestavljeni iz prečnikov HEB 240 in vertikalnih elementov jeklenega okvirja HEB 200 (100). Osnovni raster jeklenih okvirjev je 4.30 m (86/20). Jekleni okvirji so postavljeni vertikalno, med prečnimi okvirji in vzdolžnimi nosilci pa so vstavljene kompenzacijske plošče iz armirane gume ali ustrezne umetne mase.

Kontrola jeklenih prečnih okvirjev se je izvedla na globalnem modelu, prav tako pa je bil izdelan lokalen model za prečno smer, kjer se je opravila analiza za vse tipične osi (z in brez vešalk). Lokalni model je prikazan na spodnji sliki.



Lokalni modeli za analizo jeklenih prečnikov

4.1.2 Analiza obtežb

Obtežbe, ki so se upoštevale so bile opisane že v poglavju 2.

Dodatno je bila pri globalnem modelu upoštevana izbočna sila q_d na vodoravno povezje, ki podpira vzdolžni tlačen nosilec. Na ta način se je upošteval vpliv globalnih nepopolnosti in posledično povečanje obremenitev v prerezih.Tlačne obremenitve v vzdolžnem nosilcu nastanejo zaradi horizontalne obtežbe vetra. Izbočna sila se izračuna s pomočjo izraza:

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{(e_0 + \delta_q)}{L^2}$$

$$\alpha_m = 1$$

$$e_0 = \alpha_m \frac{L}{500} = 17{,}2 \text{ cm}$$

$$\delta_q = 11{,}0 \text{ cm}$$

$$q_d = 500 \cdot 8 \cdot \frac{(0{,}172 + 0{,}11)}{L^2} = 0{,}153 \frac{kN}{m'} = 0{,}16 \frac{kN}{m'}$$

V primeru če se sila določi v skladu z EN 1995-1-1, enačba 9.37:

$$q_d = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{k_{f,3} \cdot l} = 0{,}417 \cdot \frac{2 \cdot 500}{30 \cdot 86} = 0{,}16 \frac{kN}{m'}$$

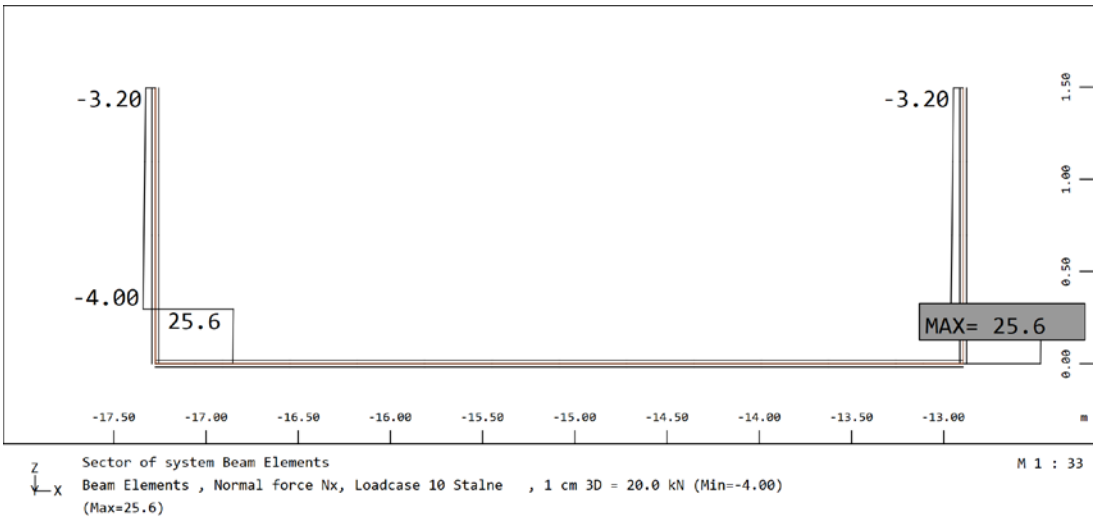
Obremenitve, ki smo jih upoštevali pri 2D ravninskem modelu so prikazane v nadaljevanju. Vertikalne obremenitve so se upoštevale na dvojnem rastru (2x4,3m), s čimer so se dobile pravilne reakcije v podporah, ki predstavljajo vešalke. Horizontalne obremenitve na okvir so izračunane za raster 4,3 m. Zaradi upoštevanja dvojnega rastra v vertikalni smeri so rezultati na varni strani. V nadaljevanju bo podana tudi primerjava z rezultati iz globalnega modela.

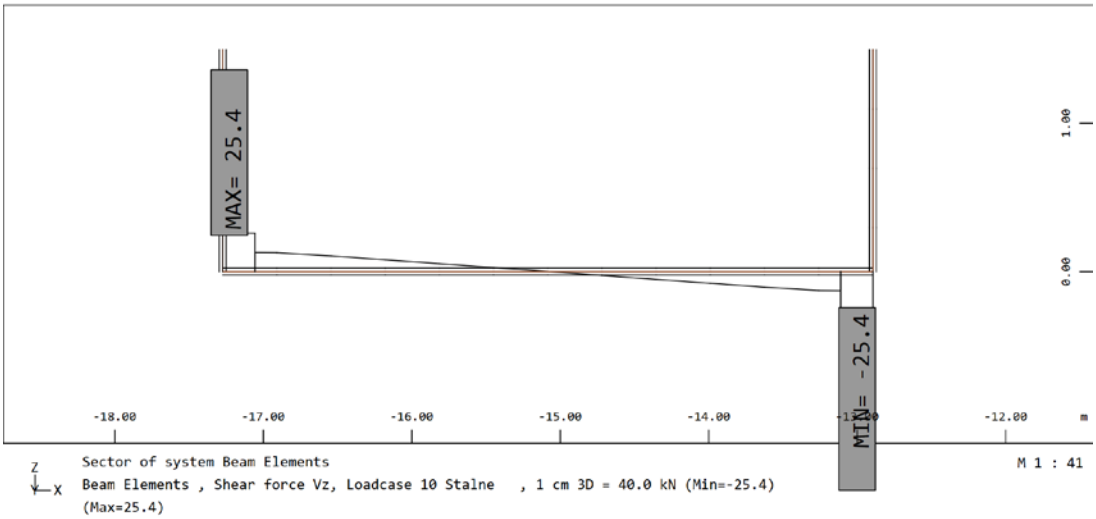
Obtežni primer	Smer delovanja	Velikost
Lastna teža vzdolžnih nosilcev	z-smer	= 2,95 kN/m'
Obtežba krova	z-smer	= 3,10 kN/m'
Obtežba vetra	y-smer	= 1,65 kN/m'
Pešci	z-smer	= 3,04 kN/m^2
Obtežba na ograjo	y,z-smer	= 1,0 kn/m'
Obtežba servisnega vozila	z-smer	= 2x20 kN
Izbočitvena sila zaradi preprečitve uklona (poglavje 5.5.2)	y-smer	= 7,1 kN

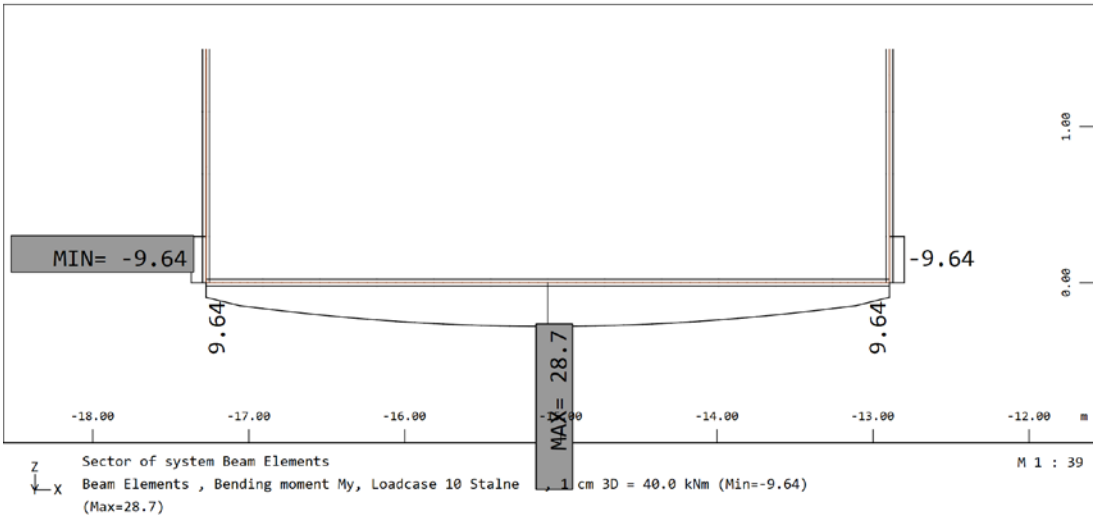
4.1.3 Obremenitve

Obremenitve na ravninskem modelu (prikazane bodo le obremenitve v merodajni osi):

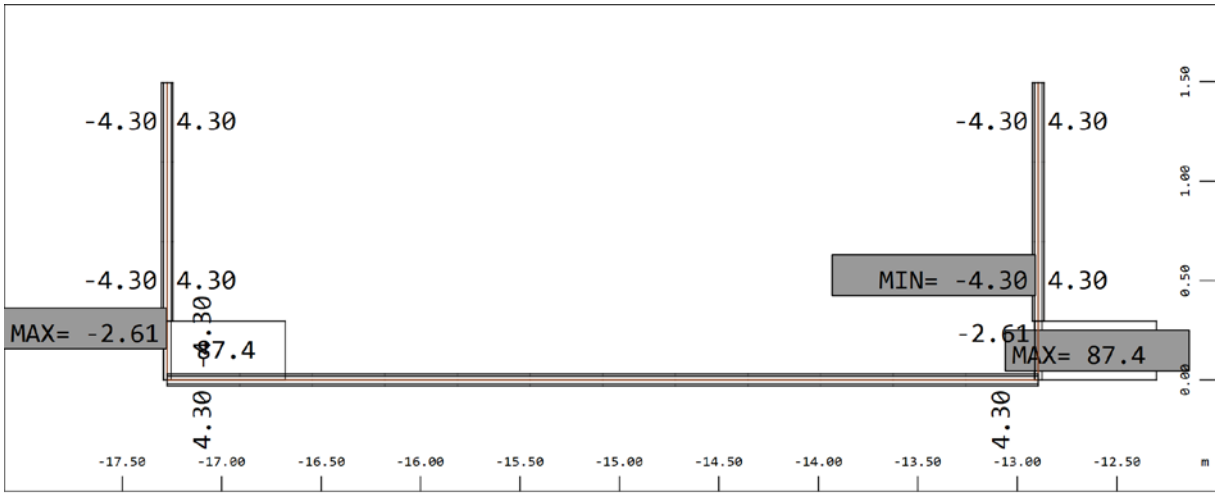
<u>Stalne obtežbe:</u>

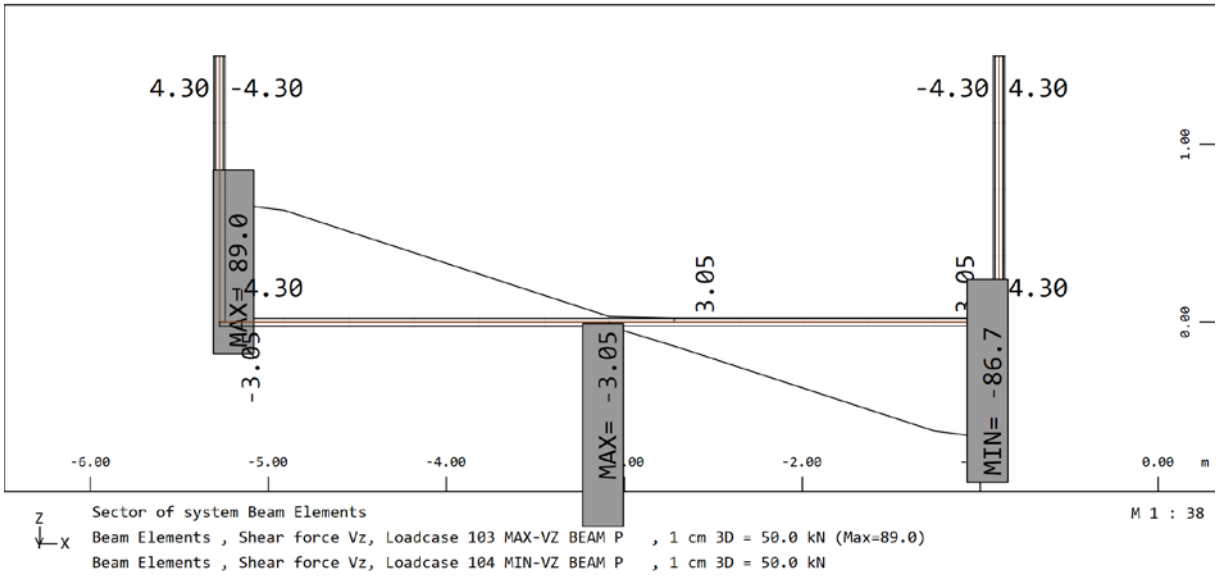


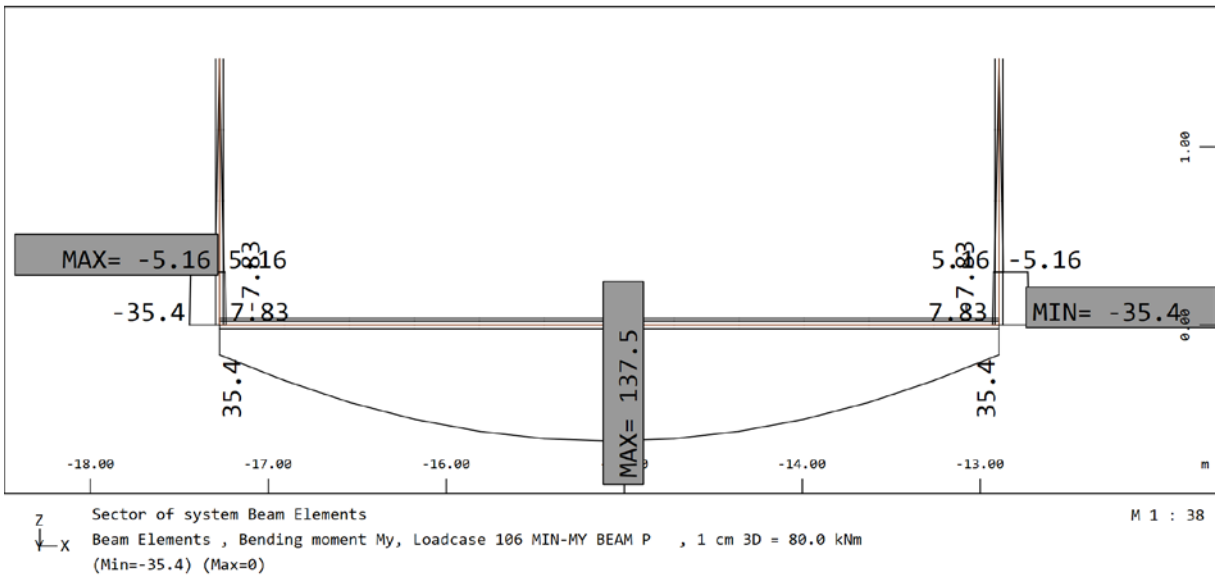




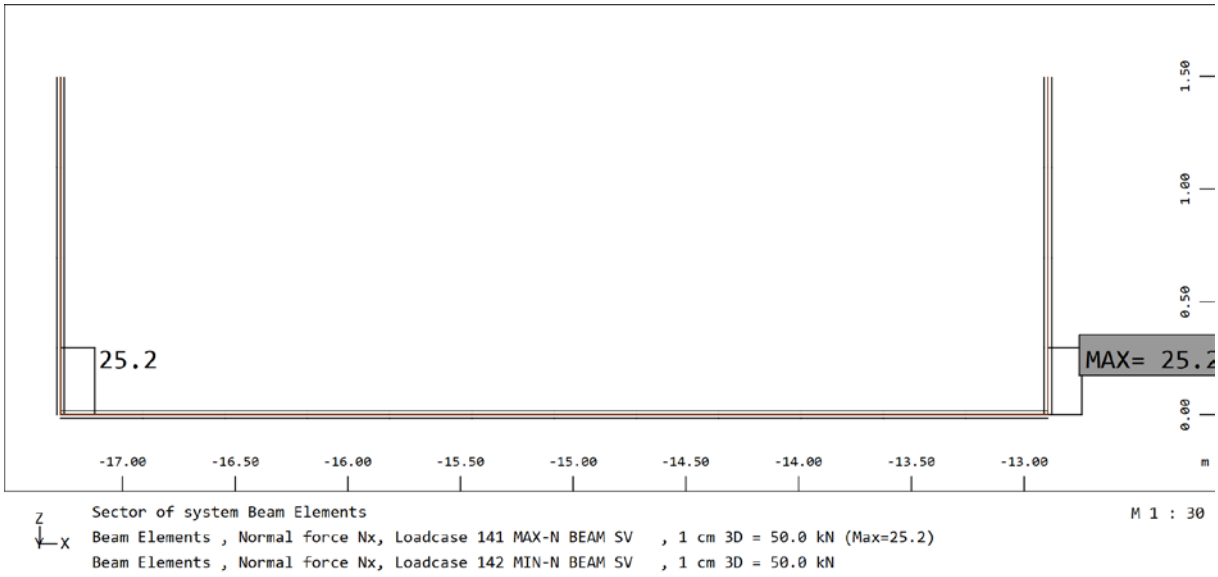
Obtežba pešcev:

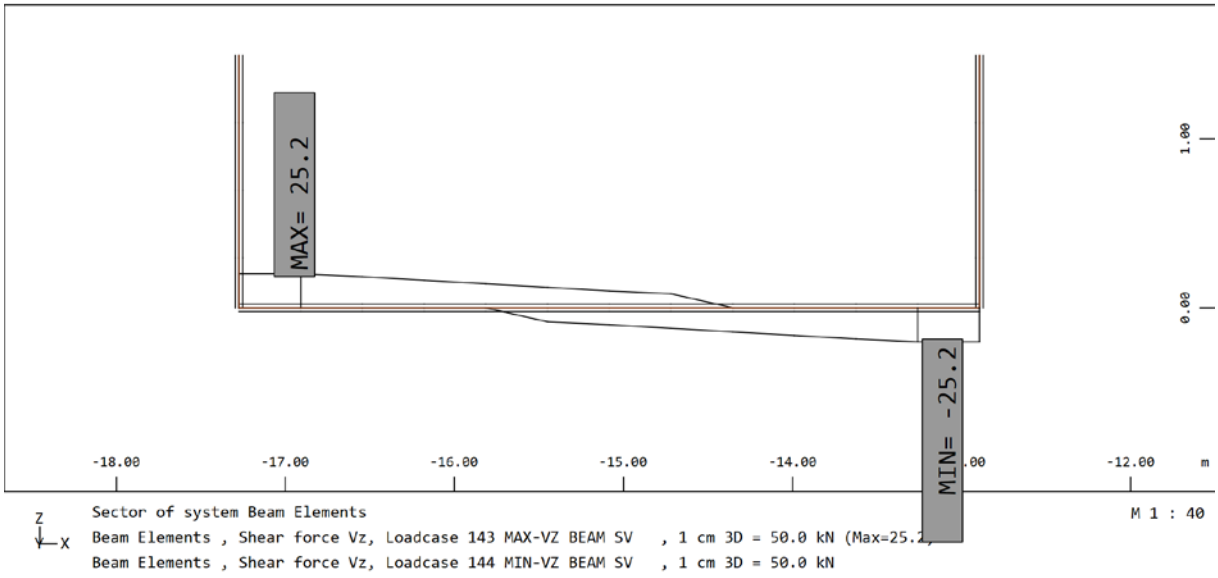


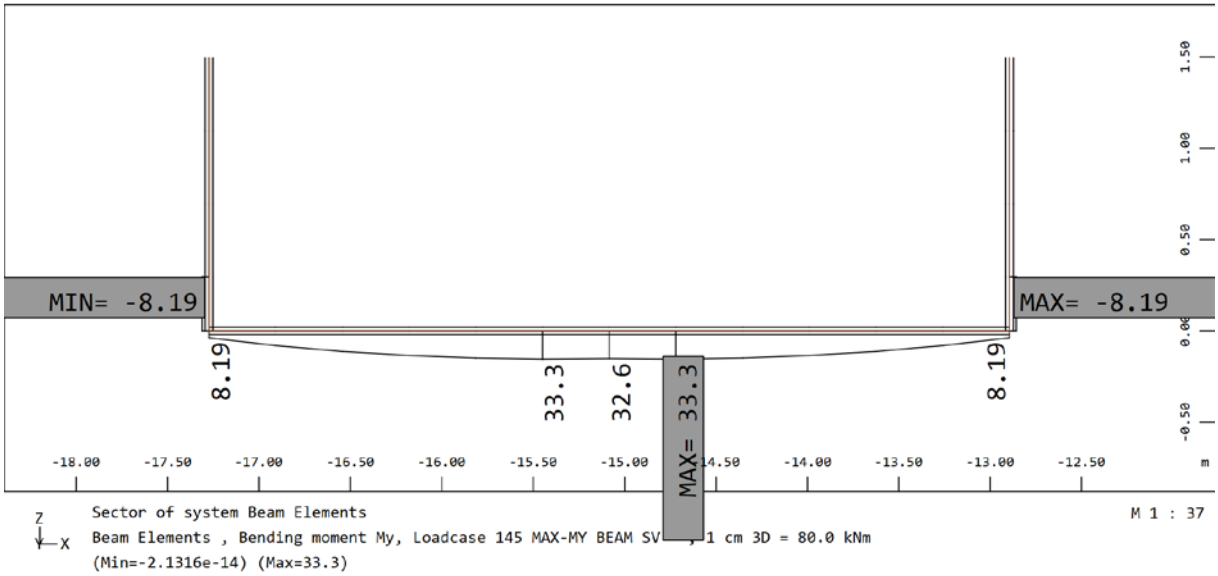




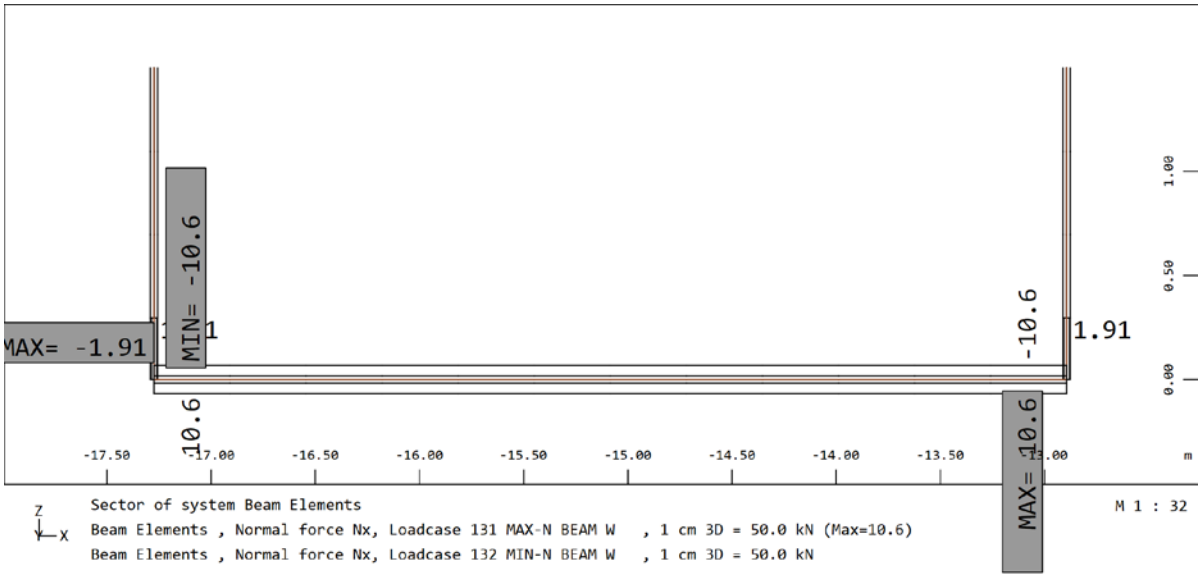
Obtežba servisnega vozila:

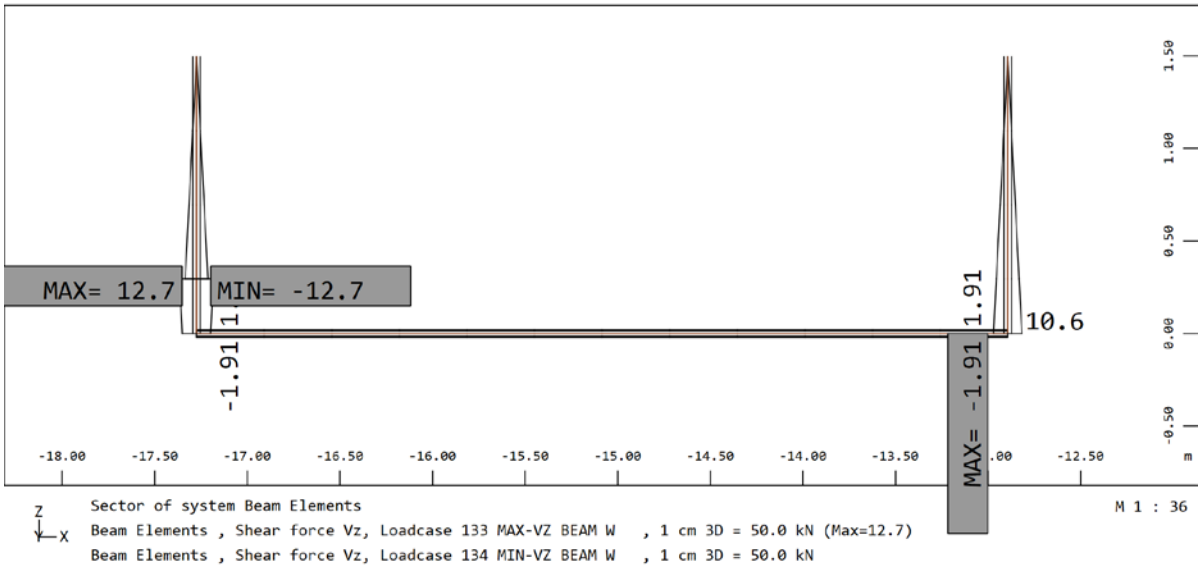


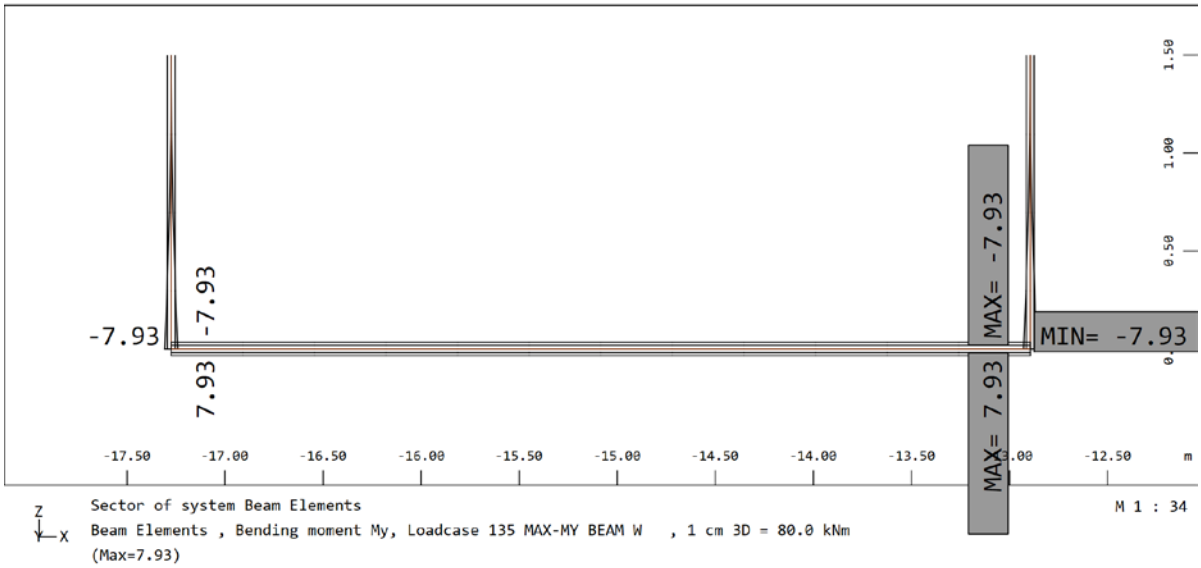




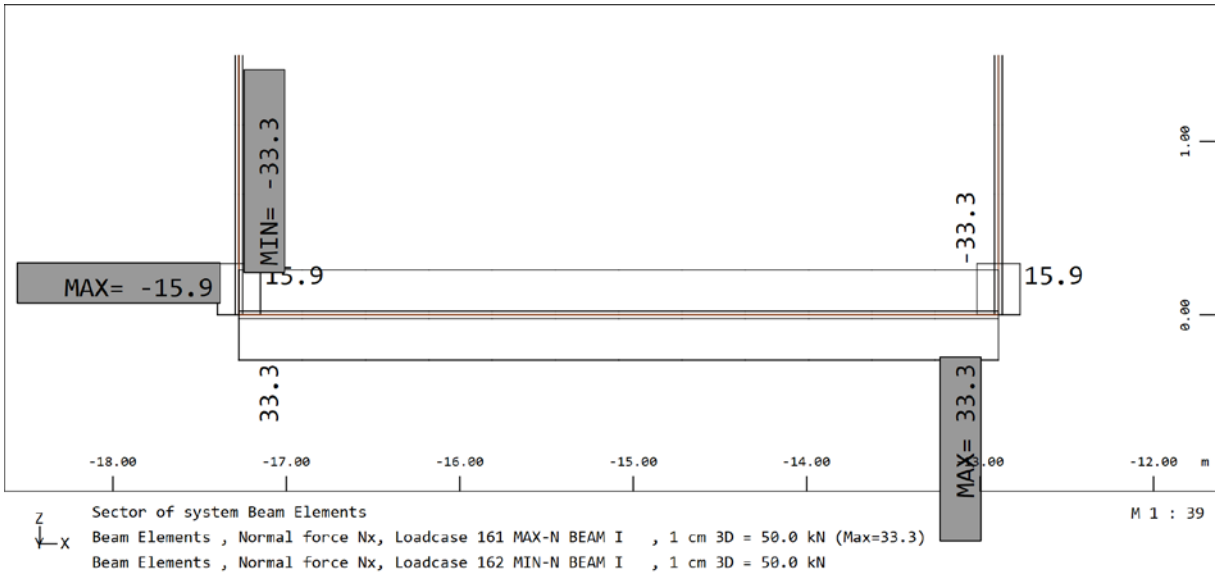
Obtežba vetra:

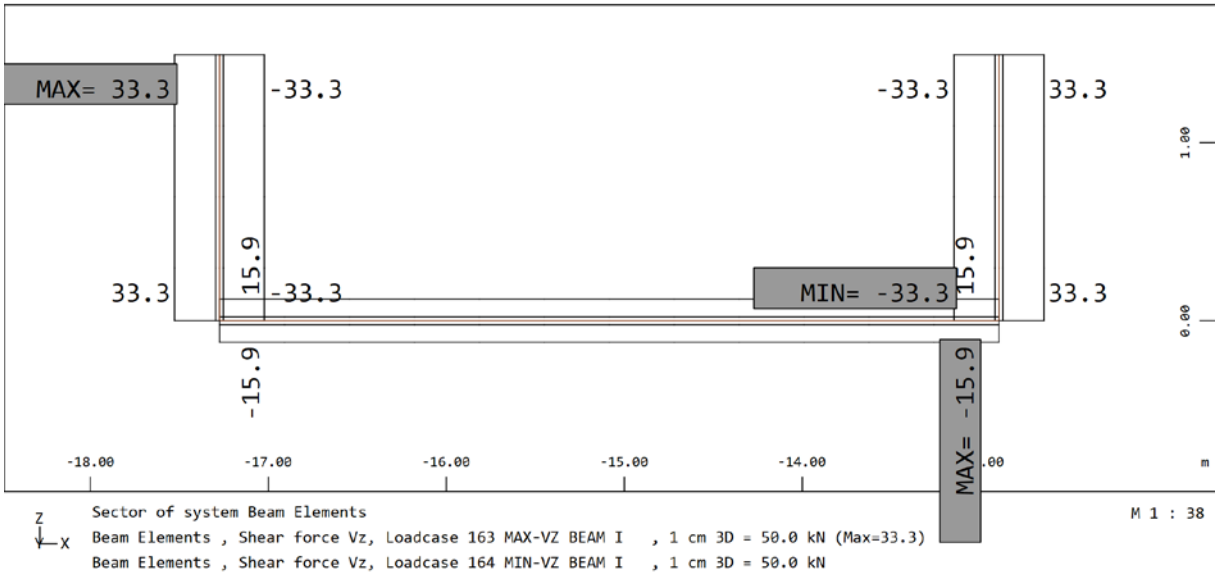


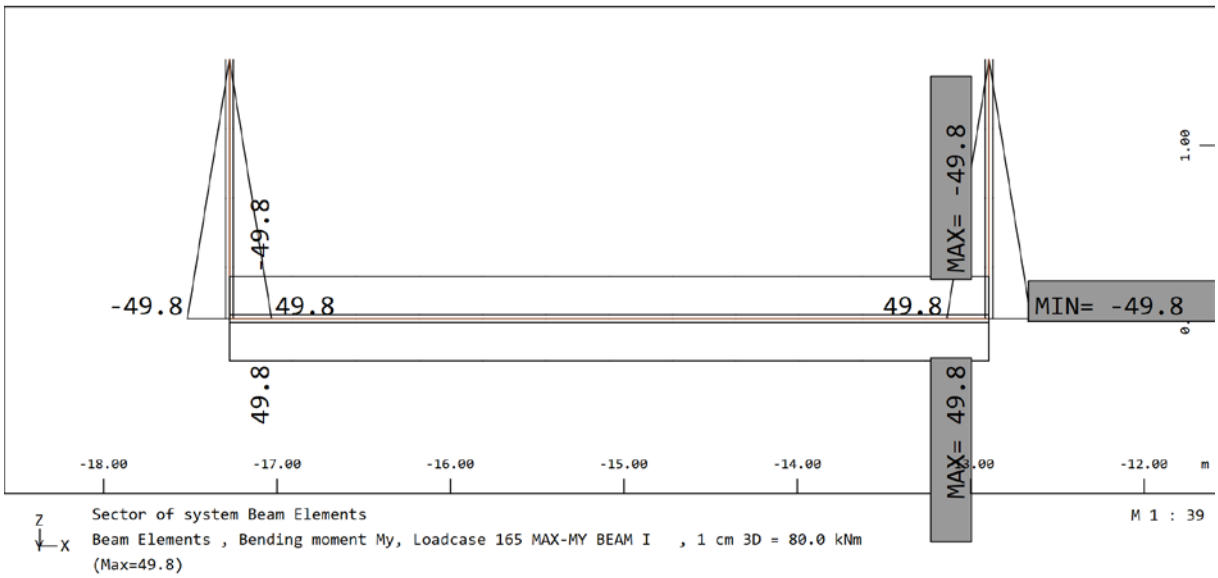




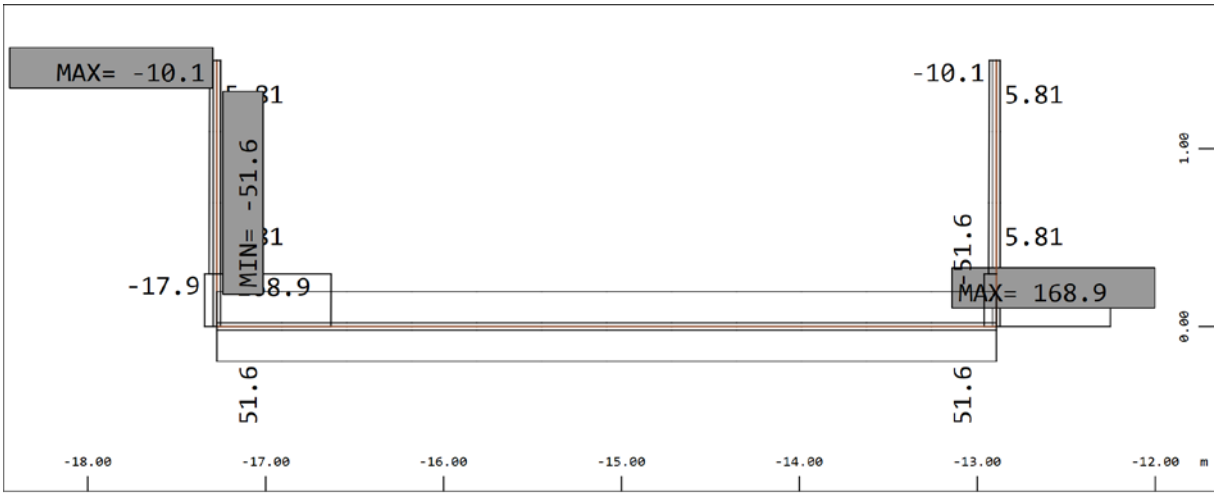
Obtežba izbočitvene sile:



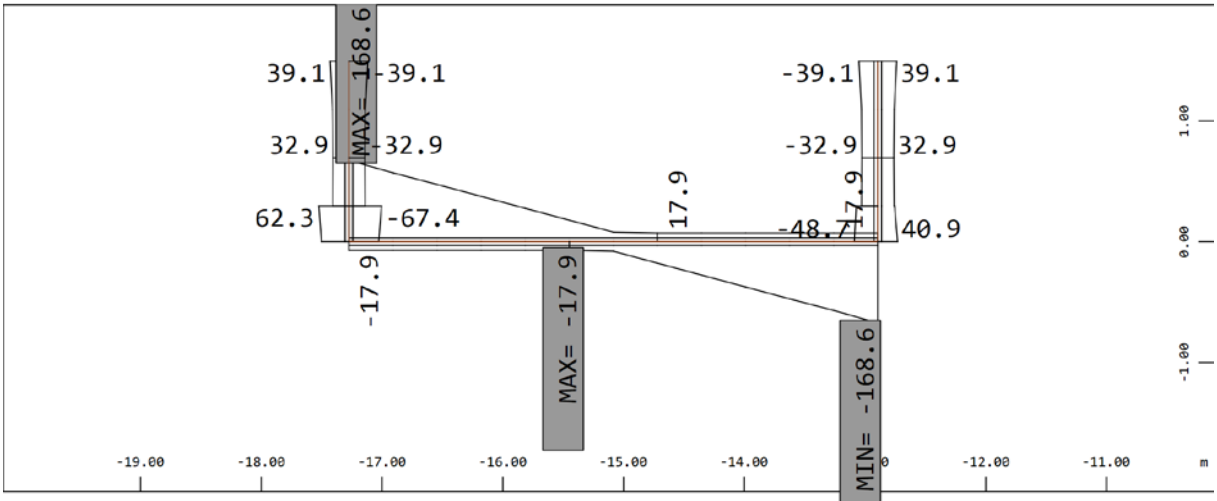




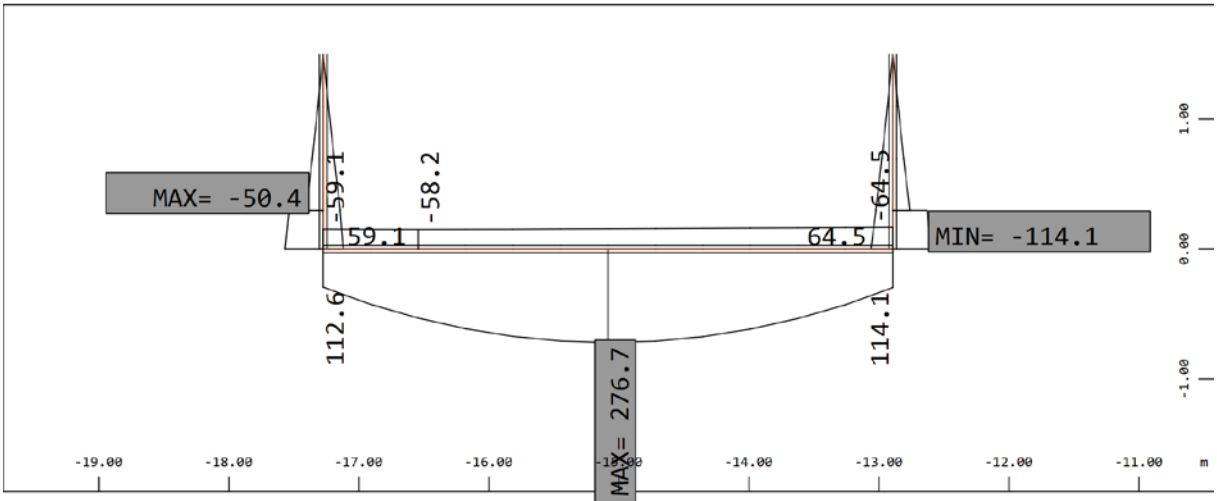
MSN-osnovna kombinacija:



Sector of system Beam Elements
Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 1201 MAX-N BEAM Ovoj-ULS , 1 cm 3D = 100.0 kN
(Max=168.9)
M 1 : 38

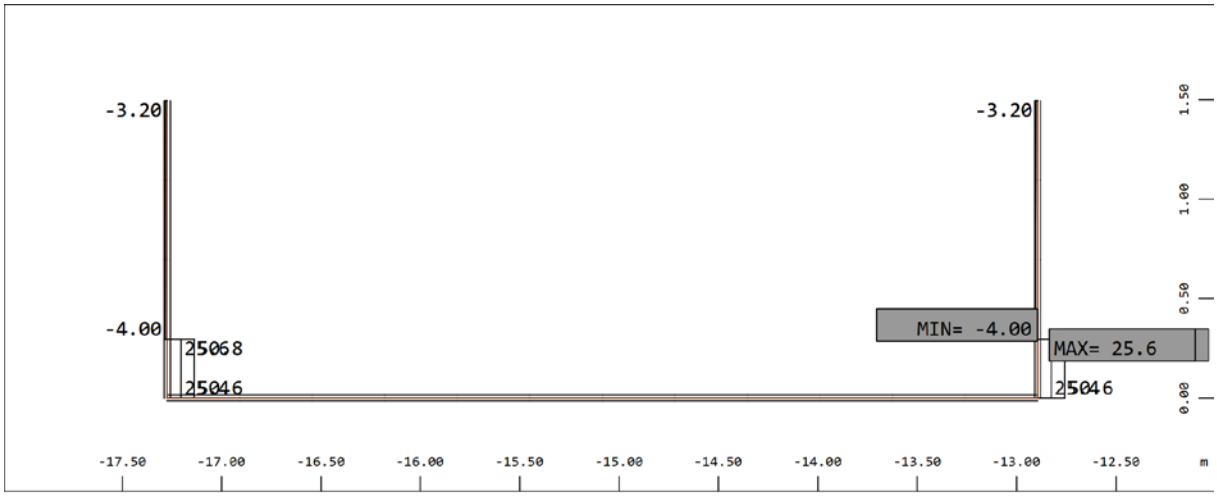


Sector of system Beam Elements
Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 1205 MAX-VZ BEAM Ovoj-ULS , 1 cm 3D = 1 kN
(Max=168.6)
M 1 : 56

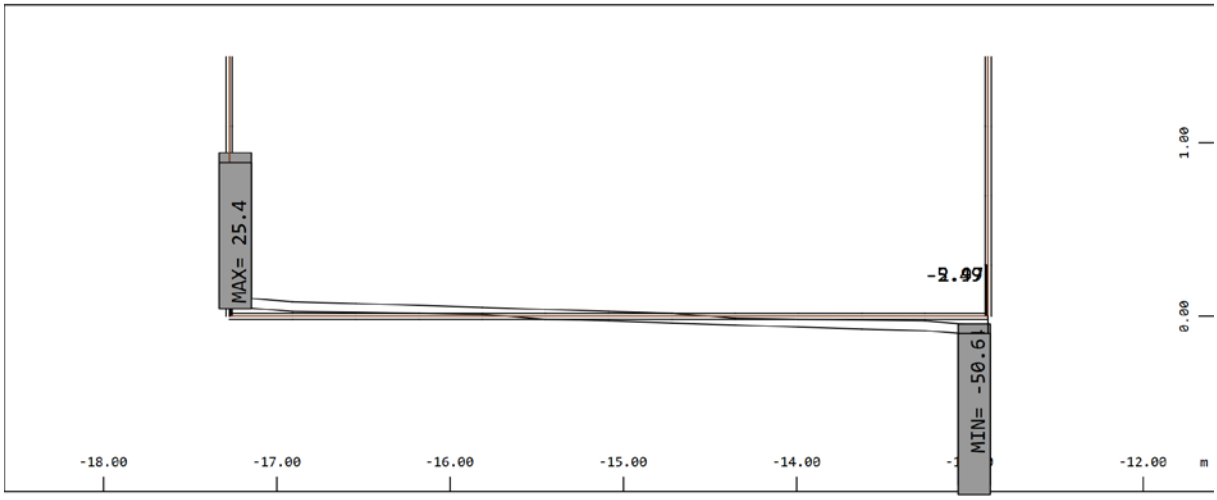


Sector of system Beam Elements
Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 1207 MAX-MY BEAM Ovoj-ULS , 1 cm 3D = 200.0 kNm (Max=276.7)
M 1 : 52

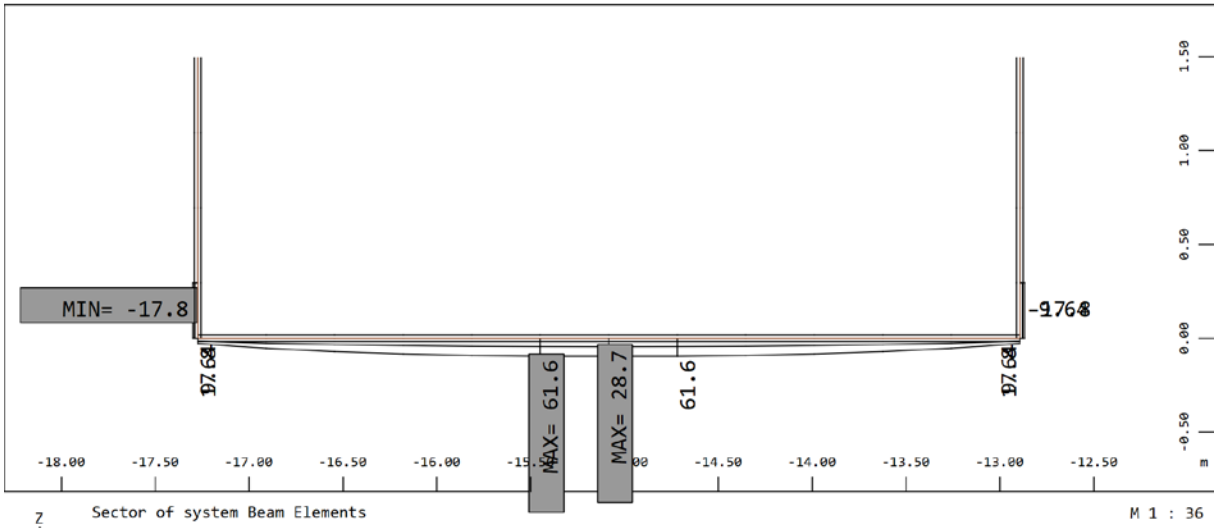
MSN-nezgodna kombinacija:



Sector of system Beam Elements M 1 : 34
Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 1101 Nmax , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-4.00)
(Max=50.8)



Sector of system Beam Elements M 1 : 39
Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 1103 VZ-max , 1 cm 3D = 140.0 kN (Min=-25.4)
(Max=50.6)



Sector of system Beam Elements M 1 : 36
Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 1105 MY-max , 1 cm 3D = 200.0 kNm (Min=-9.64)
(Max=61.6)

4.1.4 Dimenzioniranje in kontrola napetosti

Klasifikacija prečnih prerezov:

Klasifikacija prereza HEB240:

Stojina: $c/t = 16{,}4 \leq 72\varepsilon = 58{,}32$

Pasnica: $c/t = 5{,}52 \leq 9\varepsilon = 7{,}29$

Prerez spada v 1. razredu kompaknosti.

Klasifikacija prereza – vertikalen nosilec spodaj:

Stojina: $c/t = 15{,}4 \leq 72\varepsilon = 58{,}32$

Pasnica: $c/t = 7{,}6 \leq 10\varepsilon = 8{,}1$

Prerez spada v 2. razredu kompaknosti.

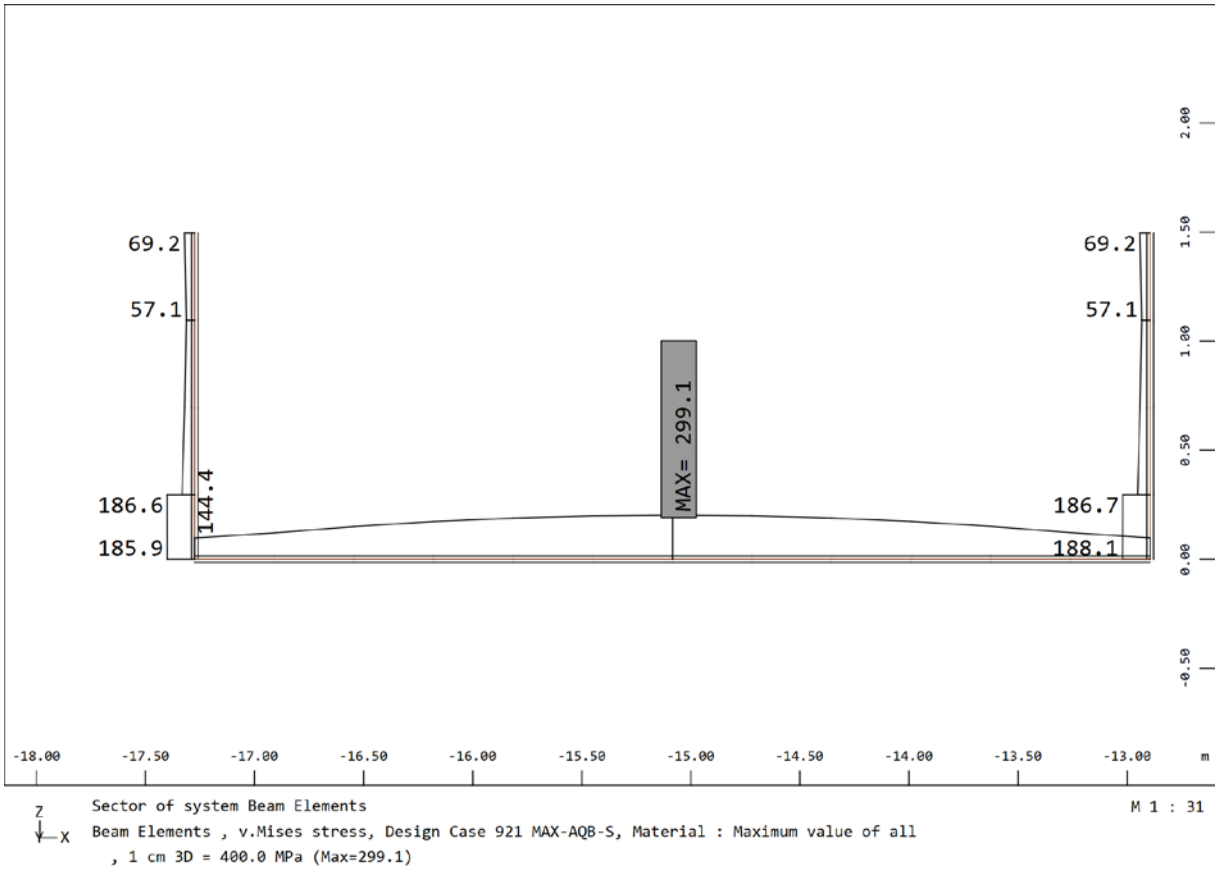
Klasifikacija prereza – vertikalen nosilec zgoraj:

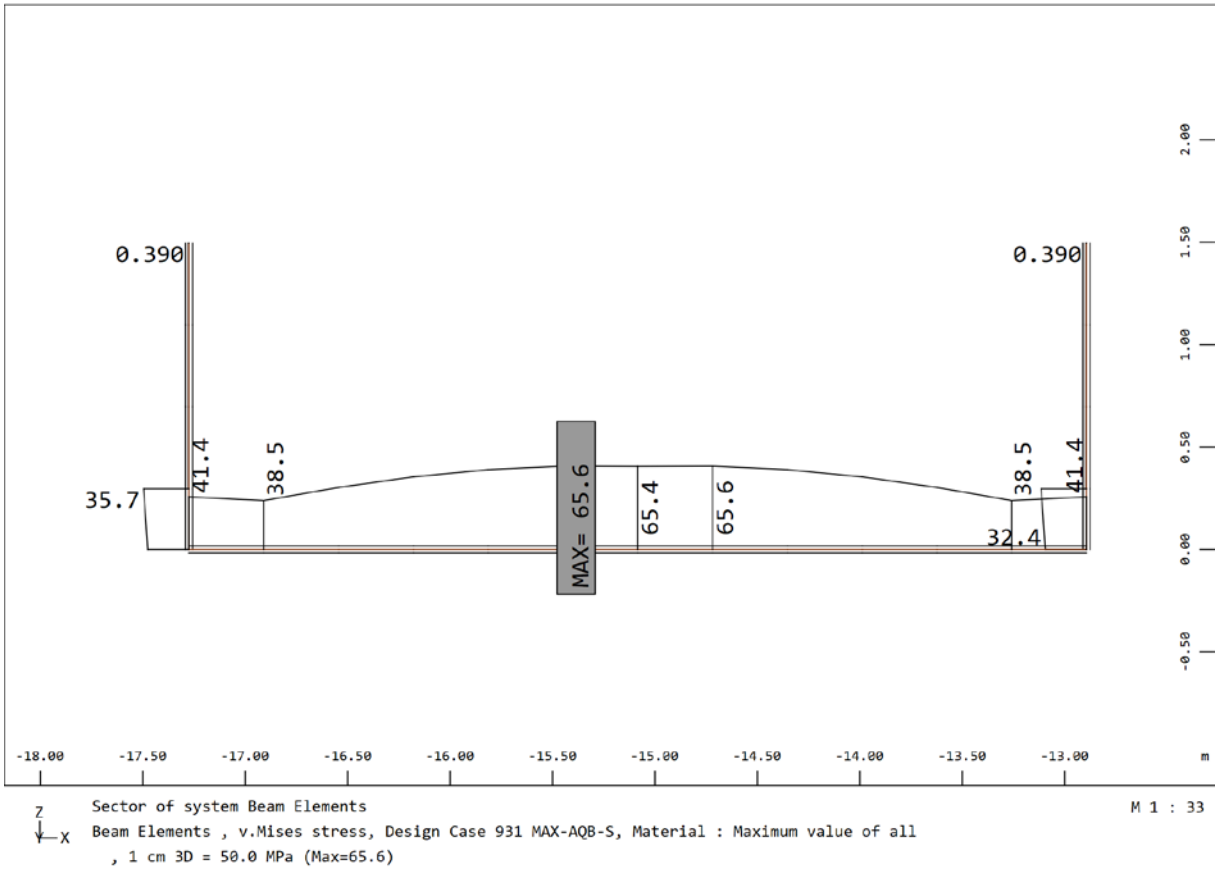
Stojina: $c/t = 4{,}7 \leq 72\varepsilon = 58{,}32$

Pasnica: $c/t = 7{,}6 \leq 10\varepsilon = 8{,}1$

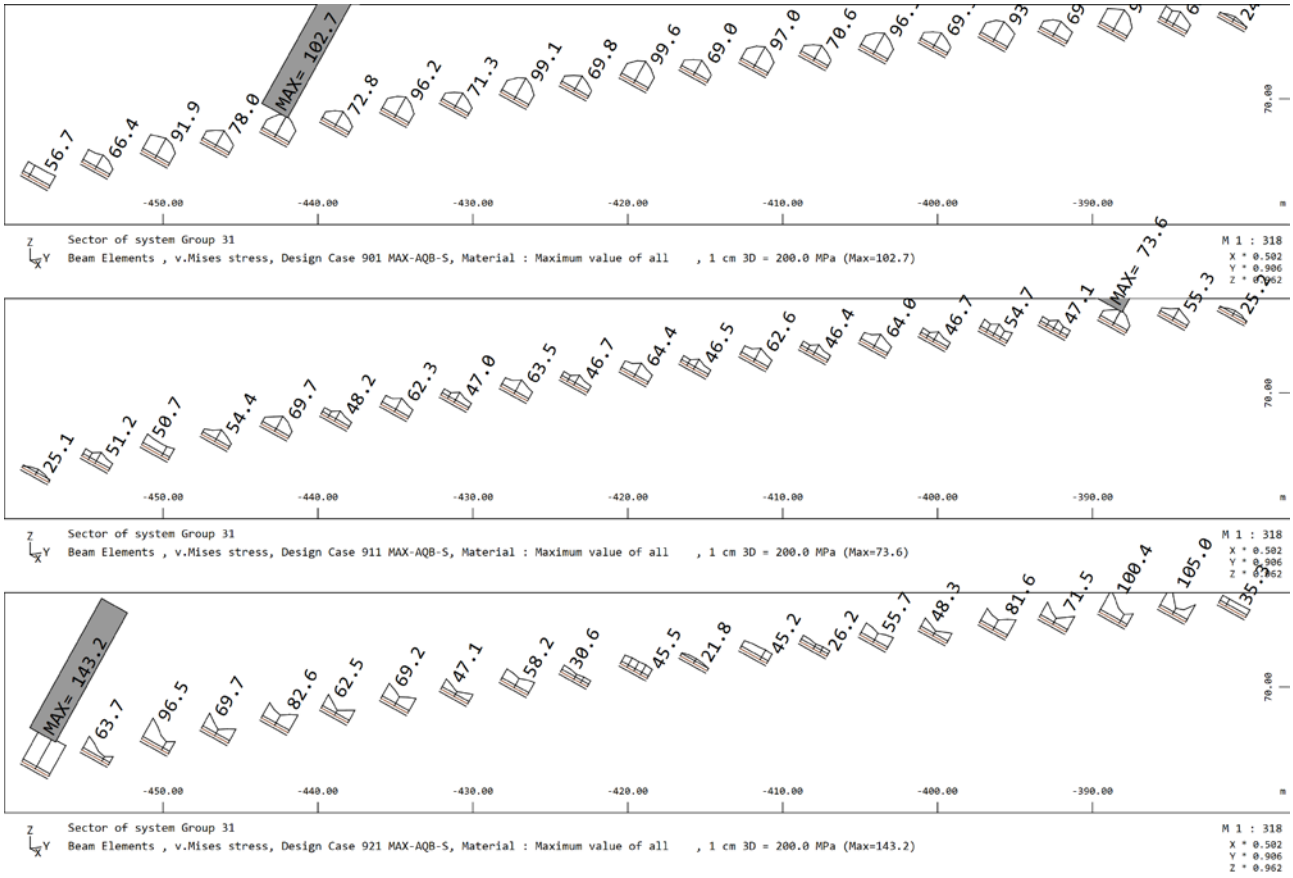
Prerez spada v 2. razredu kompaknosti.

Kombinacija po MSN-osnovna / MSN-nezgodna:

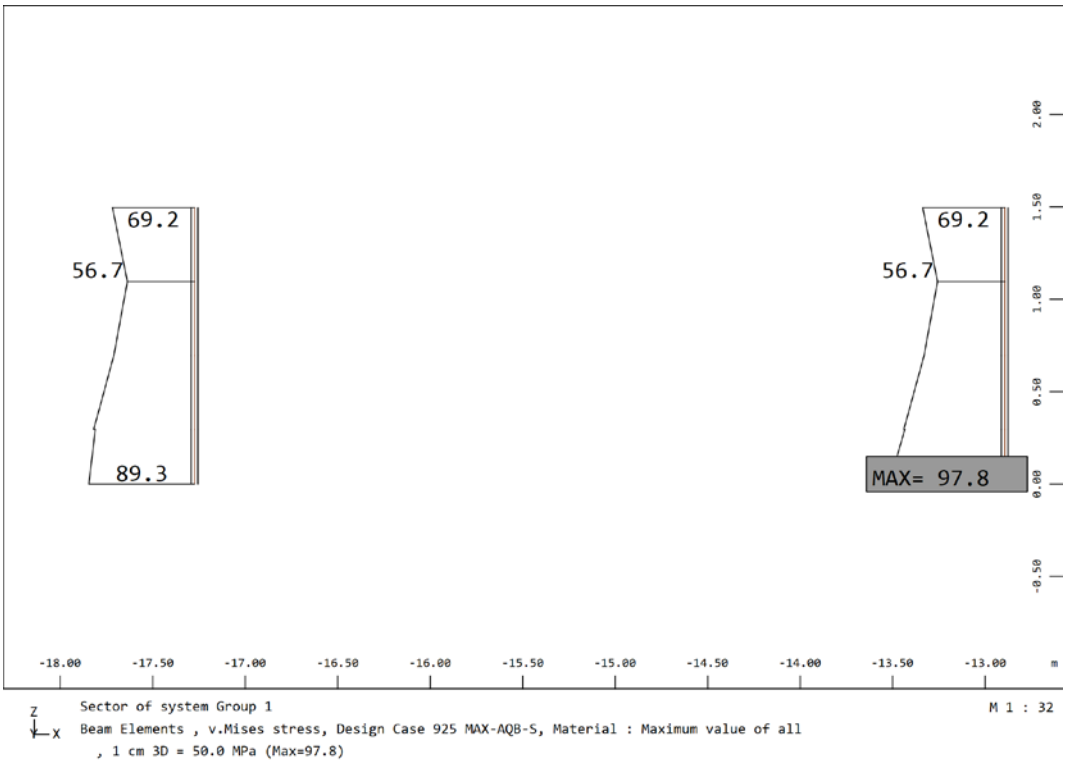


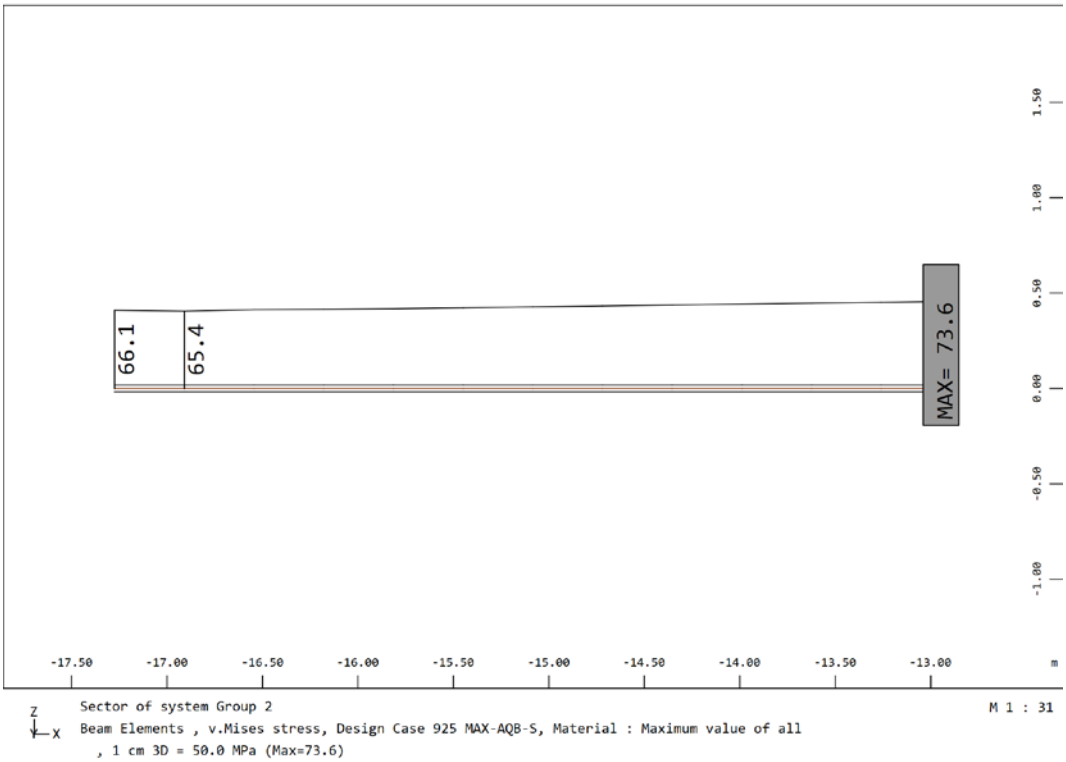


Kontrola Von Missesovih napetosti (globalni model) :



V primeru, če upoštevamo le obremenitve, ki jih nimamo zajetih v globalnem modelu so Von Missesove napetosti vsleh teh obtežb:





$\Sigma\sigma = \sigma_{gl.} + \Delta\sigma_{lok.} = 143{,}2 + 73{,}6 = 216{,}8$ MPa

$$\sigma_{max} = \max\left(\sigma_{max,lok.model}; \sigma_{max,glo.model}\right) = \max(299{,}1; 216{,}8) = 299{,}1\ MPa \leq 355\ MPa$$

4.2 ANALIZA ZAVETROVANJA

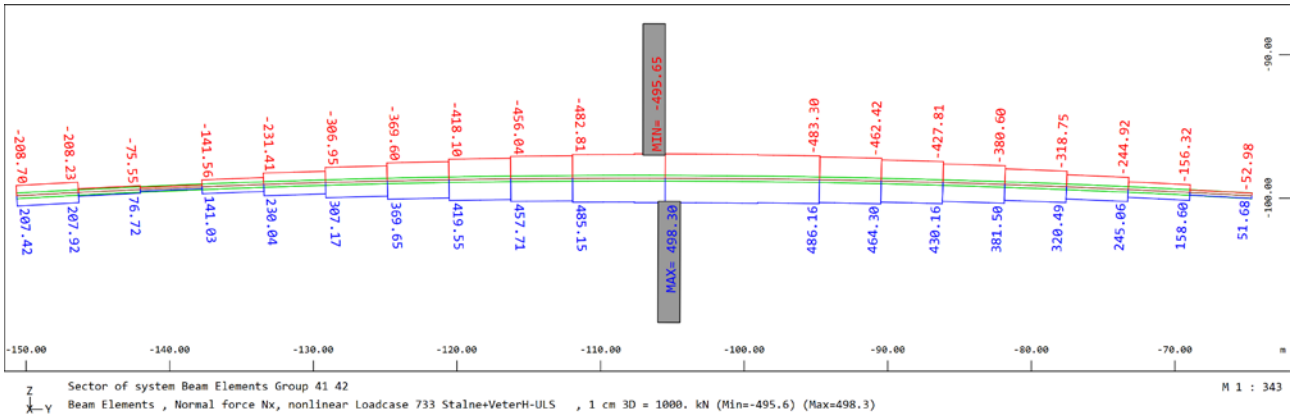
4.2.1 Splošno

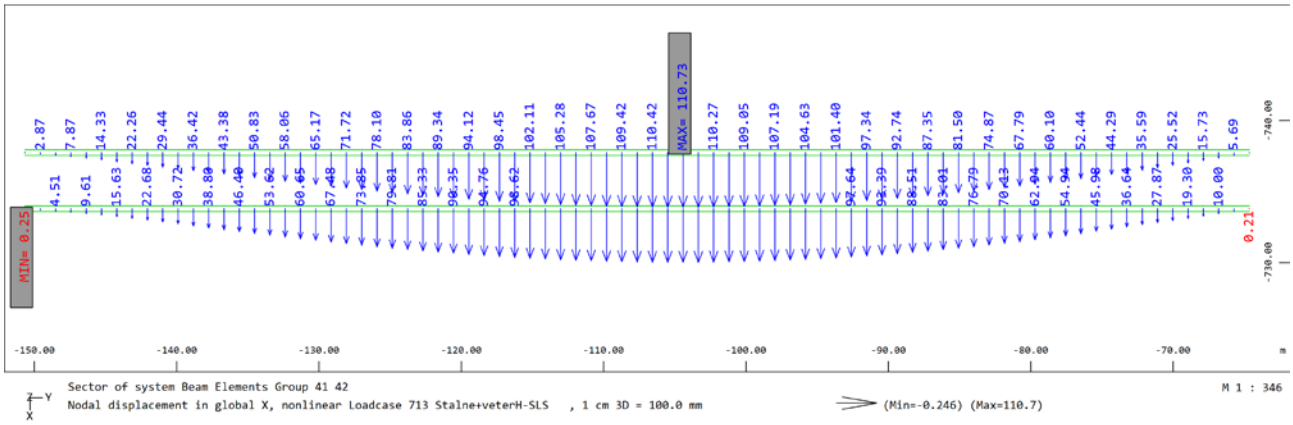
Prečno sta vzdolžno lepljena nosilca povezana preko jeklenih okvirjev. Ti so sestavljeni iz prečnikov HEB 240 in zavetrovanjem v ravnini prečnikov. Zavetrovanje se izvede z zaprtimi jeklenimi cevmi Φ70/5mm.

4.2.2 Analiza obtežb

Obtežbe, ki so se upoštevale so bile opisane že v poglavju 2.

Dodatno je bila pri globalnem modelu upoštevana izbočna sila q_d na vodoravno povezje, ki podpira vzdolžni tlačen nosilec. Na ta način se je upošteval vpliv globalnih nepopolnosti in posledično povečanje obremenitev v prerezih.Tlačne obremenitve v vzdolžnem nosilcu nastanejo zaradi horizontalne obtežbe vetra.





Pri izračunu sile se je upoštevala osna sila, ki nastane pri obtežbi vetra po MSN ter pomik. Izbočna sila se izračuna s pomočjo izraza:

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{(e_0 + \delta_q)}{L^2}$$

$$\alpha_m = 1$$

$$e_0 = \alpha_m \frac{L}{500} = 17{,}2 \text{ cm}$$

$\delta_q = 11{,}0\ \mathrm{cm}$

$$q_d = 500 \cdot 8 \cdot \frac{(0{,}172 + 0{,}11)}{L^2} = 0{,}153 \frac{kN}{m'} = 0{,}16 \frac{kN}{m'}$$

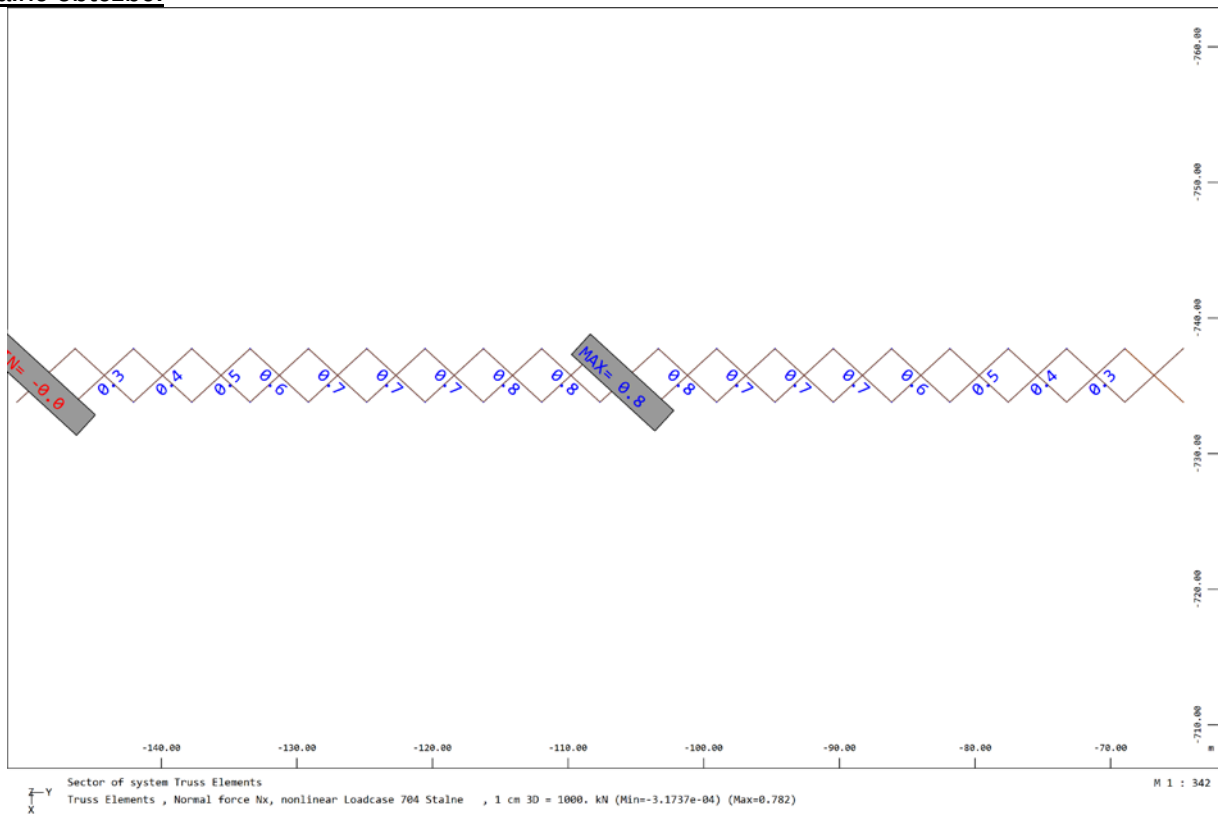
V primeru če se sila določi v skladu z EN 1995-1-1, enačba 9.37:

$$q_d = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{k_{f,3} \cdot l} = 0{,}417 \cdot \frac{2 \cdot 500}{30 \cdot 86} = 0{,}16 \frac{kN}{m'}$$

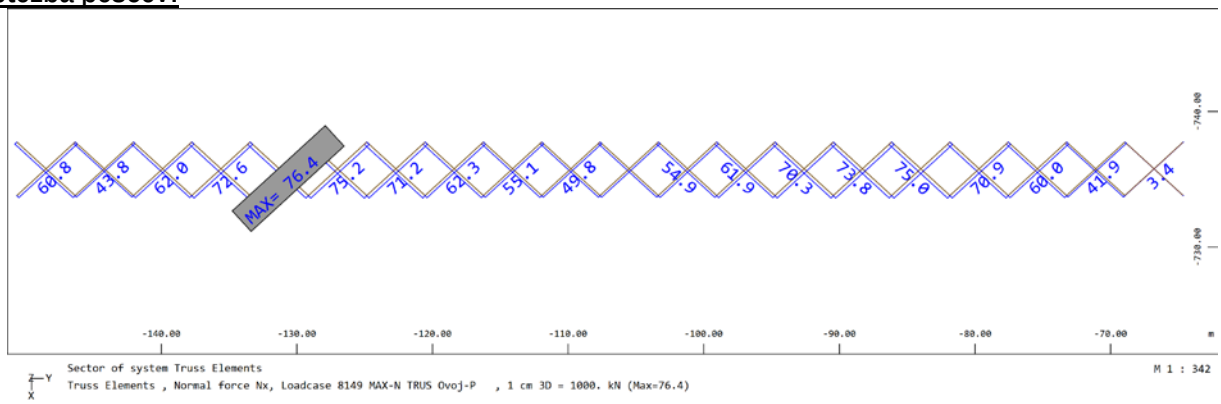
Velikost izbočitvene sile je po obeh izrazih enaka.

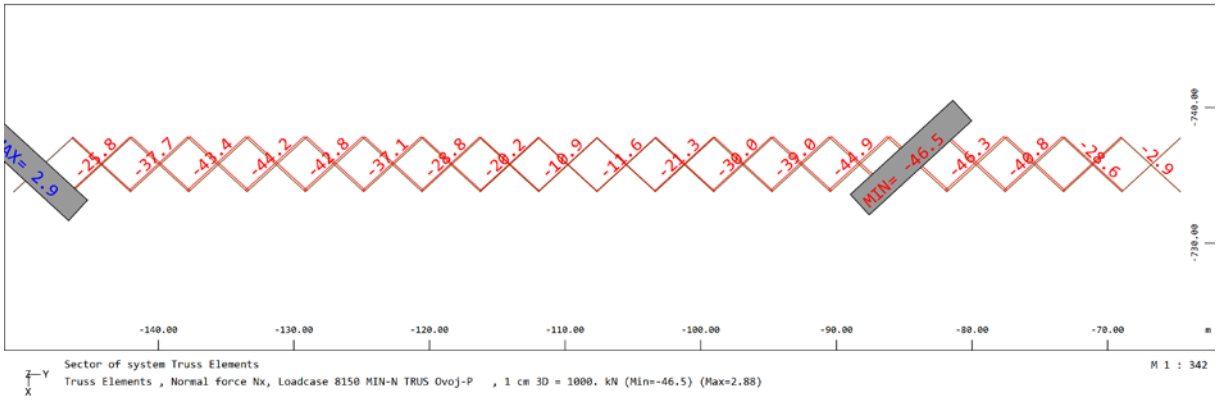
4.2.3 Obremenitve

Stalne obtežbe:

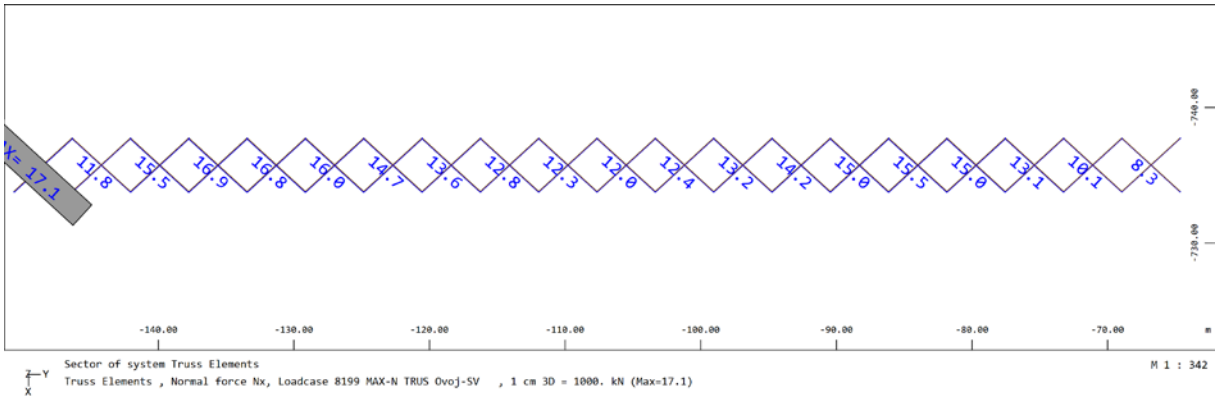


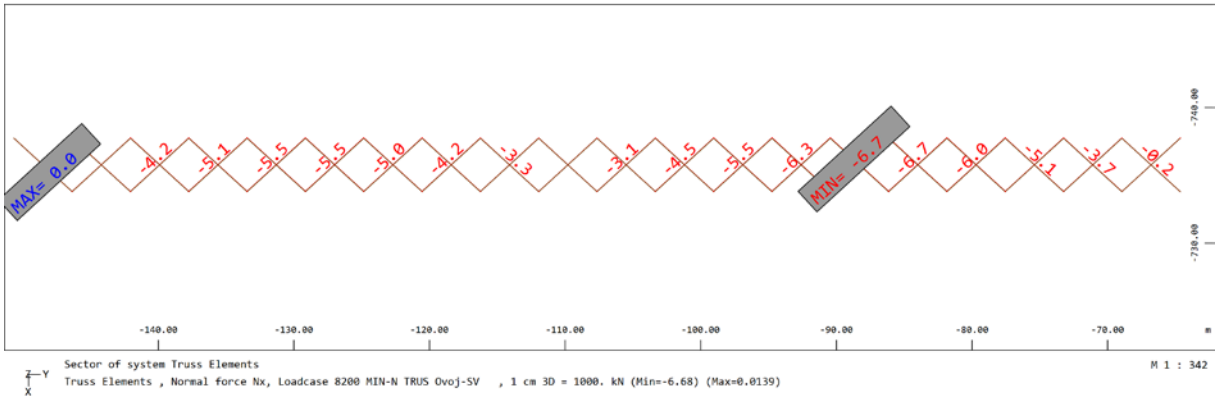
Obtežba pešcev:



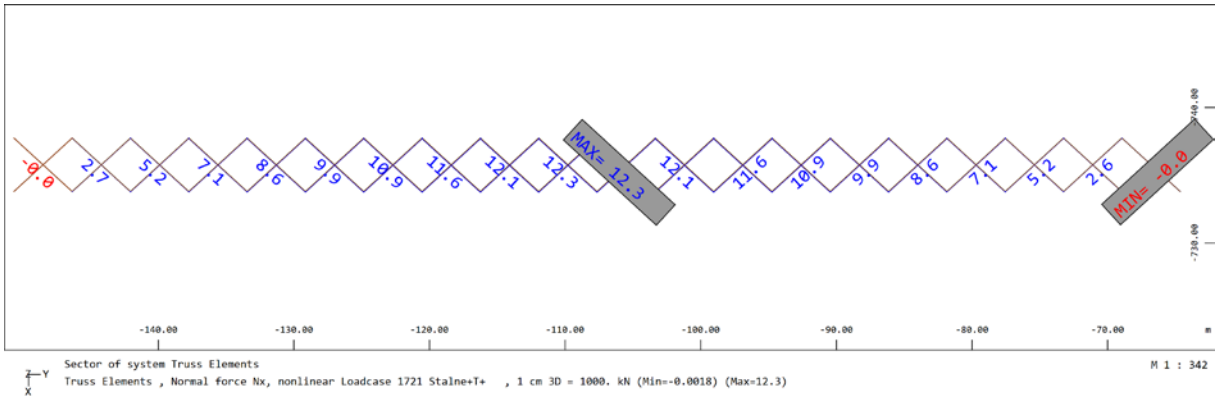


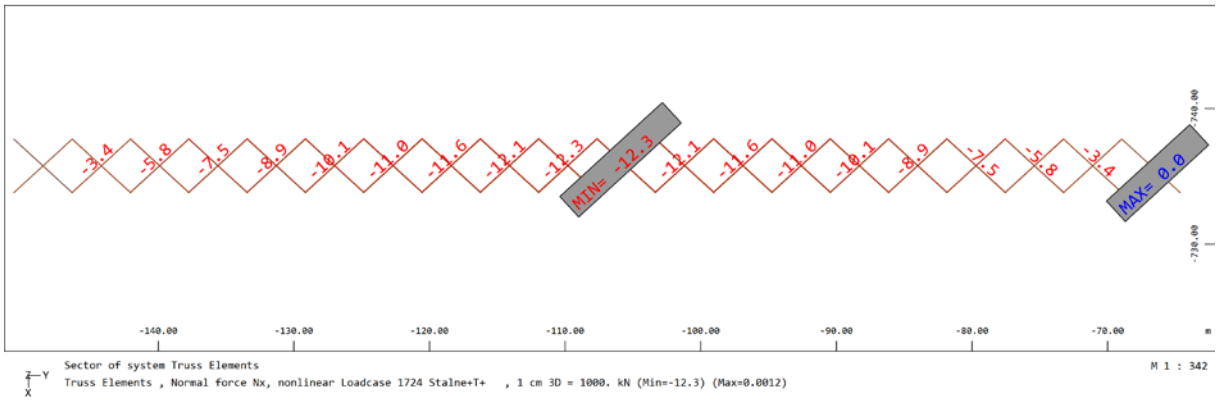
Obtežba servisnega vozila:



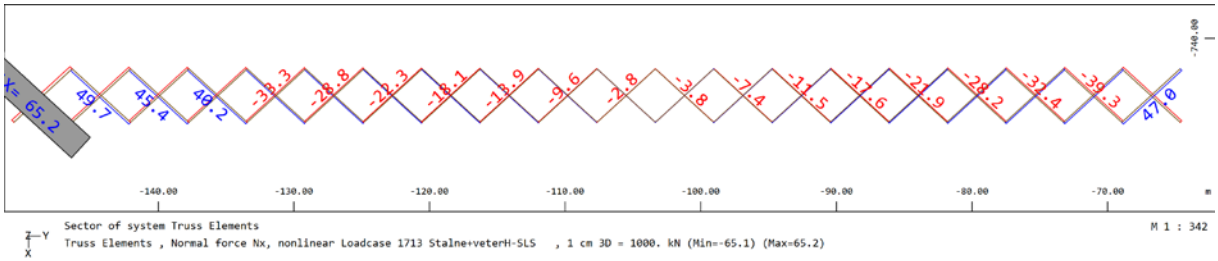


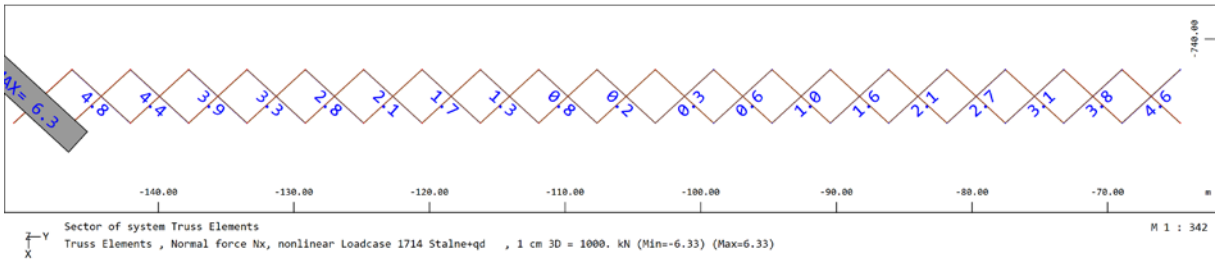
Temperatura:

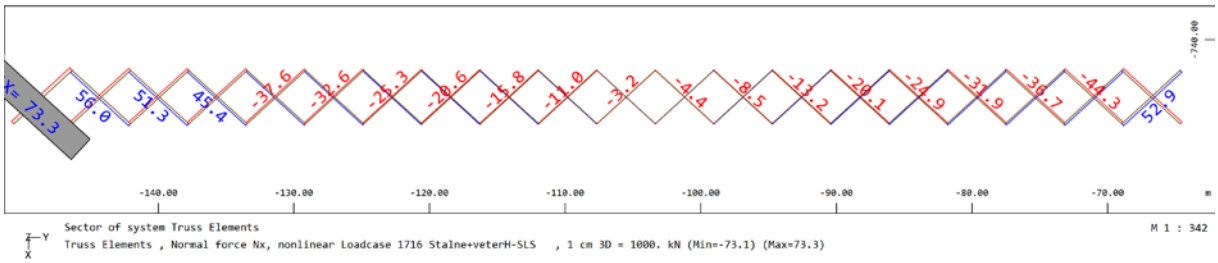




Veter, izbočna sila , skupen vpliv:

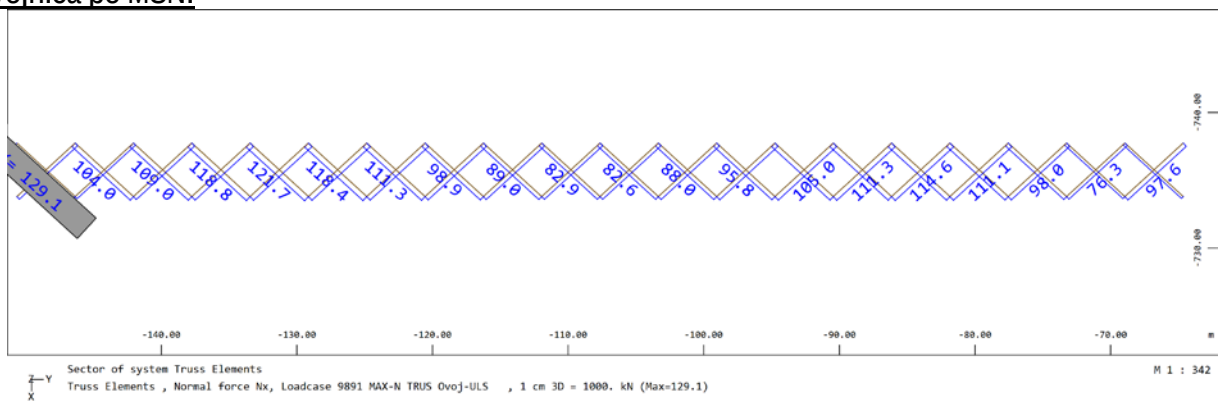


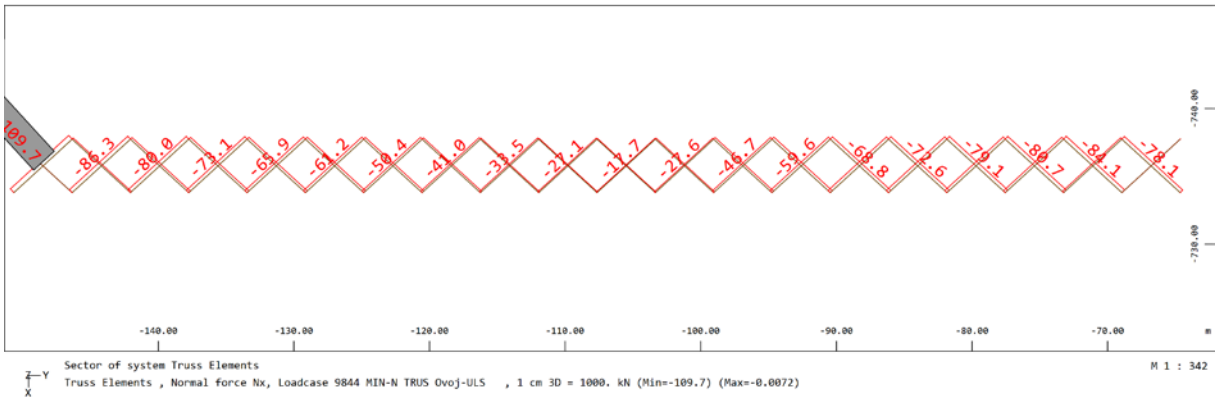




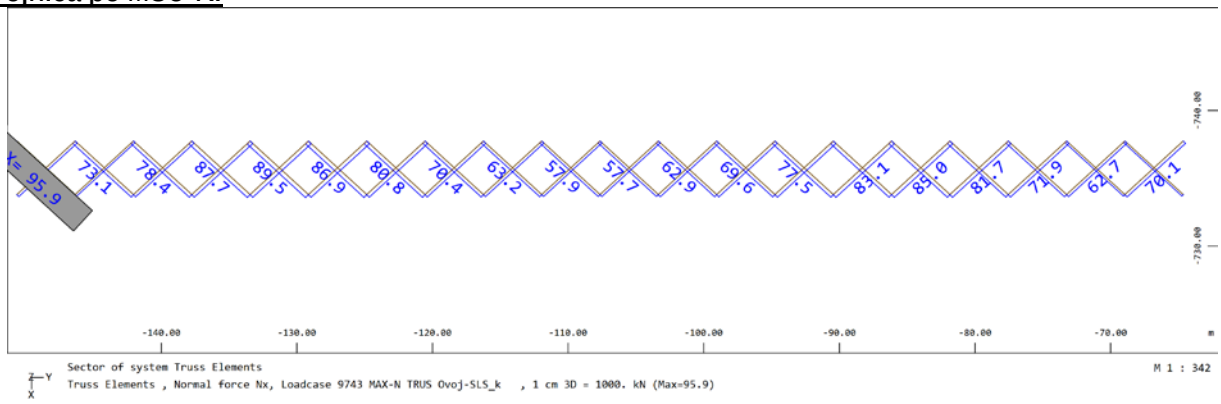
4.2.4 Dimenzioniranje in kontrola

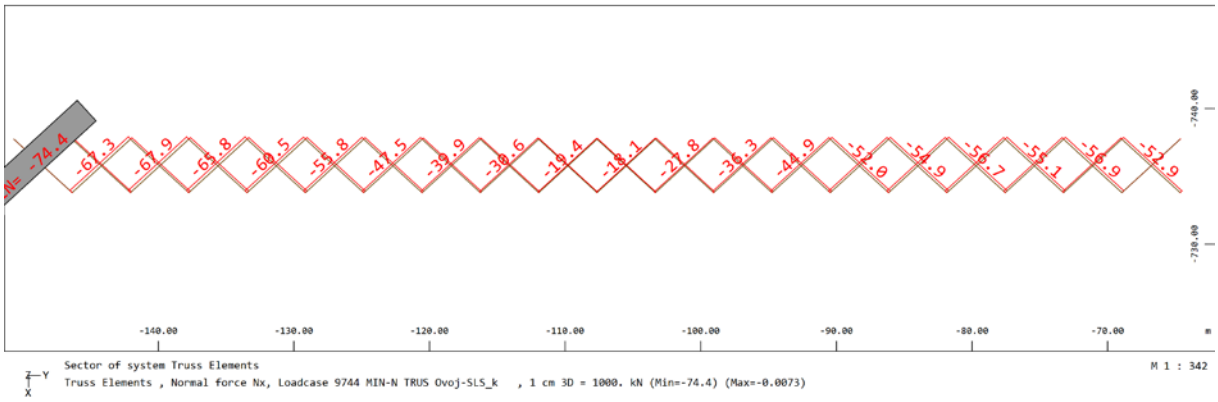
Ovojnica po MSN:





Ovojnica po MSU-K:





$N_{Ed,tlak}$ = 109,7 kN

$N_{Ed,nateg}$ = 129,1 kN

Klasifikacija prereza:

d=70mm t=5mm

$$\frac{d}{t} = 14 \leq 50\varepsilon^2 = 33$$

Prerez lahko uvrstimo v 1. razred kompaknosti.

Kontrola natega:

$$N_{Ed} = 129{,}1 \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 362{,}1\ kN$$

Kontrola tlaka:

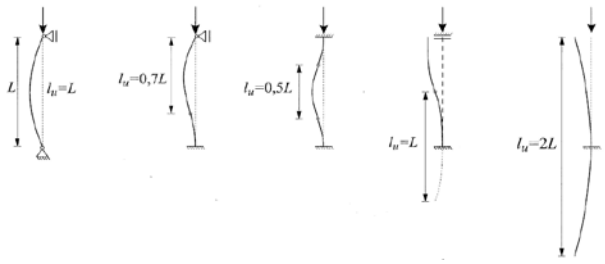
$$N_{Ed} = 109{,}7 \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 362{,}1\ kN$$

Kontrola uklona:

L_{uklon}=max (270cm, 0,5·555)=277,5cm

Vhodni podatki		
Obremenitve		
N [kN]	109,7	
Karakteristike prereza		
Tip konstrukcije	Most	
A	10,21	cm^2
I	54,2	cm^4
E	21000	kN/cm^2
i	2,30	cm
L_{sist}	277,5	cm
Faktor za uklon	1	
L_{ukl}	277,5	cm
f_y	35,5	kN/cm^2
γ_1	1,1	
α	0,21	
N_{Ed}	109,7	kN
Izračun		
λ_1	76,41	MPa
N_{cr}	145,88	kN
λ	1,576	
ϕ	1,887	
χ	0,342	
Kontrola		
$N_{b,Rd}$	112,69	kN
i	0,97	OK

Uklonske dolžine



Faktorji nepopolnosti uklonskih dolžin

uklonska krivulja	a_0	a	b	c	d
faktor nepopolnosti α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Potreben vijak za vijačenje palice za zavetrovanje na pločevino: Izbran vijak M24, kvalitete 6.8

$N_{Ed,max}$ =129,1 kN

<u>Kontrola strižne nosilnosti skozi eno strižno ravnino – prestrig skozi steblo:</u>

$$N_{Ed,max} \leq F_{v,Rd} = \frac{0{,}6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}6 \cdot 60 \cdot 4{,}52}{1{,}25} = 130{,}2\ kN$$

Preklopna nosilnost na bočni pritisk:

$$N_{Ed,max} \leq F_{v,Rd} = 1{,}5 \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{M2}} = 1{,}5 \cdot 49 \cdot 2{,}4 \cdot \frac{1}{1{,}25} = 141{,}12\ kN$$

V primeru, če bi računali nosilnost na bočni pritisk po enačbi:

$$F_{b,Rd} \leq k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{M2}} = 1{,}6 \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{M2}} = 150{,}76\ kN$$

Kontrola pločevin:

Minimalen prerez pločevine, ki prenaša obremenitve znaša 70/10mm.

$$N_{Ed} = 129{,}1 \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 248{,}5\ kN$$

5.0 ANALIZA VZDOLŽNIH LESENIH NOSILCEV

5.1 SPLOŠNO

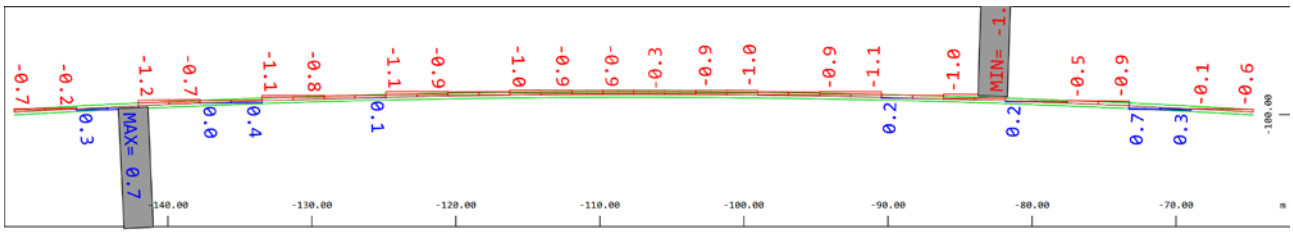
Nosilno prekladno konstrukcijo mostu predstavljata dva vzporedna, masivna, lesena, lepljena nosilca B/H = 280/1285 mm, dolžine 87.60 m (razpon med ležišči 86.0m), ki sta prečno razmaknjena za 3.925 m in med seboj povezana z jeklenimi okvirji - prečniki (HEB 240) in zavetrovanjem v ravnini prečnikov. Nosilca sta predvidena iz kvalitete lesa GL28h.

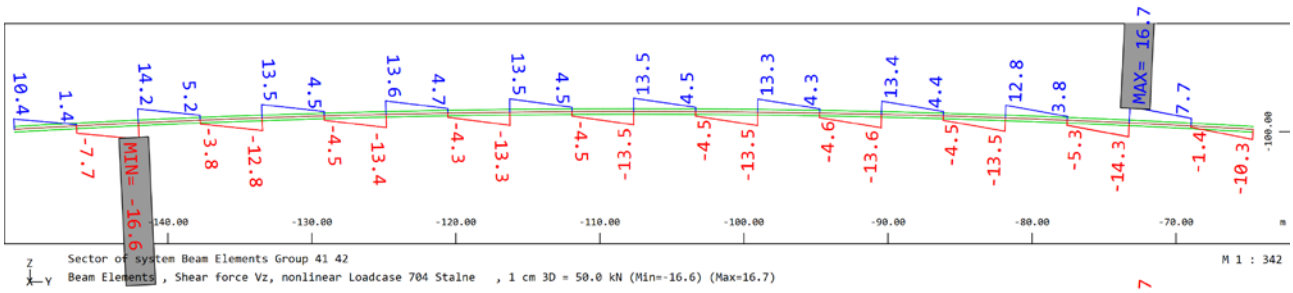
5.2 ANALIZA OBTEŽB

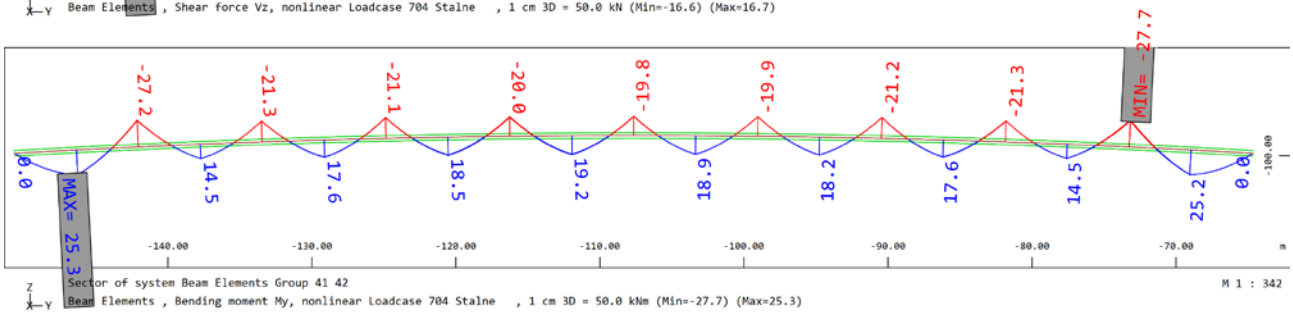
Obtežbe, ki so se upoštevale so bile opisane že v poglavju 2.

5.3 OBREMENITVE

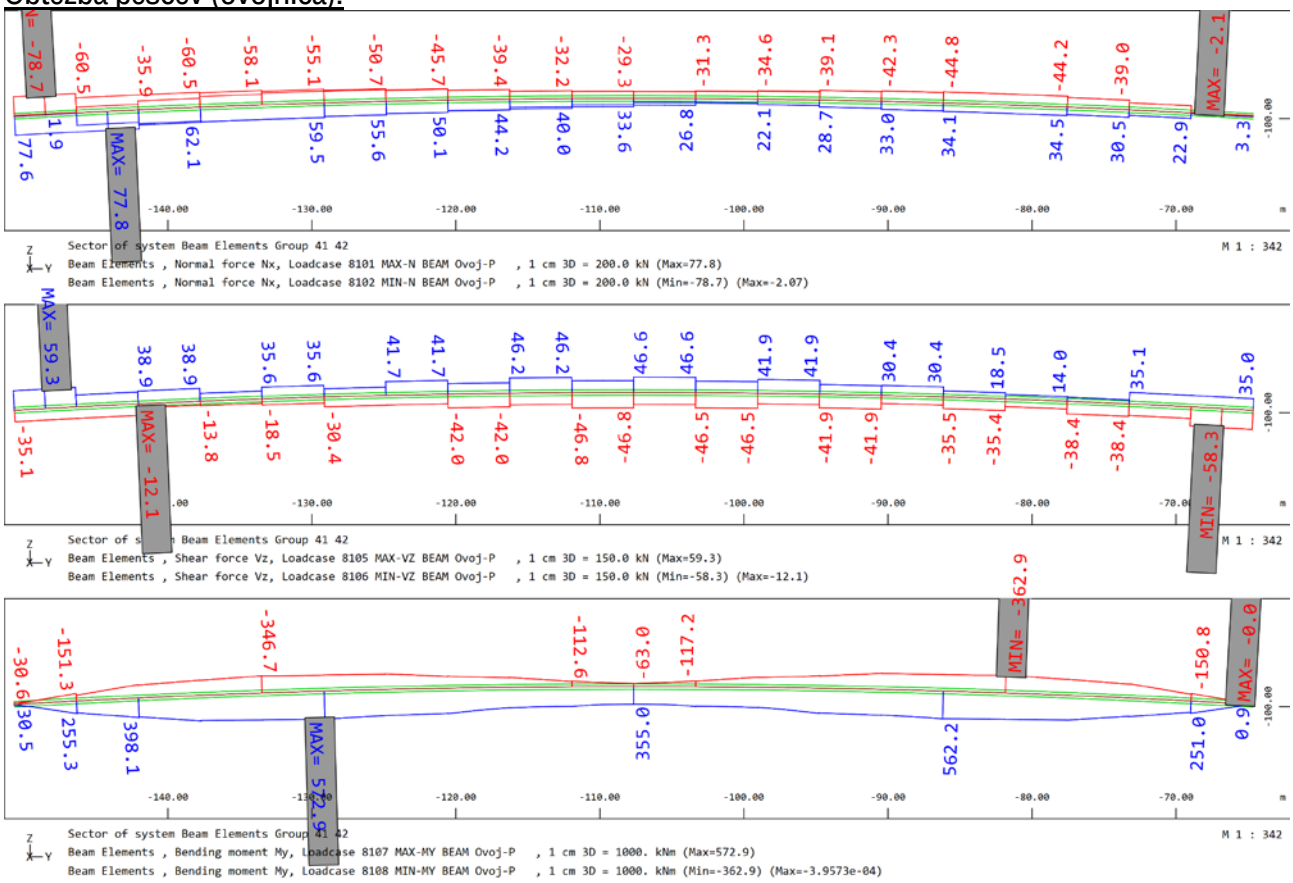
<u>Stalne obtežbe:</u>



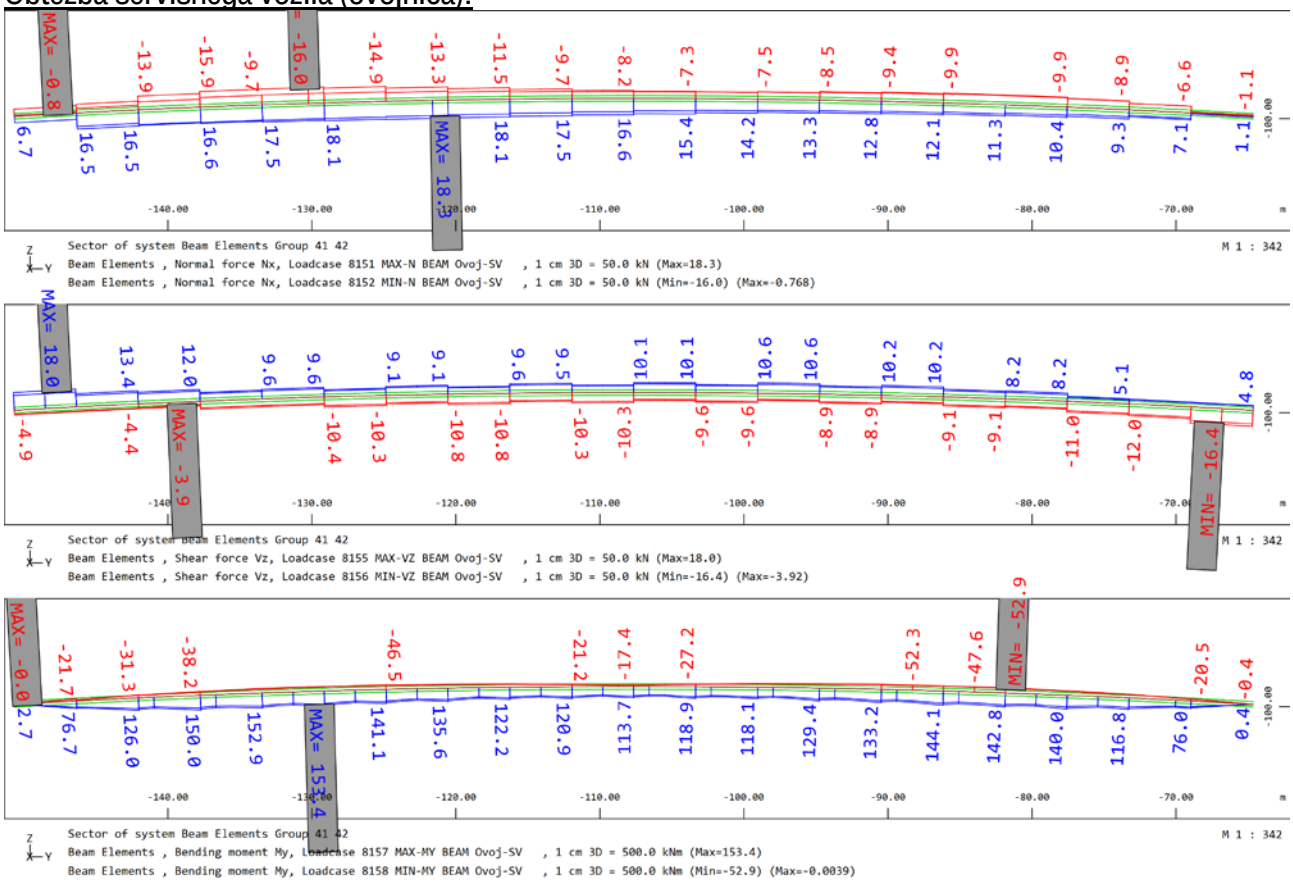




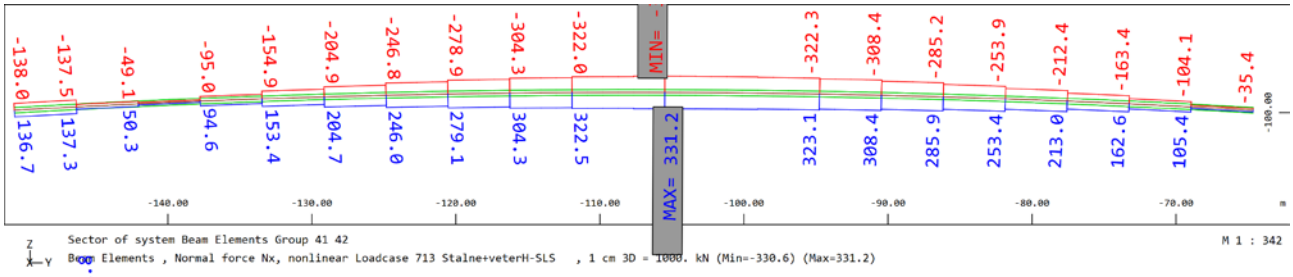
Obtežba pešcev (ovojnica):

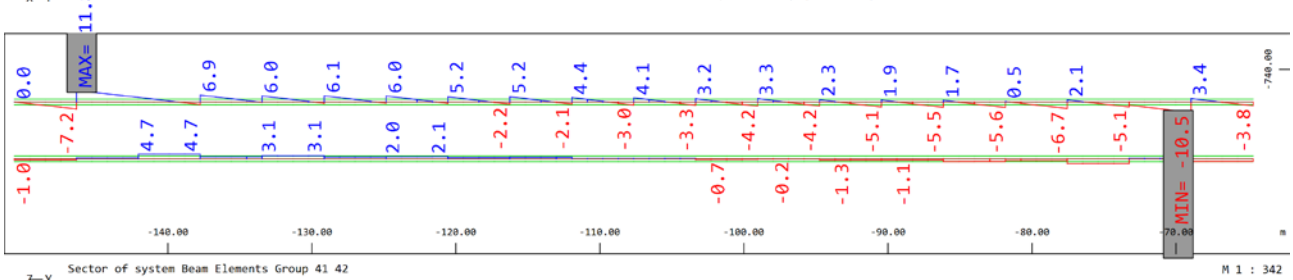


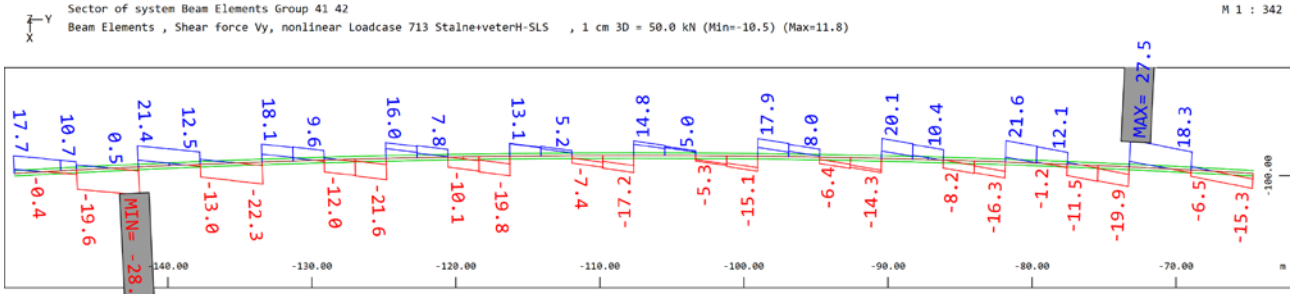
Obtežba servisnega vozila (ovojnica):

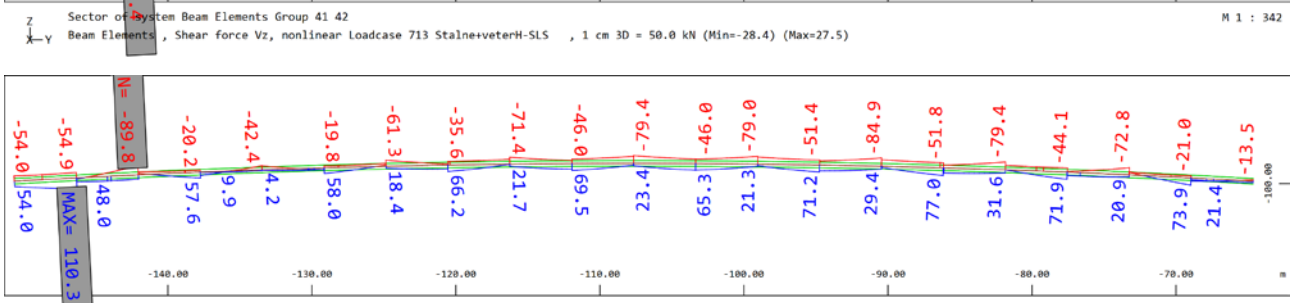


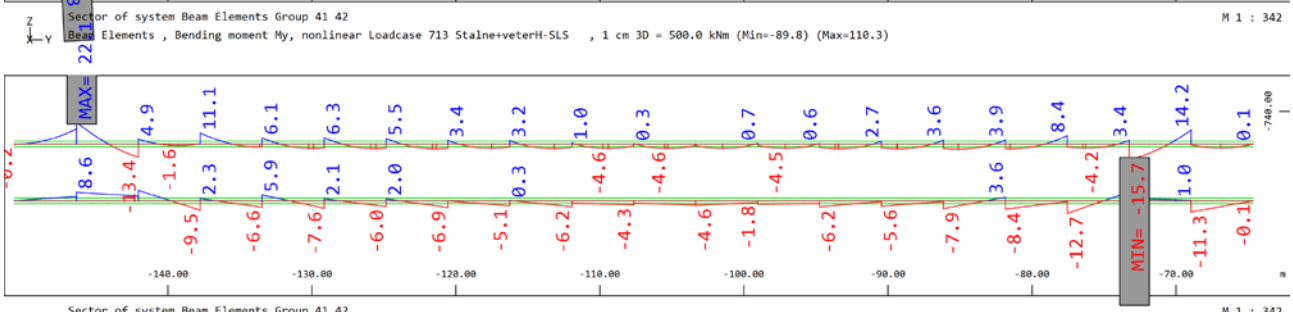
Obtežba vetra:

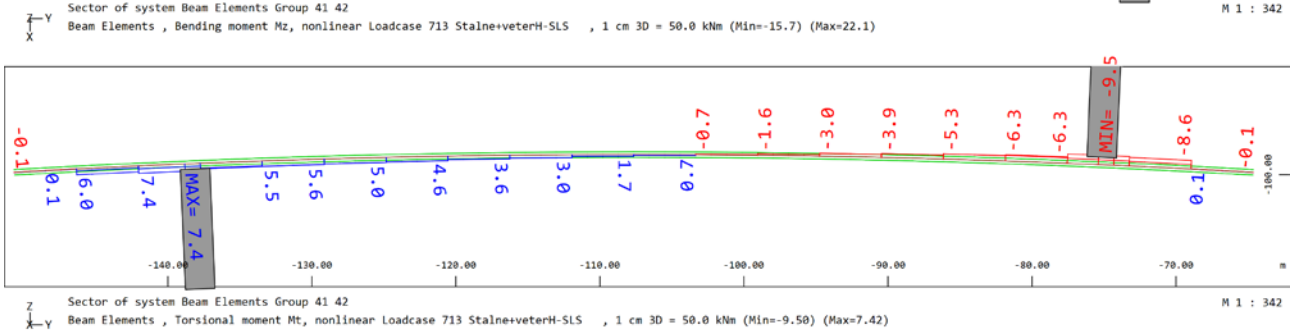




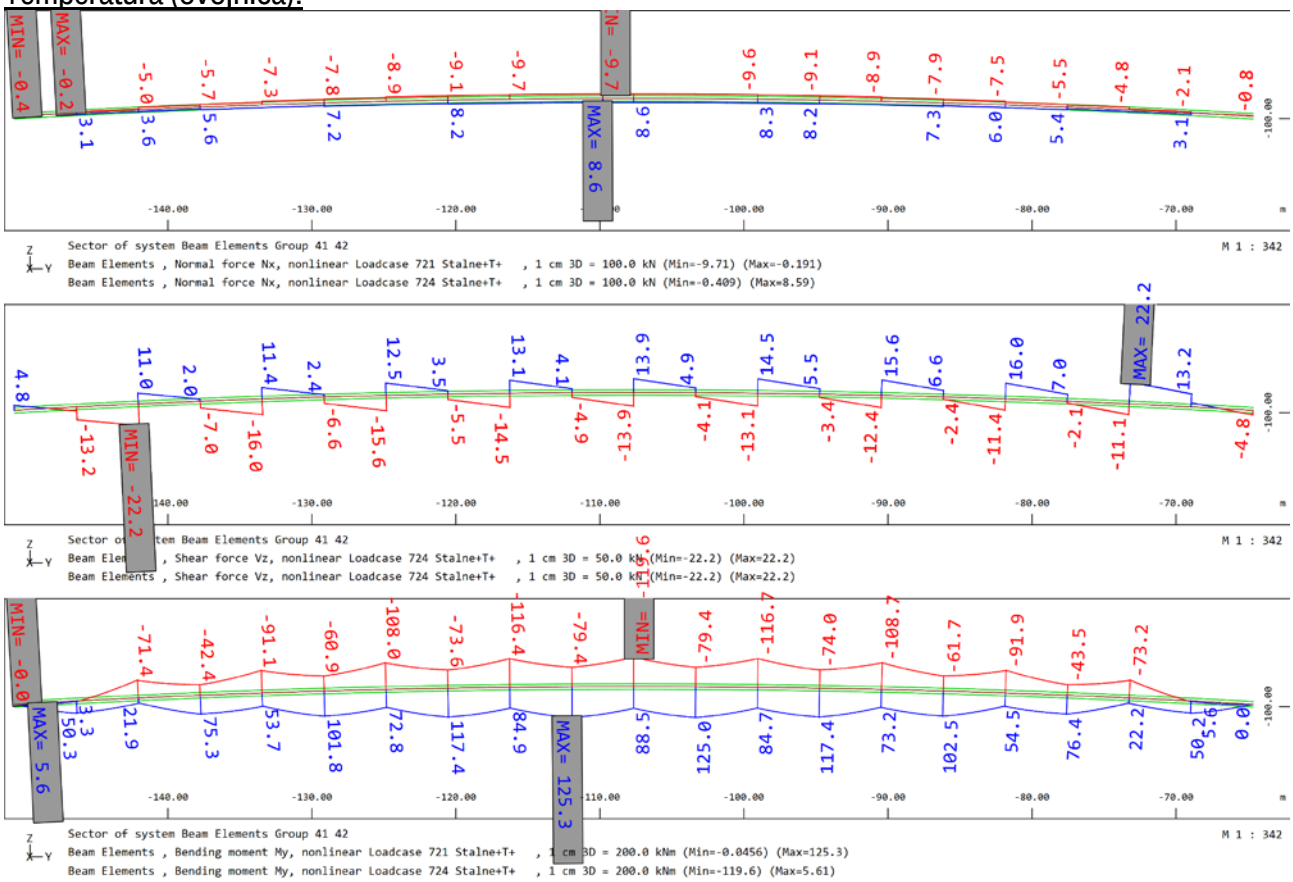




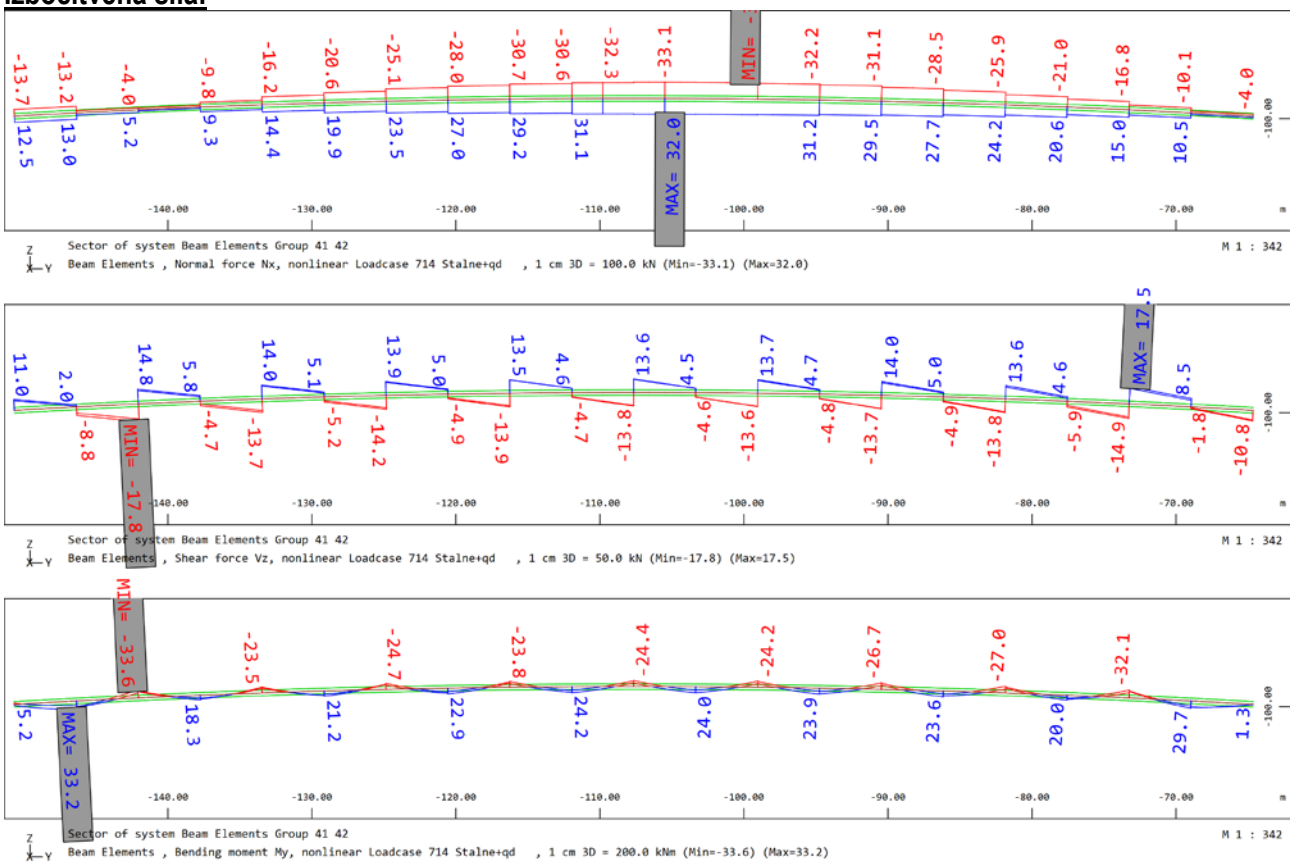




Temperatura (ovojnica):

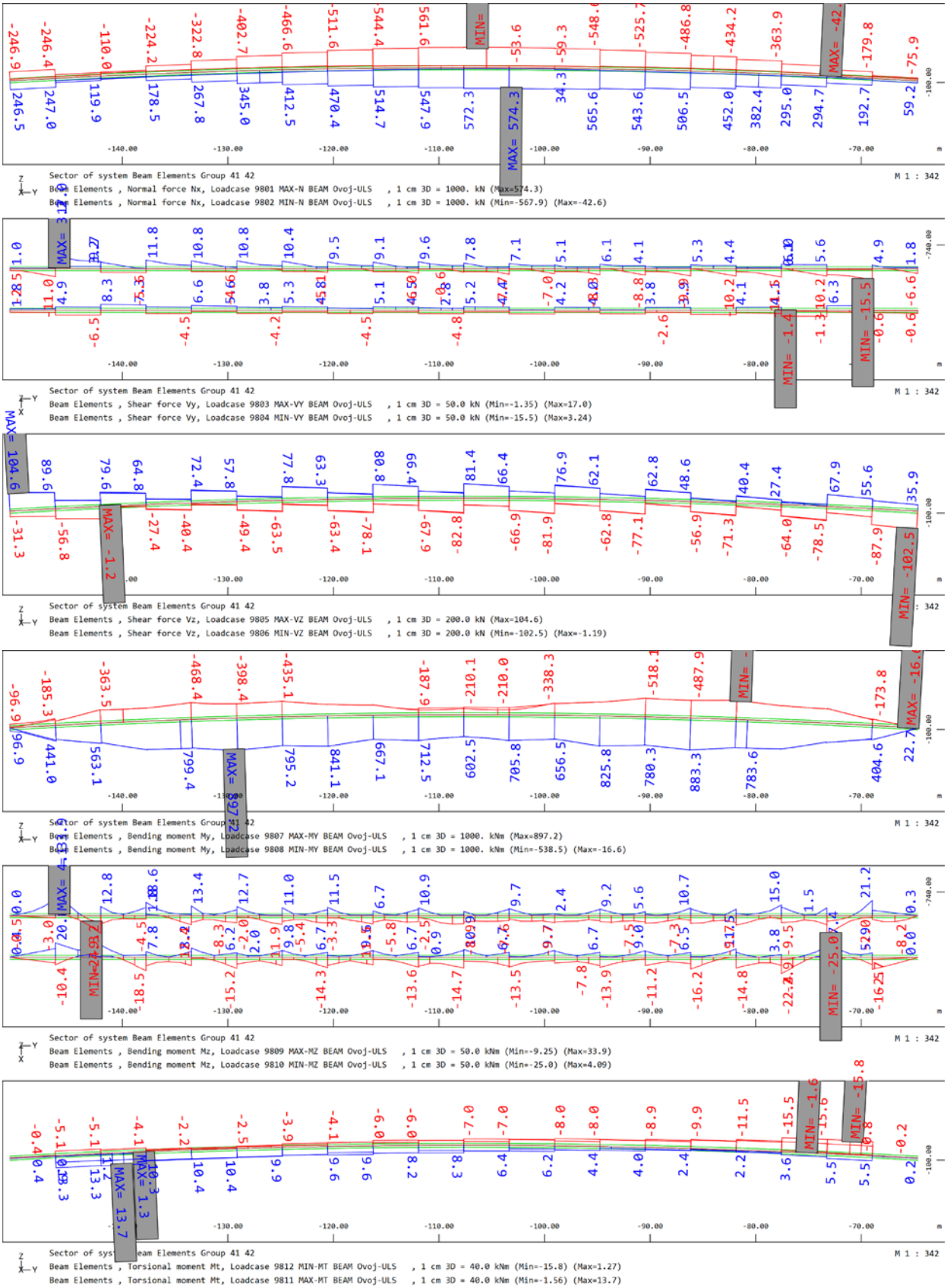


Izbočitvena sila:



5.4 DIMENZIONIRANJE IN KONTROLA

Ovojnica obremenitev po MSN (osnovna kombinacija/nezgodna kombinacija - ovojnica):



Tabelaričen prikaz maksimalnih obremenitev:

MSN – osnovna obtežna kombinacija / nezgodna obtežna kombinacija (ovojnica):

MSN ovojnica osnovne in nezgodne obtežne kombinacije		N	VY	VZ	MT	MY	MZ
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1)	min N	-567,9	-1,82	17,65	-0,43	202,63	-6,79
2)	max N	574,3	-0,72	-25,01	-0,15	-2	-8,25
3)	min VY	-164,3	-15,48	2,77	-12,95	-63,47	20,38
4)	max VY	29,4	16,97	16,37	8,88	141,76	30,48
5)	min VZ	-19,8	-1,07	-102,5	0,05	-6,44	0,06
6)	max VZ	55,1	-0,18	104,55	0,08	22,94	-0,11
7)	min MT	-75,5	-9,55	-7,08	-15,76	98,2	-5,33
8)	max MT	-62,1	6,75	36,59	13,71	276,96	5,51
9)	min MY	47,8	1,51	31,08	0,05	-538,53	1,01
10)	max MY	-72,8	-1,98	18,42	-1,1	897,23	3,79
11)	min MZ	-75,9	-7,89	0,44	-15,16	130,6	-25,04
12)	max MZ	102	16,58	12,29	8,43	41,98	33,93

V tabeli, ki je podana v nadaljevanu so podane izkoriščenosti prereza.

Pri dimenzioniranju so bile upoštevane karakteristike lesa GL28h.

Trdnostni razred		GL28h	
$f_{m,k}$=	2,8	kN/cm^2	[upogib]
$f_{t,0,k}$=	2,0	kN/cm^2	[nateg]
$f_{t,90,k}$=	0,05	kN/cm^2	[nateg]
$f_{c,0,k}$=	2,7	kN/cm^2	[tlak]
$f_{c,90,k}$=	0,30	kN/cm^2	[tlak]
$f_{v,k}$=	0,32	kN/cm^2	[strig]
$E_{0,mean}$=	1260,0	kN/cm^2	[mod.el.]
$E_{0,05}$=	1020,0	kN/cm^2	[mod.el.]
$E_{90,mean}$=	42,0	kN/cm^2	[mod.el.]
G_{mean}=	78,00	kN/cm^2	[str.mod.]
$G_{0,05}$=	0,00	kN/cm^2	[str.mod.]
ρ_k=	410,00	kg/m^3	[gostota]
ρ_{mean}=	0,00	kg/m^3	[gostota]

MSN ovojnica osnovne in nezgodne obtežne kombinacije		N	VY	VZ	MT	MY	MZ	i
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]
1)	min N	-567,9	-1,82	17,65	-0,43	202,63	-6,79	23
2)	max N	574,3	-0,72	-25,01	-0,15	-2	-8,25	15
3)	min VY	-164,3	-15,48	2,77	-12,95	-63,47	20,38	16
4)	max VY	29,4	16,97	16,37	8,88	141,76	30,48	
5)	min VZ	-19,8	-1,07	-102,5	0,05	-6,44	0,06	28
6)	max VZ	55,1	-0,18	104,55	0,08	22,94	-0,11	
7)	min MT	-75,5	-9,55	-7,08	-15,76	98,2	-5,33	24
8)	max MT	-62,1	6,75	36,59	13,71	276,96	5,51	
9)	min MY	47,8	1,51	31,08	0,05	-538,53	1,01	35
10)	max MY	-72,8	-1,98	18,42	-1,1	897,23	3,79	59
11)	min MZ	-75,9	-7,89	0,44	-15,16	130,6	-25,04	16
12)	max MZ	102	16,58	12,29	8,43	41,98	33,93	
Stalne obremenitve		-8,7	-4,11	-21,74	-2,83	103,93	-10,11	14

Kontrola prerezov:

1.) N_{min}

Tlak - Priročnik 5-17

Tlak z upoštevanjem uklona - EC 5

f_{uklon} =	1	
L_{ef} =	430	cm
N_{tlak}=	567,9	
$N_{crit,y}$ =	269556,1	kN
$\sigma_{crit,y}$ =	74,92	kN/cm^2
$\lambda_{rel,y}$ > 0,3	0,19	**Ni nevarnosti**
N_{tlak}=	567,9	
$N_{crit,z}$ =	12798,5	kN
$\sigma_{crit,y}$ =	3,56	kN/cm^2
$\lambda_{rel,z}$ > 0,3	0,86	**Nevarnost**

Nevarnost uklona ($\lambda_{rel,y}$ ali $\lambda_{rel,z}$ > 0,3)

β_c =	0,1	[0,2 iglavci / 0,1 lepljen les]
k_m =	0,7	[0,7 pravokotni prerez / 1,0 ostali]
k_y =	0,51	
k_z =	0,90	
$k_{c,y}$ =	1,012	
$k_{c,z}$ =	0,864	

Stalna obtežba

$\sigma_{c,0,d}$ =	0,00	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$\sigma_{m,y,d}$ =	0,13	kN/cm^2	
$\sigma_{m,z,d}$ =	0,07	kN/cm^2	
$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$f_{c,0,d}$ =	1,27	kN/cm^2	
σ_{d1} / f_{d1} =	0,14	**OK**	[6.23]
σ_{d2} / f_{d1} =	0,12	**OK**	[6.24]

Spremenljiva obtežba

$\sigma_{c,0,d}$ =	0,16	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$\sigma_{m,y,d}$ =	0,26	kN/cm^2	
$\sigma_{m,z,d}$ =	0,04	kN/cm^2	
$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$f_{c,0,d}$ =	1,91	kN/cm^2	
σ_{d1} / f_{d1} =	0,23	**OK**	[6.23]
σ_{d2} / f_{d1} =	0,21	**OK**	[6.24] 0

2.) N_{max}

Nateg - Priročnik 5-16

Stalna obtežba	Samo osna sila - N		
	$\sigma_{t,0,d}$ =	0,00	kN/cm^2
	$f_{t,0,d}$ =	0,94	kN/cm^2
	$\sigma_{t,0,d} < f_{t,0,d}$	OK	
	i=	0,00	

	Osna sila +moment - N + M			
	σ_{d1} / f_{d1} =	0,14	[6.17]	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
	$\sigma_{d1} / f_{d1} < 1$	OK		
	σ_{d2} / f_{d2} =	0,12	[6.18]	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
	$\sigma_{d2} / f_{d2} < 1$	OK		

Stalna obtežba + spremenljiva	Samo osna sila - N		
	$\sigma_{c,0,d}$ =	0,18	kN/cm^2
	$f_{c,0,d}$ =	1,40	kN/cm^2
	$\sigma_{t,0,d} < f_{t,0,d}$	OK	
	i=	0,13	

	Osna sila +moment - N + M			
	σ_{d1} / f_{d1} =	0,14	[6.17]	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
	$\sigma_{d1} / f_{d1} < 1$	OK		
	σ_{d2} / f_{d2} =	0,15	[6.18]	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
	$\sigma_{d2} / f_{d2} < 1$	OK		

3.) $V_{y,min}$ / 4.) $V_{y,max}$

Strig - Priročnik 5-26

Efektivna širina	k_{cr} =	0,67	[masiven in lepljen lamelami les]
	k_{cr} =	1,00	[ostali les]
	b_{ef} =	18,76	cm
Stalna obtežba	τ_d =	0,01	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,09	
Stalna obtežba + spremenljiva	τ_d =	0,01	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,23	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,04	

Torzija - pravokotni prerez - Priročnik 5-28

k_{shape}	1,69
h/b=	4,59
c_1=	0,28526
c_2=	3,5

Pr. 5-5. Vrednosti konstant c_1 in c_2.

h/b	1	1,2	1,5	2	2,5	3	5	10	$\rightarrow \infty$
c_1	0,141	0,166	0,196	0,229	0,249	0,263	0,291	0,312	0,333
c_2	4,80	4,57	4,33	4,06	3,88	3,74	3,44	3,20	3,00

Stalna obtežba	$\tau_{d,TOR}$ =	0,010	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_{d,TOR,max} < k_{shape} \cdot f_{v,d}$	OK	
	i=	0,04	
Spremenljiva obtežba	$\tau_{d,TOR}$ =	0,045	
	$f_{v,d}$ =	0,23	
	$\tau_{d,TOR,max} < k_{shape} \cdot f_{v,d}$	OK	
	i=	0,12	

Kombinacija striga in torzije - Priročnik 5-31

Stalna obtežba

i= 0,13 OK

Spremenljiva obtežba

i= 0,16 OK

5.) $V_{z,min}$ / 6.) $V_{z,max}$

Strig - Priročnik 5-26

Efektivna širina	k_{cr} =	0,67	[masiven in lepljen lamelarni les]
	k_{cr} =	1,00	[ostali les]
	b_{ef} =	18,76	cm
Stalna obtežba	τ_d =	0,01	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,09	
Stalna obtežba + spremenljiva	τ_d =	0,07	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,23	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,28	

Torzija - pravokotni prerez - Priročnik 5-28

k_{shape}	1,69
h/b=	4,59
c_1=	0,28526
c_2=	3,5

Pr. 5-5. Vrednosti konstant c_1 in c_2.

h/b	1	1,2	1,5	2	2,5	3	5	10	$\rightarrow \infty$
c_1	0,141	0,166	0,196	0,229	0,249	0,263	0,291	0,312	0,333
c_2	4,80	4,57	4,33	4,06	3,88	3,74	3,44	3,20	3,00

Stalna obtežba	$\tau_{d,TOR}$ =	0,010	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_{d,TOR,max} < k_{shape} \cdot f_{v,d}$	OK	
	i=	0,04	
Spremenljiva obtežba	$\tau_{d,TOR}$ =	0,000	
	$f_{v,d}$ =	0,23	
	$\tau_{d,TOR,max} < k_{shape} \cdot f_{v,d}$	OK	
	i=	0,00	

Kombinacija striga in torzije - Priročnik 5-31

Stalna obtežba		
i=	0,13	OK
Spremenljiva obtežba		
i=	0,28	OK

7.) $M_{T,min}$ / 8.) $M_{T,max}$

Strig - Priročnik 5-26

Efektivna širina	k_{cr} =	0,67	[masiven in lepljen lamelarni les]
	k_{cr} =	1,00	[ostali les]
	b_{ef} =	18,76	cm
Stalna obtežba	τ_d =	0,01	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,09	
Stalna obtežba + spremenljiva	τ_d =	0,02	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,23	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,10	

Torzija - pravokotni prerez - Priročnik 5-28

k_{shape}	1,69
h/b=	4,59
c_1=	0,28526
c_2=	3,5

Pr. 5-5. Vrednosti konstant c_1 in c_2.

h/b	1	1,2	1,5	2	2,5	3	5	10	$\rightarrow \infty$
c_1	0,141	0,166	0,196	0,229	0,249	0,263	0,291	0,312	0,333
c_2	4,80	4,57	4,33	4,06	3,88	3,74	3,44	3,20	3,00

Stalna obtežba	$\tau_{d,TOR}$ =	0,010	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_{d,TOR,max} < k_{shape} \cdot f_{v,d}$	OK	
	i=	0,04	
Spremenljiva obtežba	$\tau_{d,TOR}$ =	0,055	
	$f_{v,d}$ =	0,23	
	$\tau_{d,TOR,max} < k_{shape} \cdot f_{v,d}$	OK	
	i=	0,14	

Kombinacija striga in torzije - Priročnik 5-31

Stalna obtežba

i= 0,13 OK

Spremenljiva obtežba

i= 0,24 OK

9.) $M_{y,min}$

Upogib - Priročnik 5-22

Kontrola bočne zvrnitve

$\sigma_{m,crit}$ =	12,5	kN/cm²
$\lambda_{rel,m}$ =	0,47	kN/cm²
$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	Ni nevarnosti	kN/cm²

Enoosni upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,10	
Stalna obtežba + spremenljiva	$\sigma_{m,d}$ =	0,70	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,35	

Dvoosni upogib

k_m =	0,7	[0,7 pravokotni/1,0 ostali]		
Stalna obtežba				
$\sigma_{y,d} / f_d$	0,14	OK	[6.11]	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\sigma_{z,d} / f_d$	0,12	OK	[6.12]	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Spremenljiva obtežba				
$\sigma_{y,d} / f_d$	0,35	OK	[6.11]	
$\sigma_{z,d} / f_d$	0,25	OK	[6.12]	

Nevarnost bočne zvrnitve

k_{crit}= 1

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{for } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda^2_{rel,m}} & \text{for } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	1,34	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]
Stalna obtežba + pešci	$\sigma_{m,d}$ =	0,70	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	2,02	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]

Tlak + Upogib ($\lambda_{rel,z}$ > 0,3 in $\lambda_{rel,m}$ > 0,75)

Stalna obtežba	σ_d / f_d =	0,01	OK	[6.35]
Spremenljiva obtežba	σ_d / f_d =	0,12	OK	[6.35]

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

10.) $M_{y,max}$

Upogib - Priročnik 5-22

Kontrola bočne zvrnitve

$\sigma_{m,crit}$ =	12,5	kN/cm²
$\lambda_{rel,m}$ =	0,47	kN/cm²
$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	Ni nevarnosti	kN/cm²

Enoosni upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,10	
Stalna obtežba + spremenljiva	$\sigma_{m,d}$ =	1,17	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,58	

Dvoosni upogib

k_m =	0,7	[0,7 pravokotni/1,0 ostali]		
Stalna obtežba				
$\sigma_{y,d} / f_d$	0,14	OK	[6.11]	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\sigma_{z,d} / f_d$	0,12	OK	[6.12]	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
Spremenljiva obtežba				
$\sigma_{y,d} / f_d$	0,59	OK	[6.11]	
$\sigma_{z,d} / f_d$	0,42	OK	[6.12]	

Nevarnost bočne zvrnitve

k_{crit}= 1

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{for } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda^2_{rel,m}} & \text{for } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	1,34	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]
Stalna obtežba + pešci	$\sigma_{m,d}$ =	1,17	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	2,02	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]

Tlak + Upogib ($\lambda_{rel,z}$ > 0,3 in $\lambda_{rel,m}$ > 0,75)

Stalna obtežba	σ_d / f_d =	0,01	OK	[6.35]
Spremenljiva obtežba	σ_d / f_d =	0,35	OK	[6.35]

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

11.) $M_{z,min}$ / 12.) $M_{z,max}$

Upogib - Priročnik 5-22

Kontrola bočne zvrnitve

$\sigma_{m,crit}$ =	12,5	kN/cm²
$\lambda_{rel,m}$ =	0,47	kN/cm²
$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	Ni nevarnosti	kN/cm²

Enoosni upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,10	
Stalna obtežba + spremenljiva	$\sigma_{m,d}$ =	0,17	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,08	

Dvoosni upogib

k_m=	0,7	[0,7 pravokotni/1,0 ostali]	
Stalna obtežba			
$\sigma_{y,d}$ / f_d	0,14	OK	[6.11]
$\sigma_{z,d}$ / f_d	0,12	OK	[6.12]
Spremenljiva obtežba			
$\sigma_{y,d}$ / f_d	0,15	OK	[6.11]
$\sigma_{z,d}$ / f_d	0,16	OK	[6.12]

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Nevarnost bočne zvrnitve

k_{crit}= 1

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & \text{for } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{for } 1.4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	1,34	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]
Stalna obtežba + pešci	$\sigma_{m,d}$ =	0,17	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	2,02	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]

Tlak + Upogib ($\lambda_{rel,z}$ > 0,3 in $\lambda_{rel,m}$ > 0,75)

Stalna obtežba	σ_d / f_d =	0,01	OK	[6.35]
Spremenljiva obtežba	σ_d / f_d =	0,02	OK	[6.35]

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

Maksimalno je prerez izkoriščen pri obtežni kombinaciji za $M_{y,max}$, in sicer 59%. V nadaljevanju bo prikazan tudi vpliv povečanja obtežbe zaradi teorije 2. reda. V omenjeni obtežni kombinaciji, pa je zajeta tudi že izbočitvena sila, ki nastane zaradi geometrijskih nepopolnosti.

Povečanje obremenitev v prečni smeri zaradi vpliva teorije 2. reda. Upoštevano je povečanje momenta Mz, ki nastane zaradi delovanja osne sile N na ročici e. Pri deformacijah smo upoštevali e_0=5,0 cm (toleranca izvedbe) ter 11,0 cm (deformacija zaradi obtežbe vetra).

$$e = e_0 + \delta_q$$

MSN - osnovna kombinacija (prev. promet oz. veter)			N	VY	VZ	MT	MY	MZ	∑MZ	i
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]
1.	min N	Ovoj-ULS_W	-567,9	-1,82	17,65	-0,43	202,63	-6,79	97,7	48
2.	max MY	Ovoj-ULS_P	-72,8	-1,98	18,42	-1,1	897,23	3,79	-15,44	61

1.) N_{min}

Tlak - Priročnik 5-17

Tlak z upoštevanjem uklona - EC 5

f_{uklon} =	1	
L_{ef} =	430	cm
N_{tlak}=	567,9	
$N_{crit,y}$ =	269556,1	kN
$\sigma_{crit,y}$ =	74,92	kN/cm^2
$\lambda_{rel,y}$ > 0,3	0,19	**Ni nevarnosti**
N_{tlak}=	567,9	
$N_{crit,z}$ =	12798,5	kN
$\sigma_{crit,y}$ =	3,56	kN/cm^2
$\lambda_{rel,z}$ > 0,3	0,86	**Nevarnost**

Nevarnost uklona ($\lambda_{rel,y}$ ali $\lambda_{rel,z}$ > 0,3)

β_c =	0,1	[0,2 iglavci / 0,1 lepljen les]
k_m =	0,7	[0,7 pravokotni prerez / 1,0 ostali]
k_y =	0,51	
k_z =	0,90	
$k_{c,y}$ =	1,012	
$k_{c,z}$ =	0,864	

Stalna obtežba

$\sigma_{c,0,d}$ =	0,00	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$\sigma_{m,y,d}$ =	0,13	kN/cm^2	
$\sigma_{m,z,d}$ =	0,07	kN/cm^2	
$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$f_{c,0,d}$ =	1,27	kN/cm^2	
σ_{d1} / f_{d1} =	0,14	**OK**	[6.23]
σ_{d2} / f_{d1} =	0,12	**OK**	[6.24]

Spremenljiva obtežba

$\sigma_{c,0,d}$ =	0,16	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$\sigma_{m,y,d}$ =	0,26	kN/cm^2	
$\sigma_{m,z,d}$ =	0,58	kN/cm^2	
$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm^2	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$
$f_{c,0,d}$ =	1,91	kN/cm^2	
σ_{d1} / f_{d1} =	0,41	**OK**	[6.23]
σ_{d2} / f_{d1} =	0,48	**OK**	[6.24] 0

2.) $M_{y,max}$

Upogib - Priročnik 5-22

Kontrola bočne zvrnitve

$\sigma_{m,crit}$ =	12,5	kN/cm²
$\lambda_{rel,m}$ =	0,47	kN/cm²
$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	Ni nevarnosti	kN/cm²

Enoosni upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,10	
Stalna obtežba + spremenljiva	$\sigma_{m,d}$ =	1,17	kN/cm²
	$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm²
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,58	

Dvoosni upogib

k_m =	0,7	[0,7 pravokotni/1,0 ostali]		
Stalna obtežba				
$\sigma_{y,d} / f_d$	0,14	OK	[6.11]	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\sigma_{z,d} / f_d$	0,12	OK	[6.12]	
Spremenljiva obtežba				
$\sigma_{y,d} / f_d$	0,61	OK	[6.11]	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\sigma_{z,d} / f_d$	0,45	OK	[6.12]	

Nevarnost bočne zvrnitve

k_{crit}= 1

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{for } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{for } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Upogib

Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,13		
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	1,34		
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]	
Stalna obtežba + pešci	$\sigma_{m,d}$ =	1,17		
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	2,02		
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]	

Tlak + Upogib ($\lambda_{rel,z} > 0,3$ in $\lambda_{rel,m} > 0,75$)

Stalna obtežba	σ_d / f_d =	0,01	OK	[6.35]
Spremenljiva obtežba	σ_d / f_d =	0,35	OK	[6.35]

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

5.5 KONTROLA STABILNOSTI VZDOLŽNIH NOSILCEV

5.5.1 Uklonsko zavarovanje tlačenega pasu nosilca

$$N_d = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_d}{h}$$

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0{,}75 \\ 1{,}56 - 0{,}75\lambda_{rel,m} & 0{,}75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1{,}4 \\ \dfrac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & 1{,}4 \leq \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \pi \cdot \frac{\sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}}{l_{eff} \cdot W_y} = 11{,}67\ \mathrm{kN/cm^2}\ (5{,}83 - l_{eff} = 8{,}6m)$$

Poenostavljena enačba za pravokotne prereze:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0{,}78 \cdot b^2}{l_{eff} \cdot h} \cdot E_{0,05} = 11{,}28\ \mathrm{kN/cm^2}\ (5{,}64 - l_{eff} = 8{,}6m)$$

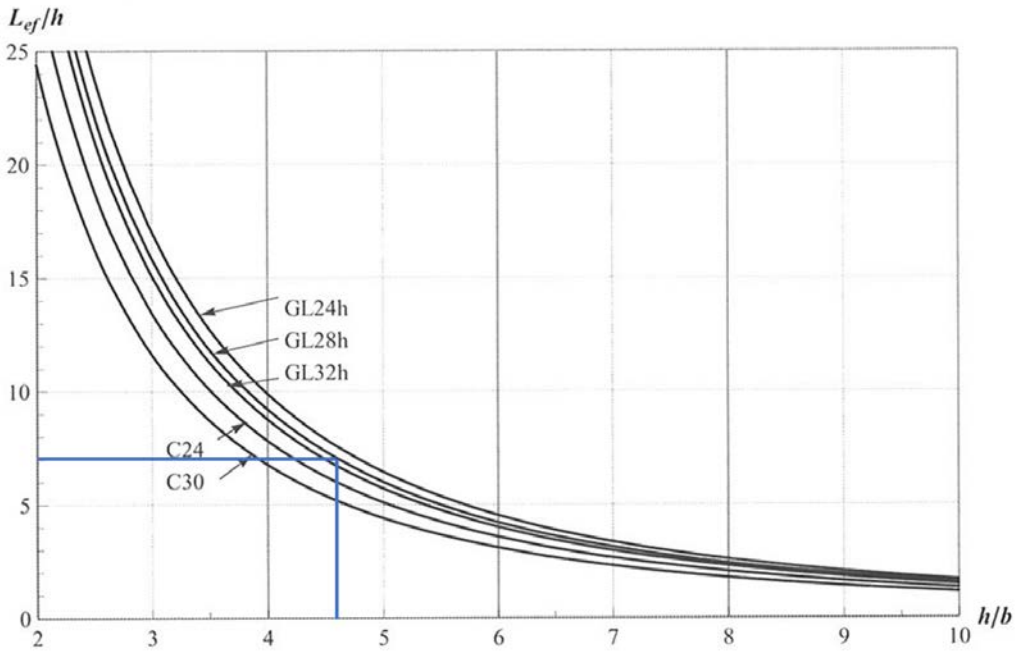
$$\lambda_{rel,m,leff=4,3m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = 0{,}50 < 0{,}75 \rightarrow \text{Ni nevarnosti}$$

$$\lambda_{rel,m,leff=8,6m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = 0{,}69 < 0{,}75 \rightarrow \text{Ni nevarnosti}$$

$$k_{crit} = 1$$

$$N_d = (1 - k_{crit}) \cdot \frac{M_d}{h} = 0$$

Mejno vrednosti za L_{ef}/h so bile določene s pomočjo spodnjega grafa.



Sl. 5-12. Mejne vrednosti vrednosti L_{ef}/h v odvisnosti od razmerja h/b za različne vrste lesa

$$L_{ef}/h = 7{,}1$$

$$L_{ef,dej(4{,}3m)}/h = 430/128{,}5 = 3{,}34 \ < 7{,}1 \rightarrow OK$$

V primeru, če upoštevamo le mesta, kjer se na prečnikih nahajajo vešalke:

$$L_{ef,dej(8{,}6m)}/h = 860/128{,}5 = 6{,}69 \ < 7{,}1 \rightarrow OK$$

Iz predhodnih dokazov sledi, da ni nevarnosti bočne zvrnitve zaradi prečnih jeklenih okvirjev. Je pa potrebno prečne okvirje preveriti na dodatne prečne sile, ki nastanejo zaradi preprečitve uklona.

5.5.2 *Uklonsko zavarovanje posameznih tlačenih elementov*

$$N_d = 568\ \text{kN}$$

$$F_d = \frac{N_d}{k_{f,2}} = \frac{N_d}{80} = 7{,}1\ \text{kN}$$

Peresna togost:

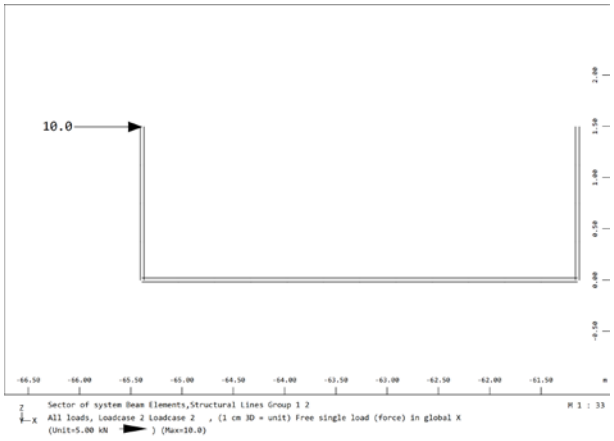
$$C = \frac{k_s \cdot N_d}{a} \qquad 1 \le k_s \le 4$$

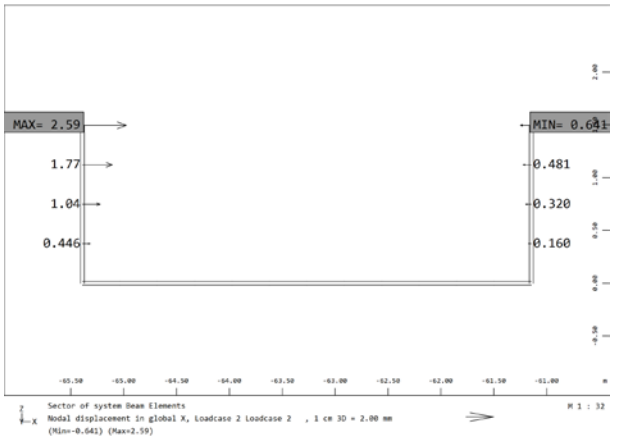
$$k_s = 2 \cdot \left(1 + \cos\frac{\pi}{m}\right) = 3{,}99 \quad \rightarrow \quad k_s = 4$$

$$a = \frac{L}{m} = \frac{86}{20} = 4{,}30\text{m}$$

$$C = \frac{4 \cdot 568}{4{,}30} = 529\ \text{kN/m}' = 5{,}29\ \text{kN/cm}'$$

Dejanska togost prečnega okvirja:

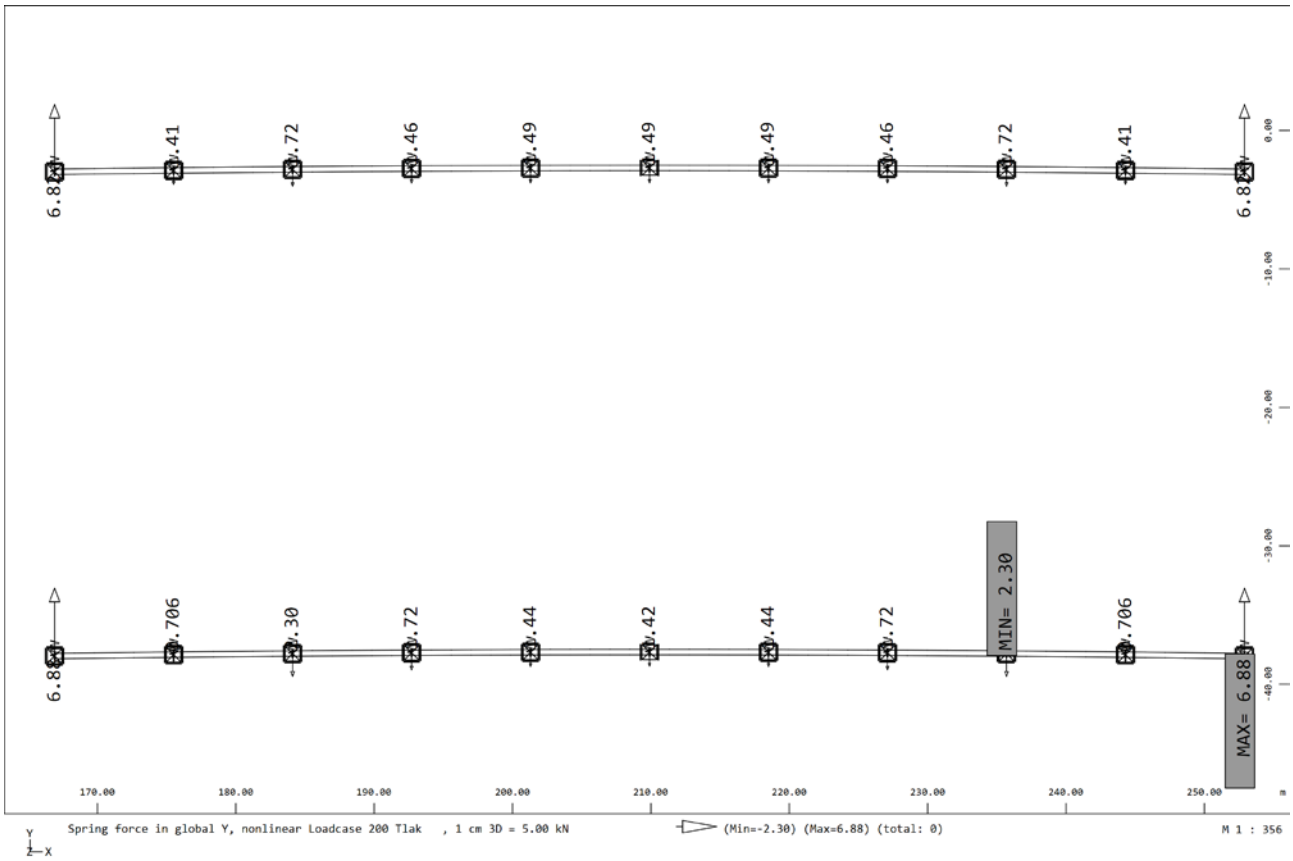




$$K_{dej} = \frac{F}{u_x} = \frac{10\ \text{kN}}{2{,}59 \cdot 10^{-3}\ \text{m}} = 3861\ \text{kN/m}' = 3{,}861\ \text{kN/cm}'$$

$K_{dej} \geq C$

Reakcije v vzmeteh, ki simulirajo togosti prečnih okvirjev:



S pomočjo izračuna s programom smo dobili maksimalno reakcijo 6,88 kN, medtem ko z enačbami 7,1 kN, kar se bo upoštevalo tudi v nadaljni analizi.

<u>Kontrola kontaktnih napetosti</u>

Jeklo:

$$\frac{F}{A} = \frac{7{,}1}{747_{h/4}} = 0{,}01\ \mathrm{kN/cm^2} < 35{,}5\ \mathrm{kN/cm^2}$$

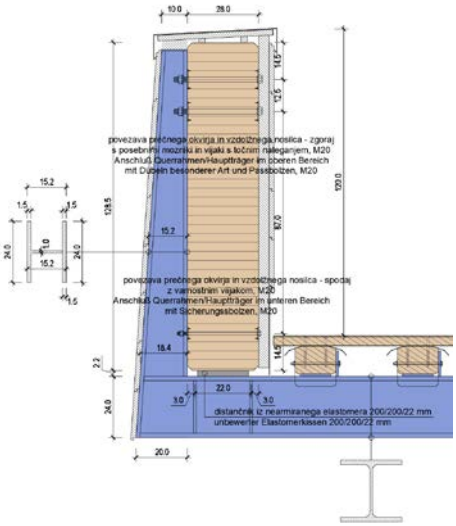
Les:

$$\frac{F}{A} = \frac{7{,}1}{747_{h/4}} = 0{,}01\,\frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{cm^2}} < f_{c,90,d} = 0{,}192\ \mathrm{kN/cm^2}$$

5.5.3 Kontrola prevzema strižnih obremenitev

<u>Določitev potrebnih</u> <u>moznikov</u> **<u>za stikovanje vzdolžnih lesenih nosilcev in jeklenega prečnika</u>**

Predvideno je stikovanje jeklenih HEB nosilcev na vzdolžne lesene nosilce preko moznikov.



V nadaljevanju je podan izračun nosilnosti za kovinske moznike tipa C11 v skladu z EN 1995-1-1;8.10. Podan je izračun za moznike tipa C11, in sicer d_c=80mm (d_{vijak}=20mm) in d_c=95mm (d_{vijak}=24mm).

$$\sum F_{v,Rk} = F_{v,Rk,moznik} + F_{v,Rk,vijak}$$

$$F_{v,Rk,moznik} = 18 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot d_c^{1,5}$$

$$F_{v,Rk,moznik,dc=80,dv=20mm} = 18 \cdot 1 \cdot 0{,}875 \cdot 1{,}17 \cdot 80^{1,5} = 13{,}18\ kN$$

$$F_{v,Rk,moznik,dc=95,dv=24mm} = 18 \cdot 1 \cdot 0{,}884 \cdot 1{,}17 \cdot 95^{1,5} = 17{,}23\ kN$$

Nosilnost vijakov:

$M_{y,Rk} = 0{,}3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$ (upoštevamo vijale tipa 4.6 f_{yb}=240N/mm^2 in f_{ub}=400N/mm^2)

$$M_{y,Rk,dc=80,dv=20mm} = 28{,}96\ kNcm$$

$$M_{y,Rk,dc=95,dv=24mm} = 46{,}52\ kNcm$$

$$f_{h,k,dc=80,dv=20mm} = 2{,}689\ kN/cm^2$$

$$f_{h,k,dc=95,dv=24mm} = 2{,}555\ kN/cm^2$$

Moznik d_c=80mm (d_{vijak}=20 mm)

Bočna nosilnost veznega sredstva v zvezi les-jeklo

A) ENA priključna ravnina

Sl. 5-40. Shematski prikaz porušitvenih primerov za enostrižno zvezo les-jeklo

$f_{h,k}$ =	2,689
$f_{h,1,k}$ =	2,689
t_1 =	28
d =	2
$F_{ax,Rk}$ =	0
$M_{y,Rk}$ =	28,964

A1) Tanka pločevina (t ≤ 0,5·d); zasuk veznega stredstva

Enačba: $F_{v,Rk} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$

$F_{v,Rk}$ = 60,234

A2) Tanka pločevina (t ≤ 0,5·d); upogib veznega sredstva v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 20,298

A3) Debela pločevina (t ≥·d); upobig veznega sredstva na spoju les-jeklo

Enačba: $F_{v,Rk} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 63,832

A4) Debela pločevina (t ≥ d); upogib veznega sredstva v lesenem elementu in na spoju les-jeklo

Enačba: $F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 28,706

A5) Debela pločevina (t ≥ d); porušitev lesa okoli veznega sredstva

Enačba: $F_{v,Rk} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$

$F_{v,Rk}$ = 150,584

B2) Pločevina na zunanjih straneh lesenega elementa

$f_{h,1,k}$ =	2,689
$f_{h,2,k}$ =	2,689
t_2 =	28
d =	2
$F_{ax,Rk}$ =	0
$M_{y,Rk}$ =	28,964

B2.1) Bočna porušitev lesa okoli veznega sredstva v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$

$F_{v,Rk}$ = 75,292

B2.2) Tanka pločevina (t ≤ 0,5·d); upogib veznega sredstva v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 20,298

B2.3) Debela pločevina ; upogib veznega sredstva na spoju les-pločevina in v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 28,706

Moznik d_c=95mm (d_{vijak}=24 mm)

Bočna nosilnost veznega sredstva v zvezi les-jeklo

A) ENA priključna ravnina

Sl. 5-40. Shematski prikaz porušitvenih primerov za enostrižno zvezo les-jeklo

$f_{h,k}$ =	2,555
$f_{h,1,k}$ =	2,555
t_1 =	28
d =	2,4
$F_{ax,Rk}$ =	0
$M_{y,Rk}$ =	46,529

A1) Tanka pločevina (t ≤ 0,5·d); zasuk veznega stredstva

Enačba: $F_{v,Rk} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$

$F_{v,Rk}$ = 68,678

A2) Tanka pločevina (t ≤ 0,5·d); upogib veznega sredstva v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 27,471

A3) Debela pločevina (t ≥·d); upobig veznega sredstva na spoju les-jeklo

Enačba: $F_{v,Rk} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 73,458

A4) Debela pločevina (t ≥ d); upogib veznega sredstva v lesenem elementu in na spoju les-jeklo

Enačba: $F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 38,850

A5) Debela pločevina (t ≥ d); porušitev lesa okoli veznega sredstva

Enačba: $F_{v,Rk} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$

$F_{v,Rk}$ = 171,696

B2) Pločevina na zunanjih straneh lesenega elementa

$f_{h,1,k}$ =	2,555
$f_{h,2,k}$ =	2,555
t_2 =	28
d =	2,4
$F_{ax,Rk}$ =	0
$M_{y,Rk}$ =	46,529

B2.1) Bočna porušitev lesa okoli veznega sredstva v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$

$F_{v,Rk}$ = 85,848

B2.2) Tanka pločevina (t ≤ 0,5·d); upogib veznega sredstva v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 27,471

B2.3) Debela pločevina ; upogib veznega sredstva na spoju les-pločevina in v lesenem elementu

Enačba: $F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,Rk}$ = 38,850

Ker je pločevina debeline 15mm je potrebno linearna interpolacija rezultatov za primere tankih in debelih pločevin:

Tip moznika	Nosilnosti vijakov [kN]			
	Tanka pločevina	Debela pločevina	t=15mm	t=20mm
d_c=80 in d_{vijak}=20mm	20,29	28,70	24,49	28,70
d_c=95 in d_{vijak}=24mm	27,47	38,85	30,31	35,06

Skupna nosilnost moznikov tipa C11:

Tip moznika	$t_{pločevina}$ [mm]	d_c [mm]	d [mm]	$F_{v,Rk,moznik}$ [kN]	$F_{v,Rk,vijak}$ [kN]
80	15	80	20	13,18	24,49
95	15	95	24	17,23	30,31

Tip moznika	d [mm]	Eno-strižna ravnina (vmesni prečniki) $F_{v,Rk,skupaj}$ [kN]	Dvo-strižna ravnina (ležišče/spajanje) $F_{v,Rk,skupaj}$ [kN]
d_c = 80	20	37,67	50,85
d_c = 95	24	47,54	64,77

Upoštevamo: Moznik d_c=80mm, d_{vijak}=20 mm in debelino pločevine t=15mm.

Predvideni so mozniki tipa:

- Zgoraj : 4 mozniki tipa C11 dc=80 mm, d_{vijak}=20 mm
- Spodaj : 2 moznika tipa C11 dc=80 mm, d_{vijak}=20 mm

$F_{v,Rk} = 37{,}67\ kN$ $F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 27{,}12\ kN$

Minimalne razdalje moznikov tipa C11 znašajo:

Položaj moznika		d_c=80mm, d_{vijak}=20 mm
a_1	vzporedno z vlakni	16,0 cm
a_2	pravokotno na vlakna	9,6 cm
$a_{3,t}$	obremenjen rob	16,0 cm
$a_{3,c}$	neobremenjen rob	16,0 cm
$a_{4,t}$	obremenjen rob	6,4 cm
$a_{4,c}$	neobremenjen rob	4,8 cm

V skladu s točko 8.9 (12) v SIST EN 1995-1-1 je potrebno upoštevati efektivno število moznikov v ravnini:

$$n_{ef} = 2 + (1 - \frac{n}{20})(n - 2) = 2$$

<u>Območje brez vešalk:</u>

Nateg = 7,1 kN

$$N_{Ed} = 7{,}1 \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 111\ kN$$

$Strig_{\text{območje brez vešalk}}$ = 1,35·(7,71-2,95)·4,3/2+1,35·3,5·3,04·4,3/2 = 44,7 kN

$$\sum F_{v,Rd} = 6 \cdot 27{,}12 = 162{,}7\ kN > F_{v,Ed} = 44{,}7\ kN$$

<u>Območje brez vešalk:</u>

Na območju vešalk, je maksimalna sila enaka vertikalni komponenti sile v vešalki po MSN, ki znaša F_{Ed}=141,0 kN (poglavje 6.5.2). Pri prevzemu sile sodelujeta skupaj mozniki ter dopustne kontaktne napetosti na območju lesenega nosilca. Kot je razvidno celotno obremenitev prevzamejo mozniki.

<u>Delež moznikov:</u>

$$\sum F_{v,Rd} = 6 \cdot 27{,}12 = 162{,}7\ kN > F_{v,Ed} = 141{,}0\ kN$$

Kontrola tlačnih napetosti pravokotno na vlakna:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$k_{c,90} = 1{,}5\ \rightarrow upoštevamo\ priporočeno\ vrednost\ za\ lepljen\ les\ 1{,}5$

Maksimalne dopustne kontaktne napetosti (v primeru če se celotna sila prevzame preko kontaktnih napetosti):

Kontrola kontaktnih napetosti		
Tlačne napetosti pravokotno na vlakna - Priročnik 5-37		
$A_{ef.}$=	400,0	cm^2
$k_{c,90}$=	1,5	

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Stalna obtežba		
$F_{c,90,d}$=	53,4	
$f_{c,90,d}$=	0,14	kN/cm^2
$\sigma_{c,90,d}$ =	0,13	kN/cm^2
$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$	NOK	
i=	0,62	

Spremenljiva obtežba		
$F_{c,90,d}$=	121	
$f_{c,90,d}$=	0,22	kN/cm^2
$\sigma_{c,90,d}$ =	0,30	kN/cm^2
$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$	OK	
i=	0,93	

Kontrola pločevine na bočni pritisk in strižne nosilnosti vijaka:

Upošteva se maksimalna sila, ki pade na posamezen moznik, in sicer F_{Ed}=141/6=23,5 kN.

Strižna nosilnost vijaka:

Vijak s karakterisikami $f_{u,k}$=400N/mm^2 ima minimalno strižno nosilnost 47,0 kN>23,5kN.

Bočni pritisk pločevine:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = 2{,}5$$

$$\alpha_b = 0{,}75$$

$$f_u = 35{,}5 kN/cm^2$$

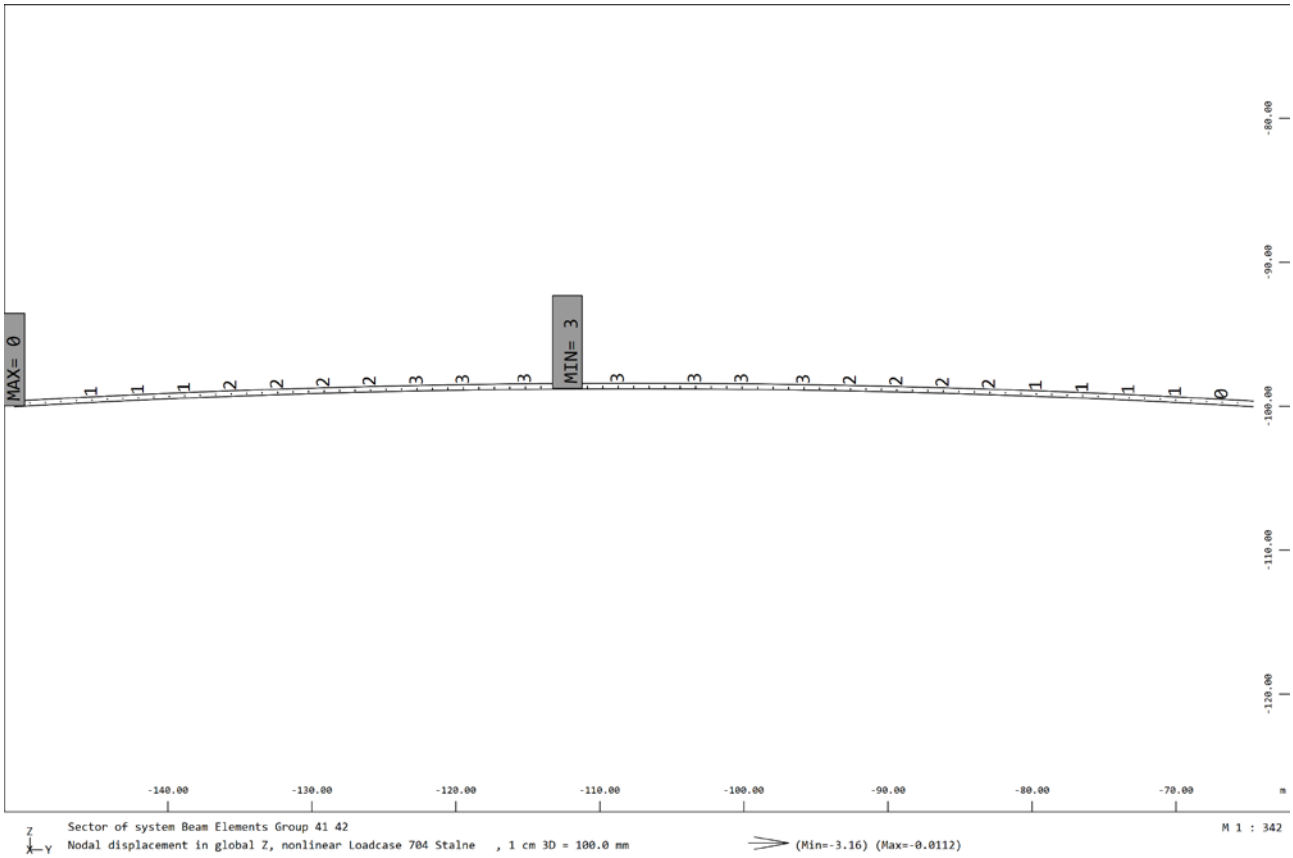
$$d = 2{,}0 cm$$

$$t = 1{,}5 cm$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 159\ kN > 23{,}5\ kN$$

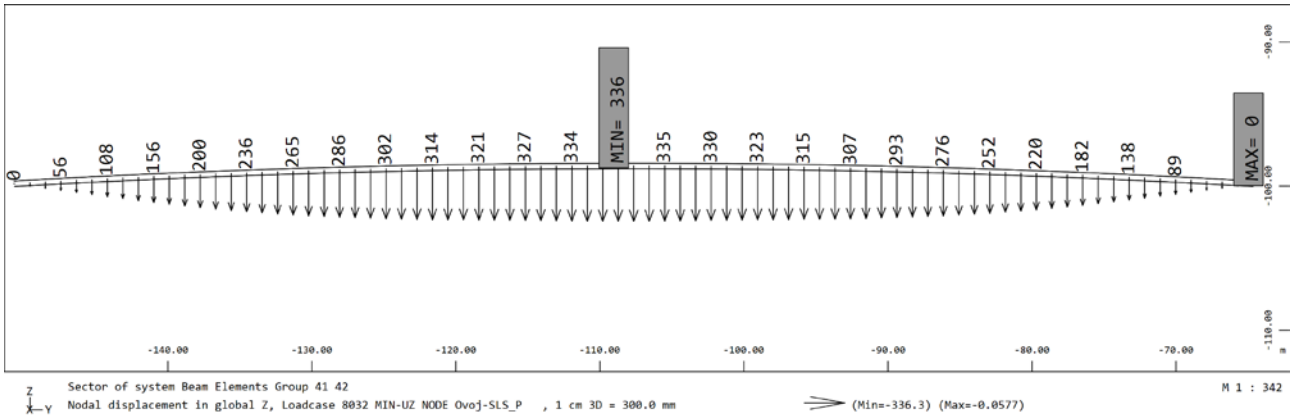
5.6 KONTROLA POMIKOV PO MSU

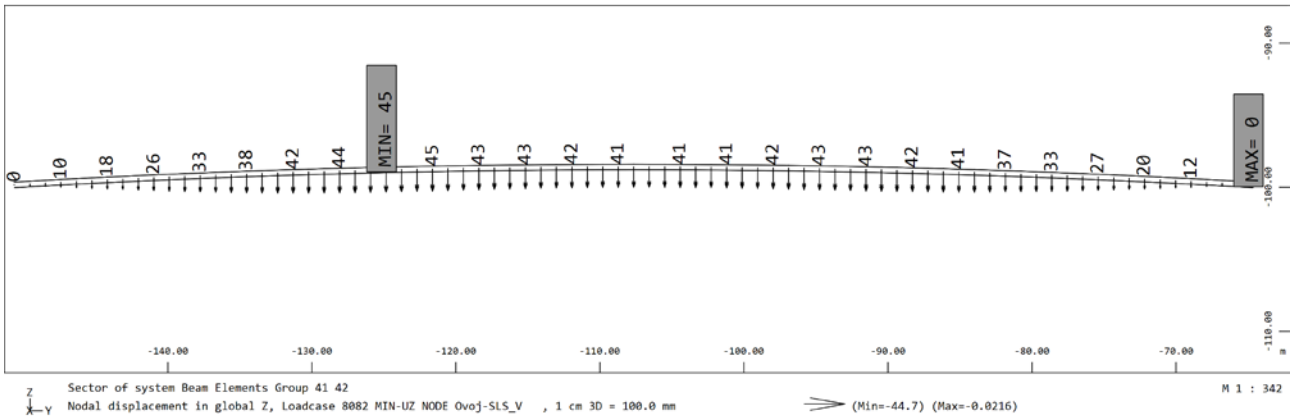
Stalne obremenitve:



$u_{max} \approx 3$ (L/29000)

Prometna obtežba (pešci/servisno vozilo):

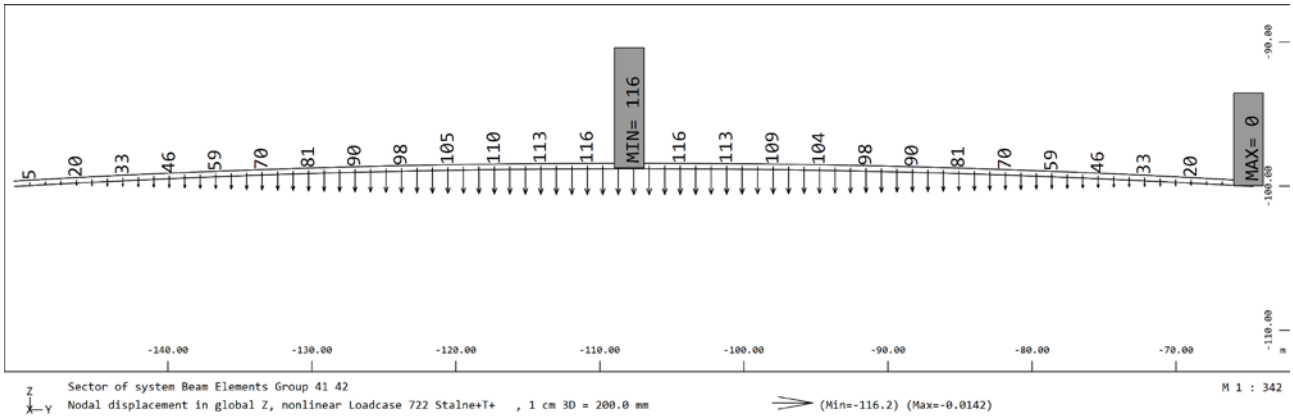


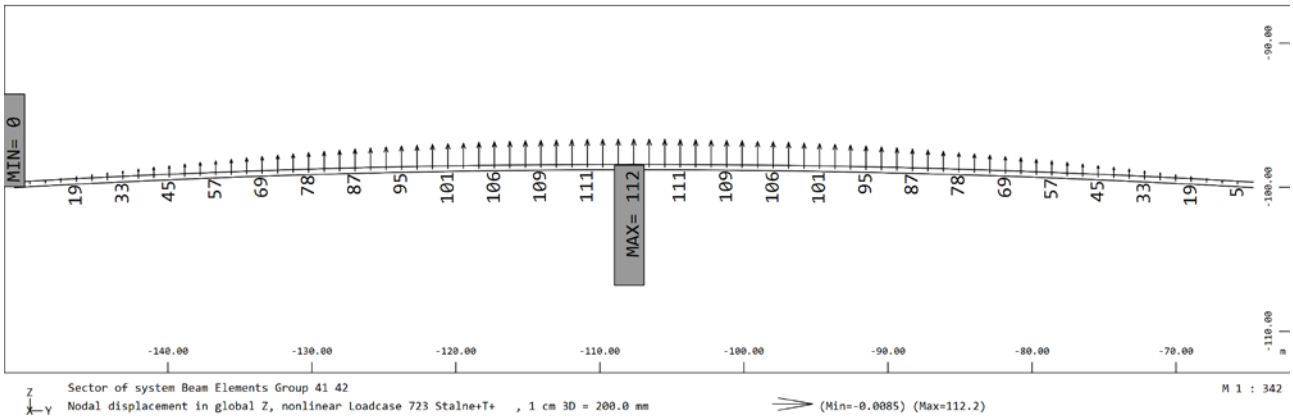


u_{max} = 33,6 cm ≈ L/256 < L/200 =43,0 cm (dopustna deformacija zaradi pešcev)

ψ_2 za prometno obtežbo znaša 0, zaradi česar ni potrebno upoštevati deformacije zaradi prometa pri lezenju.

Temperaturna obtežba:



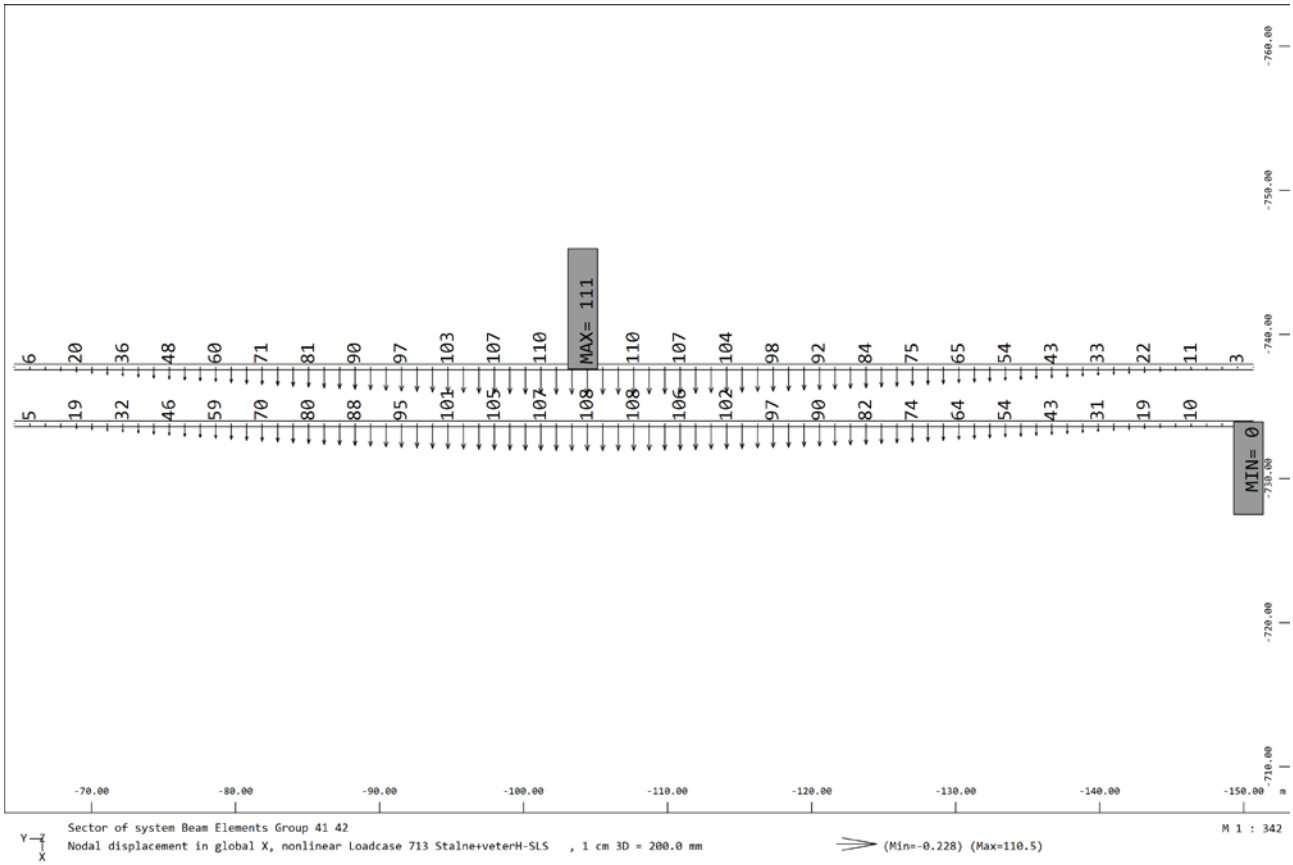


u_{max} = 11,6 cm ≈ L/740

ψ_2 za temperaturno obtežbo znaša 0.5.

U_{fin}= 3·(1+0,8)+11,6·(1+0,5·0,8) = 21,64 cm ≈ L/400

Kontrola prečnih deformacij (obtežba vetra):



u_{max} = 11,1 cm ≈ L/775 < L/500 = 17,2 cm (zahteva v EN 1995-1-1, točka 9.2.5.3 (2))

5.8 KONTROLA NOSILCEV V FAZI GRADNJE

5.8.1 Splošno

Lepljeni leseni nosilci se izdelajo v delavnici oziroma lesarskem obratu pod kontroliranimi pogoji v segmentih primernih za transport na gradbišče. Dolžine posameznih segmentov določi izvajalec glede na razpoložljivo tehnologijo, način montaže in možnosti transporta. V delavnici se izdelajo tudi vsi jekleni vezni in kabelski elementi.
Na gradbišču, na avstrijski strani, se uredi montažna delavnica za zagotavljanje čim bolj kontroliranih pogojev potrebnih za sestavljanje vzdolžnih nosilcev. Vzdolžni nosilci se sestavljajo (jeklene vezi in/ali lepljenje) in prečno povežejo z jeklenimi okvirji ter prečniki.
Montaža prekladne konstrukcije se izvede po možnostih in tehnološkem elaboratu izvajalca; npr. s pomočjo avtodvigal in začasnih podpor v rečni strugi, možna je tudi montaža po tehnologiji postopnega narivanja; s pomočjo vitla/hidravlike se prekladna konstrukcija vleče/potiska preko reke Mure proti slovenski strani. Postavitev začasnih podpor in montaža prekladne konstrukcije se izvaja izven obdobja pričakovanih visokih vodostajev.
Ko je celotna nosilna konstrukcija v končni poziciji na začasnih podporah, se zmontirajo nosilne vrvi, vešalke ter ležišča, ustrezno se donapne nosilna vrv, tako da konstrukcija zasede predvideno geometrijo s preddoločenim nadvišanjem in se dvigne z začasnih podpor, ki se nato v celoti odstranijo.

5.8.2 Obtežbe

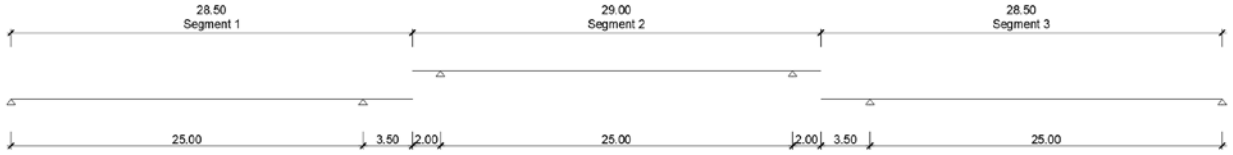
Obremenitve v spodnji tabeli so podane na posamezen nosilec na m'.

Leseni nosilec	= 1,48 kN/m'
Jekleni prečnik (HEB 240)	= 0,41 kN/m'
Jekleni vertikalni nosilci (HEB 200-100)	= 0,56 kN/m'
Zunanji opaž	= 0,15 kN/m'
Podkonstrukcija	= 0,16 kN/m'
Zavetrovanje in dodatni jekleni elementi konstrukcije	= 0,22 kN/m'
	$\sum$ = 2,98 kN/m'
Upoštevamo	= 3,0 kN/m'

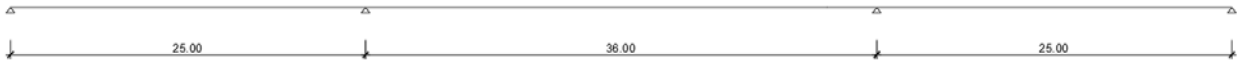
5.8.3 Analiza in obremenitve

V sklopu analize sta bili analizirani dve merodajni fazi v sklopu izvedbe objekta, in sicer:

Faza 1: Montaža lepljenih lesenih nosilcev na začasne podpore in dvig vmesnega segmenta



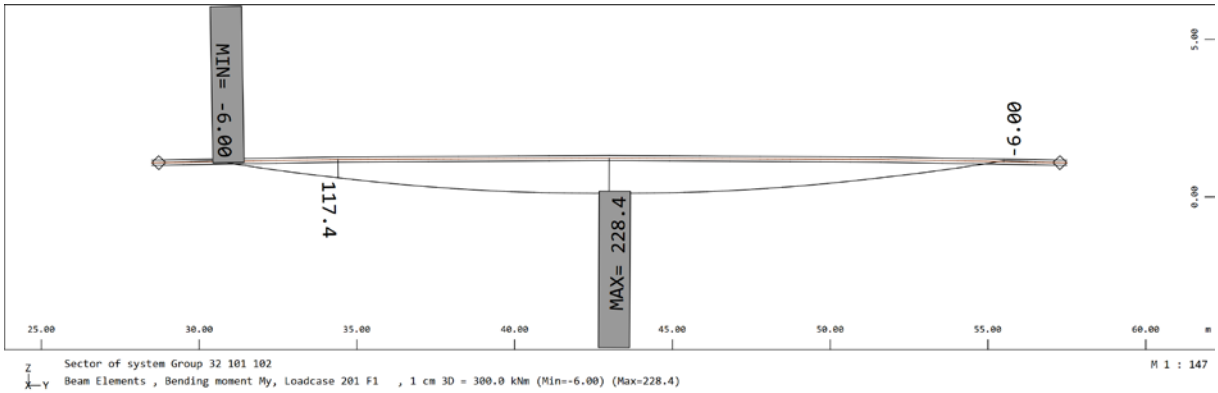
Faza 2: Vzdolžna medsebojna povezava lepljenih lesenih nosilcev

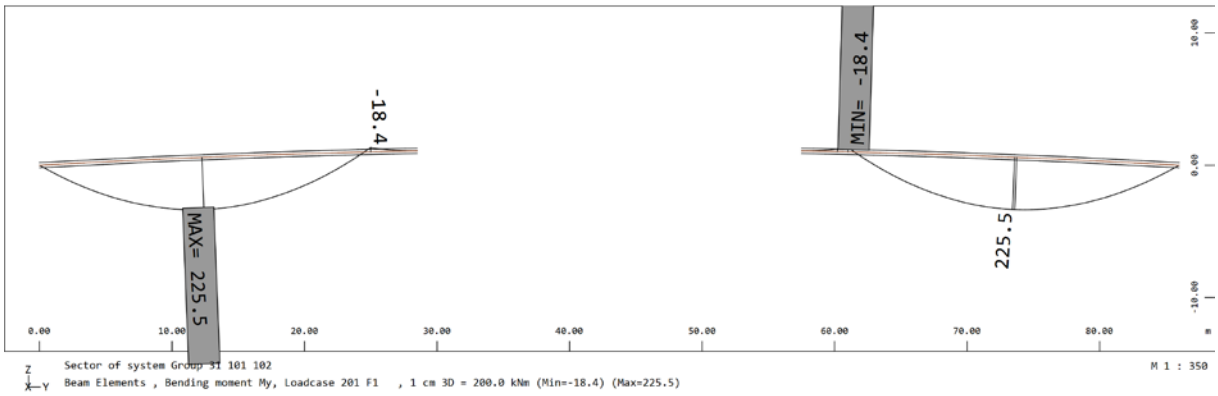


Obremenitve:

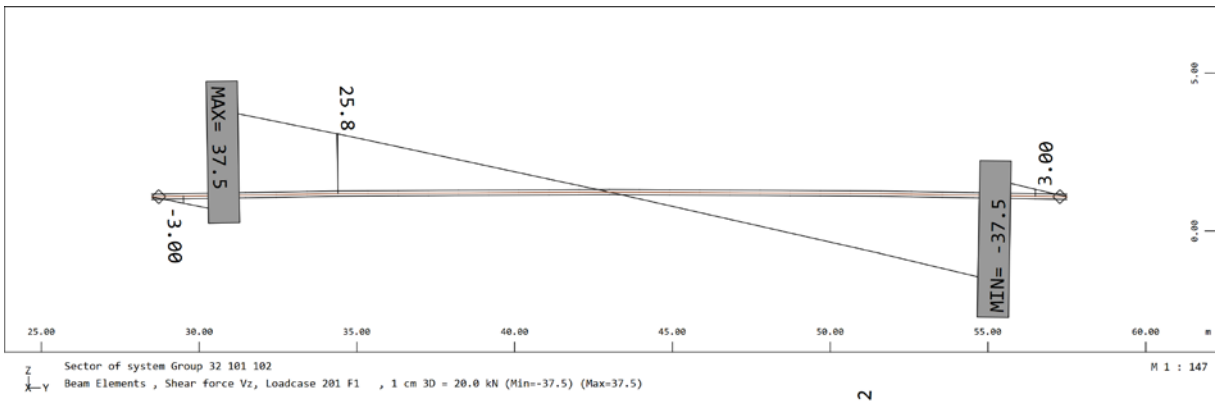
Faza 1:

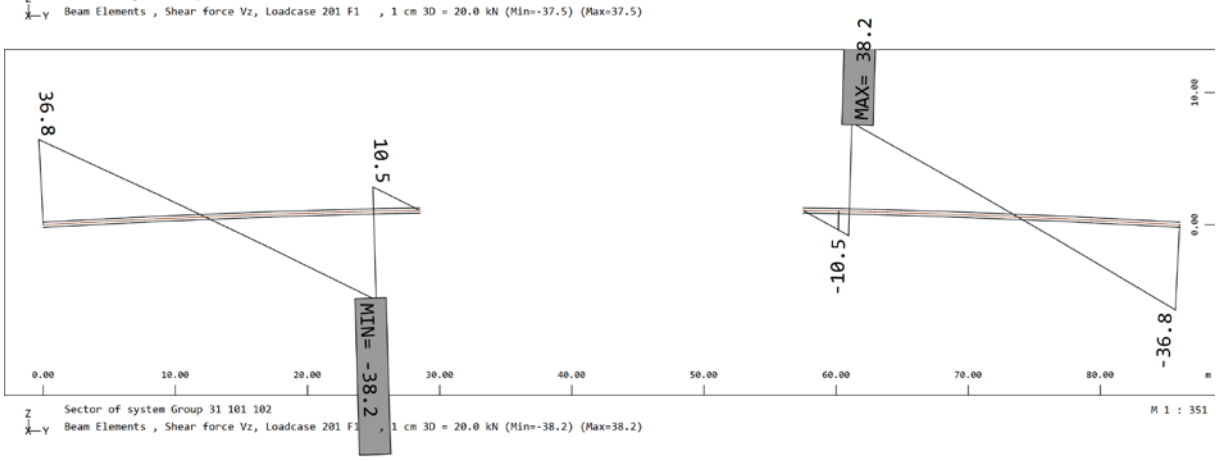
M_y :



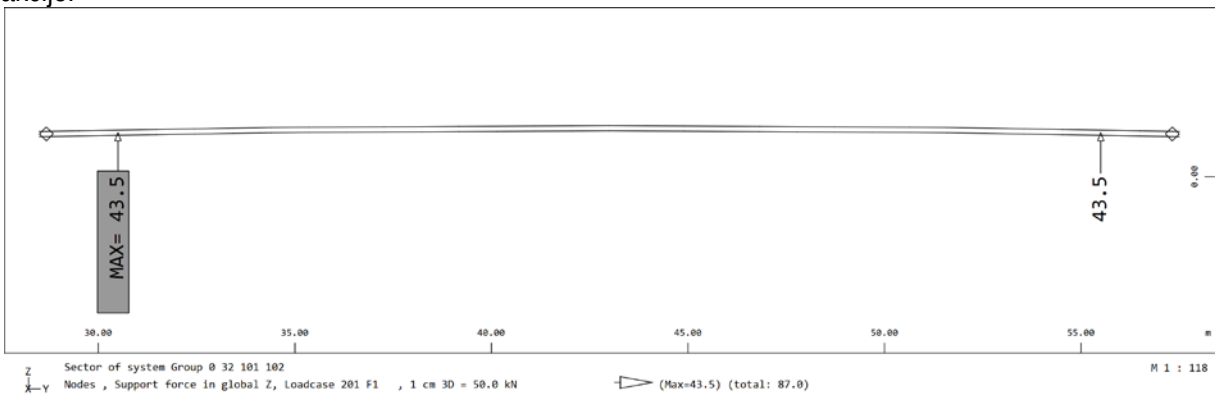


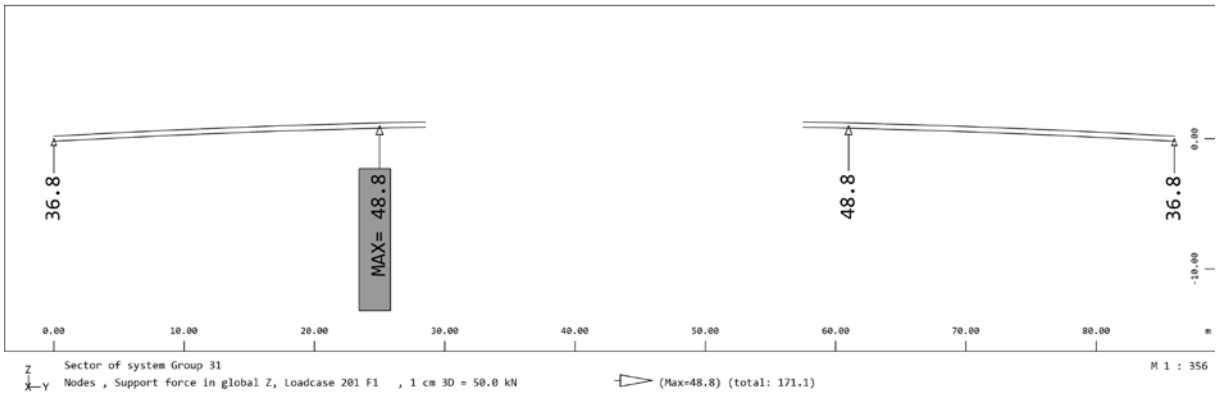
V_z :





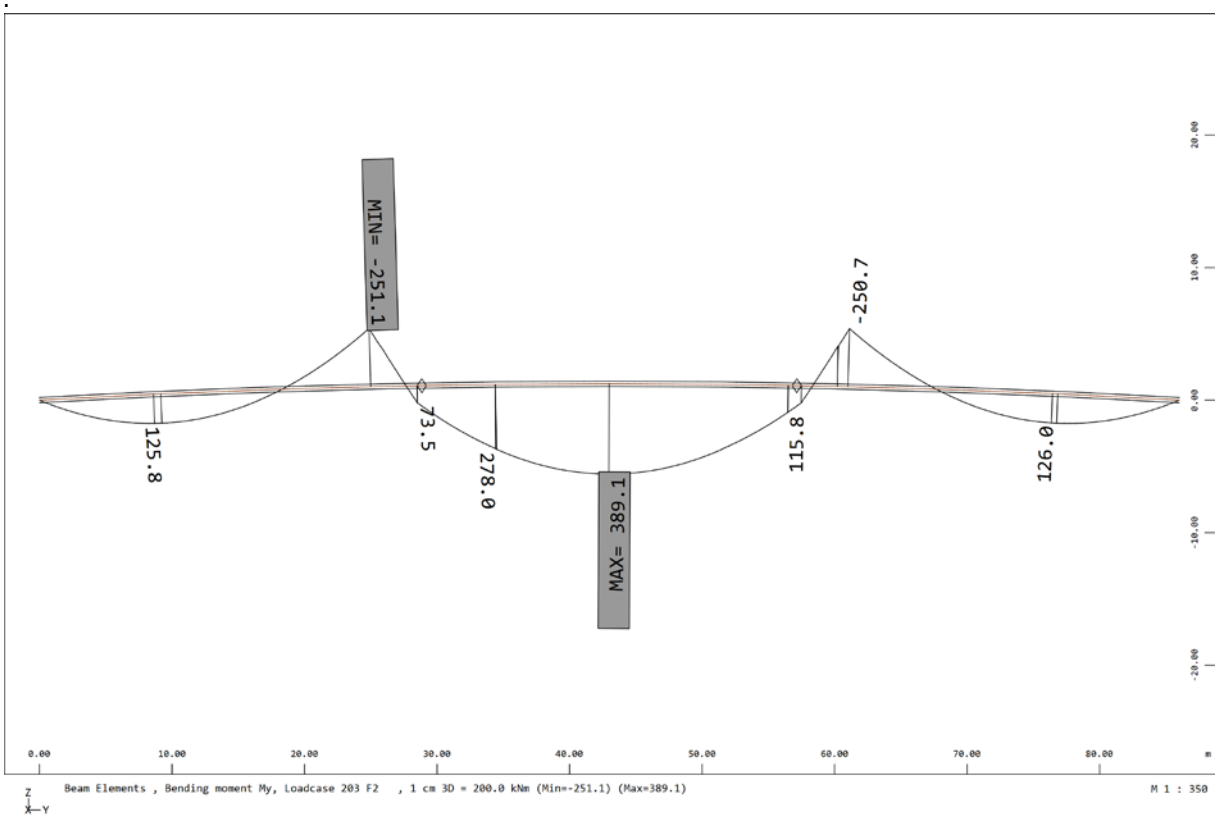
Reakcije:



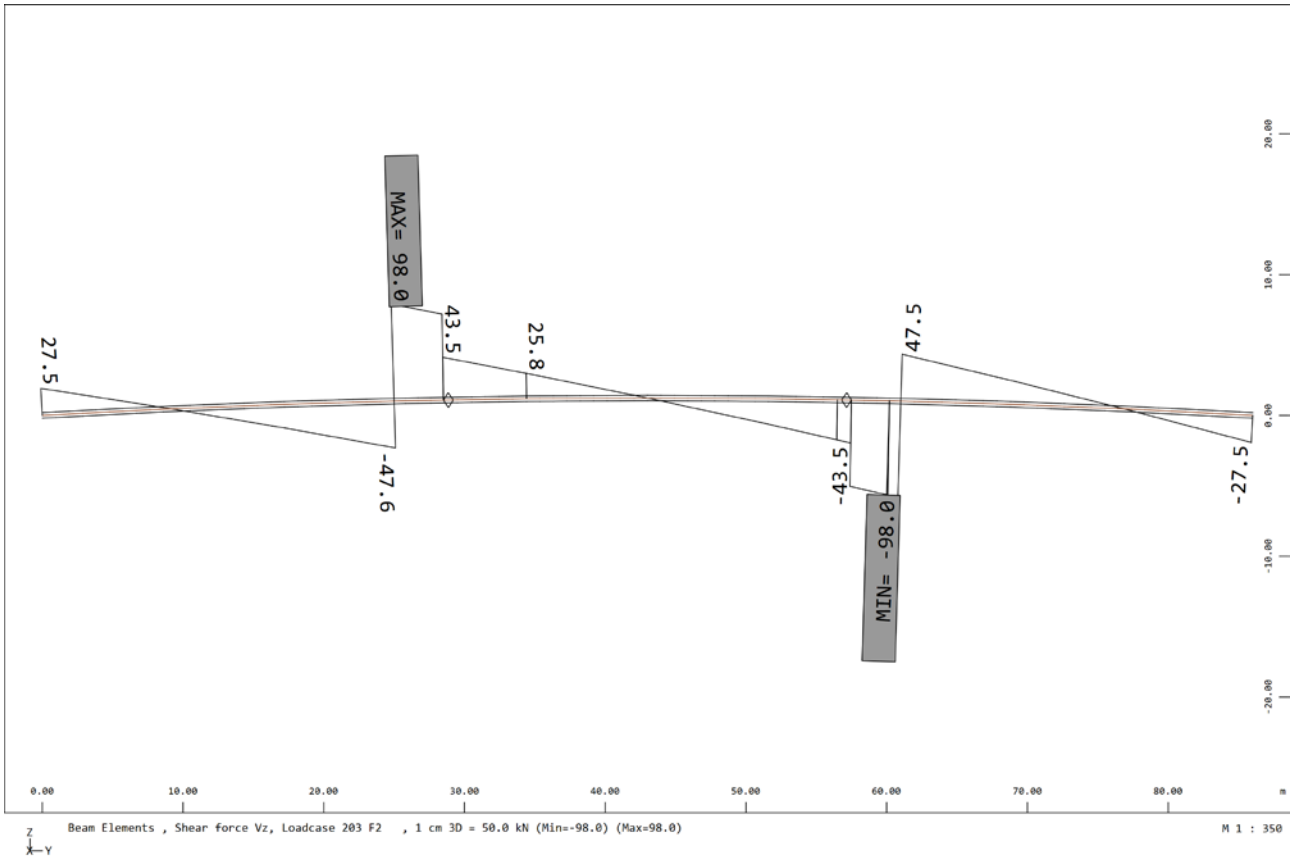


Faza 2:

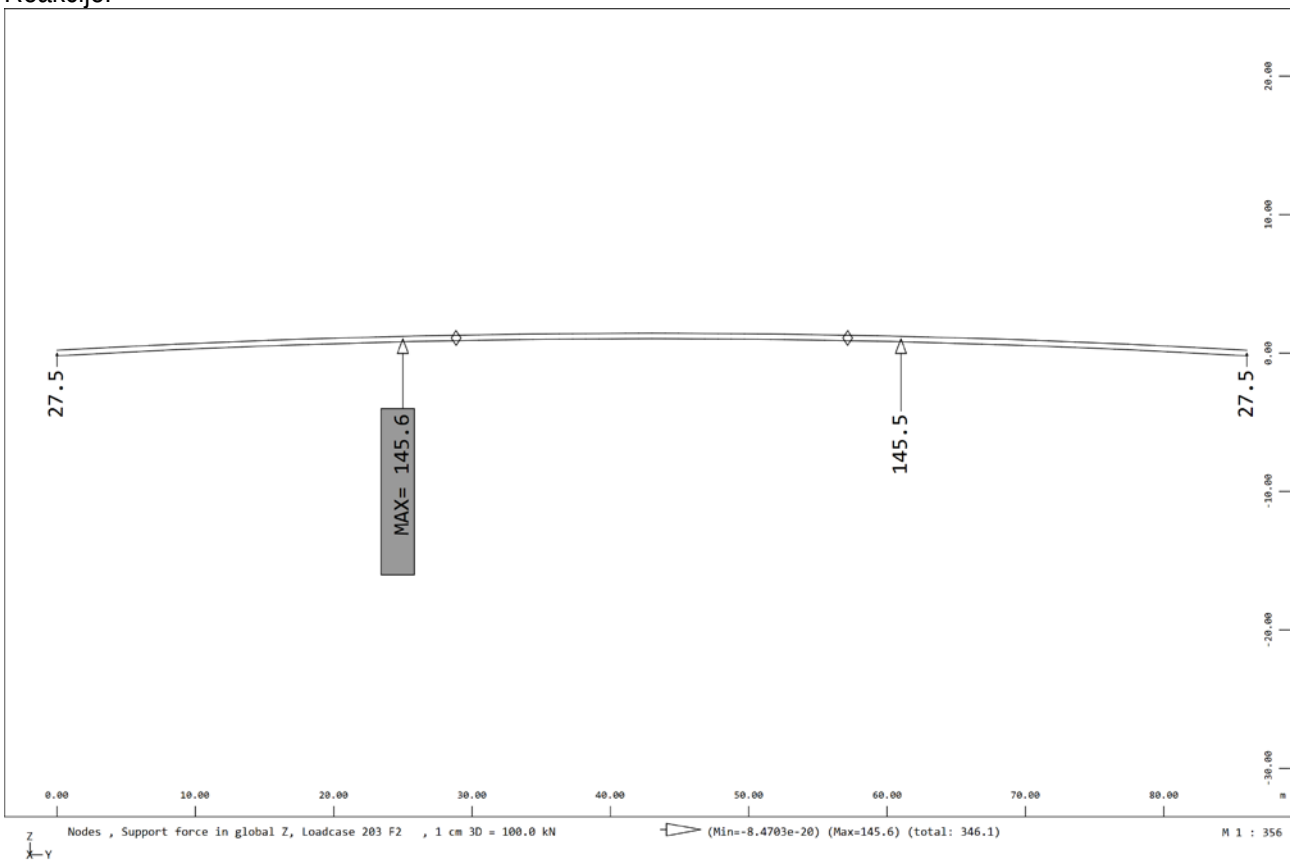
M_y :



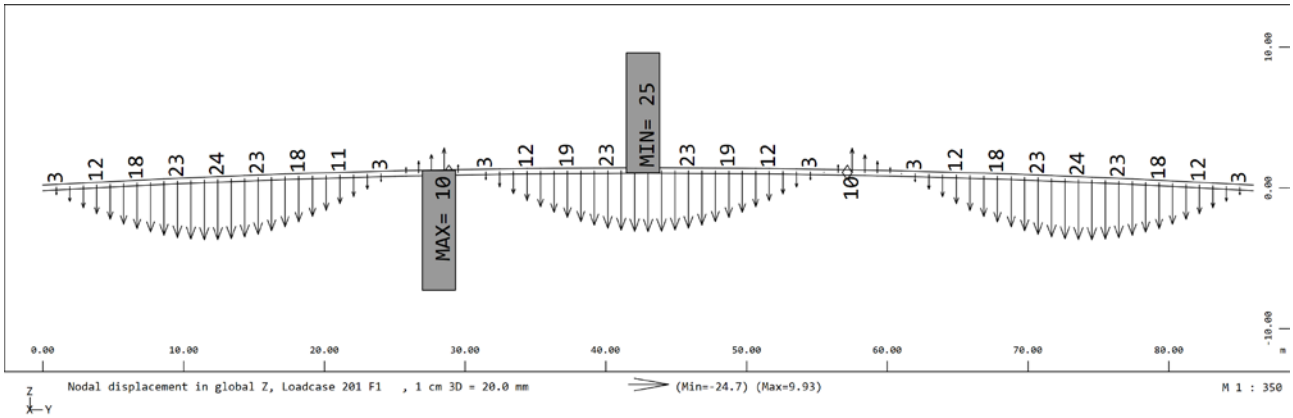
V_z :

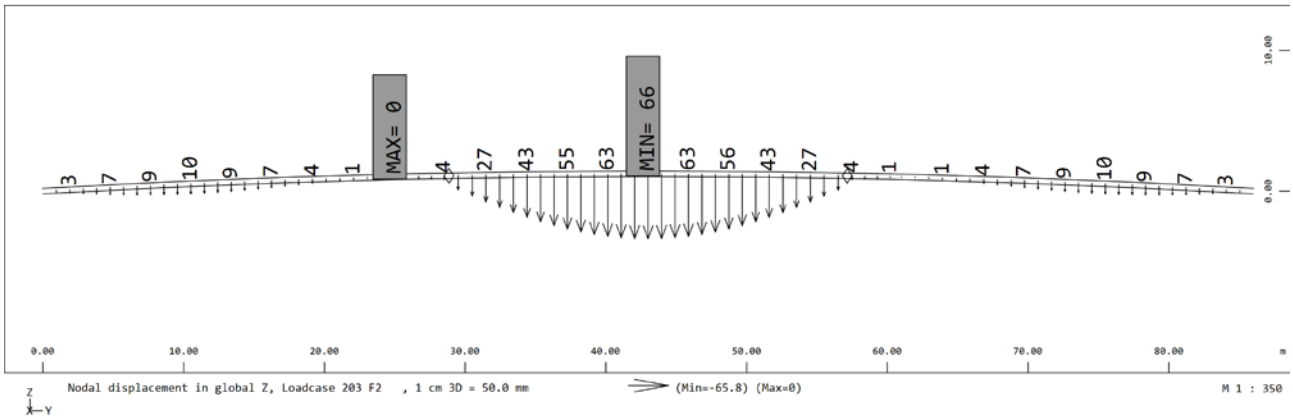

MAX= 98.0
27.5
43.5
25.8
47.5
-47.6
-43.5
MIN= -98.0
-27.5
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
m
Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 203 F2 , 1 cm 3D = 50.0 kN (Min=-98.0) (Max=98.0)
M 1 : 350

Reakcije:


27.5
MAX= 145.6
145.5
27.5
0.00
10.00
20.00
30.00
40.00
50.00
60.00
70.00
80.00
m
Nodes , Support force in global Z, Loadcase 203 F2 , 1 cm 3D = 100.0 kN
(Min=-8.4703e-20) (Max=145.6) (total: 346.1)
M 1 : 356

Deformacije: Faza 1/Faza 2





Maksimalne karakteristične obremenitve in pomiki (ovojnica obeh faz):

	MSU – faza 1	MSU – faza 2
$M_{y,max}$ / $M_{y,min}$	228,4 kNm	389,1 kNm
$V_{z,max}$ / $V_{z,min}$	38,2 kN	98,0 kN
Reakcija	43,5 oz 48,8 kN	145,6 kN
$u_{z,max}$	24,0 oz. 25,0 mm	10,0 oz. 66,0 mm

5.8.4 Kontrola prereza

Kontrola upogiba

$M_{y,Ed}$ = 389,9·1,35= 527 kNm

Upogib - Priročnik 5-22			
Kontrola bočne zvrnitve	$\sigma_{m,crit}$ =	12,5	kN/cm^2
	$\lambda_{rel,m}$ =	0,47	kN/cm^2
	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$	Ni nevarnosti	kN/cm^2
Enoosni upogib			
Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,68	kN/cm^2
	$f_{m,d}$ =	1,34	kN/cm^2
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,51	
Stalna obtežba + spremenljiva	$\sigma_{m,d}$ =	0,00	kN/cm^2
	$f_{m,d}$ =	2,02	kN/cm^2
	$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$	OK	
	i=	0,00	

Nevarnost bočne zvrnitve

k_{crit}= 1

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{for } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \dfrac{1}{\lambda^2_{rel,m}} & \text{for } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

Upogib			
Stalna obtežba	$\sigma_{m,d}$ =	0,68	
	$k_{crit} \cdot f_{m,d}$	1,34	
	$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	OK	[6.33]

Kontrola striga

$V_{z,Ed}$ = 98,0·1,35=132,2 kN

Strig - Priročnik 5-26			
Efektivna širina	k_{cr} =	0,67	[masiven in lepljen lamelarni les]
	k_{cr} =	1,00	[ostali les]
	b_{ef} =	18,76	cm
Stalna obtežba	τ_d =	0,08	kN/cm^2
	$f_{v,d}$ =	0,15	kN/cm^2
	$\tau_d < f_{v,d}$	OK	
	i=	0,54	

Kontrola kontaktnih napetosti

R_{Ed} =145,7·1,35= 196,7 kN

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$$k_{c,90} = 1{,}0$$

$$f_{c,90,d} = 0{,}9 \cdot \frac{0{,}3}{1{,}25} = 0{,}216 \mathrm{kN/cm^2}$$

$$A_{ef} \geq \frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{196{,}7}{0{,}216} \geq 910\ \mathrm{cm^2}$$

Širina naleganja znaša 25 cm. Potrebno dolžino podpore dobimo:

$$l_{potr.} \geq \frac{910}{25} = 36{,}4\ \mathrm{cm}$$

Izberemo dolžino podpore 40 cm

Kontrola deformacij

$u_{z,max}$ = 66 mm → L/550

5.9 KONTROLA SPAJANJA VZDOLŽNIH NOSILCEV

Spajanje nosilcev se bo izvedlo s pomočjo jeklenih čevljev, ki bodo s pomočjo moznikov prenašali obremenitve. V nadaljevanju so podane maksimalne obremenitve na mestu spajanja (x=29,5 oz. 56,5m) za fazo gradnje in fazo uporabe objekta.

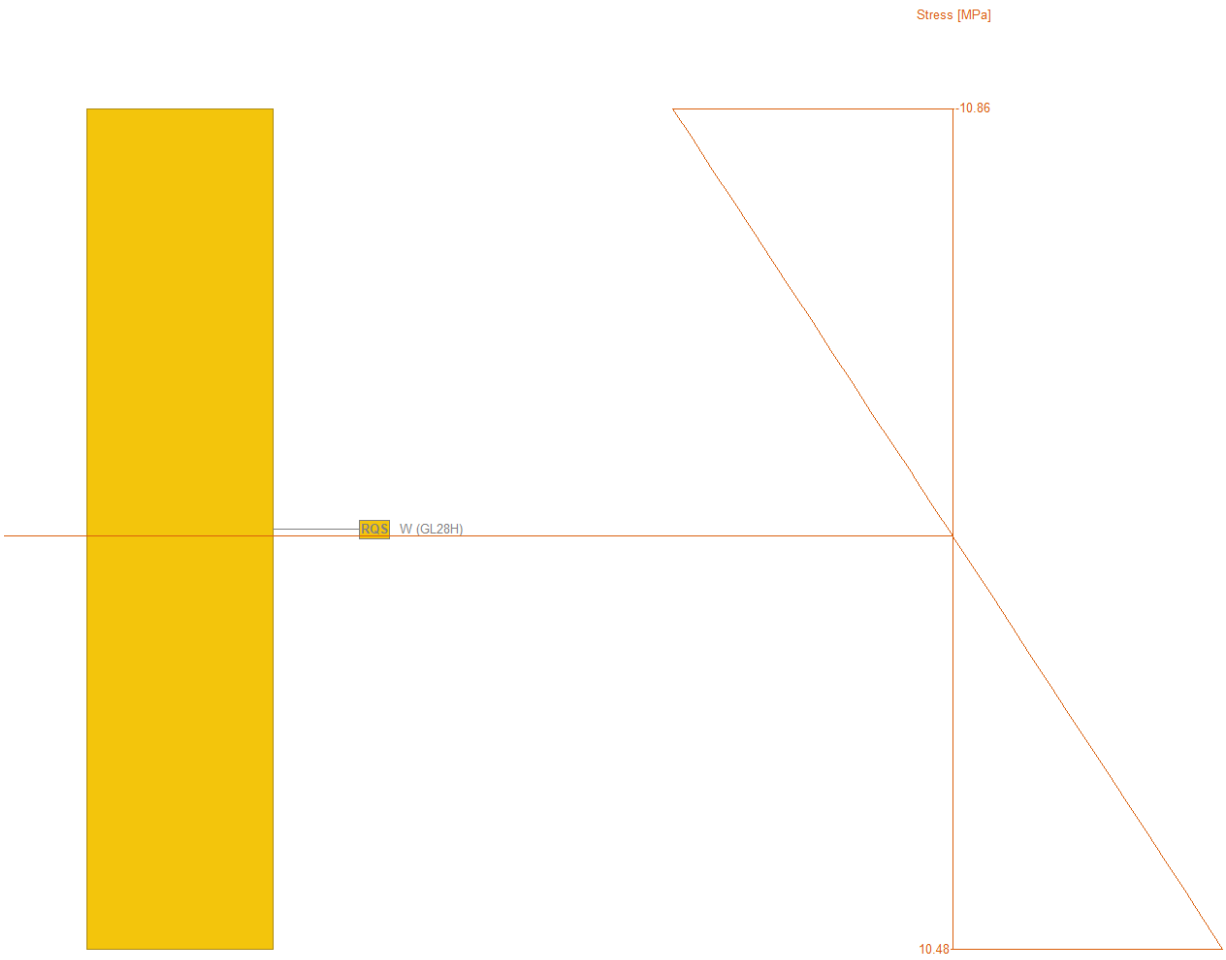
Maksimalne obremenitve na mestu spajanja konstrukcije:

MSN Faza gradnje objekta		N [kN]	VZ [kN]	MY [kNm]
1)	Merodajna kombinacija	0	118,2	99,8
MSN Faza uporabe objekta		N [kN]	VZ [kN]	MY [kNm]
1)	min N	-525,6	-27,91	180,02
2)	max N	543,8	-9,24	-126,37
3)	min VZ	-156,5	-70,2	70,83
4)	max VZ	-92	70,69	100,8
5)	min MY	43,3	-32,39	-447,18
6)	max MY	-69,3	3,75	836,78

Kontrola maksimalnih napetosti s pomočjo Excela:

MSN		N	VZ	MY	σ_{zg}	σ_{sp}
Faza gradnje objekta		[kN]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
1)	Merodajna kombinacija	0,0	118,2	99,8	-1,30	1,30
MSN		N	VZ	MY	σ_{zg}	σ_{sp}
Faza uporabe objekta		[kN]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
1)	min N	-525,6	-27,9	180,0	-3,80	0,88
2)	max N	543,8	-9,2	-126,4	3,15	-0,13
3)	min VZ	-156,5	-70,2	70,8	-1,35	0,48
4)	max VZ	-92,0	70,7	100,8	-1,56	1,05
5)	min MY	43,3	-32,4	-447,2	5,92	-5,68
6)	max MY	-69,3	3,8	836,8	-11,05	10,67

Merodajna kombinacija se je preverila še s pomočjo programa Fagus, katerega rezultati so se upoštevali v nadaljevanju:



$$F_{zg,Ed} = \frac{1{,}086\ kN/cm^2 \cdot 65{,}4cm \cdot 28{,}0cm}{2} = 994{,}3\ kN$$

$$F_{sp,Ed} = \frac{1{,}048\ kN/cm^2 \cdot 63{,}1cm \cdot 28{,}0cm}{2} = 925{,}8\ kN$$

Skupna nosilnost moznikov tipa C11:

Tip moznika	d [mm]	Eno-strižna ravnina (vmesni prečniki) $F_{v,Rk,skupaj}$ [kN]	Dvo-strižna ravnina (ležišče/spajanje) $F_{v,Rk,skupaj}$ [kN]
d_c = 80	20	37,67	50,85
d_c = 95	24	47,54	64,77

Upoštevamo: Moznik d_c=95mm, d_{vijak}=24 mm in debelino pločevine t=15mm.

$$F_{v,Rk} = 64{,}77\ kN \qquad F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 46{,}63\ kN$$

Minimalne razdalje moznikov tipa C11 znašajo:

Položaj moznika		d_c=95mm, d_{vijak}=24 mm
a_1	vzporedno z vlakni	19,0 cm
a_2	pravokotno na vlakna	11,4 cm
$a_{3,t}$	obremenjen rob	19,0 cm
$a_{3,c}$	neobremenjen rob	19,0 cm
$a_{4,t}$	obremenjen rob	7,6 cm
$a_{4,c}$	neobremenjen rob	5,7 cm

Medsebojna razdalja moznikov ter razdalja $a_{4,t}$ do obremenjenega roba pravokotno na vlakna nam omogočajo vgraditev 10 moznikov po višini.

Potrebno število moznikov:

$$n_{potr.} = \frac{F_{zg}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{sp}}{F_{v,Rd}} + \frac{V}{F_{v,Rd}} = 41{,}26$$

V skladu s točko 8.9 (12) v SIST EN 1995-1-1 je potrebno upoštevati efektivno število moznikov v ravnini v primeru 5 moznikov:

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right)(n-2) = 4{,}25\ (85\%)$$

Potrebno število moznikov se poveča zaradi upoštevanja efektivnega števila:

$$n_{potr.,dej.} = 41{,}26 \cdot \frac{5{,}0}{4{,}25} = 49{,}72$$

Izberemo 5x10 moznikov.

Potrebno število moznikov v fazi gradnje:

$$n_{potr.} = \frac{F}{F_{v,Rd}} = 2{,}53$$

Potrebno število moznikov se poveča zaradi upoštevanja efektivnega števila:

$$n_{potr.,dej.} = 2{,}53 \cdot \frac{5{,}0}{4{,}25} = 3{,}0$$

Kontrola pločevine na bočni pritisk in strižne nosilnosti vijaka:

Upošteva se maksimalna sila, ki pade na posamezen moznik, in sicer F_{Ed}=1924/50=38,5 kN.

Strižna nosilnost vijaka:

Vijak s karakterisikami $f_{u,k}$=400N/mm^2 ima minimalno strižno nosilnost 47,0 kN > 38,5kN.

Bočni pritisk pločevine:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = 2{,}5$$

$$\alpha_b = 0{,}75$$

$$f_u = 35{,}5 kN/cm^2$$

$$d = 2{,}0 cm$$

$$t = 1{,}5 cm$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 159\ kN > 38{,}5\ kN$$

6.0 ANALIZA VZDOLŽNIH NOSILNIH JEKLENIH VRVI IN VEŠALK

6.1 SPLOŠNO

Statičen sistem konstrukcije predstavlja obešena lesena konstrukcija z enim razponom. Vzdolžno sta nosilca preko jeklenih vešalk in jeklenih distančnikov, postavljenih na razmaku 8.60 m, obešena na nosilne jeklene vrvi premera 63 mm, ki so sidrane na vrhu obojestranskih pilonov na opornikih. Nosilne jeklene vrvi so polno zaprte (zatesnjene) vrvi s polnilom in dvojno antikorozijsko zaščito. Vešalke so klasične jeklene zatege (natezne palice) tipa M24 in geometriji prilagojenimi dolžinami. Povezave med nosilno vrvjo, vešalko in prekladno konstrukcijo so sistemsko rešene z litoželeznimi oziroma vijačenimi vezmi. Nosilna vrv je prav tako s sistemskim sidriščem, ki omogoča napenjanje in naknadno korekcijo napetosti, sidrana v masivne betonske pilone na opornikih. Poves nosilnih vrvi v neobremenjenem stanju (stalna teža), v projekciji znaša 6.50 m (cca. L/14).

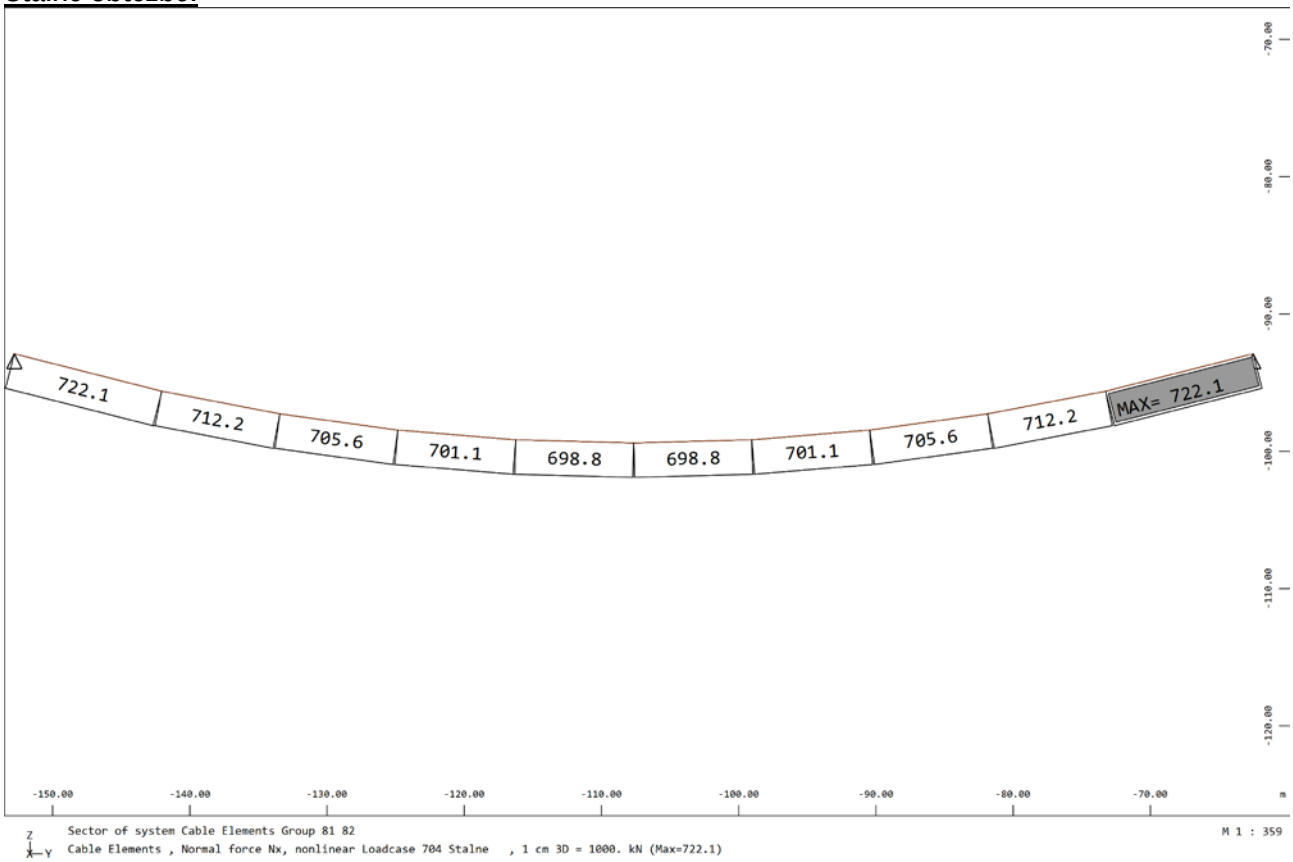
6.2 ANALIZA OBTEŽB

Obtežbe, ki so se upoštevale so bile opisane že v poglavju 2.

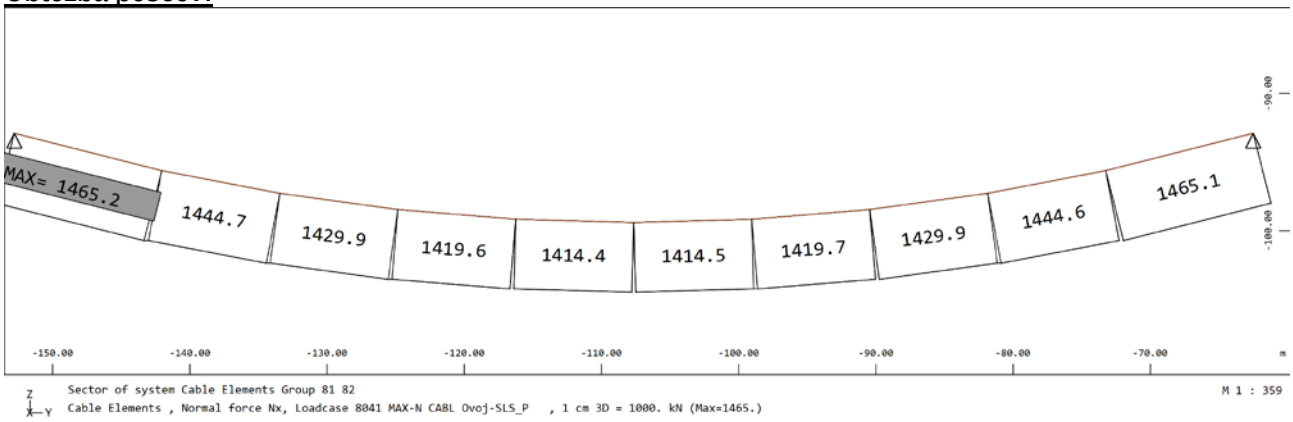
6.3 OBREMENITVE

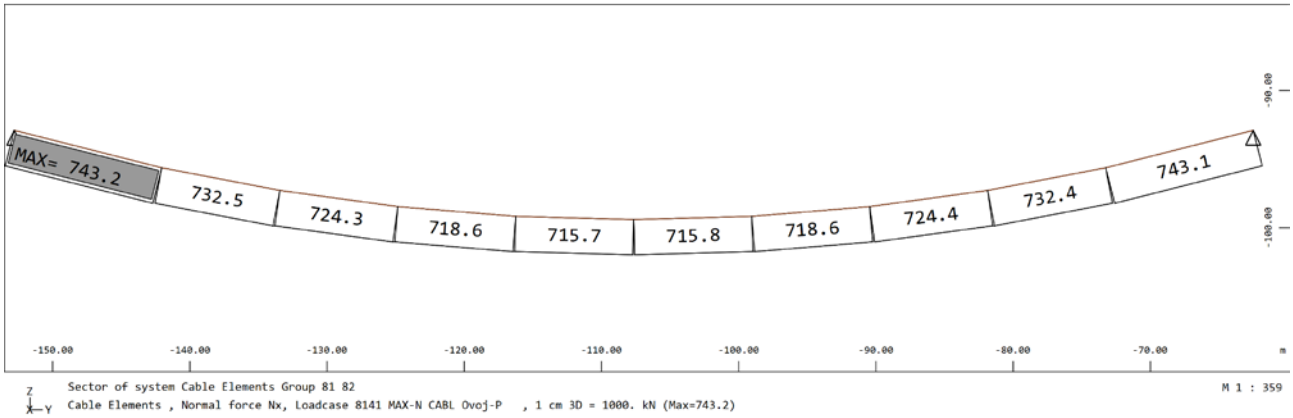
6.3.1 Vzdolžne nosilne vrvi

Stalne obtežbe:

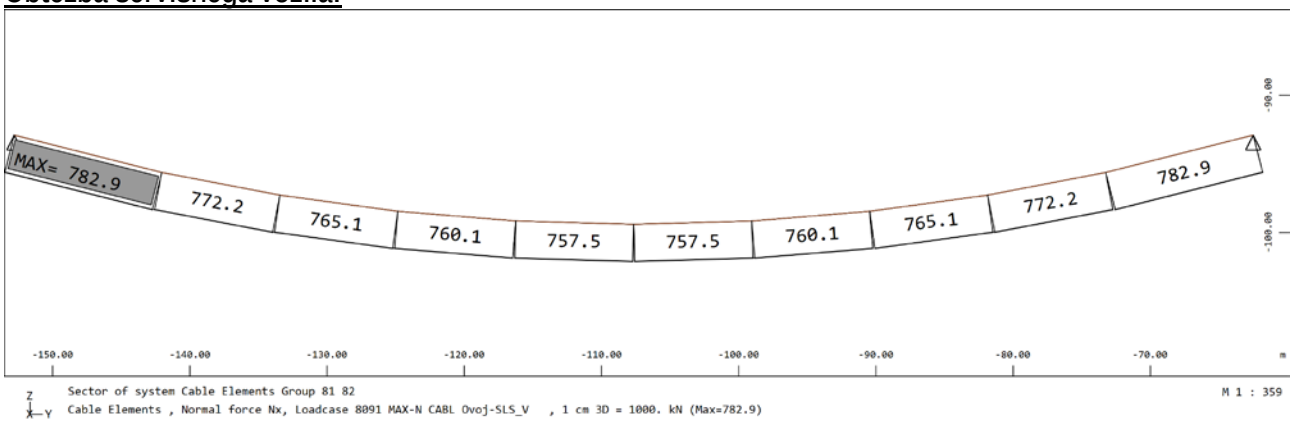


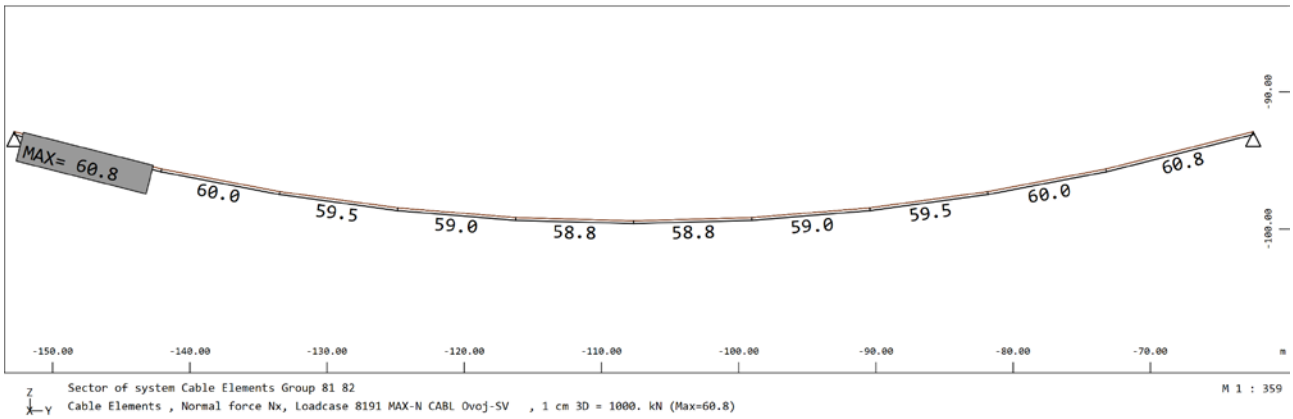
Obtežba pešcev:



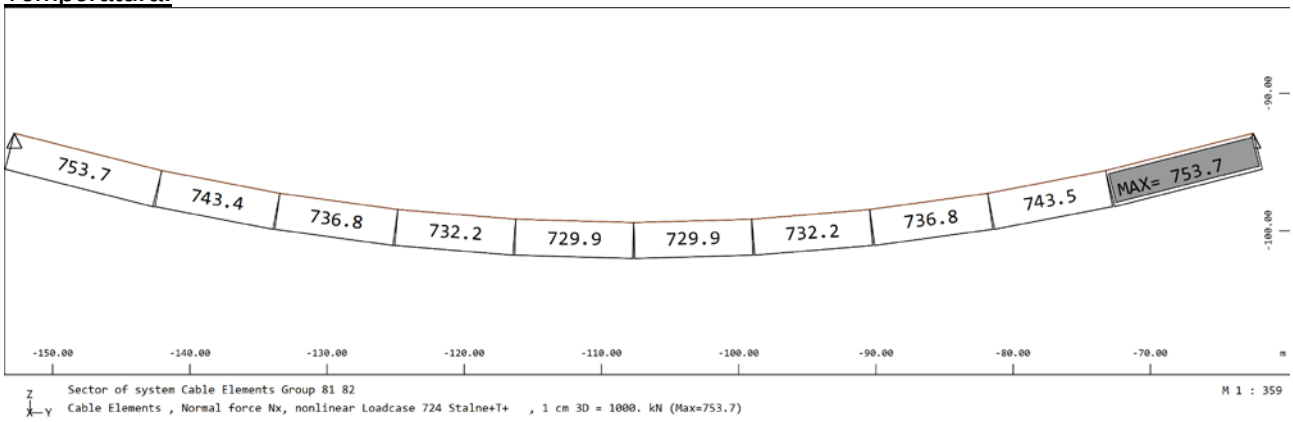


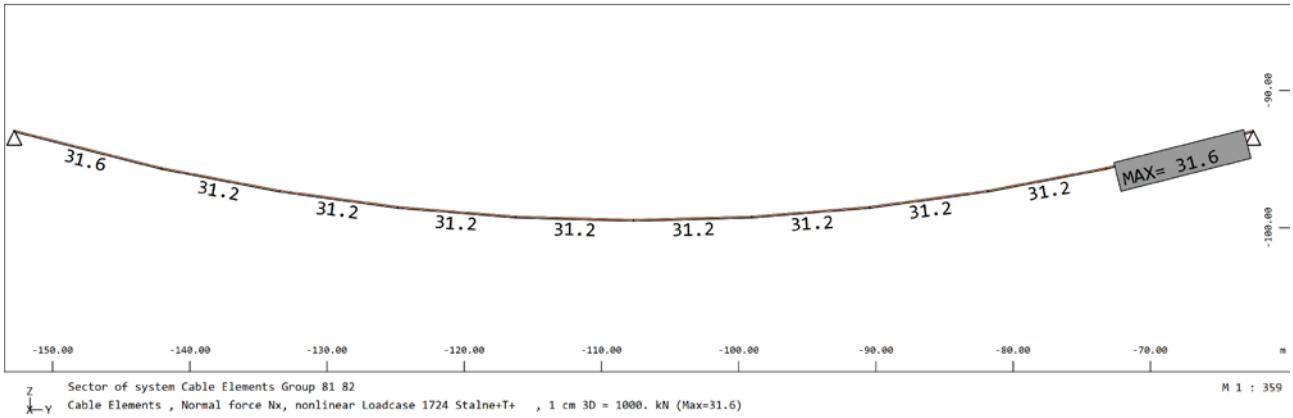
Obtežba servisnega vozila:



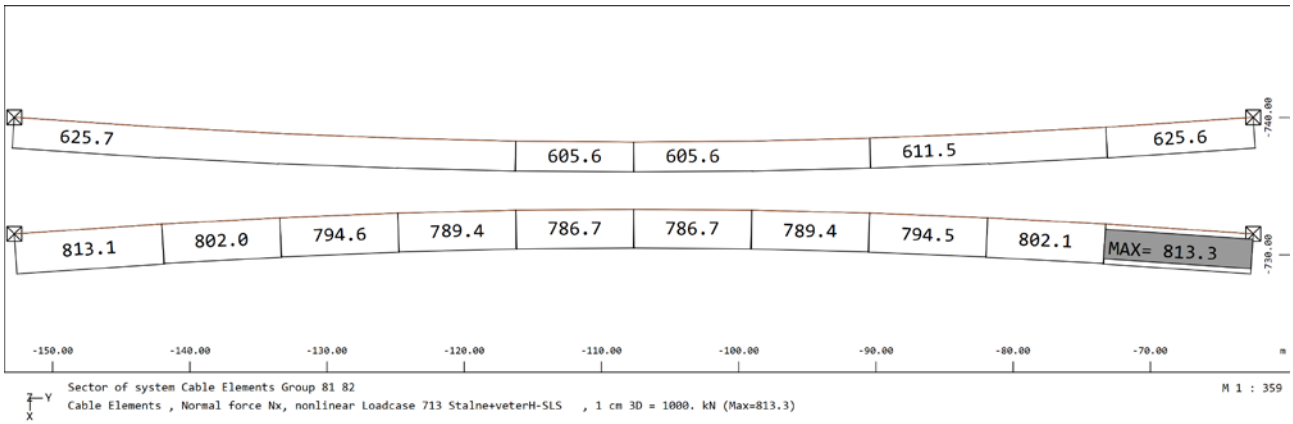


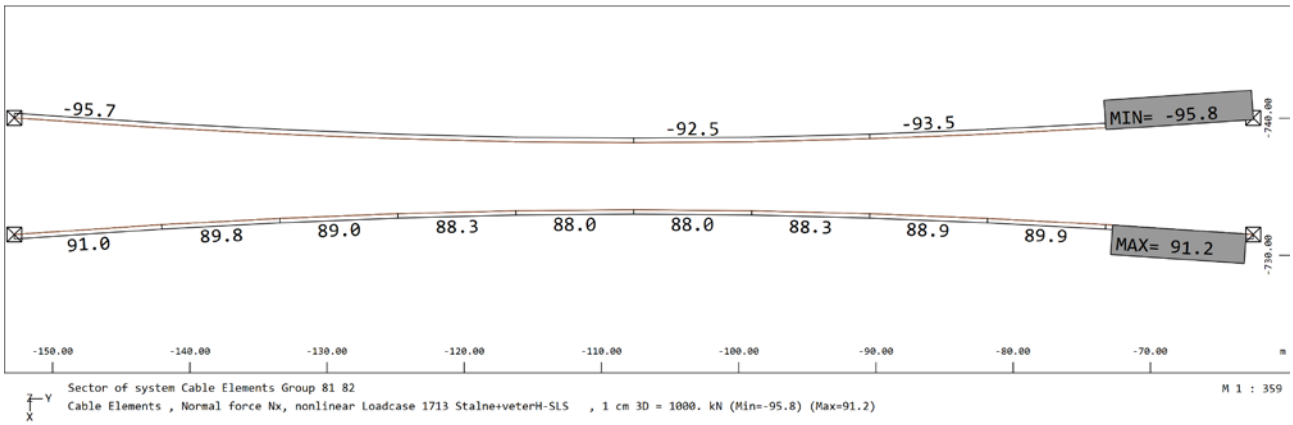
Temperatura:





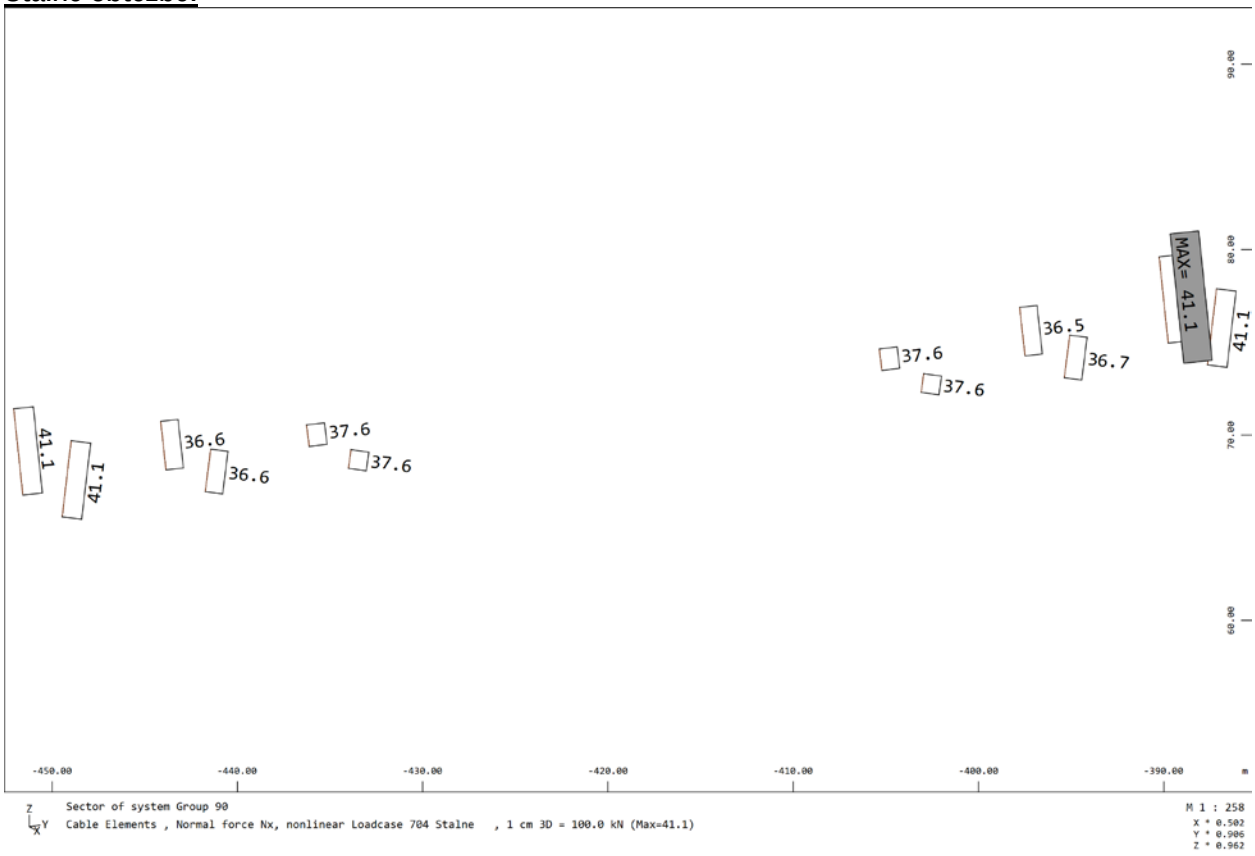
Veter:



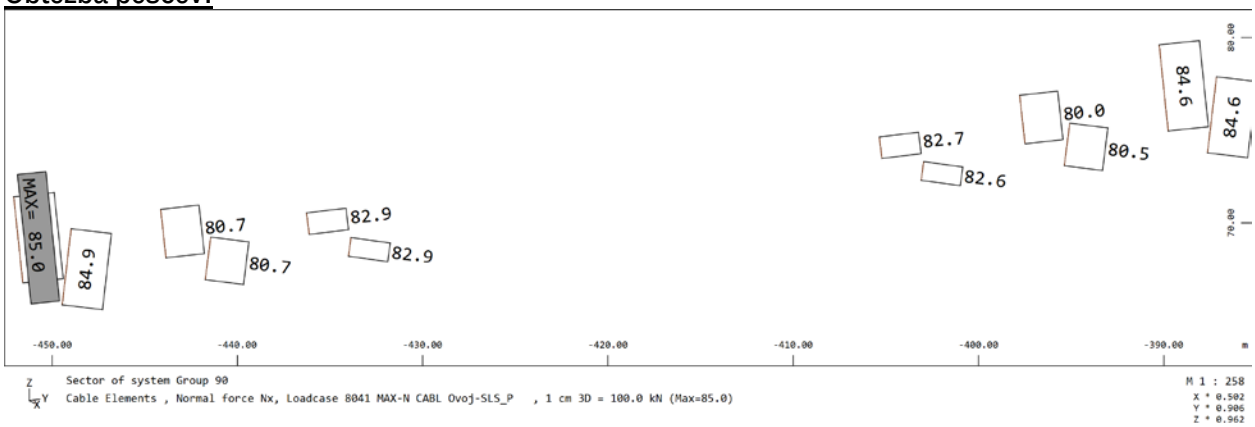


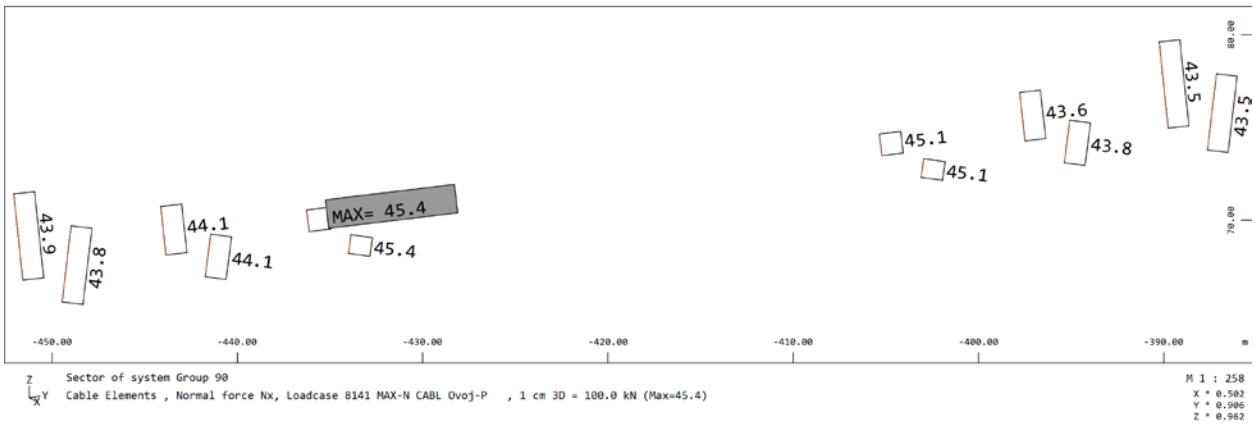
6.3.2 Vešalke

Stalne obtežbe:

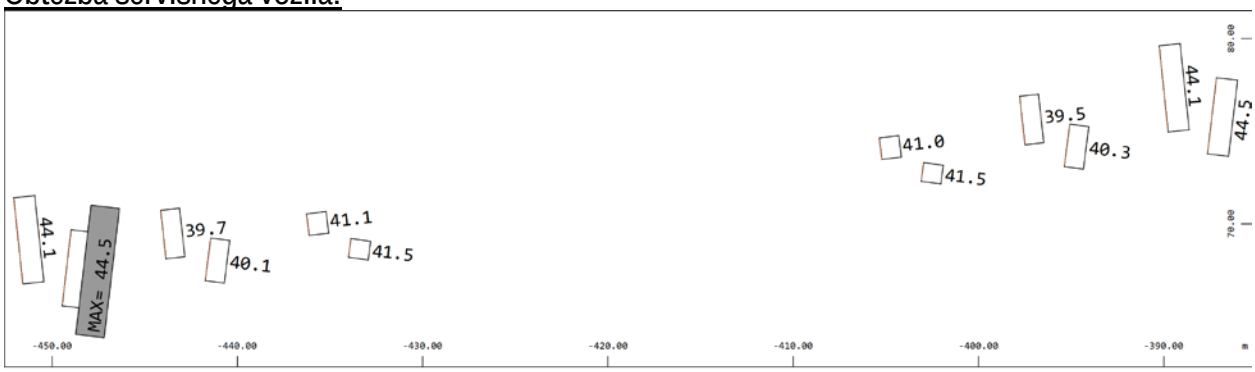


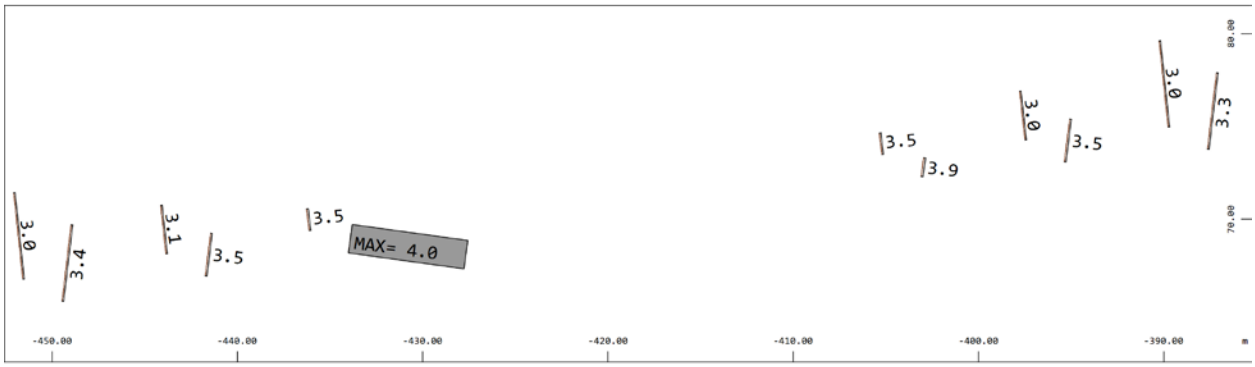
Obtežba pešcev:



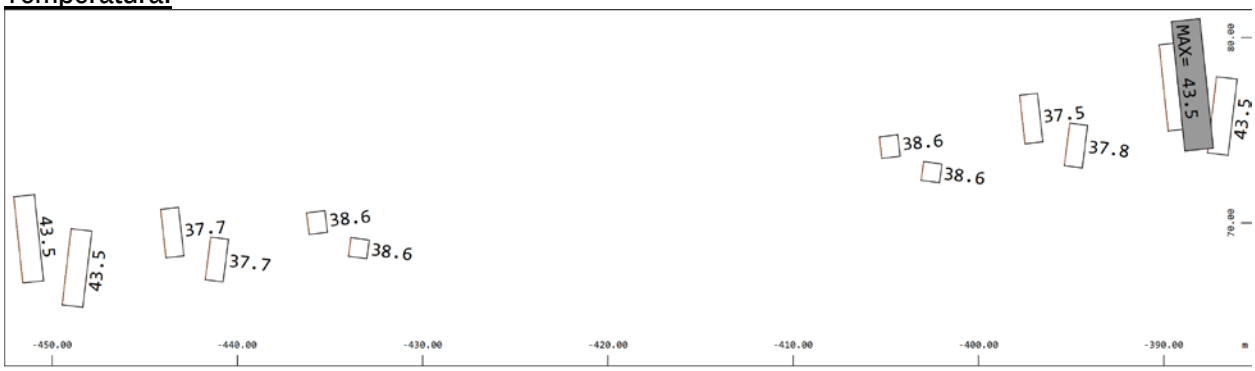


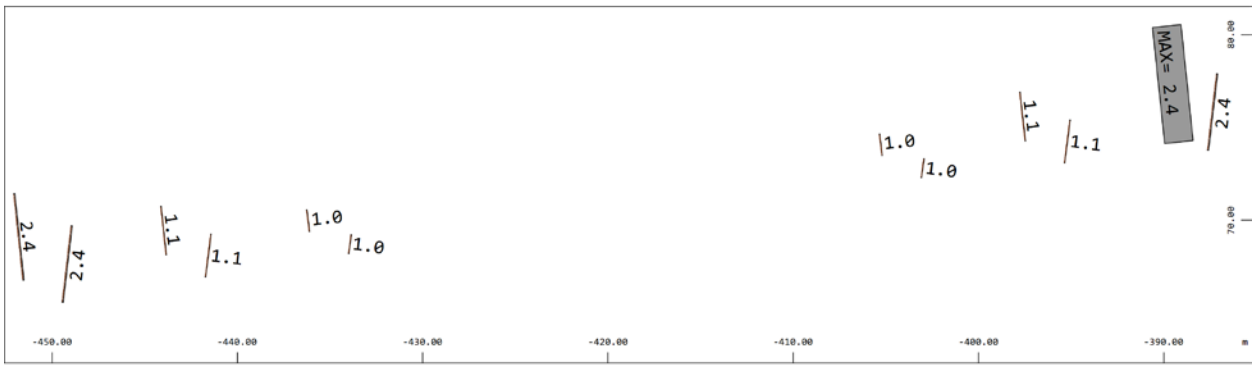
Obtežba servisnega vozila:



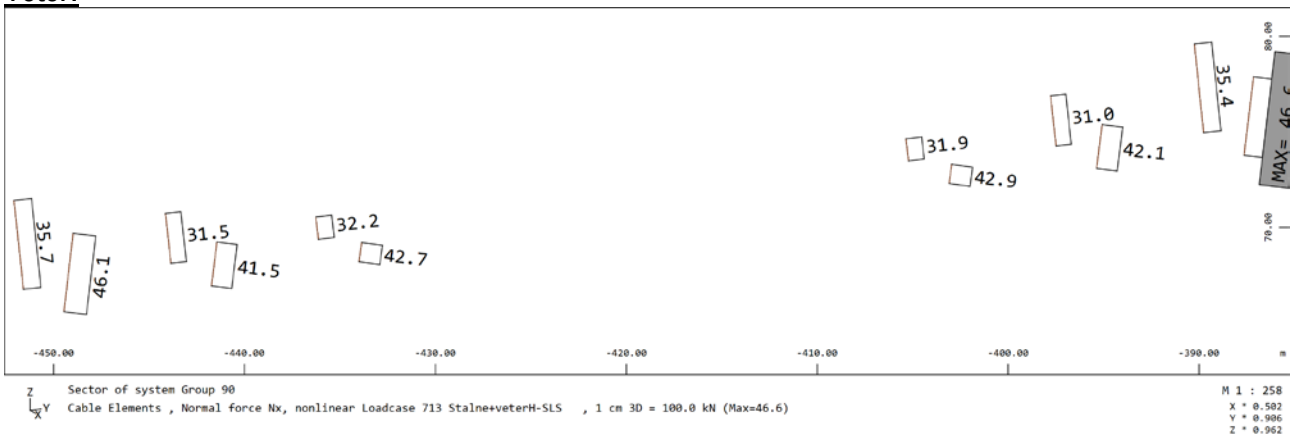


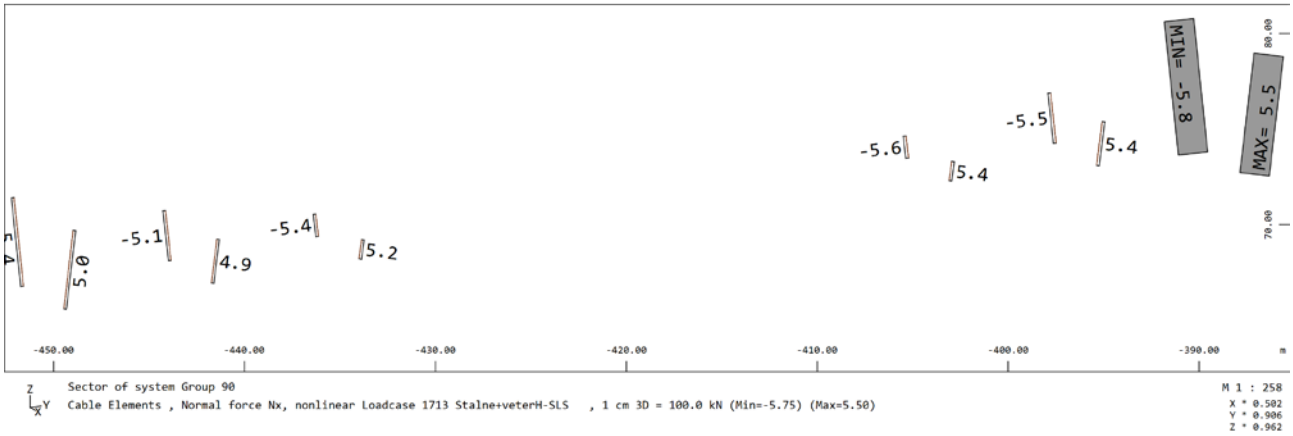
Temperatura:





Veter:


35.7
46.1
31.5
41.5
32.2
42.7
31.9
42.9
31.0
42.1
35.4
MAX= 46
80.00
70.00
-450.00
-440.00
-430.00
-420.00
-410.00
-400.00
-390.00
m
Sector of system Group 90
Cable Elements , Normal force Nx, nonlinear Loadcase 713 Stalne+veterH-SLS , 1 cm 3D = 100.0 kN (Max=46.6)
M 1 : 258
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962


5.0
-5.1
4.9
-5.4
5.2
-5.6
5.4
-5.5
5.4
MIN= -5.8
MAX= 5.5
80.00
70.00
-450.00
-440.00
-430.00
-420.00
-410.00
-400.00
-390.00
m
Sector of system Group 90
Cable Elements , Normal force Nx, nonlinear Loadcase 1713 Stalne+veterH-SLS , 1 cm 3D = 100.0 kN (Min=-5.75) (Max=5.50)
M 1 : 258
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

6.4 KONTROLA POSAMEZNIH FAZ

6.4.1 Vzdolžne nosilne vrvi

Opravljena je bila kontrola posameznih faz (upoštevane so karakteristike obeh nosilnih vrvi v ravnini). Kontrola se je izvedla s pomočjo osnovnih enačb v programu Excel in na preprostem računskem modelu, kjer se je le na kabel nanesla obtežba. S tem so rezultati na varni strani, saj je zanemarjena vzdolžna togost lesenih nosilcev. Rezultati so služili kot kontrola računa.

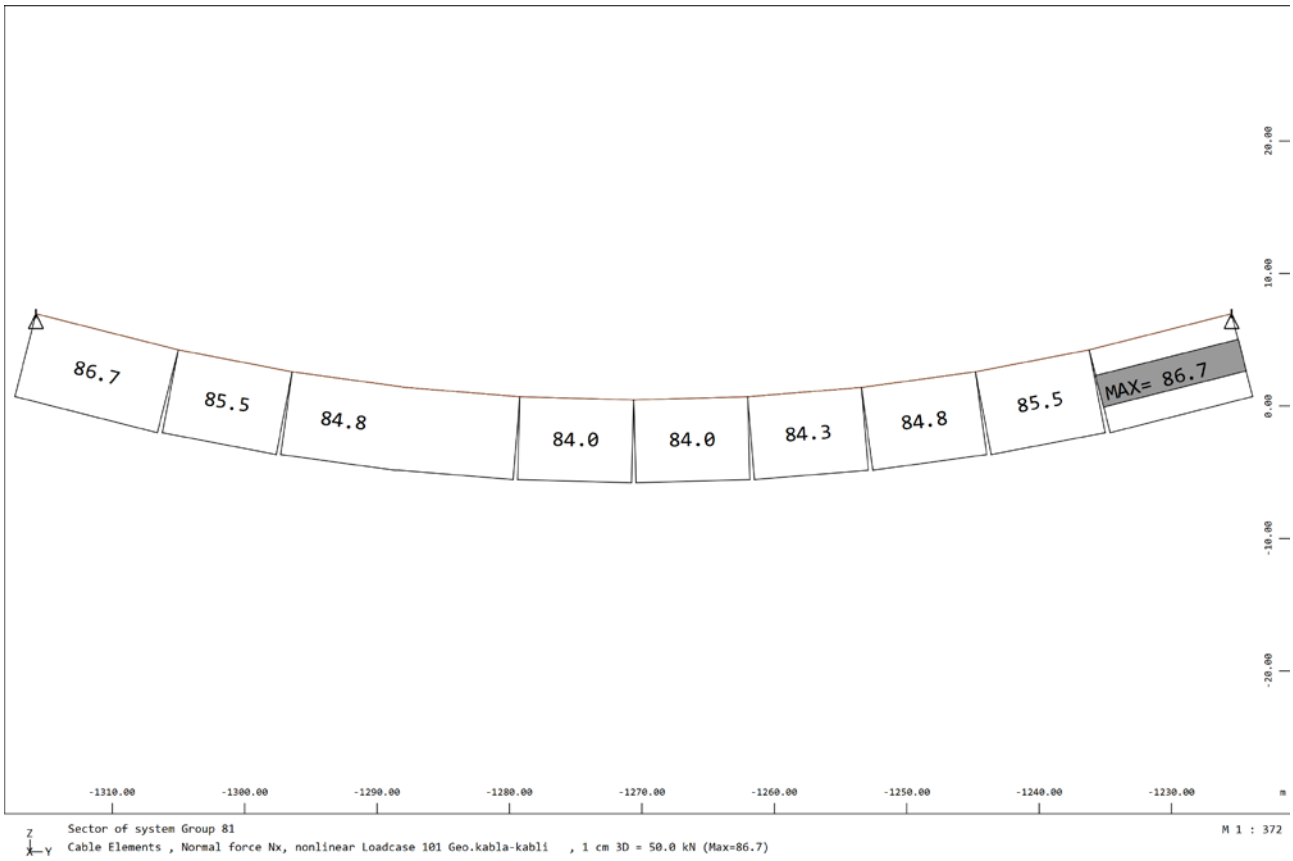
a) <u>Lastna teža kablov</u>

g_0=0,558 kN/m'

Ceršak

spann	L	90,30 m
maximal sag	fmax	6,50 m
	L/fmax	13,89
dead load	g	0,56 kN/m
live load	p	0,00 kN/m
total		0,56 kN/m
horizontal force	H	87 kN
vertical force	V	25 kN
maximal force	T	**91** kN

Sile v vzdolžnih nosilnih vrveh na 2D modelu (lastna teža kablov).



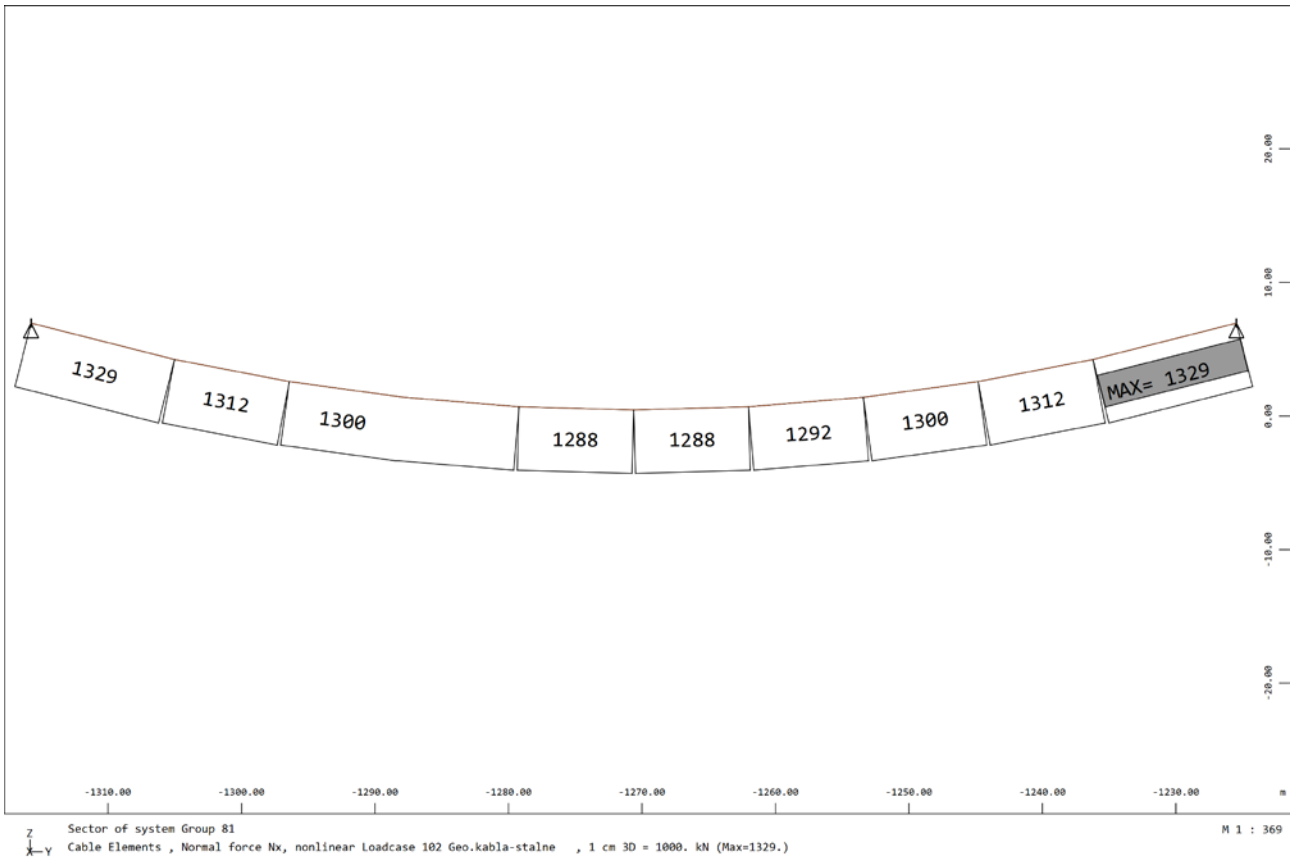
b) Stalne obremenitve

g=8,268 kN/m'

Ceršak

spann	L	90,30	m
maximal sag	fmax	6,50	m
	L/fmax	13,89	
dead load	g	8,27	kN/m
live load	p	0,00	kN/m
total		8,27	kN/m
horizontal force	H	1297	kN
vertical force	V	373	kN
maximal force	T	**1349**	kN

Sile v vzdolžnih nosilnih vrveh na 2D modelu (stalne obtežbe).



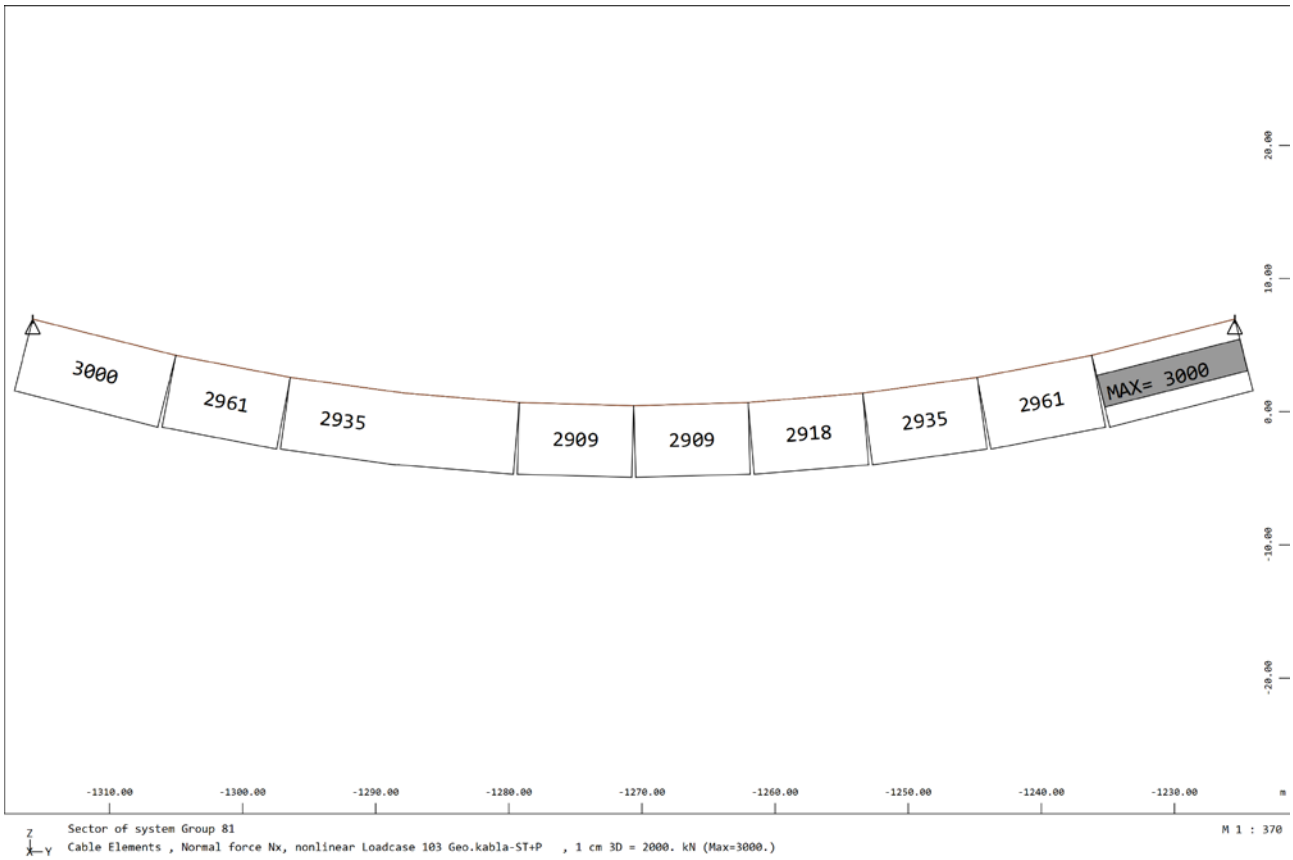
c) Stalne obremenitve + obtežba pešcev

g+q=18,90 kN/m'

Ceršak

spann	L	90,30	m
maximal sag	fmax	6,50	m
	L/fmax	13,89	
dead load	g	8,27	kN/m
live load	p	10,64	kN/m
total		18,91	kN/m
horizontal force	H	2965	kN
vertical force	V	854	kN
maximal force	T	**3085**	kN

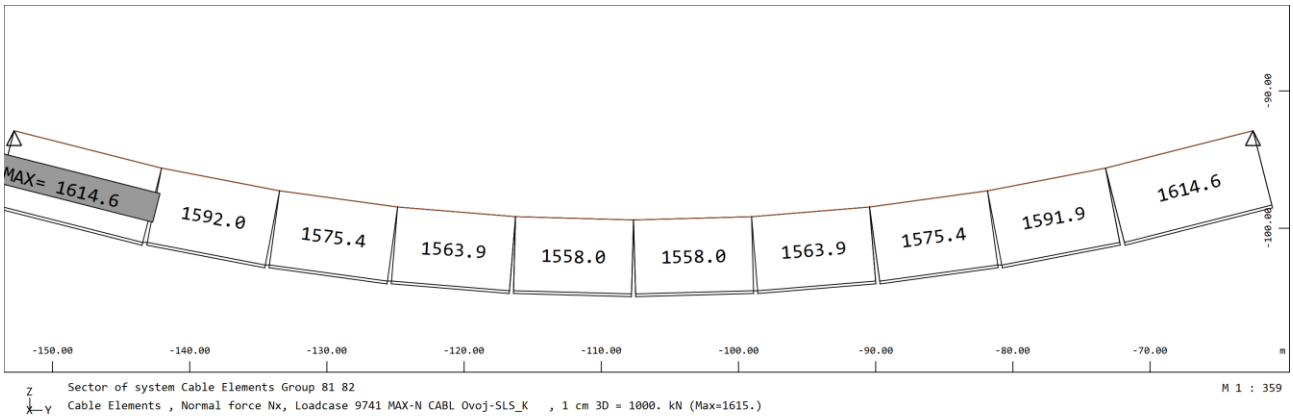
Sile v vzdolžnih nosilnih vrveh na 2D modelu (stalne obtežbe+obtežbe pešcev).

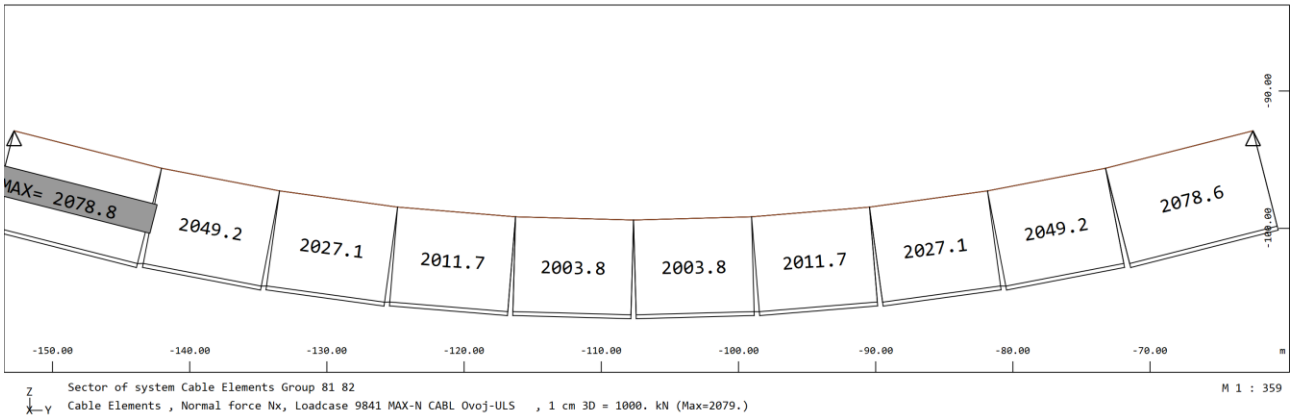


6.5 DIMENZIONIRANJE IN KONTROLA

6.5.1 Vzdolžne nosilne vrvi

MSU-karak.komb. / MSN- komb. (osnovna/nezgodna ovojnica)





Maksimalne projektne obremenitve na posamezen kabel:

N_{Ed} = max(1,5·N_{MSU};N_{MSN}) = max(1,5·1615;2079) = 2423 kN

<u>Kontrola po MSN:</u>

Projektna nosilnost vrvi premera 63 mm:

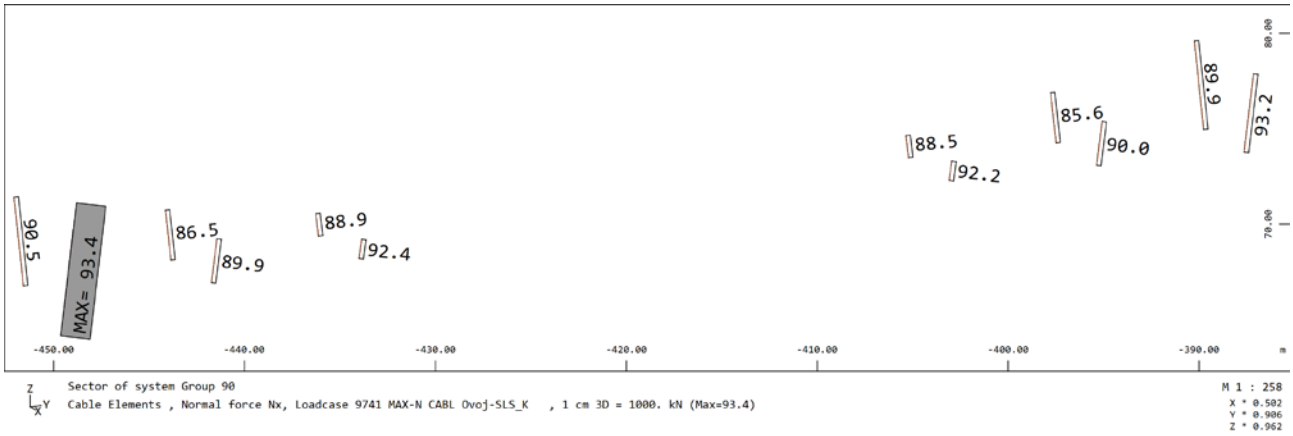
N_{Rd} =4060/1.5=2707 kN > N_{Ed} =2423 kN → i=0,90

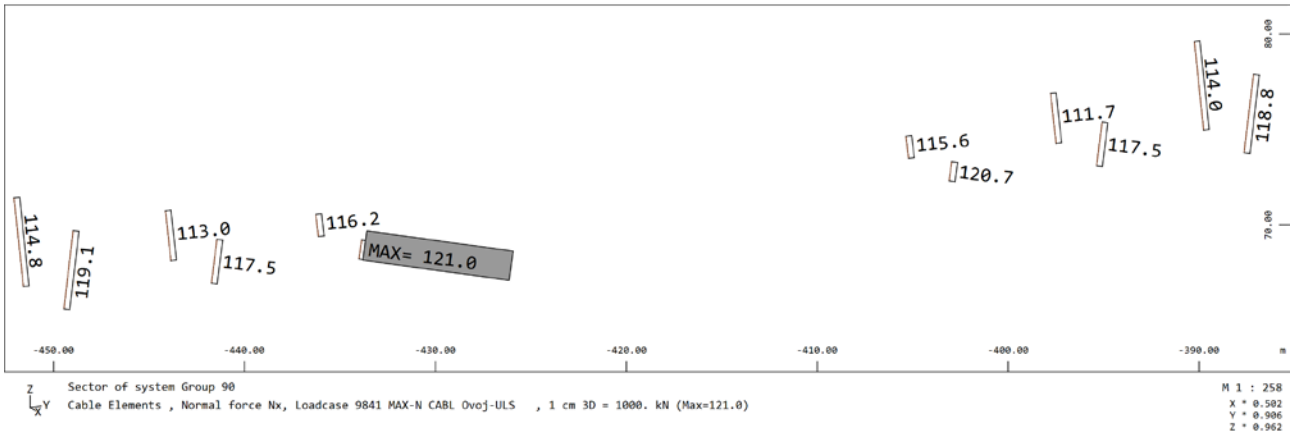
<u>Kontrola po MSU:</u>

σ_{Ed} = 1615 kN/A = 596 MPa < 0,45·1570 = 706 MPa

6.5.2 Vešalke

MSU-karak.komb. / MSN- komb. (osnovna/nezgodna ovojnica)





Maksimalne projektne obremenitve na posamezno vešalko:

N_{Ed} = max(1,5·N_{MSU};N_{MSN}) = max(1,5·93,4;121) = 141,0 kN

<u>Kontrola po MSN:</u>

Projektna nosilnost vešalke M24:

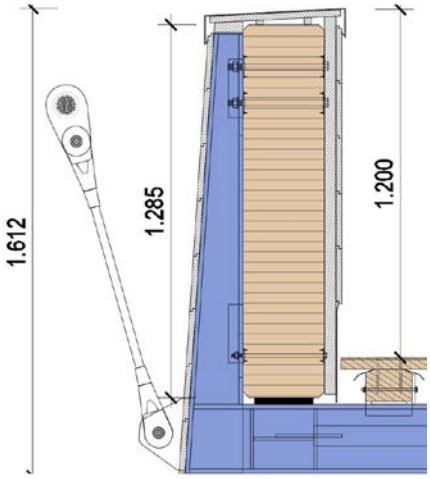
N_{Rd} =178 kN > N_{Ed} =141 kN → i=0,80

<u>Kontrola po MSU:</u>

$\sigma_k = F_k / A_m$= 93,4 kN/4,52 cm^2 = 206,6 MPa < 0,45·σ_{uk} = 0,45·700,0 MPa = 315 MPa

6.6 DIMENZIONIRANJE JEKLENIH DETAJLOV

*6.6.1 Dimenzioniranje jeklenega **prijemališča za vešalke***



Maksimalne projektne obremenitve na posamezno vešalko:

N_{Ed} = max(1,5·N_{MSU};N_{MSN}) = max(1,5·93,4;121) = 141,0 kN

Za dimenzioniranje stika so se določile pripadajoče sile v ravnini jeklenega detajla:

F_{max} = 141,0 kN

$F_{max,hor}$=48,3 k(141 kN – če upoštevamo maksimalno silo)

$F_{max,ver}$=135,6 k(141 kN – če upoštevamo maksimalno silo)

Dodatno je potrebno še upoštevati moment:

$$M = F \cdot e = 14{,}1\ kNm$$

Karakteristike prereza za analizo (t=25 mm, hw = 250 mm, material S355):

A=1,8x25=45cm^2

W=187,5cm^3

Klasifikacija prereza:

c/t=13,8 <33ε=26,7 → 1. razred kompaknosti

Prečni prerez v nategu:

$$N_{Ed} = 48{,}3\ \mathrm{k}(\ 141\ \mathrm{kN}) \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1597kN \rightarrow i = 0{,}09$$

Prečni prerez v upogibu:

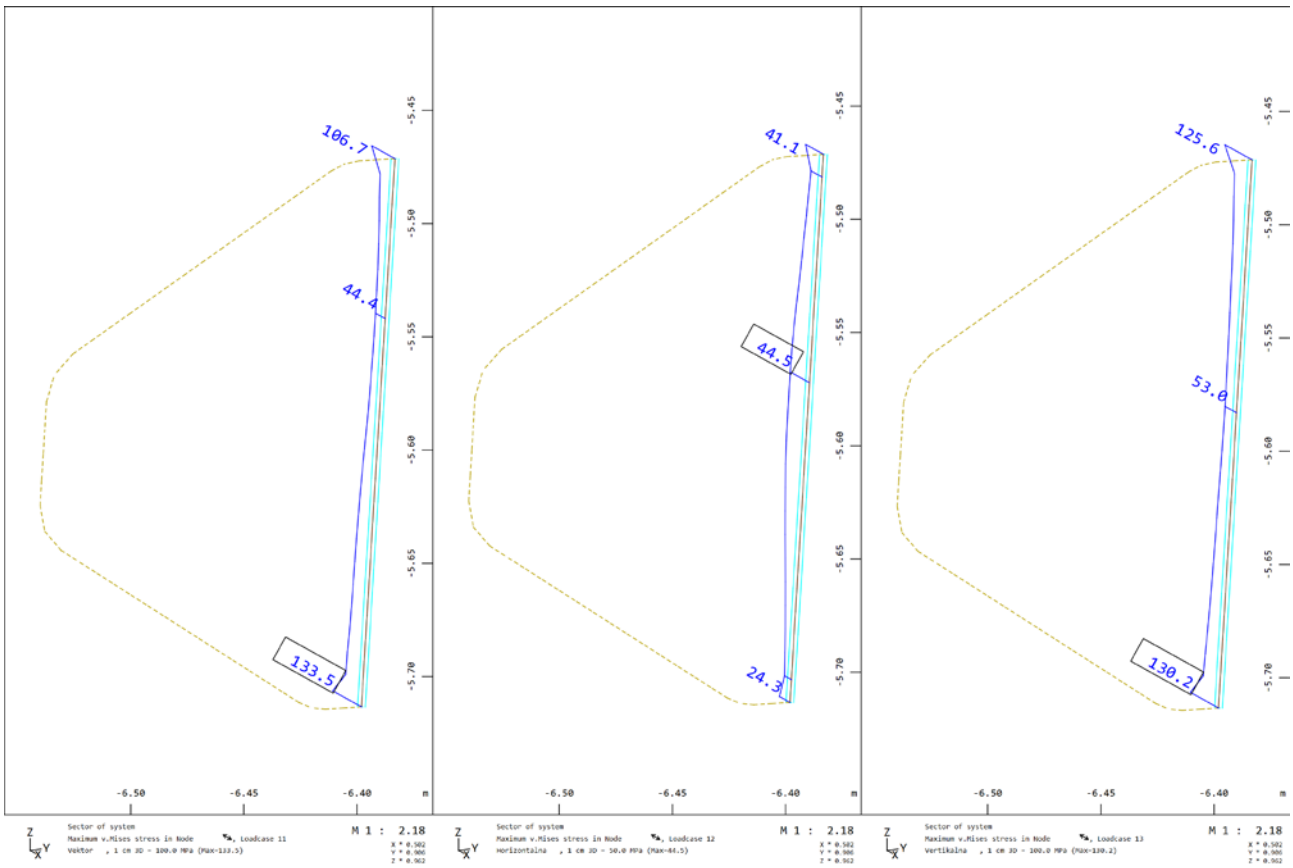
$$M_{Ed} = 14{,}1\ kNm \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 66{,}6\ kNm \rightarrow i = 0{,}21$$

Prečni prerez v strigu:

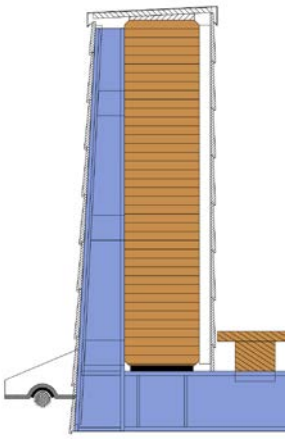
$$\frac{h_w}{t_w} = 13{,}9 \leq \frac{72\epsilon}{\eta} = 58{,}3$$

$$V_{Ed} = 135{,}6\ \mathrm{kN}\ (\ 141\ \mathrm{kN}) = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 922\ kN \rightarrow i = 0{,}16 < 50\% \cdot V_{pl,Rd}$$

Kontrola prereza s pomočjo programa Sofistik:

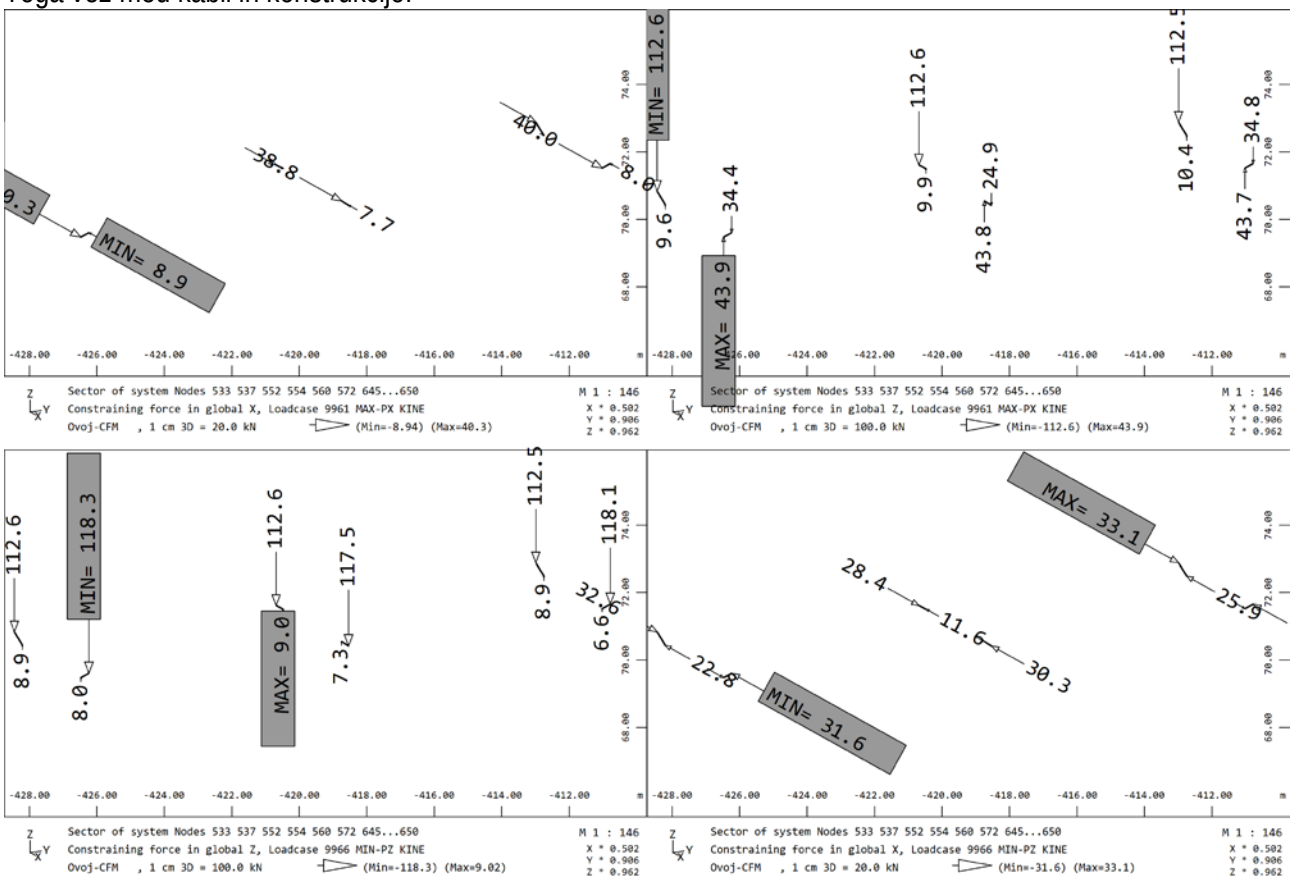


6.6.2 *Dimenzioniranje jeklenega **prijemališča za vzdolžne kabel***



Maksimalne sile so bile določene na dva načina, in sicer s pomočjo maksimalnih obremenitev v vzdolžnih kablih ter s pomočjo maksimalnih obremenitev v togih vezeh, ki so simulirale jeklena prijemališča za vzdolžne kable.

Toga vez med kabli in konstrukcijo:



	F_y [kN]	F_z [kN]	F_R [kN]
$F_{y,max}$	40,3	43,9	59,6
$F_{z,max}$	31,6	118,3	122,0

Maksimalne projektne obremenitve na posamezen kabel:

N_{Ed} = max(1,5·N_{MSU};N_{MSN}) = max(1,5·1615;2079) = 2423 kN

Ob upoštevanju nadomestnega radija cca. 160m za vzdolžne kabel in rastra med prijemališči kablov na jeklenih detajlih e=8,3m lahko določimo točkovne odklonske sile:

$$F = e \cdot q = e \cdot \frac{N}{R} = 8{,}6m \cdot \frac{2423kN}{160m} = 130.2\ kN$$

V analizi se bo upoštevala maksimalna sila, ki smo jo dobili v sklopu analize vešalk 141 kN.

V analizi je potrebno dodatno upoštevati moment:

$$M = F \cdot e = 141 \cdot 0{,}23 = 32{,}43\ kNm$$

Karakteristike prereza za analizo (t_w=15 mm, h_w = 200 mm, t_f=15 mm, b_f=200 mm, material S355), ob upoštevanju le vertikalnih pločevin:

A=2x1,5x20=60,0cm^2

W=2x1,5x20^2/6=200cm^3

Klasifikacija prereza:

Stojina: c/t=12,3 <33ε=26,7 → 1. razred kompaknosti

Pasnica: c/t= 2,0 < 9ε=7,29 → 1. razred kompaknosti

Prečni prerez v nategu (upoštevamo celotno silo):

$$N_{Ed} = 141\ kN \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2130kN \rightarrow i = 0{,}07$$

Prečni prerez v upogibu:

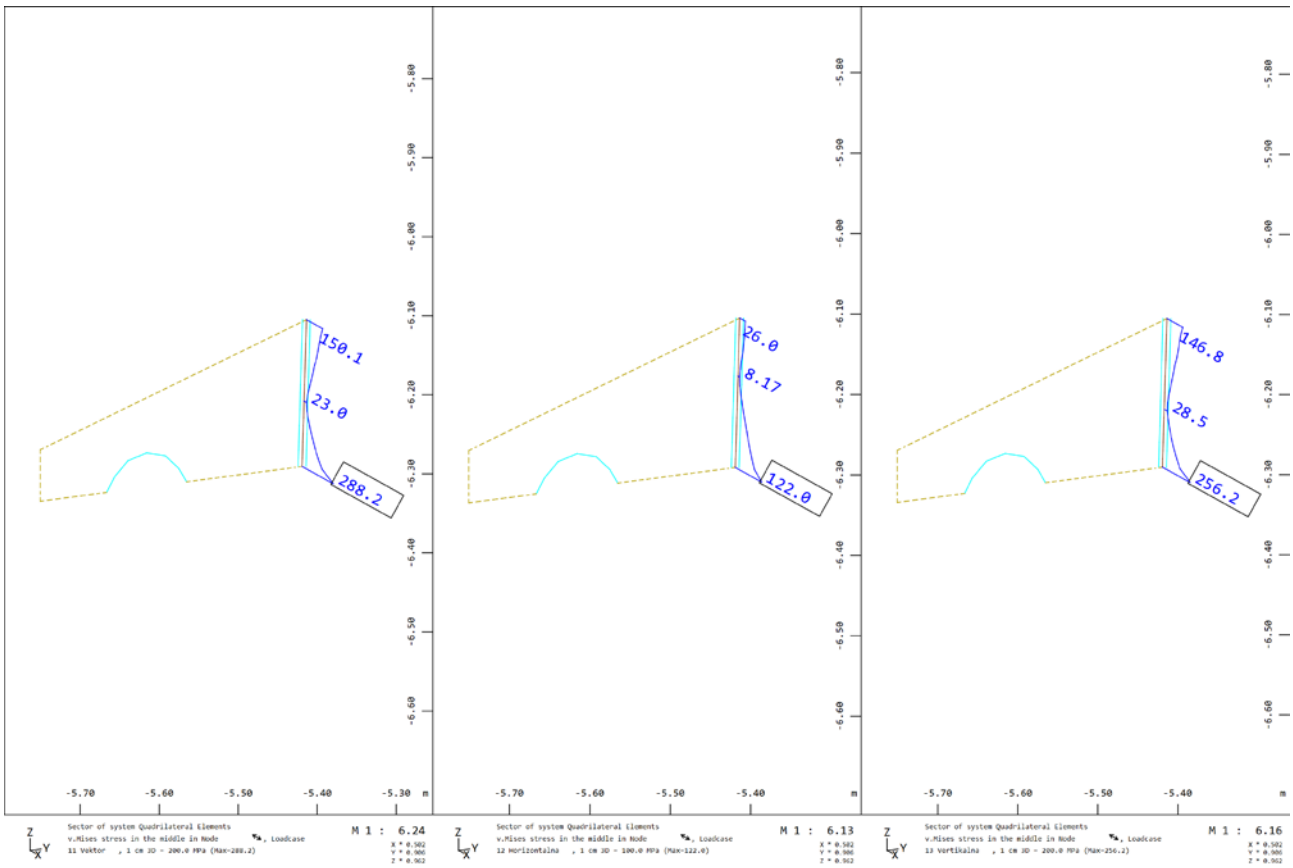
$$M_{Ed} = 32.43\ kNm \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 71{,}0\ kNm \rightarrow i = 0{,}46$$

Prečni prerez v strigu:

$$\frac{h_w}{t_w} = 13{,}3 \leq \frac{72\epsilon}{\eta} = 58{,}3$$

$$V_{Ed} = 141\ kN = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 1229\ kN \rightarrow i = 0{,}12 < 50\% \cdot V_{pl,Rd}$$

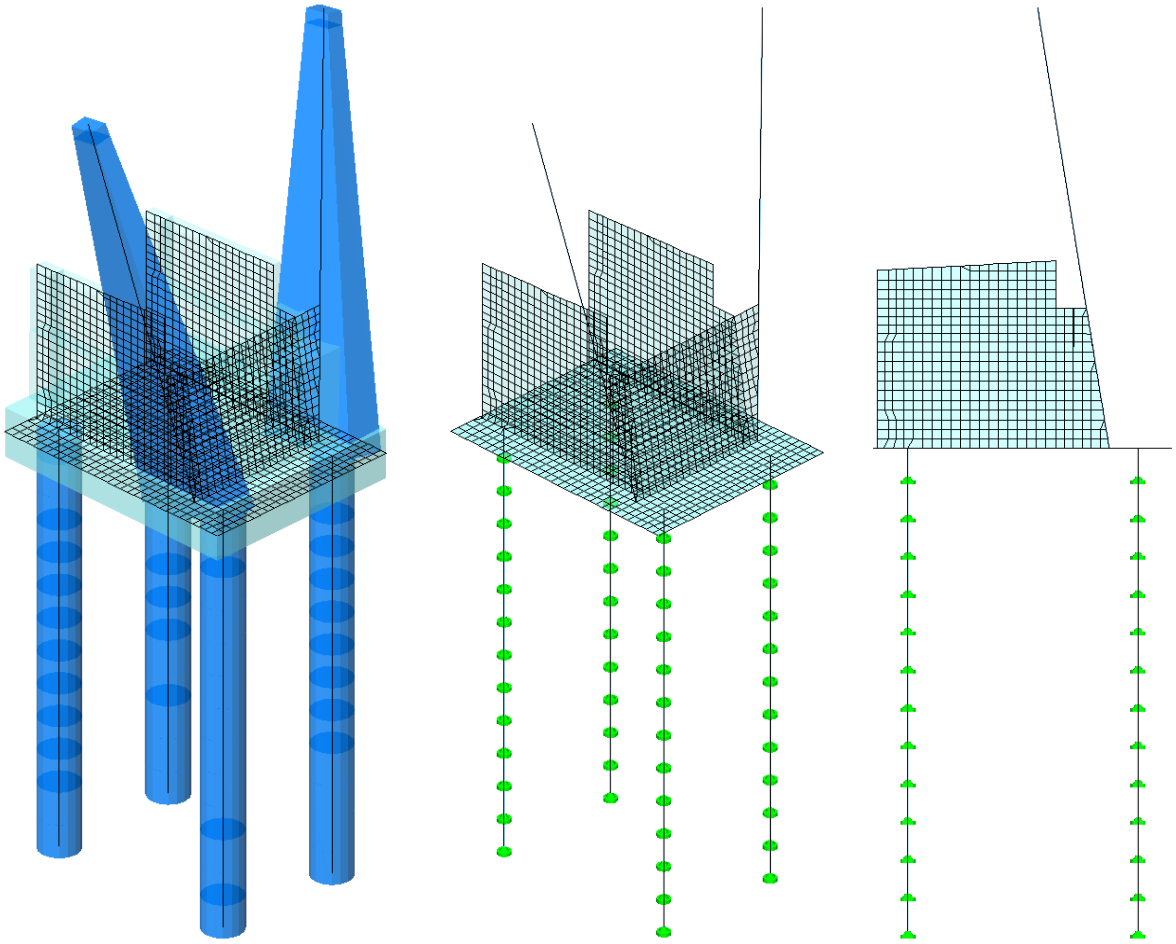
Kontrola prereza s pomočjo programa Sofistik:



7.0 PODPORNA KONSTRUKCIJA

7.1 OPIS RAČUNSKEGA MODELA

Oporniki so analizirani na poenostavljenem okvirnem linijsko-ploskovnem modelu, sestavljenem iz elementov v dejanskih gabaritih konstrukcije. Zaradi popolne simetrije objekta in skoraj enakih robnih pogojev (temeljenje) na obeh straneh reke Mure, je za analizo opornikov uporabljen enotni model. Analiza opornikov je izvedena s programom Tower 3d Model Builder 7.0 in programskim paketom Cubus (Fagus 6.0). Podroben opis konstrukcije opornikov je podan v poglavju 1.0 Zasnova konstrukcije.



Prikaz računskega modela opornika

Piloti in piloni so modelirani kot linijski elementi, temeljna plošča, ležiščna greda, zaledna stena in krila pa kot ploskovni elementi. Togost podpor je privzeta v skladu z GG-poročilom in sicer:

sloj 1 (prod):	$k_{s,h}$ = 33.000 kN/m^3	$k_h = k_{s,h} \times B_{pil}$ = 39.600 kN/m^2
sloj 2 (zbit pesek in lapor):	$k_{s,h}$ = 157.000 kN/m^3	$k_h = k_{s,h} \times B_{pil}$ = 188.400 kN/m^1
		k_v = 1.170.251 kN/m^3

Prav tako so v modelu upoštevane računske nosilnosti pilotov, tako v tlaku kot v nategu, tako da je omogočena razporeditev obremenitev v primeru polne izkoriščenosti posameznih pilotov. Dimenzije opornikov so določene tako, da so v nultem stanju (stalna teža), zadnji piloti še v tlaku ... ni negativnih reakcij. Nosilnosti pilotov (tlak/nateg) so privzete iz GG-poročila:

Piloti dolžine 14 m:	Celotni projektni odpor pilota na tlak	$R_{c,d}$ = 7150 kN
	Celotni projektni odpor pilota na nateg	$R_{t,d}$ = 2480 kN

7.2 APLIKACIJA OBTEŽB

Poleg obtežb privzetih iz globalne analize objekta, ki so podane v poglavju 2.0, in aplicirane na model opornika ter maksimalnih obremenitev dobljenih v kablih (poglavje 6.3.1) so v analizi opornikov poleg lastne teže, aplicirane še obtežbe zemeljskih pritiskov:

- zemeljski pritiski (mirni zemeljski pritiski)

  Izračun zemeljskih pritiskov je izveden na podlagi podatkov iz GG-poročila (Lamela) in sicer ...

  nad izkopom (zasip opornikov – umetni nasip)
  γ = 23 kN/m^2
  φ = 36 °
  c = 0.0 kN/m^2

  pod izkopom (temeljna tla)
  sloj 1 (prod) γ = 21 kN/m^2
  φ = 38 °
  c = 0.0 kN/m^2

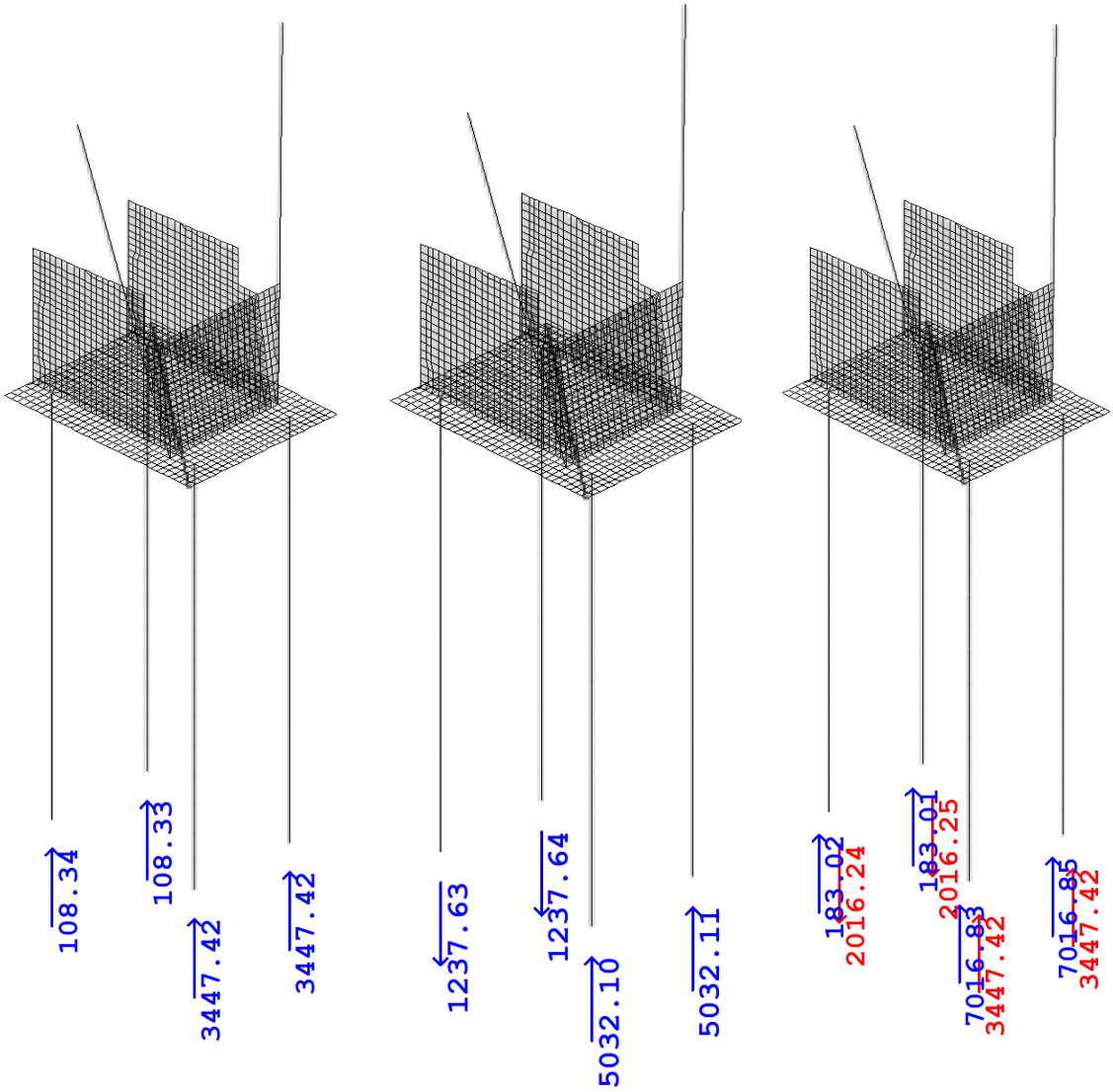
  sloj 2 (zbit pesek, lapor)
  γ = 23 kN/m^2
  φ = 42 °
  c = 0.0 kN/m^2

  zemeljski pritiski na pilote se aplicirajo do nivoja osnove (zbit pesek, lapor ... sloj 2)

7.3 OBREMENITVE IN DIMENZIONIRANJE

7.3.1 Piloti

7.3.1.1 Kontrola reakcij pod piloti



Stalna teža MSU – Stalna teža + pešci Ovojnica MSN

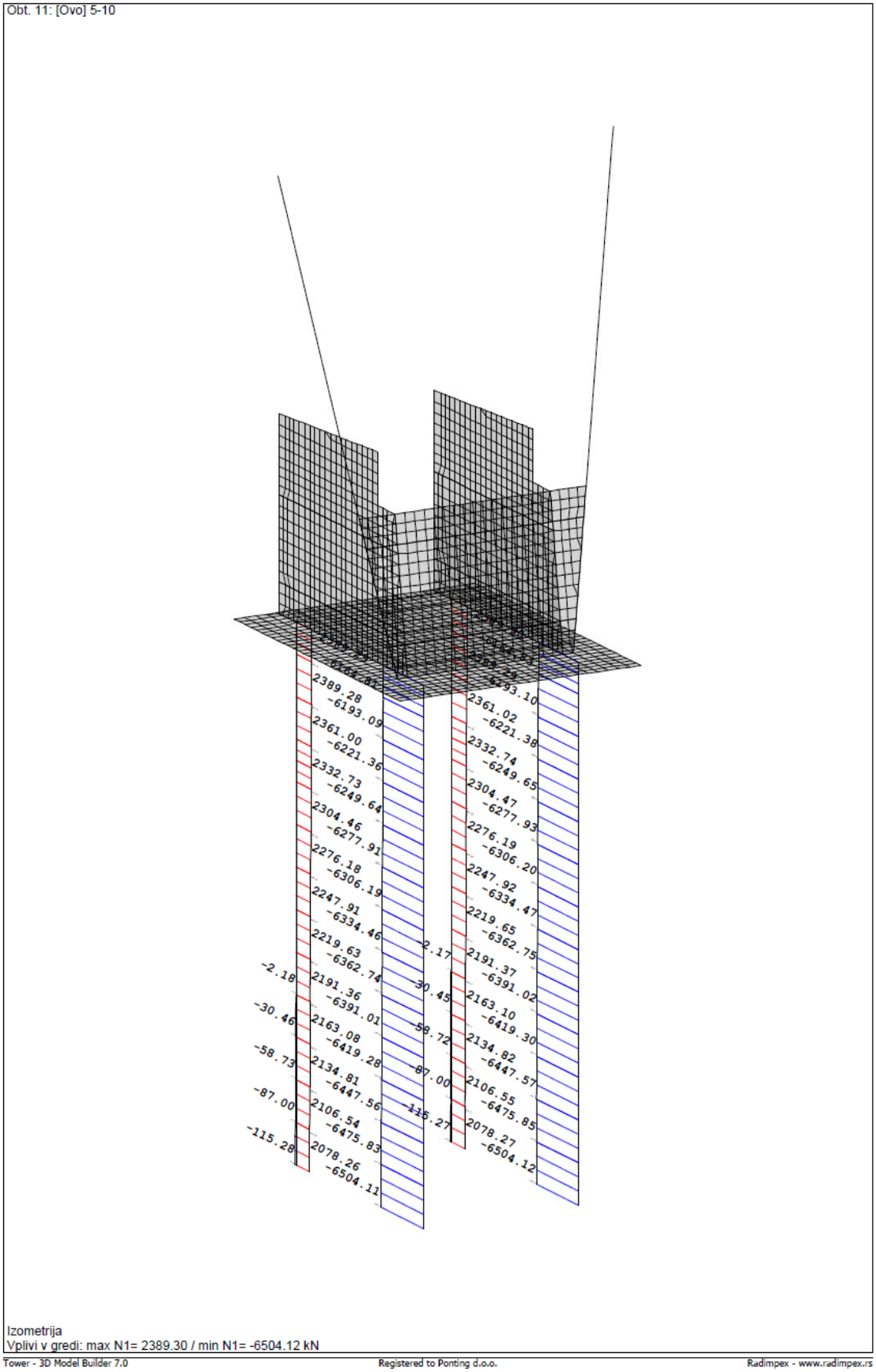
$R_{ST,min}$ = 108 kN > 0 kN ⇒ vsled stalne teže so vsi piloti tlačeni

$R_{MSU,min}$ = -1237 kN < R_{dop} = -2480 kN

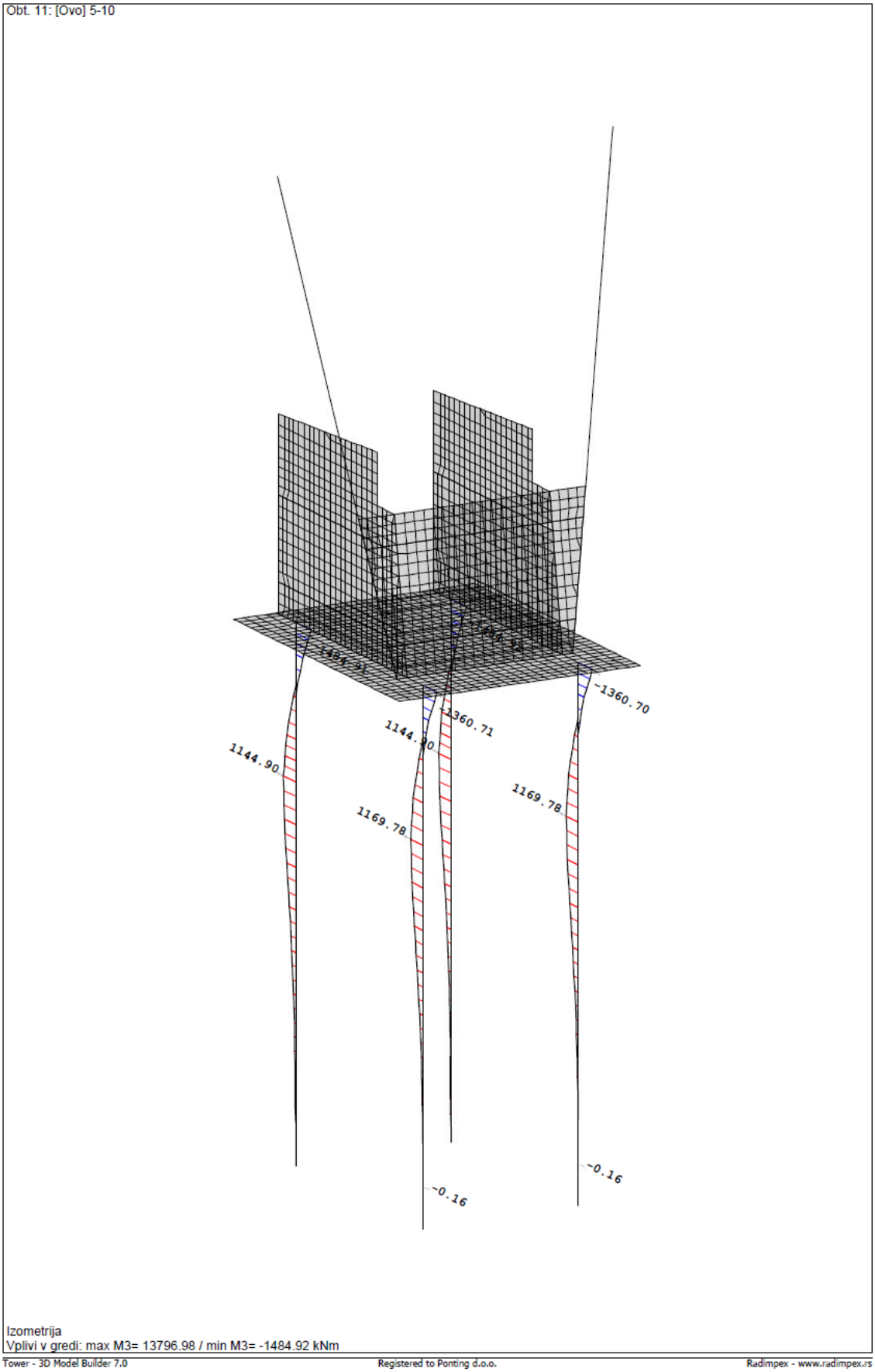
$R_{MSN,\ max}$ = 7016 kN < R_{dop} = 7150 kN

$R_{MSN,\ min}$ = -2016 kN ⇒ natezna nosilnost pilota ni izkoriščena (-2480 kN)

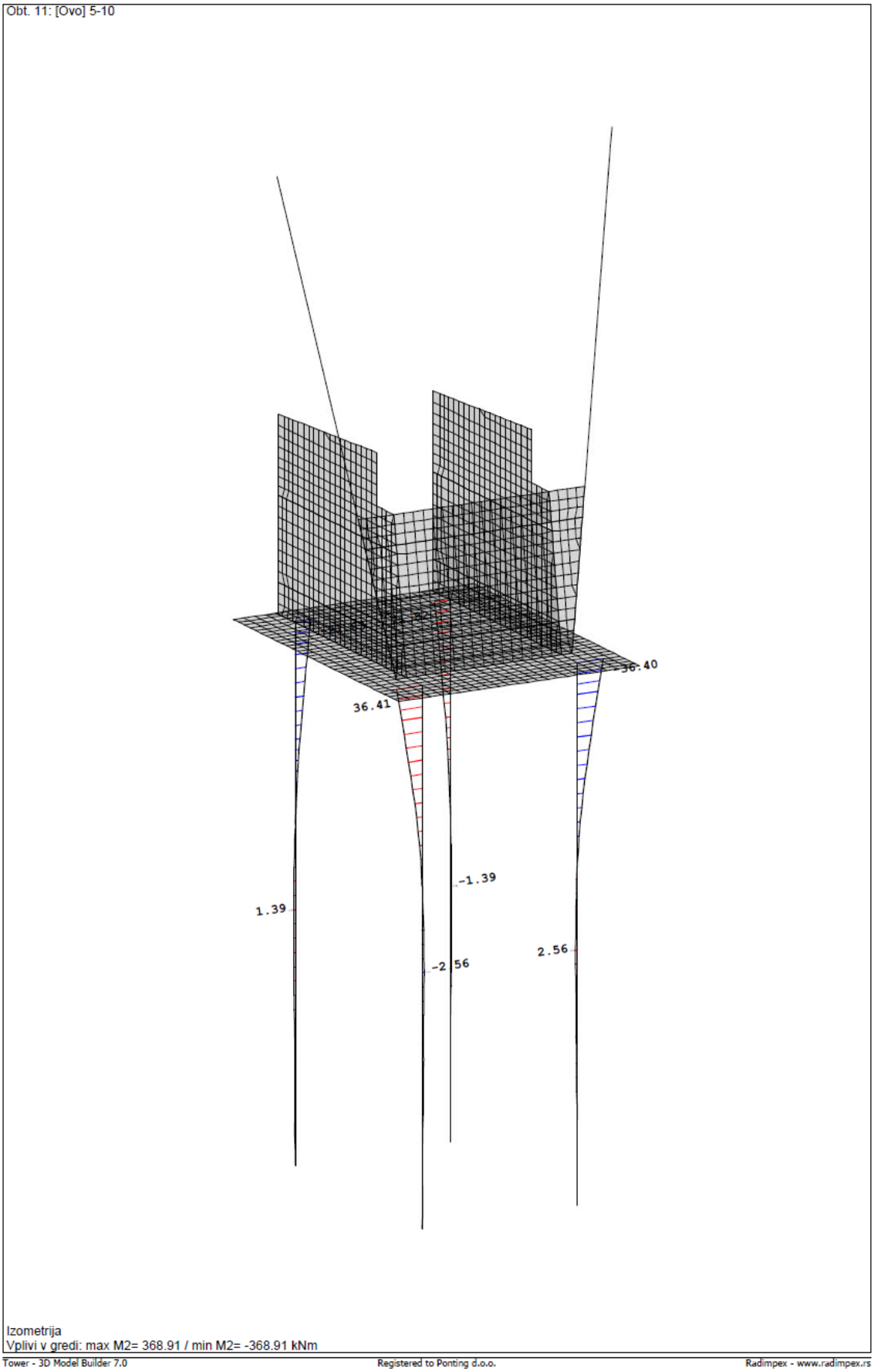
7.3.1.2 Pregled obremenitev in dimenzioniranje



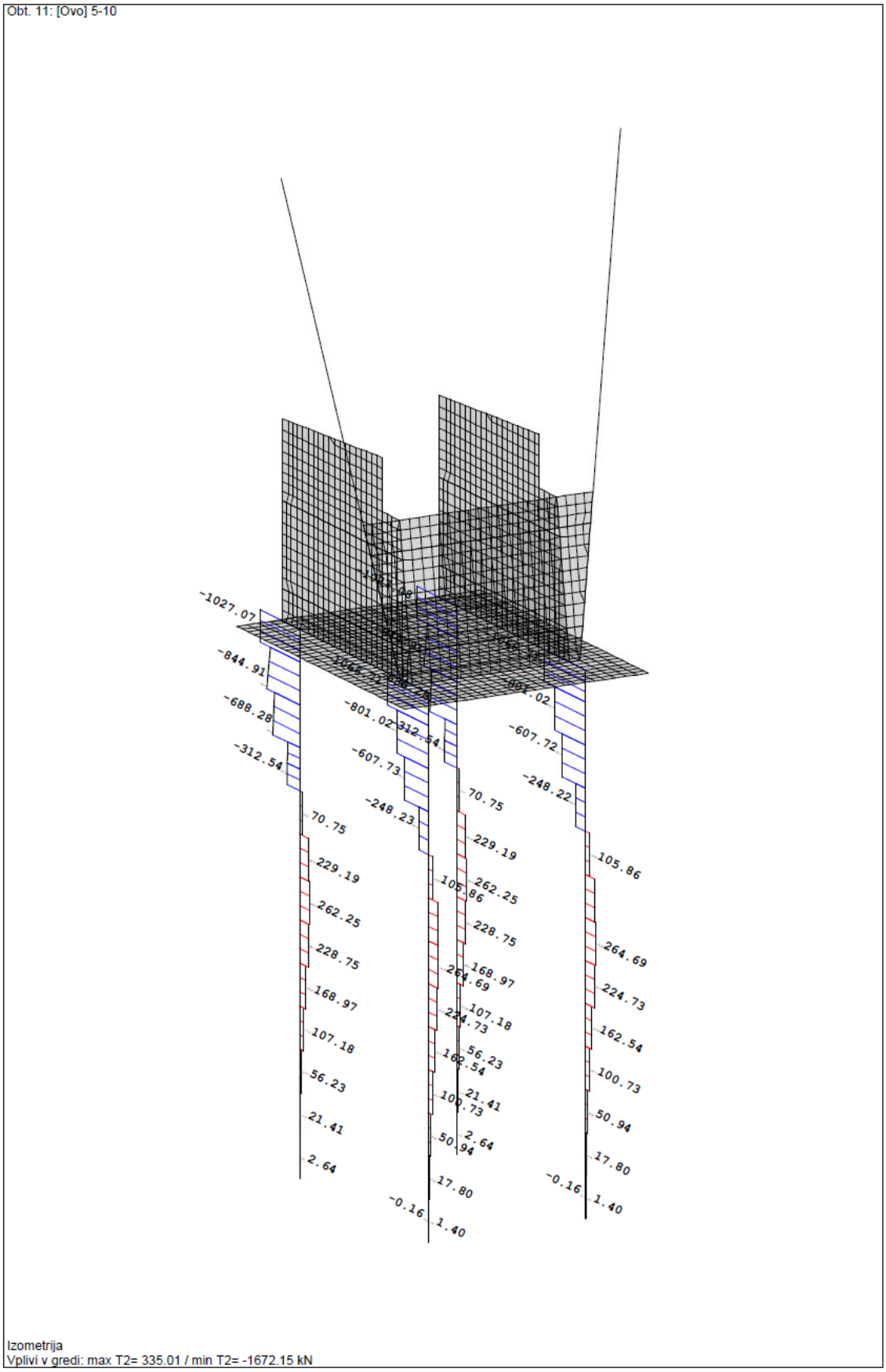
Ovojnica MSN ... Nx (kN)



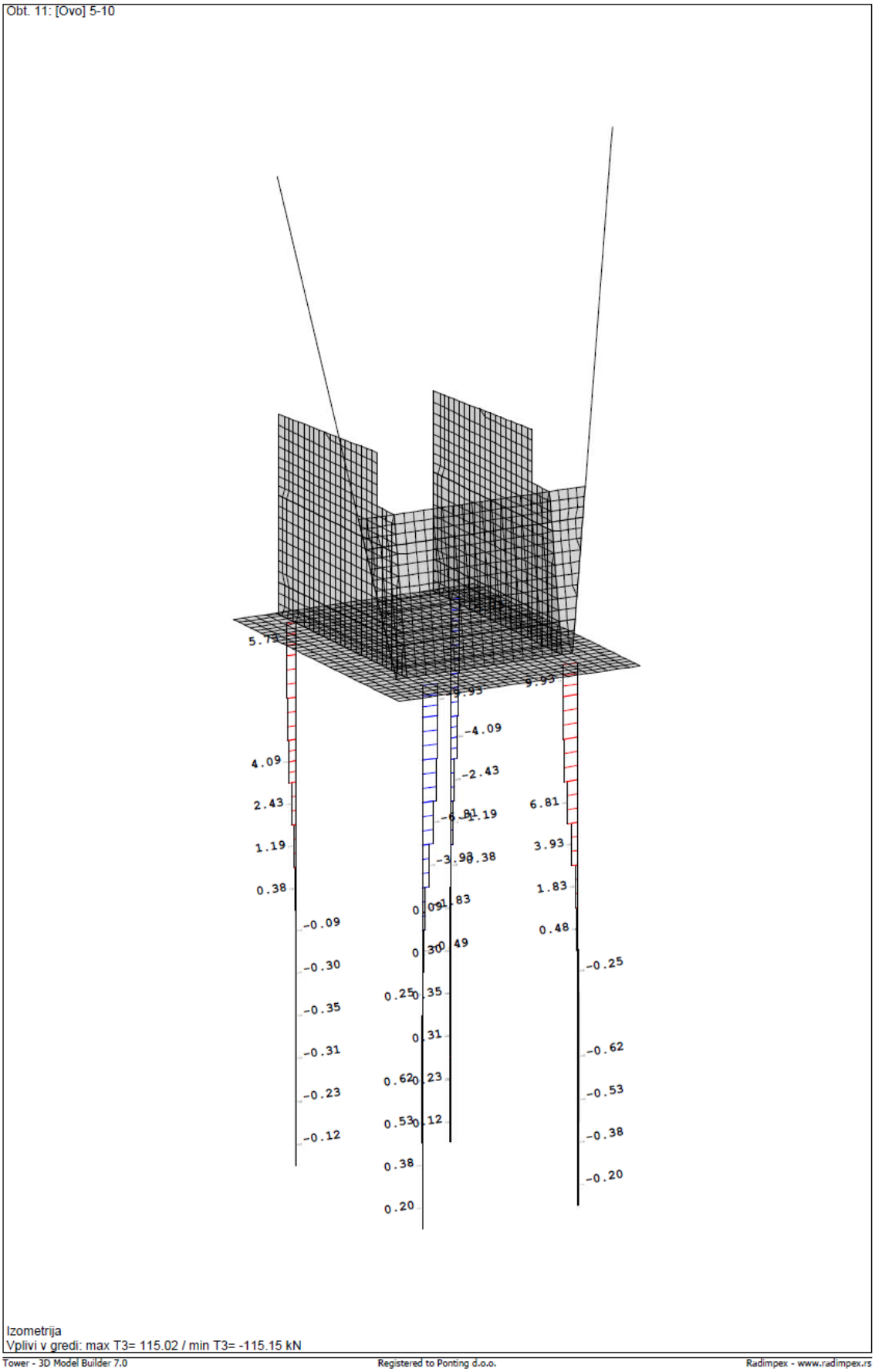
Ovojnica MSN ... Mz (kNm)



Ovojnica MSN ... My (kNm)

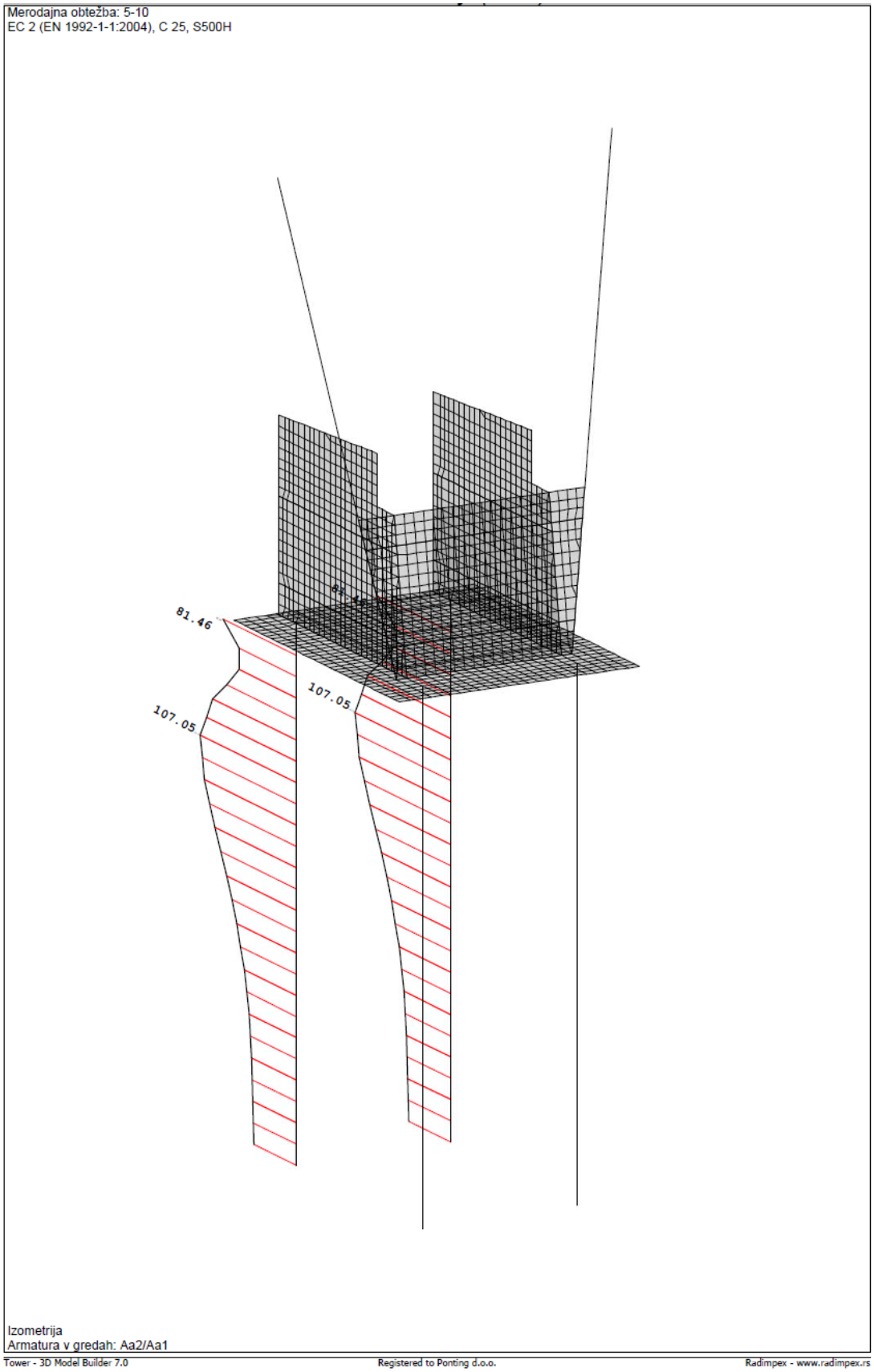


Ovojnica MSN ... Tz (kN)



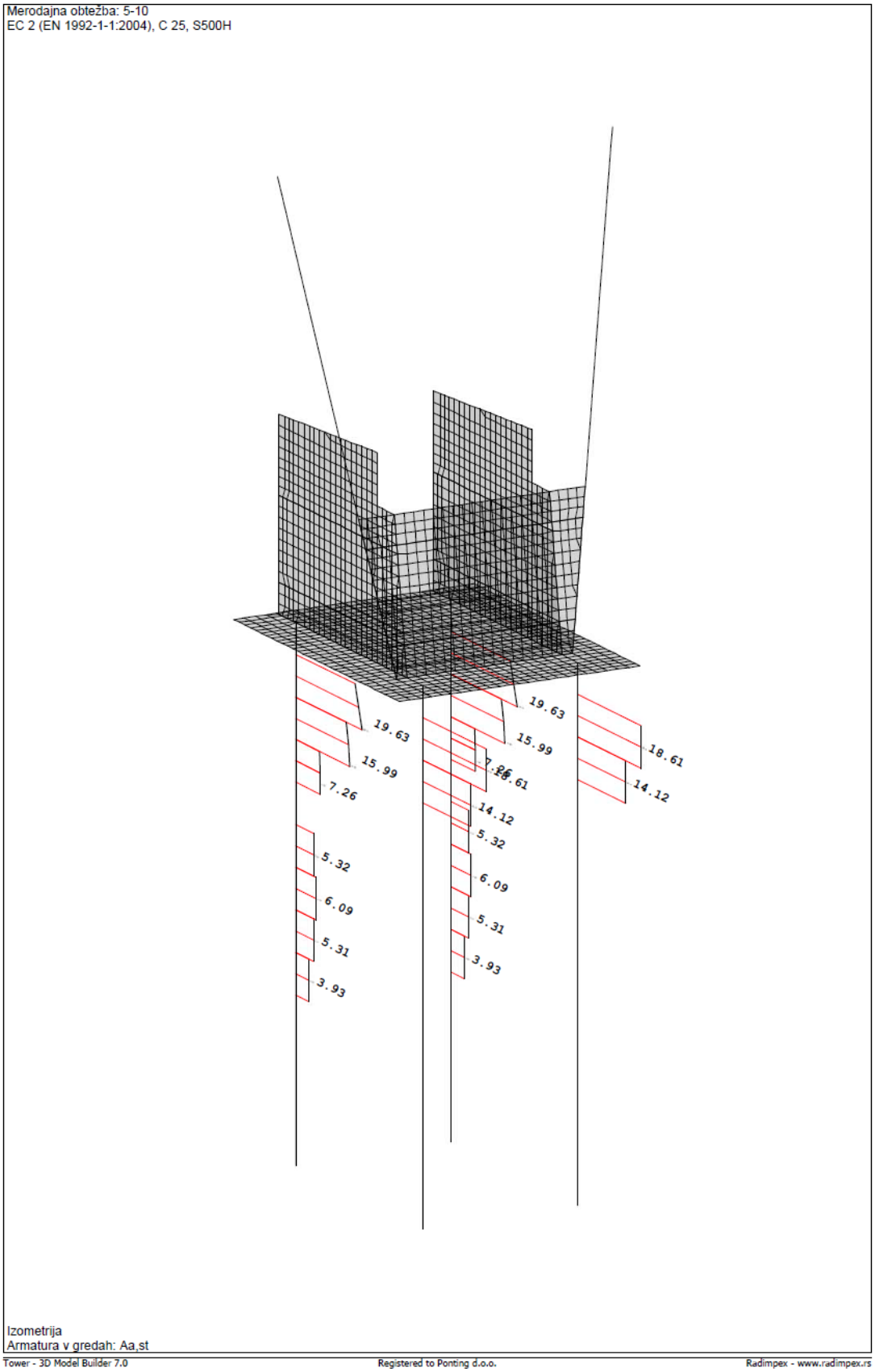
Ovojnica MSN ... Ty (kN)

Mejno stanje nosilnosti - Dimenzioniranje armature



Računsko potrebna vzdolžna armatura ... piloti spredaj A_{sd} = 0 cm^2 = $A_{Sd,min}$

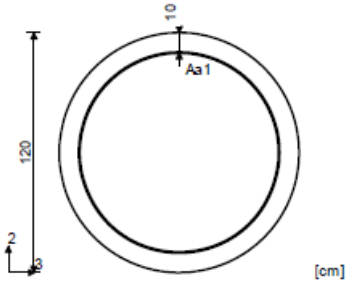
Računsko potrebna vzdolžna armatura ... piloti zadaj A_{sd} = 107 cm^2



Računsko potrebna stremenska armatura ... piloti spredaj A_{sd} = 18.61 cm²/m'
Računsko potrebna stremenska armatura ... piloti zadaj A_{sd} = 19.63 cm²/m'

Pilot spredaj

Greda 802-595
EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
C 25 (γC = 1.50, γS = 1.15) [SP]
S500H
Dimenzioniranje skupine obtežnih primerov: 5-10 ()



li,2 = 1.00 m (λ,2 = 3.33)
li,3 = 1.00 m (λ,3 = 3.33)
Nepomična konstrukcija

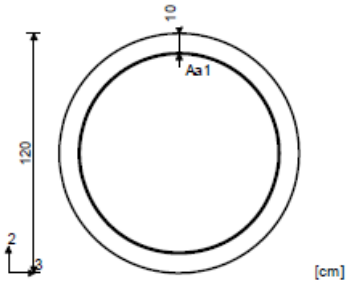
Prerez 1-1 x = 0.50m
Merodajna kombinacija za upogib:
1.00xV
N1u = -3074.45 kN
M2u = 11.80 kNm
M3u = -150.17 kNm
Povečanje upogibnega momenta zaradi uklona
Δe2 = 3.7<e0> + 0.0<ell> = 3.7 cm
|ΔM2| = 112.73 kNm
Δe3 = 3.7<e0> + 0.0<ell> = 3.7 cm
|ΔM3| = 112.73 kNm

Merodajna kombinacija za strig:
1.00xX
T2u = -801.02 kN
T3u = -9.47 kN
M1u = 0.00 kNm

εb/εa = 10.000/10.000 ‰
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aa3 = 0.00 cm²
Aa4 = 0.00 cm²
Aa,st = 18.61 cm²/m (m=1)

Pilot zadaj

Greda 45-26
EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
C 25 (γC = 1.50, γS = 1.15) [SP]
S500H
Dimenzioniranje skupine obtežnih primerov: 5-10 ()



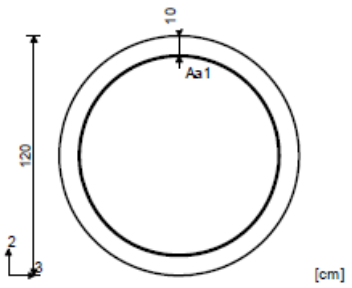
li,2 = 1.00 m (λ,2 = 3.33)
li,3 = 1.00 m (λ,3 = 3.33)
Nepomična konstrukcija

Prerez 1-1 x = 1.00m
Merodajna kombinacija za upogib:
1.00xIX
N1u = 2361.00 kN
M2u = -11.39 kNm
M3u = 204.96 kNm

Merodajna kombinacija za strig:
1.00xX
T2u = -844.91 kN
T3u = 5.59 kN
M1u = 0.00 kNm

εb/εa = -1.707/25.000 ‰
Aa1 = 63.24 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aa3 = 0.00 cm²
Aa4 = 0.00 cm²
Aa,st = 19.63 cm²/m (m=1)

Greda 18-15
EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
C 25 (γC = 1.50, γS = 1.15) [SP]
S500H
Dimenzioniranje skupine obtežnih primerov: 5-10 ()



li,2 = 1.00 m (λ,2 = 3.33)
li,3 = 1.00 m (λ,3 = 3.33)
Nepomična konstrukcija

Prerez 1-1 x = 0.00m
Merodajna kombinacija za upogib:
1.00xIX
N1u = 2304.46 kN
M2u = -2.51 kNm
M3u = 1144.90 kNm

Merodajna kombinacija za strig:
1.00xIX
T2u = 70.75 kN
T3u = 2.32 kN
M1u = 0.00 kNm

εb/εa = -3.500/19.689 ‰
Aa1 = 107.05 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aa3 = 0.00 cm²
Aa4 = 0.00 cm²
Aa,st = 0.00 cm²/m (m=1)

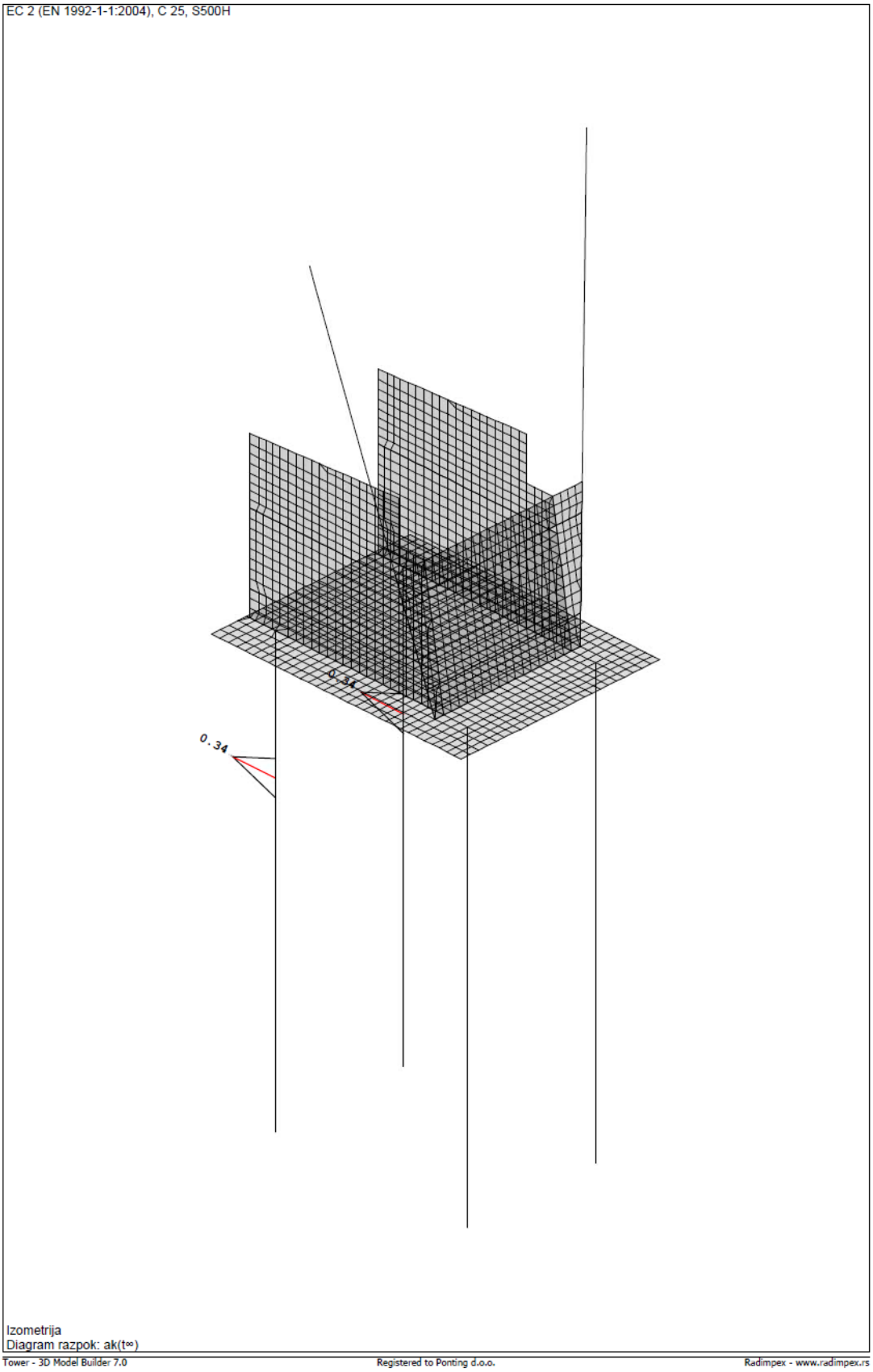
Minimalna vzdolžna armatura pilota:

$A_C > 1.0\ m^2 \Rightarrow A_{s,min} \geq 0.0025 \times A_C \geq 28.3\ cm^2$

$A_{S,min} = 20\ \varnothing 14/15 = 30.8\ cm^2$

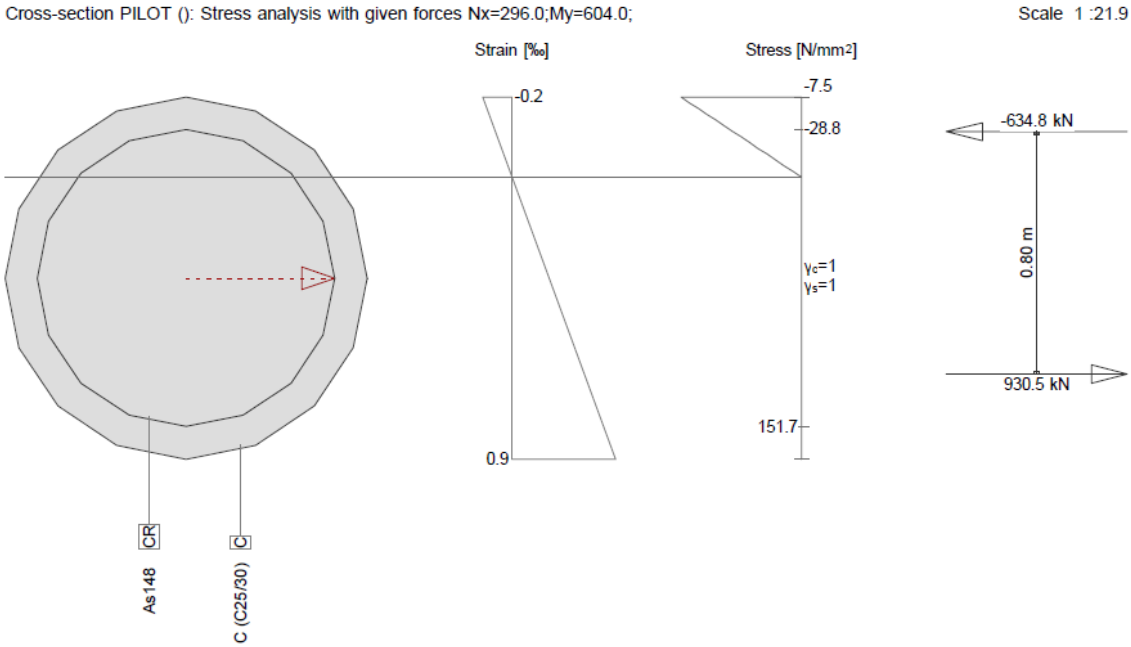
Izbrana vzdolžna armatura ...	piloti zadaj	$24\varnothing 25/14 = 117.8\ cm^2$
	piloti spredaj	$24\varnothing 20/15 = 75.4\ cm^2$
Izbrana stremenska armatura ...	piloti zadaj	$\varnothing 14/15 = 20.5\ cm^2/m'$ (zgoraj; L < 4.00 m)
		$\varnothing 14/20 = 15.4\ cm^2/m'$ (spodaj; L > 4.00 m)
		$\varnothing 14/15 = 20.5\ cm^2/m'$ (v območju preklopov)
	piloti spredaj	$\varnothing 14/15 = 20.5\ cm^2/m'$ (zgoraj; L < 4.00 m)
		$\varnothing 14/20 = 15.4\ cm^2/m'$ (spodaj; L > 4.00 m)
		$\varnothing 14/15 = 20.5\ cm^2/m'$ (v območju preklopov)

Mejno stanje uporabnosti - Kontrola razpok (navidezno stalna konmbinacija obtežb):



w_K = 0.34 mm ≥ 0.3 mm ⇒ povečati vzdolžno armaturo zaradi omejitve razpok

Izbrana vzdolžna armatura za omejitev razpok: piloti zadaj 24∅28/14 = 147.6 cm²



Stress analysis Column-Cross section: PILOT

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		296.0	604.0	0				

Analysis-Parameters "!SLS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!SLS	1/0	1						200.0	1.00	1.00	1.00			45.00	0		

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C	C25/30	0	0.60	-0.2	-7.5	1.00
C	C25/30	0	-0.60	0.9	0	1.00
CR	B500B	0	0.49	-0.1	-28.8	1.00
CR	B500B	0	-0.49	0.8	151.7	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

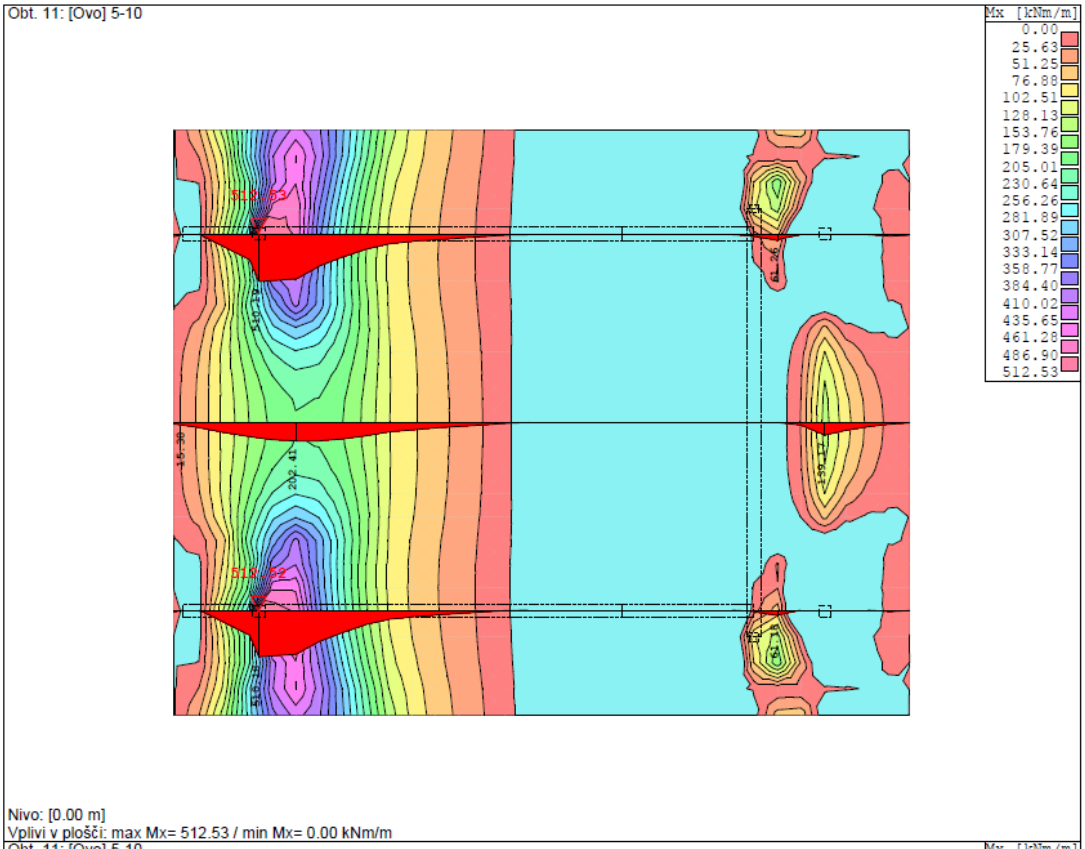
Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm²]
C	1.00	0	0.60	-3.3
C	1.00	0	-0.60	3.8

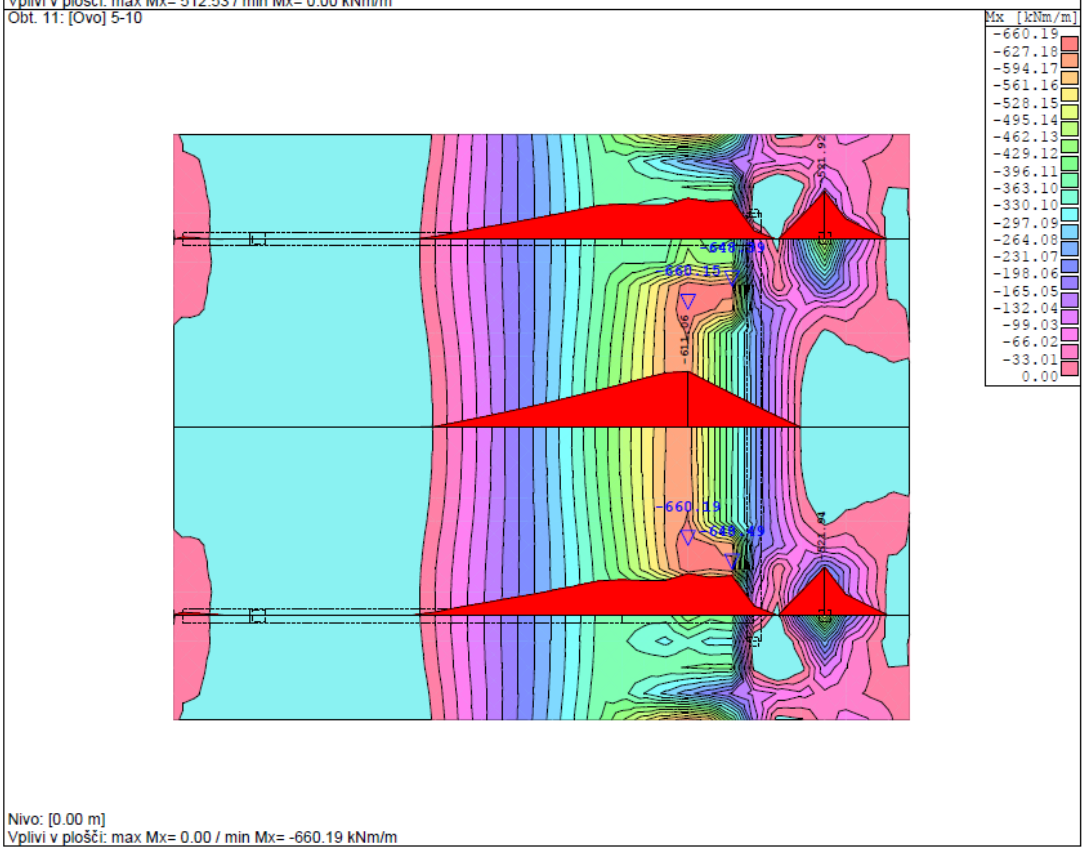
alfa-e =	**6,4516**	razmerje elastičnih modulov
effRO =	**0,1004**	efektivni procent armiranja
Esm-Ecm =	**0,000643**	razlika deformacij armature in betona med razpokami
Sr,max =	**0,353 m**	maksimalni razmak razpok
Wk =	**0,23 mm**	karakteristična razpoka

w_k = 0,23 mm ≤ 0.300 mm …OK

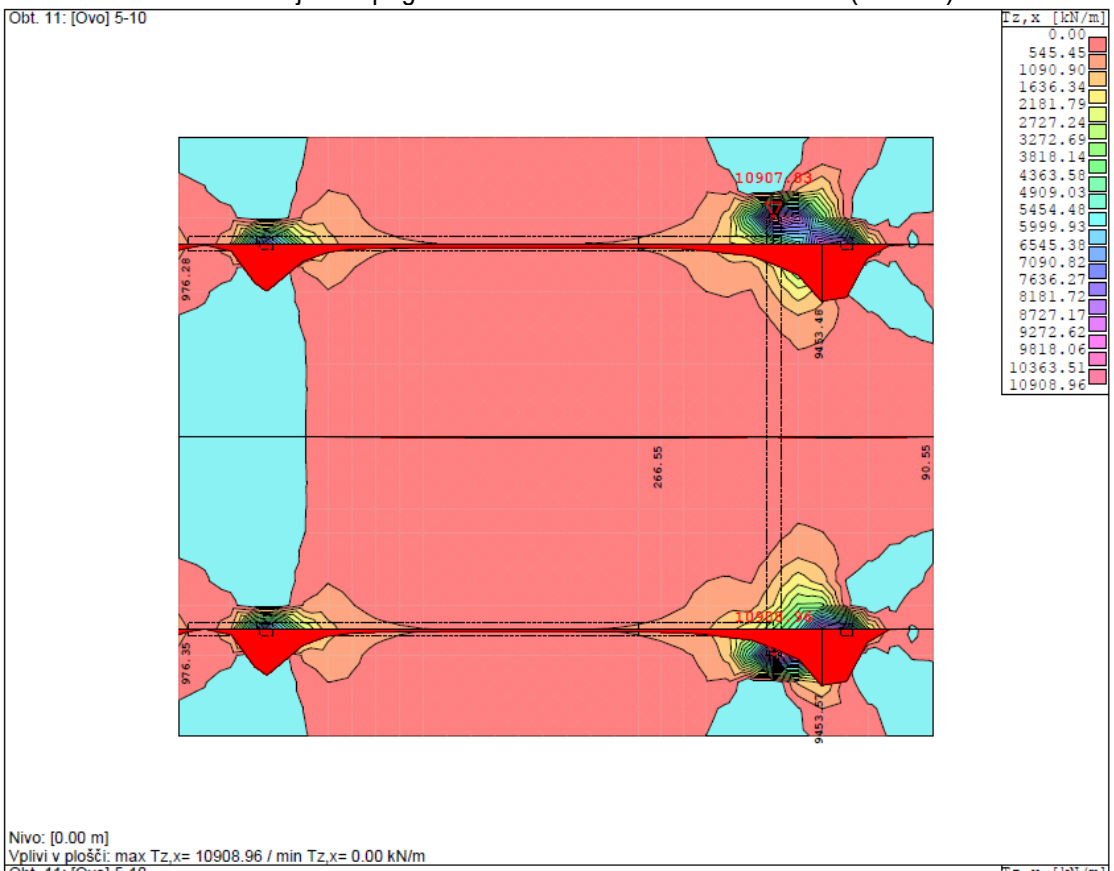
7.3.2 Pilotna blazina

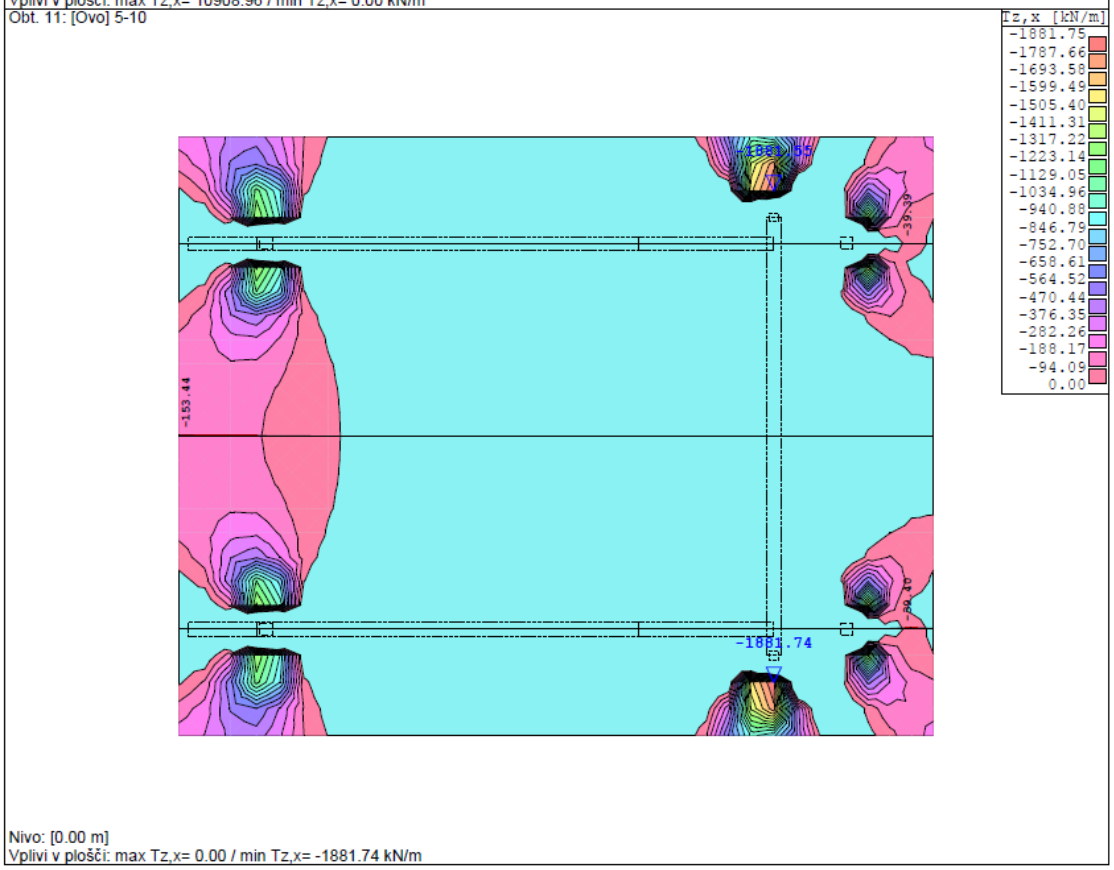
7.3.2.1 Pregled obremenitev in dimenzioniranje





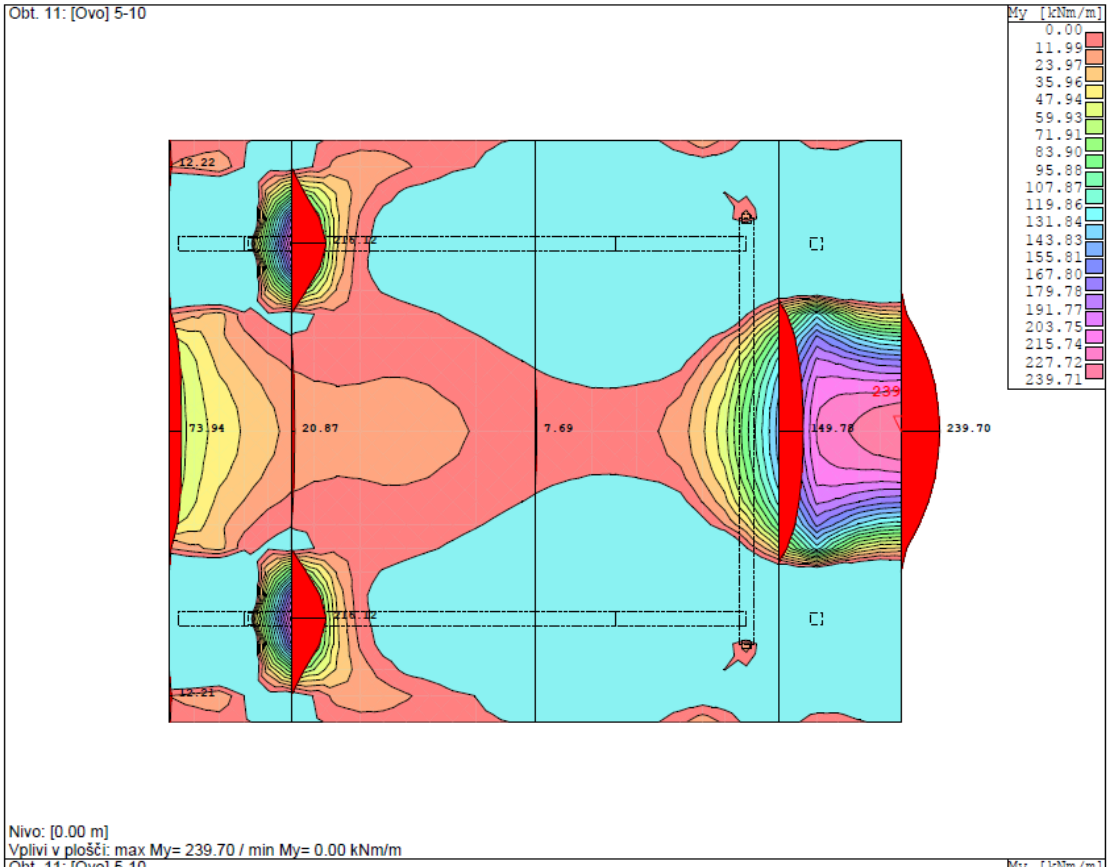
MSN - Ovojnice upogibnih momentov Mx – vzdolžna smer (kNm/m')

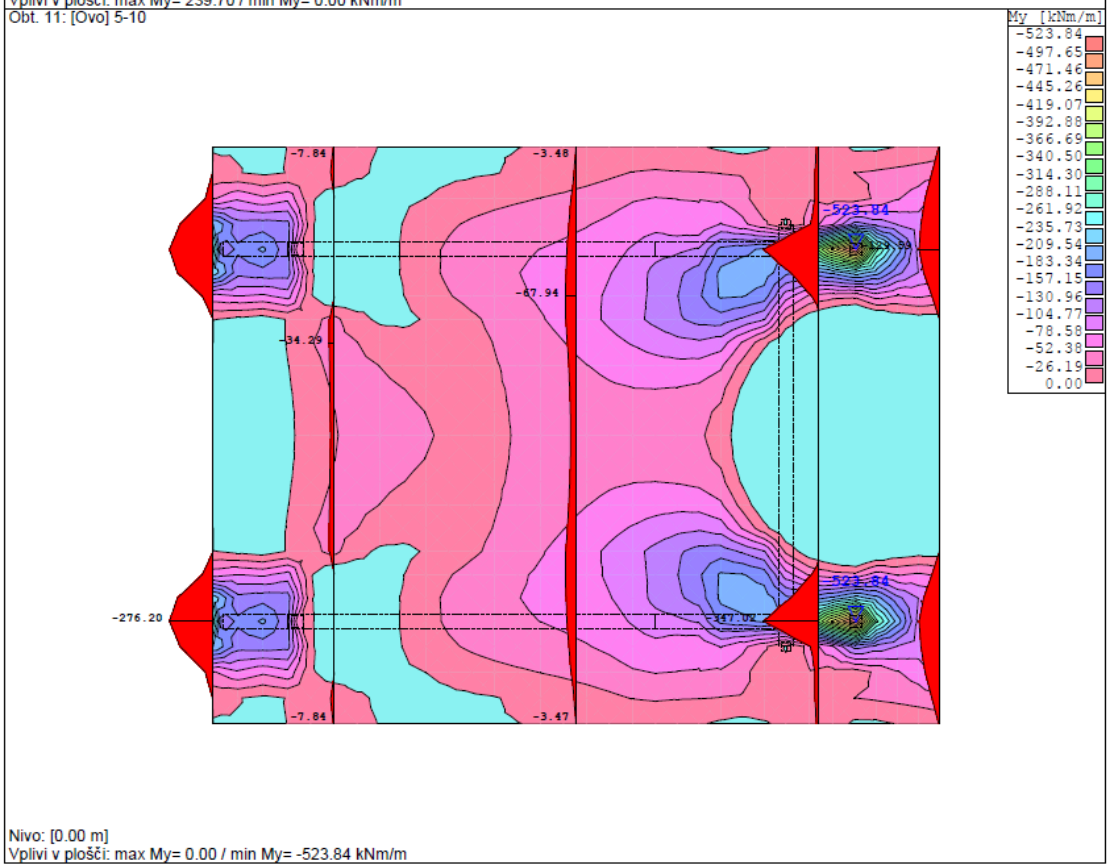




Tower - 3D Model Builder 7.0 Registered to Ponting d.o.o. Radimpex - www.radimpex.rs

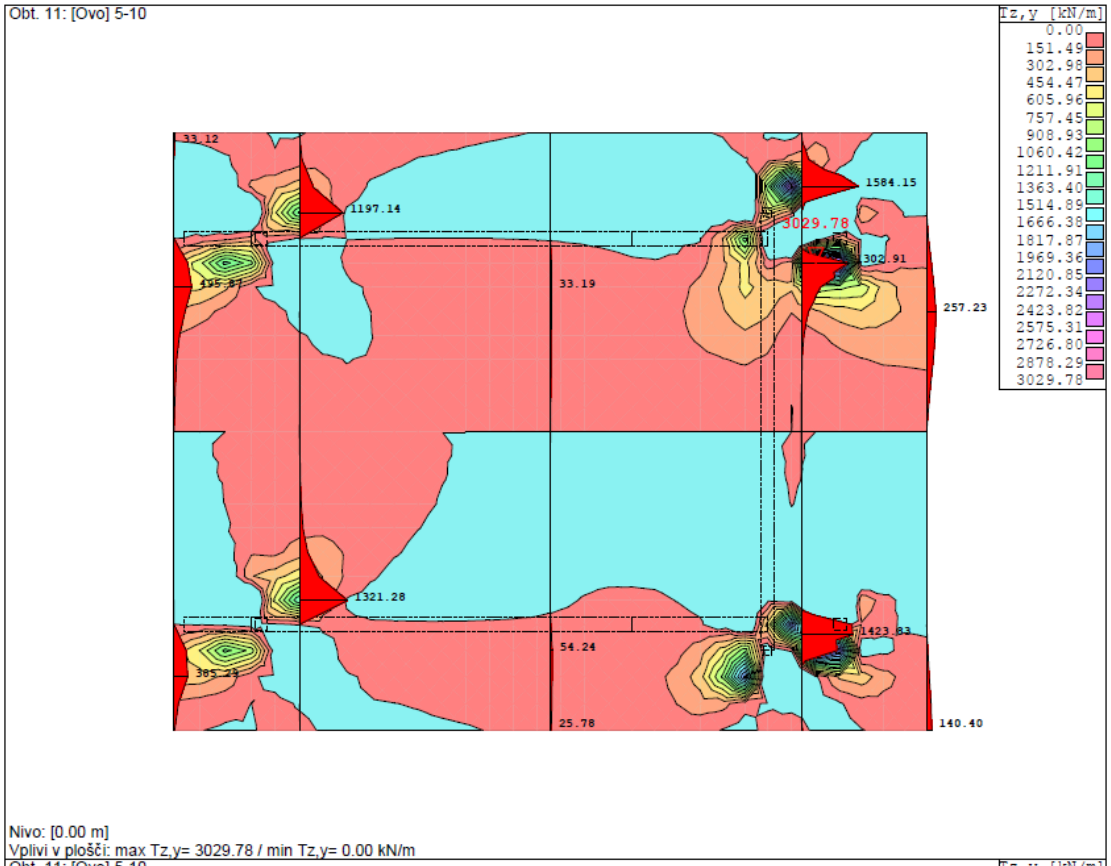
MSN - Ovojnice prečnih sil Tzx – vzdolžna smer (kN/m')

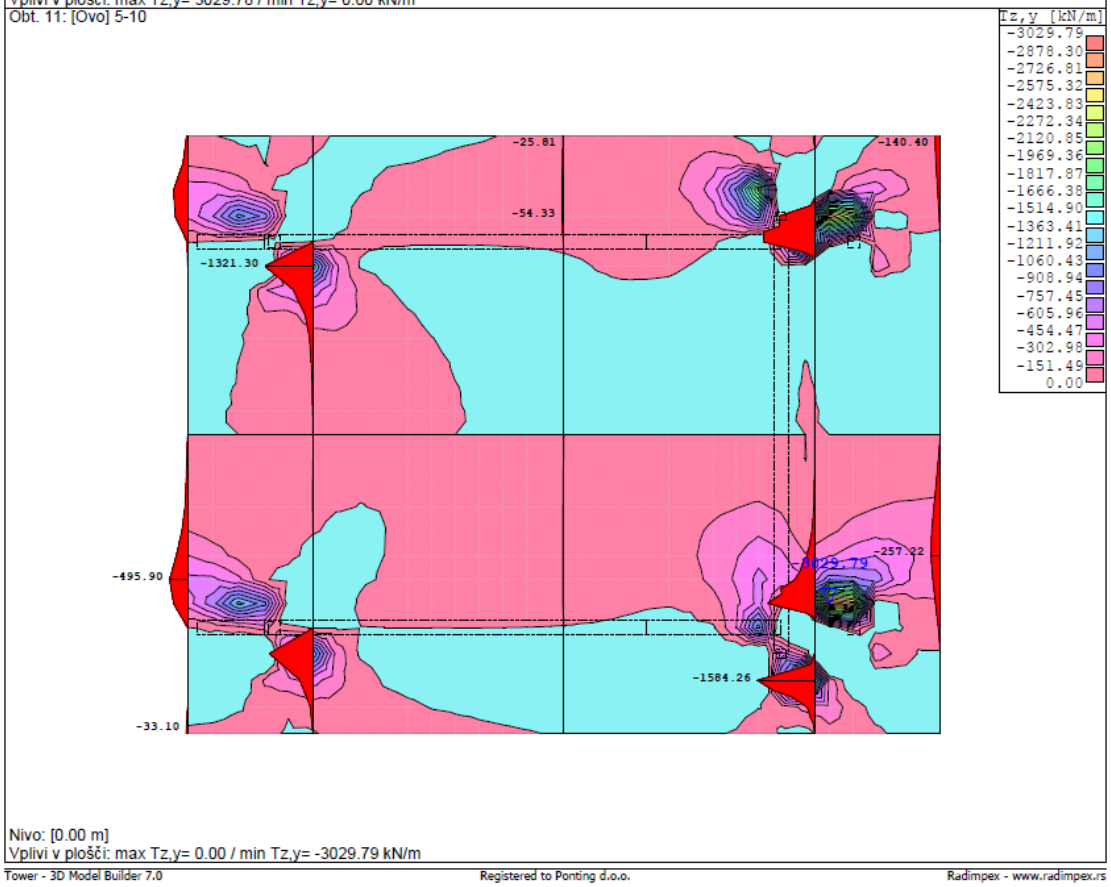




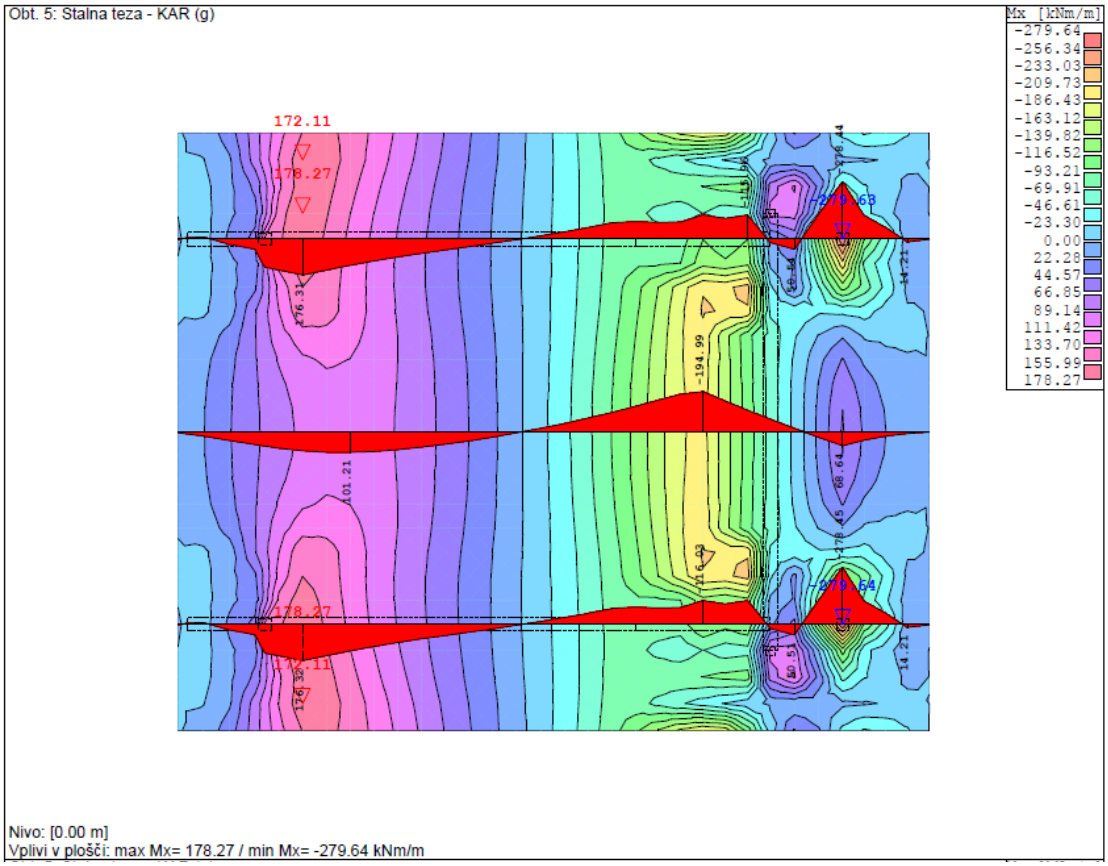
Tower - 3D Model Builder 7.0 Registered to Ponting d.o.o. Radimpex - www.radimpex.rs

MSN - Ovojnice upogibnih momentov My – prečna smer (kNm/m')

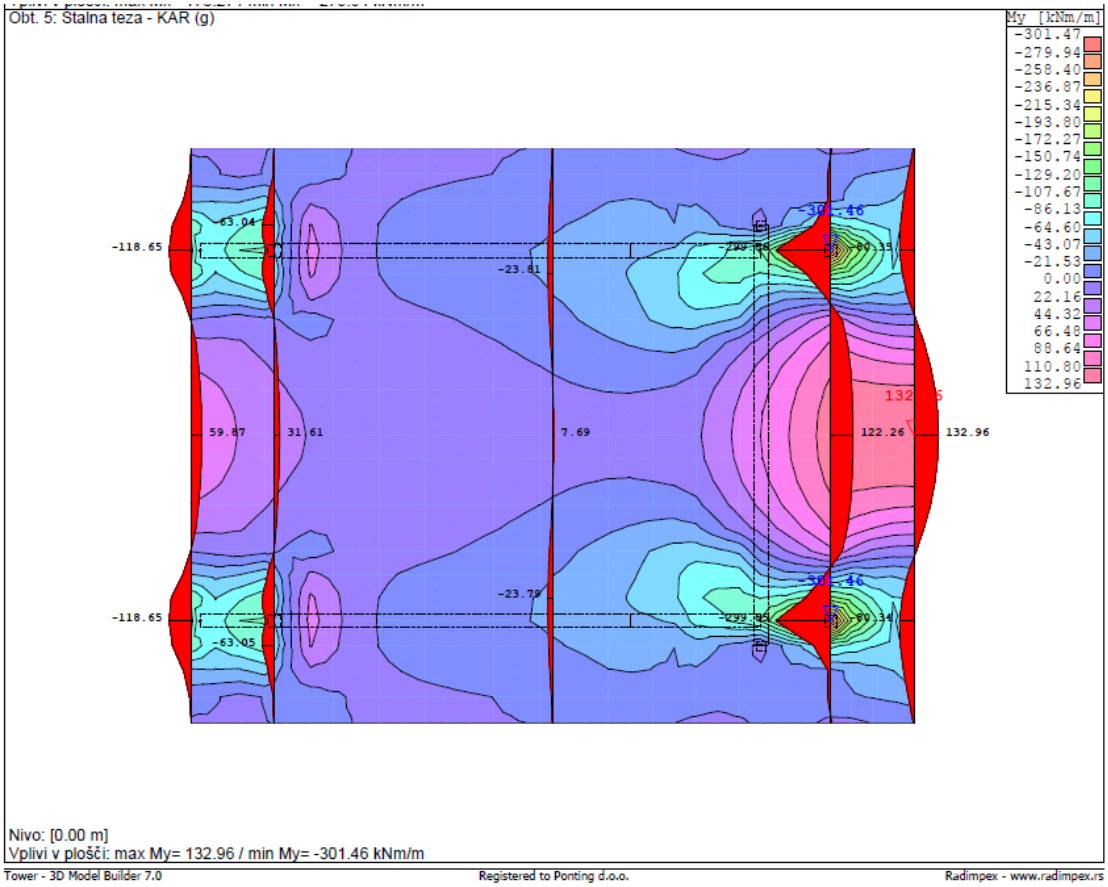




MSN - Ovojnice prečnih sil Tzy – prečna smer (kN/m')



MSU – Upogibni momenti Mx – vzdolžna smer (kNm/m')



MSU - Upogibni momenti My – prečna smer (kNm/m')

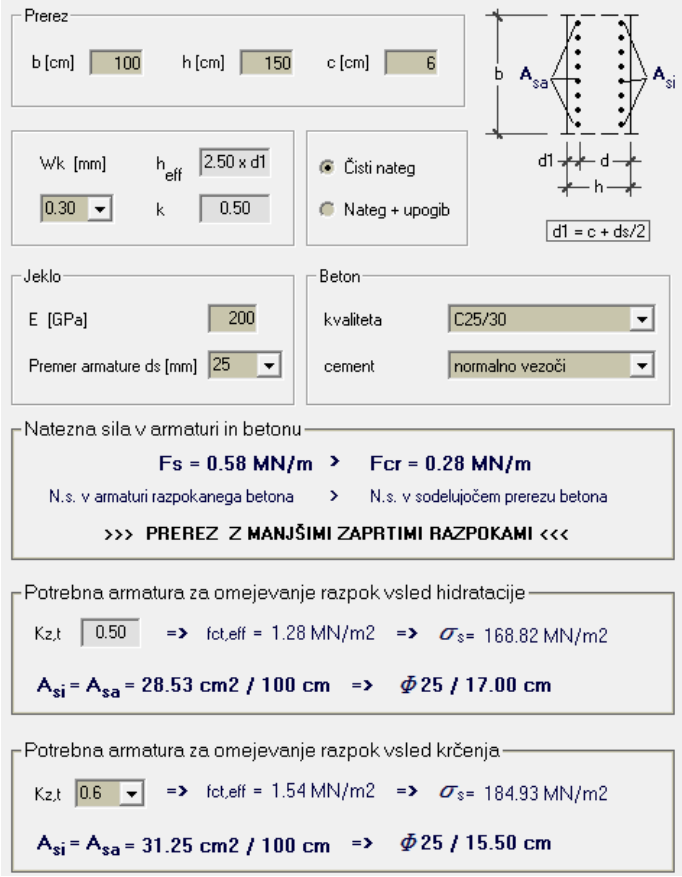
Mejno stanje nosilnosti - Dimenzioniranje armature

Vzdolžna upogibna armatura:

Minimalna armatura

$A_{Sd,min} = 0{,}26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 20.3\ cm^2/m'$ ($\varnothing 20/15 = 20.9\ cm^2/m'$)

Minimalna armatura za preprečevanje razpok vsled hidratacije in krčenja

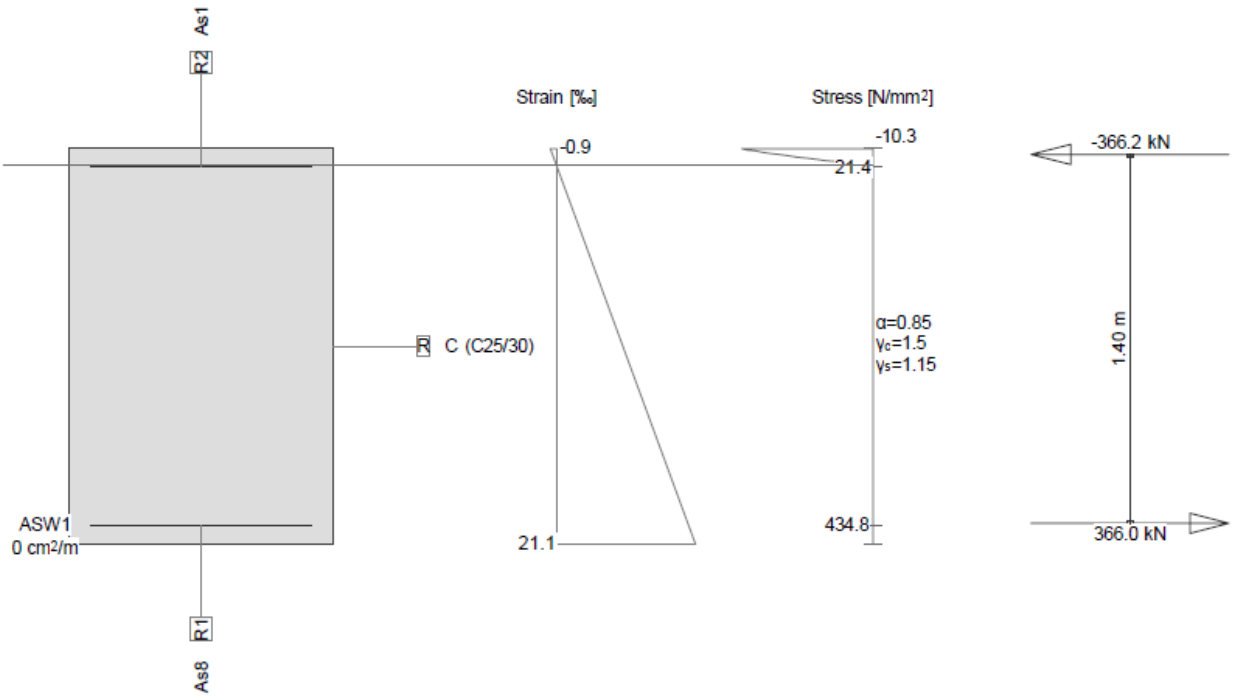


$A_{S,min} = \varnothing 25/15 = 32.7\ cm^2/m'$

Računsko potrebna armatura

$M_{Sd,poz}$ = 512 kNm/m' ⇒ $A_{Sd,poz}$ = 8 cm²/m'

Cross-section PIL. PLOSCA (): Design My=512.0; Scale 1 :27.4



Design Girder-Cross section: PIL. PLOSCA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!ULS		0	512.0	0				

Analysis-Parameters "!ULS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.0	-3.5	20.0		0.85	1.50	1.15			45.00	0		

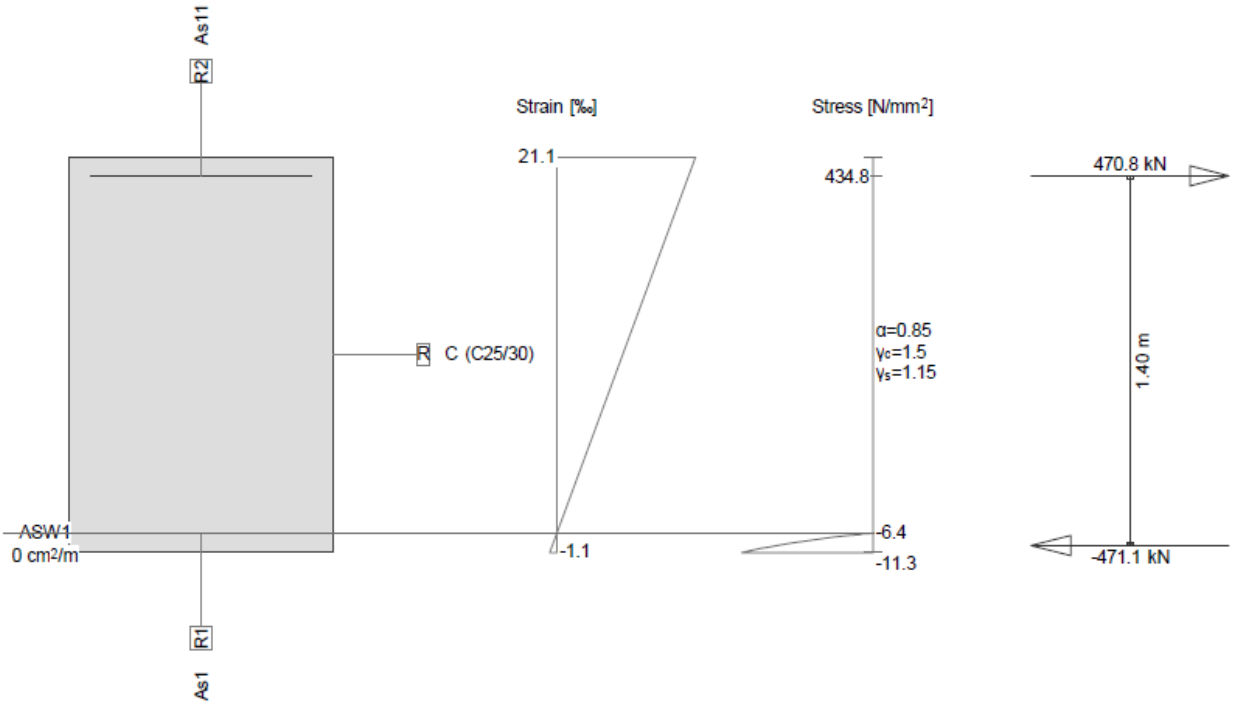
Longit. reinf. (M N)

No.	Name	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	y_{2g} [m]	z_{2g} [m]	req A_s [cm²]	exist A_s	A_s [cm²]
	R2	-0.42	1.43	0.42	1.43			1
1	R1	-0.42	0.07	0.42	0.07	8		8
	x_{max}/d = 0.05					Σ As =	0.06 %	9

Izbrana pozitivna vzdolžna upogibna armatura ... ∅25/15 = 32.7 cm²/m'

$M_{Sd,neg}$ = -660 kNm/m' ⇒ $A_{Sd,neg}$ = 11 cm²/m'

Cross-section PIL. PLOSCA (): Design My=-660.0; Scale 1 :27.4



Design Girder-Cross section: PIL. PLOSCA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!ULS		0	-660.0	0				

Analysis-Parameters "!ULS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.0	-3.5	20.0		0.85	1.50	1.15			45.00	0		

Longit. reinf. (M N)

No.	Name	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	req A_s [cm²]	exist A_s	A_s [cm²]
1	R2	-0.42	1.43	0.42	1.43	11	11	11
	R1	-0.42	0.07	0.42	0.07			1
	x_{max}/d = 0.05					Σ As =	0.08 %	12

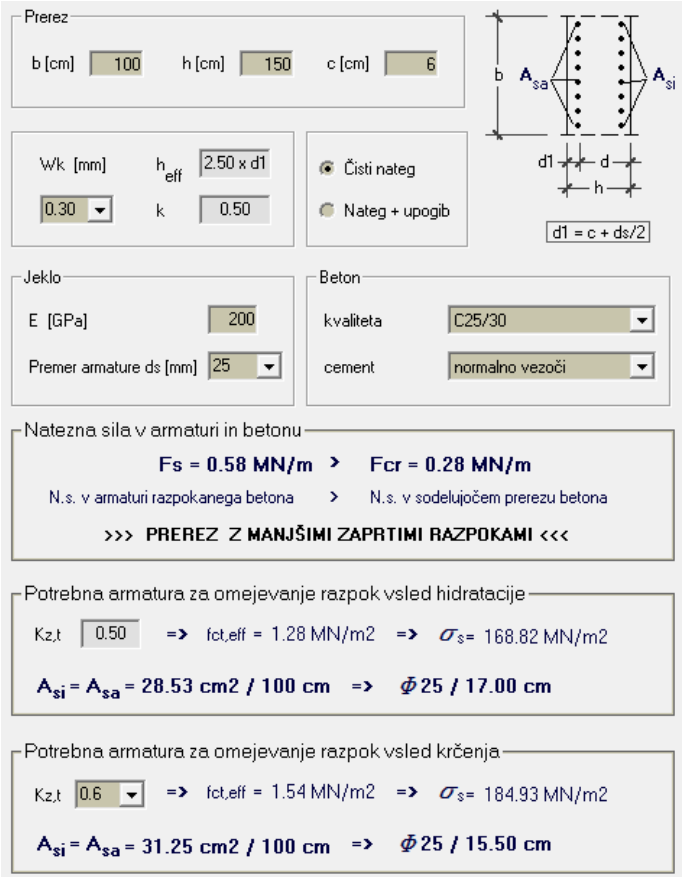
Izbrana negativna vzdolžna upogibna armatura ... ∅25/15 = 32.7 cm²/m'

Prečna upogibna armatura:

Minimalna armatura

$A_{Sd,min}$ = 0,26·f_{ctm}/f_{yk}·b_t·d = 20.3 cm²/m' (∅20/15 = 20.9 cm²/m')

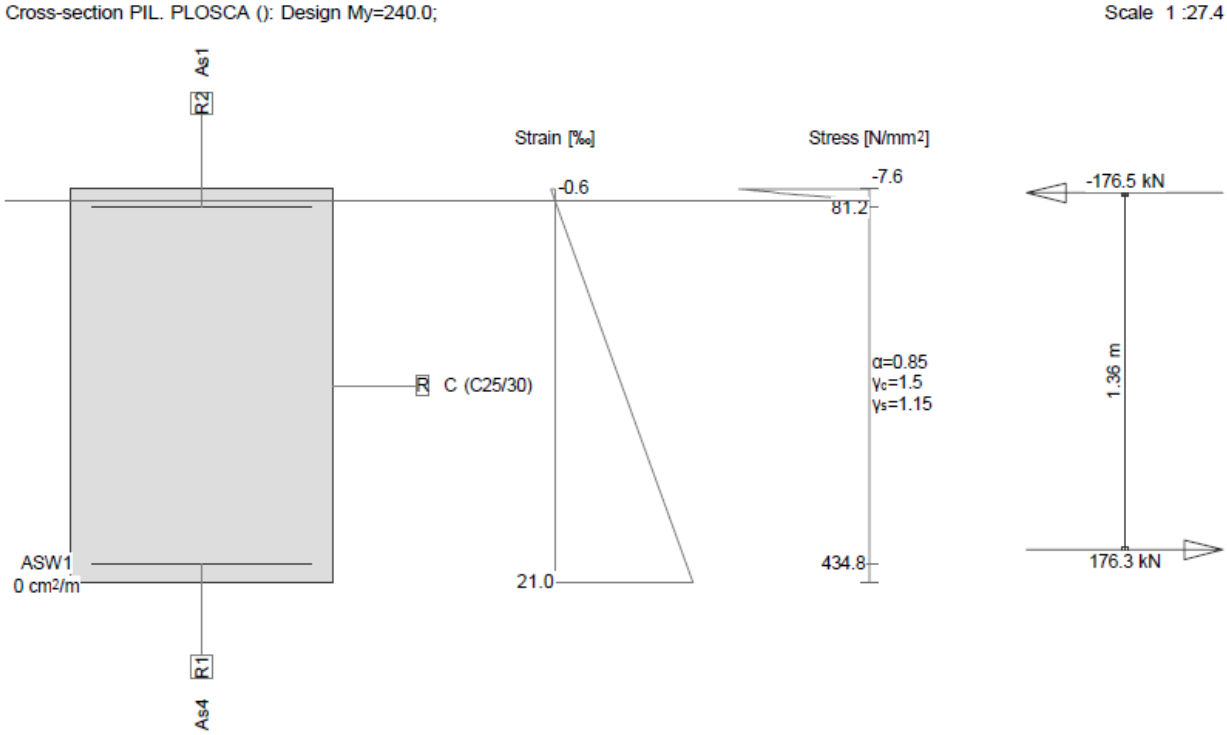
Minimalna armatura za preprečevanje razpok vsled hidratacije in krčenja



$A_{S,min}$ = ∅2515 = 32.7 cm²/m'

Računsko potrebna armatura

$M_{Sd,poz}$ = 240 kNm/m' ⇒ $A_{Sd,poz}$ = 4 cm²/m'



Design Girder-Cross section: PIL. PLOSCA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!ULS		0	240.0	0				

Analysis-Parameters "!ULS", Code: Eurocode ENV/EN

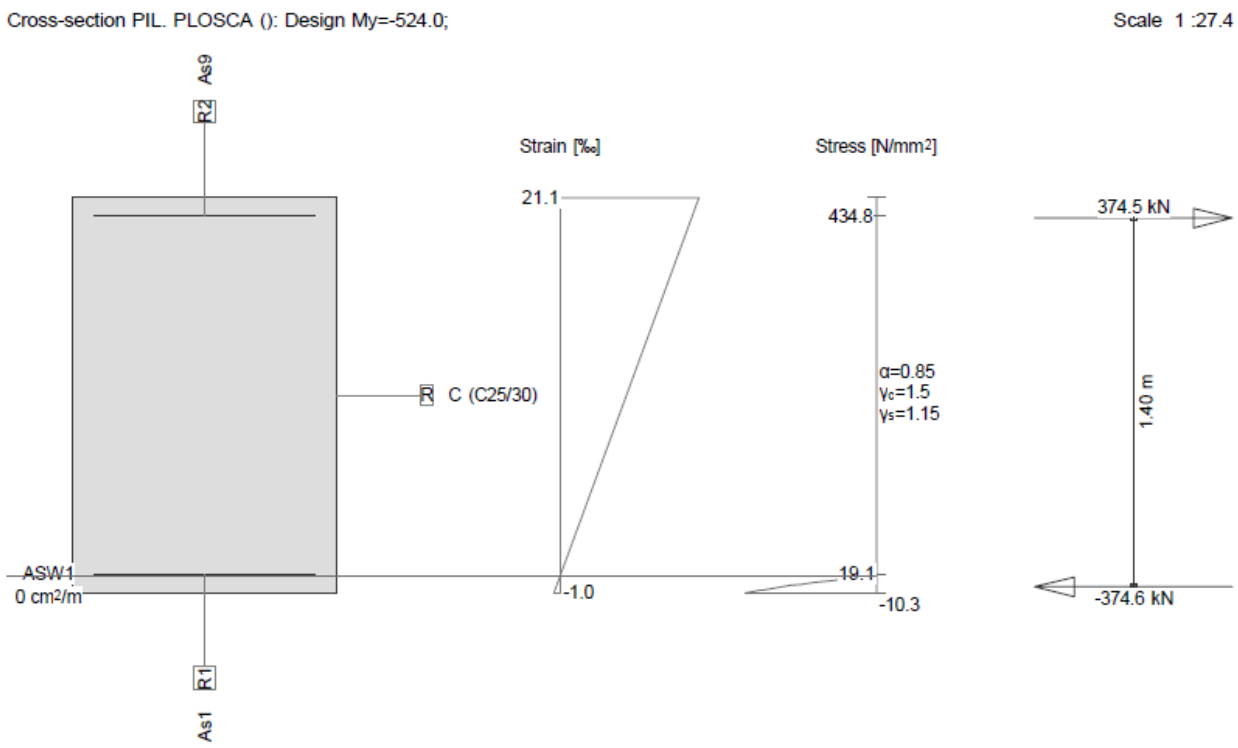
ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.0	-3.5	20.0		0.85	1.50	1.15			45.00	0		

Longit. reinf. (M N)

No.	Name	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	y_{2g} [m]	z_{2g} [m]	req A_s [cm²]	exist A_s	A_s [cm²]
	R2	-0.42	1.43	0.42	1.43			1
1	R1	-0.42	0.07	0.42	0.07	4	4	4
	x_{max}/d = 0.03					Σ As =	0.03 %	5

Izbrana pozitivna prečna upogibna armatura ... ∅25/15 = 32.7 cm²/m'

$M_{Sd,neg}$ = -524 kNm/m' ⇒ $A_{Sd,neg}$ = 9 cm²/m'



Design Girder-Cross section: PIL. PLOSCA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!ULS		0	-524.0	0				

Analysis-Parameters "!ULS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.0	-3.5	20.0		0.85	1.50	1.15			45.00	0		

Longit. reinf. (M N)

No.	Name	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	y_{2g} [m]	z_{2g} [m]	req A_s [cm²]	exist A_s	A_s [cm²]
1	R2	-0.42	1.43	0.42	1.43	9	9	9
	R1	-0.42	0.07	0.42	0.07			1
	x_{max}/d = 0.05					Σ As =	0.06 %	9

Izbrana negativna prečna upogibna armatura ... ∅25/15 = 32.7 cm²/m'

Mejno stanje uporabnosti – Kontrola razpok

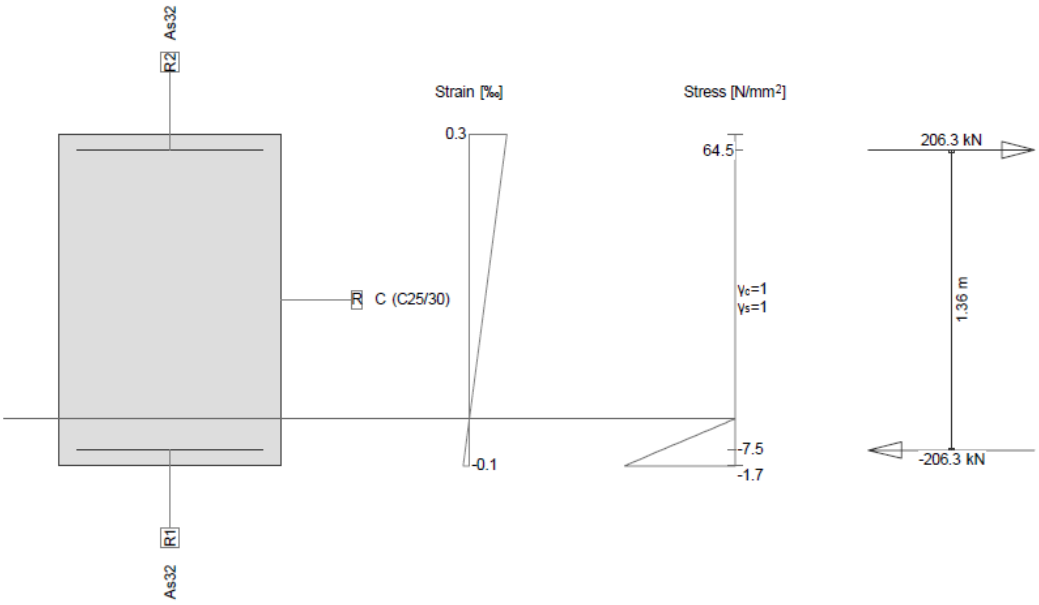
Vzdolžna upogibna armatura

$M_{Sd,poz}$ = 178 kNm/m' ; $M_{Sd,neg}$ = -280 kNm/m'

Izbrana vzdolžna upogibna armatura ... +∅25/15 = 32.7 cm²/m' ; -∅25/15 = 32.7 cm²/m'

$\sigma_{S,max}$ = 64 MPa ⇒ w_K = ni razpok

Cross-section PIL. PLOSCA (): DesignStress analysis with given forces My=-280.0; Scale 1 :27.4



Stress analysis Girder-Cross section: PIL. PLOSCA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	-280.0	0				

Analysis-Parameters "!SLS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!SLS	1/0	1						200.0	1.00	1.00	1.00			45.00	0		

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	C25/30	-0.50	-0.00	-0.1	-1.7	1.00
R	C25/30	0.50	1.50	0.3	0	1.00
R1	B500B	-0.42	0.07	-0.0	-7.5	1.00
R2	B500B	-0.42	1.43	0.3	64.5	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm²]
R	1.00	-0.50	-0.00	-0.7
R	1.00	0.50	1.50	0.7

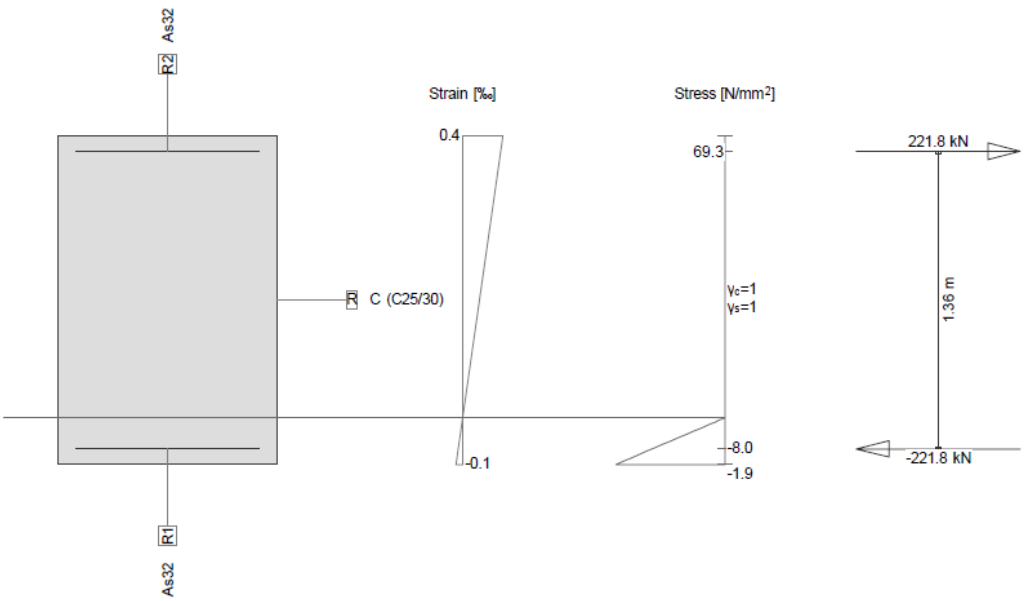
Prečna upogibna armatura

$M_{Sd,poz}$ = 133 kNm/m' ; $M_{Sd,neg}$ = -301 kNm/m'

Izbrana vzdolžna upogibna armatura ... +∅25/15 = 32.7 cm²/m' ; -∅25/15 = 32.7 cm²/m'

$\sigma_{S,max}$ = 69 MPa ⇒ w_K = ni razpok

Cross-section PIL. PLOSCA (): DesignStress analysis with given forces My=-301.0; Scale 1 :27.4



Stress analysis Girder-Cross section: PIL. PLOSCA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	-301.0	0				

Analysis-Parameters "!SLS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!SLS	1/0	1						200.0	1.00	1.00	1.00			45.00	0		

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	C25/30	-0.50	0	-0.1	-1.9	1.00
R	C25/30	0.50	1.50	0.4	0	1.00
R1	B500B	-0.42	0.07	-0.0	-8.0	1.00
R2	B500B	-0.42	1.43	0.3	69.3	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm²]
R	1.00	-0.50	0	-0.8
R	1.00	0.50	1.50	0.8

Povzetek dimenzioniranja:

Izbrana vzdolžna armatura:	spodaj	∅25/15 = 32.7 cm²/m'
	zgoraj	∅25/15 = 32.7 cm²/m'
Izbrana prečna armatura:	spodaj	∅25/15 = 32.7 cm²/m'
	zgoraj	∅25/15 = 32.7 cm²/m'

7.3.3 Krila

Oporniki so med krili zapolnjeni s pustim betonom, tako da zemeljski pritiski nimajo direktnega vpliva na dimenzioniranje kril. Tako so za dimenzioniranje kril merodajni hidrostatični pritisk svežega betona ter hidratacija in krčenje betona.

Minimalna armatura
$A_{Sd,min} = 0{,}26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 9.05$ cm²/m' (∅14/15 = 10.3 cm²/m')

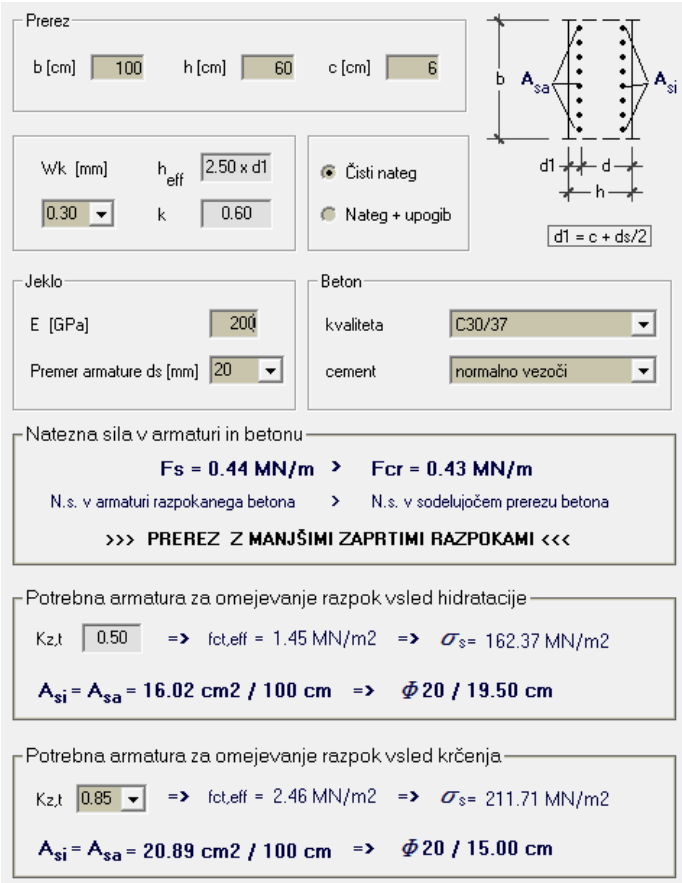
Hidrostatični pritisk svežega betona:

$p_{bh} = \gamma_{b,sv} \times h_{b,sv} = 25 \times 2.50 = 62.5$ kN/m² $\qquad M_{bh} = (p_{bh} \times h_{b,sv}^2) / 6 = 65.1$ kNm/m'

$M_{bh,Sd} = 1.35 \times M_{bh} = 87.9$ kNm/m'

$A_{Sd} = 4.77$ cm²/m' (ni merodajno)

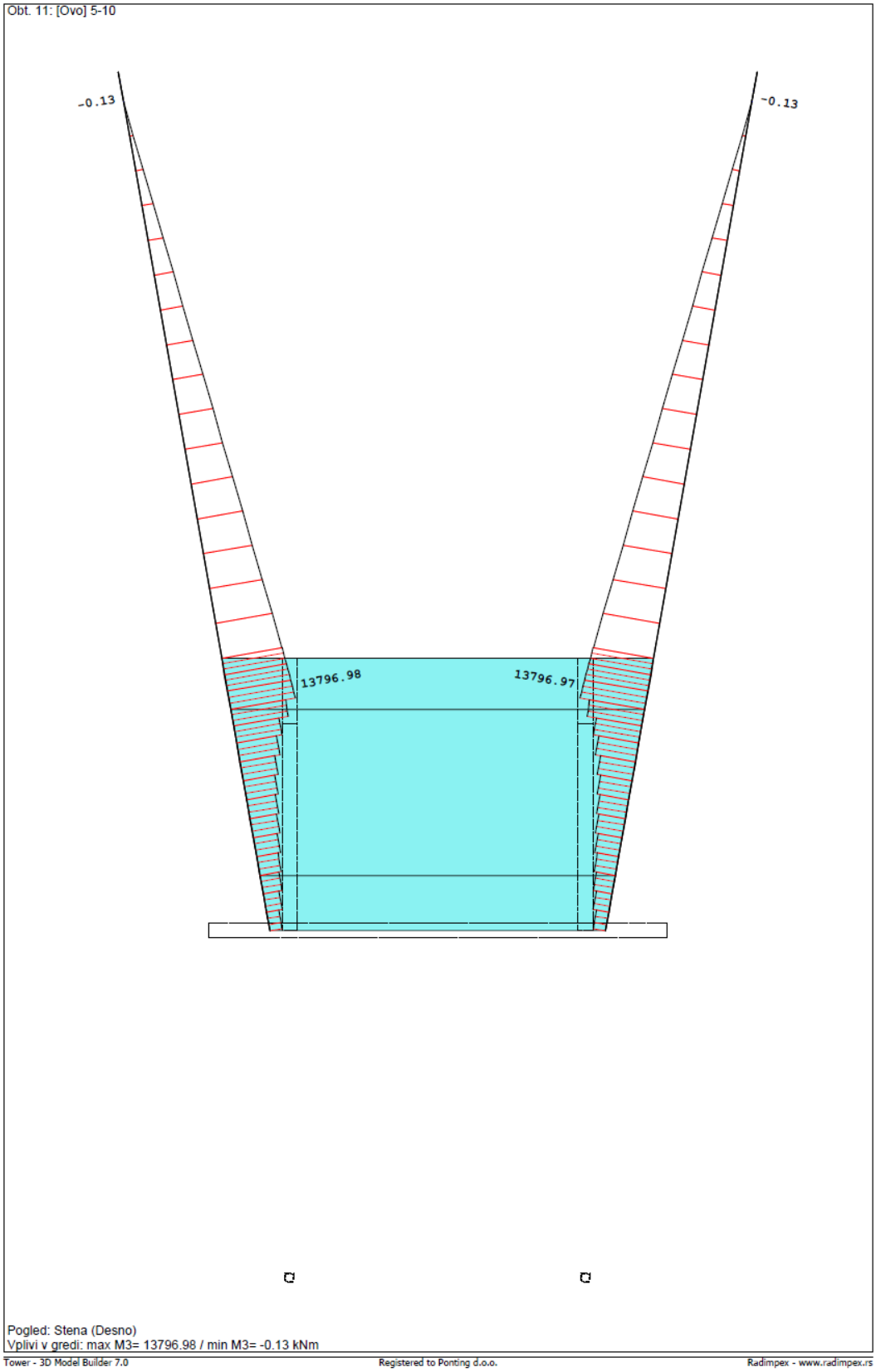
Hidratacija in krčenje:



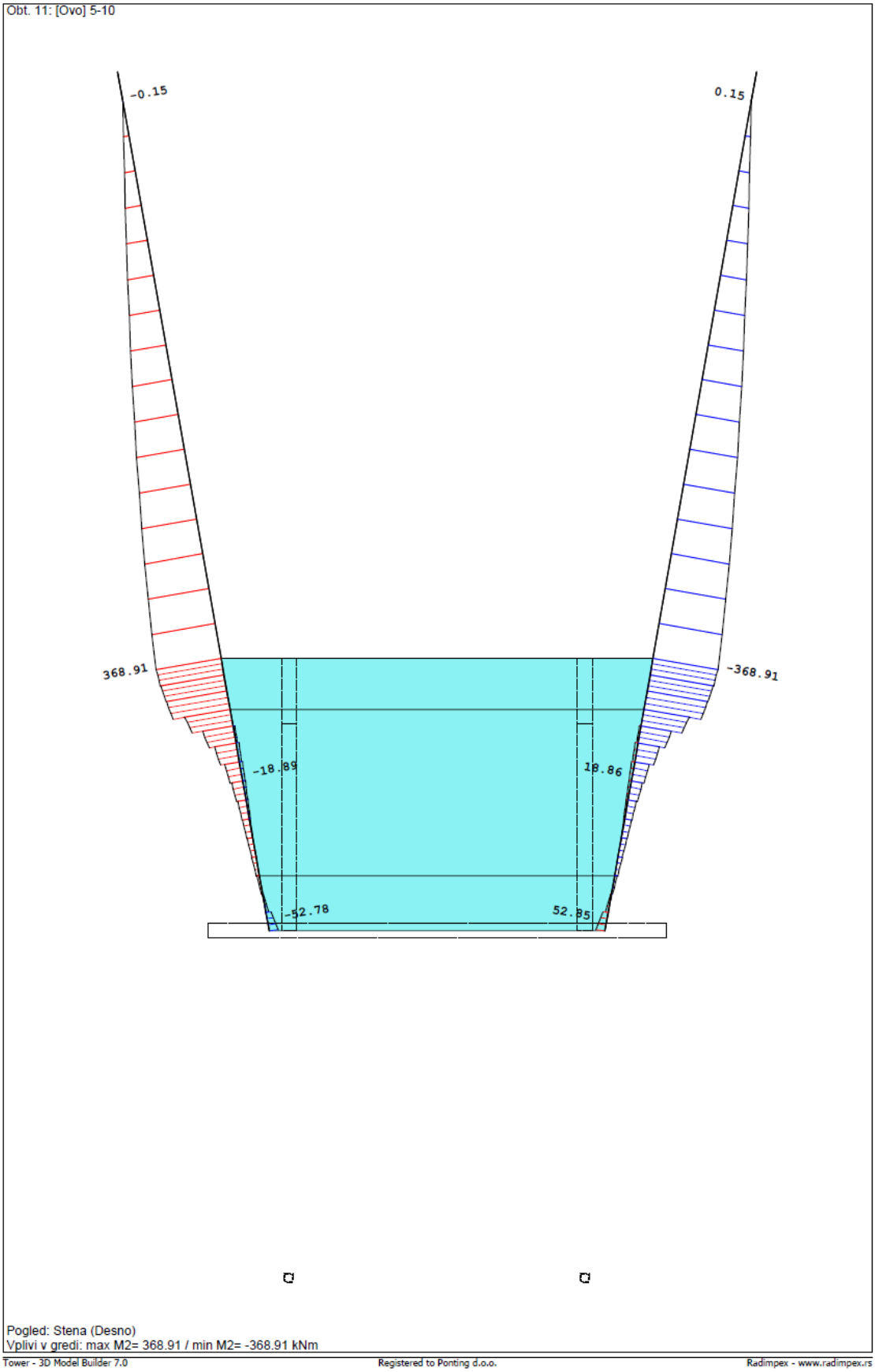
Izbrana horizontalna armatura:	spodaj	∅20/15 = 20.9 cm²/m' ... 1 m nad ploščo
	zgoraj	∅16/15 = 13.4 cm²/m'
Izbrana vertikalna armatura: spodaj		∅16/15 = 13.4 cm²/m'

7.3.4 Piloni

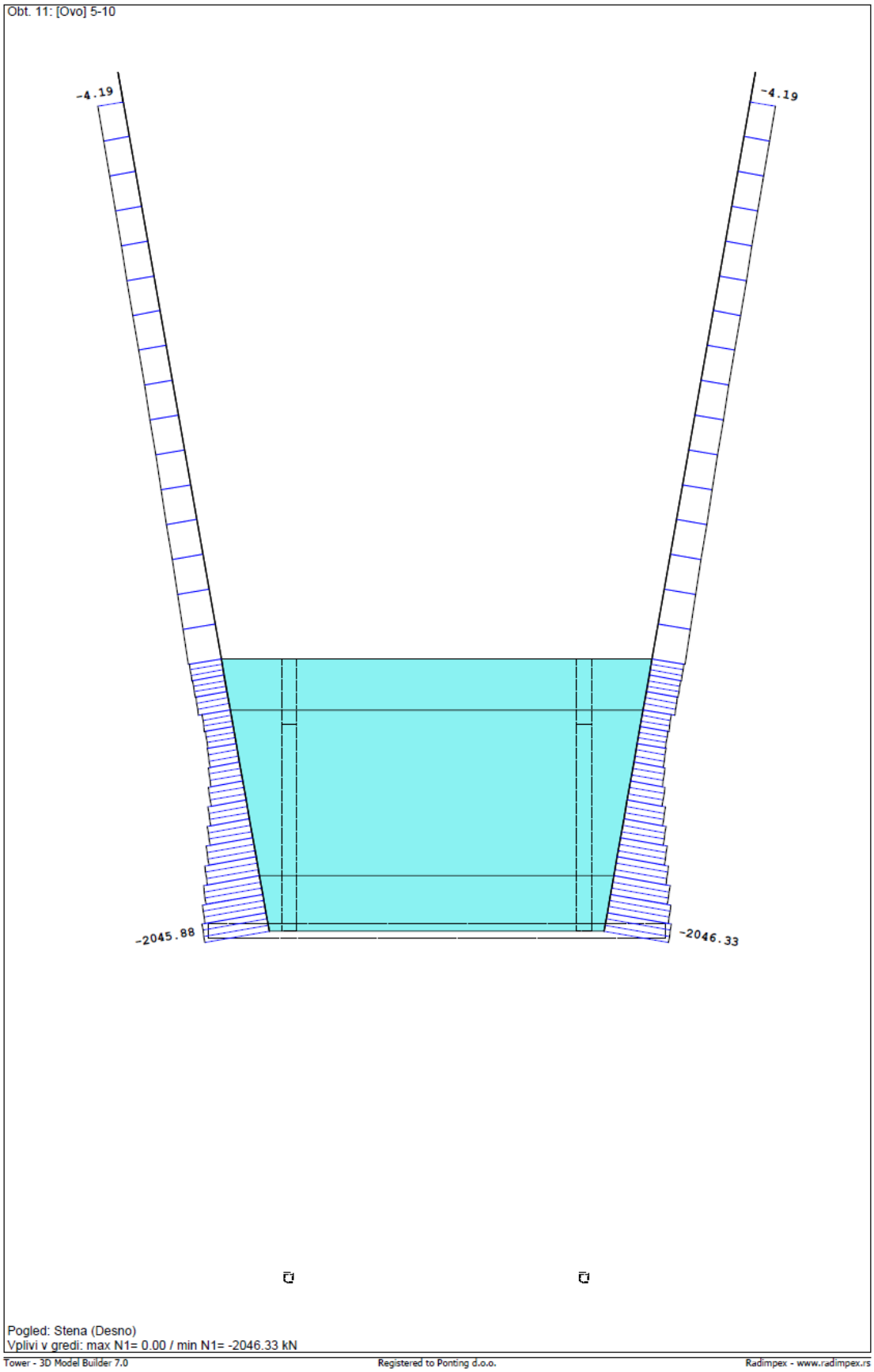
7.3.4.1 Pregled obremenitev in dimenzioniranje



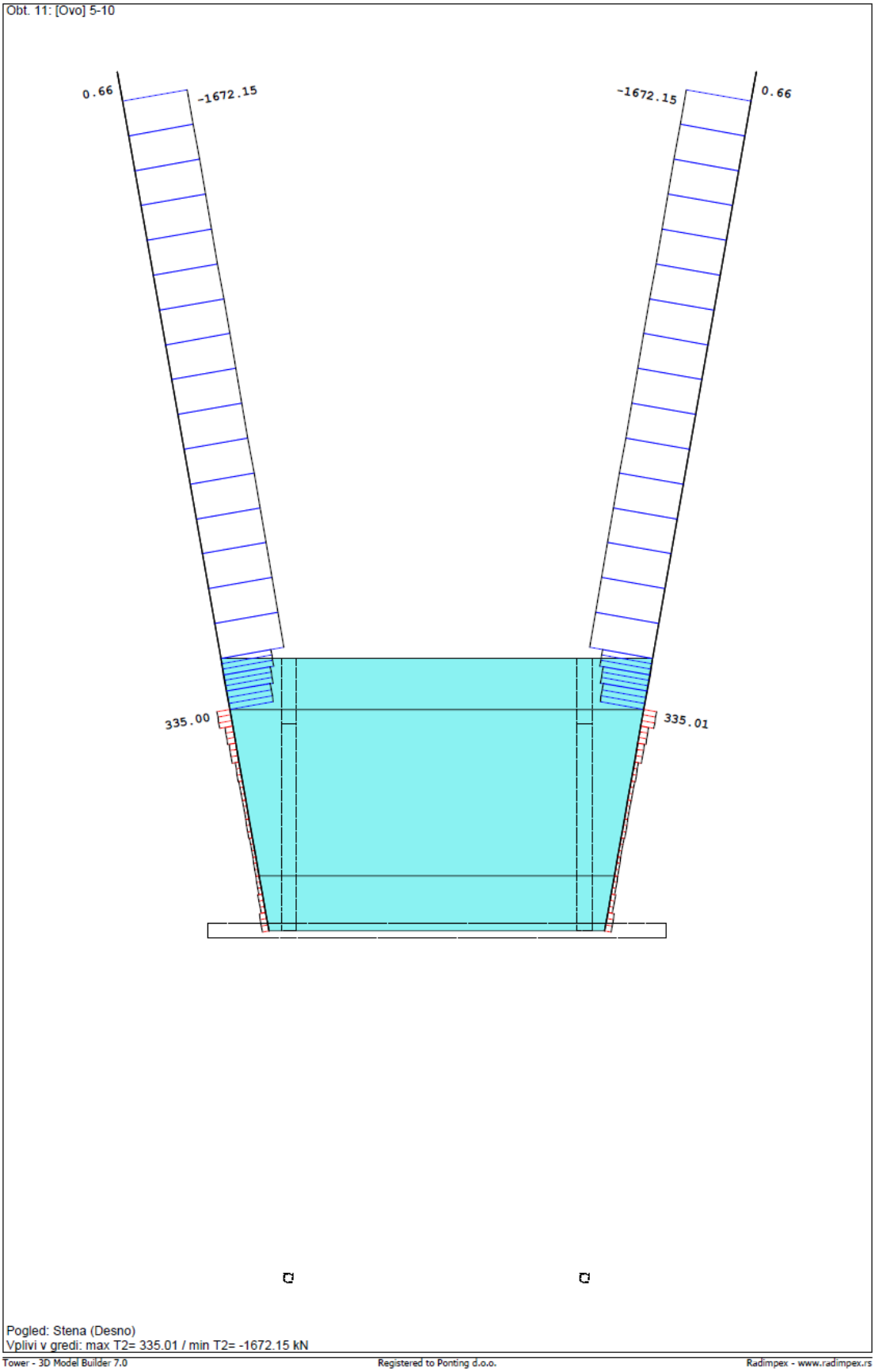
MSN - Ovojnica vzdolžnih upogibnih momentov (kNm/m')



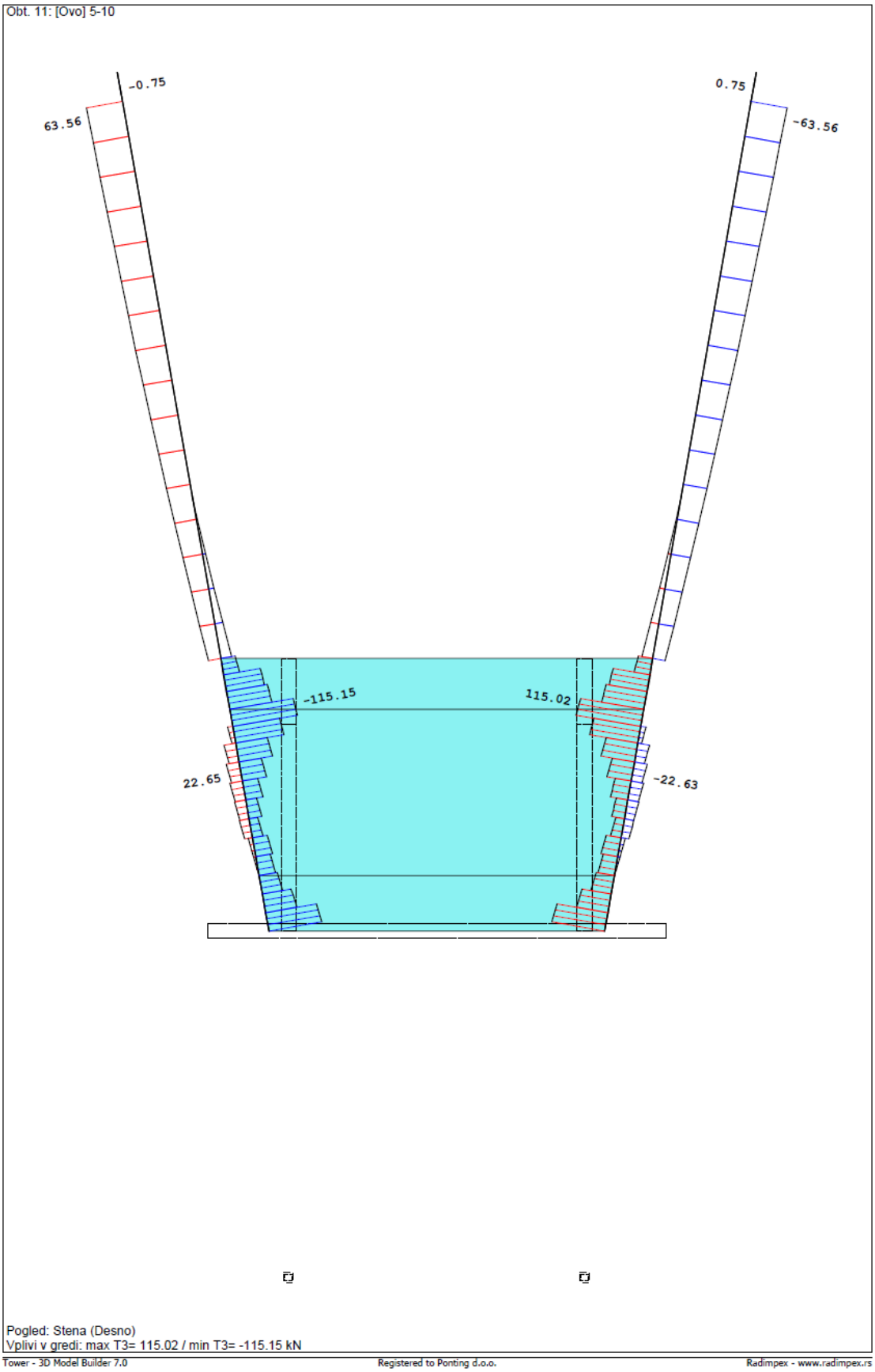
MSN - Ovojnica prečnih upogibnih momentov (kNm/m')



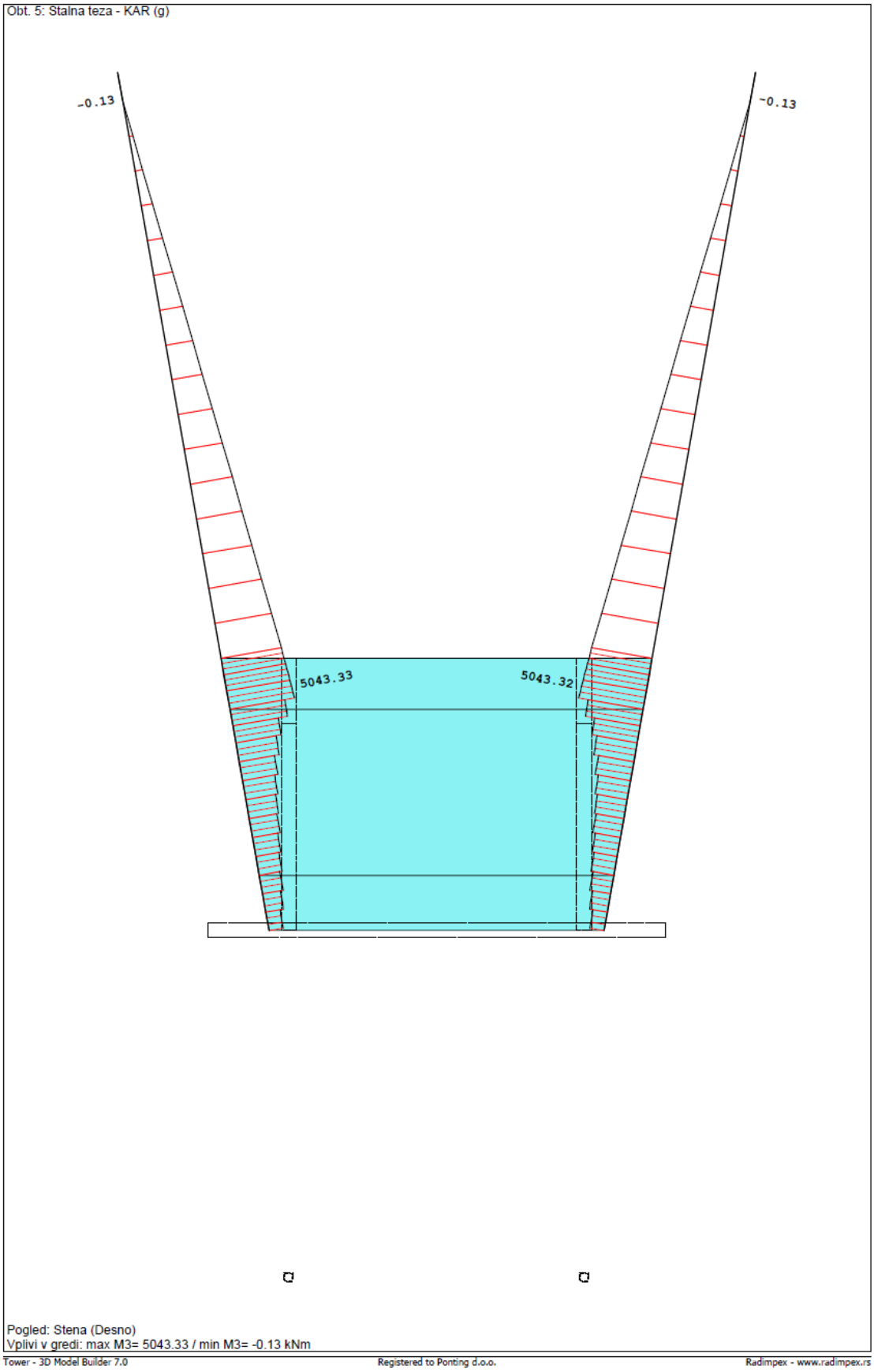
MSN - Ovojnica osnih sil (kN/m')



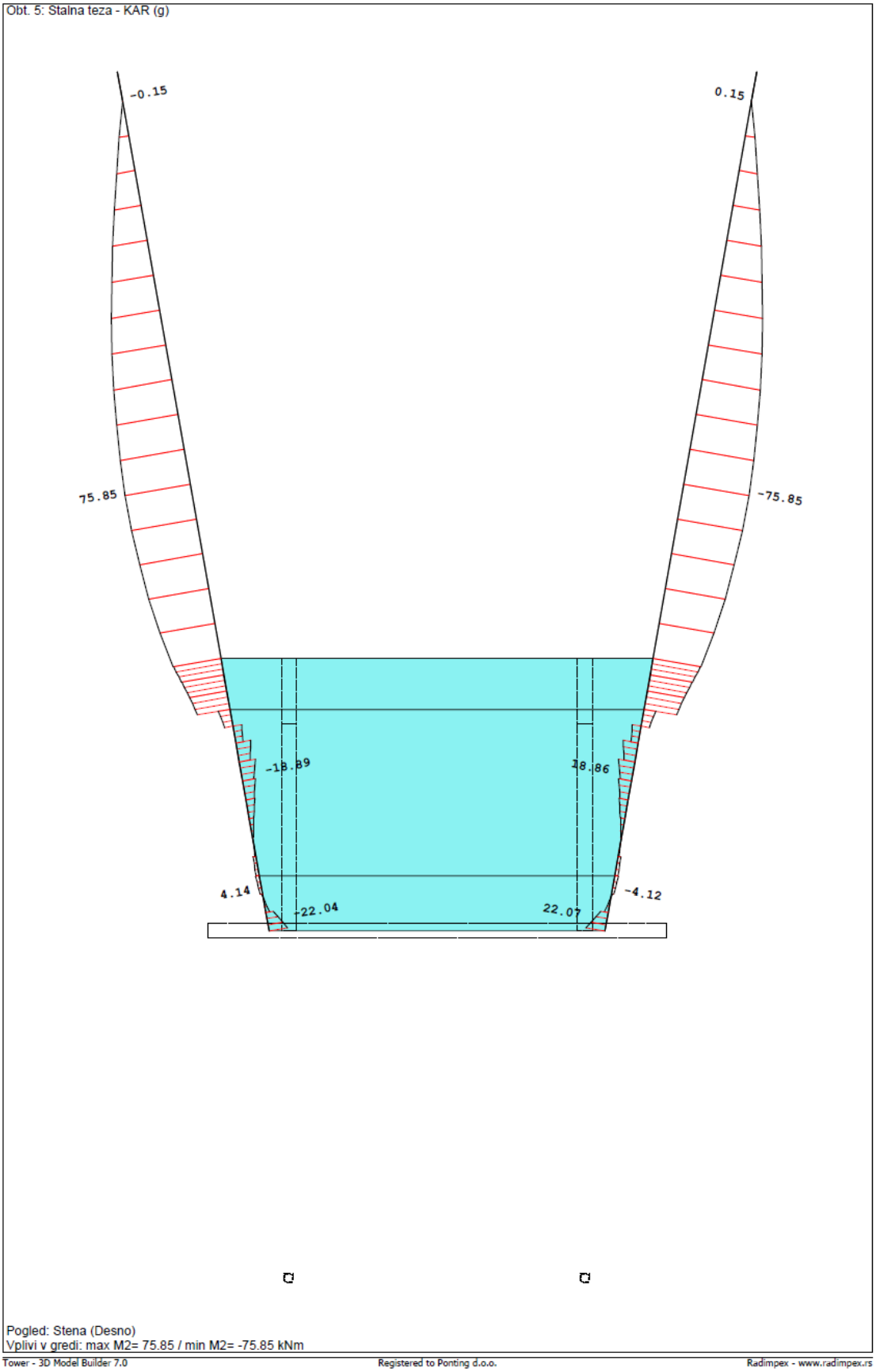
MSN - Ovojnica vzdolžnih prečnih sil (kN/m')



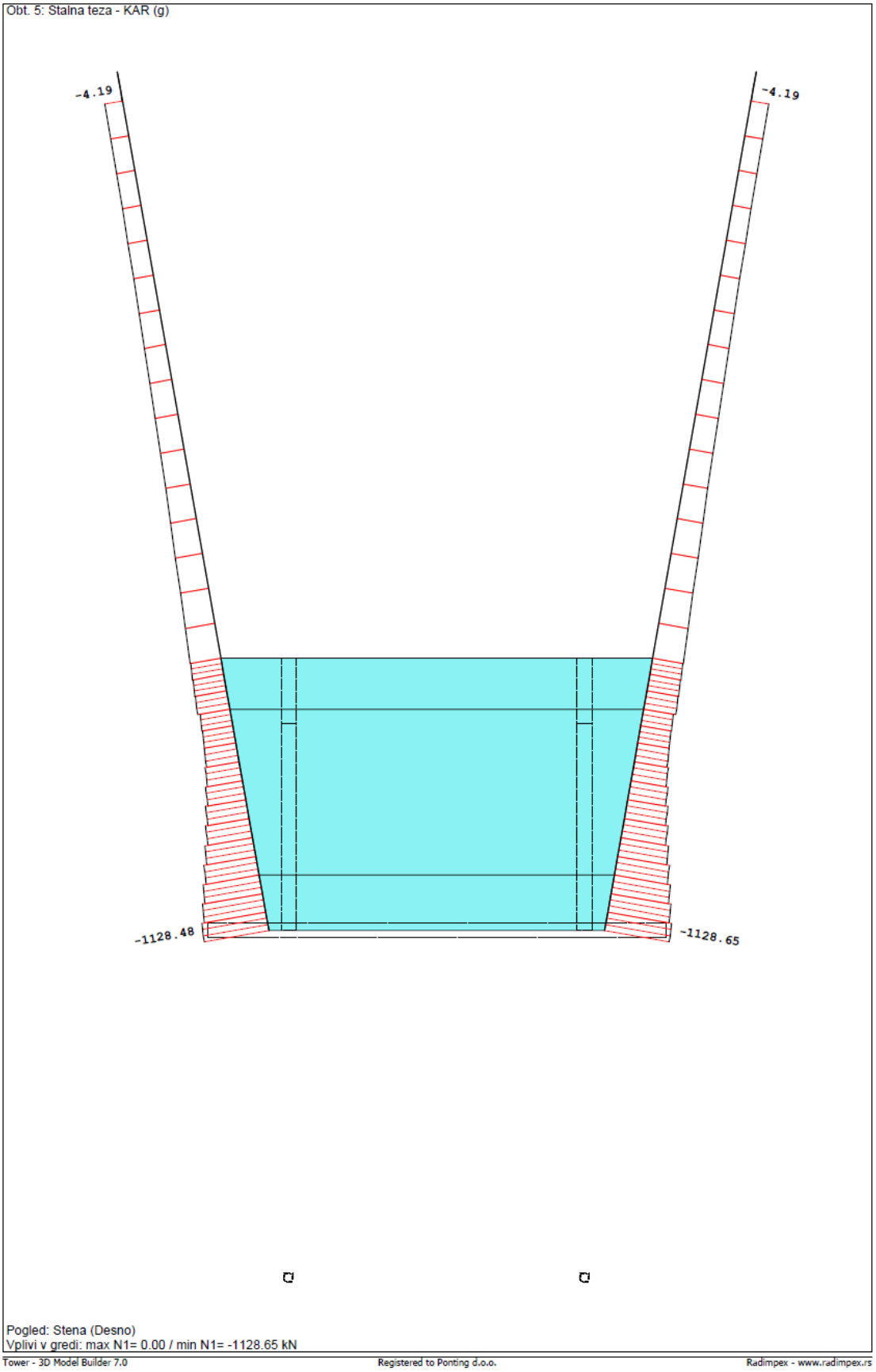
MSN - Ovojnica prečnih prečnih sil (kN/m')



MSU - Vzdolžnih upogibni momenti (kNm/m')



MSU - Prečni upogibni momenti (kNm/m')



MSU – Osne sile (kN/m')

Tabelarični pregled obremenitev za dimenzioniranje

Mejno stanje nosilnsti (MSN):

Prerez 1 – 1 (ob vpetju v opornik, B/H = 100/250 cm)				
Merodajni vpliv	Pripadajoči vplivi			
Mz,max = 13.797 kNm	My,prip = -329 kNm	Nx,prip = -997 kN	Tz,prip = 1127 kN	Ty, prip = 74 kN
Nx,min = -554 kN	Mz,max = 5018 kNm	My,prip = -39 kNm	Tz,prip = 401 kN	Ty, prip = 21 kN
Prerez 2 – 2 (na sredini pilona, B/H = 80/185 cm)				
Merodajni vpliv	Pripadajoči vplivi			
Mz,max = 7023 kNm	My,prip = -241 kNm	Nx,prip = -892 kN	Tz,prip = 1659 kN	Ty, prip = 48 kN
Nx,min = -387 kN	Mz,max = 2594 kNm	My,prip = 71 kNm	Tz,prip = 608 kN	Ty, prip = 8 kN
Prerez 3 – 3 (na vrhu pilona, B/H = 53/85 cm)				
Merodajni vpliv	Pripadajoči vplivi			
Tz,max = 1672 kNm	Mz,max = 0 kNm	My,prip = 0 kNm	Nx,min = -806 kN	Ty, prip = 64 kN

Mejno stanje uporabnosti – navidezno stalna kombinacija (MSU):

Prerez 1 – 1 (ob vpetju v opornik, B/H = 100/250 cm)				
Merodajni vpliv	Pripadajoči vplivi			
Nx = -554 kN	Mz = 5018 kNm	My = -39 kNm	Tz = 401 kN	Ty = 21 kN
Prerez 2 – 2 (na sredini pilona, B/H = 80/185 cm)				
Merodajni vpliv	Pripadajoči vplivi			
Nx = -387 kN	Mz = 2594 kNm	My = 71 kNm	Tz = 608 kN	Ty = 8 kN
Prerez 3 – 3 (na vrhu pilona, B/H = 53/85 cm)				
Merodajni vpliv	Pripadajoči vplivi			
Nx = -303 kN	Mz = 0 kNm	My = 0 kNm	Tz = 621 kN	Ty = 23 kN

Mejno stanje nosilnosti - Dimenzioniranje armature

PREREZ 1- 1, B/H = 100/250 cm

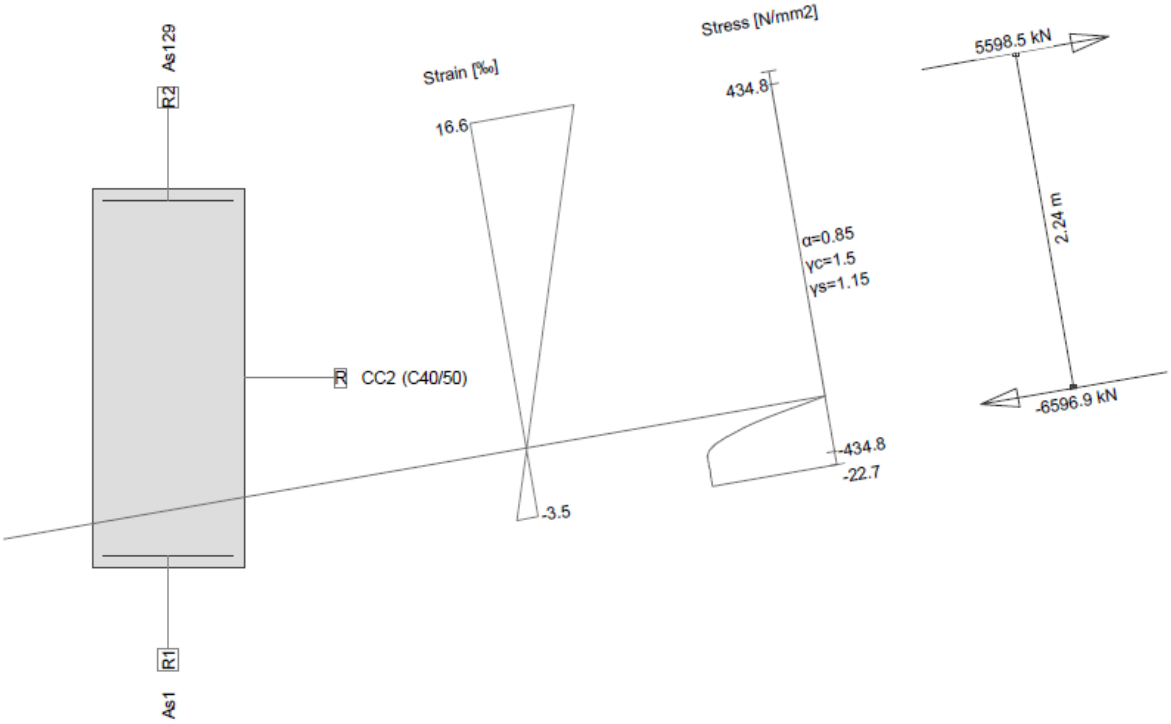
Vzdolžna upogibna armatura:

Minimalna armatura

$A_{Sd,min} = 0{,}26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 45.5\ cm^2/m'$ ($\varnothing 12/15 = 7.5\ cm^2/m'$)

Računsko potrebna armatura

Cross-section PILON SPODAJ (C30/37;B500B): Design Nx=-997.0;My=-13797.0;Mz=329.0;Vy=74.0;Vz=1127.0; Scale 1 :45.2



Design Girder-Cross section: PILON SPODAJ

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!ULS		-997.0	-13797.0	329.0	74.0	1127.0	0	

Analysis-Parameters "!ULS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.0	-3.5	20.0		0.85	1.50	1.15			45.00	0		

Longit. reinf. (M N)

No.	Name	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	req A_s [cm²]	exist A_s	A_s [cm²]
1	R2	-0.42	2.43	0.42	2.43	129	129	129
	R1	-0.42	0.07	0.42	0.07			1
	x_{max}/d = 0.19					Σ As =	0.52 %	130

$A_{Sd} = 129\ cm^2/m'$ ⇒ izbrana vzdolžna armatura $22\varnothing 28/15 = 135.3\ cm^2$

Prečna stremenska armatura:

Širina	b	1 [m]	Ročica notranjih sil	z	2.24 [m]
Višina	h	2.5 [m]	Debelina stene	$t_{ef,i}$	.35 [m]
Površina bet. prereza	A_c	2.5 [m2]	Površina	A_k	2.16 [m2]
Statična višina	d	2.35 [m]	Obseg ploskve Ak	u_k	6.6 [m]

Beton

Kvaliteta betona: C40/50

Koeficient α_c: 0.85

Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.

cot Θ: 2.50 => cot Θ: 2.50 Samod. ☑

Θ: 21.8 => Θ: 21.8

Armatura

Kvaliteta armature: S 500

Površina vzdolžne arm. A_{sl}: 129 [cm2]

ρ_l = 0.0055

Prednapeti element ☐

Obremenitev prereza

Osna sila	N_{Ed}	-997 [kN]	Prečna sila	V_{Ed}	1127 [kN]
Torsion	T_{Ed}	[kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1.0

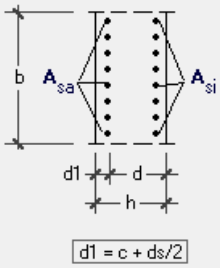
$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	160.61	kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	508.13	kN
τ_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	409.36	kN/m2
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	**9.32**	
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	176.25	cm
$\rho_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0.10	%
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature	10.12	cm2/m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature	156.40	cm2/m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura	**10.12**	**cm2/m**
v_{Ed}	V_{Ed} / A_C	450.80	kN/m2
$v_{Rd,ct}$		464.24	MN/m2
		4203.25	kN/m2

$\tau_{Ed} < \tau_{Rd,ct}$

A_{sw}	**Računsko potrebna stremenska armatura**		
$A_{sw,Sh} + 2A_{sw,T}$		10.12	cm2/m
A_{sw}	**Izbrana armatura**		
	Premer armature	16	[mm]
	Razmak stremen	15	[cm]
	Strižnost	2	
$A_{sel,i}$	Izbrana armatura	26.81	cm2/m

Prerez

b [cm] 250 h [cm] 100 c [cm] 6



Wk [mm] 0.30 h_{eff} 2.50 x d1 k 0.50

Čisti nateg
Nateg + upogib

Jeklo
E [GPa] 200
Premer armature ds [mm] 20

Beton
kvaliteta C40/50
cement normalno vezoči

Natezna sila v armaturi in betonu

Fs = 1.86 MN/m > Fcr = 1.30 MN/m

N.s. v armaturi razpokanega betona > N.s. v sodelujočem prerezu betona

>>> PREREZ Z MANJŠIMI ZAPRTIMI RAZPOKAMI <<<

Potrebna armatura za omejevanje razpok vsled hidratacije

Kz,t 0.50 => fct,eff = 1.75 MN/m2 => σ_s= 194.16 MN/m2

A_{si} = A_{sa} = 56.55 cm2 / 250 cm => Φ20 / 13.50 cm

Potrebna armatura za omejevanje razpok vsled krčenja

Kz,t 0.85 => fct,eff = 2.98 MN/m2 => σ_s= 253.16 MN/m2

A_{si} = A_{sa} = 73.73 cm2 / 250 cm => Φ20 / 10.50 cm

Za omejevanje razpok vsled hidratacije in krčenja, ob vpetju v opornik, je potrebna minimalna prečna armatura $A_{Sd,s}$ = ∅20/10 = 31.4 cm²/m'.

PREREZ 2- 2, B/H = 80/185 cm

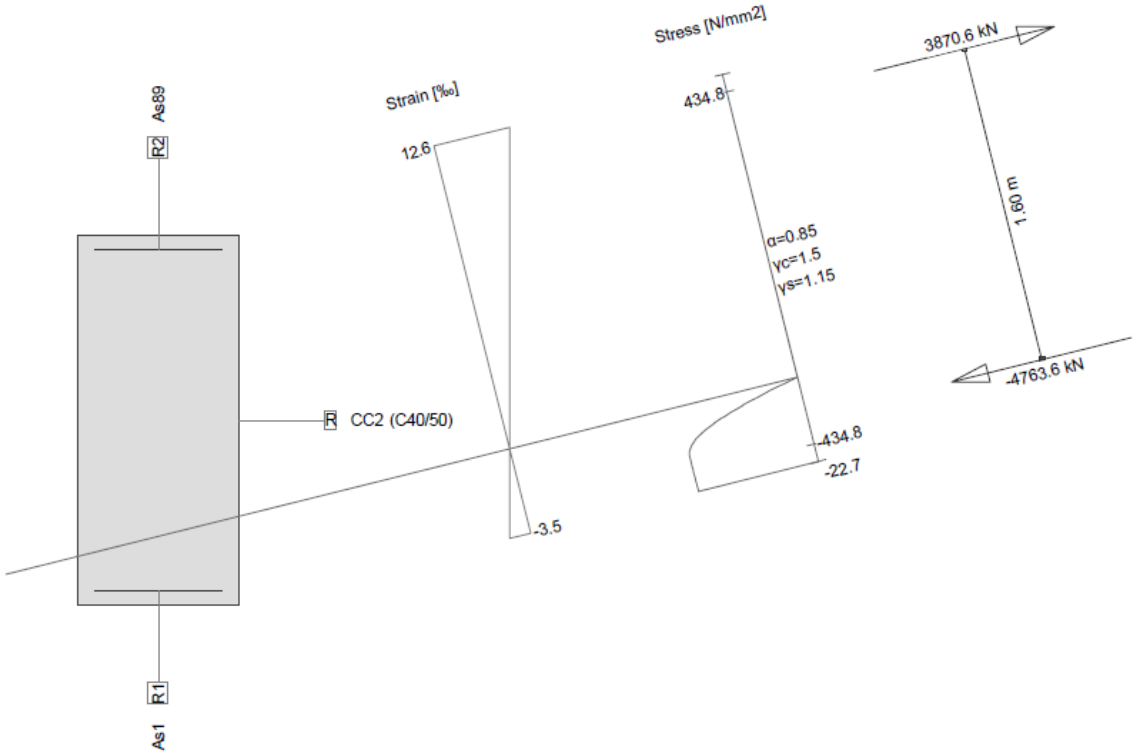
Vzdolžna upogibna armatura:

Minimalna armatura

$A_{Sd,min} = 0{,}26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 26.9\ cm^2/m'$ (∅12/15 = 7.5 cm^2/m')

Računsko potrebna armatura

Cross-section PILON SREDA (): Design Nx=-892.0;My=-7023.0;Mz=241.0;Vy=48.0;Vz=1659.0; Scale 1 :33.1



Design Girder-Cross section: PILON SREDA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!ULS		-892.0	-7023.0	241.0	48.0	1659.0	0	

Analysis-Parameters "!ULS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.0	-3.5	20.0		0.85	1.50	1.15			45.00	0		

Longit. reinf. (M N)

No.	Name	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	y_{2g} [m]	z_{2g} [m]	req A_s [cm²]	exist A_s	A_s [cm²]
1	R2	-0.32	1.78	0.32	1.78	89		89
	R1	-0.32	0.07	0.32	0.07			1
	x_{max}/d = 0.24					Σ As =	0.61 %	90

A_{Sd} = 89 cm^2/m' ⇒ izbrana vzdolžna armatura 22∅25/15 = 107.8 cm^2

Prečna stremenska armatura:

Širina	b	.8 [m]	Ročica notranjih sil	z	1.6 [m]
Višina	h	1.85 [m]	Debelina stene	$t_{ef,i}$	.27 [m]
Površina bet. prereza	A_c	1.48 [m2]	Površina	A_k	1.225 [m2]
Statična višina	d	1.7 [m]	Obseg ploskve Ak	u_k	4.9 [m]

Beton

Kvaliteta betona: C40/50

Koeficient α_c: 0.85

Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.

cot Θ 2.50, Θ 21.8 => cot Θ 2.50, Θ 21.8 Samod. ☑

Armatura

Kvaliteta armature: S 500

Površina vzdolžne arm. A_{sl}: 108 [cm2]

ρ_l = 0.0079

Prednapeti element ☐

Obremenitev prereza

Osna sila	N_{Ed}	-892 [kN]	Prečna sila	V_{Ed}	1659 [kN]
Torsion	T_{Ed}	[kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1.0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	817.09	kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	004.65	kN
τ_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	409.36	kN/m2
$V_{Rd,max}$ / V_{Ed}	Relativna varnost	**3.62**	
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	127.50	cm
$\rho_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0.10	%
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature	8.10	cm2/m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature	125.12	cm2/m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura	**10.37**	**cm2/m**
v_{Ed}	V_{Ed} / A_C	1120.95	kN/m2
$v_{Rd,ct}$		552.08	MN/m2
..		4057.19	kN/m2

$\tau_{Rd,ct} < \tau_{Ed} < \tau_{Rd,max}$

A_{sw} Računsko potrebna stremenska armatura

$A_{sw,Sh} + 2A_{sw,T}$ 10.12 cm2/m

A_{sw} Izbrana armatura

Premer armature: 16 [mm]

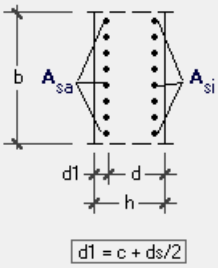
Razmak stremen: 15 [cm]

Strižnost: 2

$A_{sel,i}$ Izbrana armatura 26.81 cm2/m

Prerez

b [cm] 185 h [cm] 80 c [cm] 6



Wk [mm] 0.30 h_{eff} 2.50 x d1 k 0.52

Čisti nateg
Nateg + upogib

Jeklo
E [GPa] 200
Premer armature ds [mm] 20

Beton
kvaliteta C40/50
cement normalno vezoči

Natezna sila v armaturi in betonu

Fs = 1.16 MN/m > Fcr = 0.97 MN/m

N.s. v armaturi razpokanega betona > N.s. v sodelujočem prerezu betona

>>> PREREZ Z MANJŠIMI ZAPRTIMI RAZPOKAMI <<<

Potrebna armatura za omejevanje razpok vsled hidratacije

Kz,t 0.50 => fct,eff = 1.75 MN/m2 => σ_s= 184.89 MN/m2

A_{si} = A_{sa} = 36.88 cm2 / 185 cm => Φ20 / 15.50 cm

Potrebna armatura za omejevanje razpok vsled krčenja

Kz,t 0.85 => fct,eff = 2.98 MN/m2 => σ_s= 241.06 MN/m2

A_{si} = A_{sa} = 48.09 cm2 / 185 cm => Φ20 / 12.00 cm

Za omejevanje razpok vsled hidratacije in krčenja, nad delovnimi stiki, je potrebna minimalna prečna armatura $A_{Sd,s}$ = ∅20/10 = 31.4 cm²/m'.

PREREZ 3- 3, B/H = 53/85 cm

Prečna stremenska armatura:

Širina	b	.53 [m]	Ročica notranjih sil	z	.73 [m]
Višina	h	.85 [m]	Debelina stene	$t_{ef,i}$	.16 [m]
Površina bet. prereza	A_c	.45 [m2]	Površina	A_k	.3225 [m2]
Statična višina	d	.75 [m]	Obseg ploskve Ak	u_k	2.36 [m]

Beton

Kvaliteta betona: C40/50

Koeficient α_c: 0.85

Kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo elem.

cot Θ: 2.50 => cot Θ: 2.50 Samod. ☑

Θ: 21.8 Θ: 21.8

Armatura

Kvaliteta armature: S 500

Površina vzdolžne arm. A_{sl}: 12 [cm2]

ρ_l = 0.0030

Prednapeti element ☐

Obremenitev prereza

Osna sila	N_{Ed}	-806 [kN]	Prečna sila	V_{Ed}	1672 [kN]
Torsion	T_{Ed}	[kNm]	Koef. varnosti	γ_{Bd}	1.0

$V_{Rd,c}$	Nosilnost preseka brez strižne armature	272.74	kN
$V_{Rd,max}$	Nosilnost armiranega prečnega prereza	815.00	kN
τ_{Rd}	Trdnost betona vsled delovanja glavnih napetosti	409.36	kN/m2
$V_{Rd,max} / V_{Ed}$	Relativna varnost	**1.09**	
$S_{w,max}$	Maksimalni razmak stremen	56.25	cm
$\rho_{w,min}$	Minimalni odstotek armiranja	0.10	%
$A_{s,min}$	Prerez minimalne armature	5.36	cm2/m
$A_{s,max}$	Prerez maksimalne armature	82.89	cm2/m
A_{sw}	Računsko potrebna armatura	**22.91**	**cm2/m**
v_{Ed}	V_{Ed} / A_C	3715.56	kN/m2
$v_{Rd,ct}$		606.09	MN/m2
..		4033.33	kN/m2

$\tau_{Rd,ct} < \tau_{Ed} < \tau_{Rd,max}$

A_{sw} Računsko potrebna stremenska armatura

$A_{sw,Sh} + 2A_{sw,T}$ 22.91 cm2/m

A_{sw} Izbrana armatura

Premer armature: 14 [mm]

Razmak stremen: 10 [cm]

Strižnost: 2

$A_{sel,i}$ Izbrana armatura 30.79 cm2/m

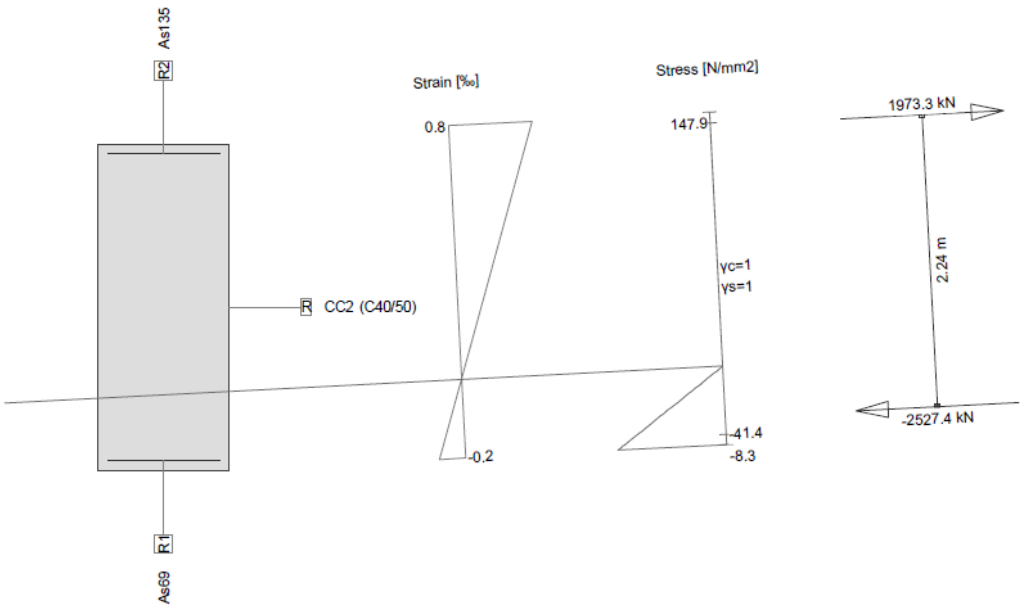
Mejno stanje uporabnosti – Kontrola razpok

PREREZ 1- 1, B/H = 100/250 cm

Izbrana vzdolžna upogibna armatura ... 22∅28/15 = 135.3 cm²

$\sigma_{S,max}$ = 148 MPa ⇒ w_K = 0,17 mm

Scale 1 :45.7
Cross-section PILON SPODAJ (C40/50;B500B): Stress analysis with given forces Nx=-554.0;My=-5018.0;Mz=39.0;Vy=21.0;Vz=401.0;



Stress analysis Girder-Cross section: PILON SPODAJ

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		-554.0	-5018.0	39.0	21.0	401.0	0	

Analysis-Parameters "!SLS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!SLS	1/0	1						200.0	1.00	1.00	1.00			45.00	0		

θ : Inclination of diagonal in compression
ϕ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	C40/50	0.50	0.00	-0.2	-8.3	1.00
R	C40/50	-0.50	2.50	0.8	0	1.00
R1	B500B	0.42	0.08	-0.2	-41.4	1.00
R2	B500B	-0.42	2.43	0.7	147.9	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	$\sigma_{elast.}$ [N/mm²]
R	1.00	0.50	0.00	-5.1
R	1.00	-0.50	2.50	4.7

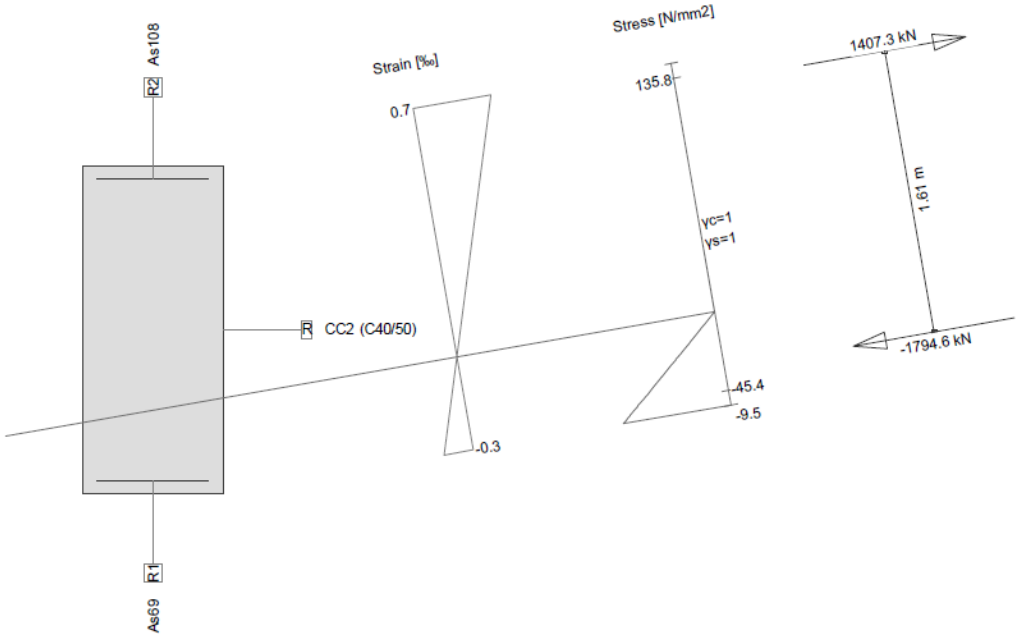
alfa-e =	**6,4516**	razmerje elastičnih modulov
effRO =	**0,0831**	efektivni procent armiranja
Esm-Ecm =	**0,000611**	razlika deformacij armature in betona med razpokami
Sr,max =	**0,278 m**	maksimalni razmak razpok
Wk =	**0,17 mm**	karakteristična razpoka

PREREZ 2- 2, B/H = 80/185 cm

Izbrana vzdolžna upogibna armatura ... 22∅25/15 = 107.8 cm²

$\sigma_{S,max}$ = 136 MPa ⇒ w_K = 0,15 mm

Scale 1 :33.6
Cross-section PILON SREDA (C40/50;B500B): DesignStress analysis with given forces Nx=-387.0;My=-2594.0;Mz=71.0;Vy=8.0;Vz=608.0;



Stress analysis Girder-Cross section: PILON SREDA

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		-387.0	-2594.0	71.0	8.0	608.0	0	

Analysis-Parameters "!SLS", Code: Eurocode ENV/EN

ID	σ-ε-Diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	ϕ [-]		
!SLS	1/0	1						200.0	1.00	1.00	1.00			45.00	0		

θ : Inclination of diagonal in compression
ϕ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
R	C40/50	0.40	0	-0.3	-9.5	1.00
R	C40/50	-0.40	1.85	0.7	0	1.00
R1	B500B	0.32	0.07	-0.2	-45.4	1.00
R2	B500B	-0.32	1.78	0.7	135.8	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm²]
R	1.00	0.40	0	-6.3
R	1.00	-0.40	1.85	5.8

alfa-e = **5,7143** razmerje elastičnih modulov

effRO = **0,0658** efektivni procent armiranja

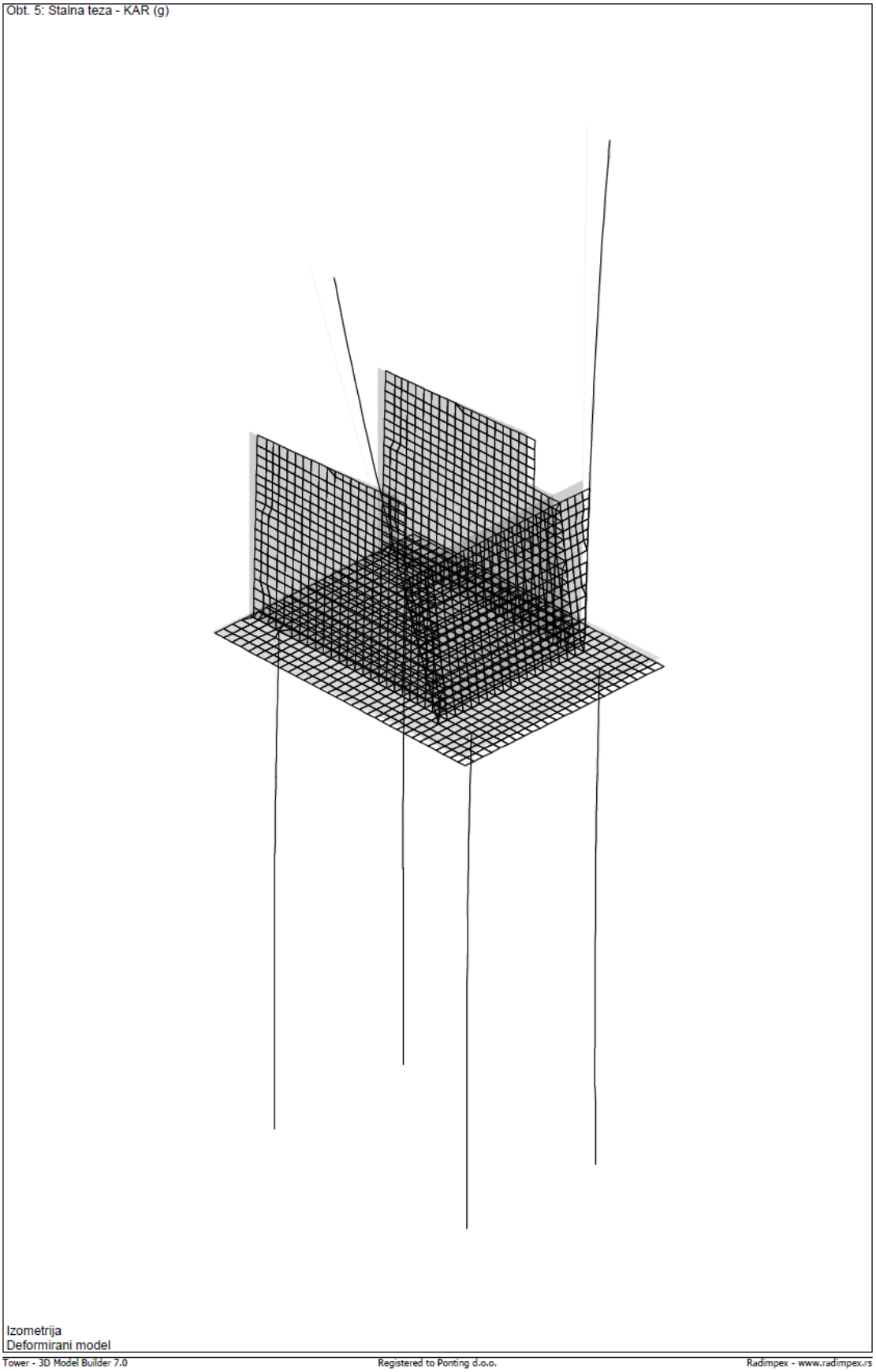
Esm-Ecm = **0,000534** razlika deformacij armature in betona med razpokami

Sr,max = **0,286 m** maksimalni razmak razpok

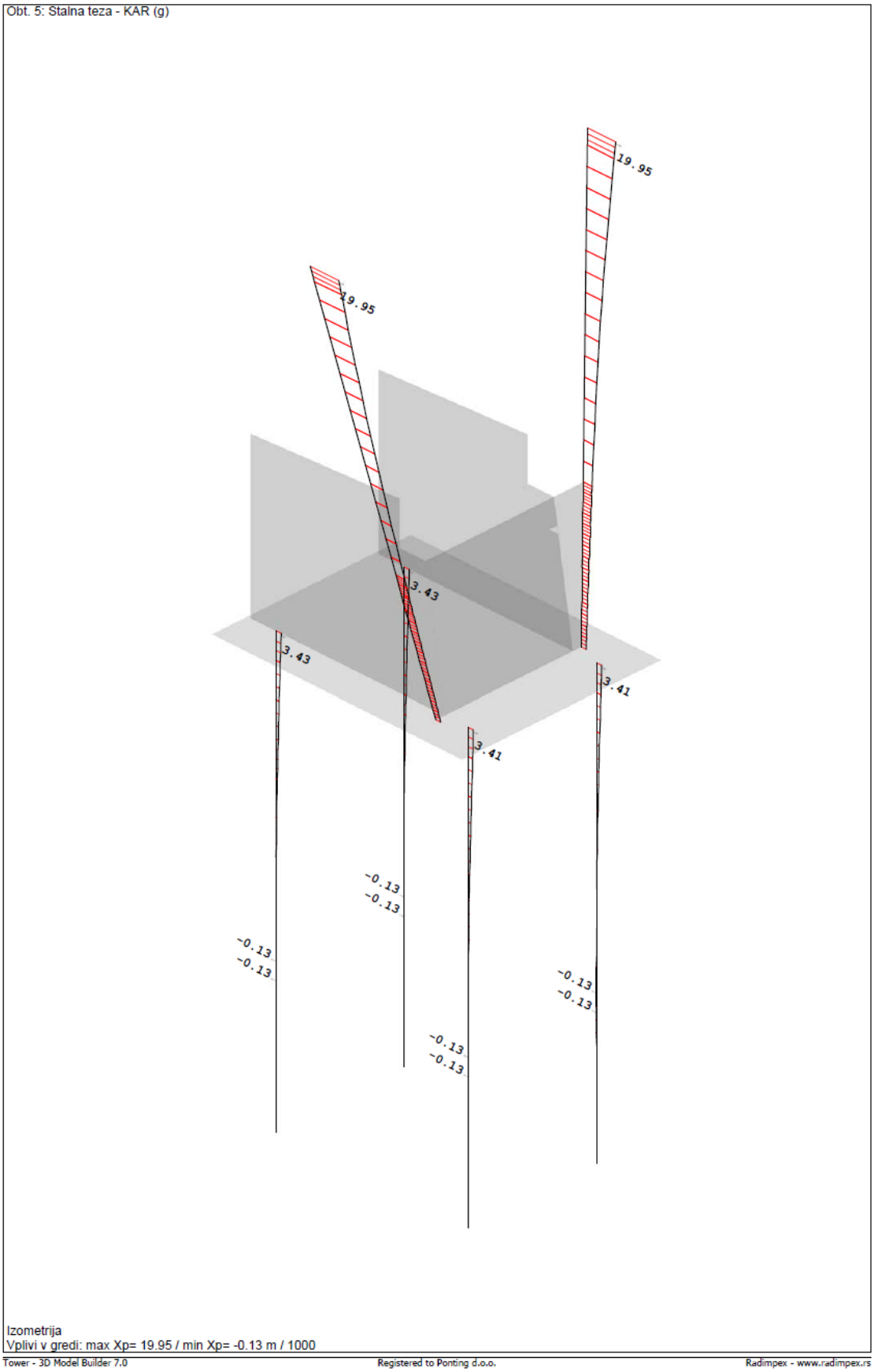
Wk = **0,15 mm** karakteristična razpoka

7.3.4.2 Kontrola deformacij

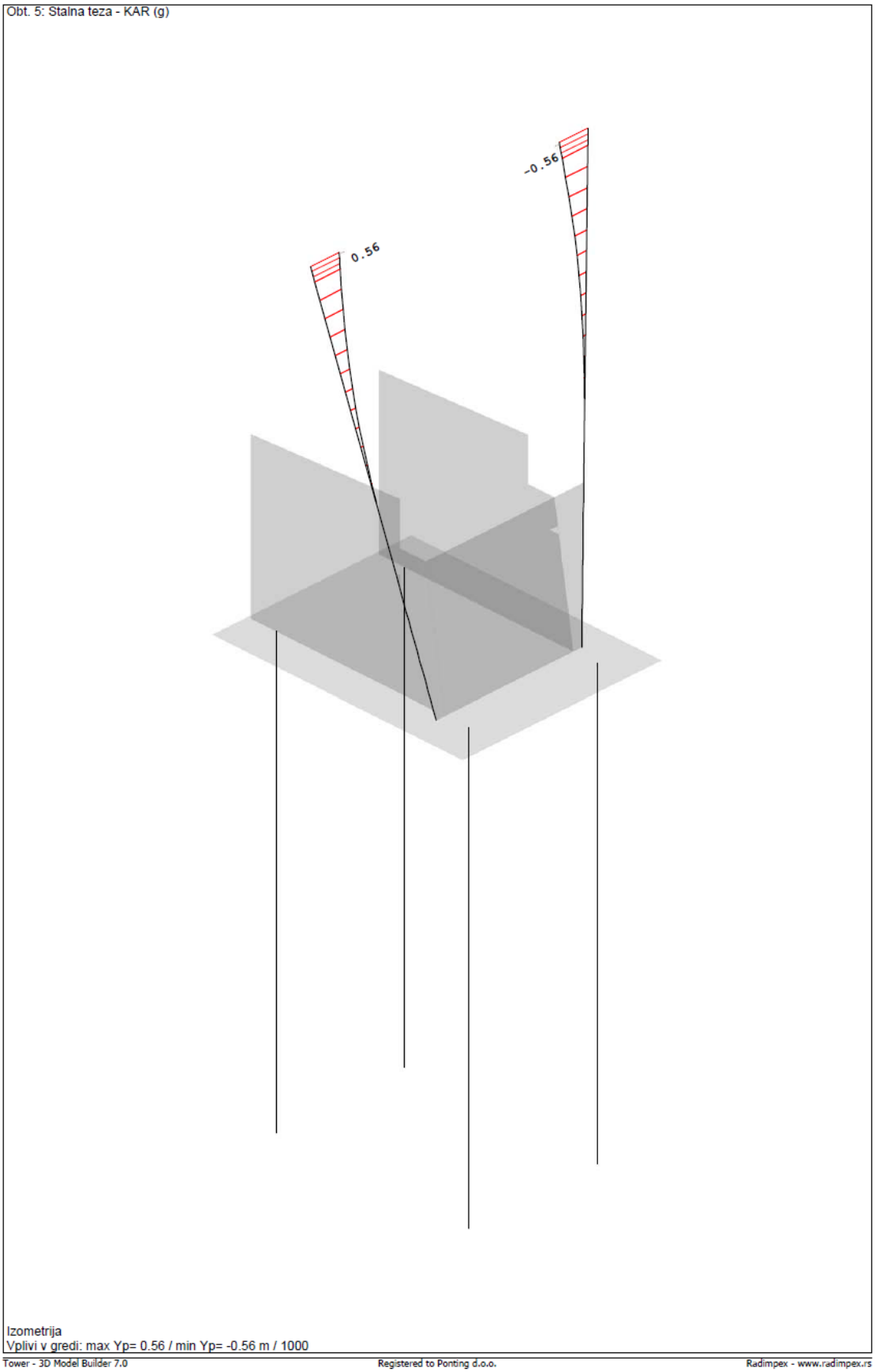
Stalna teža



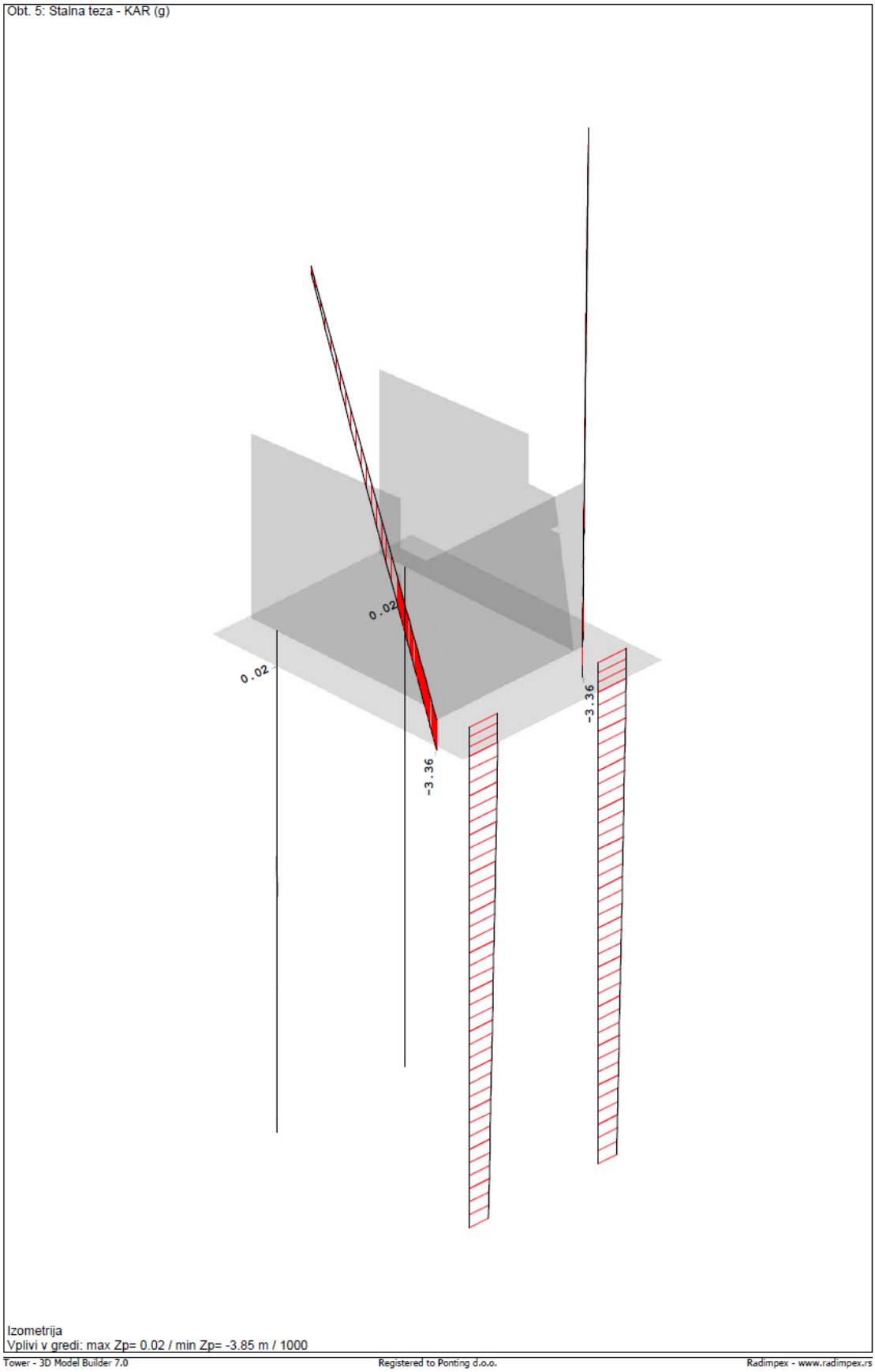
Prikaz deformiranega modela



Deformacija vzdolžno ... u_X (mm)

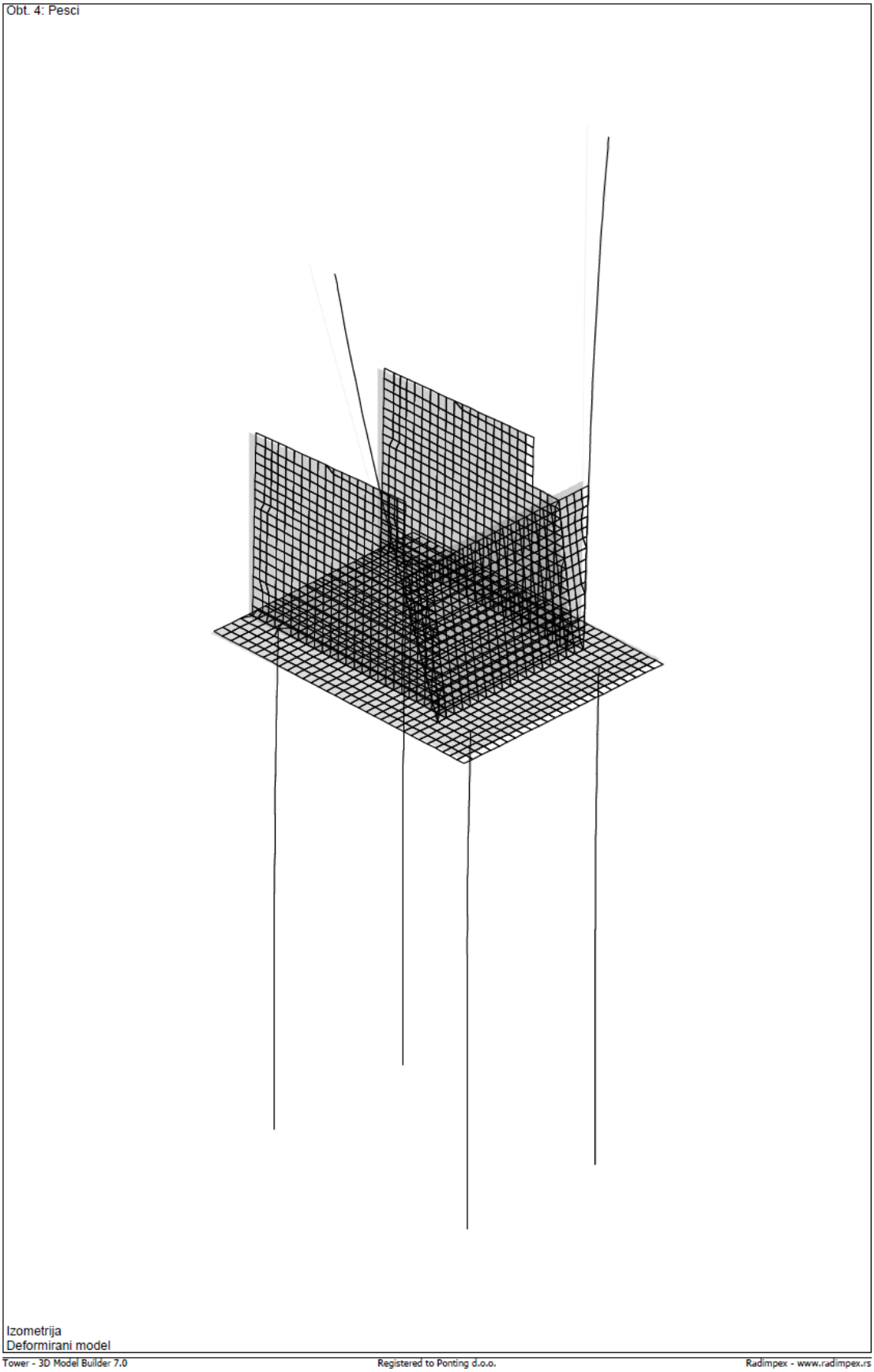


Deformacija prečno ... u_y (mm)

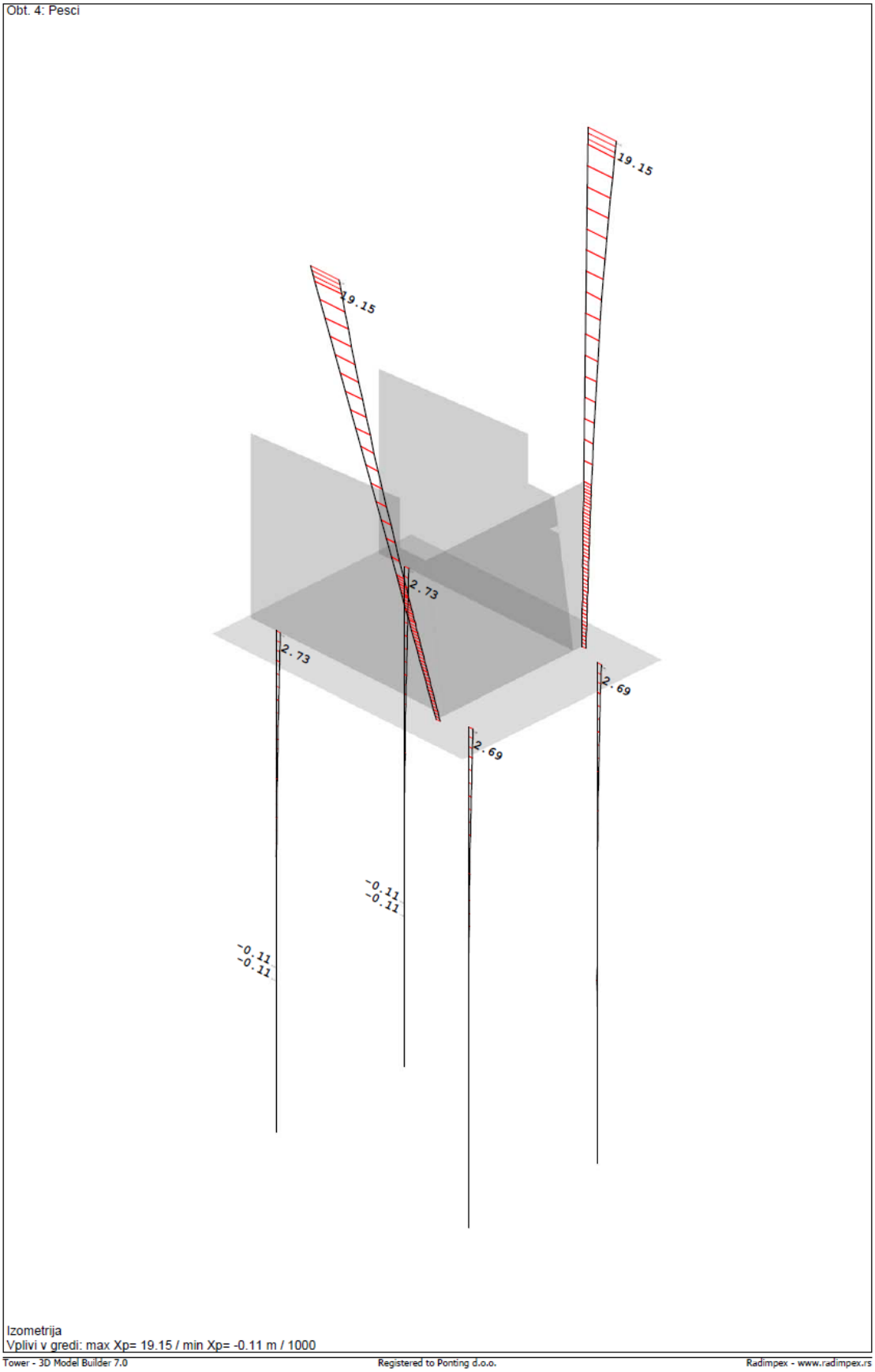


Deformacija vertikalno ... u_z (mm)

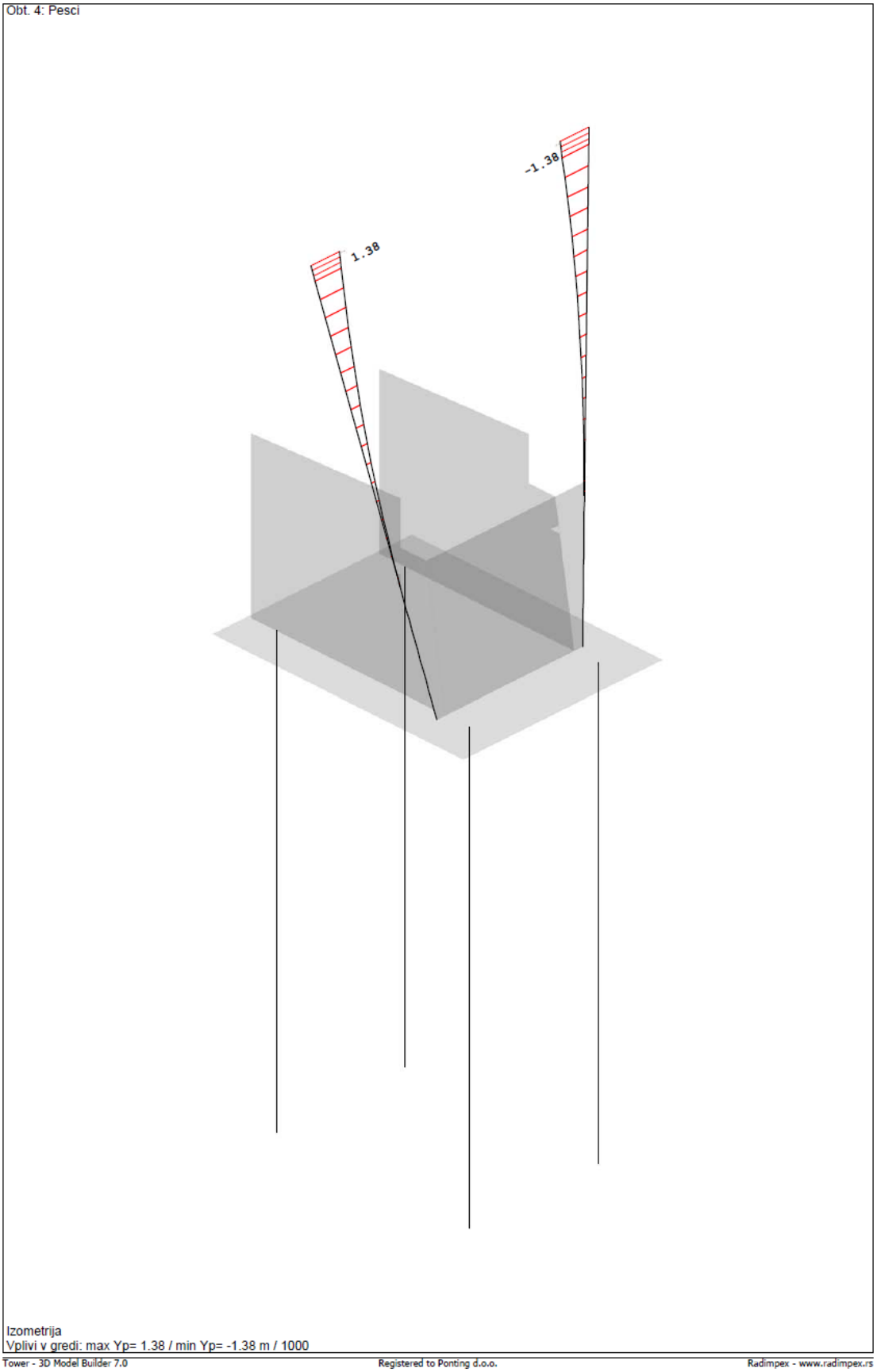
Koristna obtežba – polna obtežba pešcev



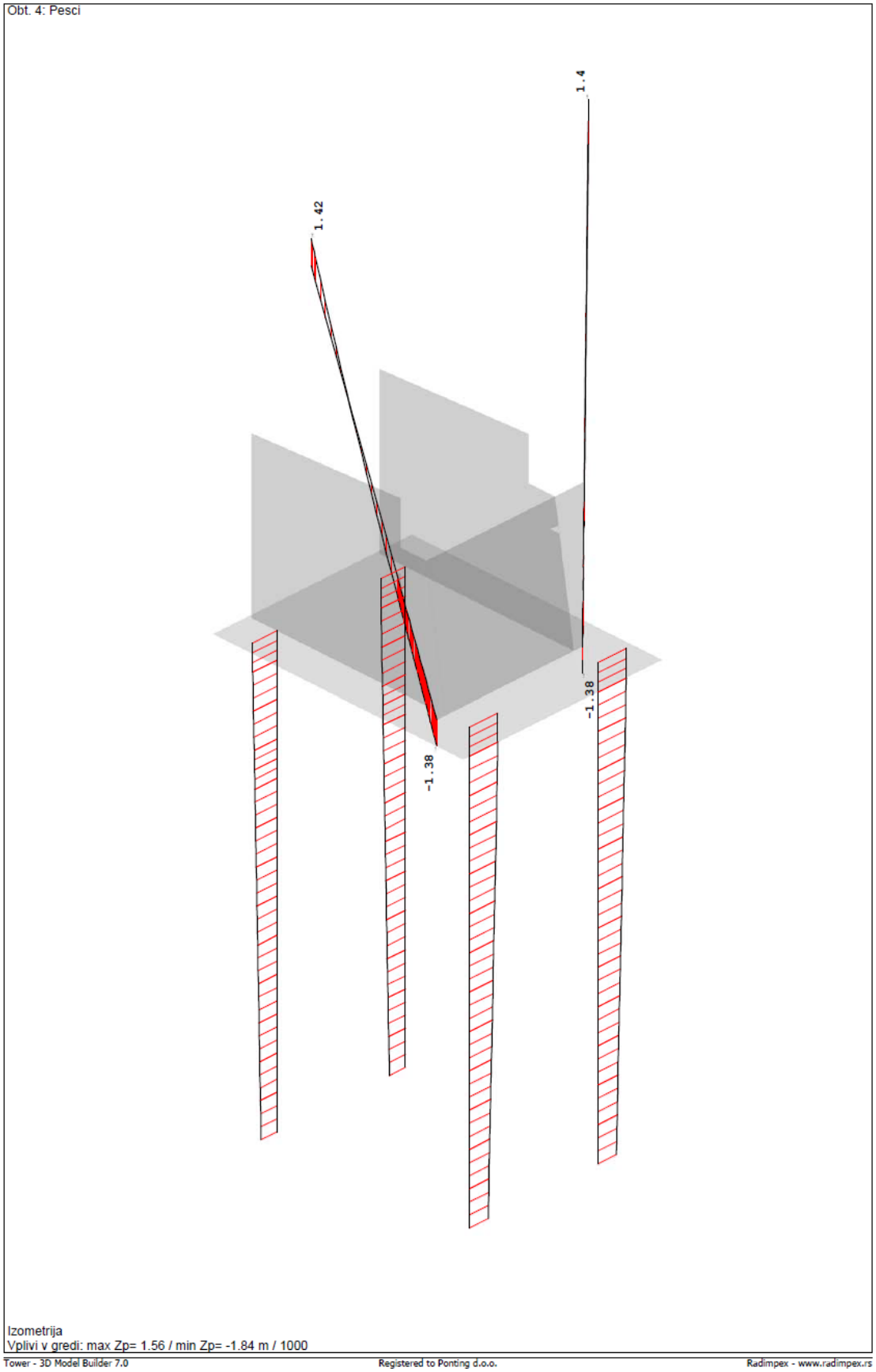
Prikaz deformiranega modela



Deformacija vzdolžno ... u_X (mm)



Deformacija prečno ... u_y (mm)



Deformacija vertikalno ... u_z (mm)

8.0 ANALIZA LEŽIŠČ IN DILATACIJ

8.1 SPLOŠNO

Vzdolžna glavna nosilca sta podprta z jeklenimi členkastimi ležišči, ki so sidrana v stene opornika. Povezava med nosilci in ležišči je zagotovljena s pomočjo jeklenega čevlja in moznikov. Dilatacija se izvede s pomočjo dilatacijskega jeklenega pločevinastega prekritja z območjem delovanja -27,0 / +44,3 mm.

8.2 ANALIZA OBTEŽB

Obtežbe, ki so se upoštevale so bile opisane že v poglavju 2.

8.2 OBREMENITVE IN POMIKI

V spodnji tabeli so tabelarično prikazane obremenitve in pomiki po posameznih obtežnih primerih. Natezne obremenitve so podane z negativnim predznakom.

Kontrola ležišč - CERŠAK

Os 1	Jekleno členkasto ležišče	Nepomično

Obtežni primer		Fx	Fy	Fz			Pomik - ležišče	Pomik - dilatacija
Stalne obtežbe	Tlak	0,0	0,0	16,9		skrček	0,0	0,0
	Nateg			-16,9		raztezek	0,0	0,0
Ovojnica promet	Tlak	132,5	15,6	73,4		skrček	0,0	15,5
	Nateg			37,5		raztezek	0,0	6,0
Veter	Tlak	186,0	49,2	4,1		skrček	0,0	3,8
	Nateg			4,1		raztezek	0,0	3,8
Temperatura	Tlak	0,0	0,0	5,8		skrček	0,0	3,5
	Nateg			5,5		raztezek	0,0	3,5
Reologija	Tlak	0,0	0,0	0,0		skrček	0,0	0,0
	Nateg			0,0		raztezek	0,0	0,0
Potres	Tlak	71,5	14,7	5,9		skrček	0,0	2,6
	Nateg			5,9		raztezek	0,0	2,6

Kontrola ležišč - CERŠAK

Os 2	Jekleno členkasto ležišče	Pomično

Obtežni primer		Fx	Fy	Fz			Pomik - ležišče	Pomik - dilatacija
Stalne obtežbe	Tlak	0,0	0,0	16,9		skrček	0,0	0,0
	Nateg			-16,9		raztezek	1,9	1,1
Ovojnica promet	Tlak	0,0	3,7	72,1		skrček	3,6	3,8
	Nateg			36,2		raztezek	44,0	34,2
Veter	Tlak	0,0	42,9	4,6		skrček	7,5	5,5
	Nateg			4,6		raztezek	7,5	5,5
Temperatura	Tlak	0,0	0,0	5,8		skrček	15,7	12,3
	Nateg			5,5		raztezek	15,7	12,3
Reologija	Tlak	0,0	0,0	0,0		skrček	8,6	8,6
	Nateg			0,0		raztezek	0,0	0,0
Potres	Tlak	0,0	10,9	5,0		skrček	3,4	3,2
	Nateg			5,0		raztezek	3,4	3,2

Deformacija zaradi krčenja in nabrekanja:

Pri spremembi vlažnosti lesa za 1% je potrebno upoštevati spremembo vzdolžne dolžine le tega za 0,01%. Statistične gledano povprečna vlažnost znaša za meteorološko postajo Maribor 72%, glede na lokacijo pa lahko upoštevamo nekoliko višjo. Predpostavimo, da je les izpostavljen zunanji relativni vlažnosti RH=80%.

V konstrukcijo se bo vgradil les vlažnosti 18-20%, ki je priporočen za mostne konstrukcije. Iz diagrama za določitev ravnotežja vlažnosti lahko odčitamo, da pri RH=80% in upoštevani vlažnosti lesa 18%:

Temperatura	Ravnotežna vlažnost	Razlika vlažnosti
0ºC	17,2 %	0,8%
37ºC	16,0 %	2,0%

Les se bo maksimalno posušil za 2% in se na ta način skrčil za:

$$\Delta L = L/2 \cdot 2 \cdot 0.01 \cdot 10^{-2} = 8{,}6\text{mm}$$

Diagram za določitev ravnotežja vlažnosti:

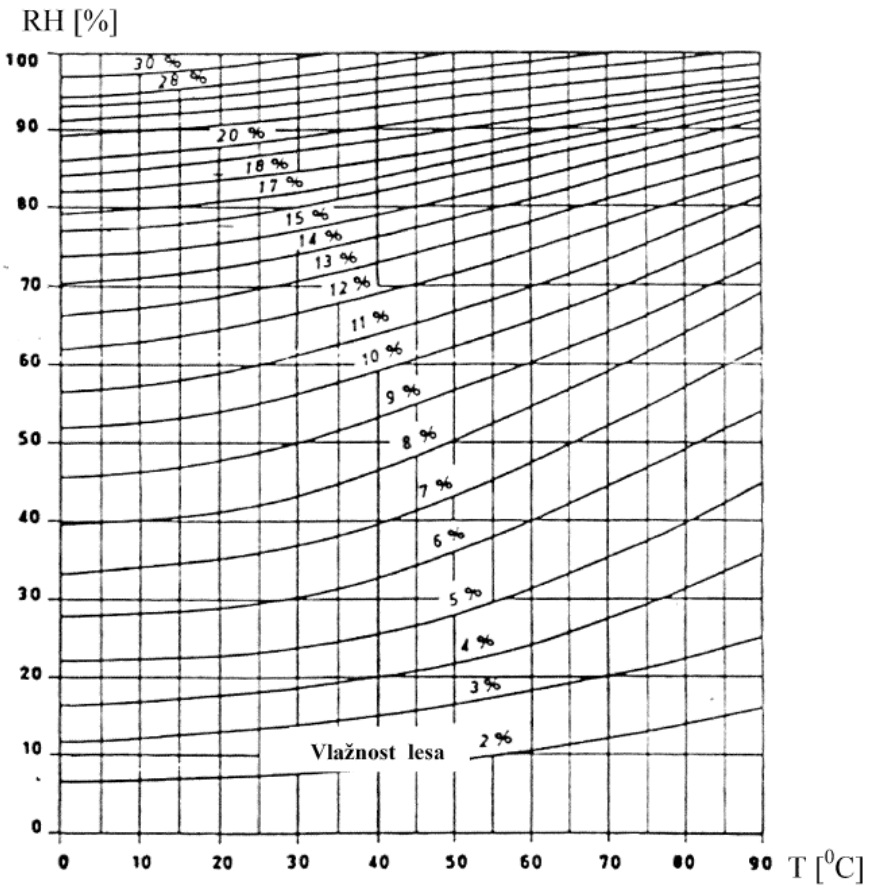


Diagram za določitev ravnotežja vlažnosti

8.3 LEŽIŠČA

Pri ležiščih smo upoštevali skladno z EN1990; Annex A2 A.2.2.3 (2), da ni potrebno hkrati upoštevati temperaturne in vetrne obtežbe. Maksimalni pomiki so bili izračunani ob povečani temperaturi za 10˚C za karakteristično kombinacijo:

$$\sum G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

8.3.1 Kontrola pomikov

Kontrola pomikov LEŽIŠČE		
Levi objekt	OS1	OS2
tip ležišča	Nepomično členkasto jekleno ležišče	Pomično členkasto jekleno ležišče
krčenje lesa (-) [mm]	0,0	8,6
temperatura ±27,0 (+10st.) [mm]	0,0	15,7
promet (+) [mm]	0,0	44,0
promet (-) [mm]	0,0	3,6
veter (±) [mm]	0,0	7,5
potres (±) [mm]	0,0	3,4
Kombinacija - regularne obtežbe		
max. skrček [mm]	0,0	31,6
max. raztezek [mm]	0,0	56,9
skupni pomik [mm]	0,0	88,5
Kombinacija - potres		
max. skrček s potresom [mm]	0,0	27,7
max. raztezek s potresom [mm]	0,0	19,1
skupni pomik [mm]	0,0	46,8
Ovojnica maksimalnih pomikov		
maksimalni skupni pomik [mm]	0,0	88,5

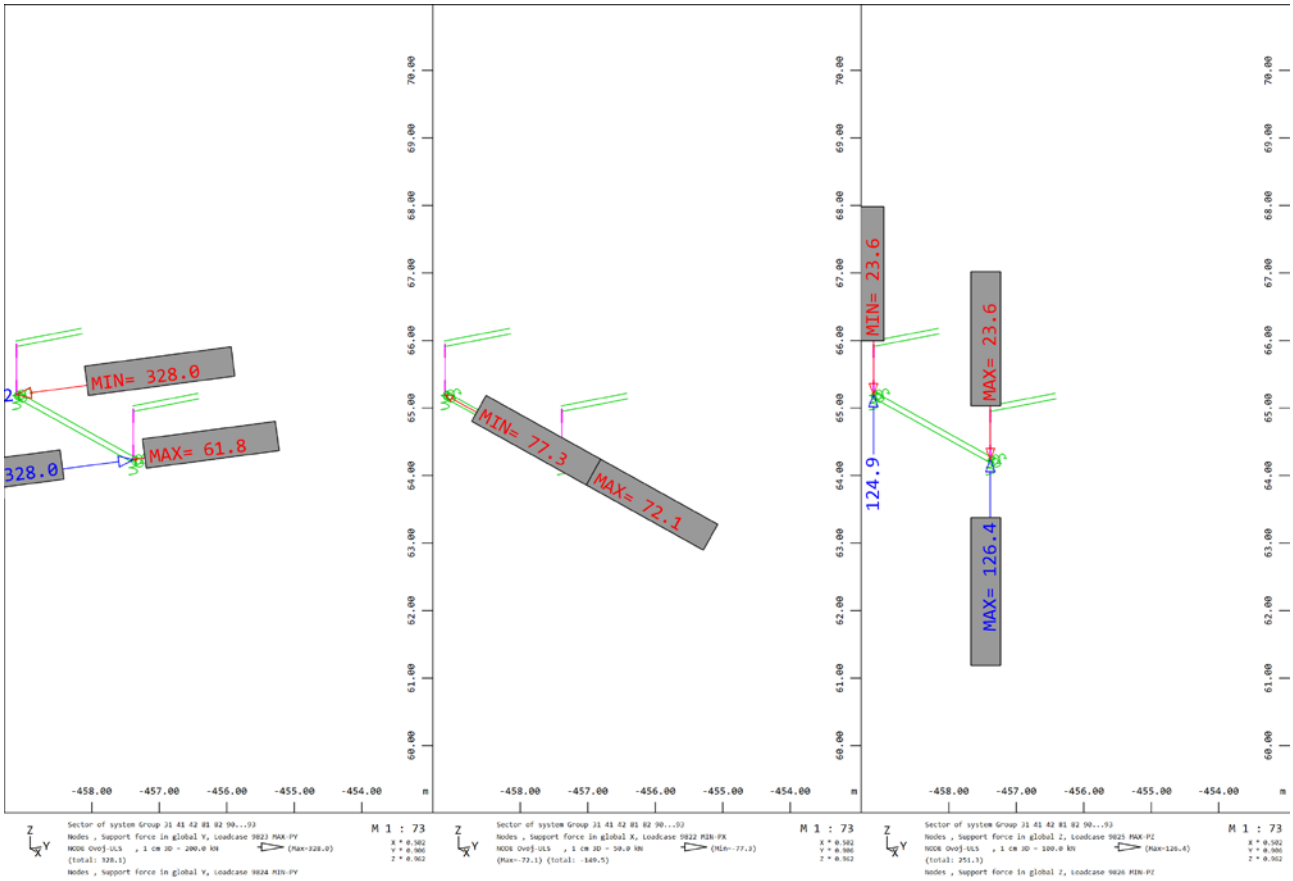
8.3.2 Kontrola reakcij

Os 1:

Os 1	Jekleno členkasto ležišče	Nepomično

Maksimalne sile	Prevladujoč promet				Prevladujoč veter			
	Fx	Fy		Fz	Fx	Fy		Fz
MSU - karak.komb.	188,3	30,4	Tlak	95,0	239,0	55,4	Tlak	53,8
			Nateg	25,1			Nateg	5,5
	Fx	Fy		Fz	Fx	Fy		Fz
MSN - regularne obt.	262,6	43,2	Tlak	129,0	350,6	82,2	Tlak	73,8
			Nateg	40,5			Nateg	14,5
	Fx	Fy		Fz				
MSN - potres	71,5	14,7	Tlak	25,7				
			Nateg	-8,3				

Maksimalne rekacije izračunane s pomočjo programa Sofistik: Os 1

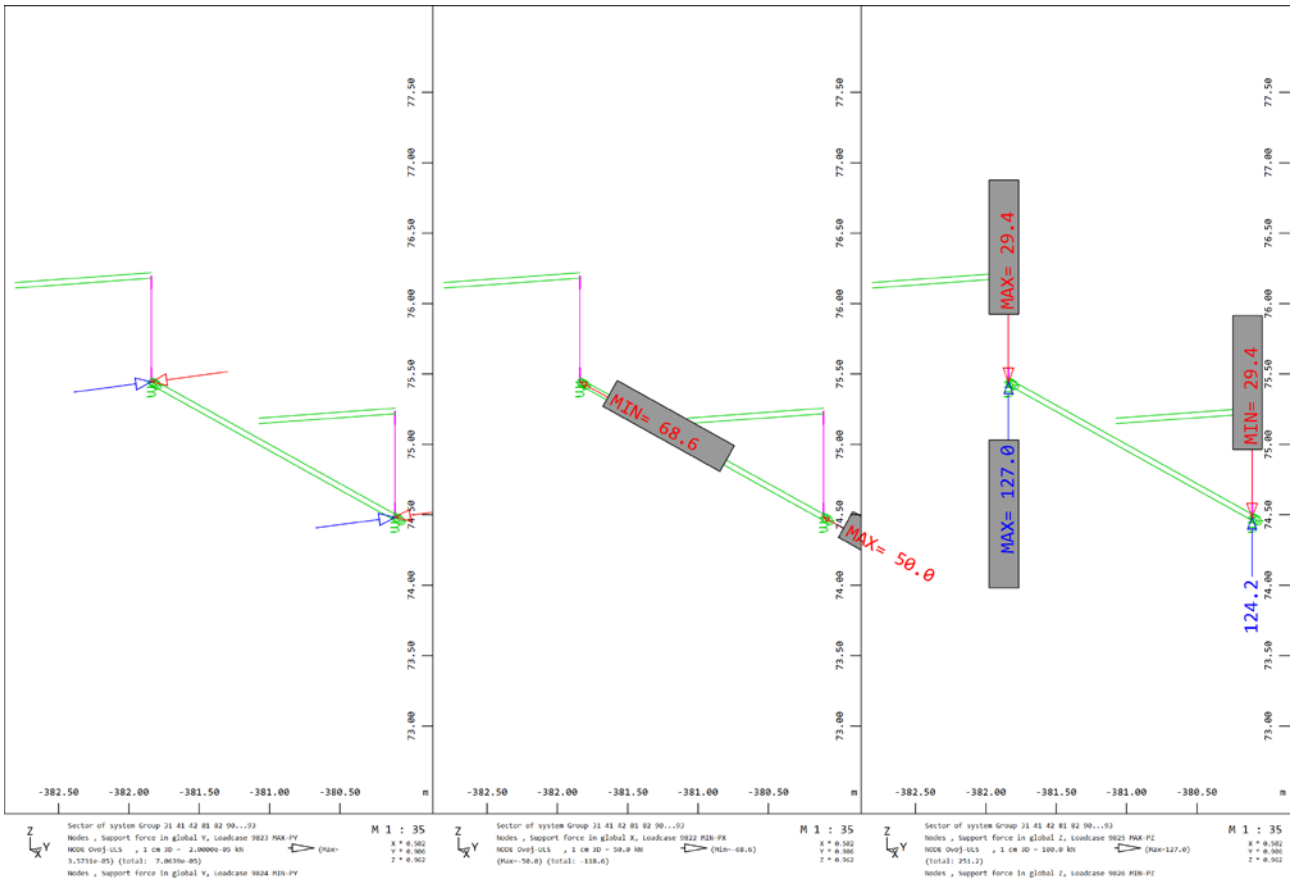


Os 2:

Os 2	Jekleno členkasto ležišče	Pomično

Maksimalne sile	Prevladujoč promet				Prevladujoč veter			
	Fx	Fy		Fz	Fx	Fy		Fz
MSU - karak.komb.	0,0	16,6	Tlak	93,9	0,0	44,4	Tlak	53,8
			Nateg	24,0			Nateg	5,5
	Fx	Fy		Fz	Fx	Fy		Fz
MSN - regularne obt.	0,0	24,3	Tlak	127,4	0,0	66,3	Tlak	73,9
			Nateg	39,0			Nateg	14,5
	Fx	Fy		Fz				
MSN - potres	0,0	10,9	Tlak	24,8				
			Nateg	-9,2				

Maksimalne rekacije izračunane s pomočjo programa Sofistik: Os 2



Potrebne karakteristike **jeklenega členkastega ležišča**		
Os mostu	Os 1	Os 2
Tip ležišča	**Nepomično**	**Pomično**
Maksimalni skrček [mm]	0	31,6
Maksimalni raztezek [mm]	0	56,9
Skupni pomik [mm]	0	88,5
Nosilnost	Os 1	Os 2
Vertikalna nosilnost [kN]	129,0/-40,5	127,4/-39,0
Vzdolžna nosilnost [kN]	350,6	0
Prečna nosilnost [kN]	82,2	68,6

8.3.3 Analiza čepa in pločevin ležišča

Upoštevana kvaliteta materiala znaša S355:

- debelina pločevin t=20mm (fy=345MPa, fu=470 MPa)
- premer čepa d=50mm (fy=335MPa, fu=470 MPa)

Obremenitve za analizo po MSN:

Vertikalna obtežba: 129 kN

Horizontalna obtežba – vzdolžna: 350,6 kN

Horizontalna obtežba – prečna: 82,2 kN

Maksimalne obremenitve za sidranje ležišča s pripadajočimi vrednostmi						
Maksimalna sila	$F_{x\text{-}vzd.}$ [kN]	$F_{y\text{-}pre.}$ [kN]	$F_{xy\text{-}pre.}$ [kN]	N [kN]	$M_{vzd.}$ [kNm]	$M_{pre.}$ [kNm]
Vzdolžna sila	350,6	82,2	360,12	14,5	64,34	15,08
Prečna sila	350,6	82,2	360,12	14,5	64,34	15,08
Nateg	262,6	43,2	266,13	40,5	48,08	7,93

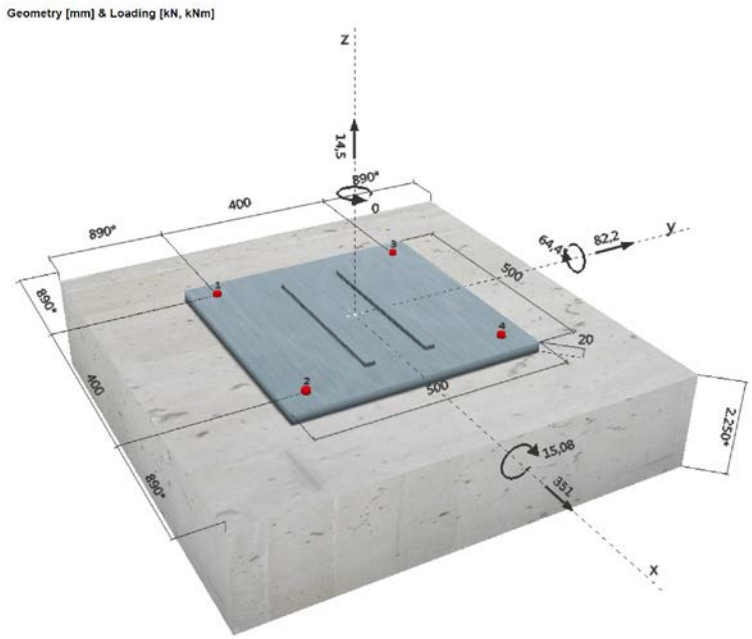
Za sidranje so predvideni vijaki kvalitete 6.8. M30.

Nosilnosti vijaka so:

$F_{t,Rd}$=242 kN

$F_{v,Rd}$=134,6 kN

Obremenitve vijakov so bile določene s pomočjo programa Hilti PROFIS Anchor, kjer je upoštevano dejansko napetostno stanje.



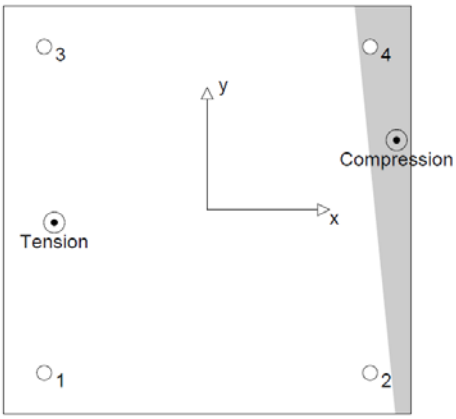
2 Load case/Resulting anchor forces

Load case: Design loads

Anchor reactions [kN]
Tension force: (+Tension, -Compression)

Anchor	Tension force	Shear force	Shear force x	Shear force y
1	82,022	90,124	87,750	20,550
2	4,999	90,124	87,750	20,550
3	74,328	90,124	87,750	20,550
4	0,000	90,124	87,750	20,550

max. concrete compressive strain: 0,63 [‰]
max. concrete compressive stress: 18,89 [N/mm²]
resulting tension force in (x/y)=(-188/-16): 161,349 [kN]
resulting compression force in (x/y)=(232/85): 146,849 [kN]



Kontrola striga:

$$F_{v,Ed,vijak} = 90{,}12 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 134{,}6\ kN$$

Kontrola natega:

$$F_{t,Ed,vijak} = 82{,}02 < F_{t,Rd} = 224{,}0\ kN$$

Interakcija striga in upogiba:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1{,}4F_{t,Rd}} = \frac{90{,}03}{134{,}6} + \frac{82{,}02}{1{,}4 \cdot 224{,}0} = 0{,}91 < 1{,}0$$

<u>Potrebna armatura za sidranje:</u>

Vertikalna armatura:

$A_{s,potr.}$=161,349/43,5 = 3,71 cm² (5,98 cm² po MSU)

Vertikalno komponento sile pomaga prevzeti tudi horizontalna armatura, ki mora biti ustrezno zasidrana:

$$F_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot sin\alpha + cos\alpha) \leq 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$F_{Rd} = (9 \cdot 2{,}01) \cdot 43{,}5 \cdot 0{,}5 = 393\ kN$$

$$F_{Rd} = 393\ kN\ > 161{,}35\ kN$$

Horizontalna armatura:

$A_{s,potr.}$=350,6/43,5 = 8,05 cm² (12,98 cm² po MSU)

Kontrola sidranja ležišča v skladu s ETA TR 029

Sidranje je predvideno z vijaki M30, kvalitete 6.8 (f_{yk} = 480 MPa / f_{uk} = 600 MPa).

Kontrola nateznih obremenitev:

- Kontrola porušitve vijaka

$$\mathrm{N_{Ed}} = 82{,}02\ \mathrm{kN} \leq \frac{\mathrm{N_{Rk,s}}}{\gamma_{\mathrm{Ms}}} = \frac{\mathrm{A_s} \cdot \mathrm{f_{uk}}}{\gamma_{\mathrm{Ms}}} = \frac{336\ \mathrm{kN}}{1{,}5} = 224\ kN$$

- Kontrola porušitev zaradi izvleka in porušitve po betonskem stožcu

$$\mathrm{N_{Ed}} = 82{,}02\ \mathrm{kN} \leq \frac{\mathrm{N_{Rk,p}}}{\gamma_{\mathrm{Mp}}} = \frac{\mathrm{N}^0_{Rk,p} \cdot \frac{\mathrm{A_{p,N}}}{\mathrm{A}^0_{p,N}} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec,Np} \cdot \psi_{re,Np}}{\gamma_{\mathrm{Mp}}} = \frac{297\ \mathrm{kN}}{1{,}5 \cdot 1{,}2} = 165\ kN$$

- Kontrola porušitve po betonskem stožcu

$$\mathrm{N_{Ed}} = 82{,}02\ \mathrm{kN} \leq \frac{\mathrm{N_{Rk,c}}}{\gamma_{\mathrm{Mc}}} = \frac{\mathrm{N}^0_{Rk,c} \cdot \frac{\mathrm{A_{c,N}}}{\mathrm{A}^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N}}{\gamma_{\mathrm{Mc}}} = \frac{1480\ kN}{1{,}5 \cdot 1{,}2} = 822\ kN$$

- Kontrola razcepne odpornosti betonskega elementa

$$\mathrm{N_{Ed}} = 82{,}02\ \mathrm{kN} \leq \frac{\mathrm{N_{Rk,sp}}}{\gamma_{\mathrm{Msp}}} = \frac{\mathrm{N}^0_{\mathrm{Rk,c}} \cdot \frac{\mathrm{A_{c,N}}}{\mathrm{A}^0_{\mathrm{c,N}}} \cdot \psi_{\mathrm{s,N}} \cdot \psi_{\mathrm{re,N}} \cdot \psi_{\mathrm{ec,N}} \cdot \psi_{\mathrm{h,sp}}}{\gamma_{\mathrm{Msp}}} = \frac{1486\ kN}{1{,}5 \cdot 1{,}2} = 825\ kN$$

Kontrola strižnih obremenitev:

- Kontrola porušitve vijaka

$$V_{Ed} = 90{,}12\ \text{kN} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{0{,}5 \cdot A_s \cdot f_{uk}}{\gamma_{Ms}} = \frac{168{,}3\ \text{kN}}{1{,}25} = 134{,}6\ kN$$

- Kontrola porušitve zaradi kombinacije izvleka in rotacije vijaka v betonskem elementu

$$V_{Ed} = 90{,}12\ \text{kN} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = \frac{\min\left(k \cdot N_{Rk,p}\,, k \cdot N_{Rk,c}\right)}{\gamma_{Mc}} = \frac{594\ \text{kN}}{1{,}5} = 374\ kN$$

- Kontrola odpornosti roba betonskega elementa

$$V_{Ed} = 90{,}12\ \text{kN} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{V^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,V}}{A^0_{c,V}} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{re,v}}{\gamma_{Mc}} = \frac{3825\ \text{kN}}{1{,}5} = 2550\ kN$$

Kombinacija striga in natega

$$\beta_N \leq 1$$

$$\beta_V \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1{,}2$$

$$\frac{82{,}02}{165} = 0{,}50 < 1$$

$$\frac{90{,}12}{374} = 0{,}24 < 1$$

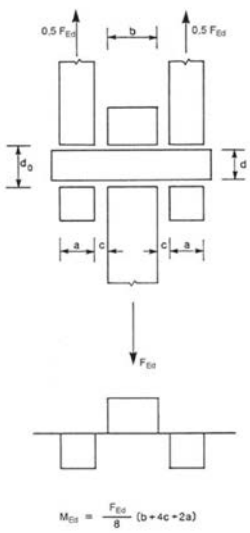
$$0{,}50 + 0{,}24 = 0{,}74 \leq 1{,}2$$

Ležišče bo analizirano na maksimalne obremenitve in sicer:

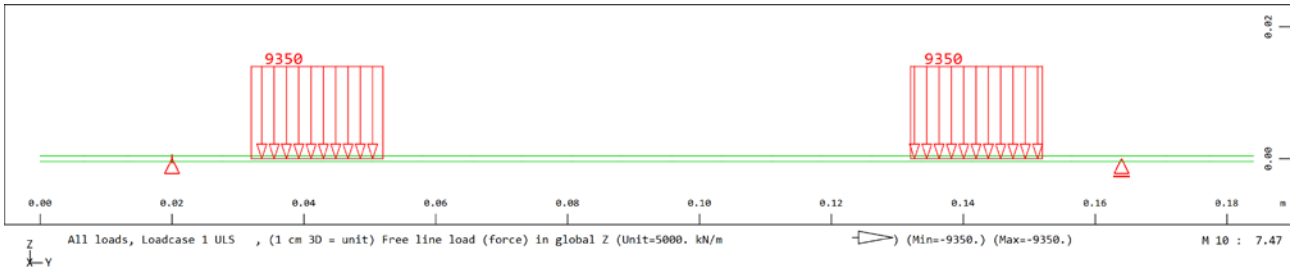
$$V_{Ed,MSN} = \sqrt{350{,}6^2 + 129^2} = 374\ \text{kN}$$

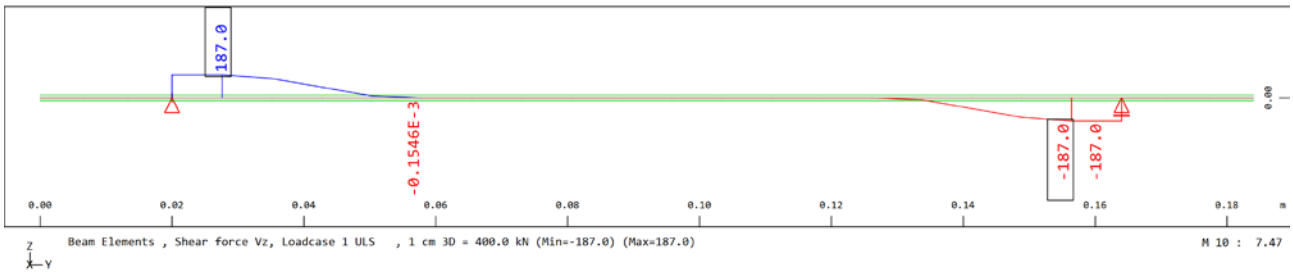
$$V_{Ed,MSU} = \sqrt{239^2 + 95^2} = 258\ \text{kN}$$

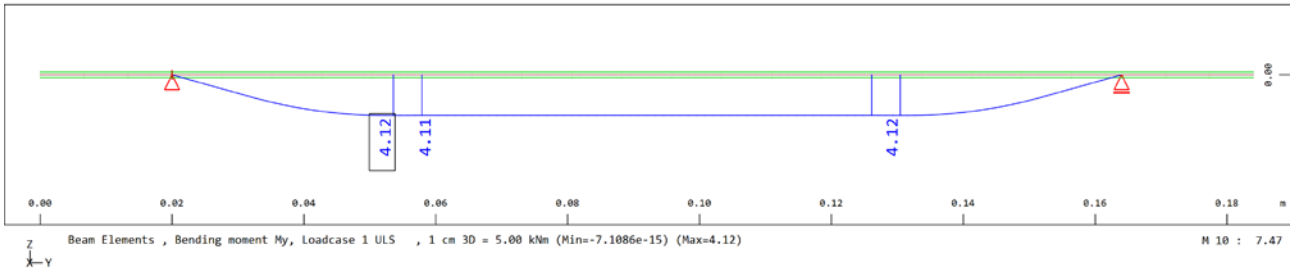
Analiza ležišča je bila narejena v skladu s sliko 3.11 v SISTN EN 1993-1-8.



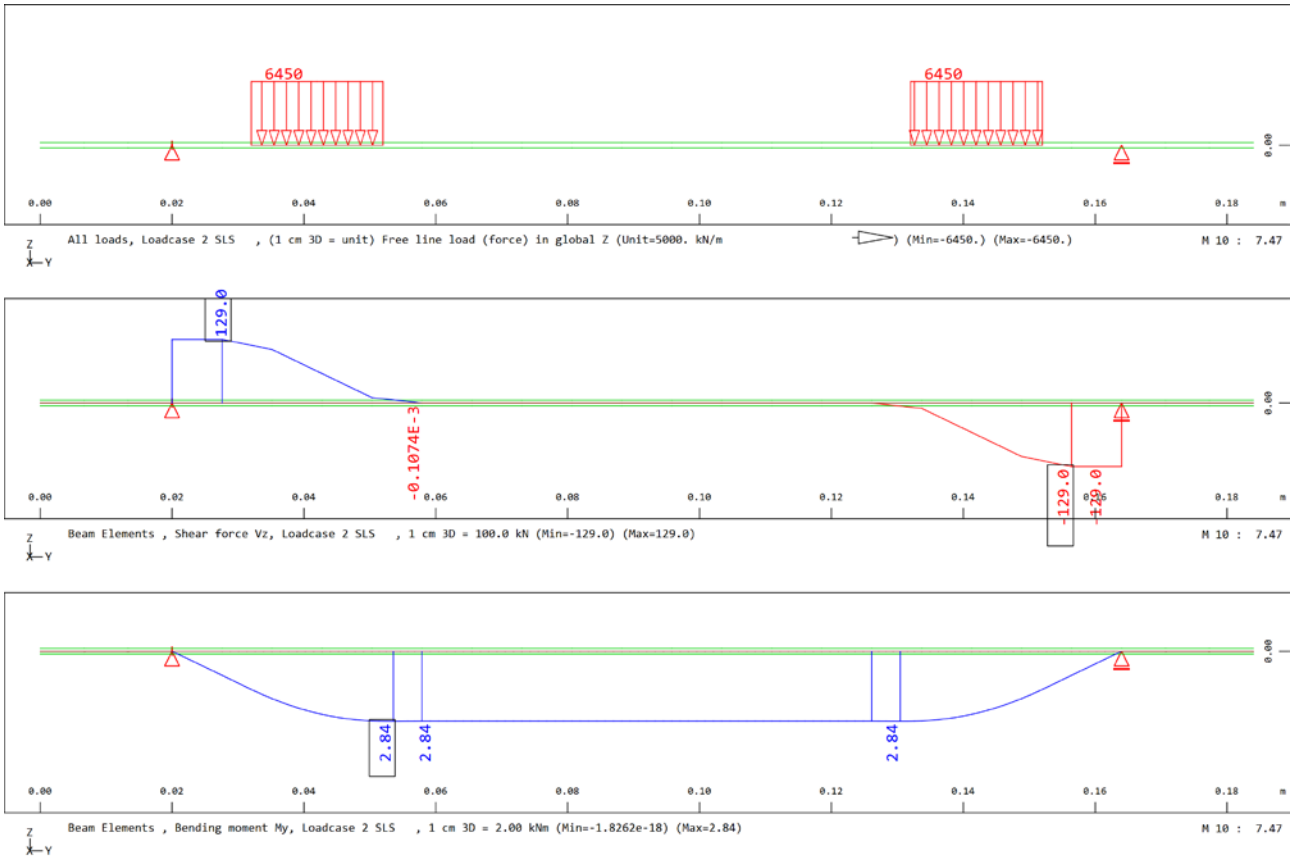
MSN:







MSU:



Kontrola projektne nosilnosti čepov (d=50mm, f_{yp}=335 MPa/ f_{up}=470 MPa):

- Kontrola strižne nosilnosti čepa

$$F_{v,Ed} = 187\ \text{kN} \leq F_{v,Rd} = \frac{0{,}6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = \frac{553{,}7\ \text{kN}}{1{,}25} = 442\ kN$$

- Kontrola bočnega pritiska za pločevino in čep

$$F_{b,Ed} = 187\ \text{kN} \leq F_{b,Rd} = \frac{1{,}5 \cdot d \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{502{,}5\ \text{kN}}{1{,}0} = 502{,}5\ kN$$

$$F_{b,Ed,MSU} = 129\ \text{kN} \leq F_{b,Rd,MSU} = \frac{0{,}6 \cdot d \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M6,ser}} = \frac{201\ \text{kN}}{1{,}0} = 201\ kN$$

- Kontrola upogibne nosilnosti čepa

$$\mathrm{M_{Ed}} = 4{,}12\ \mathrm{kNm} \leq \mathrm{M_{Rd}} = \frac{1{,}5 \cdot \mathrm{W} \cdot \mathrm{f_{yp}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = \frac{6{,}17\ \mathrm{kNm}}{1{,}0} = 6{,}17\ kNm$$

$$\mathrm{M_{Ed,MSU}} = 2{,}84\ \mathrm{kNm} \leq \mathrm{M_{Rd,MSU}} = \frac{0{,}8 \cdot \mathrm{W} \cdot \mathrm{f_{yp}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = \frac{3{,}28\ \mathrm{kNm}}{1{,}0} = 3{,}28\ kNm$$

- Kontrola porušitve v primeru istočasnega delovanja upogibnega momenta in striga v čepu (maksimalna obremenitev se ne pojavlja v enaki točki prereza)

$$\left[\frac{\mathrm{M_{Ed}}}{\mathrm{M_{Rd}}}\right]^2 + \left[\frac{\mathrm{F_{v,Ed}}}{\mathrm{F_{v,Rd}}}\right]^2 = \left[\frac{4{,}12}{6{,}16}\right]^2 + \left[\frac{187}{442}\right]^2 = 0{,}63 \leq 1$$

V primeru zamenljivega čepa je potrebno preveriti tudi kontrolo kontaktnih tlakov med čepom in pločevino (Hertzove napetosti):

$$\sigma_{\mathrm{h,Ed}} = 0{,}591\sqrt{\frac{E \cdot \mathrm{F_{b,Ed,MSU}} \cdot (d_0 - d)}{d^2 \cdot t}} \leq \mathrm{f_{h,Rd}} = \frac{2{,}5 \cdot f_y}{\gamma_{\mathrm{M6,MSU}}}$$

$$\sigma_{\mathrm{h,Ed}} = 0{,}591\sqrt{\frac{21000 \cdot 129 \cdot 0{,}2}{5^2 \cdot 2}} = 61{,}52/cm^2$$

$$\mathrm{f_{h,Rd}} = \frac{2{,}5 \cdot 33{,}5}{1{,}0} = 83{,}75\ kN/cm^2$$

$$\sigma_{\mathrm{h,Ed}} = 61{,}52/cm^2 \leq \mathrm{f_{h,Rd}} = 83{,}75\ kN/cm^2$$

Kontrola spodnje pločevine:

- Kontrola tlaka

$$\mathrm{N_{Ed}} = \frac{129\ kN}{2} = 64{,}5\ kN \leq \mathrm{N_{Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = 2415\ kN$$

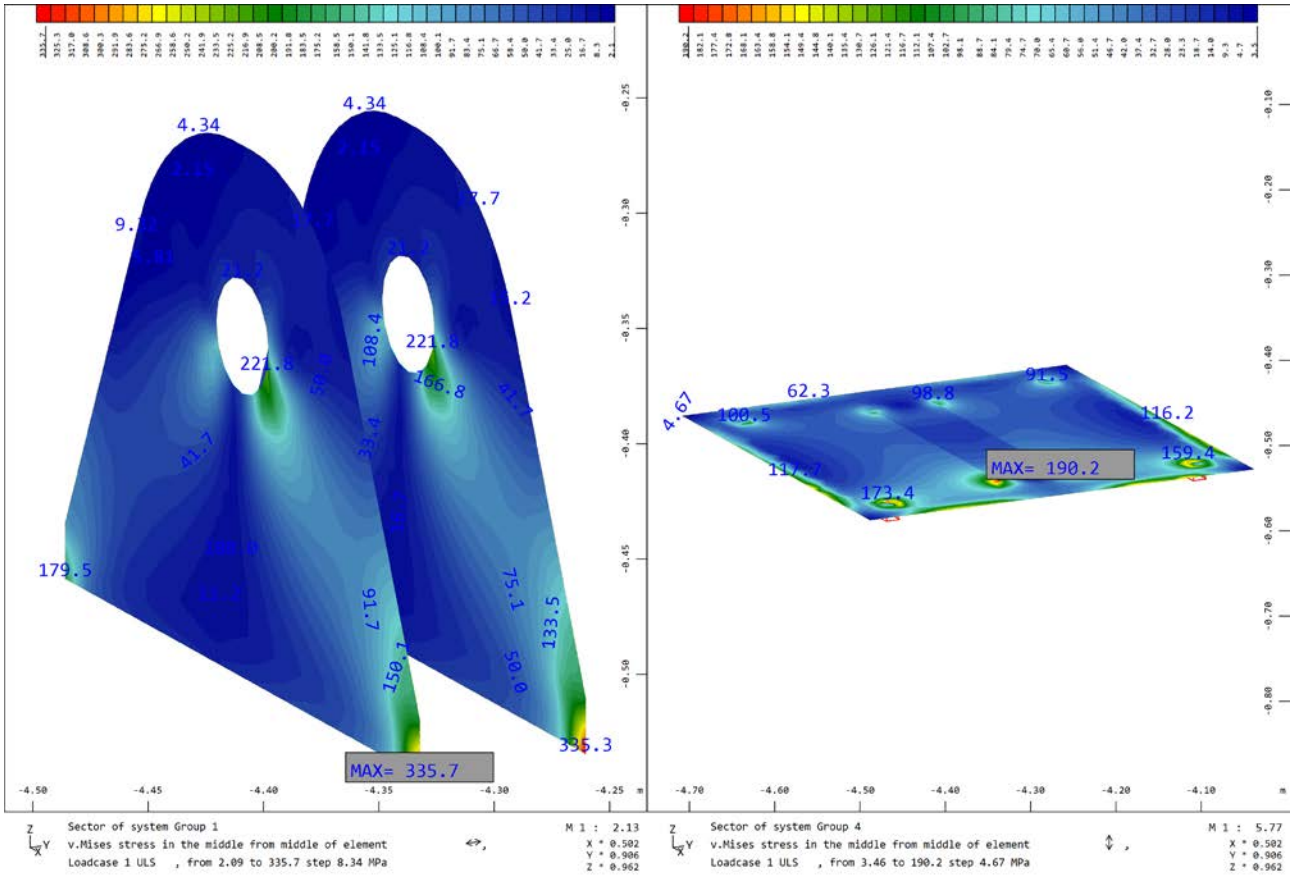
- Kontrola striga

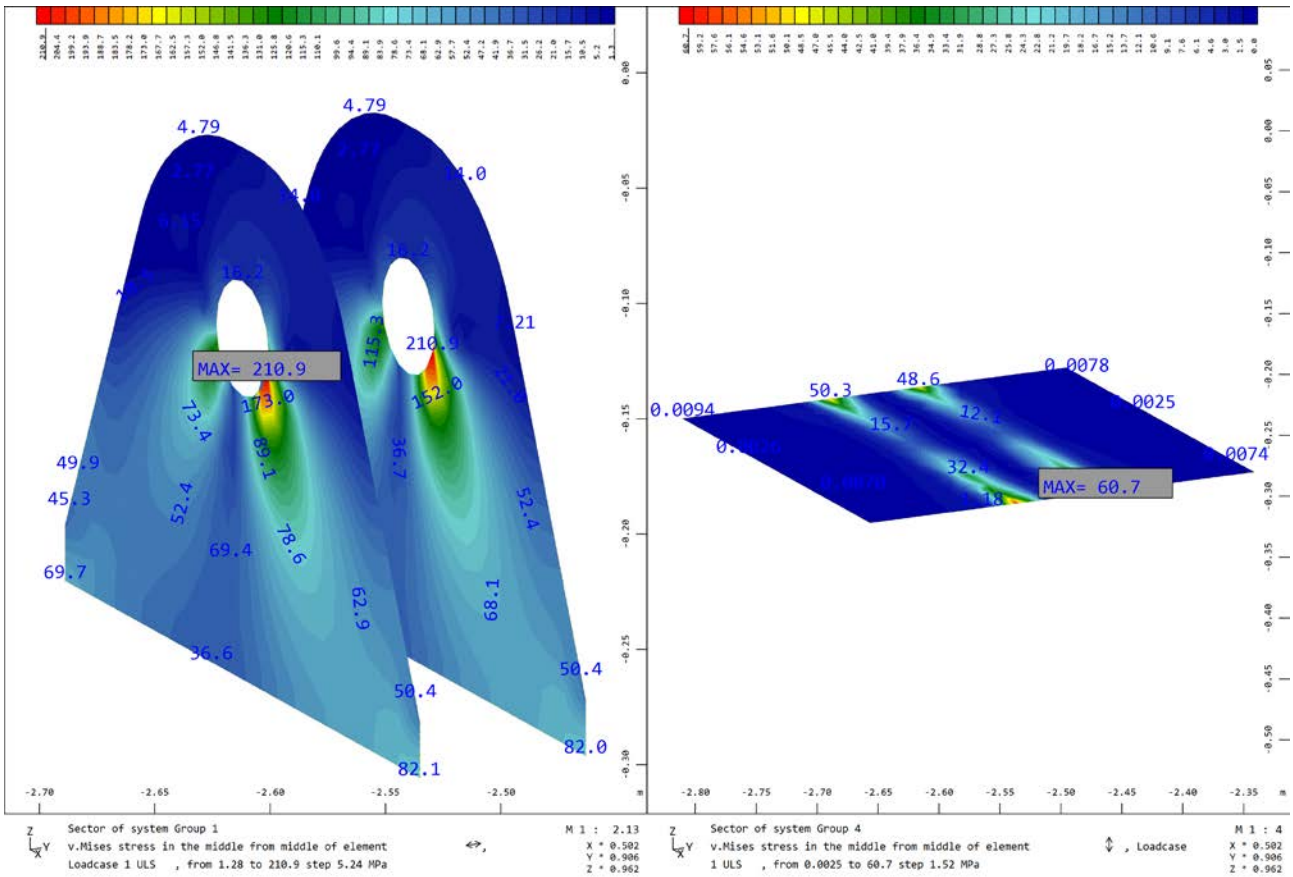
$$\mathrm{V_{Ed}} = \frac{351\ kN}{2} = 175{,}5\ kN \leq \mathrm{V_{Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\mathrm{M0}} \cdot \sqrt{3}} = 1394\ kN$$

- Kontrola momenta

$$\mathrm{M_{Ed}} = 31{,}6\ kNm \leq \mathrm{MN_{Rd}} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = 140\ kNm$$

Analiza se je izvedla tudi s pomočjo programa Sofistik. Spodaj so prikazane maksimalne von Misesove napetosti.




MAX= 210.9
Sector of system Group 1
v.Mises stress in the middle from middle of element
Loadcase 1 ULS , from 1.28 to 210.9 step 5.24 MPa
M 1 : 2.13
MAX= 60.7
Sector of system Group 4
v.Mises stress in the middle from middle of element
1 ULS , from 0.0025 to 60.7 step 1.52 MPa
, Loadcase
M 1 : 4

8.4 DILATACIJE

Dilatiranje konstrukcije se izvede na območju obeh opornikov. Zaključek objekta se izvede z dilatacijskim pločevinastim prekritjem. Dimenzioniranje se izvede na osnovi rezultatov pomikov za obtežne primere prometne obtežbe, temperaturne obtežbe in vetra ter vpliva skrčka zaradi sušenja lesa. Potresna obtežba ni merodajna za dimenzioniranje dilatacije.

Za dimenzioniranje dilatacih se po točki 6.1.3.3 (3) upoštevata priporočeni vrednosti enakomerne spremembe temperature $\Delta T_{N,neg}$ +20 ºC oziroma $\Delta T_{N,poz}$ +20 ºC. V primeru, da je poznana temperatura pri kateri se montirajo ležišča T_0 sta vrednosti temperaturnih območij $\Delta T_{N,neg}$ +10 ºC oziroma $\Delta T_{N,poz}$ +10 ºC. V konkretnem primeru se je upoštevalo povečanje za ±10 ºC. Pri kontroli potresnega pomika, se je upoštevala kombinacija:

$d_{Ed} = 0{,}4 \cdot d_E + d_G \pm \psi_2 \cdot dT \cdot 0{,}50$ (faktor za nekonstruktivne elemente)

kjer so:

- d_e projektni pomik pri potresu
- d_G pomik zaradi dolgotrajnih obremenitev
- d_T pomik zaradi temperaturnih obremenitev

<u>Dilatacija:</u>

Kontrola pomikov LEŽIŠČE		
Levi objekt	OS1	OS2
tip ležišča	Nepomično členkasto jekleno ležišče	Pomično členkasto jekleno ležišče
krčenje lesa (-) [mm]	0,0	8,6
temperatura ±27,0 (+10st.) [mm]	3,5	12,3
promet (+) [mm]	6,0	34,2
promet (-) [mm]	15,5	3,8
veter (±) [mm]	3,8	5,5
potres (±) [mm]	2,6	3,2
Kombinacija - regularne obtežbe		
max. skrček [mm]	18,4	27,0
max. raztezek [mm]	8,9	44,3
skupni pomik [mm]	27,3	71,3
Kombinacija - potres		
max. skrček s potresom [mm]	1,9	13,0
max. raztezek s potresom [mm]	1,9	4,4
skupni pomik [mm]	3,8	17,3
Ovojnica maksimalnih pomikov		
maksimalni skupni pomik [mm]	27,3	71,3

8.5 KONTROLA MOZNIKOV

V sklopu kontrole prevzema strižnih obremenitev v poglavju 5.5.3. je bila izračunana nosilnost moznikov.

Upoštevamo: Moznik d_c=80mm, d_{vijak}=20 mm in debelino pločevine t=15mm.

Tip moznika	d_c [mm]	d [mm]	$F_{v,Rk,moznik}$ [kN]	$F_{v,Rk,vijak}$ [kN]	$F_{v,Rk,skupaj}$ [kN]
80	80	20	13,18	24,49	50,85

Upoštevamo karakteristike za moznike d_c=80mm, d_{vijak}=20 mm:

$$F_{v,Rk} = 50{,}85\ kN \qquad F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 36{,}61\ kN$$

Prevzeti je potrebno maksimalno silo:

$$F_{Ed} = \sqrt{350{,}6^2 + 129{,}0^2} = 374{,}0\ kN$$

Mozniki bodo nameščeni vzdolžno v dveh vrstah. Efektivno število moznikov v posamezni vrsti:

$$n_{ef} = 2 + (1 - \frac{n}{20})(n - 2) = 2{,}0$$

Potrebno število moznikov ob upoštevanju moznika d_c=80mm, d_{vijak}=20 mm:

$$n_{potr.} = \frac{374{,}0}{36{,}61} = 10{,}21 \rightarrow potrebujemo\ min.\ 11\ moznikov$$

Minimalne razdalje moznikov tipa C11 znašajo:

Položaj moznika		d_c=80mm, d_{vijak}=20 mm
a_1	vzporedno z vlakni	16,0 cm
a_2	pravokotno na vlakna	9,6 cm
$a_{3,t}$	obremenjen rob	16,0 cm
$a_{3,c}$	neobremenjen rob	16,0 cm
$a_{4,t}$	obremenjen rob	6,4 cm
$a_{4,c}$	neobremenjen rob	4,8 cm

Izberemo 2 vrsti po 10 moznikov (20 moznikov). Pri prevzemu reakcije na območju ležišča sodelujejo skupaj mozniki ter dopustne kontaktne napetosti na območju lesenega nosilca.

Delež moznikov:

$$\sum F_{v,Rd} = 2 \cdot 10 \cdot 36{,}61 = 732\ kN$$

Nosilnost moznikov je večja kot je reakcija.

Kontrola pločevine na bočni pritisk in strižne nosilnosti vijaka:

Upošteva se maksimalna sila, ki pade na posamezen moznik, in sicer F_{Ed}=374/20=18,7 kN.

Strižna nosilnost vijaka:

Vijak s karakterisikami $f_{u,k}$=400N/mm^2 ima minimalno strižno nosilnost 47,0 kN>18,7kN.

Bočni pritisk pločevine:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = 2{,}5$$

$$\alpha_b = 0{,}75$$

$$f_u = 35{,}5 kN/cm^2$$

$$d = 2{,}0 cm$$

$$t = 1{,}5 cm$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 159\ kN > 18{,}7\ kN$$

Kontrola striga:

$$\frac{h_w}{t_w} = 28{,}6 \leq \frac{72\epsilon}{\eta} = 58{,}3$$

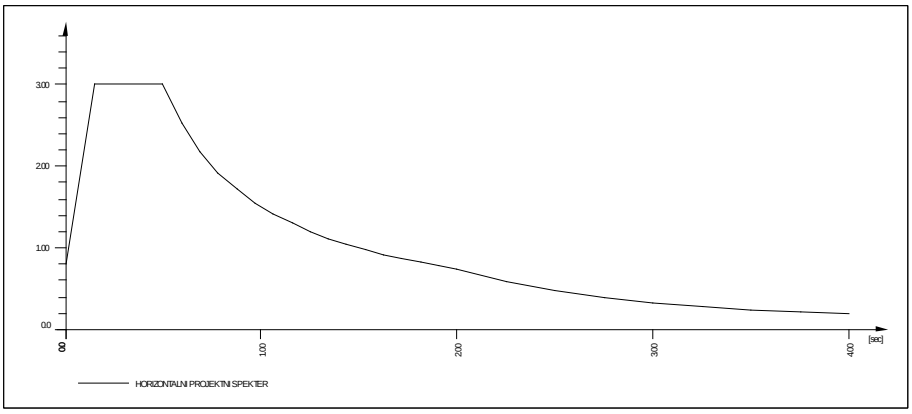
$$V_{Ed} = 351\ kN = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 2582\ kN$$

9.0 DINAMIČNA ANALIZA

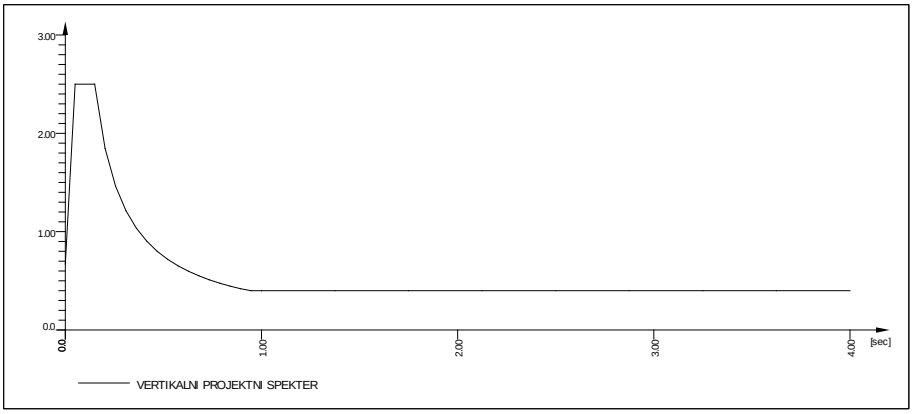
9.1 SPLOŠNO

Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava Republike Slovenije za geofiziko je leta 2002 izdala Karto potresne nevarnosti Slovenije, opredeljeno s projektnimi pospeški za povratno dobo 475 let in trdna tla (razred A po EC 8). Po tej karti znaša projektni pospešek tal na obravnavanem območju 0,100 g. V skladu s preglednico 3.1 (SIST EN 1998-1) tla na lokaciji ustrezajo tipu tal B, za katera velja hitrost širjenja strižnih valov $v_{s,30}$ 360 - 800 m/s. Faktor redukcije potresnih sil v horizontalnih smereh znaša q= 1.0.

Horizontalni projektni spekter



Vertikalni projektni spekter



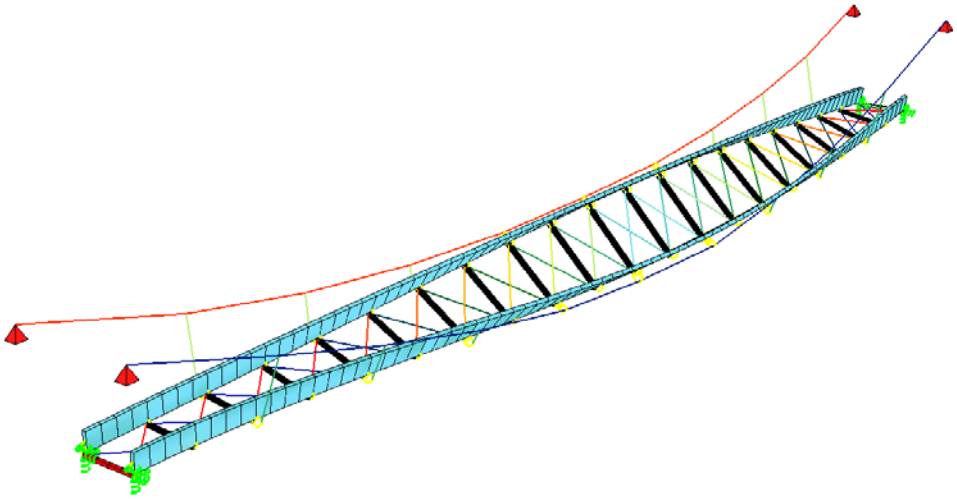
Pri dinamični analizi konstrukcije so upoštevani vsi bistveni načini nihanja, ki pomembno vplivajo na odziv konstrukcije, tako da znaša vsota efektivnih modalnih mas za upoštevane načine nihanja, vsaj 90% skupne mase obravnavane konstrukcije (po EC8 - 4.2.1.2(2)).

Za projektno potresno obtežbo A_{Ed} je upoštevana najbolj neugodna od naslednjih kombinacij:

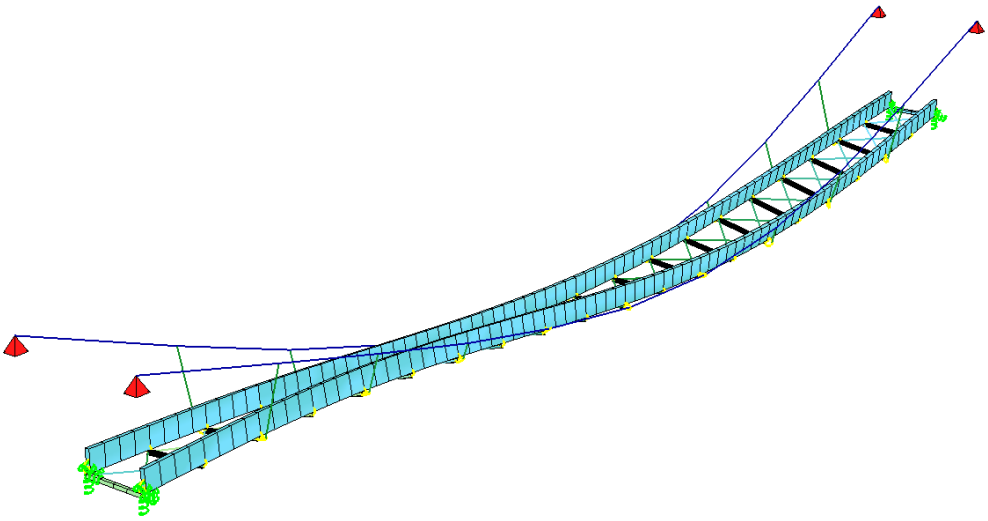
$1.00\ A_{Ex} + 0.30\ A_{Ey} + 0.30\ A_{Ez}$
$0.30\ A_{Ex} + 1.00\ A_{Ey} + 0.30\ A_{Ez}$
$0.30\ A_{Ex} + 0.30\ A_{Ey} + 1.00\ A_{Ez}$
kjer so A_{Ex}, A_{Ey}, A_{Ez} obremenitve zaradi potresne obtežbe v smereh X, Y, Z.

9.2 NIHAJNE OBLIKE IN LASTNE FREKVENCE

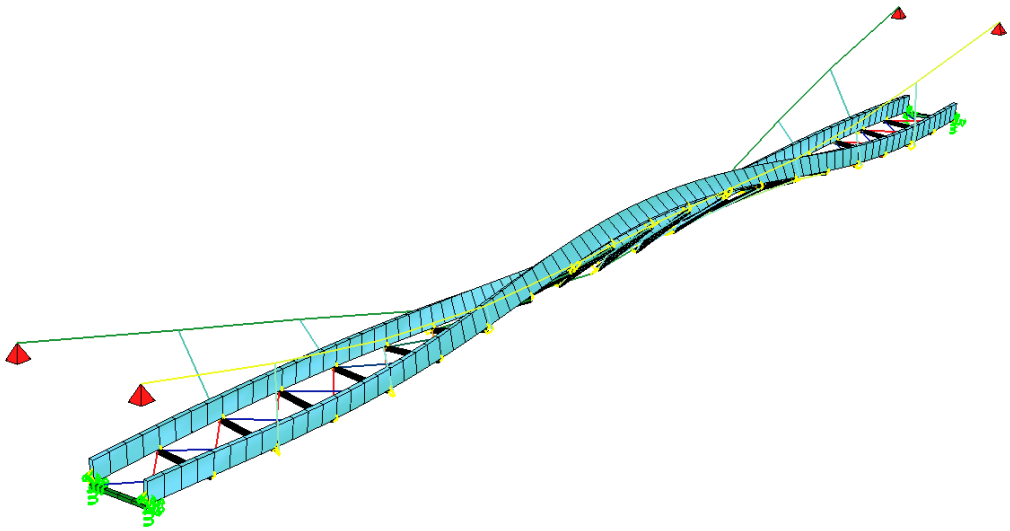
2. nihajna oblika **(prečna)**; f = 0,944 Hz , aktiviranje mase 56,4%



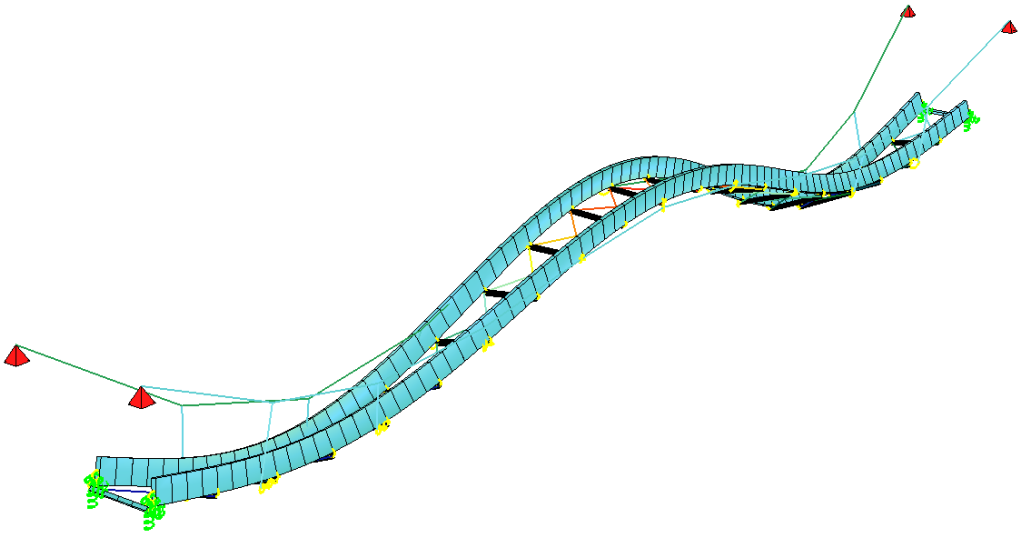
3. nihajna oblika (vertikalna); f = 1.42 Hz, aktiviranje mase 74,2%



11. nihajna oblika (torzijska); f = 3,08 Hz , aktiviranje mase 22,1%

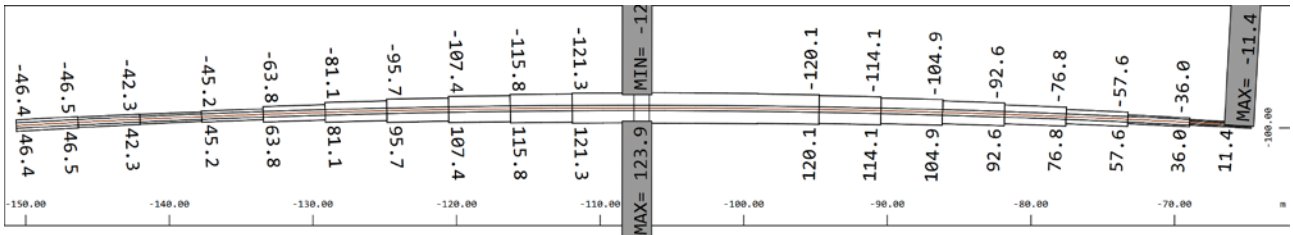


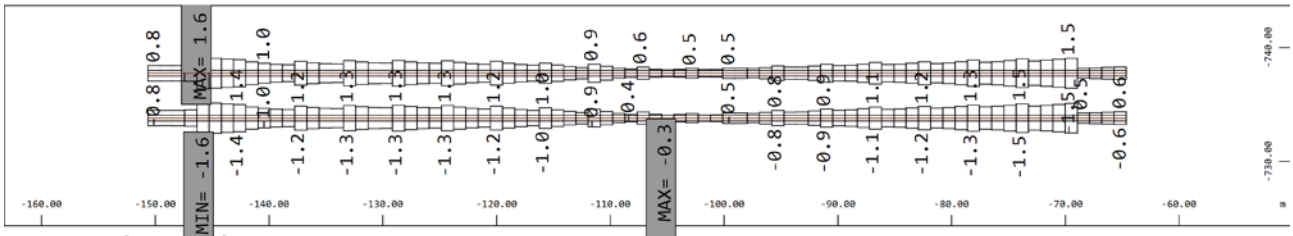
12. nihajna oblika (vertikalna); f = 3,29 Hz , aktiviranje mase 9,87%

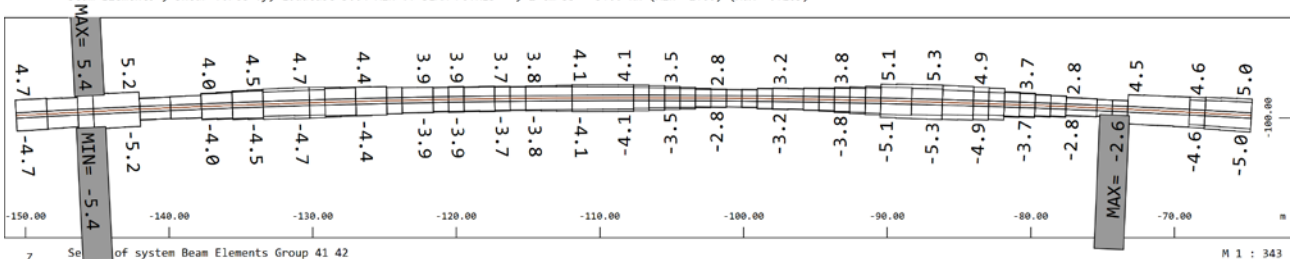


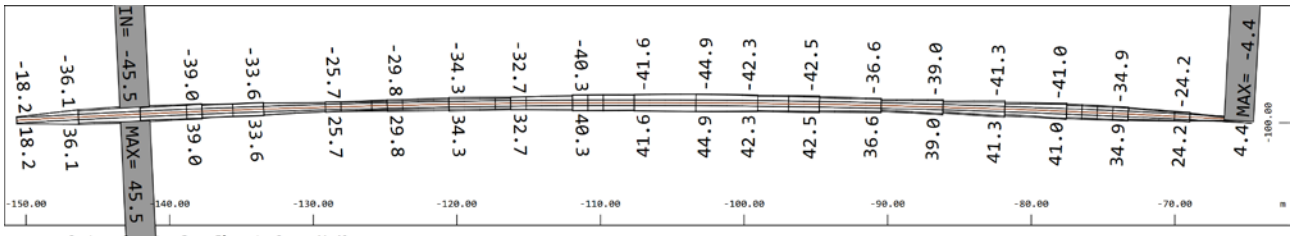
9.3 OBREMENITVE ZARADI POTRESNE OBTEŽBE

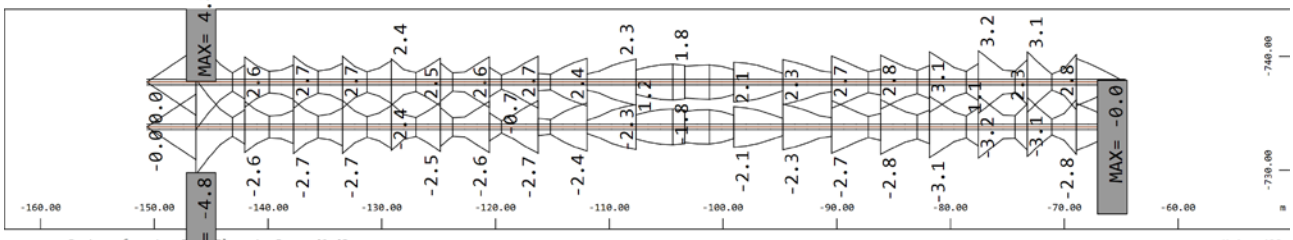
9.3.1 Leseni nosilci

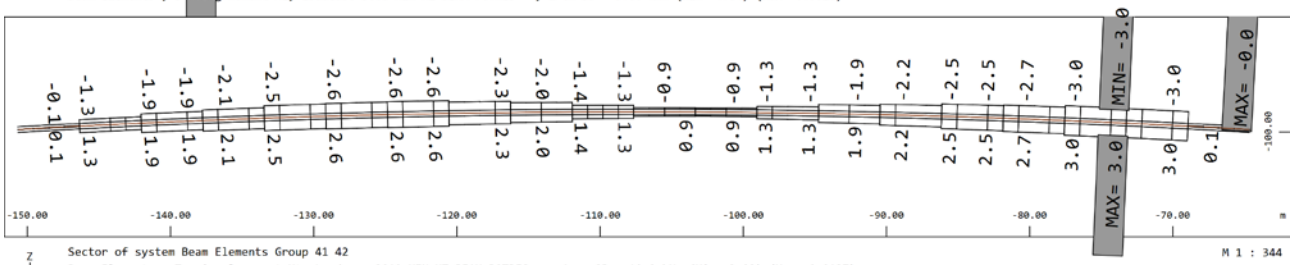




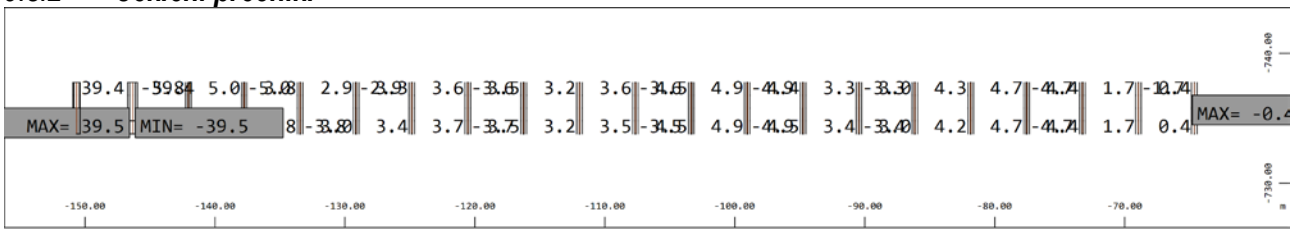


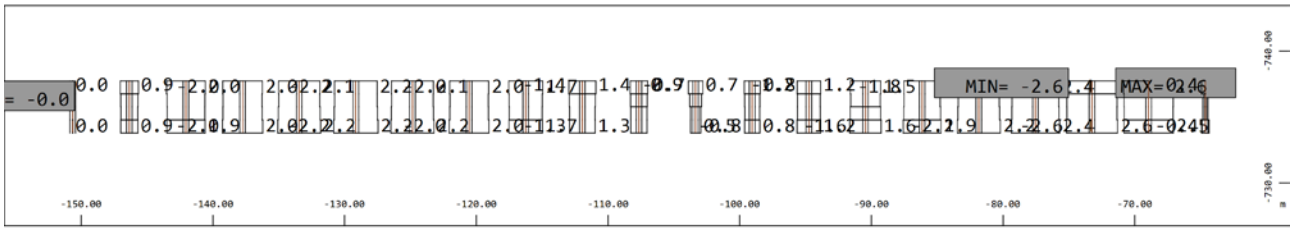


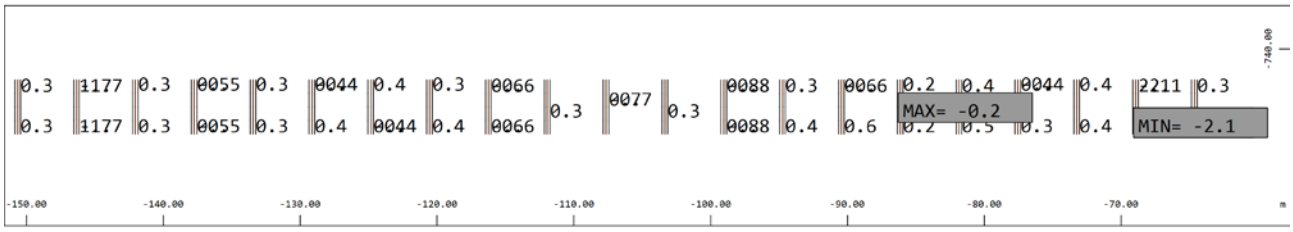


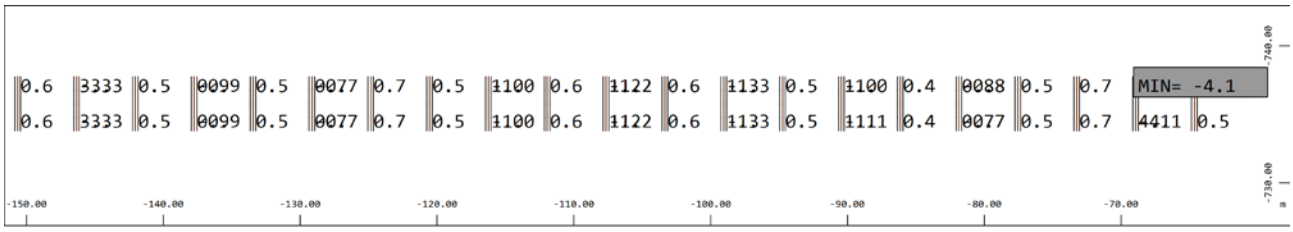


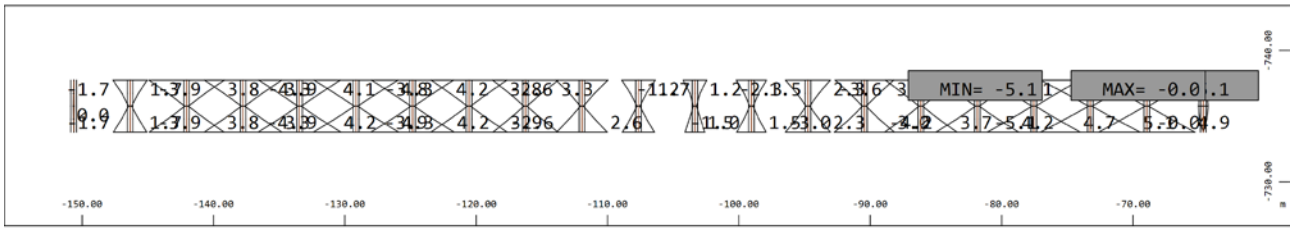
9.3.2 *Jekleni prečniki*

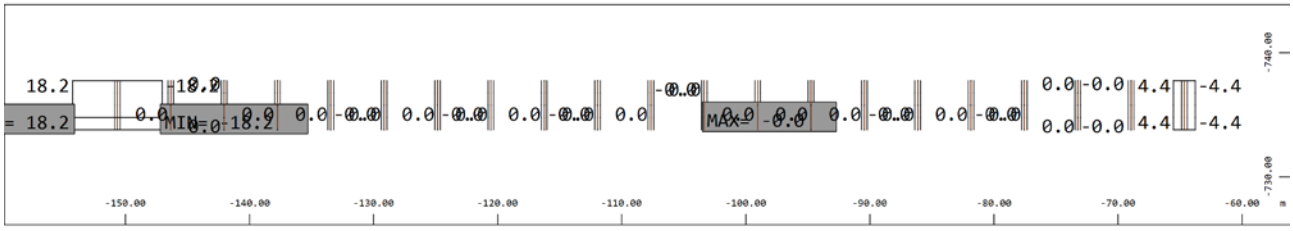




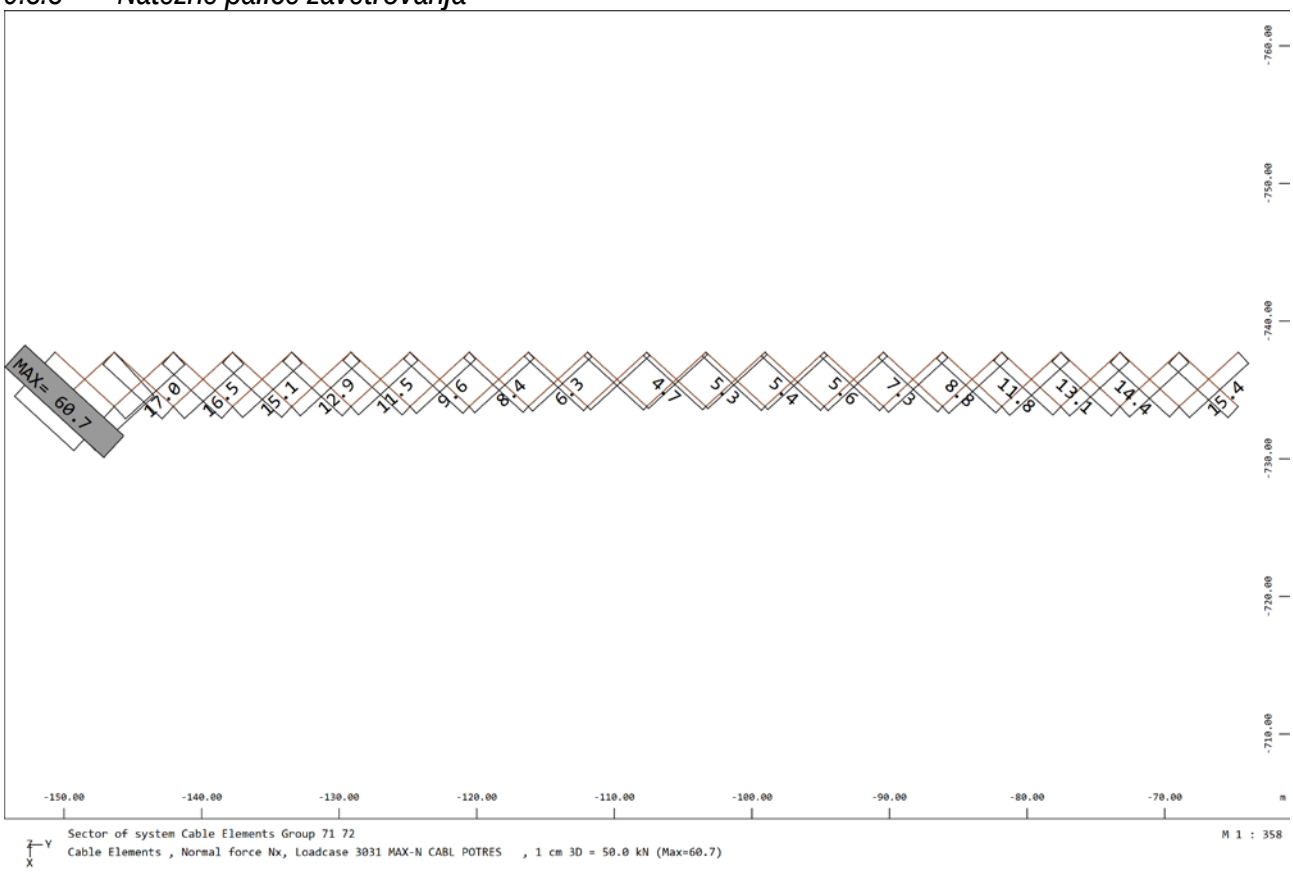




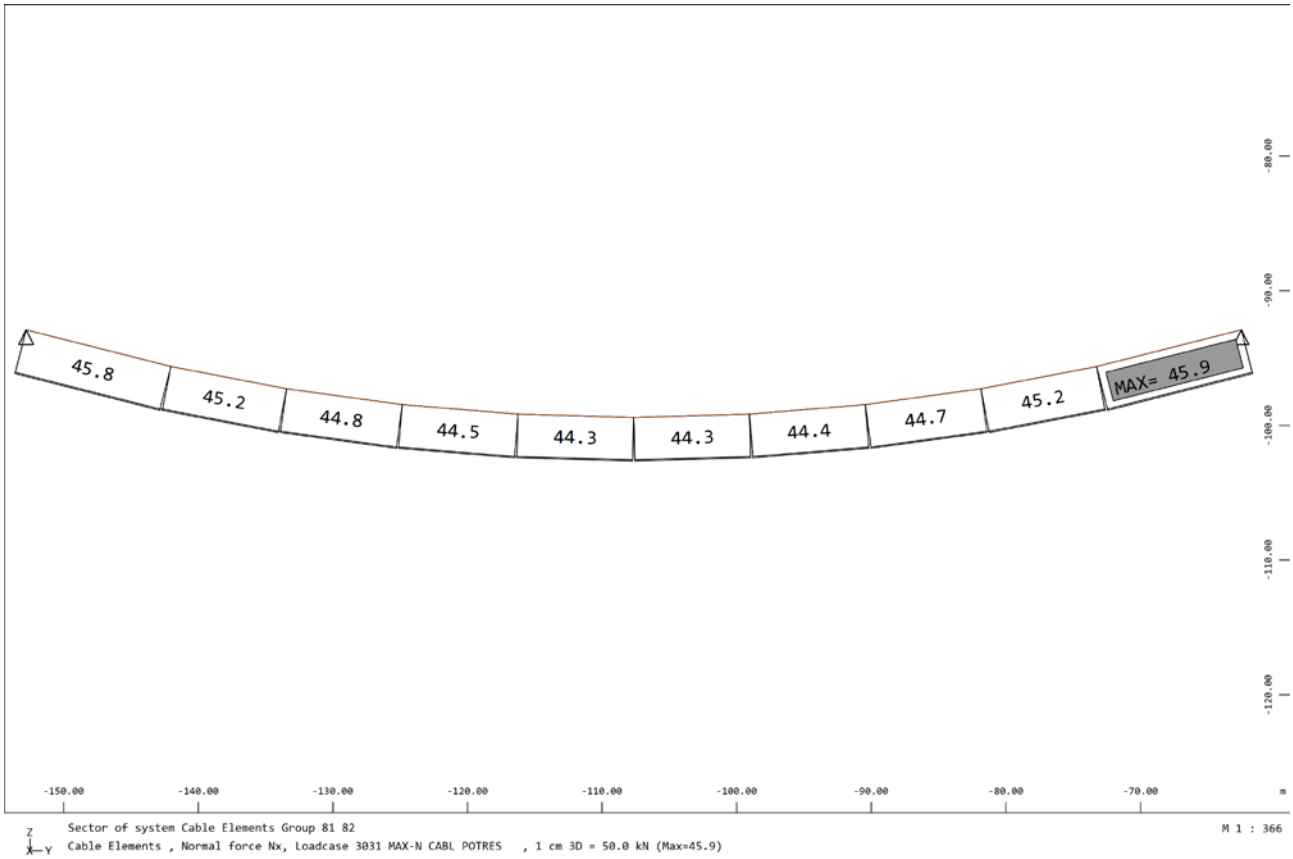




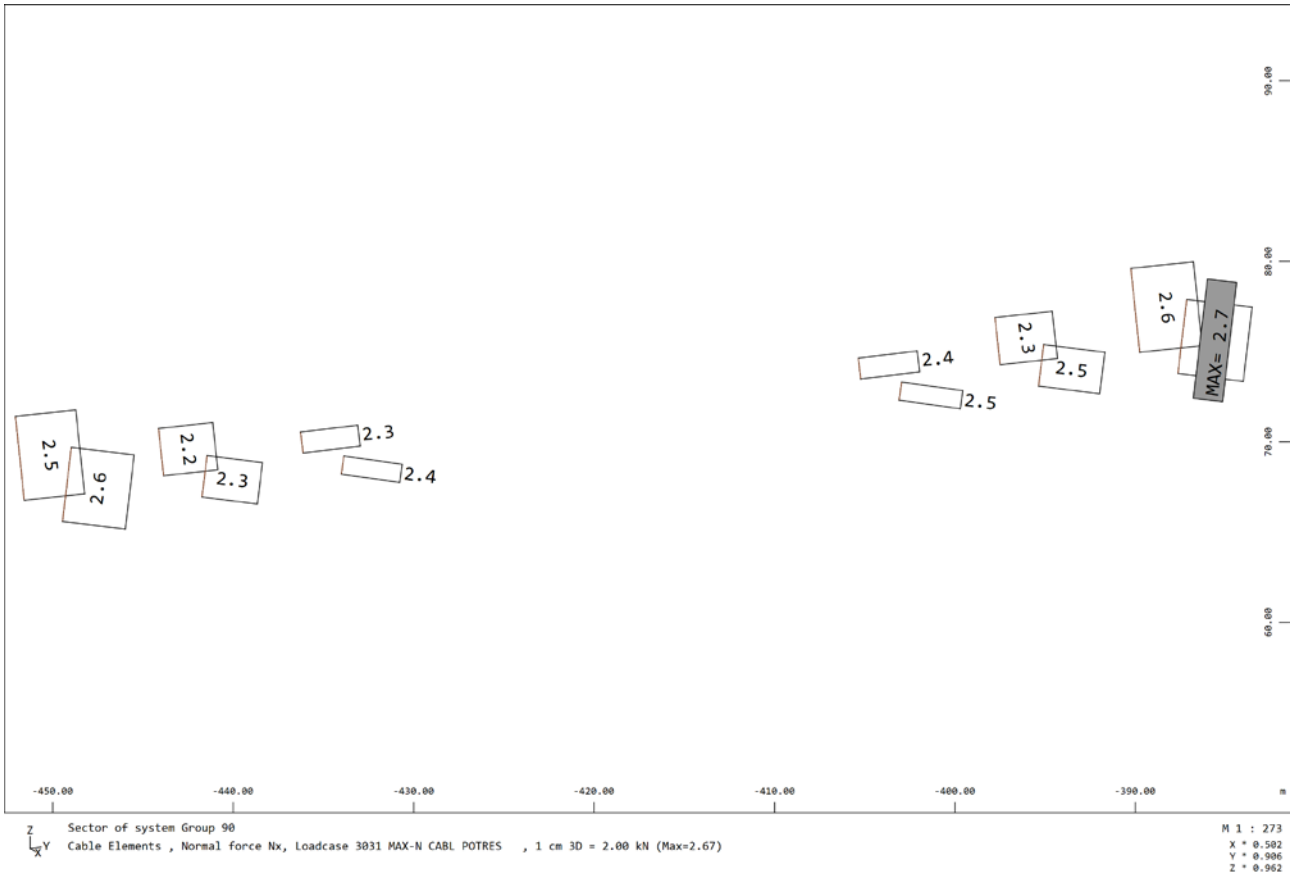
9.3.3 Natezne palice zavetrovanja



9.3.4 Vzdolžne nosilne vrvi



9.3.5 Vešalke



9.4 DIMENZIONIRANJE

Obremenitve vsled potresnih sil so majhne v primerjavi s obremenitvami, ki so se izračunale vsled regularnih obtežb (koristna obtežba) , zato kombinacije s potresom ne upoštevam pri dimenzioniranju oziroma potresna kombinacija ni merodajna.

9.5 ANALIZA VIBRACIJ

Mostovi za pešce in kolesarje so zaradi svoje zasnove mnogokrat podvrženi vibracijam, ki so povzročene s hojo ali tekom pešcev. Za analizo vibracij so se upoštevale smernice podane v SIST EN 1990; Annex A2 (točka A2.4.3) ter smernice podane v tehničnem poročilu JRC, ki je bilo izdano v okviru raziskovalnega programa JRC-ECCS za razvoj Evrokoda 3.

Kritična območja frekvenc nihanja, za katera je potrebno narediti detajlno analizo vibracij so:

- vertikalne in vzdolžne vibracije

  $1.25\ \text{Hz} \leq f_i \leq 2.3\ \text{Hz}$ (JRC_ECCS)
- prečne vibracije

  $0.50\ \text{Hz} \leq f_i \leq 1.2\ \text{Hz}$ (JRC_ECCS)

  $f_i \leq 2.5\ \text{Hz}$ (SIST EN 1990)

Zaradi možnosti dodatnega vzbujanja konstrukcije, ki je posledica sekundarnega harmoničnega nihanja povzročenega s strani pešcev, se območje kritičnih frekvenc konstrukcije za vertikalno in vzdolžno smer razširi:

- vertikalne in vzdolžne vibracije

  $1.25\ \text{Hz} \leq f_i \leq 4.6\ \text{Hz}$ (JRC_ECCS)

  $f_i \leq 5.0\ \text{Hz}$ (SIST EN 1990)

Kljub temu do sedaj še ni bilo zaznano, da bi sekundarno harmonično nihanje povzročalo velike vibracije.

Za most je bila opravljena analiza vibracij, v okviru katere sta bili v mejnem stanju uporabnosti uporabljeni dve različni metodologiji za izračun maksimalnih pospeškov, in sicer:

- metoda s spektrom odziva
  Metoda predstavljena v Tehničnem poročilu JRC, ki je bilo izdano v okviru raziskovalnega programa JRC-ECCS za razvoj Evrokoda 3. Na podlagi predvidenih razredov obremenitev je bila narejena kontrola stopnje ugodja. Metoda nam je služila za osnovno oceno pospeškov, medtem ko se je detajlna analiza naredila s pomočjo time history analize.

- **metoda s časovnim odzivom (»time history« analiza)**
  V tej metodi so bile uporabljene smernice iz dokumenta Vibrations in Structures Induced by Man and Machines, ki ga je izdal IABSE v okviru Structural Engineering Documents. Narejena je bila analiza za obtežna primera hoje in teka, in sicer štirih pešcev oziroma treh tekačev ter skupine maksimalno 16 pešcev (4x4) oziroma 12 tekačev (4x3), ki sinhrono hodijo oz. tečejo preko mostu. Upoštevali sta se sredinska in robna postavitev pešcev. Funkciji obtežba-čas, ki sta bili uporabljeni v analizi sta prikazani v nadaljevanju.

Dejansko obnašanje konstrukcije je možno ugotoviti šele s testi po izgradnji le-te, saj računske analize temeljijo na predpostavkah, kot so dušenje ipd.

9.5.1 *Kontrola kritičnih nihajnih oblik*

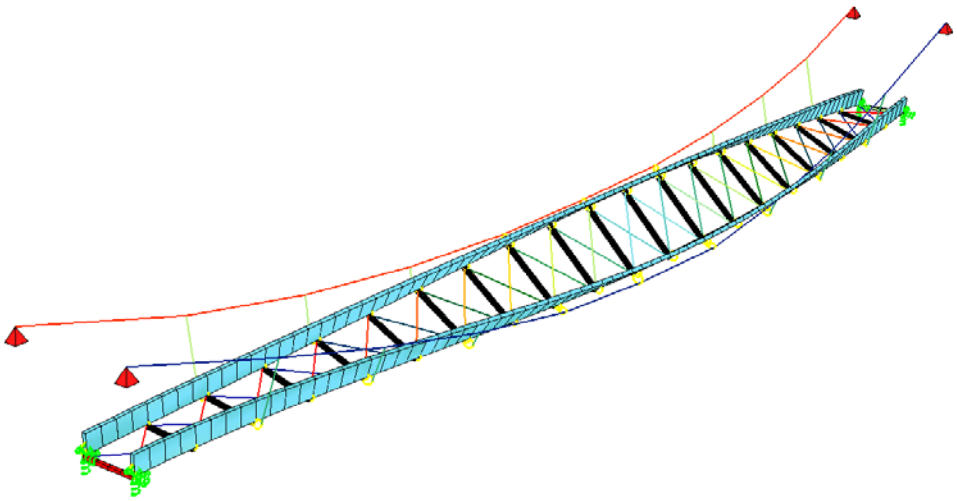
PONTING Inzenirski biro d.o.o. * 2000 MARIBOR — Page 42
SOFiSTiK 2018-8.0 ASE - ADVANCED SOLUTION ENGINE — 2021-03-17

Eigenfrequencies of the stressed bridge

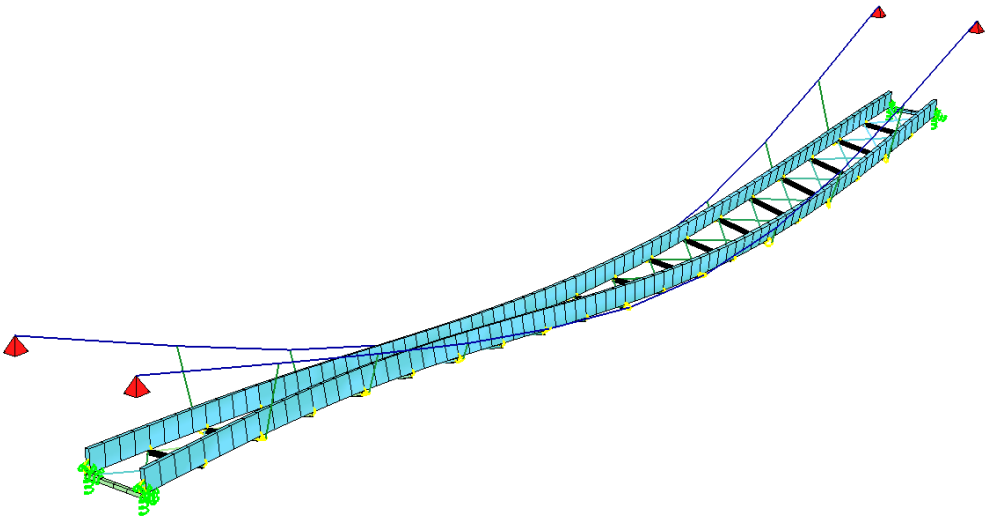
Modal masses - activated mass

No.	LC	frequency [Hertz]	effective modal Mass X[t]	Y[t]	Z[t]	factor X[%]	Y[%]	Z[%]	activated mass [%]*
1	100	0.608	0.00	0.95	0.00	0.00	2.38	0.00	2.23154
2	101	0.944	22.55	0.00	0.02	56.47	0.00	0.06	38.40872
3	102	1.425	0.04	0.16	29.63	0.10	0.41	74.21	43.84986
4	103	1.507	0.16	0.28	1.03	0.39	0.69	2.58	21.46122
5	104	1.562	0.07	0.11	0.06	0.19	0.27	0.16	23.25240
6	105	2.385	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.03	4.00686
7	106	2.386	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	4.08554
8	107	2.402	0.28	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	3.00364
9	108	2.407	1.08	0.00	0.00	2.71	0.00	0.00	2.96767
10	109	2.991	0.29	0.06	0.22	0.73	0.15	0.56	24.99764
11	110	3.078	8.84	0.00	0.00	22.15	0.00	0.00	24.03052
12	111	3.295	0.01	1.29	3.94	0.03	3.22	9.87	31.75820
13	112	4.068	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.87364
14	113	4.086	0.00	0.01	0.00	0.00	0.02	0.00	4.27557
15	114	4.088	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	4.29697
16	115	4.110	0.18	0.00	0.00	0.46	0.00	0.00	4.71385
17	116	4.429	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03546
18	117	4.429	0.00	0.02	0.00	0.00	0.06	0.00	0.04308
19	118	4.430	0.00	0.01	0.00	0.00	0.02	0.00	0.03634
20	119	4.431	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02819
21	120	4.926	0.00	26.28	0.54	0.00	65.82	1.36	59.68649

2. nihajna oblika (prečna); f = 0,944 Hz , aktiviranje mase 56,4%



3. nihajna oblika (vertikalna); f = 1.425 Hz, aktiviranje mase 74,2%



Kontrola nihajnih oblik:

Nihajna oblika	Frekvenca [Hz]	Kritično območje	Potrebna kontrola
Prečna	0,944 Hz	0,50 Hz ≤ fi ≤ 1,2 Hz	DA
Vertikalna	1,425 Hz	1,25 Hz ≤ fi ≤ 4,6 Hz	DA

9.5.2 Metoda s spektri odziva

V skladu s smernicami, na podlagi katerih je pa bila narejena analiza vibracij, pa obstaja več razredov prometne obremenitve in tudi razredov ugodja, katerim moramo zadostiti. Ker s strani investitorja ni bila predpisana predvidena obremenitev s pešci je bila opravljena analiza za prometne razrede, ki se pričakujejo glede na lokacijo objekta. Metoda se je povzela po Tehničnem poročilu JRC, ki je bilo izdano v okviru raziskovalnega programa JRC-ECCS. Glede na lokacijo objekta se ne pričakuje večje število ljudi hkrati na objektu.

Razredi prometne obremenitve:

Razred prometne obremenitve	Gostota pešcev d (P = pešec)	Število prešcev	Opis	**Značilnosti**
TC 1	Skupina 15 P; d = 15 P/(B x L)	15	Zelo redek promet s pešci	B = širina prekladne konstrukcije; L = dolžina prekladne konstrukcije
TC 2	d = 0.2 P/m^2	60	Redek promet s pešci	Udobno prosto sprehajanje, možnost prehitevanja, posameznik si prosto izbira mesto stojišča
TC 3	d = 0.5 P/m^2	150	Gost promet s pešci	Še vedno neomejeno sprehajanje, prehitevanje pešcev je lahko trenutno onemogočeno
TC 4	d = 1.0 P/m^2	300	Zelo gost promet s pešci	Prosti premiki so onemogočeni, ovirano sprehajanje, prehitevanje pešcev je onemogočeno
TC 5	d = 1.5 P/m^2	450	Izjemno gost promet s pešci	Neprijetno sprehajanje, gneča, posameznik ne more prosto izbirati mesta stojišča

V analizi se bodo upoštevali 3 razredi prometne obremenitve, in sicer:

- TC1 osnovna obtežna shema
- TC2,3 izjemna obtežna shema (npr. otvoritev)

Razredi udobja:

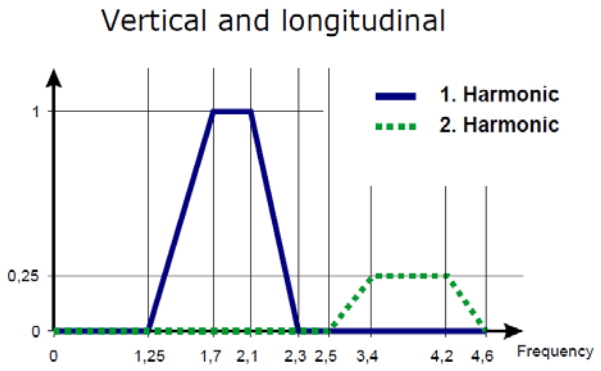
Razred udobja	Stopnja udobja	Vertikalni pospešek $a_{limit,v}$	**Prečni pospešek** $a_{limit,h}$
CL 1	Maksimalni razred udobja	< 0.50 m/s^2	< 0.10 m/s^2
CL 2	Srednji razred udobja	0.50 – 1.00 m/s^2	0.10 – 0.30 m/s^2
CL 3	Minimalni razred udobja	1.00 – 2.50 m/s^2	0.30 – 0.80 m/s^2
CL 4	Nesprejemljiva udobnost	> 2.50 m/s^2	> 0.80 m/s^2

Glede na nihanje oblike in frekvence nihanja je bila opravljena podrobnejša analiza za prvo prečno in vertikalno nihajno obliko, ki s svojimi frekvencami padejo v kritična območja, hkrati pa se aktivira ustrezen delež mase, da je nihajna oblika lahko merodajna. Pri 12. nihajni obliki, ki s frekvenco nihanja pade v kritično območje za analizo vertikalnih pospeškov se aktivira premalo mase, hkrati pa nihajna oblika s ferkvenco nihanja pade v območje sekundarnega harmoničnega nihanja.

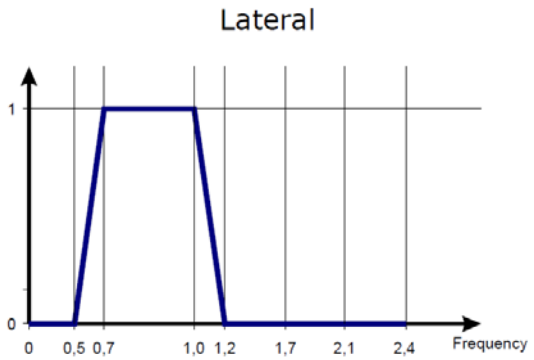
Masa, ki se je upoštevala za pešca je 80,0 kg.

Redukcijska faktorja za pospeške:

- v vertikalni in vzdolžni smeri:



- v prečni smeri:



Kontrola **prečne** nihajne oblike: 2. nihajna oblika

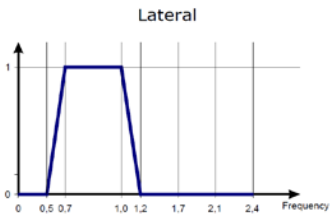
- Skupna masa (jeklena konstrukcija in krov) = 40554 kg
- Frekvenca nihanja: f_i = 0,944 Hz
- Modalna masa: $M_i = 0{,}565 x \sum M$ = 22913 kg
- Pešci, ki jih moramo upoštevati pri izračunu modalnih mas: 0,05x M_i = 1146 kg → 15 pešcev

Kontrola **prečnih** pospeškov:

TC 1: d = 15 P/(B x L) – 15 pešcev

L [m]=	86,0
B [m]=	4,60
mi - modalna mass [kg] =	22914
x [dušenje] =	0,015
f [Hz] =	0,94
Razred prometa=	TC1

ψ =	1,000
d [P/m2] =	0,0
a1=	-0,08
a2=	0,50
a3=	0,085
b1=	0,005
b2=	-0,060
b3=	-1,005
C=	6,80
kF=	2,85E-04
ka,d =	3,77



k1 =	0,485709
k2 =	-1,057184
n =	15

σ_F^2 =	0,004

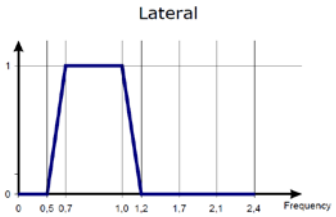
σ_a^2 =	0,00
σ_a =	0,05

$a_{max,d}$ =	0,18	m/s^2		CL2 -SREDNJI RAZRED UDOBJA

TC 2: d = 0.2 P/m² – 60 pešcev

L [m]=	86,0
B [m]=	4,60
mi - modalna mass [kg] =	22940
x [dušenje] =	0,015
f [Hz] =	0,99
Razred prometa=	TC2

ψ =	1,000
d [P/m2] =	0,2
a1=	-0,08
a2=	0,50
a3=	0,085
b1=	0,005
b2=	-0,060
b3=	-1,005
C=	6,80
kF=	2,85E-04
ka,d =	3,77



k1 =	0,502957
k2 =	-1,059700
n =	79

σ_F^2 =	0,023

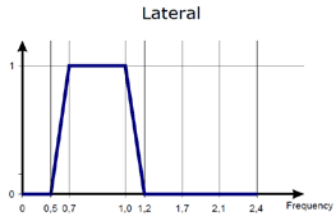
σ_a^2 =	0,01
σ_a =	0,11

$a_{max,d}$ =	0,42	m/s²	CL3 -MINIMALNI RAZRED UDOBJA

TC 3: d = 0.5 P/m² – 150 pešcev

L [m]=	86,0
B [m]=	4,60
mi - modalna mass [kg] =	23017
x [dušenje] =	0,015
f [Hz] =	0,94
Razred prometa=	TC3

ψ =	1,000
d [P/m2] =	0,5
a1=	-0,08
a2=	0,50
a3=	0,085
b1=	0,005
b2=	-0,060
b3=	-1,005
C=	6,80
kF=	2,85E-04
ka,d =	3,77



k1 =	0,484662
k2 =	-1,057033
n =	198

σ_F^2 =	0,056

σ_a^2 =	0,03
σ_a =	0,17

$a_{max,d}$ =	0,65	m/s²	CL3 -MINIMALNI RAZRED UDOBJA

Razred prometa	Pospešek [m/s²]	Razred udobja
TC1	0,18	CL2
TC2	0,42	CL3
TC3	0,65	CL3

Kontrola vertikalne nihajne oblike: 3. nihajna oblika

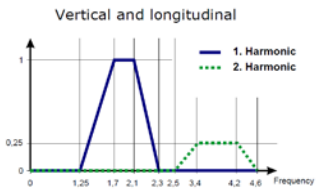
- Skupna masa (jeklena konstrukcija in krov) = 40554 kg
- Frekvenca nihanja: f_i = 1,425 Hz
- Modalna masa: $M_i = 0{,}742 x \sum M$ = 30092 kg
- Pešci, ki jih moramo upoštevati pri izračunu modalnih mas: 0,05x M_i = 1504 kg → 18 pešcev

Kontrola **prečnih** pospeškov:

<u>TC 1: d = 15 P/(B x L) – 15 pešcev</u>

L [m]=	86,0
B [m]=	4,60
mi - modalna masa [kg] =	30092
x [dušenje] =	0,015
f [Hz] =	1,43
Razred prometa=	TC1

ψ =	0,387
d [P/m2] =	0,0
a1=	-0,07
a2=	0,60
a3=	0,075
b1=	0,003
b2=	-0,040
b3=	-1,000
C=	2,95
kF=	1,20E-02
ka,d =	3,92



k1 =	0,787856
k2 =	-1,050908
n =	15

σ_F^2 =	0,180

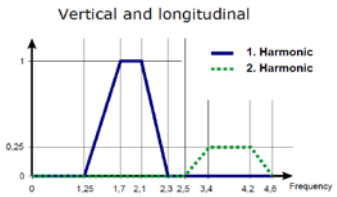
σ_a^2 =	0,04
σ_a =	0,20

$a_{max,d}$ =	0,30	m/s^2		CL1 -MAKSIMALNI RAZRED UDOBJA

TC 2: d = 0.2 P/m² – 60 pešcev

L [m]=	86,0
B [m]=	4,60
mi - modalna masa [kg] =	29635
x [dušenje] =	0,015
f [Hz] =	1,42
Razred prometa=	TC2

ψ =	0,380
d [P/m2] =	0,2
a1=	-0,07
a2=	0,60
a3=	0,075
b1=	0,003
b2=	-0,040
b3=	-1,000
C=	2,95
kF=	1,20E-02
ka,d =	3,92



k1 =	0,786654
k2 =	-1,050814
n =	79

σ_F^2 =	0,949

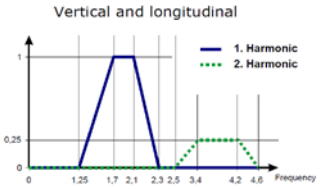
σ_a^2 =	0,21
σ_a =	0,46

$a_{max,d}$ =	0,68	m/s²	CL2 -SREDNJI RAZRED UDOBJA

TC 3: d = 0.5 P/m² – 150 pešcev

L [m]=	86,0
B [m]=	4,60
mi - modalna masa [kg] =	28655
x [dušenje] =	0,015
f [Hz] =	1,42
Razred prometa=	TC3

ψ =	0,369
d [P/m2] =	0,5
a1=	-0,07
a2=	0,60
a3=	0,075
b1=	0,003
b2=	-0,040
b3=	-1,000
C=	2,95
kF=	1,20E-02
ka,d =	3,92



k1 =	0,784648
k2 =	-1,050656
n =	198

σ_F^2 =	2,374

σ_a^2 =	0,55
σ_a =	0,74

$a_{max,d}$ =	1,07	m/s²	CL3 -MINIMALNI RAZRED UDOBJA

Razred prometa	Pospešek [m/s²]	Razred udobja
TC1	0,30	CL1
TC2	0,65	CL2
TC3	1,07	CL3

9.5.3 *Metoda s časovnim odzivom (»TIME HISTORY analiza«)*

Opravljena je bila tudi tako imenovana »time history« analiza, pri čemer smo opazovali maksimalne vrednosti pospeškov v primeru pomične obtežbe pešcev za primer teka in hoje.

V nadaljevanju so prikazani maksimalni pospeški konstrukcije za obtežna primera teka in hoje v vertikalni in prečni smeri, pri čemer smo pospeške opazovali na sredini in robu pohodne površine, in sicer 0,875m od ograje (3,5m/4).

V skladu s standardom EN 1990 – A.2.4.3.1.(2), kjer je priporočeno, da se za analizo upošteva skupina 8-15 ljudi, smo se odločili za obtežne primere, ki so predstavljeni v nadaljevanju. Pri definiranju obtežnih primerov smo upoštevali tudi širino pohodne površine 3,50m.

Na podlagi tega smo se odločili, da se lahko pri obtežnem primeru hoje v eni vrsti nahajajo maksimalno 4 osebe (pri stranski postavitvi 2 osebi), medtem ko se pri obtežnem primeru teka lahko v vrsti nahajajo 3 osebe (pri stranski postavitvi 1 oseba). Masa pešca, ki smo jo upoštevali je znašala 80,0 kg.

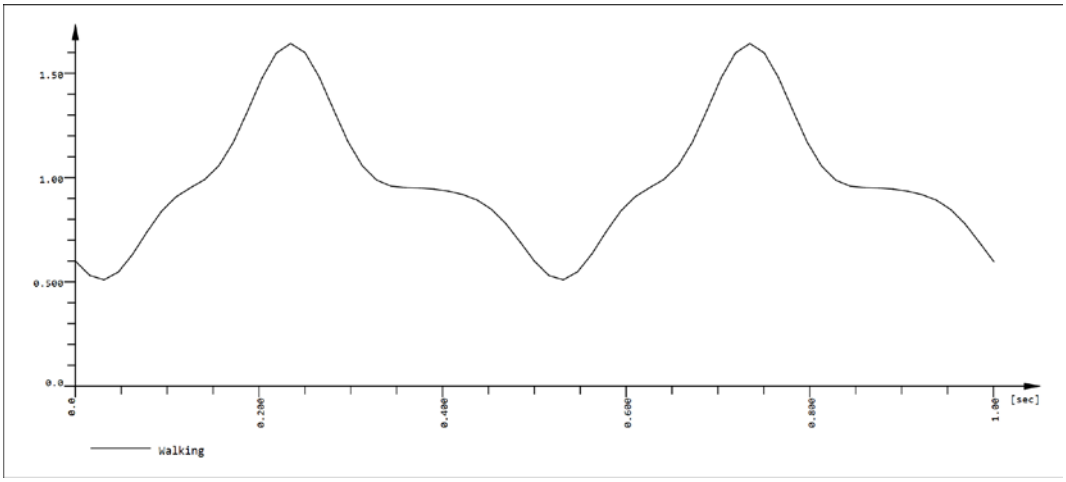
V spodnji tabeli so prikazani obtežni primeri, ki so bili uporabljeni v analizi, pri čemer za vse obtežne primere velja, da so bili aplicirani na sredini in robu konstrukcije, hkrati pa so se maksimalni pospeški opazovali v teh točkah.

Obtežni primer	Projektna situacija	Vrsta obtežbe	Obtežba		Opazovanje maksimalnih pospeškov
			Sredinska postavitev	Robna postavitev	
1 vrsta pešcev	Redna	Hoja	4x0,8 kN	2x0,8 kN	sredina/rob
		Tek	3x0,8 kN	1x0,8 kN	sredina/rob
4x1 vrsta pešcev	Izredna	Hoja	4x4x0,8 kN	4x2x0,8 kN	sredina/rob
		Tek	4x3x0,8 kN	4x1x0,8 kN	sredina/rob

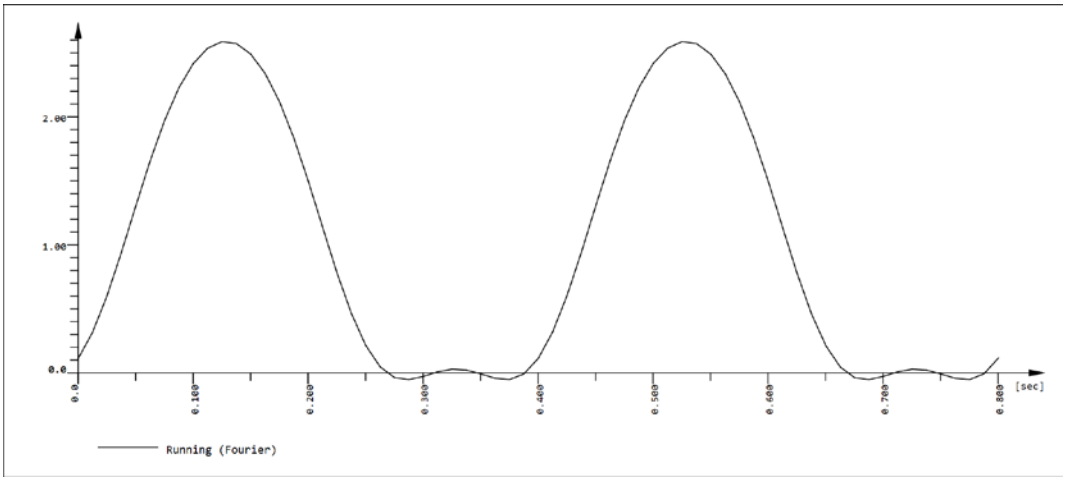
Funkciji za obtežna primera hoje in teka sta prikazani v nadaljevanju poročila. Za oba obtežna primera smo upoštevali, da se lahko na konstrukciji nahaja skupina pešcev, kar smo upoštevali kot redno projektno situacijo ali pa več skupin, kar se je upoštevalo kot izredna projektna situacija.

V primeru več skupin, smo se odločili za 4 zaporedne vrste pešcev. V primeru hoje se je upoštevala medsebojna razdalja 3,0m, medtem ko je v primeru teka upoštevala medsebojna razdalja 5,0m. Tako se je pri obtežnem primeru hoje na konstrukciji nahajalo maksimalno 16 oseb (8 oseb pri ekscentrični postavitvi) in pri obtežnem primeru teka 12 oseb (4 osebe pri ekscentrični postavitvi).

Funkcija za obtežni primer hoje:



Funkcija za obtežni primer teka:



V nadaljevanju so prikazane tabele in diagrami z maksimalnimi pospeški.

V spodnji tabeli so podani maksimalni pospeški (ovojnica glede na opazovane točke prereza -sredina/rob) prekladne konstrukcije glede na obtežne primere.

Tabela maksimalnih pospeškov glede na posamezne obtežne primere:

Projektna situacija	Obtežni primer	Postavitev obtežbe glede na **prečni** prerez	Pospeški – smer	Obtežni primer HOJE	Obtežni primer TEKA
				a_{max} [m/s^2]	a_{max} [m/s^2]
Redna	1 vrsta pešcev (maksimalni pospeški za sredinsko postavitev-4hoja/3tek)	Sredinska	Vertikalna - Z	0,31	0,63
			Prečna - Y	0,07	0,22
	1 vrsta pešcev (maksimalni pospeški za robno postavitev-2hoja/1tek)	Robna	Vertikalna - Z	0,31	0,24
			Prečna - Y	0,09	0,07
Izredna	4x1 vrsta pešcev (maksimalni pospeški za sredinsko postavitev-16hoja/12tek)	Sredinska	Vertikalna - Z	1,13	2,18
			Prečna - Y	0,23	0,70
	4x1 vrsta pešcev (maksimalni pospeški za robno postavitev-8hoja/4tek)	Robna	Vertikalna - Z	0,56	0,73
			Prečna - Y	0,11	0,23

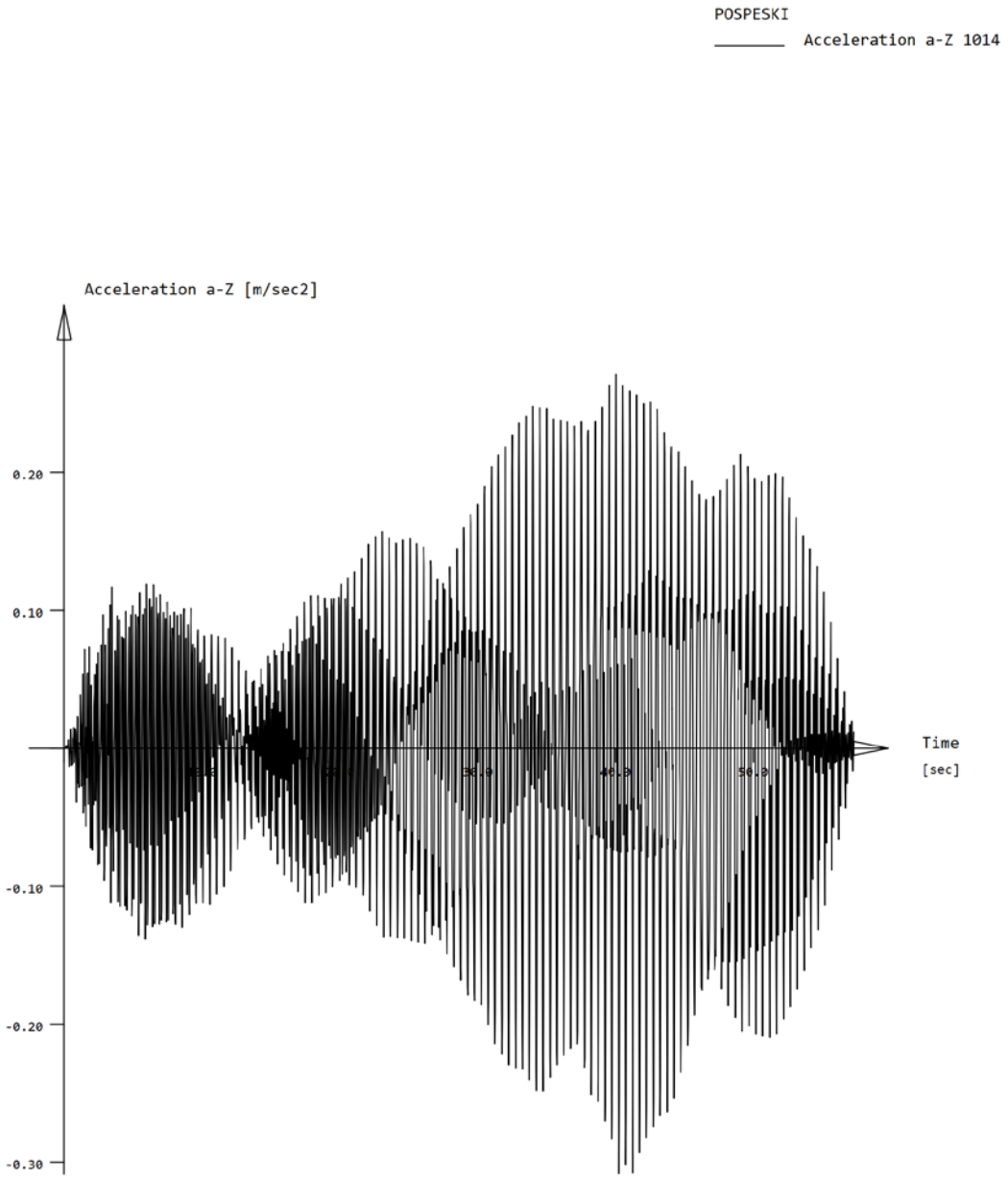
Maksimalne vrednosti pospeškov

REDNA PROJEKTNA SITUACIJA – upoštevana 1 vrsta pešcev (simultana hoja 4 oseb / tek 3 oseb)

Vertikalni pospeški – a_z

Obtežni primer – HOJA

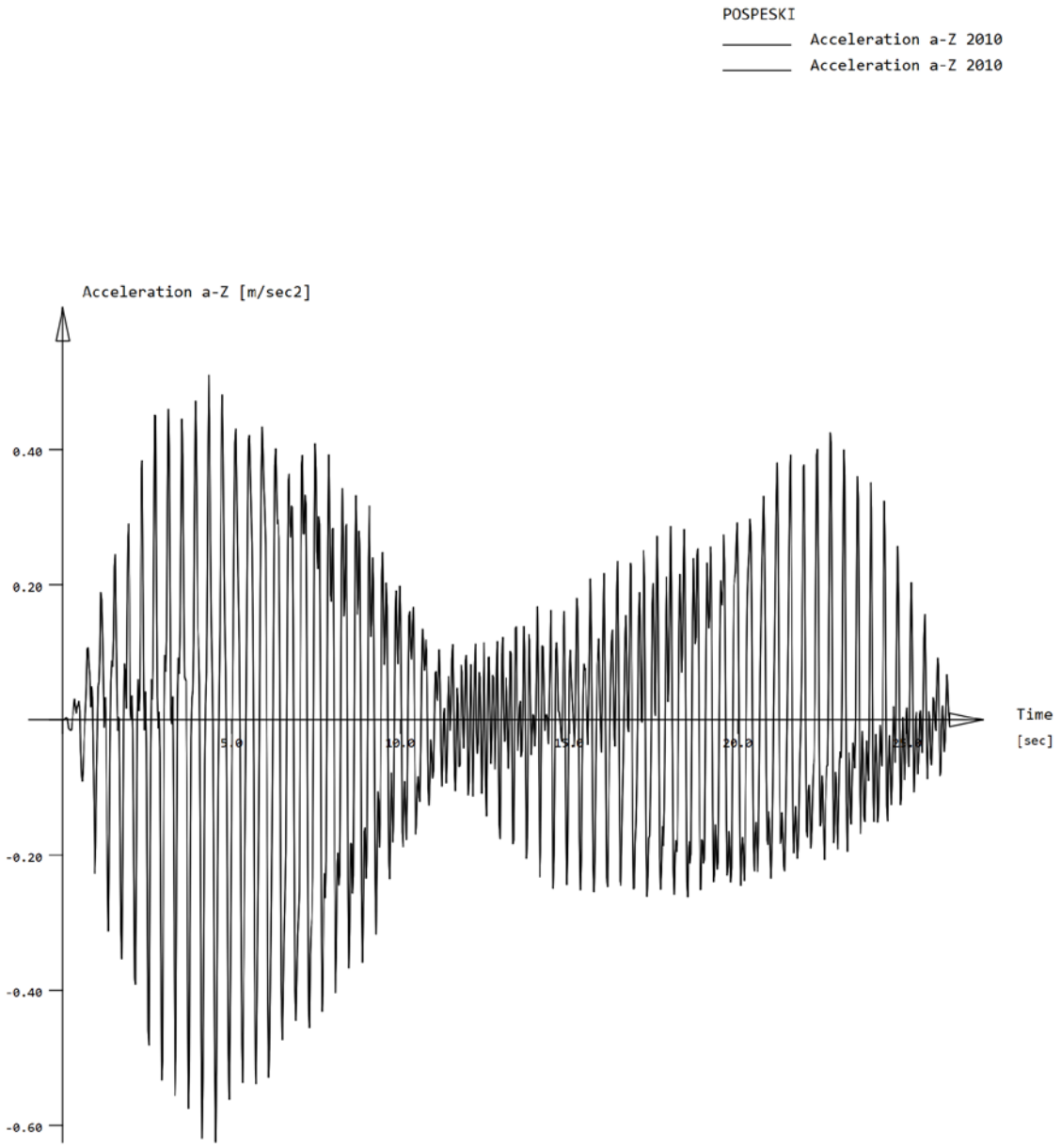
Pospešek a_z = 0,31 m/s^2



Vertikalni pospeški – a_z

Obtežni primer – TEK

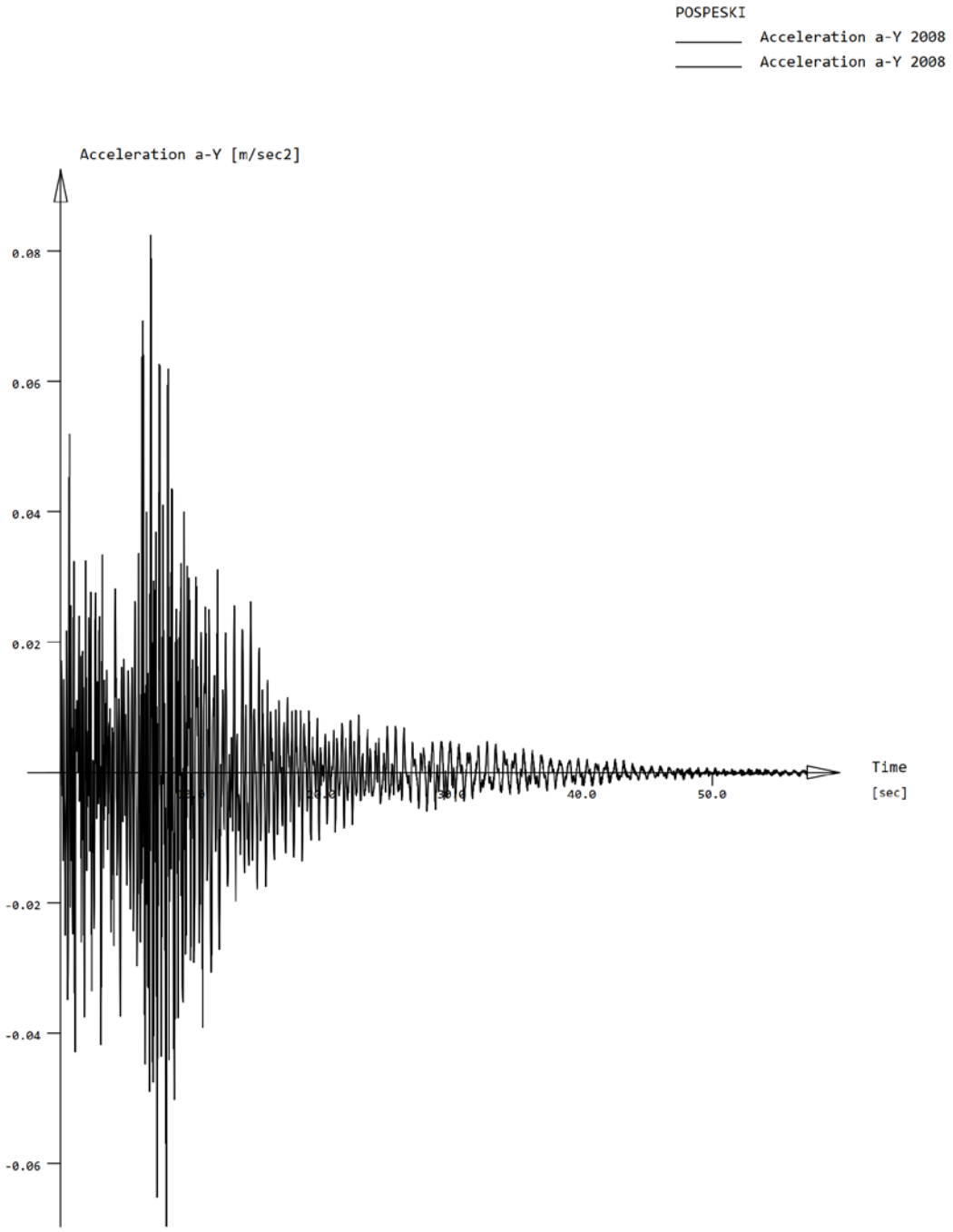
Pospešek a_z = 0,63 m/s^2



Prečni pospeški – a_y

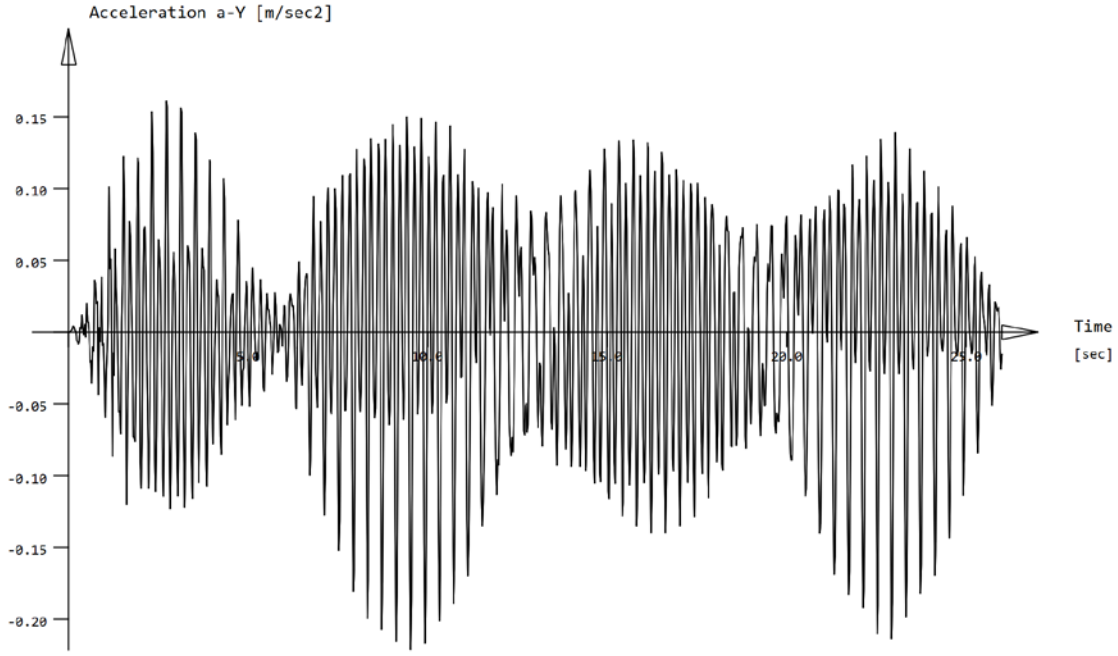
Obtežni primer – HOJA

Pospešek a_z = 0,09 m/s^2



Obtežni primer – TEK

Pospešek a_z = 0,22 m/s^2

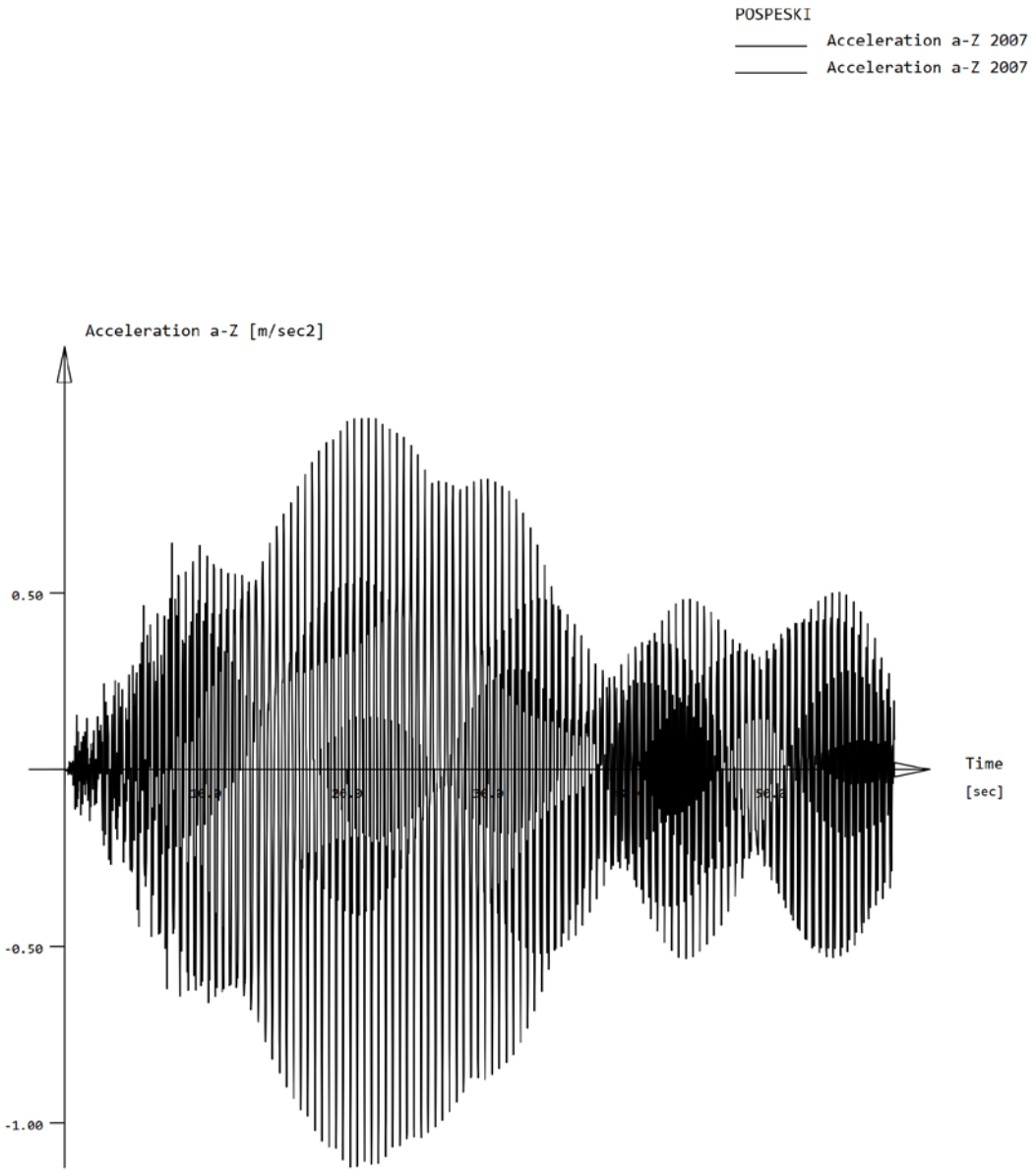


IZREDNA PROJEKTNA SITUACIJA – upoštevane 4 vrste pešcev (simultana hoja 16 oseb / tek 12 oseb)

Vertikalni pospeški – a_z

Obtežni primer – HOJA

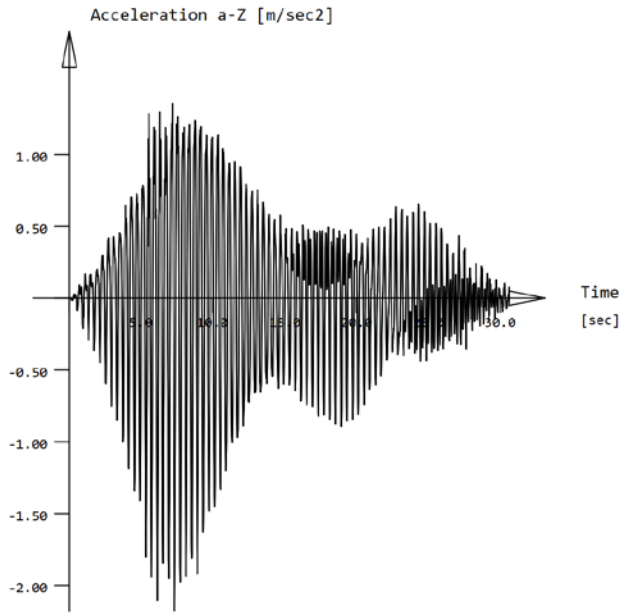
Pospešek a_z = 1,13 m/s^2



Vertikalni pospeški – a_z

Obtežni primer – TEK

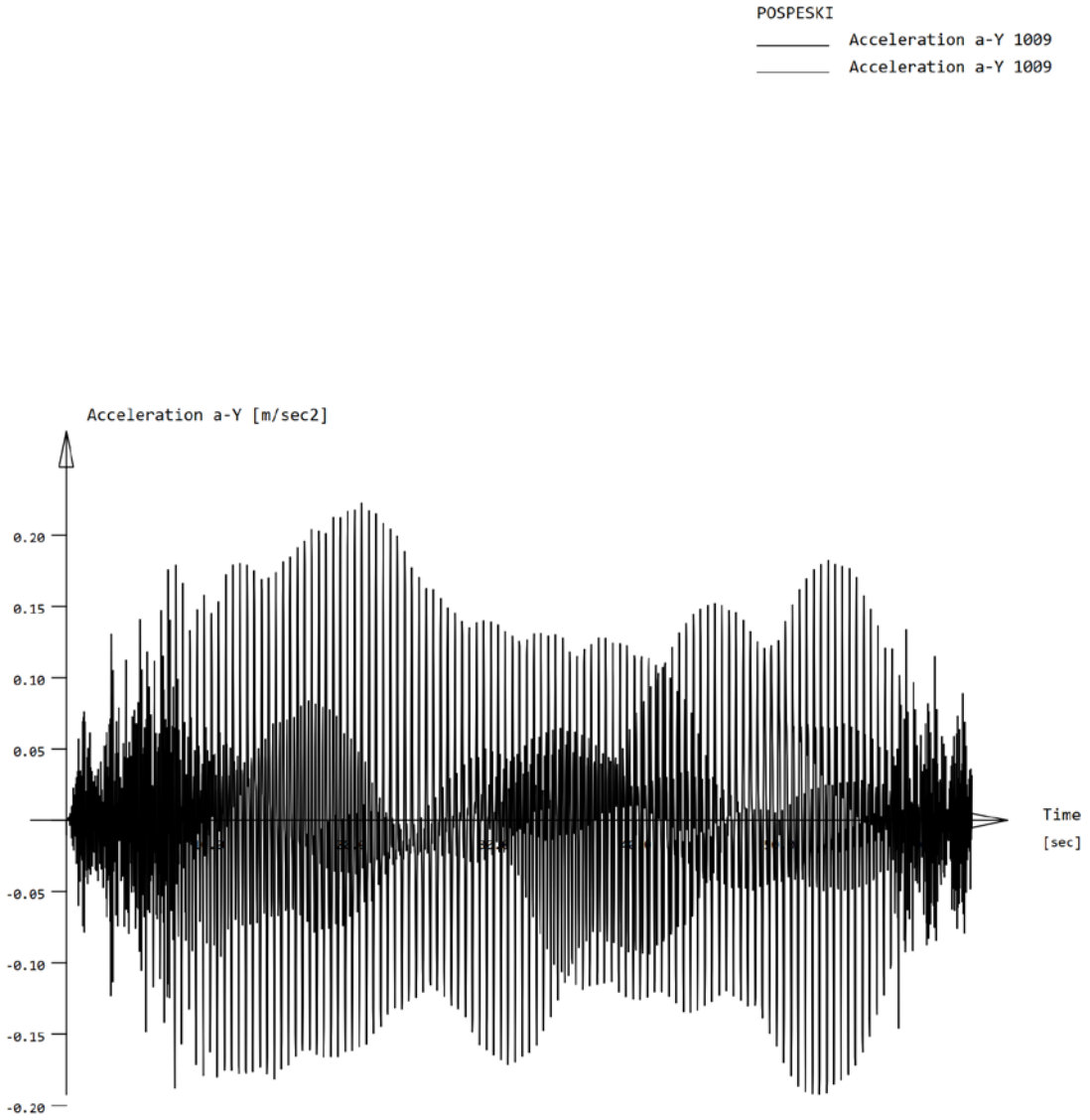
Pospešek a_z = 2,18 m/s^2



Prečni pospeški – a_y

Obtežni primer – HOJA

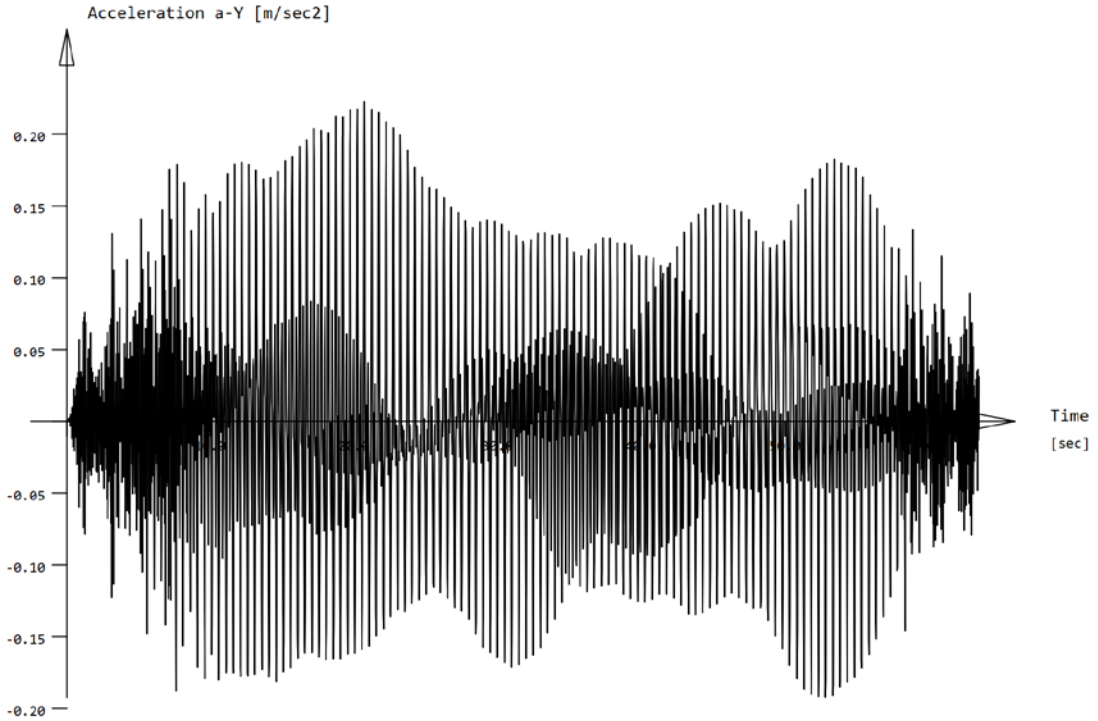
Pospešek a_z = 0,23 m/s^2



Prečni pospeški – a_y

Obtežni primer – TEK

Pospešek a_z = 0,70 m/s^2



9.5.4 Kontrola vibracij v skladu s SIST EN 1995-2

Za obtežni primer hoje je bila opravljena tudi analiza ter hkrati kontrola pospeškov v skladu z SIST EN 1995-2, Annex B za obtežna primera hoje.

<u>Vertikalne vibracije:</u>

$a_{vert,1} = 200/(M \cdot \varsigma)$

$a_{vert,n} = 0{,}23 \cdot a_{vert,1} \cdot n \cdot k_{vert}$

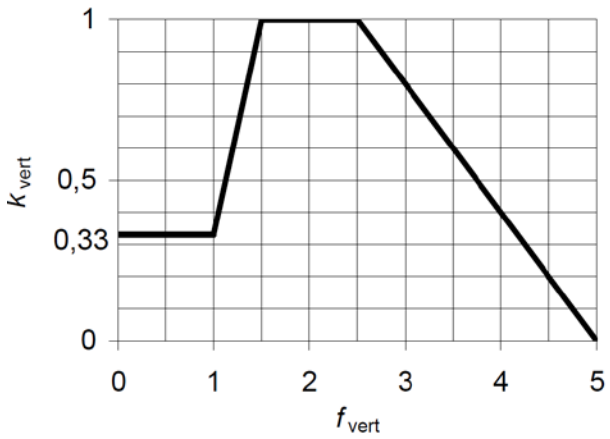
f=1,425 Hz

L=86m

M=40434 kg

ς=0,015

k_{vert}=0,9



Redna projektna situacija: 1. vrsta pešcev

$\mathrm{a_{vert,n=4}} = 0{,}23 \cdot 0{,}32 \cdot 4 \cdot 0{,}9 = 0{,}26\mathrm{m/s^2}(\mathrm{Sofistik\ 0{,}34\ m/s^2})$

Izredna projektna situacija: 4. vrste pešcev

$\mathrm{a_{vert,n=16}} = 0{,}23 \cdot 0{,}32 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 0{,}9 = 1{,}06\mathrm{m/s^2}(\mathrm{Sofistik\ 1{,}13\ m/s^2})$

Kontrola je pokazala ustrezno ujemanje rezultatov.

Horizontalne vibracije:

$a_{hor,1} = 50/(M \cdot ς)$

$a_{hor,n} = 0{,}18 \cdot a_{hor,1} \cdot n \cdot k_{hor}$

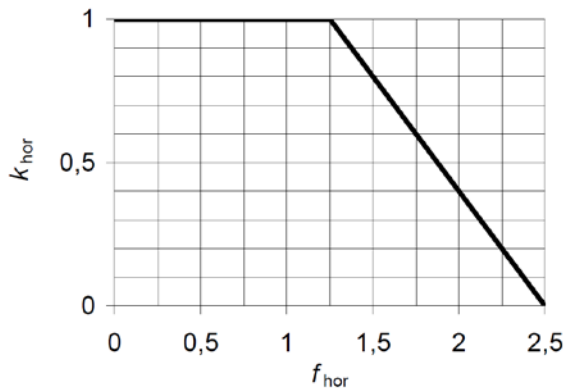
f=0,944 Hz

L=86m

M=40434 kg

ς=0,015

k_{hor}=1



Redna projektna situacija: 1. vrsta pešcev

$a_{hor,n=4} = 0{,}18 \cdot 0{,}082 \cdot 4 \cdot 1 = 0{,}06 m/s^2 (Sofistik\ 0{,}10\ m/s^2)$

Izredna projektna situacija: 4. vrste pešcev

$a_{hor,n=16} = 0{,}18 \cdot 0{,}082 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 1 = 0{,}23 m/s^2 (Sofistik\ 0{,}23\ m/s^2)$

Kontrola je pokazala ustrezno ujemanje rezultatov.

9.5.5 Povzetek analize vibracij

Mostovi za pešce in kolesarje so zaradi svoje zasnove mnogokrat podvrženi vibracijam, ki so povzročene s hojo ali tekom pešcev. Glede na majhno maso mostu in majhno togost konstrukcije je v konretnem primeru problematika vibracij še večja.

Analiza vibracij za most Ceršak je bila narejena z različnimi metodami. Metoda s spektri odziva se je pri analizi vibracij uporabila le za oceno pospeškov, medtem ko se je glavna analiza naredila s pomočjo THA analize, pri čemer so se maksimalni pospeški za obtežni primer hoje preverili v skladu z enačbami podanimi v SIST EN 1995-2. V nadaljevanju je podan povzetek maksimalnih pospeškov.

<u>Ovojnica maksimalnih pospeškov glede na posamezno projektno situacijo</u>

Projektna situacija	Obtežni primer	Pospeški – smer	Obtežni primer HOJE	Obtežni primer TEKA
			a_{max} [m/s^2]	a_{max} [m/s^2]
Redna	1 vrsta pešcev	Vertikalna - Z	0,31	0,63
		Prečna - Y	0,09	0,22
Izredna	4x1 vrsta pešcev	Vertikalna - Z	1,13	2,18
		Prečna - Y	0,23	0,70

Vrednosti dopustnih maksimalnih pospeškov:

EN 1990:

- $a_{max,vertikalni} \leq 0.7\ m/s^2$
- $a_{max,horizontalni} \leq 0.2\ m/s^2$ (v primeru gneče $0.4\ m/s^2$)

Smernice v okviru raziskovalnega programa JRC-ECCS:

Razred udobja	Stopnja udobja	Vertikalni pospešek $a_{limit,v}$	**Prečni pospešek** $a_{limit,h}$
CL 1	Maksimalni razred udobja	< 0.50 m/s²	< 0.10 m/s²
CL 2	Srednji razred udobja	0.50 – 1.00 m/s²	0.10 – 0.30 m/s²
CL 3	Minimalni razred udobja	1.00 – 2.50 m/s²	0.30 – 0.80 m/s²
CL 4	Nesprejemljiva udobnost	> 2.50 m/s²	> 0.80 m/s²

Maksimalne vrednosti:

REDNA PROJEKTNA SITUACIJA Simultana hoja 4 oseb / tek 3 oseb			
Pospešek - smer	Merodajni obtežni priemr	Hoja [m/s²]	Tek [m/s²]
Vertikalen pospešek - a_z	1 vrsta pešcev	0,31	0,63
Prečni pospešek – a_y	1 vrsta pešcev	0,09	0,22
IZREDNA PROJEKTNA SITUACIJA Simultana hoja 16 oseb/tek 12 oseb			
Pospešek - smer	Merodajni obtežni priemr	Hoja [m/s²]	Tek [m/s²]
Vertikalen pospešek - a_z	4 vrste pešcev	1,13	2,18
Prečni pospešek – a_y	4 vrste pešcev	0,23	0,70

Obešeni mostovi so zaradi svoje narave podvrženi večjim vibracijam, ki so povzročene iz strani pešcev. Kljub temu, pa je iz rezultatov razvidno, da se pospeški nahajo v okviru priporočenih vrednosti (redna projektna situacija), oziroma so v posameznih redkih situacijah minimalno preseženi.

Maribor, januar 2021

STATIČNO ANALIZO IZVEDLA:

Jernej Maher, univ. dipl. inž. grad.

JERNEJ MAHER
univ.dipl.inž.grad.
IZS G-4208

Rok Mlakar, univ. dipl. inž. grad.

ROK MLAKAR
univ. dipl. inž. grad.
IZS G-2507