

PRILOGA 1C
NASLOVNA STRAN NAČRTA

2 – načrt s področja gradbeništva
2/3 NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV
VA0045 IN VA0046 DOLGI MOST

PODATKI O GRADNJI

IZN za začasno ojačitev in sanacijo objektov VA0045 in VA0046.

naziv gradnje

kratek opis gradnje

Izvedbeni načrt (IZN) za predhodno ojačitev objektov VA0045 in VA0046 z odpravo najbolj kritičnih poškodb za zagotavljanje mehanske odpornosti in stabilnost ter varne uporabe za nadaljnjih 10 let.

VRSTE GRADNJE	NOVOGRADNJA - NOVOZGRAJEN OBJEKT
<i>označiti vse ustrezne vrste gradnje</i>	NOVOGRADNJA - PRIZIDAVA
	REKONSTRUKCIJA
	SPREMEMBA NAMEBNOSTI
	ODSTRANITEV CELOTNEGA OBJEKTA
	LEGALIZACIJA
	X VZDRŽEVALNA DELA V JAVNO KORIST

PODATKI O PROJEKTNI DOKUMENTACIJI

vrsta dokumentacije	IZN (izvedbeni načrt)
številka projekta	4466

PODATKI O NAČRTU

strokovno področje načrta	2 – načrt s področja gradbeništva
naziv načrta	2/3 NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0045 IN VA0046 DOLGI MOST
številka načrta	7-6/2021
datum izdelave	marec 2026, dopolnjeno maj 2026
datum spremembe	

PODATKI O PROJEKTANTU NAČRTA

projektant načrta (naziv družbe)	PROMICO d.o.o.
naslov	Šmartinska cesta 56, 1000 Ljubljana
odgovorna oseba projektanta načrta	
podpis odgovorne osebe projektanta načrta	



PODATKI O IZDELOVALCU NAČRTA

ime in priimek pooblaščenega arhitekta, pooblaščenega inženirja	
identifikacijska številka	
podpis pooblaščenega arhitekta, pooblaščenega inženirja	

vsebina zvezka

Zvezek 1 od 3: Splošni del, Tehnični del

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.1	

S.2.1
Podatki o projektantih sodelavcih načrta

<i>Številka projekta</i>	4466
<i>Številka načrta</i>	7-6/2021
<i>Naziv načrta</i>	2/3 NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0045 IN VA0046 DOLGI MOST
<i>Vrsta projektne dokumentacije</i>	IZN (izvedbeni načrt)
<i>Vodja načrta</i>	
<i>Sodelavci projektanti</i>	

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.2.1	

2/3 NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0045 IN VA0046 DOLGI MOST
Zvezek 1 od 3 – Splošni del, Tehnični del

S	<u>Splošni del</u>
S.1	Naslovna stran načrta (priloga 1C)
S.2.1	Podatki o projektantih sodelavcih načrta
S.3.2	Kazalo vsebine načrta št. 7-6/2021
S.5.1	Izjava projektanta načrta in pooblaščenega strokovnjaka ki je izdelal načrt IZN (priloga 2C)
S.6.	Dokumentacija o recenziji
T	<u>Tehnični del</u>
T.1.1	Tehnično poročilo
T.1.2	Statični račun 1. del

Zvezek 2 od 3 – Tehnični del

S	<u>Splošni del</u>
S.1	Naslovna stran načrta (priloga 1C)
S.3.2	Kazalo vsebine načrta št. 7-6/2021
T	<u>Tehnični del</u>
T.1.2	Statični račun 2. del
T.2.1	Projektantski popis
T.1.2	Projektantski predračun

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.3.2	

2/3 NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0045 IN VA0046 DOLGI MOST
Zvezek 3 od 3 – Risbe

S	<u>Splošni del</u>
S.1	Naslovna stran načrta (priloga 1C)
S.3.2	Kazalo vsebine načrta št. 7-6/2021

šifra risbe	Risbe	merilo	št. lista
G	<u>Cestne podloge</u>		
G.202	Gradbena situacija s prikazom obstoječe komunalne infrastrukture	M 1:1000	C1
G	<u>Splošni načrti</u>		
G.221.1	Tloris in vzdolžni prerez obstoječega stanja	M 1:200	1
G.231.1	Karakteristični prečni prerez obstoječega stanja	M 1:25	2
G.221.2	Tloris in vzdolžni prerez rekonstruiranega stanja	M 1:200	3
G.231.2	KPP rekonstruiranega stanja	M 1:25	4
G.239.1	Rekonstrukcija podpor	M 1:50	5
G.255.1	Tehnologija v polju 1 in 2 (območje Tržaške c.)	M 1:200/100	6
G.255.2	Tehnologija v polju 3 (območje P+R)	M 1:200/100	7
G.255.3	Tehnologija v polju 4 in 5 (območje železnice)	M 1:200/100	8
G.255.4	Tehnologija v polju 8 in 9 (vodotok, lok. cesta)	M 1:200/100	9
G.255.5	Kataster poškodb – Desni viadukt od osi 1 do 3	M 1:100	10
G.255.6	Kataster poškodb – Desni viadukt od osi 4 do 6	M 1:100	11
G.255.7	Kataster poškodb – Desni viadukt od osi 7 do 9	M 1:100	12
G.255.8	Kataster poškodb – Levi viadukt od osi 1 do 3	M 1:100	13
G.255.9	Kataster poškodb – Levi viadukt od osi 4 do 6	M 1:100	14
G.255.10	Kataster poškodb – Levi viadukt od osi 7 do 9	M 1:100	15
G	<u>Detalji sanacije in ojačitve</u>		
G.251.1	Detajl sanacije poškodb betonskih površin z lokalno reprofilacijo	M 1:10/5	D-1
G.251.2	Dispozicija ojačitvenih ukrepov	M 1:500/100	D-2
G.251.3	Ojačitev nosilca L=34.20 m z zunanjimi kabli (BBR 2x 2x2 15,7mm)	M 1:50/10/1	D-3
G.251.4	Ojačitev nosilca L=39.20 m z zunanjimi kabli (BBR 2x 2x2 15,7mm)	M 1:50/10/1	D-4
G.251.5	Ojačitev nosilca L=34.20 m z zunanjimi kabli (2x 12 Φ15,7 mm)	M 1:50/10/1	D-5
G.251.6	Ojačitev nosilca L=39.20 m z zunanjimi kabli (2x 12 Φ15,7 mm)	M 1:50/10/1	D-6
G.251.7	Obbetoniranje glave stebra	M 1:25	D-7

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.3.2	

S.5.1	Izjava projektanta načrta in pooblaščenega strokovnjaka ki je izdelal načrt IZN (Priloga 2C)
--------------	---

<i>Številka projekta</i>	4466
<i>Številka načrta</i>	7-6/2021

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.5.1	

PRILOGA 2C

**IZJAVA PROJEKTANTA NAČRTA
IN POOBLAŠČENEGA STOKOVNJAKA,
KI JE IZDELAL NAČRT IZN IN PID**

PROJEKTANT NAČRTA

projektant načrta (naziv družbe)	PROMICO d.o.o.
naslov	Šmartinska cesta 56, 1000 Ljubljana
odgovorna oseba projektanta načrta	

IN POOBLAŠČENI STROKOVNJAK, KI JE IZDELAL NAČRT

pooblaščen strokovnjak	
------------------------	--

IZJAVLJAVA:

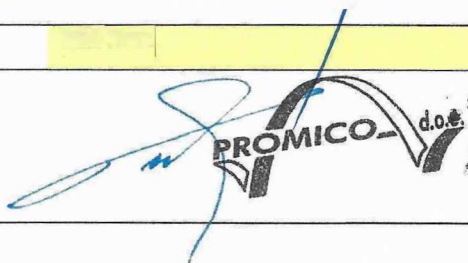
da načrt

vrsta dokumentacije	IZN (izvedbeni načrt)
strokovno področje načrta	2 – načrt s področja gradbeništva
naziv načrta	2/3 NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0045 IN VA0046 DOLGI MOST
številka načrta	7-6/2021
datum izdelave	marec 2026, dopolnjeno maj 2026

upošteva relevantne predpise in druge normativne dokumente ter da so upoštrevane ustrezne bistvene in druge zahteve.

pooblaščen strokovnjak	
identifikacijska številka	
podpis pooblaščenega strokovnjaka	

odgovorna oseba projektanta načrta	
podpis odgovorne osebe projektanta načrta	



Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.5.1	

S.6	Dokumentacija o recenziji
------------	----------------------------------

<i>Številka projekta</i>	4466
<i>Številka načrta</i>	7-6/2021

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	S.6	

T.1	Tehnični del
------------	---------------------

<i>Številka projekta</i>	4466
<i>Številka načrta</i>	7-6/2021

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	T.1	

T.1.1	Tehnično poročilo
--------------	--------------------------

<i>Številka projekta</i>	4466
<i>Številka načrta</i>	7-6/2021

Številka odseka	Arhivska št.	Faza / objekt	Šifra priloge	Prostor za črtno kodo
0016, 0616	0245.00	004.2160	T.1.1	

2/3 – NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0045 in VA0046 DOLGI MOST TEHNIČNO POROČILO

SPLOŠNI PODATKI:

PROJEKT: **IZN za začasno ojačitev in sanacijo objektov VA0045 in VA0046**

Številka projekta: 4466

Številka načrta: 7-6/2021

Faza projekta : IZN

IZVEDBENI NAČRT

DATUM: Marec 2026

Dopolnitev maj 2026

Pripravil:

VSEBINA TEHNIČNEGA POROČILA

1	SPLOŠNO	3
1.1	UVOD in NAMEN REKONSTRUKCIJE	3
1.2	PODLOGE	3
1.3	OBSTOJEČA KONSTRUKCIJA	4
1.4	OPIS STANJA OBJEKTOV	5
1.5	GEOLOŠKO GEOMEHANSKI PODATKI	6
2	KARAKTERISTIČNI PROFILI	8
2.1	Karakteristični profil AC na objektu	8
2.1.1	Obstoječi karakteristični profil	8
2.1.2	Karakteristični profil po rekonstrukciji desnega objekta za C2+2	8
2.2	Karakteristični profil pod objektom	8
2.2.1	Tržaška cesta	8
2.2.2	Glavna železniška proga I. reda	8
3	SANACIJA IN REKONSTRUKCIJA	9
3.1	SPLOŠNO	9
3.2	POSTOPKI SPLOŠNIH SANACIJSKIH DEL	10
3.3	OJAČITEV PREKLADNE KONSTRUKCIJE	13
3.4	SANACIJA PODPORNEGA SISTEMA	14
3.5	PREDHODNA DELA	15
3.5.1	Ureditev povoznih površin ob Vidičevi ulici	15
3.6	REKONSTRUKCIJA OPREME IN KROVA OBJEKTA	15
3.6.1	Ležišča	15
3.6.2	Komunalni vodi in jaški	15
3.6.3	Odvodnjavanje	15
3.7	MATERIALI	16
4	TEHNOLOGIJA GRADNJE S FAZAMI GRADNJE	17
4.1	DELOVNI ODRI	18
5	MONITORING	19
6	POVZETEK STATIČNEGA IZRAČUNA	19
7	ZAKLJUČEK	20

1 SPLOŠNO

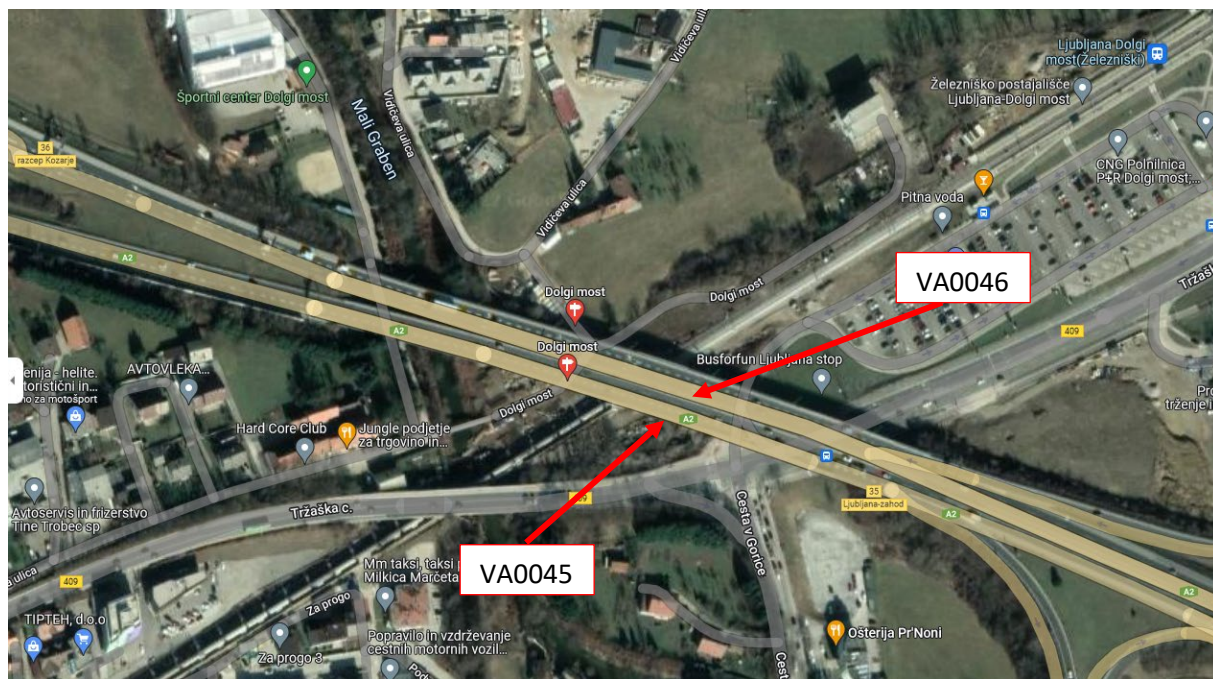
1.1 UVOD in NAMEN REKONSTRUKCIJE

Viadukt Dolgi most je bil zgrajen leta 1981. Viadukt je izveden z dvema ločenima objektoma dolžine cca. 344 m oziroma 319 m. Konstrukcija je zasnovana kot diskontinuirana montažno konstrukcija z devetimi razpetinami. Viadukt se nahaja na zahodni obvoznici Ljubljane, na odseku A1/0016 in A1/0616 in premošča dvotirno železniško progo Ljubljana - Postojna, regionalno cesto R2-409/0358, dostopno cesto na parkirišče Dolgi most, Vidičevo ulico in rekonstruirani potok Malega grabna.

Zaradi izrazitih poškodb na nosilni konstrukciji viaduktov VA0045 (levi objekt) v km 0+295 in VA0046 (desni objekt) v km 0+280 je naročnik naročil izdelavo projekta za rekonstrukcijo (sanacijo in ojačitev) za zagotovitev nosilnosti obstoječih viaduktov v preostali eksploatacijski dobi objektov, do njune zamenjave, kar je predvidoma obdobje do 10 let.

V sklopu sanacije in ojačitve obstoječih viaduktov se upošteva tudi kasnejša začasna prometna ureditev po režimu C2+2 na desnem objektu (VA0046). Predvidijo se vsi potrebni ukrepi na nosilni konstrukciji, ureditev krova se izvede v kasnejši fazi.

V prometno ureditev na levem objektu se ne posega in ostane nespremenjena. Prav tako se ne posega v trenutne kapacitete na objektu in sistem odvodnje.



Slika 1: Prikaz viadukta Dolgi most na zemljevidih (vir: google maps)

1.2 PODLOGE

- [1] PGD, PZI VIADUKT DOLGI MOST 10,410 – 1, št. projekta: 1247, GIP GRADIS BIRO ZA PROJEKTIRANJE, junij 1980 → [arhivska dokumentacija](#)
- [2] PZI NAČRT ZAPOR CEST V ČASU GRADNJE, št. projekta: 4466, št. načrta: 697-PRO_Z; BPI d.o.o., junij 2022
- [3] PZI VIADUKT DOLGI MOST, št. projekta: 4466, št. načrta: 206, PIPENBAHER INŽENIRJI d.o.o., julij 2021; → [RUŠITEV VIADUKTA VA0046](#)

- [4] Elaborat detaljnega pregleda premostitvenega objekta; Viadukt Dolgi most VA0046, na AC A1, odsek 0016 v km 0+280; poročilo: 533-KON-21; IGMAT d.d., julij 2021
- [5] Elaborat detaljnega pregleda premostitvenega objekta; Viadukt Dolgi most VA0045 in VA0046, na AC A1; poročilo: 646-KON-25; IGMAT d.d., januar 2026

1.3 OBSTOJEČA KONSTRUKCIJA

Viadukt Dolgi most je bil zgrajen leta 1981. Viadukt se nahaja na zahodni obvoznici Ljubljane, na odseku AI/0016 in AI/0616 in premošča dvotirno železniško progo Ljubljana - Postojna, regionalno cesto R2 - 409/0358, dostopno cesto na parkirišče Dolgi most, Vidičevo ulico ter rekonstruirani potok Malega grabna.

Viadukt je izveden z dvema ločenima objektoma, desni VA0046 je dolžine 344,36 m, levi VA0045 pa dolžine 319,36 m. Kot križanja z železnico je 49,20°.

Posamezni razponi levega in desnega objekta

- Desni objekt (viadukt A, VA0046):
 - o razponi: 34,2 + 40,0 + 35,0 + 40,0 + 40,0 + 40,0 + 40,0 + 40,0 + 34,2
 - o skupne dolžine: 344,36 m
- Levi objekt (viadukt B, VA0045):
 - o Razponi: 34,2 + 40,0 + 35,0 + 35,0 + 35,0 + 35,0 + 35,0 + 35,0 + 34,2
 - o skupne dolžine: 319,36 m

Zasnova objektov je pogojena z nenosilnim barjanskim terenom, težkimi prometnimi pogoji in prečkanjem železnice, ceste in Malega Grabna.

Prekladni konstrukciji sestojita iz petih lepljenih montažnih prednapetih armiranobetonskih nosilcev, ki so medsebojno povezani v sistem rešetke in tvorijo prostoležeča polja, ta pa so nad podporami preko vezne plošče povezana v tri zavorne enote. Nosilci so na začetku, na koncu in na sredini povezani s prednapetimi AB prečniki širine 30 cm. Nosilci so višine 2,0 m, širina spodnje pasnice znaša 0,75 m in zgornje 1,80 m. Poleg prečnikov nosilce v sistem brane povezuje tudi na kraju samem zabetonirana monolitna AB plošča debeline 20 cm med zgornjo pasnico nosilcev. Plošča je bila izvedena iz betona kvalitete MB 400, ter v prečni smeri prednapeta s kabli 16 Φ 7 mm na razmaku 80 cm, ki so sidrani po sistemu BBRV. Vezna AB plošča med stebri je debeline 18 cm in razpona 1,6 m.

Razponi med stebri so 35,0 m in 40,0 m. Teoretična razpetina nosilcev znaša (med ležišči) $L_1 = 33,4$ m in $L_2 = 38,5$ m. Nosilci so bili izvedeni iz betona kvalitete MB 400, armirani z mehko armaturo in prednapeti s kabli n Φ 7 mm, ki so sidrani po sistemu BBRV.

Podporno konstrukcijo viaduktov tvori po 8 vmesnih podpor in dve krajni podpori na posamezen objekt. Viadukta imata 3 zavorne enote, ki so med seboj dilatirane tako, da vsaka zase predstavlja celoto za prevzem horizontalnih sil zaradi temperaturnih sprememb, krčenja, zavorne sile in potresa.

Zavorne enote viadukta VA0046:

- o $34,2 + 2 \times 40,0 = 114,2$ m
- o $3 \times 40,0 = 120,0$
- o $35,0 + 40,0 + 34,2 = 109,2$ m

Zavorne enote viadukta VA0045:

- o $34,2 + 40,05 + 35,02 = 109,28$ m
- o $34,99 + 35,00 + 34,99 = 104,98$ m
- o $34,98 + 35,02 + 34,32 = 104,32$ m

Vse vmesne podpore tvorijo votli stebri, ki so poligonalnega prereza zunanjih dimenzij 2,2 x 3,5 m z debelino sten 30 cm. Kapa stebra je konzolna širine 2,2 m, dolžine 13,2 m in višine 1,6 m nad stebrom. Kapa je prednapeta z devetimi kabli 42 Φ 7 mm BBRV. Krajne podpore so zasnovane kot okvirna konstrukcija s prečko in piloti. Prečka okvirja je stenski nosilec dim. 1,3 x 2,5 x 14,25 m, podprta z blazinami trapezne oblike na uvrtnih kolih.

Celoten objekt je temeljen na uvrtnih armiranobetonskih pilotih premera Φ 150 cm. Piloti segajo v globino cca. 30,0 m v plast prodno peščene zemljine.

Na prečne grede oktagonálnih stebrov so preko neoprenskih ležišč 300x400x52 mm (razen v oseh z dilatacijami, kjer so ležišča dim. 300x400x55) položeni montažni nosilci. Na opornikih ter v oseh 4 in 7 so vgrajene dilatacije, prvotno vse Maurer D-75. Leta 2002 sta bili na objektu VA0046 vmesni dilataciji nadomeščeni z asfaltnimi, leta 2008 pa so bile le-te zamenjane z glavnkastimi dilatacijami TENSA, proizvajalca Mageba.

1.4 OPIS STANJA OBJEKTOV

V nadaljevanju je podano stanje objektov VA0045 in VA0046 glede na opravljene detaljne raziskave premostitvenih objektov in vizualni pregled objektov.

Na podlagi rezultatov detaljnega pregleda objekta ter izvedenih terenskih in laboratorijskih preiskav ocenjujemo, da je trenutno stanje viaduktov slabo.

- Na prekladni konstrukciji se pojavlja luščenje in/ali delaminacija zaščitnega sloja betona, pri čemer je na številnih mestih že vidna korodirana armatura ter lokalno tudi kabli prednapetja, ki so poškodovani zaradi korozije.
- Na krajnih nosilcih, zlasti na delih, kjer prihaja do zadrževanja vlage, so prisotne razpoke, ki kažejo na začetno fazo delaminacije betona. Zamakanje in poškodbe betona so prisotne tudi na zgornjih pasnicah in stojinah robnih nosilcev na zunanji strani.
- Na vmesnih podporah so ugotovljene poškodbe zaščitnega sloja betona v takšnem obsegu, da je vidna korodirana armatura. Poškodbe se pojavljajo na stranskih ploskvah stebrov ter na spodnjih in stranskih ploskvah prečnih gred. Na stranskih robnih ploskvah so bile v preteklosti izvedle sanacije, pri katerih so bile glave kablov prednapetja ustrezno zaščitene.
- Na vmesni podpori levega objekta v osi 6 je vidna izrazitejša vertikalna razpoka v stebru podpore.
- Na najbolj izpostavljenih mesta na spodnji in stranski ploskvi prečne grede, ter na stranski ploskvi stebra je na več lokacijah poškodovan zaščitni sloj betona. Ocenjujemo, da znaša na teh območjih stopnja korozije mehke armature 20 % do 30 %.
- Stanje prednapetih kablov je najslabše v 7. polju, na nosilcu N5 na desnem viaduktu - VA0046, kjer ima zunanji kabel št. 5 pretrganih 23 pramen, ostalih 13 pa je močno korodiranih do 50 %.
- Zelo slabo stanje prednapetih kablov je tudi v 3. polju, na nosilcu N5, na levem viaduktu - VA0045, kjer ima notranji kabel št. 1 pretrgan pramen, 9 pramen močno korodiranih do 50 % in 6 pramen korodiranih do 20 %, zunanji kabel št. 5 ima pretrganih 6 pramen, 12 pramen močno korodiranih do 50% in 6 pramen korodiranih do 20 %.
- Podobno stanje prednapetih kablov je tudi v 7. polju, na nosilcu N1, na levem viaduktu - VA0045, kjer so korozijsko poškodovani 4 kabli, in sicer zunanji kabel št. 1 ima 5 pramen pretrganih, 10 pramen močno korodiranih do 50% in 15 pramen korodiranih do 20 %. Kabel št. 2 ima 5 pramen močno korodiranih do 50 %. Kabel št 4 ima 2 pramena pretrgana, 3 pramena močno korodirana do 50 %. Notranji kabel št. 5 ima 3 pramena močno korodirana do 50% in 5 pramen korodiranih do 20 %.
- Priporočamo, da se zaradi korozijskih poškodb kablov in pramen upošteva 10,0 % poškodovanost vse ostalih kablov, ki v pregledu niso bili zajeti.

- Vsebnosti kloridov so povečane na skoraj vseh lokacijah odvzetih iz spodnje pasnice zunanjih nosilcev, na zamočenih in nezamočenih mestih. Na preiskanih mestih na vmesnih podporah so vsebnosti kloridov v mejah normale. Vsebnost kloridov je v betonu stojin vzdolžnih nosilcev v vseh odvzetih vzorcih v mejah normale.
- Vsebnosti sulfatov v betonu so v vseh odvzetih vzorcih v mejah normale.
- Beton je na vseh odvzetih valjih karbonatiziran do globine 2 - 3cm, kar je globlje od povprečne debeline zaščitnega sloja betona.

Povprečna vrednost odtržne trdnosti betona znaša 3,8 MPa, z največjo vrednostjo 7,0 MPa in najmanjšo vrednostjo 1,1 MPa.

Ocenjena napenjalna sila v prednapetem kablu pri 1. meritvi (meritev na pramenu, ki ni imel nobenih korozijskih poškodb) znaša 1224,25 kN, pri 2. meritvi (meritev na pramenu, ki je imel v bližini meritve močne korozijske poškodbe do 50,0 %) znaša 1112,58 kN, pri 3. meritvi (meritev na intaktnem pramenu) znaša 1447,87 kN in pri 4. meritvi (meritev na pramenu, ki je imel površinsko in jamičasto korozijo) znaša 1164,63 kN.

Ocenjena napenjalna sila je nižja od vnesene računske sile 1627 kN, kar je glede na starost objekta in leto izgradnje pričakovano. V prednapetih kablji se lahko pojavijo dolgoročne časovno odvisne izgube sile zaradi relaksacije jekla (pri jeklih uporabljenih pred 1990 med 8-12%), lezenja betona, krčenje betona ter v manjši meri tudi temperaturni vplivi. Na dolgotrajne izgube vpliva tudi korozija kablov ali sidrišč, lokalno tudi do 10%, kar je jasno razvidno iz rezultatov izvedenih meritev, kjer je na močno korodiranem pramenu izmerjena napenjalna sila nižja za 9,0 % kot na nekorodiranem pramenu.

Predlagamo, da se za korodirane kable zmanjša upoštevana sila prednapetja za 10,0%.

S preiskavami natezne trdnosti jeklenih pramen je bilo ugotovljeno da je elongacija ob pretrgu v nekaj primerih premajhna glede na lastnosti jekel za prednapetje. Interpretacija rezultatov natezne trdnosti in trdnosti na meji tečenja ni mogoča zaradi močno korodiranih preizkušancev ter posledično težav pri določevanju dejanske površine prereza vzorca na mestu porušitve.

V nadaljevanju navajamo pomembnejše rezultate izvedenih terenskih in laboratorijskih preiskav materialno tehničnega stanja vgrajenih osnovnih materialov:

Tlačne trdnosti betonov določene na podlagi laboratorijskih porušnih raziskav:

- Povprečna tlačna trdnost betona preizkušancev na nosilcih znaša 64,3 MPa. Na podlagi ugotovljenih rezultatov predlagamo, da se za trdnosti razred betona vzdolžnih nosilcev upošteva trdnostni razred C45/55.
- Povprečna tlačna trdnost betona preizkušancev na vmesnih podporah znaša 46,6 MPa. Predlaga se, da se za beton vmesnih podpor upošteva trdnostni razred C35/45.

1.5 GEOLOŠKO GEOMEHANSKI PODATKI

Karakteristike temeljnih tal in pogoji temeljenja za obstoječi most po arhivski dokumentaciji:

Na geotehničnem prerezu vzdolž viadukta se kažejo pregledno sledeče karakteristike tal (velja za konfiguracijo terena preden so bili izvedeni vsi AC nasipi in viadukt):

- Površinska cona je glinasta in meljna, težko gnetne konsistence zaradi razsuševanja (skorja)
- Druga cona zemljin je omejena spodaj s šotno plastjo na povprečni koti 280 m. Sestava je zelo heterogena zaradi nihajočega vpliva sedimentiranja peščeno-prodnih naplavin in glinasto meljnih zemljin. Gostotno stanje peščenih in prodnih zemljin je srednje gosto, kohezivne zemljine se pojavljajo v lahko do srednje gnetnem ter težko gnetnem konsistenčnem stanju, debeline te cone 10,5 do 15 m.

- Barjanski sediment predstavljata na povprečni koti 280m pojavljajoča se šotna in organska plast.
- Pod šotno cono se nahaja sloj prodno peščene zemljine na enem in zelo mehka kohezivna cona na drugem območju.
- Globinsko cono od povprečne kote 265 m sestavljajo goste prodne naplavine.
- Podzemna voda se nahaja plitvo pod površino tal in močno niha v odvisnosti od Gradaščice in padavin, občasno moramo upoštevati vodostaje praktično do površine terena.

Temeljna tla so zelo heterogena z vplivi barjanskih zemljin mehke konsistence velike stisljivosti in drsljivosti. Barjanska cona se pojavlja pod šotno organsko plastjo do globine največ 30 m.

Sestava tal na območju viadukta je barjanska z močnim vplivom nanosov Gradaščice in Save. To je narekovalo izvedbo viadukta na pilotih z globino temeljenja cca. 30 m oz. do kote 265 m. Dopustna nosilnost tal je bila v arhivskem projektu določena z $p_d = 40 \text{ kp/cm}^2$.

2 KARAKTERISTIČNI PROFILI

2.1 Karakteristični profil AC na objektu

2.1.1 Obstoječi karakteristični profil

LEVI OBJEKT

- robni venec, hodnik in JVO:	1,20 m
- varnostna širina :	0,70 m
- vozišče : 0,50 + 2 x 3,75 + 3,70	11,70 m
- varnostna širina :	0,70 m
- hodnik, JVO, robni venec in ograja z zaščitno mrežo:	0,55 m
Skupaj:	14,85 m

DESNI OBJEKT

- robni venec, hodnik in JVO:	0,55 m
- varnostna širina :	0,70 m
- vozišče : 0,50 + 2 x 3,75 + 3,70	11,70 m
- varnostna širina :	0,70 m
- hodnik, JVO, robni venec in ograja z zaščitno mrežo:	1,20 m
Skupaj:	14,85 m

2.1.2 Karakteristični profil po rekonstrukciji desnega objekta za C2+2

- robni venec, hodnik in obst. JVO z dodano zaščitno mrežo:	0,70 m
- varnostni pas:	0,20 m
- vozni pas:	3,00 m
- prehitevalni pas:	2,50 m
- varnostni pas z varnostno ograjo »miniguard« s svetlobnimi telesi:	0,50 m
- prehitevalni pas:	3,25 m
- vozni pas:	3,25 m
- varnostni pas:	0,20 m
- JVO:	0,48 m
- hodnik, robni venec in ograja za vzdrževalce z zaščitno mrežo:	0,67 m
Skupaj:	14,85 m

Prečni sklon vozišča je 2,5 % proti zunanjemu hodniku.

2.2 Karakteristični profil pod objektom

2.2.1 Tržaška cesta

Minimalna svetla višina pod viaduktom nad Tržaško cesto znaša 4,50 m.

2.2.2 Glavna železniška proga I. reda

Minimalna svetla višina pod viaduktom nad dvotirno železniško progo Ljubljana – Postojna znaša 5,8 m. Železniška proga poteka v območju mostu v premi. Kot križanja med železniško progo in objektom je 49,2°.

3 SANACIJA IN REKONSTRUKCIJA

3.1 SPLOŠNO

Pri izvedbi sanacijskih del je potrebno uporabljati material in izvesti vsa dela skladno s standardi SIST EN 1504-1 in 1504-10

Vsebnost kloridov v betonu ter stopnja karbonizacije betona (vrednost pH betona) sta ključna parametra, ki vplivata na pojav korozije armature v betonu in s tem ena izmed ključnih kazalcev predvsem trajnosti in obstojnosti armirano betonskih konstrukcij. Skladno s standardom SIST EN 206:2013+A1:2016, točka 5.2.8 velja, da znaša dovoljena vsebnost kloridov v betonu na maso cementa:

- 0,40% v primeru elementov z mehko armaturo in
- 0,20% v primeru prednapetih betonskih elementov.

Za kritično vrednost pH, pri kateri beton ne nudi več alkalnega okolja armaturi in je posledično več ne ščiti pred korozijo v splošnem veljajo vrednosti nižja od 10.

Prav tako previsoka vsebnost sulfatov v betonu povzroči pojav sulfatne korozije betona oz. vsesplošno poslabšanje kvalitete betona, ki se največkrat kaže v pojavu razpok ter izgube mehanskih karakteristik betona. Ocenjuje se, da dopustna vsebnost sulfatov v betonu znaša med 3-4 %.

Glede na detajlni pregled konstrukcije in izvedene laboratorijske raziskave je razvidno, da je vsebnost kloridov v betonu močno povišana ne vseh preiskanih mestih. Vsebnost sulfatov v betonu je glede na izvedene preiskave mejna, vrednosti pH betona pa so v vseh odvzetih vzorcih visoke (pH znaša 10 ali več). Rezultati kažejo na dejstvo, da karbonizacija betona ni prisotna.

Namen sanacije viadukta je sanacija bistvenih poškodb na nosilni konstrukciji viadukta z ojačitvenimi ukrepi za zagotovitev zadostne nosilnosti glavnih elementov in preprečiti nadaljnjo propadanje betona. Gre predvsem za poškodbe prednapetih kablov vzdolžnih nosilcev in prednapetih konzolnih glav stebrov.

S sanacijo in rekonstrukcijo je namen zagotovitve nosilnosti v času uporabe objekta do njegove zamenjave. Od predvidene sanacije in rekonstrukcije do zamenjave objekta je predvidoma 10 let.

Glede na namen sanacije in z detajlnim pregledom pridobljene podatke o stanju vgrajenih materialov, predstavljajo glavni ukrepi:

- sanacija lokalnih poškodb na glavnih vzdolžnih nosilcih (spodnja pasnica, stojine) predvsem v bližini poškodovanih prednapetih kablov,
- ojačitve vzdolžnih nosilcev s poškodovanimi (korodiranimi) kabli za prednapetje,
- ojačitve notranjih fasadnih vzdolžnih nosilcev dolžine 38,5 m na desnem objektu za zagotovitev nosilnosti pod prometom C2+2,
- sanacija lokalnih poškodb / betonskih površin na prečnih nosilcih,
- sanacijo poškodovanih betonskih površin na prekladni konstrukciji in podpornem sistemu,
- sanacijo poškodb mehke armature na konzolnih glavah podpornega sistema skupaj z nadomestitvijo korodirane strižne armature (obbetoniranje prereza),
- ojačitev strižne nosilnosti konzolnih nosilcev podpornega sistema zaradi povečanega vpliva iz C2+2 (vse vmesne podpore desnega objekta) in
- sanacija korodirane strižne armature vzdolžnih nosilcev.

Pri detajlnem pregledu so bila popisana mesta glavnih poškodb, ki jih je bilo možno z omejenim pregledom evidentirati. Slednja mesta so označena v izdelanem katastru poškodb, ki pa ne predstavljajo celoten ocenjeni obseg površin, ki jih je potrebno sanirati.

Izvede se čiščenje vseh vidnih betonskih površin prekladne konstrukcije (iz spodnje strani) in podpornega sistema ter evidentiranje vseh poškodb s pretrkavanjem. Sanacija se izvede na glavnih nosilnih elementih konstrukcije na vseh vizualno poškodovanih mestih in mestih deliminacije. Med vizualno poškodovana

mesta prištevamo mesta razpadlega oz. poškodovanega betona, območja vidne korozije armature in območja z vidnimi sledovi zamakanja.

V sklopu detajlnega pregleda so bile med drugimi zaznane korozijske poškodbe na kablilih za prednapenjanje na notranjih fasadnih nosilcih desnega objekta v območju nad železnico in potokom Mali Graben. Zaradi težje dostopnosti ti mesti v sklopu pregleda nista bili raziskani. V sklopu sanacije je potrebno zagotoviti detajlni pregled teh mest za točno določitev stopnje korozije na prednapetih kablilih (analogno postopku, ki je opisan v elaboratu detajlnega pregleda). Na podlagi preiskave poškodovanih mest in določitve stopnje korozije na prednapetih kablilih, projektant preveri ustreznost predvidenih ukrepov za izpostavljeni lokaciji.

Enake preiskave se izvedejo za morebitna dodatna poškodovana mesta, ki tekom detajlnega pregleda niso bila zaznana oz. so se dodatno pojavila od izvedenega pregleda.

Dela na krovu objekta niso predvidena.

3.2 POSTOPKI SPLOŠNIH SANACIJSKIH DEL

ČIŠČENJE, ODSTRANJEVANJE IN PRIPRAVA BETONSKIH POVRŠIN

Čiščenje celotne betonske površine z vodnim curkom pod visokim pritiskom (nad 500 barov) za odstranitev vseh nečistoč, vegetacije in snovi, ki bi lahko vplivale na nadaljnjo razpadanje betona glavnih nosilnih elementov prekladne konstrukcije in podpornega sistema.

Odstranitev vsega kontaminiranega in razpadlega nevezanega betona, betonske površine se očisti do čiste in zdrave podlage. Očisti se vse nečistoče, odstrani se odstopajoče, močno karbonatizirane in krušljive plasti betona, kakor tudi plasti betona za korodirano armaturo do zdrave podlage. Odstranitev zamočenih površin betona se izvede min. 10 cm širše od dejanske poškodbe.

Na vidno poškodovanih mestih in mestih zamakanj se izvede odstranitev betona najmanj do globine armature. V kolikor je armatura vizualno korodirana je potrebno beton odstraniti do globine minimalno 2 cm pod armaturo. V primeru, da korozija armature ni prisotna, je potencialno dovolj odstranitev betona do globine cca. polovice ($1/2$) prereza armature. V tem primeru je potrebno zagotoviti ustrezen sprijem reprofilirane betona in armature. V vseh primerih mora biti odstranjena površina pred reprofilacijo čista, brez nevezanih in prašnih delcev. Zagotoviti je potrebno ustrezen oprijem med starim in novim betonom (odtržna trdnost min 1,50 MPa).

Odstranjevanje odstopajočega, poškodovanega in kontaminiranega betona se izvede mehansko z lahkim pnevmatskim orodjem in/ali z vodnim curkom pod visokim pritiskom (1200 – 1800 barov). Pred odstranitvijo poškodovanega betona se s kotno brusilko izvede 1 cm globoka zareza v beton po obodu poškodovane površine za zagotavljanje čistega prehoda med sanirano in ne sanirano površino. Odstranjevanje betona bo na najbolj poškodovanih površinah globine od 3 – 7 cm. V povprečju se izvede odstranitev betona v debelini ca. 3,0 cm.

Pri globokih poškodbah (mesta razslojenosti) se lahko vrhnji sloj poškodovane površine odstrani z lahkim pnevmatskim orodjem. Površino za armaturo se odstrani z vodnim curkom pod visokim pritiskom (1200-1800 barov). Za pripravo betonske površine za nanos sanacijske malte je potrebno pranje površine z vodnim curkom pod visokim pritiskom.

Potrebna je odstranitev vsega poškodovanega betona in betona s slabo vezanimi zrni.

Kriteriji kakovosti:

- vizualni izgled in zvočno ugotavljanje kompaktnosti s kladivom,
- ocenitev trdnosti s sklerometriranjem,
- minimalna tlačna trdnost obstoječega betona: 30 - 50 MPa,
- pH faktor: ≥ 10
- natezna trdnost na betonski podlagi "pull-off test": $> 1,5$ MPa.

ČIŠČENJE IN ZAŠČITA ARMATURE

Korodirano in nasploh razkrito armaturno jeklo se očisti do kovinskega sijaja (stopnja priprave **Sa 2 ½** skladno z ISO 8501) s suhim peskanjem ali z vodnim curkom pod pritiskom.

Po čiščenju se armaturno jeklo zaščiti z antikorozijskim premazom na osnovi cementnega veziva s korozijskimi zaviralci. Pri izvedbi protikorozijskega nanosa potrebno upoštevati navodila proizvajalca izbranega proizvoda.

Kriteriji kakovosti:

- vizualni pregled in primerjava s korozijsko skalo po SIS 055900,
- merjenje oprijema po ASTM D 3359/A,
- optično merjenje debeline suhega filma na prerezu.

SANIRANJE BETONSKIH POVRŠIN

Saniranje betonskih površin izvedemo z uporabo hitrovezoče sanacijske malte R4, ki je v skladu z EN 1504 - 3 (npr. MAPEI Planitop Rasa & Ripara R4 ali Sika MonoTop – 412 N ali enakovredno). Sanacijske malte nanašamo na površine ročno ali strojno z brizganjem v več slojih skladno z navodili proizvajalca.

Sanacija globokih poškodb se izvede v več slojih po 30 mm v skupni debelini do cca. 7 cm za nadomestitev poškodovanega betona. Sanacija plitkih poškodb in reprofilacija betonskih površin se izvede v debelini do 30 mm za nadomestitev odstranjenega betona.

Pri izvedbi sanacijske malte je potrebno upoštevati vsa navodila proizvajalca malte (npr. minimalne zahtevane temperature za vgradnjo malte, priprava površine).

Na očiščeno vlažno betonsko površino sledi sistem za sanacijo:

- vezoči sloj s polimernim cementnim premazom¹,
- groba polnilna polimerna cementna malta,
- izravnavna s fino polimerno cementno malto.

Pri izravnavi hrapavih površin ni potrebna groba PC malta.

Zahteve za sanirane površine:

- | | |
|--|-------------|
| ○ Tlačna trdnost (po 28 dneh): | > 40 MPa, |
| ○ Natezna upogibna trdnost: | > 5 MPa, |
| ○ Sprijemnost s podlago (pull out): | > 1,5 MPa |
| ○ Delovna temperatura: | 5°C do 35°C |
| ○ Minimalna debelina zaščitnega sloja: | > 2,0 cm |

¹NANOS SLOJA ZA BOLJŠO SPRIJEMNOST

Vezni sloj zagotovi kakovostno trajno sprijemnost med podlago in sanacijskim materialom, ki se nanaša na podlago. Vezni sloj se izvede na vseh površinah, kjer se izvaja ročni nanos malte, oziroma, kjer ni dosežena zadostna hrapavost površine.

ZAŠČITNI ELASTOMERNI PREMAZ.

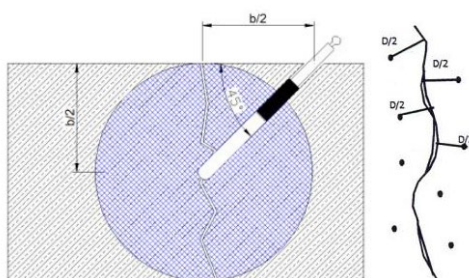
Sanirane betonske površine se zaščiti z elastičnim, alkalijsko odpornim premazom na akrilni osnovi, ki ščiti pred karbonizacijo betona in ustreza EN 1504-2 (npr. Betonprotect color). Elastomerni namaz se izvede predvsem v območju izlivnikov in možnih mest zamakanja.

SANACIJA RAZPOK

Razpoke večje od 0,3 mm pri AB elementih in večje od 0,2 mm pri prednapetih elementih vplivajo na trajnost konstrukcije. S sanacijo in rekonstrukcijo je namen zagotovitve nosilnosti v času uporabe objekta do njegove zamenjave. Zaradi kratkega eksploatacijskega časa konstrukcije se izvede samo injektiranje bistvenih razpok, ki predstavljajo možno srednjeročno grožnjo za trajnost konstrukcije (razpoke > 0,3 mm).

Najprej se izvede čiščenje betonskih površin v okolici razpok z vodnim curkom pod visokim pritiskom (500 barov), da se ugotovi oblika razpoke ali stika. Injektiranje razpok se izvede s pomočjo injekcijskih nastavkov - packerjev, ki se vstavijo v predhodno izvrtane luknje. Luknje se izvedejo na razmaku 20 – 30 cm, približno 10 cm vstran od razpoke in v naklonu 45° glede na površino. Luknje morajo biti globoke toliko, **da prečkajo razpoko**. Premer luknje se izvede glede na izbrani premer injekcijskega nastavka.

Pred vgradnjo injekcijskih nastavkov je luknje potrebno temeljito očistiti. Pred injektiranjem smole je priporočljivo injektiranje razpoke z vodo, da iz razpoke izperemo preostali prah, tujke itd. Injekcijske nastavke vstavimo v luknje do cca. 2/3 dolžine in mehansko pričvrstimo s pomočjo nameščenega vijaka oz. napenjalca.



Shematski prikaz za izdelavo lukenj in vgradnjo injekcijskih nastavkov

Injektiranje:

- Injektiranje globinskih razpok z nizko-viskozno epoksidno smolo, cementno suspenzijo ali poliuretansko smolo skladno z navodili proizvajalca.

Izbira injektirne mase je odvisna od tipa puščanja, pretoka vode in velikosti razpok. Pomembno je, da se glede na velikost razpoke uporabi injektirna masa s primerno viskoznostjo.

3.3 OJAČITEV PREKLADNE KONSTRUKCIJE

Po izvedeni sanaciji vseh poškodovanih betonskih površin ter poškodb na armaturi in kablilih za prednapenjanje, skladno s postopki opisani v poglavju 3.2, se pristopi k izvedbi ojačitve.

MANJŠE OJAČITVE S PREDNAPETIMI ZUNANJIMI KABLI 2x2 15,7 mm:

Glavne vzdolžne prefabricirane I nosilce z manjšimi in srednjimi korozijskimi poškodbami vgrajenih kablov se ojača z zunanjimi oplaščenimi in proti korozijsko zaščitenimi kabli za prednapenjanje tipa Y 1860 S7 15,7 s ploščato vgradnjo, kot npr. sistem BBR CONA CMB SP n06-150.

Na posamezni nosilec se vgradi po 2 kabla **2x2 x 15,7 mm**, ki potekata ob obstoječem nosilcu z osnim odmikom od roba nosilca 150 mm, površina prereza 2x 6 cm².

Kabli so sidrani na razdalji 2,4 m od roba nosilca, na višini 0,50 m od spodnjega roba nosilca. Na sredini polja se kabli spustijo do spodnjega roba vzdolžnega nosilca in so pritrjeni (držani v vertikalni in prečni smeri) z deviatorji.

Kable se prednapne glede na stopnjo poškodbe posameznega nosilca. Vrednosti za prednapenjanje so določene v elaboratu prednapenjanja.

OJAČITEV S PREDNAPETIMI ZUNANJIMI KABLI 12 x 15,7 mm:

Glavne vzdolžne prefabricirane I nosilce z večjimi korozijskimi poškodbami vgrajenih kablov se ojača z zunanjimi kabli za prednapenjanje tipa Y 1860 S7 15,7. Na posamezni nosilec se vgradi po 2 kabla **12 x 15,7 mm**, ki potekata ob obstoječem nosilcu z osnim odmikom od roba nosilca 150 mm.

Kabli so sidrani na razdalji 2,4 m od roba nosilca, na višini 1,0 m od spodnjega roba nosilca. Na sredini polja se kabli spustijo do spodnjega roba vzdolžnega nosilca in so pritrjeni (držani v vertikalni in prečni smeri) z deviatorji.

Kable se prednapne glede na stopnjo poškodbe posameznega nosilca. Vrednosti za prednapenjanje so določene v elaboratu prednapenjanja.

SIDRNI BLOKI ZA ZUNANJE KABLE:

Kabli 2x2 15,7 mm so sidrani v AB blokih debeline 30 cm in dimenzije 0,90 x 1,0 m, kabli 12 x 15,7 mm pa v AB blokih debeline 45 cm in dimenzije 1,55 x 1,0 m. AB bloke se izvede ob vzdolžnem nosilcu.

AB bloki so po celotni površini sidrani v obstoječo konstrukcijo z armaturnimi palicami, ki se jih vgradi v izvrtine in sidra s sidrno maso za armaturo. Obstoječo betonsko površino v območju AB sidrnega bloka je potrebno pripraviti – nahrapati (z vodnim curkom pod visokim pritiskom) in premazati s premazom za boljši sprijem obstoječe in nove betonske površine. Izvedba predvidenih izvrtin skozi obstoječi nosilec za vgradnjo armaturnih palic, ki povezujejo AB bloka na obeh straneh je zaradi obstoječih prednapetih kablov zahtevna. Prikazani obstoječi kabli izhajajo iz arhivske dokumentacije in možno je odstopanje. Zaradi slednjega je pred izvedbo izvrtin potrebno skeniranje / detektiranje točnega položaja vgrajenih kablov.

DEVIATORJI ZA ZUNANJE KABLE:

Pritrditev kablov v sredini polja se izvede preko jeklenih deviatorjev. Slednji so privarjeni na jeklene čevlje, ki se jih s kemičnimi sidri sidra v obstoječo konstrukcijo. Sidra se izvede med obstoječe prednapete kable. Predvidene so lokalne sondaže za določitev položaja kablov.

ZAHTEVE ZA KABLE ZA PREDNAPENJANJE

Izvajalec prednapenjanja mora za svoj sistem prednapenjanja imeti veljavni ETA certifikat (European Technical Approval). Jeklo za napenjalne kable mora imeti karakteristično trdnost $f_{p0,1k}/f_{pk} = 1600/1860$ MN/m² in maksimalno relaksacijo 2,5% (razred 2) po 1000 urah pri napetosti $0,7f_p$ (70% dejanske natezne trdnosti). Ostale karakteristike sistema prednapenjanja morajo biti:

- zdrs pletenice pri zaklinjenju napenjalne glave $\Delta z = 6$ mm,
- koeficient trenja kabla $\mu = 0,12$ z valovitostjo $k = 0,0$ rad/m.

Za vsak kabel, ki se prednapenja, se mora voditi protokol – zapisnik, v katerega se vpišejo osnovni podatki iz projekta in vsi podatki, ki se morajo zabeležiti pri samem prednapenjanju:

- datum prednapenjanja, temperatura zraka, vremenski pogoji

- inventarna številka opreme za prednapenjanje
- odčitane vrednosti pritiska na manometru napenjalke, temu ustrezne sile v kablju in izvleček kabla
- opombe o nastalih spremembah oz. neskladnostih

Kable za prednapenjanje 12 Φ 15,7mm se vgradi v visoko trdnostne polietilenske cevi HDPE premera Φ 110 mm, ki jih po zaključenem prednapenjanju zinjektiramo s cementno maso. Na glave kablov se namestijo permanentni pokrovi, ki se jih zapolni z injektirno maso (voskom).

Prednapenjanje se izvaja iz ene strani skladno z elaboratom za prednapenjanje.

PREGLED OJAČITEV:

LEVI OBJEKT:

- 3. polje, zunanji fasadni nosilec N5, ojačitev s **2x 12 Φ 15,7mm** prednapetimi zunanjimi kablji
- 6. polje, zunanji fasadni nosilec N5, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 7. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev s **2x 12 Φ 15,7mm** prednapetimi zunanjimi kablji
- 9. polje, zunanji fasadni nosilec N5, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji

DESNi OBJEKT:

- 2. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 3. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 4. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 5. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 6. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 7. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev z BBR 2x 2x2 15,7mm prednapetimi zunanjimi kablji
- 8. polje, notranji fasadni nosilec N1, ojačitev s **2x 12 Φ 15,7mm** prednapetimi zunanjimi kablji

Zgoraj določena mesta za ojačitve temeljijo na vizualnih in detajlnih pregledih objektov. Pričakuje se, da se bodo v sklopu sanacije (čiščenja in pritrkavanja betonskih površin) pokazala še dodatna mesta s prisotno korozijo kablov. S projektno dokumentacijo je upoštevanih dodatnih 6 lokacij (nosilcev), pri čemer upoštevamo dodatno 4 ojačitve z BBR 2x 2x2 15,7mm in 2 kom z 2x 12 Φ 15,7mm prednapeti zunanji kablji 2x 12 Φ 15,7mm.

3.4 SANACIJA PODPORNEGA SISTEMA

Sanacija se izvede predvsem na kapah stebrov na vseh vizualno poškodovanih mestih in mestih deliminacije, ki jih določimo s pretrkavanjem betonskih površin.

Sanacija podpor na mestu dilatacij se izvede s čiščenjem stranskih in zgornje betonske površine z vodnim curkom pod visokim pritiskom (500 barov). Stranske betonske površine se pri poškodbah sanira skladno z navodili v poglavju 3.2. Zgornje betonske površine se sanira z nanosom zaščitnega premaza (temeljni penetracijski premaz in zaključni elastični, zaščitni premaz).

Predvideni sanacijski ukrepi:

- Sanacija vseh poškodb na kapah stebrov predvsem v bližini prednapetih kablov,
- Sanacija vseh poškodb na stebrih, ki lahko vplivajo na njihovo nosilnost (npr. globoke poškodbe in korozije armature – zmanjšanje prereza,...),
- Sanacija globokih poškodb na krajnih podporah na ležiščni blazini (npr. globoke poškodbe in korozije armature – zmanjšanje prereza,...),
- Ojačitev strižne nosilnosti konzolnih nosilcev stebrov v območju cca. 1,6 m od vpetja v steber z obbetoniranjem prereza in vgradnjo dodatne strižne armature. Ukrepi se izvede na vseh stebrih kjer so vidne poškodbe strižne armature (levi objekt) in vseh vmesnih stebrih desnega objekta.
- Zaščita izpostavljenih betonskih površin z nanosom temeljnega in zaščitnega elastičnega premaza (v primeru, da ni možno povsem sanirati odvodnjavanja dilatacij).

- Odstranitev dotrajanih zapornih sten na robu konzolnih nosilcev podpornega sistema.

Obbetoniranje konzolnih nosilcev vmesnih stebrov:

Obbetoniranje obstoječih konzolnih nosilcev se izvede v območju do 1,6 m od vpetja konzole v steber s samo - zgoščevalnim betonom (SCC) kvalitete C35/45. Obstoječe betonske površine se v celoti očisti in nahrapavi, da se zagotovi strižni sprijem z novim betonom. Dodatno se površino premaže s premazom za boljši sprijem med novim in starim betonom. Po celotni površini obbetoniranega območja se izvede strižna sidra $\Phi 14$ mm, ki se jih sidra 150 mm v obstoječi prerez.

3.5 PREDHODNA DELA

Predhodna dela so vezana na zagotovitev varnosti v prometu in preusmeritev prometa v času izvedbe rekonstrukcije viadukta.

3.5.1 Ureditev povoznih površin ob Vidičevi ulici

Za potrebe vodenja prometa se ob lokalni cesti izvede dodatna povozna površina. Predvidena so naslednja dela:

- Odstranitev grmovja in manjših dreves.
- Izkop zemljine in odvoz na trajno deponijo.
- Ureditev planuma temeljnih tal z zrnato kamnino 3. kategorije.
- Izdelava nevezne nosilne plasti enakomerno zrnatega drobljenca iz kamnine v debelini 21 – 30 cm.

3.6 REKONSTRUKCIJA OPREME IN KROVA OBJEKTA

3.6.1 Ležišča

Obstoječa ležišča so neoprenska dimenzije 300 x 400 85 mm v oseh kjer so nameščene dilatacije in 300 400 52 mm v vseh drugih oseh. Skupno je na objektu vgrajenih 90 ležišč na posamezen objekt.

Ležišča so vgrajena na ležiščne bloke, tako da, tudi v oseh kjer so zamočeni stebri zaradi puščanja dilatacij, ni zaznati večjih poškodb ležišč.

Obstoječa ležišča se ohranijo, po potrebi se izvede čiščenje.

3.6.2 Komunalni vodi in jaški

V desnem hodniku objekta poteka kabelska kanalizacija sestavljena iz treh cevi premera $\Phi 80$ mm. Po kabelski kanalizaciji potekajo EE in TK vodi. V času sanacije in ojačitve objekta se v obstoječe komunalne vode na posega. z

3.6.3 Odvodnjavanje

Dotrajani sistem odvodnjavanja je eden glavnih vzrokov za poškodbe na objektu.

Vozišče na objektu ima enostranski prečni sklop 2,5 %. Odvodnjavanja viadukta v obstoječem stanju je izvedeno preko mostnih izlivnikov s stranskim vtokom pod hodnikom. Večinoma so vgrajeni izlivniki s prostim iztokom, razen v območju Tržaške ceste in dostopne ceste do P+R ter nad železnico je odvodnjavanje speljano v vzdolžno meteorno cev, ki se ob obstoječih podporah spusti in prosto odvodnjava oz. priključi na skupni sistem odvodnje meteornih voda.

Zaradi odstranitve dela hodnika je potrebna rekonstrukcija zgornjega dela mostnih izlivnikov.

Rekonstruiranje obstoječih izlivnikov:

V sklopu sanacije in rekonstrukcije se ne izvajajo nobena dela na krovu objekta. Prav tako ni predvidena zamenjava sistema odvodnje.

Izvede se čiščenje jeklenih korit za odvodnjavanje dilatacij s pripadajočimi meteornimi cevmi in po potrebi lokalna popravila sistema.

Betonske površine v območju izlivnikov se zaščitijo z zaščitnimi premazi.

3.7 MATERIALI

KABLI ZA PREDNAPENJANJE

KARAKTERISTIKE NAPENJALNIH KABLOV:

Tip pramena:	Y1860 S7 15,7 v skladu z EN10138-3 ($D_{nom} = 15,7 \text{ mm}$, $A_s = 150 \text{ mm}^2$, $g = 1,172 \text{ kg/m}$)
Trdnost:	$f_{p0,1k}/f_{pk} = 1600/1860 \text{ MPa}$
Elastični modul:	$E_p = 195000 \text{ MPa}$
Relaksacija:	razred 2: $p_{1000} \leq 2,5\%$ pri $0,7 \cdot f_{pk}$ po 1000 urah
Zdrs ob zaklinjenju:	$\Delta z = 6 \text{ mm}$
Koeficient trenja:	$\mu_{par} = 0,19 \rightarrow \Delta P_{\mu}(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$
Koeficient valovanja:	$k = 0,0053 \text{ rad/m}^1 (= 0,3 \text{ }^{\circ}/\text{m}^1)$
Minimalni radij krivljenja:	$R_{min} = 7,0 \text{ m}$

Tip kabla 12x15,7:

Število pramenov v kablju:	12 pramenov 15,7mm
Površina prereza kabla:	$A_{k1(12)} = 12 \times 150 \text{ mm}^2 = 18,0 \text{ cm}^2$
Masa kabla:	$g_{k1(12)} = 12 \times 1,172 = 14,06 \text{ kg/m}$

Kable se vgradi v HPDE zaščitne cevi premera $\Phi 110 \text{ mm}$ in se jih injektira s cementno maso. Po injektiranju se vgradi kape za trajno zaščito.

Tip kabla (kot npr.) BBR CONA CMB 2 x 2 15,7:

Število pramenov v kablju:	2 pramena 15,7mm
Površina prereza kabla:	$A_{k1(2)} = 2 \times 150 \text{ mm}^2 = 3,0 \text{ cm}^2$
Masa kabla:	$g_{k1(2)} = 2 \times 1,172 = 2,34 \text{ kg/m}$

Uporabi se kable za zunanje aplikacije, ki so dvojno oplaščeni in proti korozijski zaščiteni ter pripravljeni za uporabo brez injektiranja. Po napenjanju se na napenjalne in sidrne glave vgradijo zaščitni pokrovi za trajno uporabo.

NATEZNE PALICE ZA SIDRNE BLOKE

Stiskanje blokov k obstoječemu nosilcu se izvede z nateznimi palicami iz visokotrdnostnega jekla Y1050, premer palic $\Phi 36 \text{ mm}$ (kot npr. Dywidag WR36 ali WS36)

$$f_{p0,1k} = 950 \text{ N/mm}^2; \quad f_{pk} = 1050 \text{ N/mm}^2$$

MASE ZA SIDRANJE ARMATURNIH PALIC

Za sidranje armaturnih palic v obstoječo konstrukcijo se uporabijo neskrčljive injektirne malte z visoko zmogljivostjo in možnostjo vgradnje pri mokrih razmerah, kot npr. HILTI HIT-HY 200

REPERATURNE MALTE

Za izvedbo reprofilacije se uporabijo konstrukcijska, hitro vezoča, z vlakni armirana, tiksotropna cementna malta s kompenziranim krčenjem razreda **R4**, kot npr. MAPEI Planitop Rasa & Ripara R4.

4 TEHNOLOGIJA GRADNJE S FAZAMI GRADNJE

Predvideni čas za rekonstrukcijo obstoječih viaduktov je cca. 5 mesecev. V času rekonstrukcije so predvidene omejitve v prometu na Tržaški cesti, v železniškem prometu in na AC.

Vodenje prometa na AC se izvede s krajšimi zaporami A2 - popolna zavora pospeševalnega/zaviralnega pasu oz. prehitevalnega pasu zaradi izvedbe ojačitvenih ukrepov.

Na levem objektu so predvidene naslednje zapore:

- Zavora zaviralnega pasu 1x vikend zavora.
- Zavora prehitevalnega pasu 1x vikend zavora.

Na desnem objektu so predvidene naslednje zapore:

- Zavora pospeševalnega pasu 1x vikend zavora.
- Zavora prehitevalnega pasu 2x vikend zavora.

Dela v območju železnice:

Predvidena je izvedba sanacije in ojačitve v **treh (3) 12 urnih zaporah obeh tirov**. Za potrebe sanacije in ojačitve in možnosti postavitve delovno zaščitnega odra se izvede odklop in spuščanje vozne mreže.

Predvideno zaporedje del v 1. zapori:

- Odklop in spust vozne mreže,
- Montaža delovno zaščitnih odrov,
- Izvedba sanacije v območju nad desnim tirom
- Demontaža delovno zaščitne odra,
- Dvig in vklop vozne mreže.

Predvideno zaporedje del v 2. zapori:

- Odklop in spust vozne mreže,
- Montaža delovno zaščitnih odrov,
- Izvedba sanacije v območju nad levim tirom
- Demontaža delovno zaščitne odra,
- Dvig in vklop vozne mreže.

Predvideno zaporedje del v 3. zapori:

- Odklop in spust vozne mreže,
- Montaža delovno zaščitnih odrov,
- Montaža in prednapenjanje kablov za ojačitev,
- Demontaža delovno zaščitne odra,
- Dvig in vklop vozne mreže.

Izvajalec pred izvedbo pripravi terminski plan del, ki ga uskladi z elaborati zapor v cestnem in železniškem prometu.

Zavora na AC (desni objekt, prehitevalni pas) mora sovpadati z zavoro v žel prometu.

Dela v območju Tržaške ceste:

Dela v območju Tržaške ceste potekajo v eni fazi. Dela so predvidena na nepomičnem odru, ki premošča glavne vozne pasove po režimu določenem v elaboratu vodenja prometa. Postavitve in odstranitve delovnih odrov poteka pod delno zavoro v manj obremenjenem oz. nočnem času.

Dela v območju P+R:

Dela v območju dovoza in izvoza na P+R za zagotovitev nemotenega prometa potekajo v dveh fazah. Prvo so predvidena dela v območju levega objekta, ki so zaradi stanja zunanega fasadnega nosilca prioriteta. Dela so predvidena na nepomičnem odru, ki premošča dovoz in izvoz na P+R. Po končanih delih na levem

objektu se dela nadaljujejo na desnem objektu. Pri slednjemu je v primeru, da ne bo zaznanih večjih poškodb, dela možno izvajati tudi alternativno z delovno košaro.

Dela v območju Lokalne ceste:

V območju lokalne ceste se dela izvajajo pod izmeničnim enosmernim prometom. Promet se vodi po obstoječi cesti. V času sanacije nad obstoječo cesto pa se ga prestavi na Z stran ceste, kjer se predhodno pripravijo površine za vodenje prometa.

Dela v območju vodotoka:

Dela v območju vodotoka so predvidena na nepomičnem odru. Oder se izvede kot sistemski z enim razponom preko vodotoka. Podpore odra se namestijo izven vodotoka na brežinah regulirane struge Malega Grabna. Postavitev odra mora biti izvedena tako, da se ureditev brežine ne poškoduje. Postavitev stebrov se izvede na primer na lesene lege, ki na določeni dolžini raznesejo obtežbo iz delovnega odra na brežine struge.

Vse morebitne poškodbe ureditve brežin struge je po zaključenih delih potrebno povrniti v prvotno stanje.

Sanacijska dela na prekladni konstrukciji se izvajajo z nepomičnimi odri, alternativno v nekaterih poljih možno tudi s pomičnimi košarami.

I. FAZA

- Priprava in čiščenje terena za postavitev odrov,
- Postavitev zaščitnih odrov in
- Čiščenje betonskih površin.

II. FAZA

- Evidentiranje in določitev vseh sanacijskih mest,
- Izvedba sanacije betonskih površin na prekladni konstrukciji in
- Izvedba sanacije betonskih površin na podpornem sistemu.

III. FAZA

- Izvedba obbetoniranja prereza podpor,
- izvedba AB sidrnih blokov in
- izvedba zaščitnih premazov.

IV. FAZA

- Izvedba ojačitev z zunanjimi kabli 2x 12Φ15,7mm (večje ojačitve) in
- Izvedba ojačitev z zunanjimi kabli s ploščatim sidranjem 2x 4 Φ15,7mm.

4.1 DELOVNI ODRI

Delovni in zaščitni oder za izvedbo sanacija in ojačitve viaduktov se izvede kot nepomičen s podpiranjem s tal.

Zaščitni oder se predvidi tako, da preprečuje odpadanje ostankov čiščenja (odpadli korozijski produkti, ostanki deliminiranih in poškodovanih betonskih površin ter peskalna zrna) na prometnice, potok Mali Graben in okolico na splošno. Za zagotovitev zaščite se na zgornji strani odra izvede npr. vodoneprepusna zaščitna folija ali platno. Na zaščitnem odru se izvede tudi bočne zaščite. Pri izbiri nosilnega sistema odra in detajlni zasnovi je potrebno upoštevati možnost podpiranja opaža v območju obbetoniranja prerezov.

Delovni oder se izvede skladno s tehnološkim elaboratom delovnih odrov, ki ga pripravi izvajalec ob upoštevanju zgornjih zahtev.

Delovno zaščitni oder je potrebno detajlno obdelati in dimenzionirati na izbrani tehnološko opremo v TEE elaboratu, ki ga pripravi izbrani izvajalec. V kolikor bo v pripravi dela predvideno odlaganje težjih

elementov na delovnem odru, je to potrebno upoštevati pri dimenzioniranju. Možna je tudi alternativna zasnova delovnega odra v določenih poljih s pomičnimi sistemi.

5 MONITORING

Predvidi se spremljava deformacij na glavnih nosilnih elementih v času izvedbe ojačitev (ojačitve s prednapetimi kablji).

Potrebno je izvesti nulto meritev in sprotne meritve ob napenjanju kablov. Meritve se izvedejo za vsak nosilec, ki se ga ojača na sredini razpona ter prvi sosednji nosilec prav tako na sredini razpona. Izhodiščne točke se zavaruje z merilnimi čepi.

Pred izvedbo meritev izvajalec pripravi detajlni program monitoringa, ki ga naročniku in strokovnemu nadzoru pošlje v pregled in potrditev.

6 POVZETEK STATIČNEGA IZRAČUNA

Pri statični analizi so upoštevani naslednji standardi (Evrokodi):

SIST EN 1990 Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij

SIST EN 1991 Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije

SIST EN 1992 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij

Statični izračun je izveden skladno po Eurocod predpisih za mejno stanje nosilnosti in za mejno stanje uporabnosti.

Glede na statični račun, upoštevane obtežbe in ugotovitve iz detajlnega pregleda je nosilnost obstoječih elementov, ki nimajo evidentiranih poškodb, mejna. V izračunu je na splošno upoštevana redukcija prereza prednapetih kablov za 10%.

Ker gre za sanacijo objekta do zamenjave (predvidoma do 10 let) so bili upoštevani delni varnostni faktorji skladno s SIST EN 1990 ter določili v tujini uveljavljenih predpisov za določitev nosilnost obstoječih objektov (BAST Heft B 89 in ONR 24008).

Delni varnostni faktorji za lastno obtežbo obstoječih elementov objekta: $\gamma_{G,OBST} = 1,20$

Nosilnosti obstoječih elementov s poškodbami na prednapetih kablji so prekoračene. Predvidene so ojačitve teh elementov, da so zagotovljene po Evrokodu določene nosilnosti.

Zaradi povečane prometne obtežbe na desnem objektu po vzpostavitvi C2+2 se pojavlja prekoračitev nosilnosti tudi pri vseh notranjih fasadnih nosilcih dolžine 40 m, ki se jih primerno ojača. Poveča se tudi vpliv na podporni sistem. Glede na rezultate statične analize je prekoračena strižna nosilnost konzolnih nosilcev stebrov v območju cca. 1,6 m od vpetja v steber. Izvedejo se zunanje strižne ojačitve betonskega prereza.

Mejno stanje uporabnosti, kot je pogoj dekompresije za pogosto kot tudi za navidezno stalno obtežno kombinacijo, ni izpolnjen. Kriterij dekompresije zagotavlja trajnost konstrukcije s tem, da je območje betona okrog kablov pod določeno obtežbo vedno v tlaku in s tem ščiti kabske cevi oz. kable za prednapenjanje.

Za predvideno eksploatacijsko dobo objekta po sanaciji in rekonstrukciji do zamenjave, ki je do 10 let, zmanjšanje nosilnosti prereza zaradi računske prekoračitve dekompresije v območju kablov ni pričakovati.

Pri statičnem izračunu je bila upoštevana prometna obtežba LM1 skladno po SIST EN 1991-2 s prilagoditvenim faktorjem $\alpha_Q = 0,8$.

S sanacijo (odprava bistvenih poškodb za zagotovitev nosilnosti do zamenjave objekta) se v namembnost in kapaciteto objekta ne posega. Zaradi slednjega potresna analiza objekta ni bila izvedena. Na splošno pa velja, da obstoječi objekti grajeni v 80ih letih prejšnjega tisočletja, ki so bili zasnovani po takrat

veljavnih predpisi, v veliki meri ne izpolnjujejo zahtev za potresno varnost, ki so določene po današnjih predpisih.

7 ZAKLJUČEK

Izvajalec del mora pred pričetkom del detajlno pregledati vso razpoložljivo dokumentacijo ter o nejasnostih obvestiti projektanta. Za vse postopke, opremo, materiale in detajle, ki niso posebej navedeni, veljajo splošni in posebni pogoji investitorja ter ostale priznane tehnične norme, predpisi in standardi. Izvajalec mora pridobiti za uporabljene materiale ustrezne ateste.

Izvajalec mora s svojo organizacijo del zagotoviti varnost pri delu (obdelati v elaboratu varstva pri delu) ter voditi vso s predpisi in tenderjem zahtevano tehnično dokumentacijo. Posebno pozornost je potrebno zagotoviti varovanju prometa med izvedbo sanacijskih del.

O začetku del je potrebno pravočasno pisno obvestiti vse upravljalce komunalnih vodov.

Ljubljana, marec 2026

Pripravil:

T.1.2**Statični račun 1. del***Številka projekta*

4466

Številka načrta

7-6/2021

Številka odseka

0016, 0616

Arhivska št.

0245.00

Faza / objekt

004.2160

Šifra priloge

T.1.2

Prostor za črtno kodo

2/3 – NAČRT SANACIJE IN OJAČITVE VIADUKTOV VA0046 in VA0046 DOLGI MOST STATIČNI IZRAČUN

SPLOŠNI PODATKI:

PROJEKT: **IZN za začasno ojačitev in sanacijo objektov VA0045 in VA0046**

Številka projekta: 4466

Številka načrta: 7-6/2021

Faza projekta : PZI

PROJEKT ZA IZVEDBO

DATUM: januar 2026

Pripravil:

VSEBINA STATIČNE ANALIZE

1 SPLOŠNO

1.1 OBSTOJEČA KONSTRUKCIJA

1.2 PREDPISI IN STANDARDI

1.3 PODLOGE

1.4 MATERIALI

- 1.4.1 PILOTI
- 1.4.2 PILOTNE BLAZINE
- 1.4.3 STEBRI, OPORNIKI
- 1.4.4 PREKLADNA NOSILCI IN AB PLOŠČA

1.5 RAČUNSKI MODELI

- 1.5.1 KONSTRUKCIJA
- 1.5.2 OZNAKE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV
- 1.5.3 PREČNI PREREZI
- 1.5.4 TOGOST LEŽIŠČ

1.6 PREDNAPENJANJE

- 1.6.1 Obstoječi vgrajeni kabli za prednapenjanje
- 1.6.2 Novi kabli za ojačitve

1.7 GEOMEHANSKI POGOJI

2 ANALIZA VPLIVOV

2.1 STALNI VPLIVI

- 2.1.1 LASTNA TEŽA
- 2.1.2 STALNA OBTEŽBA KROVA

2.2 SPREMENLJIVI VPLIVI

- 2.2.1 PROMETNA OBTEŽBA
- 2.2.2 OBTEŽBA VETRA
- 2.2.3 TEMPERATURNI VPLIVI

2.3 POTRESNI VPLIVI

2.4 KOMBINACIJE VPLIVOV

- 2.4.1 MEJNO STANJE NOSILNOSTI
- 2.4.2 MEJNO STANJE UPORABNOSTI
- 2.4.3 Vrednost faktorjev ψ
- 2.4.4 Projektne vrednosti za dimenzioniranje
- 2.4.5 PREGLED KOMBINACIJ

3 ANALIZA PREKLADNE KONSTRUKCIJE

3.1 VGRAJENA ARMATURA

3.2 NOTRANJE SILE

3.3 KONTROLA NOSILNOSTI PREREZA NA UPOGIB

- 3.3.1 KONTROLA NOSILNOSTI FEM ANALIZA
- 3.3.2 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 38,4 m VMESNI
- 3.3.3 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 38,4 m FASADNI
- 3.3.4 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV NOSILCI 38,4m, fasadni N1 C2+2
- 3.3.5 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 33,4 m VMESNI
- 3.3.6 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 33,4 m FASADNI
- 3.3.7 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 3, NOSILEC N5 (levi objekt)
- 3.3.8 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 7, NOSILEC N1 (levi objekt)
- 3.3.9 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 3 in 7, fasadni nosilec 33,4m:
- 3.3.10 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 9, NOSILEC N5 (levi objekt)
- 3.3.11 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 9, fasadni nosilec 33,4m:

- 3.3.12 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 6, NOSILEC N1 (desni objekt)
- 3.3.13 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 6, fasadni nosilec 38,4m:
- 3.3.14 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 7, NOSILEC N5 (desni objekt)
- 3.3.15 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 7, fasadni nosilec 38,4m:
- 3.3.16 KONTROLA NOSILNOSTI – PREČNIK
- 3.3.17 POVZETEK REZULTATOV

3.4 STRIŽNA NOSILNOST PREREZA

- 3.4.1 VZDOLŽNI NOSILCI 33,4m FASADNI
- 3.4.2 VZDOLŽNI NOSILCI 33,4m FASADNI
- 3.4.3 VZDOLŽNI NOSILCI 33,4m FASADNI
- 3.4.4 PREČNI NOSILCI

3.5 KONTROLA NAPETONSTI

- 3.5.1 KONTROLA NAPETOSTI SLS, kvazi-stalna
- 3.5.2 KONTROLA NAPETOSTI SLS, karakteristična
- 3.5.3 KONTROLA NAPETOSTI KABLI
- 3.5.4 IZPIS NAPETOSTI ZA POSAMEZNE OBTEŽNE PRIMERE MODEL 35+35+35
- 3.5.5 IZPIS NAPETOSTI ZA POSAMEZNE OBTEŽNE PRIMERE MODEL 35+40+40
- 3.5.6 IZPIS NAPETOSTI ZA POSAMEZNE OBTEŽNE PRIMERE MODEL 35+40+40, C2+2

3.6 KONTROLA DEKOMPRESIJE

4 ANALIZA PREKLADNE KONSTRUKCIJE – PREČNA SMER

4.1 VHODNI PODATKI

- 4.1.1 RAČUNSKI MODEL
- 4.1.2 OBTEŽBE

4.2 IZPIS NOTRANJIH SIL

4.3 KONTROLA NOSILNOSTI

- 4.3.1 AB PLOŠČA nad podporo
- 4.3.2 AB PLOŠČA v polju

5 ANALIZA PODPORNEGA SISTEMA

5.1 VGRAJENA ARMATURA

5.2 NOTRANJE SILE PODPORNI SISTEM

- 5.2.1 NOTRANJE SILE MODEL 35+35+35
- 5.2.2 NOTRANJE SILE MODEL 35+40+40 C2+2

5.3 IZRAČUN POTREBNE ARMATURE

5.4 KONTROLA NOSILNOSTI PREREZA IN KONTROLA NAPETOSTI

- 5.4.1 GLAVA STEBRA MODEL 35+35+35m
- 5.4.2 GLAVA STEBRA MODEL 35+40+40m
- 5.4.3 GLAVA STEBRA MODEL 35+40+40m, C2+2

5.5 KONTROLA PREREZA NA STRIG

- 5.5.1 PREVERBA STRIŽNE NOSILNOSTI OBSTOJEČEGA PREREZA
- 5.5.2 DIMENZIONIRANJE STRIŽNIH OJAČITEV

5.6 KONTROLA NAPETOSTI

5.7 KONTROLA DEKOMPRESIJE

6 DODATNE KONTROLE

6.1 SIDRNI BLOK ZA PREDNAPENJANJE

7 ZAKLJUČEK

8 PRILOGE

8.1 NOTRANJE SILE PREKLADNA KONSTRUKCIJA RAČUNSKI MODEL I. – 35+35+35 m

8.2 NOTRANJE SILE PREKLADNA KONSTRUKCIJA RAČUNSKI MODEL II. – 35+40+40m

8.3 NOTRANJE SILE PREKLADNA KONSTRUKCIJA RAČUNSKI MODEL III. – 35+40+40, C2+2

1 SPLOŠNO

1.1 OBSTOJEČA KONSTRUKCIJA

Obstoječa viadukta Dolgi Most premoščata dvotirno železniško progo Ljubljana – Postojna, Tržaško cesto in potok Mali Graben. Objekta sta razdeljen v konstrukcijsko ločena viadukta A (VA0046) - DESNI in B (VA0045) - LEVI.

Namen rekonstrukcije oziroma sanacije z ojačitvami je odprava bistvenih poškodb za zagotovitev nosilnosti in hkrati trajnosti viaduktov za njuno preostalo predvideno eksploatacijska dobo, ki znaša praviloma še 10 let.

Viadukta ima enajst razponov. Posamezni razponi znašajo:

- DASNI OBJEKT: $34,2 + 5 \times 40,0 + 35,0 + 40,0 + 34,2 + 2 \times 0,48 = 344,36 \text{ m}$
- LEVI OBJEKT: $34,2 + 40,0 + 6 \times 35,0 + 34,3 + 2 \times 0,48 = 318,58 \text{ m}$

Zasnova objektov je pogojena z nenosilnim barjanskim terenom, težkimi prometnimi pogoji in prečkanjem železnice, ceste in Malega Grabna.

Prekladni konstrukciji sestojita iz montažnih prednapetih I nosilcev medsebojno povezanih v sistem rešetke, ki tvorijo prostoležeča polja, ta pa so nad podporami preko vezne plošče povezana v tri zavorne enote.

Razponi med stebri so 35,0 m in 40,0 m. Nosilci so montažni prednapeti, prereza I z višino $H = 2,0 \text{ m}$, širine $B = 1,8 \text{ m}$ in teoretično dolžino (med ležišči) $L_1 = 33,4 \text{ m}$ in $L_2 = 38,5 \text{ m}$. Nosilci so bili izvedeni iz betona kvalitete MB 400, armirani z mehko armaturo in prednapeti s kabli $\Phi 7 \text{ mm}$, ki so sidrani po sistemu BBRV.

Nosilci so medsebojno povezani z na kraju samem zabetoniranimi vzdolžnimi stiki voziščne plošče in prečniki. Plošča je bila izvedena iz betona kvalitete MB 400, ter v prečni smeri prednapeta s kabli $16 \Phi 7 \text{ mm}$ na razmaku 80 cm, ki so sidrani po sistemu BBRV.

Vezna AB plošča med stebri je debeline 18 cm in razpona 1,6 m.

Podporno konstrukcijo viadukta tvori 8 vmesnih podpor in dve krajni podpori. Viadukta imata po 3 zavorne enote, ki so med seboj dilatirane tako, da vsaka zase predstavlja celoto za prevzem horizontalnih sil zaradi temperaturnih sprememb, krčenja, zavorne sile in potresa.

Zavorne enote viadukta VA0046 (desni objekt):

- $34,2 + 2 \times 40,0 = 114,2 \text{ m}$
- $3 \times 40,0 = 120 \text{ m}$
- $35,0 + 40,0 + 34,2 = 109,2 \text{ m}$

Zavorne enote viadukta VA0045 (levi objekt):

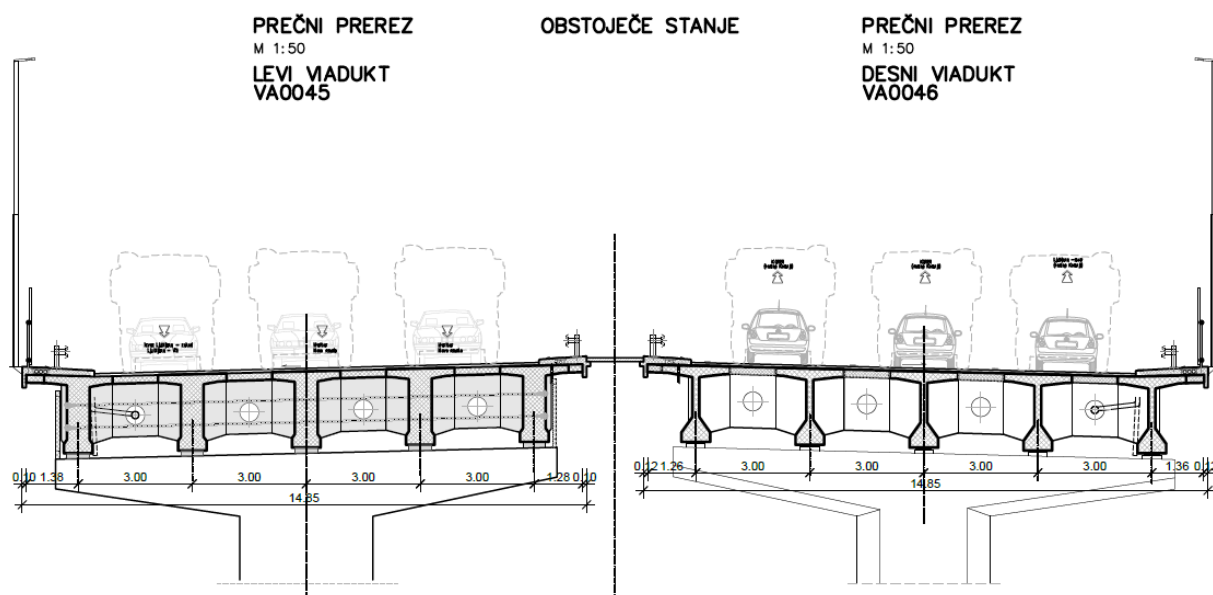
- $34,2 + 40,0 + 35,0 = 109,2 \text{ m}$
- $3 \times 35,0 = 105 \text{ m}$
- $35,0 + 35,0 + 34,3 = 104,3 \text{ m}$

Stebri so poligonalnega prereza zunanjih dimenzij $2,2 \times 3,5 \text{ m}$ z debelino sten 30 cm. Kapa stebra je konzolna z b/h $2,2 \times 13,2 \text{ m}$ in višine 1,6 m nad stebrom. Kapa je prednapeta s kabli $42 \Phi 7 \text{ mm}$ BBRV. Krajne podpore so zasnovane kot okvirna konstrukcija s prečko in piloti. Prečka okvirja je stenski nosilec dim. $1,3 \times 2,5 \times 14,25 \text{ m}$, podprta z blazinami trapezne oblike na uvrtnih kolih.

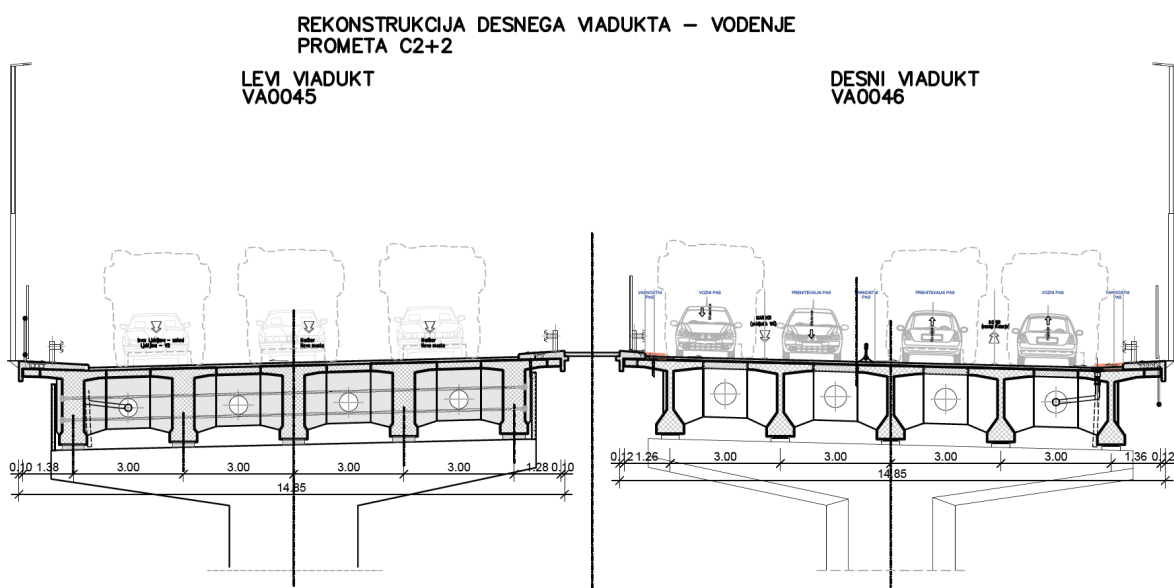
Celotna objekta sta temeljena na uvrtnih armiranobetonskih pilotih premera $\Phi 150 \text{ cm}$. Piloti segajo v globino cca. 30,0 m v plast prodno peščene zemljine.

Vmesni stebri št. 1 in 2 so temeljeni na 4 uvrtnih pilotih na razmaki 3,75 m in so vpeti v temeljno blazino debeline 1,5 m. ostali vmesni stebri so temeljeni na treh uvrtnih pilotih na razmaku 3,0 in so vpeti v pilotno blazino debeline 2,0.

Krajni oporniki so temeljeni s štirimi uvrtnimi piloti na prečnem razmaku 3,5 m.



Prečni prerez obstoječe stanje



Prečni prerez z voznimi pasovi za C2+2 na desnem objektu

1.2 PREDPISI IN STANDARDI

Standard	Opis
EN 1990 – Osnove projektiranja konstrukcij	
SIST EN 1990	Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij
SIST EN 1990/A101	Nacionalni dodatek k SIST EN 1990
EN 1991 – Vplivi na konstrukcije	
SIST EN 1991-1-1	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb
SIST EN 1991-1-1/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-1
SIST EN 1991-1-4	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1.4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra
SIST EN 1991-1-4/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-4
SIST EN 1991-1-5	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi
SIST EN 1991-1-5/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-4
SIST EN 1991-1-6	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-6. del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo
SIST EN 1991-1-6	Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-6
SIST EN 1991-1-6	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-6. del: Splošna pravila – Nezagodni vplivi
SIST EN 1991-1-7/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-7
SIST EN 1991-2	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov
SIST EN 1991-2/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-2
EN 1992 – Projektiranje betonskih konstrukcij	
SIST EN 1992-1-1	Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
SIST EN 1992-1-1/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1992-1-1
SIST EN 1992-2	Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje
SIST EN 1992-2/A101	Nacionalni dodatek k SIST EN 1992-2
EN 1993 – Projektiranje jeklenih konstrukcij	
SIST EN 1993-1-1	Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
SIST EN 1993-1-1/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1993-1-1
EN 1997 – Geotehnično projektiranje	
SIST EN 1997-1	Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila
SIST EN 1997-1/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1997-1
EN 1998 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij	
SIST EN 1998-1	Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe:
SIST EN 1998-1/NA	Nacionalni dodatek k SIST EN 1998-1
SIST EN 1998-2	Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 2. del Mostovi
DRUGO	
GZ	Gradbeni zakon (GZ)
BAST – Heft B 89	Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke
ONR 24008	Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken
	Vsi ostali v Republiki Sloveniji veljavni zakoni, tehnični predpisi, standardi in smernice, ki obravnavajo projektiranje in izgradnjo inženirskih objektov.

1.3 PODLOGE

- [1] PGD, PZI VIADUKT DOLGI MOST 10,410 – 1, št. projekta: 1247, GIP GRADIS BIRO ZA PROJEKTIRANJE, junij 1980 → [arhivska dokumentacija](#)
- [2] PZI NAČRT ZAPOR CEST V ČASU GRADNJE, št. projekta: 4466, št. načrta: 697-PRO_Z; BPI d.o.o., junij 2022
- [3] PZI VIADUKT DOLGI MOST, št. projekta: 4466, št. načrta: 206, PIPENBAHER INŽENIRJI d.o.o., julij 2021; → [RUŠITEV VIADUKTA VA0046](#)
- [4] Elaborat detajlnega pregleda premostitvenega objekta; Viadukt Dolgi most VA0046, na AC A1, odsek 0016 v km 0+280; poročilo: 533-KON-21; IGMAT d.d., julij 2021
- [5] Elaborat detajlnega pregleda premostitvenega objekta; Viadukt Dolgi most VA0045 OM va0046; Poročilo: 646-KON-25; IGMAT d.d., januar 2026

1.4 MATERIALI

1.4.1 PILOTI

Beton MB300 → C25/30 $f_{ck} = 25,0$ MPa
Armatura ČO.200 → GA220/340
 $f_{yk} = 22 \text{ kN/cm}^2$; $f_{tk} = 34 \text{ kN/cm}^2$; $E = 20 \text{ MN/cm}^2$

1.4.2 PILOTNE BLAZINE

Beton MB300 → C25/30 $f_{ck} = 25,0$ MPa
Armatura ČBR40-2 → RA400/500
 $f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$; $f_{tk} = 50 \text{ kN/cm}^2$; $E = 20 \text{ MN/cm}^2$

1.4.3 STEBRI, OPORNIKI

Beton MB300 → C25/30 $f_{ck} = 25,0$ MPa
Kapa stebrov:
Trdnost betona glede na izvedene raziskave: $f_{ck} = 80 - 90$ MPa

V izračunu upoštevamo: C45/55

Armatura ČBR40-2 → RA400/500
 $f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$; $f_{tk} = 50 \text{ kN/cm}^2$; $E = 20 \text{ MN/cm}^2$

1.4.4 PREKLADNA NOSILCI IN AB PLOŠČA

Beton MB400 → C30/37 $f_{ck} = 30,0$ MPa
Trdnost betona glede na izvedene raziskave: $f_{ck} = 60 - 90$ MPa
V izračunu upoštevamo: C45/55
Armatura ČO.200 → GA220/340
 $f_{yk} = 22 \text{ kN/cm}^2$; $f_{tk} = 34 \text{ kN/cm}^2$; $E = 20 \text{ MN/cm}^2$

1.5 RAČUNSKI MODELI

1.5.1 KONSTRUKCIJA

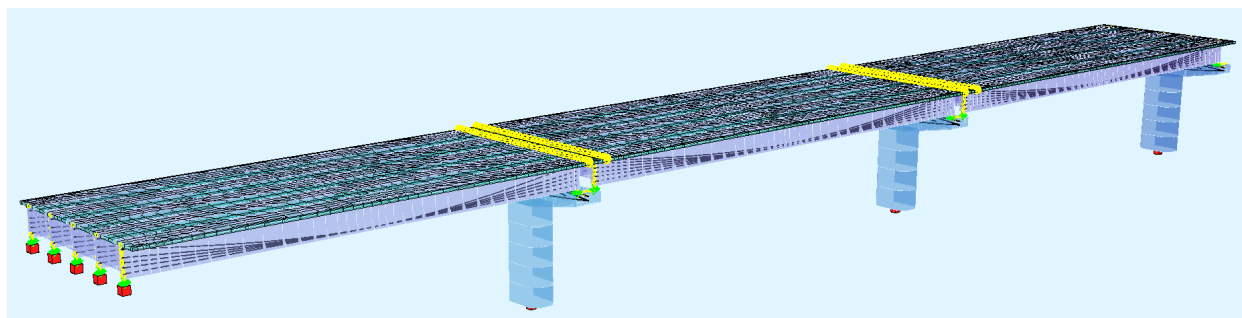
Statični izračun je izveden s programom Sofistik na prostorskem statičnem modelu. Računski model je sestavljen iz linijskih in ploskovnih elementov. Glavni vzdolžni nosilci, prečni nosilci, stebri in grede so modelirani iz linijskih elementov. AB plošča nad vzdolžnimi elementi, ki raznaša obtežbo v prečni smeri, pa je modelirana s ploskovnimi elementi. Vzdolžni nosilci so z glavami stebrov povezani z vzmetmi, ki imajo sproščene rotacije. Upoštevana je geometrija elementov skladno z arhivsko dokumentacijo obstoječega objekta. V statični analizi je upoštevan vpliv prednapenjanja in faznost gradnje. Obstoječa ležišča so neoprenska dimenzije 300x400x85 mm na krajnih opornikih in stebrih v osi 4 in 7, na ostalih stebrih pa 300x400x52 mm.

Analizirani so 3 računski modeli, ki glede na geometrijo obeh viaduktov in vodenje prometa zajamejo stanje na obeh viaduktih:

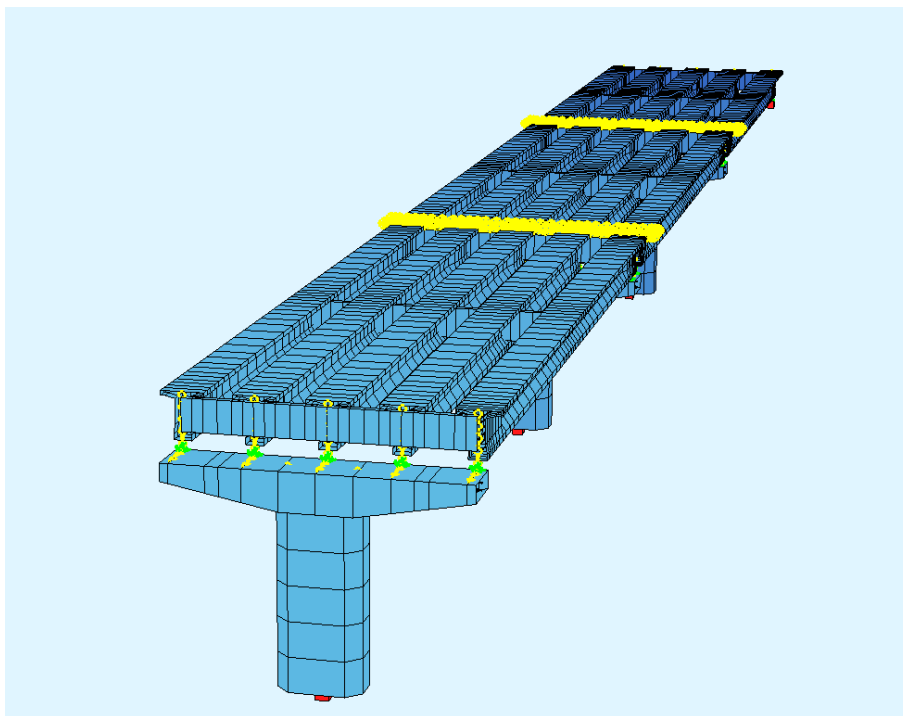
- I. Statični model z računskimi razponi 35 + 35 +35 m, vodenje prometa v obstoječem stanju - levi objekt.,
- II. Statični model z računskimi razponi 35 + 40 +40 m, vodenje prometa v obstoječem stanju – desni objekt (40 m polje se upošteva tudi za levi objekt).
- III. Statični model z računskimi razponi 35 + 40 +40 m, vodenje prometa C2+2 – desni objekt

Dodatne analize so izvedene za posamezne analize z evidentiranimi poškodbami na kablji za prednapenjanje.

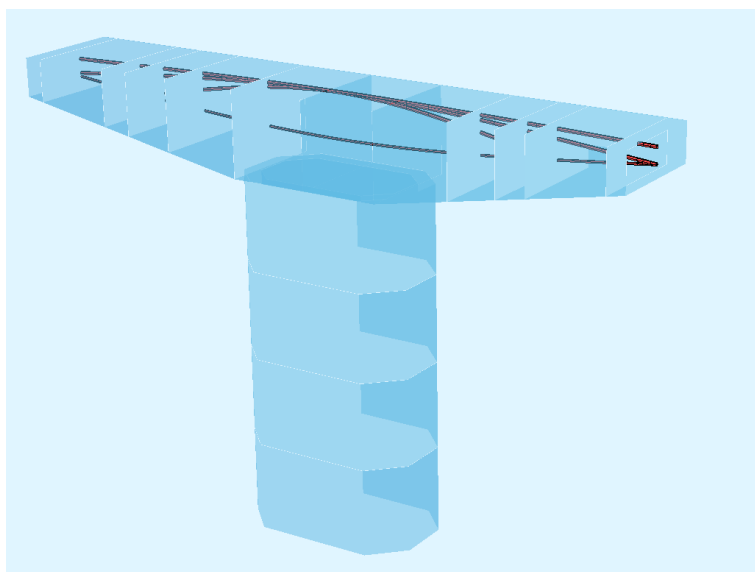
Obravnavane so zgoraj navedene tipične zavorne enote iz treh polj. Prekladna konstrukcija se obnaša kot prostoležeča konstrukcija v vsakem posameznem polju. Dolžine nosilcev med podporami znašajo 39,2 m pri 40 m polju (statični razpon nosilca 38,4 m) in 34,2 m pri 35 m polju (statični razpon nosilca 33,4 m)



3D model celotnega računskega model



3D model nosilcev in podpornega sistem



3D računski model stebra

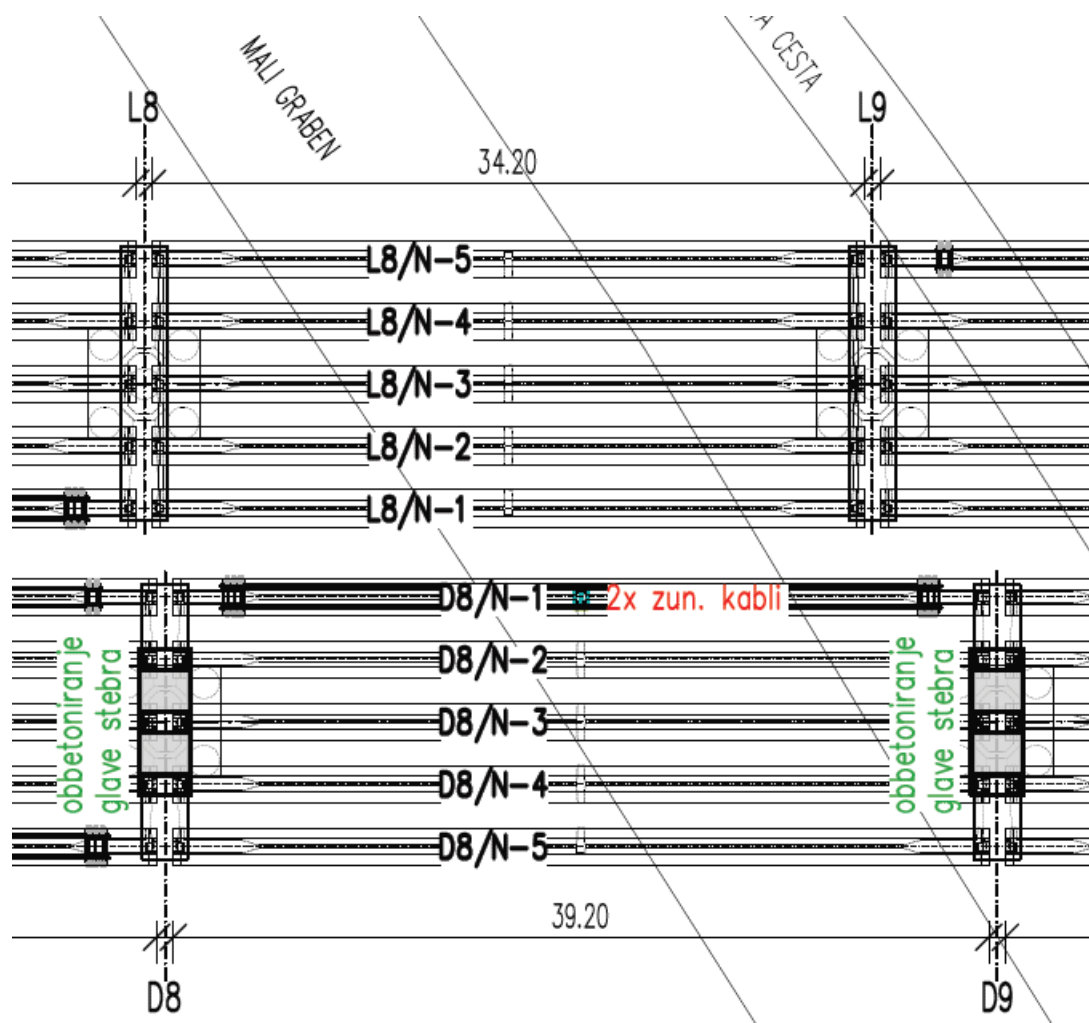
1.5.2 OZNAKE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV

Zaradi velikega števila montažnih nosilcev je bilo za lažjo identifikacijo lokacij in elementov vpeljeno naslednje poimenovanje:

Objekt: LEVI VA0045 in DESNI VA0046

Polja: 1. polje do 9. polje (v smeri stacionaže)

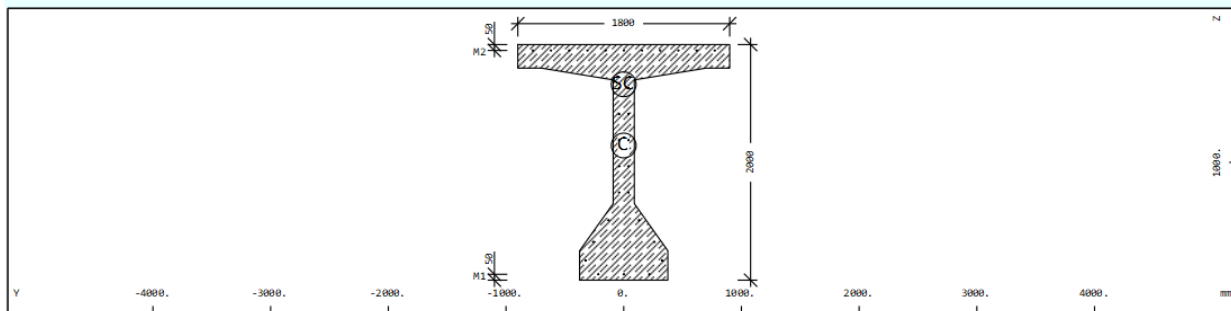
Vzdolžni nosilci: N1 – N5, pri čemer je N1 robni nosilec med objekti, N5 pa robni nosilec na strani, ki ne meji na sosednji objekt.



1.5.3 PREČNI PREREZI

NOSILEC NOTRANJI IN FASADNI

Cross section No. 4 - NOSILEC - FASADNI



Cross section No. 4 - NOSILEC - FASADNI

Static properties of cross section

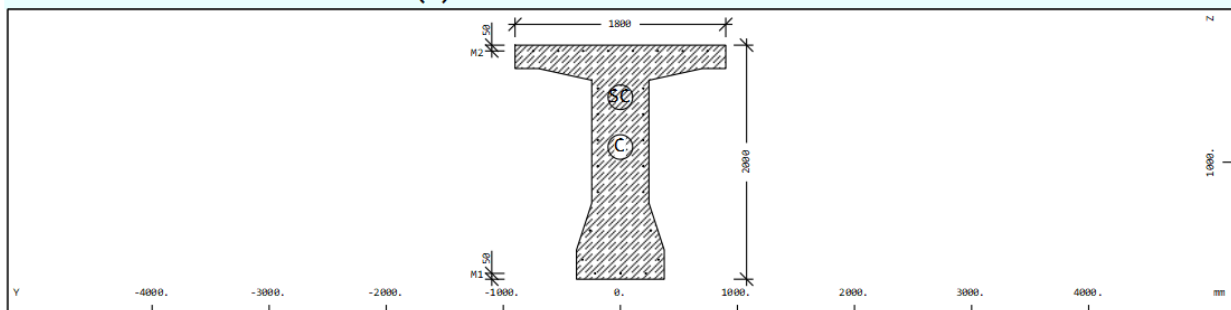
Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
3	1.0015E+00	4.973E-01	5.531E-01	0.0	0.0	37278	2503.8	
4 ¹	3.133E-02	3.563E-01	1.177E-01	856.8	337.3	15532	(BEAM)	

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

NOSILEC NOTRANJI IN FASADNI PRI PODPORI

Cross section No. 119 - NOSILEC (5)



Cross section No. 119 - NOSILEC (5)

Static properties of cross section

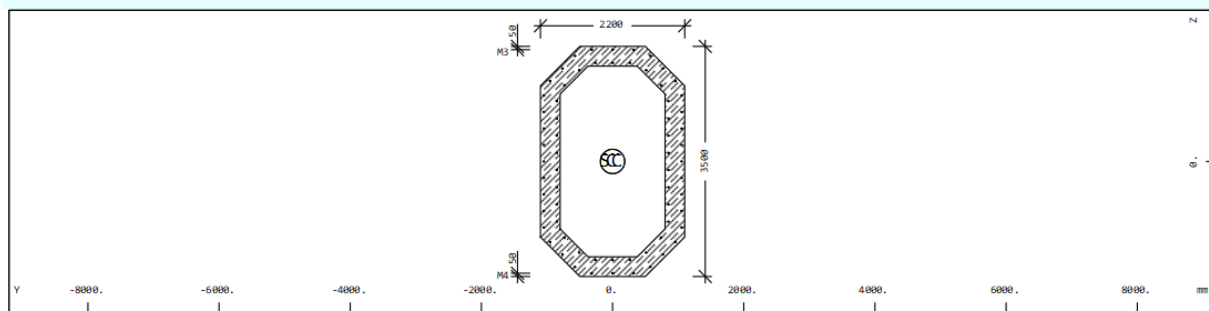
Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
3	1.4026E+00	6.775E-01	6.131E-01	0.0	0.0	37278	3506.4	
4 ¹	9.402E-02	8.460E-01	1.331E-01	870.6	445.1	15532	(BEAM)	

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

STEBER

Cross section No. 1 - STEBER



Cross section No. 1 - STEBER

Static properties of cross section

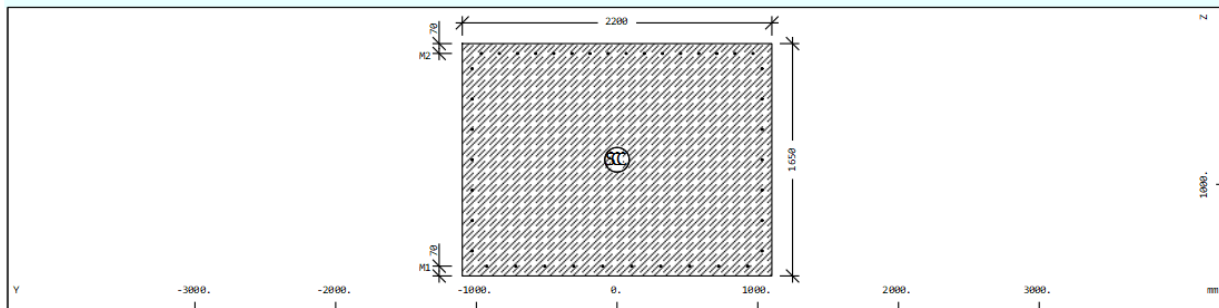
Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
1	2.7000E+00	8.804E-01	3.484E+00	0.0	0.0	32837	6750.0	3.484E+00
2 ¹	4.292E+00	1.743E+00	1.678E+00	0.0	0.0	13682	(BEAM)	1.678E+00
			-2.220E-16					0.00

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[N/mm ²]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[N/mm ²]	Shear modulus		

GLAVA STEBRA NAD PODPORO

Cross section No. 2 - Glava stebra 1



Cross section No. 2 - Glava stebra 1

Static properties of cross section

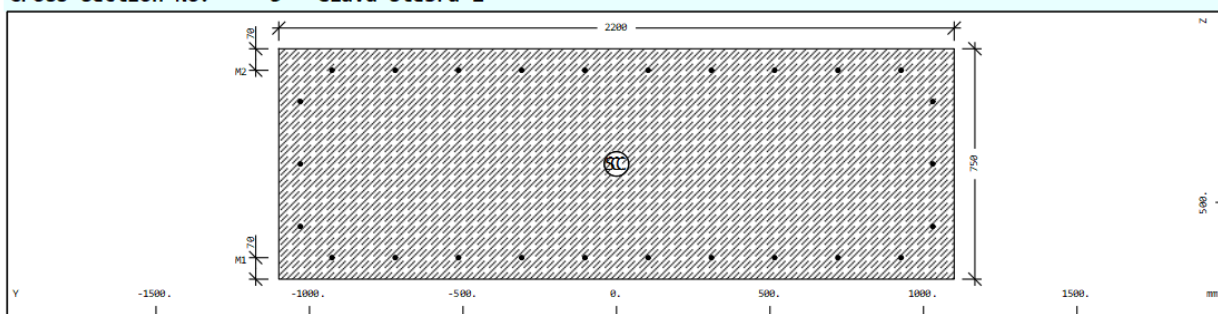
Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
1	3.6300E+00	3.064E+00	8.236E-01	0.0	0.0	32837	9075.0	1.464E+00
2 ¹	1.833E+00	3.182E+00	1.464E+00	825.0	825.0	13682	(BEAM)	8.236E-01

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[N/mm ²]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[N/mm ²]	Shear modulus		

GLAVA STEBRA

Cross section No. 3 - Glava stebra 2



Cross section No. 3 - Glava stebra 2

Static properties of cross section

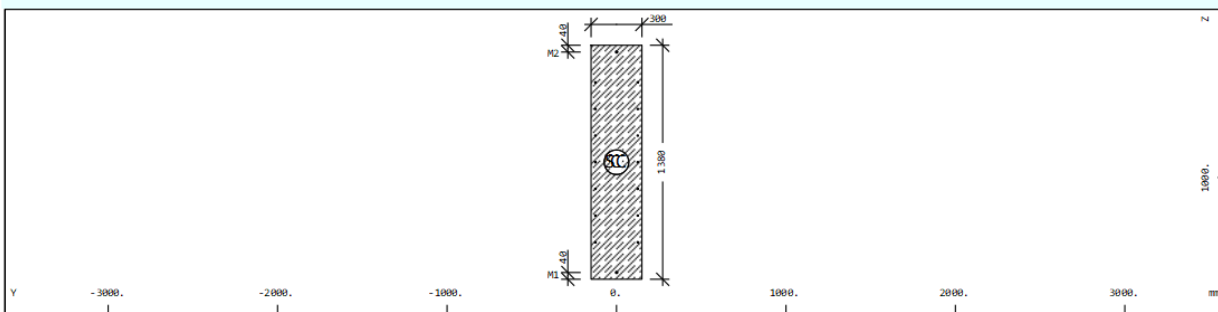
Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
1	1.6500E+00	1.393E+00	7.734E-02	0.0	0.0	32837	4125.0	6.655E-01
2 ¹	2.481E-01	1.447E+00	6.655E-01	375.0	375.0	13682	(BEAM)	7.734E-02

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[N/mm ²]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[N/mm ²]	Shear modulus		

PREČNIKI

Cross section No. 6 - Prečnik-vmesni



Cross section No. 6 - Prečnik-vmesni

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	4.1400E-01	3.630E-01	6.570E-02	0.0	0.0	37278	1035.0	
4 ¹	1.080E-02	3.457E-01	3.105E-03	910.0	910.0	15532	(BEAM)	

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[N/mm ²]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[N/mm ²]	Shear modulus		

1.5.4 TOGOST LEŽIŠČ

Vgrajena obstoječa ležišča so elastomerna dimenzije 300 x 400 52 mm.

V statičnem izračunu so ležišča simulirana na podlagi vzmeti z naslednjimi togostmi:

Vertikalna togost ležišča:	$K_z = 1,0 \cdot 10^6 \text{ MN/m1}$
Horizontalna togost ležišča v vzdolžni smeri:	$K_x = 2,05 \text{ MN/m1}$
Horizontalna togost ležišča v prečni smeri:	$K_y = 2,05 \text{ MN/m1}$

1.6 PREDNAPENJANJE

1.6.1 Obstoječi vgrajeni kabli za prednapenjanje

Pri določitvi napenjalne sile, ki je upoštevana v statičnem izračunu, so bile upoštevane ugotovitve iz detajlnega pregleda. Meritve napenjalne sile kažejo na redukcijo 25% glede na po arhivskem projektu pričakovane vrednosti, kar je posledica utrujanja, relaksacije jekla in drugih dejavnikov pri izvedbi.

Pri vseh kablilih upoštevamo priporočenih 10% redukcije prereza kablov zaradi morebitne korozije žic, ki z lokalnimi pregledi ni bila odkrita.

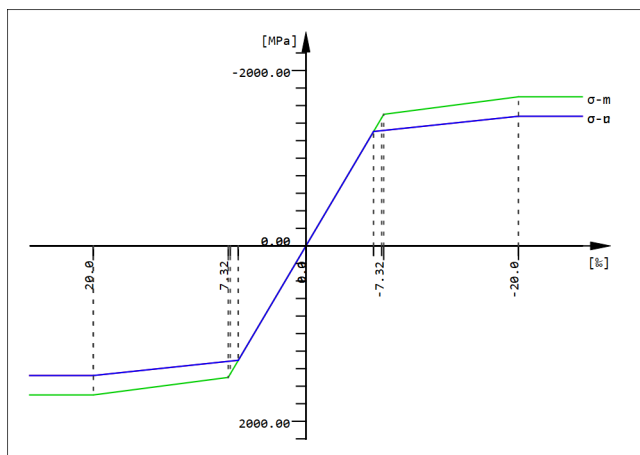
Mat 21 Y 1700

Young's modulus	E	205000	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	1500.00	[MPa]
Shear modulus	G	78846	[N/mm ²]	Compressive yield	fyc	1500.00	[MPa]
Compression modulus	K	170833	[N/mm ²]	Tensile strength	ft	1700.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	fc	1700.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		20.00	[%]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.50	[-]
max. thickness	t-max	18.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	1.60	[-]
Relaxation	0.55*fpk	6.00	[%]	Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
Relaxation	0.70*fpk	6.00	[%]	Proportional limit	fp	1500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ-dyn	160.87	[MPa]

Stress-Strain for serviceability	ε[%]	σ-m[MPa]	E-t[N/mm ²]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	1700.00	0
	20.000	1700.00	0
	7.317	1500.00	15769
	7.122	1460.00	205000
	0.000	0.00	205000
	-7.122	-1460.00	205000
	-7.317	-1500.00	15769
	-20.000	-1700.00	0
	-1000.000	-1700.00	0
Safetyfactor			1.15

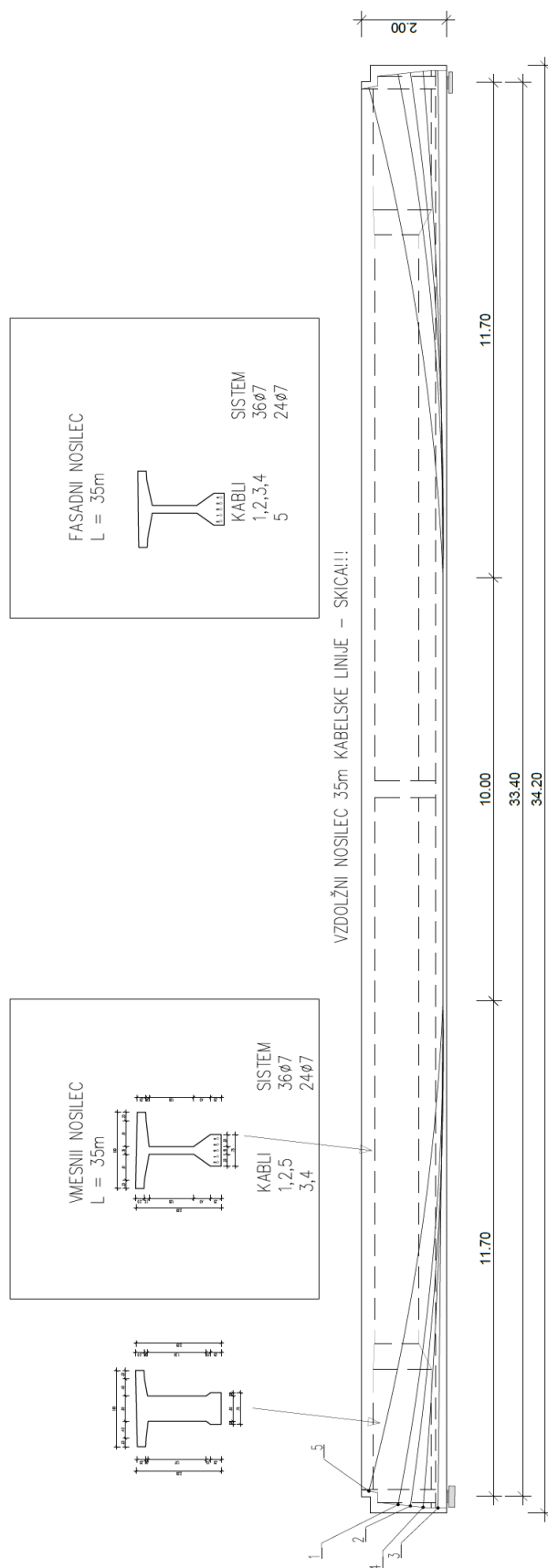
Stress-Strain for ultimate load	ε[%]	σ-u[MPa]	E-t[N/mm ²]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	1478.26	0
	20.000	1478.26	0
	6.363	1304.35	12753
	0.000	0.00	205000
	-6.363	-1304.35	12753
	-20.000	-1478.26	0
	-1000.000	-1478.26	0
Safetyfactor			(1.15)

Stress-Strain of calc. mean values	ε[%]	σ-r[MPa]	E-t[N/mm ²]
Is also extended beyond the defined stress range	1000.000	1478.26	0
	20.000	1478.26	0
	6.363	1304.35	12753
	0.000	0.00	205000
	-6.363	-1304.35	12753
	-20.000	-1478.26	0
	-1000.000	-1478.26	0
Safetyfactor			(1.15)

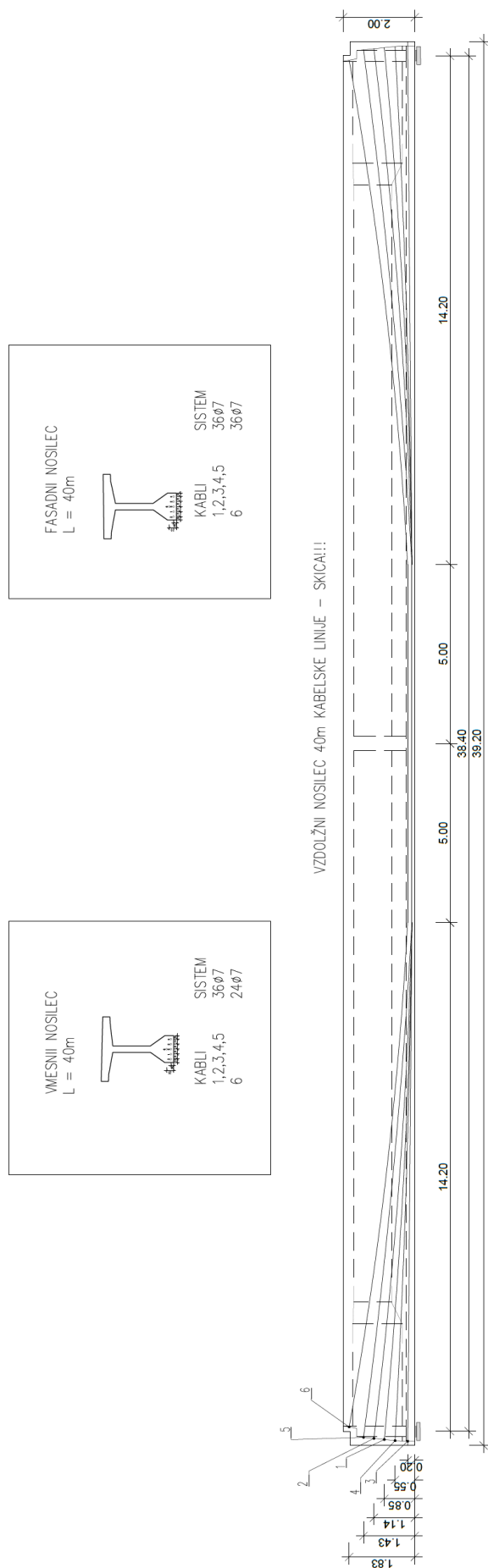

VGRAJENI KABLI V NOSILCIH OBSTOJEČE STANJE:

LEVI OBJEKT				DESNI OBJEKT			
POLJE	DOLŽINA POLJA	NOSILEC	ŠT KABLOV IN PRAMEN	POLJE	DOLŽINA POLJA	NOSILEC	ŠT KABLOV IN PRAMEN
	[m]				[m]		
1	34,2		4x 36Φ7mm	34,2			4x 36Φ7mm
		1	1x 24Φ7mm			1	1x 24Φ7mm
		2	3x 36Φ7mm			2	3x 36Φ7mm
		3	2x 24Φ7mm			3	2x 24Φ7mm
		4				4	
2	40		4x 36Φ7mm	40			4x 36Φ7mm
		5	1x 24Φ7mm			5	1x 24Φ7mm
		1	6x 36Φ7mm			1	6x 36Φ7mm
		2	5x 36Φ7mm			2	5x 36Φ7mm
		3	1x 24Φ7mm			3	1x 24Φ7mm
3	35		4x 36Φ7mm	35			4x 36Φ7mm
		1	1x 24Φ7mm			1	1x 24Φ7mm
		2	3x 36Φ7mm			2	3x 36Φ7mm
		3	2x 24Φ7mm			3	2x 24Φ7mm
		4				4	
4	35		4x 36Φ7mm	40			4x 36Φ7mm
		5	1x 24Φ7mm			5	1x 24Φ7mm
		1	4x 36Φ7mm			1	6x 36Φ7mm
		2	1x 24Φ7mm			2	5x 36Φ7mm
		3	3x 36Φ7mm			3	1x 24Φ7mm
			4x 36Φ7mm				4x 36Φ7mm
		1	1x 24Φ7mm			1	6x 36Φ7mm
		2	3x 36Φ7mm			2	5x 36Φ7mm
		3	2x 24Φ7mm			3	1x 24Φ7mm
		4				4	
			4x 36Φ7mm				4x 36Φ7mm
		5	1x 24Φ7mm			5	6x 36Φ7mm

LEVI OBJEKT				DESNI OBJEKT			
POLJE	DOLŽINA	NOSILEC	ŠT KABLOV IN PRAMEN	DOLŽINA	NOSILEC	ŠT KABLOV IN PRAMEN	
	POLJA						
	[m]						
5	35		4x 36Φ7mm	40		6x 36Φ7mm	
		1	1x 24Φ7mm		1		
		2	3x 36Φ7mm		2	5x 36Φ7mm	
		3	2x 24Φ7mm		3	1x 24Φ7mm	
		4			4		
			4x 36Φ7mm			6x 36Φ7mm	
		5	1x 24Φ7mm		5		
6	35		4x 36Φ7mm	40		6x 36Φ7mm	
		1	1x 24Φ7mm		1		
		2	3x 36Φ7mm		2	5x 36Φ7mm	
		3	2x 24Φ7mm		3	1x 24Φ7mm	
		4			4		
			4x 36Φ7mm			6x 36Φ7mm	
		5	1x 24Φ7mm		5		
7	35		4x 36Φ7mm	40		6x 36Φ7mm	
		1	1x 24Φ7mm		1		
		2	3x 36Φ7mm		2	5x 36Φ7mm	
		3	2x 24Φ7mm		3	1x 24Φ7mm	
		4			4		
			4x 36Φ7mm			6x 36Φ7mm	
		5	1x 24Φ7mm		5		
8	35		4x 36Φ7mm	40		6x 36Φ7mm	
		1	1x 24Φ7mm		1		
		2	3x 36Φ7mm		2	5x 36Φ7mm	
		3	2x 24Φ7mm		3	1x 24Φ7mm	
		4			4		
			4x 36Φ7mm			6x 36Φ7mm	
		5	1x 24Φ7mm		5		
9	34,2		4x 36Φ7mm	34,2		4x 36Φ7mm	
		1	1x 24Φ7mm		1	1x 24Φ7mm	
		2	3x 36Φ7mm		2	3x 36Φ7mm	
		3	2x 24Φ7mm		3	2x 24Φ7mm	
		4			4		
			4x 36Φ7mm			4x 36Φ7mm	
		5	1x 24Φ7mm		5	1x 24Φ7mm	

SHEMATSKI PRIKAZ KABLOV ZA PREDNAPENJANJE V VZDOLŽNIH NOSILCIH:


Vzdolžni nosilci dolžine 33,4 m



Vzdolžni nosilci dolžine 38,4 m

OBSTOJEČI KABLI ZA PRENAPENJANJE UPOŠTEVANI V IZRAČUNIH:

Na splošno se pri vseh kablilih upošteva priporočenih 10% redukcije prereza kablov zaradi morebitne korozije žic, ki z lokalnimi pregledi ni bila odkrita.

PREDNAPENJANJE									
Jeklo za prednapenjanje									
Tip pramena	Y1700								
Trdnost:	$f_{pk} =$	1700	MPa	$f_{p0,1k} =$	1500	MPa			
Elatični modul:	$E =$	210000	MPa	glede na arhivsko statiko					
	$E =$	205000	MPa	glede na ateste materialov (min. vrednost)					
Zdrs ob zaklinjenju:	$\Delta z =$	9	mm						
Koeficient trenja:	$\mu_{par} =$	0,25							
Koeficient valovanja:	$k =$	0,009	rad/m						
Relaksacija jekla:	$\rho_{1000} \leq 7,0\%$ pri $0,6 \cdot f_{pk}$ po 1000 urah								
TIP KABLOV IMS:					redukcija 10%				
42 $\Phi 7$ mm	$A_{k,1} =$	16,163	cm ²		$A_{k,1,red} =$	14,55	cm ²		
36 $\Phi 7$ mm	$A_{k,1} =$	13,854	cm ²		$A_{k,1,red} =$	12,47	cm ²		
24 $\Phi 7$ mm	$A_{k,1} =$	9,236	cm ²		$A_{k,1,red} =$	8,31	cm ²		
16 $\Phi 7$ mm	$A_{k,1} =$	6,158	cm ²		$A_{k,1,red} =$	5,54	cm ²		
Dopustne izvlečne napetosti in sile v kablilih skladno z arhivsko statiko:									
$\sigma_{izv,dop} = 1,05 \times 1700 \times 0,7 = 1249,5$ MPa									
$N_{izv} =$	2019,6	kN	za 42 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	1817,7	kN			
$N_{izv} =$	1731,1	kN	za 36 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	1558,0	kN			
$N_{izv} =$	1154,1	kN	za 24 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	1038,7	kN			
$N_{izv} =$	769,38	kN	za 16 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	692,4	kN			
Izvečne napetosti in sile v kablilih skladno z arhivsko statiko z upoštevanjem relaksacije:									
$\sigma_{izv,dop,6\%relaksacije} = 1,05 \times 1700 \times 0,7 \times 0,8 = 1062,1$ MPa									
$N_{izv} =$	1716,7	kN	za 42 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	1545,0	kN			
$N_{izv} =$	1471,4	kN	za 36 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	1324,3	kN			
$N_{izv} =$	980,96	kN	za 24 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	882,9	kN			
$N_{izv} =$	653,97	kN	za 16 $\Phi 7$	$N_{izv} =$	588,6	kN			

Dejanske napenjalne sile v kablilih glede na izvedene merive:									
	Spec. Def	E=210GPa			E=205GPa				
		σ	$F_{p,36\Phi 7}$	$F_{p,24\Phi 7}$	σ	$F_{p,42\Phi 7}$	$F_{p,36\Phi 7}$	$F_{p,24\Phi 7}$	$F_{p,16\Phi 7}$
	[μm]	[Mpa]	[kN]	[kN]	[Mpa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
7. polje, N1, 5. notranji kabel	4210,0	884,1	1224,9	816,6	863,1	1395,0	1195,7	797,1	531,4
7. polje, N1, 1. zunanji kabel	3826,0	803,5	1113,1	742,1	784,3	1267,8	1086,6	724,4	483,0
6. polje, N4, 1. kabel	4979,0	1045,6	1448,6	965,7	1020,7	1649,8	1414,1	942,7	628,5
4. polje, N2, 1. kabel	4005,0	841,1	1165,2	776,8	821,0	1327,1	1137,5	758,3	505,5
povprečna sila v prednapetih kablilih:				$F_{p,povp} =$	872,3	1409,9	1208,5	805,7	537,1
						82,13%	82,13%	82,13%	82,13%
Zaradi dejanske relaksacije, utrujanja, tehnologije merjenja napenjalne sile pri izvedbi in podobno je izmerjena napenjalna sila za cca. 18% nižja od projektne.									

VZDOLŽNI NOSILCI PREKLADNE KONSTRUKCIJE								
		Tip kabla				Projektn e sile	Izmerjen e sile	
	L	42Φ7mm	36Φ7mm	24Φ7mm	16Φ7mm	F _{p,0}	F _{p,0}	Dejanske izgube v nap. sili
NOSILEC	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
VMESNI	33,4	-	3	2	-	6376,3	5236,8	17,9%
FASADNI	33,4	-	4	1	-	6866,7	5639,6	17,9%
VMESNI	38,4	-	5	1	-	8338,2	6848,1	17,9%
FASADNI	38,4	-	6	0	-	8828,7	7250,9	17,9%

GLAVE STEBROV								
		Tip kabla				Projektn e sile	Izmerjen e sile	
	L	42Φ7mm	36Φ7mm	24Φ7mm	16Φ7mm	F _{p,0}	F _{p,0}	Dejanske izgube v nap. sili
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
		9	0	0	0	15450,2	12689,1	17,9%

PREČNIKI								
		Tip kabla				Projektn e sile	Izmerjen e sile	
	L	42Φ7mm	36Φ7mm	24Φ7mm	16Φ7mm	F _{p,0}	F _{p,0}	Dejanske izgube v nap. sili
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
VMESNI		0	2	0	0	2942,9	2417,0	17,9%
KRAJNI		0	0	0	2	1307,9	1074,2	17,9%

AB PLOŠČA PREČNA SMER								
		Tip kabla				Projektn e sile	Izmerjen e sile	
	L	42Φ7mm	36Φ7mm	24Φ7mm	16Φ7mm	F _{p,0}	F _{p,0}	Dejanske izgube v nap. sili
	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	
kablo na 80 cm = 1,25 kabla / m		0	0	0	1,25	817,5	671,4	17,9%

Pri kablji z evidentiranimi poškodbami pa se upoštevajo vrednosti, ki so navedene v poglavju 3.3.

1.6.2 Novi kabli za ojačitve

KARAKTERISTIKE NAPENJALNIH KABLOV:

Tip pramena:	Y1860 S7 15,7 v skladu z EN10138-3 ($D_{nom} = 15,7 \text{ mm}$, $A_s = 150 \text{ mm}^2$, $g = 1,172 \text{ kg/m}$)
Trdnost:	$f_{p0,1k}/f_{pk} = 1600/1860 \text{ MPa}$
Elastični modul:	$E_p = 195000 \text{ MPa}$
Relaksacija:	razred 2: $\rho_{1000} \leq 2,5\%$ pri $0,7 \cdot f_{pk}$ po 1000 urah
Zdrs ob zaklinjenju:	$\Delta z = 6 \text{ mm}$
Koeficient trenja:	$\mu_{par} = 0,19 \rightarrow \Delta P_{\mu}(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$
Koeficient valovanja:	$k = 0,0053 \text{ rad/m}^1 (= 0,3 \text{ } ^\circ/\text{m}^1)$
Minimalni radij krivljenja:	$R_{min} = 7,0 \text{ m}$

Tip kabla 12x15,7:

Število pramen v kablu:	12 pramen 15,7mm
Površina prereza kabla:	$A_{k1(12)} = 12 \times 150 \text{ mm}^2 = 18,0 \text{ cm}^2$
Masa kabla:	$g_{k1(12)} = 12 \times 1,172 = 14,06 \text{ kg/m}$

Tip kabla BBR CONA CMB 2 x 2 15,7:

Število pramen v kablu:	2 pramena 15,7mm
Površina prereza kabla:	$A_{k1(2)} = 2 \times 150 \text{ mm}^2 = 3,0 \text{ cm}^2$
Masa kabla:	$g_{k1(2)} = 2 \times 1,172 = 2,34 \text{ kg/m}$

NAPENJALNE SILE IN ŠTEVILO KABLOV:

Največje dopustne napetosti in sile v napenjalnem jeklu:

Pred zaklinjenjem:	Po zaklinjenju: [MPa]	Karakteristična kombinacija MSU:
Omejitev napetosti $\sigma_{p,max}$	Omejitev napetosti σ_{pm0}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]
$0,8 \cdot f_{pk} = 1488$	$0,75 \cdot f_{pk} = 1395$	$0,75 \cdot f_{pk} = 1395$
$0,9 \cdot f_{p0,1k} = 1440$	$0,85 \cdot f_{p0,1k} = 1360$	
$0,9 \cdot f_{p0,1k} = 1440$	$0,85 \cdot f_{p0,1k} = 1360$	

Projektna napenjalna napetost:	$f_p = 1440 \text{ MPa}$
Napenjalna sila v 1 kablu 12x15,7:	$F_{p1(12)} = 1440 \text{ MN/m}^2 \times 0,00180 \text{ m}^2 = 2592 \text{ kN}$

Napenjalna sila v 1 kablu 2x15,7: $F_{p1(2)} = 1440 \text{ MN/m}^2 \times 0,0003 \text{ m}^2 = 432 \text{ kN}$

Paket kablov 2x2: $F_{p1(2x2)} = 864 \text{ kN}$

Točna sila prednapenjanje je določena glede na stopnjo poškodb pri posameznem nosilcu.

1.7 GEOMEHANSKI POGOJI

Karakteristike temeljnih tal in pogoji temeljenja za obstoječi most po arhivski dokumentaciji:

Na geotehničnem prerezu vzdolž viadukta se kažejo pregledno sledeče karakteristike tal (velja za konfiguracijo terena preden so bili izvedeni vsi AC nasipi in viadukt):

- Površinska cona je glinasta in meljna, težko gnetne konsistence zaradi razsuševanja (skorja)
- Druga cona zemljin je omejena spodaj s šotno plastjo na povprečni koti 280 m. Sestava je zelo heterogena zaradi nihajočega vpliva sedimentiranja peščeno-prodnih naplavin in glinasto meljnih zemljin. Gostotno stanje peščenih in prodnih zemljin je srednje gosto, kohezivne zemljine se pojavljajo v lahko do srednje gnetnem ter težko gnetnem konsistenčnem stanju, debeline te cone 10,5 do 15 m.
- Barjanski sediment predstavljata na povprečni koti 280m pojavljajoča se šotna in organska plast.
- Pod šotno cono se nahaja sloj prodno peščene zemljine na enem in zelo mehka kohezivna cona na drugem območju.
- Globinsko cono od povprečne kote 265 m sestavljajo goste prodne naplavine.
- Podzemna voda se nahaja plitvo pod površino tal in močno niha v odvisnosti od Gradašče in padavin, občasno moramo upoštevati vodostaje praktično do površine terena.

Temeljna tla so zelo heterogena z vplivi barjanskih zemljin mehke konsistence velike stisljivosti in drsljivosti. Barjanska cona se pojavlja pod šotno organsko plastjo do globine največ 30 m.

Sestava tal na območju viadukta je barjanska z močnim vplivom nanosov Gradašče in Save. To je narekovalo izvedbo viadukta na pilotih z globino temeljenja cca. 30 m oz. do kote 265 m. Dopustna nosilnost tal je bila v arhivskem projektu določena z $p_d = 40 \text{ kp/cm}^2$.

V statičnem izračunu točne podajnosti podpor glede na sestavo tal niso bile upoštevane in pri statičnem sistemu prostoležečih nosilcev za analizo prekladne konstrukcije nimajo bistvenega vpliva.

2 ANALIZA VPLIVOV

Vplive na konstrukcije določimo v skladu z EUROCODE predpisi.

2.1 STALNI VPLIVI

2.1.1 LASTNA TEŽA

Lastna teža AB elementov se v FEM izračunih upoštevajo avtomatsko glede na specifično težo materiala dodeljeno elementu:

- Specifična teža armiranega betona:

$$\gamma_b = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

2.1.2 STALNA OBTEŽBA KROVA

OBSTOJEČI KROV							
		h	d	b	γ	q	q_{LIN}
		[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]
Asfalt + HI			0,08		24,00	1,92	
JVO							1,00
hodnik notranji			0,18	1,13	25,00	4,38	
RV notranji	0,60	0,12			25,00		1,76
Zunanja ograja							0,50
hodnik zunanji			0,18	1,78	25,00	4,38	
RV zunanji	0,60	0,10			25,00		1,50
Odvodnjavanje							0,50

Krov po izgradnji za C2+2

KROV - VIADUKT VA0046							
		h	d	b	γ	q	q_{LIN}
		[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]
Asfalt + HI (+10%)			0,08		24,00	1,92	
JVO + panel levo							2,00
hodnik levo			0,20	0,60	25,00	5,00	
RV levo	0,60	0,10			25,00		1,50
BVO sredina							3,00
ogreja desno							0,50
hodnik desno			0,20	1,05	25,00	5,00	
RV desno	0,60	0,10			25,00		1,50
Odvodnjavanje							1,00
BVO							5,10

2.2 SPREMENLJIVI VPLIVI

2.2.1 PROMETNA OBTEŽBA

Prometno obtežbo določimo v skladu s SIST EN 1991-2. V izračunu upoštevamo obtežno shemo LM1 za splošne dokaze.

Število in širina voznih pasov:

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{11}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Določitev računskih voznih pasov:

Širina vozišča: $w = 2 \times 7,2 \text{ m}$

Število voznih pasov: $n = \text{int}\left(\frac{13,0}{3}\right) = 2 \times 2$

Preostali pas: $13 - 3 \times 4 = 2 \times 1,2 \text{ m}$

2.2.1.1 VERTIKALNA OBTEŽBA

OBTEŽNA SHEMA / LOAD MODEL 1 (LM1)

[EN 1991-2, 4.3.2]

Obtežba je sestavljena iz 2 delov:

- Tandemski sistem (TS – tandem system)

$$\alpha_Q * Q_k$$

- Enakomerno razporejena obremenitev (UDL – uniformly distributed load)

$$\alpha_q * q_k$$

Vozni pasovi	Tandem system TS Q_{ik} [kN]	UDL system q_{ik} [kN/m ²]
Pas št. 1	300	9,0
Pas št. 2	200	2,5
Pas št. 3	100	2,5
Drugi pasovi:		2,5
Preostala površina		2,5

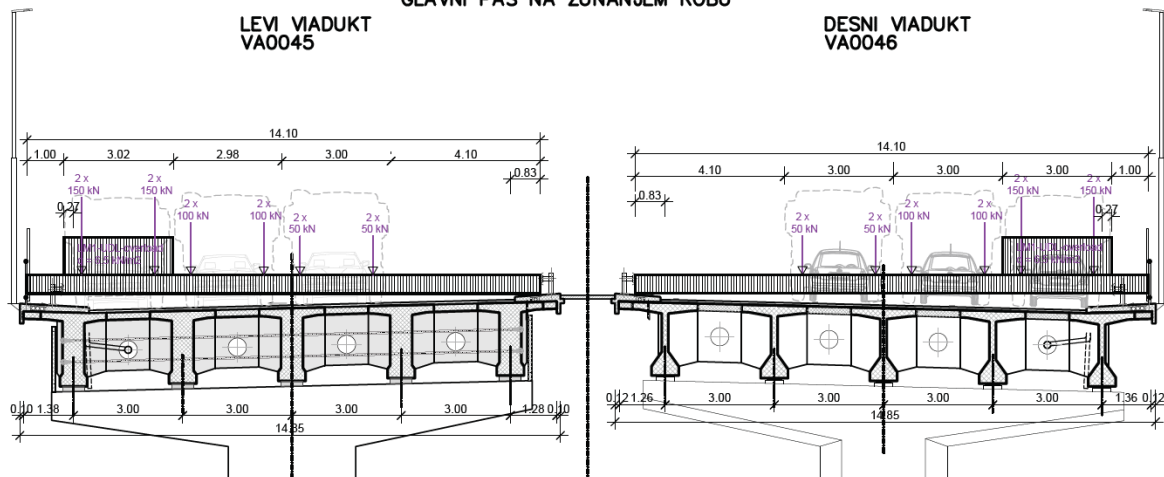
Upoštevani prilagoditveni faktorji:

$$\alpha_{Q1} = 0,8$$

$$\alpha_q = 1,0$$

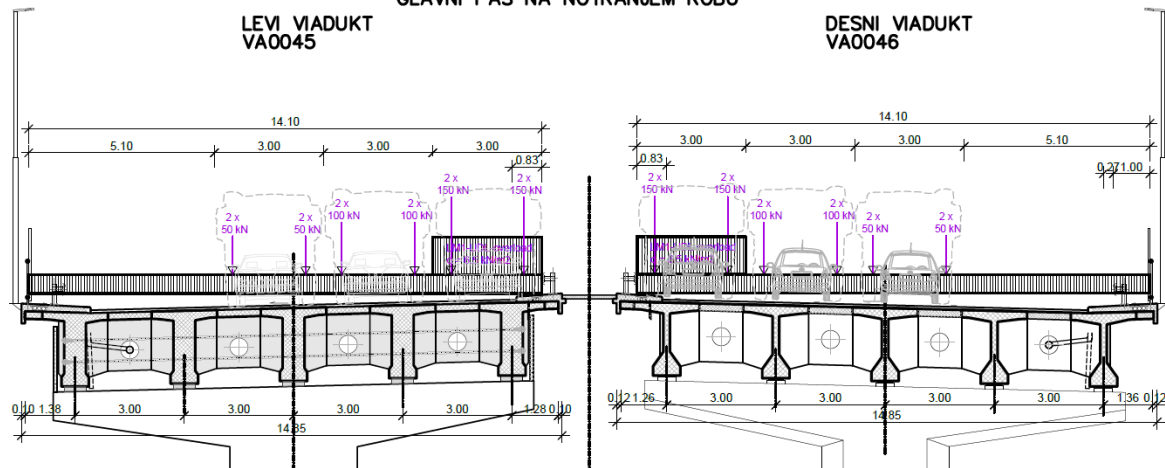
V skladu z SIST EN 1991-2 velja $\alpha_{Q1} = 0,8$ in $\alpha_{Q2,3} = 1,0$, glede na DIN-Fachbericht 101.

PROMET LM1
GLAVNI PAS NA ZUNANJEM ROBU



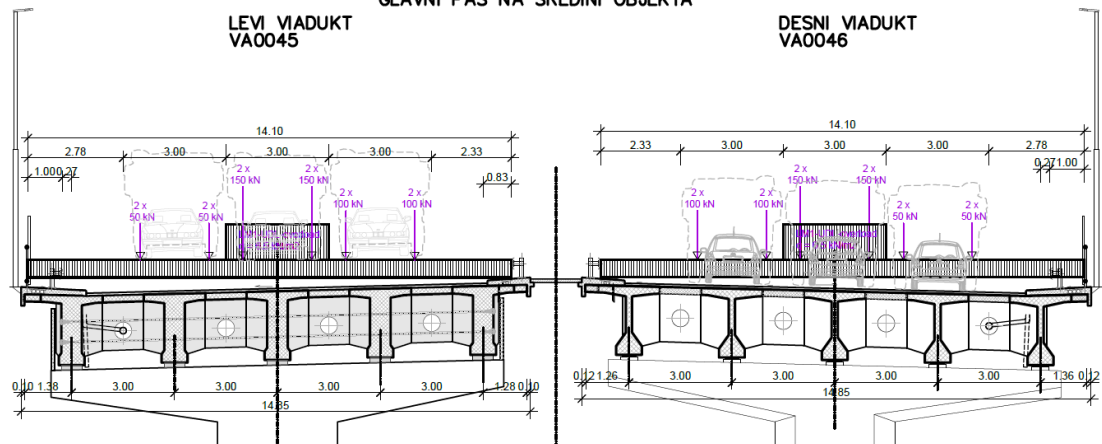
Prometna obtežba – glavni pas zunanja postavitev

PROMET LM1
GLAVNI PAS NA NOTRANJEM ROBU



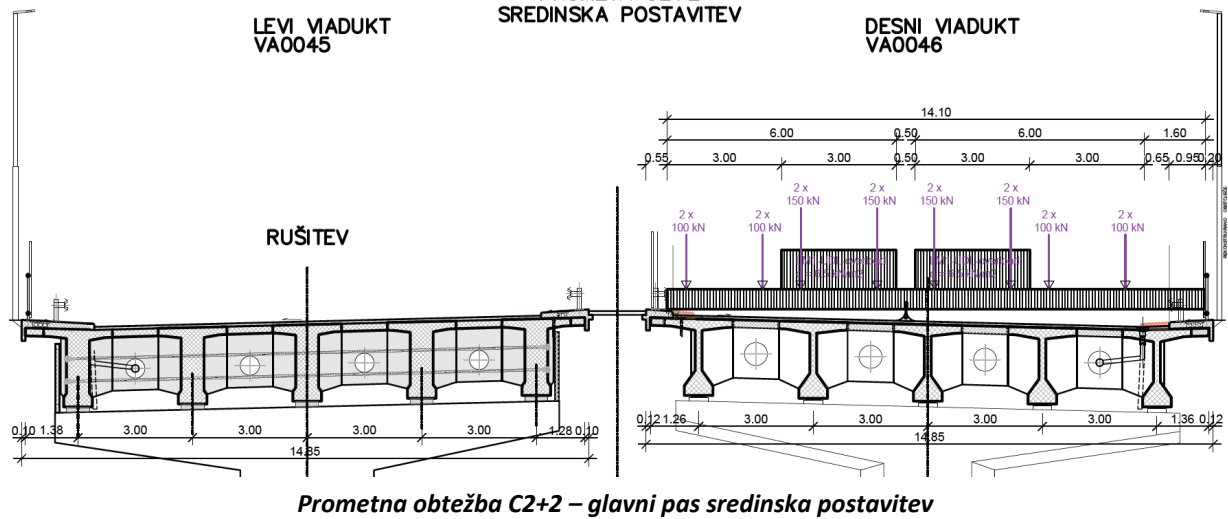
Prometna obtežba – glavni pas notranja postavitev

PROMET LM1
GLAVNI PAS NA SREDINI OBJEKTA

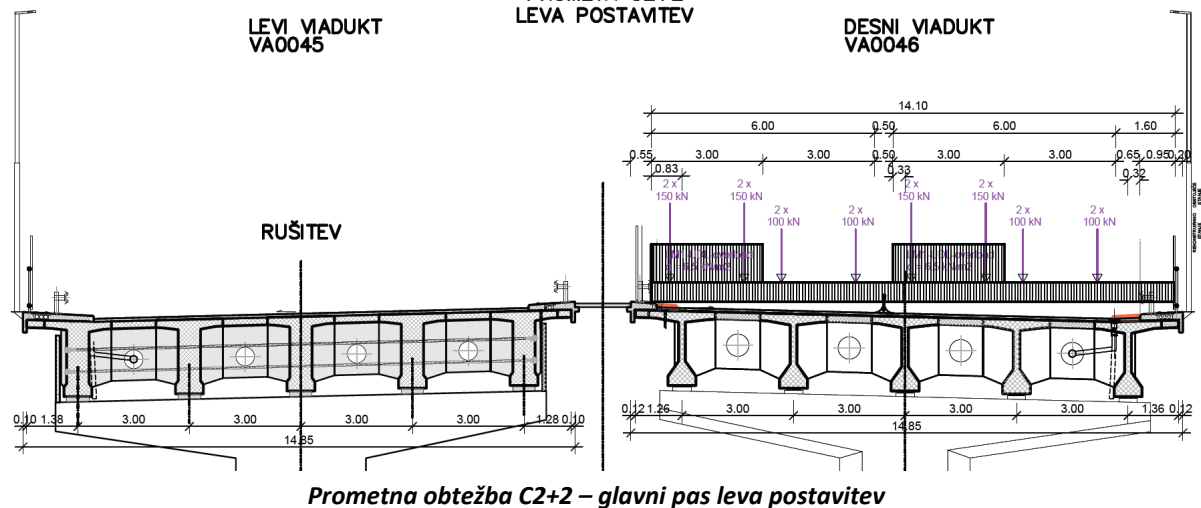


Prometna obtežba – glavni pas sredinska postavitev

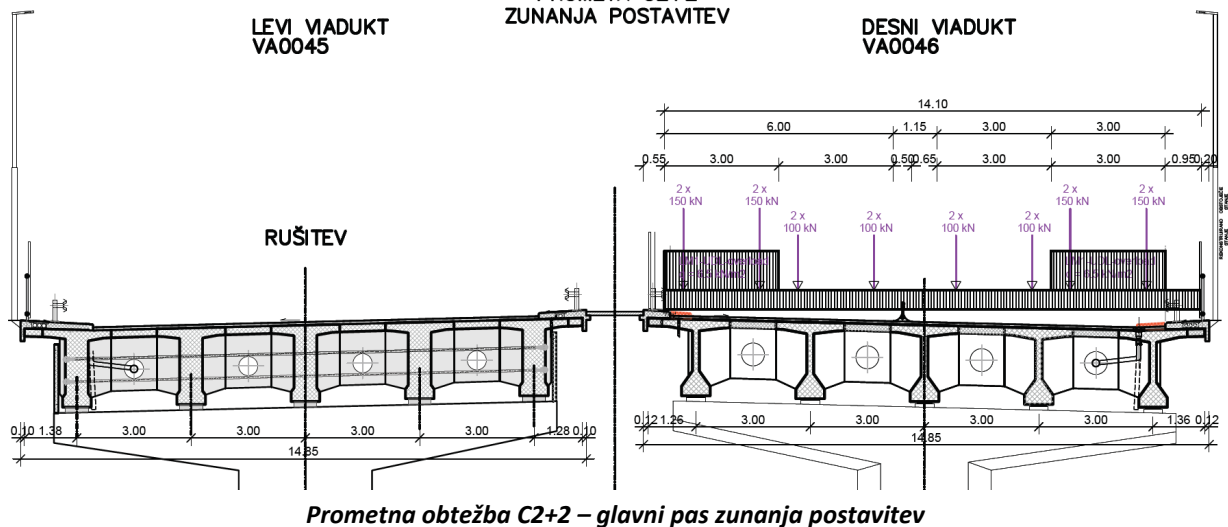
REKONSTRUKCIJA DESNEGA VIADUKTA – VODENJE
PROMETA C2+2
SREDINSKA POSTAVITEV



REKONSTRUKCIJA DESNEGA VIADUKTA – VODENJE
PROMETA C2+2
LEVA POSTAVITEV

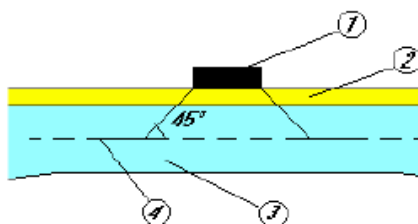


REKONSTRUKCIJA DESNEGA VIADUKTA – VODENJE
PROMETA C2+2
ZUNANJA POSTAVITEV



RAZNOS OBTEŽBE**[EN 1991-2, 4.3.6]**

Pri nanosu obtežne sheme LM1 tandemski sistem upoštevamo raznos obtežbe do osi AB plošče v naklonu 1:1

**LM1:**

$$A = 0,40 \cdot 0,40 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A^* = 0,8 \cdot 0,8 \text{ m}$$

$$\text{TS 300} \quad \rightarrow \quad F_{\text{TS300,kolo}} = 300 / 2 / A^* = 234,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 187,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{TS 200} \quad \rightarrow \quad F_{\text{TS300,kolo}} = 200 / 2 / A^* = 156,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{TS 100} \quad \rightarrow \quad F_{\text{TS300,kolo}} = 100 / 2 / A^* = 78,13 \text{ kN/m}^2$$

2.2.1.2 HORIZONTALNA OBTEŽBA**[SIST EN 1991-2, 4.4.1]**

Silo pospeševanja in zaviranja Q_{1k} upoštevamo kot delujočo v vzdolžni smeri, ki deluje na nivoju nivelete.

$$Q_{1k} = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_q \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{1k} = 360 + 2,7 \cdot L = 360 + 2,7 \cdot 345 = 1291 \text{ kN} \quad > \quad 900 \text{ kN (mejna vrednosti)}$$

$$\mathbf{Q_{1k} = 900 \text{ kN}}$$

Silo apliciramo porazdeljeno na celotno dolžino mostu.

$$q_{1k} = 900 / 345 = 2,61 \text{ kN/m}$$

2.2.2 OBTEŽBA VETRA

EN 1991-1-4, tč. 8

OBTEŽBA VETRA na prekladno konstrukcijo					[SIST EN 1991-1-4, tč. 8]				
Sila vetra v smeri X (prečno na prekladno konstrukcijo):									
$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$									
$\rho =$	1,25	kg/m ³	BREZ PROMETA				S PROMETOM		
$c =$	$c_e \cdot c_{f,x}$	faktor obtežbe vetra brez prometa				faktor obtežbe vetra s prometom			
$L =$	345	m	$v_b =$	20	m/s	$v_b =$	23	m/s	
$b =$	14,85	m	$c_{fx,0} =$	1,45		$c_{fx,0} =$	1,39		
$A_{ref,x} =$	$d_{tot} \cdot L$		$d_{tot} =$	4,25	m	$d_{tot} =$	4,00	m	
$c_e =$	3,02		$b / d_{tot} =$	3,49		$b / d_{tot} =$	3,71		
			$c =$	4,38		$c =$	4,18		
Določitev maksimalne sile zaradi vetra:									
			$F_{w,x} =$	1605,6	kN	$F_{w,x} =$	1909,1	kN	
			$f_{w,x} =$	4,65	kN/m	$f_{w,x} =$	5,53	kN/m	
			$q_{(p)} =$	1,10	kN/m ²	$q_{(p)} =$	1,38	kN/m ²	
Sila vetra v smeri Y (vzdolžno na prekladno konstrukcijo):									
	(25 % sile v prečni smeri)								
			$F_{w,y} =$	401,4	kN	$F_{w,y} =$	477,3	kN	
			$f_{w,y} =$	1,16	kN/m	$f_{w,y} =$	1,38	kN/m	
Sila vetra v smeri Z (vertikalno na prekladno konstrukcijo):									
$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$			$F_{w,z} =$	3481,2	kN	$F_{w,z} =$	4604,0	kN	
$c_{f,z} =$	0,90		$f_{w,z} =$	10,09	kN/m	$f_{w,z} =$	13,34	kN/m	
$c_e =$	3,02		$q_{(p)} =$	0,68	kN/m ²	$q_{(p)} =$	0,90	kN/m ²	
$e =$	3,71	m	...ekscentričnost sile						
OBTEŽBA VETRA na podpore									
$F_w =$	$C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_{p(z)} \cdot A_{ref}$			$b =$	2,00	m			
	$C_f = C_{f,0} \cdot \Psi_r \cdot \Psi_\lambda$			$h =$	4,20	m			
	$q_{p(z)} = C_{e(z)} \cdot q_b$			$C_{e(30)} =$	3,09				
	$C_s \cdot C_d =$	1,0		$C_f =$	1,8				
	$q_b =$	0,25	kN/m ²						
Sila vetra v smeri X (prečno na prekladno konstrukcijo):									
$f_{w,x} =$	2,78	kN/m							
Sila vetra v smeri Y (vzdolžno na prekladno konstrukcijo):									
$f_{w,y} =$	5,84	kN/m							

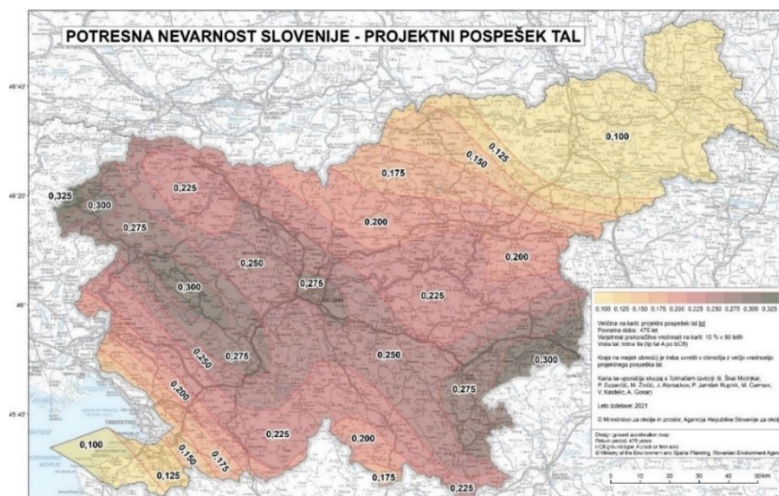
2.2.3 TEMPERATURNI VPLIVI

Temperaturno obtežbo določimo v skladu s SIST EN 1991-1-5.									
Maksimalna in minimalna dnevna temperatura zraka v senci s povratno dobo 50 let (p=0,2) je določena na podlagi temperaturne karte, ki je podana v nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-5:2004/A101 : 2009.									
Temperaturne spremembe:				(EN 1991-1-5, tč. 6)					
Absolutna najvišja/najnižja temperatura zraka s povratno dobo 50 let (1951-2005):									
(Vrednosti iz karte)									
T _{max,50} =		38	°C	korekcijski faktor za povratno dobo:					
T _{min,50} =		-27	°C	T _{e,max,p} = T _{max} {k ₁ -k ₂ ln[-ln(1-p)]}		k ₁ = 0,781		k ₂ = 0,056	
				T _{e,min,p} = T _{min} {k ₃ +k ₄ ln[-ln(1-p)]}		k ₃ = 0,393		k ₄ = -0,156	
(Računske vrednosti - Fig.6.1, Type 3 - betonski prerez)									
T _{max,100}		39,5	°C	T _{e,max} = T _{max} + 2=		41,5			
T _{min,100}		-30,0	°C	T _{e,min} = T _{min} + 8=		-22,0			
Računska enakomerna sprememba:									
T ₀ =		10							
ΔT _{N,exp} = T _{e,max} - T ₀ =		31,5	°C	raztezanje					
ΔT _{N,con} = T ₀ - T _{e,min} =		-32,0	°C	krčenje					
Računska neenakomerna sprememba:									
Upoštevamo debelino asfalta:									
		h _{asfalta} = 8 cm							
				k _{sur}					
ΔT _{M,heat}		15	°C	0,85	→	12,8	°C	zg. topleje	
ΔT _{M,cool}		8	°C	1,00	→	8,0	°C	sp. topleje	
Kombinacije enakomerne in neenakomerne temperaturne spremembe (skupno 8 kombinacij):									
a)		ΔT _{N,exp con} + ω _M ΔT _{M,heat cool}				(ω _N = 0.35, ω _M = 0.75):			
b)		ω _N ΔT _{N,exp con} + ΔT _{M,heat cool}							

Vsiljene napetosti zaradi temperaturne obtežbe se v mejnem stanju nosilnosti upoštevajo z 60% togosti ne-razpokanega stanja.

2.3 POTRESNI VPLIVI

Potrebno obtežbo določimo v skladu s SIST EN 1998-1 in SIST EN 1998-2. Potresno obtežbo obravnavamo kot spremenljiv neodvisen vpliv.



Nova karta potresne nevarnosti Slovenije 2021

Projektni pospešek: $a_g = 0,250g$

Upoštevamo elastično obnašanje konstrukcije (elastomerna ležišča):

Faktor obnašanja: smer X in Y: $q = 1,0$
smer Z: $q = 1,0$

Pri rekonstrukciji viaduktov Dolgi Most je cilj naloge izključno odprava večjih poškodb na prekladni konstrukciji, ki bi lahko vplivale na varnost pri uporabi do konca eksploatacije objekta, ki je predvidoma še 10 le.

Predvideni posegi nimajo vpliva na potresni odziv konstrukcije, s tem se potresna varnost objekta ne slabša. Iz prakse in na podlagi drugih primerljivih projektov pa je znano, da tovrstni objekti ne zagotavljajo potresne varnosti po današnjih predpisih.

2.4 KOMBINACIJE VPLIVOV

Vplive na konstrukcije določimo v skladu z SIST EN 1990.

2.4.1 MEJNO STANJE NOSILNOSTI

- I. Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- II. Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- III. Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

2.4.2 MEJNO STANJE UPORABNOSTI

- I. Karakteristična kombinacija

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

- II. Pogosta kombinacija

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

- III. Navidezno stalna kombinacija

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

Delni varnostni faktorji so upoštevani skladno s SIST EN 1990 ter določili v tujini uveljavljenih predpisov za določitev nosilnost obstoječih objektov (BAST Heft B 89 in ONR 24008).

Delni varnostni faktorji za lastno obtežbo obstoječih elementov objekta:

$$\gamma_{G,OBST} = 1,20$$

2.4.3 Vrednost faktorjev ψ

Preglednica 1: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za mostove [SIST EN 1990; Preglednica A.1.1]

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS 0,75	0,75	0
	UDL	0,40	0,40	0
	Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (Single axle)	0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)	0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)	0	0	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))	0	0,75	0
	gr5 (LM3 – Special vehicles))	0	0	0
Wind forces	F_{wk}	0,6	0,2	0
	- Persistent design situations	0,8	-	0
	- Execution	1,0	-	-
Thermal actions	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5
Snow loads	Q_{sk} (during execution)	0,8	-	-
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0

1) The recommended values of ψ_0 , ψ_1 and ψ_2 for gr1a and gr1b are given for road traffic corresponding to adjusting factors α_{Qi} , α_{Qj} , α_{Qr} and β_Q equal to 1. Those relating to UDL correspond to common traffic scenarios, in which a rare accumulation of lorries can occur. Other values may be envisaged for other classes of routes, or of expected traffic, related to the choice of the corresponding α factors. For example, a value of ψ_2 other than zero may be envisaged for the UDL system of LM1 only, for bridges supporting severe continuous traffic. See also EN 1998.

2) The combination value of the pedestrian and cycle-track load, mentioned in Table 4.4a of EN 1991-2, is a "reduced" value. ψ_0 and ψ_1 factors are applicable to this value.

3) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.

2.4.4 Projektne vrednosti za dimenzioniranje

Varnostni faktorji za prometno obtežbo so podani v SIST EN 1990_A1, tabela A2.4 (A), tabela A2.4 (B), tabela A2.4 (C)

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Prestress	Leading variable action (*)	Accompanying variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable			Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	γ_s^P	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$
(Eq. 6.10a)	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	γ_s^P			$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$
(Eq. 6.10b)	$\xi \gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	γ_s^P	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$		$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$

(*) Variable actions are those considered in Tables A2.1 to A2.3.

NOTE 1 The choice between 6.10, or 6.10a and 6.10b will be in the National Annex. In the case of 6.10a and 6.10b, the National Annex may in addition modify 6.10a to include permanent actions only.

NOTE 2 The γ and ξ values may be set by the National Annex. The following values for γ and ξ are recommended when using expressions 6.10, or 6.10a and 6.10b:

$\gamma_{G, sup} = 1,35^{1)}$
 $\gamma_{G, inf} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,35$ when Q represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)
 $\gamma_Q = 1,45$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 11 to 31 (except 16, 17, 26³⁾ and 27³⁾), load models LM71, SW/0 and HSLM and real trains, when considered as individual leading traffic actions (0 when favourable)
 $\gamma_Q = 1,20$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 16 and 17 and SW/2 (0 when favourable)
 $\gamma_Q = 1,50$ for other traffic actions and other variable actions ²⁾
 $\xi = 0,85$ (so that $\xi \gamma_{G, sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$).
 $\gamma_{G, inf} = 1,20$ in the case of a linear elastic analysis, and $\gamma_{G, inf} = 1,35$ in the case of a non linear analysis, for design situations where actions due to uneven settlements may have unfavourable effects. For design situations where actions due to uneven settlements may have favourable effects, these actions are not to be taken into account.
See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.
 γ_s = recommended values defined in the relevant design Eurocode.

¹⁾ This value covers: self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.
²⁾ This value covers: variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.
³⁾ For rail traffic actions for groups of loads 26 and 27 $\gamma_Q = 1,20$ may be applied to individual components of traffic actions associated with SW/2 and $\gamma_Q = 1,45$ may be applied to individual components of traffic actions associated with load models LM71, SW/0 and HSLM, etc.

Table continued on next page

Delni varnostni faktorji so upoštevani skladno s SIST EN 1990 ter določili v tujini uveljavljenih predpisov za določitev nosilnost obstoječih objektov (BAST Heft B 89 in ONR 24008).

Delni varnostni faktorji za lastno obtežbo obstoječih elementov objekta:

$$\gamma_{G, OBST} = 1,20$$

2.4.5 PREGLED KOMBINACIJ

POMOŽNE KOMBINACIJE

- kombinacije brez vetra: ($L_U + L_T + T + R + ZF/SF + ZL$) (TIP VPLIVA)

LC 1140+i	MSU,k redka (karakteristična) kombinacija	Y_1
LC 1340+i	MSU,frekv pogosta (frekventna) kombinacija	Y_3
LC 1440+i	MSU,ns navidezno stalna (kvazi permanentna) komb.	Y_4
LC 1940+i	MSU,1 kombinacija vsi Ψ faktorji 1 (info)	Y_9
LC 2140+i	MSN,d prehodna kombinacija	Y_D

- potres: (E) (TIP VPLIVA)

LC 2640+i	MSN,earq seizmična kombinacija	Y_E
-----------	--------------------------------	-----

- samo promet LM1: ($L_U + L_T$) (TIP VPLIVA)

LC 2940+i	MSU,fat pogosta kombinacija (za poenostavljeno kontrolo utrujanja)	Y_G
-----------	---	-----

PROJEKTNE KOMBINACIJE:

GPC + spremenljivi vplivi. (GPC = stalna obtežba + prednapenjanje + časovni vplivi.)

- prednapenjanje $P = 100\%$ (TIP VPLIVA = -) (kombinira se:)

LC 1120+i	MSU,k redka (karakteristična) kombinacija	GPC + Y_1
LC 1320+i	MSU,frekv pogosta (frekventna) kombinacija	GPC + Y_3
LC 1420+i	MSU,ns navidezno stalna (kvazi permanentna) komb.	GPC + Y_4
LC 1920+i	MSU,1 kombinacija vsi Ψ faktorji 1 (info)	GPC + Y_9
LC 2120+i	MSN,d prehodna kombinacija	GPC + Y_D
LC 2620+i	MSN,earq seizmična kombinacija	GPC + Y_E

3 ANALIZA PREKLADNE KONSTRUKCIJE

Analizo prekladne konstrukcije smo izvedli na podlagi linijskega in ploskovnega modela v programu Sofistik s pripadajočimi preveritvami.

Pri analizi prekladne konstrukcije smo upoštevali faznost gradnje, časovno odvisne vplive ter preostale spremenljive vplive skladno z Evrocod predpisi.

3.1 VGRAJENA ARMATURA

Vgrajena armatura v

NOSILEC 38,4 m vmesni in fasadni												
Kvaliteta:		ČO200										
ELEMENT 3 - sredina polja												
Vzdolžna armatura												
	spodaj	6	Φ	16	/	20	cm	→	A _s =	12,06	cm ²	
spodaj	bočno	4	Φ	12	/	20	cm	→	A _s =	4,52	cm ²	
	bočno	8	Φ	8	/	20	cm	→	A _s =	4,02	cm ²	levo in desno posebej
	zgoraj	10	Φ	10	/	20	cm	→	A _s =	7,85	cm ²	
Strižna armatura												
V polju in pri podpori												
	Φ	10	/	20	cm	→	A _s =	3,93	cm ² /m	n = 2	A _s =	7,85 cm ² /m
	Φ	14	/	80	cm	→	A _s =	1,92	cm ² /m	n = 2	A _s =	3,85 cm ² /m
											A _s =	11,70 cm ² /m

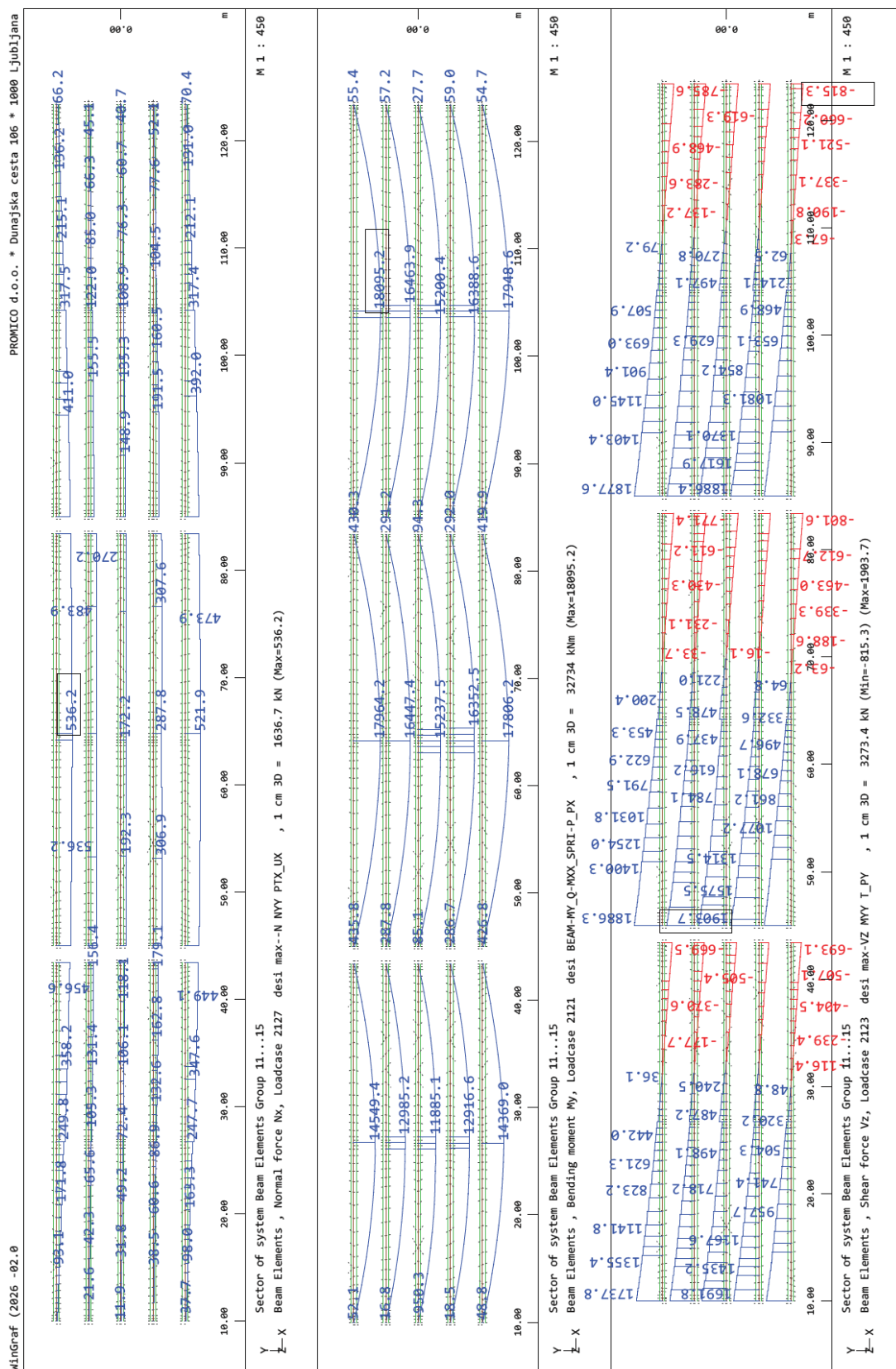
Posamezni prefabricirani nosilec sestoji iz 4 delov, ki so bili na licu mesta skupaj zlepljeni z namenskim lepilom. Zaradi slednjega se mehka armatura pri dimenzioniranju prečnih prereзов ne upošteva, saj ne poteka kontinuirno od začetka do konca ampak je na mestu spajanja z lepljenjem prekinjena.

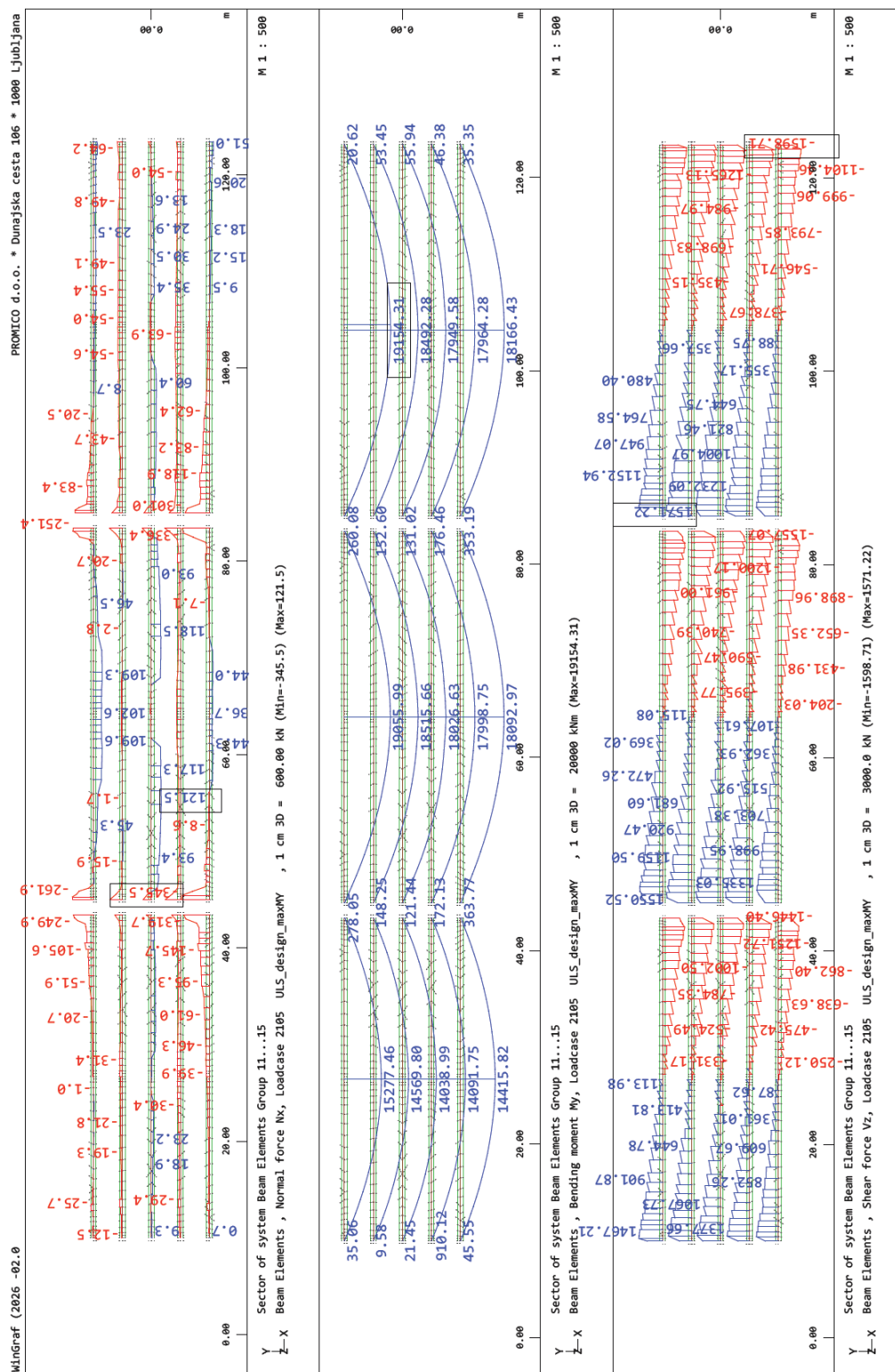
3.2 NOTRANJE SILE

V nadaljevanju so podane notranje sile za mejno stanje nosilnosti. Vrednosti so predstavljene brez primarnega vpliva prednapenjanja za nadaljnje kontrole.

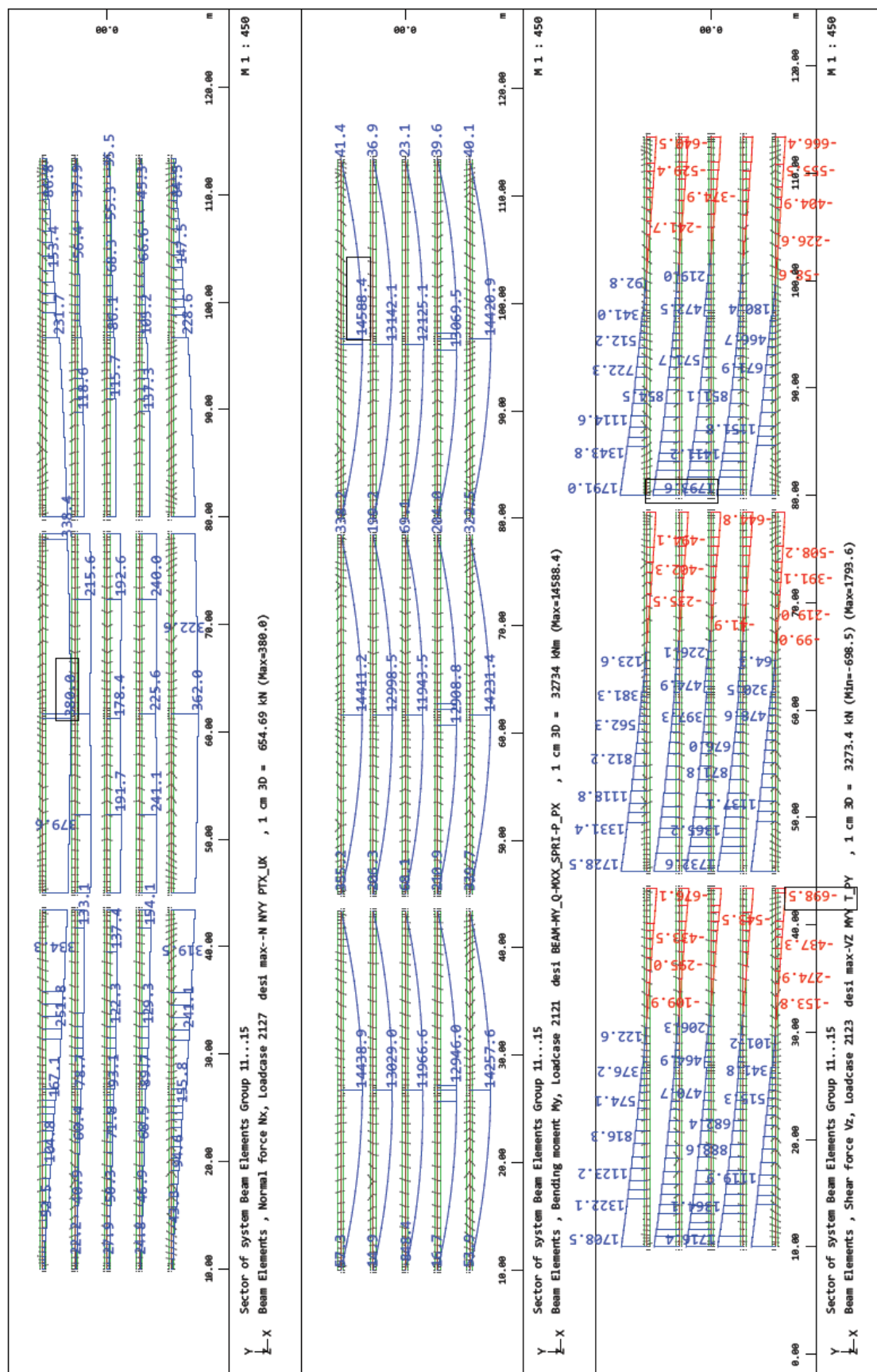
Kompletni izpisi za posamezne obtežne primere in vse merodajne kombinacije so v **prilogi 1**.

RAČUNSKI MODEL 35+40+40 (DESNI OBJEKT), Notranje sile ULS



RAČUNSKI MODEL 35+40+40 (DESNI OBJEKT, PROMET C2+2), Notranje sile ULS

Povečanje vpliva iz prometa zaradi C2+2

Polje	M_{UDL}	$M_{UDL,C2+2}$	M_{TS}	$M_{TS,C2+2}$	Povečanje obremenitev promet	M_{ed}	$M_{ed,C2+2}$	Povečanje obremenitev
[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		[kNm]	[kNm]	
35	2424	2788	3179	3303	8,7%	14549	15277	5,0%
40	3112	3636	3620	3806	10,5%	18095	19154	5,9%

RAČUNSKI MODEL 35+35+35 (LEVI OBJEKT), Notranje sile ULS


3.3 KONTROLA NOSILNOSTI PREREZA NA UPOGIB

Dodatne kontrole in dimenzioniranje prerezov je izvedeno s pomočjo programov za dimenzioniranje prečnih prerezov FAGUS 9 (CUBUS Software) in INCA2. Slednji program omogoča interaktivni izračun poljubno sestavljenih prečnih prerezov pri dvoosnem upogibu z vzdolžno silo, predvsem v betonskih konstrukcijah. Uporablja linearne ali nelinearne napetostno-deformacijske odnose ter lahko upošteva prednapenjanje, krčenje, lezenje, togost razpokanega betona in naknadno dodane dele prereza. Pri določitvi odpornosti prereza upoštevamo betonski prerez v razpokanem stanju.

Računski mejni moment prereza se določi:

$$M_{uc} = k_h \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2$$

$$M_{us} = k_z \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot h$$

pri čemer morata biti oba momenta enaka.

Mejni moment prereza mora biti enak ali večji od mejnega momenta obremenitve.

Pri izračunu odpornosti prečnega prereza je zajeta tudi nosilnost kablov, zato njihovega primarnega vpliva, ki delujejo pravilo razbremenilno, ne upoštevam. Sekundarni (parazitni) vpliv prednapenjanja, ki nastopi zaradi statično določenega sistema in pri računu odpornosti prereza ni zajet, pa upoštevamo na strani obremenitev.

Moment zaradi prednapenjanja:

$$M_v = M_v^0 + M_y^0$$

$$M_v^0 = V_p \cdot y_z \quad \text{primarni vpliv zaradi prednapenjanja}$$

$$M_y^0 = M_v - M_v^0 \quad \text{sekundarni ali parazitni vpliv zaradi prednapenjanja}$$

Material:

$$\text{Beton: C40/50} \rightarrow f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 40}{1,5} = 22,66 \text{ MPa}$$

$$\text{Armatura: B500 B} \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Jeklo za prednapenjanje:

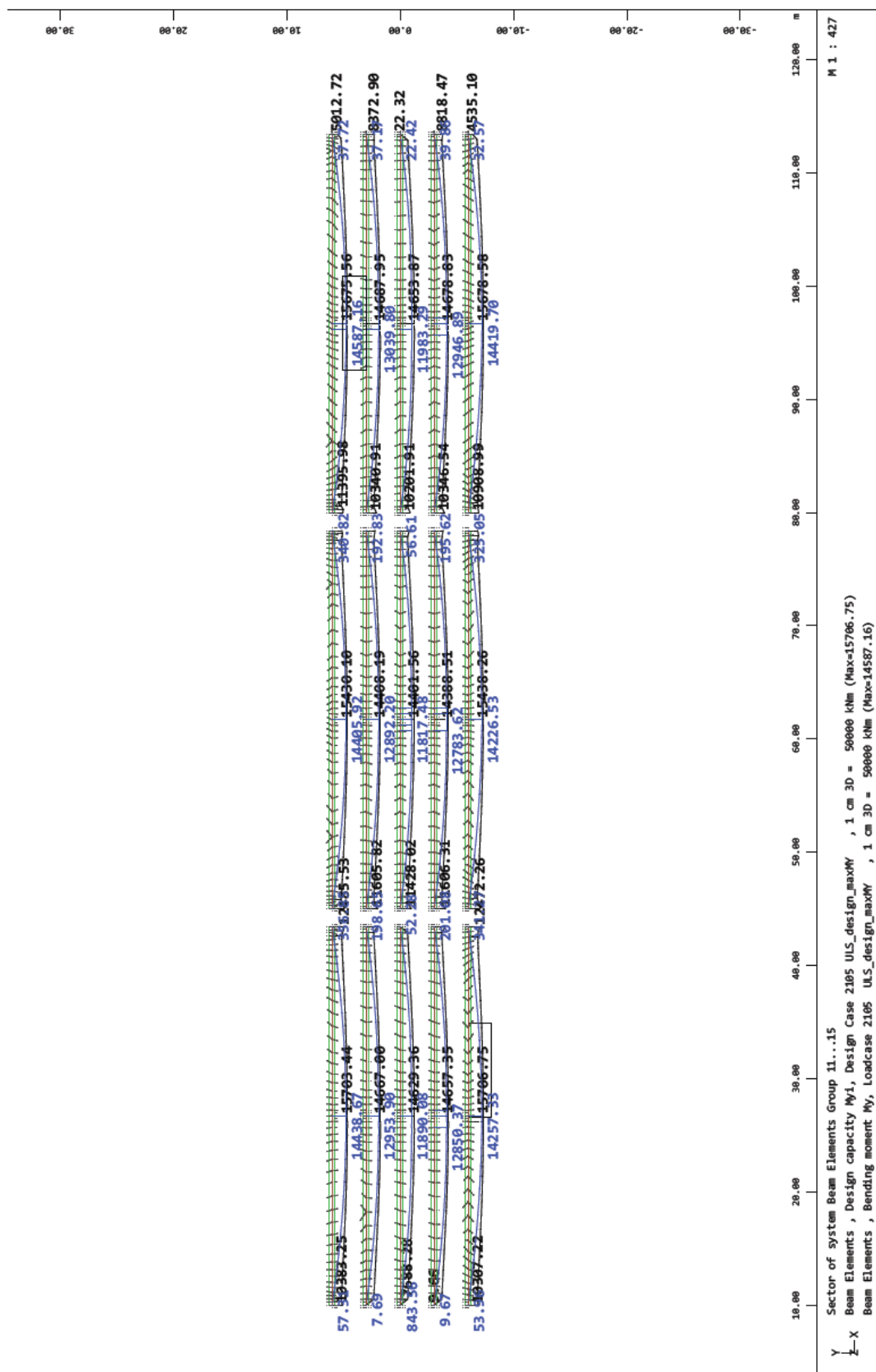
$$\text{Armatura: Y1700} \rightarrow f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1500}{1,15} = 1304 \text{ MPa}$$

Nosilnost prerezov in maksimalne obremenitve (izpis Sofistik – glej naslednjo stran):

Maksimalni in minimalni momenti brez primarnega vpliva prednapenjanja za kontrolo nosilnosti prerezov:

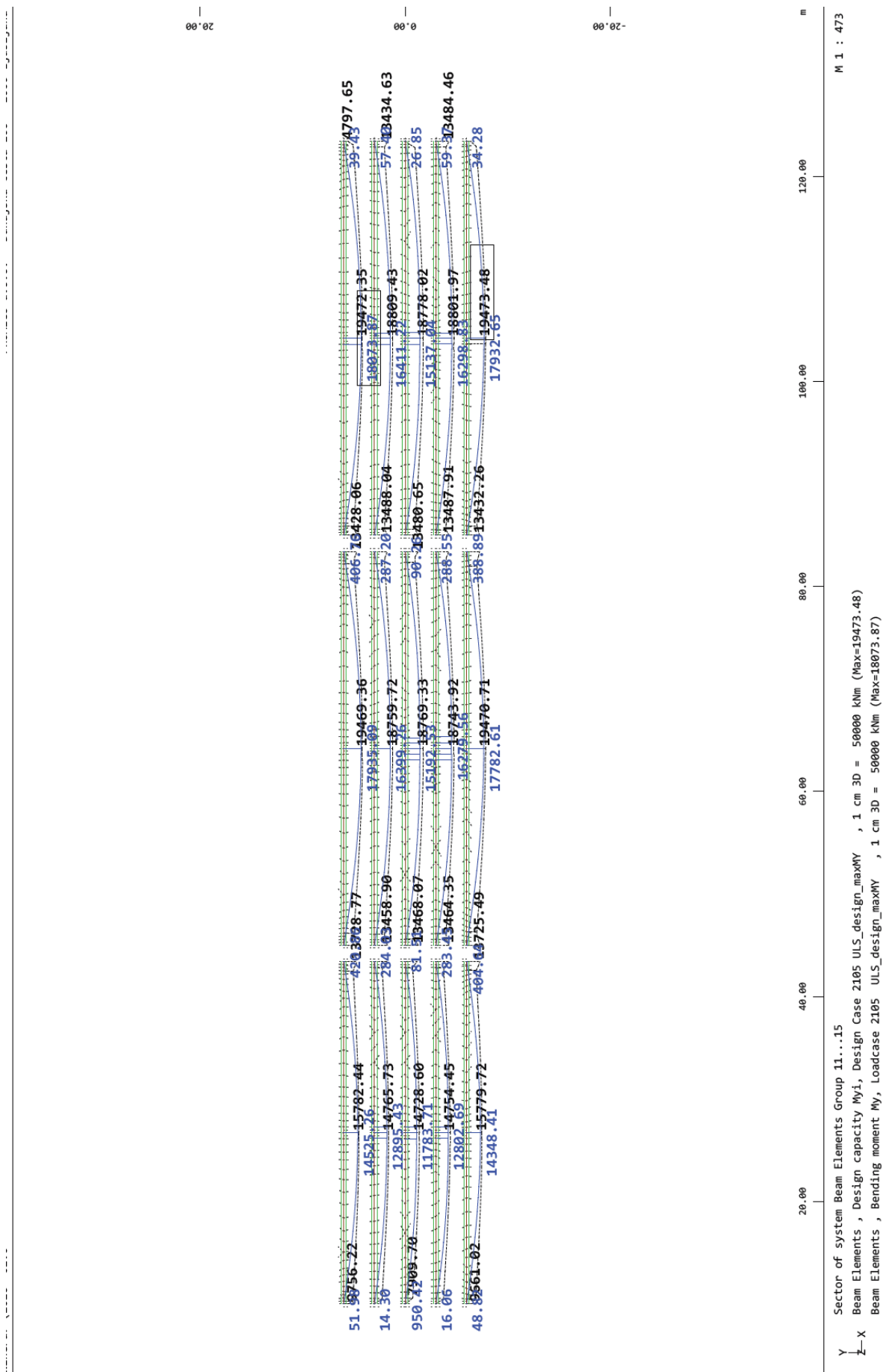
3.3.1 KONTROLA NOSILNOSTI FEM ANALIZA

DILATACIJSKA ENOTA Z RAZPONI 35 + 35 + 35 m



Maksimalni momenti za MSN v primerjavi z nosilnostjo prereza

DILATACIJSKA ENOTA Z RAZPONI 35 + 40 + 40 m



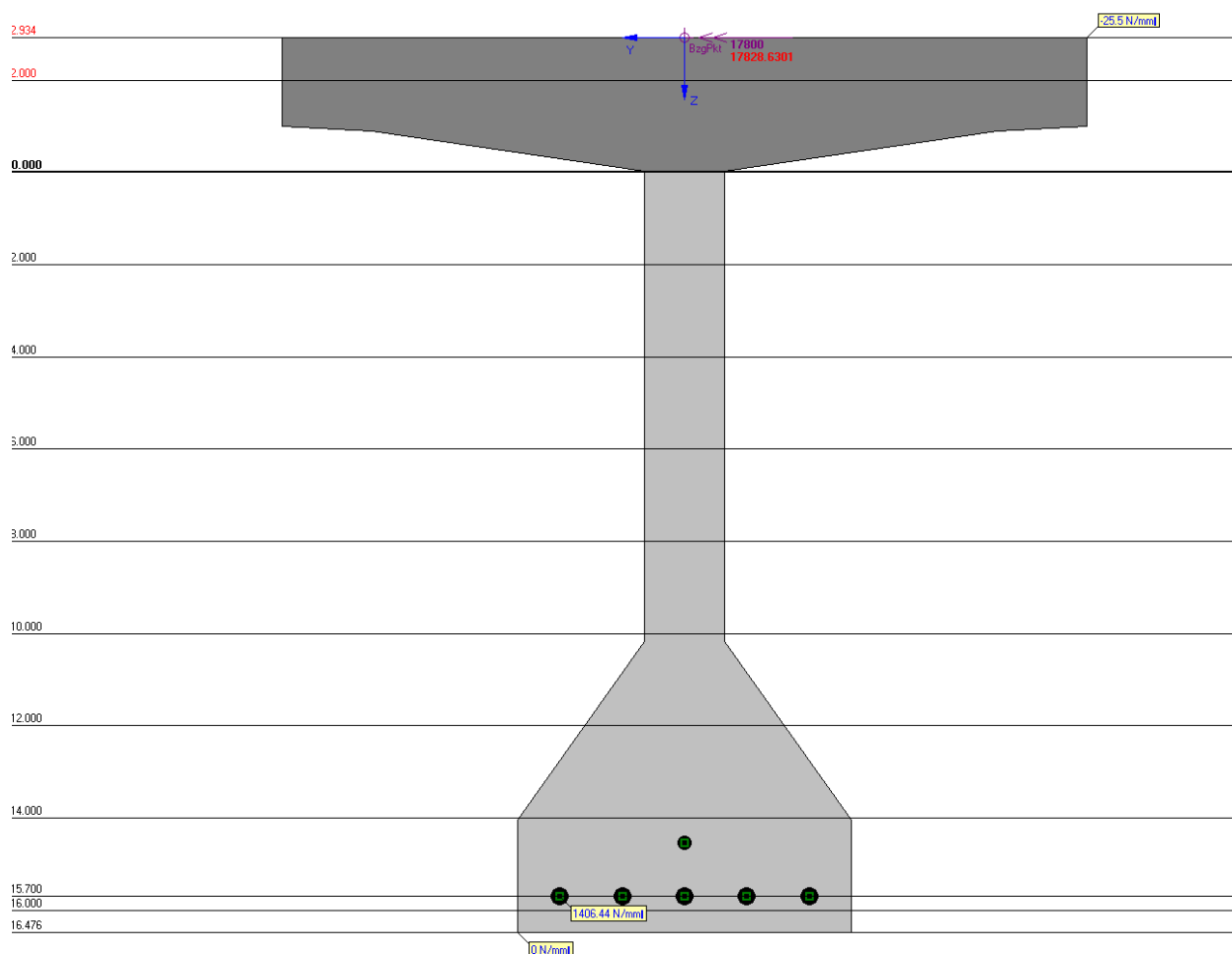
Maksimalni momenti za MSN v primerjavi z nosilnostjo prereza

Y
X
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Design capacity My1, Design Case 2105 ULS_design_maxMY , 1 cm 3D = 50000 kNm (Max=19473.67)
Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 2105 ULS_design_maxMY , 1 cm 3D = 50000 kNm (Max=19154.31)

DM Sanacija in ojačitev viauktov_Statika_v01.docx

3.3.2 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 38,4 m VMESNI

Pri dimenzioniranju je skladno s priporočili iz detajlnega pregleda upoštevana splošna redukcija prereza prednapetih kablov za 10%.



Sicherheit $\gamma = 1.0016$
Spannstahl 1500/1700
C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2

NR	eps.0	k.y	k.z	N.x	M.y	M.z	Det J	DK2	alpha.K
1	5.5182	0.0000	10.0000	-887.7374	18636.8699	-0.0000	0.0000	16.0000	0.0000
2	5.6859	-0.0000	9.8352	-400.6926	18309.8339	0.0000	0.0065	16.4244	0.0000
3	5.7894	0.0000	9.7336	1.4940	18033.5655	-0.0000	0.0304	16.4529	0.0000
4	5.7891	0.0000	9.7339	-0.0004	18034.5998	-0.0000	0.0333	16.4523	0.0000

Sicherheitsfaktor = 1.0132

Sicherheitsfaktor = 1,0016

$M_{Rd} = 18050 \text{ kNm}$

Datei: DM_POLJE-40m_VM_vl.inc
10. 06. 2026, 14:18:18 Uhr

Querschnittswerte

Fläche der Polygone A.c = 1.0096 m²
 Betonschwerpunkt y/z S.c = (0 / 0.85179394)
 ideeller Querschnitt A.i = 1.05932103 m²
 ideeller Schwerpunkt y/z S.i = (0 / 0.9012696)
 (Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
 Trägheitsmoment ideell I.yy = 0.60899489 m⁴ / I.zz = 0.12219883 m⁴
 Deviationsmoment ideell I.yz = 0 m⁴
 Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.60899489 m⁴ / I.2 = 0.12219883 m⁴
 Hauptachsenwinkel alpha = 0°

Lastfall 4

N.x : 0.0000 kN / M.y : 17800.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm

Schnittgrößen aus Spannungsintegration:

N.x = -0.0002 kN / M.y = 17828.6301 kNm / M.z = -0.0000 kNm

Dehnungsebene:

eps(y,z) = -2.93419521 + y * 0 + z * 9.70531
 eps.Beton,Druck = -2.9342 mm/m
 eps.Beton,Zug = 16.4764 mm/m
 eps.Stahl,Zug = 15.7 mm/m

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -25.5000 (C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2)
 Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1406.4427 Sigma.Min = 1406.4427 (Spannstahl 1500/1700)

Polygon Nr. 1

Material : C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma [N/mm ²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	10.1680	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	14.0501	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	16.4764	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	16.4764	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	14.0501	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	10.1680	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	-0.0226	-0.5731
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-0.8961	-17.7312
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-0.9931	-19.0371
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-2.9342	-25.5000
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-2.9342	-25.5000
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-0.9931	-19.0371
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-0.8961	-17.7312
14 (1)	0.0900 / 0.3000	-0.0226	-0.5731
15 (0)	0.0900 / 1.3500	10.1680	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (6 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche [cm ²]	eps [mm/m]	Sigma [N/mm ²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	12.4700	20.0000	1406.4427	1753.8340 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	20.0000	1406.4427	1753.8340 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	12.4700	20.0000	1406.4427	1753.8340 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	12.4700	20.0000	1406.4427	1753.8340 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	20.0000	1406.4427	1753.8340 *
6 (22)	0.0000 / 1.8000	8.3100	18.8354	1406.4427	1168.7538 *

A.s,ges = 70.66 cm²

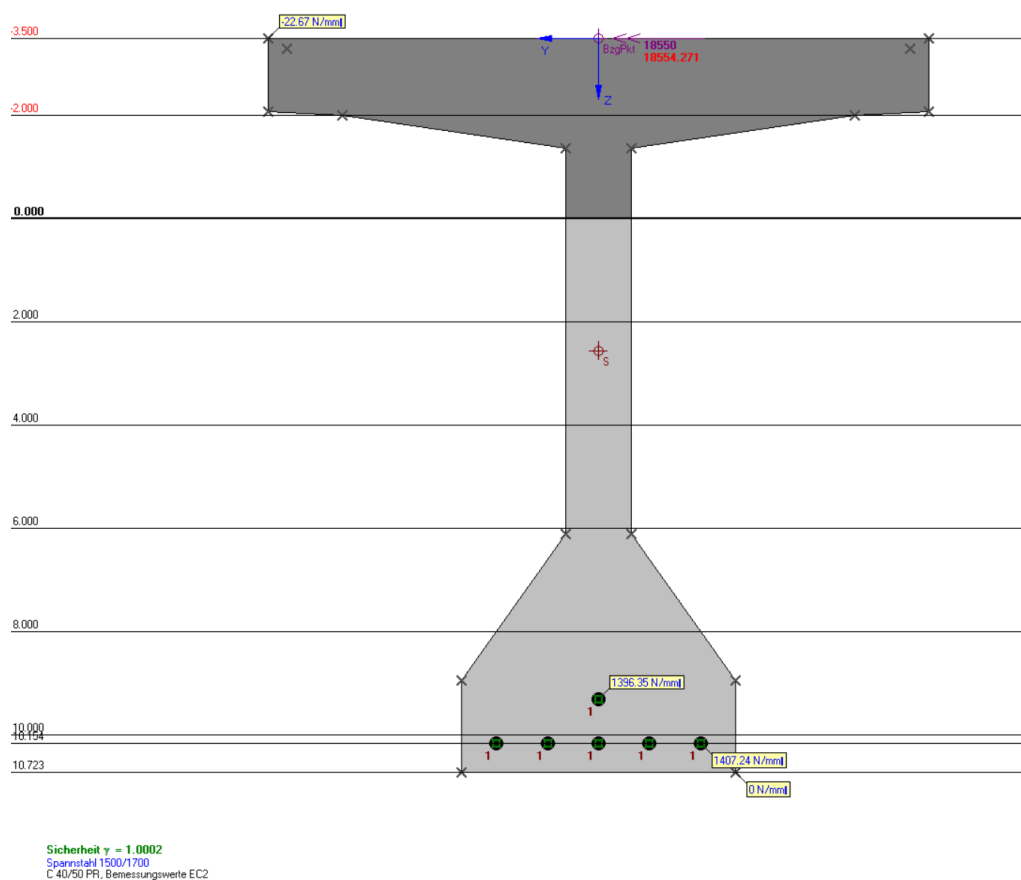
F.s,ges = 9937.9238

F.Zug = 9937.924 kN / s.y = 0 m / s.z = 1.906 m

Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.3 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 38,4 m FASADNI

Pri dimenzioniranju je skladno s priporočili iz detajlnega pregleda upoštevana splošna redukcija prereza prednapetih kablov za 10%.



NR	eps.0	k.y	k.z	N.x	M.y	M.z	Det J	DKZ	alpha.K
1	5.5375	0.0000	10.0000	-432.0500	19046.9928	-0.0000	0.0000	16.0000	0.0000
2	5.6175	0.0000	9.9212	-222.1143	18906.8960	-0.0000	0.0063	16.2029	0.0000
3	5.6900	0.0000	9.8499	3.8915	18753.8772	-0.0000	0.0139	16.2552	0.0000
4	5.6888	0.0000	9.8510	0.0026	18756.5263	-0.0000	0.0167	16.2532	0.0000

Sicherheitsfaktor = 1.0363

$M_{Rd} = 18700 \text{ kNm}$

Datei: DM_POLJE-40m_F_v1.inc
10. 06. 2026, 14:23:32 Uhr

Querschnittswerte

Fläche der Polygone	A.c	= 1.0096 m ²
Betonschwerpunkt y/z	S.c	= (0 / 0.85179394)
ideeller Querschnitt	A.i	= 1.06224828 m ²
ideeller Schwerpunkt y/z	S.i	= (0 / 0.90374624)
(Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)		
Trägheitsmoment ideell	I.yy	= 0.61135277 m ⁴ / I.zz = 0.12219883 m ⁴
Deviationsmoment ideell	I.yz	= 0 m ⁴
Hauptachsenträgheitsmoment ideell	I.1	= 0.61135277 m ⁴ / I.2 = 0.12219883 m ⁴
Hauptachsenwinkel	alpha	= 0°

Lastfall 3

N.x : 0.0000 kN / M.y : 18100.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm

Schnittgrößen aus Spannungsintegration:

N.x = -0.0174 kN / M.y = 18099.9888 kNm / M.z = -0.0000 kNm

Dehnungsebene:

eps(y,z) = -2.01214434 + y * 0 + z * 4.78419664
eps.Beton,Druck = -2.0121 mm/m
eps.Beton,Zug = 7.5562 mm/m
eps.Stahl,Zug = 7.1735 mm/m

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -25.5000 (C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2)
Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1360.0710 Sigma.Min = 1353.7721 (Spannstahl 1500/1700)

Polygon Nr. 1

Material : C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma[N/mm ²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	4.4465	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	6.3602	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	7.5562	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	7.5562	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	6.3602	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	4.4465	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	-0.5769	-12.5890
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-1.0075	-19.2198
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-1.0553	-19.8106
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-2.0121	-25.5000
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-2.0121	-25.5000
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-1.0553	-19.8106
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-1.0075	-19.2198
14 (1)	0.0900 / 0.3000	-0.5769	-12.5890
15 (0)	0.0900 / 1.3500	4.4465	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (6 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche[cm ²]	eps [mm/m]	Sigma[N/mm ²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	12.4700	11.4735	1360.0710	1696.0085 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	11.4735	1360.0710	1696.0085 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	12.4700	11.4735	1360.0710	1696.0085 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	12.4700	11.4735	1360.0710	1696.0085 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	11.4735	1360.0710	1696.0085 *
6 (22)	0.0000 / 1.8000	12.4700	10.8994	1353.7721	1688.1538 *

A.s,ges = 74.82 cm² F.s,ges = 10168.1962
F.Zug = 10168.196 kN / s.y = 0 m / s.z = 1.9 m

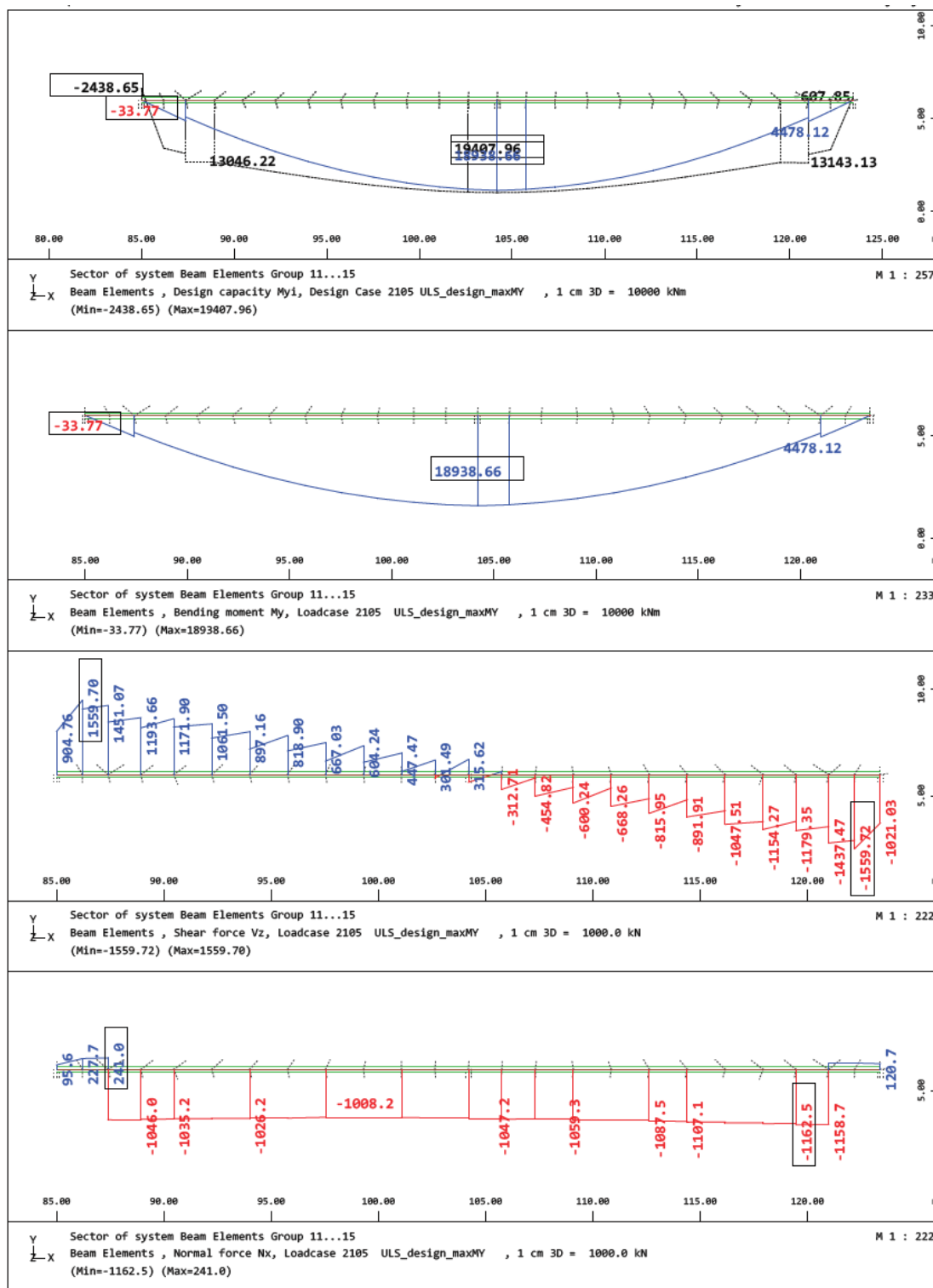
Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.4 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV NOSILCI 38,4m, fasadni N1 C2+2

Upošteva se merodajna redukcija prereza obstoječih kablov za prednapenjanje.

Izpis nosilnosti z dodanimi zunanjimi kabli 2x 2x2Φ15,7mm

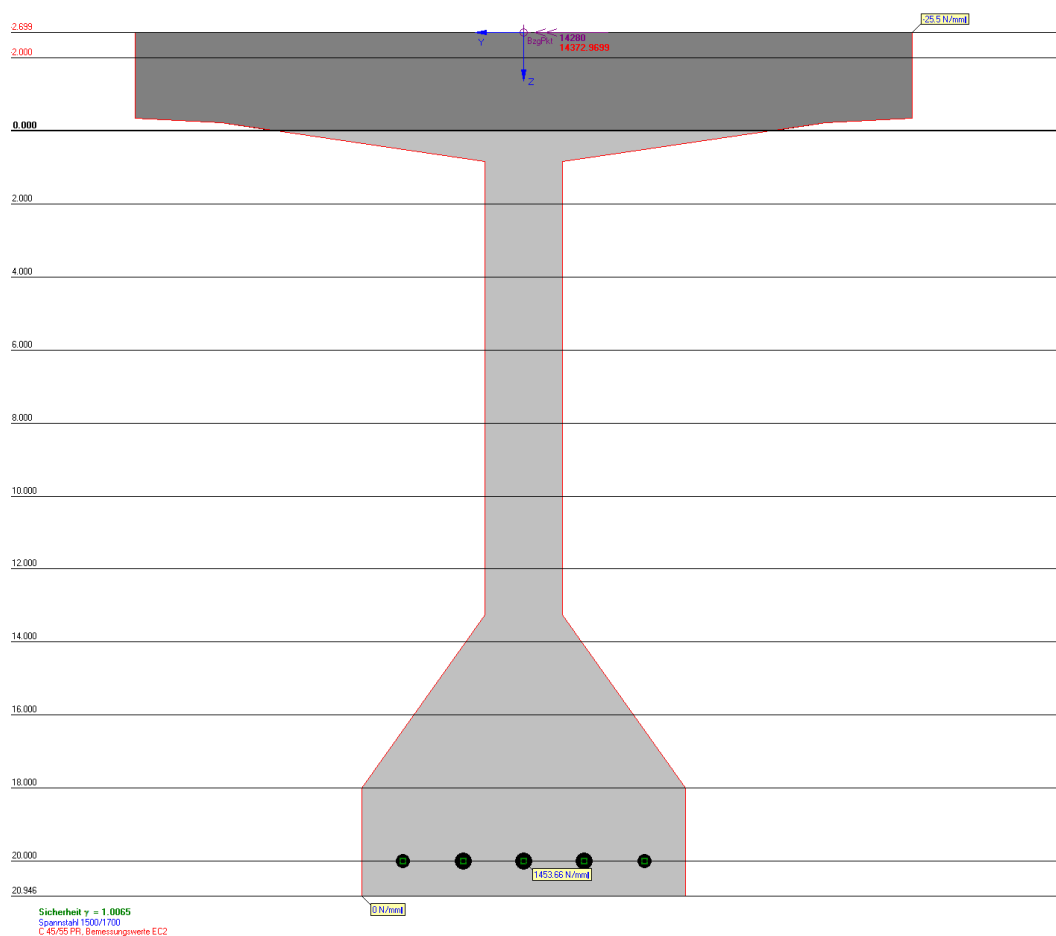
Sila prednapetja 75% : $F_{p1(2x2)} = 864 \times 2 \times 0,75 = 1256 \text{ kN}$



$$M_{Ed} = 18900 \text{ kNm} < M_{Rd} = 19400 \text{ kNm}$$

3.3.5 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 33,4 m VMESNI

Pri dimenzioniranju je skladno s priporočili iz detajlnega pregleda upoštevana splošna redukcija prereza prednapetih kablov za 10%.



NR	eps.0	k.y	k.z	N.x	M.y	M.z	Det J	DKZ	alpha.K
1	7.4002	0.0000	12.2396	-2156.2969	15884.1221	-0.0000	0.0000	16.0000	0.0000
2	7.6764	-0.0000	11.9713	-884.7918	15004.9841	0.0000	0.0450	16.5646	0.0000
3	7.8299	0.0000	11.8222	0.5421	14372.5779	-0.0000	0.2215	16.5796	0.0000
4	7.8298	0.0000	11.8223	-0.0002	14372.9700	-0.0000	0.2289	16.5795	0.0000

Sicherheitsfaktor = 1.0065

$M_{Rd} = 14400 \text{ kNm}$

Datei: DM_POLJE-35m_VM_v1.inc
10. 06. 2026, 15:14:33 Uhr

Querschnittswerte

Fläche der Polygone A.c = 1.0096 m²
 Betonschwerpunkt y/z S.c = (0 / 0.85179394)
 ideeller Querschnitt A.i = 1.04762905 m²
 ideeller Schwerpunkt y/z S.i = (0 / 0.89056995)
 (Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
 Trägheitsmoment ideell I.yy = 0.59808637 m⁴ / I.zz = 0.12174017 m⁴
 Deviationsmoment ideell I.yz = 0 m⁴
 Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.59808637 m⁴ / I.2 = 0.12174017 m⁴
 Hauptachsenwinkel alpha = 0°

Lastfall 2

N.x : 0.0000 kN / M.y : 14280.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm

Schnittgrößen aus Spannungsintegration:

N.x = 0.0000 kN / M.y = 14372.9699 kNm / M.z = 0.0000 kNm

Dehnungsebene:

eps(y,z) = -2.69881595 + y * 0 + z * 11.82229997
 eps.Beton,Druck = -2.6988 mm/m
 eps.Beton,Zug = 20.9458 mm/m
 eps.Stahl,Zug = 20 mm/m

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -25.5000 (C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2)
 Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1453.6629 Sigma.Min = 1453.6629 (Spannstahl 1500/1700)

Polygon Nr. 1

Material : C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma[N/mm ²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	13.2613	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	17.9902	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	20.9458	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	20.9458	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	17.9902	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	13.2613	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	0.8479	0.0000
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-0.2161	-5.2136
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-0.3344	-7.8134
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-2.6988	-25.5000
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-2.6988	-25.5000
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-0.3344	-7.8134
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-0.2161	-5.2136
14 (1)	0.0900 / 0.3000	0.8479	0.0000
15 (0)	0.0900 / 1.3500	13.2613	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (5 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche[cm ²]	eps [mm/m]	Sigma[N/mm ²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6629	1812.7177 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6629	1812.7177 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	8.3100	24.3000	1453.6629	1207.9939 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	8.3100	24.3000	1453.6629	1207.9939 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6629	1812.7177 *

A.s,ges = 54.03 cm²

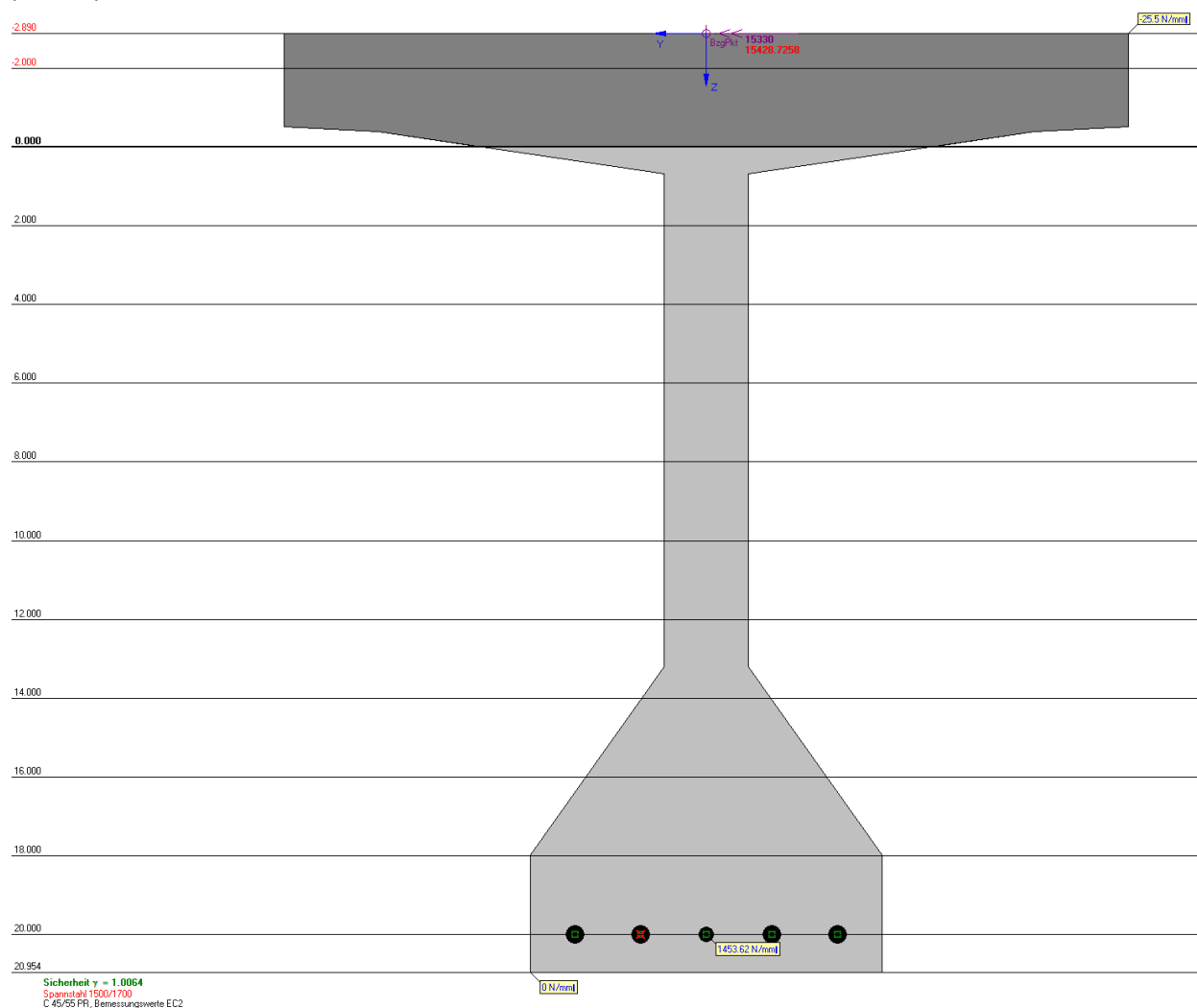
F.s,ges = 7854.1409

F.Zug = 7854.141 kN / s.y = 0 m / s.z = 1.92 m

Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.6 KONTROLA NOSILNOSTI – NOSILEC 33,4 m FASADNI

Pri dimenzioniranju je skladno s priporočili iz detajlnega pregleda upoštevana splošna redukcija prereza prednapetih kablov za 10%.



NR	eps.0	k.y	k.z	N.x	M.y	M.z	Det J	DK2	alpha.K
1	7.4352	0.0000	12.2396	-1551.8177	16510.8273	-0.0000	0.0000	16.0000	0.0000
2	7.6263	0.0000	12.0534	-716.2263	15934.7698	-0.0000	0.0434	16.3917	0.0000
3	7.7623	0.0000	11.9209	5.7272	15424.6365	-0.0000	0.1395	16.4426	0.0000
4	7.7613	0.0000	11.9219	0.0011	15428.7250	-0.0000	0.1582	16.4412	0.0000

Sicherheitsfaktor = 1.0064

Mrd = 15400 kNm

Datei: DM_POLJE-35m_F_v1.inc
10. 06. 2026, 15:16:03 Uhr

Querschnittswerte

Fläche der Polygone A.c = 1.0096 m²
 Betonschwerpunkt y/z S.c = (0 / 0.85179394)
 ideeller Querschnitt A.i = 1.05054631 m²
 ideeller Schwerpunkt y/z S.i = (0 / 0.89342857)
 (Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
 Trägheitsmoment ideell I.yy = 0.60116928 m⁴ / I.zz = 0.12219883 m⁴
 Deviationsmoment ideell I.yz = 0 m⁴
 Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.60116928 m⁴ / I.2 = 0.12219883 m⁴
 Hauptachsenwinkel alpha = 0°

Lastfall 3

N.x : 0.0000 kN / M.y : 15330.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm

Schnittgrößen aus Spannungsintegration:

N.x = -0.0000 kN / M.y = 15428.7258 kNm / M.z = 0.0000 kNm

Dehnungsebene:

eps(y,z) = -2.89002119 + y * 0 + z * 11.92188604

eps.Beton,Druck = -2.89 mm/m

eps.Beton,Zug = 20.9538 mm/m

eps.Stahl,Zug = 20 mm/m

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -25.5000 (C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2)

Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1453.6209 Sigma.Min = 1453.6209 (Spannstahl 1500/1700)

Polygon Nr. 1

Material : C 45/55 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma [N/mm ²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	13.2045	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	17.9733	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	20.9538	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	20.9538	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	17.9733	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	13.2045	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	0.6865	0.0000
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-0.3864	-8.9019
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-0.5056	-11.2640
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-2.8900	-25.5000
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-2.8900	-25.5000
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-0.5056	-11.2640
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-0.3864	-8.9019
14 (1)	0.0900 / 0.3000	0.6865	0.0000
15 (0)	0.0900 / 1.3500	13.2045	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (5 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche [cm ²]	eps [mm/m]	Sigma [N/mm ²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	8.3100	24.3000	1453.6209	1207.9590 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6209	1812.6653 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6209	1812.6653 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6209	1812.6653 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	24.3000	1453.6209	1812.6653 *

A.s.ges = 58.19 cm²

F.s.ges = 8458.6201

F.Zug = 8458.62 kN / s.y = 0 m / s.z = 1.92 m

Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

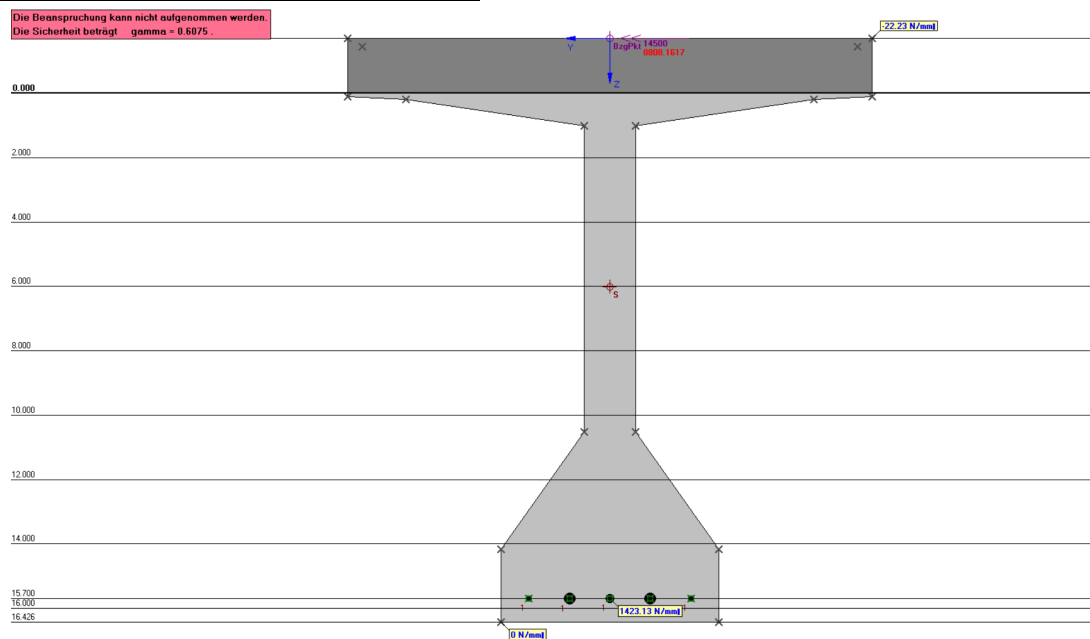
3.3.7 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 3, NOSILEC N5 (levi objekt)

Nosilec dolžine 33,4m

STANJE KABLOV:

3. POLJE	35m	NOSILEC	N5	LOKACIJA L1								LEVI OBJEKT
			POŠKODBE GLEDE NA DETALJNI PREGLED					PODATKI ZA IZRAČUN				
	št. pramen		pretrgan a pramen a	stopnja korozije				računsko neprimernih pramen				
	n _{k,bruto}	A _{k,bruto}		20%	50%	n _{k,neto}	A _{k,neto}			n _{k,neto}	A _{k,neto}	
	[-]	[cm²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm²]			[-]	[cm²]	
K1	36	13,85	1	6	9	29,30	11,28	36,00	0,00	0,00	zunanji kabel - levo	
K2	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47		
K3	24	9,24				24,00	9,24	2,40	21,60	8,31		
K4	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47		
K5	36	13,85	6	12	6	24,60	9,47	36,00	0,00	0,00	zunanji kabel - desno	
K6						0,00						
	A _{k,bruto} Σ =	64,65	cm²			A _{k,neto} Σ =	57,69		A _{k,neto} Σ =	33,25	cm²	
				Delež efektivnih kablov:			89,2%	Delež efektivnih kablov:			51,4%	

3. POLJE	35m	NOSILEC	N5	LOKACIJA L2								LEVI OBJEKT	
			POŠKODBE GLEDE NA DETALJNI PREGLED					PODATKI ZA IZRAČUN					
	št. pramen		pretrgan a pramen a	stopnja korozije				računsko neprimernih pramen					
	n _{k,bruto}	A _{k,bruto}		20%	50%	n _{k,neto}	A _{k,neto}					n _{k,neto}	A _{k,neto}
	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]					[-]	[cm ²]
K1	36	13,85	4	8	15	22,90	8,81	36,00	0,00	0,00	zunanji kabel - levo		
K2	36	13,85		8	6	31,40	12,08	7,20	28,80	11,08			
K3	24	9,24				24,00	9,24	2,40	21,60	8,31			
K4	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47			
K5	36	13,85	2	8	10	27,40	10,54	18,00	18,00	6,93	zunanji kabel - desno		
K6						0,00							
	A _{k,bruto} Σ =	64,65	cm ²			A _{k,neto} Σ =	54,53		A _{k,neto} Σ =	38,79	cm ²		
				Delež efektivnih kablov:			84,3%	Delež efektivnih kablov:			60,0%		

DIMENZIONIRANJE NEOJAČANEGA PREREZA:

NR	eps,0	k,y	k,z	N,x	M,y	M,z	Det J	DKZ	alpha,K
				0,0000	14500,0000	0,0000			
1	5,2951	0,0000	10,0000	-4977,4549	12329,0795	-0,0000	0,0000	16,0000	0,0000
2	5,6100	-0,0000	9,6974	-4040,5239	11712,0239	0,0000	0,0077	16,7793	0,0000
3	6,0782	0,0000	9,2474	-1351,9285	9818,9260	-0,0000	0,1146	17,5369	0,0000
4	6,2581	-0,0000	9,0746	2,4396	8806,3029	0,0000	0,6269	17,5732	0,0000
5	6,2577	-0,0000	9,0749	-0,0004	8808,1621	0,0000	0,6509	17,5727	0,0000
Sicherheitsfaktor		=	0,6075						

Mrd = 8800 kNm

Datei: DM_L_P3_N5.inc
18. 02. 2026, 14:29:08 Uhr

Querschnittswerte

```

Fläche der Polygone      A.c = 1.0096 m²
Betonschwerpunkt y/z     S.c = ( 0 / 0.85179394 )
ideeller Querschnitt     A.i = 1.0364979 m²
ideeller Schwerpunkt y/z S.i = ( 0 / 0.8795147 )
(Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
Trägheitsmoment ideell   I.yy = 0.58616372 m⁴ / I.zz = 0.12088467 m⁴
Deviationsmoment ideell I.yz = 0 m⁴
Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.58616372 m⁴ / I.2 = 0.12088467 m⁴
Hauptachsenwinkel       alpha = 0°

```

Lastfall 2

N.x : 0.0000 kN / M.y : 14500.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm

Schnittgrößen aus Spannungsintegration:

N.x = 0.0000 kN / M.y = 8808.1617 kNm / M.z = -0.0000 kNm gamma = 0.6075 < 1,0 !!!

!!! Tragfähigkeit des Querschnitts überschritten !!!

Dehnungsebene:

```

eps(y,z) = -1.72372692 + y * 0 + z * 9.07485777
eps.Beton,Druck = -1.7237 mm/m
eps.Beton,Zug = 16.426 mm/m
eps.Stahl,Zug = 15.7 mm/m

```

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

```

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -22.2342 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)
Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1423.1346 Sigma.Min = 1423.1346 (Spannstahl 1500/1700)

```

Polygon Nr. 1

Material : C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma[N/mm²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	10.5273	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	14.1573	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	16.4260	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	16.4260	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	14.1573	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	10.5273	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	0.9987	0.0000
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	0.1820	0.0000
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	0.0912	0.0000
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-1.7237	-22.2342
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-1.7237	-22.2342
12 (3)	0.9000 / 0.2000	0.0912	0.0000
13 (2)	0.7000 / 0.2100	0.1820	0.0000
14 (1)	0.0900 / 0.3000	0.9987	0.0000
15 (0)	0.0900 / 1.3500	10.5273	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (5 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche[cm²]	eps [mm/m]	Sigma[N/mm²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	8.3100	20.0000	1423.1346	1182.6248 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	20.0000	1423.1346	1774.6488 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	0.1000	20.0000	1423.1346	14.2313 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	0.1000	20.0000	1423.1346	14.2313 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	20.0000	1423.1346	1774.6488 *

A.s,ges = 33.45 cm² F.s,ges = 4760.3851
F.Zug = 4760.385 kN / s.y = 0 m / s.z = 1.92 m

Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.8 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 7, NOSILEC N1 (levi objekt)

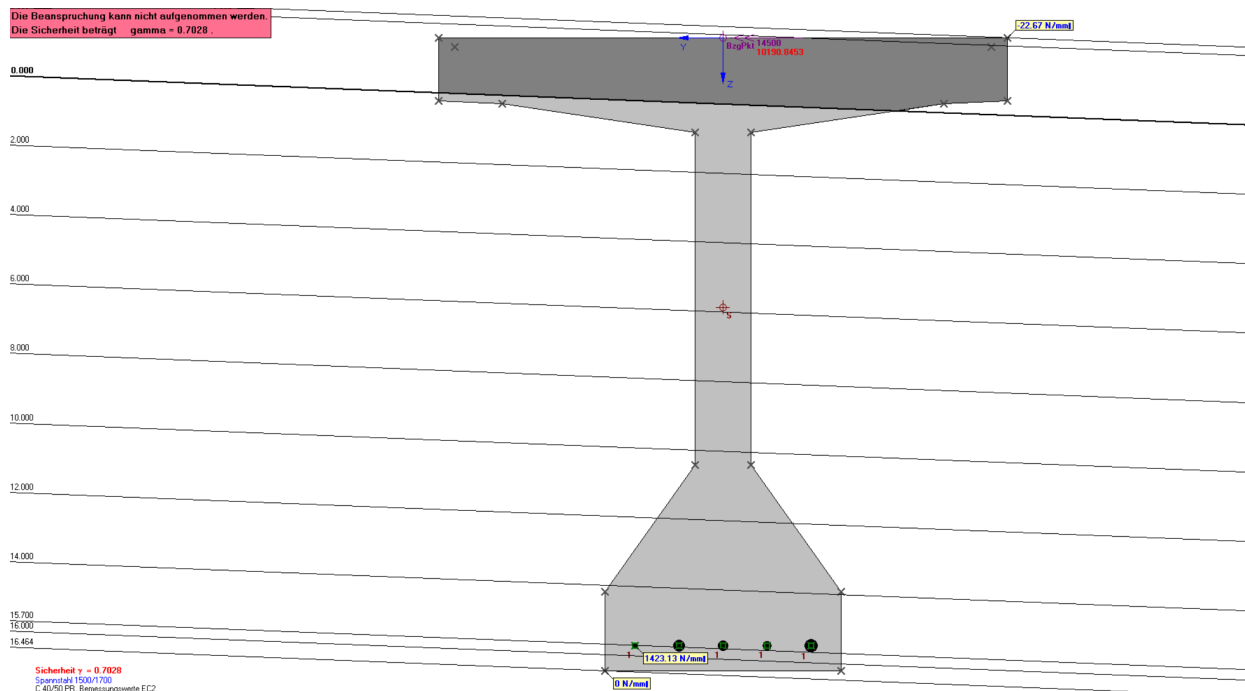
Nosilec dolžine 33,4m

STANJE KABLOV:

7. POLJE	35m	NOSILEC	N1	LOKACIJA L3							LEVI OBJEKT
				POŠKODBE GLEDE NA DETALJNI PREGLED				PODATKI ZA IZRAČUN			
	št. pramen		pretrgan a pramen a	stopnja korozije				računsko neprimernih pramen			
	$n_{k,bruto}$	$A_{k,bruto}$		20%	50%	$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$		$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$	
	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]		[-]	[cm ²]	
K1	36	13,85	5	15	10	23,00	8,85	36,00	0,00	0,00	zunanj kabel - levo
K2	36	13,85		15	5	30,50	11,74	7,20	28,80	11,08	
K3	24	9,24				24,00	9,24	2,40	21,60	8,31	
K4	36	13,85	2	15	3	29,50	11,35	18,00	18,00	6,93	
K5	36	13,85		5	3	33,50	12,89	3,60	32,40	12,47	zunanj kabel - desno
K6						0,00					
	$A_{k,bruto} \Sigma$	64,65	cm ²			$A_{k,neto} \Sigma$	54,07		$A_{k,neto} \Sigma$	38,79	cm ²
				Delež efektivnih kablov:				83,6%	Delež efektivnih kablov:		
									60,0%		

DIMENZIONIRANJE NEOJAČANEGA PREREZA:

Die Beanspruchung kann nicht aufgenommen werden.
Die Sicherheit beträgt $\gamma = 0,7028$.



NR	eps,0	k,y	k,z	N,x	M,y	M,z	Det J	DKZ	alpha,K
				0,0000	14500,0000	0,0000			
1	5,4081	0,1952	9,8800	-3984,5532	13010,6227	377,7941	0,0000	16,0000	-0,0198
2	5,8122	0,3387	9,4509	-2258,1965	11833,5535	179,8207	0,0139	16,8780	-0,0441
3	6,1172	0,3598	9,1508	-239,1834	10370,0995	11,2929	0,2868	17,1655	-0,0368
4	6,1502	0,3607	9,1187	1,6507	10189,6270	0,6895	0,4323	17,1213	-0,0395
5	6,1499	0,3614	9,1188	-0,0012	10190,8462	0,0000	0,4113	17,1204	-0,0396
Sicherheitsfaktor =				0,7028					

Mrd = 10190 kNm

Datei: DM_L_P7_N1.inc

18. 02. 2026, 14:19:47 Uhr

Querschnittswerte

```

Fläche der Polygone          A.c = 1.0096 m²
Betonsschwerpunkt y/z        S.c = ( 0 / 0.85179394 )
ideeller Querschnitt          A.i = 1.04087233 m²
ideeller Schwerpunkt y/z      S.i = ( -0.00222694 / 0.8838875 )
(Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
Trägheitsmoment ideell        I.yy = 0.59087961 m⁴ / I.zz = 0.12155013 m⁴
Deviationsmoment ideell       I.yz = 0.00240167 m⁴
Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.5908919 m⁴ / I.2 = 0.12153784 m⁴
Hauptachsenwinkel            alpha = 0.29°

```

Lastfall 2

```

N.x :      0.0000 kN / M.y : 14500.0000 kNm / M.z :      0.0000 kNm
Schnittgrößen aus Spannungsintegration:
N.x =      0.0000 kN / M.y = 10190.8453 kNm / M.z =      0.0000 kNm      gamma = 0.7028 < 1,0 !!!
!!! Tragfähigkeit des Querschnitts überschritten !!!

```

Dehnungsebene:

```

eps(y,z) = -1.90926373 + y * 0.36140215 + z * 9.11878705
eps.Beton,Druck = -2.2345 mm/m
eps.Beton,Zug   = 16.4638 mm/m
eps.Stahl,Zug   = 15.7 mm/m

```

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

```

Polygon 1 Sigma.Max =      0.0000 Sigma.Min = -22.6667 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)
Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1423.1346 Sigma.Min = 1423.1346 (Spannstahl 1500/1700)

```

Polygon Nr. 1

```

Material : C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)
keine Vordehnung
Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0
Punkte (15 Stk.) - Koordinaten (Y / Z)      eps [mm/m]      Sigma[N/mm²]
1 (14)      0.0900 /      1.3500      10.4336      0.0000
2 (13)      0.3750 /      1.7500      14.1841      0.0000
3 (12)      0.3750 /      2.0000      16.4638      0.0000
4 (11)      -0.3750 /      2.0000      16.1928      0.0000
5 (10)      -0.3750 /      1.7500      13.9131      0.0000
6 ( 9)      -0.0900 /      1.3500      10.3686      0.0000
7 ( 8)      -0.0900 /      0.3000      0.7938      0.0000
8 ( 7)      -0.7000 /      0.2100     -0.2473     -5.2589
9 ( 6)      -0.9000 /      0.2000     -0.4108     -8.3546
10 ( 5)     -0.9000 /      0.0000     -2.2345    -22.6667
11 ( 4)      0.9000 /      0.0000     -1.5840    -21.6861
12 ( 3)      0.9000 /      0.2000      0.2398      0.0000
13 ( 2)      0.7000 /      0.2100      0.2587      0.0000
14 ( 1)      0.0900 /      0.3000      0.8589      0.0000
15 ( 0)      0.0900 /      1.3500      10.4336      0.0000

```

Bewehrungsgruppe Nr. 1

```

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)
Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000
Punkte (5 Stk.)      Koordinaten (Y / Z)      Fläche[cm²]      eps [mm/m]      Sigma[N/mm²]      Kraft [kN]
1 ( 17)      0.0000 /      1.9200      8.3100      19.8988      1423.1346      1182.6248 *
2 ( 18)      0.1400 /      1.9200      11.0800      19.9494      1423.1346      1576.8331 *
3 ( 19)      0.2800 /      1.9200      0.1000      20.0000      1423.1346      14.2313 *
4 ( 20)     -0.2800 /      1.9200      12.4700      19.7976      1423.1346      1774.6488 *
5 ( 21)     -0.1400 /      1.9200      6.9300      19.8482      1423.1346      986.2323 *

```

```

A.s,ges = 38.89 cm²      F.s,ges = 5534.5703
F.Zug   = 5534.57 kN / s.y = -0.074 m / s.z = 1.92 m

```

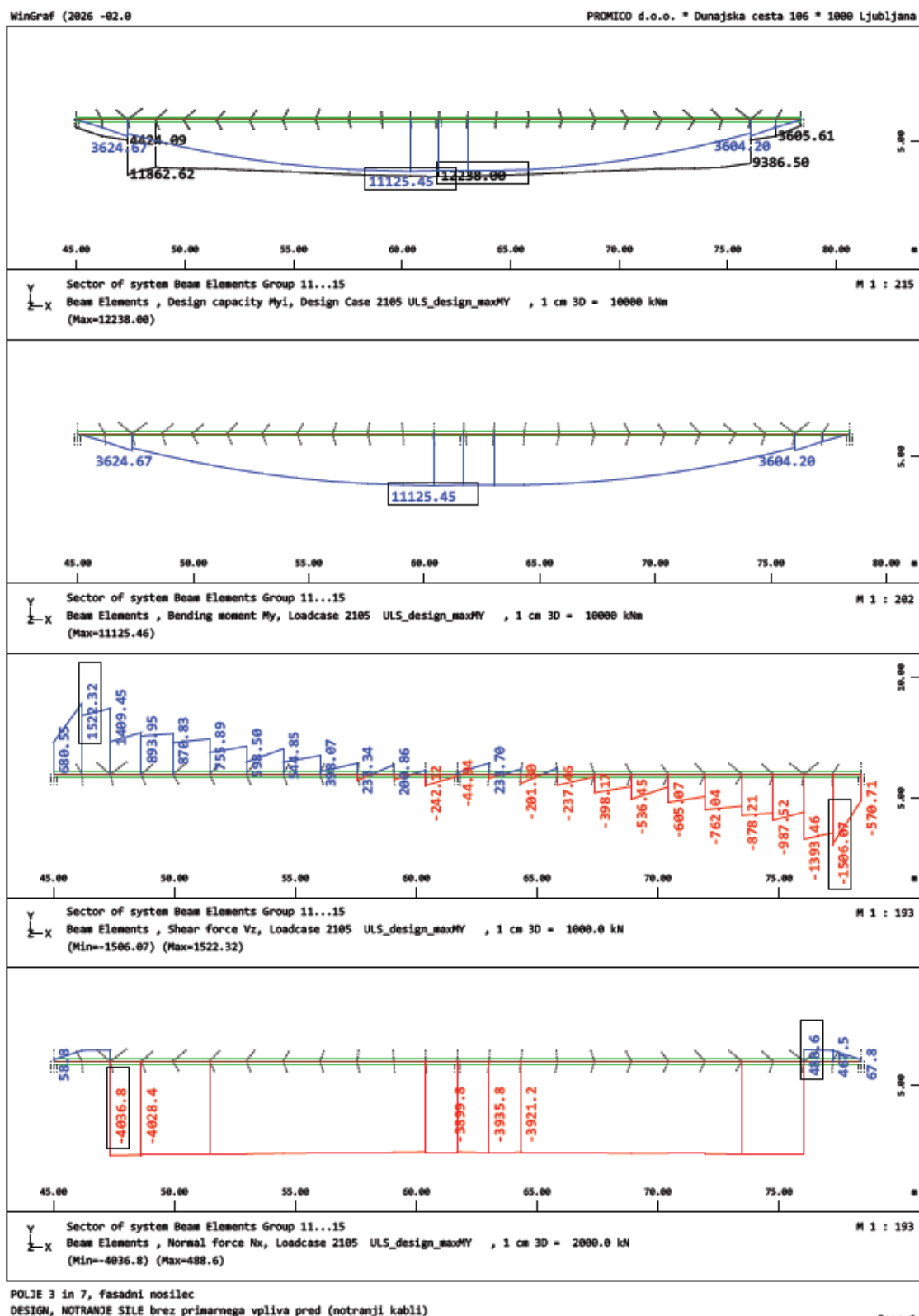
Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.9 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 3 in 7, fasadni nosilec 33,4m:

Upošteva se merodajna redukcija prereza obstoječih kablov za prednapenjanje.

Izpis nosilnosti z dodanimi zunanjimi kabli 2x 12Φ15,7mm

Sila prednapetja 90% : $F_{p1(12)} = 2592 \times 0,9 = 2332,8 \text{ kN}$



$$M_{Ed} = 11125 \text{ kNm} < M_{Rd} = 12235 \text{ kNm}$$

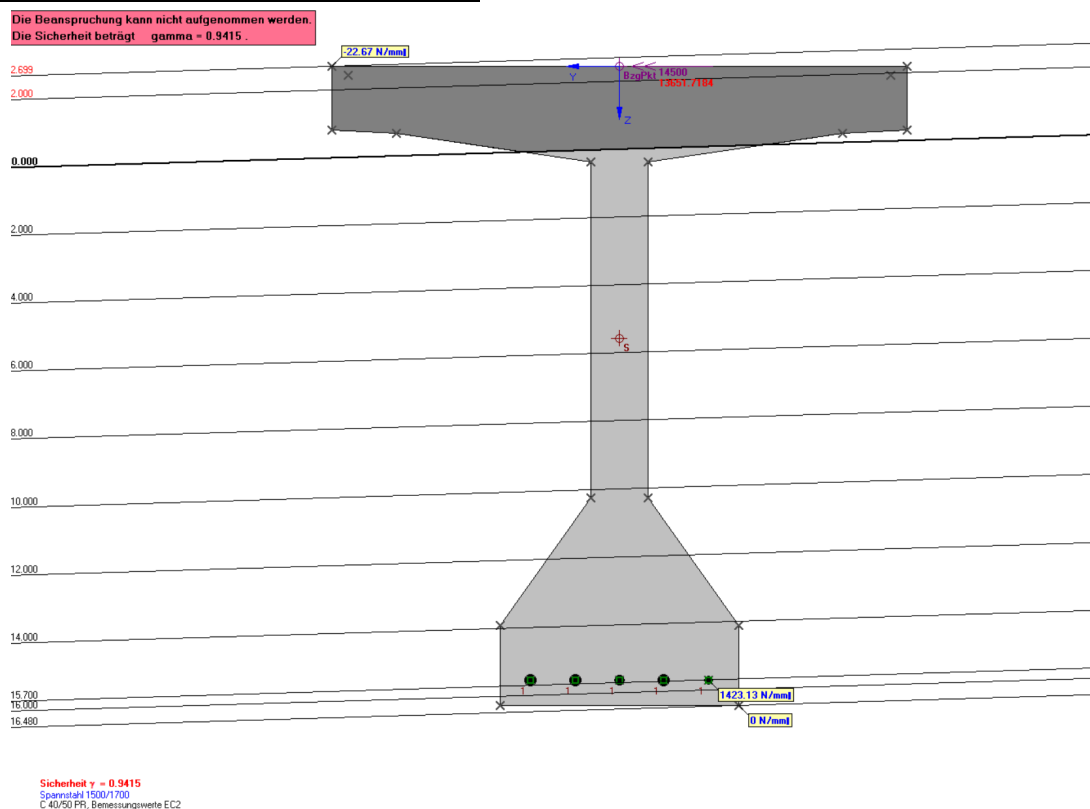
3.3.10 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 9, NOSILEC N5 (levi objekt)

Nosilec dolžine 33,4m

STANJE KABLOV:

9. POLJE	35m	NOSILEC	N5	LOKACIJA L4							LEVI OBJEKT
				POŠKODBE GLEDE NA DETALNI PREGLED				PODATKI ZA IZRAČUN			
	št. pramen		pretrgan a pramen a	stopnja korozije				računsko neprimernih pramen			
	$n_{k,bruto}$	$A_{k,bruto}$		20%	50%	$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$		$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$	
	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]		[-]	[cm ²]	
K1	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	zunanj kabel - levo
K2	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	
K3	24	9,24				24,00	9,24	2,40	21,60	8,31	
K4	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	
K5	36	13,85	2	18	8	26,40	10,16	18,00	18,00	6,93	zunanj kabel - desno
K6						0,00					
	$A_{k,bruto} \Sigma =$	64,65	cm ²			$A_{k,neto} \Sigma =$	60,96		$A_{k,neto} \Sigma =$	52,65	cm ²
				Delež efektivnih kablov:			94,3%	Delež efektivnih kablov:			81,4%

DIMENZIONIRANJE NEOJAČANEGA PREREZA:



NR	eps,0	k,y	k,z	N,x	M,y	M,z	Det J	DKZ	alpha,K
				0,0000	14500,0000	0,0000			
1	5,4842	-0,1041	9,9360	-2136,3885	15134,9426	-204,7465	0,0000	16,0000	0,0105
2	5,7768	-0,3639	9,5794	-996,9664	14356,8475	-37,1113	0,0097	16,5073	0,0521
3	5,9618	-0,3473	9,4034	-20,5031	13665,4783	45,1238	0,1225	16,7254	0,0291
4	5,9752	-0,2855	9,4073	0,1195	13651,6341	-0,0761	0,1406	16,7093	0,0303

Sicherheitsfaktor = 0,9415

Mrd = 13650 kNm

Datei: DM_L_P9_N5.inc

18. 02. 2026, 14:21:41 Uhr

Querschnittswerte

```

Fläche der Polygone          A.c = 1.0096 m²
Betonschwerpunkt y/z         S.c = ( 0 / 0.85179394 )
ideeller Querschnitt         A.i = 1.05193706 m²
ideeller Schwerpunkt y/z     S.i = ( 0.00118577 / 0.89478578 )
(Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
Trägheitsmoment ideell       I.yy = 0.60263298 m⁴ / I.zz = 0.12209362 m⁴
Deviationsmoment ideell      I.yz = -0.00127881 m⁴
Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.60263638 m⁴ / I.2 = 0.12209022 m⁴
Hauptachsenwinkel           alpha = -0.15°

```

Lastfall 2

N.x : 0.0000 kN / M.y : 14500.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm

Schnittgrößen aus Spannungsintegration:

N.x = -0.0002 kN / M.y = 13651.7184 kNm / M.z = -0.0000 kNm gamma = 0.9415 < 1,0 !!!

!!! Tragfähigkeit des Querschnitts überschritten !!!

Dehnungsebene:

eps(y,z) = -2.44201118 + y * -0.28556674 + z * 9.40731901

eps.Beton,Druck = -2.699 mm/m

eps.Beton,Zug = 16.4797 mm/m

eps.Stahl,Zug = 15.7 mm/m

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -22.6667 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)

Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1423.1346 Sigma.Min = 1423.1346 (Spannstahl 1500/1700)

Polygon Nr. 1

Material : C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	- Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma[N/mm²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	10.2322	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	13.9137	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	16.2655	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	16.4797	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	14.1279	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	10.2836	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	0.4059	0.0000
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-0.2666	-5.6397
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-0.3035	-6.3581
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-2.1850	-22.6667
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-2.6990	-22.6667
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-0.8176	-14.7437
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-0.6664	-12.5881
14 (1)	0.0900 / 0.3000	0.3545	0.0000
15 (0)	0.0900 / 1.3500	10.2322	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (5 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche[cm²]	eps [mm/m]	Sigma[N/mm²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	8.3100	19.9200	1423.1346	1182.6248 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	19.8801	1423.1346	1774.6488 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	12.4700	19.8401	1423.1346	1774.6488 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	6.9300	20.0000	1423.1346	986.2323 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	19.9600	1423.1346	1774.6488 *

A.s,ges = 52.65 cm²

F.s,ges = 7492.8035

F.Zug = 7492.803 kN / s.y = 0.029 m / s.z = 1.92 m

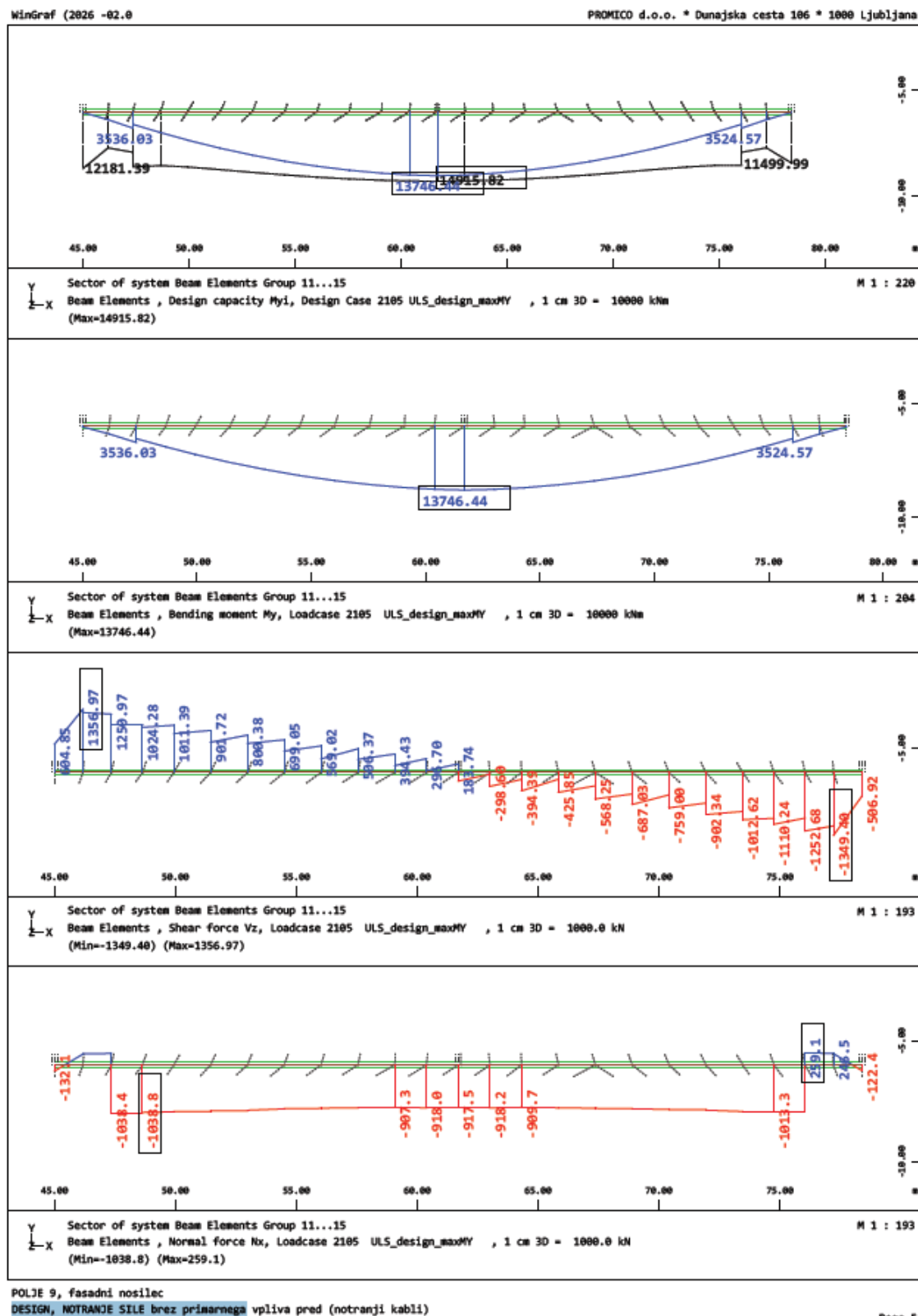
Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.11 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 9, fasadni nosilec 33,4m:

Upošteva se merodajna redukcija prereza obstoječih kablov za prednapenjanje.

Izpis nosilnosti z dodanimi zunanjimi kabli 2x 2x2Φ15,7mm

Sila prednapetja 75% : $F_{p1(2x2)} = 864 \times 2 \times 0,75 = 1256 \text{ kN}$



$$M_{Ed} = 13750 \text{ kNm} < M_{Rd} = 14915 \text{ kNm}$$

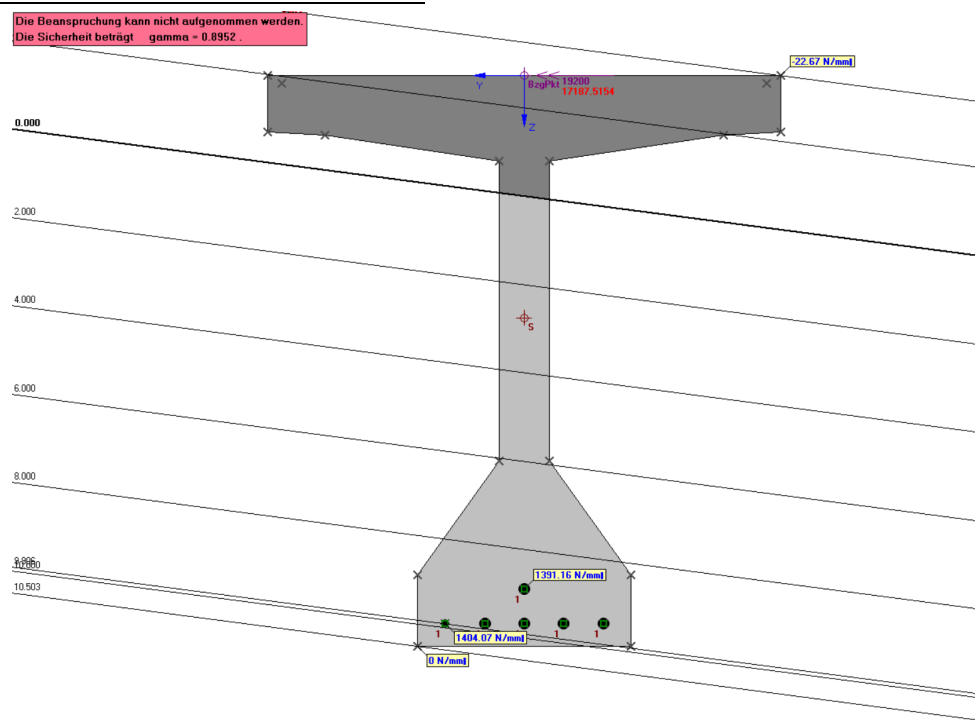
3.3.12 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 6, NOSILEC N1 (desni objekt)

Nosilec dolžine 38,4m

STANJE KABLOV:

6. POLJE	40m	NOSILEC	N1	LOKACIJA L5							DESNI OBJEKT
			POŠKODBE GLEDE NA DETALJNI PREGLED					PODATKI ZA IZRAČUN			
	št. pramen		pretrgan a pramen a	stopnja korozije				računsko neprimernih pramen			
	n_k , bruto	A_k , bruto		20%	50%	$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$		$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$	
	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]		[-]	[cm ²]	
K1	36	13,85	1	4	6	31,20	12,01	18,00	18,00	6,93	
K2	36	13,85		3	2	34,40	13,24	3,60	32,40	12,47	
K3	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	zunanj kabel - levo
K4	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	zunanj kabel - desno
K5	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	
K6	36	13,8544				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47	
	$A_{k,bruto} \Sigma =$	83,13	cm ²			$A_{k,neto} \Sigma =$	80,66		$A_{k,neto} \Sigma =$	69,27	cm ²
				Delež efektivnih kablov:			97,0%	Delež efektivnih kablov:			83,3%

DIMENZIONIRANJE NEOJAČANEGA PREREZA:



Sicherheit $\gamma = 0.8952$
Spannstahl S1500/S1700
C 40/50 FR, Bemessungswerte EC2

NR	eps,0	k,y	k,z	N,x	M,y	M,z	Det J	DKZ	alpha,K
				0,0000	19200,0000	0,0000			
1	5,6004	0,1029	9,9368	228,9504	17346,5265	202,1983	0,0000	16,0000	-0,0104
2	5,4783	0,6378	9,2718	965,8617	16831,8263	-32,2197	0,0084	15,4620	-0,0687
3	5,1826	0,6602	8,9233	853,8989	16907,3875	-26,8864	0,0047	14,6506	-0,0765
4	4,6741	0,6996	8,3233	668,5923	17031,3606	-16,6846	0,0039	13,6730	-0,0876
5	4,1915	0,7401	7,7508	498,8154	17136,1435	-7,5405	0,0032	12,8490	-0,0991
6	3,7547	0,7806	7,2288	319,2490	17188,8534	-3,5102	0,0031	12,0684	-0,1119
7	3,2820	0,8240	6,6643	73,6067	17195,0978	2,7721	0,0044	11,1667	-0,1287
8	3,1187	0,8462	6,4622	0,1682	17187,3512	-0,0865	0,0041	11,1717	-0,1302
Sicherheitsfaktor =			0,8952						

Mrd = 17185 kNm

Datei: DM_D_P6_N1.inc

18. 02. 2026, 14:15:55 Uhr

Querschnittswerte

```

Fläche der Polygone      A.c = 1.0096 m²
Betonschwerpunkt y/z     S.c = ( 0 / 0.85179394 )
ideeller Querschnitt     A.i = 1.06530962 m²
ideeller Schwerpunkt y/z S.i = ( -0.00117089 / 0.90652551 )
(Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
Trägheitsmoment ideell   I.yy = 0.61421871 m⁴ / I.zz = 0.12209364 m⁴
Deviationsmoment ideell I.yz = 0.00126416 m⁴
Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.61422196 m⁴ / I.2 = 0.12209039 m⁴
Hauptachsenwinkel       alpha = 0.15°

```

Lastfall 2

```

N.x :      0.0000 kN / M.y : 19200.0000 kNm / M.z :      0.0000 kNm
Schnittgrößen aus Spannungsintegration:
N.x =     -0.0000 kN / M.y = 17187.5154 kNm / M.z =      0.0000 kNm      gamma = 0.8952 < 1,0 !!!
!!! Tragfähigkeit des Querschnitts überschritten !!!

```

Dehnungsebene:

```

eps(y,z) = -2.73856221 + y * 0.84604198 + z * 6.46237038
eps.Beton,Druck = -3.5 mm/m
eps.Beton,Zug   = 10.5034 mm/m
eps.Stahl,Zug   = 9.9061 mm/m

```

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

```

Polygon 1 Sigma.Max =      0.0000 Sigma.Min = -22.6667 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)
Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1404.0730 Sigma.Min = 1391.1557 (Spannstahl 1500/1700)

```

Polygon Nr. 1

```

Material : C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)
keine Vordehnung

```

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma[N/mm²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	6.0618	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	8.8879	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	10.5034	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	9.8689	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	8.2533	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	5.9095	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	-0.8760	-15.5075
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-1.9737	-22.6628
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-2.2075	-22.6667
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-3.5000	-22.6667
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-1.9771	-22.6637
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-0.6847	-12.8625
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-0.7892	-14.3596
14 (1)	0.0900 / 0.3000	-0.7237	-13.4361
15 (0)	0.0900 / 1.3500	6.0618	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (6 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche[cm²]	eps [mm/m]	Sigma[N/mm²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	12.4700	13.9692	1401.0504	1747.1099 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	12.4700	14.0876	1402.5617	1748.9945 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	6.9300	14.2061	1404.0730	973.0226 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	12.4700	13.7323	1398.0278	1743.3407 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	13.8507	1399.5391	1745.2253 *
6 (22)	0.0000 / 1.8000	12.4700	13.1937	1391.1557	1734.7712 *

```

A.s,ges = 69.28 cm²      F.s,ges = 9692.4642
F.Zug   = 9692.464 kN / s.y = -0.022 m / s.z = 1.899 m

```

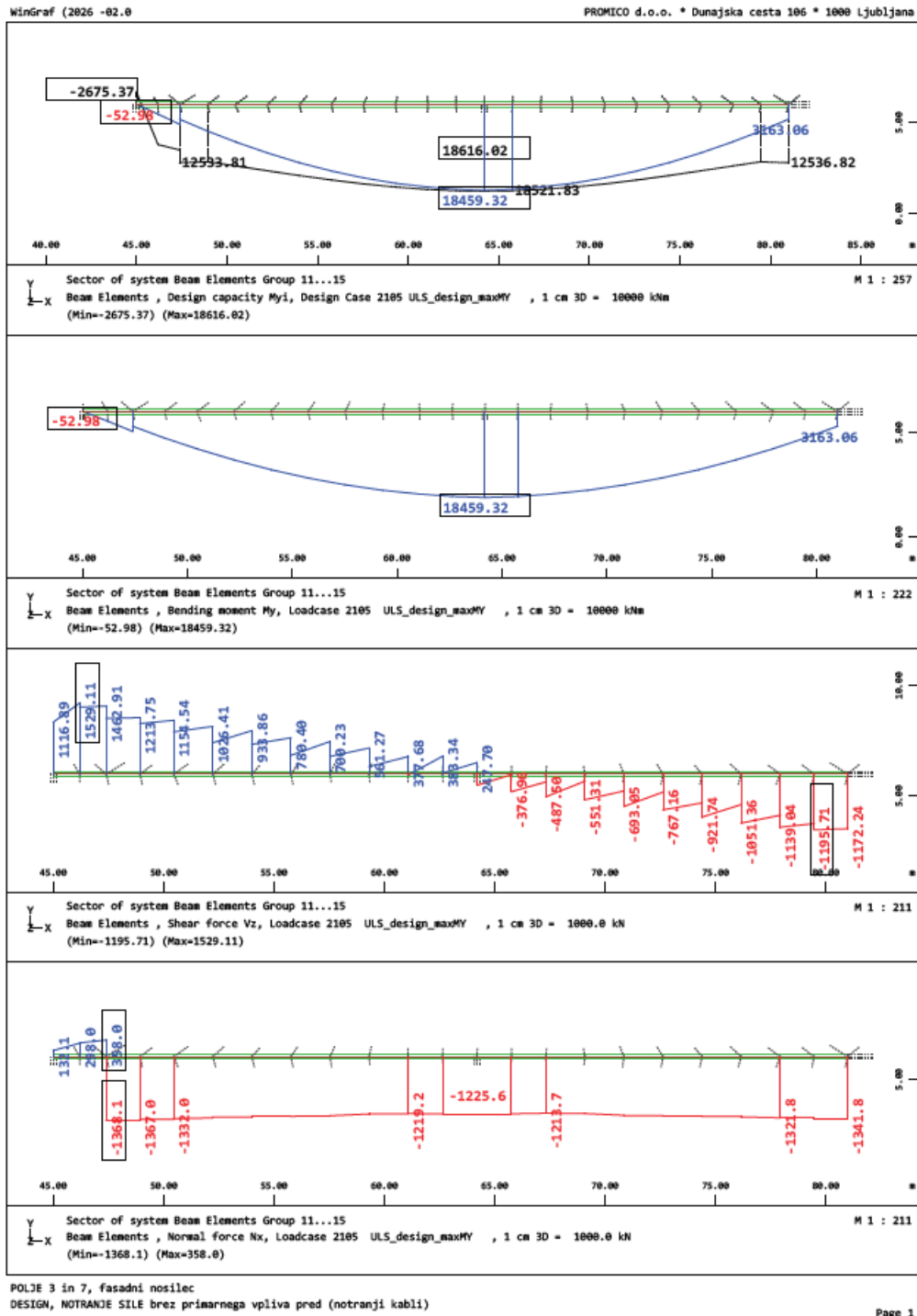
Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.13 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 6, fasadni nosilec 38,4m:

Upošteva se merodajna redukcija prereza obstoječih kablov za prednapenjanje.

Izpis nosilnosti z dodanimi zunanjimi kabli 2x 2x2Φ15,7mm

Sila prednapetja 100% : $F_{p1(2x2)} = 864 \times 2 \times 1,0 = 1728 \text{ kN}$



$$M_{Ed} = 18450 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18620 \text{ kNm}$$

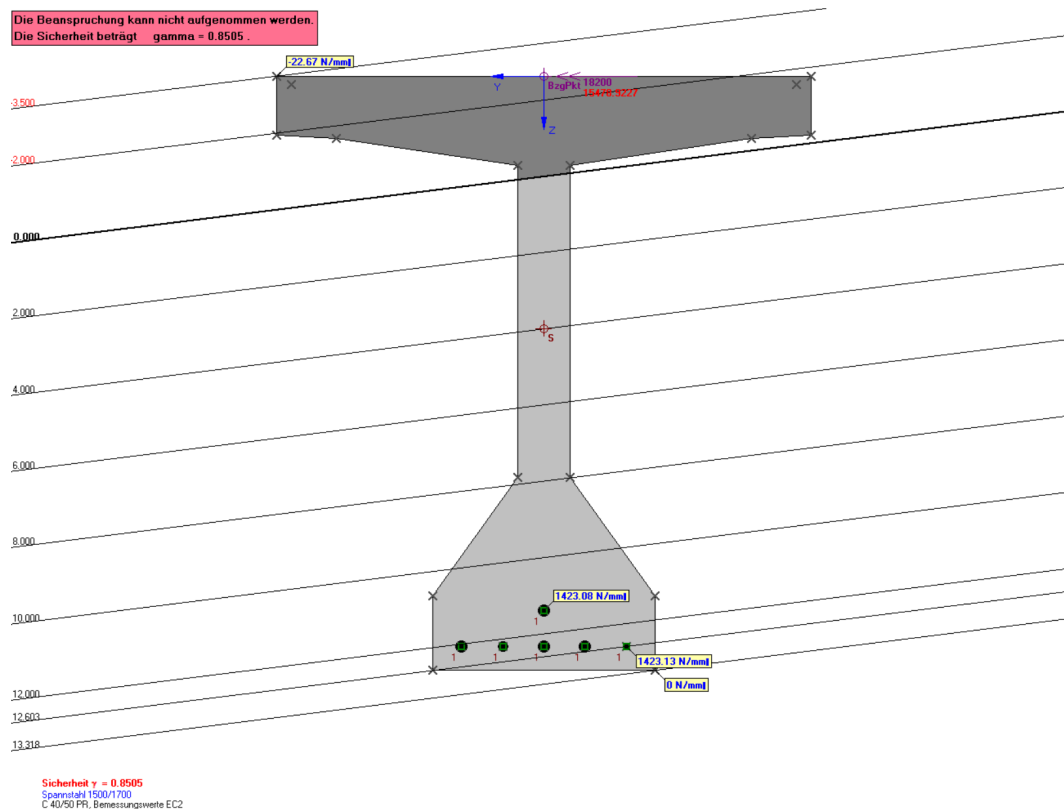
3.3.14 KONTROLA NOSILNOSTI – POLJE 7, NOSILEC N5 (desni objekt)

Nosilec dolžine 38,4m

STANJE KABLOV:

7. POLJE	40m	NOSILEC	N5	LOKACIJA L6								DESNI OBJEKT
				POŠKODBE GLEDE NA DETAJLNI PREGLED				PODATKI ZA IZRAČUN				
	št. pramen		pretrgan a pramen a	stopnja korozije				računsko neprimernih pramen				
	$n_{k,bruto}$	$A_{k,bruto}$		20%	50%	$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$		$n_{k,neto}$	$A_{k,neto}$		
	[-]	[cm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]		[-]	[cm ²]		
K1	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47		
K2	36	13,85		8		34,40	13,24	7,20	28,80	11,08		
K3	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47		
K4	36	13,85	23		13	6,50	2,50	36,00	0,00	0,00		zunanjki kabel - levo
K5	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47		
K6	36	13,85				36,00	13,85	3,60	32,40	12,47		
$A_{k,bruto} \Sigma$		83,13	cm ²			$A_{k,neto} \Sigma$	71,16		$A_{k,neto} \Sigma$	60,96	cm ²	
				Delež efektivnih kablov:		85,6%		Delež efektivnih kablov:		73,3%		

DIMENZIONIRANJE NEOJAČANEGA PREREZA:



NR	eps,0	k,y	k,z	N,x	M,y	M,z	Det J	DKZ	alpha,K
				0,0000	18200,0000	0,0000			
1	5,5768	-0,2174	9,8664	-800,2919	16060,5091	-419,293	0,0000	16,0000	0,0220
2	5,5876	-1,2328	8,8660	1579,0927	14339,8996	482,1695	0,0128	15,3979	0,1382
3	5,2525	-1,1240	8,6023	1027,5635	14747,0608	309,1195	0,0128	14,5964	0,1257
4	4,7622	-1,0251	8,1561	388,8939	15205,3059	111,8803	0,0104	13,7806	0,1247
5	4,4600	-0,9837	7,8617	77,2378	15424,8425	22,3006	0,0076	13,4254	0,1244
6	4,3843	-0,9724	7,7889	-0,0627	15478,9512	0,0056	0,0064	13,4186	0,1242
Sicherheitsfaktor		=	0,8505						

Mrd = 15475 kNm

Datei: DM_D_P7_N5.inc
18. 02. 2026, 14:14:42 Uhr

Querschnittswerte

Fläche der Polygone A.c = 1.0096 m²
 Betonschwerpunkt y/z S.c = (0 / 0.85179394)
 ideeller Querschnitt A.i = 1.05869973 m²
 ideeller Schwerpunkt y/z S.i = (0.00248293 / 0.90019798)
 (Aussparungen im Beton hinter der Bewehrung berücksichtigt)
 Trägheitsmoment ideell I.yy = 0.60738711 m⁴ / I.zz = 0.12163608 m⁴
 Deviationsmoment ideell I.yz = -0.00268073 m⁴
 Hauptachsenträgheitsmoment ideell I.1 = 0.6074019 m⁴ / I.2 = 0.12162129 m⁴
 Hauptachsenwinkel alpha = -0.32°

Lastfall 2

N.x : 0.0000 kN / M.y : 18200.0000 kNm / M.z : 0.0000 kNm
 Schnittgrößen aus Spannungsintegration:
 N.x = -0.0000 kN / M.y = 15478.9227 kNm / M.z = -0.0000 kNm gamma = 0.8505 < 1,0 !!!
 !!! Tragfähigkeit des Querschnitts überschritten !!!

Dehnungsebene:

eps(y,z) = -2.62487141 + y * -0.9723651 + z * 7.78918477
 eps.Beton,Druck = -3.5 mm/m
 eps.Beton,Zug = 13.3181 mm/m
 eps.Stahl,Zug = 12.6026 mm/m

Spannungen im Querschnitt in [N/mm²]:

Polygon 1 Sigma.Max = 0.0000 Sigma.Min = -22.6667 (C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2)
 Bew-Gr. 1 Sigma.Max = 1423.1346 Sigma.Min = 1423.0792 (Spannstahl 1500/1700)

Polygon Nr. 1

Material : C 40/50 PR, Bemessungswerte EC2 (Beton)

keine Vordehnung

Rechnung im Riss zur Spannungsermittlung, f.ct = 0

Punkte (15 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	eps [mm/m]	Sigma[N/mm ²]
1 (14)	0.0900 / 1.3500	7.8030	0.0000
2 (13)	0.3750 / 1.7500	10.6416	0.0000
3 (12)	0.3750 / 2.0000	12.5889	0.0000
4 (11)	-0.3750 / 2.0000	13.3181	0.0000
5 (10)	-0.3750 / 1.7500	11.3708	0.0000
6 (9)	-0.0900 / 1.3500	7.9780	0.0000
7 (8)	-0.0900 / 0.3000	-0.2006	-4.3190
8 (7)	-0.7000 / 0.2100	-0.3085	-6.4531
9 (6)	-0.9000 / 0.2000	-0.1919	-4.1412
10 (5)	-0.9000 / 0.0000	-1.7497	-22.3118
11 (4)	0.9000 / 0.0000	-3.5000	-22.6667
12 (3)	0.9000 / 0.2000	-1.9422	-22.6477
13 (2)	0.7000 / 0.2100	-1.6698	-22.0488
14 (1)	0.0900 / 0.3000	-0.3756	-7.7147
15 (0)	0.0900 / 1.3500	7.8030	0.0000

Bewehrungsgruppe Nr. 1

Material: Spannstahl 1500/1700 (Stahl)

Vordehnung: eps = 4.3000 + y * 0.0000 + z * 0.0000

Punkte (6 Stk.)	Koordinaten (Y / Z)	Fläche[cm ²]	eps [mm/m]	Sigma[N/mm ²]	Kraft [kN]
1 (17)	0.0000 / 1.9200	12.4700	16.6304	1423.1346	1774.6488 *
2 (18)	0.1400 / 1.9200	11.0800	16.4942	1423.1346	1576.8331 *
3 (19)	0.2800 / 1.9200	12.4700	16.3581	1423.1346	1774.6488 *
4 (20)	-0.2800 / 1.9200	0.1000	16.9026	1423.1346	14.2313 *
5 (21)	-0.1400 / 1.9200	12.4700	16.7665	1423.1346	1774.6488 *
6 (22)	0.0000 / 1.8000	12.4700	15.6957	1423.0792	1774.5798 *

A.s.ges = 61.06 cm² F.s.ges = 8689.5906
 F.Zug = 8689.591 kN / s.y = 0.054 m / s.z = 1.895 m

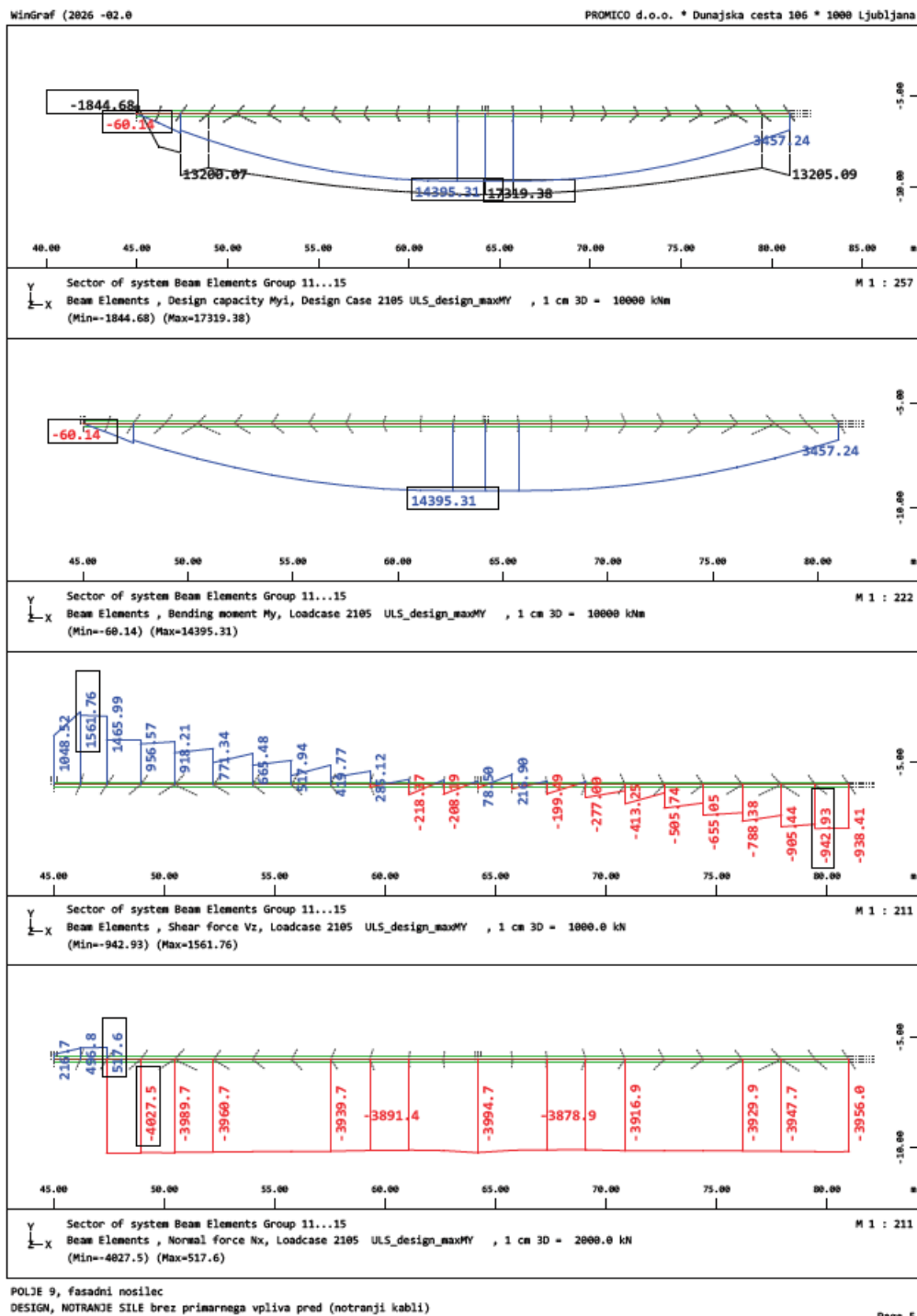
Für die mit einem * gekennzeichneten Bewehrungsstäbe wurde eine entsprechende Aussparung im darunter liegenden Beton-Polygon berücksichtigt (Rechnung mit Netto-Betonfläche).

3.3.15 DIMENZIONIRANJE OJAČITEV POLJE 7, fasadni nosilec 38,4m:

Upošteva se merodajna redukcija prereza obstoječih kablov za prednapenjanje.

Izpis nosilnosti z dodanimi zunanjimi kabli 2x 12Φ15,7mm

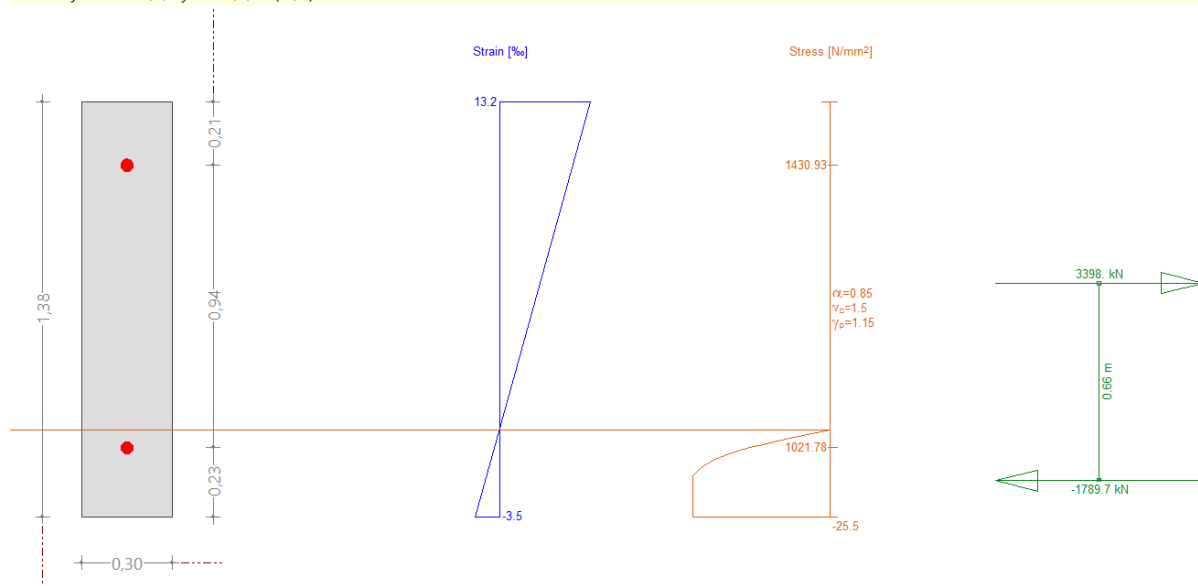
Sila prednapetja 90% : $F_{p1(12)} = 2592 \times 0,9 = 2332,8 \text{ kN}$



Page 5

$$M_{Ed} = 14400 \text{ kNm} < M_{Rd} = 17320 \text{ kNm}$$

3.3.16 KONTROLA NOSILNOSTI – PREČNIK

Efficiency $N_x=1060,0; M_y=-870,0; \text{eff}(M,N)=0.66$ OKAction forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.66$ OK

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS $\text{eff}(M,N,V,T)$
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	$\text{eff}(V,T)$ [-]	
1	I/ULS		1060,0	-870,0	0	0,66					

Analysis parameters "I/ULS" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ - ϵ			Strain Limits			σ_s [N/mm²]	Partial safety factor				Various parameters		
	c	s	p	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]		θ [-]	ϕ [-]	P(t) [-]
I/ULS	2/0	1	2	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	1.15	45.	0.	t=0

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C45/55	-0.15	-1.38	-3.5	-25.5	1.76
C1	C45/55	0.15	0.	13.2	0.	1.76
PP1	S1500/1700	0.	-1.15	4.9	1021.78	1.15
PP2	S1500/1700	0.	-0.21	16.2	1430.93	1.15

Ultimate state "I/ULS"

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
1608.3	-1320.2	0.	4,9	-12,1	-0,0	331233.49	109033.67	35532.51

Prestressing forces $P(t=0)$ at start of loading

N_p [kN]	M_{yp} [kNm]	M_{zp} [kNm]
-3246,8	32,5	0,0

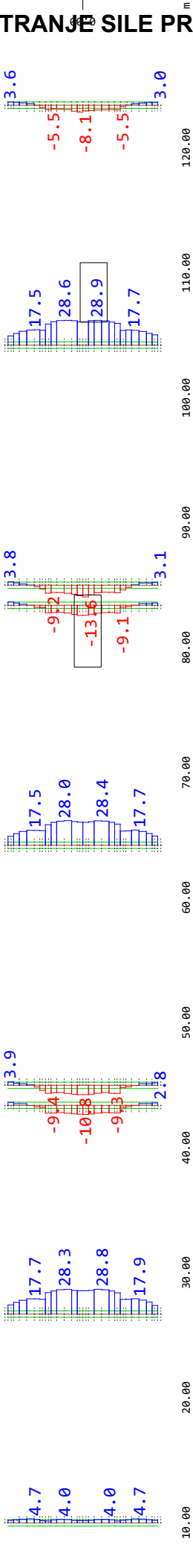
Internal section forces represented by two vectors

Result points and combinations

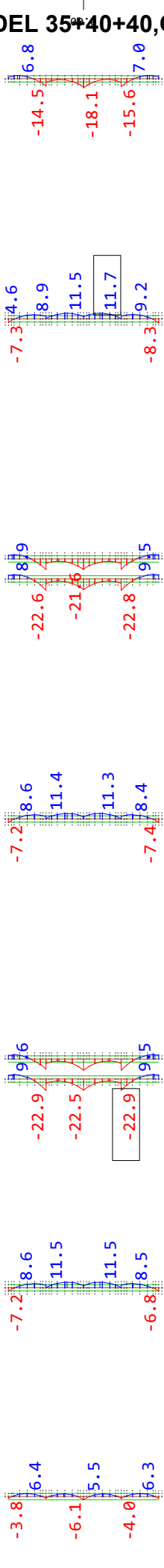
Formula / Result	Name	Max	Min	Unit
$\sigma(PP1(0,-0.23))$	σ_{pT}	1427.87	1427.87	N/mm²
$\Delta\sigma((0,-0.69))$	$\Delta\sigma_{pT}$	0.	0.	N/mm²

Izkoriščenost prereza: $M_{Ed} / M_{Rd} = 0,66$

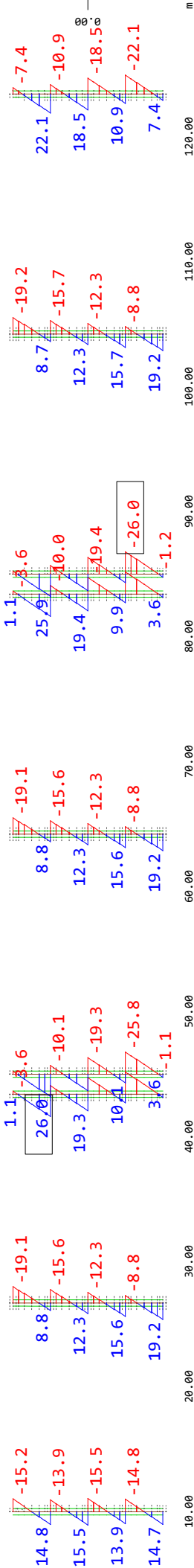
NOTRANJE SILE PREČNIKI - MODEL 35+40+40,C2+2



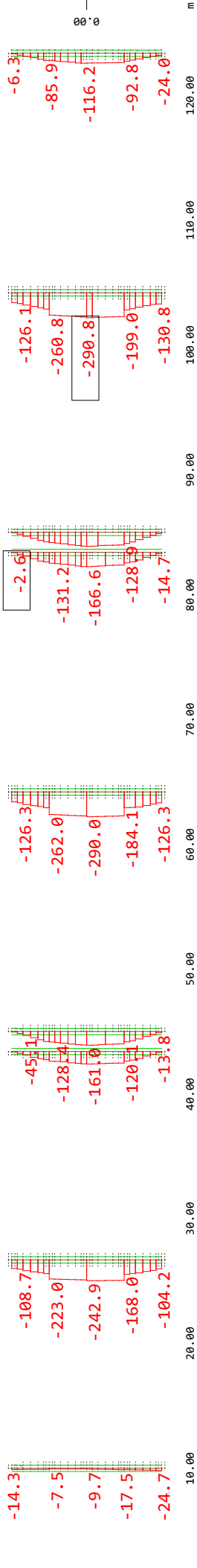
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 5021 (CS 21) AB prečniki , 1 cm 3D = 65.469 kN (Min=-13.6) (Max=28.9)



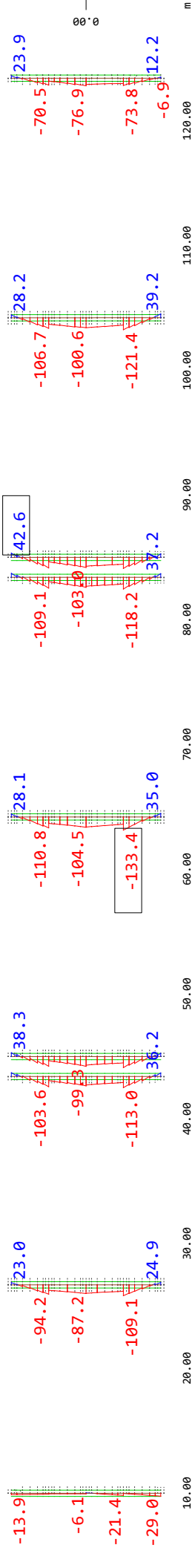
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Bending moment My (Maximum values cubic interpolated), Loadcase 5021 (CS 21) AB prečniki , 1 cm 3D = 113.44 kNm (Min=-22.9) (Max=11.7)



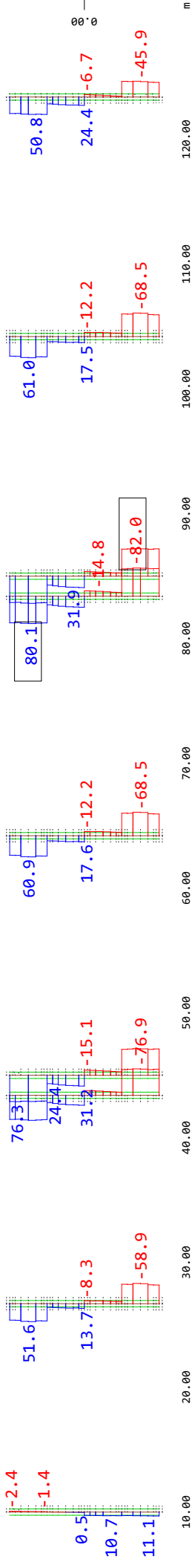
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 5021 (CS 21) AB prečniki , 1 cm 3D = 65.469 kN (Min=-26.0) (Max=26.0)



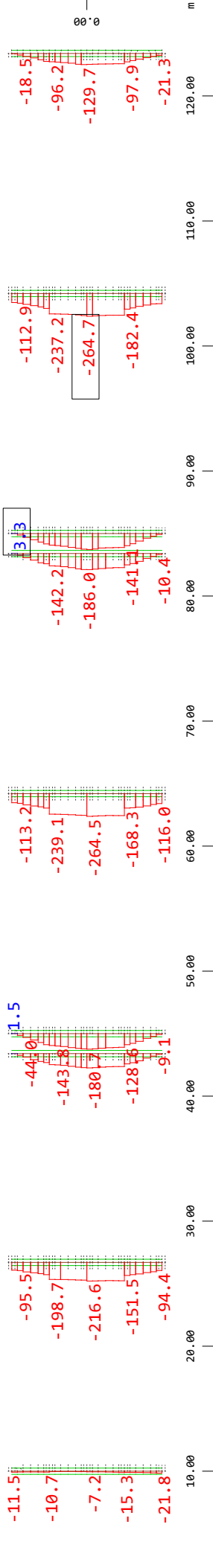
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 5040 (CS 40) Krov , 1 cm 3D = 654.69 kN (Min=-290.8) (Max=-2.6) M 1 : 450



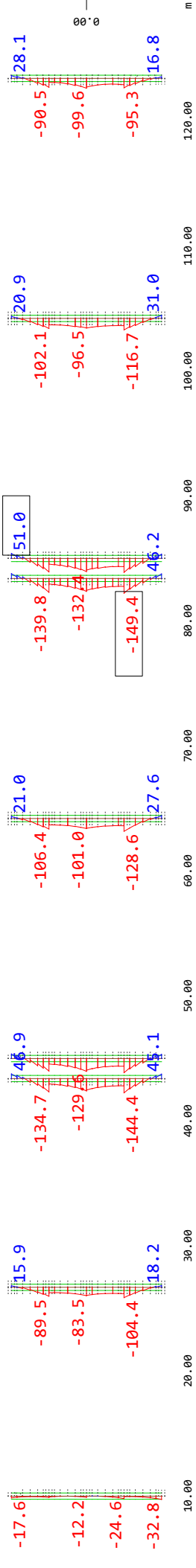
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Bending moment M_y , Loadcase 5040 (CS 40) Krov , 1 cm 3D = 567.19 kNm (Min=-133.4) (Max=42.6) M 1 : 450



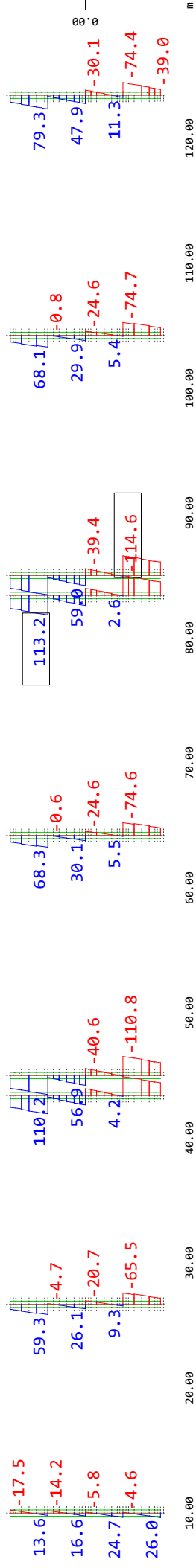
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Shear force V_z , Loadcase 5040 (CS 40) Krov , 1 cm 3D = 163.67 kN (Min=-82.0) (Max=80.1) M 1 : 450



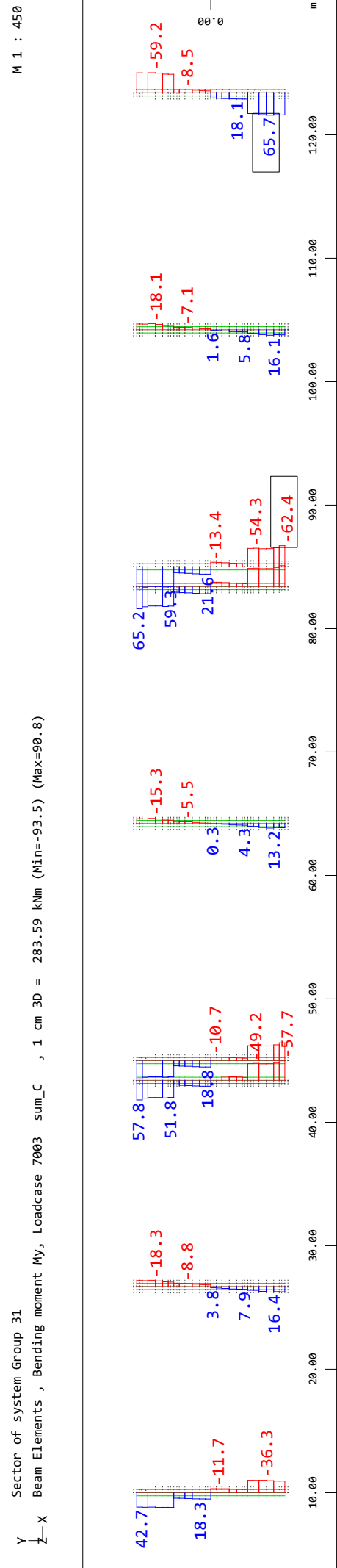
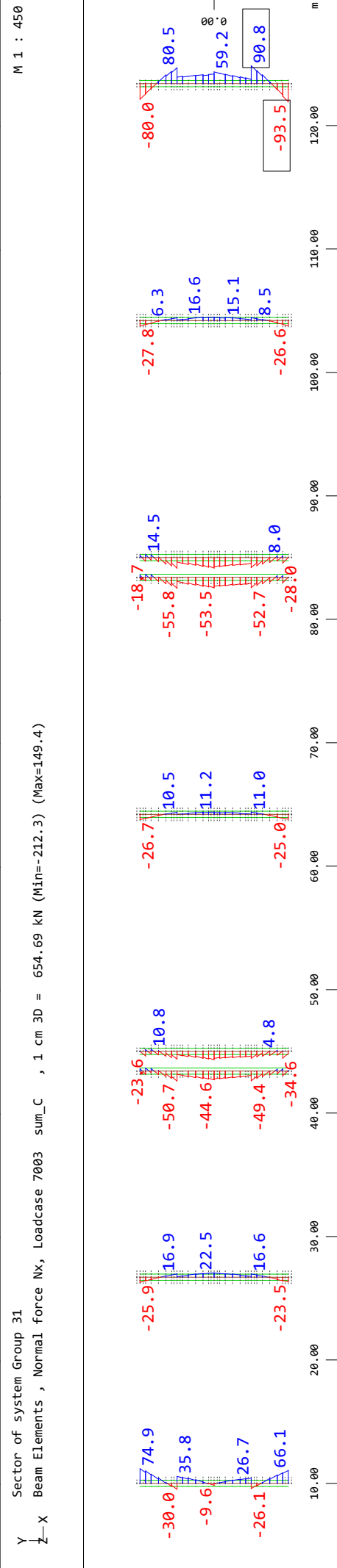
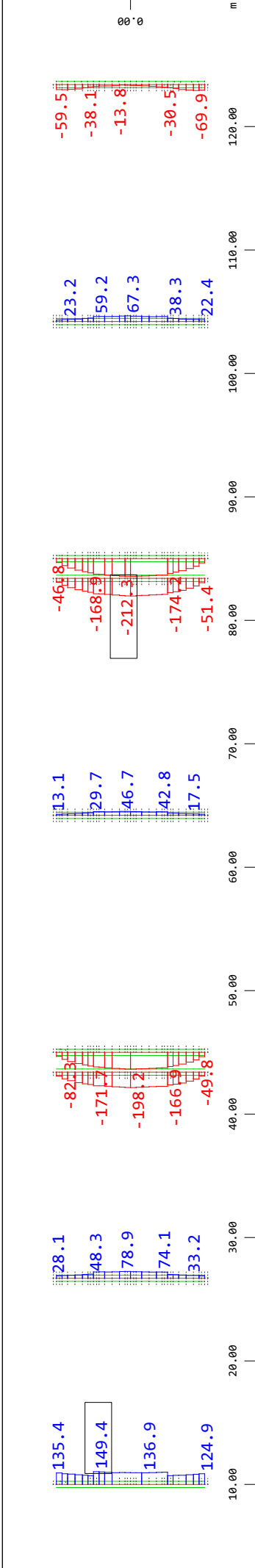
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 7001 sum_G , 1 cm 3D = 654.69 kN (Min=-264.7) (Max=3.3) M 1 : 450

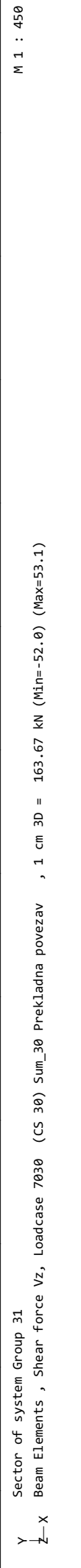
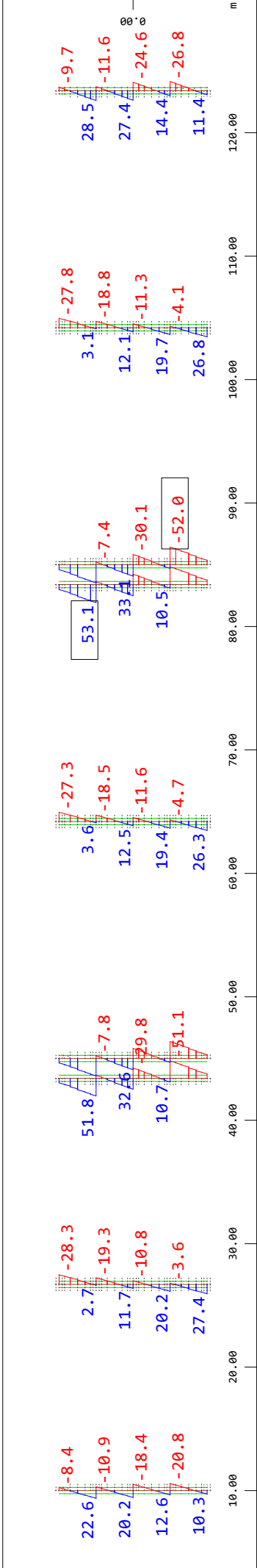
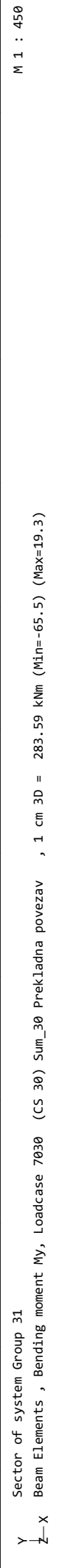
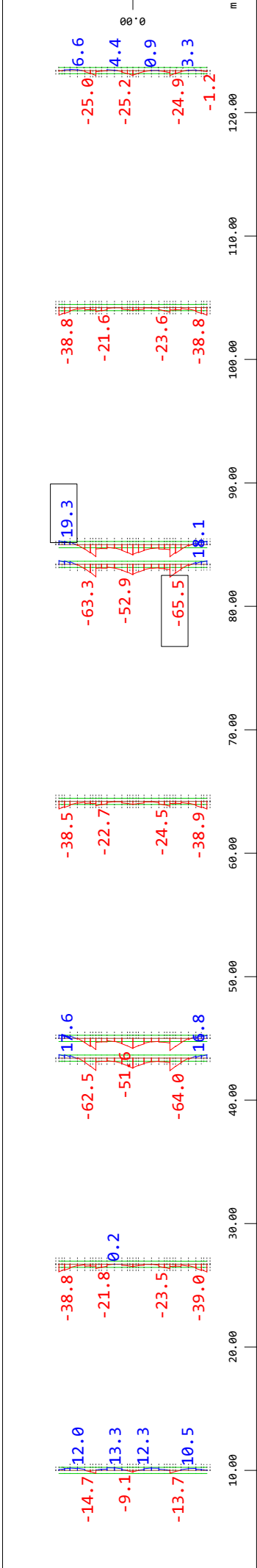
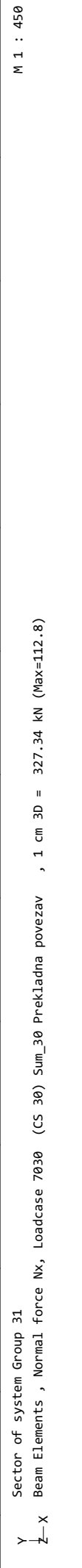
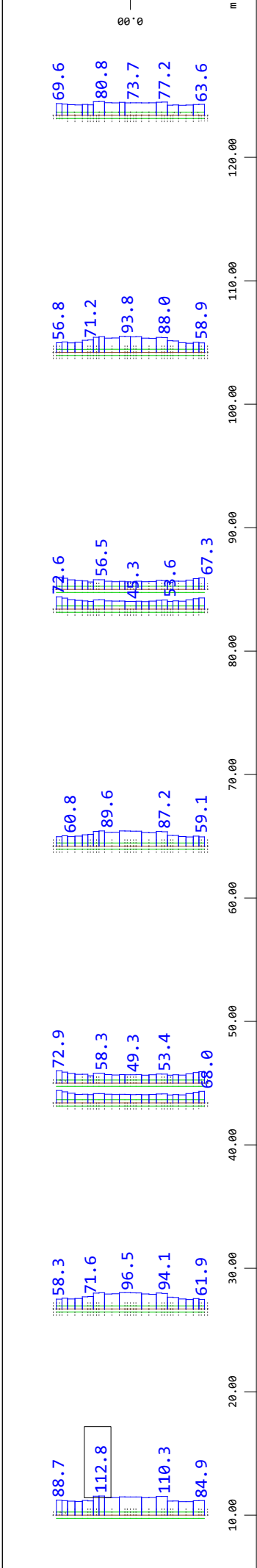


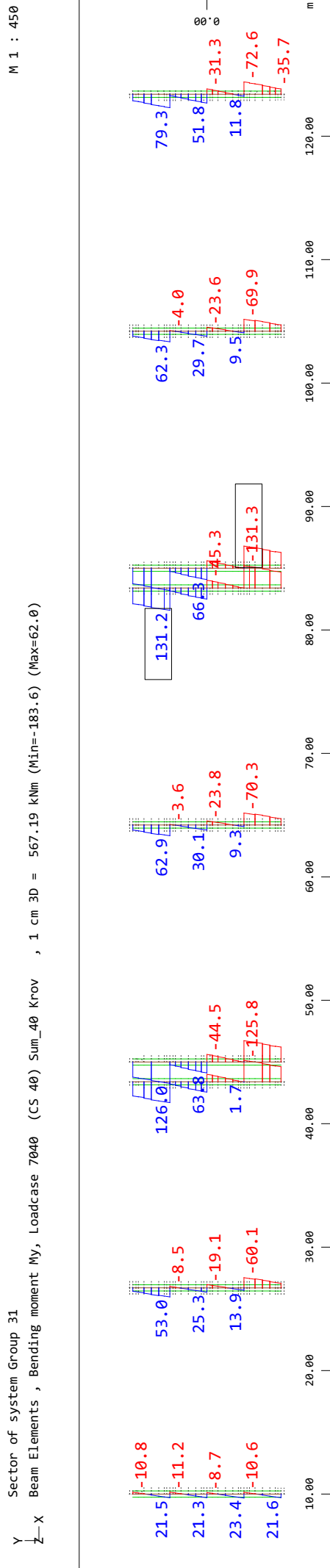
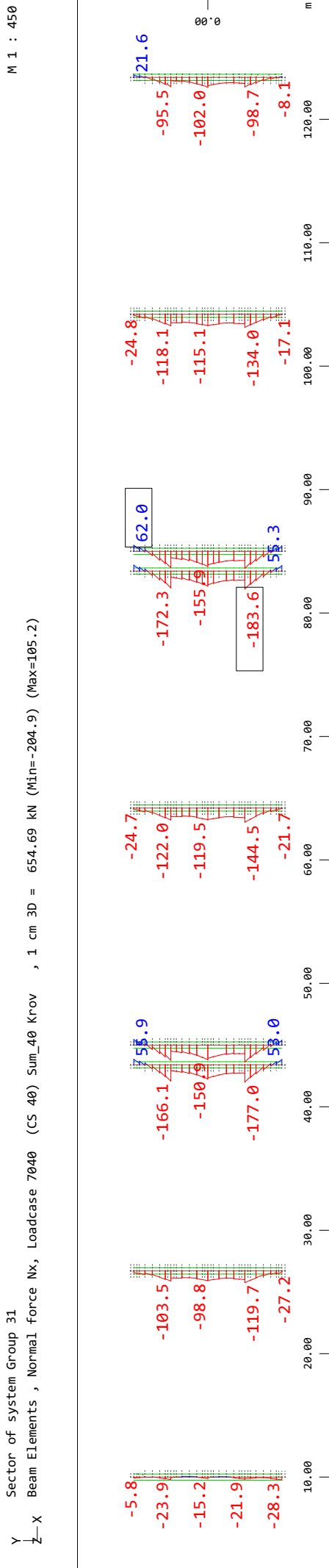
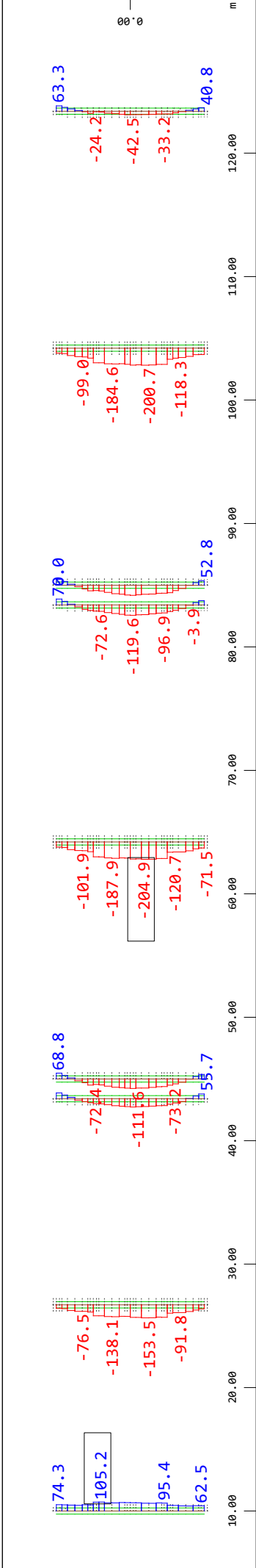
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Bending moment M_y , Loadcase 7001 sum_G , 1 cm 3D = 567.19 kNm (Min=-149.4) (Max=51.0) M 1 : 450

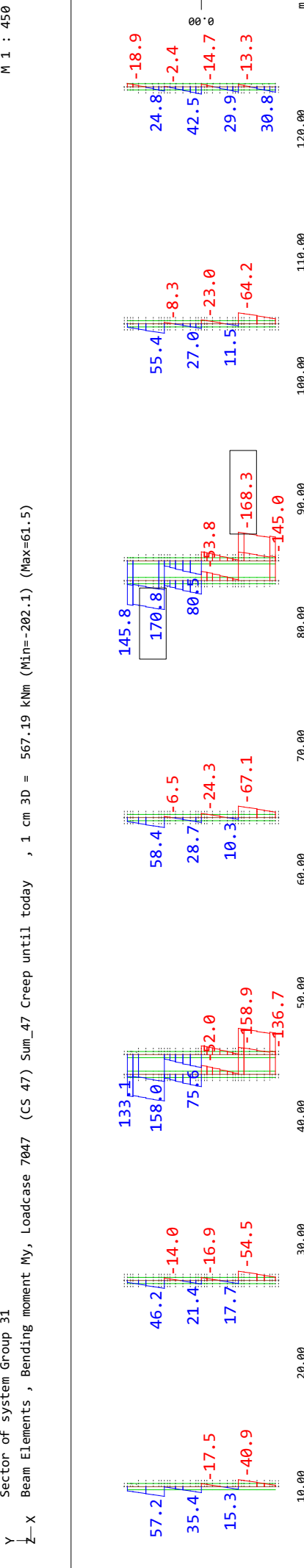
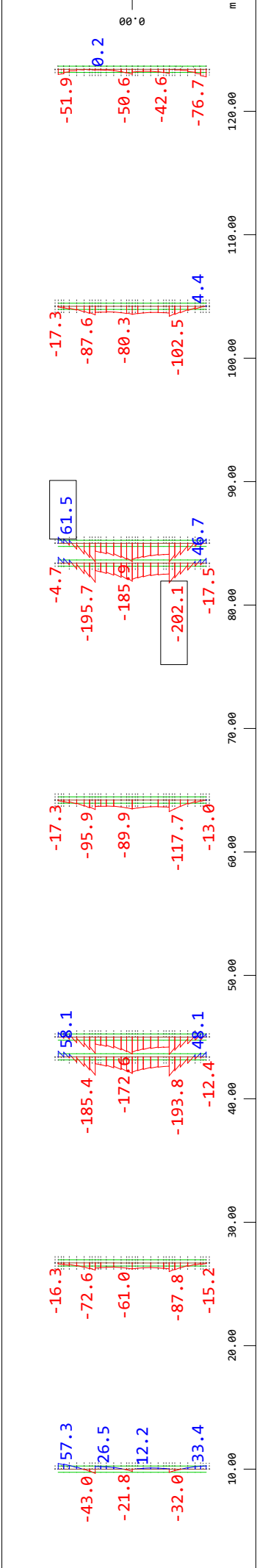
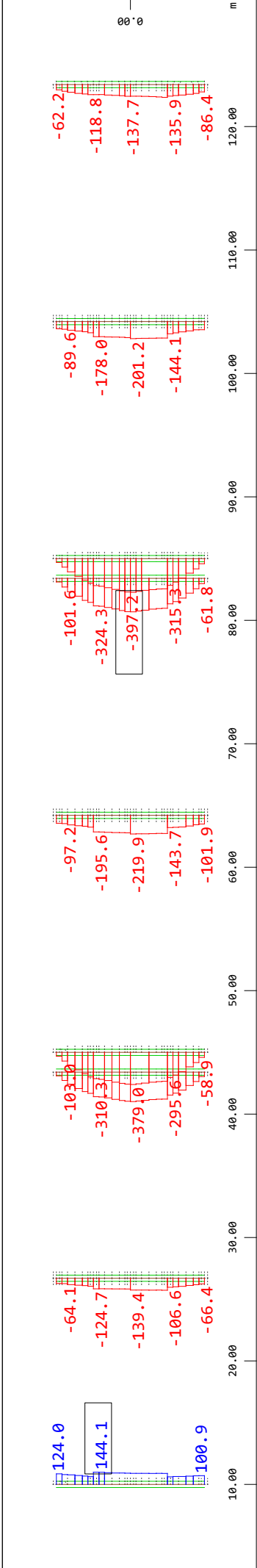


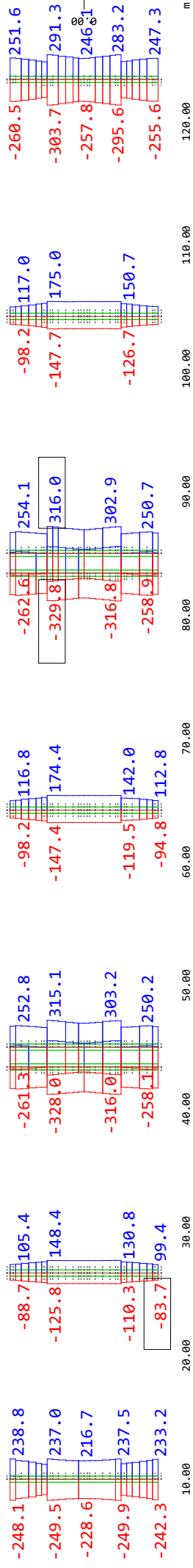
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Shear force V_z , Loadcase 7001 sum_G , 1 cm 3D = 327.34 kN (Min=-114.6) (Max=113.2) M 1 : 450



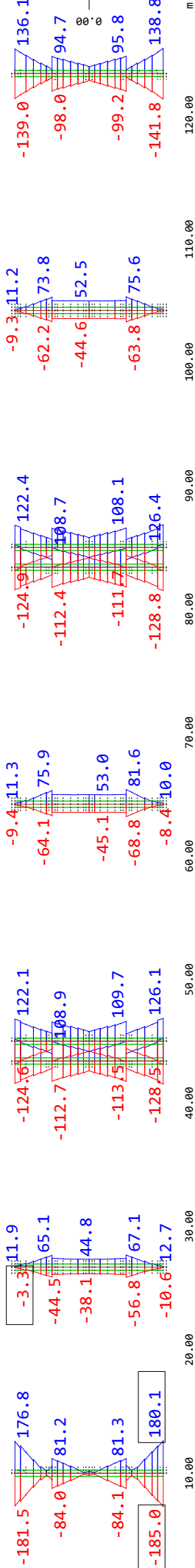




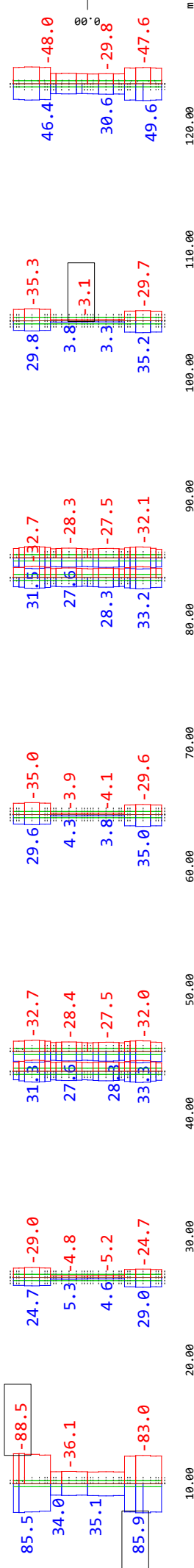




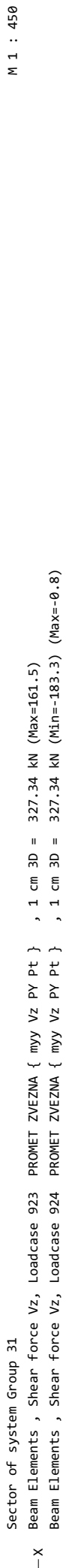
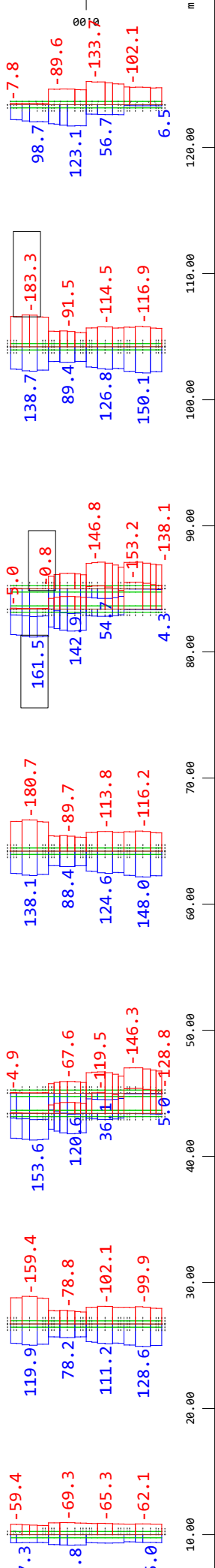
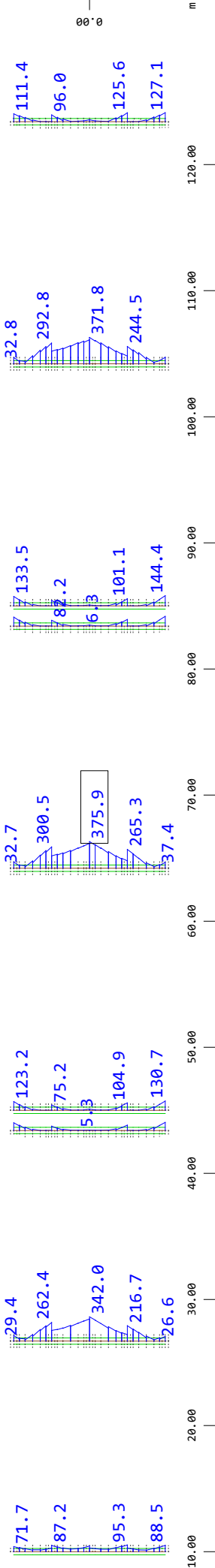
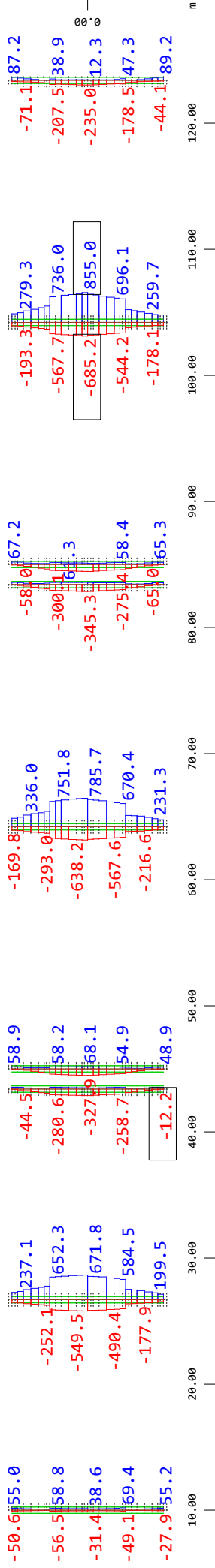
Y
Z-X
TEMPERATURA { mxx My PX P } , 1 cm 3D = 654.69 kNm (Max=316.0)
TEMPERATURA { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 654.69 kNm (Min=-329.8) (Max=-83.7)

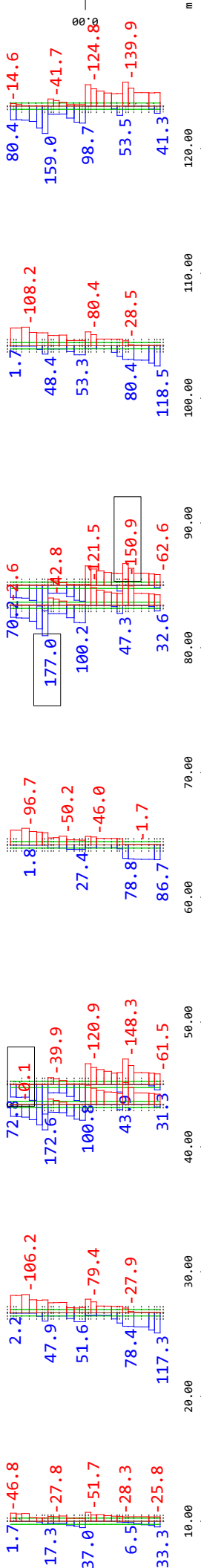
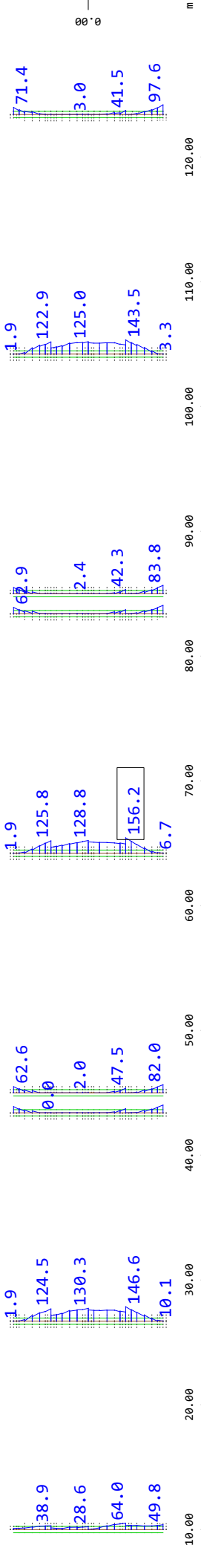
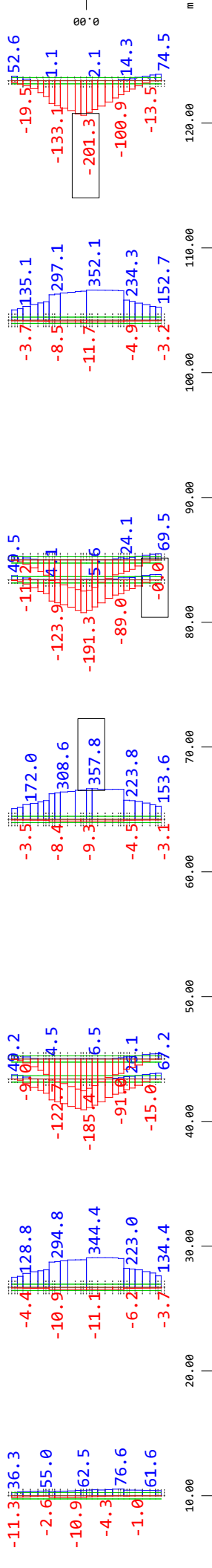


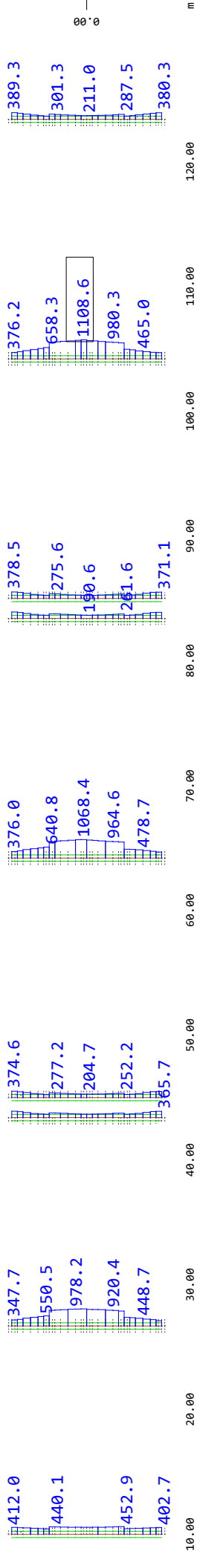
Y
Z-X
TEMPERATURA { mxx My PX P } , 1 cm 3D = 307.81 kNm (Max=180.1)
TEMPERATURA { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 307.81 kNm (Min=-185.0) (Max=-3.3)



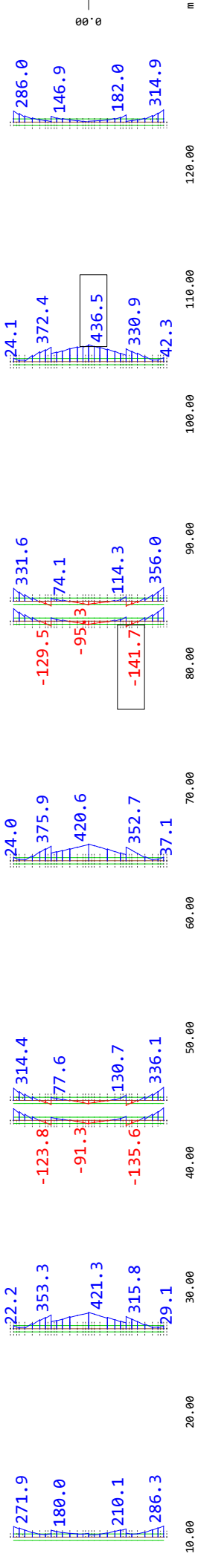
Y
Z-X
TEMPERATURA { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 163.67 kNm (Max=85.9)
TEMPERATURA { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 163.67 kNm (Min=-88.5) (Max=-3.1)



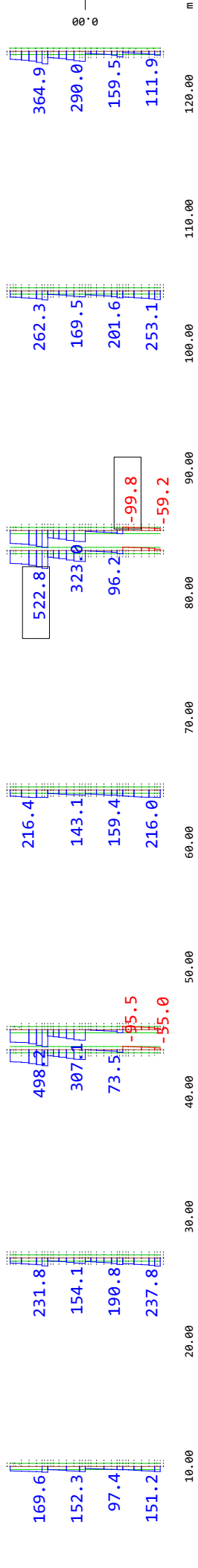




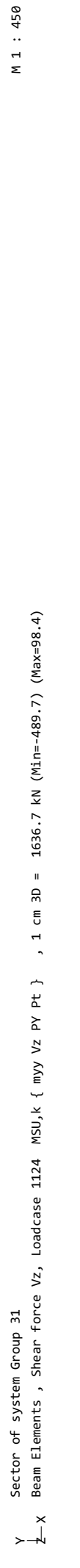
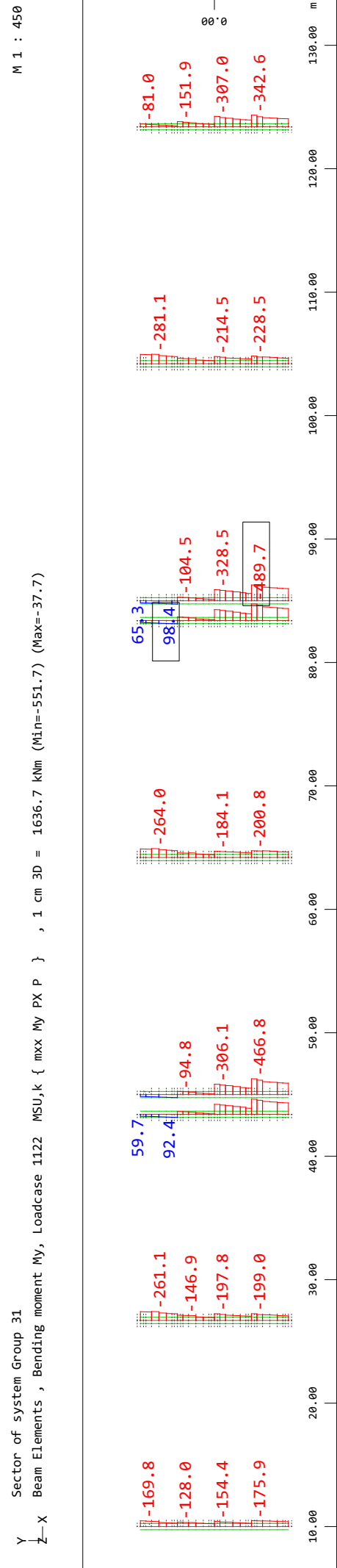
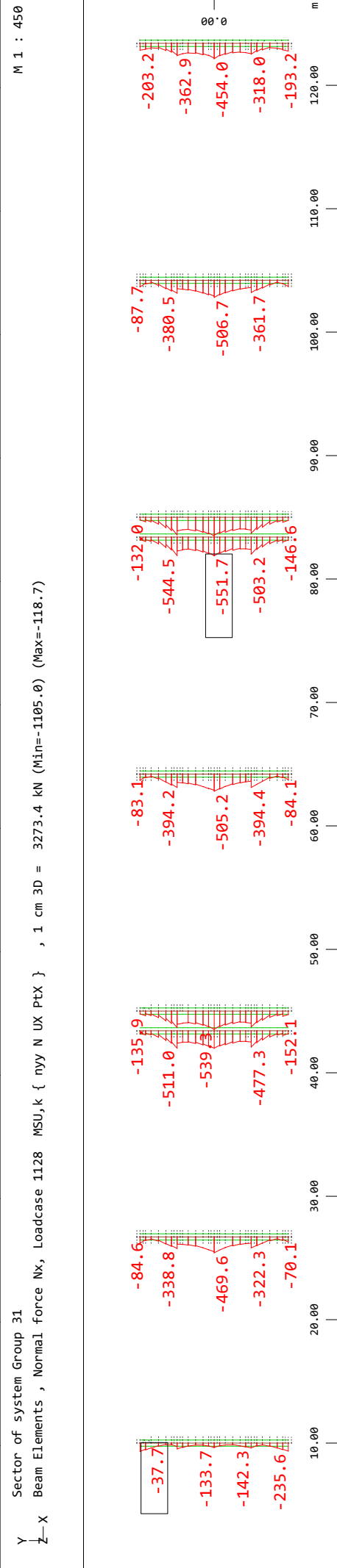
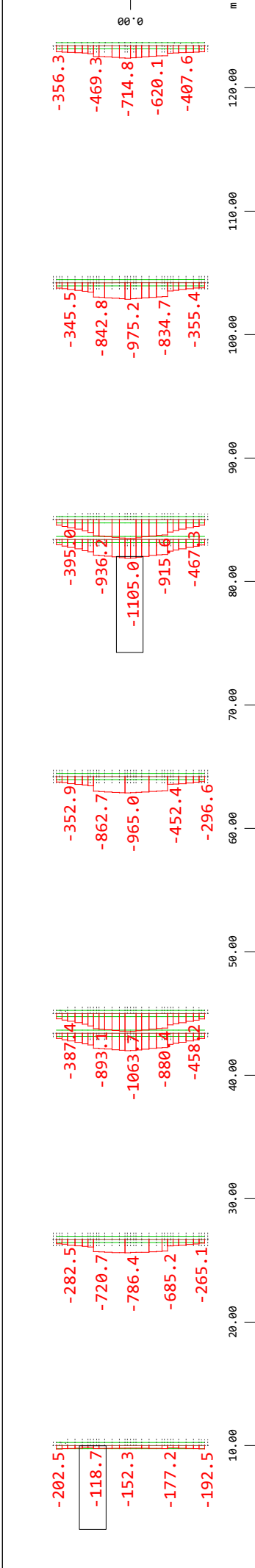
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 1127 MSU,k { myy N UX PTX } , 1 cm 3D = 3273.4 kN (Max=1108.6) M 1 : 450

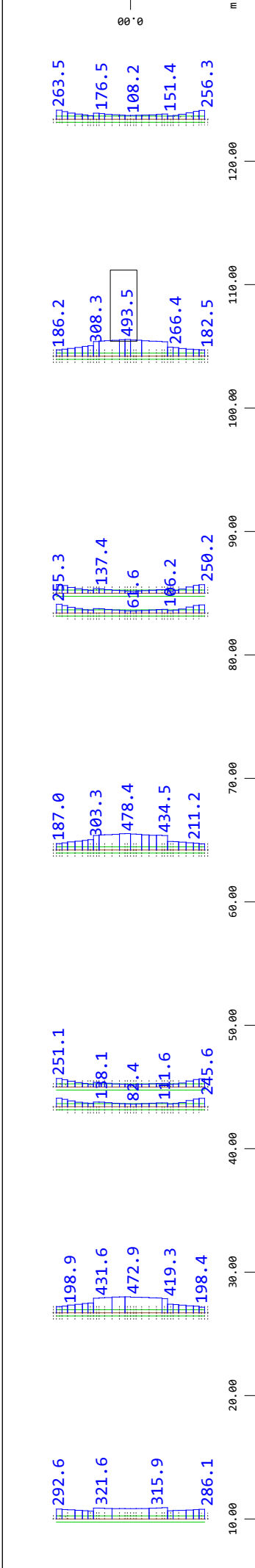


Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Bending moment M_y , Loadcase 1121 MSU,k { mxx My PX P } , 1 cm 3D = 1453.1 kNm (Min=-141.7) (Max=436.5) M 1 : 450

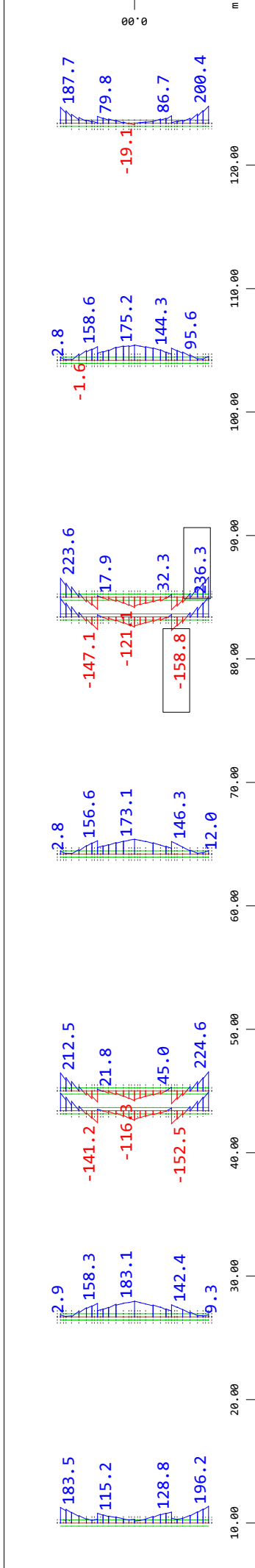


Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Shear force V_z , Loadcase 1123 MSU,k { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 1636.7 kN (Min=-99.8) (Max=522.8) M 1 : 450

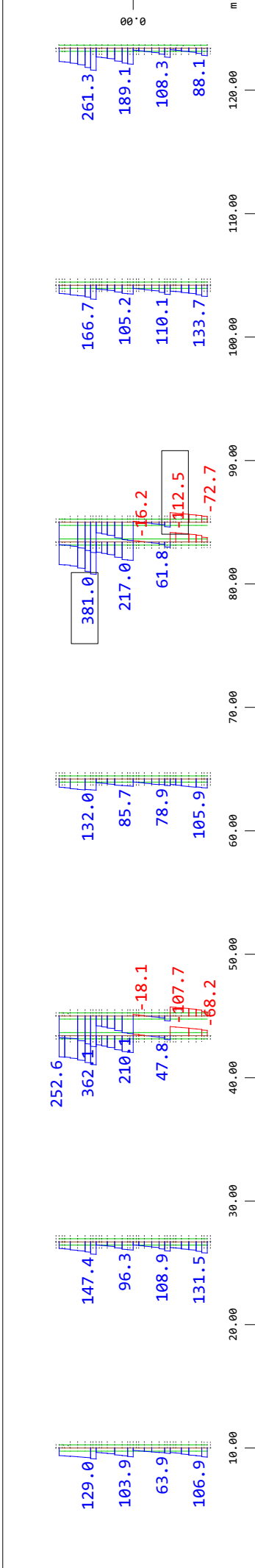




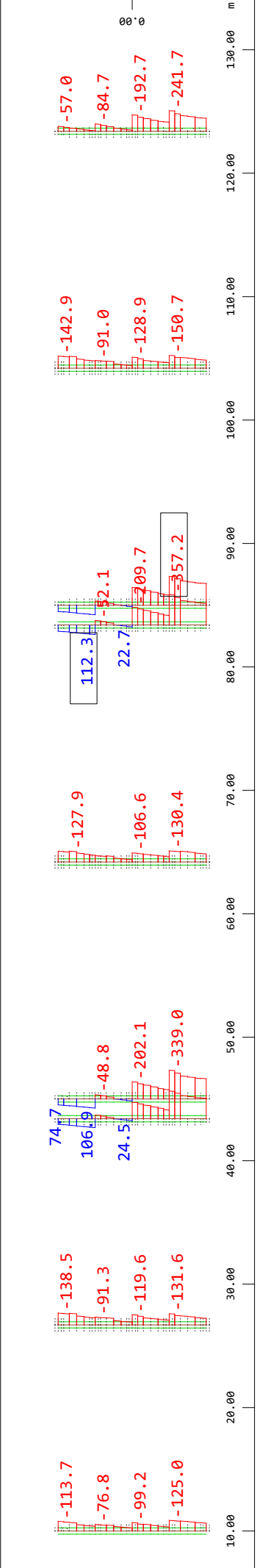
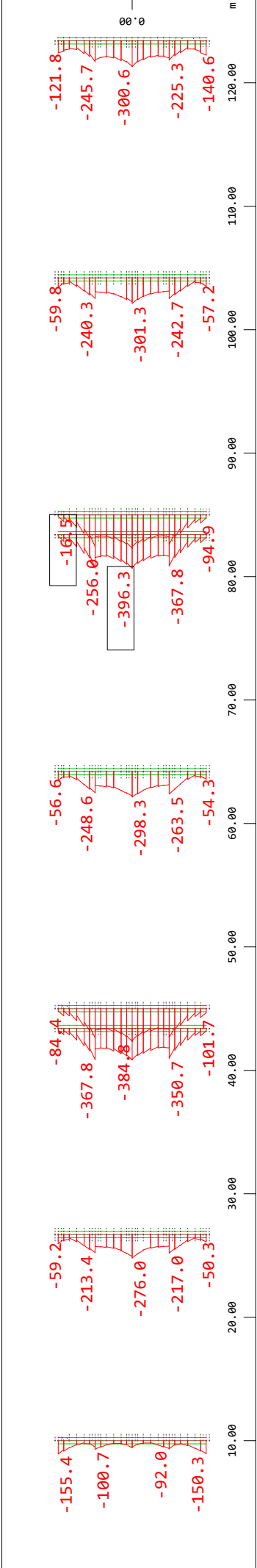
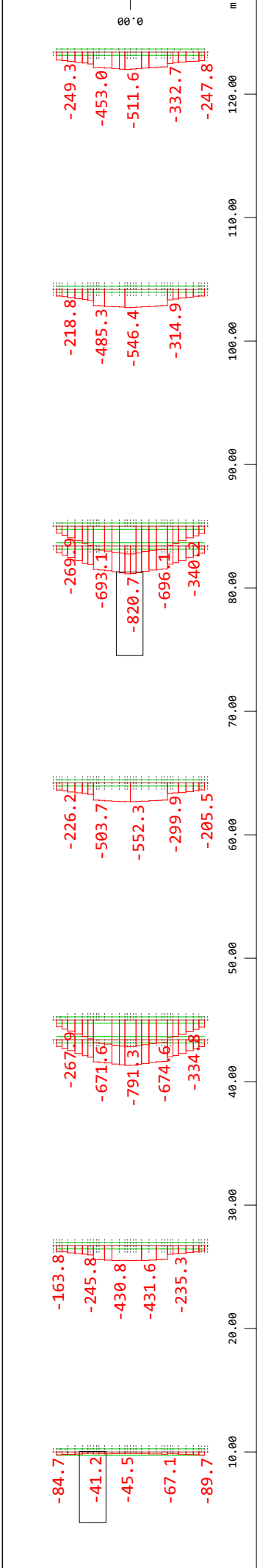
Y Sector of system Group 31
X Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 1327 MSU,frekv { myy N UX PtX } , 1 cm 3D = 1636.7 kN (Max=493.5)

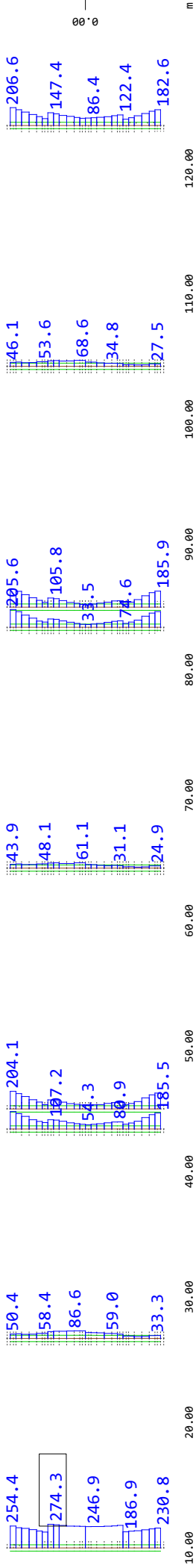


Y Sector of system Group 31
X Beam Elements , Bending moment My, Loadcase 1321 MSU,frekv { mxx My PX P } , 1 cm 3D = 654.69 kNm (Min=-158.8) (Max=236.3)

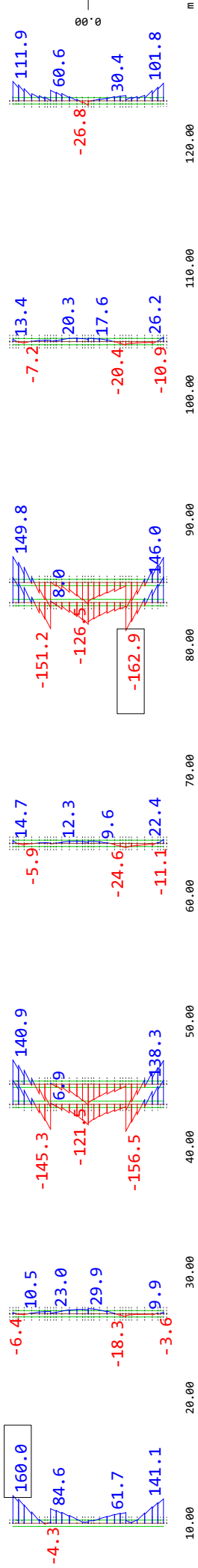


Y Sector of system Group 31
X Beam Elements , Shear force Vz, Loadcase 1323 MSU,frekv { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 654.69 kN (Min=-112.5) (Max=381.0)

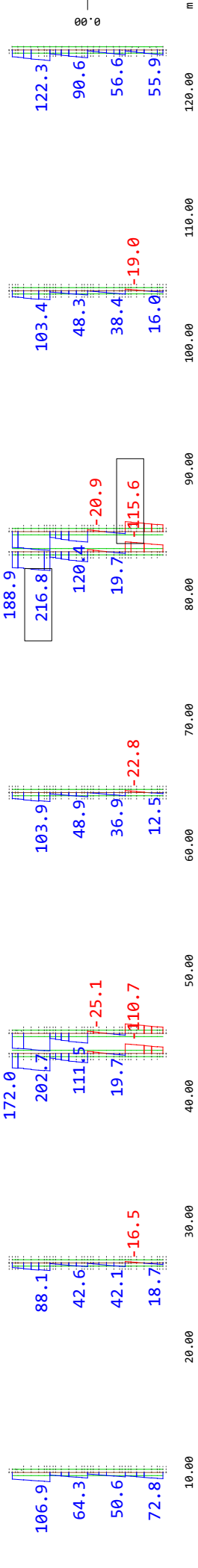




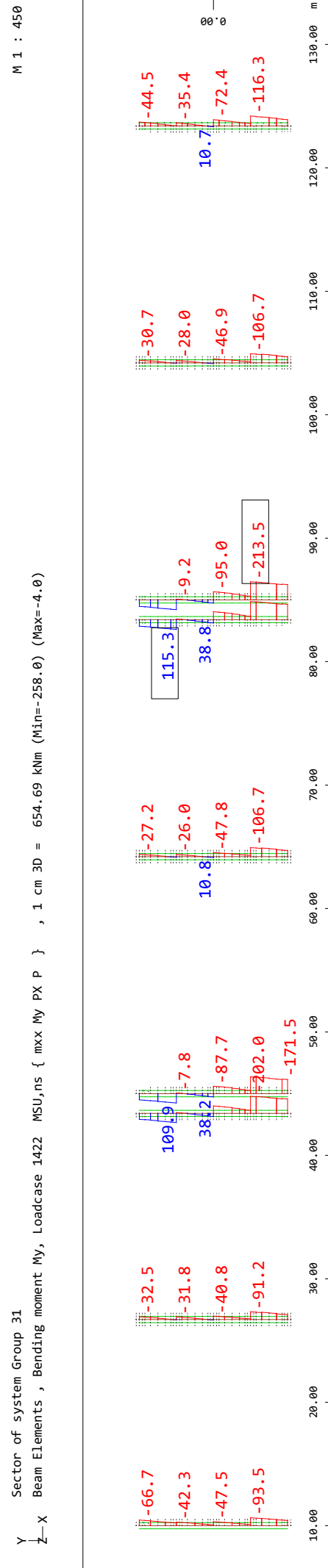
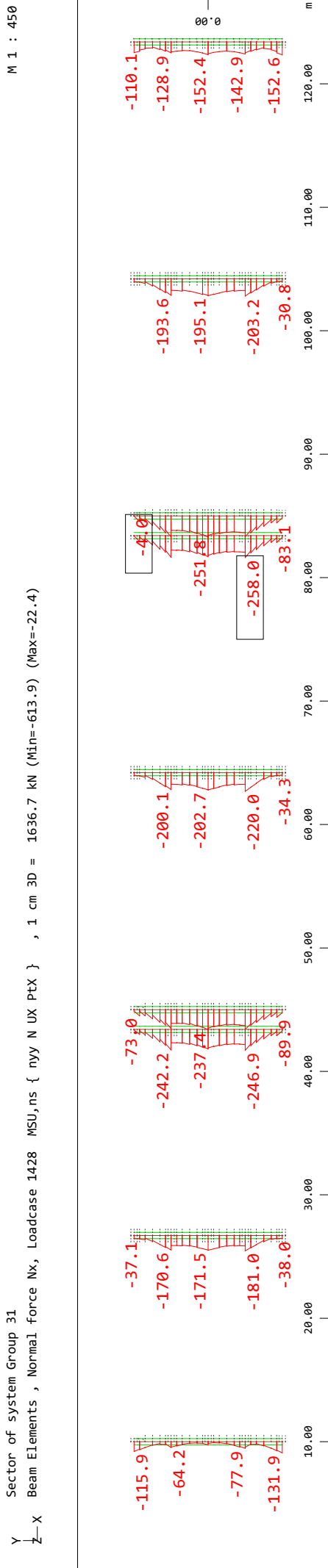
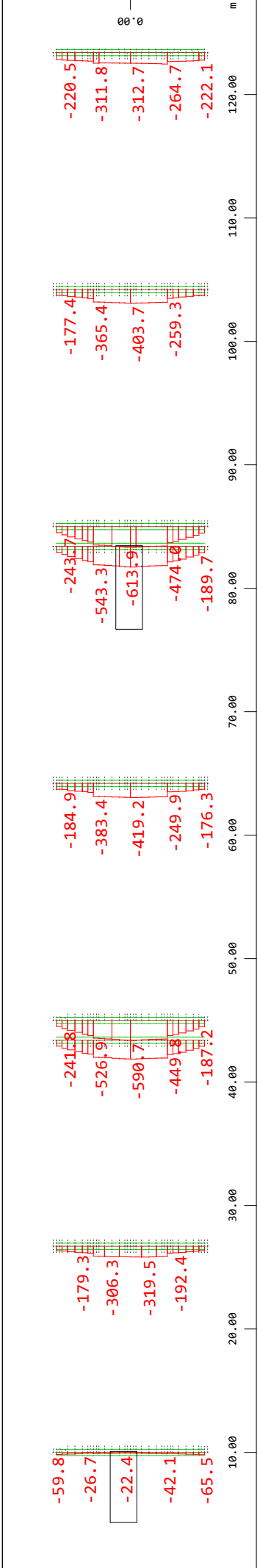
Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Normal force N_x , Loadcase 1427 MSU,ns { myy N UX PtX } , 1 cm 3D = 654.69 kN (Max=274.3) M 1 : 450

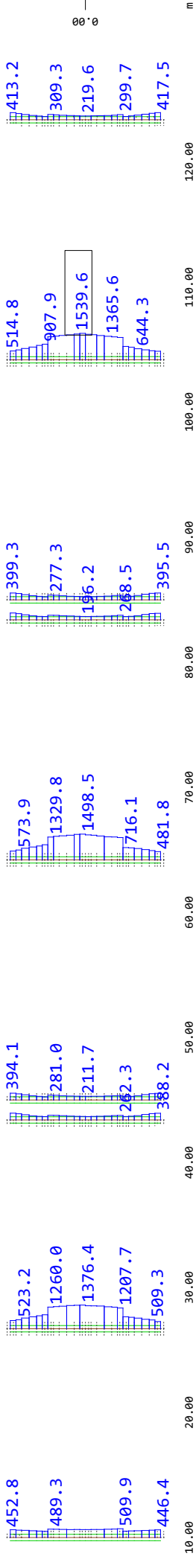


Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Bending moment M_y , Loadcase 1421 MSU,ns { mxx My PX P } , 1 cm 3D = 327.34 kNm (Min=-162.9) (Max=160.0) M 1 : 450

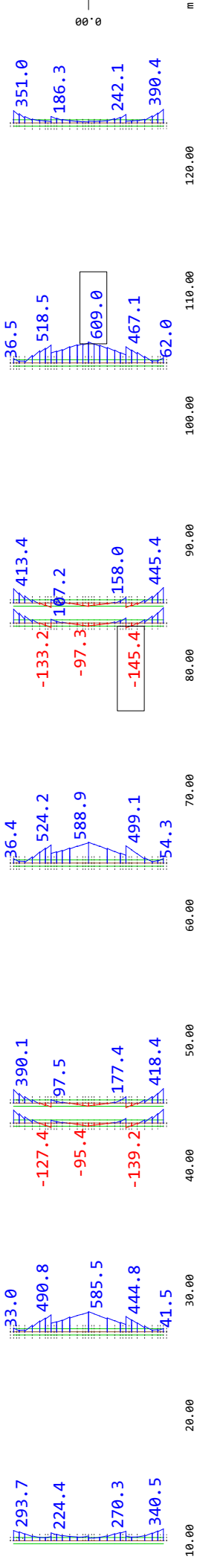


Y Sector of system Group 31
Z-X Beam Elements , Shear force V_z , Loadcase 1423 MSU,ns { myy Vz PY Pt } , 1 cm 3D = 654.69 kN (Min=-115.6) (Max=216.8) M 1 : 450

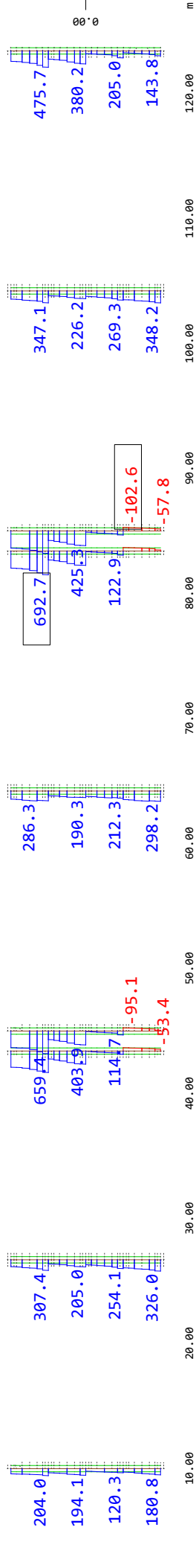




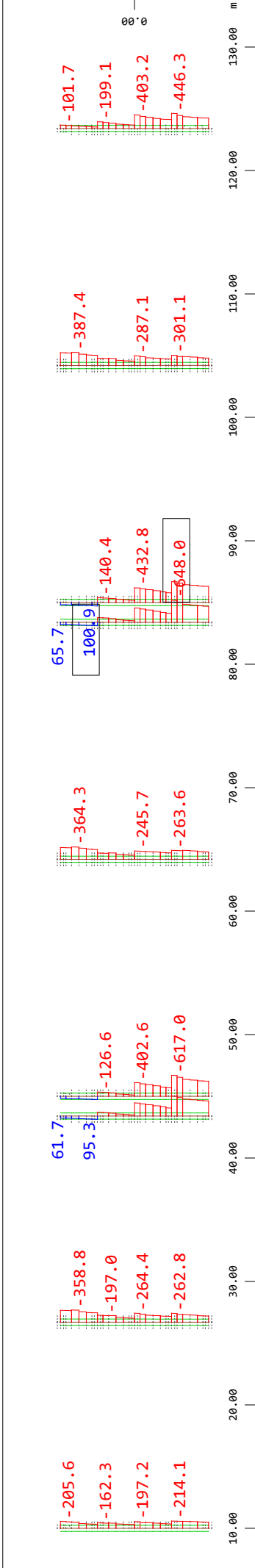
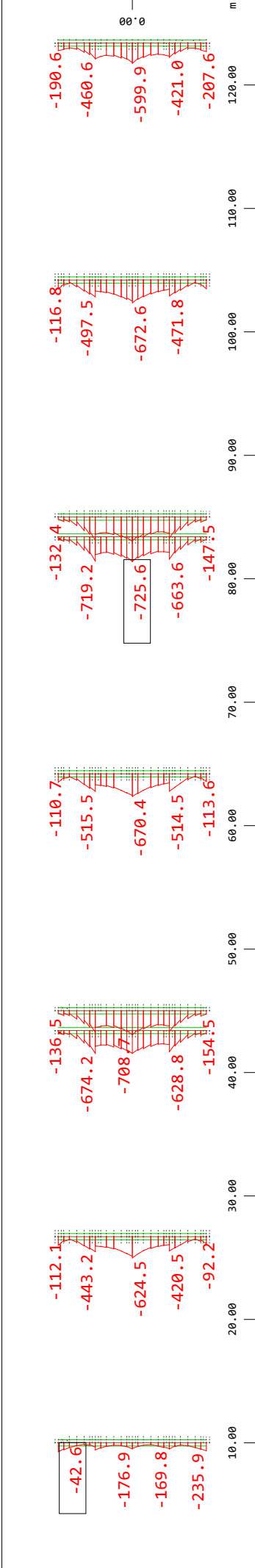
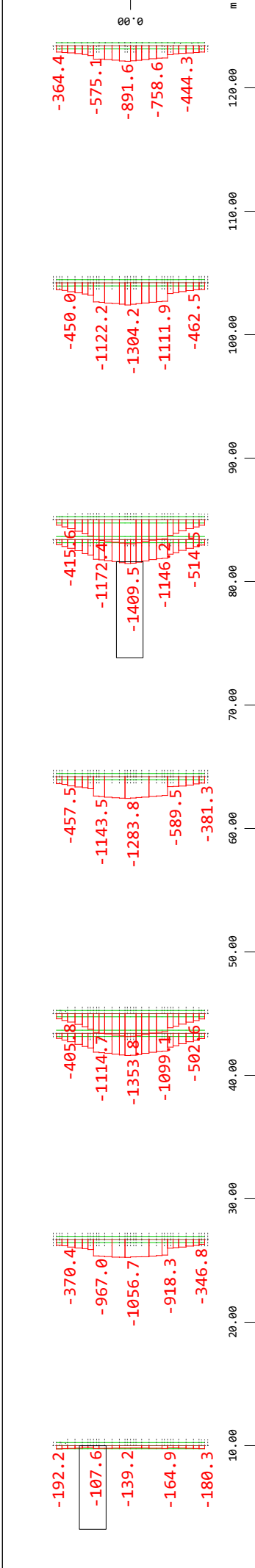
M 1 : 450



M 1 : 450



M 1 : 450



3.3.17 POVZETEK REZULTATOV

Nosilnost elementov LEVI in DESNI objekt, obstoječe stanje brez upoštevanja evidentiranih poškodb na posameznih nosilcih:

OBST. VIADUKTA TRENUNTO STANJE				
Upoštevana redukcija prereza kablov za prednapenjanje 10%				
DOLŽINA POLJA	NOSILEC	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}
[m]		kNm	kNm	
35	1 in 5	14585	15400	94,7%
	2, 3 in 4	13500	14400	93,8%
40	1 in 5	18100	18700	96,8%
	2, 3 in 4	16500	18050	91,4%

Nosilnost elementov DESNI objekt, vodenje prometa po režimu C2+2 brez upoštevanja evidentiranih poškodb na posameznih nosilcih:

DESNI OBJEKT C2+2							
Upoštevana redukcija prereza kablov za prednapenjanje 10%							
DOLŽINA POLJA	NOSILEC	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}	Z OJAČITVAMI		
					M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}
[m]		kNm	kNm		kNm	kNm	
35	1 in 5	15300	15400	99,4%			
	2, 3 in 4	14600	14400	101,4%			
40	1	19200	18700	102,7%	18900	19400	97,4%
	2, 3 in 4	18500	18050	102,5%			
	5	18200	18700	97,3%			

Kot je iz tabele razvidno prihaja do računske prekoračitve rezultatov pri vzdolžnih nosilcih desnega objekta pri vodenju prometa po režimu C2+2.

Pri tem je potrebno upoštevati, da je bila upošteva splošna redukcija prereza prednapetih kablov 10%. Slednje je bolj verjetno za fasadne bolj izpostavljene nosilce, pri čemer pa so notranji nosilci na splošno v boljšem stanju, in če upoštevamo redukcijo prereza kablov 5%, je nosilnost zagotovljena.

Zaradi slednjega se ojačitve predvidijo samo na notranjih na fasadnih nosilcih, dolžine 40 m.

Izpis nosilnosti za vmesni nosilec, dolžine 38,4 m, redukcija kablov 5%

NR	eps.0	k.y	k.z	N.x	M.y	M.z	Det J	DKZ	alpha.K
1	5.5415	0.0000	10.0000	-402.5147	19131.8512	-0.0000	0.0000	16.0000	0.0000
2	5.6159	0.0000	9.9267	-208.4350	19002.3340	-0.0000	0.0063	16.1888	0.0000
3	5.6850	0.0000	9.8596	3.7128	18858.8014	-0.0000	0.0131	16.2403	0.0000
4	5.6839	0.0000	9.8598	0.0024	18861.3267	-0.0000	0.0157	16.2384	0.0000

Sicherheitsfaktor = 1.0596

$M_{Rd} = 18860 \text{ kNm}$ > $M_{Ed} = 18500 \text{ kNm}$ nosilnost je ustrezna.

Enako velja za nosilec dolžine 33,4 m, nosilnost s 5% redukcije prereza kablov je zadostna.

Nosilnost poškodovanih nosilcev:

POŠKODOVANI NOSILCI								
OBJEKT IN POLJE	DOLŽINA POLJA	NOSILEC	BREZ OJAČITEV			Z OJAČITVAMI		
			M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}/M_{Rd}
	[m]		kNm	kNm		kNm	kNm	
LEVI, 3. polje	35	N5	14500	8800	164,8%	11125	12235	90,9%
LEVI, 7. polje	35	N1	14500	10190	142,3%	11125	12235	90,9%
LEVI, 9. polje	35	N5	14500	13935	104,1%	13750	14915	92,2%
DESNI, 6. polje	40	N1	19200	17185	111,7%	18450	18620	99,1%
DESNI, 7. polje	40	N5	18200	15475	117,6%	14400	17320	83,1%

3.4 STRIŽNA NOSILNOST PREREZA

3.4.1 VZDOLŽNI NOSILCI 33,4m FASADNI

Upoštevano zmanjšanje tlačne sile zaradi zunanjih kablov.

NOSILEC L=33,4m, FASADNI									
DOLOČITEV V_{Rd}									
Materiali									
Beton:	?						$\alpha_{cc} =$	0,85	
							$v_c =$	1,50	
		$f_{ck} =$	45	MN/m ²			$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / v_c =$	30,0	MN/m ²
		$\tau_{rd} =$	0,44	MN/m ²			$f_{ctd} = \alpha_{cc} f_{ctk,0,05} / v_c =$	1,51	MN/m ²
		$f_{ctm} =$	3,80	MN/m ²	Redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokan beton:				
		$f_{ctk,0,05} =$	2,66	MN/m ²			$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) =$	0,492	
Prerez									
širina stojine		$b =$	0,60	m		$c =$	0,025	m	
višina stojine		$h =$	2,00	m					
računska širina stojine		$b_w =$	0,600	m		premer cevi za kable $\Phi =$	0,00	cm	
statična višina prereza		$d =$	1,98	m					
		$z =$	1,78	m					
		$A_c =$	0,9832	m ²					
		$S =$	0,34154	m ³					
		$I =$	0,54637	m ⁴					
Projektna obremenitev									
		$V_{Ed} =$	1500	kN		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	2,85	MN/m ²	
		$N_{Ed} =$	2800	kN		$\sigma_{cp} / f_{cd} =$	0,09		
						$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	1,09		
						(koeficient stanja napetosti v tlačnem pasu)			
$V_{Rd,c} =$					$I * b_w / S * (f_{ctd}^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd})^{(1/2)} =$	2457,2	kN		1,64
$V_{Rd(max)} =$					$0,5 * b_w * d * v * f_{cd} =$	8745	kN		5,83

3.4.2 VZDOLŽNI NOSILCI 33,4m FASADNI

NOSILEC L=33,4m, FASADNI									
DOLOČITEV V_{Rd}									
Materiali									
Beton:	?						$\alpha_{cc} =$	0,85	
							$v_c =$	1,50	
		$f_{ck} =$	45	MN/m ²			$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / v_c =$	30,0	MN/m ²
		$\tau_{rd} =$	0,44	MN/m ²			$f_{ctd} = \alpha_{cc} f_{ctk,0,05} / v_c =$	1,51	MN/m ²
		$f_{ctm} =$	3,80	MN/m ²	Redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokan beton:				
		$f_{ctk,0,05} =$	2,66	MN/m ²			$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) =$	0,492	
Prerez									
širina stojine		$b =$	0,18	m		$c =$	0,025	m	
višina stojine		$h =$	2,00	m					
računska širina stojine		$b_w =$	0,180	m		premer cevi za kable $\Phi =$	0,00	cm	
statična višina prereza		$d =$	1,98	m					
		$z =$	1,78	m					
		$A_c =$	0,9832	m ²					
		$S =$	0,34154	m ³					
		$I =$	0,54637	m ⁴					
Projektna obremenitev									
		$V_{Ed} =$	970	kN		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	7,26	MN/m ²	
		$N_{Ed} =$	7140	kN		$\sigma_{cp} / f_{cd} =$	0,24		
						$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	1,24		
						(koeficient stanja napetosti v tlačnem pasu)			
$V_{Rd,c} =$					$I * b_w / S * (f_{ctd}^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd})^{(1/2)} =$	1046,2	kN		1,08
$V_{Rd(max)} =$					$0,5 * b_w * d * v * f_{cd} =$	2624	kN		2,70

3.4.3 VZDOLŽNI NOSILCI 33,4m FASADNI

Upoštevano zmanjšanje tlačne sile zaradi zunanjih kablov.

NOSILEC L=38,4m, FASADNI									
DOLOČITEV V_{Rd}									
Materiali							$\alpha_{cc} =$	0,85	
Beton:	?						$\nu_c =$	1,50	
		$f_{ck} =$	45	MN/m ²			$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \nu_c =$	30,0	MN/m ²
		$\tau_{rd} =$	0,44	MN/m ²			$f_{ctd} = \alpha_{cc} f_{ctk,0,05} / \nu_c =$	1,51	MN/m ²
		$f_{ctm} =$	3,80	MN/m ²	Redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokan beton:				
		$f_{ctk,0,05} =$	2,66	MN/m ²			$\nu = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) =$	0,492	
Prerez									
širina stojine		$b =$	0,60	m		$c =$	0,025	m	
višina stojine		$h =$	2,00	m					
računska širina stojine		$b_w =$	0,600	m		premer cevi za kable $\Phi =$	0,00	cm	
statična višina prereza		$d =$	1,98	m					
		$z =$	1,78	m					
		$A_c =$	0,9832	m ²					
		$S =$	0,34154	m ³					
		$I =$	0,54637	m ⁴					
Projektna obremenitev						$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	5,09	MN/m ²	
		$V_{Ed} =$	1600	kN		$\sigma_{cp} / f_{cd} =$	0,17		
		$N_{Ed} =$	5000	kN		$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	1,17		
					(koeficient stanja napetosti v tlačnem pasu)				
$V_{Rd,c} =$				$I * b_w / S * (f_{ctd}^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd})^{(1/2)} =$	3023,5	kN			1,89
$V_{Rd(max)} =$				$0,5 * b_w * d * \nu * f_{cd} =$	8745	kN			5,47

3.4.4 PREČNI NOSILCI

Materiali							$\alpha_{cc} =$	0,85	
Beton:	C50/60						$v_c =$	1,50	
		$f_{ck} =$	50	MN/m ²			$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / v_c =$	33,3	MN/m ²
		$\tau_{rd} =$	0,48	MN/m ²			$f_{ctd} = \alpha_{cc} f_{ctk,0,05} / v_c =$	1,62	MN/m ²
		$f_{ctm} =$	4,07	MN/m ²	Redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokan beton:				
		$f_{ctk,0,05} =$	2,85	MN/m ²			$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) =$	0,480	
Prerez									
širina stojine		$b =$	0,30	m		$c =$	0,025	m	
višina stojine		$h =$	1,75	m					
računska širina stojine		$b_w =$	0,300	m		premer cevi za kable $\Phi =$	0,00	cm	
statična višina prereza		$d =$	1,73	m					
		$z =$	1,55	m					
		$A_c =$	0,5250	m ²					
		$S =$	0,11484	m ³	statični moment nad težiščno osjo				
		$I =$	0,13398	m ⁴					
Projektna obremenitev						$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	2,86	MN/m ²	
		$V_{Ed} =$	750	kN		$\sigma_{cp} / f_{cd} =$	0,09		
		$N_{Ed} =$	1500	kN		$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	1,09		
						(koeficient stanja napetosti v tlačnem pasu)			
$V_{Rd,c} =$					$I * b_w / S * (f_{ctd}^2 + \alpha_1 * \sigma_{cp} * f_{ctd})^{(1/2)} =$	940,6	kN		1,25
$V_{Rd(max)} =$					$0,5 * b_w * d * v * f_{cd} =$	4140	kN		5,52

3.5 KONTROLA NAPETONSTI

V nadaljevanju je izvedena kontrola napetosti, kontrola razpok in dekompresija v območju kablov za cestni objekt skladno s SIST EN 1992-1 in SIST EN 1992-2.

Konstrukcija je razvrščena v razred izpostavljenosti XD3 (delim mostov izpostavljeni pršču, ki vsebujejo kloride), tako da je potrebno zadostiti naslednjim kriterijem:

Omejitev napetosti v betonu: SLS – quasi permanent

Omejitev napetosti v betonu za zagotavljanje linearnega lezenja:

$$|\sigma_{c,perm}| \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

PREKLADNA KONSTRUKCIJA C45/55 $\rightarrow |\sigma_{c,perm}| \leq 20,25 \text{ MPa}$

Omejitev napetosti v betonu: SLS – characteristic (rare)

$$|\sigma_{c,rare}| \leq 0,60 \cdot f_{ck}$$

PREKLADNA KONSTRUKCIJA C45/55 $\rightarrow |\sigma_{c,rare}| \leq 27,0 \text{ MPa}$

Srednje vrednosti napetosti v kablji: SLS – rare

V karakteristični (redki) kombinaciji vplivov, morajo biti skladno s SIST EN 1992-1-1, 7.2 (5) srednje vrednosti napetosti prednapetih kablov manjše od $0,75 \cdot f_{pk}$.

$$\sigma_{max} < 0,75 \cdot f_{pk} = 1275 \text{ MPa}$$

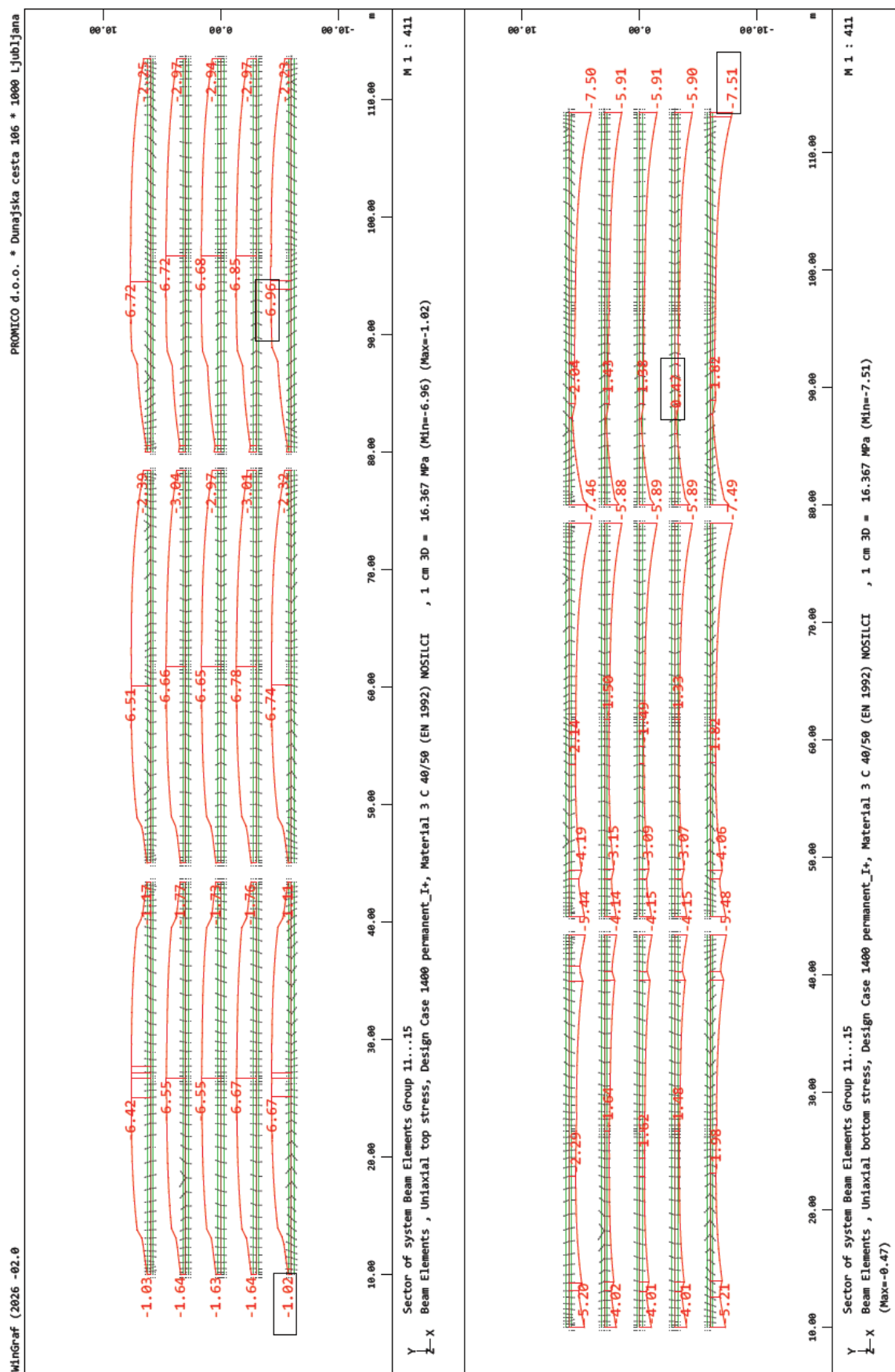
Omejitev napetosti v armaturi: SLS – characteristic (rare)

Na naslednjih straneh so prikazane napetosti v stebrih za posamezne obtežbe primere.

3.5.1 KONTROLA NAPETOSTI SLS,kvazi-stalna

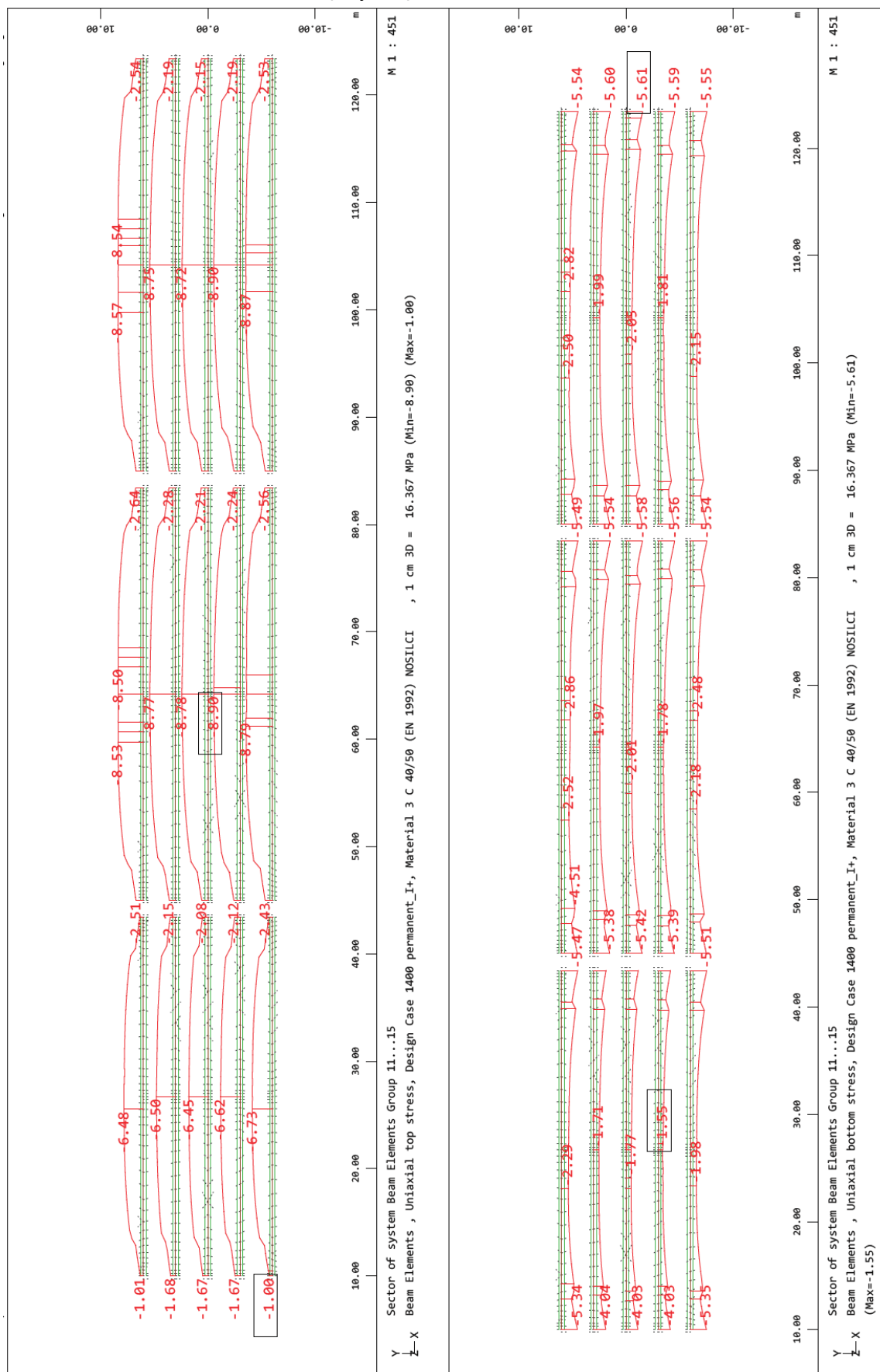
MAKSIMALNE TLAČNE NAPETOSTI V PREKLADNI KONSTRUKCIJI SLS – kvazi-stalna (MODEL 35+35+35)

$$|\sigma_{c,perm}| \leq 20,25,0 \text{ MPa}$$



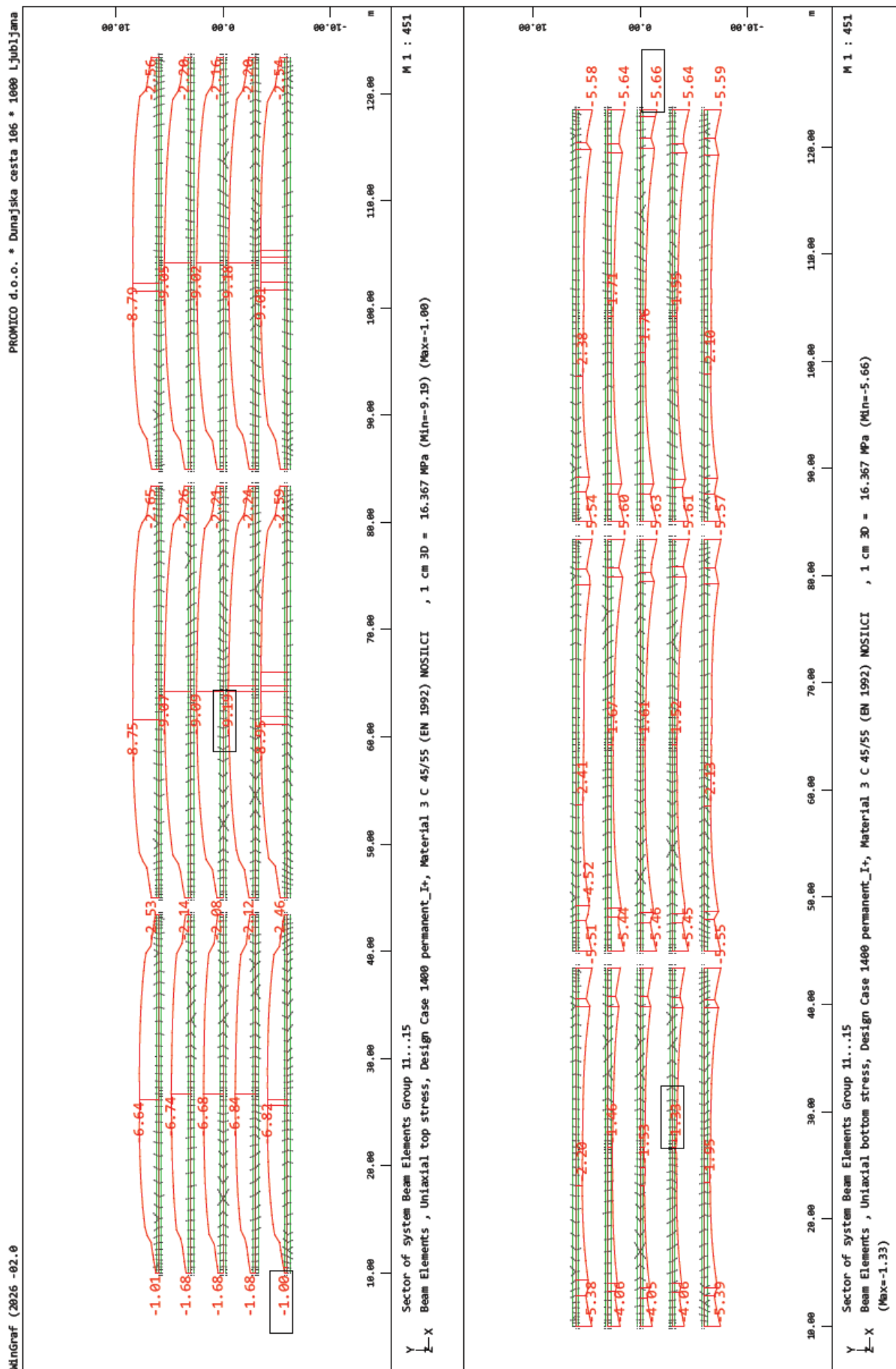
MAKSIMALNE TLAČNE NAPETOSTI V PREKLADNI KONSTRUKCIJI SLS – kvazi-stalna (MODEL 35+40+40)

$$|\sigma_{c,perm}| \leq 20,25,0 \text{ MPa}$$



MAKSIMALNE TLAČNE NAPETOSTI SLS – kvazi-stalna (MODEL 35+40+40, C2+2)

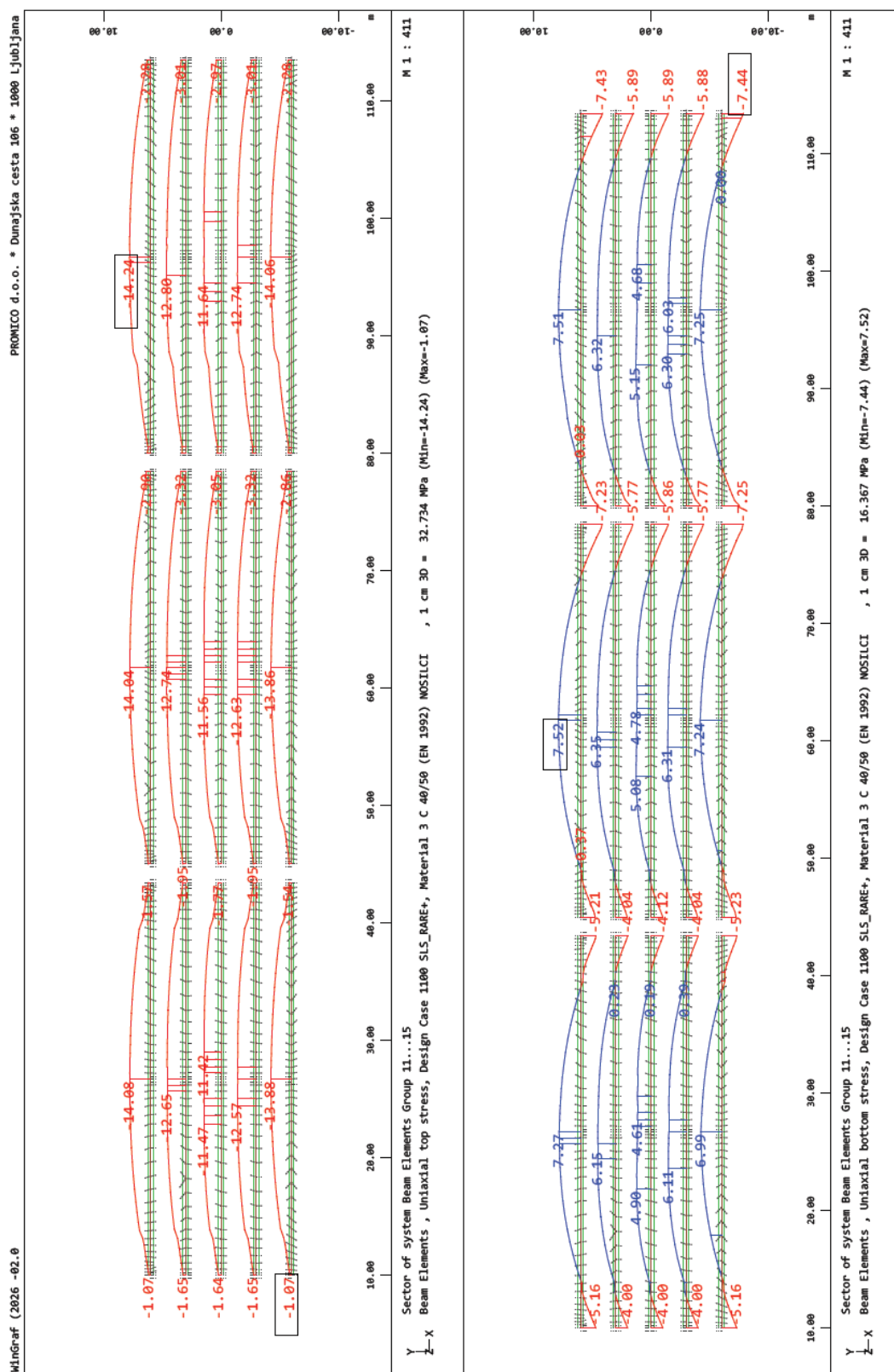
$$|\sigma_{c,perm}| \leq 20,25,0 \text{ MPa}$$



3.5.2 KONTROLA NAPETOSTI SLS, karakteristična

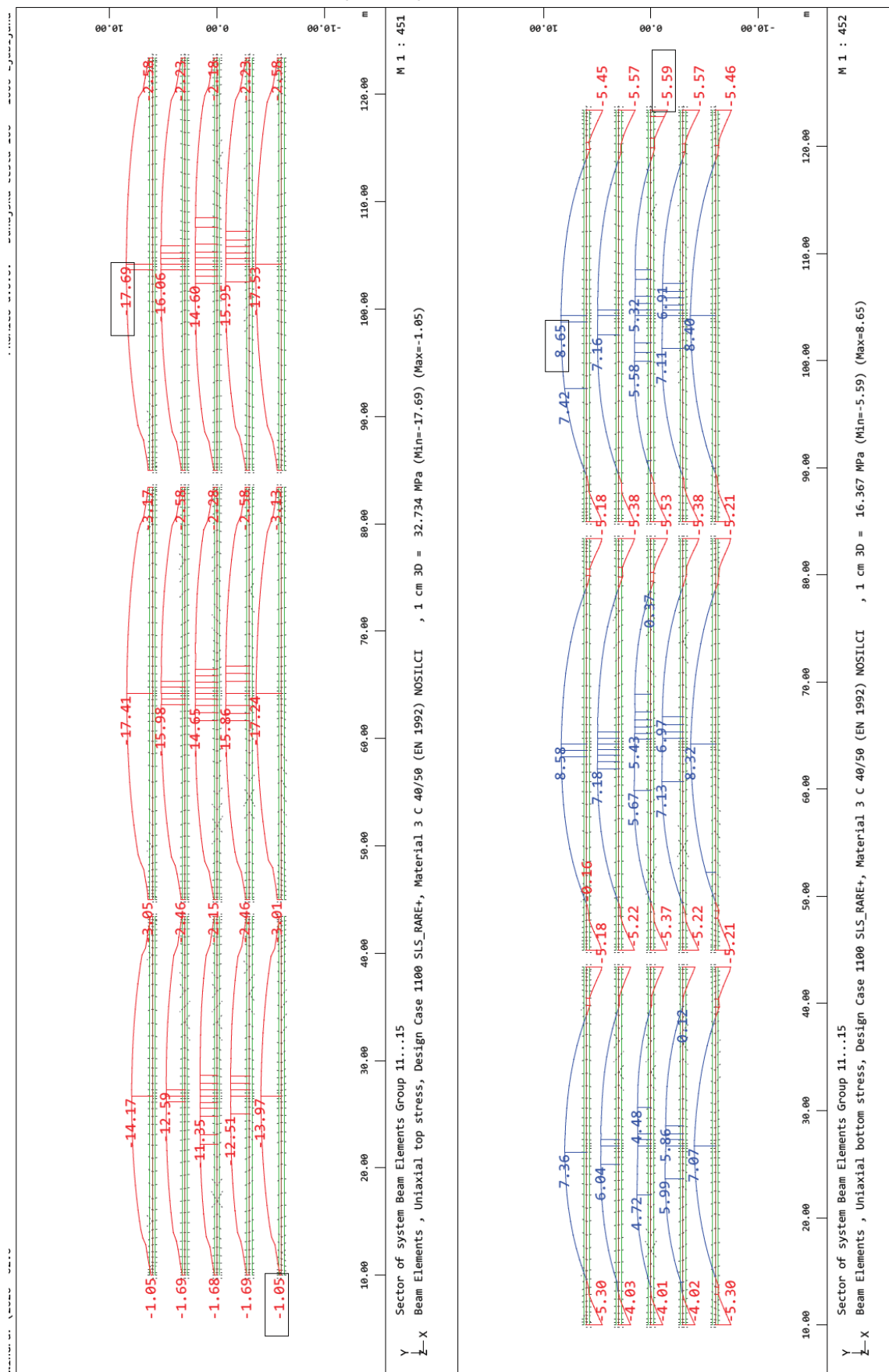
MAKSIMALNE TLAČNE NAPETOSTI V PREKLADNI KONSTRUKCIJI SLS – characteristic (35+35+35m)

$$|\sigma_{c,rare}| \leq 27,0 \text{ MPa}$$



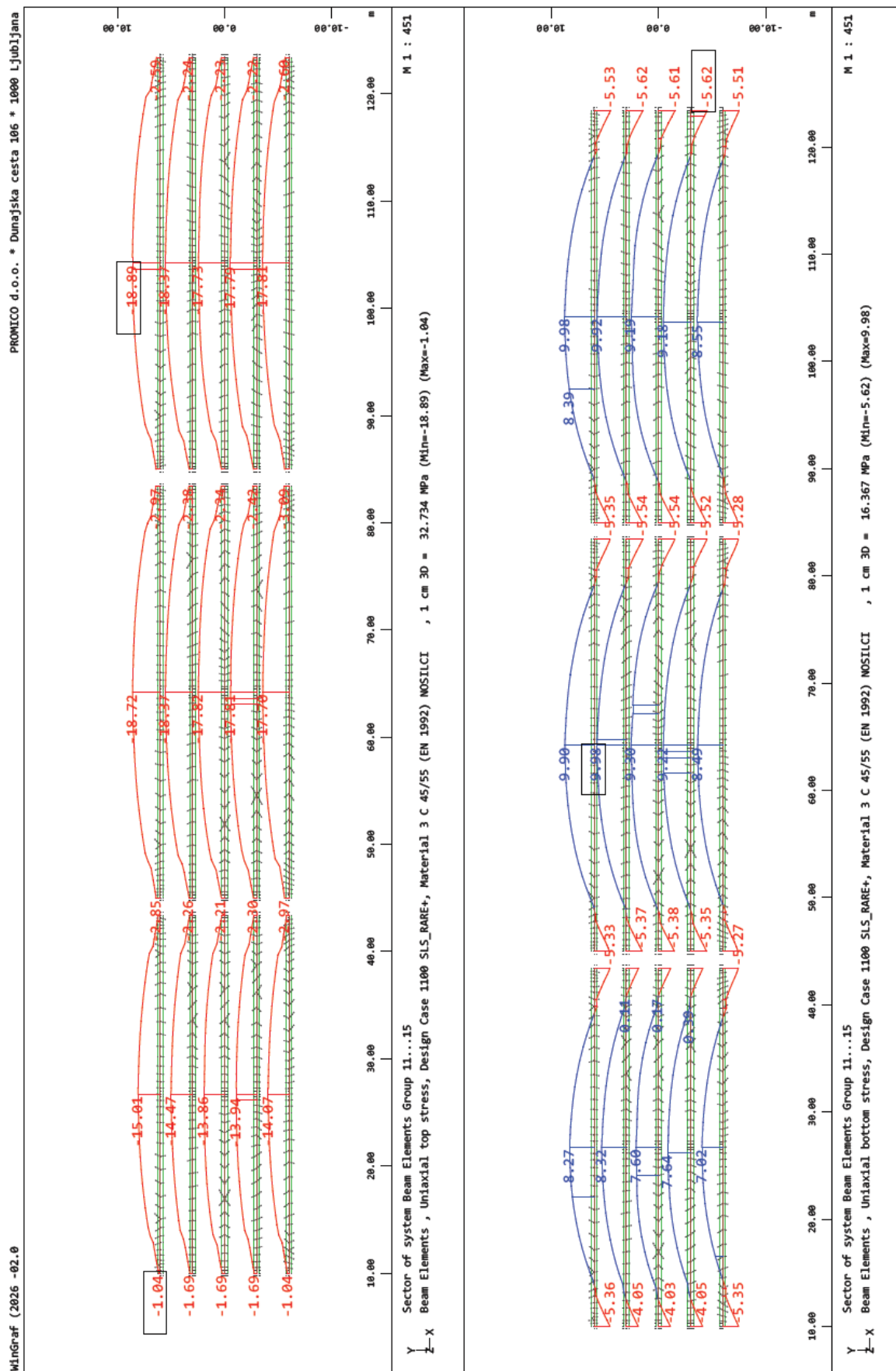
MAKSIMALNE TLAČNE NAPETOSTI V PREKLADNI KONSTRUKCIJI SLS – characteristic (35+40+40m)

$$|\sigma_{c,rare}| \leq 27,0 \text{ MPa}$$



MAKSIMALNE TLAČNE NAPETOSTI SLS – characteristic (35+40+40m, C2+2)

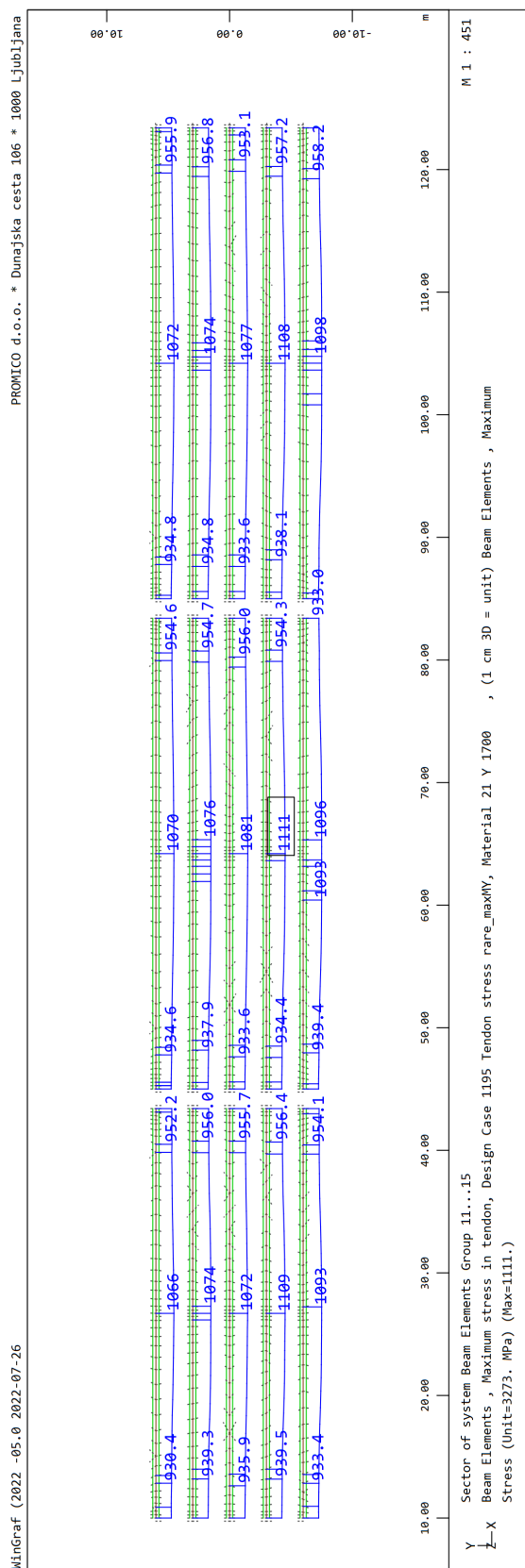
$$|\sigma_{c,rare}| \leq 27,0 \text{ MPa}$$



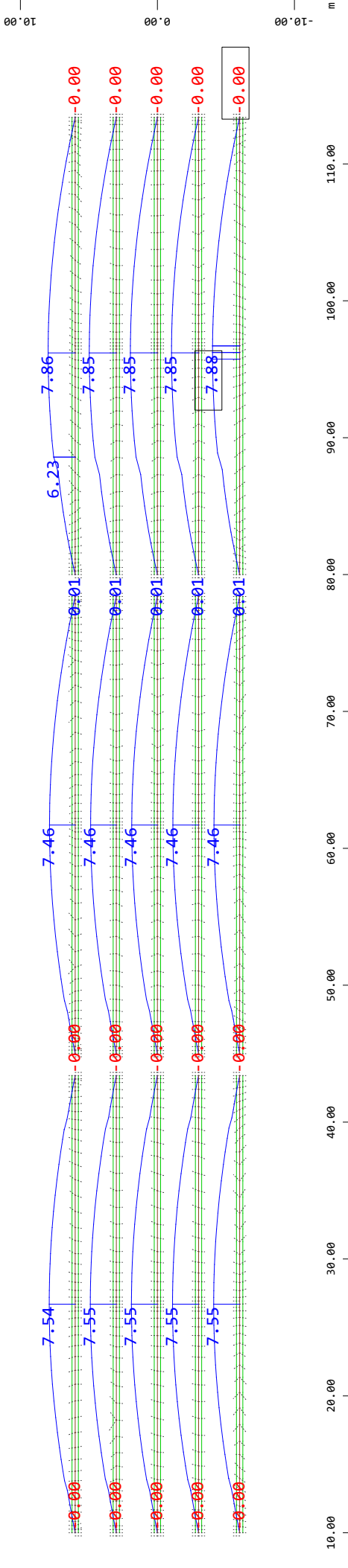
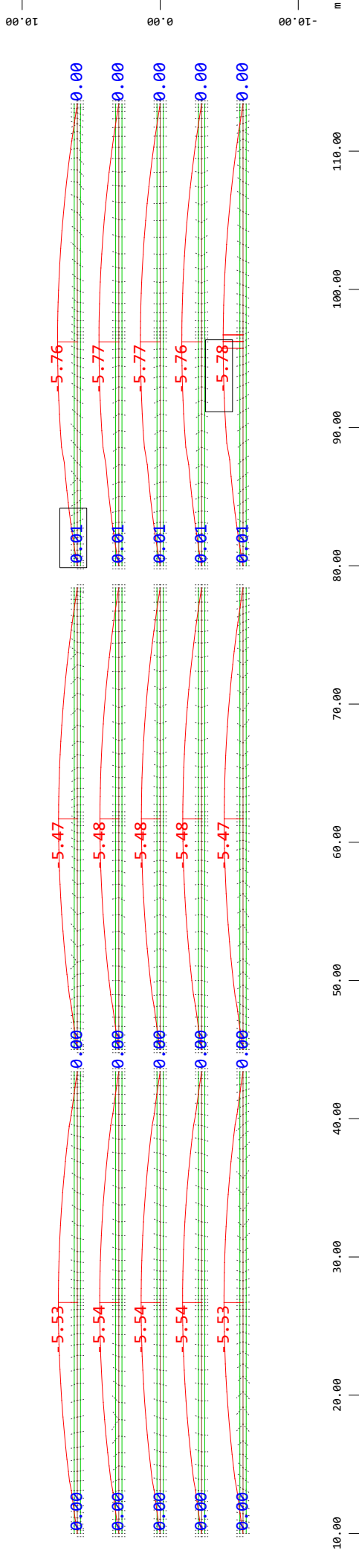
3.5.3 KONTROLA NAPETOSTI KABLI

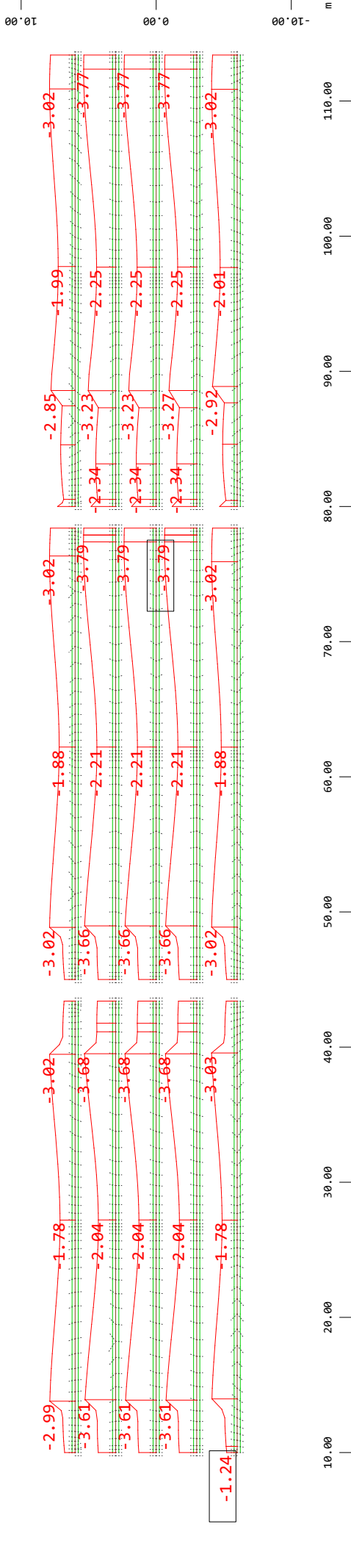
NAPETOSTI V KABLIH za SLS – characteristic

$$(\sigma_{\max,p} < = 1275 \text{ MPa})$$

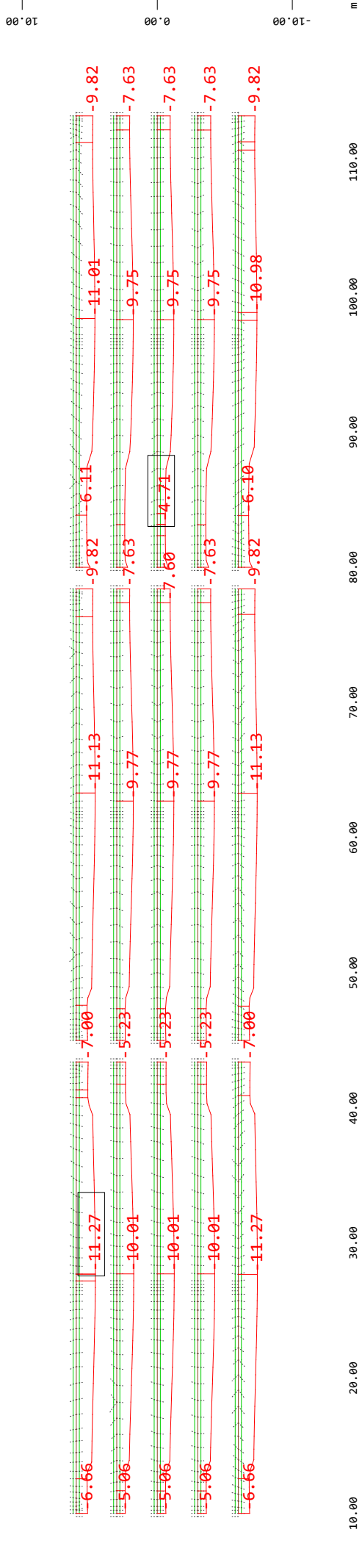


3.5.4 IZPIS NAPETOSTI ZA POSAMEZNE OBTEŽNE PRIMERE MODEL 35+35+35

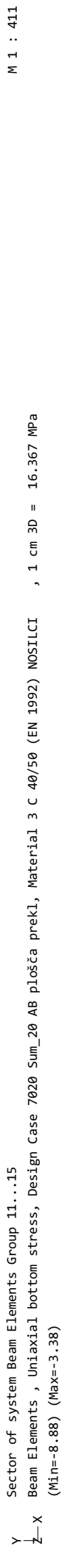
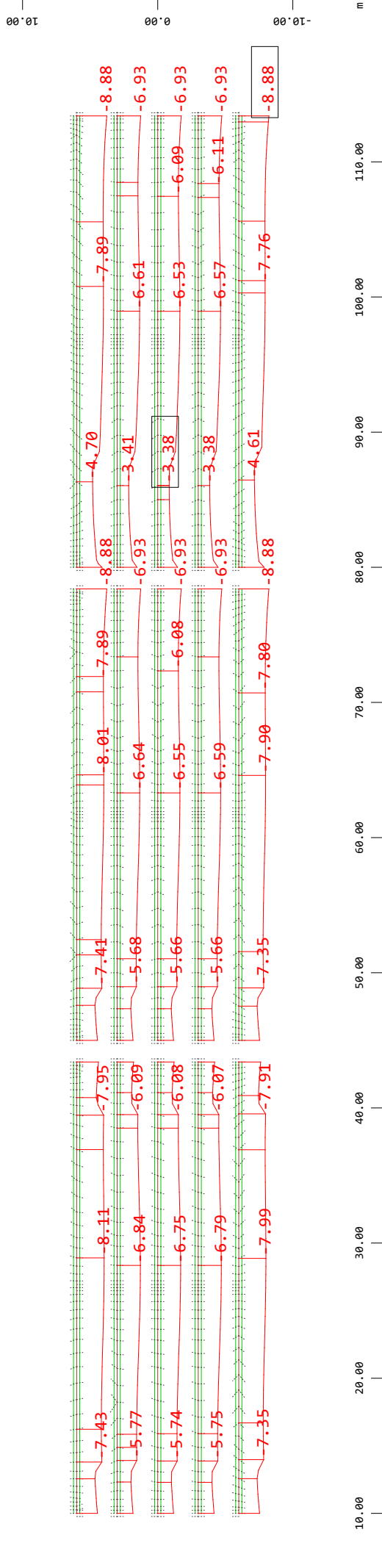
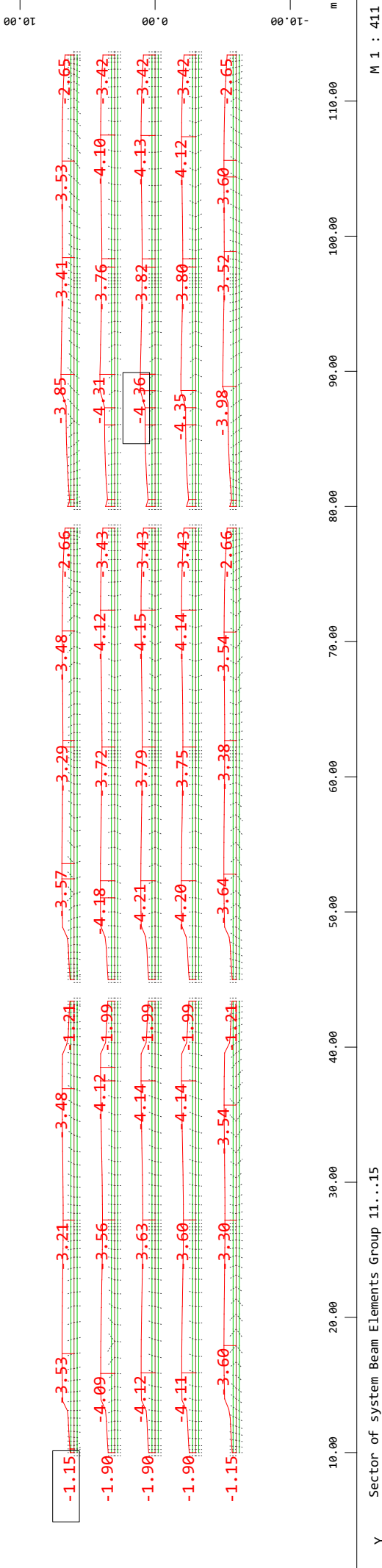


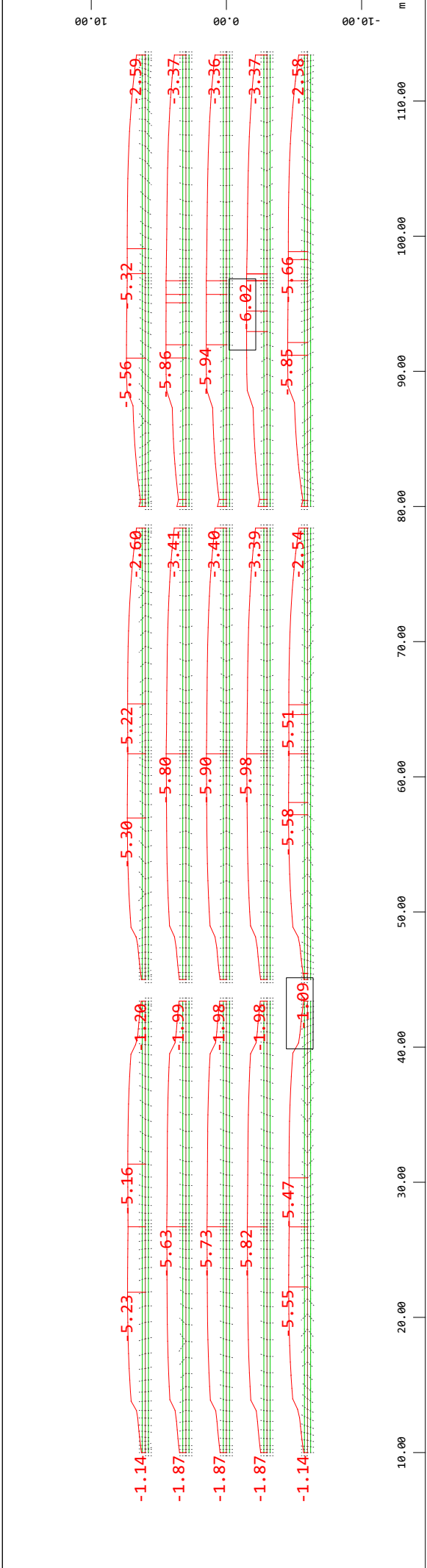


Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7011 Sum_11 Prestress, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 6.5469 MPa (Min=-3.79)
(Max=-1.24)

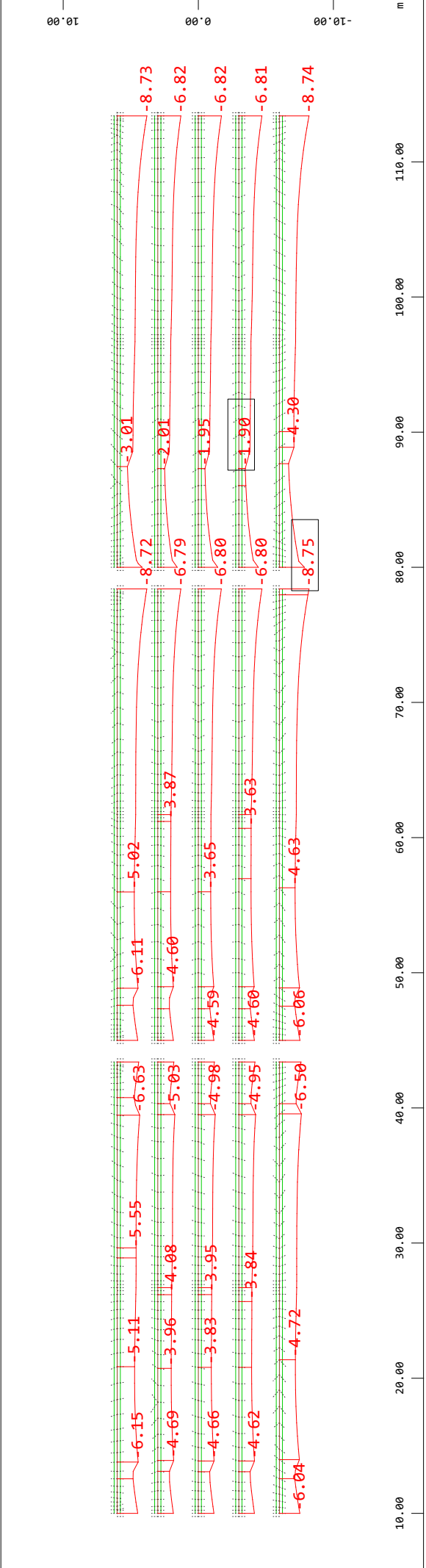


Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7011 Sum_11 Prestress, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 32.734 MPa (Min=-11.27)
(Max=-4.71)

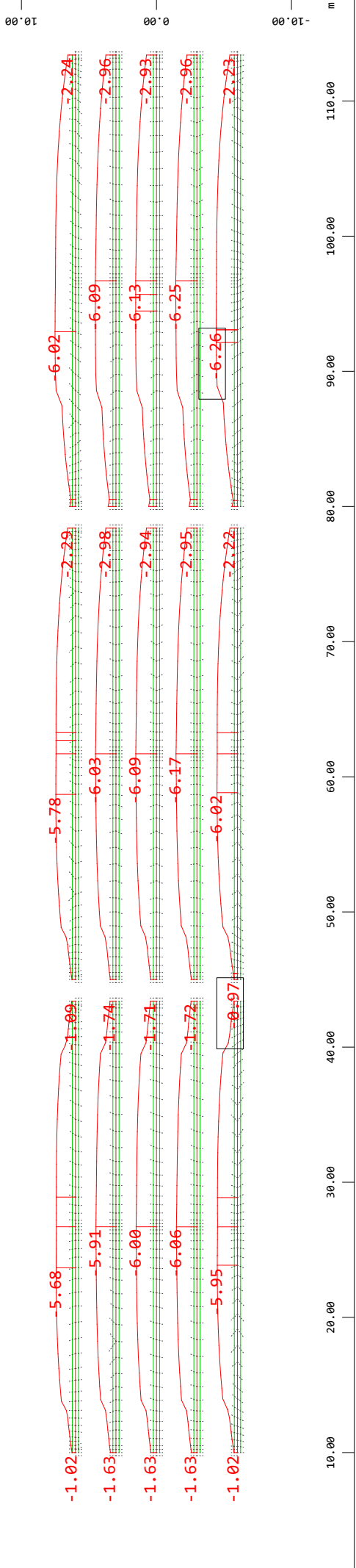




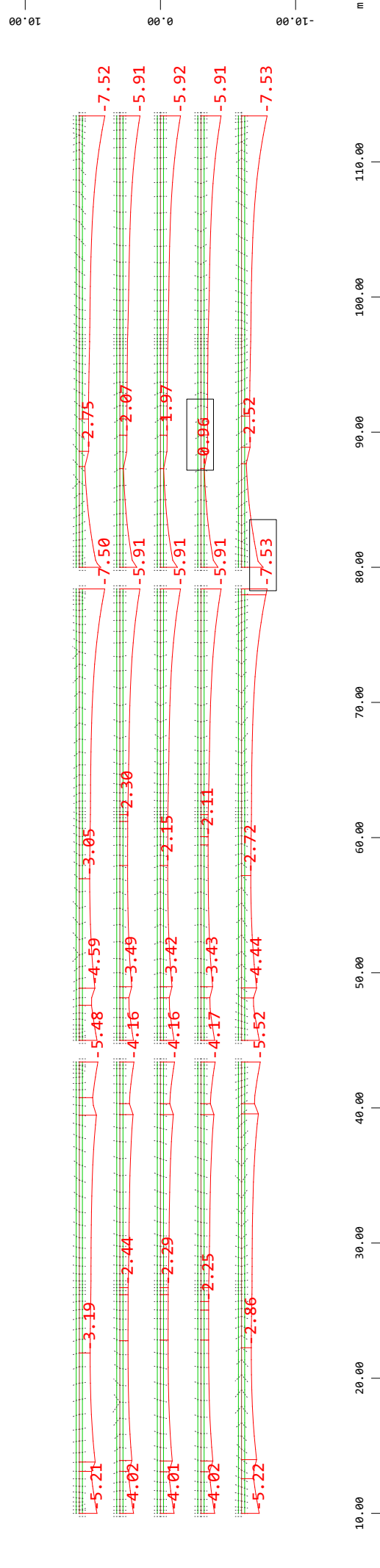
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7040 Sum_40 Krov, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa (Min=-6.02) (Max=-1.09) M 1 : 411



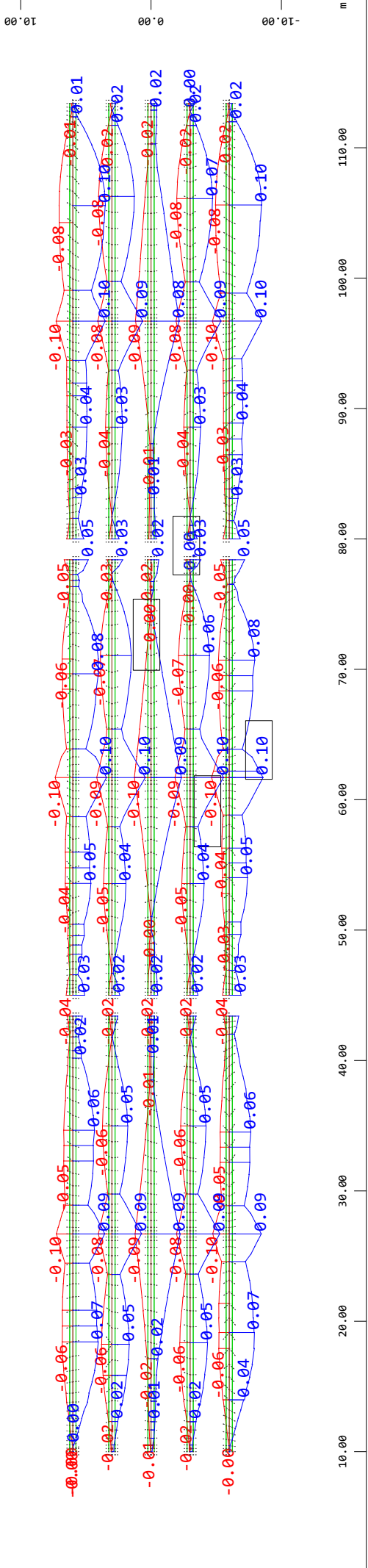
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7040 Sum_40 Krov, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa (Min=-8.75) (Max=-1.90) M 1 : 411



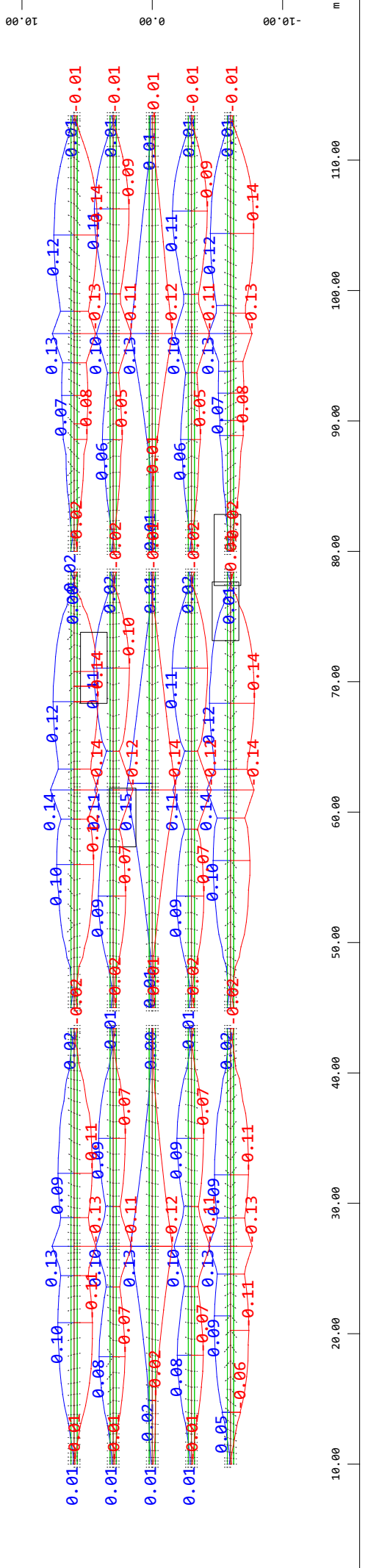
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7047 Sum_47 Creep until today, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-6.26) (Max=-0.97)



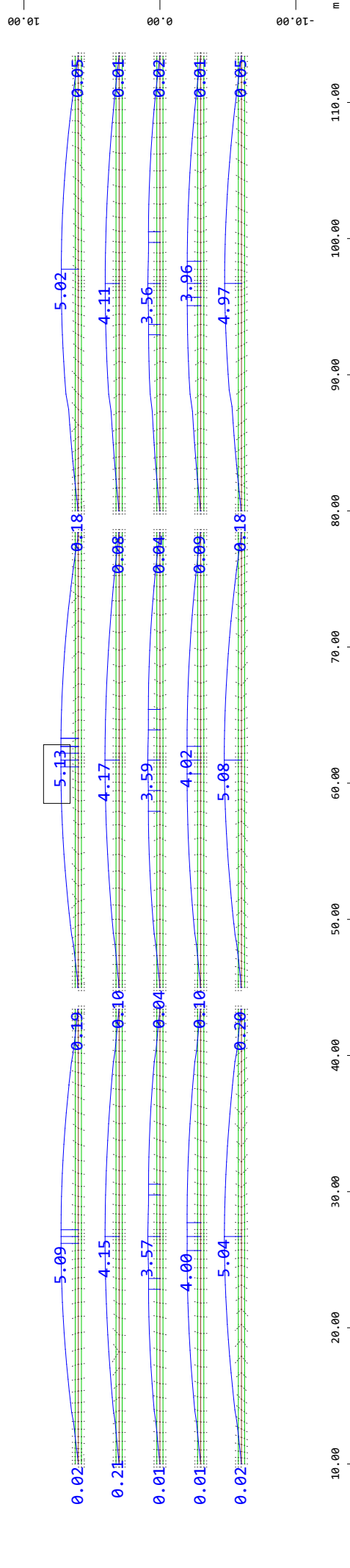
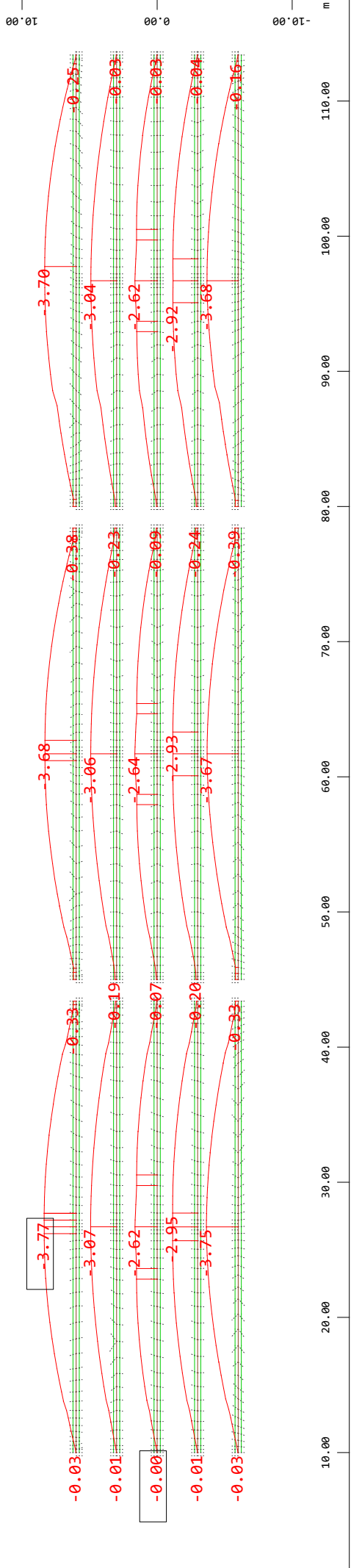
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7047 Sum_47 Creep until today, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-7.53) (Max=-0.96)

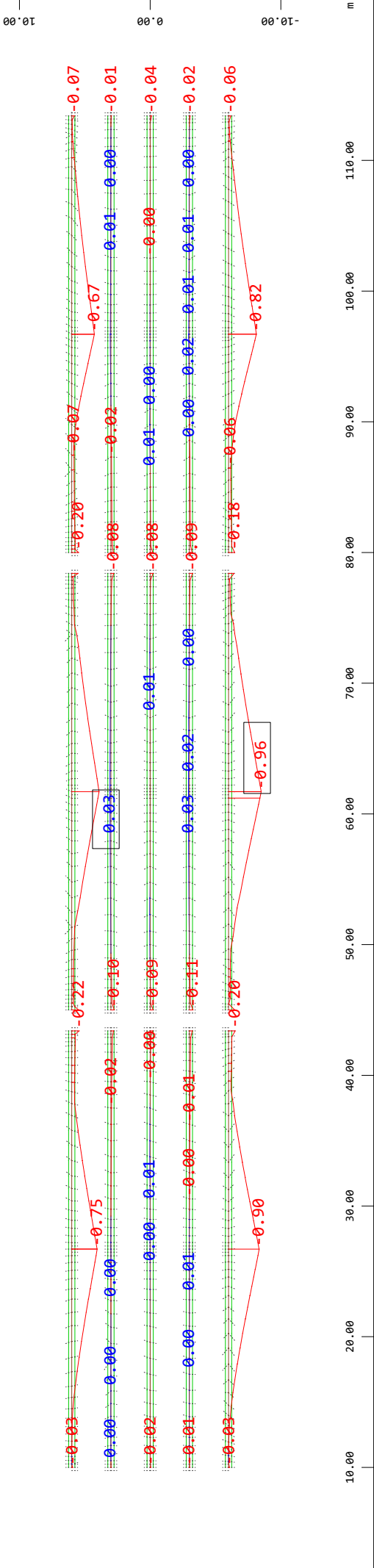
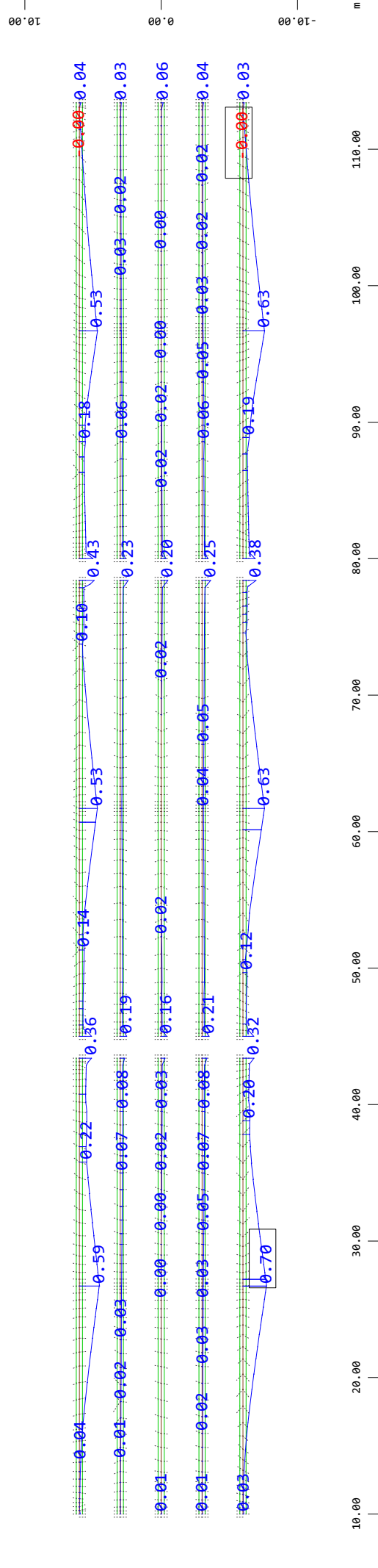


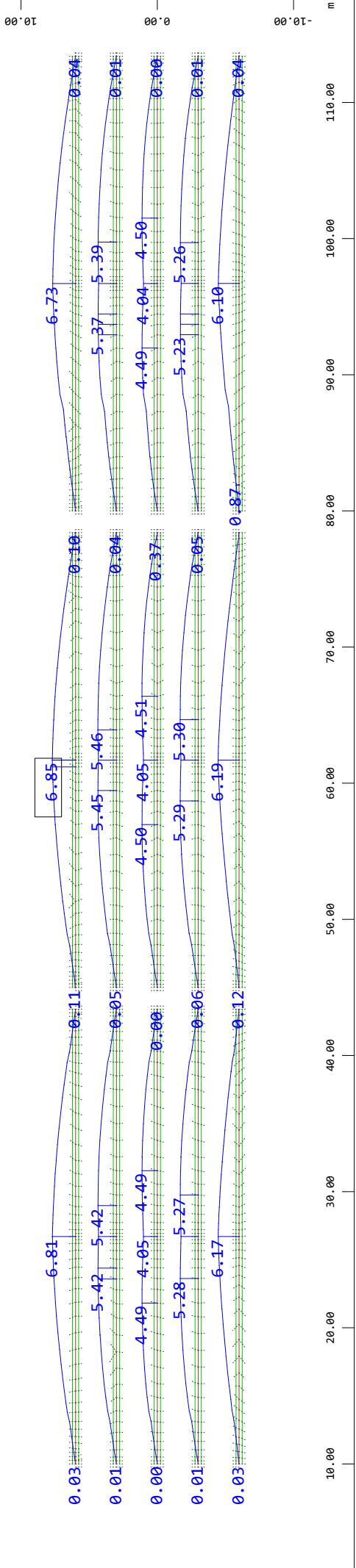
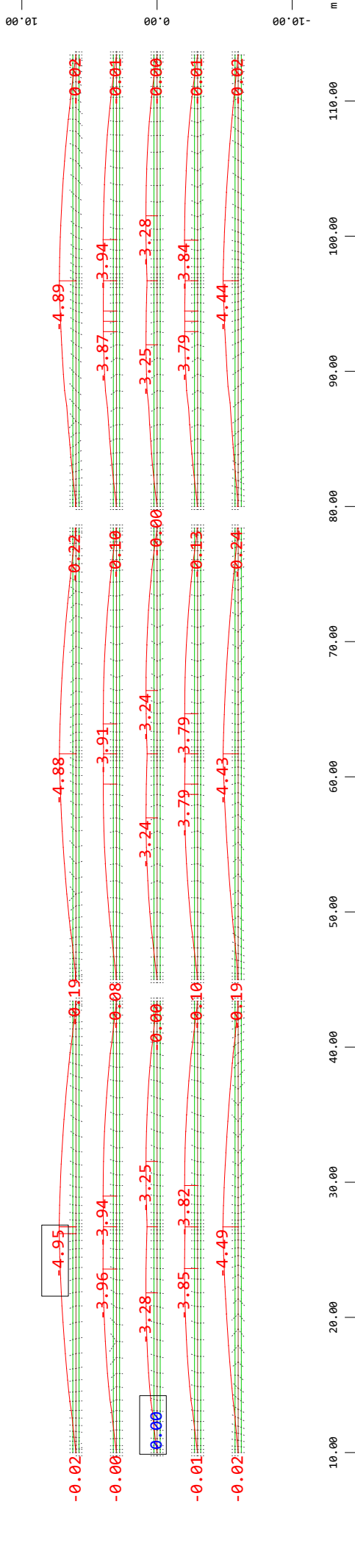
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 901 TEMPERATURA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa
(Min=-0.10) (Max=0.00)

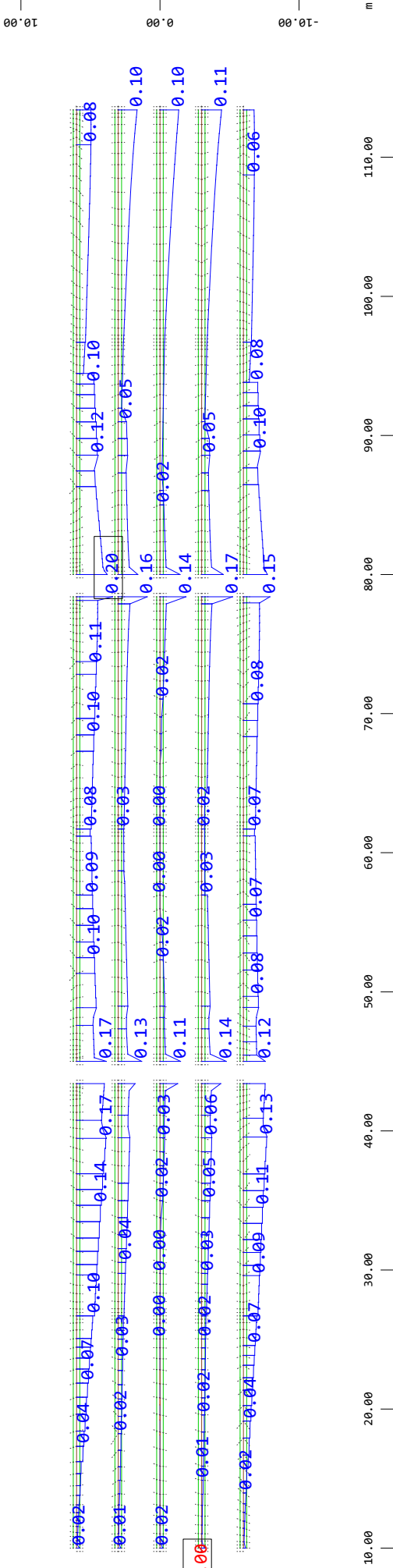


Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 901 TEMPERATURA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa
(Min=-0.01) (Max=0.15)

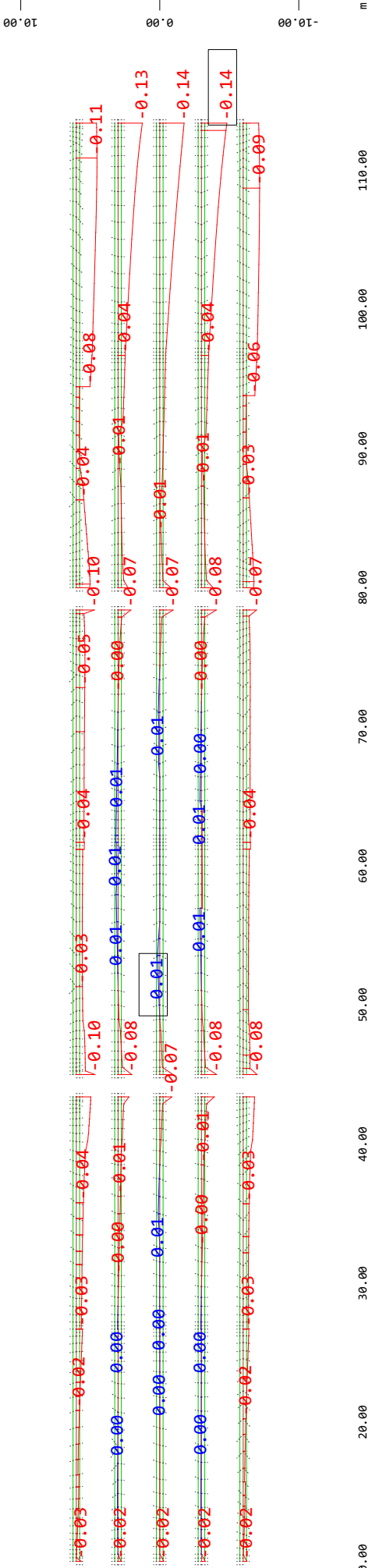






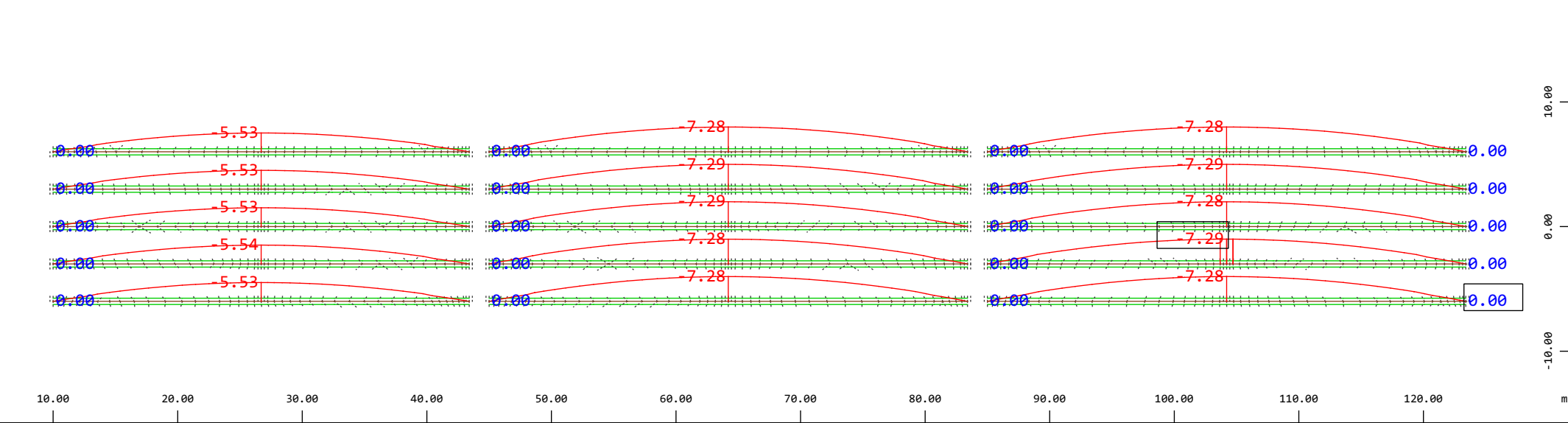


Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 942 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa
(Min=-0.00) (Max=0.20)



Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 942 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa
(Min=-0.14) (Max=0.01)

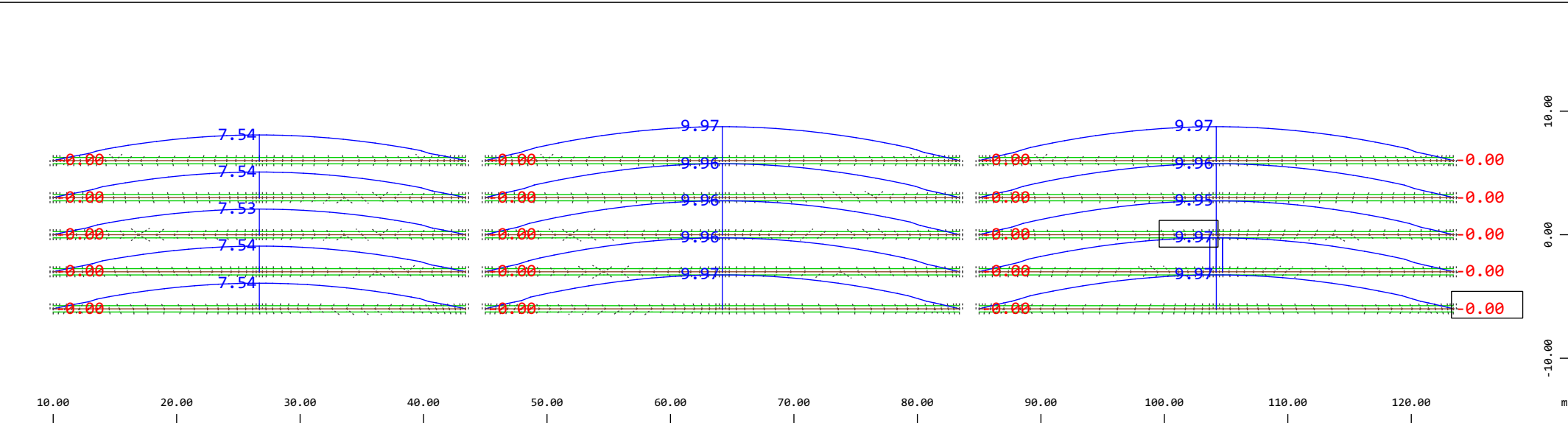
3.5.5 IZPIS NAPETOSTI ZA POSAMEZNE OBTEŽNE PRIMERE MODEL 35+40+40



Y
Z X

Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements, Uniaxial top stress, Design Case 7010 Sum_10 Prekladna konstru, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI, 1 cm 3D = 16.367 MPa (Min=-7.29) (Max=0.00)

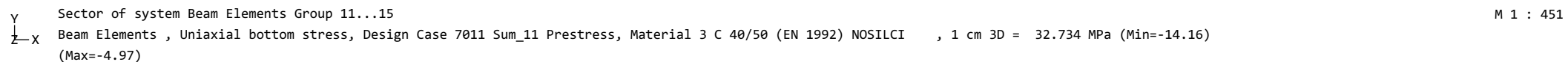
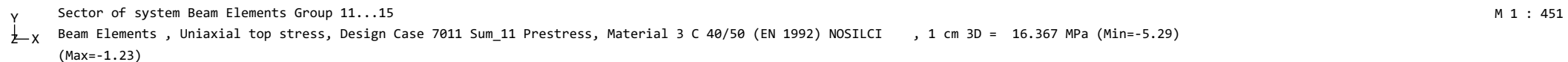
M 1 : 447

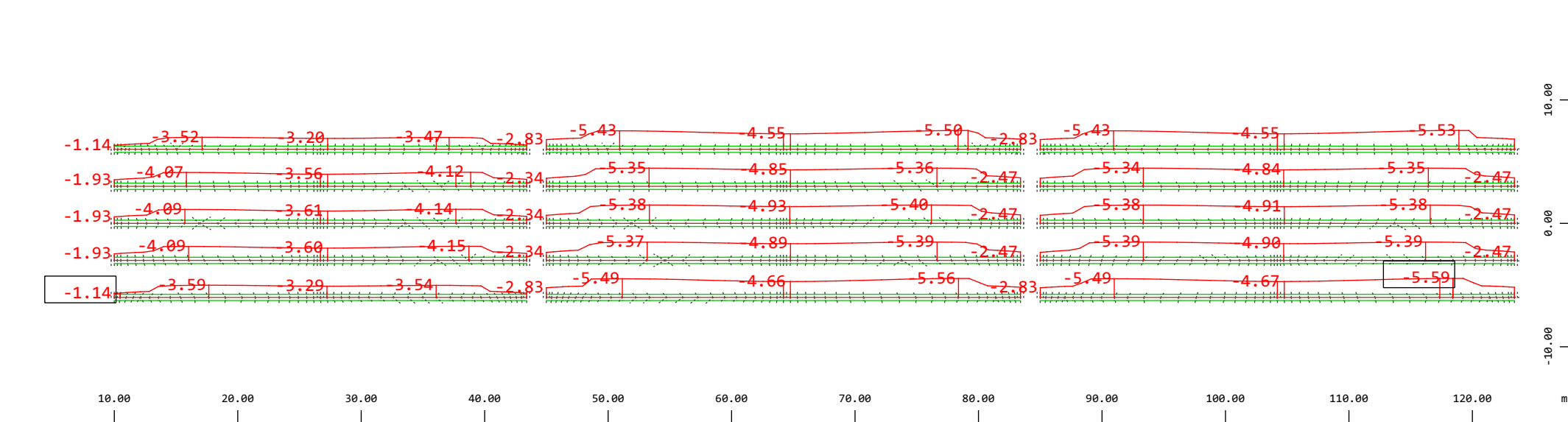


Y
Z X

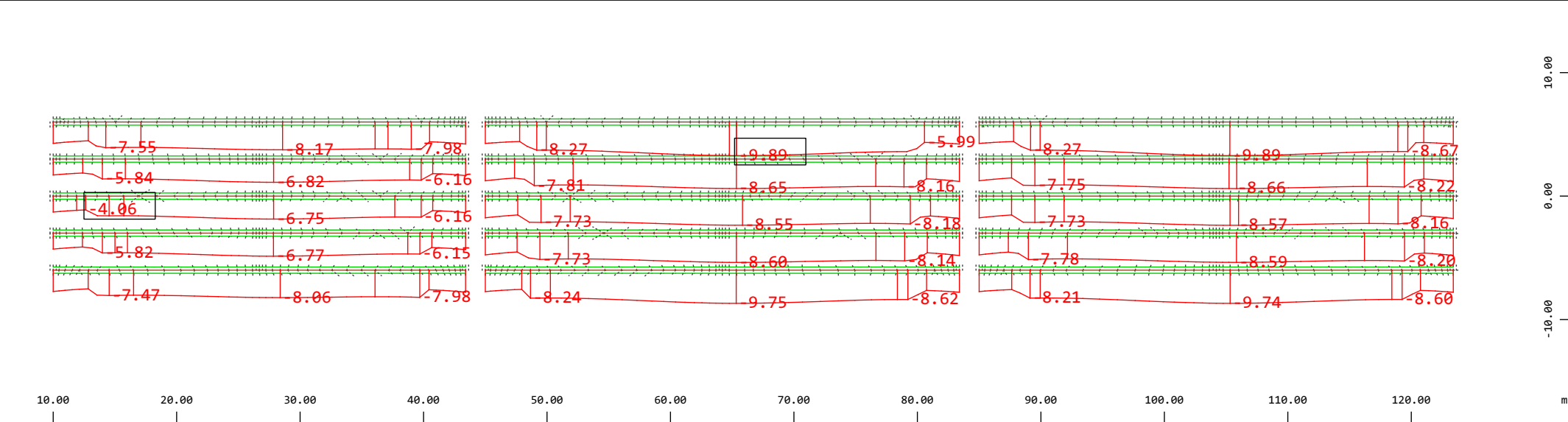
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements, Uniaxial bottom stress, Design Case 7010 Sum_10 Prekladna konstru, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI, 1 cm 3D = 16.367 MPa (Min=-0.00) (Max=9.97)

M 1 : 451

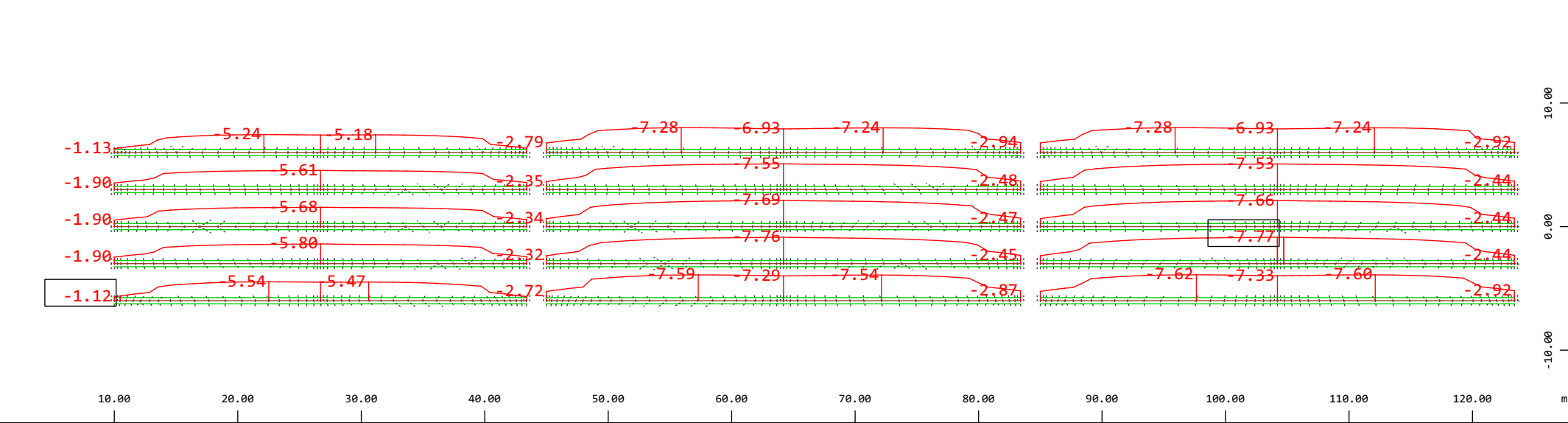




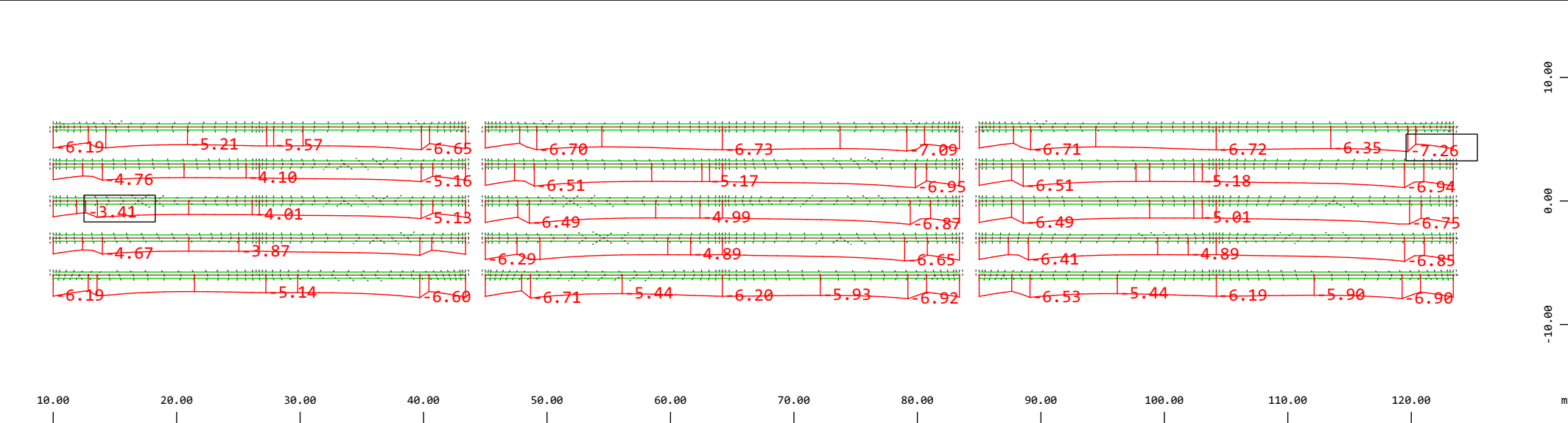
Y Sector of system Beam Elements Group 11...15 M 1 : 451
Z X Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7020 Sum_20 AB plošča prek1, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-5.59) (Max=-1.14)



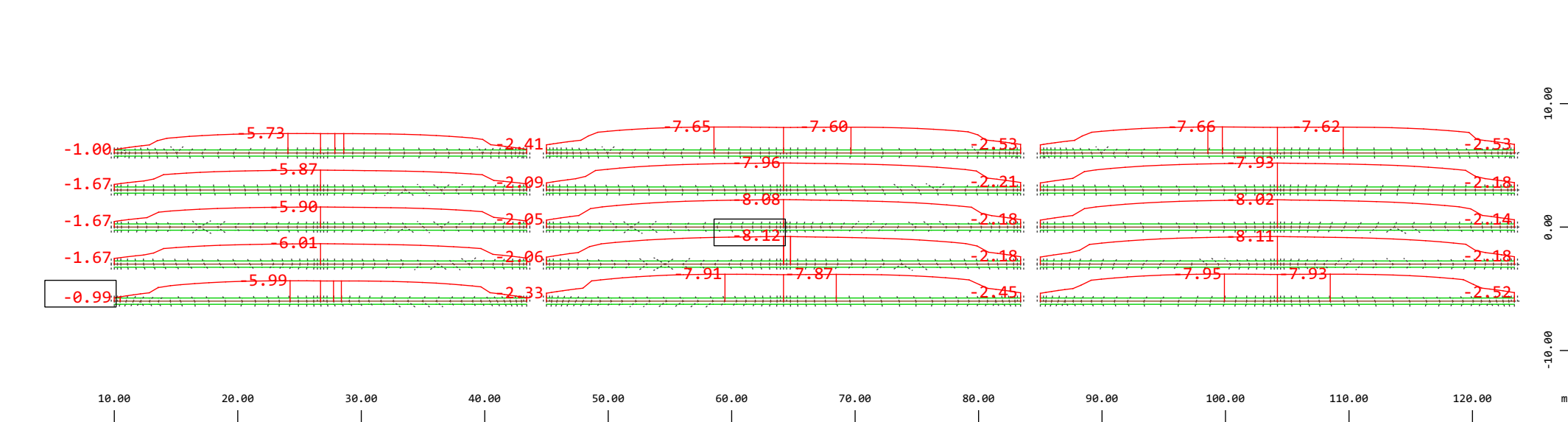
Y Sector of system Beam Elements Group 11...15 M 1 : 451
Z X Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7020 Sum_20 AB plošča prek1, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-9.89) (Max=-4.06)



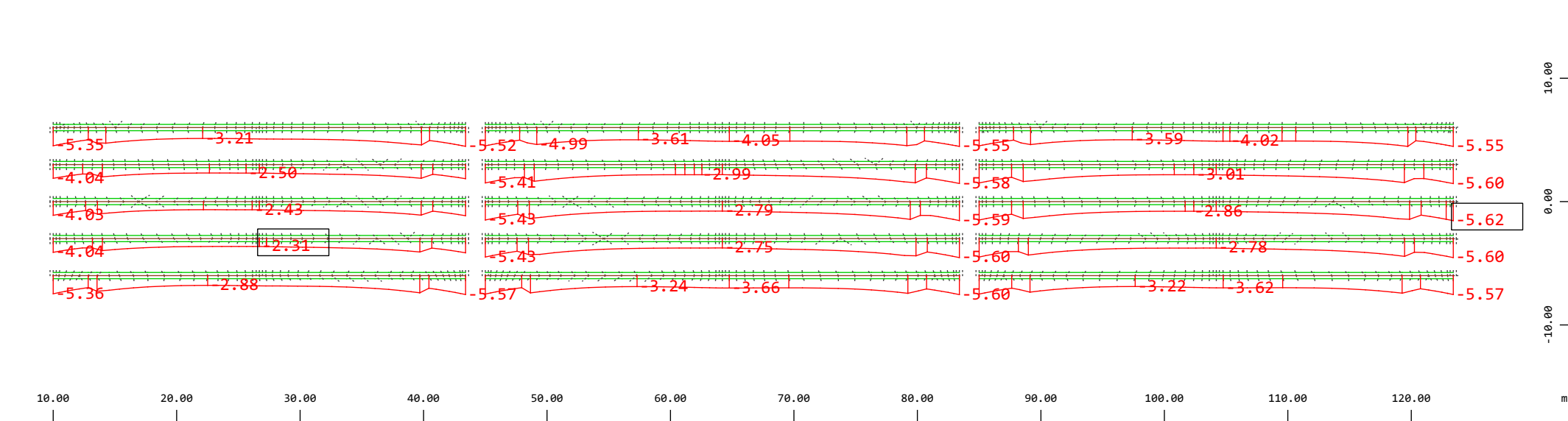
Y Sector of system Beam Elements Group 11...15 M 1 : 451
Z-X Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7040 Sum_40 Krov, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa (Min=-7.77) (Max=-1.12)



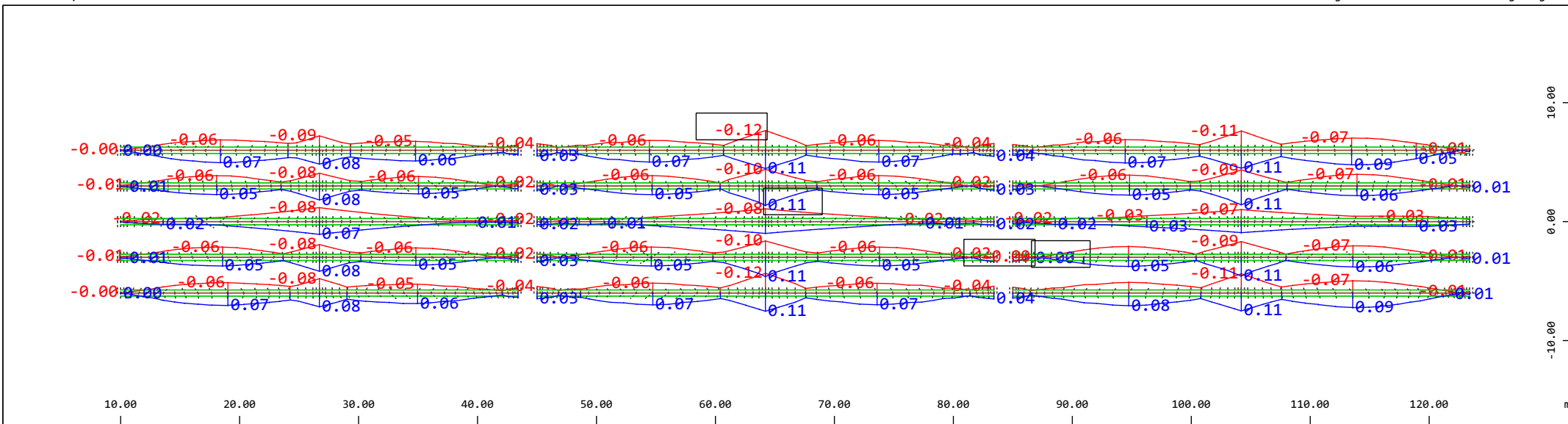
Y Sector of system Beam Elements Group 11...15 M 1 : 451
Z-X Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7040 Sum_40 Krov, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa (Min=-7.26) (Max=-3.41)



Y Sector of system Beam Elements Group 11...15 M 1 : 451
Z Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7047 Sum_47 Creep until today, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
X (Min=-8.12) (Max=-0.99)



Y Sector of system Beam Elements Group 11...15 M 1 : 451
Z Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7047 Sum_47 Creep until today, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
X (Min=-5.62) (Max=-2.31)



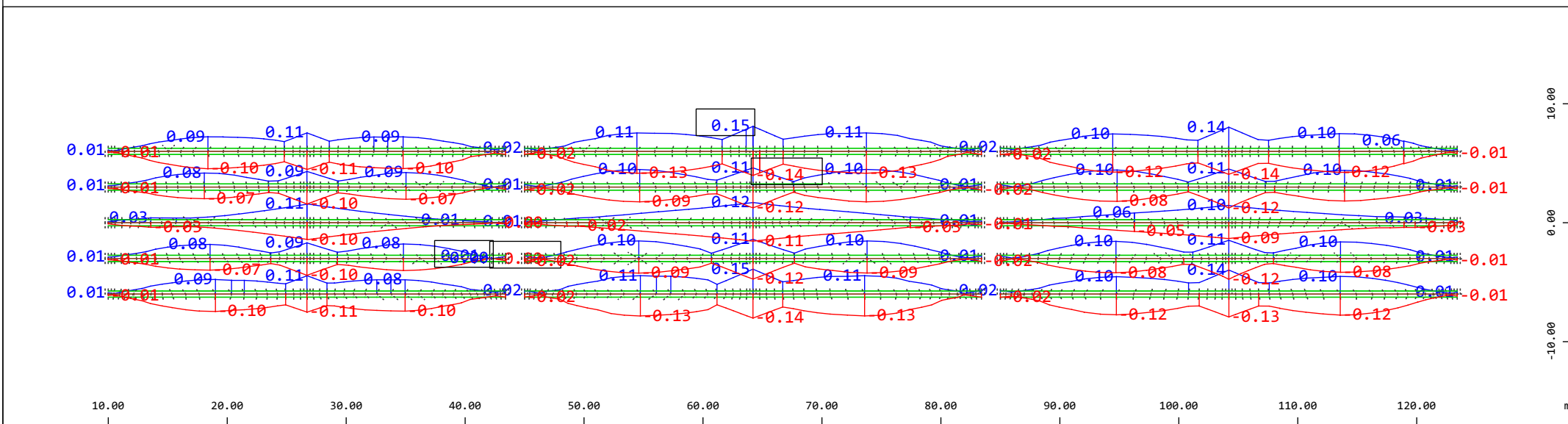
Y
X

Sector of system Beam Elements Group 11...15

Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 901 TEMPERATURA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa

(Min=-0.12) (Max=0.00)

M 1 : 467



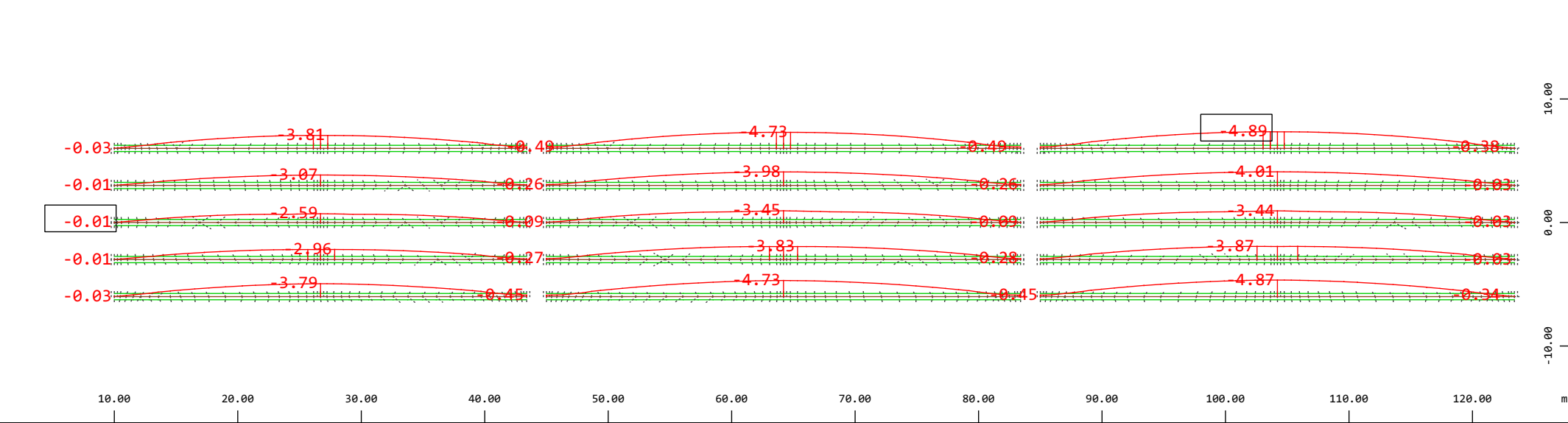
Y
X

Sector of system Beam Elements Group 11...15

Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 901 TEMPERATURA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa

(Min=-0.00) (Max=0.15)

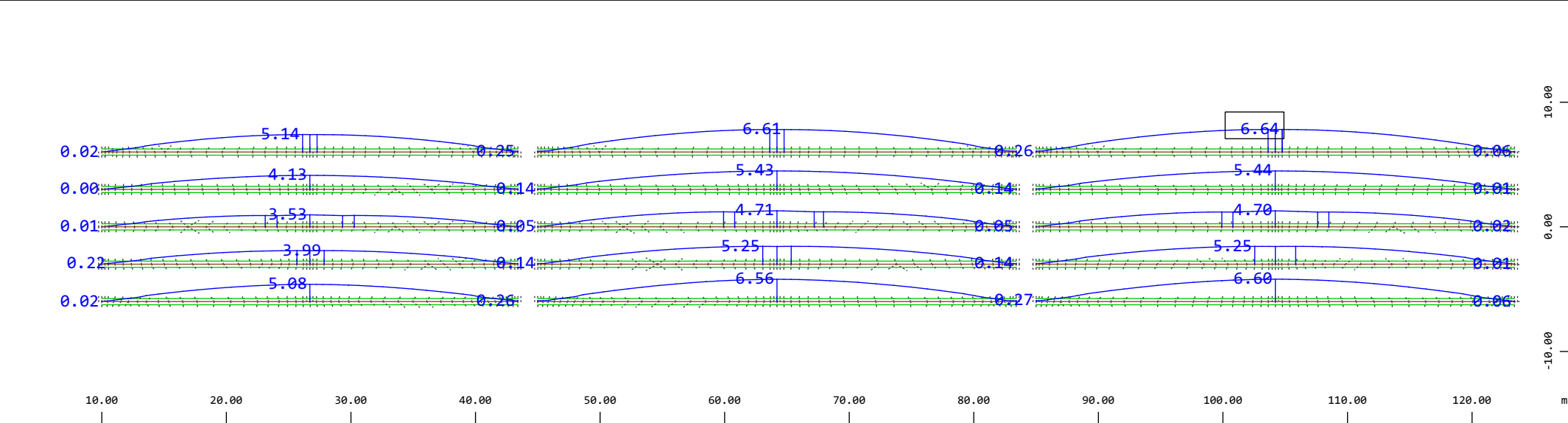
M 1 : 467



Y
Z X

Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 921 PROMET ZVEZNA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-4.89) (Max=-0.01)

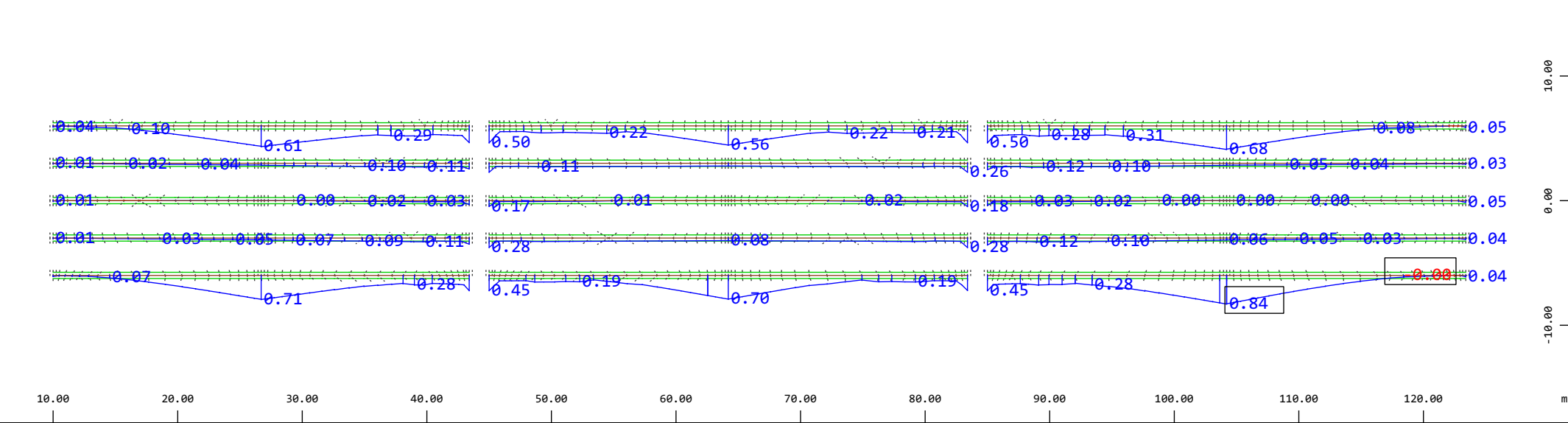
M 1 : 451



Y
Z X

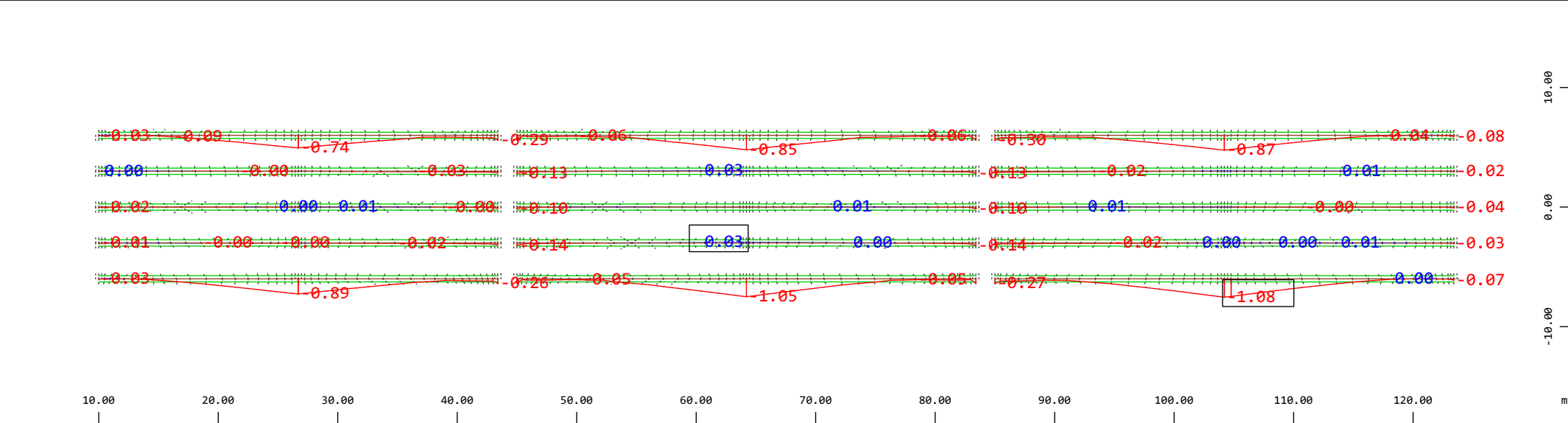
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 921 PROMET ZVEZNA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Max=6.64)

M 1 : 447



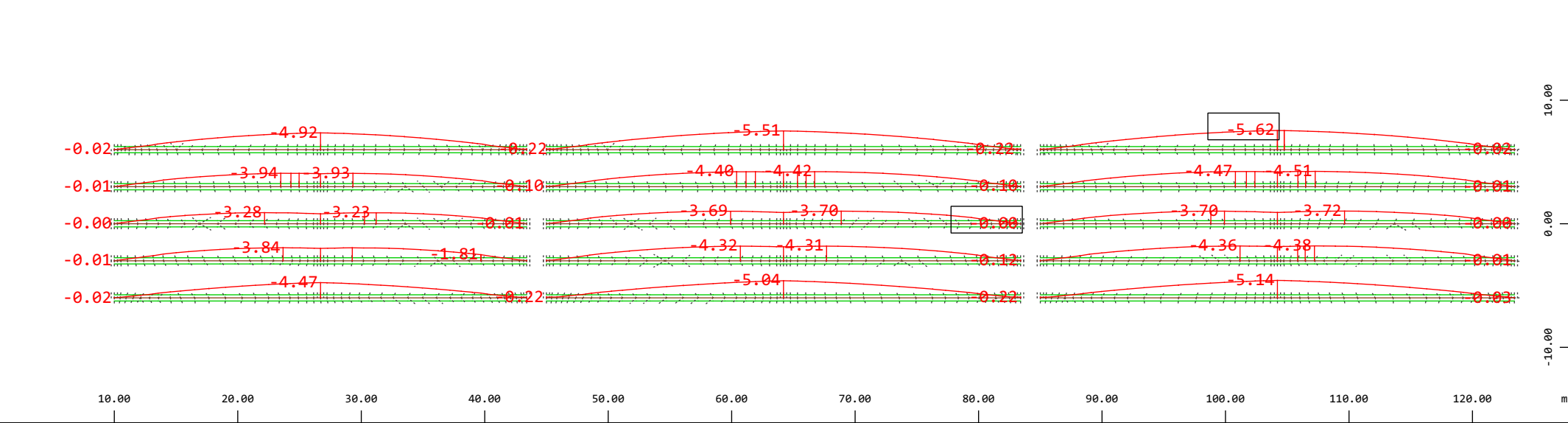
Y
Z X
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 922 PROMET ZVEZNA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 1.6367 MPa
(Min=-0.00) (Max=0.84)

M 1 : 447

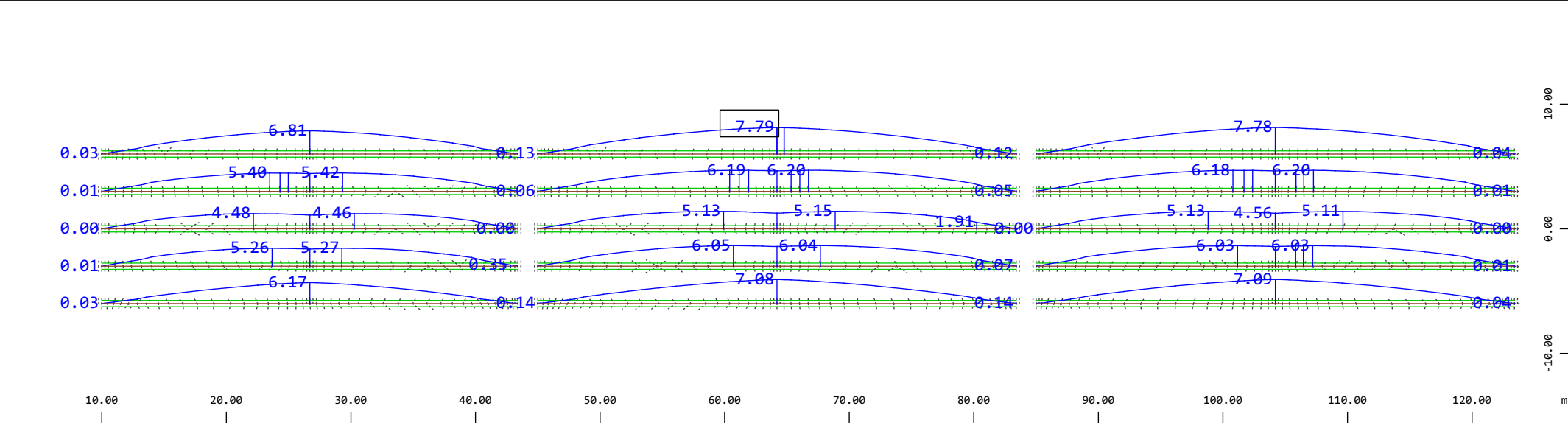


Y
Z X
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 922 PROMET ZVEZNA { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 3.2734 MPa
(Min=-1.08) (Max=0.03)

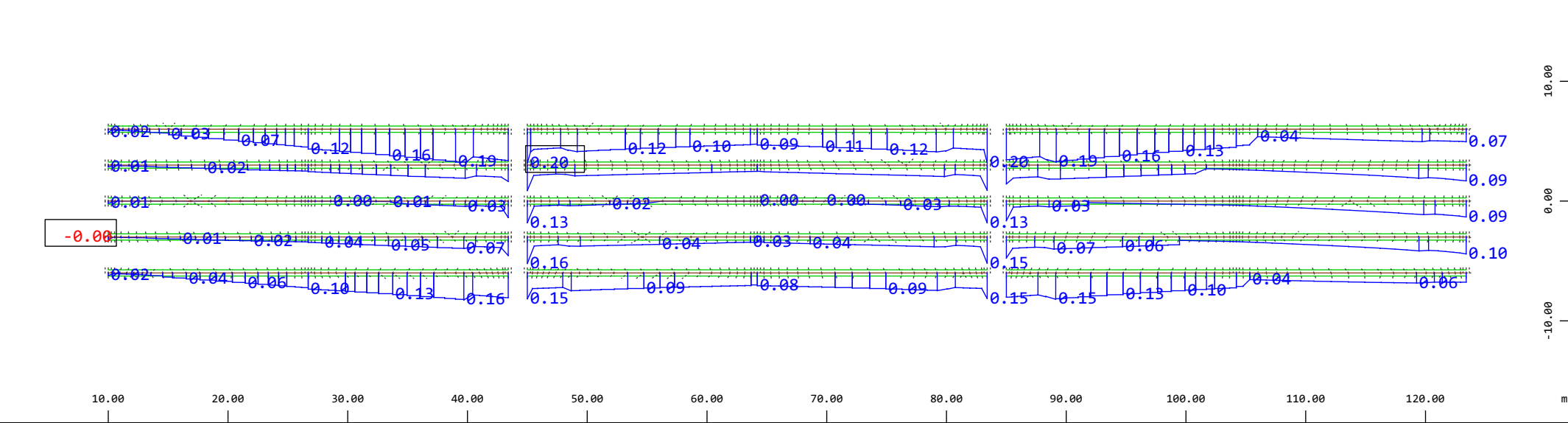
M 1 : 466



Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 941 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-5.62) (Max=-0.00) M 1 : 451



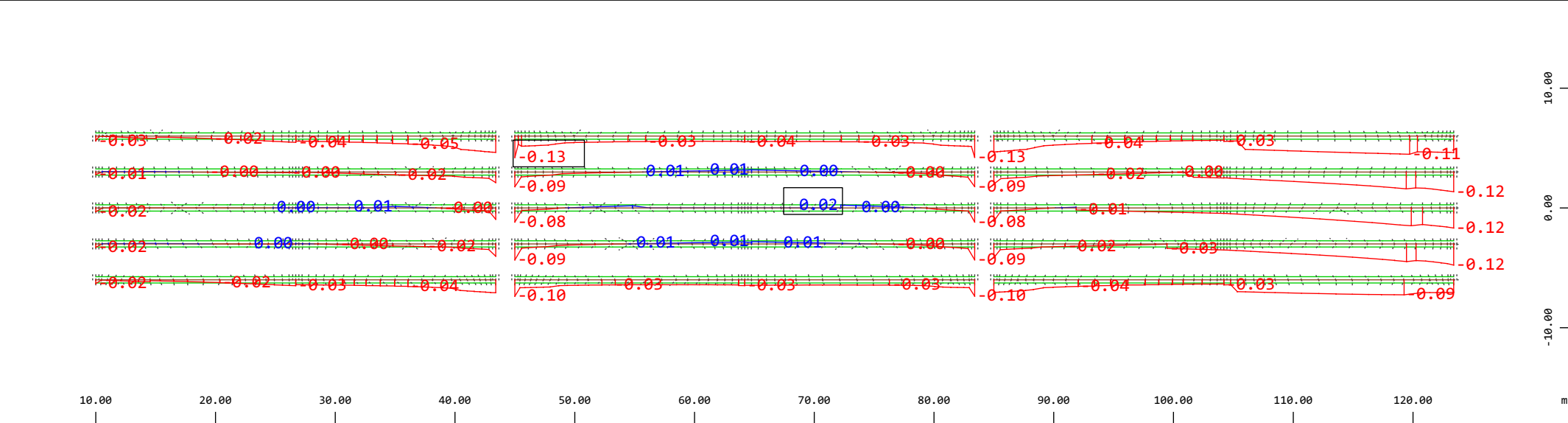
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 941 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Max=7.79) M 1 : 447



Y
Z X

Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 942 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa
(Min=-0.00) (Max=0.20)

M 1 : 465

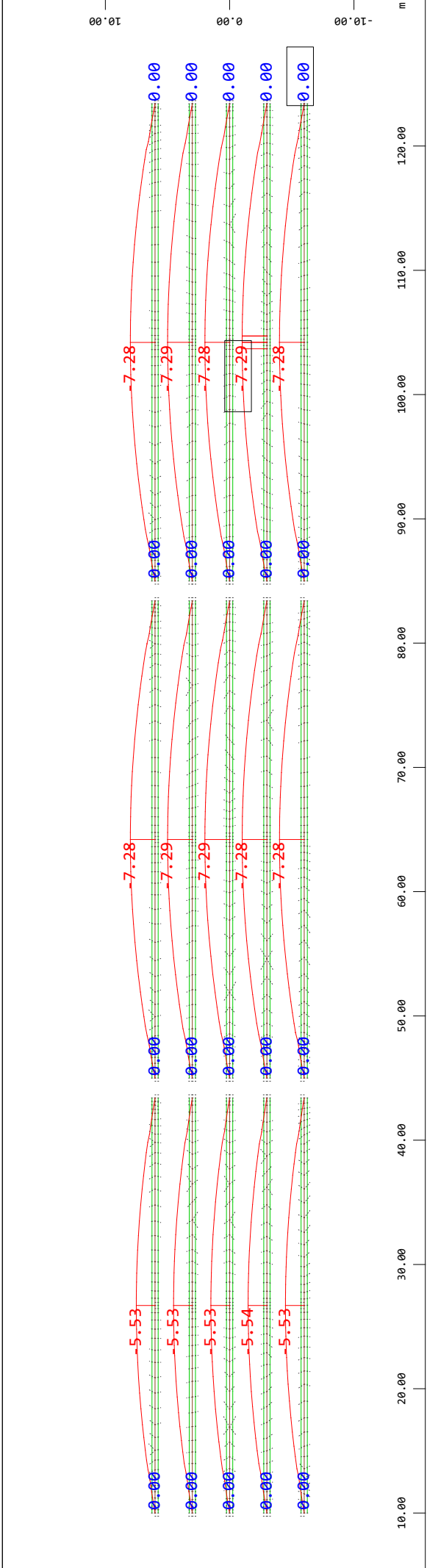


Y
Z X

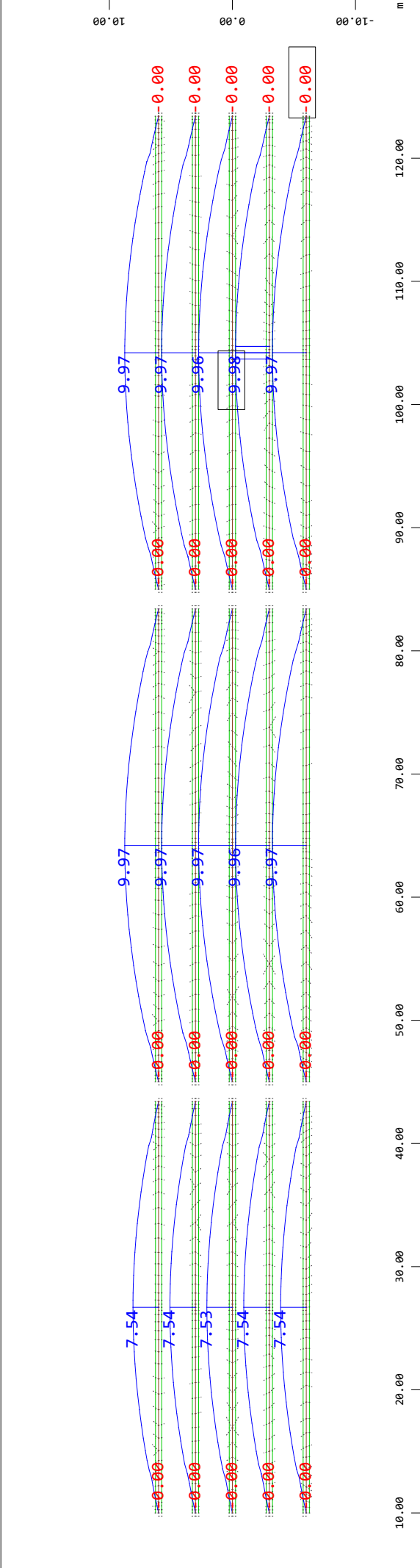
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 942 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 40/50 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 MPa
(Min=-0.13) (Max=0.02)

M 1 : 465

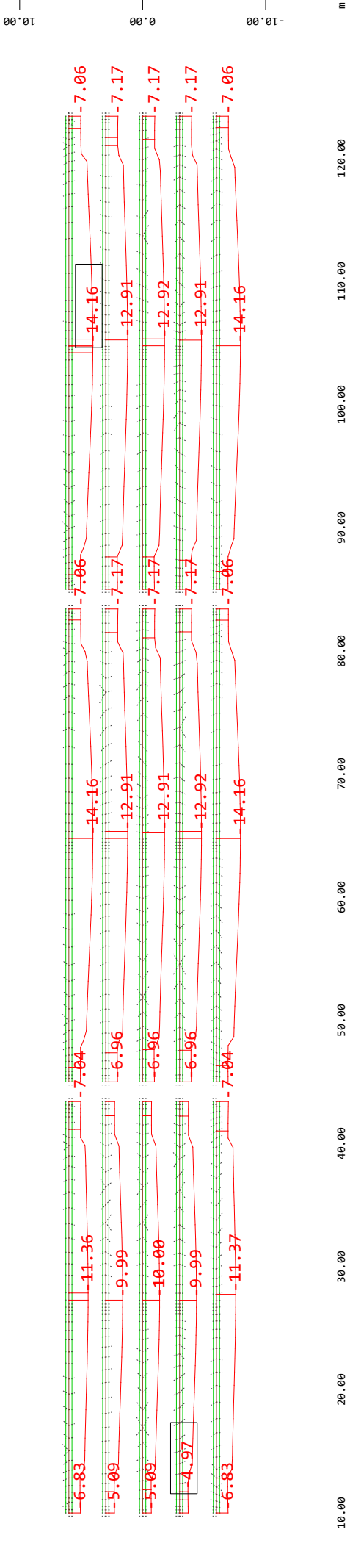
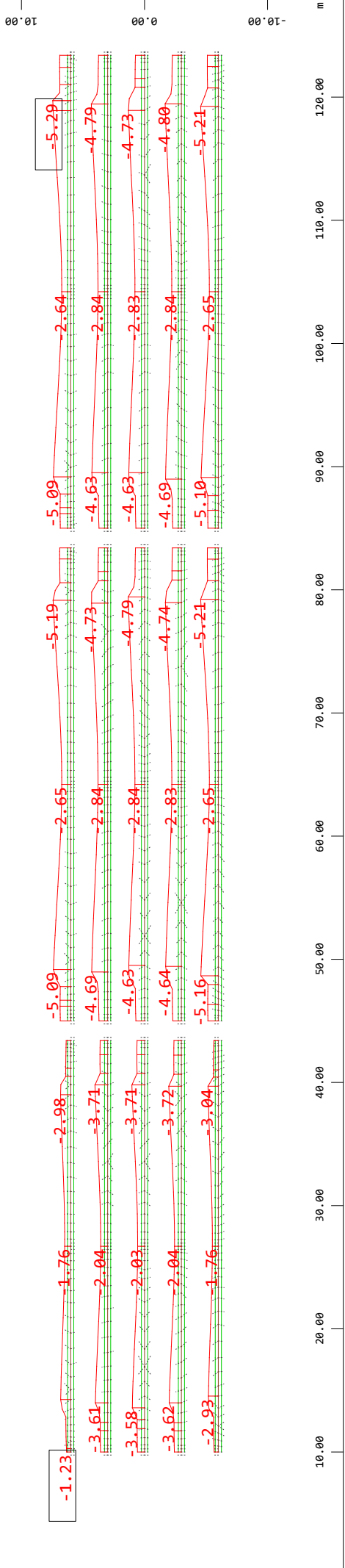
3.5.6 IZPIS NAPETOSTI ZA POSAMEZNE OBTEŽNE PRIMERE MODEL 35+40+40, C2+2



Y
Z X
M 1 : 447



Y
Z X
M 1 : 451

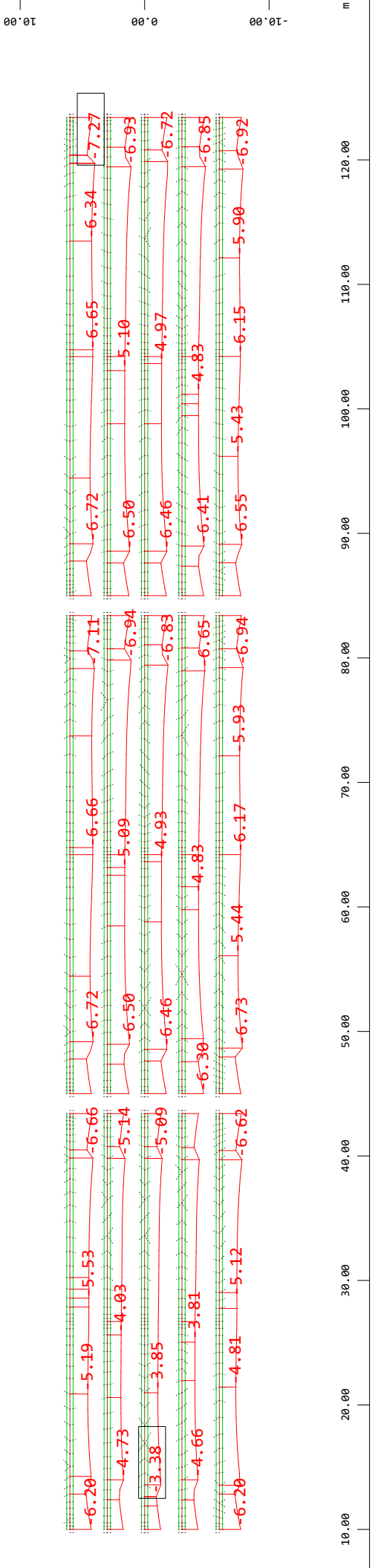
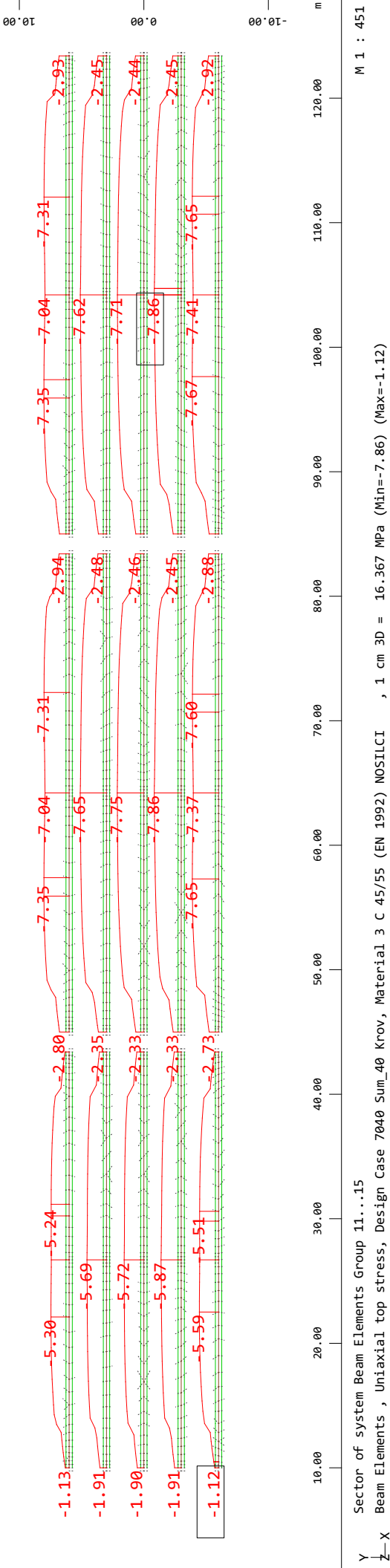


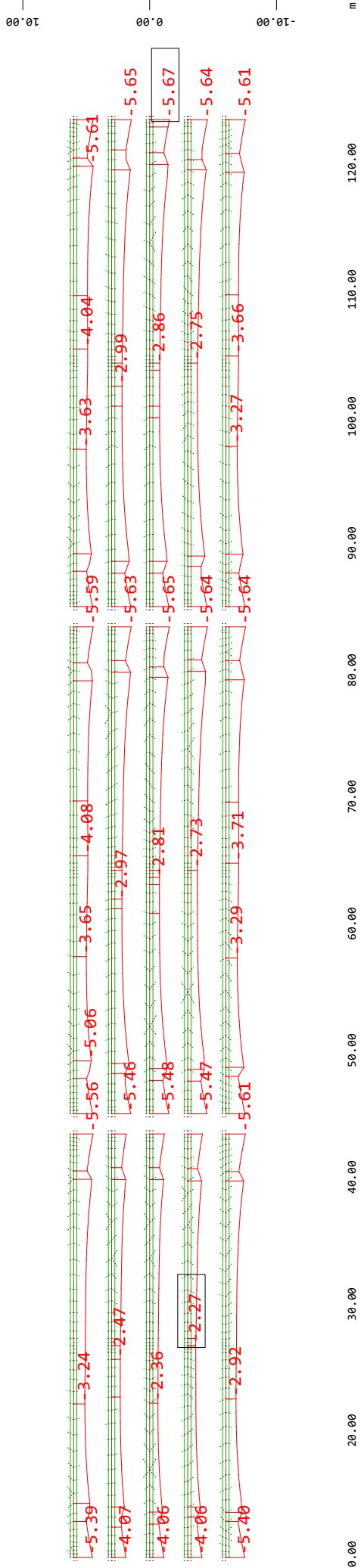
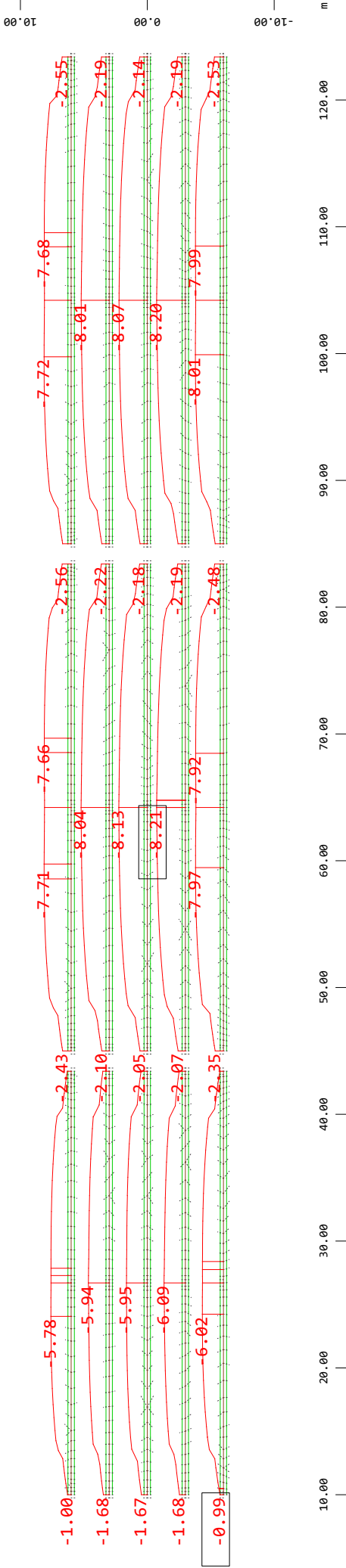


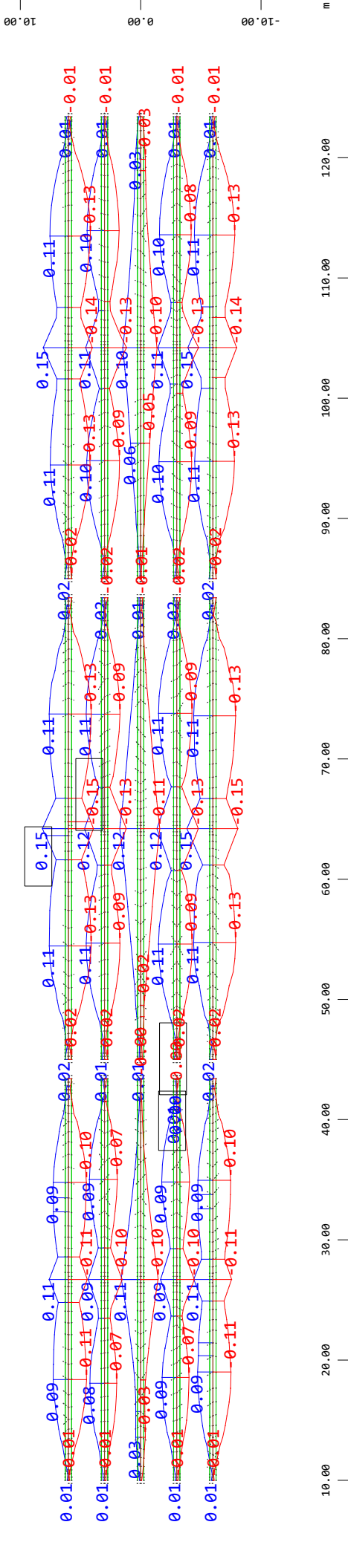
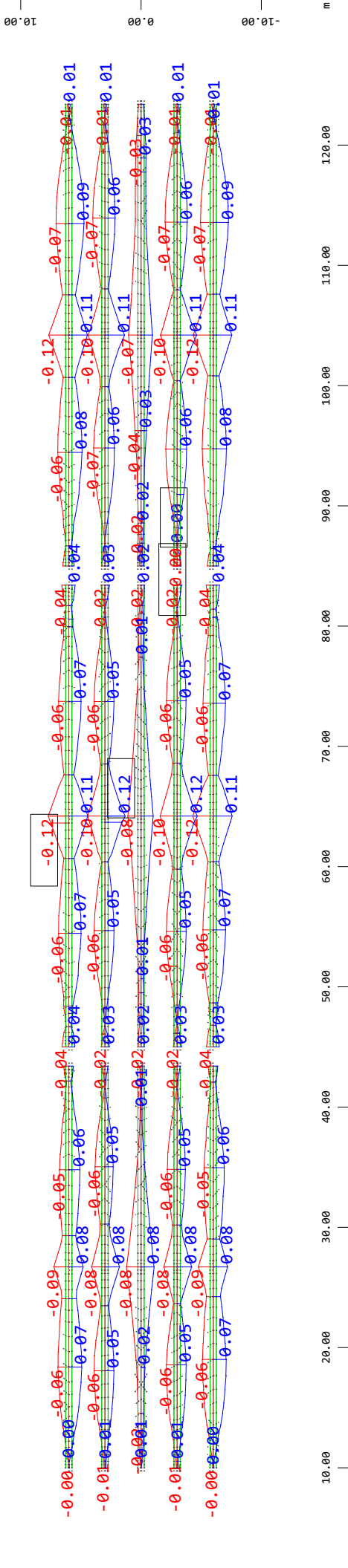
Y
Z X
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7020 Sum_20 AB plošča prekl, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI
(Min=-5.59) (Max=-1.14) , 1 cm 3D = 16.367 MPa

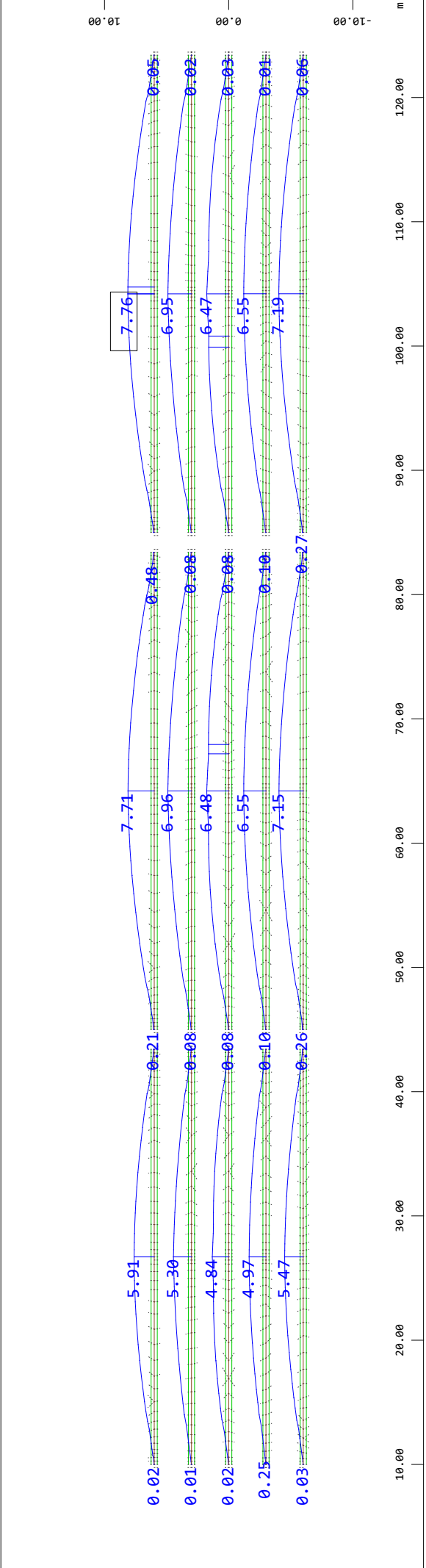
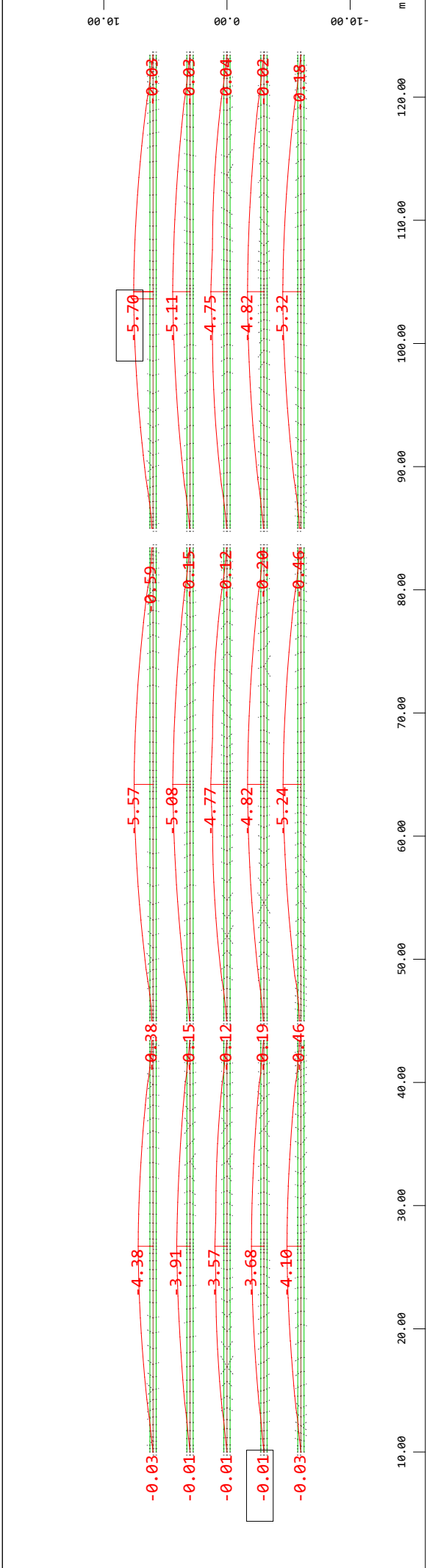


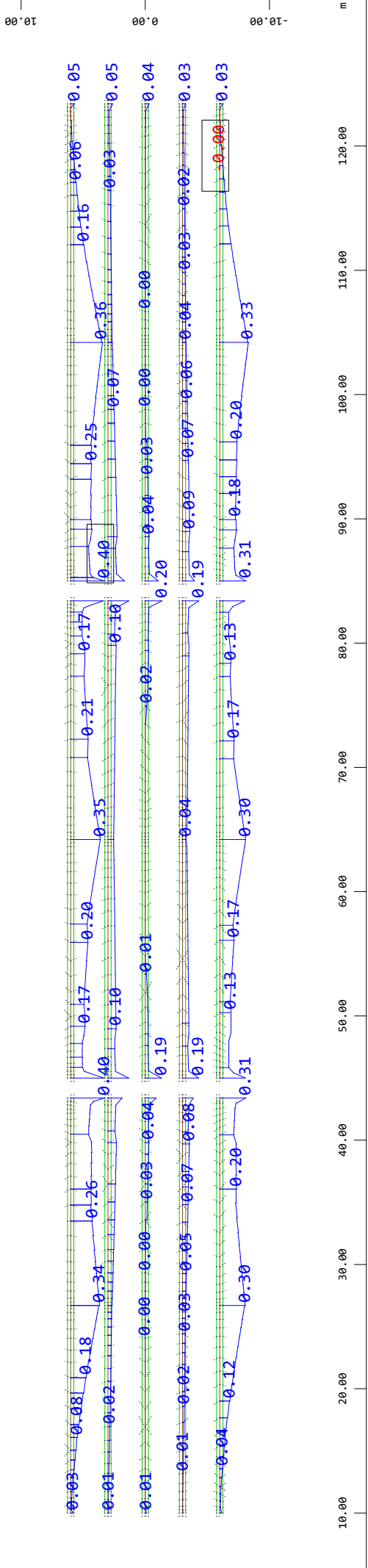
Y
Z X
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 7020 Sum_20 AB plošča prekl, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI
(Min=-9.99) (Max=-4.06) , 1 cm 3D = 16.367 MPa



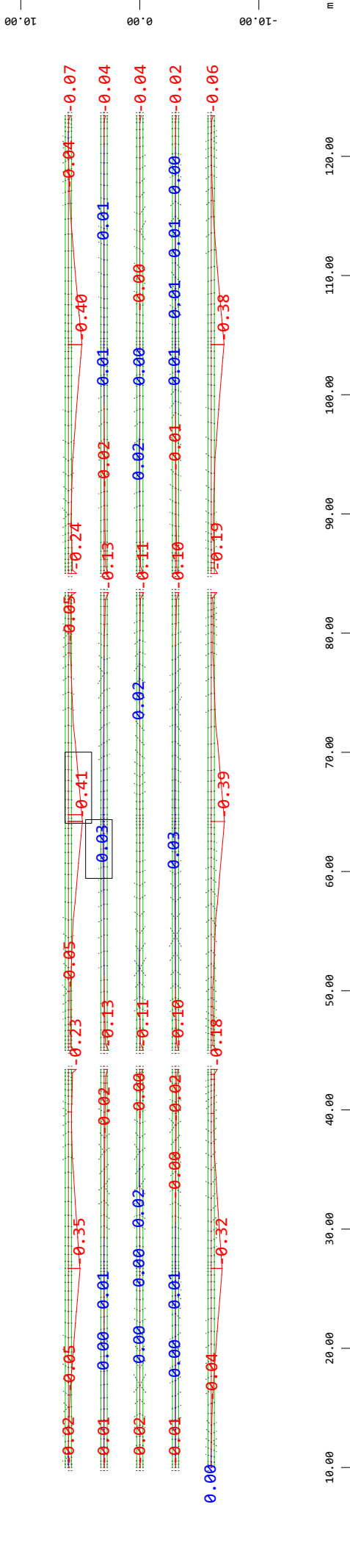




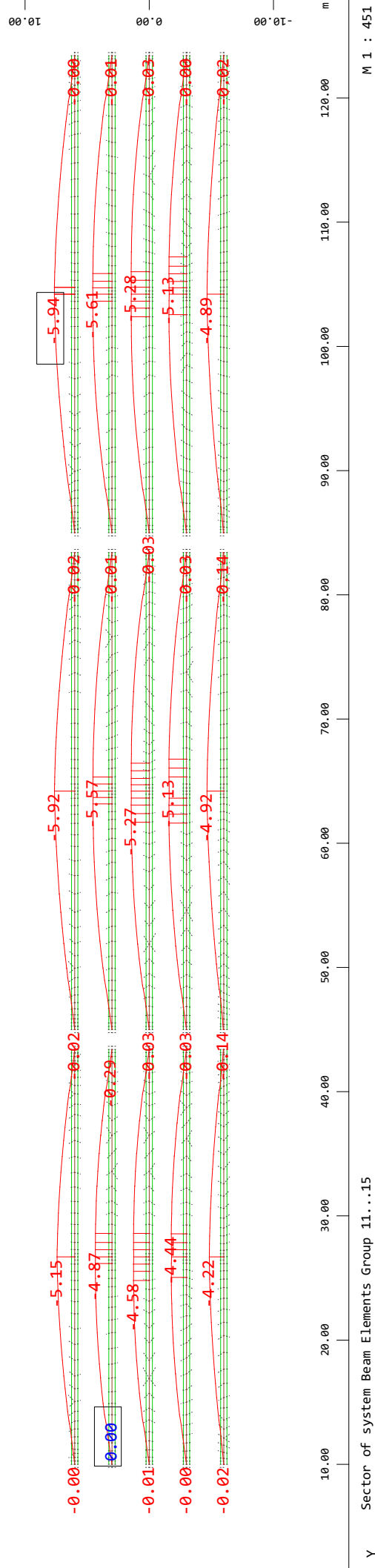




Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 922 PROMET ZVEZNA { mxx My PX P }, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.65469 MPa
(Min=-0.00) (Max=0.40)

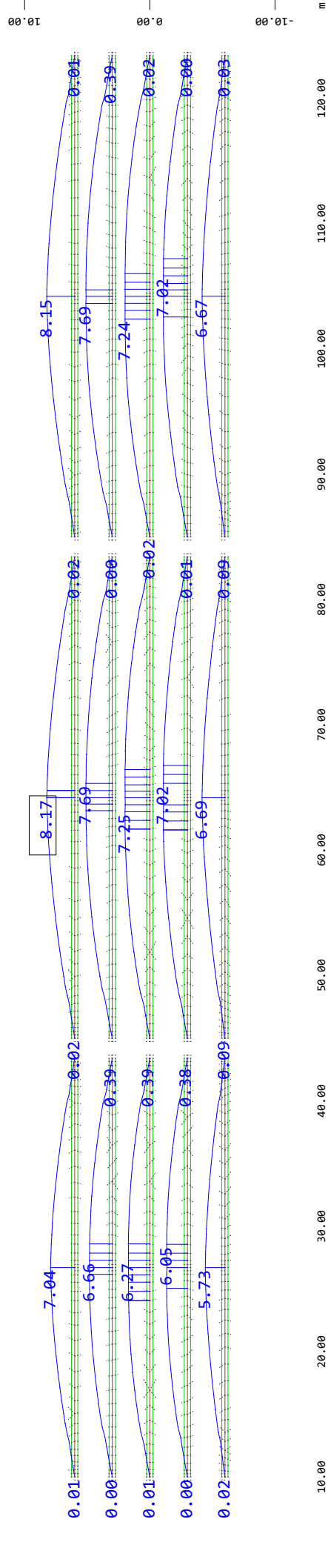


Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 922 PROMET ZVEZNA { mxx My PX P }, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 1.6367 MPa
(Min=-0.41) (Max=0.03)



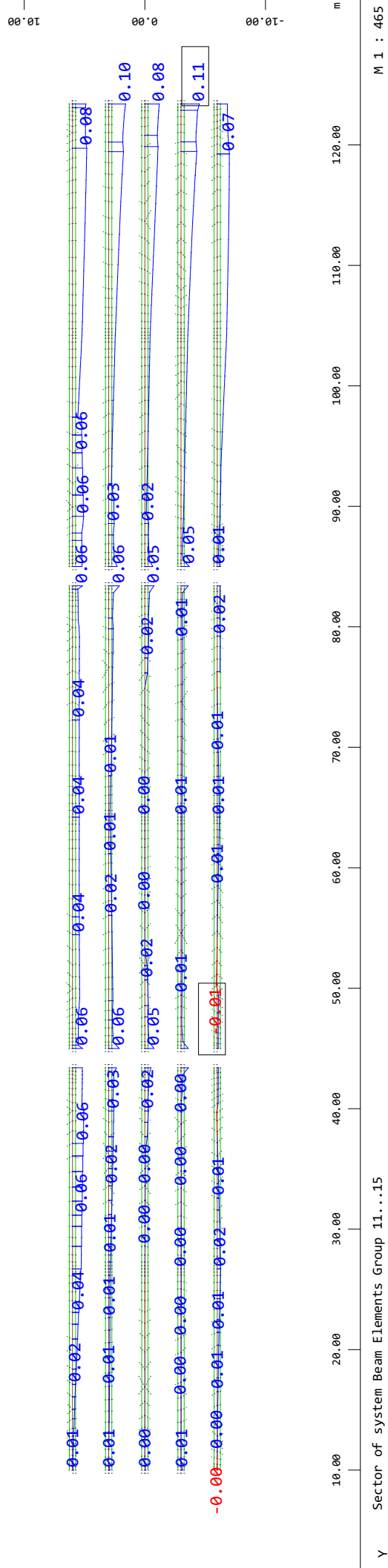
M 1 : 451

Y
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 941 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 16.367 MPa
(Min=-5.94) (Max=0.00)



M 1 : 447

Y
Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 941 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILICI , 1 cm 3D = 16.367 Mpa (Max=8.17)

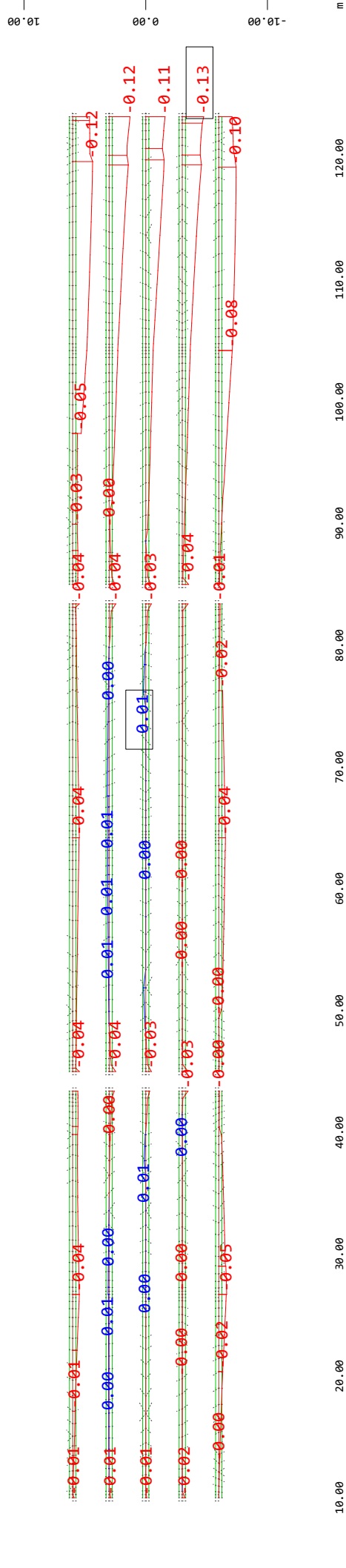


M 1 : 465

Sector of system Beam Elements Group 11...15

$$\begin{array}{c} X \\ | \\ Y - Z \end{array}$$

Beam Elements, Uniaxial top stress, Design Case 942 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI, 1 cm 3D = 0.32734 MPa (Min=-0.01) (Max=0.11)



m

10.00	20.00	30.00
-------	-------	-------

3

Sector of system Beam Elements Group 11...15
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 942 PROMET TS { mxx My PX P }, Material 3 C 45/55 (EN 1992) NOSILCI , 1 cm 3D = 0.32734 Mpa
(Min=-0.13) (Max=0.01)

3.6 KONTROLA DEKOMPRESIJE

V skladu s EN 1992-2 upoštevamo:

Table 7.101N — Recommended values of $w_{\max}$ and relevant combination rules

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members without bonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,3 ^a	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Decompression
^a For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence of appearance conditions this limit may be relaxed.		
^b For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.		

Pogoj dekompresije je izpolnjen, ko je celoten betonski prerez znotraj razdalje 100 mm od roba kabla oziroma cevi tlačén. Pogoj dekompresije se preverja za **pogosto kombinacijo** za izpostavljenost XD, drugače za kvazi stalno obtežno kombinacijo.

Dekompresija v območju kablov:

SLS – frequent

Obtežne kombinacije:

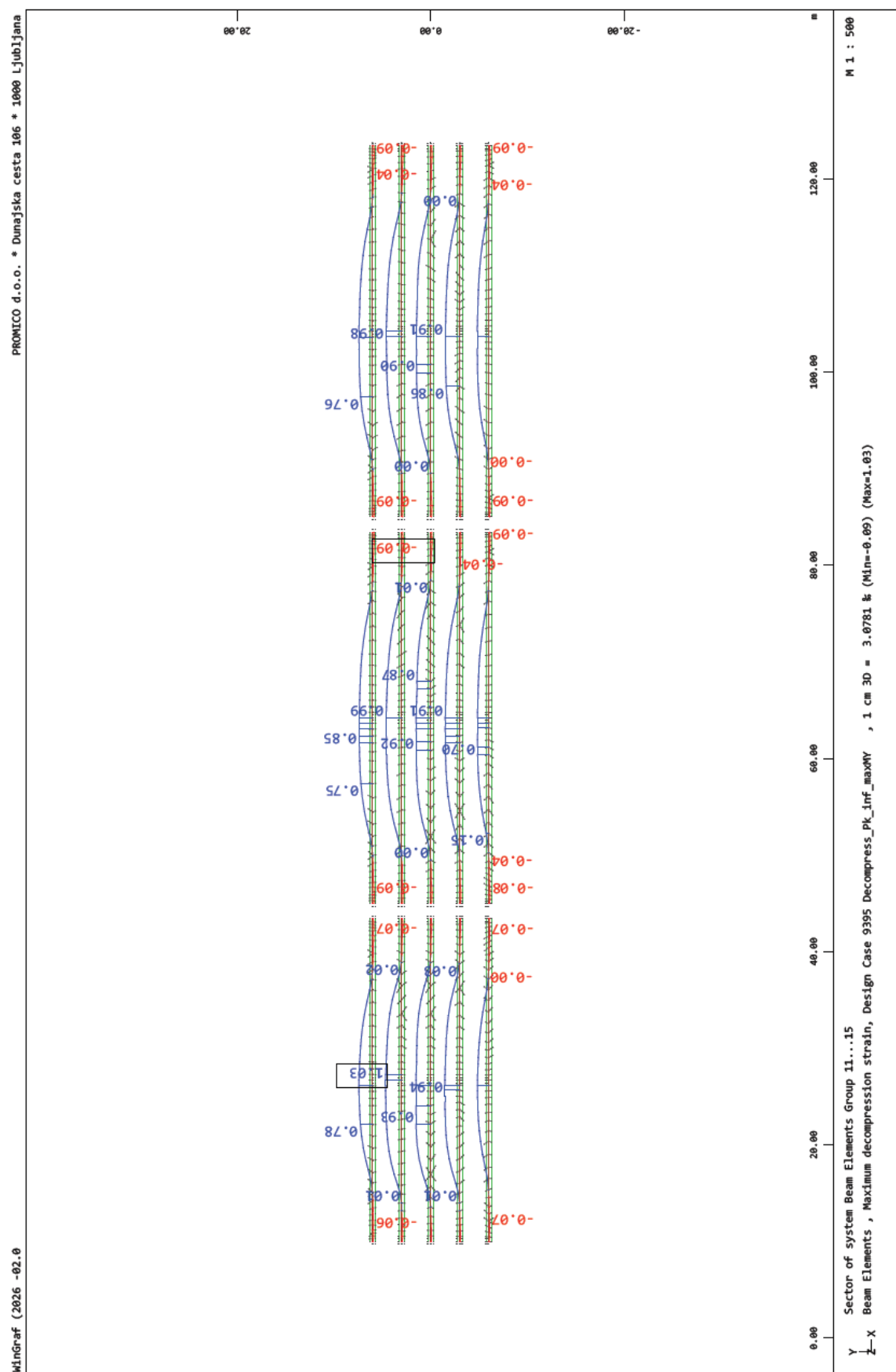
$$G + P + (0,4 \cdot L_{UDL} + 0,75 \cdot L_{TS}) + 0,5 \cdot T$$

$$G + P + 0,6 \cdot T$$

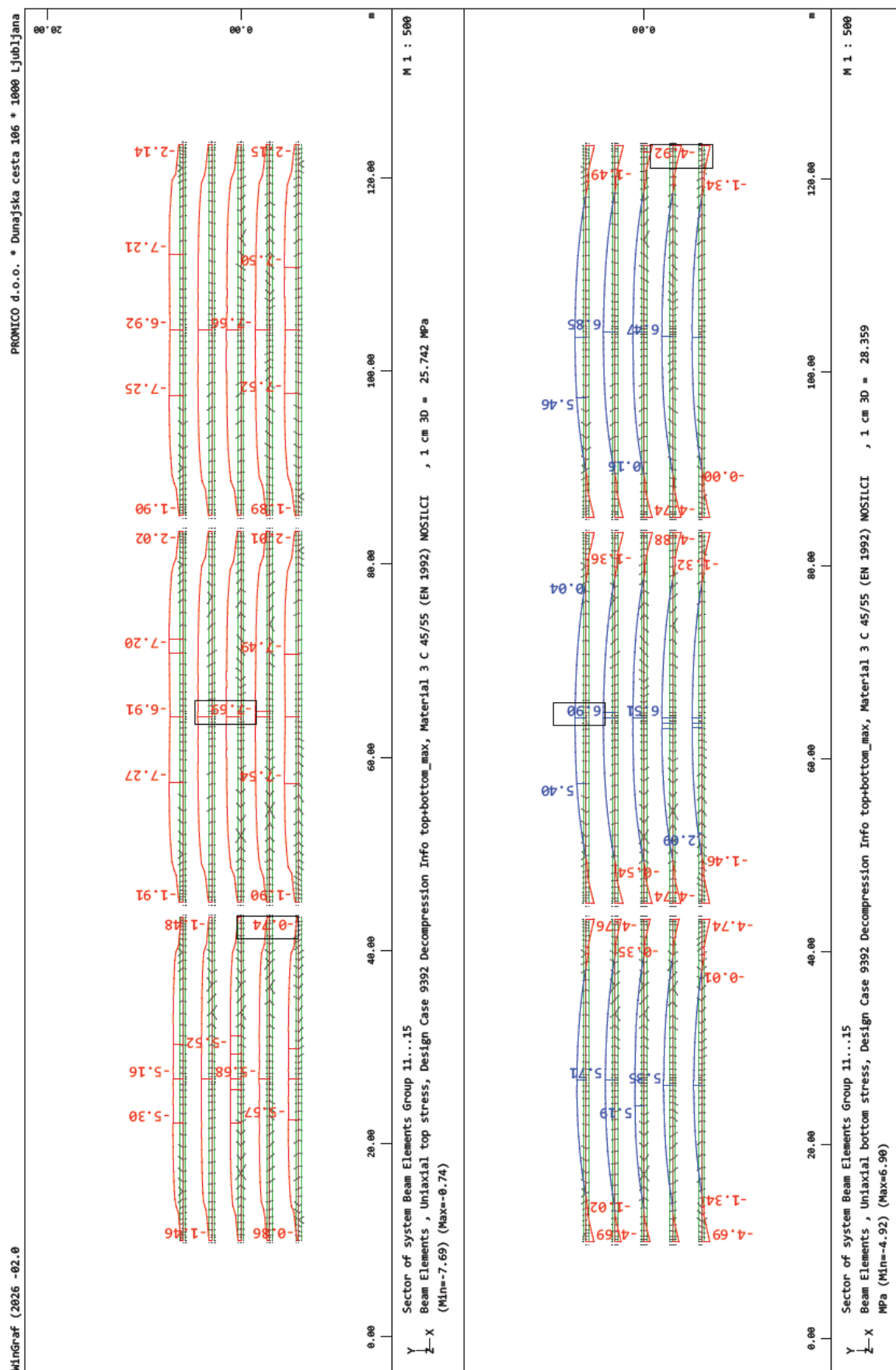
$$G + P + 0,2 \cdot W + 0,5 \cdot T$$

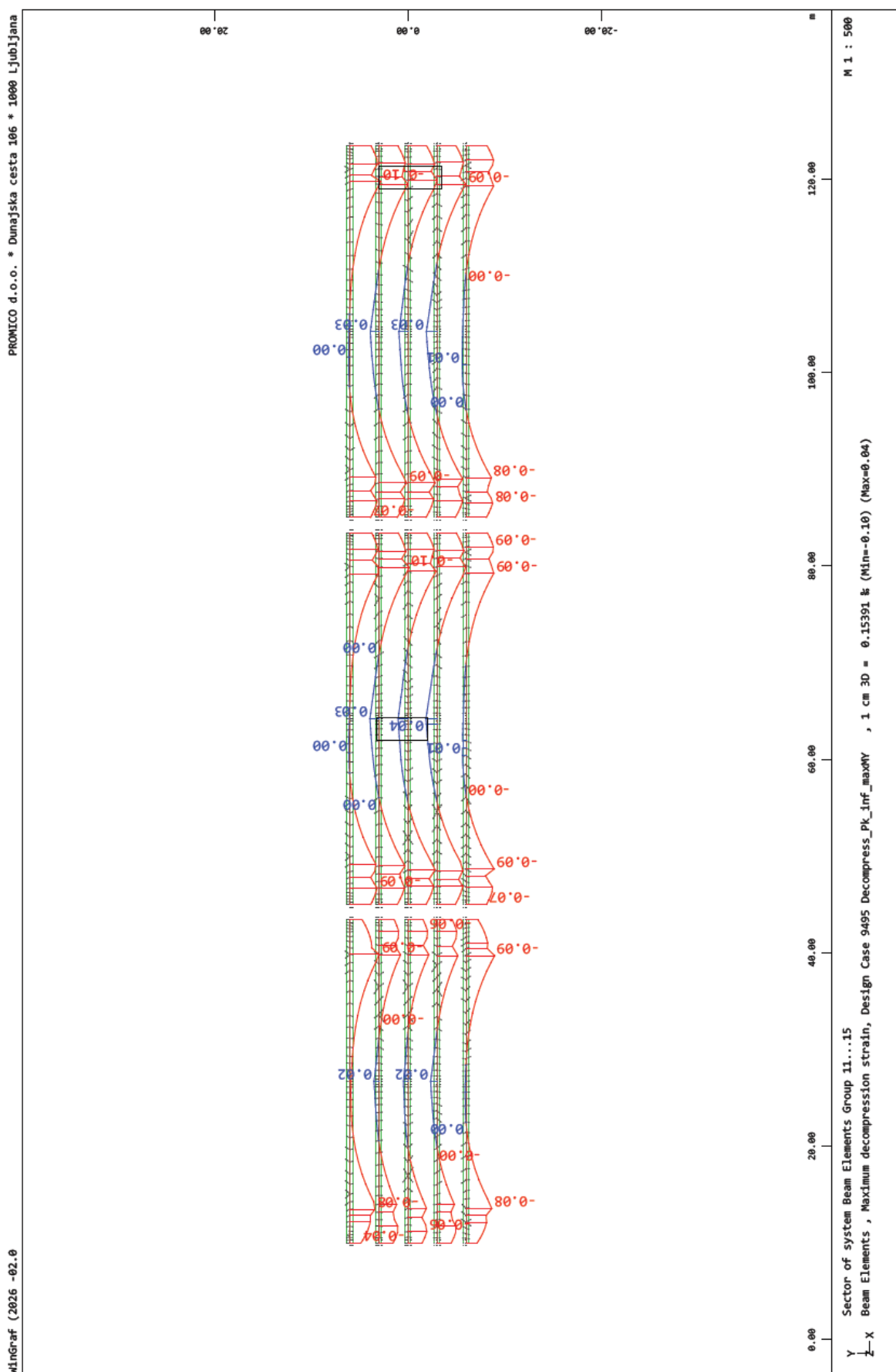
Spodaj je prikazan izpis samo za model 35+40+40, C2+2, ki podaja merodajne rezultate.

Specifične deformacije – MSU pogosta kombinacija (My,max) -

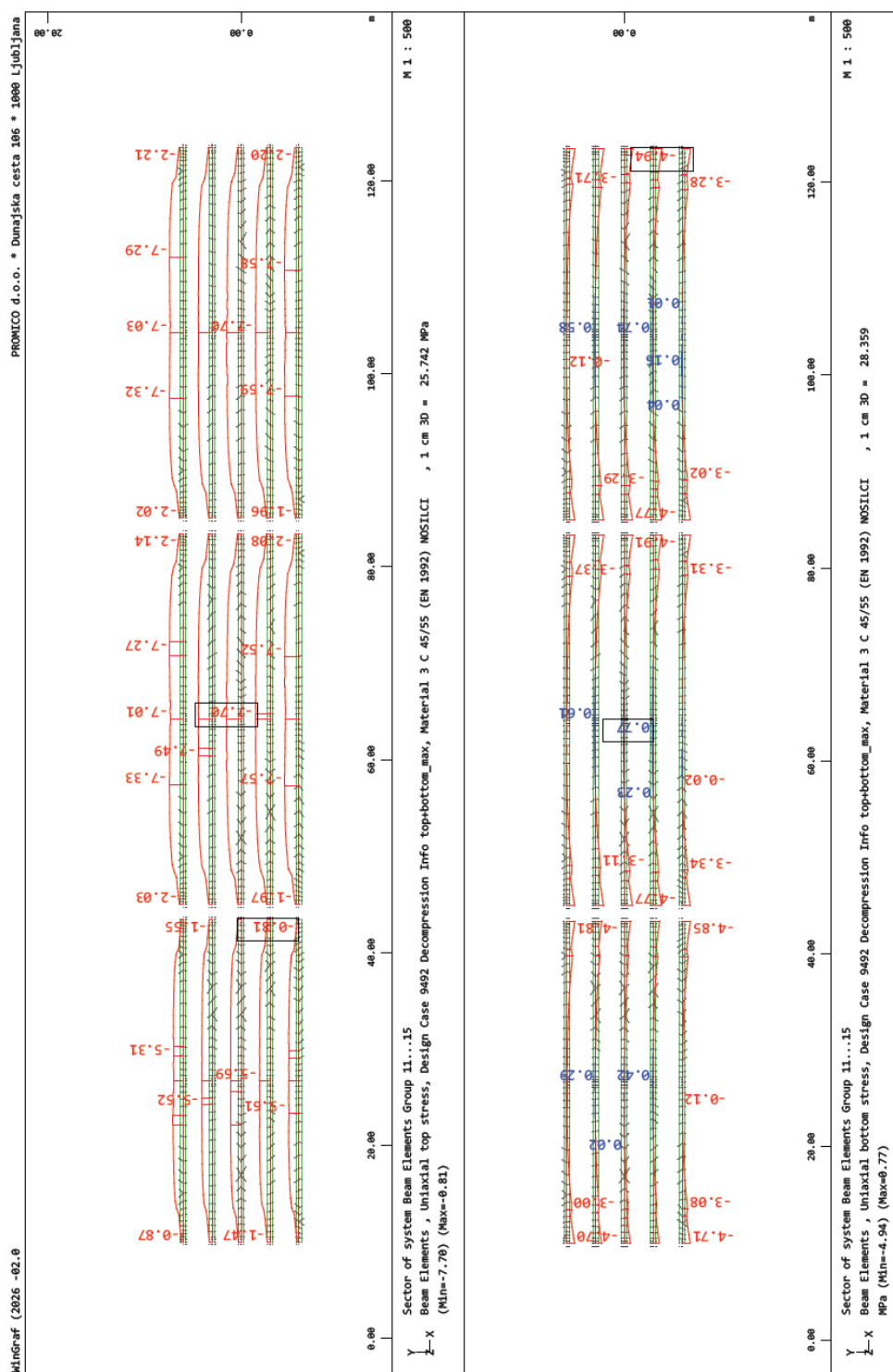


NAPETOSTI ZGORAJ / SPODAJ – MSU pogosta kombinacija (My,max)



Specifične deformacije – MSU kvazi stalna kombinacija ($M_{y,max}$)

NAPETOSTI ZGORAJ / SPODAJ – MSU kvazi stalna kombinacija (My,max)

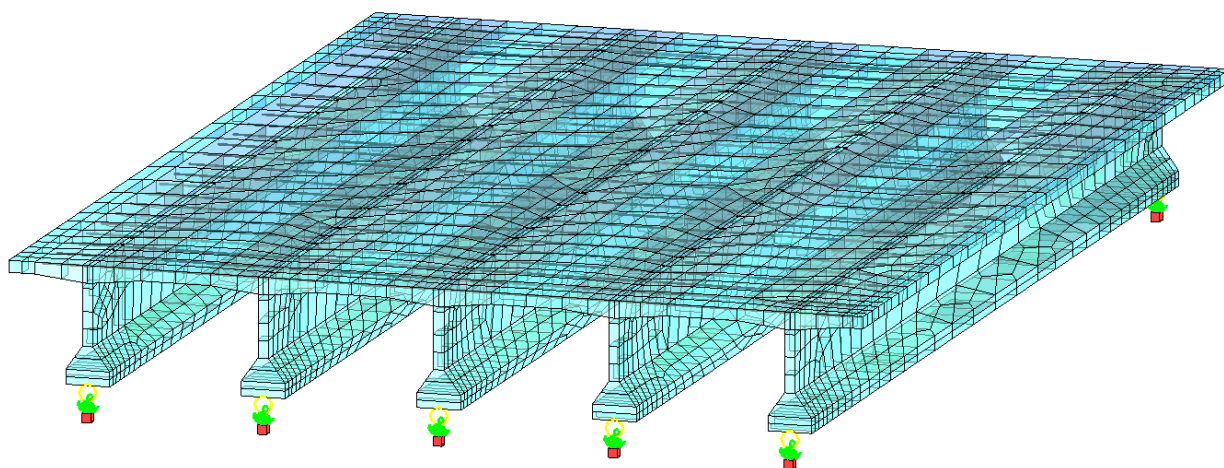


4 ANALIZA PREKLADNE KONSTRUKCIJE – PREČNA SMER

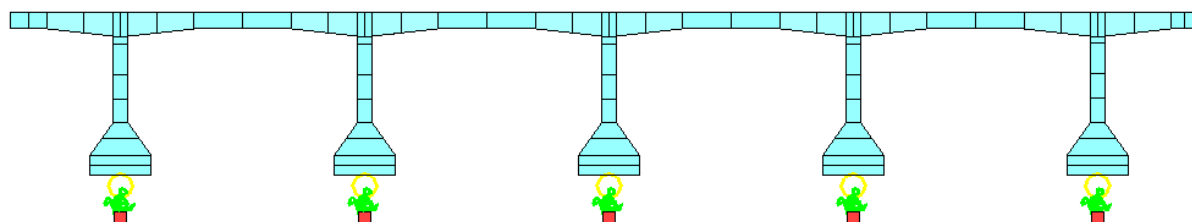
4.1 VHODNI PODATKI

4.1.1 RAČUNSKI MODEL

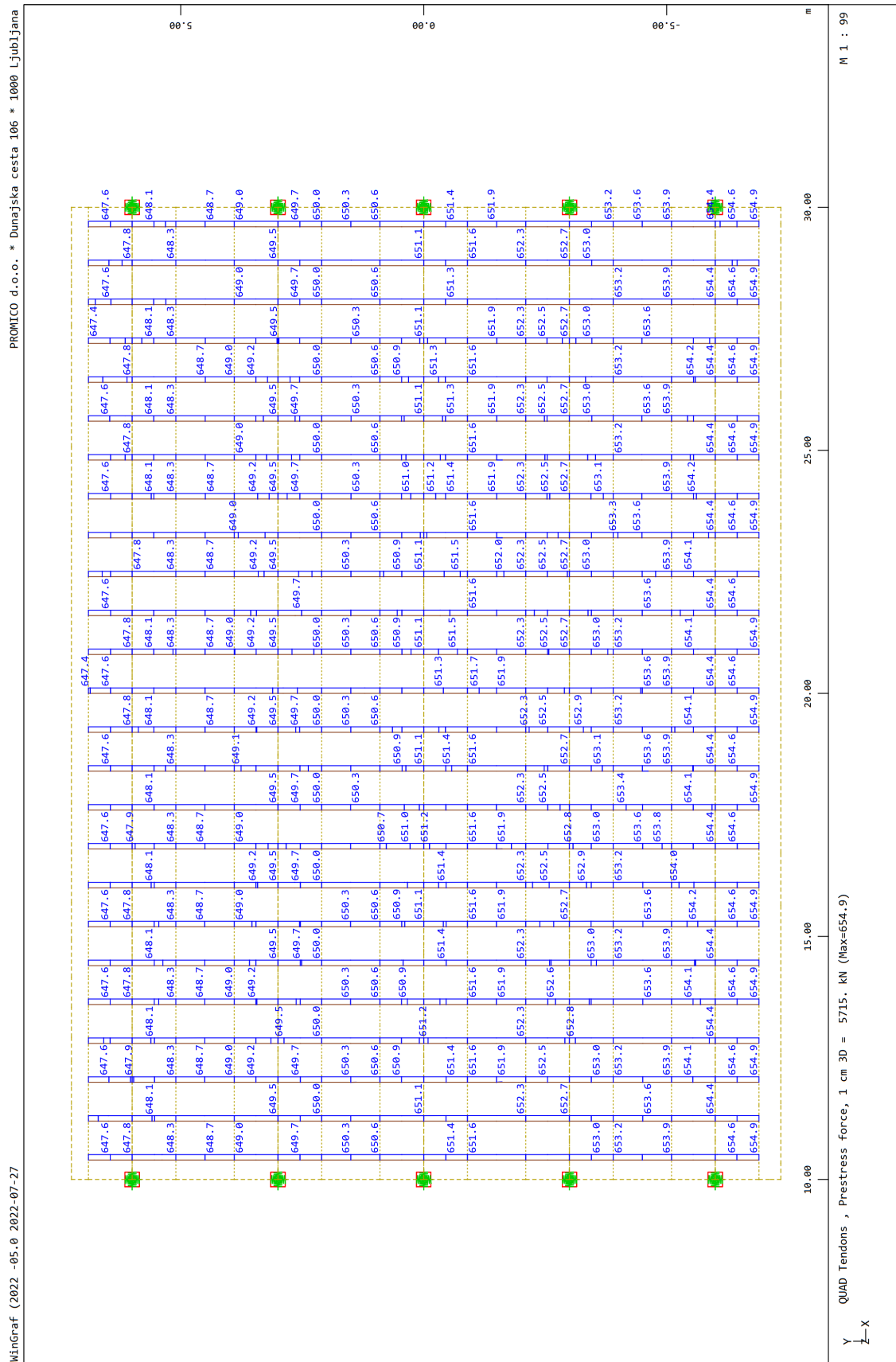
Analiza prečne smeri AB plošče je izvedena na ploskovnem računskem modelu, kjer je analiziran segment prekladne konstrukcije, ki je v celoti predstavljen iz ploskovnih elementov. Upoštevane so posamezne odebelitve AB plošče in kabli za prednapenjanje v prečni smeri AB plošče.



Slika 1: 3D pogled ploskovnega računskega modela



Slika 2: 3D pogled ploskovnega računskega modela



Sile prednapenjanja v prečnih kablích AB plošč

4.1.2 OBTEŽBE

Interactive Graphics

All loads LC: 5010 All loads LC: 5040

All loads LC: 101 ; All loads LC: 121 ; All loads LC: 131 ; All loads LC: 141 ; All loads LC

All loads LC: 181 All loads LC: 191

All loads LC: 205 All loads LC: 304 All loads LC: 406

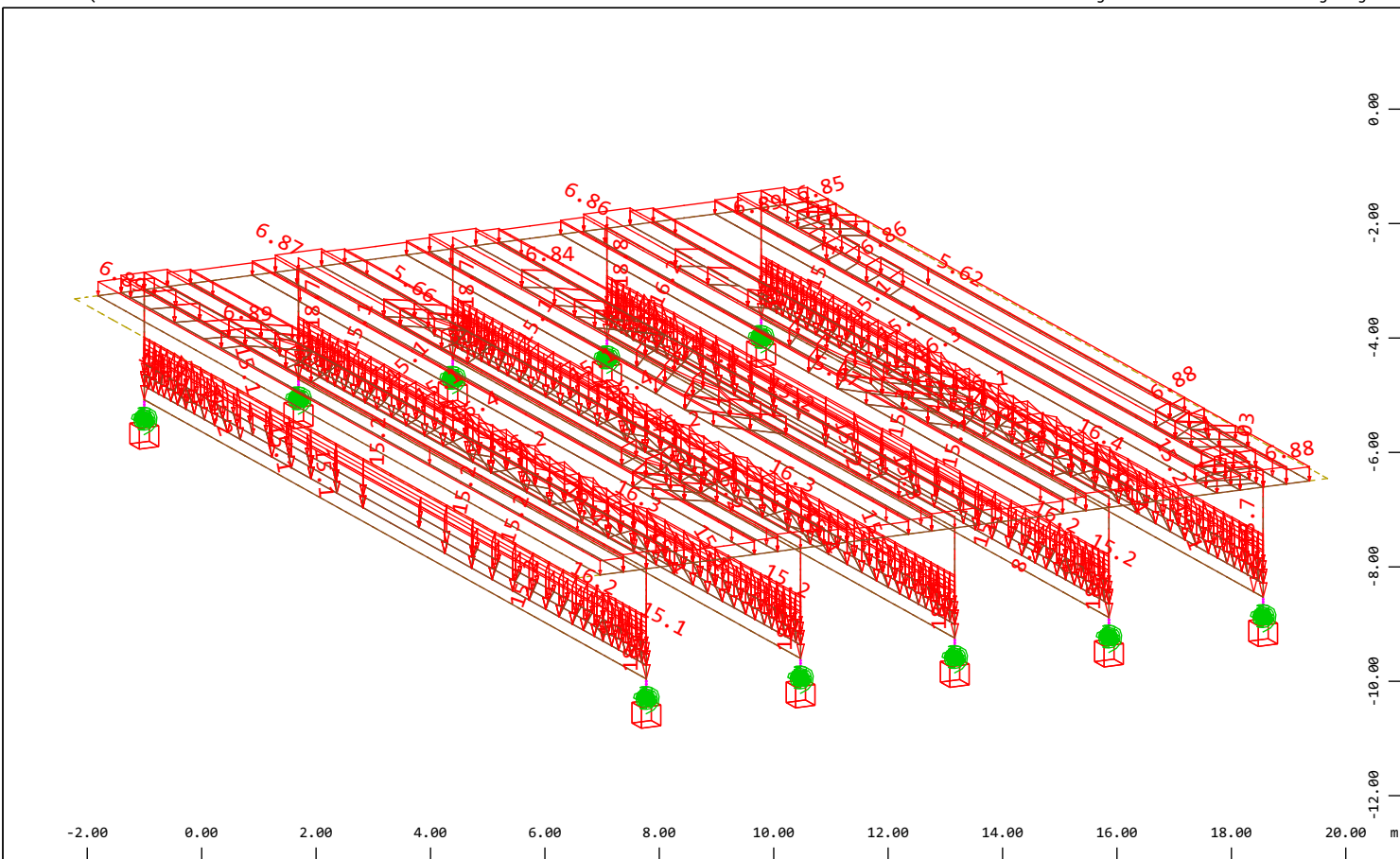
All loads LC: 505 All loads LC: 606

Table of Contents

OBTEŽBA

Interactive Graphics

All loads LC: 5010 All loads LC: 5040	2
All loads LC: 101 ; All loads LC: 121 ; All loads LC: 131 ; All loads LC: 141 ; All loads LC	3
All loads LC: 181 All loads LC: 191	4
All loads LC: 205 All loads LC: 304 All loads LC: 406	5
All loads LC: 505 All loads LC: 606	6



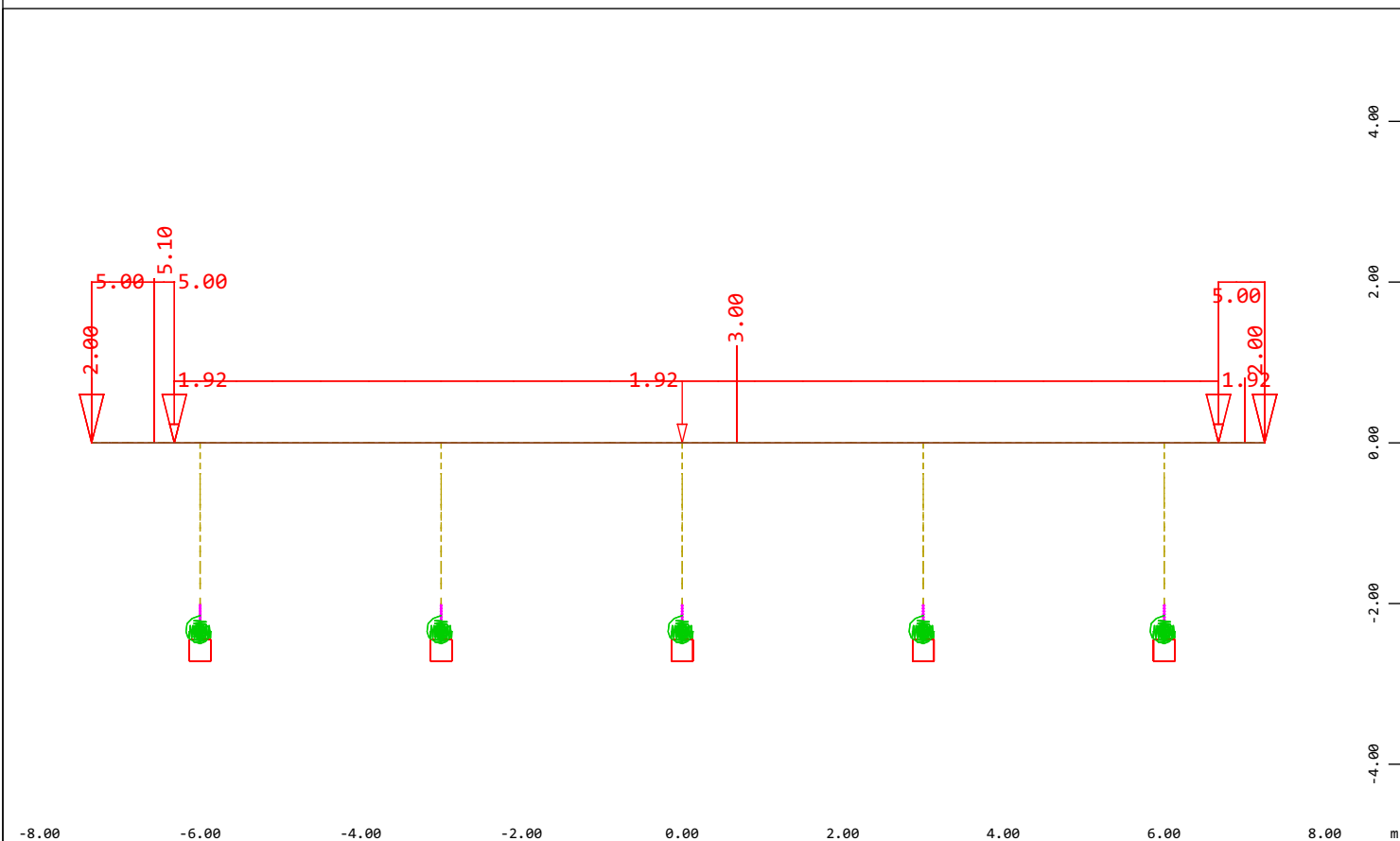
All loads, Loadcase 5010 (CS 10) Prekladna konstrukcija , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Element (Unit=27.5 kN/m2) (Min=-18.8) (Max=-4.50)

M 1 : 125

X * 0.502

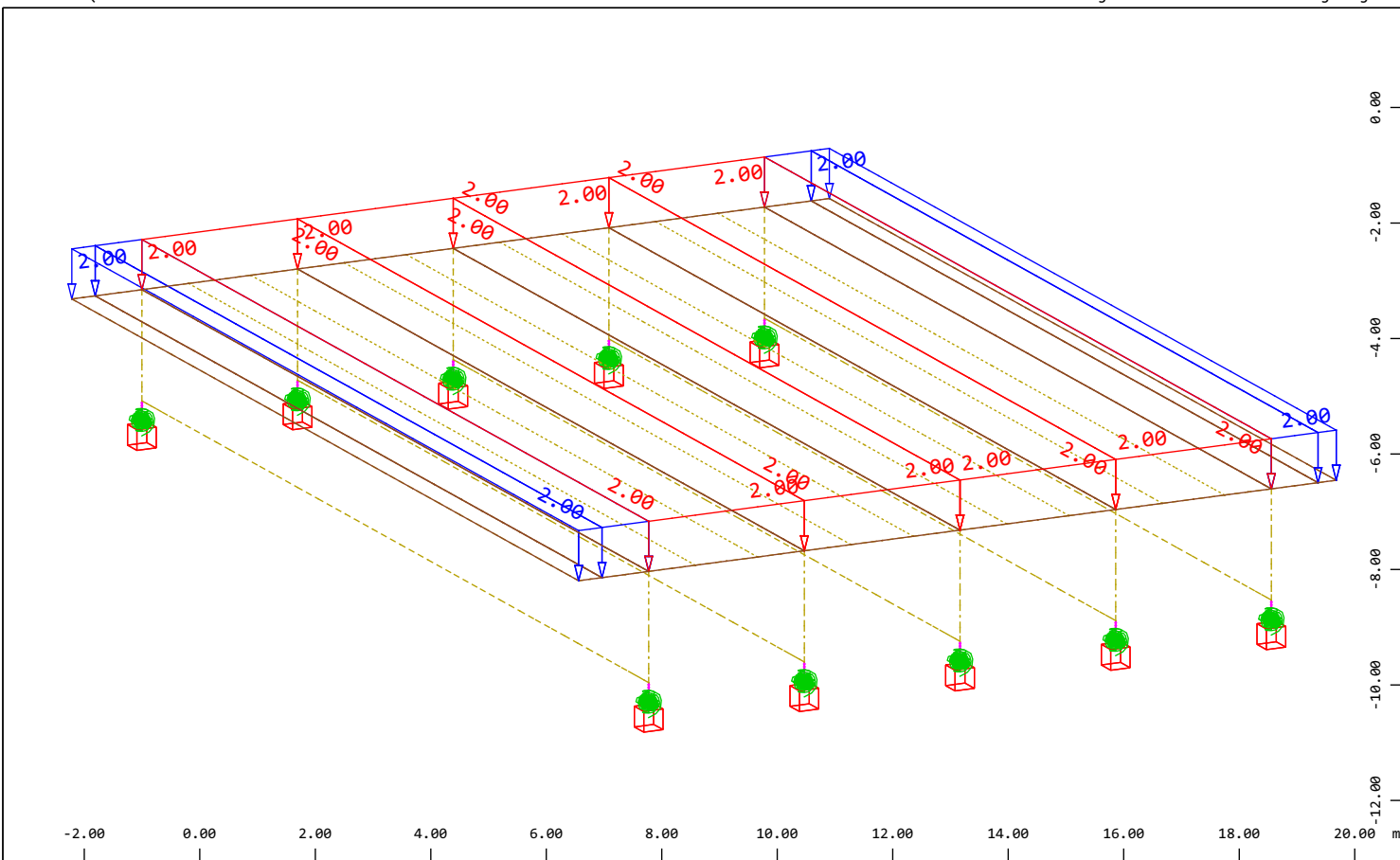
Y * 0.906

Z * 0.962



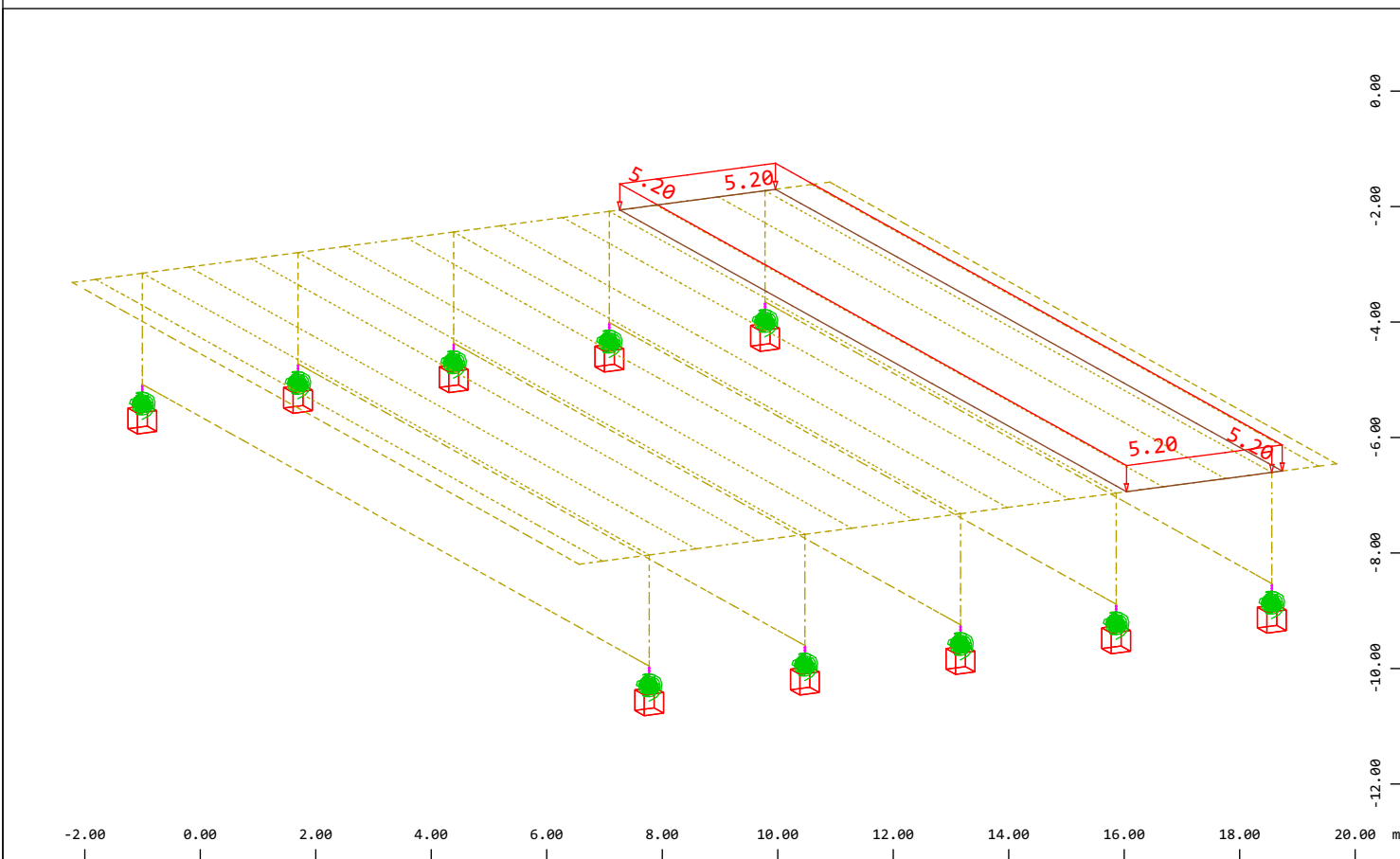
All loads, Loadcase 5040 (CS 40) Krov , (1 cm 3D = unit) Free line load (force) in global Z (Unit=2.23 kN/m, Min=-5.10 Max=-1.50), Free area load (force) in global Z (Unit=2.23 kN/m2, Min=-5.00 Max=-1.92)

M 1 : 89



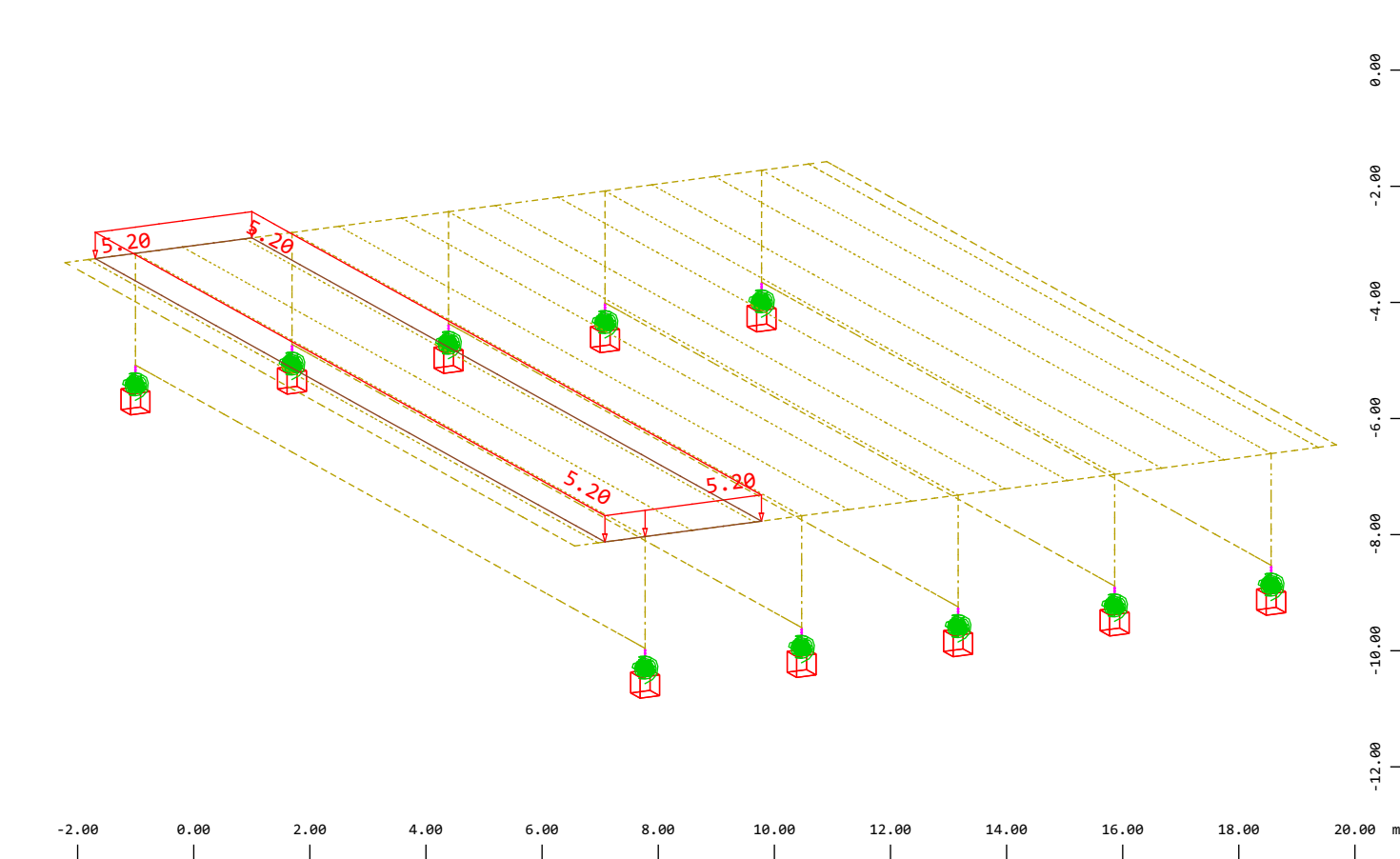
All loads, Loadcase 101 (CS 47) UDL 2,5kN/m² , (1 cm 3D = unit) Area element load (force) vector
(Unit=2.75 kN/m²  (Max=2.00))
All loads, Loadcase 121 (CS 47) UDL 2,5kN/m² , (1 cm 3D = unit) Area element load (force) vector

M 1 : 124
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



All loads, Loadcase 171 (CS 47) UDL overload , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z
(Unit=13.8 kN/m²  (Min=-5.20) (Max=-5.20))

M 1 : 124
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



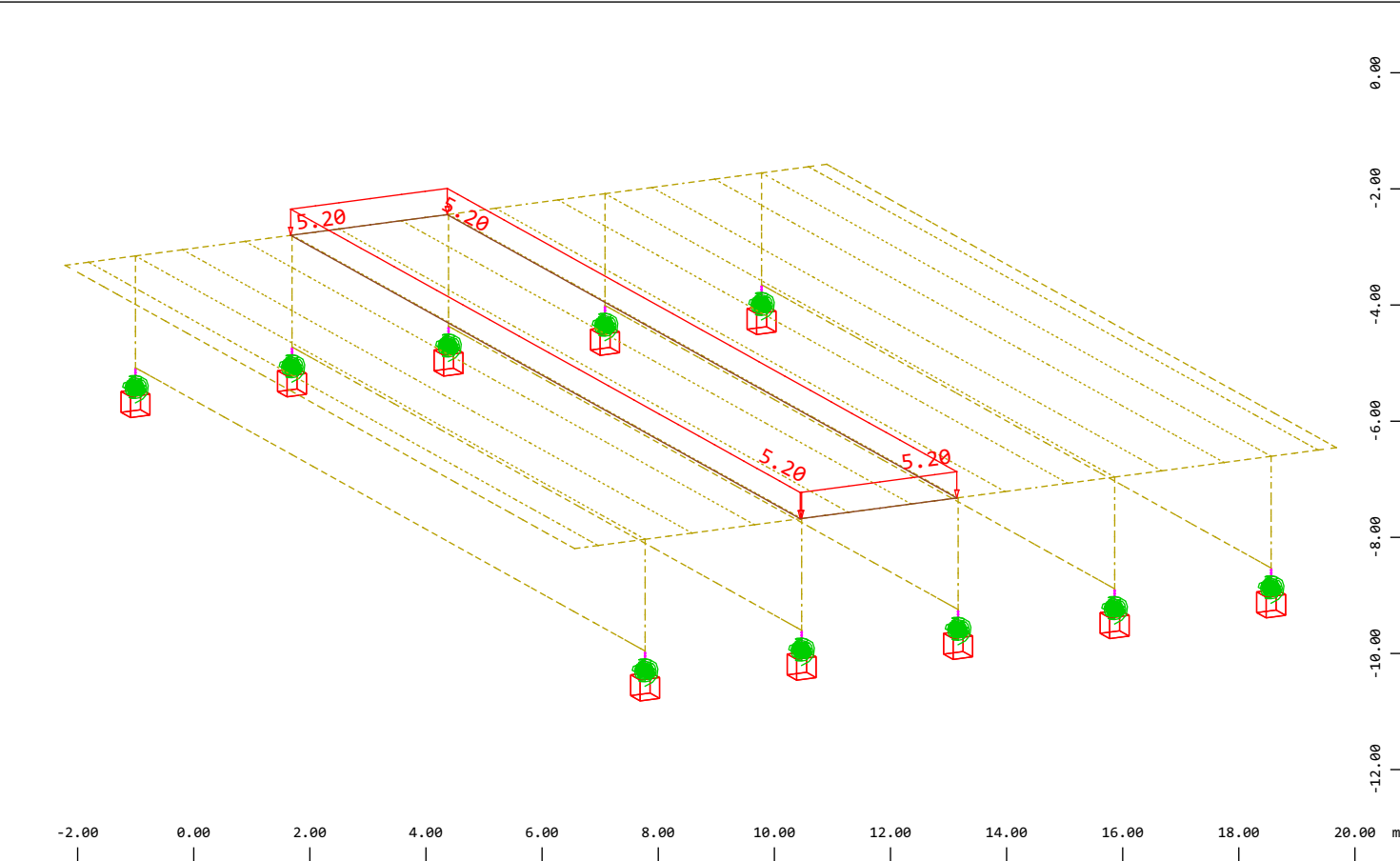
Z

X

Y

All loads, Loadcase 181 (CS 47) UDL overload , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z
(Unit=13.8 kN/m2  (Min=-5.20) (Max=-5.20))

M 1 : 124
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



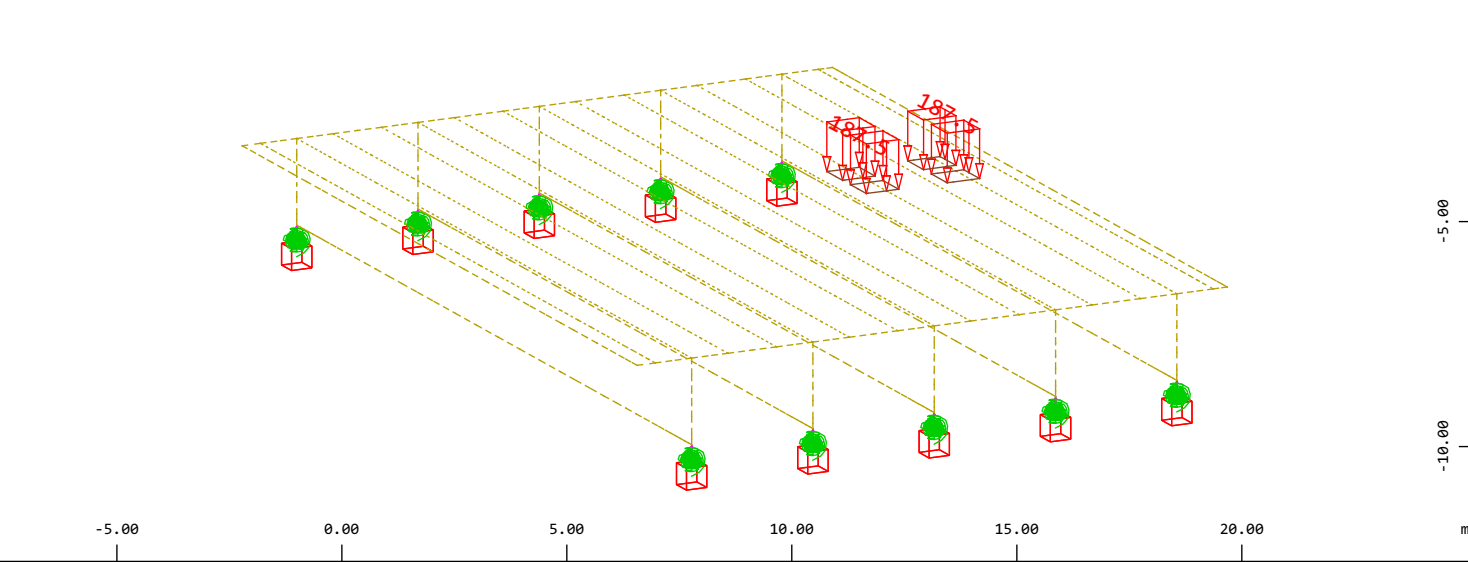
Z

X

Y

All loads, Loadcase 191 (CS 47) UDL overload , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z
(Unit=13.8 kN/m2  (Min=-5.20) (Max=-5.20))

M 1 : 124
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



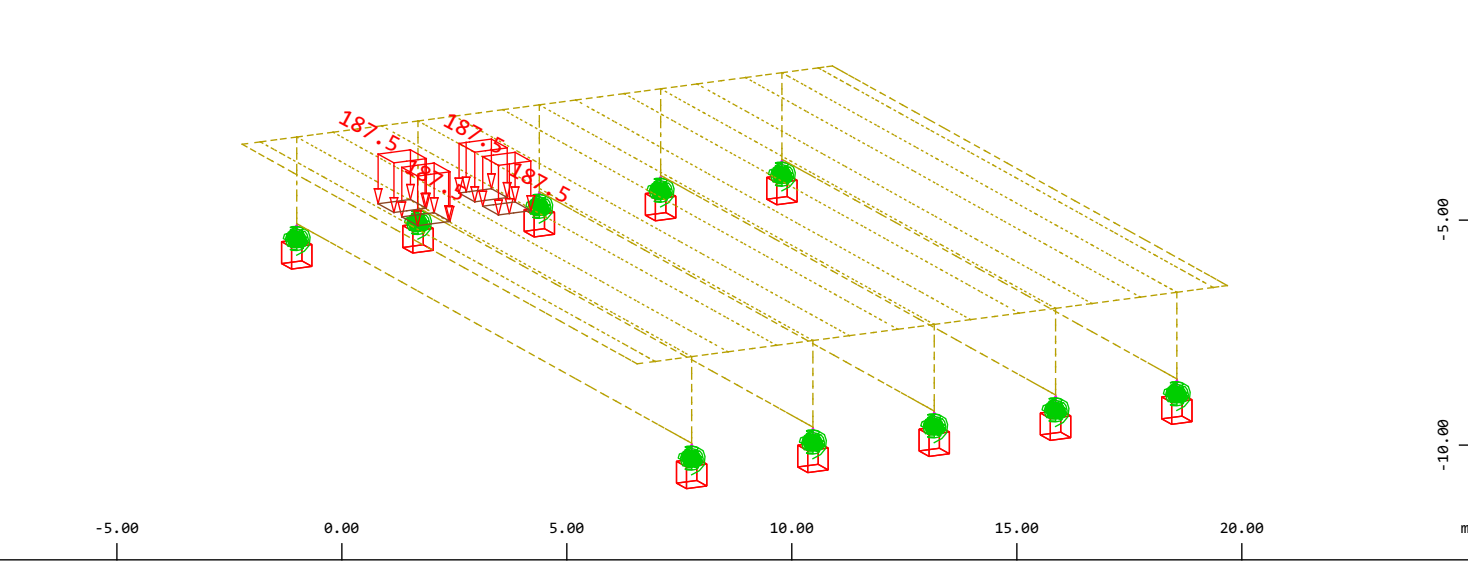
Z

X

Y

All loads, Loadcase 205 (CS 47) TS1 left-lane 1 , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=275.0 kN/m2  (Min=-187.5) (Max=-187.5)

M 1 : 168
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



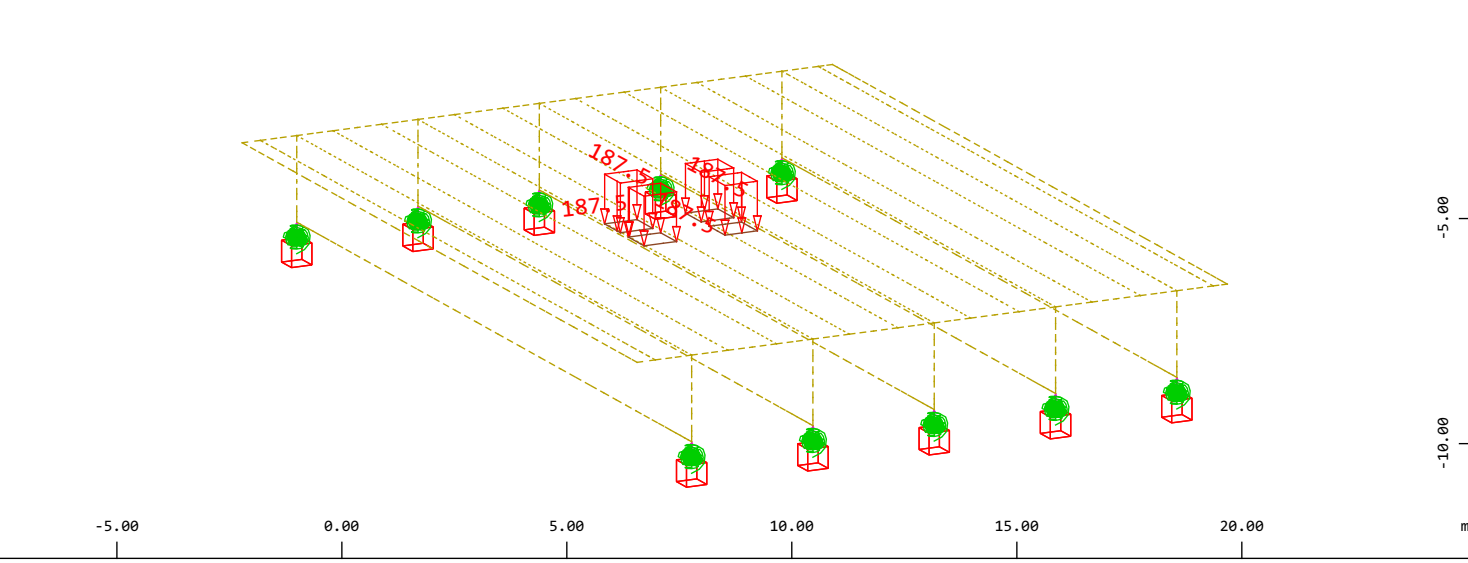
Z

X

Y

All loads, Loadcase 304 (CS 47) TS1 right-lane 1 , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=275.0 kN/m2  (Min=-187.5) (Max=-187.5)

M 1 : 168
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



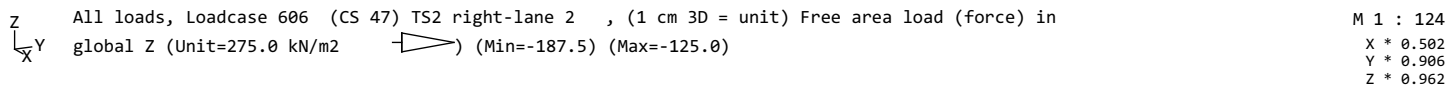
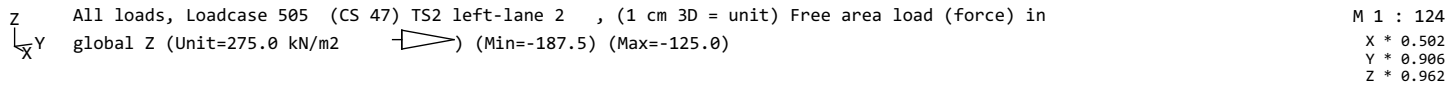
Z

X

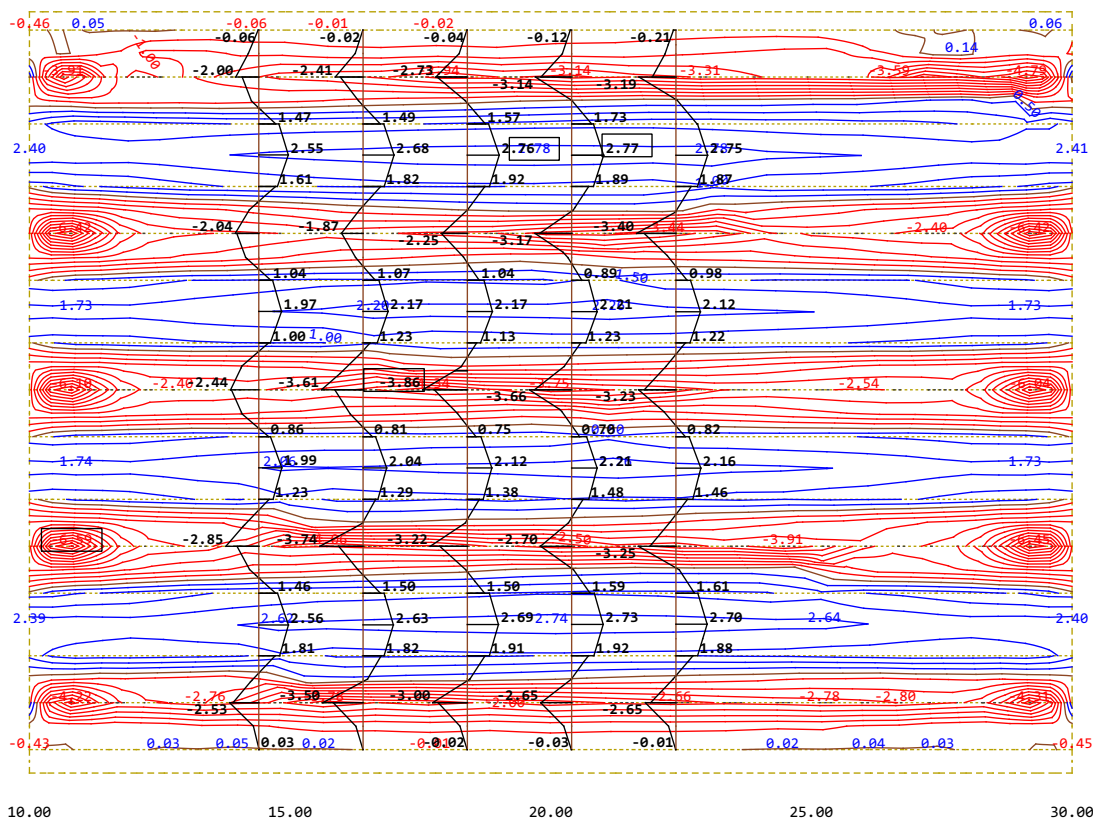
Y

All loads, Loadcase 406 (CS 47) TS1 right-lane 2 , (1 cm 3D = unit) Free area load (force) in global Z (Unit=275.0 kN/m2  (Min=-187.5) (Max=-187.5)

M 1 : 168
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

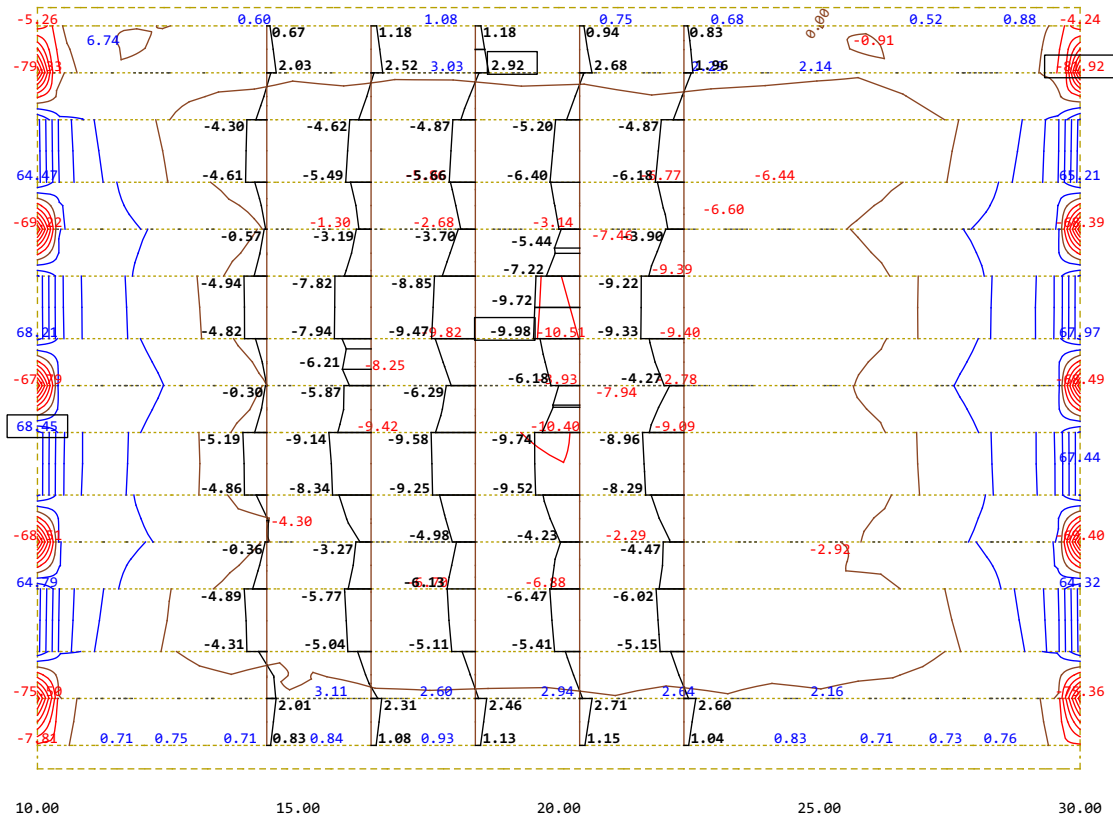


4.2 IZPIS NOTRANJIH SIL



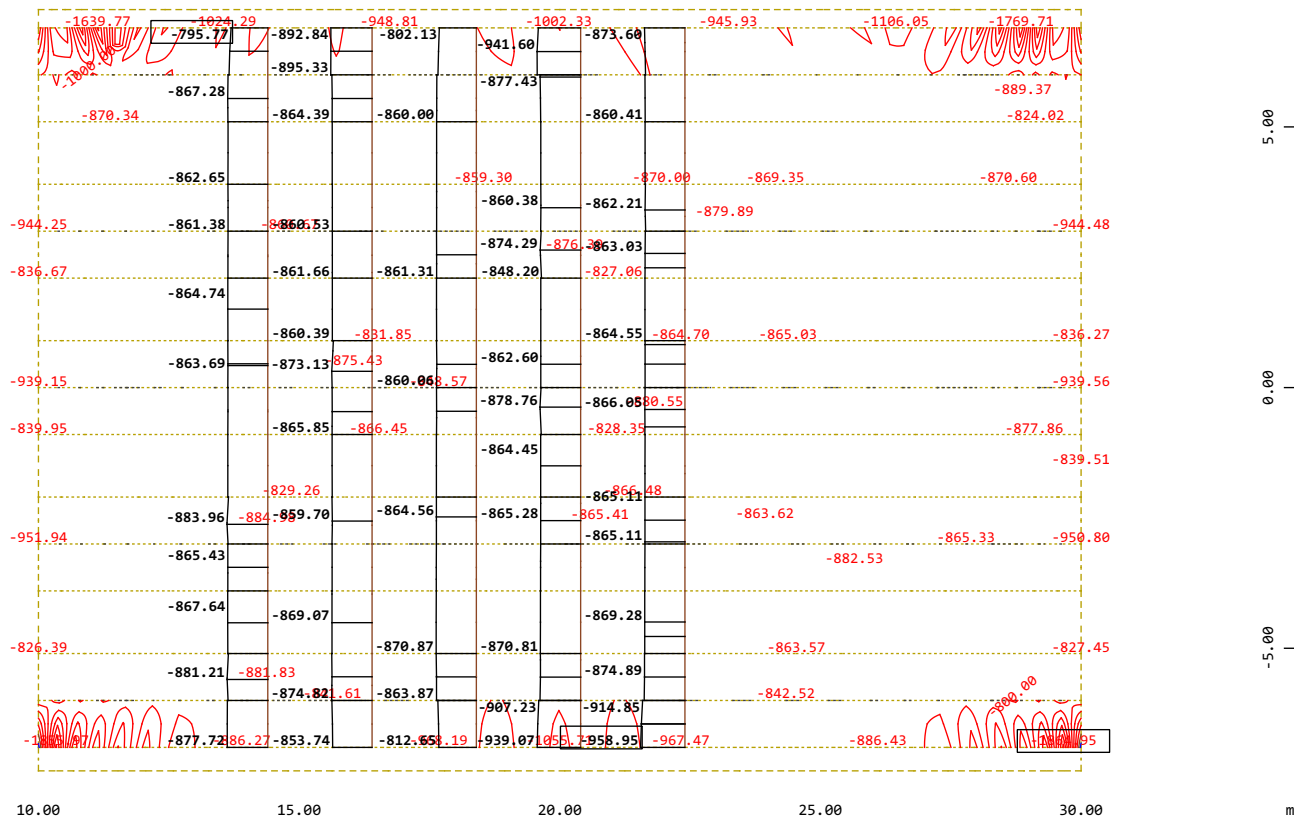
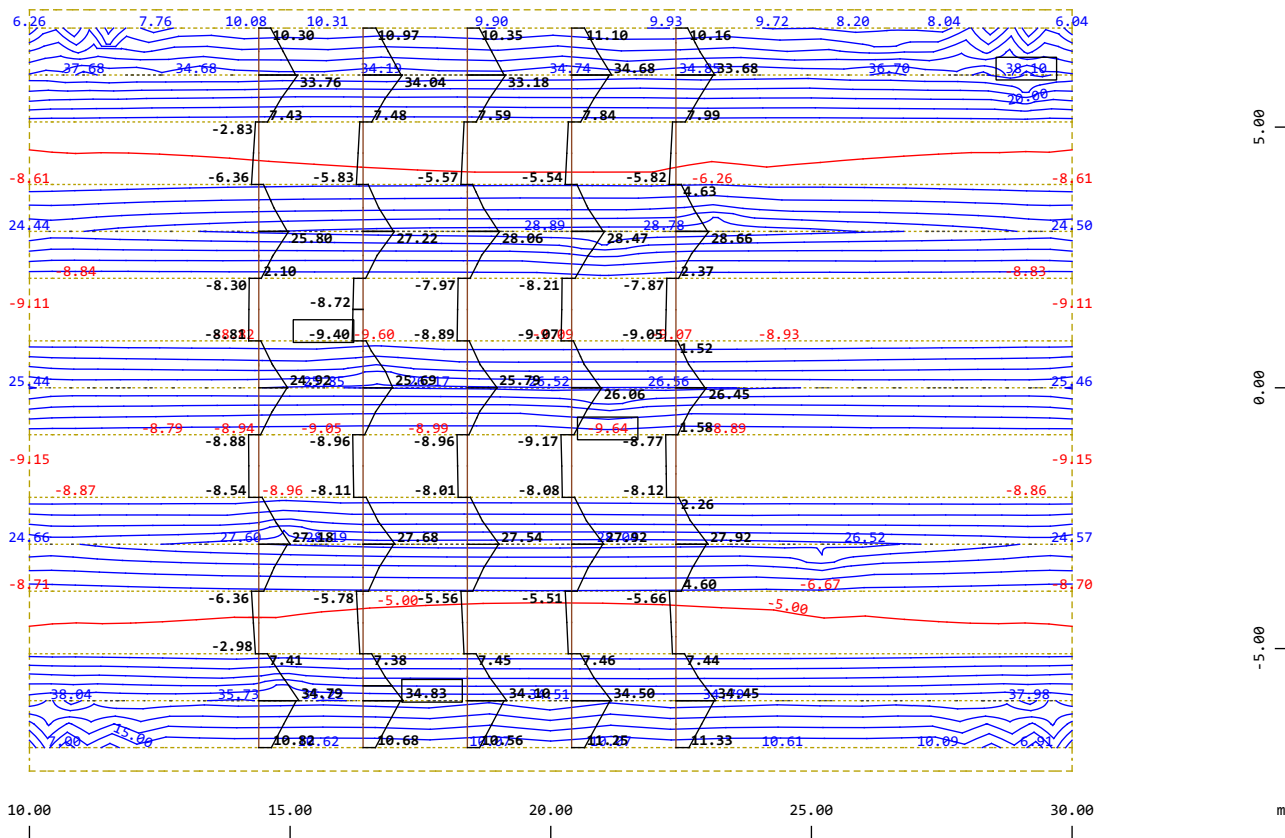
Y
Z-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 5010 (CS 10) Prekladna konstrukcija, from
-6.59 to 2.78 step 0.500 kNm/m

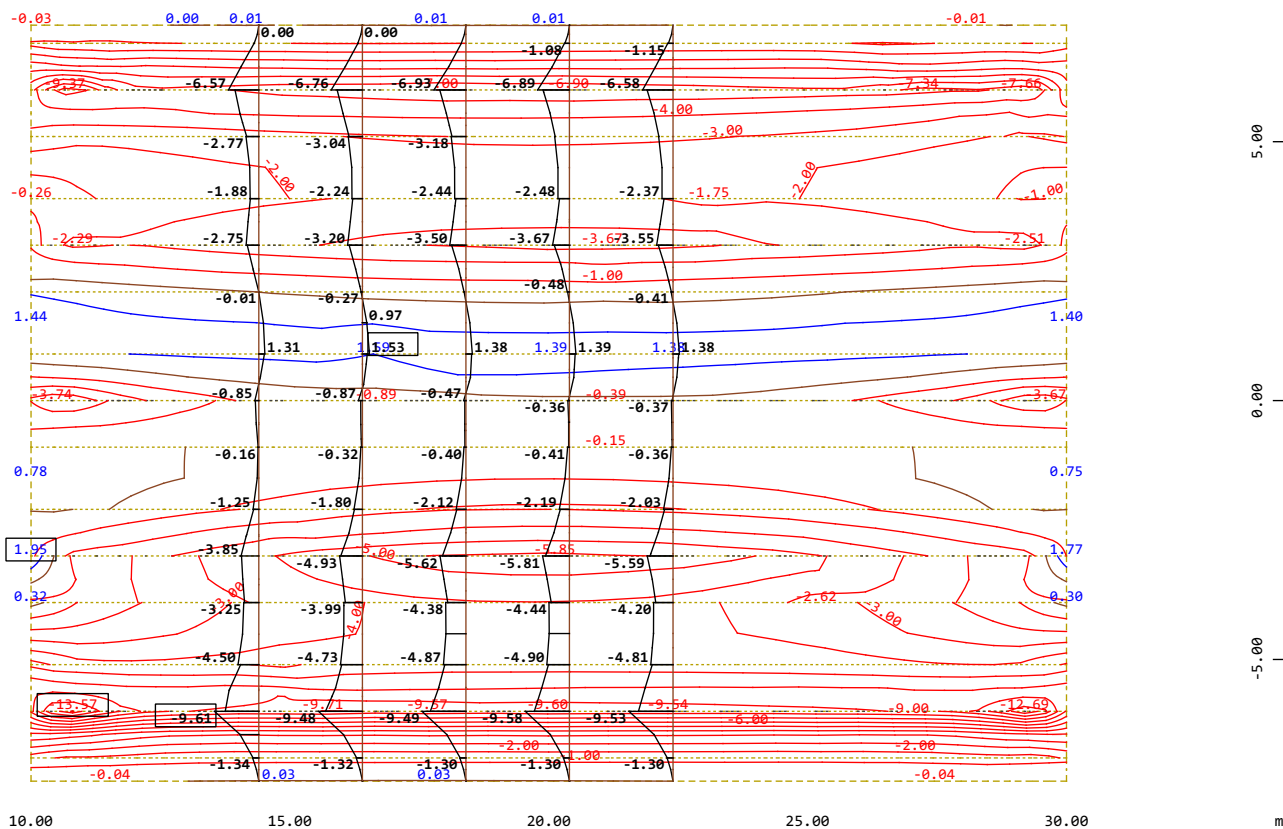
M 1 : 145



Y
Z-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 5010 (CS 10) Prekladna konstrukcija, from
-81.9 to 68.4 step 10.0 kN/m

M 1 : 145

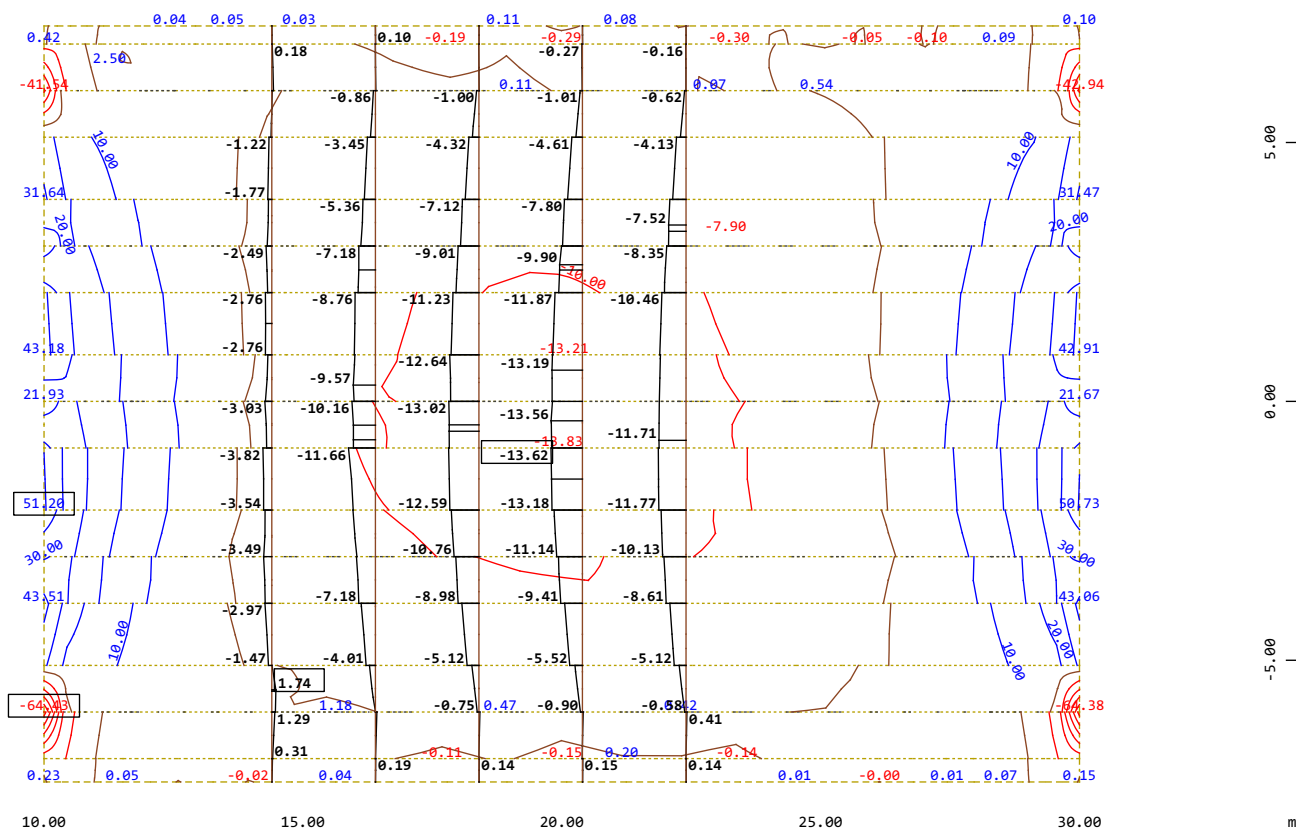




Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22

M 1 : 146

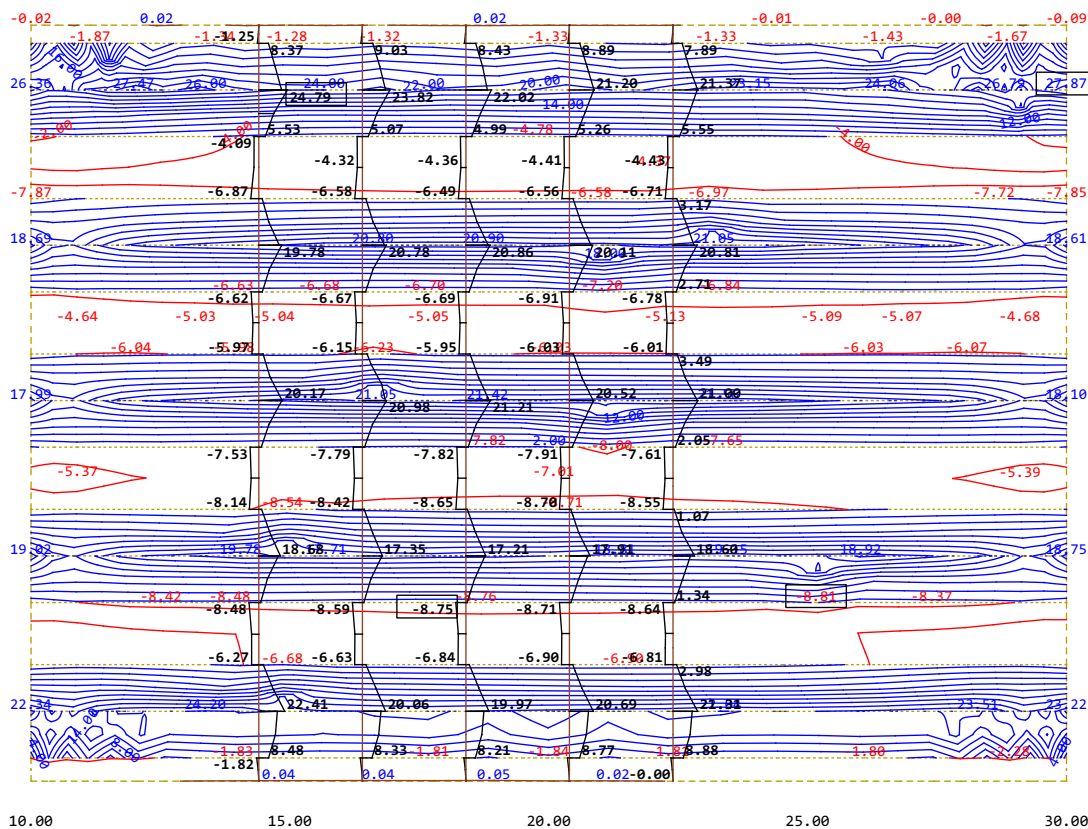
Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 5040 (CS 40) Krov, from -13.6 to 1.95 step
1.00 kNm/m



Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22

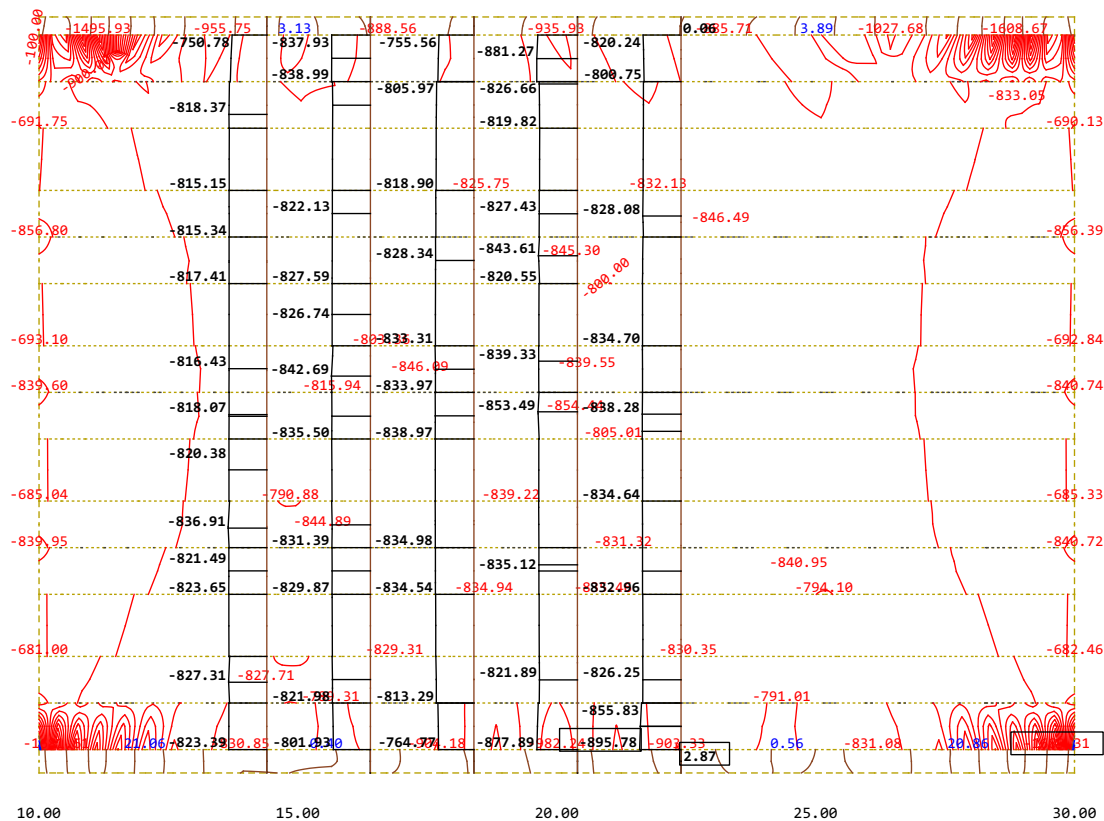
M 1 : 146

Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 5040 (CS 40) Krov, from -64.4 to 51.2 step
10.0 kN/m



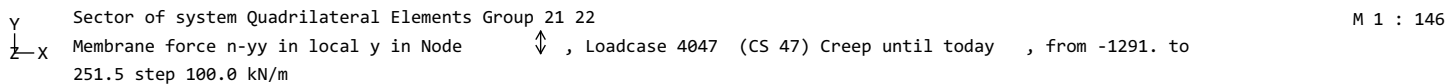
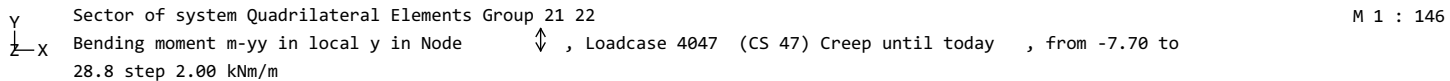
Y Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Z-X Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 4040 (CS 40) Krov, from -8.81 to 27.9 step
2.00 kNm/m

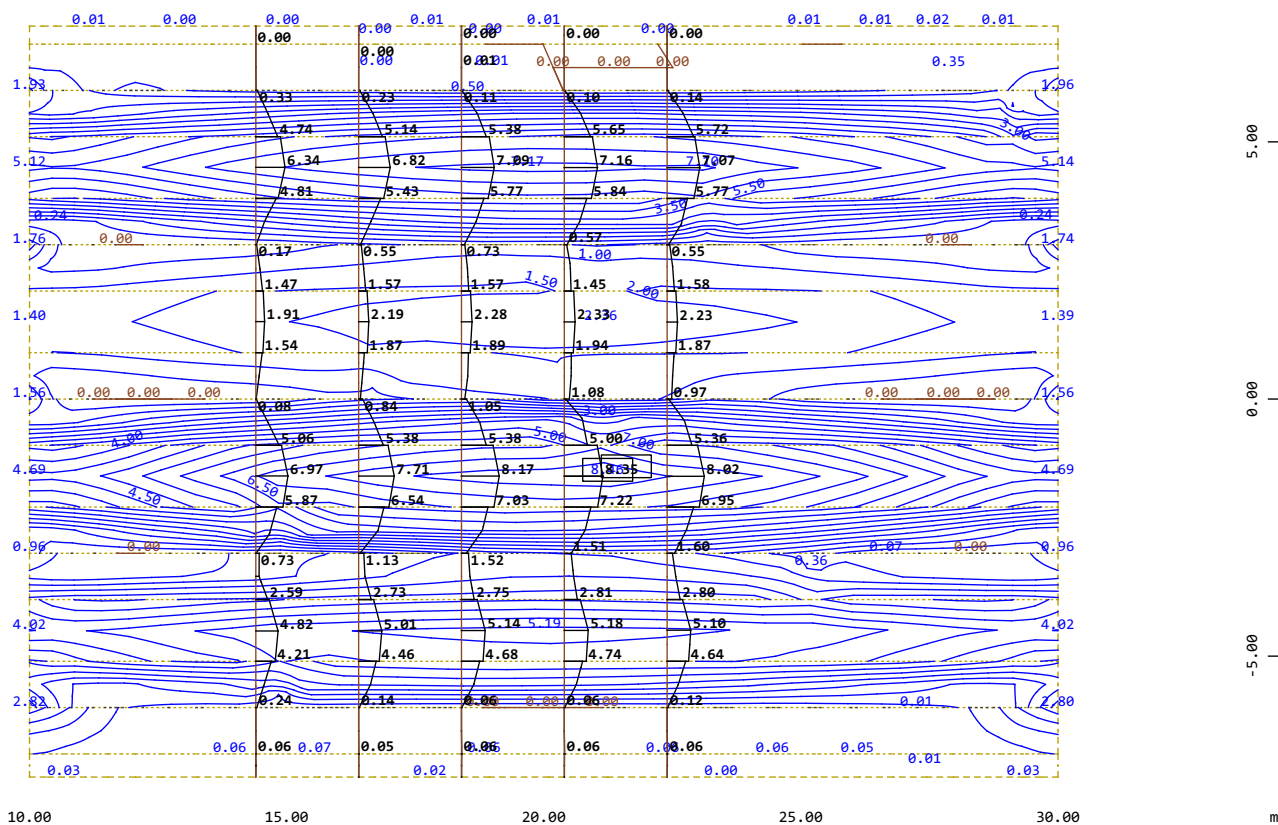
M 1 : 146



Y Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Z-X Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 4040 (CS 40) Krov, from -1689. to 290.9 step
100.0 kN/m

M 1 : 146

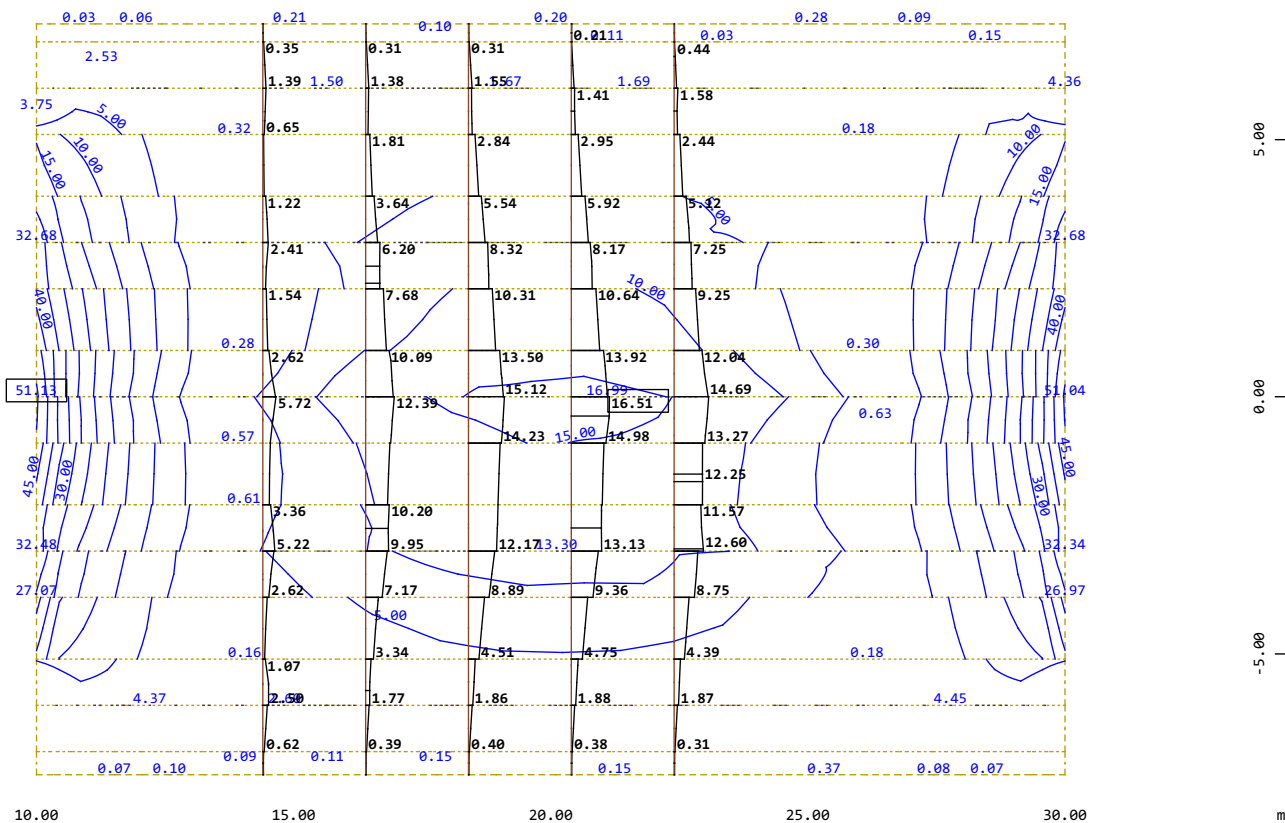




Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22

M 1 : 147

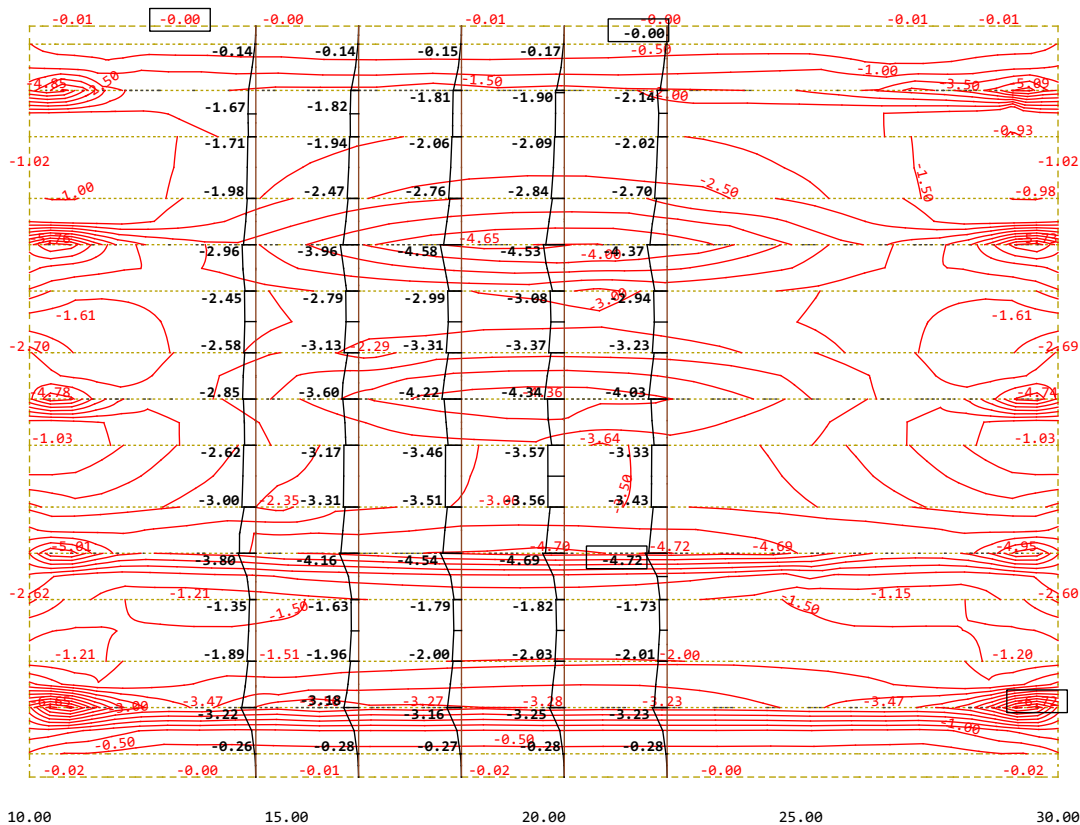
Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 923 PROMET ZVEZNA { myy Vz PY Pt } , from 0 to 8.46 step 0.500 kNm/m



Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22

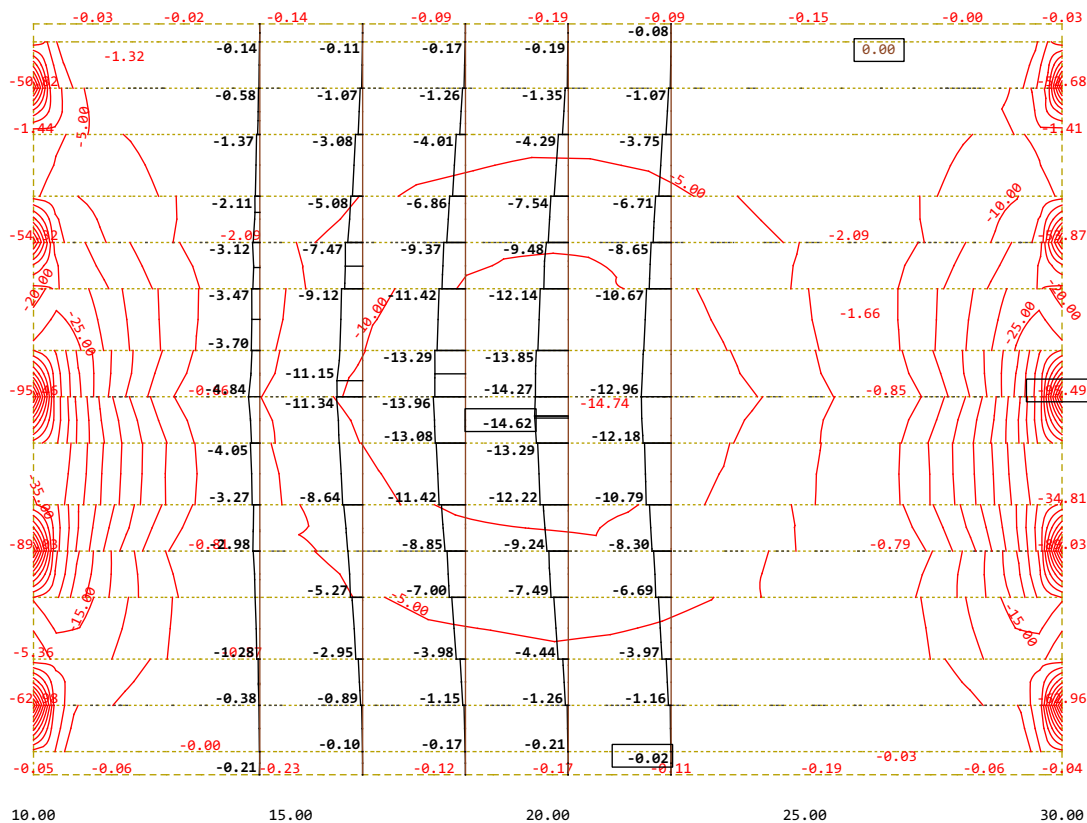
M 1 : 147

Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 927 PROMET ZVEZNA { nyy N UX PtX } , from 0.0286 to 51.1 step 5.00 kN/m



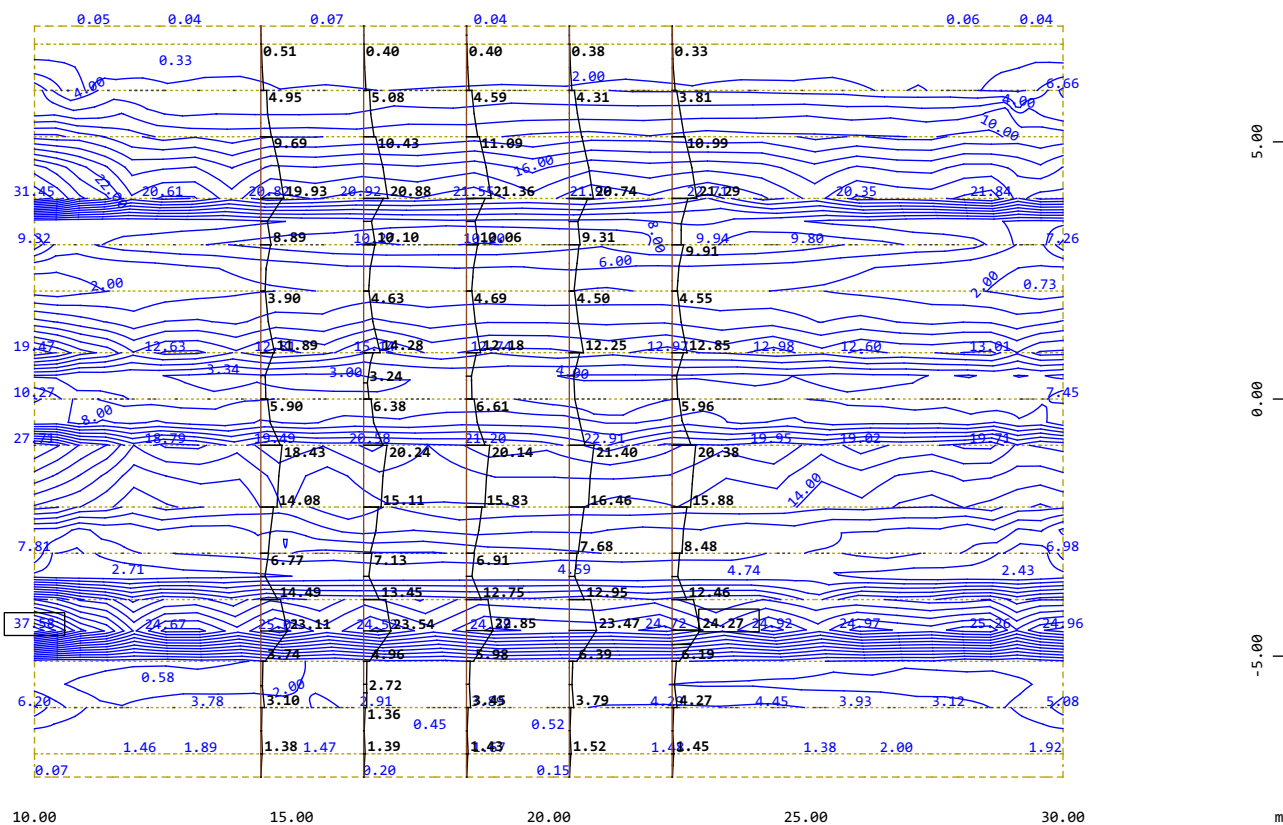
Y
Z-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 924 PROMET ZVEZNA { myy Vz PY Pt } , from -6.72
to -2.1522e-04 step 0.500 kNm/m

M 1 : 147



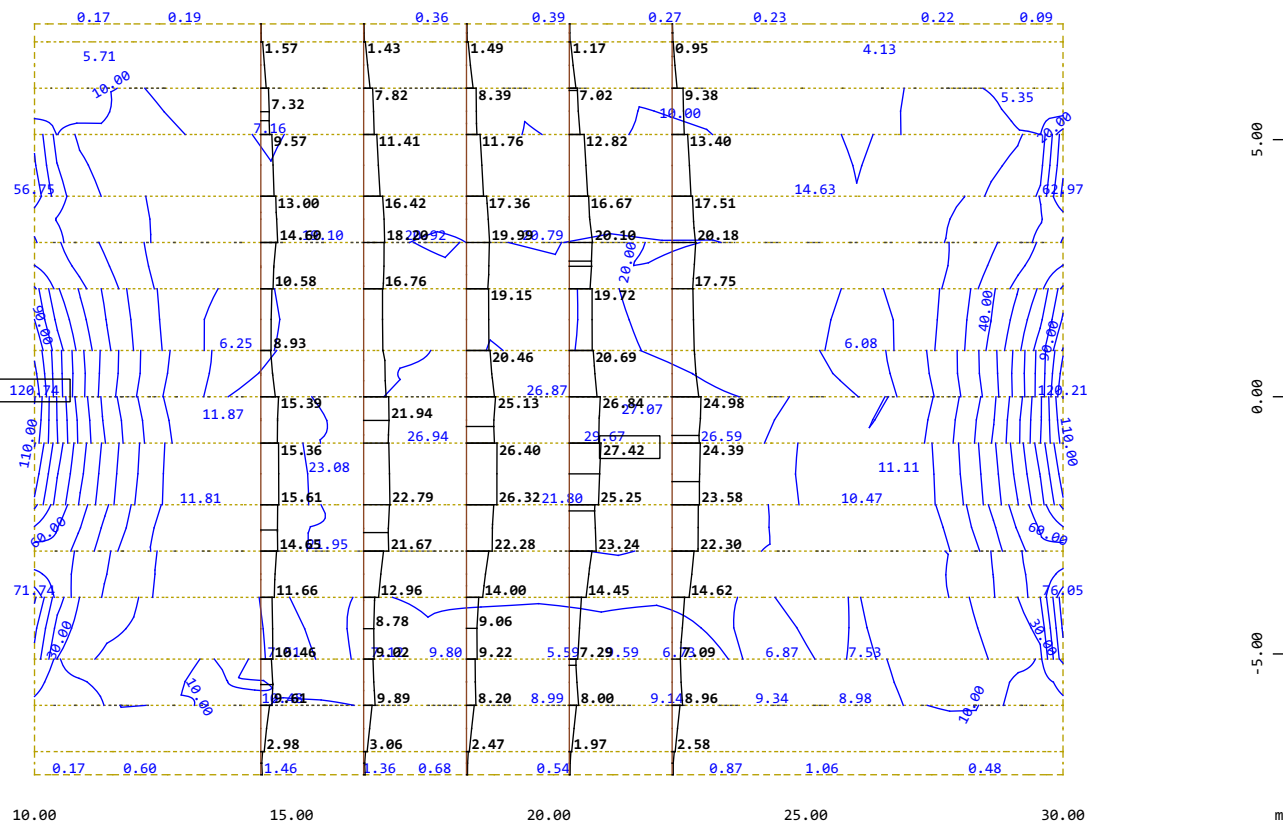
Y
Z-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 928 PROMET ZVEZNA { nyy N UX PtX } , from -95.5
to 0 step 5.00 kN/m

M 1 : 147



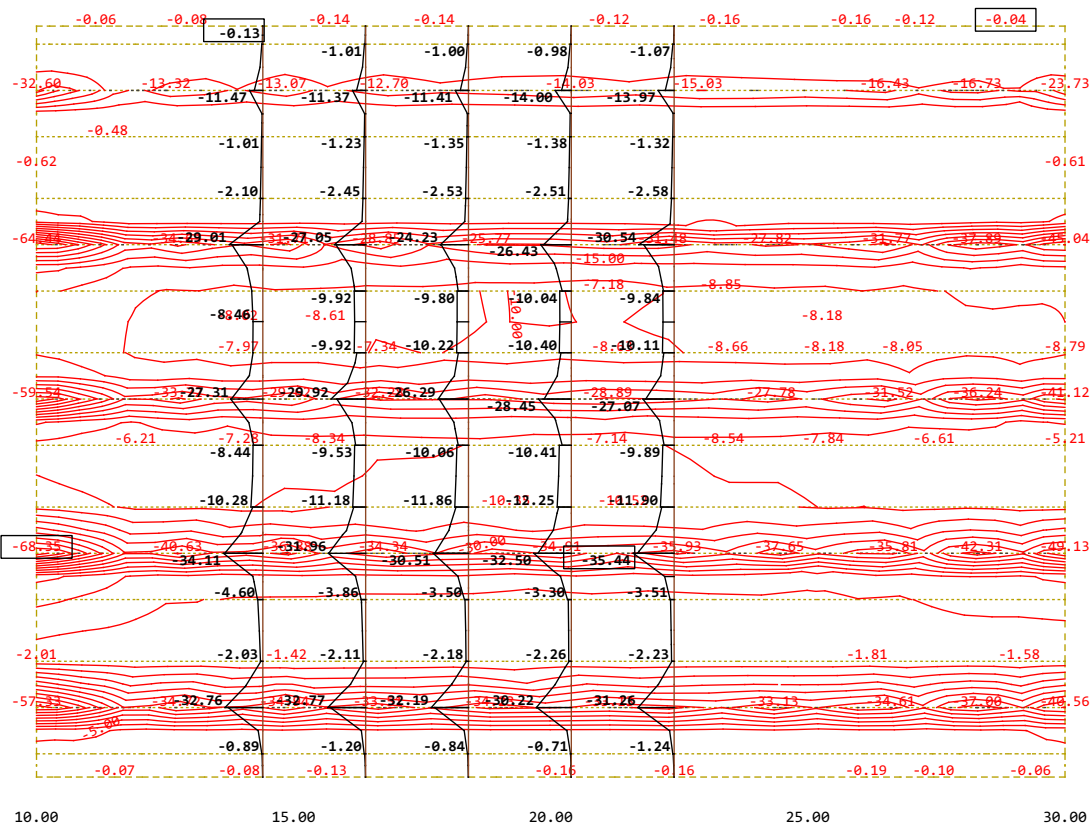
Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Bending moment m_{yy} in local y in Node 37.58, Loadcase 943 PROMET TS { m_{yy} Vz PY Pt } , from 0.0317 to 37.6 step 2.00 kNm/m

M 1 : 147



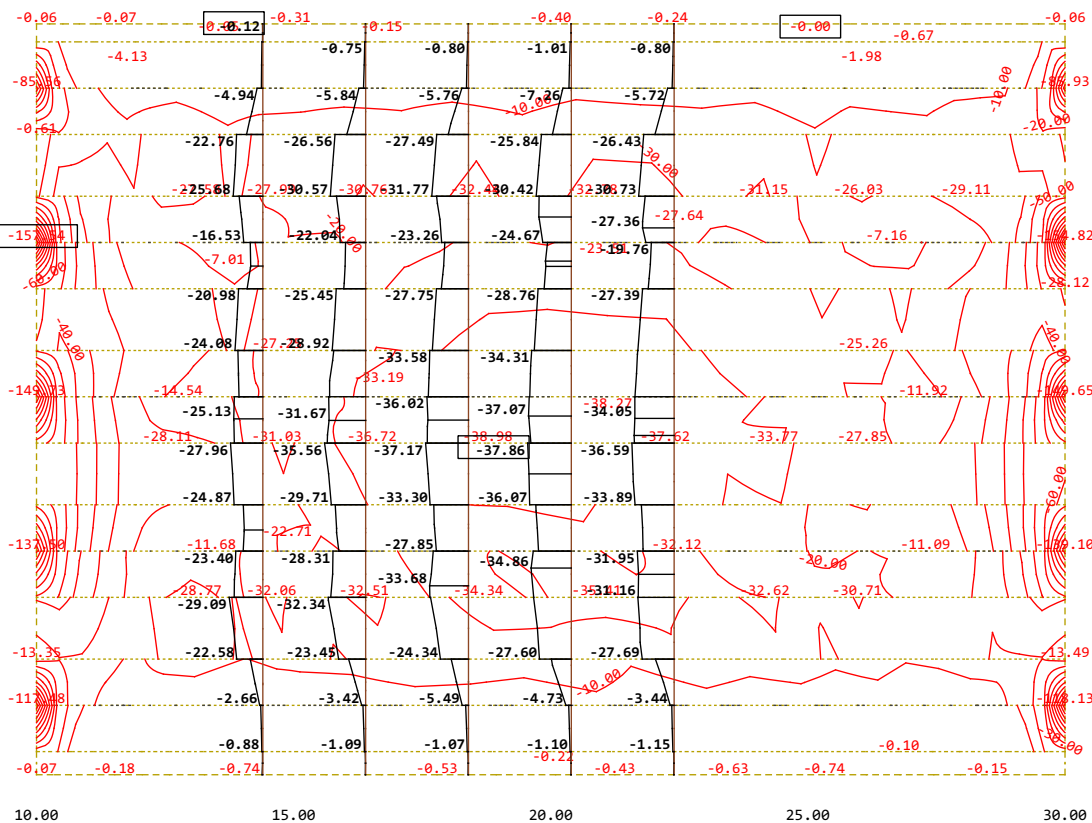
Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Membrane force n_{yy} in local y in Node 120.78, Loadcase 947 PROMET TS { n_{yy} N UX PtX } , from 0.0814 to 120.7 step 10.0 kN/m

M 1 : 147



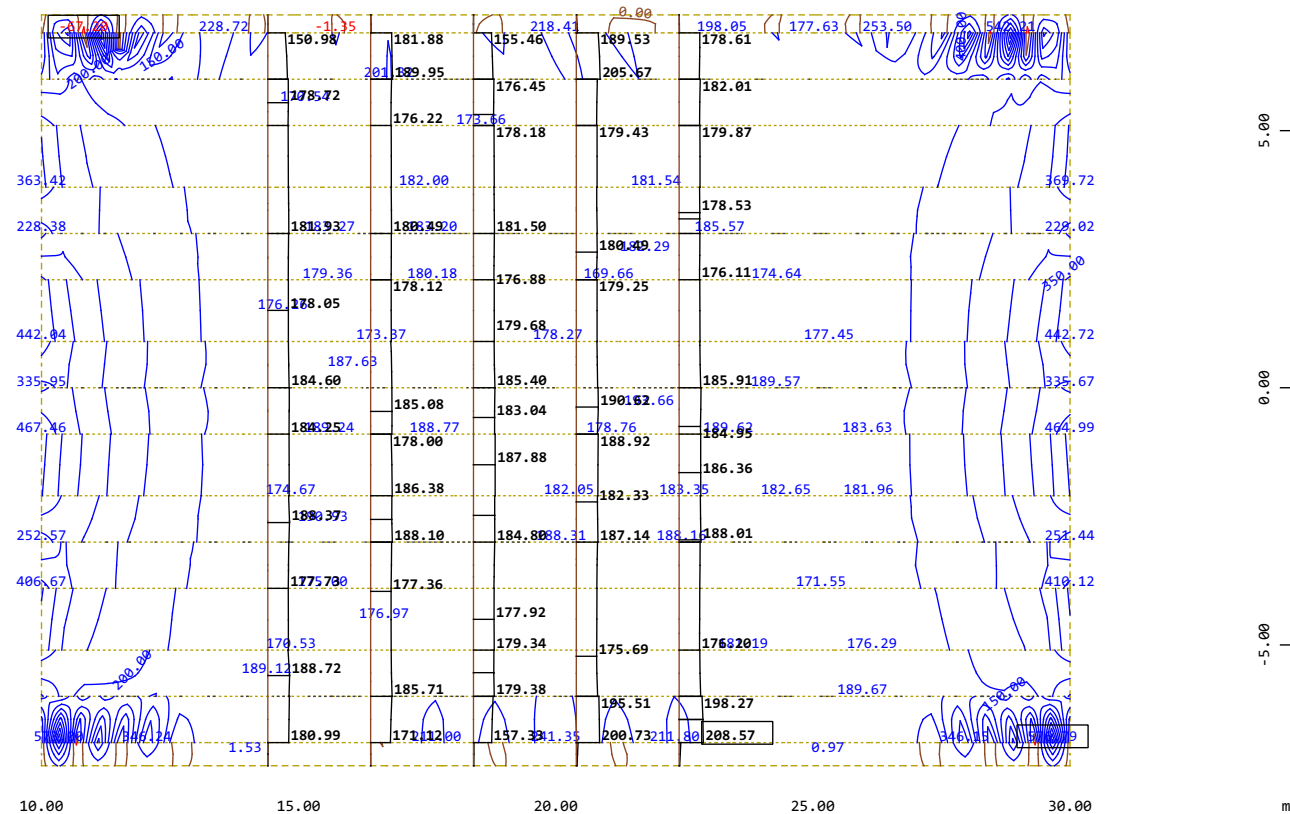
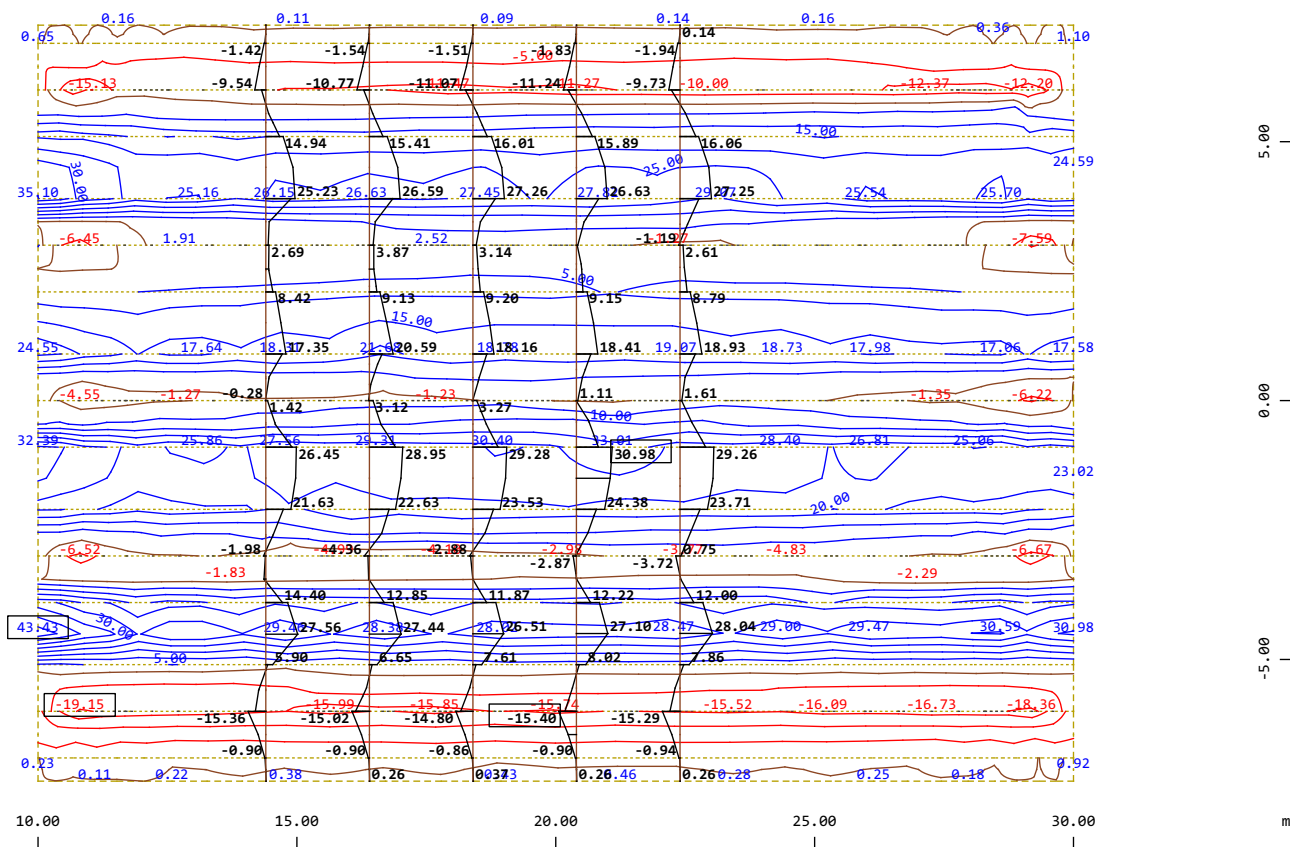
Y
Z-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 944 PROMET TS { myy Vz PY Pt }, from -68.4 to -0.0428 step 5.00 kNm/m

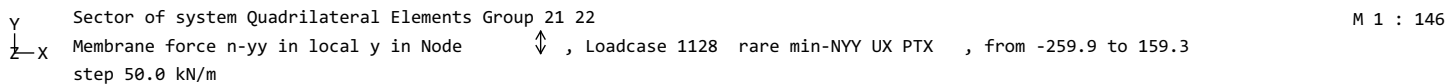
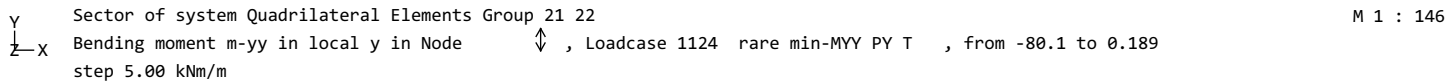
M 1 : 147

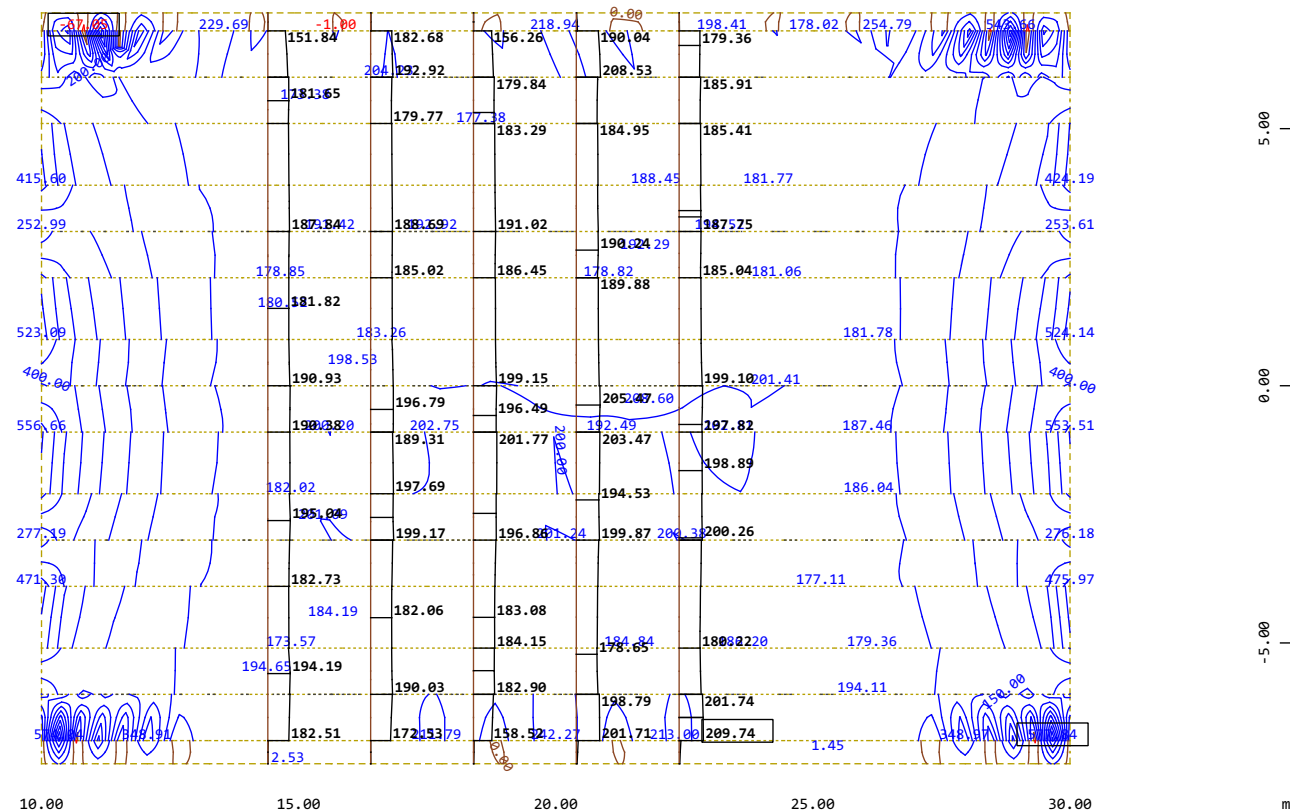
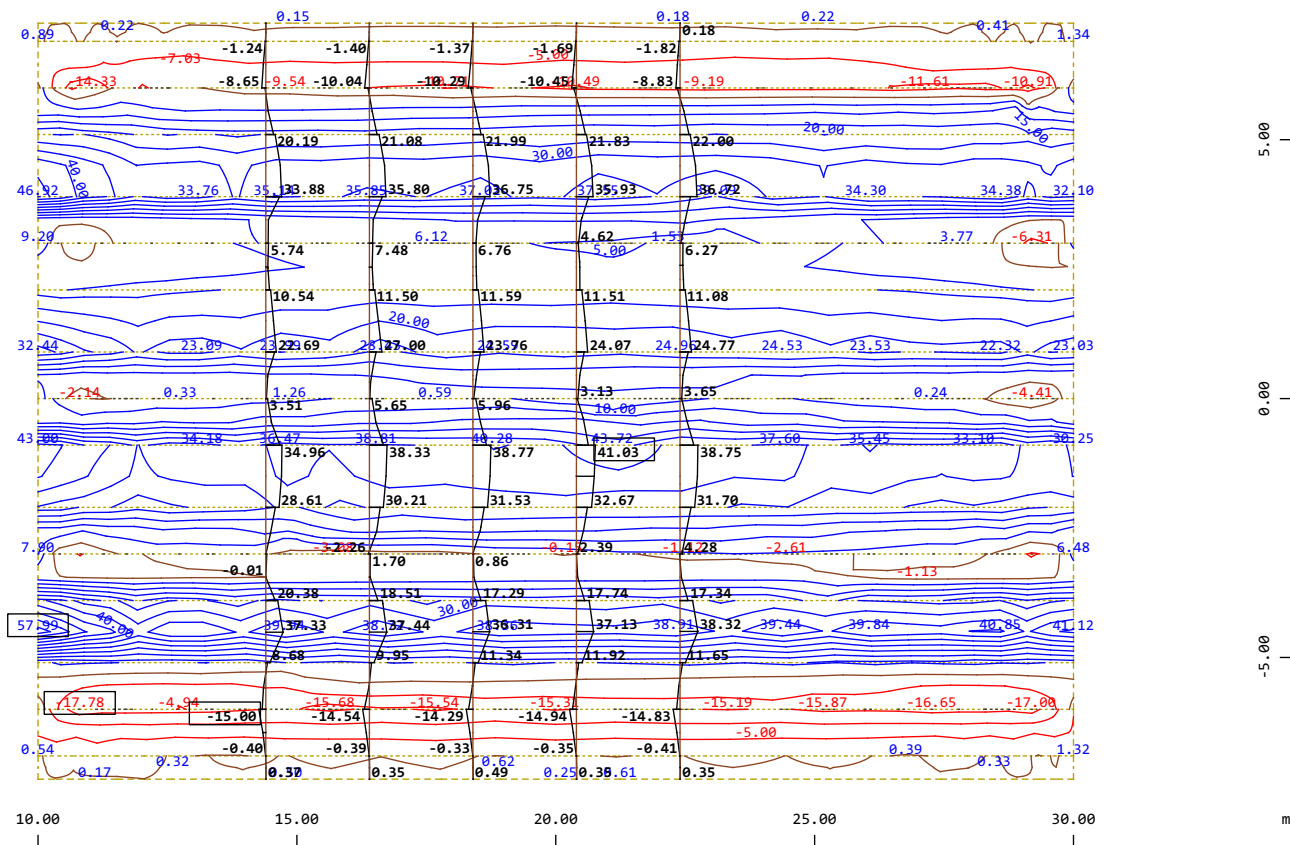


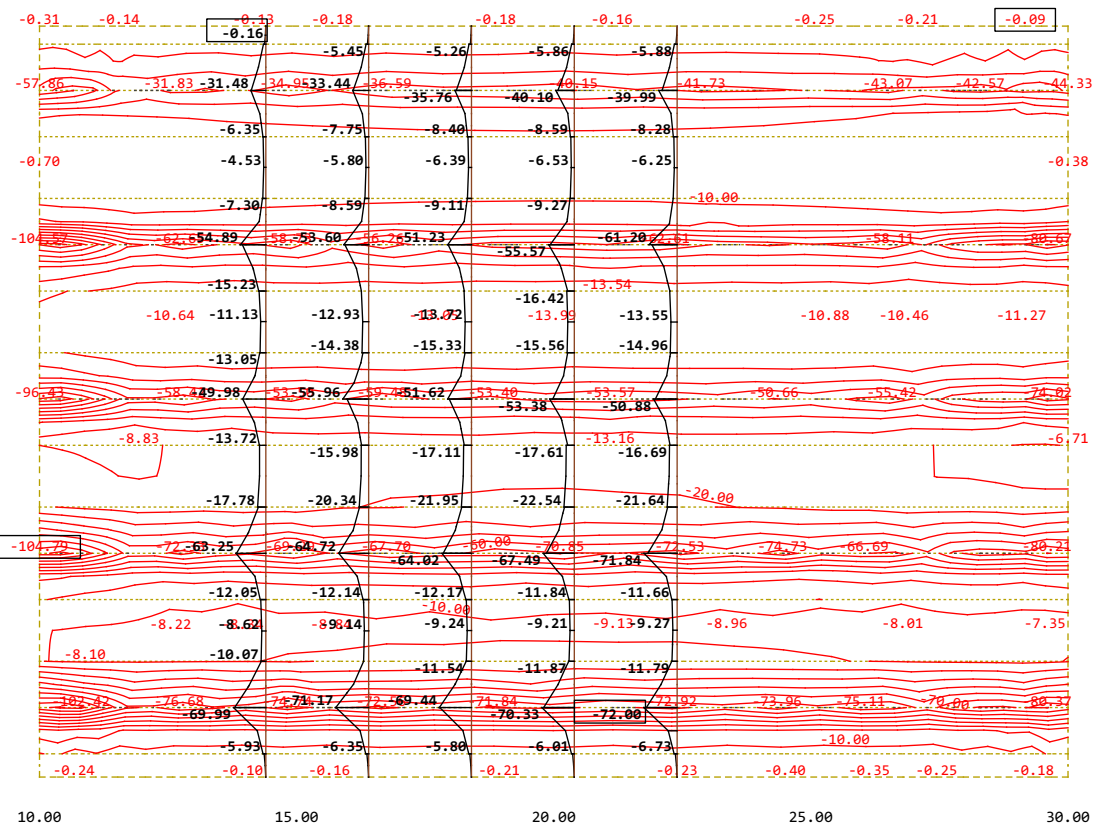
Y
Z-X Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 948 PROMET TS { nyy N UX PtX }, from -157.5 to -0.0015 step 10.00 kN/m

M 1 : 147



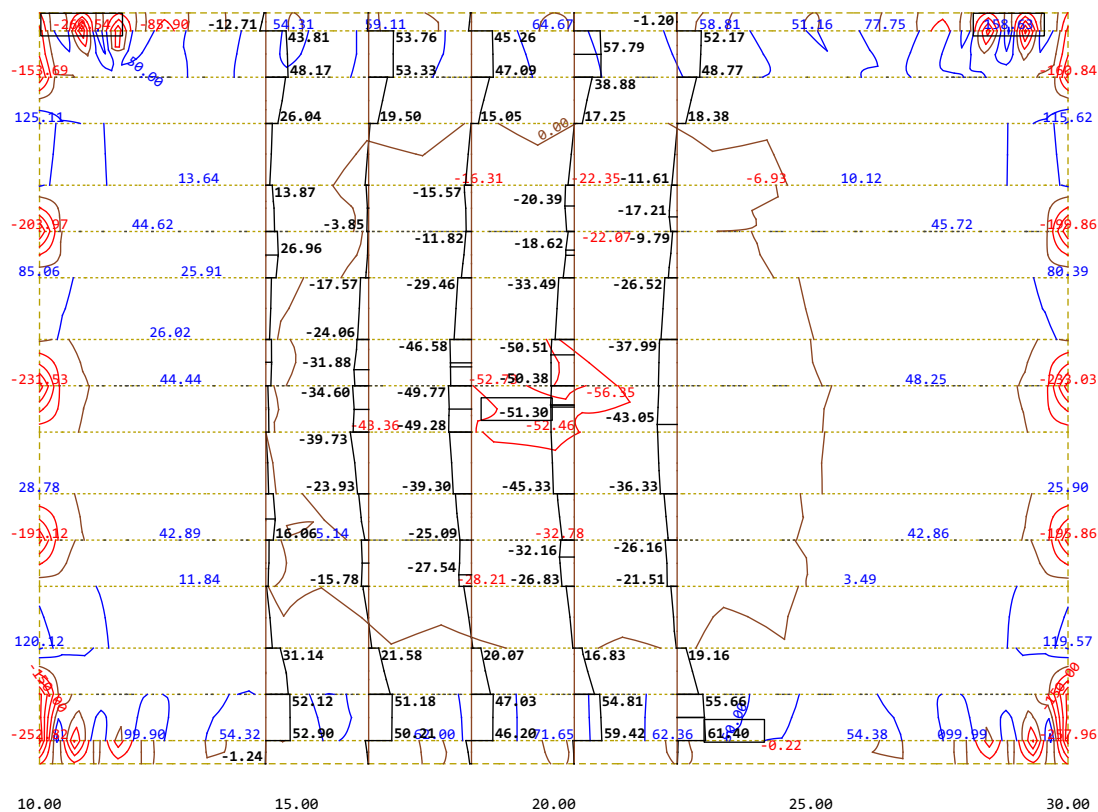






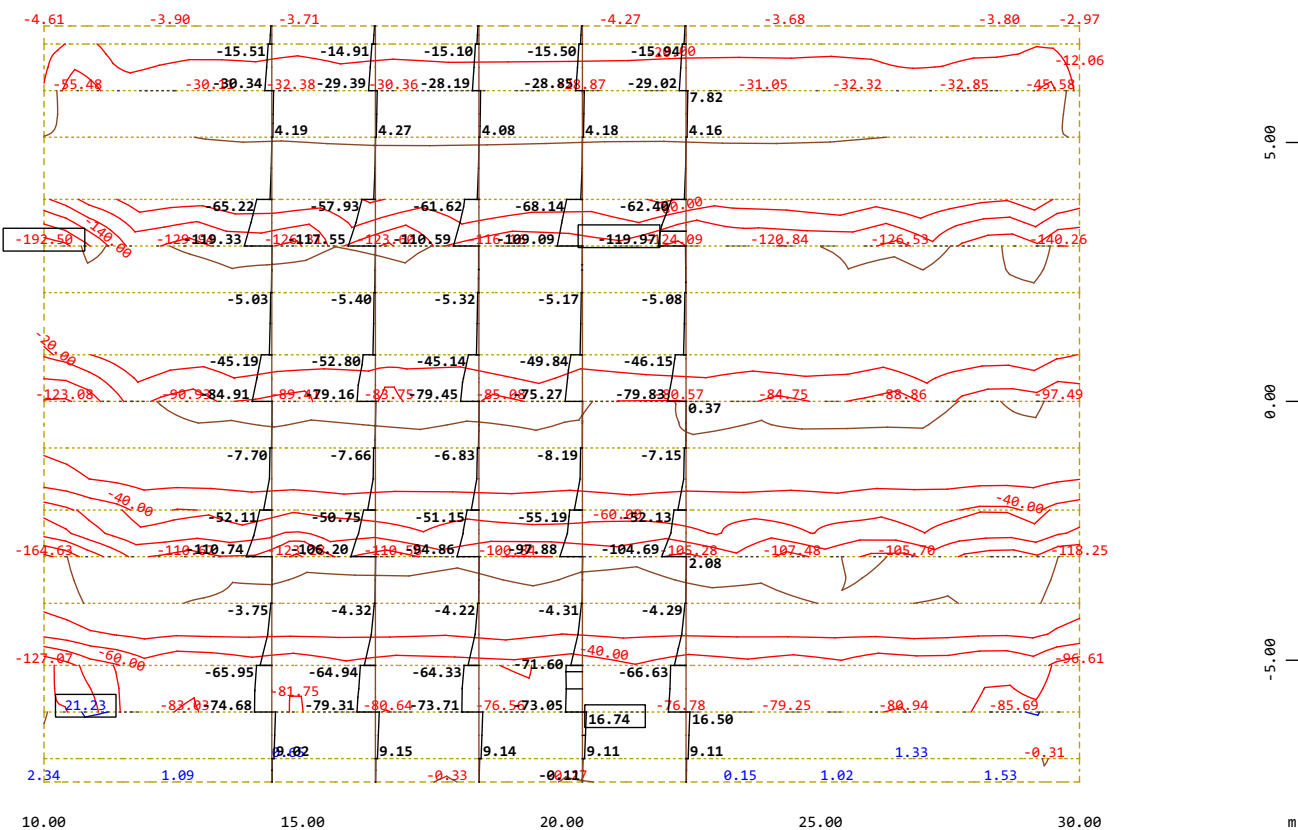
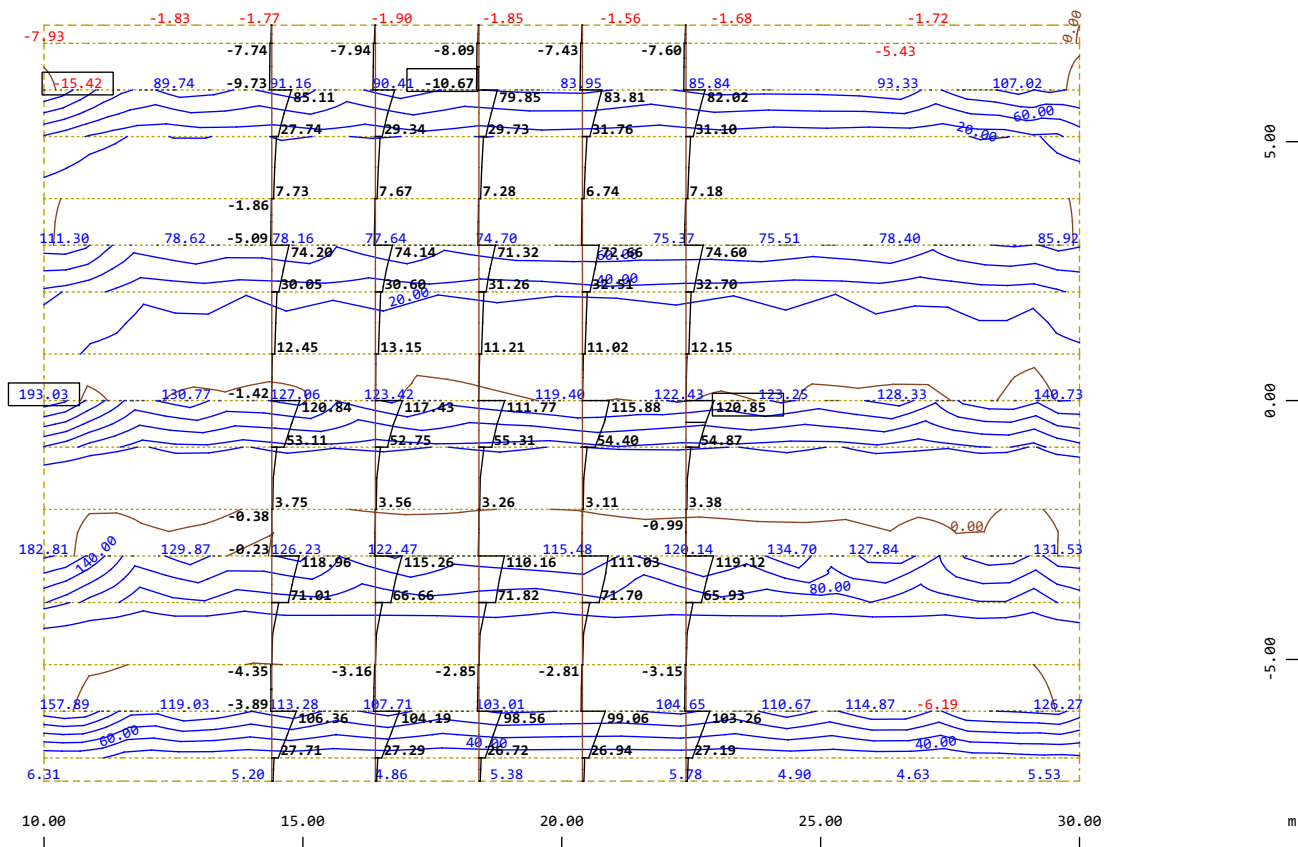
Y Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Z-X Bending moment m-yy in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 2124 desi min-MYY PY T, from -104.8 to -0.0863
step 10.0 kNm/m

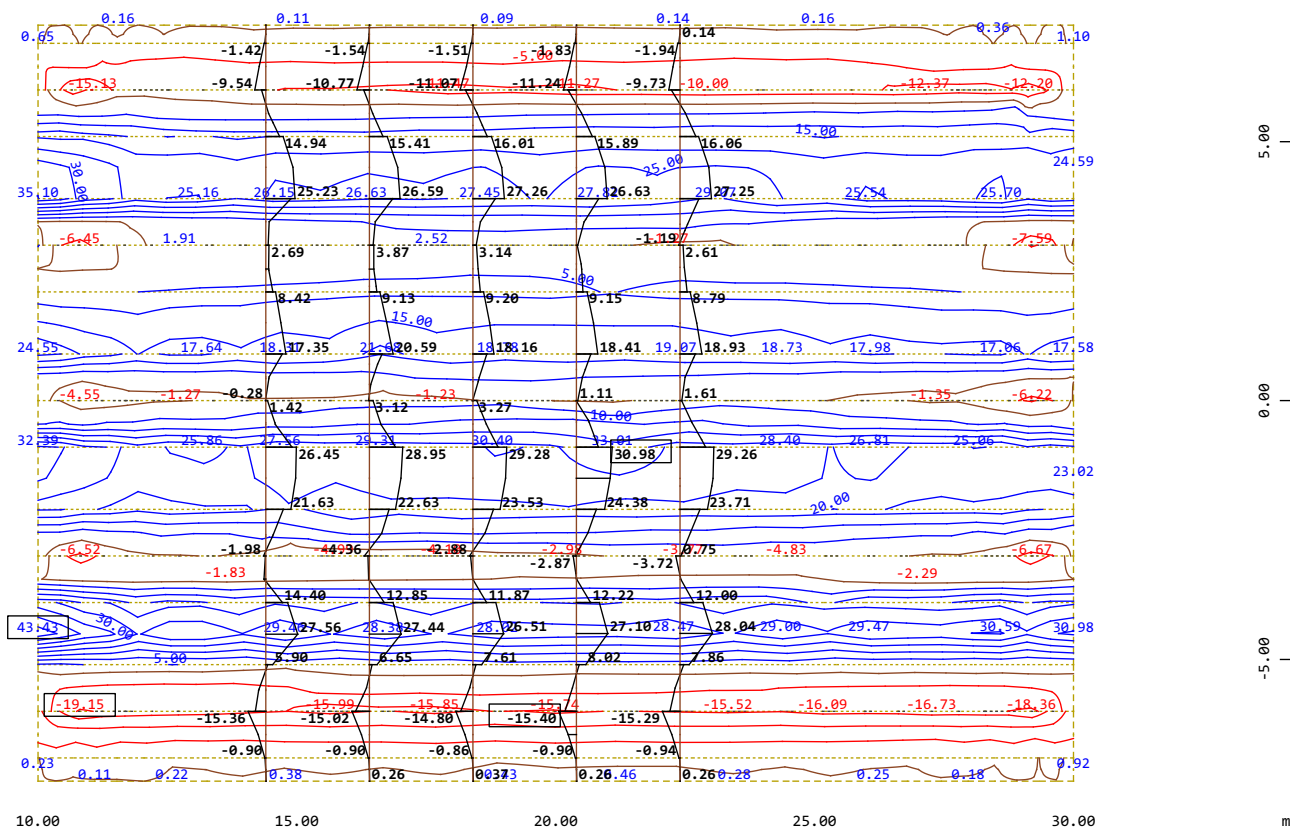
M 1 : 147



Y Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Z-X Membrane force n-yy in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 2128 desi min-NYY UX PTX, from -260.5 to 158.6
step 50.0 kN/m

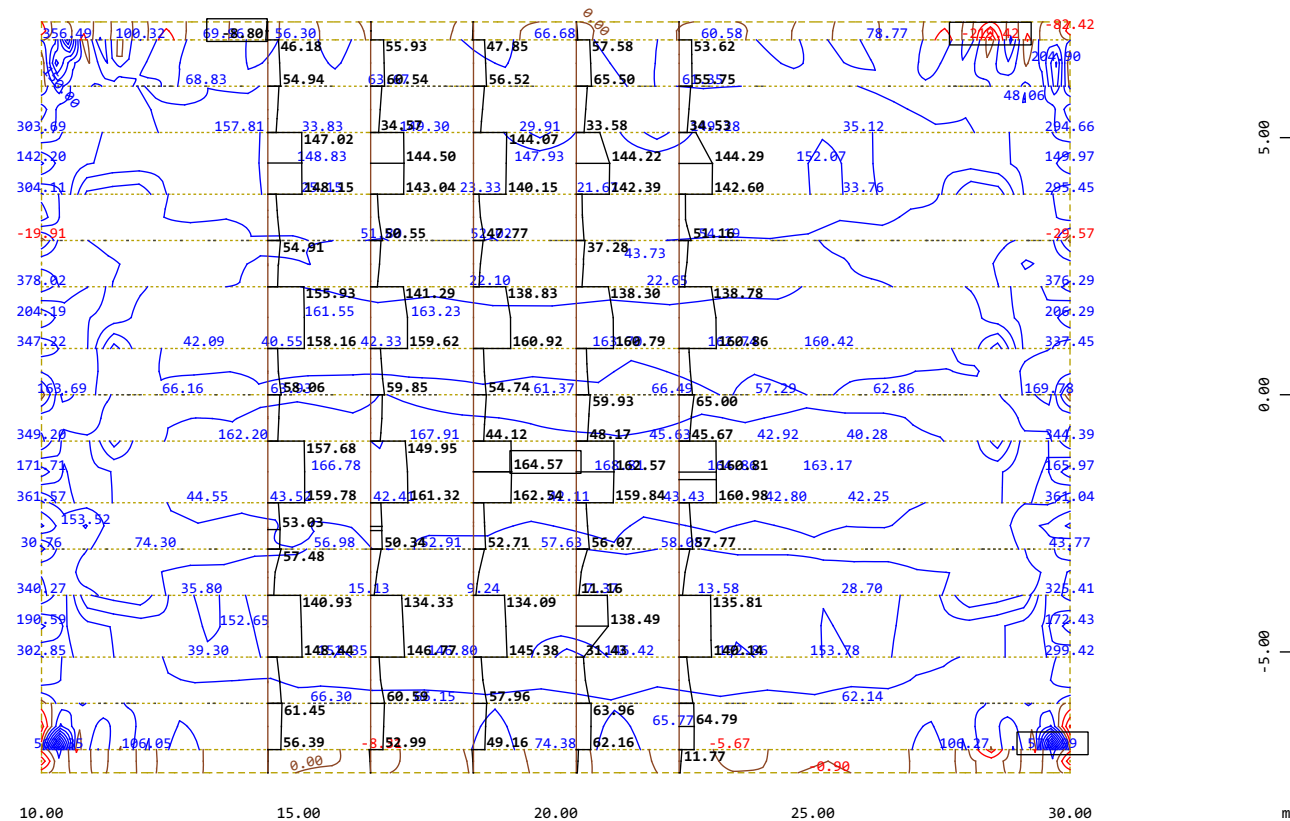
M 1 : 147





Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Bending moment m_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 2723 Robustness top rare without P, from -19.1 to 43.4 step 5.00 kNm/m

M 1 : 146

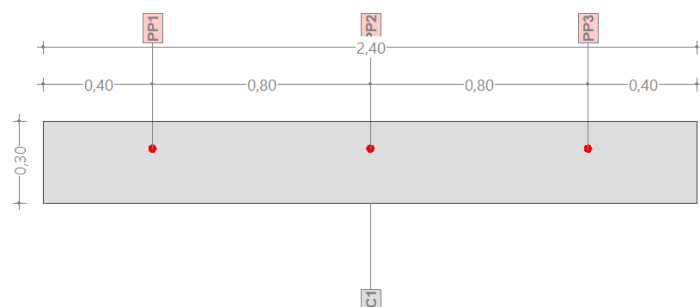
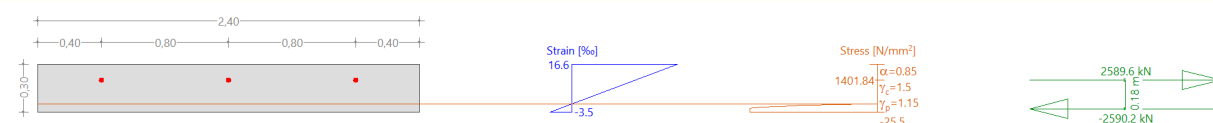


Sector of system Quadrilateral Elements Group 21 22
Membrane force n_{yy} in local y in Node $\updownarrow$, Loadcase 2721 Robustness top rare without P, from -219.4 to 572.0 step 50.0 kN/m

M 1 : 147

4.3 KONTROLA NOSILNOSTI

4.3.1 AB PLOŠČA nad podporo

Efficiency $M_y = -170.0$; $\text{eff}(M,N) = 0.37$ OK] Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N) = 0.37$ OK

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS $\text{eff}(M,N,V,T)$
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	$\text{eff}(V,T)$ [-]	
1	!ULS		0	-170,0	0	0,37					

] Analysis parameters "ULS" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ - ϵ			Strain Limits			σ_s [N/mm²]	Partial safety factor				Various parameters		
	c	s	p	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	θ [-]	ϕ [-]	$P(t)$ [-]
!ULS	2/0	1	2	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	1.15	45.	0.	t=o

] Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C45/55	0.	-0.3	-3.5	-25.5	1.76
C1	C45/55	2.4	0.	16.6	0.	1.76
PP3	S1500/1670	2.	-0.1	15.5	1401.84	1.15

] Ultimate state "ULS"

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-0.6	-461.7	0.	6,5	-66,9	0,0	89.82	6897.45	950.19

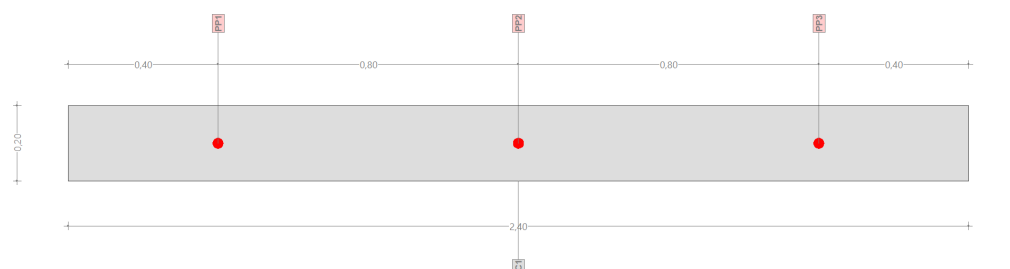
] Prestressing forces $P(t=0)$ at start of loading

] Internal section forces represented by two vectors

] Result points and combinations

Formula / Result	Name	Max	Min	Unit
$\sigma(PP3(0.4,-0.2))$	σ_{PT}	1327.51	1327.51	N/mm²
$\Delta\sigma((1.2,-0.15))$	$\Delta\sigma_{PT}$	0.	0.	N/mm²

4.3.2 AB PLOŠČA v polju

Efficiency $M_y=150,0$; $\text{eff}(M,N)=0,77$ OKAction forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0,77$ OK

No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS $\text{eff}(M,N,V,T)$ [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	$\text{eff}(V,T)$ [-]	
1	IULS		0	150,0	0	0,77					

Analysis parameters "IULS" Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ - ϵ			Strain Limits			σ_s [N/mm²]	Partial safety factor				Various parameters		
	c	s	p	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	θ [-]	ϕ [-]	P(t) [-]
IULS	2/0	1	2	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	1.15	45.	0.	t=0

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C45/55	2.4	0.	-3.5	-25.5	1.76
C1	C45/55	0.	-0.2	10.5	0.	1.76
PP3	S1500/1700	2.	-0.1	8.8	1336.63	1.15

Ultimate state "IULS"

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-1.	195.8	0.	3,5	70,2	-0,0	271.9	2788.98	206025.

Prestressing forces $P(t=0)$ at start of loading

Internal section forces represented by two vectors

Result points and combinations

Formula / Result	Name	Max	Min	Unit
$\sigma(PP3(2,-0.1))$	σ_{PT}	1336.63	1336.63	N/mm²
$\Delta\sigma((1,2,-0.1))$	$\Delta\sigma_{PT}$	0.	0.	N/mm²