

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Visokošolski strokovni študij  
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Peter Zupančič**

# **Projekt sovprežnega železniškega mostu**

**Diplomska naloga št.: 360**

**Mentor:**  
prof. dr. Darko Beg

Ljubljana, 2010

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **PETER ZUPANČIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
»**PROJEKT SOVPREŽNEGA ŽELEZNIŠKEGA MOSTU**«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam za potrebe elektronske separatorke FGG.

Ljubljana, 9. 2. 2010



## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:



## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 624.016:624.21:625.1(043.2)  
**Avtor:** Peter Zupančič  
**Mentor:** prof. dr. Darko Beg  
**Naslov:** Projekt sovprežnega železniškega mostu  
**Obseg in oprema:** 143 str., 28 pregl., 136 sl.  
**Ključne besede:** sovprežne konstrukcije, jeklene konstrukcije, železniški most, narivanje, analiza faze gradnje

### **Izvleček**

Diplomsko delo obravnava projektiranje sovprežnega železniškega mostu. Projektiranje je narejeno v skladu z evropskim standardom Evrokod, pri katerem upoštevam predpise iz nacionalnega dodatka. Ker ne projektiram resničnega mostu, je zasnova le tega izbrana tako, da najbolj realno predstavlja resnično konstrukcijo. V nalogi obravnavam most, ki v treh poljih z skupno dolžino 70 m premošča reko. Na mostu potekata dve tirni progi, na katerih je predviden standardni in težki železniški promet. Lokacija mostu je izbrana na Severovzhodu Slovenije na progi Ormož–Pragersko.

Narejena je podrobna analiza faze gradnje, ki zajema narivanje glavnih jeklenih nosilcev preko vseh polj, nato pa betoniranje prekladne konstrukcije na pomičnem opažu. Med fazo uporabe se upošteva vse merodajne spremenljive vplive. Diploma ne obravnava potresne analize in utrujanje mostne konstrukcije.

Namen diplome je bil med drugim tudi testiranje primernosti uporabe komercialnega programa SOFiSTiK za napredno analizo konstrukcije. Kontrola in obrazložitev programa je narejena v dodatku diplomske naloge. Dodatek A vsebuje predstavitev in kontrolo modula CSM (Construction Stage Manager), s katerem izračunamo fazo gradnje. V dodatku B pa predstavim in kontroliram modul ELLA (Extendend Live Load Analysis), s pomočjo katerega se izračuna prometni vpliv na konstrukcijo.



## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.016:624.21:625.1(043.2)  
**Author:** Peter Zupančič  
**Supervisor:** prof. dr. Darko Beg  
**Title:** Composite Steel and Concrete Railway Bridge Design Project  
**Notes:** 143 p., 28 tab., 136 fig.  
**Key words:** composite structures, steel structures, railway bridge, incremental launching, construction stage analysis

### **Abstract**

The present diploma thesis deals with the planning of a composite railway bridge. The planning has been pursued in accordance with the European standard Eurocode, where the national appendix has been taken into consideration. Since no real bridge has been taken into account, the outline has been chosen in the way that it represents the construction as near to the real conditions as possible. The bridge covers three fields and spans a river with the length of 70m. Two railway tracks are planned on the bridge with standard and heavy-weight railway traffic. The bridge is located on the railway line Ormož–Pragersko, in the North-East of Slovenia.

A thorough analysis of the construction stage has been made which covers incremental launching of main steel girders over the whole span and furthermore pouring of the concrete plate on the movable formwork. During the operation phase all essential variable influences on the bridge have been taken into account. However, no earthquake and fatigue analyses have been taken into consideration.

The diploma thesis aims amongst others at testing the adequacy of the commercial programme SOFiSTiK for the advanced construction analysis. In the appendices to this thesis the explanation of some of the programme functions is given. The Appendix A covers the description and use of the CSM (Construction Stage Manager) module to perform the calculation of the construction phases. In addition, the ELLA (Extended Live Load Analysis) module which covers the calculation of the traffic influence on the bridge is described in the Appendix B.





## **ZAHVALA**

Za strokovno vodenje, pomoč in nasvete pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Darku Begu.

Posebna zahvala gre podjetju ELEA iC d.o.o, oddelku za predorogradnjo, z Markom Žibertom na čelu, kjer so mi omogočili dodatno strokovno in tehnično pomoč, ter nenazadnje prijetno delovno vzdušje.

Zahvalil bi se rad tudi podjetju SŽ-Projektivno podjetje, Ljubljana d.d., oddelek za mostove, pri katerem sem dobil vse potrebne informacije in literaturo v zvezi z železniškimi mostovi.

Hvala družini, puncu in prijateljem za vso moralno podporo in potrpežljivost pri izdelavi diplomskega dela.



## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>SPLOŠNO</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Osnovni elementi in podatki železniškega mostu</b>	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>Podatki okolja</b>	<b>4</b>
<b>2.3</b>	<b>Glavna nosilna konstrukcija</b>	<b>5</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Vzdolžna zasnova mostu</b>	<b>5</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Prečna zasnova mostu</b>	<b>6</b>
<b>2.4</b>	<b>Tehnologija gradnje</b>	<b>9</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Narivanje jeklenih nosilcev</b>	<b>9</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Betoniranje armiranobetonske plošče</b>	<b>10</b>
<b>2.5</b>	<b>Uporabljeni standardi</b>	<b>12</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAL</b>	<b>13</b>
<b>3.1</b>	<b>Beton C30/37 v skladu s SIST EN 1992</b>	<b>13</b>
<b>3.2</b>	<b>Armatura S500B v skladu s SIST EN 1992</b>	<b>13</b>
<b>3.3</b>	<b>Strižna povezava v skladu s SIST EN 1994</b>	<b>13</b>
<b>3.4</b>	<b>Konstrukcijsko jeklo v skladu s SIST EN 1993</b>	<b>13</b>
<b>3.4.1</b>	<b>Kontrola varivnosti in žilavosti</b>	<b>13</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Kontrola krhkega loma</b>	<b>14</b>
<b>3.4.3</b>	<b>Končne mehanske lastnosti jekla S355ML</b>	<b>15</b>
<b>3.5</b>	<b>Parcialni varnostni faktorji za materiale</b>	<b>15</b>
<b>4</b>	<b>ANALIZA OBTEŽBE</b>	<b>16</b>
<b>4.1</b>	<b>Stalna obtežba</b>	<b>16</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Lastna teža nosilne konstrukcije na en sovprežni nosilec</b>	<b>16</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Lastna teža dodatne opreme na en sovprežni nosilec</b>	<b>17</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Celotna lastna teža prekladne konstrukcije na en nosilec</b>	<b>17</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Reološki vplivi</b>	<b>17</b>
<b>4.2</b>	<b>Spremenljiva obtežba</b>	<b>18</b>

<b>4.2.1</b>	<b>Obtežba temperatura</b>	<b>18</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Obtežba vetra (prečno)</b>	<b>21</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Prometna obtežba (Železnice)</b>	<b>25</b>
<b>4.2.4</b>	<b>Vplivi med gradnjo</b>	<b>30</b>
<b>5</b>	<b>KOMBINACIJE IN VARNOSTNI FAKTORJI OBTEŽB</b>	<b>32</b>
<b>5.1</b>	<b>Obtežne kombinacije</b>	<b>32</b>
<b>5.2</b>	<b>Parcialni in kombinacijski faktorji varnosti za železniški promet</b>	<b>33</b>
<b>6</b>	<b>KONTROLE KONSTRUKCIJE (MSN in MSU)</b>	<b>35</b>
<b>6.1</b>	<b>Kontrola prereza (MSN in MSU)</b>	<b>35</b>
<b>6.2</b>	<b>Kontrola deformacij in vibracij za železniške mostove</b>	<b>36</b>
<b>6.3</b>	<b>Kontrola stabilnosti železniškega mostu (bočna stabilnost)</b>	<b>37</b>
<b>7</b>	<b>LINEARNO ELASTIČNA GLOBALNA ANALIZA</b>	<b>38</b>
<b>7.1</b>	<b>Osnovna določila in modeli konstrukcije za analizo</b>	<b>38</b>
<b>7.2</b>	<b>Obvezne kontrole za vsa projektna stanja mostu</b>	<b>39</b>
<b>7.3</b>	<b>Določitev sodelujoče širine betonske pasnice za fazo gradnje in uporabe</b>	<b>40</b>
<b>7.4</b>	<b>Določitev kompaktnosti prereza</b>	<b>41</b>
<b>7.5</b>	<b>Določitev efektivnega prereza jeklenega dela</b>	<b>43</b>
<b>7.5.1</b>	<b>Elastično strižno zaostajanje pasnic v primeru MSU in UTRUJANJA</b>	<b>43</b>
<b>7.5.2</b>	<b>Elastično strižno zaostajanje pasnic v primeru MSN</b>	<b>45</b>
<b>7.6</b>	<b>Efektivni sovprežni prerez v fazi gradnje in uporabe za analizo MSN in MSU</b>	<b>45</b>
<b>7.6.1</b>	<b>Nerazpokan efektivni sovprežni prerez</b>	<b>46</b>
<b>7.6.2</b>	<b>Razpokan efektivni sovprežni prerez</b>	<b>46</b>
<b>7.7</b>	<b>Kontrola izbočenja tlačne pasnice v ravnini stojine</b>	<b>47</b>
<b>7.8</b>	<b>Analiza faze gradnje</b>	<b>48</b>
<b>7.8.1</b>	<b>Kontrola nosilnosti med fazo narivanja</b>	<b>48</b>
<b>7.8.2</b>	<b>Kontrola nosilnosti med fazo betoniranja in vgradnjo preostale stalne obtežbe</b>	<b>55</b>
<b>7.9</b>	<b>Analiza faze uporabe (model 3)</b>	<b>67</b>

<b>7.9.1</b>	<b>Prva globalna analiza (nerazpokan prerez)</b>	<b>67</b>
<b>7.9.2</b>	<b>Druga globalna analiza (razpokan prerez)</b>	<b>69</b>
<b>7.9.3</b>	<b>Obremenitve v fazi uporabe</b>	<b>69</b>
<b>8</b>	<b>KONTROLA KONSTRUKCIJE V FAZI UPORABE</b>	<b>85</b>
<b>8.1</b>	<b>Dokaz efektivnega sovprežnega prereza</b>	<b>85</b>
<b>8.2</b>	<b>Kontrola sovprežnega prereza v MSN</b>	<b>85</b>
<b>8.2.1</b>	<b>Kontrola upogibne nosilnosti</b>	<b>86</b>
<b>8.2.2</b>	<b>Kontrola strižne nosilnosti</b>	<b>88</b>
<b>8.2.3</b>	<b>Kontrola strižne nosilnosti spodnje pasnice (prečni vplivi iz poglavja 7.9.3.4)</b>	<b>91</b>
<b>8.2.4</b>	<b>Kontrola bočne zvrnitve tlačne pasnice</b>	<b>91</b>
<b>8.2.5</b>	<b>Kontrola strižne povezave med jeklom in betonom</b>	<b>93</b>
<b>8.3</b>	<b>Kontrola sovprežnega prereza v MSU</b>	<b>101</b>
<b>8.3.1</b>	<b>Kontrola normalnih, strižnih in Von Misesovih napetosti</b>	<b>101</b>
<b>8.3.2</b>	<b>Kontrola dovoljene širine razpok</b>	<b>103</b>
<b>8.3.3</b>	<b>Omejitev dihanja stojine</b>	<b>106</b>
<b>8.3.4</b>	<b>Kontrola deformacij in vibracij</b>	<b>106</b>
<b>8.4</b>	<b>Kontrola prečnega okvirja v MSN</b>	<b>109</b>
<b>8.4.1</b>	<b>Kontrola vertikalne ojačitve nad podporo P4</b>	<b>109</b>
<b>8.4.2</b>	<b>Kontrola vertikalne ojačitve nad notranjo podporo P3</b>	<b>113</b>
<b>8.4.3</b>	<b>Kontrola prečnega nosilca</b>	<b>115</b>
<b>9</b>	<b>LOKALNA ANALIZA BETONSKE PLOŠČE</b>	<b>118</b>
<b>9.1.1</b>	<b>Določitev obtežbe na betonsko ploščo</b>	<b>118</b>
<b>9.1.2</b>	<b>Izračun ovojnice in dimenzioniranje armirano betonske plošče</b>	<b>119</b>
<b>10</b>	<b>ZAKLJUČEK</b>	<b>122</b>
<b>VIRI</b>		<b>123</b>

## KAZALO PRILOG

<b>Priloga A: PREDSTAVITEV IN KONTROLA PROGRAMA SOFiSTiK (CSM)</b>	<b>126</b>
<b>A.1 Splošno</b>	<b>126</b>
<b>A.2 Analiza lezenja in krčenja v linijskih elementih</b>	<b>127</b>
<b>A.3 Faznost gradnje sovprežnega prereza</b>	<b>128</b>
<b>A.4 Primer A: Časovno odvisna analiza sovprežnega nosilca</b>	<b>129</b>
<b>A.4.1 Kontrola izračuna koeficienta lezenja in krčenja</b>	<b>130</b>
<b>A.4.2 Kontrola razvoja upogibnega momenta nad podporo P2</b>	<b>132</b>
<b>Priloga B: PREDSTAVITEV IN KONTROLA PROGRAMA SOFiSTiK (ELLA)</b>	<b>136</b>
<b>B.1 Splošno</b>	<b>136</b>
<b>B.2 ELLA (Extended Live Load Analysis)</b>	<b>137</b>
<b>B.2.1 Uvod</b>	<b>137</b>
<b>B.2.2 Konstruiranje vplivnega območja in obtežbe prometa</b>	<b>137</b>
<b>B.3 Primer B: Analiza prometne obtežbe na kontinuiranem nosilcu</b>	<b>140</b>
<b>B.3.1 Določitev prometne obtežbe</b>	<b>141</b>
<b>B.3.2 Izračun vplivnic in upogibnega momenta</b>	<b>141</b>
<b>B.3.3 Kontrola upogibnega momenta v prerezu B-B:</b>	<b>142</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

<b>Preglednica 1: Shematski prikaz betoniranja po dnevih</b>	<b>11</b>
<b>Preglednica 2: Izračun povprečne starosti armiranobetonske plošče</b>	<b>12</b>
<b>Preglednica 3: Napetosti tečenja v odvisnosti od debeline pločevine za jeklo S355</b>	<b>14</b>
<b>Preglednica 4: Parcialni varnostni faktorji za materiale</b>	<b>15</b>
<b>Preglednica 5: Karakteristične vrednosti vertikalne obtežbe za obtežni primer SW/0 in SW/2</b>	<b>27</b>
<b>Preglednica 6: Ekscentričnost obremenitve na posamezno tračnico</b>	<b>27</b>
<b>Preglednica 7: Vrednosti pospeševalnih sil</b>	<b>28</b>
<b>Preglednica 8: Vrednosti zaviralnih sil</b>	<b>29</b>
<b>Preglednica 9: Obtežne grupe za železniški promet (Vir: SIST EN 1991-2, 2004, 120 str.)</b>	<b>30</b>
<b>Preglednica 10: Shema karakteristične obtežbe na en nosilec pri betoniranju segmenta</b>	<b>31</b>
<b>Preglednica 11: Parcialni faktorji varnosti za strukturne elemente (STR/GEO)</b>	<b>33</b>
<b>Preglednica 12: Kombinacijski faktorji obtežbe grup in ostalih spremenljivih vplivov za železniške mostove (Vir: SIST EN 1990 AMD 1:2005(E), 15 str.)</b>	<b>34</b>
<b>Preglednica 13: Priporočene vrednosti širine razpok <math>w_{max}</math> [mm] (Vir: SIST EN 1992-1-1 2005, 122 str.)</b>	<b>36</b>
<b>Preglednica 14: Priporočena vrednost udobja</b>	<b>37</b>
<b>Preglednica 15: Izračun efektivne širine betonske pasnice pri osnovnih prerezih</b>	<b>41</b>
<b>Preglednica 16: Razred kompaktnosti pločevin (glavni polnostenski nosilec)</b>	<b>42</b>
<b>Preglednica 17: Razred kompaktnosti pločevin (prečni nosilec)</b>	<b>42</b>
<b>Preglednica 18: Razred kompaktnosti pločevin (vertikalna prečna ojačitev)</b>	<b>42</b>
<b>Preglednica 19: Izračun efektivne širine jeklene pasnice pri osnovnih prerezih</b>	<b>44</b>
<b>Preglednica 20: MSN-Prikaz ekstremnih obremenitev elementov v času <math>t=61</math>dni in <math>t=100</math> let</b>	<b>86</b>
<b>Preglednica 21: MSN-Kontrola strižne nosilnosti elementov</b>	<b>89</b>
<b>Preglednica 22: Izračun potrebnega števila strižnih čepov za posamezni segment konstrukcije</b>	<b>95</b>



<b>Preglednica 23: Izračun potrebne strižne armature in kontrola tlačnih razpor v betonu zaradi vzdolžnega striga</b>	<b>99</b>
<b>Preglednica 24: Kontrola tlačnih razpor pri interakciji vzdolžnega striga in prečnega upogiba</b>	<b>100</b>
<b>Preglednica 25: MSU(karakteristična)-Prikaz ekstremnih obremenitev elementa v času <math>t=61</math> dni in <math>t=100</math> let</b>	<b>101</b>
<b>Preglednica 26: Izračun minimalno potrebne armature v sovprežnem prerezu</b>	<b>104</b>
<b>Preglednica 27: Izračun razvoja upogibnega momenta <math>M_{G,P2}</math> zaradi stalne obtežbe <math>g_{Ed}</math> v posamezni fazi z upoštevanjem razpokanosti in lezenja</b>	<b>133</b>
<b>Preglednica 28: Izračun spremembe upogibnega momenta <math>\Delta M_{K,P2}</math> za posamezno fazo z upoštevanjem razpokanosti in lezenja</b>	<b>134</b>

## KAZALO SLIK

<b>Slika 1: Karakteristični prečni prerez železniškega mostu, ki ga obravnavamo v diplomski nalogi.</b>	<b>3</b>
<b>Slika 2: Vzdolžni prerez mostu</b>	<b>5</b>
<b>Slika 3: Prečni prerez sovprežne prekladne konstrukcije</b>	<b>6</b>
<b>Slika 4: Shematski prikaz poteka vzdolžne armature</b>	<b>7</b>
<b>Slika 5: Prečni prerezi posameznih nosilnih elementov</b>	<b>8</b>
<b>Slika 6: Shematski prikaz dimenzij glavnega jeklenega nosilca vzdolž mostu</b>	<b>8</b>
<b>Slika 7: Prikaz mostu med narivanjem</b>	<b>9</b>
<b>Slika 8: Prikaz zaporedja in smeri betoniranja posameznega betonskega segmenta</b>	<b>11</b>
<b>Slika 9: Grafični prikaz uporabljenih standardov (Vir: L. Davaine et.al (2007)): Eurocodes 3 and 4-Application to steel-concrete composite road bridges. Dostopno na internetu: <a href="http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculationcomposite_Eurocode3_4.pdf">http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculationcomposite_Eurocode3_4.pdf</a>, 12 str. (Prezeto 28. 12. 2009)</b>	<b>12</b>
<b>Slika 10: Korelacija minimalna/maksimalna temperatura zraka merjena v senci [<math>T_{\min}/T_{\max}</math>] in minimalna/maksimalna enakomerna temperatura mostu [<math>T_{e,\min}/T_{e,\max}</math>] (Vir: SIST EN 1991-1-5 2003, 21 str.)</b>	<b>19</b>
<b>Slika 11: Priporočene vrednosti linearnega poteka razlike temperature pri različnih tipih prekladne konstrukcije za cestne, železniške mostove in mostove za pešce (Vir: SIST EN 1991-1-5 2003, 24 str.)</b>	<b>20</b>
<b>Slika 12: Priporočene vrednosti faktorja <math>k_{\text{sur}}</math> za upoštevanje različnih debelin površine</b>	<b>20</b>
<b>Slika 13: Diagram faktorja izpostavljenosti <math>C_e(z)</math>, za <math>C_0=1,0</math> in <math>k_1=1,0</math> (Vir: SIST EN 1991-1-4, 2005, 20 str.)</b>	<b>22</b>
<b>Slika 14: Koeficient sile za mostove <math>C_{fx,0}</math> (Vir: SIST EN 1991-1-4, 2005, 73 str.)</b>	<b>23</b>
<b>Slika 15: Grafični prikaz obtežbe vetra med fazo uporabe</b>	<b>24</b>
<b>Slika 16: Grafični prikaz obtežbe vetra med fazo narivanja</b>	<b>25</b>

<b>Slika 17: Obtežni primer 71 in karakteristične vrednosti vertikalne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2, 2003, 68 str.)</b>	<b>26</b>
<b>Slika 18: Shematski prikaz obtežnega primera SW/0 in SW/2 (Vir: SIST EN 1991-2, 2003, 69 str.)</b>	<b>26</b>
<b>Slika 19: Ekscentričnost vertikalne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2, 2003, 70 str.)</b>	<b>27</b>
<b>Slika 20: Prikaz napetostnih točk, v katerih prikazujemo rezultate</b>	<b>39</b>
<b>Slika 21: Prikaz pozicije posameznega elementa mostu, kjer so prikazane notranje sile in napetosti</b>	<b>40</b>
<b>Slika 22: Ekvivalentne dolžine polja za efektivne širine betonske pasnice (Vir: SIST EN 1994-2, 2005, 29 str.)</b>	<b>40</b>
<b>Slika 23: Shematski prikaz spreminjanja efektivne širine (<math>b_{eff}</math>) betonske pasnice</b>	<b>41</b>
<b>Slika 24: Efektivna dolžina polja in porazdelitev širine pasnic (Vir: SIST EN 1993-1-5, 2006, 9 str.)</b>	<b>44</b>
<b>Slika 25: Shematski prikaz spremembe efektivne širine (<math>b_{eff}</math>) jeklene pasnice</b>	<b>44</b>
<b>Slika 26: Prikaz elastične upogibne togosti <math>EI_y</math> [kNm<sup>2</sup>] sovprežne prekladne konstrukcije za nerazpokan prerez</b>	<b>46</b>
<b>Slika 27: Prikaz odmika težišča <math>z_s</math> [mm] sovprežnega prereza prekladne konstrukcije za nerazpokan prerez</b>	<b>46</b>
<b>Slika 28: Efektivni prečni prerez elementa 6036 in 8051 za analizo nerazpokanega prereza</b>	<b>46</b>
<b>Slika 29: Prikaz elastične upogibne togosti <math>EI_y</math> [kNm<sup>2</sup>] sovprežne prekladne konstrukcije za razpokan prerez</b>	<b>47</b>
<b>Slika 30: Prikaz odmika težišča <math>z_s</math> [mm] sovprežnega prereza prekladne konstrukcije za razpokan prerez</b>	<b>47</b>
<b>Slika 31: Efektivni prečni prerez elementa 6036 in 8051 za analizo razpokanega prereza</b>	<b>47</b>
<b>Slika 32: Prostorski model glavnega nosilca med narivanjem</b>	<b>48</b>
<b>Slika 33: MSN-Ovojnica upogibnega momenta <math>M_y</math> med narivanjem jeklenega nosilca [kNm]</b>	<b>49</b>
<b>Slika 34: MSN-Ovojnica strižne sile <math>V_z</math> med narivanjem jeklenega nosilca [kN]</b>	<b>49</b>
<b>Slika 35: MSN-Ovojnica največjih tlačnih napetosti jeklene pasnice [MPa]</b>	<b>49</b>
<b>Slika 36: MSN-Ovojnica reakcij med narivanjem [kN]</b>	<b>50</b>

<b>Slika 37: MSU(pogosta)-Ovojnica maksimalnih vertikalnih pomikov <math>u_z</math> [mm] zaradi lastne in koristne teže</b>	<b>50</b>
<b>Slika 38: Prostorski model prečnih ojačitev med narivanjem</b>	<b>51</b>
<b>Slika 39: MSN-Ovojnica minimalnega upogibnega momenta v spodnji pasnici [kNm]</b>	<b>51</b>
<b>Slika 40: MSN-Ovojnica prečnih sil v spodnji pasnici [kN]</b>	<b>52</b>
<b>Slika 41: MSN-Ovojnica napetosti zaradi minimalnega upogibnega momenta v spodnji pasnici [MPa]</b>	<b>52</b>
<b>Slika 42: MSN-Ovojnica upogibnega momenta v prečnih nosilcih [kNm]</b>	<b>52</b>
<b>Slika 43: MSN-Prikaz reakcij med narivanjem prečnih ojačitev [kN]</b>	<b>53</b>
<b>Slika 44: MSU(pogosta)-Ovojnica horizontalnih pomikov <math>u_y</math> [mm] zaradi vetra prečno</b>	<b>53</b>
<b>Slika 45: Prikaz vrstnega reda betoniranja armiranobetonske plošče po segmentih od (A) do (E)</b>	<b>56</b>
<b>Slika 46: Prikaz dodajanja karakteristične obtežbe betonskega segmenta na jekleno konstrukcijo [kN/m]</b>	<b>57</b>
<b>Slika 47: Prikaz vgrajevanja gramozne grede in dodatne opreme na sovprežno konstrukcijo [kN/m]</b>	<b>58</b>
<b>Slika 48: MSN-Ovojnica upogibnega momenta, ki ga prevzame jekleni del prereza med betoniranjem [kNm]</b>	<b>58</b>
<b>Slika 49: MSN-Ovojnica napetosti v točki PZ_1 [MPa]</b>	<b>59</b>
<b>Slika 50: MSU(karakteristična) – Prikaz napetosti na zgornjem robu betonske plošče v segmentih (A), (B) in (C) med betoniranjem [MPa]</b>	<b>60</b>
<b>Slika 51: MSU(karakteristična) – Prikaz napetosti na zgornjem robu betonske plošče v segmentih (A), (B), (C), (D) in (E) med vgradnjo gramozne grede in preostale stalne obtežbe [MPa]</b>	<b>61</b>
<b>Slika 52: MSN-Prikaz največjih tlačnih napetosti na zgornjem robu betonske plošče segmenta (A) in (B), ki se zgodijo med gradnjo [MPa]</b>	<b>65</b>
<b>Slika 53: Faza gradnje MSU(karakteristična) – Minimalni upogibni moment za določitev razpokanosti prereza v območju podpor [kNm]</b>	<b>67</b>
<b>Slika 54: Faza gradnje MSU(karakteristična) – Maksimalna napetost na zgornjem robu betonske plošče [MPa]</b>	<b>67</b>
<b>Slika 55: Faza uporabe MSU(karakteristična) – Minimalni upogibni moment za določitev razpokanosti prereza v območju podpor [kNm]</b>	<b>68</b>

<b>Slika 56: Faza uporabe-MSU(karakteristična) – Maksimalna napetost na zgornjem robu betonske plošče [MPa]</b>	<b>68</b>
<b>Slika 57: Skupaj MSU(karakteristična) – Maksimalna napetost na zgornjem robu betonske plošče [MPa]</b>	<b>68</b>
<b>Slika 58: Napetosti na zgornjem in spodnjem robu betonske plošče zaradi primarnega krčenja po 100 letih [MPa]</b>	<b>69</b>
<b>Slika 59: Upogibni moment-My zaradi sekundarnega vpliva krčenja, ki se pojavi po 100 letih [kNm]</b>	<b>69</b>
<b>Slika 60: MSN-Prikaz največjega upogibnega momenta-My zaradi stalne obtežbe v času <math>t=61</math> dni [kNm]</b>	<b>70</b>
<b>Slika 61: MSN-Prikaz najmanjšega upogibnega momenta-My zaradi stalne obtežbe v času <math>t=100</math> let [kNm]</b>	<b>70</b>
<b>Slika 62: MSN-Ovojnica največjih reakcij v Z-smeri zaradi stalne obtežbe [kN]</b>	<b>70</b>
<b>Slika 63: Vplivnica (UIC71): Strižna sila za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3</b>	<b>71</b>
<b>Slika 64: Vplivnica (SW/2): Strižna sila za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3</b>	<b>71</b>
<b>Slika 65: Vplivnica (UIC71): Minimalni upogibni moment za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3</b>	<b>71</b>
<b>Slika 66: Vplivnica (SW/2): Minimalni upogibni moment za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3</b>	<b>71</b>
<b>Slika 67: Vplivnica (UIC71): Strižna sila za element 6036, ki se nahaja v polju 2</b>	<b>72</b>
<b>Slika 68: Vplivnica (SW/2): Strižna sila za element 6036, ki se nahaja v polju 2</b>	<b>72</b>
<b>Slika 69: Vplivnica (UIC71): Maksimalni upogibni moment za element 6036, ki se nahaja v polju 2</b>	<b>72</b>
<b>Slika 70: Vplivnica (SW/2): Maksimalni upogibni moment za element 6036, ki se nahaja v polju 2</b>	<b>72</b>
<b>Slika 71: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi prometne obtežbe [kNm]</b>	<b>72</b>
<b>Slika 72: Ovojnica strižnih sil-Vz zaradi prometne obtežbe [kN]</b>	<b>73</b>
<b>Slika 73: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi zaviranja in pospeševanja [kNm]</b>	<b>73</b>
<b>Slika 74: Ovojnica osne sile-N zaradi zaviranja in pospeševanja [kN]</b>	<b>73</b>
<b>Slika 75: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi temperaturnih vplivov [kNm]</b>	<b>74</b>
<b>Slika 76: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi posedka podpor [kNm]</b>	<b>74</b>

<b>Slika 77: MSN-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]</b>	<b>75</b>
<b>Slika 78: MSN-Ovojnica strižnih sil-Vz zaradi spremenljive obtežbe [kN]</b>	<b>75</b>
<b>Slika 79: MSN-Ovojnica osnih sil-N zaradi spremenljive obtežbe [kN]</b>	<b>75</b>
<b>Slika 80: MSN-Ovojnica reakcij v globalni Z-smeri zaradi spremenljive obtežbe [kN]</b>	<b>76</b>
<b>Slika 81: MSN-Ovojnica negativnega momenta-My v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kNm]</b>	<b>76</b>
<b>Slika 82: MSN-Ovojnica strižnih sil-Vz v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kN]</b>	<b>76</b>
<b>Slika 83: MSN-Ovojnica upogibnega momenta-Mz v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kNm]</b>	<b>77</b>
<b>Slika 84: MSN-Ovojnica strižnih sil-Vy v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kN]</b>	<b>77</b>
<b>Slika 85: MSU(karakteristična)-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]</b>	<b>77</b>
<b>Slika 86: MSU(pogosta)-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]</b>	<b>78</b>
<b>Slika 87: MSU(navidezno stalna)-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]</b>	<b>78</b>
<b>Slika 88: Ovojnica upogibnega momenta My [kNm]</b>	<b>78</b>
<b>Slika 89: Ovojnica strižne sile Vz [kN]</b>	<b>79</b>
<b>Slika 90: Ovojnica osne sile [kN]</b>	<b>79</b>
<b>Slika 91: Ovojnica napetosti na zgornjem robu betonske plošče [MPa]</b>	<b>79</b>
<b>Slika 92: Ovojnica napetosti na spodnjem robu spodnje pasnice jeklenega nosilca [MPa]</b>	<b>80</b>
<b>Slika 93: Ovojnica napetosti v zgornji plasti armature [MPa]</b>	<b>80</b>
<b>Slika 94: Minimalna napetost v spodnji pasnici za kontrolo žilavosti [MPa]</b>	<b>80</b>
<b>Slika 95: Ovojnica pomikov <math>u_{y,1}</math>-[mm] celotne prekladne konstrukcije pri delovanju virtualne sile <math>F=1</math></b>	<b>81</b>
<b>Slika 96: Ovojnica pomikov <math>u_{y,2}</math>-[mm] prečnega okvirja, kjer se stikata spodnja pasnica in vertikalna ojačitev</b>	<b>81</b>
<b>Slika 97: Prikaz togosti elastičnih podpor spodnje jeklene pasnice [kN/m]</b>	<b>82</b>

<b>Slika 98: MSN-Upogibni moment [kNm] in reakcije [kN] spodnje pasnice jeklenega nosilca zaradi obtežbe vetra, pri čemer je promet glavna in veter spremljajoča spremenljiva obtežba</b>	<b>82</b>
<b>Slika 99: MSN-Prečna sila vetra, ki se prenese na vertikalno ojačitev nad podporo P3 [kN]</b>	<b>83</b>
<b>Slika 100: Prikaz obtežbe na prečni okvir [kN] (desno: bočna sila prometa, levo: veter na okvir nad podporo P3)</b>	<b>83</b>
<b>Slika 101: MSN (promet je glavna spremenljiva obtežba) – Notranje sile v prečnem okvirju [kNm in kN]</b>	<b>83</b>
<b>Slika 102: MSU-karakteristična (promet je glavna spremenljiva obtežba) – Notranje sile v prečnem okvirju [kNm in kN]</b>	<b>84</b>
<b>Slika 103: Izračun pomika točke, kjer se stikata spodnja pasnica jeklenega nosilca in vertikalna prečna ojačitev</b>	<b>92</b>
<b>Slika 104: Shematski prikaz števila in razmak strižnih čepov na posameznih območjih</b>	<b>95</b>
<b>Slika 105: Prikaz posameznih oddaljenosti stremen za prevzem cepilne sile (Vir: SIST EN 1994-2, 2004, 53 str.)</b>	<b>96</b>
<b>Slika 106: Prikaz posameznih dimenzij za kontrolo razmaka (Vir: SIST EN 1994-2, 2004, 54 str.)</b>	<b>97</b>
<b>Slika 107: Potencialna ravnina strižne porušitve betonske plošče (Vir: L. Davaine et.al (2007): Eurocodes 3 and 4-Application to steel-concrete composite road bridges. Dostopno na internetu: <a href="http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculationcomposite_Eurocode3_4.pdf">http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculationcomposite_Eurocode3_4.pdf</a>, 138 str. Prezeto 28. 12. 2009.)</b>	<b>97</b>
<b>Slika 108: Razporeditev napetosti pred in takoj po razpokanju betona</b>	<b>103</b>
<b>Slika 109: Maksimalni in minimalni vertikalni pospeški prekladne konstrukcije pri potovanju vlaka SW/2</b>	<b>107</b>
<b>Slika 110: MSU(karakteristična)-Ovojnica vertikalnih pomikov preklade zaradi spremenljivih vplivov</b>	<b>107</b>
<b>Slika 111: MSU(karakteristična)-Vertikalni pomik preklade zaradi lastne teže</b>	<b>108</b>
<b>Slika 112: Maksimalni dovoljeni vertikalni pomik <math>\delta</math> za železniške mostove z 3 ali več polj, ki ustreza vertikalnemu pospešku <math>b_v=1m/s^2</math> v kabini vlaka s hitrostjo <math>V[km/h]</math> (Vir: SIST EN 1990:2004/A1:2006 31 str.)</b>	<b>108</b>

<b>Slika 113: Prikaz robnega detajla vertikalne prečne ojačitve (Vir: EVROKOD 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij del 1-5:Elementi pločevinastik konstrukcij, Darko Beg, Ljubljana 2008)</b>	<b>110</b>
<b>Slika 114: Geometrija vertikalne prečne ojačitve nad podporo P4</b>	<b>110</b>
<b>Slika 115: Prikaz poenostavljenega modela ojačitve in potek horizontalne obtežbe</b>	<b>111</b>
<b>Slika 116: Geometrija vertikalne prečne ojačitve v polju in nad podporama P3 in P4</b>	<b>114</b>
<b>Slika 117: Prikaz stalne obtežbe na betonski plošči</b>	<b>118</b>
<b>Slika 118: Prikaz prometne obtežbe (UIC71) z upoštevanjem ekscentričnosti</b>	<b>119</b>
<b>Slika 119: MSN-Ovojnica prečnega upogibnega momenta <math>M_y</math></b>	<b>119</b>
<b>Slika 120: Prikaz razvoja koeficienta lezenja za posamezno fazo gradnje (Vir: SOFiSTiK Documentation, CSM version 11.89, 2008, 2–5 str.)</b>	<b>127</b>
<b>Slika 121: Prečni prerez iz različnih materialov, kjer vsak material oz. delni prerez vsebuje svojo CS številko.</b>	<b>128</b>
<b>Slika 122: Osnovne geometrijske karakteristike testnega nosilca A</b>	<b>129</b>
<b>Slika 123: Karakteristični prečni prerez obravnavanega sovprežnega prereza</b>	<b>129</b>
<b>Slika 124: Prikaz časovnega razvoja koeficienta lezenja in krčenja za posamezno fazo gradnje</b>	<b>131</b>
<b>Slika 125: Prikaz upogibnega momenta <math>M_{\text{SOFISTIK}}</math> takoj po nanosu stalne obtežbe CS(10) in po <math>t=100</math> let CS(75)</b>	<b>133</b>
<b>Slika 126: Prikaz momenta <math>\Sigma M_{\text{SOFIST}}</math> po času <math>t=100</math> let zaradi vpliva sekundarnega krčenja</b>	<b>134</b>
<b>Slika 127: Prikaz skupnega upogibnega momenta <math>M_{\text{SOFISTIK}}(t=100\text{let})</math> zaradi stalne obtežbe, lezenja in krčenja</b>	<b>135</b>
<b>Slika 128: Geometrija osi pasu (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 3–11 str.)</b>	<b>137</b>
<b>Slika 129: Shematski prikaz prometnega profila na mostu za cestni promet (Vir: SOFiSTiK Workshop May, 2009, SOFiLOAD and ELLA (Version 23 and 2010): Special Vehicles (LM3) acc. t. EN 1991-2 Appendix A)</b>	<b>138</b>
<b>Slika 130: Shematski prikaz prometnega profila za železniški promet (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 3–15 str.)</b>	<b>139</b>
<b>Slika 131: Prikaz ekscentrične obremenitve na 1. nosilni element (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 2-2 str.)</b>	<b>139</b>



<b>Slika 132: Prikaz ekscentrične obremenitve in razporeditev obtežbe na 2. nosilna elementa (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 2-3 str.)</b>	<b>140</b>
<b>Slika 133: Osnovne geometrijske karakteristike testnega nosilca B</b>	<b>141</b>
<b>Slika 134: Prikaz prometne obtežbe UIC71 in UNLOADED TRAIN, ki jih določuje knjižnica ELLA</b>	<b>141</b>
<b>Slika 135: Prikaz vplivnice in obtežbe za maksimalni in minimalni upogibni moment v: prerez A-A (levo) in prerez B-B (desno)</b>	<b>141</b>
<b>Slika 136: Ovojnica obremenitev zaradi obtežbe UNLOADED TRAIN</b>	<b>142</b>

## 1 UVOD

Namen diplomskega dela je prikaz projektiranja železniškega mostu v sovprežni izvedbi z uporabo na novo sprejetega Evrokod standarda in primernost uporabe računalniškega programa SOFiSTiK za napredno analizo konstrukcije. Izračuni upoštevajo vse predpise v standardu ter nacionalnih dodatkih, v kolikor zadnji ni bil izdan, se uporabijo priporočene vrednosti.

Prvotna zamisel je bila, da se prikaže projektiranje z omenjenim standardom in programom na že izvedenem mostu. Le ta pa ni bil primeren za prikaz nekaterih v naprej zastavljenih analiz. Tako je bilo potrebno pri prvotni zasnovi mostu, ki v treh poljih premošča reko, povečati polja in s tem povezano glavno nosilno konstrukcijo. S tem smo dobili most, ki se nahaja na isti lokaciji, vendar je nekoliko večji od izvedenega. Zato je potrebno omeniti, da sama zasnova mostu s potekom gradnje ne predstavlja najbolj ekonomične konstrukcije.

V diplomski nalogi je poudarek na fazi gradnje mostu, kjer upoštevam časovno spremembo togosti betona in fazno spremembo prečnega prereza. Faza gradnje zajema narivanje jeklene konstrukcije in segmentno betoniranje armiranobetonske plošče. Pri fazi uporabe je podrobno obravnavana obtežba prometa, temperature, vetra in diferenčni pomik podpor. Diploma ne zajema potresno analizo in vpliv utrujanja na mostno konstrukcijo, kar pa se pri resničnih projektih mora narediti.

Projektiranje mostu se izvede z elastično globalno analizo. Ker pa se izkaže, da je potrebno upoštevati razpokan prerez, naredimo dva ločena izračuna:

- linearno elastično globalno analizo na nerazpokanem prerezu
- linearno elastično globalno analizo na razpokanem prerezu

Dimenzioniranje in kontrole posameznih elementov se izvede tako v MSN (mejno stanje nosilnosti), kot tudi v MSU (mejnem stanju uporabnosti). Pri dimenzioniranju se osredotočimo na prekladno konstrukcijo in ne kontroliramo ležišč, podporne konstrukcije in temeljenja.

Za modeliranje in izračun smo izbrali program SOFiSTiK, ker omogoča upoštevanje vseh faz gradnje mostu. Sam izračun z programom temelji na različnih standardih, vključno z evrokodi, ki ga uporabimo v našem primeru.

Program nam omogoča dva pristopa k modeliranju:

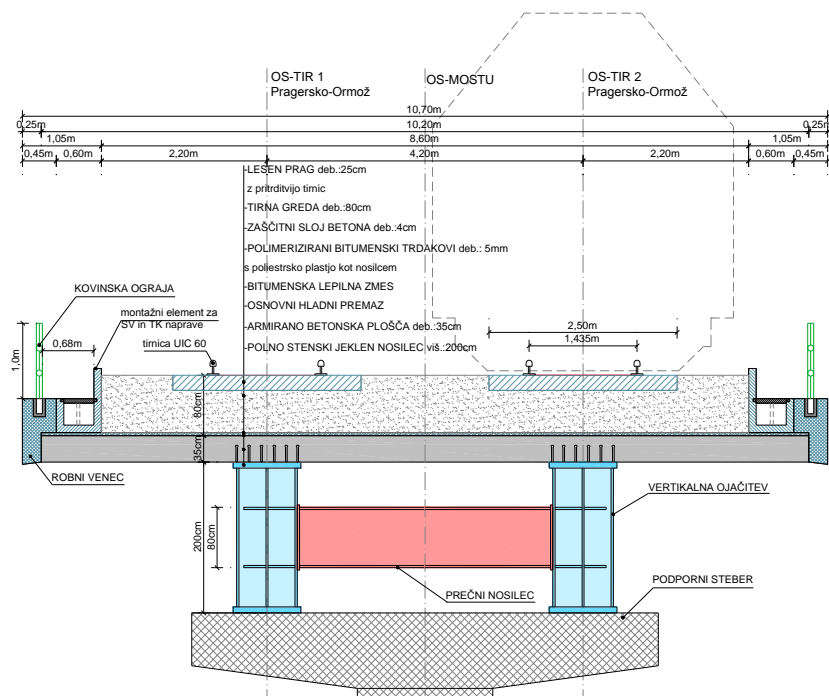
- grafični vnos konstrukcije (modul SOFIPLUS)
- parametrični vnos konstrukcije (modul TEDDY)

V diplomski nalogi izberemo parametrični vnos, ki je nekoliko težji, saj zahteva dodatno znanje programskega jezika, ki so ga razvili na Sofistiku. Vendar se izkaže za primernejšega predvsem pri projektiranju mostnih konstrukcij ter sami optimizaciji posameznih sestavnih elementov. Kljub temu da program omogoča preračun vseh vplivov na enem prostorskem modelu, za vsako fazo uporabimo nov model konstrukcije. S tem skrajšamo čas, ki je potreben za preračun modela, ob enem pa ločimo rezultate in s tem izboljšamo preglednost.

## 2 SPLOŠNO

### 2.1 Osnovni elementi in podatki železniškega mostu

Most se nahaja na dvotirni progi Ormož–Pragersko ter premošča reko v treh poljih v skupni dolžini 70 m in je v celoti sestavljen iz preme. Preko mostu potekata dva železniška tira z medsebojno osno oddaljenostjo 4,2 m ter standardno širino 1435 mm. Progi sta izvedeni v standardni tirni gredi debeline 80 cm. V gredo so vgrajeni leseni pragovi, na katere pritrdimo glavni in varnostni tirnici. Glavna nosilna konstrukcija in gramozna greda sta ločeni z osnovnim hladnim premazom, bitumensko lepilno zmesjo in 4 cm zaščitnega betona, s katerim se izvede 4 % prečni padec preklade. Na levem in desnem robu prekladne konstrukcije izvedemo montažni element za TK in SV (telekomunikacijske in signalnovarnostne) naprave, ki je zasnovan tako, da dopušča 0,68 m širok pas za morebitna popravila. Zaključek se izvede z robnim vencem, na katerega se montira kovinska ograja. Na obeh tirih se pričakuje standardni potniški in težki transportni promet, ki bo potekal v obe smeri. Karakteristični prečni prerez je prikazan na Sliki 1.



Slika 1: Karakteristični prečni prerez železniškega mostu, ki ga obravnavamo v diplomski nalogi.

Prekladna konstrukcija je zasnovana tako, da omogoča kontinuiran potek tirne grede preko mostu in ima vzdolžni padec 2,1 %. Povezava s podpornimi elementi je izvedena z armiranimi elastomernimi ležišči. Vzdolžni premik preklade je preprečen samo v levem krajnem oporniku in tako omogočam neovirano deformacijo v vzdolžni smeri mostu.

Sestava tal pod mostom zajema po celotni dolžini mostu približno 5 m debelo plast nenosilne prodno-peščene zemljine, pod katero se nahaja nosilna plast laporja. Tako se podporna konstrukcija mostu izvede na pilotih. V podporni konstrukciji se v primeru popravila predvidi niše za dvigalko..

## 2.2 Podatki okolja

Konstrukcija poteka preko reke in se nahaja na območju zmerne zmrzali. Zato je potrebno zagotoviti ustrezno trajnost vseh konstrukcijskih elementov in temu primerno izbrati material in dodatne ukrepe, ki so predpisani. Zavedati se je potrebno, da to lahko privede do večje trdnosti materiala, ki je bil določen z dimenzioniranjem.

Da zagotovimo ustrezno trajnost strjenega betona proti zmrzali in koroziji, določimo, v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1, tabela 4.1, razred izpostavljenosti. Razred, glede na zmrzal, je XF1 (zmerna nasičenost z vodo, brez sredstva za tajanje), razred izpostavljenosti glede na korozijo pa je XC4 (izmenično mokro in suho). S tem na podlagi SIST EN 1992-1-1 dod. E določimo orientacijski trdnostni razred, ki je v našem primeru za obe trajnosti enak C30/37. Z izbrano trdnostjo se zagotovi trajno zaščito armature in betona pred škodljivimi vplivi in korozijo.

Določitev razreda konstrukcije pri izračunu krovnega sloja betona je na podlagi razreda izpostavljenosti XC4, trdnosti betona C30/37 in projektirani življenjski dobi 100 let ocenjen na S5. Tako dobimo minimalno dovoljeno debelino krovnega sloja  $c_{\min,dur} = 35mm$ , kateremu prištejemo  $c_{dev} = 10mm$  in z upoštevanjem neravne površine pridemo do končne vrednosti krovnega sloja izračunanim z enačbo:

$$c_{nom} = c_{\min,dur} + c_{dev} + 5mm = 50mm \dots \textit{nominalna vrednost krovnega sloja}$$

Temperatura okolja je po podatkih ARSO določena za povratno dobo 50 let in predstavlja povprečne vrednosti  $T_{\min,50} = -25,5^{\circ}\text{C}$  in  $T_{\max,50} = +39^{\circ}\text{C}$ , te vrednosti je potrebno preračunati na 100 letno povratno dobo. Pretvorba temperature se izvede v skladu s standardom SIST EN 1991-1-5, dodatek A, poglavje A.2.

$$p = 1/(100\text{let}) = 0,01 \dots \text{letna verjetnost prekoračitve temperature}$$

V skladu z A.2, NOTE1 se za koeficiente  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  in  $k_4$  upošteva kar priporočene vrednosti:

$$k_1 = 0,781 \quad k_2 = 0,056 \quad k_3 = 0,393 \quad k_4 = -0,156 \dots \text{priporočene vrednosti}$$

$$T_{\min,100} = T_{\min,50} \cdot (k_3 + k_4 \cdot \ln(-\ln(1-p))) = -25,5 \cdot (0,393 + 0,156 \cdot \ln(-\ln(1-0,01))) =$$
$$= -28,3^{\circ}\text{C} \dots \text{minimalna temperatura zraka v senci za povratno dobo 100 let}$$

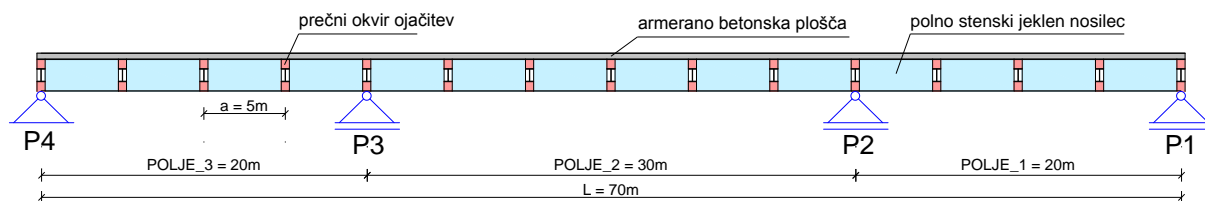
$$T_{\max,100} = T_{\max,50} \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p))) = +39 \cdot (0,781 - 0,056 \cdot \ln(-\ln(1-0,01))) =$$
$$= +40,5^{\circ}\text{C} \dots \text{maksimalna temperatura zraka v senci za povratno dobo 100 let}$$

Vlažnost okolja, kjer se nahaja konstrukcija, je ocenjena na 80 %.

## 2.3 Glavna nosilna konstrukcija

### 2.3.1 Vzdolžna zasnova mostu

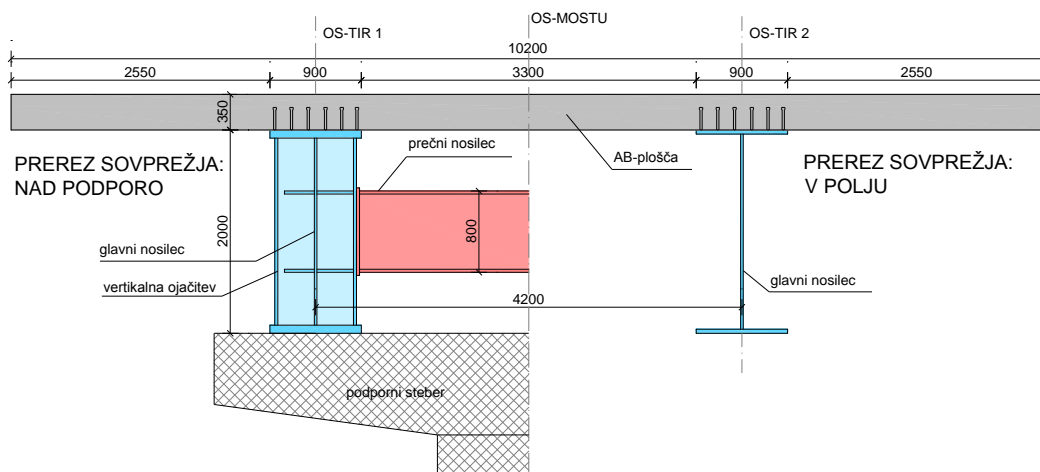
Prekladna konstrukcija je v sovprežni izvedbi in poteka preko treh polj: polje\_1=20m, polje\_2=30m in polje\_3=20m. Tako znaša celotna dolžina mostu 70 m. Vzdolžni prerez mostu je prikazan na Sliki 2.



Slika 2: Vzdolžni prerez mostu

### 2.3.2 Prečna zasnova mostu

Prečni prerez mostu je prikazan na Sliki 3. Na levi strani slike je izrisan prerez nad vmesno podporo in na desni prerez v polju.



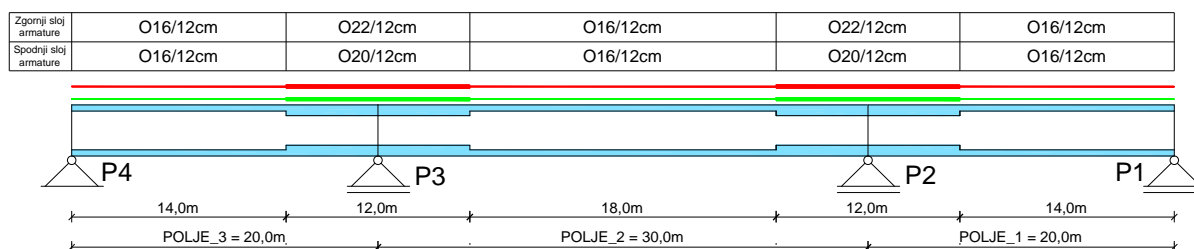
Slika 3: Prečni prerez sovprežne prekladne konstrukcije

#### Armiranobetonska plošča

Prečni prerez preklade je simetričen glede na os mostu in je sestavljen iz armiranobetonske plošče debeline 35 cm, ki je preko strižnih čepov tipa Nelson povezana z dvema polno stenskim jeklenima nosilcema. Plošča je armirana v dveh slojih z zaščitno plastjo betona  $a=5\text{cm}$ . Grafični prikaz poteka vzdolžne armature v sovprežni plošči je na Sliki 4.

- **Vzdolžna armatura v območju vmesnih podpor P2 in P3:**
  - zgornji sloj: armaturne palice premera  $\text{Ø}22$  na medsebojnem razmaku  $s=12\text{cm}$
  - spodnji sloj: armaturne palice premera  $\text{Ø}20$  na medsebojnem razmaku  $s=12\text{cm}$
- **Vzdolžna armatura v polju:**
  - zgornji sloj: armaturne palice premera  $\text{Ø}16$  na medsebojnem razmaku  $s=12\text{cm}$
  - spodnji sloj: armaturne palice premera  $\text{Ø}16$  na medsebojnem razmaku  $s=12\text{cm}$
- **Prečna armatura**

Položena je simetrično. Oba sloja sestavljajo palice premera  $\text{Ø}18$  na medsebojni razdalji  $s=9\text{cm}$ . Zaradi poenostavitve se prečna armatura vzdolž mostu ne spreminja.



Slika 4: Shematski prikaz poteka vzdolžne armature

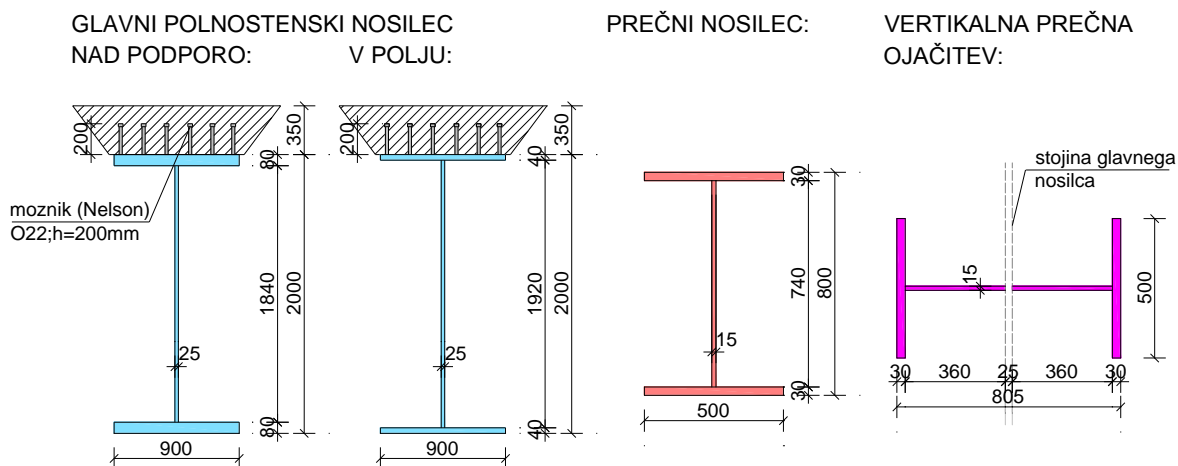
### Glavna polnostenska jeklena nosilca

Jeklena nosilca potekata centrično pod tirnima progama in sta po celotni dolžini mostu konstantne višine 2000 mm. Varjen I prerez je zasnovan dvojno simetrično. Širina obeh pasnic je 900 mm in se vzdolž mostu ne spreminja. Debelina pasnic v polju znaša 40 mm, medtem ko se nad podporo poveča na 80 mm. Višina stojine je odvisna od debelin pasnice, saj predstavlja razliko med celotno višino nosilca in debelino obeh pasnic. Kar pomeni, da je višina stojine v polju 1920 mm in nad podporo 1840mm. Debelina stojine je vzdolž celotnega mostu konstanta in znaša 25 mm.

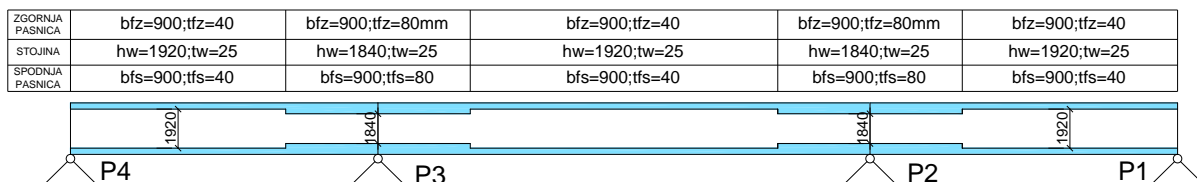
Ker ne projektiramo resničnega mostu, smo nekoliko poenostavili geometrijo glavnih jeklenih nosilcev ter upoštevali konstantno širino stojine in simetričnost pasnic. Vsekakor pa je pri projektiranju dejanske konstrukcije smiselno prilagoditi dimenzije glede na obremenitve.

Geometrija prečnih prereзов posameznih sestavnih elementov preklade je prikazana na Sliki 5, sprememba dimenzij glavnega jeklenega nosilca vzdolž mostu pa na Sliki 6.





Slika 5: Prečni prerezi posameznih nosilnih elementov



Slika 6: Shematski prikaz dimenzij glavnega jeklenega nosilca vzdolž mostu

### Okvir prečnih ojačitev

Glavna nosilca sta preko vertikalnih ojačitev povezana s prečnimi nosilci, ki tvorijo tog prečni okvir. Le ti potekajo vzdolž mostu na medsebojni razdalji 5 m. Zaradi specifičnosti obtežbe je zasnova prečnega okvira enaka tako za polje kot tudi nad podporo. Vertikalna ojačitev se izvede kot varjen T profil, ki ga simetrično privarimo na stojino in pasnici glavnega nosilca. Prečni nosilec je dvojno simetrični varjen I profil višine 800 mm in širino pasnice 500 mm. Dimenzije so prikazane na Sliki 5.

## 2.4 Tehnologija gradnje

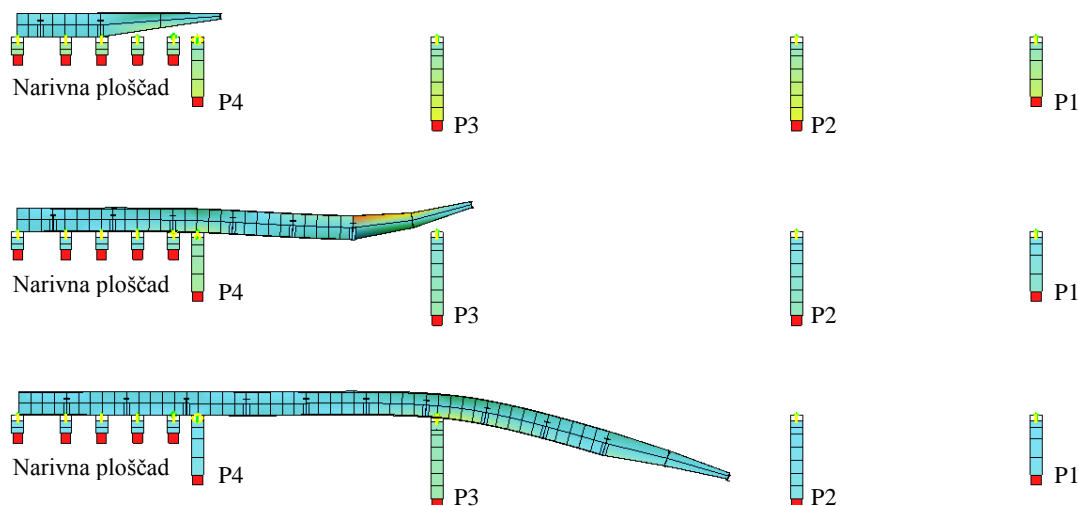
### 2.4.1 Narivanje jeklenih nosilcev

Za izgradnjo mostu je izbrana tako imenovana metoda narivanja, ki se pogosto uporablja pri sovprežnih mostovih. Ta način nam zagotavlja kvalitetno in hitro izgradnjo za razumno ceno.

Prednosti izbrane metode so:

- preprosta in poceni oprema, brez težke mehanizacije
- potrebno samo območje za izgradnjo narivne ploščadi
- ni potrebe po dodatnem podpiranju v poljih
- gradnja poteka v nadzorovanem okolju

Za izvedbo narivanja se na levem bregu reke dodatno zgraditi narivno ploščad, na kateri poteka montaža glavnih jeklenih nosilcev. Ploščad je dolga 18 m in tako omogoča montažo 7 m dolgih elementov. Po sestavi dveh elementov se nosilec porine 7 m preko levega krajnega opornika-P4. Tako se proces ponavlja, vse dokler ne dosežemo desnega opornika-P1 glej. Med narivanjem je nosilec na območju ploščadi podprt na treh mestih, kar zagotavlja ustrezno stabilnost konstrukcije.



Slika 7: Prikaz mostu med narivanjem

Da zmanjšamo velikost upogibnega momenta in vertikalno deformacijo, izvedemo jeklen nos dolžine 10 m. Dolžina nosu predstavlja 50 % prvega oz. tretjega polja in s tem zagotovimo, da se nam med fazo narivanja pojavi največji upogibni moment na mestu, kjer bo v končni fazi pozicija podpore.

Na opornikih se izvedejo začasna ležišča, ki med fazo narivanja omogočajo pomik nosilca in rotacijo, ki se pojavi zaradi velike vitkosti konstrukcije. Širina ležišča je 100 mm, kar poveča raznos koncentrirane sile.

#### 2.4.2 Betoniranje armiranobetonske plošče

Ko je jeklena konstrukcija na končni poziciji, se začne betoniranje armiranobetonske plošče. Potek betoniranja posameznih segmentov plošče je bil prevzet po priročniku: L. Davaine et.al (2007): Eurocodes 3 and 4-Application to steel-concrete composite road bridges. Dostopno na internetu: <http://www.setra.equipement.gouv.fr/Technical-guides.html>. Prevezeto 28. 12. 2009.

Celotna prekladna konstrukcija vsebuje 10,2 m široko, 70 m dolgo in 0,35 m debelo betonsko ploščo. Zaradi velikega razvoja hidratacijske toplote in s tem povezanega krčenja, deformacij nosilca in kopičenja betona razdelimo celotno površino na 5 enakih segmentov. Vsak segment ima dolžino 14 m, širino 10,2 m in debelino 0,35 m. Za vgradnjo vsakega segmenta so predvideni trije dnevi.

- 1 dan: betoniranje segmenta
- 2 dan: strjevanje betona
- 3 dan: demontaža in premik opaža

Izbrani cikel betoniranja z betonom kvalitete C30/37 ustreza časovnemu razvoju trdnosti po spodnjih enačbah.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \dots \text{srednja tlačna trdnost pri času } t$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \left[ 1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2} \right]\right) \dots \text{koeficient odvisen od starosti betona}$$

$$f_{cm} = 43 \text{ MPa} \dots \text{srednja tlačna trdnost pri 28 dneh}$$

$$t = 3 \text{ dni} \dots \text{obravnavana starost betona}$$

$$s = 0,25 \dots \text{koeficient razreda cementa}$$

$$f_{cm}(t) = 0,598 \cdot 43 \text{ MPa} = 25,71 \text{ MPa} \dots \text{srednja tlačna trdnost pri starosti 3 dni}$$

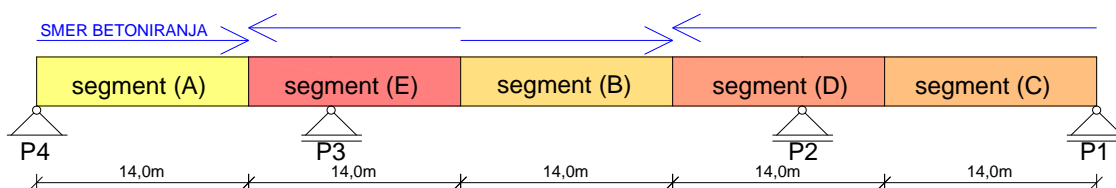
$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} = 17,71 \text{ MPa} \dots \text{karakteristična tlačna trdnost pri starosti 3 dni}$$

Na podlagi izračunane trdnosti po času  $t$  in pričakovanimi obremenitvami ocenimo, da ne pride do poškodb mladega betona med fazo betoniranja. V nadaljevanju pa se opravi točne kontrole obremenitev betona. Časovni potek betoniranja je razviden iz Preglednice 1.

Preglednica 1: Shematski prikaz betoniranja po dnevih

št. dni	pon	
1	tor	(A)betoniranje
2	sre	(A)strjevanje
3	čet	(A)razopaževanje
4	pet	(B)betoniranje
5	sob	(B)strjevanje
6	ned	
7	pon	(B)razopaževanje
8	tor	(C)betoniranje
9	sre	(C)strjevanje
10	čet	(C)razopaževanje
11	pet	(D)betoniranje
12	sob	(D)strjevanje
13	ne	
14	pon	(D)razopaževanje
15	tor	(E)betoniranje
16	sre	(E)strjevanje
17	čet	(E)razopaževanje

Zaporedje vgradnje segmentov je izbrano tako, da se najprej zabetonira osrednji del v poljih, nato pa območja nad podporo. Smer in vrstni red vgradnje je razviden iz Slike 8.



Slika 8: Prikaz zaporedja in smeri betoniranja posameznega betonskega segmenta

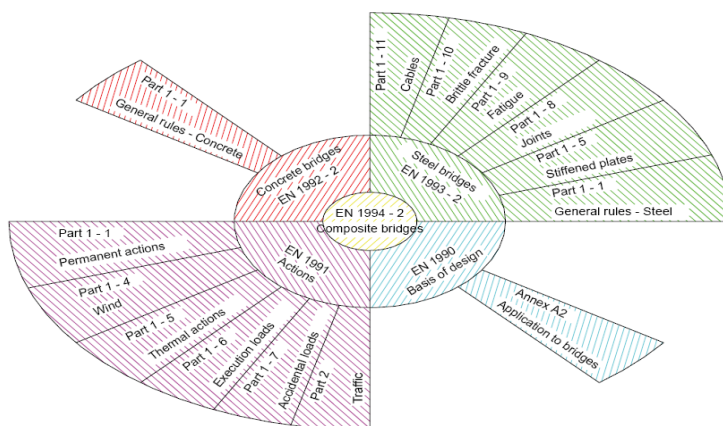
Po končani izvedbi armiranobetonske plošče, se začne nasipavanje gramozne grede, polaganje inštalacij in vgradnja dodatne nenosilne opreme. Celoten postopek se začne pri levem krajnem podporniku-P1 in se nadaljuje preko vseh polj. Čas, potreben za celotni postopek, je ocenjen na 44 dni. Čas, za celoten potek gradnje, je prikazan v Preglednici 2.

Preglednica 2: Izračun povprečne starosti armiranobetonske plošče

	$t_{\text{obtežbe}}$					$t_{\text{povprečni}}$	
Seg.:(A)		(A) <sub>bet.</sub>				0	
Seg.:(B)	3	3	(B) <sub>bet.</sub>			3	
Seg.:(C)	7	7	4	(C) <sub>bet.</sub>		5,50	
Seg.:(D)	10	10	7	3	(D) <sub>bet.</sub>	6,67	
Seg.:(E)	14	14	11	7	4	(E) <sub>bet.</sub>	9,00
<i>Konec betoniranja</i>		17	14	10	7	3	10,20
<i>Nasip, inštalacije ...</i>		44	44	44	44	44	
<i>Zaključek faze gradnje</i>		61	58	54	51	47	54,2

## 2.5 Uporabljeni standardi

Za projektiranje sovprežnega mostu je bil uporabljen standard SIST EN 1994 (projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona) in SIST EN 1994-2 (projektiranje sovprežnih mostov). Oba pa se sklicujeta na preostale evrokod standarde. Shema uporabljenih standardov je prikazana na Sliki 9.



Slika 9: Grafični prikaz uporabljenih standardov (Vir: L. Davaine et.al (2007)): Eurocodes 3 and 4-Application to steel-concrete composite road bridges. Dostopno na internetu:

[http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US\\_0720A\\_Calculacioncomposite\\_Eurocode3\\_4.pdf](http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculacioncomposite_Eurocode3_4.pdf) , 12 str.

(Prezeto 28. 12. 2009)

## 3 MATERIAL

Za izgradnjo mostu so uporabljeni materiali, katerim glavne mehanske in toplotne lastnosti predpisuje standard SIST EN 1994, ki se sklicuje na ostale standarde.

### 3.1 Beton C30/37 v skladu s SIST EN 1992

Kvaliteta betona je izbrana na podlagi razredov izpostavljenosti, določenimi v poglavju 2.2.

- karakteristična trdnost pri 28 dni  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- srednja vrednost tlačne trdnosti  $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
- srednja vrednost natezne trdnosti  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
- karakteristična vrednost natezne trdnosti pri 5 % fraktili  $f_{ctk0,05} = 2 \text{ MPa}$
- karakteristična vrednost natezne trdnosti pri 95 % fraktili  $f_{ctk0,95} = 3,8 \text{ MPa}$
- elastični modul  $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
- razteznostni koeficient  $\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5}$

### 3.2 Armatura S500B v skladu s SIST EN 1992

- karakteristična natezna trdnost  $f_{ak} = 500 \text{ MPa}$
- elastični modul je poenoten s konstrukcijskim jeklom  $E_s = E_a = 210000 \text{ MPa}$
- visoko duktilno jeklo

### 3.3 Strižna povezava v skladu s SIST EN 1994

- strižni mozniki Nelson kvalitete S235 J2G3 C450  $f_{uk} = 450 \text{ MPa}$

### 3.4 Konstrukcijsko jeklo v skladu s SIST EN 1993

#### 3.4.1 Kontrola varivnosti in žilavosti

Ker je polnostenski nosilec sestavljen iz pločevin debeline med 25–80 mm, je potrebno zagotoviti primerno žilavost in ustrezno varivnost materiala. Zato na podlagi standarda SIST EN 1993-2, 3.2.3(2) izberemo kvaliteto jekla S355ML.

### 3.4.2 Kontrola krhkega loma

Dodatno je potrebno preprečiti krhek lom pločevine, ki je odvisen od najnižje referenčne temperature in napetosti v konstrukciji. Temperaturo smo določili v poglavju 2.2 in znaša  $T_{ed} = T_{\min,100} = -28,3^{\circ}\text{C}$ . Ob predpostavki, da je v pločevini v istem času največja pričakovana napetost  $\sigma_{ed} = 0,75 \cdot f_y(t)$  v skladu s SIST EN 1993-1-10, 2.3.2 preglednica 2.1, ocenimo največjo dovoljeno debelino pločevine, ki še preprečuje krhki lom. Za določitev vmesnih vrednosti uporabimo postopek interpolacije.

$$\text{Pri kvaliteti jekla S355ML: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ed} = 0,75 \cdot f_y \text{ in } T_{ed} = -28^{\circ}\text{C} \rightarrow t_{\max} = 78\text{mm} \\ \sigma_{ed} = 0,50 \cdot f_y \text{ in } T_{ed} = -28^{\circ}\text{C} \rightarrow t_{\max} = 115\text{mm} \end{array} \right\}$$

Zaradi prikazane omejitve debeline pločevine se odločimo, da naredimo natančnejšo analizo, s katero določimo pripadajoče napetosti v konstrukciji.

Konstrukcijo v skladu s standardom SIST EN 1993-1-10, 2.2(4) preverimo na nezgodno kombinacijo, v kateri temperatura predstavlja nezgodni vpliv:

$$E_d = E \left\{ A[T_{ed}] + \sum G_k + \psi_1 \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{ki} \right\} \dots \text{nezgodna kombinacija temperature}$$

Končne obremenitve konstrukcije zaradi nezgodnega vpliva temperature so razvidne iz Slike 94. Odčitamo napetost nad podporo P3.

$$\text{Pri kvaliteti jekla S355ML: } \left\{ \sigma_{ed} = 200\text{MPa} = 0,615 \cdot f_y \text{ in } T_{ed} = -28^{\circ}\text{C} \rightarrow t_{\max} = 98\text{mm} \right\}$$

Vidimo lahko, da so predhodno izbrane debeline pločevin ustrezne in preprečujejo pojav krhkega loma.

Napetosti na meji tečenja za jeklo kvalitete S355ML so določene po standardu EN10025-4 in prikazane v Preglednici 3.

Preglednica 3: Napetosti tečenja v odvisnosti od debeline pločevine za jeklo S355

t [mm]	t≤16	16<t≤40	40<t≤63	63<t≤80	80<t≤100	100<t≤150
f <sub>v</sub> [Mpa]	355	345	335	325	315	295
f <sub>u</sub> [Mpa]	470	470	470	470	470	450

### 3.4.3 Končne mehanske lastnosti jekla S355ML

- napetost na meji tečenja (stojine  $t_w = 25\text{mm}$ )  $f_{sy,w} = 345\text{ MPa}$
- napetost na meji tečenja (pasnice  $t_f = 40\text{mm}$ )  $f_{sy,f} = 345\text{ MPa}$
- napetost na meji tečenja (pasnice  $t_f = 80\text{mm}$ )  $f_{sy,f} = 325\text{ MPa}$
- elastični modul  $E_s = 210000\text{ MPa}$
- razteznostni koeficient  $\alpha_s = \alpha_c = 1 \cdot 10^{-5}$

### 3.5 Parcialni varnostni faktorji za materiale

Materialni faktorji prikazani v Preglednici 4 so v skladu s standardi SIST EN 1992-1-1, 2.4.2.4 (beton in armatura), SIST EN 1993-2, 6.1 (konstrukcijsko jeklo) in SIST EN 1994-2, 2.4.1.2 (strižna spojna sredstva).

Preglednica 4: Parcialni varnostni faktorji za materiale

Material	BETON	ARMATURA	KONSTRUKCIJSKO JEKLO				MOZNIKI
Simbol	$\gamma_G$	$\gamma_S$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M,ser}$	$\gamma_v$
Stalna in začasna projektna stanja (MSN)	1,50	1,15	1,00	1,10	1,25	/	1,25
Stalna in začasna projektna stanja (MSU)	1,00	1,00	1,00	/	/	1,00	/
Nezgodna projektna stanja (MSN)	1,20	1,00	1,00	1,10	/	/	/



## 4 ANALIZA OBTEŽBE

### 4.1 Stalna obtežba

Lastna teža elementov za mostne konstrukcije je določena v skladu s SIST EN 1991-1-1, dodatek A. Vsa obtežba je preračunana na tekoči meter mostu.

#### 4.1.1 Lastna teža nosilne konstrukcije na en sovprežni nosilec

- **Tirnice tipa UIC 60:**  
Obtežba tirnic:  $1,2\text{kN/m} = 1,2\text{ kN/m}$
  - **Leseni pragovi z razmakom 60 cm**  
Obtežba pragov:  $1,9\text{kN/m} = 1,9\text{ kN/m}$
  - **Gramozna greda:**
    - debelina gramozne grede =  $0,8\text{m}$
    - specifična teža gramozna =  $19,5\text{kN/m}^3$
    - širina gramozne grede =  $10,2\text{m}$  (upoštevamo kar celotno širino mostu)

Obtežba gramozne grede:  $10,2\text{m} * 0,8\text{m} * 19,5\text{kN/m}^3 / 2 = 79,55\text{ kN/m}$
  - **Armiranobetonska plošča:**
    - debelina plošče =  $0,35\text{m}$
    - specifična teža mokre betonske mešanice =  $26\text{kN/m}^3$
    - širina plošče =  $10,2\text{m}$

Obtežba betonske plošče:  $10,2\text{m} * 0,35\text{m} * 26\text{kN/m}^3 / 2 = 46,4\text{ kN/m}$
  - **Jeklena nosilca z ojačitvami in prečnimi nosilci:**
    - prerez nosilca v polju =  $0,12\text{m}^2$
    - prerez nosilca nad podporo =  $0,19\text{m}^2$
    - specifična teža jekla =  $78,5\text{kN/m}^3$

Obtežba glavnega nosilca v polju:  $1 * 0,12\text{m}^2 * 78,5\text{kN/m}^3 * 1,0\text{m} = 9,5\text{ kN/m}$

Obtežba glavnega nosilca nad podporo:  $1 * 0,19\text{m}^2 * 78,5\text{kN/m}^3 * 1,0\text{m} = 15\text{ kN/m}$
  - **Prečni okvir (15 okvirjev, ki jih upoštevamo kot porazdeljeno obtežbo)**
    - prerez prečnega nosilca =  $0,041\text{m}^2$
    - prerez vertikalne ojačitve =  $0,041\text{m}^2$
    - specifična teža jekla =  $78,5\text{kN/m}^3$

Obtežba prečnega nosilca:  $0,041\text{m}^2 * 78,5\text{kN/m}^3 * 5,1\text{m} * 15/70 = 1,8\text{ kN/m}$

Obtežba vertikalne ojačitve:  $0,041\text{m}^2 * 78,5\text{kN/m}^3 * 2,0\text{m} * 15/70 = 1,4\text{ kN/m}$
- Skupna teža nosilne konstrukcije tako znaša:  $G_{\text{nosilni}} = 147,45\text{ kN/m}$

#### 4.1.2 Lastna teža dodatne opreme na en sovprežni nosilec

- **izravnalni sloj (cementna malta)**

- debelina = 4cm

- specifična teža = 23kN/m<sup>3</sup>

- širina sloja = 10,2m (upoštevamo kar celotno širino mostu)

Obtežba izravnalnega sloja:  $10,2\text{m} \cdot 0,04\text{m} \cdot 23\text{kN/m}^3 = 4,7 \text{ kN/m}$

- **hidroizolacija**

Obtežba hidroizolacije = 0,02 kN/m

- **inštalacije (vzame se priporočena vrednost)**

Obtežba inštalacij = 0,5 kN/m

- **1 kovinska ograja**

Obtežba ograje = 1 kN/m

- **1 robni venec**

Obtežba robnega venca = 9 kN/m

- **1 element za SN in TK naprave**

Obtežba montažnega elementa = 6,6 kN/m

Skupna teža dodatne opreme znaša:

$G_{\text{oprema}} = 21,8 \text{ kN/m}$

#### 4.1.3 Celotna lastna teža prekladne konstrukcije na en nosilec

- skupna obtežba nosilnih elementov:  $G_{\text{nosilni}} = 147,45 \text{ kN/m}$

- skupna obtežba opreme:  $G_{\text{oprema}} = 21,8 \text{ kN/m}$

Celotna teža konstrukcije na en nosilec znaša:

$G_{\text{1 nosilec}} = G_{\text{oprema}} + G_{\text{nosilni}} = 169,25 \text{ kN/m}$

Ker v analizi prekladno konstrukcijo ločimo na dva nosilna elementa, je dejanska obtežba celotnega mostu na tekoči meter enaka:

$G_{\text{preklade}} = G_{\text{1 nosilec}} \cdot 2 = 338,5 \text{ kN/m}$

Iz teže preklade vrednotimo tudi maso mostu, ki jo potrebujemo v primeru potresne analize:

$F_{\text{preklade}} = G_{\text{preklade}} \cdot L_{\text{mostu}} / 10 = 338,5 \cdot 70 / 10 = 2369,5 \text{ t}$

#### 4.1.4 Reološki vplivi

Izračun vplivov naredimo s Sofistikom, ki ima dodatno vgrajen modul za faznost gradnje (CSM-Construction stage modul), s pomočjo katerega se upošteva razvoj lezenja, krčenja in časovno spreminjanje elastičnega modula. Ker program v primeru izbranega standarda EC4 računa reologijo po EC2 verziji iz leta 1992 in v primeru izbranega standarda EC2 upošteva dopolnjene enačbe se odločimo, da vrednosti krčenja in lezenja poračunamo ročno v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1, 3.1.4 (2005) in jih vstavimo v program (glej dodatek A).

Po standardu SIST EN 1994-2, 5.4.2.2(6) in (7) v globalni analizi upoštevamo poleg primarnega tudi sekundarni vpliv krčenja.

Pri izračunu se upošteva:

- kvaliteta betona je C30/37
- prerez betonske plošče je 3570000 mm<sup>2</sup>
- dolžina zraku izpostavljenega roba je 9100 mm
- nazivna velikost elementa je 784 mm
- koeficient nazivne velikosti je 0,7
- negovanje betona je 3 dni
- čas ob nanosu obtežbe je 1 dan
- vlažnost okolja je 80%
- cement razreda N (normalno strjevanje cementa)

#### 4.1.4.1 Razvoj krčenja ob koncu življenjske dobe

Vrednosti so izračunane po enačbah prikazanih v dodatku diplome (poglavje A.4.1).

$$\varepsilon_{cd}(t) = 1,838 \cdot 10^{-4} \dots \textit{končna deformacija krčenja zaradi sušenja (78 \% krčenja)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 5,0 \cdot 10^{-5} \dots \textit{končna deformacija krčenja zaradi avtogenega krčenja (22 \% krčenja)}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 1,838 \cdot 10^{-4} + 5,0 \cdot 10^{-5} = 2,338 \cdot 10^{-4} \dots \textit{skupna deformacija krčenja}$$

#### 4.1.4.2 Razvoj lezenja ob koncu življenjske dobe

Vrednosti so izračunane po enačbah prikazanih v dodatku diplome (poglavje A.4.1).

$$\varphi_0 = 2,936 \dots \textit{nazivni koeficient lezenja}$$

$$\beta_c(t, t_0) = 0,984 \dots \textit{koeficient časovnega razvoja lezenja}$$

$$\varphi(t, t_0) = 2,89 \dots \textit{končni koeficient lezenja}$$

## 4.2 Spremenljiva obtežba

### 4.2.1 Obtežba temperatura

Temperaturni vpliv se določi v skladu s standardom SIST EN 1991-1-5. Na podlagi poročila ARSO (Agencija Republike Slovenije za okolje) odčitamo temperaturo zraka merjeno v senci, ki je ocenjena za povratno dobo 50 let. To pa na podlagi SIST EN 1991-1-5, dodatek A

prevedemo na 100 letno povratno dobo. Izračun temperature za 100 letno povratno dobo je prikazan v poglavju 2.2.

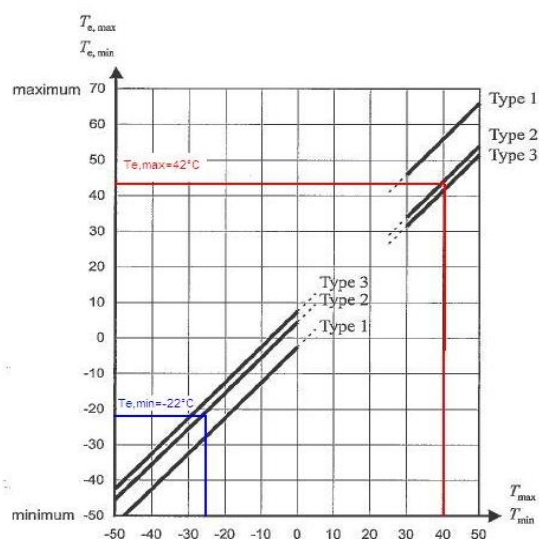
$$\text{Podatki ARSO (povratna doba 50 let): } \begin{cases} T_{\min,50} = -25,5^{\circ}\text{C} \\ T_{\max,50} = +39,0^{\circ}\text{C} \end{cases}$$

$$\text{Dodatek A (povratna doba 100 let): } \begin{cases} T_{\min,100} = -28,3^{\circ}\text{C} \\ T_{\max,100} = +40,5^{\circ}\text{C} \end{cases}$$

Sovprežna preklada se obravnava kot TIP 2, ki ga računamo po PRISTOPU 1. V primeru neenakomerne spremembe temperature se odločimo za poenostavljeno metodo linearnega poteka temperature.

#### 4.2.1.1 Enakomerna sprememba temperature

Vrednosti  $T_{e,\min}$  in  $T_{e,\max}$  se določi na podlagi SIST EN 1991-1-5, 6.1.3 graf 6.1.



Slika 10: Korelacija minimalna/maksimalna temperatura zraka merjena v senci [ $T_{\min}/T_{\max}$ ] in minimalna/maksimalna enakomerna temperatura mostu [ $T_{e,\min}/T_{e,\max}$ ] (Vir: SIST EN 1991-1-5 2003, 21 str.)

$T_0 = +10^{\circ}\text{C}$  ...začetna temperatura mostu

$T_{e,\min} = -22^{\circ}\text{C} \rightarrow \Delta T_{n,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = +32^{\circ}\text{C}$  ...temperatura krčenja

$T_{e,\max} = +42^{\circ}\text{C} \rightarrow \Delta T_{n,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = +32^{\circ}\text{C}$  ...temperatura raztezanja

$\Delta T_n = 64^{\circ}\text{C}$  ...celotno območje enakomerne temperature

#### 4.2.1.2 Neenakomerna sprememba temperature (PRISTOP 1 – linearni potek)

Linearni potek neenakomerne temperature  $\Delta T_{M,heat}$  in  $\Delta T_{M,cool}$  določimo na podlagi standarda SIST EN 1991-1-5 poglavje 6.1.4.1. Temperaturno razliko odčitamo iz Slike 11, kjer upoštevamo prekladno konstrukcijo TIP 2. Vrednosti na sliki so določene za krovno debelino 50 mm, zato v nadaljevanju upoštevamo določilo NOTE 2.

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.

NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor  $k_{sur}$ . Recommended values for the factor  $k_{sur}$  is given in Table 6.2.

Slika 11: Priporočene vrednosti linearnega poteka razlike temperature pri različnih tipih prekladne konstrukcije za cestne, železniške mostove in mostove za pešce (Vir: SIST EN 1991-1-5 2003, 24 str.)

Korekcijski faktor odčitamo iz Slike 12. V mojem primeru imamo 800 mm krovne sloja, za katero standard ne predpisuje faktorjev, zato izberem kar vrednosti za 750 mm sloja.

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

<sup>1)</sup> These values represent upper bound values for dark colour

Slika 12: Priporočene vrednosti faktorja  $k_{sur}$  za upoštevanje različnih debelin površine

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \\ k_{sur} = 0,8 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta T_{M,heat,red} = 15^{\circ}\text{C} \cdot 0,8 = 12^{\circ}\text{C} \dots \text{raztezanje} - \text{zgornji del preklade}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta T_{M,cool} = 18^{\circ}\text{C} \\ k_{sur} = 1,2 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta T_{M,cool,red} = 18^{\circ}\text{C} \cdot 1,2 = 21,6^{\circ} \dots \text{raztezanje} - \text{spodnji del preklade}$$

#### 4.2.1.3 Kombinacija enakomerne in linearne spremembe temperature

$$\omega_N = 0,35 \rightarrow \Delta T_m + \omega_N \cdot \Delta T_n \dots \text{kombinacija za največje upogibne deformacije}$$

$$\omega_M = 0,75 \rightarrow \omega_M \cdot \Delta T_m + \Delta T_m \dots \text{kombinacija za največje osne deformacije}$$

#### 4.2.2 Obtežba vetra (prečno)

Vpliv vetra se določi v skladu s standardom SIST EN 1991-1-4. V našem primeru za analizo vetra uporabimo poglavje 8 iz navedenega standarda. To poglavje zajema preračun mostnih konstrukcij s konstantno višino in prerezom prekladne konstrukcije. Ker se nam v fazi gradnje in uporabe spreminja vplivna površina vetra, poiščemo najbolj neugodne situacije in za te preračunamo vplive. V diplomski nalogi vpliv vetra v vzdolžni smeri ne upoštevamo.

##### 4.2.2.1 Vpliv vetra v fazi uporabe (s prometom)

###### Učinek terena

Most se nahaja na lokacija Ormož–Pragersko, kar pomeni kategorijo terena II in vetrovno cono 1. Ker je hitrost vetra v standardu določena za povratno dobo 50 let, jo moramo preračunati na 100 letno povratno dobo z uporabo enačb po SIST EN 1991-1-4, 4.2.

$$\text{Kategorija terena} = II \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} z_0 = 0,05 \text{ m} \\ z_{\min} = 2,0 \text{ m} \end{array} \right\} \dots \text{vrednosti iz SIST 1991-1-4, 4.3.2, preglednica 4.1}$$

Vetrovna cona = 1  $\rightarrow v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$  ...osnovna hitrost vetra za 50 letno povratno dobo  
(nacionalni dodatek 4.3.3(1), slika 1)

$c_{season} = 1,0$  ...faktor letnega časa (določen v nacionalnem dodatku)

$c_{dir} = 1,0$  ...smerni faktor (določen v nacionalnem dodatku)

$k = 0,2$  ...oblikovni parameter (določen v nacionalnem dodatku)

$n = 0,5$  ... eksponent

$p = 1/(100\text{let}) = 0,01$  ... letna verjetnost prekoračitve vetra

$$C_{prob} = \left[ \frac{1 - k \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - k \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right]^n = 1,038 \text{ ... verjetnostni faktor}$$

$v_{b,0(100)} = c_{season} \cdot c_{dir} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,038 \cdot 20\text{ m/s} = 20,77\text{ m/s}$  ... osnovna vrednost hitrosti vetra (povratna doba 100 let)

### Efektivna višina prekladne konstrukcije

Vrednosti se določijo v skladu s SIST EN 1991-1-4, 8.3.1 in preglednico 8.1.

$D = 2,0\text{m} + 0,35\text{m} + 0,8\text{m} = 3,15\text{ m}$  ... osnovna višina nosilne konstrukcije

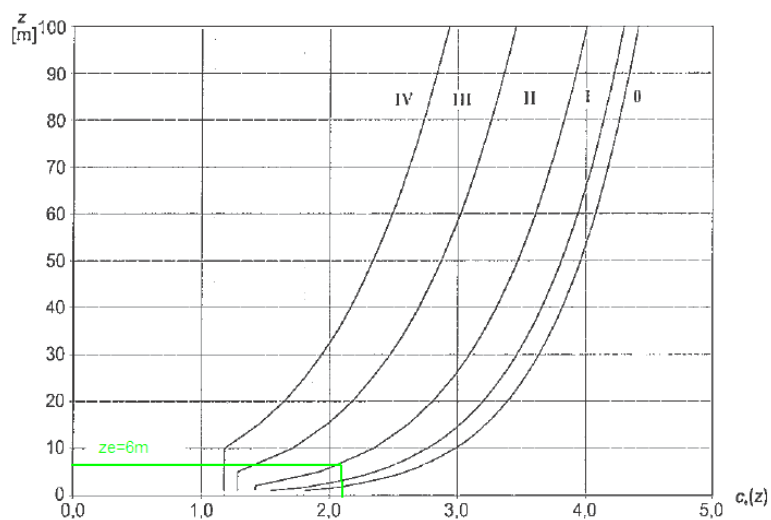
$d_{tot,1} = D + 4\text{m} = 7,15\text{ m}$  ... skupna višina s prometom (pri železnicah=4m)

### Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Vrednosti se določijo v skladu s SIST EN 1991-1-4, 4.5 in sliko 4.2.

$C_0 = 1,00$  ... faktor hribovitosti (po poglavju 4.3.3(2) lahko faktor zanemarimo)

$z_e = 6,0\text{ m}$  ... referenčna višina prekladne konstrukcije



Slika 13: Diagram faktorja izpostavljenosti  $C_e(z)$ , za  $C_0=1,0$  in  $k_1=1,0$  (Vir: SIST EN 1991-1-4, 2005, 20 str.)

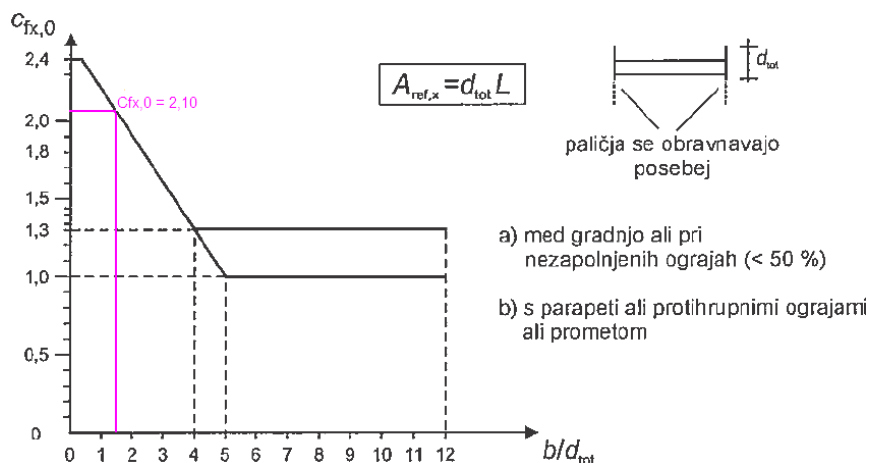
$c_e(z) = 2,10$  ... faktor izpostavljenosti (odčitamo iz Slike 13)

### Koeficient sile v x smeri (prečna smer)

Vrednosti se določijo v skladu s SIST EN 1991-1-4, poglavje 8.3.1 in slike 8.3.

$b = 10,2 \text{ m}$  ...širina prekladne konstrukcije

$b / d_{tot,1} = 10,2 \text{ m} / 7,15 \text{ m} = 1,43$  ...razmerje širine proti višini s prometom



Slika 14: Koeficient sile za mostove  $C_{fx,0}$  (Vir: SIST EN 1991-1-4, 2005, 73 str.)

$c_{f,x0} = 2,10$  ...koeficient sile za mostove v x-smeri (odčitamo iz Slike 14)

$\alpha = 0,0 \%$  ...prečni nagib prekladne konstrukcije

V primeru, da je preklada izvedena v nagibu, se koeficient sile poveča za 3 % na stopinjo nagiba, vendar ne več kot 25 %. V našem primeru se koeficient sile ne povečuje.

### Sila vetra v prečni smeri (poenostavljena metoda)

Vrednosti se določijo v skladu s SIST EN 1991-1-4, 8.3.2.

$A_{ref,x1} = d_{tot,1} \cdot 1 \text{ m} = 7,15 \text{ m}^2 / \text{m}$  ...referenčna površina

$c_1 = c_{f,x0} \cdot c_e(z) = 2,1 \cdot 2,1 = 4,41$  ...faktor obtežbe vetra

$\rho = 1,25 \text{ kg} / \text{m}^3$  ...gostota zraka

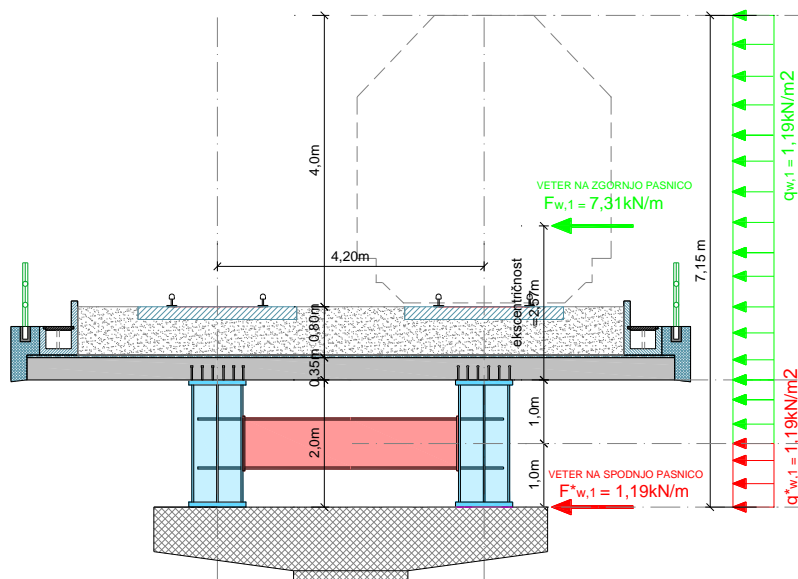
$F_{w,1} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_{b,0(100)}^2 \cdot c_1 \cdot A_{ref,x1} = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot 20,77^2 \text{ m} / \text{s} \cdot 4,41 \cdot 7,15 \text{ m}^2 / \text{m} =$

$= 8501 \text{ N} / \text{m} = 8,5 \text{ kN} / \text{m}$  ...linijska obtežba vetra s prometom

$F_{celotna,1} = F_{w,1} \cdot L = 8,5 \text{ m} \cdot 70 \text{ m} = 595 \text{ kN}$  ...celotna sila vetra na konstrukcijo



Prikaz in razporeditev sile vetra po konstrukciji je prikazan na Sliki 15.



Slika 15: Grafični prikaz obtežbe vetra med fazo uporabe

#### 4.2.2.2 Vpliv vetra med fazo gradnje (narivanje)

Obtežbo vetra med fazo narivanja se izračuna po postopku, prikazanem v poglavju 4.2.2.1. Vendar se upošteva referenčno višino med narivanjem in osnovno hitrost vetra določeno za 10 letno povratno dobo.

#### Spremenjeni parametri

$d_{tot,2} = 2,0 \text{ m}$  ...skupna višina med narivanjem

$p = 1/(10\text{let}) = 0,1$  ... letna verjetnost prekoračitve vetra

$c_{prob} = 0,902$  ...verjetnostni faktor

$v_{b,0(10)} = c_{season} \cdot c_{dir} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,902 = 18,05 \text{ m/s}$  ...osnovna vrednost hitrosti vetra

(povratna doba 10 let)

$b/d_{tot,2} = 10,2\text{m}/2,0\text{m} = 5,1$  ...razmerje širine proti višini

$c_{f,x0} = 1,30$  ...koeficient sile za mostove v x-smeri (odčitamo iz Slike 14)

$$A_{ref,x2} = d_{tot,2} \cdot 1 m = 2,0 m^2 / m \dots \text{referenčna površina med narivanjem}$$

$$c_2 = 3,6 \dots \text{faktor obtežbe vetra (določen iz preglednice 8.2 v poglavju 8.3.2)}$$

### Sila vetra v prečni smeri (poenostavljena metoda)

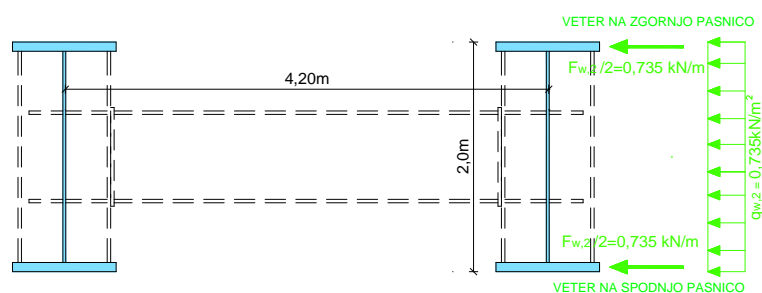
Vrednosti se določijo v skladu s SIST EN 1991-1-4, 8.3.2.

$$F_{w,2} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_{b,0(10)}^2 \cdot c_2 \cdot A_{ref,x2} = 0,5 \cdot 1,25 kg / m^3 \cdot 18,05^2 m / s \cdot 3,6 \cdot 2,0 m^2 / m =$$

$$= 1470 N / m = 1,47 kN / m \dots \text{linijska obtežba vetra med narivanjem}$$

$$F_{celotna,2} = F_{w,2} \cdot L = 1,47 m \cdot 70 m = 103 kN \dots \text{celotna sila vetra na konstrukcijo}$$

Razporeditev sile vetra po konstrukciji je prikazana na Sliki 16.



Slika 16: Grafični prikaz obtežbe vetra med fazo narivanja

#### 4.2.2.3 Omejitev obtežbe vetra

Pri kombinaciji obtežbe prometa z vetrom se v skladu z SIST EN 1991-1-4, 8.1 (5) kombinacijsko vrednost vetra  $\psi_0 \cdot F_{wk}$  omeji z vrednostjo  $F_w^{**}$ , ki se izračuna iz osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}^{**}$ , ki jo določuje nacionalni dodatek. Priporočena vrednost za železniške mostove znaša  $v_{b,0}^{**} = 25 m / s$ .

Iz pogoja hitro vidimo, da izračunane vrednosti ne presežejo omejitve, zato se v nadaljnji analizi upošteva prvotne vrednosti.

#### 4.2.3 Prometna obtežba (Železnice)

Prometna obtežba je določena v skladu s standardom SIST EN 1991-2, 6, v katerem se obravnava železniški promet. Na podlagi poglavja 6.4.4, slika 6.9 ocenimo, da dinamična

analiza konstrukcije ni potrebna. Ker so na mostu projektirane varnostne tirnice, se morebitno iztirjenje vlaka ne upošteva, prav tako v diplomski nalogi niso zajeti lokalni vplivi obtežbe.

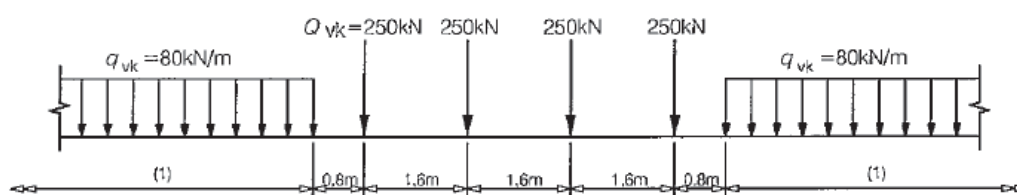
Ker glavni nosilec poteka centrično pod tirom, ni potrebno modelirati prečne vplivnice. Tako nosilec prevzame celotno predpisano obtežbo na eni progi.

#### 4.2.3.1 Vertikalna prometna obtežba

Na mostu se lahko pojavijo trije standardni primerni obtežbi, ki se določijo v skladu s SIST EN 1991-2, 6.3.1, ki predstavlja karakteristično obtežbo. Le to pa se v primeru, da gre za težji ali lažji promet, pomnoži s faktorjem  $\alpha$ , ki je za vse primere izbrana vrednost 1,0.

##### Obtežni primer 71 (UIC 71)

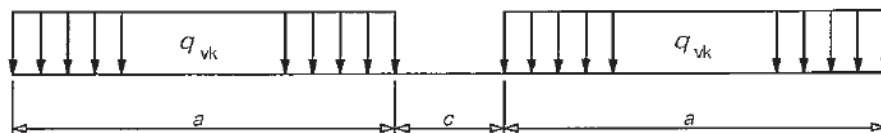
Obtežba se določi po poglavju 6.3.2 in predstavlja statično obtežbo normalnega prometa. Vrednosti so razvidne iz Slike 17.



Slika 17: Obtežni primer 71 in karakteristične vrednosti vertikalne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2, 2003, 68 str.)

##### Obtežni primer SW/0 in SW/2

Obtežba se določi po poglavju 6.3.3, kjer SW/0 predstavlja statično obtežbo normalnega prometa v primeru kontinuiranih nosilcev in SW/2 statično obtežbo težkega promet. Vrednosti so razvidne iz Slike 18 in Preglednice 5.



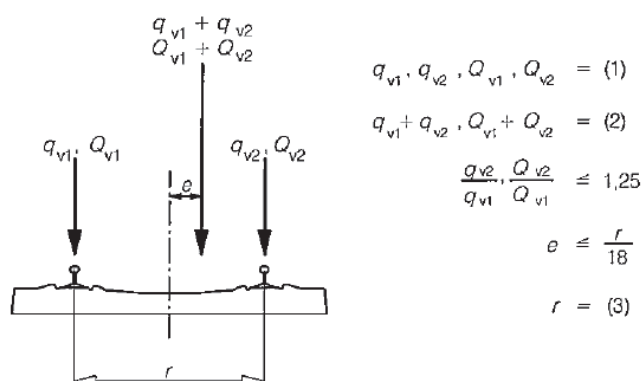
Slika 18: Shematski prikaz obtežnega primera SW/0 in SW/2 (Vir: SIST EN 1991-2, 2003, 69 str.)

Preglednica 5: Karakteristične vrednosti vertikalne obtežbe za obtežni primer SW/0 in SW/2

Obtežni primer	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

### Ekscentričnost vertikalne obtežbe

Ekscentričnost se določi po poglavju 6.3.5, katero se upošteva samo za obtežna primerata UIC 71 in SW/0. Prikaz ekscentričnosti je na Sliki 19.



Slika 19: Ekscentričnost vertikalne obtežbe (Vir: SIST EN 1991-2, 2003, 70 str.)

Na podlagi Slike 19 zapišemo enačbe:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{v2} / Q_{v1} = 1,25 \\ Q_{v2} = A - Q_{v1} \end{array} \right\} \rightarrow A = Q_{v1} \cdot (1,25 + 1,0) \rightarrow Q_{v1} = \frac{A}{2,25} \dots \text{obtežba na tirnico 1}$$

$$Q_{v2} = A - Q_{v1} \dots \text{obtežba na tirnico 2}$$

Če upoštevamo, da lahko parameter A zajema karakteristične vrednosti posamezne obtežbe, dobimo vrednosti, prikazane v preglednici.

Preglednica 6: Ekscentričnost obremenitve na posamezno tračnico

Obtežni primer z $r=1435\text{mm}$ in $e=r/18$	TIRNICA 1		TIRNICA 2	
	$Q_{vk,1}$ [kN]	$q_{vk,1}$ [kN/m]	$Q_{vk,2}$ [kN]	$q_{vk,2}$ [kN/m]
UIC 71	111,11	35,56	138,89	44,44
SW/0	/	59,11	/	73,89

### Določitev dinamičnega faktorja $\emptyset$

Faktor se določi po poglavju 6.4.5, s katerim upoštevamo dinamično povečane napetosti in vibracije. V izračunu je predvideno standardno vzdrževanje proge.

$$L_1 = 20 \text{ m}; \quad L_2 = 30 \text{ m}; \quad L_3 = 20 \text{ m} \dots \text{dolžina posameznega polja}$$

$$L_m = (L_1 + L_2 + \dots + L_n) / n = (20\text{m} + 30\text{m} + 20\text{m}) / 3 = 23,33 \text{ m} \dots \text{povprečna dolžina polja}$$

Za določitev deterministične dolžine je uporabljeno poglavje 6.4.5.3, tabela 6.2., v kateri uporabimo določila pod rubriko Glavni nosilci (Main girders) 5.2.

$$n = 3 \rightarrow k = 1,3$$

$$L_\phi = k \cdot L_m \leq \max(L_i) \rightarrow L_\phi = 1,3 \cdot 23,33\text{m} = 30,33 \text{ m} \leq 30\text{m} \dots \text{deterministična dolžina}$$

Za standardno vzdrževane proge:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{30} - 0,2} + 0,73 = 1,14 \dots \text{dinamični faktor}$$

$$1,0 \leq \phi_3 \leq 2,0 \dots \text{omejitev dinamičnega faktorja}$$

Dinamičnega faktorja v skladu s poglavjem 6.4.5.4 ni potrebno reducirati.

#### 4.2.3.2 Horizontalna prometna obtežba

##### Zaviralna in pospeševalna sila

Obtežbo se določi v skladu s SIST EN 1991-2, 6.5.3. Obtežba deluje na zgornjem robu tirnice in ima smer vzdolž proge. Zaviralna ali pospeševalna obremenitev se modelira kot enakomerno porazdeljena obtežba, ki se ne poveča z dinamičnim faktorjem.

Za primer pospeševanja (vplivna dolžina je 70 m):

Preglednica 7: Vrednosti pospeševalnih sil

Obtežni primer	$Q_{lak}$ [kN/m]	$L_{a,b}$ [m]	$F_{dov}$ [kN]	$Q_{lak,red}$ [kN/m]
UIC 71	33	70	1000	14,29
SW/0	33	70	1000	14,29
SW/2	33	70	1000	14,29

Standard nam predpisuje dovoljeno vrednost pospeševanja 1000 kN, kar pomeni, da se v analizi uporabi reducirano vrednost  $Q_{lak,red}$  prikazano v Preglednici 7.

Za primer zaviranja (vplivna dolžina je 70 m):

Preglednica 8: Vrednosti zaviralnih sil

Obtežni primer	$Q_{lbk}$ [kN/m]	$L_{a,b}$ [m]	$F_{dov}$ [kN]	$Q_{lbk,red}$ [kN/m]
UIC 71	20	70	6000	20
SW/0	20	70	6000	20
SW/2	35	70	6000	35

Standard nam predpisuje dovoljeno vrednost pospeševanja 6000 kN, kar pomeni, da se v analizi uporabi reducirano vrednost  $Q_{lbk,red}$  prikazano v Preglednici 8.

### Bočna sila (Nosing force)

Obtežbo se določi v skladu s SIST EN 1991-2, 6.5.2. Obtežba deluje v središču proge na višini zgornjega roba tirnice in ima smer prečno na os proge. Bočna sila ima vrednost 100 kN in deluje vedno z vertikalno obtežbo. Obtežba se ne poveča z dinamičnim faktorjem.

#### 4.2.3.3 Kombinacija vertikalne in horizontalne obtežbe (grupe obtežb)

Prometne vplive upoštevamo kot grupe obtežb, ki so določene v skladu s standardom SIST EN 1991-2, 6.8.2.

V Preglednici 9 so prikazane posamezne obtežne grupe, ki predstavljajo kombinacijo karakterističnih vrednosti vertikalne, prečne in vzdolžne prometne obtežbe na mostno konstrukcijo. Pri izračunu obremenitev je potrebno obtežbo v posamezni grupi upoštevati na najbolj neugodni poziciji. Vse uporabljene grupe med seboj izključujemo.

V našem primeru most vsebuje dve progi, zato je pri izračunu potrebno upoštevati situacijo, ko je obremenjen samo en tir (grupe od 11 do 14) in v primeru prometa na obeh tirih (grupe od 21 do 27).

Preglednica 9: Obtežne grupe za železniški promet (Vir: SIST EN 1991-2, 2004, 120 str.)

Št. prog na mostu			Grupe obtežbe			Vertikalne sile			Horizontalna force			Komentar
			Reference EN 1991-2			6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥3	Št. obteženih prog	Obtežna grupa <sup>(6)</sup>	obtežena proga	LM 71 <sup>(1)</sup> SW/0 <sup>(1),(2)</sup> SW/2 <sup>(6),(7)</sup>	SW/2 <sup>(1),(3)</sup>	PRAZNI VLAK	Pospeš. in zaviranje <sup>(1)</sup>	Centrif. sila <sup>(1)</sup>	Bočna sila <sup>(1)</sup>	
			1	gr11	T1	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vertikalna 1 z max. vzdolžna
			1	gr12	T1	1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Max. vertikalna 2 z max. prečna
			1	gr13	T1	1 <sup>(4)</sup>			1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vzdolžna
			1	gr14	T1	1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	Max. prečna
		1	gr15	T1			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Prečna stabilnost konstrukcije	
		1	gr16	T1		1		1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 z max. vzdolžno	
		1	gr17	T1		1		0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	SW/2 z max. prečno	
		2	gr21	T1 T2	1 1			1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vertikalna 1 z max. vzdolžna	
		2	gr22	T1 T2	1 1			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	Max. vertikalna 2 z max. prečna	
		2	gr23	T1 T2	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>			1 1	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vzdolžna	
		2	gr24	T1 T2	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 1	1 1	Max. prečna	
		2	gr26	T1 T2		1		1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 z max. vzdolžno	
		2	gr27	T1 T2		1		0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	SW/2 z max. prečno	
			≥3	gr31	T1	0,75			0,75	0,75	0,75	Dodatni obtežni primeri

Opomba: za pomen simbolov (1)-(8) glej standard SIST EN 1991-2, 2004, 120 str.

#### 4.2.4 Vplivi med gradnjo

Za določitev vplivov med fazo gradnje se upošteva navodila iz standarda SIST EN 1991-1-6. Ker je faza gradnje ocenjena na dolžino enega leta, se v poglavju 3, tabela 3.1 oceni povratno dobo za klimatske vplive, ki znaša 10 let.

**Vplivi med fazo narivanja:** V primeru diplomske naloge upoštevamo vpliv vetra izračunan v poglavju 4.2.2.2 in dodatno morebitno koristno obtežbo v vrednosti 0,5 kN/m.

**Vplivi med fazo betoniranja:** Delavna obtežba se določi iz poglavja SIST EN 1991-1-6, 4.11, tabela 4.1., ki se glede na geometrijo mostu razdeli na dva nosilca. Med vgrajevanjem betona se upošteva istočasnost delavcev z orodji, opaža in sveže betonske mešanice:

$$Q_{ca} = 1,0 \text{ kN/m}^2 \dots \text{obtežba delavcev in orodja (priporočena vrednost je 1,0)}$$

$$Q_{cc} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \dots \text{obtežba opaža in podkonstrukcije (Vir: SETRA, 2007, 21 str.)}$$

$$Q_{cf} = 26 \text{ kN/m}^2 \dots \text{sveža betonska mešanica z armaturo}$$

Z upoštevanjem širine mostu  $B=10,2$  m in debeline betonske plošče  $D=0,35$  m vrednotimo obtežbo med fazo gradnje na en nosilec:

$$Q_{ca,d} = Q_{ca} \cdot B / 2 = 1,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 10,2 \text{ m} / 2 = 5,1 \text{ kN/m}^2 \dots \text{obtežba delavcev in orodja}$$

$$Q_{cc,d} = Q_{cc} \cdot B / 2 = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 10,2 \text{ m} / 2 = 10,2 \text{ kN/m} \dots \text{obtežba opaža}$$

$$Q_{cf,d} = Q_{cf} \cdot B \cdot D / 2 = 26 \text{ kN/m}^3 \cdot 10,2 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} / 2 = 46,41 \text{ kN/m}^2 \dots \text{obtežba betona}$$

Pri vsakem segmentu, ki ga betoniramo, določimo obtežbo za tri delovna območja (glej SIST EN 1991-1-6, tabela 4.2):

- (1) obtežba zunaj delavnega območja:  $0,75 \cdot Q_{ca,d} = 3,825 \text{ kN/m}$
- (2) obtežba znotraj delavnega območja ( $3\text{m} \cdot 3\text{m}$ ):  $0,1 \cdot Q_{cf,d} + Q_{ca,d} = 9,741 \text{ kN/m}$
- (3) obtežba celotnega območja betoniranja:  $Q_{cf,d} + Q_{cc,d} = 56,61 \text{ kN/m}$

Preglednica 10: Shema karakteristične obtežbe na en nosilec pri betoniranju segmenta

		9,741		
	(1)	(2)	3,825	
	(3)			56,61
	zunaj	znotraj	zunaj	
ΣQC	60,435	66,351	60,435	kN/m
	preostanek	3m	preostanek	

Delovno območje (2) se lahko nahaja kjerkoli na segmentu, ki ga betoniramo. Zato ga je potrebno predvideti na najbolj neugodnem položaju.



## 5 KOMBINACIJE IN VARNOSTNI FAKTORJI OBTEŽB

### 5.1 Obtežne kombinacije

Kombinacije in varnostni faktorji se določijo v skladu s standardom SIST EN 1990, 6.4 in 6.5 ter dodatku A. V diplomski nalogi upoštevamo vpliv prometa, kot grupo, določeno v SIST EN 1991-2, 6.8.2, tabela 6.11, za katere veljajo osnovna kombinacijska pravila:

- sneg se ne upošteva tako v začasnih, kot v stalnih projektnih situacijah, razen če je drugače določeno za posamezna geografska območja
- pri kombinaciji, kjer delujeta promet in veter istočasno, se upošteva: promet (vertikalni in horizontalni) in veter, kjer se vsakega posebej obravnava kot vodilni vpliv
- veter se ne kombinira z obtežnimi skupinami: gr13, gr16, gr17, gr23, gr26, gr27 in SW/2 (glej EN 1991-2, 6.3.3)
- vpliv vetra, ki ji večji od  $F_w^{**}$ , se ne kombinira s prometom
- spremenljivo obtežbo nanese na konstrukcijo na koncu faze gradnje (odprtje mostu za promet) in koncu faze uporabe (po 100 letih)
- vpliv krčenja in lezenja se za MSN upošteva samo, če deluje neugodno
- vpliv krčenja in lezenja se za MSU upošteva vedno
- temperaturo in vpliv vetra se ne upošteva skupaj, razen če je v nacionalnem dodatku drugače določeno

#### Mejno stanje nosilnosti (MSN)

- Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja:

$$\sum G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

#### Mejno stanje uporabnosti (MSU)

- Karakteristična kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Pogosta kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Navidezno stalna kombinacija:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Redka:

$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,inf} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

## 5.2 Parcialni in kombinacijski faktorji varnosti za železniški promet

### Parcialni varnostni faktorji

Parcialni varnostni faktorji so določeni iz SIST EN 1990, dodatek A, tabela A2.4(B).

Preglednica 11: Parcialni faktorji varnosti za strukturne elemente (STR/GEO)

Obtežba	Simbol	Stalna in začasna projektna stanja		Nezgodna projektna stanja	
		ugoden	neugoden	ugoden	neugoden
Lastna teža	$\gamma_G$	1,00	1,35	1,00	1,00
Reologija	$\gamma_{SH}$	0,00	1,00	0,00	1,00
Pomik podpor	$\gamma_Q$	0,00	1,20	0,00	0
Ostala spremenljiva obtežba	$\gamma_Q$	0,00	1,50	0,00	1,00
Nezgodna obtežba	$\gamma_A$	/	/	/	1,00
Load model LM71, SW/0, HSLM in REAL TRAIN	$\gamma_Q$	0,00	1,45	0,00	1,00
Prometne grupe 11 do 31, brez grupe 16,17,26 in 27	$\gamma_Q$	0,00	1,45	0,00	1,00
Prometni grupi 16 in 17	$\gamma_Q$	0,00	1,20	0,00	/
Prometni grupi 26 in 27	$\gamma_Q$	0,00	1,20-1,45*	0,00	/

Prometni grupi 26 in 27 predstavljata težki promet na mostu. Iz tega sledi, da upoštevamo istočasnost obtežbe LM71, SW/0 ali HSLM na eni progi in SW/2 na drugi progi, kjer upoštevamo različna faktorja varnosti  $\gamma_Q = 1,20$  za obtežbo SW/2 in  $\gamma_Q = 1,45$  za obtežbo LM71, SW/0 ali HSLM.

### Kombinacijski faktorji varnosti za železniške mostove

Kombinacijski faktorji varnosti so določeni iz SIST EN 1990, dodatek A, tabela A2.3. Na Preglednici 12 so prikazane kombinacije za posamezno prometno grupo in ostale spremenljive vplive.

Preglednica 12: Kombinacijski faktorji obtežbe grup in ostalih spremenljivih vplivov za železniške mostove  
(Vir: SIST EN 1990 AMD 1:2005(E), 15 str.)

Akcija			$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{(4)}$
Glavne prometne akcije (obtežne grupe)	gr11 (LM71+SW/0)	Max. vertikalna 1 z max. vzdolžna	0,80	0,80	0
	gr12 (LM71+SW/0)	Max. vertikalna 2 z max. prečna			
	gr13 (Pospeš./zaviranje)	Max. vzdolžna			
	gr14 (Centrif./bočna sila)	Max. prečna			
	gr15 (Prazen vlak)	Prečna stabilnost konstrukcije			
	gr16 (SW/2)	SW/2 z max. vzdolžno			
	gr17 (SW/2)	SW/2 z max. prečno			
	gr21 (LM71+SW/0)	Max. vertikalna 1 z max. vzdolžna	0,80	0,70	0
	gr22 (LM71+SW/0)	Max. vertikalna 2 z max. prečna			
	gr23 (Pospeš./zaviranje)	Max. vzdolžna			
	gr24 (Centrif./bočna sila)	Max. prečna			
	gr26 (SW/2)	SW/2 z max. vzdolžno			
	gr27 (SW/2)	SW/2 z max. prečno			
	gr31 (LM71+SW/0)	Dodatni obtežni primeri	0,80	0,60	0
Druge operacijske akcije	Aerodinamični efekti		0,80	0,50	0
	Splošna vzdrževalna obtežba za ne javno pot		0,80	0,50	0
Obtežba vetra <sup>(2)</sup>	$F_{wk}$		0,75	0,50	0
	$F_w^{**}$		1,00	0	0
Temperaturna obtežba	$T_k$		0,60	0,60	0,50
Obtežba snega	$Q_{sn,k}$ (med gradnjo)		0,80	/	0
Obtežba med gradnjo	$Q_c$		1,00	/	1,00

Opomba: za pomen simbolov (1)-(5) glej standard SIST EN 1990 AMD 1:2005(E), 15 str.

## 6 KONTROLE KONSTRUKCIJE (MSN in MSU)

### 6.1 Kontrola prereza (MSN in MSU)

Kontrole prerezov je potrebno narediti v skladu s standardi SIST EN 1992-2 (za betonske konstrukcije), SIST EN 1993-2 (za jeklene konstrukcije) in SIST EN 1994-2 (za sovprežne konstrukcije).

#### Kontrola v mejnem stanju nosilnost (MSN) – faza gradnje in uporabe

- Kontrola elastične upogibne nosilnosti prereza, pri kateri normalna napetost v materialu ne sme biti večja od dovoljene:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \dots \text{mejna napetost tečenja v jeklu (} f_{yk} \text{ – odvisna od debeline pločevine)}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} \dots \text{mejna napetost v jeklu za kontrolo stabilnosti}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \dots \text{mejna tlačna napetost v betonu}$$

$$f_{ad} = f_{ak} / \gamma_s \dots \text{mejna natezna napetost v armaturi}$$

- kontrola vertikalnega striga (upoštevanje strižnega izbočenja)
- kontrola interakcije vertikalnega striga in upogiba
- kontrola vzdolžnega striga (strižne povezave med jeklom in betonom)
- kontrola interakcije vzdolžnega striga in prečnega upogiba
- kontrola vnosa koncentrirane sile v stojino jeklenega nosilca
- kontrola izbočenja tlačne pasnice

#### Kontrola v mejnem stanju uporabnosti (MSU) – faza gradnje in uporabe

- Omejitev normalnih napetosti v konstrukcijskem jeklu (karakteristična kombinacija):

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M,ser}} \dots \text{normalne napetosti v pasnici}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \dots \text{strižne napetosti v stojini}$$

$$\sigma_{mises,ser} = \sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed,ser})^2} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M,ser}} \dots \text{Von Misesove napetosti}$$

- Omejitev tlačnih napetosti v betonu (karakteristična kombinacija):

$$\sigma_c \leq k_1 \cdot f_{ck} \dots \text{omejitev napetosti za preprečitev vzdolžnih razpok}$$

- Omejitev tlačnih napetosti v betonu (navidezno stalna kombinacija):

$$\sigma_c \leq k_2 \cdot f_{ck} \dots \text{omejitev napetosti za analizo linearnega lezenja}$$

- Omejitev nateznih napetosti v betonu (karakteristična kombinacija):

$$\sigma_{c,nateg} \leq 2 \cdot f_{ctm} \dots \text{omejitev napetosti za neupoštevanje razpokanega sovprežnega prereza}$$

$$\sigma_{c,nateg} \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} \dots \text{omejitev napetosti, da ne pride do nepredvidenih poškodb betona (če je izpolnjen, se v betonu ne pojavijo natezne razpoke)}$$

- Omejitev napetosti v armaturi (karakteristična kombinacija):

$$\sigma_a \leq k_3 \cdot f_{ak} \dots \text{omejitev napetosti za preprečitev nesprejemljivih razpok in deformacij}$$

- Omejitev širine razpok v betonu (navidezno stalna kombinacija):  
Razpoke omejimo do takšne mere, da ne poslabšajo normalne funkcije ali trajnosti konstrukcije. Največjo računsko širino razpoke  $w_{max}$  določimo iz Preglednice 13.

Preglednica 13: Priporočene vrednosti širine razpok  $w_{max}$  [mm] (Vir: SIST EN 1992-1-1 2005, 122 str.)

Razred izpostavljenosti	Armirano betonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	Navidezno stalna kombinacija	Pogosta kombinacija obtežbe
X0, XC1	0,4 <sup>(1)</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>(2)</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija
OPOMBA 1:	Pri razredih izpostavljenosti X0 in XC1 širina razpok ne vpliva na trajnost, navedena omejitev širine razpok je določena za zagotavljanje sprejemljivega videza. Če ni posebnih zahtev, se lahko ta omejitev ublaži.	
OPOMBA 2:	Za te razrede izpostavljenosti je treba pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe dodatno preveriti stanje dekompresije.	

- Omejitev dihanja stojine:

$$h_w / t_w \leq \min [55 + 3,3 \cdot L ; 300] \dots \text{pogoj, pri katerem lahko zanemarimo duhanje stojine}$$

$$L \geq 20 \text{ m} \dots \text{omejitev dolžine polja}$$

## 6.2 Kontrola deformacij in vibracij za železniške mostove

Za mejno stanje deformacij se kontrole izvedejo v skladu s standardom SIST EN 1990: 2002, Aneks A2, A2.4 in SIST EN 1993-2, od 7.5 do 7.8 in 7.12, kjer je to potrebno. Za mejno stanje vibracij se uporabi kontrole v skladu s SIST EN 1990: 2002, Aneks A2, A2.4 in SIST

EN 1991-2:2003, 5.7, 6.4, 6.8 in SIST EN 1993-2, od 7.7 do 7.10, kjer je to potrebno. V skladu z naštetimi standardi se kontrola vibracij in deformacij izvede s prometno obtežbo določeno v poglavju 4.2.3.1. S temi kontrolami zagotovimo ustrezno prometno varnost.

### **Kriteriji za prometno varnost (SIST EN 1990, A2.4.4.2)**

V diplomski nalogi naredimo kontrole samo za omejitev vertikalnega pospeška in pomika.

- Omejitev maksimalnega pospeška konstrukcije (z balastom):  
kontrola se izvede s karakteristično kombinacijo (promet na enem tiru)

$$\gamma_{bt} = 3,5 \text{ m/s}^2 \dots \text{največja dovoljena konica pospeška}$$

- Omejitev največjih vertikalnih pomikov konstrukcije:  
kontrola se izvede s karakteristično kombinacijo (promet na obeh tirih)

$$u \leq L/600 \dots \text{največji dovoljen pomik}$$

### **Kontrola vertikalnih deformacij mostu za udobje potnikov (SIST EN 1990, A2.4.4.3)**

V diplomski nalogi naredimo kontrole samo za kriterij udobja.

- Kriterij udobja:  
kontrola se izvede s karakteristično kombinacijo (promet na enem tiru)

Preglednica 14: Priporočena vrednost udobja

Vrednost udobja	Vertikalni pospešek $b_v$ [ $\text{m/s}^2$ ]
Zelo dobro	1,0
Dobro	1,3
Sprejemljivo	2,0

### **6.3 Kontrola stabilnosti železniškega mostu (bočna stabilnost)**

Kontrola stabilnosti železniškega mostu se v skladu s standardom SIST EN 1991-2, 6.8.1(7) in 6.8.2, tabela 6.11 izvede z obtežno grupo 15, ki vsebuje obtežbo praznega vlaka »UNLOADED TRAIN«. Vpliv te grupe se po standardu upošteva samo za mostove z enim železniškim tirom. V skladu z določili omenjenega standarda stabilnosti ni potrebno narediti za mostove z dvema ali več tiri. Iz tega sledi, da kontrola stabilnosti v primeru diplomske naloge ni potrebna.

## 7 LINEARNO ELASTIČNA GLOBALNA ANALIZA

### 7.1 Osnovna določila in modeli konstrukcije za analizo

Globalno analizo naredimo za celotno prekladno konstrukcijo, kjer upoštevamo vse faze gradnje in fazo uporabe. Analiza je elastična in narejena po teoriji prvega reda. Pri izračunu upoštevamo vsa določila iz standarda SIST EN 1994-2, poglavje 5.4.

S programom izračunamo časovni razpored napetosti zaradi krčenja in lezenja ter vpliv stalne obtežbe na delne prečne prereze. Prav tako določimo vplivnico za železniški promet in račun kombinacij vseh vplivov, tako za MSN kot MSU. Pri preverjanju nosilnosti uporabimo program za kontrolo normalne napetosti v materialih. V primeru strižne kontrole se izkaže, da je prekoračena strižna kompaktnost in je zato potrebno upoštevati strižno izbočenje. Na podlagi tega naredimo kontrole striga in interakcij ročno.

#### Za upoštevanje vseh vplivov naredimo več modelov konstrukcije:

- Model 1: za fazo narivanja
- Model 2: za vpliv vetra v fazi narivanja
- Model 3: za fazo betoniranja in fazo uporabe
- Model 4: za izračun prečnega upogiba pri armiranobetonski plošči

#### Upoštevanje razpokanosti betona pri modelu 3

- V prvi globalni analizi (**analiza nerazpokanega prereza**), se upošteva trdnost betona v vseh prerezih. Nato se na podlagi karakteristične kombinacije preveri, v katerem območju natezne napetosti betona presegajo vrednost  $2 \cdot f_{ctm} = 5,8 \text{ MPa}$ . V tem delu se določi razpokan prerez, s katerim se ponovno izvede tako imenovano drugo globalno analizo.
- V drugi globalni analizi (**analiza razpokanega prereza**), se v območjih razpokanega prereza reducira togost prereza na jeklen prerez z armaturo, kar pomeni, da betonskega dela ne upoštevamo.

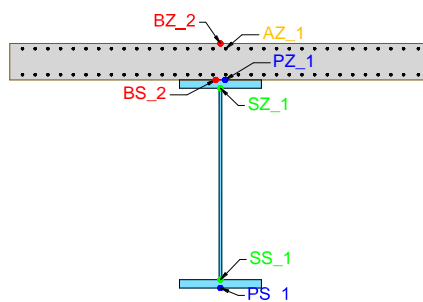
## 7.2 Obvezne kontrole za vsa projektna stanja mostu

Pri mostovih je potrebno kontrolirati nosilnost za vsa začasna in stalna projektna stanja. Zato določimo ključna mesta med fazami, kjer kontroliramo obremenitve za MSN in MSU.

- Narivanje nosilca (vsi koraki): KONTROLA 1 (ovojnica obremenitev na jeklen prerez)
- Med betoniranjem AB-plošče: KONTROLA 2 (ovojnica obremenitev na jeklen prerez)
- Med betoniranjem AB-plošče: KONTROLA 3 (kontrola napetosti v posameznih segmentih z upoštevanjem nerazpokanega prereza)
- Začetek faze uporabe (61 dni): KONTROLA 4 (kontrola sovprežnega prereza)
- Konec življenjske dobe mostu (100 let): KONTROLA 5 (kontrola sovprežnega prereza)

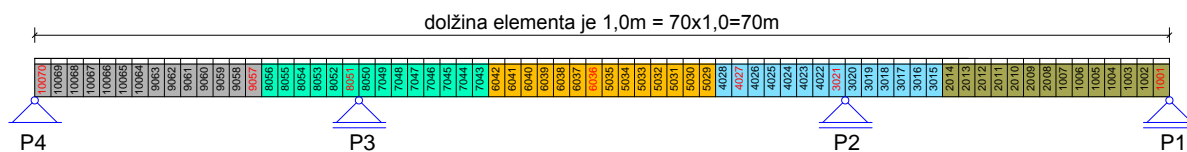
Zaradi kontrole in preglednosti so izračuni obremenitve faze gradnje in uporabe prikazani ločeno. Za določitev skupnega vpliva na konstrukcijo pa sta, s pomočjo programa Excel, združeni obe fazi, ki sta prikazani z grafi. Rezultati upogibnih momentov in strižnih sil se nanašajo na elemente mostu prikazane na Sliki 21, medtem ko so napetosti, ki se nanašajo na posamezne referenčne točke v prerezu, prikazane na Sliki 20.

- BZ\_2: točka na zgornjem robu betonske plošče
- BS\_2: točka na spodnjem robu betonske plošče
- PZ\_1: točka na zgornjem robu zgornje pasnice
- SZ\_1: točka na stiku med zgornjo pasnico in stojino
- SS\_1: točka na stiku med spodnjo pasnico in stojino
- PS\_1: točka na spodnjem robu spodnje pasnice
- AZ\_1: točka v zgornji plasti armature



Slika 20: Prikaz napetostnih točk, v katerih prikazujemo rezultate



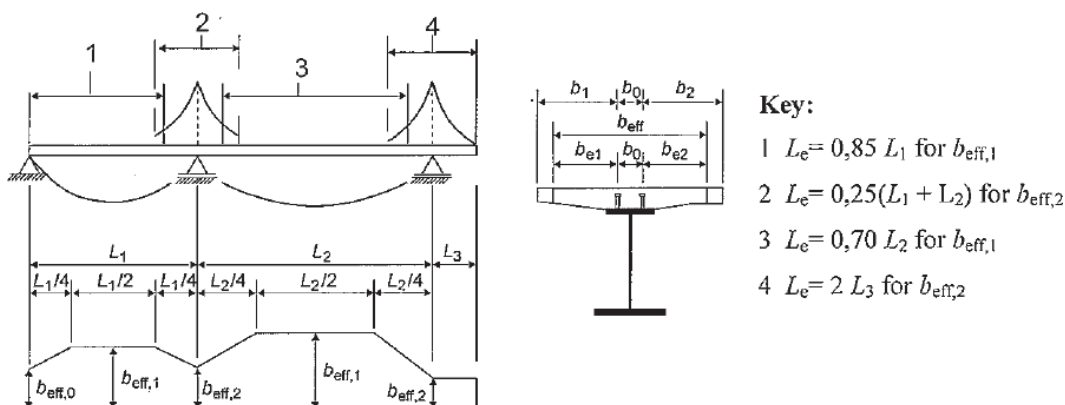


Slika 21: Prikaz pozicije posameznega elementa mostu, kjer so prikazane notranje sile in napetosti

### 7.3 Določitev sodelujoče širine betonske pasnice za fazo gradnje in uporabe

Efektivno širino betonske plošče izračunamo v skladu s standardom SIST EN 1994-2, 5.4.1.2.

- Širina v polju in nad vmesno podporo:  $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$   
 $b_0$  ...razdalja med centrom zunanjih strižnih povezav  
 $b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i$  ...razdalja širine na vsaki strani pasnice ( $b_i$  dovoljena širina)
- Širina nad krajno podporo:  $b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$   
 $\beta_i = (0,55 + 0,025 \cdot L_e / b_{ei}) \leq 1,0$  ...koeficient razdalje



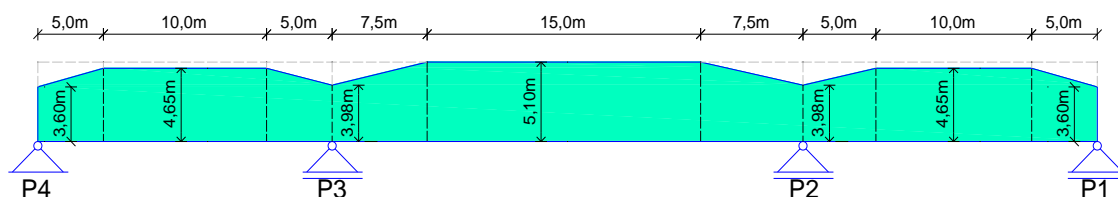
Slika 22: Ekvivalentne dolžine polja za efektivne širine betonske pasnice (Vir: SIST EN 1994-2, 2005, 29 str.)

V Preglednici 15 so prikazane osnovne vrednosti, na podlagi katerih se z interpolacijo določi efektivno širino betonske plošče vzdolž celotnega mostu. Shematski prikaz je na Sliki 23.

Preglednica 15: Izračun efektivne širine betonske pasnice pri osnovnih prerezih

Št. prereza	Pozicija prereza	$L_e$ [m]	$b_{e1}$ [m]	$b_{e2}$ [m]	$b_0$ [m]	$b_{eff}$ [m]	$L_{eff}$ [m]
1*	nad P1	17,00	2,125	1,670	0,85	3,60	5,00
10	v polju 1	17,00	2,125	1,670	0,85	4,65	10,00
21	nad P2	12,50	1,563	1,563	0,85	3,98	12,50
35	v polju 2	21,00	2,570	1,670	0,85	5,10	15,00
51	nad P3	12,50	1,563	1,563	0,85	3,98	12,50
60	v polju 3	17,00	2,125	1,670	0,85	4,65	10,00
71*	nad P4	17,00	2,125	1,670	0,85	3,60	5,00

\*Pri prerezu 1 in 71 sta vrednosti  $\beta_1=0,70$  in  $\beta_2=0,754$

Slika 23: Shematski prikaz spreminjanja efektivne širine ( $b_{eff}$ ) betonske pasnice

#### 7.4 Določitev kompaktnosti prereza

Izračun razredov kompaktnosti se naredi v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1, 5.6, tabela 5.2 in 5.3. Dimenzije elementov so določene v poglavju 2.3.

- Izoliran element pasnice:  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1$  in  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{sy,f}}$   
 $c / t \leq 14 \cdot \varepsilon$  ... mejno razmerje za 3. razred kompaktnosti
- Izoliran element stojine (čisti upogib):  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -1$  in  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{sy,w}}$   
 $c / t \leq 124 \cdot \varepsilon$  ... mejno razmerje za 3. razred kompaktnosti
- Izoliran element stojine (upogib in tlak):  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -1$  in  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{sy,w}}$   
 $\psi > -1 \rightarrow c / t \leq 42 \cdot \varepsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi)$  ... mejno razmerje za 3. razred kompaktnosti  
 $\psi \leq -1 \rightarrow c / t \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{-\psi}$  ... mejno razmerje za 3. razred kompaktnosti

#### Sovprežni prerez (kompaktnost med fazo uporabe)

V fazi uporabe upoštevamo, da je zgornja pasnica jekla povezana z betonom in je v skladu s SIST EN 1994-2, 5.5.2(1) bočno podprta, zato jo obravnavamo kot 1. razred kompaktnosti. Za spodnjo pasnico, ki se nahaja v tlaku, pa je razred kompaktnosti določen v Preglednici 16.

V primeru stojine sovprežnega nosilca se kompaktnost določi na podlagi dejanskega poteka napetosti, zato je le-ta izračunana v poglavju 8.1.

### Glavni jekleni nosilec (kompaktnost za fazo narivanja in betoniranja)

V Preglednici 16 je klasifikacija prereza narejena brez betonskega dela. Tak prerez se obravnava med fazo narivanja in betoniranja. Iz preglednice je razvidno, da ne pride do lokalnega izbočenja prereza med narivanjem in betoniranjem.

Preglednica 16: Razred kompaktnosti pločevin (glavni polnostenski nosilec)

PREREZ NAD PODORO	b	c [mm]	t [mm]	$\epsilon$	c/t	$c/t_{mejna(3)}$	$\psi$	razred
Zgornja pasnica	900	435	80	0,850	5,44	11,90	1,00	1
Spodnja pasnica	900	435	80	0,850	5,44	11,90	1,00	1
Stojina	1840	1840	25	0,825	73,60	102,34	-1,00	3
PREREZ V POLJU	b	c [mm]	t [mm]	$\epsilon$	c/t	$c/t_{mejna(3)}$	$\psi$	razred
Zgornja pasnica	900	435	40	0,825	10,88	11,55	1,00	3
Spodnja pasnica	900	435	40	0,825	10,88	11,55	1,00	3
Stojina	1920	1920	25	0,825	76,80	102,34	-1,00	3

### Prečni nosilec

Preglednica 17: Razred kompaktnosti pločevin (prečni nosilec)

PREREZ	b	c [mm]	t [mm]	$\epsilon$	c/t	$c/t_{mejna(3)}$	$\psi$	razred
Zgornja pasnica	500	242,5	30	0,825	8,08	11,55	1,00	2
Spodnja pasnica	500	242,5	30	0,825	8,08	11,55	1,00	2
Stojina	740	740	15	0,814	49,33	100,89	-1,00	1

### Vertikalna prečna ojačitev

Preglednica 18: Razred kompaktnosti pločevin (vertikalna prečna ojačitev)

OJAČITEV T-prerez	b	c [mm]	t [mm]	$\epsilon$	c/t	$c/t_{mejna(3)}$	$\psi$	razred
Pasnica	500	242,5	30	0,825	8,08	11,55	1,00	2
Stojina	360	360	15	0,814	24,00	34,17	-1,00	1
OJAČITEV U-prerez	b	c [mm]	t [mm]	$\epsilon$	c/t	$c/t_{mejna(3)}$	$\psi$	razred
Pasnica	500	470	30	0,825	15,67	11,55	1,00	1
Stojina	360	360	15	0,814	24,00	34,17	-1,00	1

## 7.5 Določitev efektivnega prereza jeklenega dela

Vpliv strižne podajnosti in morebitnega izbočenja vitkih pločevin, se v globalni analizi upošteva, če pomembno vplivata na togost (glej SIST EN 1993-1-1, 5.2.1(5)). Ker naredimo kontrolo napetosti v MSN in MSU s programom, v globalni analizi vedno upoštevamo strižno zaostajanje, kot tudi morebitno izbočenje pločevin, da dobimo pravilen razpored napetosti po prerezu. V primeru, da bi napetosti kontrolirali ročno, lahko izbočenje v globalni analizi zanemarimo, če je efektivni prerez večji od 50 % tlačnega prereza ( $\rho \geq 0,5$ ).

### 7.5.1 Elastično strižno zaostajanje pasnic v primeru MSU in UTRUJANJA

Efektivni prerez določimo v skladu s standardom SIST EN 1993-1-5, 3.2. Strižno zaostajanje lahko zanemarimo, če velja pogoj  $b_0 \leq L_e / 50$ , kjer je  $b_0$  polovična širina pasnice,  $L_e$  pa efektivna dolžina polja, prikazana na Sliki 24. Ker konstrukcija v fazi betoniranja in uporabe izpolnjuje geometrijski pogoj iz SIST EN 1993-1-5, 3.2.1(2), lahko  $L_e$  določimo iz Slike 24, v nasprotnem primeru se jo določi iz momentnih linij.

- Širina pasnice v polju in nad vmesno podporo:  $b_{eff} = \beta \cdot b_0$

$$\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e \dots \text{ker pasnica nima ojačitve, je } \alpha_0 = 1,0$$

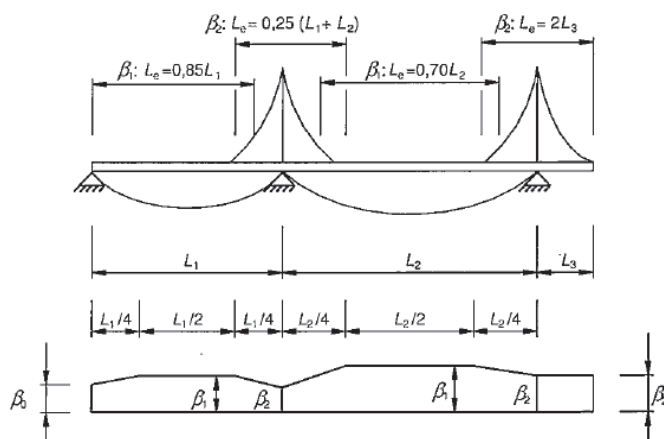
$$\kappa < 0,02 \rightarrow \beta = 1,0 \dots \text{»shear lag« zanemarimo (izpolnjen zgornji pogoj)}$$

$$0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \rightarrow \beta = \beta_1 = 1 / (1 + 6,4 \cdot \kappa^2) \dots \text{»sagging bending«}$$

$$0,02 \leq \kappa \leq 0,7 \rightarrow \beta = \beta_2 = 1 / (1 + 6 \cdot (\kappa - 1 / (2500 \cdot \kappa) + 1,6 \cdot \kappa^2)) \dots \text{»hogging bending«}$$

- Širina pasnice nad krajno podporo:  $b_{eff} = \beta_0 \cdot b_0$

$$\text{vsi } \kappa \rightarrow \beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \cdot \beta_1 \leq \beta_1 \dots \text{nad krajno podporo}$$



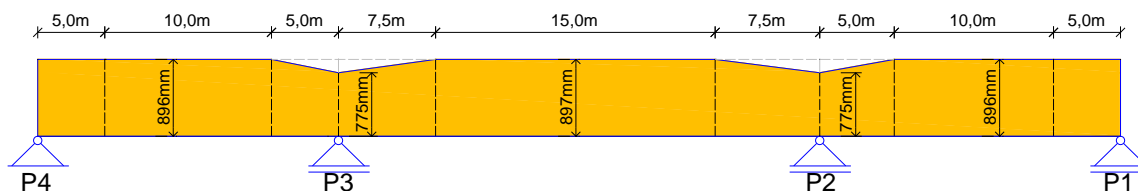
Slika 24: Efektivna dolžina polja in porazdelitev širine pasnic (Vir: SIST EN 1993-1-5, 2006, 9 str.)

V Preglednici 19 so prikazane izračunane vrednosti efektivnih širin, ki se nanašajo na geometrijo oz. statično zasnovo konstrukcije v fazi uporabe. Na podlagi teh vrednosti se z interpolacijo določi efektivno širino jeklene pasnice vzdolž celotnega mostu. Shematski prikaz je na Sliki 25.

Preglednica 19: Izračun efektivne širine jeklene pasnice pri osnovnih prerezih

Št. prereza	Pozicija prereza	$L_e$ [m]	$L_e/50$ [mm]	$b_0$ [mm]	$k$	$\beta$	$\beta^k$	$b_{eff}$ [mm]	$L_{eff}$ [m]
1*	nad P1	17,00	340	450	0,0265	0,996	1,000	896,0	5,00
10	v polju 1	17,00	340	450	0,0265	0,996	1,000	896,0	10,00
21	nad P2	12,50	250	450	0,0360	0,861	0,995	774,7	12,50
35	v polju 2	21,00	420	450	0,0214	0,997	1,000	897,4	15,00
51	nad P3	12,50	250	450	0,0360	0,861	0,995	774,7	12,50
60	v polju 3	17,00	340	450	0,0265	0,996	1,000	896,0	10,00
71*	nad P4	17,00	340	450	0,0265	0,996	1,000	896,0	5,00

\*Pri prerezu 1 in 71 je vrednost  $\beta_1 = \beta_0 = 0,996$



Slika 25: Shematski prikaz spremembe efektivne širine ( $b_{eff}$ ) jeklene pasnice

V primeru faze narivanja se nam geometrija mostu v vsakem koraku spremeni. Zaradi tega efekta izpolnjujemo določilo v SIST EN 1993-1-5, 3.2.1(2) samo do koraka, ko preko

vmesnega stebra P3 narinemo 10 m mostu, za vse nadaljnje korake je potrebno upoštevati razdalje med ničelnimi točkami momentne lniije. Na podlagi obremenitev, ki so v fazi narivanja majhne, je nesmiselno računati vpliv strižnega zaostajanja in ga zato v skladu s standardom SIST EN 1993-1-1, poglavje 5.2.18(5) ne upoštevam.

### **7.5.2 Elastično strižno zaostajanje pasnic v primeru MSN**

Določimo ga v skladu s SIST EN 1993-1-5, 3.3. Standard priporoča elastooplastično strižno zaostajanje, ki ga uporabimo tudi v diplomskem delu.

$$A_{eff} = A_{c,eff} \cdot \beta^{\kappa} \geq A_{c,eff} \cdot \beta \dots \text{shear lag v MSN (za } \beta \text{ in } \beta^{\kappa} \text{ glej Preglednico 19)}$$

$$\beta^{\kappa} \approx 1,0 \dots \text{faktor za upoštevanje »shear lag« efekta v MSN}$$

$$A_{eff} = A_{c,eff} \cdot 1,0 \geq A_{c,eff} \cdot \beta \rightarrow A_{eff} = A_{c,eff} \cdot \beta \dots \text{efektivni prerez pločevine v MSN}$$

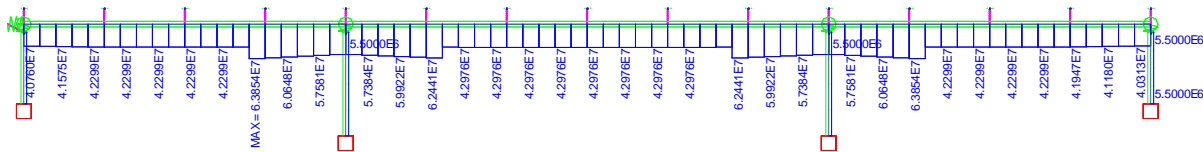
Iz zgornjega pogoja je razvidno, da v našem primeru za elastično strižno zaostajanje v MSN upoštevamo kar efektivni prerez določen v Preglednici 19. Elastooplastično strižno zaostajanje se upošteva tudi za pasnice v nategu, kjer se namesto  $A_{c,eff}$  uporabi kar celoten prerez  $A_{gross}$ .

### **7.6 Efektivni sovprežni prerez v fazi gradnje in uporabe za analizo MSN in MSU**

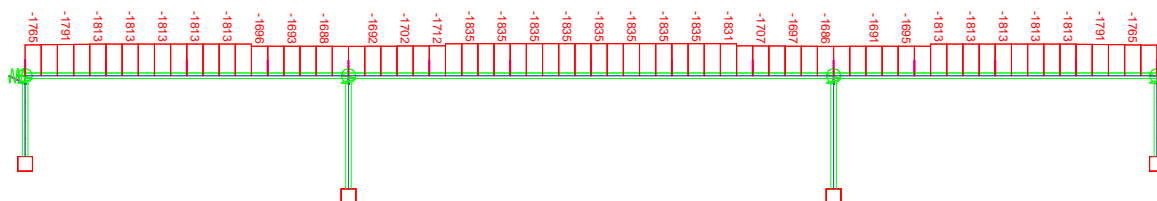
Zaradi specifičnosti mostu smo v poglavju 7.5.1 in 7.5.2 dokazali, da imamo enak efektivni sovprežni prerez za analizo konstrukcije v MSN in MSU. Na podlagi izračunov v poglavjih od 7.3 do 7.5.2 določimo celoten efektivni prerez za vsak meter mostu. Pri modeliranju geometrije sovprežnega prereza za polovico prekladne konstrukcije naredim poenostavitev in efektivni betonski del pozicioniran centrično glede na os jeklenega nosilca.

V poglavju 7.6.1 in 7.6.2 je prikazana elastična upogibna togost in odmik težišča efektivnega sovprežnega prereza. Na slikah je odmik težišča merjen od spodnjega roba spodnje jeklene pasnice. Podrobne geometrijske karakteristike prečnega prereza za elementa 6036 in 8051 so prikazane na Sliki 28 in Sliki 31.

### 7.6.1 Nerazpokan efektivni sovprežni prerez



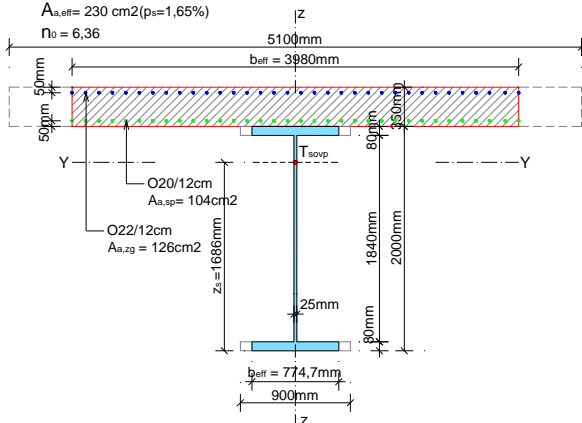
Slika 26: Prikaz elastične upogibne togosti  $EI_y$  [kNm<sup>2</sup>] sovprežne prekladne konstrukcije za nerazpokan prerez



Slika 27: Prikaz odmika težišča  $z_s$  [mm] sovprežnega prereza prekladne konstrukcije za nerazpokan prerez

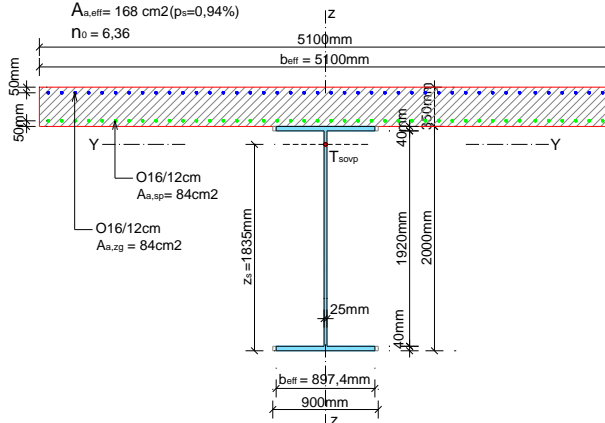
#### EFEKTIVNI SOVPREŽNI PRERAZ NAD PODORO (el.:8051):

$I_{y,sovpr} = 26706723 \text{ cm}^4$   
 $A_{sovpr} = 4083 \text{ cm}^2$   
 $A_{i,eff} = 1700 \text{ cm}^2$   
 $A_{b,eff} = 13930 \text{ cm}^2 (E_b=3300 \text{ kN/cm}^2)$   
 $A_{a,eff} = 230 \text{ cm}^2 (p_s=1,65\%)$   
 $n_0 = 6,36$



#### EFEKTIVNI SOVPREŽNI PRERAZ V POLJU (el.:6036):

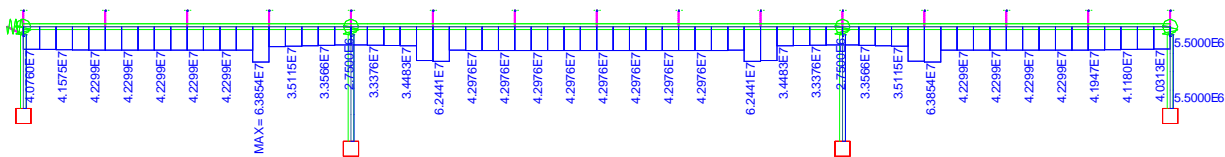
$I_{y,sovpr} = 20464906 \text{ cm}^4$   
 $A_{sovpr} = 4141 \text{ cm}^2$   
 $A_{i,eff} = 1198 \text{ cm}^2$   
 $A_{b,eff} = 17850 \text{ cm}^2 (E_b=3300 \text{ kN/cm}^2)$   
 $A_{a,eff} = 168 \text{ cm}^2 (p_s=0,94\%)$   
 $n_0 = 6,36$



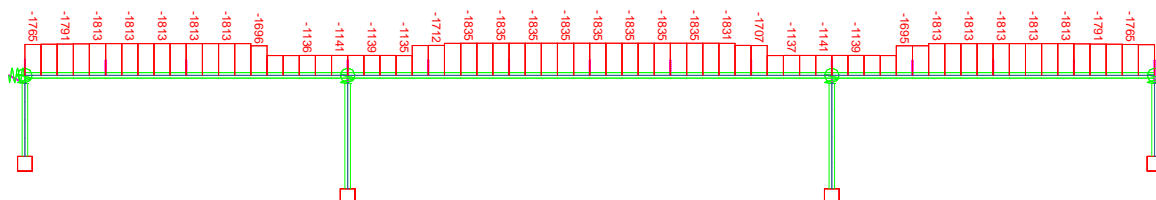
Slika 28: Efektivni prečni prerez elementa 6036 in 8051 za analizo nerazpokanega prereza

### 7.6.2 Razpokan efektivni sovprežni prerez

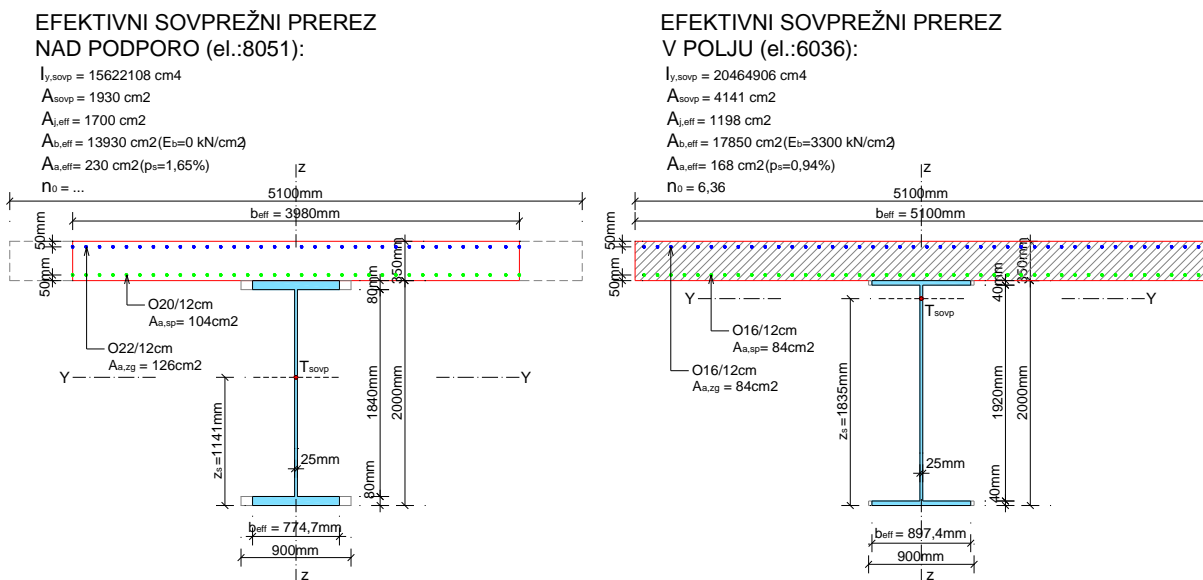
Območje razpokanega betona se določi v poglavju 7.9.1 na podlagi dejanskih napetosti v betonu.



Slika 29: Prikaz elastične upogibne togosti  $EI_y$  [kNm<sup>2</sup>] sovprežne prekladne konstrukcije za razpokan prerez



Slika 30: Prikaz odmika težišča  $z_s$  [mm] sovprežnega prereza prekladne konstrukcije za razpokan prerez



Slika 31: Efektivni prečni prerez elementa 6036 in 8051 za analizo razpokanega prereza

## 7.7 Kontrola izbočenja tlačne pasnice v ravnini stojine

Kontrolo naredimo v področju največjega tlaka in sicer nad podporo P3.

$k = 0,55$  ...koeficient odvisen od razreda kompaktnosti (3.r.k.=0,55)

$$h_w / t_w = 73,6 \leq k \cdot E_s \cdot \sqrt{(A_w / A_{eff,f})} / f_{y,f} = 306,11 \dots \text{kontrola}$$

Vidimo, da z izbranimi dimenzijami ne pride do pojava izbočenja tlačne pasnice v ravnini stojine.



## 7.8 Analiza faze gradnje

Za fazo gradnje je potrebno izvesti analizo narivanja in betoniranja, pri tem pa moramo upoštevati delne prečne prereze preklade.

- **Faza narivanja:** izračun temelji na bruto prerezu jeklenih nosilcev
- **Faza betoniranja in vgradnje preostale stalne obtežbe:** izračun temelji na nerazpokanem efektivnem sovprežnem prerezu prikazanem v 7.6.1

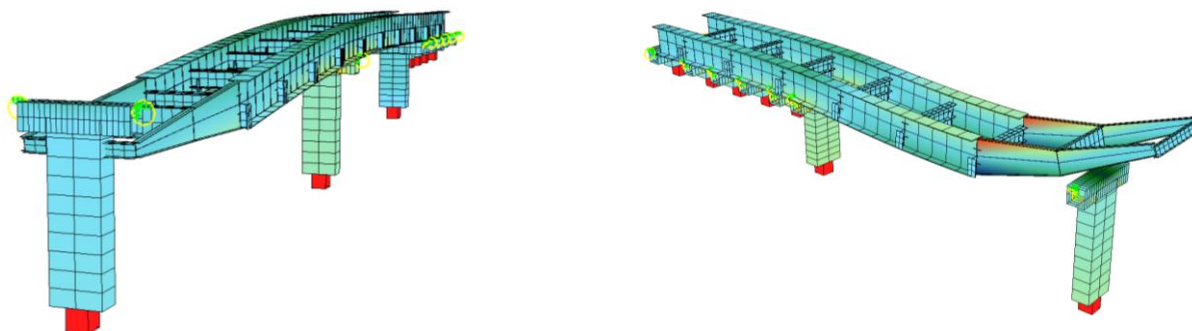
### 7.8.1 Kontrola nosilnosti med fazo narivanja

Analizo naredim z modulom »CSM«, ki omogoča izvedbo modela, ki ga preko določenih točk premikamo s korakom enega metra do končne pozicije mostu. Program v vsakem koraku preračuna notranje sile, ki jih na koncu prikažemo z ovojnico obremenitev.

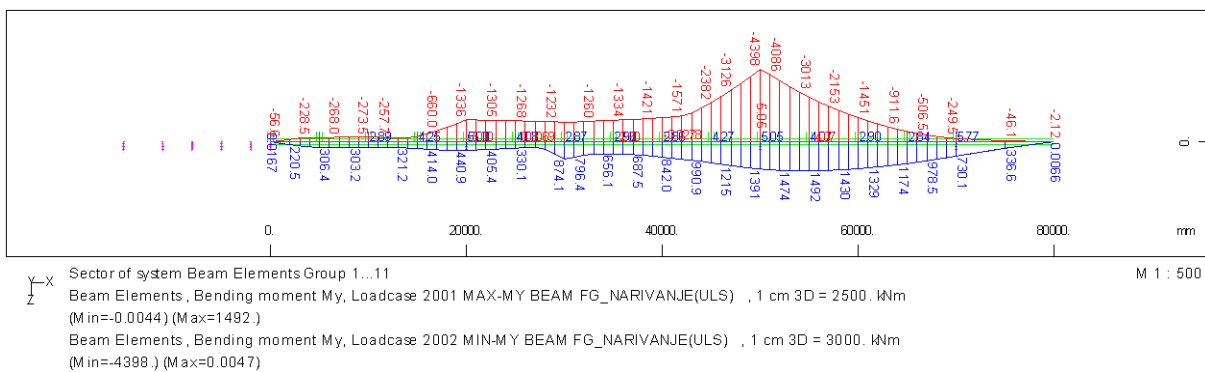
Konstrukcijo preverimo na vnos koncentrirane sile v stojino in na normalne napetosti v pasnici. Za pravilni izračun napetosti in koncentrirane sile, ki so posledica vertikalne in horizontalne obtežbe, naredimo dva modela konstrukcije.

#### 7.8.1.1 Narivanje glavnih nosilcev (model 1)

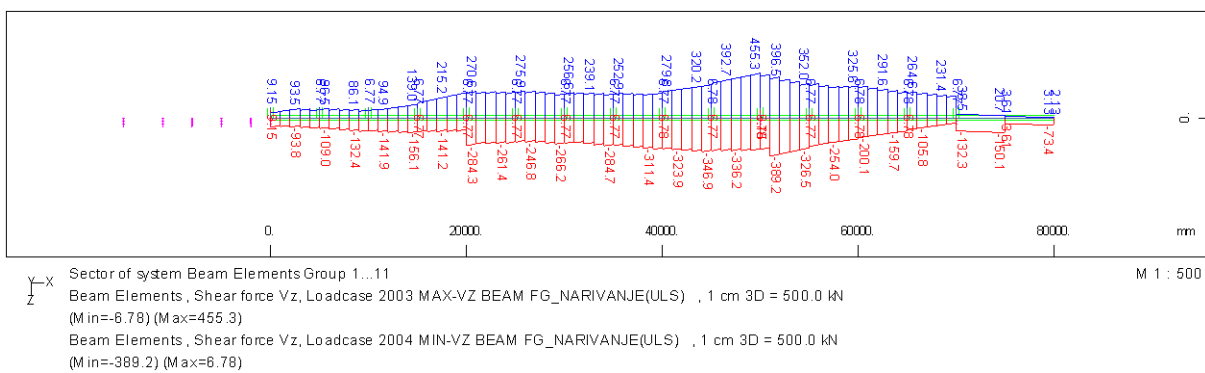
V tej analizi je konstrukcija sestavljena iz dveh glavnih nosilcev, ki sta toga povezana s prečnimi nosilci. Vpliv strižnega zaostajanja med narivanjem ne upoštevam, kar pomeni, da pri izračunu napetosti upoštevamo bruto prerez nosilca. Med narivanjem upoštevam samo vertikalno obtežbo. Prikaz prostorskega modela mostu med narivanjem je Sliki 32.



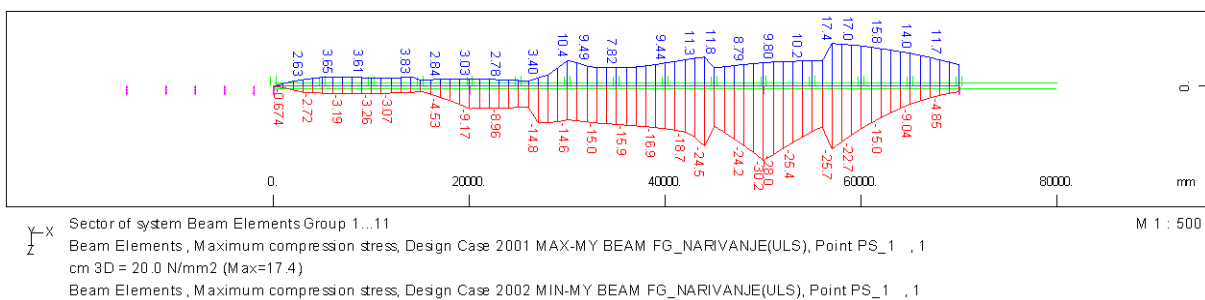
Slika 32: Prostorski model glavnega nosilca med narivanjem



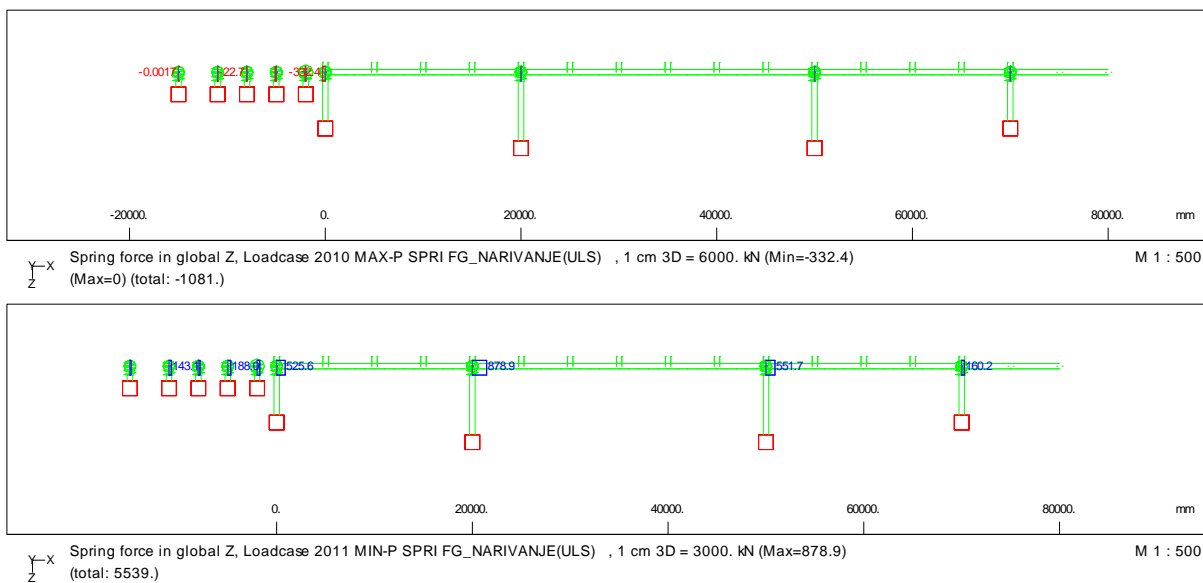
Slika 33:MSN-Ovojnica upogibnega momenta My med narivanjem jeklenega nosilca [kNm]



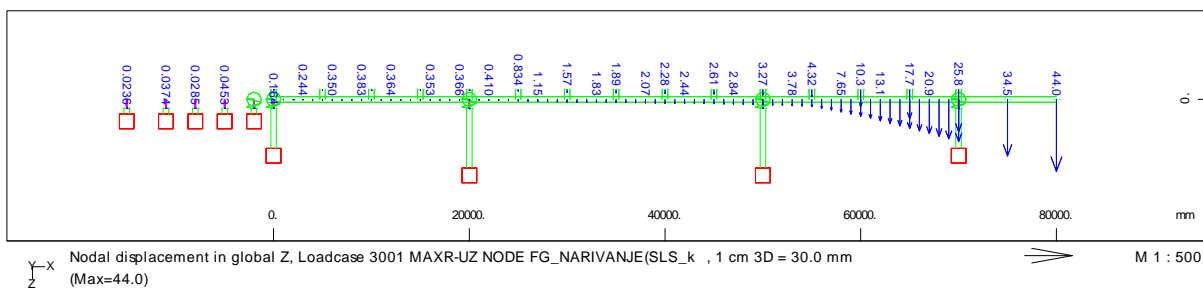
Slika 34: MSN-Ovojnica strižne sile Vz med narivanjem jeklenega nosilca [kN]



Slika 35:MSN-Ovojnica največjih tlačnih napetosti jeklene pasnice [MPa]



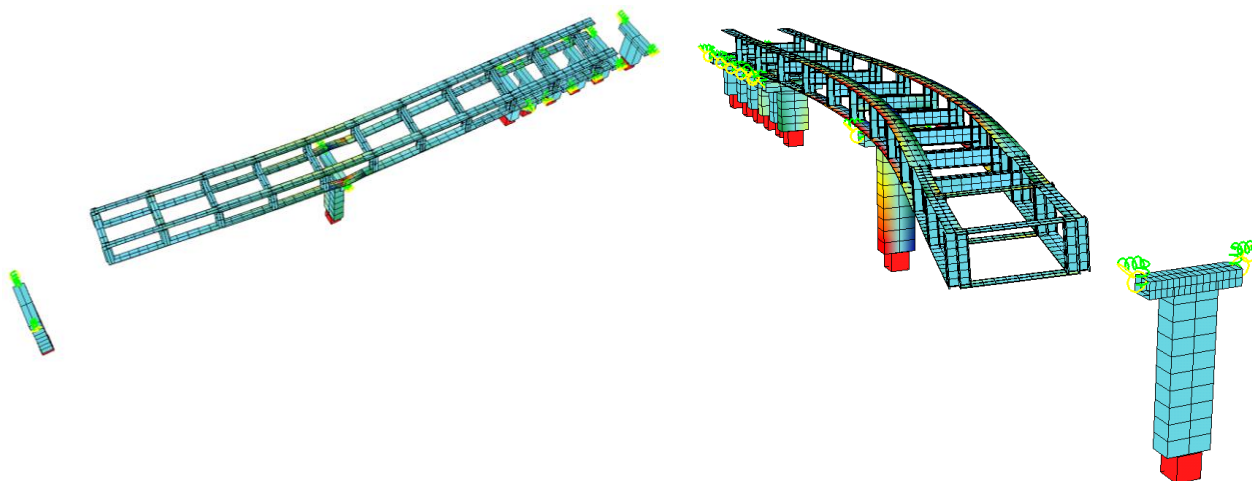
Slika 36: MSN-Ovojnica reakcij med narivanjem [kN]



Slika 37: MSU(pogosta)-Ovojnica maksimalnih vertikalnih pomikov  $u_z$  [mm] zaradi lastne in koristne teže

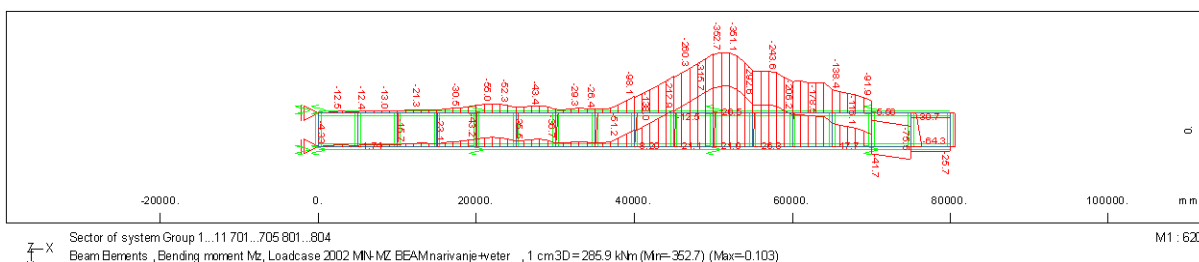
### 7.8.1.2 Narivanje prečnih ojačitev (model 2)

Za kontrolo vetra med narivanjem je bilo potrebno narediti dodatni model 2, saj se vpliv vetra na glavna nosilca ne prenaša simetrično in ker stojina nosilca ne predstavlja nobene togosti v prečni smeri. Zato model 2 zajema samo pasnice glavnih nosilcev, ki so povezane z vertikalnimi ojačitvami in prečnim nosilcem. Model je prikazan na Sliki 38.

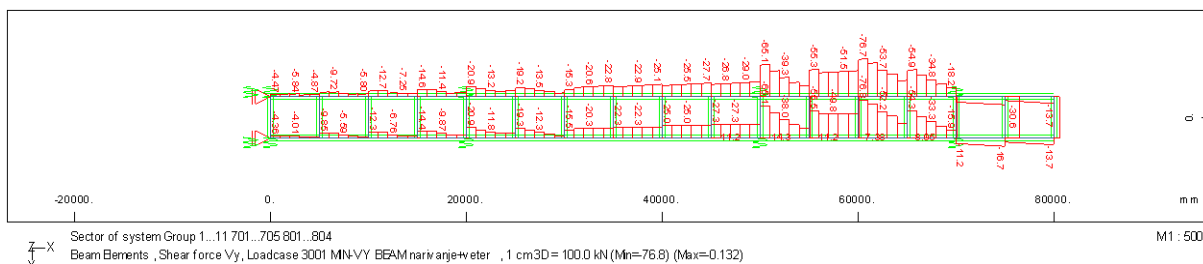


Slika 38: Prostorski model prečnih ojačitev med narivanjem

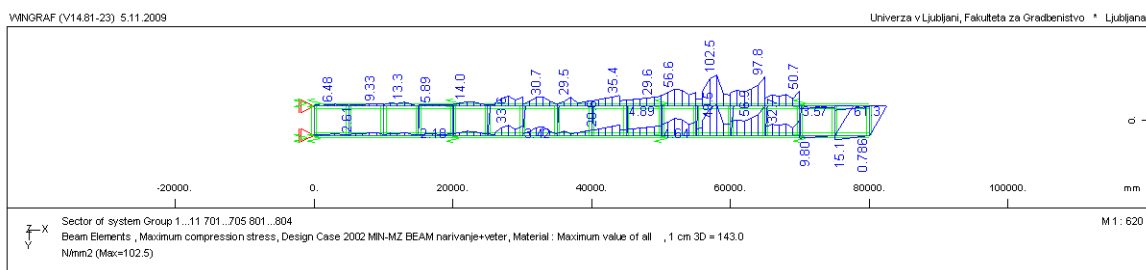
Rezultate momentov in napetosti prikažem samo za spodnjo pasnico, ki je najbolj obremenjena:



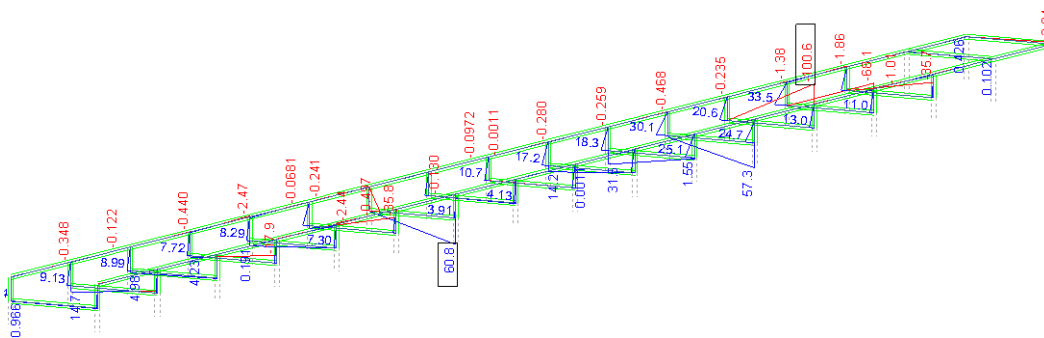
Slika 39: MSN-Ovojnica minimalnega upogibnega momenta v spodnji pasnici [kNm]



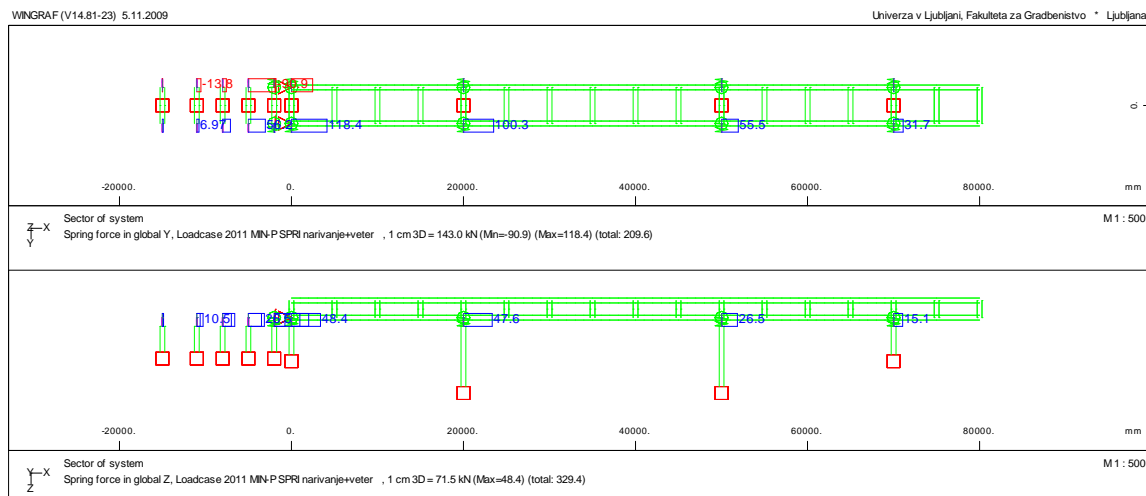
Slika 40: MSN-Ovojnica prečnih sil v spodnji pasnici [kN]



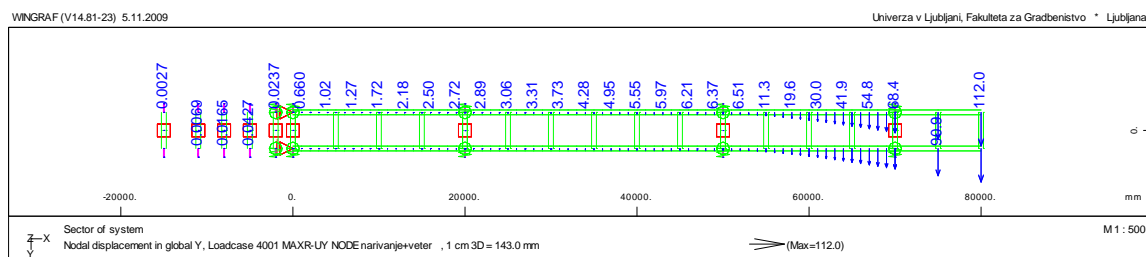
Slika 41: MSN-Ovojnica napetosti zaradi minimalnega upogibnega momenta v spodnji pasnici [MPa]



Slika 42: MSN-Ovojnica upogibnega momenta v prečnih nosilcih [kNm]



Slika 43: MSN-Prikaz reakcij med narivanjem prečnih ojačitev [kN]



Slika 44: MSU(pogosta)-Ovojnica horizontalnih pomikov  $u_y$  [mm] zaradi vetra prečno

### 7.8.1.3 Kontrola normalnih napetosti v konstrukcijskem jeklu (MSN)

Pri kontroli je potrebno upoštevati napetosti iz modela 1 in 2. Za lažjo kontrolo naredimo poenostavitev in seštejemo absolutno največje napetosti iz obeh modelov:

$$abs[\sigma_{Ed}^{f, \text{mod.1}} + \sigma_{Ed}^{f, \text{mod.2}}] = 30,2 + 102,5 = 132,7 \text{ MPa} \leq 325 \text{ MPa} \dots \textit{kontrola spodnje pasnice}$$

$$\sigma_{Ed}^f / f_{sy,f} \cdot 100 = 41 \% \dots \textit{izkoriščenost}$$

Vidimo, da so skupne napetosti v spodnji pasnici bistveno manjše od dovoljenih, kljub temu da smo upoštevali samo največje vrednosti.

#### 7.8.1.4 Kontrola strižne nosilnosti spodnje pasnice (MSN)

Prečna sila v spodnji pasnici (Slika 40), ki se pojavi med narivanjem je majhna v primerjavi s strigom med fazo uporabe, zato kontrolo strižne nosilnosti spodnje pasnice naredimo v poglavju 8.2.3.

#### 7.8.1.5 Kontrola bočne zvrnitve tlačne pasnice (MSN)

Kontrolo bočne zvrnitve med narivanjem nosilcev ni smiselno narediti, saj se merodajna situacija pojavi v fazi uporabe, ko je tlačna napetost v jeklenih pasnicah bistveno večja, zato kontrolo naredimo v poglavju 8.2.4.

#### 7.8.1.6 Kontrola vnosa koncentrirane sile v stojino (MSN)

Kontrolo se izvede v skladu s standardom SIST EN 1993-1-5, poglavje 6. Za izračun predpostavimo, da se pasnico pri vnosu koncentrirane sile bočno podpre. Koncentrirana sila se preko spodnje tlačne pasnice prenaša direktno v stojino, zato račun temelji na tipu (A) prikazanem v standardu. Za končno vrednost reakcije je potrebno sešteti reakcije zaradi vpliva vertikalne in horizontalne obtežbe, prikazane na Sliki 36 in Sliki 43.

$$F_{Ed} = F_{Ed}^{\text{mod}1} + F_{Ed}^{\text{mod}2} = 878,9 + 47,6 = 926,5 \text{ kN} \dots \text{projektna prečna sila med narivanjem}$$

$$h_w 1840 \text{ mm} / t_w = 25 \text{ mm} / a = 5000 \text{ mm} / c = 0 \text{ mm} \dots \text{osnovni podatki}$$

$$s_s = 50 \text{ mm} \dots \text{efektivna dolžina naleganja stojine na podporo}$$

$$\text{tip(A)} \rightarrow k_F = 6 + 2 \cdot (h_w / a)^2 = 6 + 2 \cdot 0,368^2 = 6,27 \dots \text{izbočitveni koeficient}$$

$$m_1 = f_{y,f} \cdot b_f / (f_{y,w} \cdot t_w) = 325 \cdot 900 / (345 \cdot 25) = 33,91 \dots \text{faktor razdalje}$$

$$m_2 = 0,02 \cdot (h_w / t_f)^2 = 0,02 \cdot (1840 / 80)^2 = 10,58 \dots \text{faktor razdalje}$$

$$l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) = 50 + 2 \cdot 80 \cdot \left(1 + \sqrt{33,9 + 10,58}\right) = 1277,25 \text{ mm} \dots \text{efektivna dolžina obremenitve (ne sme biti večja kot razdalja med prečnimi ojačitvami)}$$

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \cdot t_w^3 / h_w = 0,9 \cdot 6,27 \cdot 21000 \cdot 2,5^3 / 184 = 10064,46 \text{ kN} \dots \text{kritična sila}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{y,w}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{127,7 \cdot 2,5 \cdot 34,5}{10064,46}} = 1,046 \dots \text{vitkost stojine pri vnosu koncentrirane sile}$$

$$\chi_w = 0,5 / \overline{\lambda}_w \leq 1,0 \rightarrow 0,5 / 1,046 = 0,478 \leq 1,0 \dots \text{redukcijski faktor zaradi vitkosti}$$

$$L_{eff} = l_y \cdot \chi_w = 1277,25 \cdot 0,478 = 610,41 \text{ mm} \dots \text{reducirana efektivna vitkost}$$

$$F_{Rd} = f_{y,w} \cdot L_{eff} \cdot t_w / \gamma_{M1} = 34,5 \cdot 61,04 \cdot 2,5 / 1,1 = 4786,16 \text{ kN} \dots \text{projektna nosilnost}$$

$$n_2 = F_{Ed} / F_{Rd} \leq 1,0 \rightarrow 926,5 / 4786,16 = 0,194 \leq 1,0 \dots \text{kontrola vnosa koncentrirane sile}$$

Iz pogoja je razvidno, da nosilnost stojine ni prekoračena. Ker standard zahteva kontrolo interakcije, v kolikor se pojavijo tudi normalne napetosti, le tega kontroliramo.

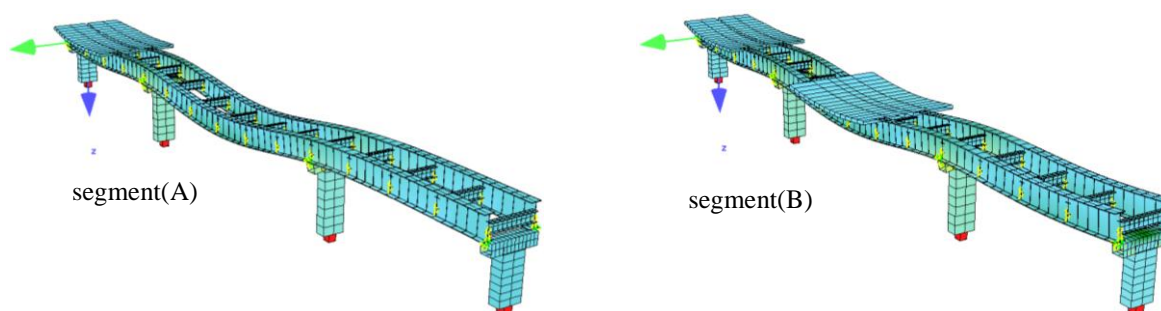
### 7.8.1.7 Kontrola interakcije prečne sile, upogibnega momenta in osne sile

Interakcijo naredimo v skladu s SIST EN 1993-1-5 7.2.

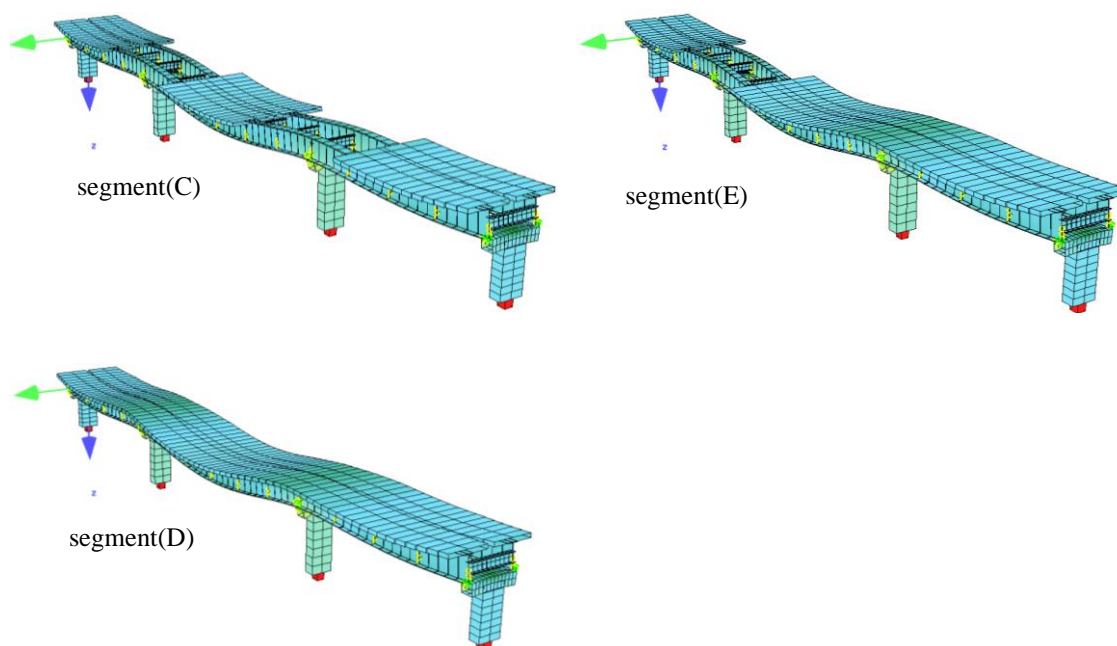
$$n_2 + 0,8 \cdot n_1 = 0,194 + 0,8 \cdot 0,41 = 0,522 \leq 1,4 \dots \text{kontrola interakcije}$$

### 7.8.2 Kontrola nosilnosti med fazo betoniranja in vgradnjo preostale stalne obtežbe

V fazi betoniranja segmenta je beton v tekočem stanju in ne predstavlja nobene togosti, kar pomeni, da med vlivanjem le-tega celotno obtežbo prenaša jeklen prerez. V nadaljevanju gradnje pa je potrebno upoštevati tudi togost predhodnega vgrajenega betona. Kontrolo sovprežnega prereza se naredi z upoštevanjem nerazpokanega betona. Grafični prikaz betoniranja skozi čas je razviden iz Slike 45.

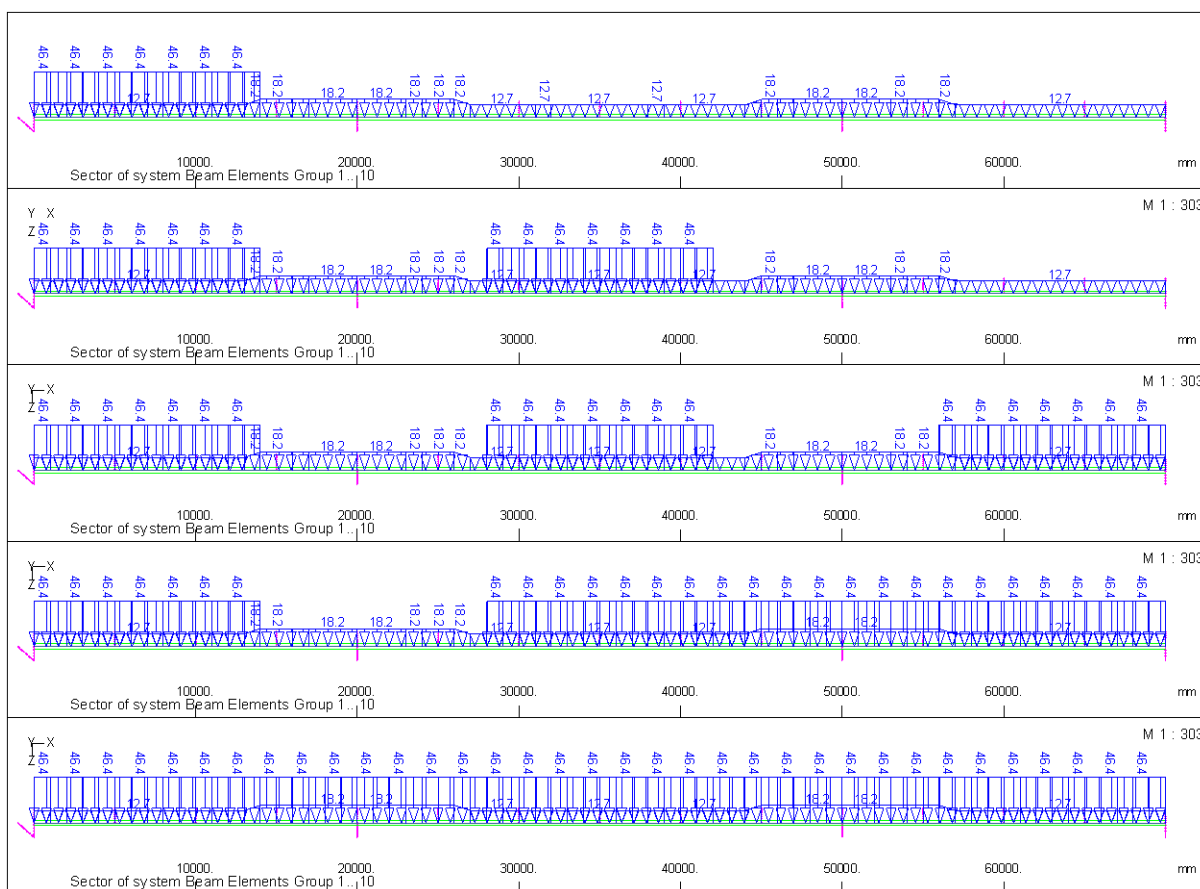




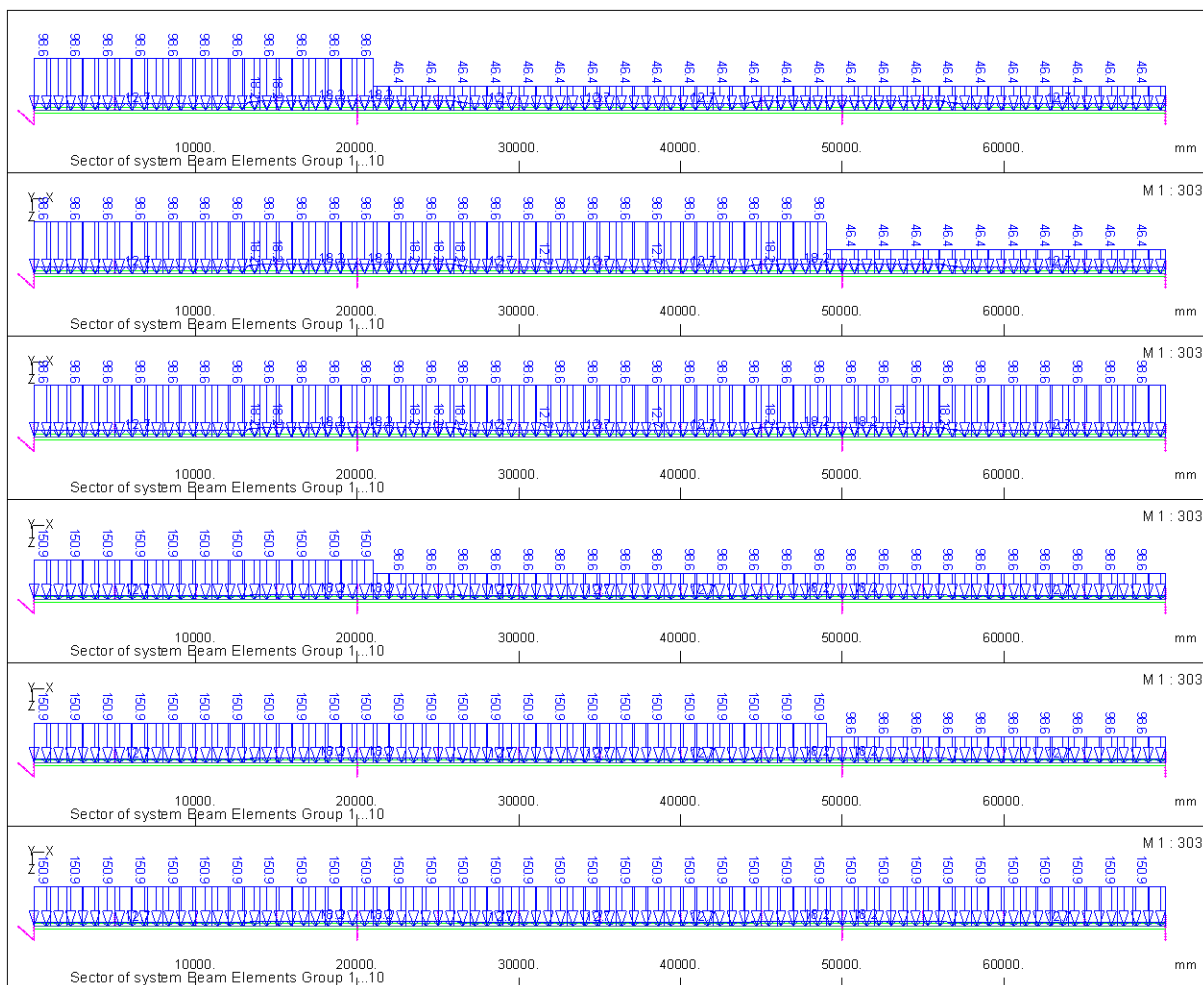


Slika 45: Prikaz vrstnega reda betoniranja armiranobetonske plošče po segmentih od (A) do (E)

Zgornjim slikam pripadajoča stalna obtežba je prikazana na Sliki 46 in Sliki 47. Poleg stalni se med betoniranjem upoštevajo tudi spremenljivi vplivi, določeni v poglavju 4.2.4.

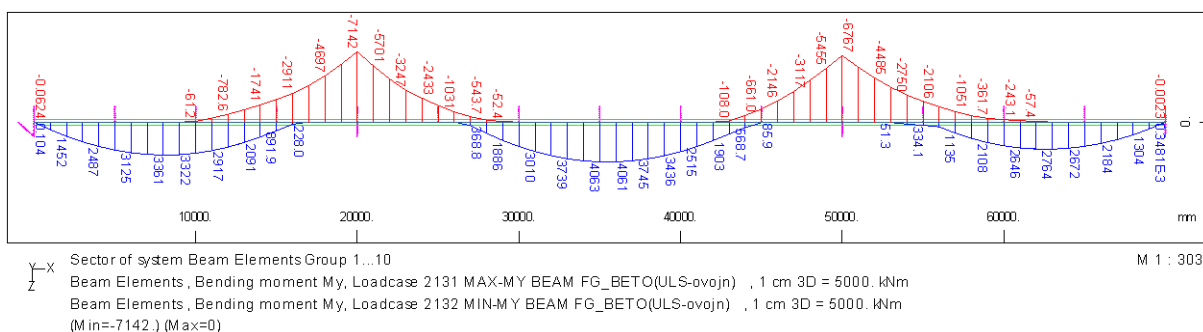


Slika 46: Prikaz dodajanja karakteristične obtežbe betonskega segmenta na jekleno konstrukcijo [kN/m]

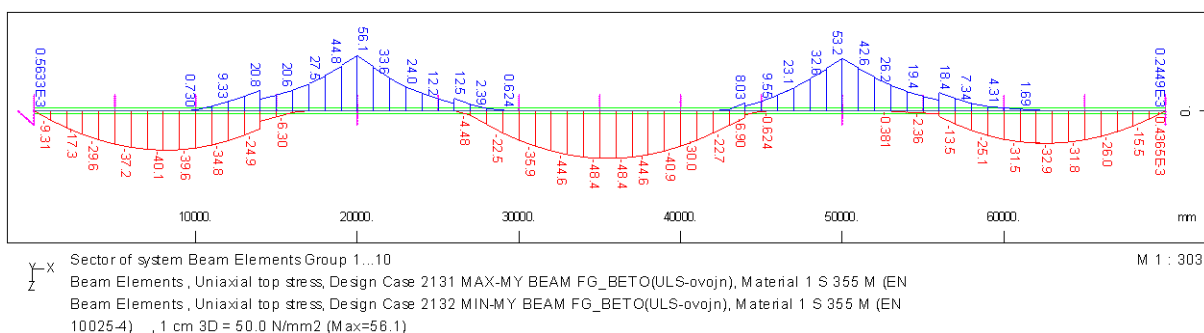


Slika 47: Prikaz vgrajevanja gramozne grede in dodatne opreme na sovprežno konstrukcijo [kN/m]

### 7.8.2.1 Kontrola jeklenega nosilca med betoniranjem za MSN



Slika 48: MSN-Ovojnica upogibnega momenta, ki ga prevzame jekleni del preseza med betoniranjem [kNm]



Slika 49: MSN-Ovojnica napetosti v točki PZ\_1 [MPa]

Izračun normalnih napetosti razvidnih iz Slike 49 je narejen iz ovojnice momentov. Slika prikazuje napetosti na zgornjem robu zgornje pasnice, iz katere je razvidna absolutno največja napetost, ki se pojavi nad podpornim stebrom P3. Kljub temu, da so napetosti majhne, naredimo kontrolo.

### Kontrola na območju podpor:

Element 8051 med betoniranjem:

$$\sigma_{s,podpora} = 56,1 \text{ N/mm}^2 = 56,1 \text{ MPa} \leq f_{sy,f} = 325 \text{ MPa} \dots \text{napetosti v pasnici nad podporo}$$

$$\sigma_{s,podpora} / f_{sy,f} \cdot 100 = 16,7 \% \dots \text{izkoriščenost prereza nad podporo}$$

### Kontrola v polju 2:

Element 6036 med betoniranjem:

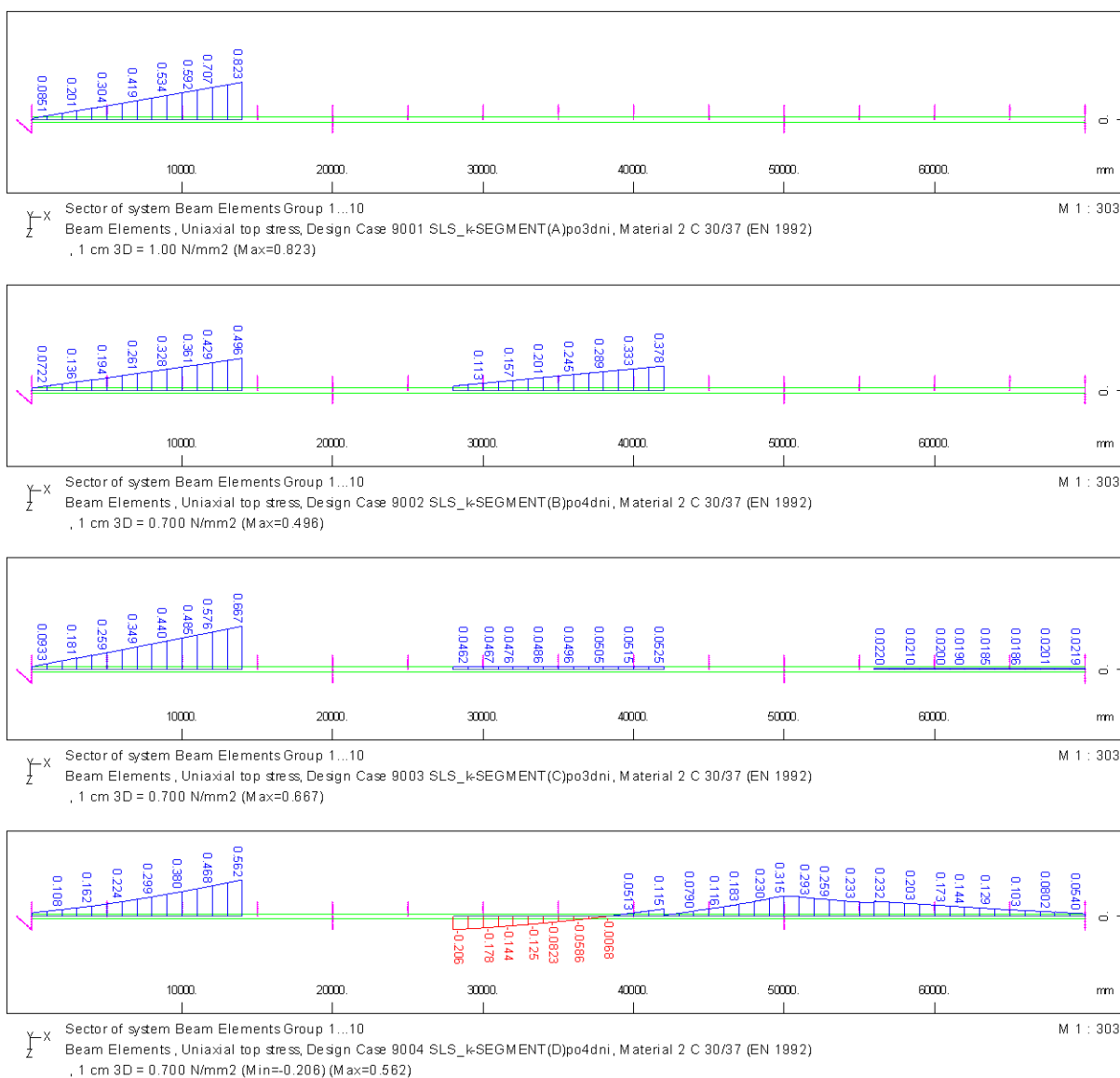
$$\sigma_{s,polje2} = 48,4 \text{ N/mm}^2 = 48,4 \text{ MPa} \leq f_{sy,f} = 345 \text{ MPa} \dots \text{napetosti v zgornji pasnici}$$

$$\sigma_{s,polje2} / f_{sy,f} \cdot 100 = 14\% \dots \text{izkoriščenost}$$

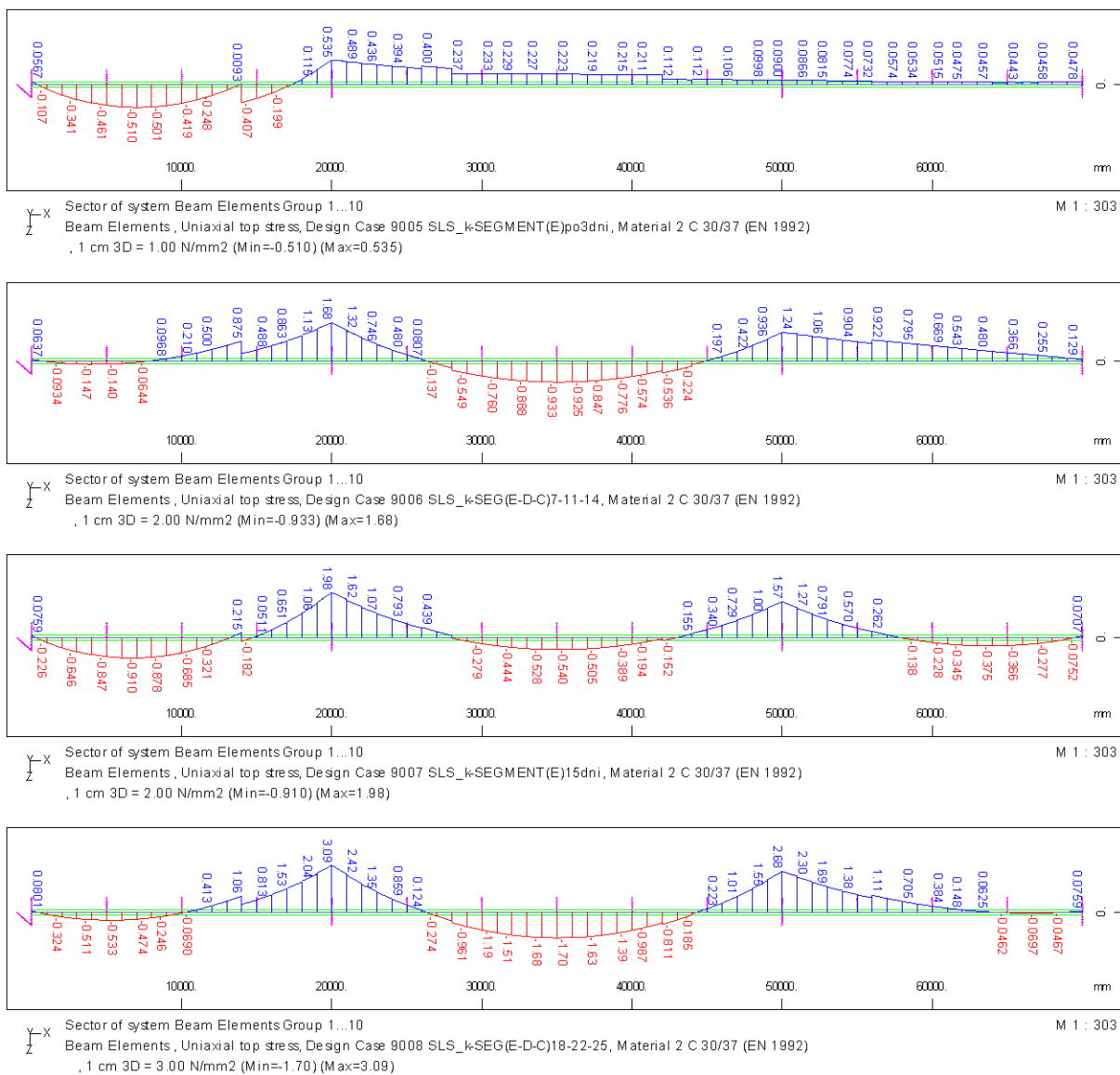
Kontrola striga med fazo gradnje ni merodajna, saj so strižne obremenitve veliko manjše, kot pa se zgodijo v fazi uporabe.

### 7.8.2.2 Kontrola sovprežnega prereza med betoniranjem in vgradnjo preostale stalne obtežbe za MSN in MSU

Potrebno se je zavedati, da med gradnjo prihaja do obremenitev, ki delujejo na delne prečne prereze. To pomeni, da nekatere obtežbe delujejo samo na jeklo, druge pa na sovprežni prerez pri določenem času. Zaradi tega pojava je potrebno kontrolirati vsak časovni korak gradnje, da preprečimo prevelike napetosti, ki bi povzročile trajne poškodbe ali porušitev betona.



Slika 50: MSU(karakteristična) – Prikaz napetosti na zgornjem robu betonske plošče v segmentih (A), (B) in (C) med betoniranjem [MPa]



Slika 51: MSU(karakteristična) – Prikaz napetosti na zgornjem robu betonske plošče v segmentih (A), (B), (C), (D) in (E) med vgradnjo gramozne grede in preostale stalne obtežbe [MPa]

**Kontrola natezne napetosti v segmentu (A) za MSU:** največje natezne napetosti razberemo iz Slike 50 pod obtežnim primerom 9001, ki delujejo na 3 dni star beton.

$$\sigma_{c,nateg} = 0,823MPa \dots \text{napetosti v 3 dni starem betonu}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right] = 0,598 \dots \text{koeficient odvisen od starosti betona}$$

$$f_{ctm}(3) = \beta_{cc}(3) \cdot f_{ctm} = 0,598 \cdot 2,9MPa = 1,73MPa \dots srednja natezna trdnost pri času 3 dni$$

$$\sigma_{c,nateg} \leq f_{ctm}(3) \rightarrow 0,823MPa \leq 1,73MPa \dots kontrola nosilnost$$

$$\sigma_{c,nateg} / f_{ctm}(3) \cdot 100 = 0,823 / 1,73 \cdot 100 = 47,6\% \dots izkoriščenost$$

**Kontrola natezne napetosti v segmentu (B) za MSU:** na Sliki 50 iz obtežnega primera 9002 razberemo največjo natezno napetost, ki se pojavi v 4 dni starem betonu. Vse ostale situacije niso merodajne za kontrolo. Po analogiji zgoraj prikazanih enačb naredimo kontrolo.

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,nateg} = 0,378MPa \\ f_{ctm}(4) = 1,92MPa \end{array} \right] \rightarrow 0,378 / 1,92 \cdot 100 = 19,6\% \dots izkoriščenost$$

**Kontrola natezne napetosti v segmentu (C) za MSU:** za razliko od predhodnih dveh se merodajne napetosti pojavijo v dveh situacijah, ki jih razberemo iz Slike 51.

Prva kontrola je med vgradnjo prve plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9006), pri katerem je beton star 14 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,nateg} = 0,922MPa \\ f_{ctm}(14) = 2,61MPa \end{array} \right] \rightarrow 0,922 / 2,61 \cdot 100 = 35,3\% \dots izkoriščenost$$

Druga kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9008), pri katerem je beton star 25 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,nateg} = 1,11MPa \\ f_{ctm}(25) = 2,86MPa \end{array} \right] \rightarrow 1,11 / 2,86 \cdot 100 = 38,8\% \dots izkoriščenost$$

**Kontrola natezne napetosti v segmentu (D) za MSU:** merodajne napetosti se pojavijo v dveh situacijah, ki jih razberemo iz Slike 51. Ker je segment na območju 4 m desno od podpore P2 predviden kot razpokan, je potrebno preprečiti poškodbe betona zaradi natezne napetosti zgolj na preostalem delu elementa (2 m desnega roba segmenta(D)).

Prva kontrola je med vgradnjo prve plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9006), pri katerem je beton star 11 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,nateg} = 0,904MPa \\ f_{ctm}(11) = 2,50MPa \end{array} \right] \rightarrow 0,904 / 2,50 \cdot 100 = 36,2\% \dots izkoriščenost$$

Druga kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9008), pri katerem je beton star 22 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,nateg} = 1,38MPa \\ f_{ctm}(22) = 2,81MPa \end{array} \right] \rightarrow 1,38 / 2,81 \cdot 100 = 49,1\% \dots izkoriščenost$$

**Kontrola natezne napetosti v segmentu (E) za MSU:** Merodajne napetosti se pojavijo samo v obtežnem primeru 9008 iz Slike 51. Ker je segment na območju 4 m levo od podpore P3 predviden kot razpokan, je potrebno preprečiti poškodbe betona na preostalem delu elementa (2 m levega dela segmenta (E)).

Kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9008), pri katerem je beton star 18 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,nateg} = 0,813MPa \\ f_{ctm}(18) = 2,73MPa \end{array} \right] \rightarrow 0,813 / 2,73 \cdot 100 = 47\% \dots izkoriščenost$$

V nadaljevanju naredim še tlačno kontrolo segmentov, ki jo pa je smiselno opraviti samo za segmenta (A) in (B), ki sta med gradnjo najbolj tlačno obremenjena. Ker so na Sliki 51 prikazane maksimalne natezne napetosti, je potrebno v primeru tlačne kontrole narediti dodatno kombinacijo z minimalnimi tlačnimi napetostmi. Le-to ni prikazano na sliki, ampak so napetostne vrednosti za obravnavana segmenta zgolj prepisane.

**Kontrola tlačne napetosti v segmentu (A) za MSU:** merodajne napetosti se pojavijo v dveh situacijah, ki jih razberemo iz programa.

Prva kontrola je med vgradnjo prve plasti gramozne grede v polju 1, pri katerem je beton star 17 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 0,546MPa \\ f_{ck}(17) = 27,40MPa \end{array} \right] \rightarrow 0,546 / (0,60 \cdot 27,4) \cdot 100 = 3,3\% \dots izkoriščenost$$



Druga kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 1, pri katerem je beton star 29 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 0,997 MPa \\ f_{ck}(29) = 30 MPa \end{array} \right] \rightarrow 0,997 / (0,60 \cdot 30) \cdot 100 = 5,5\% \dots izkoriščenost$$

**Kontrola tlačne napetosti v segmentu (B) za MSU:** merodajne napetosti se pojavijo v dveh situacijah, ki jih razberemo iz programa.

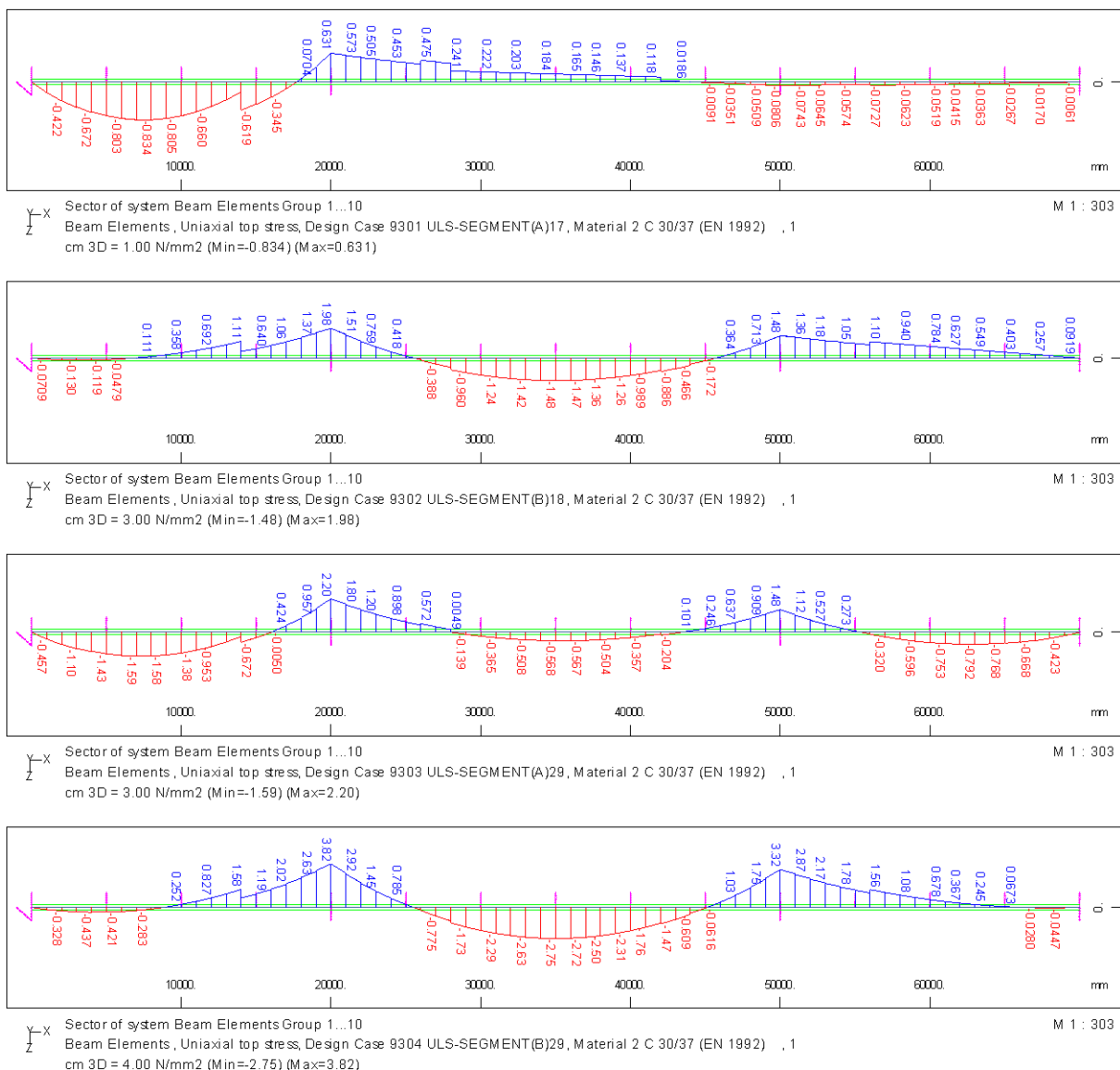
Prva kontrola je med vgradnjo prve plasti gramozne grede v polju 2, pri katerem je beton star 18 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 1,06 MPa \\ f_{ck}(18) = 27,72 MPa \end{array} \right] \rightarrow 1,06 / (0,60 \cdot 27,72) \cdot 100 = 6,4\% \dots izkoriščenost$$

Druga kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9008), pri katerem je beton star 29 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 1,92 MPa \\ f_{ck}(29) = 30 MPa \end{array} \right] \rightarrow 1,92 / (0,60 \cdot 30) \cdot 100 = 10,6\% \dots izkoriščenost$$

Iz kontrol v MSU je razvidno, da v nobenem časovnem obdobju ne pride do prekoračitve nateznih in tlačnih napetosti v betonu, zato sta pogoja  $\sigma_{c,nateg}(t) \leq f_{ct,eff}(t) = f_{ctm}(t)$  in  $\sigma_{c,tlak} \leq 0,60 \cdot f_{ck}(t)$  vedno izpolnjena. To pomeni, da se nam med fazo gradnje ne pojavijo nepričakovane poškodbe betona. Izjema so samo območja nad podporama, ki pa se v nadaljevanju obravnavajo kot razpokani prerezi.



Slika 52: MSN-Prikaz največjih tlačnih napetosti na zgornjem robu betonske plošče segmenta (A) in (B), ki se zgodijo med gradnjo [MPa]

**Kontrola tlačne napetosti v segmentu (A) za MSN:** na Sliki 52 razberemo napetosti za dve merodajni situaciji.

Prva kontrola je med vgradnjo prve plasti gramozne grede v polju 3 (obtežni primer 9301), pri katerem je beton star 17 dni:

$$\sigma_{c,tlak} = 0,834 \text{ MPa} \dots \text{napetosti v 17 dni starem betonu}$$

$t = 17$  dni ...starost betona v obravnavanem segmentu

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right] = 0,932 \dots \textit{koeficient odvisen od starosti betona}$$

$$f_{ck}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} - 8\text{MPa} = 27,4\text{MPa} \dots \textit{karakteristična tlačna trdnost pri starosti (t)}$$

$$f_{cd}(t) = f_{ck}(t) / \gamma_c = 27,4 / 1,5 = 18,3\text{MPa} \dots \textit{mejna tlačna trdnost pri starosti (t)}$$

$$\sigma_{c,tlak} / f_{cd}(t) \cdot 100 = 4,5\% \dots \textit{izkoriščenost}$$

Druga kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 3 (obtežni primer 9303), pri katerem je beton star 29 dni. Po analogiji zgornjih enačb naredimo kontrolo:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 1,59\text{MPa} \\ f_{cd}(29) = 20\text{MPa} \end{array} \right] \rightarrow 1,59 / 20 \cdot 100 = 7,9\% \dots \textit{izkoriščenost}$$

**Kontrola tlačne napetosti v segmentu (B) za MSN:** na Sliki 52 razberemo napetosti za dve merodajni situaciji.

Prva kontrola je med vgradnjo prve plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9302), pri katerem je beton star 18 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 1,48\text{MPa} \\ f_{cd}(18) = 18,48\text{MPa} \end{array} \right] \rightarrow 1,48 / 18,48 \cdot 100 = 8\% \dots \textit{izkoriščenost}$$

Druga kontrola je med vgradnjo druge plasti gramozne grede v polju 2 (obtežni primer 9304), pri katerem je beton star 29 dni:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{c,tlak} = 2,75\text{MPa} \\ f_{cd}(29) = 20\text{MPa} \end{array} \right] \rightarrow 2,75 / 20 \cdot 100 = 13,7\% \dots \textit{izkoriščenost}$$

Iz kontrol v MSN je razvidno, da v nobenem časovnem obdobju ne pride do prekoračitve tlačne nosilnosti betona, zato je pogoj  $\sigma_{c,tlak} \leq f_{cd}(t) = f_{ck}(t) / \gamma_c$  vedno izpolnjen.

Na podlagi vseh narejenih kontrol zaključimo, da med fazo gradnje ne pride do porušitve mostu ali do nepričakovanih poškodb materiala.

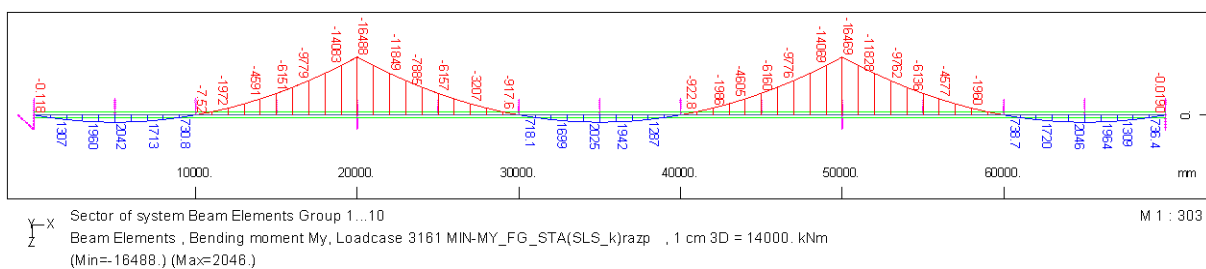
## 7.9 Analiza faze uporabe (model 3)

### 7.9.1 Prva globalna analiza (nerazpokan prerez)

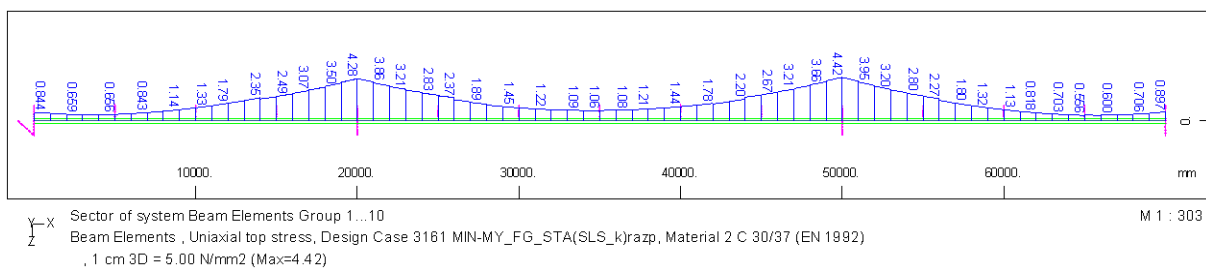
V prvi globalni analizi upoštevamo strižno zaostajanje betonske plošče in jeklenih pasnic. V program parametrično vnesemo efektivne širine izračunane v poglavjih 7.3 in 7.5 ter poženemo analizo. Prikaz elastične upogibne togosti ( $EI_y$ ) vzdolž prekladne konstrukcije za nerazpokan prerez pri razmerju elastičnih modulov  $n_0$  je na Sliki 26.

Za določitev cone razpokanosti se na podlagi minimalnega upogibnega momenta (karakteristična kombinacija) določi napetosti na zgornjem robu armirano betonske plošče. Moment se odčita pri starosti konstrukcije  $t=100$  let.

### Faza gradnje:

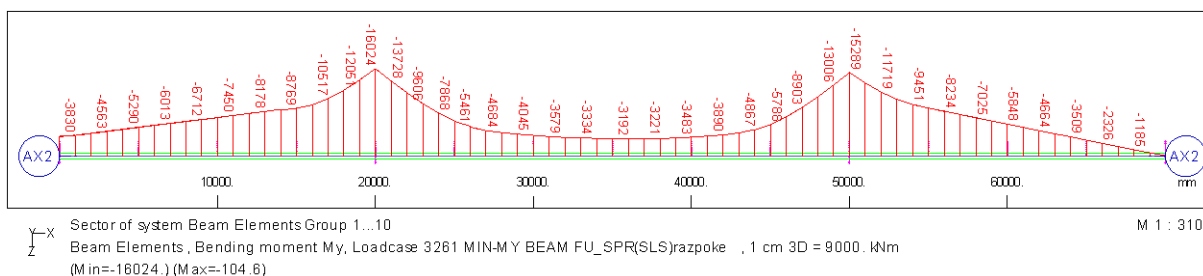


Slika 53: Faza gradnje MSU(karakteristična) – Minimalni upogibni moment za določitev razpokanosti prereza v območju podpor [kNm]

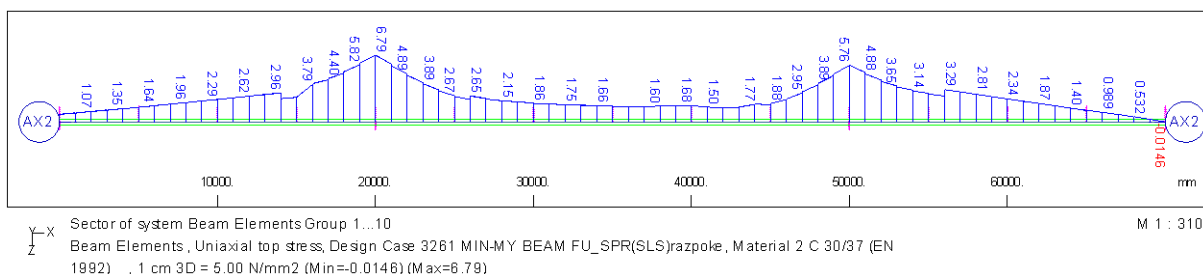


Slika 54: Faza gradnje MSU(karakteristična) – Maksimalna napetost na zgornjem robu betonske plošče [MPa]

### Faza uporabe:

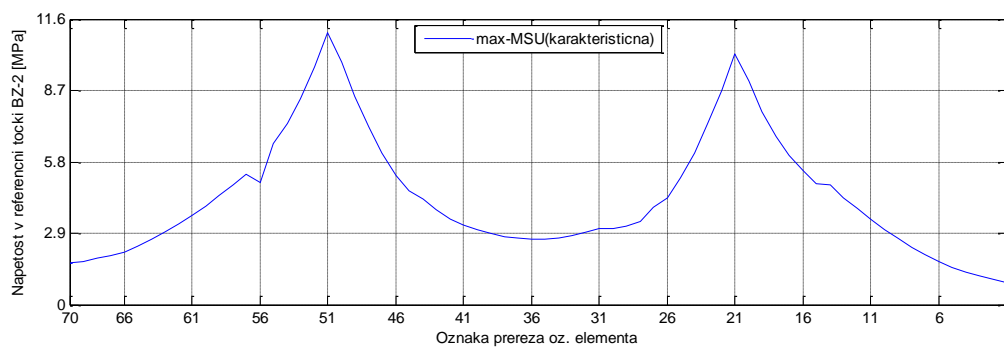


Slika 55: Faza uporabe MSU(karakteristična) – Minimalni upogibni moment za določitev razpokanosti prereza v območju podpor [kNm]



Slika 56: Faza uporabe-MSU(karakteristična) – Maksimalna napetost na zgornjem robu betonske plošče [MPa]

### Skupni vpliv faze gradnje in uporabe:



Slika 57: Skupaj MSU(karakteristična) – Maksimalna napetost na zgornjem robu betonske plošče [MPa]

Iz Slike 57 določimo območja razpok. Območje 1 se nahaja nad opornikom P2 in zajema elemente od 3017 do 4024, območje 2 pa se nahaja nad opornikom P3 in zajema elemente od 7047 do 8056. V teh elementih natezna napetost presega pogoj  $2 \cdot f_{ctm} = 5,8 \text{ MPa}$ , zato jih v drugi globalni analizi modeliramo s togostjo betona enako 0.

## 7.9.2 Druga globalna analiza (razpokan prerez)

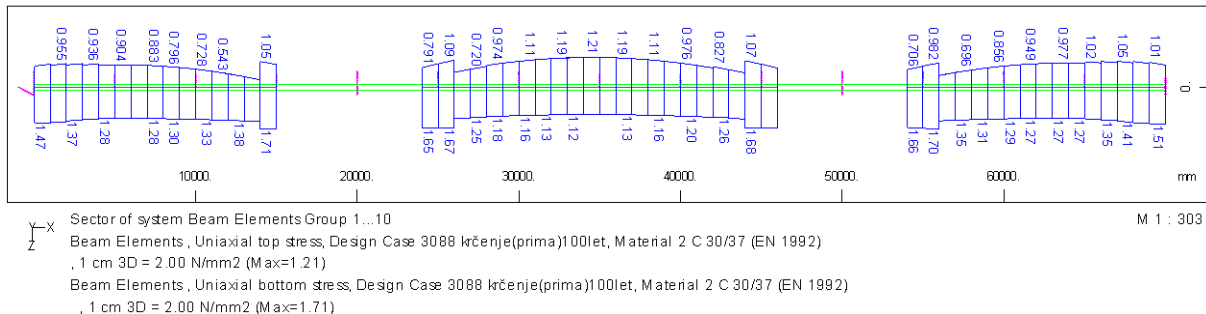
Z upoštevanjem razpokanega prereza nad podporama in z razmerjem elastičnih modulov  $n_0$ , prikažem elastično upogibno togost ( $EI_y$ ) na Sliki 29. Na podlagi tega prereza se naredi drugo globalno analizo.

## 7.9.3 Obremenitve v fazi uporabe

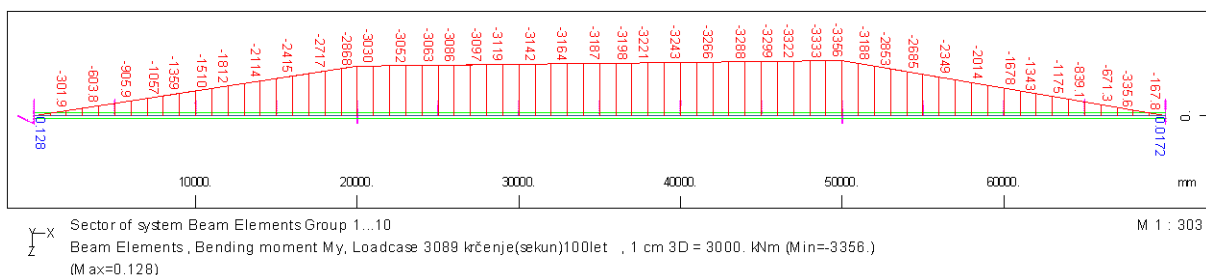
### 7.9.3.1 Stalna obtežba

Potrebno je prikazati obremenitve v času  $t=61$  dni, ki predstavlja odprtje mostu za promet in v času  $t=100$  let, ki predstavlja konec življenjske dobe mostu. V času  $t=61$  dni je merodajna kontrola betona, saj v daljšem obdobju lezenje in krčenje prerazporejata napetosti po prerezu, zato je druga kontrola v času  $t=100$  let merodajna za jeklen del prereza.

Poleg lastne teže se za stalni vpliv upošteva tudi krčenje in lezenje. Primarni vpliv krčenja, ki se razvije po 100 letih v betonu, je prikazano z napetostmi na Sliki 58. Medtem ko sekundarni vpliv za isto časovno obdobje prikazujemo z upogibnim momentom na Sliki 59.

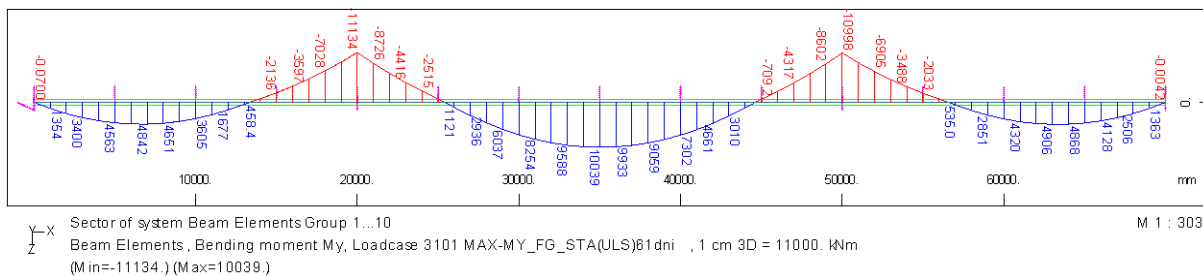


Slika 58: Napetosti na zgornjem in spodnjem robu betonske plošče zaradi primarnega krčenja po 100 letih [MPa]

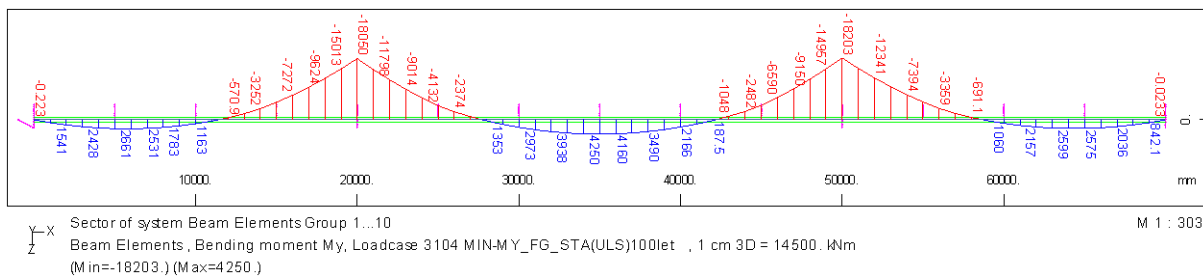


Slika 59: Upogibni moment-My zaradi sekundarnega vpliva krčenja, ki se pojavi po 100 letih [kNm]

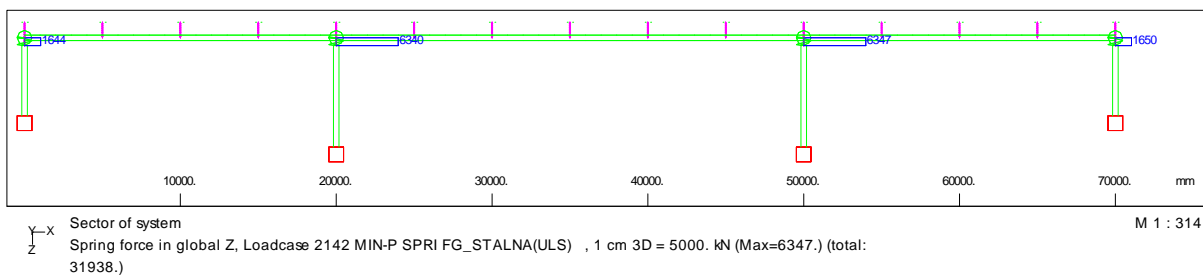
Ker se v času  $t=61$  dni pojavijo največje tlačne napetosti betona, prikažemo samo diagram maksimalnih momentov v polju 2, ki so merodajni za to kontrolo. Prav tako vemo, da je merodajna kontrola za jeklo v času  $t=100$  let, zato prikažemo samo minimalni moment za ta čas.



Slika 60: MSN-Prikaz največjega upogibnega momenta- $M_y$  zaradi stalne obtežbe v času  $t=61$  dni [kNm]



Slika 61: MSN-Prikaz najmanjšega upogibnega momenta- $M_y$  zaradi stalne obtežbe v času  $t=100$  let [kNm]



Slika 62: MSN-Ovojnica največjih reakcij v Z-smeri zaradi stalne obtežbe [kN]

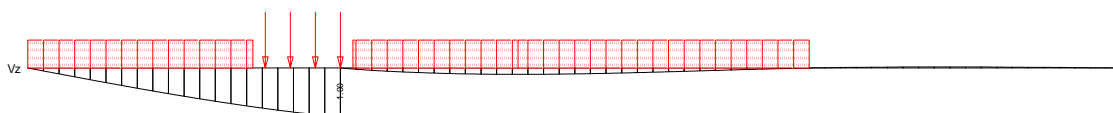
Na koncu faze gradnje ni smiselno delati kontrole prereza, saj je v fazi uporabe most še dodatno obremenjen s spremenljivimi obtežbami. Zato vse potrebne kontrole naredimo na prerezu, kjer upoštevamo skupen vpliv stalne in spremenljive obtežbe.

### 7.9.3.2 Spremenljiva obtežba

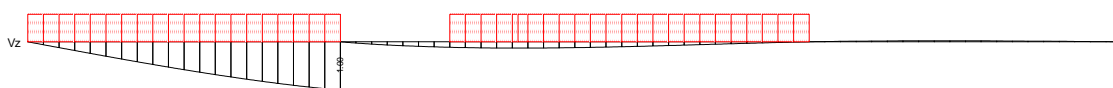
#### Prometna obremenitev (karakteristične vrednosti)

Program ima vgrajen modul »ELLA«, s katerim se računa prometne vplive, tako za cestni kot tudi za železniški promet. Modul vsebuje vse prometne skupine za dvotirno progo, ki jih določa standard SIST EN 1991-2, 6.8.2, tabela 6.11. Tako enostavno definiramo obtežbe vlakov po grupah. Program nato znotraj grup povečuje ali zmanjšuje vplive po določilu iz tabele 6.11. Prav tako upošteva izključevanje grup med seboj.

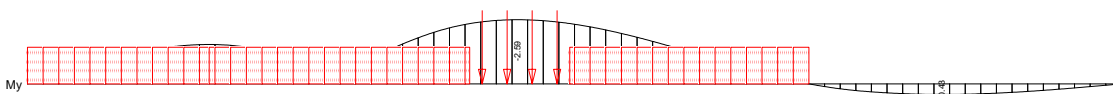
Z modulom izračunamo vplivnice in upogibne momente zaradi vertikalne prometne obtežbe. Rezultati obremenitev so določeni za vsak končni element. Zaradi obsežnosti rezultatov prikažemo samo vplivnico za element nad podporo P3-el:8051 (minimalni upogibni moment in strižna sila) in v polju 2-el:6036 (maksimalni upogibni moment):



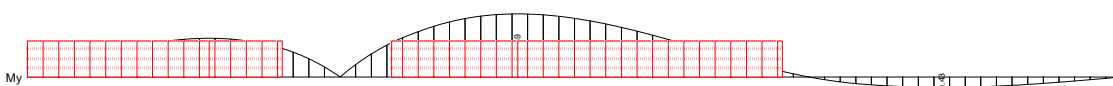
Slika 63: Vplivnica (UIC71): Strižna sila za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3



Slika 64: Vplivnica (SW/2): Strižna sila za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3

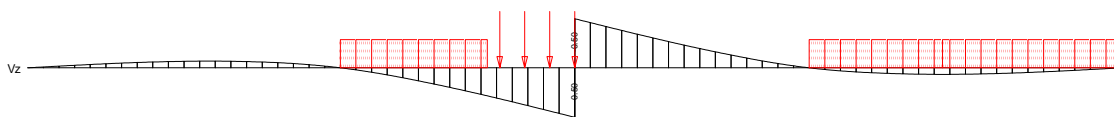


Slika 65: Vplivnica (UIC71): Minimalni upogibni moment za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3

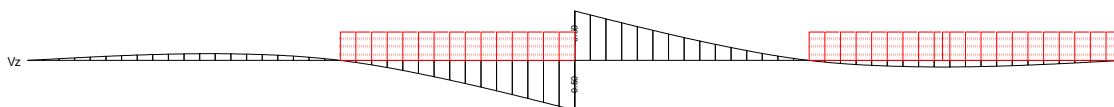


Slika 66: Vplivnica (SW/2): Minimalni upogibni moment za element 8051, ki se nahaja nad podporo P3

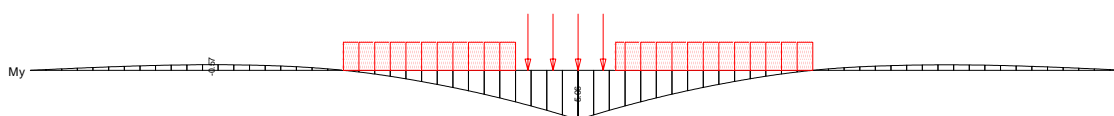




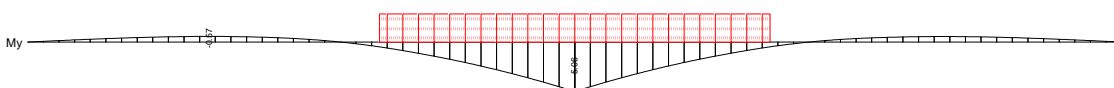
Slika 67: Vplivnica (UIC71): Strižna sila za element 6036, ki se nahaja v polju 2



Slika 68: Vplivnica (SW/2): Strižna sila za element 6036, ki se nahaja v polju 2

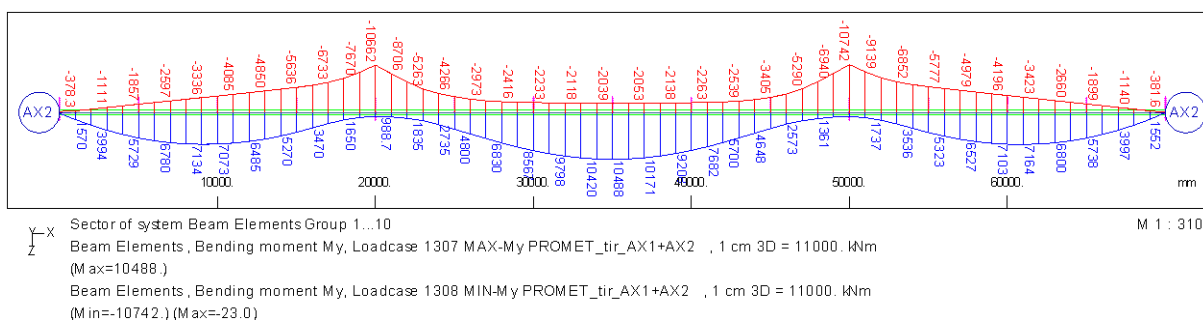


Slika 69: Vplivnica (UIC71): Maksimalni upogibni moment za element 6036, ki se nahaja v polju 2

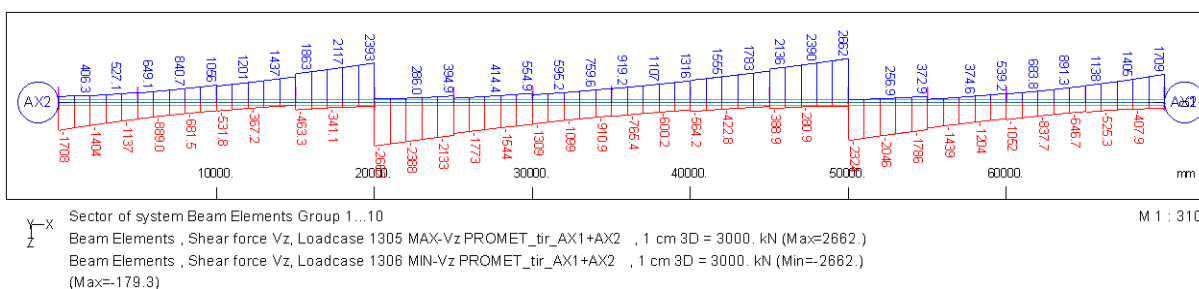


Slika 70: Vplivnica (SW/2): Maksimalni upogibni moment za element 6036, ki se nahaja v polju 2

Končni rezultat ovojnice notranjih sil izračunanih iz vplivnic je prikazan na Sliki 71. Ovojnica ne vsebuje informacije, katera grupa ima največji vpliv. Vendar ima v mojem primeru največji vpliv grupa »gr26«, ki zajema obtežbo UIC71 na eni progi in SW/2 na drugi.

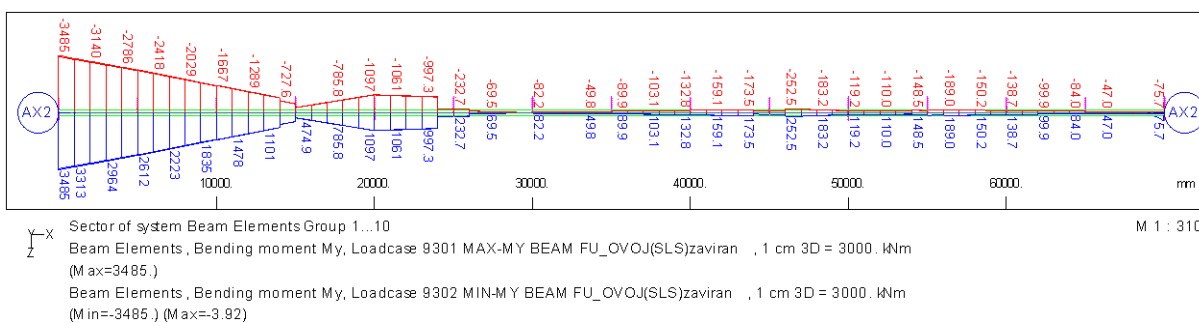


Slika 71: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi prometne obtežbe [kNm]

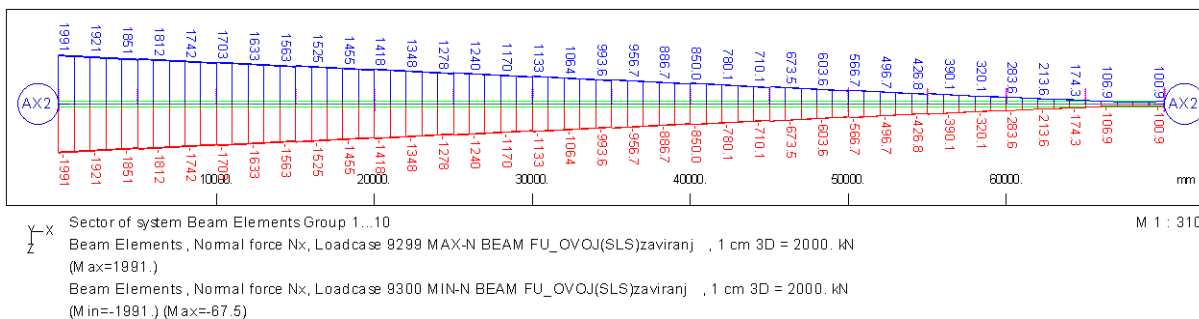


Slika 72: Ovojnica strižnih sil-Vz zaradi prometne obtežbe [kN]

Vzdolžne sile zaradi zaviranja in pospeševanja določimo pod svoj obtežni primer in jih tako ločimo od vertikalne obtežbe. Zaviranje in pospeševanje upoštevamo po celem mostu. Na Sliki 73 je prikazana ovojnica upogibnega momenta, na Sliki 74 pa ovojnica osnih sil zaradi pospeševanja in zaviranja. Ker je na obeh tirnih progah možen promet v obe smeri, so v izračunih upoštevane tudi kombinacije zaviranja vlakov v nasprotnih smereh, ki pa so pomembne zgolj za določitev torzijskih vplivov na podporno konstrukcijo in upogibnega momenta-Mz v prečnih nosilcih.



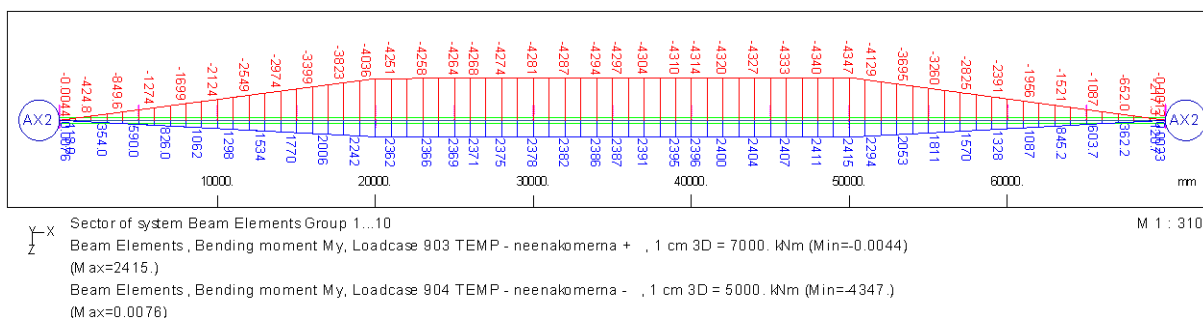
Slika 73: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi zaviranja in pospeševanja [kNm]



Slika 74: Ovojnica osne sile-N zaradi zaviranja in pospeševanja [kN]

### Temperaturna obremenitev (karakteristične vrednosti)

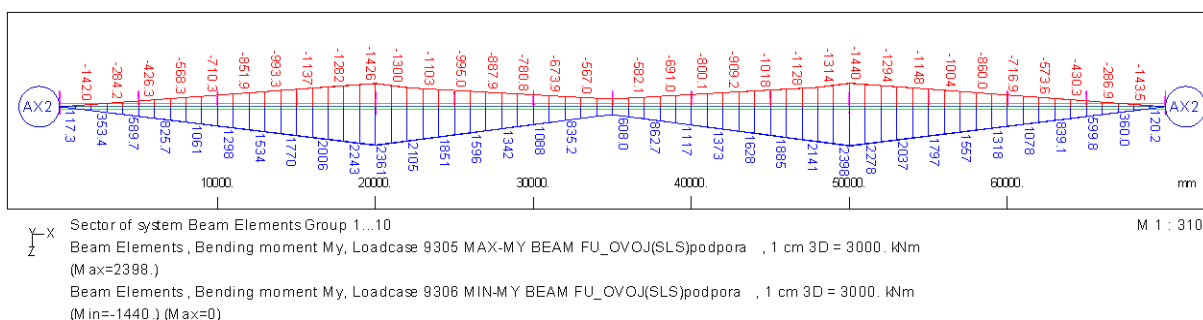
Ker je most prosto ležeča konstrukcija, ki ima nepomično podporo samo pri krajnem oporniku P4, nam enakomerna temperatura ne povzroča nobenih notranjih sil, samo pomike v X-smeri, ki pa so pomembni pri dimenzioniranju ležišč. Med kombinacijo enakomerne in neenakomerne temperature pa se nam pojavijo tudi upogibni momenti. Ovojnica upogibnega momenta zaradi temperaturnih vplivov je prikazana na Sliki 75.



Slika 75: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi temperaturnih vplivov [kNm]

### Obremenitev zaradi posedka podpor (karakteristične vrednosti)

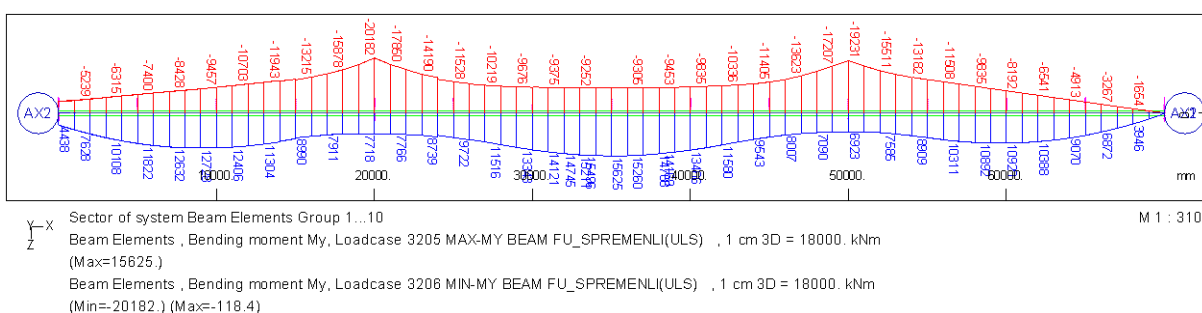
Upoštevani pomiki zajemajo tako diferenčne posedke temeljev kot morebitno menjavo ali popravilo ležišč. Ker je kombinacija narejena s prometom, se upošteva samo pomik podpor v smeri gravitacije (Z-smer). Prav tako v diplomu ni upoštevana neenakomerna menjava ležišč, ki bi povzročila dodatno obremenitve prečnih nosilcev. Na Sliki 76 je prikazana ovojnica obremenitev zaradi vseh slučajev posedka podpor.



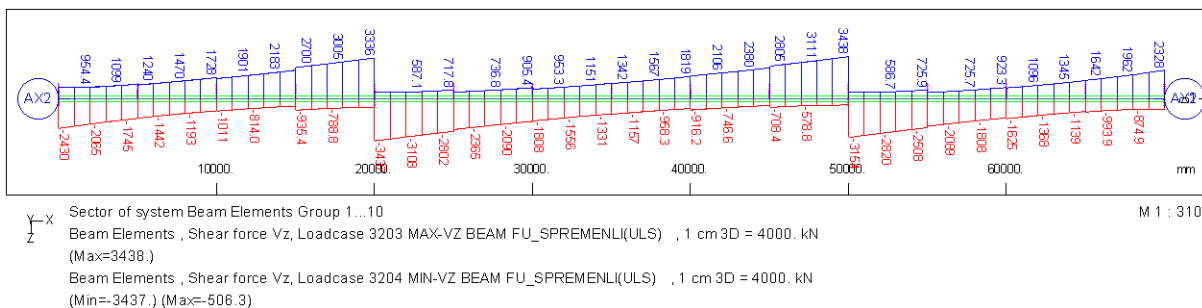
Slika 76: Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi posedka podpor [kNm]

## Skupni vplivi spremenljivih obtežb (MSN)

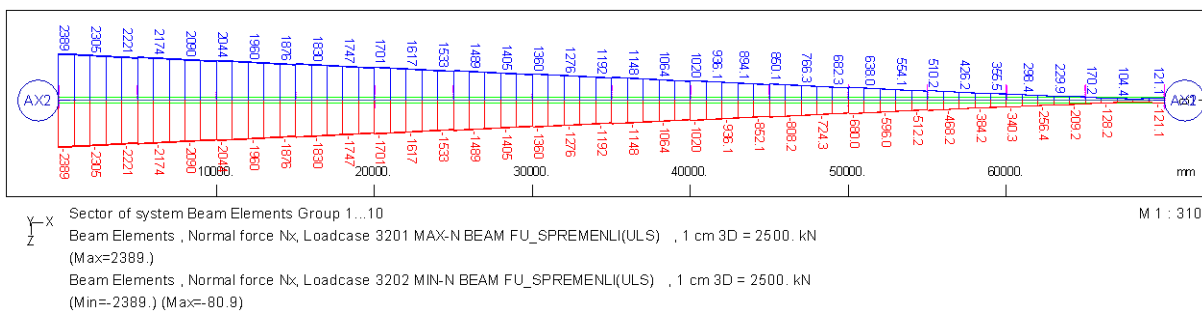
Za določitev skupnih vplivov vseh spremenljivih obtežb uporabimo modul »MAXIMA«, ki omogoča izračun vseh kombinacij obtežb za MSN in MSU. Modul ima vgrajene enačbe določene v SIST EN 1990, s pomočjo katerih izračuna kombinacije. MAXIMA na podlagi vrednosti notranjih sil določi ugodni ali neugodni vpliv oz. glavno in spremljajočo spremenljivo obtežba. Nato vsako obtežbo pomnoži z varnostnim in kombinacijskim faktorjem določenim v poglavju 5.2.



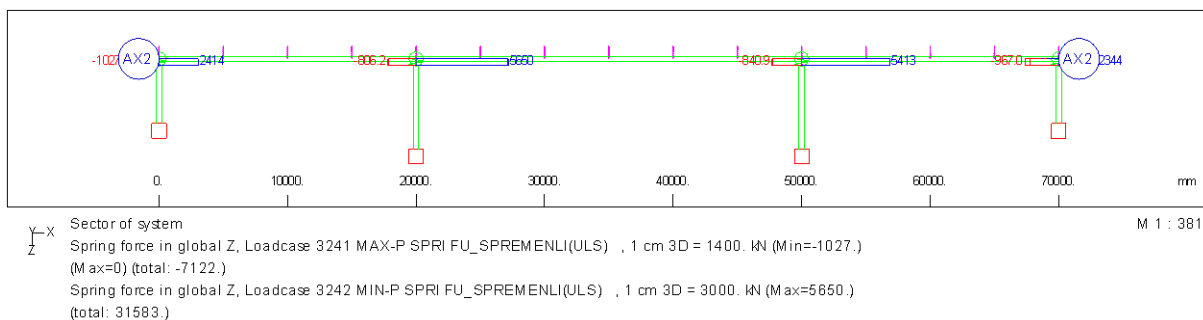
Slika 77: MSN-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]



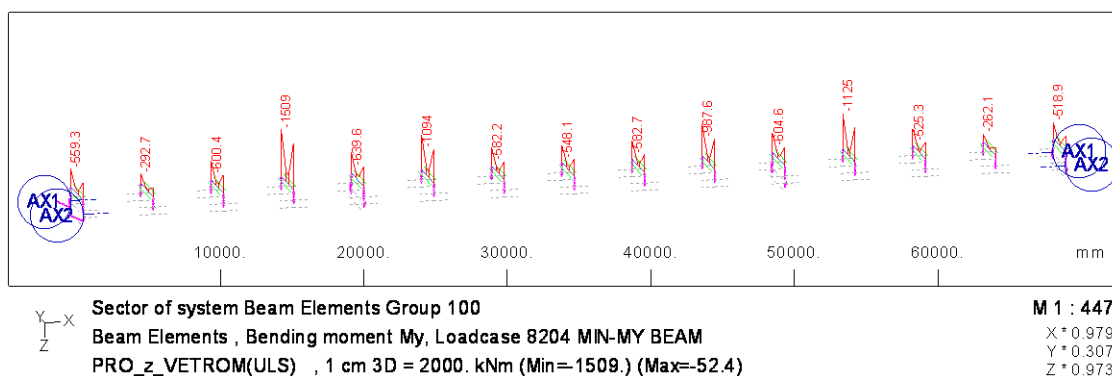
Slika 78: MSN-Ovojnica strižnih sil-Vz zaradi spremenljive obtežbe [kN]



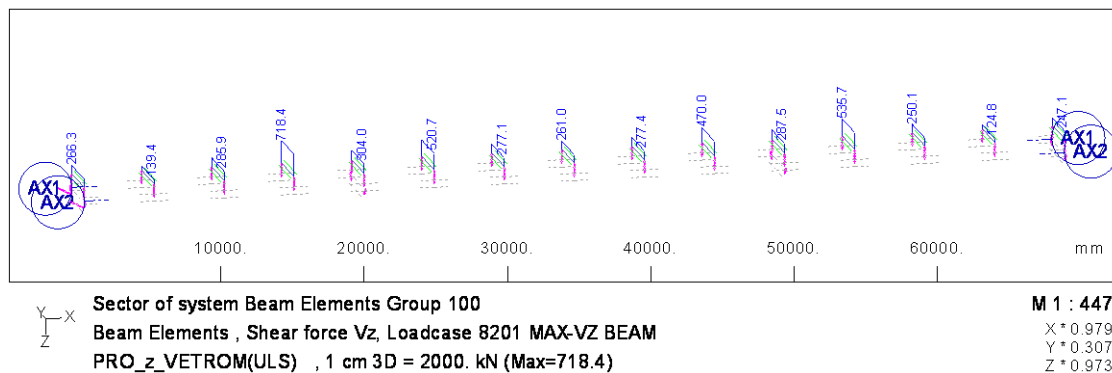
Slika 79: MSN-Ovojnica osnih sil-N zaradi spremenljive obtežbe [kN]



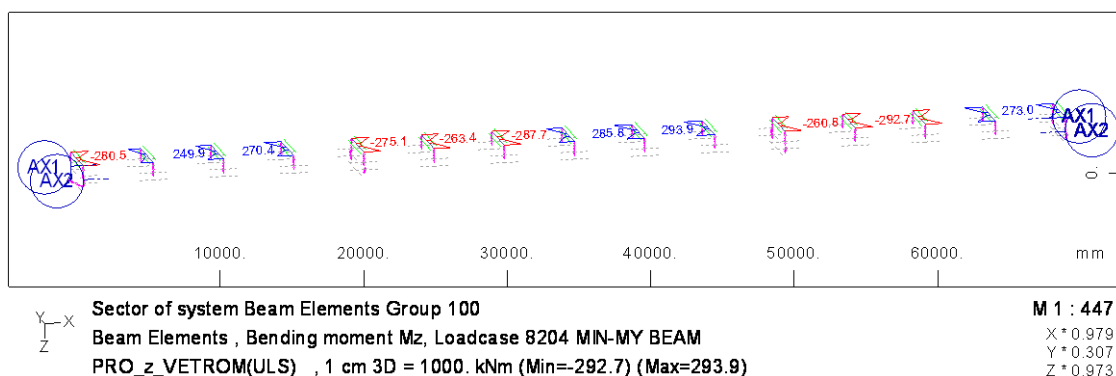
Slika 80: MSN-Ovojnica reakcij v globalni Z-smeri zaradi spremenljive obtežbe [kN]



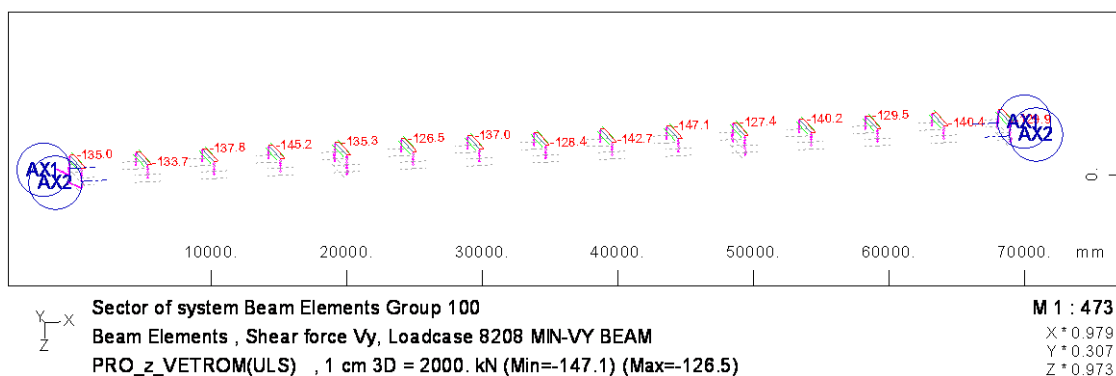
Slika 81: MSN-Ovojnica negativnega momenta-My v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kNm]



Slika 82: MSN-Ovojnica strižnih sil-Vz v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kN]

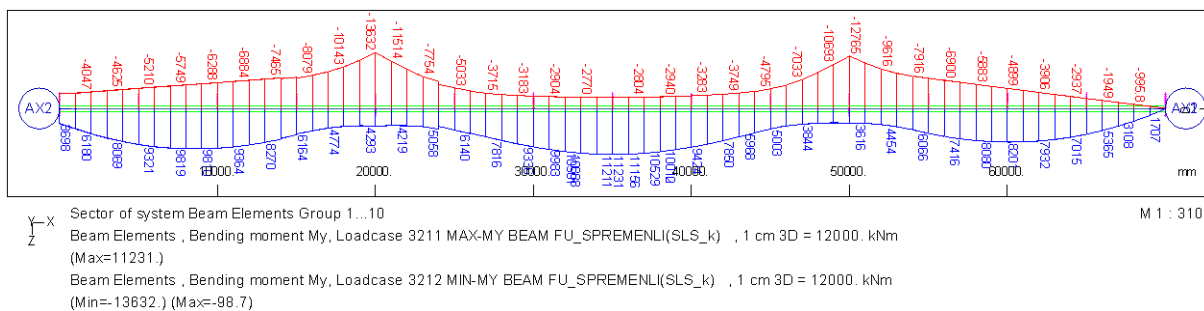


Slika 83: MSN-Ovojnica upogibnega momenta-Mz v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kNm]

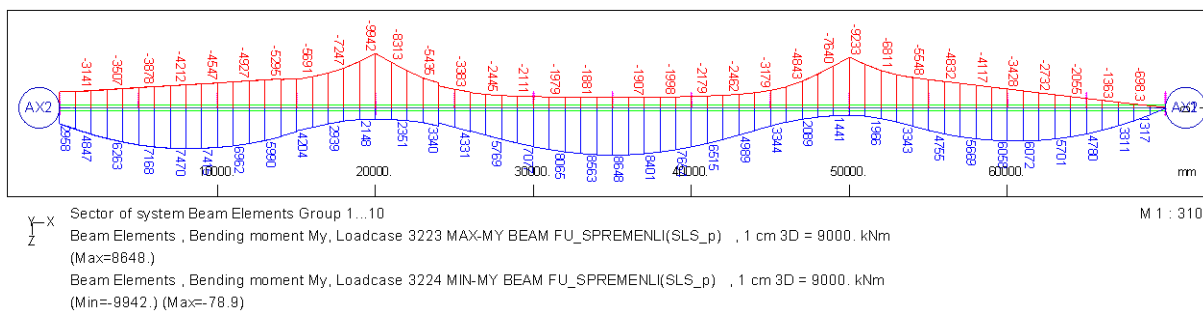


Slika 84: MSN-Ovojnica strižnih sil-Vy v prečnih nosilcih zaradi spremenljive obtežbe [kN]

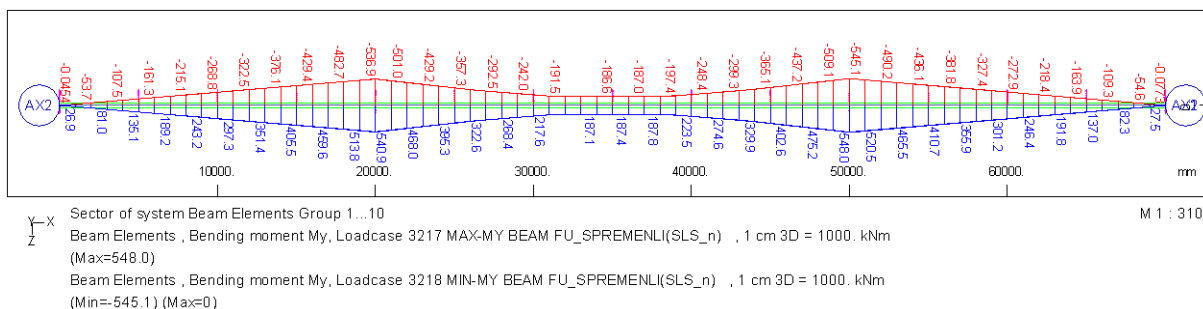
**Skupni vplivi spremenljivih obtežb (MSU):**



Slika 85: MSU(karakteristična)-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]



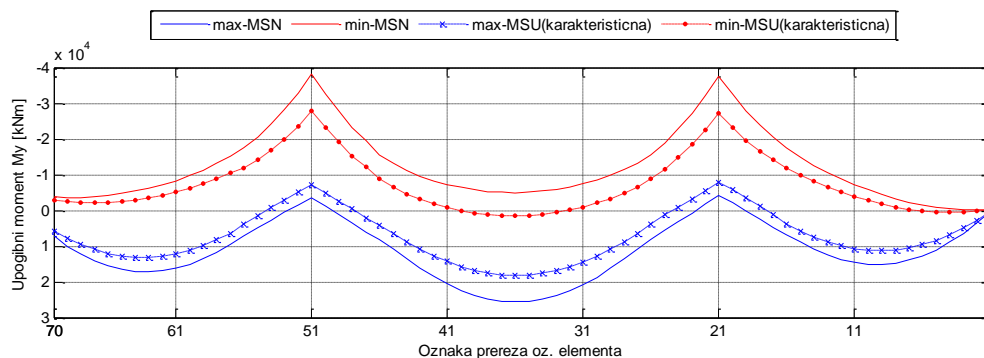
Slika 86: MSU(pogosta)-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]



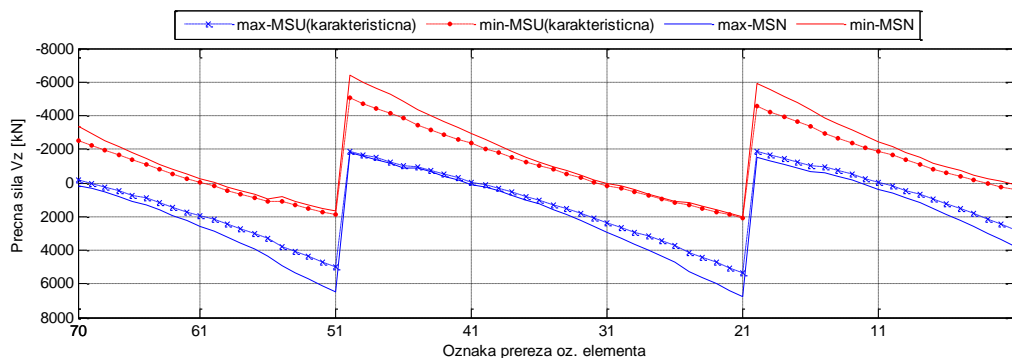
Slika 87: MSU(navidezno stalna)-Ovojnica upogibnega momenta-My zaradi spremenljive obtežbe [kNm]

### 7.9.3.3 Skupni vpliv stalne in spremenljive obtežbe

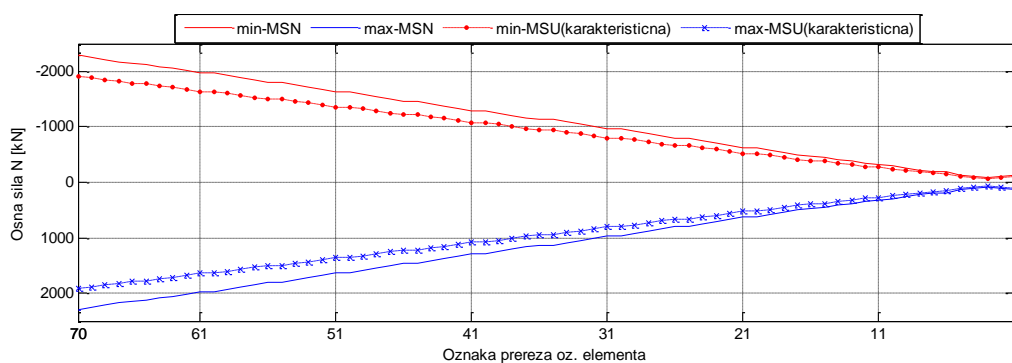
Vse vplive v poglavju 7.9.3.1 in 7.9.3.2 združimo in tako dobimo končne skupne obremenitve konstrukcije. Poudariti je potrebno, da so napetosti v fazi uporabe izračunane z togostjo, določeno v drugi globalni analizi.



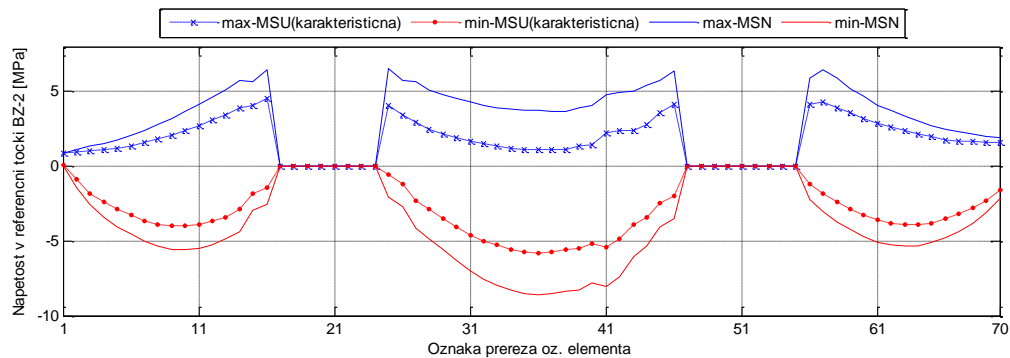
Slika 88: Ovojnica upogibnega momenta My [kNm]



Slika 89: Ovojnica strižne sile Vz [kN]

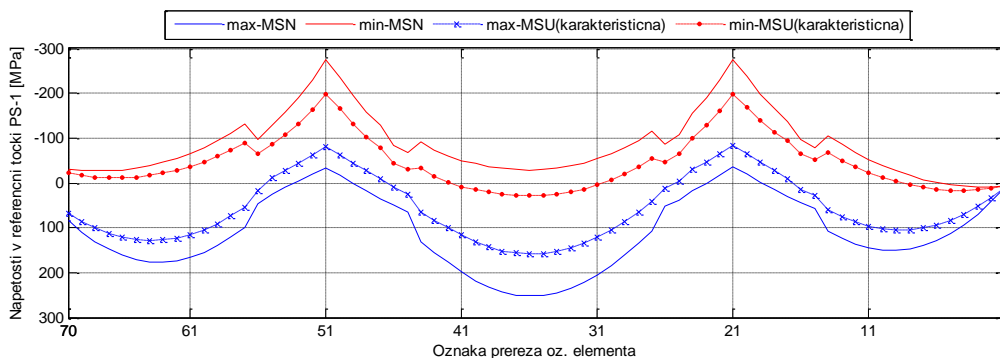


Slika 90: Ovojnica osne sile [kN]

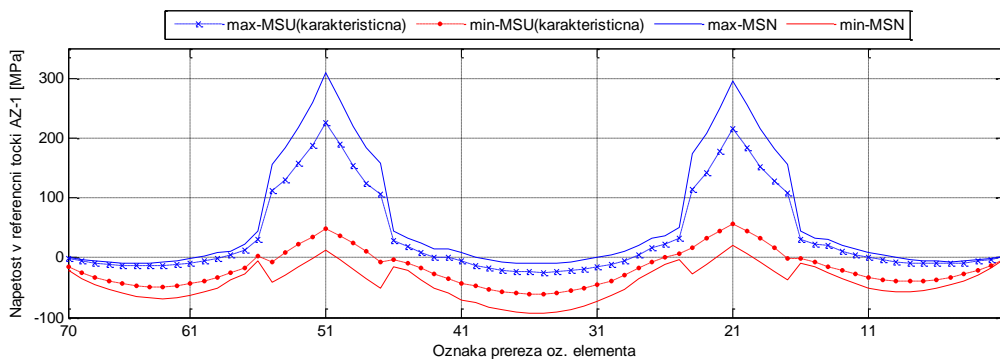


Slika 91: Ovojnica napetosti na zgornjem robu betonske plošče [MPa]

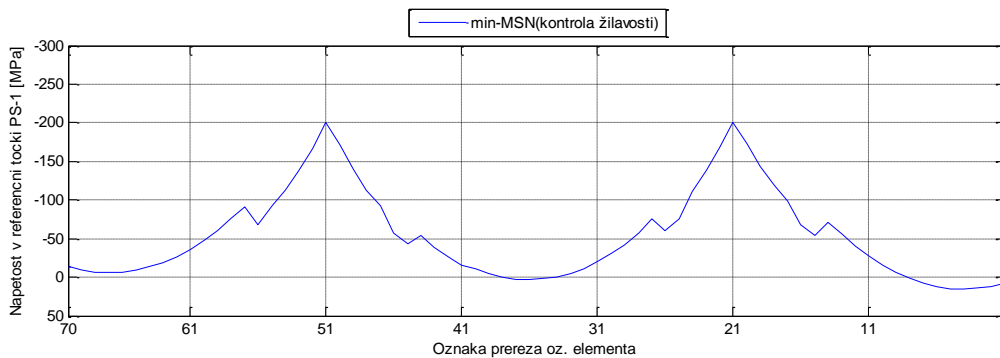




Slika 92: Ovojnica napetosti na spodnjem robu spodnje pasnice jeklenega nosilca [MPa]



Slika 93: Ovojnica napetosti v zgornji plasti armature [MPa]



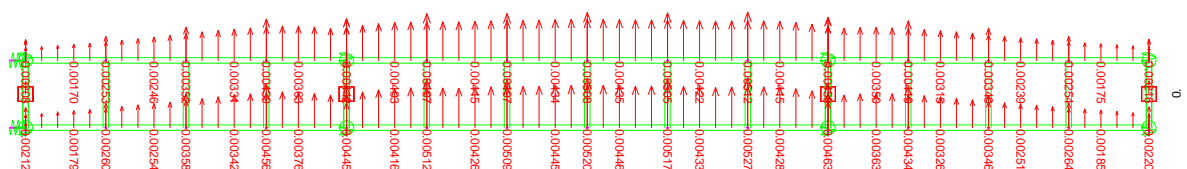
Slika 94: Minimalna napetost v spodnji pasnici za kontrolo žilavosti [MPa]

### 7.9.3.4 Prečni vplivi na konstrukcijo zaradi spremenljive obtežbe vetra in bočne sile prometa

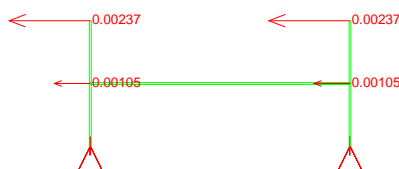
Analizo naredimo s poenostavljenimi statičnimi modeli, kjer je upoštevano, da se najbolj neugodna situacija prometa in vetra zgodita istočasno. Na podlagi te predpostavke se pri dimenzioniranju enostavno sešteje obremenitve zaradi vertikalne, vzdolžne in prečne obtežbe.

#### Obremenitev spodnje pasnice glavnega jeklenega nosilca

Za določitev notranjih sil v spodnji pasnici je potrebno upoštevati delno podprtost pasnice na stiku z vertikalno ojačitvijo prečnega okvirja. Zato naredim model nosilca na elastični podlagi, kjer vsaka elastična podpora predstavlja togost prečnega okvirja. Togost podpore je določena iz seštevka pomikov celotne prekladne konstrukcije in pomika okvirja v prečni smeri pri delovanju virtualne sile.



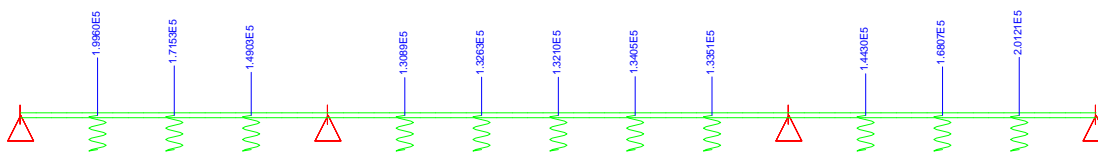
Slika 95: Ovojnica pomikov  $u_{y,1}$ -[mm] celotne prekladne konstrukcije pri delovanju virtualne sile  $F=1$



Slika 96: Ovojnica pomikov  $u_{y,2}$ -[mm] prečnega okvirja, kjer se stikata spodnja pasnica in vertikalna ojačitev

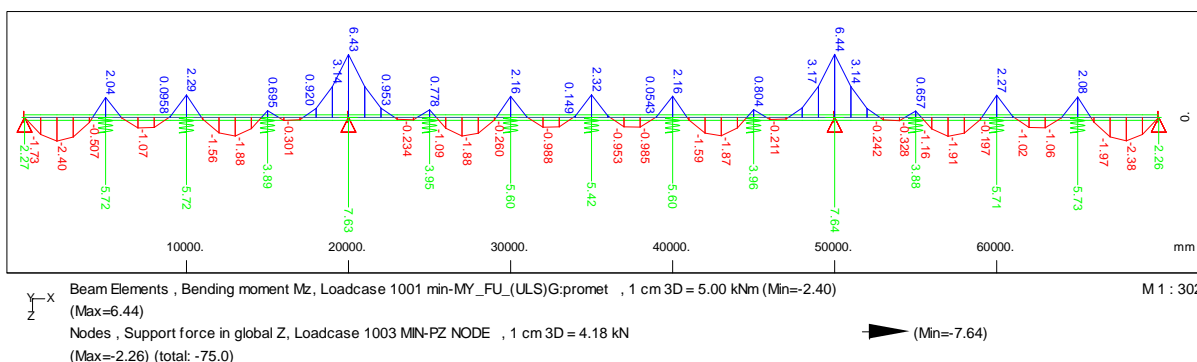
Pripadajoča togost elastične podpore prečnega okvirja se določi iz seštevka pomikov, razvidnih iz Slike 95 in Slike 96. Togost določena za točko 36 je prikazana na spodnji enačbi:

$$k_{36} = 1/(u_{y,1} + u_{y,2}) \cdot 1000 = 1/(0,052mm + 0,00237mm) \cdot 1000 = 132100kN/m \dots \text{togost v točki}$$



Slika 97: Prikaz togosti elastičnih podpor spodnje jeklene pasnice [kN/m]

Notranje sile prikazane na Sliki 98 so izračunane z obtežbo  $F_{w,1}^* = 1,19 \text{ kN/m}$ , določeno v poglavju 4.2.2.1.



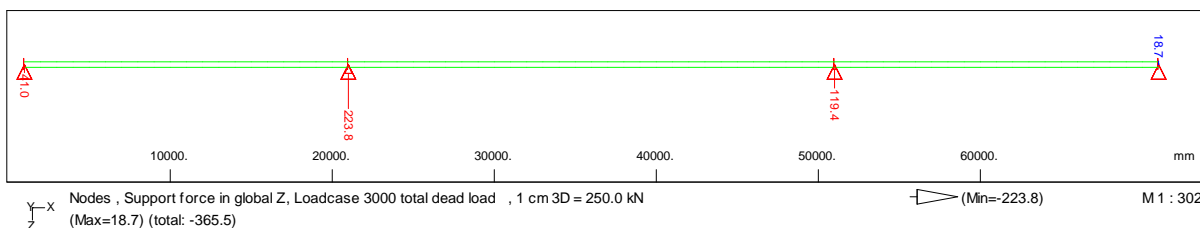
Slika 98: MSN-Upogibni moment [kNm] in reakcije [kN] spodnje pasnice jeklenega nosilca zaradi obtežbe vetra, pri čemer je promet glavna in veter spremljajoča spremenljiva obtežba

Ker so obremenitve majhne, le te v nadaljevanju zanemarim.

### Obremenitev prečnega okvirja nad podporo P3

S prečnim okvirjem tego povežemo oba glavna jeklena nosilca. Ker stojina glavnega nosilca ne predstavlja nobene togosti v prečni smeri, se celotna prečna obtežba prenaša na ojačitve in prečne nosilce. Izračun naredim na okviru nad podporo P3, ki prenaša največje prečne vplive.

Za določitev pripadajoče obtežbe na okvir definiramo poenostavljen nosilec, ki predstavlja betonsko ploščo z jekleno pasnico in ga obremenimo z linijsko obtežbo vetra  $F_{w,1} = 7,31 \text{ kN/m}$ .

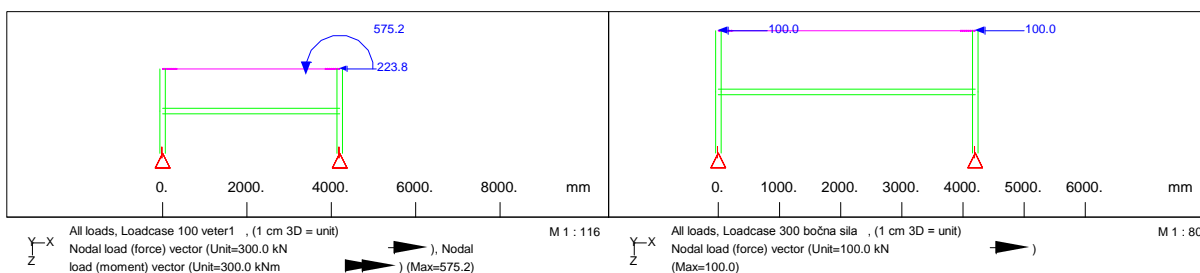


Slika 99: MSN-Prečna sila vetra, ki se prenese na vertikalno ojačitev nad podporo P3 [kN]

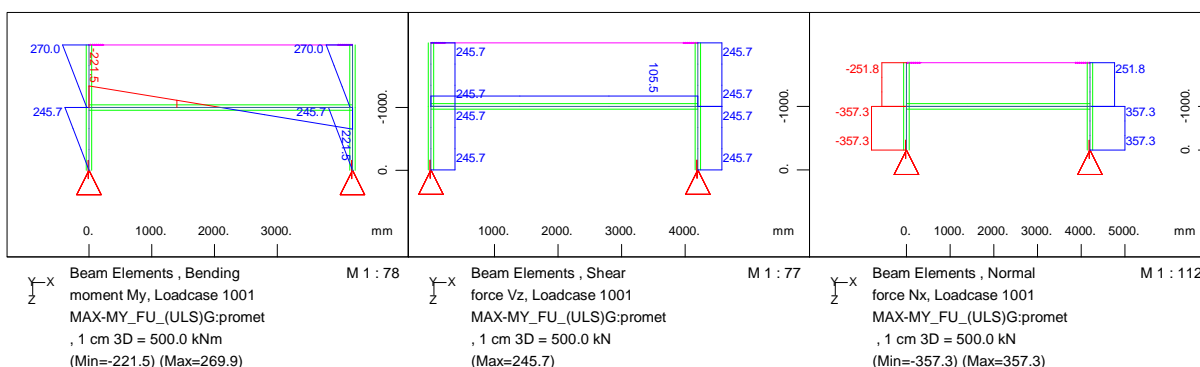
Na podlagi dobljene sile  $F_w = 223,8kN$  določim še pripadajoči moment:

$$M_w = F_w \cdot e = 223,8kN \cdot 2,57m = 575,3kNm \dots \text{torzija vetra (glej Sliko 15)}$$

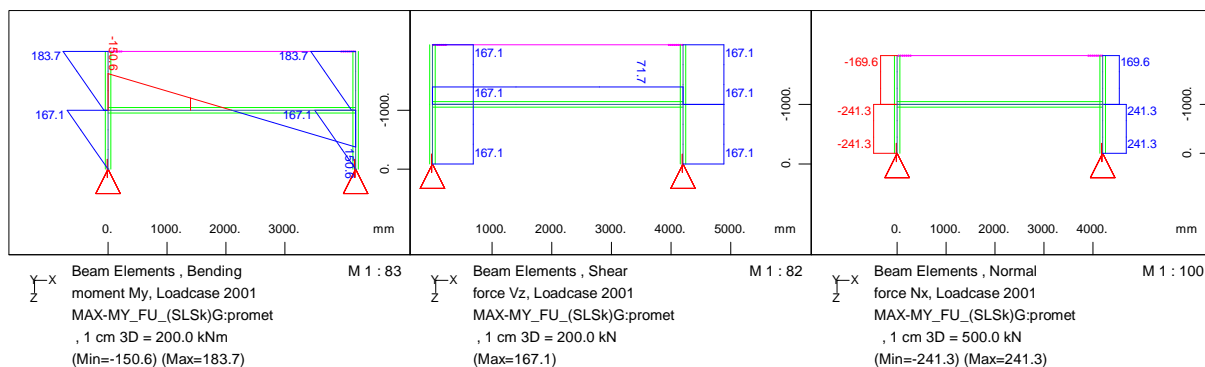
Dobljene sile nato vstavim v statični model prečnega okvirja. Le-ta je na spodnji strani vertikalnih ojačitev podprt z nepomičnima podporama (podpora P3) in na zgornji povezan s kinematično vezjo, ki predstavlja togost betona.



Slika 100: Prikaz obtežbe na prečni okvir [kN] (desno: bočna sila prometa, levo: veter na okvir nad podporo P3)



Slika 101: MSN (promet je glavna spremenljiva obtežba) – Notranje sile v prečnem okvirju [kNm in kN]



Slika 102: MSU-karakteristična (promet je glavna spremenljiva obtežba) – Notranje sile v prečnem okvirju [kNm in kN]

Kljub temu da je obremenitev okvirja zaradi vetra večja kot v primeru bočne sile prometa, je še vedno merodajna kombinacija, v kateri je promet glavna spremenljiva obtežba. To je razvidno, ko seštejemo vertikalne, vzdolžne in prečne vplive, saj je prispevek zaradi vertikalne obtežbe prometa bistveno večji, tako v polju kot tudi nad podporo. Na podlagi tega na Sliki 101 prikažem samo ovojnico sil z glavnim vplivom prometa.

## 8 KONTROLA KONSTRUKCIJE V FAZI UPORABE

### 8.1 Dokaz efektivnega sovprežnega prereza

Kontrolo naredimo za MSN in MSU, pri katerih upoštevamo efektivni prerez. Le tega smo predhodno definirali, vendar s predpostavko, da se v stojini pojavi čisti upogib. Zato je potrebno narediti povratno analizo izbočenja stojine z dejanskim potekom napetosti.

**Kontrola izbočenja stojine:** v predhodnem izračunu smo predpostavili, da je stojina v 3. razredu kompaktnosti in se zato ne izboči. Za ponovni izračun kompaktnosti uporabimo dejanski potek napetosti, ki jih razberemo iz Preglednice 20.

$$\varepsilon = 0,825 / h_w = c = 1840\text{mm} / t_w = 25\text{mm} \rightarrow c / t = 73,6 \dots \text{podatki elementa 8051 in 3021}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} SZ\_1 = \sigma_1 = -201,8\text{MPa} \\ SS\_1 = \sigma_2 = +254,3\text{MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \psi = \sigma_1 / \sigma_2 = -0,794 \dots \text{razmerje dejanske napetosti el:3021}$$

$$\text{pri } \psi \geq -1 \rightarrow c / t \leq 42 \cdot \varepsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi) \rightarrow 73,6 \leq 84,9 \dots \text{pogoj za 3. razred el:3021}$$

Po istem postopku preverimo še element 8051:  $c / t = 73,6 \leq 87,9$

Z izračunom smo dokazali, da stojini elementa 3021 in 8051 ostajata v 3. razredu kompaktnosti tudi z dejanskim potekom napetosti, kar pomeni, da v nobenem primeru ne pride do lokalnega izbočenja prereza in zato ni potrebno narediti iteracije efektivnega prereza. Tako lahko v nadaljevanju uporabimo kar vrednosti iz Preglednice 20.

### 8.2 Kontrola sovprežnega prereza v MSN

V Preglednici 20 so prikazane maksimalne obremenitve, ki se pojavijo v prečnem prerezu elementa pri kombinacijah za mejno stanje nosilnosti.



Element 6036 pri času  $t=100$  let:

$$abs[\sigma_{c,min}] \leq f_{cd} \rightarrow 7,4MPa \leq 20 MPa \dots kontrola tlačne napetosti (izkoriščenost je 37 \%)$$

### 8.2.1.2 Kontrola konstrukcijskega jekla

Za jeklen nosilce na območju podpor je potrebno narediti kontrolo sovprežnega prereza na koncu uporabne dobe mostu ( $t=100$  let), ko se izvedejo vsi reološki vplivi. Prav tako se na sovprežnem prerezu v polju izvede kontrolo na koncu uporabne dobe ( $t=100$ let), saj se zaradi lezenja betona obremenitve prerazporejajo na jeklen del prereza.

#### Kontrola na območju podpor:

Element 3021 pri času  $t=100$  let:

$$abs[\sigma_{Ed}^f] = 274,1MPa \leq 325MPa \dots kontrola pasnice (izkoriščenost je 84 \%)$$

$$abs[\sigma_{Ed}^w] = 254,3MPa \leq 345MPa \dots kontrola stojine (izkoriščenost je 74 \%)$$

Element 4027 pri času  $t=100$  let:

$$abs[\sigma_{Ed}^f] = 114,3MPa \leq 345MPa \dots kontrola pasnice (izkoriščenost je 33 \%)$$

$$abs[\sigma_{Ed}^w] = 112,5MPa \leq 345MPa \dots kontrola stojine (izkoriščenost je 33 \%)$$

Element 8051 pri času  $t=100$  let:

$$abs[\sigma_{Ed}^f] = 274,4MPa \leq 325MPa \dots kontrola pasnice (izkoriščenost je 84 \%)$$

$$abs[\sigma_{Ed}^w] = 254,1MPa \leq 345MPa \dots kontrola stojine (izkoriščenost je 74 \%)$$

Element 9057 pri času  $t=100$  let:

$$abs[\sigma_{Ed}^f] = 131MPa \leq 345MPa \dots kontrola pasnice (izkoriščenost je 38 \%)$$

$$abs[\sigma_{Ed}^w] = 128,9MPa \leq 345MPa \dots kontrola stojine (izkoriščenost je 37 \%)$$

#### Kontrola v polju 2:

Element 6036 pri času  $t=100$  let:

$$abs[\sigma_{Ed}^f] = 251,9MPa \leq 345MPa \dots kontrola spodnje pasnice (izkoriščenost je 73 \%)$$



$$abs[\sigma_{Ed}^w] = 245MPa \leq 345MPa \dots kontrola stojine (izkoriščenost je 71 \%)$$

### 8.2.1.3 Kontrola armature

Za armaturo je potrebno narediti kontrolo na koncu življenjske dobe mostu pri  $t=100$  let. Iz Preglednice 20 razberemo največje natezne napetosti nad podporo in največje tlačne napetosti v polju.

Kontrola natezne napetosti v armaturi (element 3021):

$$\sigma_{a,max} = 296MPa \leq 434,8MPa \dots kontrola armature (izkoriščenost je 68 \%)$$

Kontrola natezne napetosti v armaturi (element 8051):

$$\sigma_{a,max} = 309,3MPa \leq 434,8MPa \dots kontrola armature (izkoriščenost je 71 \%)$$

Kontrola tlačne napetosti v armaturi (element 6036):

$$\sigma_{a,min} = -93,6MPa \leq 434,8MPa \dots kontrola armature (izkoriščenost je 22 \%)$$

### 8.2.2 Kontrola strižne nosilnosti

Pri sovprežnem prerezu se upošteva, da celotno prečno silo prenaša stojina jeklenega nosilca s prispevkom jeklene pasnice, če le-ta ni polno izkoriščena. Kontrolo strižne odpornosti naredimo v skladu s SIST EN 1993-1-5, poglavje 5. Nosilnost temelji na panelu obdanim z togimi robnimi ojačitvami na razdalji  $a=5000$  mm.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{sy,w}} \rightarrow \sqrt{235 / 345} = 0,825$$

$$h_w / t > 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} / \eta \dots kontrola kompaktnosti za stojino s prečnimi ojačitvami ( $\eta = 1,2$ )$$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \dots projektna strižna odpornost ojačane stojine$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \dots prispevek stojine$$

$V_{bf,Rd}$  ...prispevek pasnice, ki ga zanemarimo

$$\lambda_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \dots relativna vitkost za stojine s prečnimi ojačitvami$$

$a = 5000\text{mm}$  ...razdalja med vertikalnimi prečnimi ojačitvami

$k_{\tau} = 5,35 + 4 \cdot (h_w / a)^2$  ...strižno izbočitveni koeficient pri  $a / h_w \geq 1,0$

$\chi_w$  ...brez dimenzijski faktor strižnega izbočenja (določimo iz SIST EN 1993-1-5, 5.3, slika 5.2 ali iz preglednice 5.1)

$\eta_3 = V_{ed} / V_{b,Rd} \leq 1,0$  ...kontrola strižne nosilnosti

Kontrola strižne odpornosti se izvede nad podporami in za elemente, kjer se prerez pasnice spremeni. Vrednosti so prikazane v Preglednici 21.

Preglednica 21: MSN-Kontrola strižne nosilnosti elementov

Element	$h_w=c$ [mm]	$t_w$ [mm]	$c/t$	$c/t_{\text{mejno}}$	$k_{\tau}$	$\lambda_w$	$\chi_w$	$V_{b,Rd}$ [kN]	$V_{ed}$ [kN]	$\eta_3$
1001	1920	25	76,80	51,71	5,93	1,02	0,81	7061	3801,4	0,54
3021	1840	25	73,60	51,71	5,88	0,98	0,84	7032	6795,2	0,97
4027	1920	25	76,80	51,71	5,93	1,02	0,81	7061	4373,6	0,62
8051	1840	25	73,60	51,71	5,88	0,98	0,84	7032	6486,7	0,92
9057	1920	25	76,80	51,71	5,93	1,02	0,81	7061	3962,2	0,56

Iz preglednice je razvidno, da ne prekoračimo strižne nosilnosti, vendar je izkoriščenost  $\eta_3 \geq 0,5$ , kar pomeni, da je potrebna kontrola interakcije prečne sile in upogibnega momenta.

### 8.2.2.1 Kontrola interakcije med strižno silo, upogibnim momentom in osno silo

Kontrolo se naredi v skladu s SIST EN 1993-1-5, 7. Interakcijo upogiba in striga je potrebno preveriti, v kolikor je izpolnjen pogoj  $\bar{\eta}_3 \geq 0,5$ . Kljub temu da je v vseh izbranih primerih strižna obremenitev večja od polovice nosilnosti, naredimo kontrolo interakcije samo za elementa 3021 in 8051. Za kontrolo interakcije se upošteva obremenitve na razdalji  $h_w/2$ .

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - M_{f,Rd} / M_{pl,Rd}\right) \cdot \left(2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1\right)^2 \leq 1,0 \text{ ...interakcijska enačba s pogojem } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{ed}(h_w/2)}{M_{pl,Rd}} \text{ ...plastična upogibna izkoriščenost}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{z,ed}(h_w/2)}{V_{bw,Rd}} \text{ ...plastična strižna izkoriščenost}$$

V primeru osne sile je potrebno  $M_{f,Rd}$  in  $M_{pl,Rd}$  reducirati z:  $k = 1 - \frac{N_{ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}}$

Naredimo izračun plastičnega upogibnega momenta efektivnega prereza nad podporo P2 in P3 (element 3021 in 8051). V skladu s standardom se plastični moment izračuna brez prispevka stojine in z upoštevanjem armature. Zapišemo pogoj:

$$F_a + b_{f,zg} \cdot x \cdot f_{yf} / \gamma_{M0} = b_{f,zg} \cdot (t_{f,zg} - x) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0} + F_{f,sp} \dots \text{pogoj ravnotežja notranjih sil}$$

$$F_a = (A_{ar,zg} + A_{ar,sp}) \cdot f_{ad} = (126\text{cm}^2 + 104\text{cm}^2) \cdot 43,47\text{kN/cm}^2 = 9998,1\text{ kN} \dots \text{sila v armaturi}$$

$$F_{f,sp} = b_{f,sp} \cdot t_{f,sp} \cdot f_{yf} = 77,5\text{cm} \cdot 8\text{cm} \cdot 32,5\text{kN/cm}^2 = 20150\text{ kN} \dots \text{sila v spodnji pasnici}$$

$x = 6,015\text{cm}$  ...razdalja od zgornjega roba zgornje pasnice do plastične nevtralne osi (PNO se nahaja v zgornji pasnici)

$$M_{f,Rd} = 41257\text{ kNm} \dots \text{plastična upogibna nosilnost pasnic in armature}$$

Ker se nam pojavi tudi osna sila, je potrebno narediti redukcijo momenta. Osni sili v elementu 3021 in 8051 odčitamo iz Slike 79.

$$A_{f1} = A_{f2} = 720\text{cm}^2 \dots \text{površina jeklene pasnice}$$

$$N_{Ed}^{el.:8051} = -1629,4\text{kN} \rightarrow k = 1 - \frac{\text{abs}(N_{Ed}^{el.:8051})}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0,967 \dots \text{redukcijski koeficient}$$

$$N_{Ed}^{el.:3021} = -686,1\text{kN} \rightarrow k = 1 - \frac{\text{abs}(N_{Ed}^{el.:3021})}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0,987 \dots \text{redukcijski koeficient}$$

V tem primeru naredimo poenostavitev in za kontrolo interakcije upoštevamo kar absolutno največji moment, ki se nam pojavi nad podporo in sem na varni strani. Vendar bi bil pravilnejši pristop ta, da se upošteva pripadajoči moment na razdalji  $h_w/2$ .

$$M_{f,Rd}^{red\ el.:8051} = M_{f,Rd} \cdot k = 41257\text{kNm} \cdot 0,967 = 39895\text{ kN/m} \dots \text{reducirana plastična nosilnost}$$

$$M_{f,Rd}^{red\ el.:3021} = M_{f,Rd} \cdot k = 41257\text{kNm} \cdot 0,987 = 40720\text{ kN/m} \dots \text{reducirana plastična nosilnost}$$

$$M_{ed}^{el.:8051} = 38215\text{kN/m} \leq M_{f,Rd}^{red\ el.:8051} = 39895\text{kN/m} \dots \text{pogoj za kontrolo interakcije}$$

$$M_{ed}^{el.:3021} = 37425 \text{ kN} / \text{m} \leq M_{f,Rd}^{red\ el.:3021} = 40720 \text{ kN} / \text{m} \dots \text{pogoj za kontrolo interakcije}$$

Iz pogoja je razvidno, da je projektni upogibni moment manjši kot plastična nosilnost pasnic in armature. V tem primeru pasnice prenesejo celotni upogibni moment in interakcija ni potrebna.

### 8.2.3 Kontrola strižne nosilnosti spodnje pasnice (prečni vplivi iz poglavja 7.9.3.4)

Strižna sila, ki jo povzroča vpliv vetra, se preko vertikalne ojačitve prenese v spodnjo pasnico.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{sy,f}} \rightarrow \sqrt{235 / 325} = 0,85$$

$$k_{\tau} = 5,35 + 4 \cdot (b_f / a)^2 = 5,35 + 4 \cdot (900 \text{ mm} / 5000 \text{ mm})^2 = 5,48$$

$$b_f / t_f = 900 \text{ mm} / 80 \text{ mm} = 11,25 > 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}} / \eta = 51,4 \dots \text{kontrola kompaktnosti}$$

Ker ni presežena strižna kompaktnost, lahko strižno nosilnost računamo po SIST EN 1993-1-1, 6.2.6. Pasnico obravnavamo kot izoliran element, ki predstavlja pravokotni prerez, za katerega naredimo elastično strižno kontrolo. Prečno silo odčitamo iz Slike 101.

$$V_{y,Ed} = 245,7 \text{ kN} \dots \text{prečna sila v spodnji pasnici glavnega nosilca nad podporo P3}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{y,Ed} \cdot S}{I \cdot t} = V_{y,Ed} / A_f \cdot 1,5 = 245,7 \text{ kN} / 720 \text{ cm}^2 \cdot 1,5 = 0,51 \text{ MPa}$$

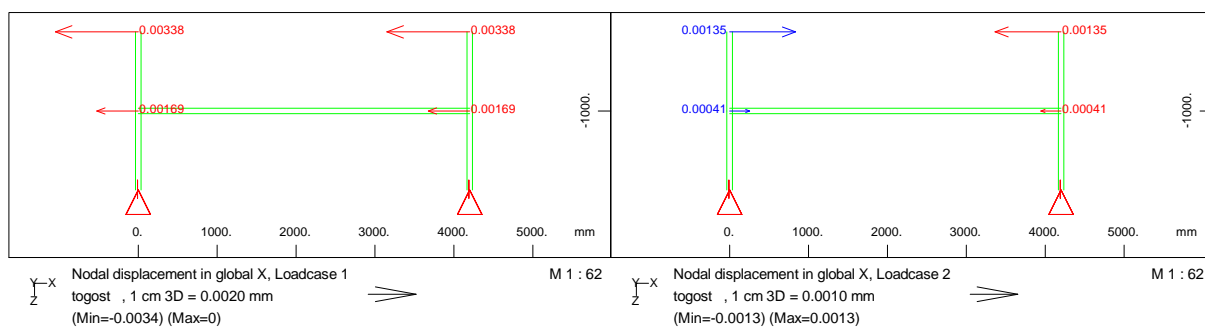
$$\tau_{Ed} = 0,51 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd} = f_{ys,w} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 199,2 \text{ MPa} \dots \text{kontrola strižne nosilnosti}$$

Iz pogoja vidimo, da so strižne napetosti v spodnji pasnici zelo majhne in jih zato v nadaljevanju zanemarimo.

### 8.2.4 Kontrola bočne zvrnitve tlačne pasnice

Izračun temelji na poenostavljeni metodi kontrole bočne zvrnitve v skladu s standardom SIST EN 1993-2, 6.3.4.2. Kontrola izbočenja se nanaša na prečni okvir, ki se nahaja 5 m desno od vmesnega opornika P3.

Tlačno pasnico podvrženo bočni zvrnitvi obravnavamo kot nosilec na elastični podlagi, ki je izpostavljen tlačni osni sili. Togost posameznega okvirja določimo na podlagi izračunanega pomika pri delovanju virtualne sile. Pomik je prikazan na Sliki 103.



Slika 103: Izračun pomika točke, kjer se stikata spodnja pasnica jeklenega nosilca in vertikalna prečna ojačitev

### 8.2.4.1 Togost prečnih okvirjev

$a = 5000\text{mm}$  ...razdalja med prečnimi okvirji

$A_f = 90\text{cm} \cdot 8\text{cm} = 720\text{cm}$  ...prerez spodnje tlačne pasnice

$A_{wc}$  ...prerez sodelujočega dela tlačne stojine (poenostavimo in vzamemo kar 1/6 stojine)

$A_{eff} = A_f + A_{wc} / 3 = b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w / 6 = 90 \cdot 8 + 184 \cdot 2,5 / 6 = 796,6\text{cm}^2$  ...prerez pasnice s pripadajočim delom stojine

$I_{eff} = b_f^3 \cdot t_f / 12 + h_w \cdot t_w^3 / 6 = 90^3 \cdot 8 / 12 + 184 \cdot 2,5^3 / 72 = 486040\text{cm}^4$  ...vztrajnostni moment pasnice s pripadajočim delom stojine

$N_E = \pi^2 \cdot E \cdot I_{eff} / a^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \cdot 486040 / 500^2 = 402949\text{kN}$  ...kritična sila

$C_d = \min \left[ \frac{1}{\delta_1}; \frac{1}{\delta_2} \right] = \min \left[ \frac{1\text{kN}}{0,00338\text{mm}}; \frac{1\text{kN}}{0,00135\text{mm}} \right] = 295858\text{kN/m}$  ...togost okvirja

$C_d = 295858\text{kN/m} \geq 4 \cdot N_E / L = 4 \cdot 402949 / 500 = 322359\text{kN/m}$  ...pogoj togosti

Razvidno je, da ne zadostimo pogoju iz standarda SIST EN 1993-2, 6.3.4.2(6). Iz tega sledi, da prečni okvirji ne delujejo kot toge podpore.

### 8.2.4.2 Izračun kritične uklonske sile

$c = C_d / a = 295858 / 5 = 59171,6\text{kN/m}^2 = 5,917\text{kN/cm}^2$  ...togost elastične podlage

$\gamma = c \cdot L^4 / (E \cdot I_{eff}) = 5,882 \cdot 3000^4 / (21000 \cdot 486040) = 46956,5$

$m = 2 \cdot \sqrt{\gamma} / \pi^2 = 2 \cdot \sqrt{46681,4} / 3,14^2 = 43,96$

$$N_E = \pi^2 \cdot E \cdot I_{eff} / L^2 = 3,14^2 \cdot 21000 \cdot 486040 / 3000^2 = 11193,1 \text{ kN} \dots \textit{kritična sila}$$

$$N_{crit} = m \cdot N_E = 43,96 \cdot 11193,1 = 492004,4 \text{ kN} \dots \textit{končna kritična sila}$$

### 8.2.4.3 Vitkost, redukcijski faktor in končna dovoljena napetost

Izračun naredimo v skladu s poglavjem 6.3.2.2 v SIST EN 1993-1-1. Iz preglednice 6.3 in 6.4 določimo uklonsko dolžino ( $d$ ) in faktor nepopolnosti  $\alpha_{LT} = 0,76$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{y,f}}{N_{crit}}} = \sqrt{\frac{796,6 \cdot 32,5}{492004,4}} = 0,23 \dots \textit{relativna vitkost prereza}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,23 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \dots \textit{pogoj pri katerem se lahko bočno zvrnitev zanemari}$$

Ker smo zgornjemu pogoju, ki ga predpisuje standard v poglavju 6.3.2.2(4), zadostili, kontrole bočne zvrnitve ni potrebno narediti. Kljub temu prikažem končno redukcijo in dovoljeno napetost.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,23 - 0,2) + 0,23^2 \right] = 0,537$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,537 + \sqrt{0,537^2 - 0,23^2}} = 0,976 \dots \textit{redukcijski faktor}$$

$$\sigma_{dov} = \chi_{LT} \cdot f_{y,f} / \gamma_{M1} = 0,976 \cdot 325 / 1,1 = 288,6 \dots \textit{dovoljena napetost v pasnici}$$

$$\sigma_{Ed,f} = 274,4 \leq \sigma_{dov} = 288,6 \dots \textit{kontrola napetosti}$$

Vidimo, da so dejanske napetosti manjše od dovoljenih, kar pomeni, da ne pride do izbočenja tlačne pasnice. Dodatne izbočne sile, ki se pojavijo v podpori in prečnih okvirjih, v primeru diplomske naloge pri dimenzioniranju ne upoštevamo.

### 8.2.5 Kontrola strižne povezave med jeklom in betonom

Kontrolo prenosa strižnega toka se izvede v skladu s standardom SIST EN 1994-2. Potrebno je preveriti nosilnost tako v MSN, kot za MSU (karakteristična kombinacija). Izračune naredimo z elastično analizo, v kateri upoštevamo nerazpokan prerez, kljub temu da je beton v nategu. Pri računu upoštevamo karakteristični prečni prerez za razmerje modulov  $n_0$ .

### 8.2.5.1 Kontrola strižnih čepov

Kontrolo čepov se izvede v skladu s SIST EN 1994-2, 6.6.3. Za strižno povezavo izberemo čepo Nelson Ø22(d=22mm), višine  $h_{sc}=200\text{mm}$  in nosilnostjo  $f_{uk} = 450\text{MPa}$ , za katerega preverimo dve osnovni porušitvi:

- strižna porušitev čepa:  $P_{Rd}^1 = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / (4 \cdot \gamma_v) = 109,5 \text{ kN}$
- porušitev betona, ki obdaja čep:  $P_{Rd}^2 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 111,7 \text{ kN}$

$$3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right)$$

$$h_{sc} / d = 200\text{mm} / 22\text{mm} = 9,1 \dots \text{ker ne ustreza zgornjemu pogoju je: } \alpha = 1,0$$

$$E_{cm} = 33000\text{MPa} \dots \text{elastični modul betona}$$

$$\gamma_v = 1,25 \dots \text{parcialni faktor varnosti}$$

Nosilnost čepa v MSN je:  $P_{Rd}^{MSN} = \min(P_{Rd}^1; P_{Rd}^2) = \min(109,5; 111,7) = 109,5 \text{ kN}$

Nosilnost čepa v MSU je:  $P_{Rd}^{MSU} = k_s \cdot P_{Rd}^{MSN} = 0,75 \cdot 109,5\text{kN} = 82,1 \text{ kN}$

Po elastični analizi izračunamo strižno silo na enoto dolžine:

$$v_{L,Ed} = \mu_c \cdot V_{Ed} / I_{y,sovp} \dots \text{vzdolžna strižna sila na enoto dolžine}$$

$\mu_c$  ...statični moment betonske pasnice na težišče sovprežnega prereza (upoštevamo lezenje)

$I_{y,sovp}$  ...vztrajnostni moment nerazpokanega sovprežnega prereza (upoštevamo lezenje)

$V_{Ed}$  ...strižna sila (izračunana z globalno analizo razpokanega prereza)

Izračun nosilnosti strižnih čepov se naredi za posamezne segmente konstrukcije, ki vsebujejo enak razpored čepov. Izračun nosilnosti po spodnjih enačbah je prikazan v Preglednici 22.

- V MSU mora biti skupna nosilnost čepov v vsakem segmentu večja od strižnega toka:

$$v_{L,Ed}(x) \leq \frac{N_i}{l_i} \cdot P_{Rd}^{MSU}$$

- V MSN strižni tok ne sme presežati 10 % nosilnosti:

$$v_{L,Ed}^{MSN}(x) \leq 1,1 \frac{N_i}{l_i} \cdot P_{Rd}^{MSN}$$

- V MSN moramo imeti zadostno število čepov, da prevzamemo celotni strižni tok:

$$\int_{X_i}^{X_{i+1}} v_{L,Ed}^{MSN}(x) dx \leq N_i \cdot P_{Rd}^{MSN}$$

$N_i$  ...število čepov v prečni smeri

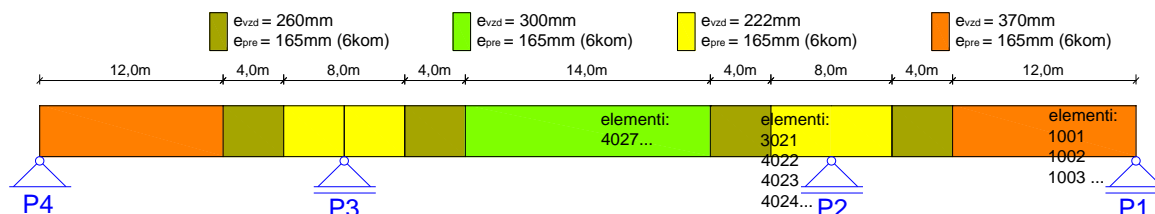
$e_{vzd} = l_i$  ...vzdolžni razmak med čepi

Preglednica 22: Izračun potrebnega števila strižnih čepov za posamezni segment konstrukcije

Element (Sect. X=0)	3021	4022	4023	4024	1001	1002	1003	4027
u [cm <sup>3</sup> ]	127925	127925	127925	127925	95565	95565	95565	95565
I <sub>y,sovp</sub> [cm <sup>4</sup> ]	30960265	30960266	30960267	30960268	20464906	20464906	20464906	20464906
MSN-V <sub>z,Ed</sub> [kN]	6795,2	6401,5	6011,8	5627,7	3801,4	3392,3	2994,2	4373,6
V <sub>L,Ed</sub> [kN/m]	2807,7	2645,0	2484,0	2325,3	1775,1	1584,1	1398,2	2042,4
N <sub>i</sub> [št.]	6	6	6	6	6	6	6	6
l <sub>1,i</sub> [mm]	234	248	264	282	370	415	470	322
l <sub>2,i</sub> [mm]	257	273	291	311	407	456	517	354
MSU-V <sub>z,Ed</sub> [kN]	5352,03	5045,07	4741,51	4442,57	2772,99	2452,53	2141,27	3460,55
V <sub>L,Ed</sub> [kN/m]	2211,4	2084,6	1959,1	1835,6	1294,9	1145,3	999,9	1616,0
N <sub>i</sub> [št.]	6	6	6	6	6	6	6	6
l <sub>i</sub> [mm]	223	236	251	268	380	430	493	305

e <sub>vzd</sub> =l <sub>izb</sub> [mm]	222	222	222	222	370	370	370	300
e <sub>D</sub> [mm]	36	36	36	36	36	36	36	36
e <sub>pre</sub> [mm]	165,6	165,6	165,6	165,6	165,6	165,6	165,6	165,6

V preglednici smo izračunali razmak in število strižnih čepov ter na podlagi simetrije določili območja s konstantnim razmakom in številom čepov. Shema je prikazana na Sliki 104.



Slika 104: Shematski prikaz števila in razmak strižnih čepov na posameznih območjih



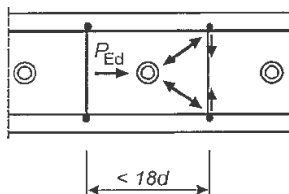
### 8.2.5.2 Kontrola geometrije in pozicije čepov

Kontrola se naredi v skladu s SIST EN 1994-2, 6.6.4 in 6.6.5. Za posamezne dimenzije glej Sliko 105 in Sliko 106.

#### Kriterij sidranja čepov v ploščo

- Razdalja med spodnjim robom glave čepa in spodnjo armaturo mora biti večja ali enaka 30 mm.
- Krovni sloj betona nad čepom ne sme biti manjši kot krovni sloj za armaturo
- Razdalja stremen med čepi mora ustrezati:

$$l_{st} \leq \min(18 \cdot d ; l_i) = 180mm$$



Slika 105: Prikaz posameznih oddaljenosti stremen za prevzem cepilne sile (Vir: SIST EN 1994-2, 2004, 53 str.)

#### Kriterij povezan s konstrukcijskim jeklom glavnega nosilca

- Omejitev vzdolžne razdalje čepov, da ne pride do izbočenja tlačne pasnice:  

$$e_{vzd,max} = 370mm \leq 22 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 1496mm$$
- Omejitev razmaka med prostim robom pasnice in čepom, da ne pride do izbočenja:  

$$e_D = 36mm \leq 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 612mm$$
- Omejitev oddaljenosti čepa od roba pasnice, da zagotovimo ustrezno varivnost:  

$$e_D = 36mm \geq 25mm$$

#### Kriterij povezan s tipom strižne povezave

- Omejitev višine čepa:  

$$h_{sc} = 200mm \geq 3 \cdot d = 66mm$$
- Dimenzije glave čepa:  

$$h_{glava} \geq 0,4 \cdot d = 8,8mm \text{ in } d_{glava} \geq 1,5 \cdot d = 33mm$$
- Omejitev premera čepa, da zagotovimo ustrezno nosilnost proti utrujanju:  

$$d = 22mm \leq 1,5 \cdot t_f = 120mm$$
- Omejitev največjega vzdolžnega razmaka med čepi  

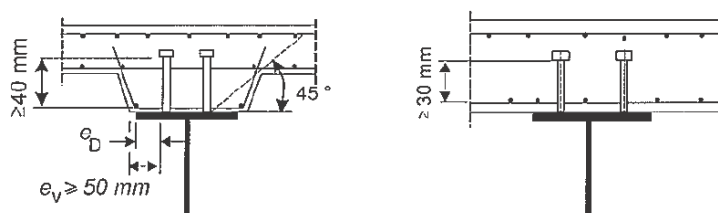
$$e_{vzd} = l_i = 370mm \leq \min(4 \cdot h_{sc}, 800mm ; 800mm) = 800mm$$

- Omejitev najmanjšega vzdolžnega razmaka med čepi

$$e_{vzd, \min} = 222 \text{ mm} \geq 5 \cdot d = 110 \text{ mm}$$

- Omejitev najmanjšega prečnega razmaka med čepi

$$e_{pre, \min} = 165,6 \text{ mm} \geq 2,5 \cdot d = 55 \text{ mm}$$

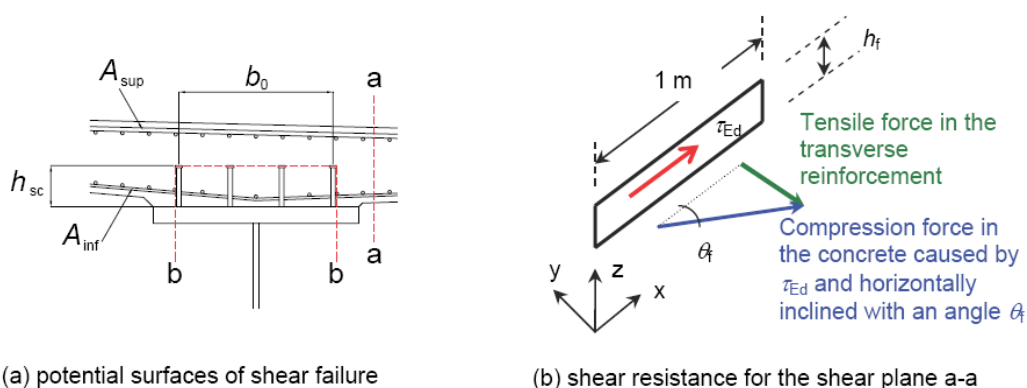


Slika 106: Prikaz posameznih dimenzij za kontrolo razmaka (Vir: SIST EN 1994-2, 2004, 54 str.)

### 8.2.5.3 Kontrola vzdolžnega striga v betonski plošči

Kontrolo se izvede v skladu s SIST EN 1994-2, 6.6.6 in SIST EN 1992-1-16.2.4. V MSN je potrebno preprečiti porušitev površine betona v vzdolžni smeri. Zato določimo zadostno količino prečne armature, za vsako strižno površino. Potencialni ravnini porušitve sta:

- strižna površina a-a: striže zgornjo in spodnjo prečno armaturo ( $A_{sf} = A_{sup} + A_{inf}$ )
- strižna površina b-b: striže dvakratno površino spodnje prečne armature ( $A_{sf} = 2 \cdot A_{inf}$ )



(a) potential surfaces of shear failure

(b) shear resistance for the shear plane a-a

Slika 107: Potencialna ravnina strižne porušitve betonske plošče (Vir: L. Davaine et.al (2007): Eurocodes 3 and 4-Application to steel-concrete composite road bridges. Dostopno na internetu:

[http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US\\_0720A\\_Calculationcomposite\\_Eurocode3\\_4.pdf](http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0720A_Calculationcomposite_Eurocode3_4.pdf), 138 str.

Prevzeto 28. 12. 2009.)

Za strižno odpornost betonske pasnice se pasnico lahko obravnava kot sistem tlačnih razpor v kombinaciji z nateznimi vezmi, ki jih predstavlja natezna armatura. Na podlagi predpostavke nato kontroliramo:

- Določitev potrebne prečne armature na enoto dolžine:

$$f_{yd} \cdot A_{sf} / s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f$$

- Preprečitev porušitve tlačnih razpor v betonski pasnici:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f$$

$$v = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,528 \dots \text{redukcijski faktor za razpokan beton v strigu}$$

$$f_{ck} = 30 \text{MPa} \rightarrow f_{cd} = 20 \text{MPa} \dots \text{karakteristična in projektna trdnost betona}$$

$$\tau_{Ed} = v_{Ed} \dots \text{vzdolžna strižna napetost na obravnavani strižni ravnini (glej Sliko 107)}$$

$$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25 \dots \text{za natezne pasnice } (38,6^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ)$$

Postopek izračuna strižne armature prikažem za element 3021, za ostale pa so vrednosti navedene v Preglednici 23.

### Kontrola prečne armature in tlačnih razpor nad podporo-P2 (el:3021)

Predpostavimo, da je potrebna prečna armatura za obe strižni ravnini enaka, kar pomeni, da je prerez spodnjega sloja enak zgornjemu.

$$V_{Ed} = 6795,2 \text{kN} \rightarrow v_{L,Ed} = 2807,7 \text{kN/m} \dots \text{strižna obremenitev elementa 3021}$$

$$\theta_f = 38,6 \rightarrow \text{ctg}(\theta_f) = 1,25 \dots \text{kot raznosa}$$

#### Strižna ravnina a-a:

$$h_f = 35 \text{cm} \dots \text{dolžina strižne ravnine a-a}$$

$$A_{sf} / s_f \geq \frac{v_{L,Ed} / 2}{\text{ctg} \theta_f \cdot f_{yd}} = \frac{1403,8 \text{kN/m}}{43,5 \text{kN/cm}^2 \cdot 1,25} = 25,82 \text{cm}^2 / \text{m} \dots \text{potrebna prečna armatura}$$

$$v_{Ed} = v_{L,Ed} / (2 \cdot h_f) = 0,401 \text{kN/cm}^2 \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,515 \text{kN/cm}^2 \dots \text{kontrola tlaka}$$

### Strižna ravnina b-b:

$$h_f = 2 \cdot h_{sc} + 5 \cdot e_{pre} + \phi_{glava, \check{c}ep.} = 400 + 828 + 33 = 1261 \text{ mm} \dots \text{dolžina strižne ravnine b-b}$$

$$A_{sf} / s_f \geq \frac{V_{L,Ed}}{ctg \theta_f \cdot f_{yd}} = \frac{2807,7 \text{ kN/m}}{43,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,25} = 51,64 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{potrebna prečna armatura}$$

$$v_{Ed} = v_{L,Ed} / h_f = 0,223 \text{ kN/cm}^2 \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,515 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{kontrola tlaka}$$

Preglednica 23: Izračun potrebne strižne armature in kontrola tlačnih razpor v betonu zaradi vzdolžnega striga

Element	3021	3022	3023	3024	1001	1002	1003	3027
MSN-V <sub>z,Ed</sub> [kN]	6795,2	6401,5	6011,8	5627,7	3801,4	3392,3	2994,2	4373,6
V <sub>L,Ed</sub> [kN/m]	2807,7	2645,0	2484,0	2325,3	1775,1	1584,1	1398,2	2042,4
V <sub>Rd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515
ravnina a-a								
h <sub>f</sub> [cm]	35	35	35	35	35	35	35	35
v <sub>ed</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	0,401	0,378	0,355	0,332	0,254	0,226	0,200	0,292
A <sub>st</sub> /s <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	25,82	24,32	22,84	21,38	16,32	14,57	12,86	18,78
ravnina b-b								
h <sub>f</sub> [cm]	126,1	126,1	126,1	126,1	126,1	126,1	126,1	126,1
v <sub>ed</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	0,223	0,210	0,197	0,184	0,141	0,126	0,111	0,162
A <sub>st</sub> /s <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	51,64	48,64	45,68	42,76	32,65	29,13	25,71	37,56

### 8.2.5.4 Kontrola interakcije vzdolžnim strigom in prečnim upogibom

Ker se nam pojavi vzdolžni strig in prečni upogib, je potrebno preveriti interakcijo v skladu s SIST EN 1992-2, 6.2.4(105). Z interakcijo izključimo tlačni del betona, ki se pojavi zaradi prečnega upogiba. Ker je ta del betona polno izkoriščen, ne more prenašati tlačnih razpor zaradi striga. Potrebno dolžino  $x_{msn,pr}$  izračunamo pri lokalni analizi armirano betonske plošče v poglavju 9.1.2.1.

- Izključitev tlačne cone betona zaradi prečnega upogiba (redukcija strižne ravnine)

Ravnina a-a:

$$h_{f,red} = h_f - x_{msn,pr} = 35 \text{ cm} - 7,62 \text{ cm} = 27,4 \text{ cm}$$

Ravnina b-b:

$$h_{f,red} = h_f - 2 \cdot x_{msn,pr} = 35 \text{ cm} - 2 \cdot 7,62 \text{ cm} = 110,8 \text{ cm}$$

Preglednica 24: Kontrola tlačnih razpor pri interakciji vzdolžnega striga in prečnega upogiba

Element	3021	3022	3023	3024	1001	1002	1003	3027
MSN- $V_{z,Ed}$ [kN]	6805,0	6409,0	6018,0	5632,0	3818,0	3409,0	3011,0	4373,0
$V_{L,Ed}$ [kN/m]	2811,8	2648,1	2486,6	2327,1	1782,9	1591,9	1406,0	2042,1
$V_{Rd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515	0,515
ravnina a-a								
$h_{f,red}$ [cm]	27,4	27,4	27,4	27,4	27,4	27,4	27,4	27,4
$v_{ed}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,514	0,484	0,454	0,425	0,326	0,291	0,257	0,373
ravnina b-b								
$h_{f,red}$ [cm]	110,84	110,84	110,84	110,84	110,84	110,84	110,84	110,84
$v_{ed}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,254	0,239	0,224	0,210	0,161	0,144	0,127	0,184

- Kontrola skupne prečne armature

Skupna prečna armatura mora prevzeti tako prečni upogib kot tudi vzdolžni strig.

Kontrola se naredi pri dimenzioniranju armiranobetonske plošče v poglavju 9.1.2.1.

### 8.3 Kontrola sovprežnega prereza v MSU

V Preglednici 25 so prikazane maksimalne obremenitve, ki se pojavijo v prečnem prerezu elementa pri karakteristični kombinaciji za mejno stanje uporabnosti.

Preglednica 25: MSU(karakteristična)-Prikaz ekstremnih obremenitev elementa v času t=61 dni in t=100 let

MSU(karakteristična)-maxMY(t=61dni)												
Elem.	Sect.	MY-max	N	VZ-min	VZ-max	PZ_1	PS_1	BZ_2	BS_2	SZ_1	SS_1	SIG-
Nr	x=0	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
6036	36	18233,7	-939,1	-1023,4	1046,1	-42,5	173,5	-5,8	-1,6	-38,2	169,1	-67,3
MSU(karakteristična)-maxMY(t=100let)												
Elem.	Sect.	MY-max	N	VZ-min	VZ-max	PZ_1	PS_1	BZ_2	BS_2	SZ_1	SS_1	SIG-
Nr	x=0	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
6036	36	15456,6	-939,1	-1014,6	1055,0	-77,8	158,0	-3,8	-0,3	-73,1	153,3	-61,0
MSU(karakteristična)-minMY(t=100let)												
Elem.	Sect.	MY-min	N	VZ-min	VZ-max	PZ_1	PS_1	BZ_2	BS_2	SZ_1	SS_1	SIG+
Nr	x=0	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1001	1	-98,7	-100,9	405,6	2773,0	-32,1	6,6	0,9	1,5	-31,3	5,8	2,0
1002	2	305,8	-82,8	233,9	2452,5	-38,2	11,9	0,9	1,4	-37,2	10,9	-2,7
1003	3	525,9	-67,5	49,9	2141,3	-43,3	15,2	1,0	1,4	-42,1	14,1	-5,9
3016	16	-11885,5	-391,7	-3341,0	-1023,4	-9,2	-64,8	4,5	3,3	-11,4	-62,6	30,7
3021	21	-27107,0	-521,8	2068,9	5352,0	161,6	-197,8	0,0	0,0	147,2	-183,4	215,5
4022	22	-22633,0	-556,8	1890,5	5045,1	133,0	-161,3	0,0	0,0	121,3	-149,5	177,2
4023	23	-18478,5	-591,8	1704,9	4741,5	107,4	-128,6	0,0	0,0	97,9	-119,1	142,8
4024	24	-14669,2	-626,7	1503,6	4442,6	84,3	-99,3	0,0	0,0	77,0	-92,0	114,4
4025	25	-11377,4	-661,7	1286,6	4149,1	-8,2	-64,6	4,1	3,0	-10,5	-62,3	31,8
4026	26	-8803,3	-660,7	1190,0	3747,6	-17,1	-47,1	3,5	2,7	-18,3	-45,9	21,9
4027	27	-6626,9	-695,7	975,6	3460,6	-29,2	-53,9	3,0	1,9	-29,7	-53,4	16,3
8051	51	-27771,0	-1357,8	1893,8	4993,6	170,6	-198,6	0,0	0,0	155,8	-183,8	225,9
8052	52	-23593,0	-1392,8	1707,0	4683,8	142,7	-163,2	0,0	0,0	130,5	-150,9	188,6
8053	53	-19872,6	-1427,7	1507,1	4380,2	118,5	-132,6	0,0	0,0	108,4	-122,6	157,8
8054	54	-16736,8	-1462,7	1297,2	4081,6	98,6	-107,6	0,0	0,0	90,4	-99,4	130,5
8055	55	-14074,7	-1497,7	1072,9	3787,5	82,2	-86,9	0,0	0,0	75,4	-80,1	111,3
8056	56	-11978,1	-1498,0	1126,6	3310,6	-10,6	-65,8	4,1	2,9	-12,8	-63,6	30,0
9057	57	-10400,3	-1533,0	903,1	3016,7	-30,3	-88,8	4,3	2,4	-31,4	-87,7	13,1

#### 8.3.1 Kontrola normalnih, strižnih in Von Misesovih napetosti

##### 8.3.1.1 Kontrola betona:

##### Kontrola v polju 2 (element 6036):

- Omejitev tlačnih napetosti v betonu (karakteristična kombinacija):

$$\sigma_{c,min} = -5,8MPa \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30MPa = 18MPa \dots kontrola (izkoriščenost 32\%)$$

S kontrolo omejimo vzdolžno razpokanje zaradi globalnega upogibnega momenta.

- Omejitev tlačnih napetosti v betonu (navidezno stalna kombinacija):

$$\sigma_{c,\min} \leq k_2 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 \text{MPa} = 13,5 \text{MPa}$$

Kontrolo ni smiselno narediti, saj je karakteristična tlačna napetost v betonu manjša kot je dovoljena za navidezno stalno kombinacijo. Ker je pogoj zato izpolnjen, se izognemo nelinearnemu vplivu lezenja in tako upravičimo upoštevanje linearnega lezenja.

### Kontrola v polju 1 (element 3016):

- Omejitev nateznih napetosti v betonu (karakteristična kombinacija):

$$\sigma_{c,\text{nateg}} = 4,5 \text{MPa} \leq 2 \cdot f_{ctm} = 5,9 \text{MPa} \dots \textit{kontrola razpokanosti (izkoriščenost 76 \%)}$$

S kontrolo smo preverili in določili, da pri ostalih prerezih ni potrebno upoštevati razpokanosti

### 8.3.1.2 Kontrola konstrukcijskega jekla:

Kontrola temelji na karakteristični kombinaciji in je izvedena za elementa 3021 in 8051, ki staj najbolj obremenjena.

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \dots \textit{normalne napetosti}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \dots \textit{strižne napetosti v stojini}$$

$$\sigma_{mises} = \sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed,ser})^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \dots \textit{Von Misesove napetosti}$$

### Kontrola na območju podpor:

Element 3021 pri času  $t=100$  let:

$$\text{abs}(\sigma_{Ed,ser}^f) = 197,8 \text{MPa} \leq 325 \text{MPa} \dots \textit{kontrola pasnice (izkoriščenost 61 \%)}$$

$$\text{abs}(\sigma_{Ed,ser}^w) = 183,4 \text{MPa} \leq 345 \text{MPa} \dots \textit{kontrola stojine (izkoriščenost 53 \%)}$$

$$\tau_{Ed,ser} = V_{Ed,ser} / (h_w \cdot t_w) = 5352 / (184 \cdot 2,5) = 116,3 \text{MPa} \leq 199,2 \text{MPa} \dots \textit{kontrola striga}$$

$$\sigma_{mises} = \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^f)^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed,ser})^2} = 282,32 \text{MPa} \leq \frac{f_{sy,f}}{\gamma_{M,ser}} = 325 \text{MPa} \dots \textit{kontrola Von Mises}$$

Element 8051: kontrolo naredimo za absolutno največjo napetost:

$$abs(\sigma_{Ed,ser}^f) = 198,6MPa \leq 325MPa \dots kontrola pasnice (izkoriščenost 61 \%)$$

$$abs(\sigma_{Ed,ser}^w) = 183,8MPa \leq 345MPa \dots kontrola stojine (izkoriščenost 53 \%)$$

$$\tau_{Ed,ser} = V_{Ed,ser} / (h_w \cdot t_w) = 4993 / (184 \cdot 2,5) = 108,5MPa \leq 199,2 MPa \dots kontrola striga$$

$$\sigma_{mises} = \sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^f)^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed,ser})^2} = 273,42MPa \leq \frac{f_{sy,f}}{\gamma_{M,ser}} = 325MPa \dots kontrola Von Mises$$

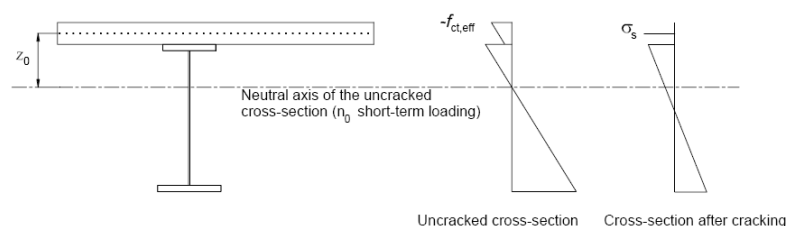
### 8.3.2 Kontrola dovoljene širine razpok

Iz poglavja 6.1, Preglednica 13 odčitamo omejitve širine razpok, ki je za našo konstrukcijo omejena na  $w_{max} \leq 0,3mm$  pri navidezno stalni kombinaciji. V skladu s standardom SIST EN 1994-1-1, 7.4 lahko pogoju zadostimo s primerno izbiro prereza in razmaka palic ter minimalne armature. Tako se izognemo neposrednemu detajlnemu izračunu razpok.

#### 8.3.2.1 Potrebna minimalna natezna armatura v sovprežnem prerezu

Če ni zahtevana natančnejša analiza se lahko armaturo izračuna po SIST EN 1994-2, 7.4.2. Izračun naredimo za element 3021 z upoštevanjem razmerja elastičnih modulov  $n_0$ . V efektivnem prerezu betonske plošče je zgornja armatura  $A_{s,zg} = 126 \text{ cm}^2$  in spodnja  $A_{s,sp} = 104 \text{ cm}^2$ , kar zneso skupaj  $A_{s,sku} = 230 \text{ cm}^2$  in predstavlja 1,65 % efektivnega prereza betonske plošče.

$$A_{s,min} = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \dots \text{minimalna natezna armatura v sovprežnem prerezu}$$



Slika 108: Razporeditev napetosti pred in takoj po razpokanju betona

$$\phi_{arm} = 22mm \dots \text{izbran premer vzdolžne armature}$$

$$h_c = 35cm \dots \text{debelina betonske plošče}$$



$A_{ct} = 13930 \text{ cm}^2$  ...površina natezne cone (poenostavimo: efektivni prerez betonske pasnice)

$z_0 = 48,9 \text{ cm}$  ...razdalja med središčem nerazpokane betonske pasnice in nerazpokanim sovprežnim prerezom (izračun temelji na razmerju modulov  $n_0$ )

$k_c = \min \left[ \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_0)} + 0,3 ; 1 \right] = 1$  ...koeficient, ki upošteva razporeditev napetosti tik pred razpoko

$k = 0,8$  ...redukcija natezne sile zaradi nekonstantnega razporeda po betonski plošči

$k_s = 0,9$  ...prerazporeditev sile iz plošče na konstrukcijsko jeklo med razpokanjem

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  ...povprečna vrednost natezne trdnosti, ko nastane prva razpoka

$\sigma_s = 213,33 \text{ MPa}$  ...največja dovoljena napetost v armaturi po razpokanju za palice  $\text{Ø}22$

$A_{s,min} = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,29 \cdot 13930 / 21,3 = 136,15 \text{ cm}^2 \leq A_{s,dej} = A_{dej,zg} + A_{dej,sp} = 230 \text{ cm}^2$

Preglednica 26: Izračun minimalno potrebne armature v sovprežnem prerezu

Element	3021	8051	6036	2010
$A_{ct} [\text{cm}^2]$	13930	13930	17850	16275
$h_c [\text{cm}]$	35	35	35	35
$z_0 [\text{cm}]$	48,9	48,9	34,1	36,2
$k_c$	1,00	1,00	0,961	0,974
$\text{Ø/e-palice} [\text{mm}]$	22/120	22/120	16/120	16/120
$\sigma_s [\text{MPa}]$	213	213	240	240
$A_{s,min} [\text{cm}^2/\text{m}]$	136,55	136,55	149,22	137,93
$A_{s,dej} [\text{cm}^2/\text{m}]$	230,0	230,0	168,0	156,0

V preglednici so izračunane vrednosti prereza minimalne in dejanske armature določene za efektivni prerez betonske pasnice. Vidimo, da zadostimo minimalni armaturi tako v polju 1 in 2 kot tudi nad podporama.

### 8.3.2.2 Kontrola razpok zaradi neposredne obtežbe pri navidezno stalni kombinaciji

Če je predvidena najmanjša potrebna armatura, se lahko omejitev razpok določi s primernim razmakom in premerom palice. Premer in razpored palic pa je odvisen od projektirane širine razpok in dejanske napetosti v armaturi, pri kateri se mora upoštevati tudi natezno utrjevanje med razpokami.

**Izračun naredimo za element 8051:**

$$\sigma_{s,0} = 129,6 \text{MPa} \dots \text{natezna napetost v armaturi (navidezno stalna kombinacija)}$$

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \dots \text{natezna napetost v armaturi z upoštevanjem nateznega utrjevanja}$$

$$\alpha_{st} = A \cdot I / (A_a \cdot I_a) = 1930 \cdot 15622108 / (1700 \cdot 12732269) = 1,39$$

$A \cdot I$  ...karakteristike sodelujočega sovprežnega prereza

$A_a \cdot I_a$  ...karakteristike jeklenega dela prereza

$A_{ct}$  ...efektivni prerez betonske pasnice

$A_{s,dej}$  ...prerez vzdolžne armature v efektivnem prerezu betonske pasnice

$$\rho_s = A_{s,dej} / A_{ct} = 230 \text{cm}^2 / 13930 \text{cm}^2 = 0,0165 \dots \text{procent armiranja}$$

$$\Delta\sigma_s = 0,4 \cdot f_{ctm} / (\alpha_{st} \cdot \rho_s) = 0,4 \cdot 2,9 \text{MPa} / (1,39 \cdot 0,0165) = 50,44 \text{MPa} \dots \text{natezno utrjevanje}$$

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 129,6 \text{MPa} + 50,44 \text{MPa} = 180 \text{MPa} \dots \text{končna napetost v armaturi}$$

**Izračun naredimo za element 3051:**

Po analogiji zgornjih enačb izračunamo končno napetost v armaturi:

$$\sigma_{s,0} = 129,4 \text{MPa} \dots \text{natezna napetost v armaturi (navidezno stalna kombinacija)}$$

$$\Delta\sigma_s = 50,44 \text{MPa} \rightarrow \sigma_s = 179,84 \text{MPa} \dots \text{končna napetost v armaturi}$$

**Kontrola širine razpoke**

Na podlagi predhodno izračunane napetosti  $\sigma_s$  v SIST EN 1994-2, 7.4, preglednica 7.1 in 7.2 določimo maksimalni dovoljen razmak in premer palic, da zagotovimo širino razpoke  $w_{\max} \leq 0,3 \text{mm}$ . Kontrolo razpok naredimo samo za element 3021, kjer se pojavi maksimalna natezna napetost v armaturi.

$$e_{\max} (\sigma_s = 180 \text{MPa}; w = 0,3 \text{mm}) = 275 \text{mm} \geq e_{dej} = 120 \text{mm}$$

$$\phi_{\max} (\sigma_s = 180 \text{MPa}; w = 0,3 \text{mm}) = 28,5 \text{mm} \geq \phi_{dej} = 22 \text{mm} \dots \text{kontrola premera in razmaka}$$

Ker se izkaže, da sta dovoljeni vrednosti bistveno večji od dejanskih, naredimo kontrolo še za

$$w_{\max} \leq 0,2\text{mm} :$$

$$e_{\max} (\sigma_s = 180\text{MPa}; w = 0,2\text{mm}) = 175\text{mm} \geq e_{\text{dej}} = 120\text{mm} \dots \textit{kontrola premera in razmaka}$$

$$\phi_{\max} (\sigma_s = 180\text{MPa}; w = 0,2\text{mm}) = 20,5\text{mm} \geq \phi_{\text{dej}} = 22\text{mm}$$

Iz rezultatov vidimo, da se nam pojavijo razpoke širine med 0,2 in 0,3 mm, kar je manj kot jih zahteva standard pri sovprežnih mostovih.

### 8.3.2.3 Kontrola napetosti v armaturi

Potrebno je omejiti karakteristične napetosti v armaturi, da preprečimo nesprejemljive razpoke in deformacije. Kontrolo je smiselno narediti samo za element 8051. Ker je element v nategu, je potrebno projektni napetosti dodati napetost zaradi utrjevanja betona.

$$\sigma_a = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 225,9 + 50,44 = 276,34\text{MPa} \leq 0,8 \cdot 500 \text{MPa} = 400 \text{MPa} \dots \textit{kontrola}$$

### 8.3.3 Omejitev dihanja stojine

Pojav dihanja stojine se omeji zaradi nevarnosti porušitve pri utrujanju. Pri železniških mostovih lahko dihanje zanemarimo, če zadostimo pogoju:

$$b/t \leq 55 + 3,3 \cdot L \leq 300 \dots \textit{pogoj dimenzij panela (L \geq 20m)}$$

Kontrolo izvedemo za največje razmerje širine proti debelini stojine:

$$b/t = 1920\text{mm} / 25\text{mm} = 76,8 \leq \min[55 + 3,3 \cdot 20 = 121 ; 300] = 121\text{mm} \dots \textit{kontrola dihanja}$$

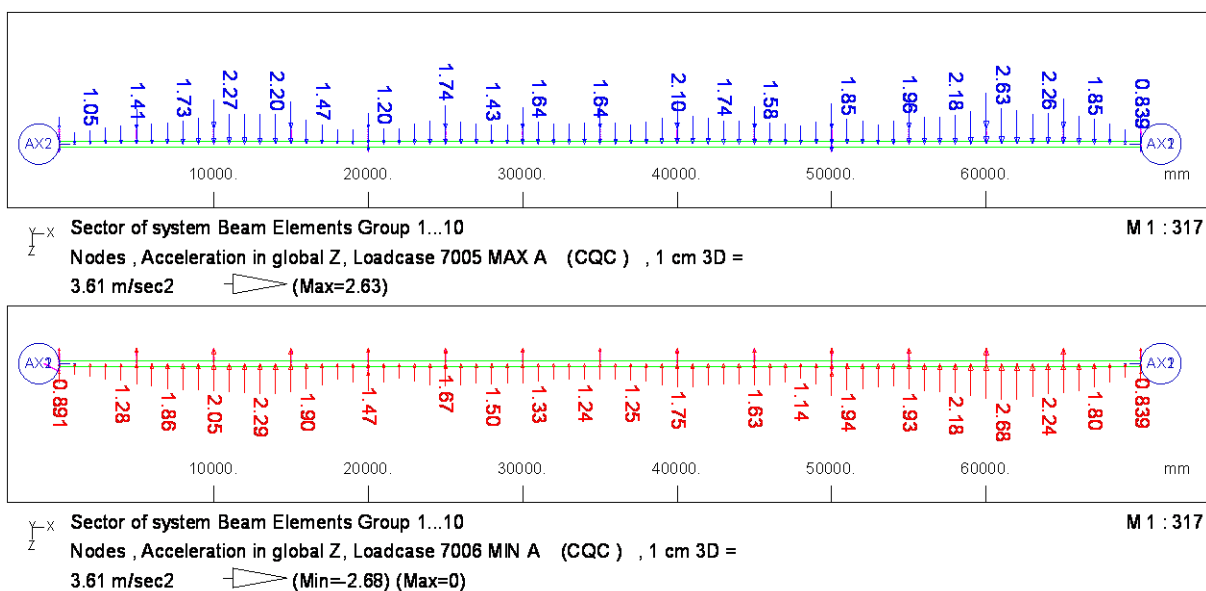
### 8.3.4 Kontrola deformacij in vibracij

#### 8.3.4.1 Kontrola prometne varnosti

##### Vertikalni pospešek preklade

Dinamično potovanje vlaka preko mostu naredimo z modulom »DYNA«, ki nam omogoča definiranje tako imenovane »Contact and moving load function«. Ta funkcija definira premikanje obtežbe po določenih točkah v odvisnosti od časa. Na podlagi te funkcije program računa mehanizem, ki kreira obtežbe na osnovi trenutnih deformacij mostu.

Maksimalni pospeški so prikazani za primer potovanja težkega prometa (SW/2) na eni progi, pri hitrosti 120 km/h, kar pomeni, da vlak prevozi celoten most v 2,1 sekundi. V analizi ni upoštevan vpliv dušenja.



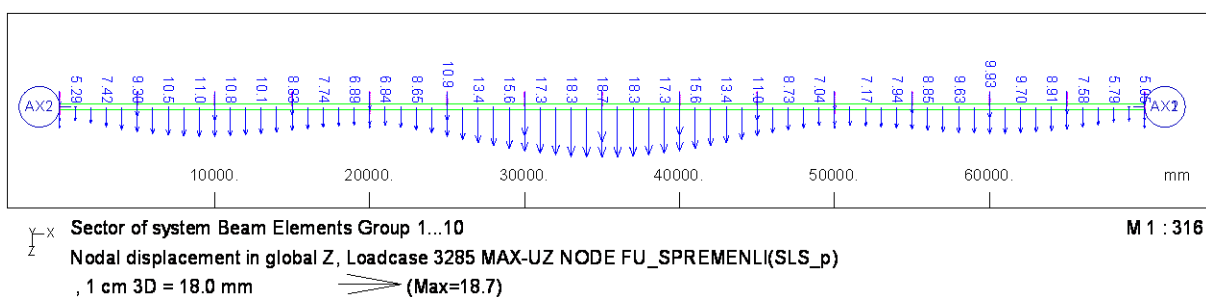
Slika 109: Maksimalni in minimalni vertikalni pospeški prekladne konstrukcije pri potovanju vlaka SW/2

Kontrola maksimalnega pospeška konstrukcije z balastom:

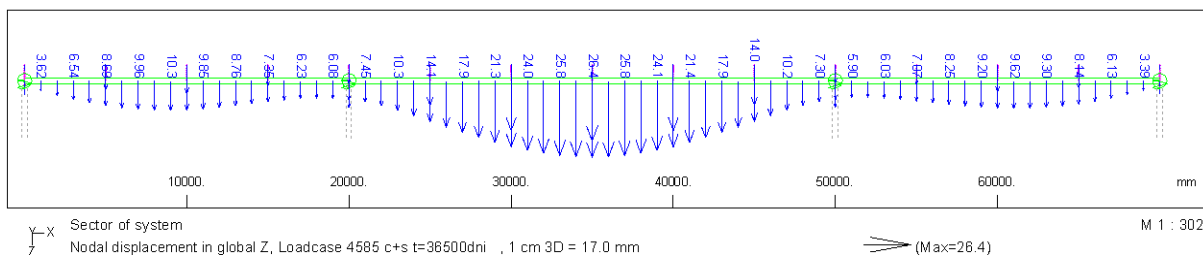
$$\gamma_{bt,dej} = 2,68 m/s^2 \leq \gamma_{bt} = 3,5 m/s^2 \dots \text{kontrola špice pospeška}$$

### Vertikalna deformacija preklade

Maksimalni pomik določimo s statično obtežbo prometa, ki zajema SW/2 na eni progi in UIC71 ali SW/0 na drugi.



Slika 110: MSU(karakteristična)-Ovojnica vertikalnih pomikov preklade zaradi spremenljivih vplivov



Slika 111: MSU(karakteristična)-Vertikalni pomik preklade zaradi lastne teže

Iz Slike 110 in Slike 111 seštejemo pomike in tako dobimo skupni maksimalni pomik preklade:

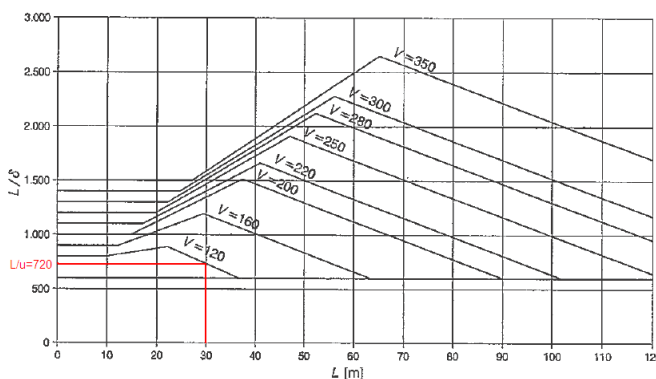
$$u_z = 26,4 + 18,7 = 45,1\text{mm} \leq L / 600 = 30000 / 600 = 50\text{mm} \dots \textit{kontrola pomika}$$

Iz zgornjih dveh pogojev je razvidno, da zadostimo maksimalni dovoljeni konici pospeška in maksimalnemu pomiku konstrukcije.

### 8.3.4.2 Kontrola udobja potnikov

#### Kriterij udobja

Predpostavimo pospešek v kabini vagona  $b_v=1,3\text{m/s}^2$ , ki predstavlja dobro udobje. Na podlagi pospeška nato v skladu s standardom SIST EN 1990, A2.4.4.3, slika A2.3, določimo maksimalni dovoljen pomik v polju 2 pri obtežbi UIC71 z upoštevanjem dinamičnega faktorja in hitrosti 120 km/h.



Slika 112: Maksimalni dovoljeni vertikalni pomik  $\delta$  za železniške mostove z 3 ali več polj, ki ustreza vertikalnemu pospešku  $b_v=1\text{m/s}^2$  v kabini vlaka s hitrostjo  $V[\text{km/h}]$  (Vir: SIST EN 1990:2004/A1:2006 31 str.)

Iz Slike 112 odčitamo razmerje  $L/\delta$ . Vrednost je potrebno pretvoriti na dovoljen pospešek  $b'_v=1,3\text{m/s}^2$  (glej standard SIST EN 1990:2004/A1:2006, A2.4.4.3.2(4)).

$$\frac{L}{\delta} = \frac{720}{b'_v} \rightarrow \delta = L \cdot b'_v / 720 = 30000 \cdot 1,3 / 720 = 54,2\text{mm} \dots \text{dovoljen pomik za } b'_v$$

V kolikor primerjamo vertikalni pomik  $u_z = 45,1\text{mm}$  iz prejšnjega poglavja (obtežba na obeh tirih) z dovoljenim  $\delta = 54,2\text{mm}$  vidimo, da je le ta manjši. To pomeni, da v primeru, ko je promet UIC71 samo na enem tiru, pogoju dobrega ugodja zadostimo, brez da bi naredili izračun pomika za to obtežbo.

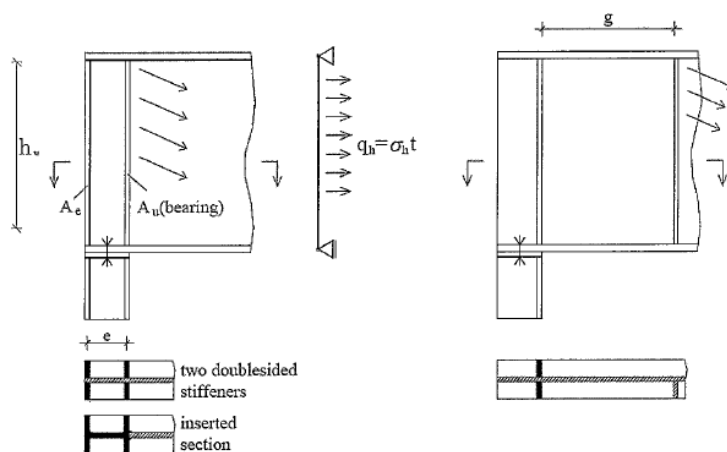
#### **8.4 Kontrola prečnega okvirja v MSN**

Zaradi velikih obremenitev okvirjev v polju, ki so posledica železniškega prometa, definiramo vse prečne nosilce z enakimi dimenzijami. Prav tako storimo z vertikalnimi ojačitvami z izjemo ojačitve nad podporo P4, pri kateri moramo sidrati natezni pas.

Pri dimenzioniranju ojačitev ne upoštevam lukenj za vezna sredstva. Le-te se mora upoštevati pri neto prerezu, če ustreza pogoj iz SIST EN 1993-1-1, 6.2.5(4).

##### **8.4.1 Kontrola vertikalne ojačitve nad podporo P4**

Kontrolo se naredi na podlagi vertikalnih obremenitev zaradi lastne teže in prometne obtežbe prikazane na Sliki 62, Sliki 80 in Sliki 81. Poleg vertikalne obtežbe je potrebno prišteti tudi obremenitve zaradi vetra prečno. V tem primeru naredim poenostavitev in na ojačitev prištejemo vpliv vetra, izračunan za ojačitev nad podporo P3, prikazano na Sliki 101. S tem sem bistveno na varni strani. V kolikor pa bi se izkazalo, da je nosilnost na kritični meji, bi bilo potrebno narediti točnejši izračun vetra na to podporo. Prav tako celotni moment iz prečnega nosilca prenesemo na vertikalno ojačitev.



Slika 113: Prikaz robnega detajla vertikalne prečne ojačitve (Vir: EVROKOD 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij del 1-5:Elementi pločevinastik konstrukcij, Darko Beg, Ljubljana 2008)

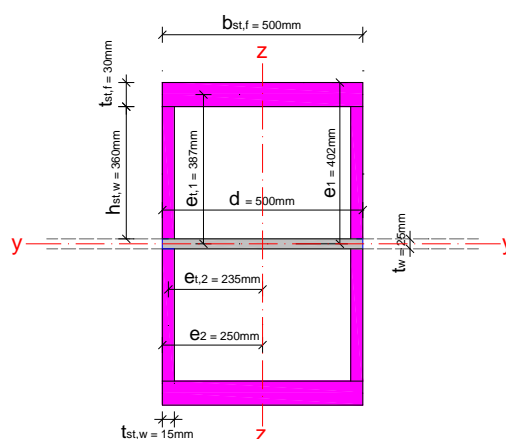
### Obremenitve krajne ojačitve nad podporo P4:

$N_{Ed} = N_{veter} + N_{sta\ ln\ a} + N_{spremenljiva} = 357,3kN + 1644kN + 2414kN = 4415kN$  ...osna sila (vpliv prečne in vertikalne obtežbe)

$V_{Ed,z} = V_{veter} = 245,7kN$  ...prečna sila (vpliv prečne obtežbe)

$M_{Ed,y} = M_{veter} + M_{pr,nosilec} = 270kNm + 559,3kNm = 829,3kNm$  ...upogibni moment (vpliv prečne in vertikalne obtežbe)

### Geometrijske karakteristike:



Slika 114: Geometrija vertikalne prečne ojačitve nad podporo P4

$$b_{st,f} / t_{st,f} / h_{st,w} / t_{st,w} = 500\text{mm} / 30\text{mm} / 360\text{mm} / 15\text{mm} \dots \text{osnovne dimenzije ojačitve}$$

$$e_{t1} / e_{t2} / e_1 / e_2 = 387,5\text{mm} / 235\text{mm} / 402,5\text{mm} / 250\text{mm} \dots \text{razdalje točk do težišča}$$

$$d \approx b_{st,f} = 500\text{mm} \dots \text{prispevek stojine (poenostavitev)}$$

$$A_{st} = 2 \cdot b_{st,f} \cdot t_{st,f} + 4 \cdot h_{st,w} \cdot t_{st,w} + d \cdot t_w = 641\text{cm}^2 \dots \text{skupni prerez ojačitve}$$

$$I_{st,y} = 2 \cdot b_{st,f} \cdot t_{st,f} \cdot e_{t1}^2 + (2 \cdot h_{st,w} + t_w)^3 \cdot t_{st,w} / 6 + b_{st,f} \cdot t_{st,f}^3 / 6 + (d - 2 \cdot t_{st,w}) \cdot t_w^3 / 12 = 553903\text{cm}^4$$

...vztrajnostni moment ojačitve v y-y osi

$$I_{st,z} = b_{st,f}^3 \cdot t_{st,f} / 6 + 4 \cdot h_{st,w} \cdot t_{st,w} \cdot e_{t2}^2 + h_{st,w} \cdot t_{st,w}^3 / 3 + d^3 \cdot t_w / 12 = 207868\text{cm}^4 \dots \text{vztrajnostni}$$

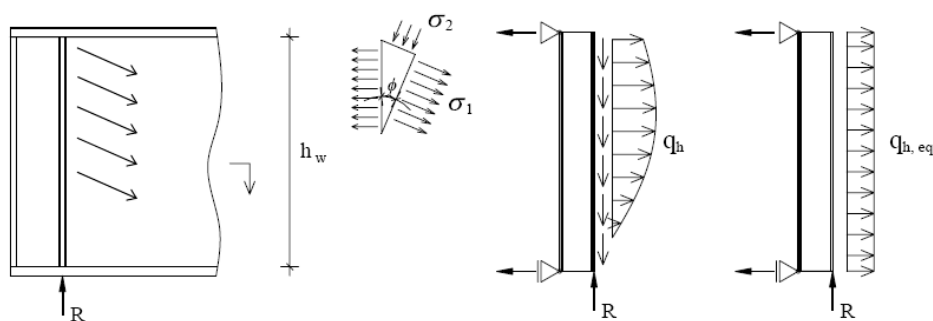
i moment ojačitve v z-z osi

$$i_{st,y} = \sqrt{I_{st,y} / A_{st}} = 29,4\text{cm} \dots \text{vztrajnostni radij}$$

### Sidranje nateznega pasu (upogib v ravnini stojine glavnega nosilca)

Izračun sidranja nateznega pasu je v celoti narejen v skladu z: B. Johansson et.al (2007): COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5. Dostopno na internetu: <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/EUR22898EN.pdf>. Prezeto 28. 2. 2009.

V izračunu se predpostavi mehanizem prosto ležečega nosilca, ki je obremenjen z membranskimi silami glavnega nosilca.



Slika 115: Prikaz poenostavljenega modela ojačitve in potek horizontalne obtežbe

V primeru velike vitkosti stojine ( $\overline{\lambda}_w$ ) se lahko horizontalno komponento membranskih

napetosti ( $\sigma_h$ ) približno oceni z enačbo: 
$$\frac{\sigma_h}{f_y} = \frac{0,43}{\overline{\lambda}_w}$$



$$\left. \begin{array}{l} (1) \quad q_h = \sigma_h \cdot t_w \\ (2) \quad \overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \end{array} \right\} \dots \text{enačbi upoštevamo pri izpeljavi horizontalne obtežbe}$$

$$q_h = 16,1 \cdot \frac{f_y \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{k_\tau}}{h_w} \leq 49 \cdot \frac{t_w^2 \cdot f_y}{h_w} \dots \text{horizontalna obtežba na kratkem nosilcu}$$

Ker v resnici horizontalna obtežba  $q_h$  ni konstantna po nosilcu in je  $\sigma_h$  teoretična vrednost, se pri dimenzioniranju upošteva manjša ekvivalentna enakomerna horizontalna obtežba  $q_{h,eq}$ .

$$q_{h,eq} = 32 \cdot \frac{t_w^2 \cdot f_y}{h_w} = 32 \cdot \frac{2,5^2 \cdot 34,5}{184} = 37,50 \text{ kN/cm} \dots \text{ekvivalentna horizontalna obtežba na kratkem nosilcu}$$

$$L = h_w = 184 \text{ cm} \dots \text{dolžina kratkega nosilca}$$

$$M_{Ed,z} = q_{h,eq} \cdot L^2 / 8 = 158700 \text{ kNcm} \dots \text{upogibni moment okrog z-z osi}$$

$$\sigma_2 = M_{Ed,z} \cdot e_2 / I_{st,z} = 19,1 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{st,f} / \gamma_{M0} = 34,5 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{kontrola napetosti}$$

### **Kontrola interakcije upogiba izven ravnine, upogiba v ravnini stojine in osne sile (SIST EN 1993-1-1, 6.2.9.2):**

$$\sigma_0 = N_{Ed} / A_{st} = 4415 \text{ kN} / 641 \text{ cm}^2 = 6,88 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{napetost zaradi reakcije}$$

$$\sigma_1 = M_{Ed,y} \cdot e_1 / I_{st,y} = 82930 \cdot 40,2 / 553903 = 6,02 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{napetost zaradi momenta y-y}$$

$$\sigma_2 = 19,1 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{napetost zaradi momenta z-z}$$

$$\sigma_{Ed,x} = \sigma_0 + \sigma_1 + \sigma_2 = 6,88 + 6,02 + 19,1 = 32 \text{ kN/cm}^2 \dots \text{skupne normalne napetosti}$$

$$\sigma_{Ed,x} \leq f_{y,f} / \gamma_{M0} = 320 \text{ MPa} \leq 345 \text{ MPa} \dots \text{kontrola normalnih napetosti (izkoriščenost 93 \%)}$$

### **Kontrola strižne nosilnosti v Z-smeri (SIST EN 1993-1-1, 6.2.6):**

$$A_{v,st} = 4 \cdot h_{st,w} \cdot t_{st,w} + t_w \cdot t_{st,w} = 219,75 \text{ cm}^2 \dots \text{strižni prerez (samo stojine ojačitev)}$$

$$V_{pl,Rd,z} = A_{v,st} \cdot f_{y,w} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 219,75 \cdot 35,5 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 4377,1kN \dots \text{strižna nosilnost}$$

$$V_{Ed,z} = 245,7kN \leq V_{pl,Rd} = 4377,1kN \dots \text{kontrola strižne nosilnosti}$$

$$n = V_{Ed,z} / V_{pl,Rd,z} = 245,7 / 4377,1 = 0,056 \leq 0,5 \dots \text{kontrola interakcije}$$

Iz pogoja je razvidno, da interakcije ni potrebno izvesti.

### **Kontrola uklonske nosilnosti (SIST EN 1993-1-1, 6.3.1.3):**

$$l_u = 0,75 \cdot h_w = 1380mm \dots \text{uklonska dolžina vertikalne prečne ojačitve (izberemo krivuljo b)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 77,71 \\ \lambda = l_u / i_{st,y} = 4,63 \end{array} \right\} \rightarrow \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 0,06 \rightarrow (b) \rightarrow \chi = 0,84 \dots \text{redukcijski faktor}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{st} \cdot f_{y,f} / \gamma_{M1} = 0,84 \cdot 641 \cdot 34,5 / 1,1 = 16887kN \dots \text{uklonska nosilnost}$$

$$N_{Ed} = 4415kN \leq N_{b,Rd} = 16887kN \dots \text{kontrola uklonske nosilnosti (izkoriščenost 26 \%)}$$

### **8.4.2 Kontrola vertikalne ojačitve nad notranjo podporo P3**

Potrebno je sešteti vplive lastne teže, prometa in vetra. Obremenitve so prikazane na Sliki 62, Sliki 80, Sliki 81 in Sliki 101, kjer upoštevamo, da se celotni upogibni moment v prečnem nosilcu prenese na ojačitev.

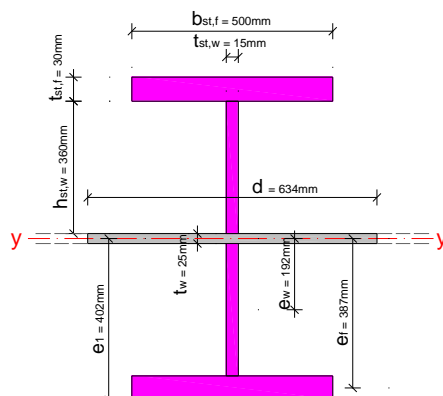
### **Obremenitve podpore P3:**

$$N_{Ed} = N_{veter} + N_{stalna} + N_{spremenljiva} = 357,3 + 5650 + 6340 = 12357,3kN \dots \text{osna sila}$$

$$V_{Ed} = V_{veter} = 245,7kN \dots \text{prečna sila}$$

$$M_{Ed} = M_{veter} + M_{pre.nosilec} = 270 + 639,6 = 909,7kNm \dots \text{upogni moment}$$

### Geometrijske karakteristike:



Slika 116: Geometrija vertikalne prečne ojačitve v polju in nad podporama P3 in P4

$$b_{st,f} / t_{st,f} / h_{st,w} / t_{st,w} = 500\text{mm} / 30\text{mm} / 360\text{mm} / 15\text{mm} \dots \text{dimenzije ojačitve } T \text{ prereza}$$

$$e_f / e_w / e_1 = 387\text{mm} / 192\text{mm} / 402\text{mm} \dots \text{razdalje do težišča prečne ojačitve}$$

$$d = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t_{st,w} = 2 \cdot 15 \cdot 0,825 \cdot 25\text{mm} + 15\text{mm} = 634\text{mm} \dots \text{prispevek stojine}$$

$$A_{st} = 2 \cdot b_{st,f} \cdot t_{st,f} + 2 \cdot h_{st,w} \cdot t_{st,w} + d \cdot t_w = 566,5\text{cm}^2 \dots \text{skupni prerez ojačitve}$$

$$I_{st,y} = 2 \cdot b_{st,f} \cdot t_{st,f} \cdot e_f^2 + b_{st,f} \cdot t_{st,f}^3 / 6 + d \cdot t_w^3 / 12 + (2 \cdot h_{st,w} + t_w)^3 \cdot t_{st,w} / 12 = 501301\text{cm}^4 \dots$$

vztrajnostni moment ojačitve v y-y osi

$$i_{st,y} = \sqrt{I_{st,y} / A_{st}} = 29,74\text{cm} \dots \text{vztrajnostni radij}$$

### Kontrola togosti ojačitve:

Vertikalna ojačitev mora izpolniti pogoj minimalnega vztrajnostnega momenta, da se jo lahko obravnava kot togo.

$$a / h_w = 5000 / 1840 = 2,71 \geq \sqrt{2} = 1,41 \rightarrow I_{st,y} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3$$

$$I_{st,y} = 501301\text{cm}^4 \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 2156,3\text{cm}^4 \dots \text{kontrola toge ojačitve}$$

Z izbrano ojačitvijo nimamo težav zadostiti pogoju in tako dokažemo absolutno togost.

**Kontrola interakcije upogiba izven ravnine in osne sile (SIST EN 1993-1-1, 6.2.9.2):**

$$\sigma_0 = N_{Ed} / A_{st} = 12357 \text{ kN} / 566,5 \text{ cm}^2 = 21,81 \text{ kN} / \text{cm}^2 \dots \text{napetost zaradi reakcije}$$

$$\sigma_1 = M_{Ed} \cdot e_1 / I_{st,y} = 90970 \cdot 40,2 / 501301 = 7,29 \text{ kN} / \text{cm}^2 \dots \text{napetost zaradi momenta}$$

$$\sigma_{Ed,x} = \sigma_0 + \sigma_1 = 21,81 + 7,29 = 29,1 \text{ kN} / \text{cm}^2 \dots \text{skupne normalne napetosti}$$

$$\sigma_{Ed,x} \leq f_{y,f} / \gamma_{M0} = 291 \text{ MPa} \leq 345 \text{ MPa} \dots \text{kontrola normalnih napetosti (izkoriščenost 84 \%)}$$

**Kontrola strižne nosilnosti (SIST EN 1993-1-1, 6.2.6):**

$$A_{v,st} = 2 \cdot h_{st,w} \cdot t_{st,w} + t_{st,w} \cdot t_w = 111,75 \text{ cm}^2 \dots \text{strižni prerez}$$

$$V_{pl,Rd} = A_{v,st} \cdot f_{y,w} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 111,75 \cdot 35,5 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 2225,9 \text{ kN} \dots \text{strižna nosilnost}$$

$$V_{Ed} = 245,7 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 2225,9 \text{ kN} \dots \text{kontrola strižne nosilnosti}$$

$$n = V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 245,7 / 2225,9 = 0,11 \leq 0,5 \dots \text{kontrola interakcije}$$

Iz pogoja vidimo, da je prečna sila manjša od polovice plastične nosilnosti, kar pomeni, da nam ni potrebno narediti interakcije upogiba in striga.

**Kontrola uklonske nosilnosti (SIST EN 1993-1-1, 6.3.1.3):**

$$l_u = 0,75 \cdot h_w = 1380 \text{ mm} \dots \text{uklonska dolžina vertikalne prečne ojačitve (izberemo krivuljo b)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 77,5 \\ \lambda = l_u / i_{st,y} = 4,63 \end{array} \right\} \rightarrow \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 0,06 \rightarrow (b) \rightarrow \chi = 0,84 \dots \text{redukcijski faktor}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{st} \cdot f_{y,f} / \gamma_{M1} = 0,84 \cdot 566,5 \cdot 34,5 / 1,1 = 14925 \text{ kN} \dots \text{uklonska nosilnost}$$

$$N_{Ed} = 12357 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 14924 \text{ kN} \dots \text{kontrola uklonske nosilnosti (izkoriščenost 83 \%)}$$

**8.4.3 Kontrola prečnega nosilca**

Iz Slike 81 je razvidno, da je prečni nosilec 5 m levo od podpore P3 najbolj obremenjen, kljub temu da ne prevzema vpliva vetra. Iz tega sledi, da dimenzioniramo samo ta nosilce.

### Obremenitve prečnega nosilca:

$$V_{Ed,z} = 718,4kN \dots \text{strižna sila v Z-smeri}$$

$$M_{Ed,y} = 1509kNm \dots \text{upogibni moment okrog y-y osi}$$

$$V_{Ed,y} = 145,2kN \dots \text{strižna sila v Y-smeri}$$

$$M_{Ed,z} = 270,4kNm \dots \text{upogibni moment okrog z-z osi}$$

### Geometrijske karakteristike:

$$b_f / t_f / h_w / t_w = 500mm / 30mm / 740mm / 15mm \dots \text{dimenzije I nosilca}$$

$$h_{tf} = t_f + h_w / 2 = 3 + 74 / 2 = 38,5cm \dots \text{težiščna razdalja pasnice}$$

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 50 \cdot 3 + 74 \cdot 1,5 = 411cm^2 \dots \text{skupni prerez nosilca}$$

$$I_y = 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot h_{tf}^2 + h_w^3 \cdot t_w / 12 + b_f \cdot t_f^3 / 6 = 495553cm^4 \dots \text{vztrajnostni moment v y-y osi}$$

$$W_y = I_y / h_{tf} = 12388,8cm^3 \dots \text{odpornostni moment v y-y osi}$$

$$I_z = b_f^3 \cdot t_f / 6 + h_w \cdot t_w^3 / 12 = 62520cm^4 \dots \text{vztrajnostni moment v z-z osi}$$

$$W_z = I_z / (b_f / 2) = 2500,8cm^3 \dots \text{odpornostni moment v z-z osi}$$

### Kontrola interakcije dvoosnega upogiba in osne sile (SIST EN 1993-1-1, 6.2.9.2):

$$\sigma_1 = M_{Ed,y} / W_y = 150900 / 12388,8 = 12,18 kN/cm^2 \dots \text{napetost zaradi momenta } M_y$$

$$\sigma_2 = M_{Ed,z} / W_z = 27040 / 2500,8 = 10,81kN/cm^2 \dots \text{napetost zaradi momenta } M_z$$

$$\sigma_{Ed,x} = \sigma_1 + \sigma_2 = 12,18 + 10,81 = 23 kN/cm^2 \dots \text{skupne normalne napetosti}$$

$$\sigma_{Ed,x} \leq f_{y,f} / \gamma_{M0} = 230MPa \leq 345MPa \dots \text{kontrola normalnih napetosti (izkoriščenost 67 \%)}$$

### Kontrola strižne nosilnosti v Z-smeri (SIST EN 1993-1-1, 6.2.6):

$$h_w / t_w = 740 / 15 = 49,3 \geq 72 \cdot \varepsilon / \eta = 72 \cdot 0,81 / 1,0 = 58,32 \dots \text{odpornost proti izbočenju}$$

$$A_v = h_w \cdot t_w = 111cm^2 \dots \text{strižni prerez}$$

$$V_{pl,Rd,z} = A_v \cdot f_{y,w} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 111 \cdot 34,5 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 2211 \text{ kN} \dots \text{strižna nosilnost}$$

$$V_{Ed,z} = 718,4 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,z} = 2211 \text{ kN} \dots \text{kontrola strižne nosilnosti}$$

$$n = V_{Ed,z} / V_{pl,Rd,z} = 718,4 / 2211 = 0,325 \leq 0,5 \dots \text{kontrola interakcije}$$

**Kontrola strižne nosilnosti v Y-smeri (SIST EN 1993-1-1, 6.2.6):**

$$A_v = 2 \cdot b_f \cdot t_f = 300 \text{ cm}^2 \dots \text{strižni prerez}$$

$$V_{pl,Rd,y} = A_v \cdot f_{y,w} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 300 \cdot 34,5 / (\sqrt{3} \cdot 1,0) = 5975,6 \text{ kN} \dots \text{strižna nosilnost}$$

$$V_{Ed,y} = 145,2 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd,y} = 5975,6 \text{ kN} \dots \text{kontrola strižne nosilnosti}$$

$$n = V_{Ed,y} / V_{pl,Rd,y} = 145,2 / 5975,6 = 0,024 \leq 0,5 \dots \text{kontrola interakcije}$$

Iz pogoja vidimo, da je prečna sila v obeh smereh manjša od polovice plastične nosilnosti, kar pomeni, da nam ni potrebno narediti interakcije upogiba in striga.

## 9 LOKALNA ANALIZA BETONSKE PLOŠČE

Lokalno analizo naredimo na poenostavljenem modelu armiranobetonske plošče, ki je modelirana kot nosilec z višino  $h=0,35$  m in širino  $b=1$  m. Ploščo nepomično podpremo na mestih, kjer je povezana z jeklenim nosilcem. Lastnosti materialov so določene v poglavju 3:

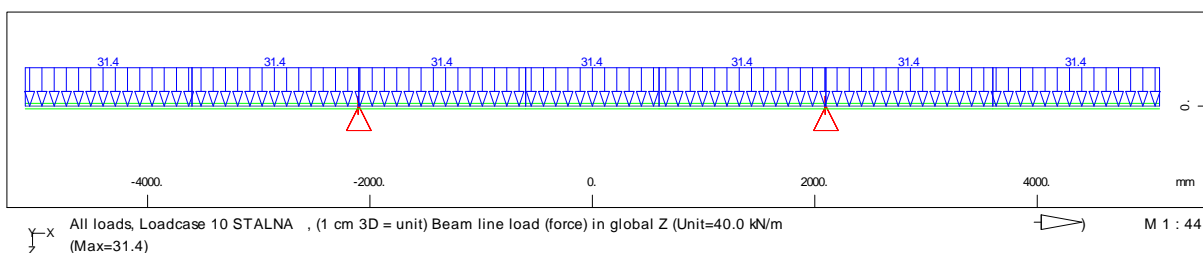
**Beton C30/37:**  $f_{ck} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 1,0 \cdot 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}$

**Armatura S500B:**  $f_{ak} = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{ad} = f_{ak} / \gamma_A = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$

### 9.1.1 Določitev obtežbe na betonsko ploščo

Lastno težo smo definirali v poglavju 4.1.3, ki jo v primeru lokalne analize vrednotimo na cel prečni prerez. Pri izračunu obtežbe na betonsko ploščo se teže jekla ne upoštevata :

$$g_{plo} = 1,0m \cdot (G_{preklada} - 18,2) / B = 1,0 \cdot (338,5 - 18,2) / 10,2 = 31,4 \text{ kN} / \text{m} \dots \text{obtežba AB-plošče}$$

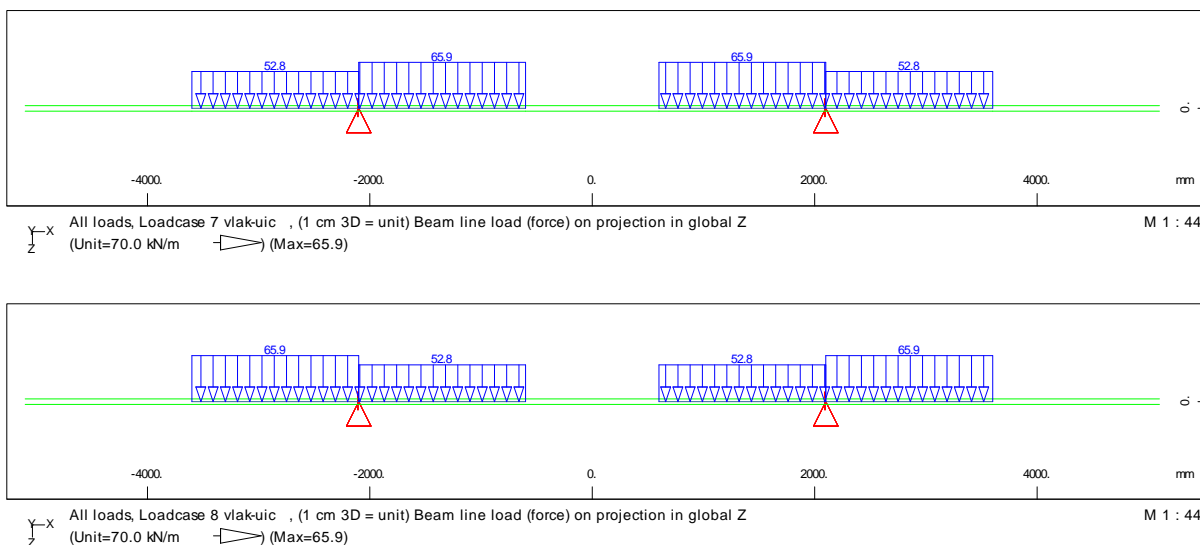


Slika 117: Prikaz stalne obtežbe na betonski plošči

Spremenljivo obtežbo prometa smo definirali v poglavju 4.2.3.1, za katero upoštevamo ekscentričnost in dinamični faktor. Preko gramozne grede se obtežba prometa, ki deluje na eno tirnico (glej Preglednico 6) porazdeli na 1,5 m široko dolžino, kar pomeni, da celotna obtežba deluje na vplivnem območju 3 m. V izračunu so narejene vse kombinacije prometa, pri katerih pa se izkaže, da obtežba »UIC71« deluje najbolj neugodno. Prikaz obtežbe »UIC71« je na Sliki 118, medtem ko je izračun obtežbe na vplivno dolžino prikazan z enačbama:

$$Q_{vk,2} = q_{vk,plo,2} = 138,89 \text{ kN} / 1,6 \text{ m} = 1,0 \cdot 86,8 / 1,5 = 57,8 \text{ kN} / \text{m} \dots \text{iz vrednotenja »UIC71«}$$

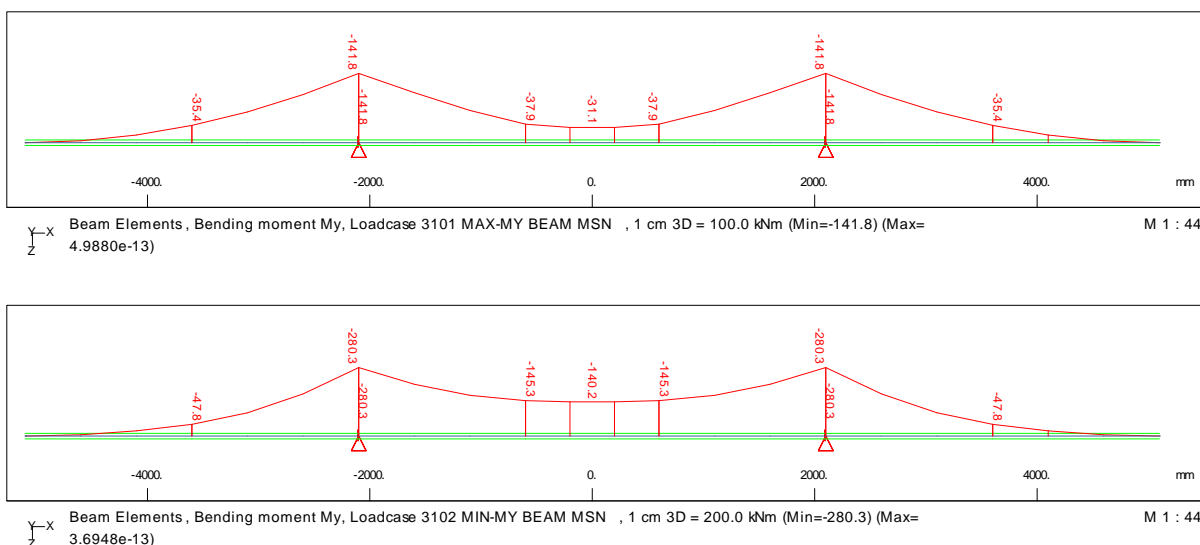
$$Q_{vk,1} = q_{vk,plo,1} = 111,11 \text{ kN} / 1,6 \text{ m} = 1,0 \cdot 69,4 / 1,5 = 46,3 \text{ kN} / \text{m} \dots \text{iz vrednotenja »UIC71«}$$



Slika 118: Prikaz prometne obtežbe (UIC71) z upoštevanjem ekscentričnosti

### 9.1.2 Izračun ovojnice in dimenzioniranje armirano betonske plošče

Pri prometu upoštevamo dinamični faktor določen v poglavju 4.2.3.1. Iz rezultatov je razvidno, da ni pozitivnih momentov, kar je posledica tega, da je promet vezan na progo, ki se nahaja nad podporo.



Slika 119: MSN-Ovojnica prečnega upogibnega momenta My



**9.1.2.1 Dimenzioniranje armiranobetonske plošče:**

Dimenzioniranje naredimo v skladu s Priročnikom za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. V izračunu naredimo poenostavitev in armature v tlaku ne upoštevamo.

**Izračun armature nad podporo (zaščitni sloj armature je 5 cm):**

$$a = 5\text{cm} \rightarrow d = h - a = 35\text{cm} - 5\text{cm} = 30\text{cm} \dots \text{statična višina}$$

$$M_{Ed} = 280,3\text{ kNm} \dots \text{obremenitev nad podporo}$$

$$k_h = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{28030\text{ kNcm}}{0,85 \cdot 2,0\text{ kN/cm}^2 \cdot 100\text{ cm} \cdot 900\text{ cm}^2} = 0,183$$

$$k_h = 0,183 \rightarrow \Delta\varepsilon = 0,25 \cdot 0,008 / 0,012 = 0,1666$$

$$\varepsilon_c = 3,25 + 0,166 = 3,41 \rightarrow \varepsilon_a / -\varepsilon_c = 1,0 / 0,341\% \dots \text{deformacija betona in jekla}$$

$$k_x = 0,254 \rightarrow x = k_x \cdot d = 0,254 \cdot 30\text{ cm} = 7,62\text{ cm} \dots \text{višina tlačne cone}$$

$$k_s = 1,181 \rightarrow A_{upog,sup} = \frac{M_{Ed}}{f_{ad} \cdot d} \cdot k_s = \frac{28030\text{ kNcm}}{43,48\text{ kN/cm}^2 \cdot 30\text{ cm}} \cdot 1,181 = 25,37\text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{upog,sup} = 25,37\text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{potrebna armatura na zgornjem robu plošče}$$

$$A_{upog,inf} = 0,0\text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{potrebna armatura na spodnjem robu plošče}$$

**Izračun minimalne potrebne armature:**

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{cm} / f_{sk} \cdot b \cdot d = 4,52\text{ cm}^2 / \text{m} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 3,9\text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{minimalni prerez}$$

**Izbira premera in razmaka armaturnih palic:**

Prečna armatura zgoraj: Ø18/9cm ( $A_{dej}=28,22\text{ cm}^2/\text{m}$ )

Prečna armatura spodaj: Ø18/9cm ( $A_{dej}=28,22\text{ cm}^2/\text{m}$  glej poglavje 8.2.5.3)

**Izračun interakcije prečnega upogiba in vzdolžnega striga:**

$$A_{dej,sup} \geq \max[A_{upog,sup} ; A_{sup}] \rightarrow 28,2\text{ cm}^2 / \text{m} \geq \max[25,37\text{ cm}^2 / \text{m} ; 25,82\text{ cm}^2 / \text{m}]$$

$$A_{dej,inf} \geq \max[ A_{upog,inf} ; A_{inf} ] \rightarrow 28,2cm^2 / m \geq \max[ 0,0cm^2 / m ; 25,82cm^2 / m ]$$

$$A_{dej,inf} + A_{dej,sup} \geq \max [ A_{sf} ; A_{sf} / 2 + A_{upog,inf} ; A_{sf} / 2 + A_{upog,sup} ] =$$

$$= 56,4cm^2 / m \geq \max [ 51,64cm^2 / m ; 25,82 cm^2 / m ; 51,19cm^2 / m ] = 51,64cm^2 / m$$

Razvidno je, da izpolnjujemo vsem zahtevam.

Zaradi poteka ovojnice upogibnega momenta in razmeroma majhne širine preklade, predvidimo potek zgornje in spodnje armature preko cele širine.

## 10 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge je bilo predstavljeno projektiranje sovprežnega železniškega mostu z uporabo standarda Evrokod in računalniškega programa SOFiSTiK. Glede na to, da sovprežni prerez pri železniških mostovih ni pogosta izbira, se je kljub temu izkazalo, da s tako zasnovo izpolnjujemo vsa določila in kontrole, ki jih predpisuje standard.

Evrokod predpisi, ki sem jih uporabil za projektiranje, dobro opisujejo posamezne kontrole, določila in obnašanje konstrukcije. Prav tako sta standarda za sovprežne konstrukcije SIST EN 1994-1 in SIST EN 1994-2 napisana smiselno in se sistematično sklicujeta na preostale standarde v družini Evrokod. Kljub temu pa je potrebno omeniti, da se v posameznih točkah pojavljajo nepopolna ali dvoumna navodila, katera je potrebno nadgraditi z drugo literaturo.

Pri dimenzioniranju prekladne konstrukcije ugotovimo, da so izkoriščenosti prerezov, ki se pojavijo v fazi gradnje, relativno majhne v primerjavi z izkoriščenostjo v fazi uporabe. Tako je dimenzije konstrukcije narekovala obtežba, ki se pojavi med uporabno dobo mostu. Ker se v diplomski neki stvari poenostavi in upoštevam enako širino (900 mm) zgornje in spodnje pasnice ter konstantno debelino (25 mm) stojine glavnega jeklenega nosilca vzdolž celotne dolžine mostu, dobimo neenakomerno izkoriščenost posameznih prečnih prerezov. To pomeni, da izbrana zasnova mostu v diplomski nalogi ni najbolj racionalna. V kolikor bi projektirali resnični most, bi bilo potrebno tako konstrukcijo ustrezno optimizirati.

Program SOFiSTiK, ki je bil v diplomski nalogi uporabljen, je izpolnil pričakovanja. Z njim lahko naredimo analizo narivanja in betoniranja, pri katerima se lahko kontrolira vsak delni prečni prerez konstrukcije v poljubnem času. Izkazalo se je, da ima SOFiSTiK pomembno prednost pred ostalimi komercialnimi programi, ker omogoča vnos geometrije, obtežbe in drugih zahtev s programsko kodo, napisano v modulu TEDDY. Optimizacija konstrukcije, napisane s kodo, je nato izredno hitra, saj s spremembo posameznega parametra spreminjamo celotno zasnovo konstrukcije vključno z obtežbo in drugimi predhodno določenimi lastnostmi. Na koncu je potrebno dodati, da kljub omenjenim prednostim, program ni enostaven za uporabo (pri začetnikih), saj zahteva sprotno branje SOFiSTiK Documentation, v katerem pa nemalokrat naletimo na skopo obrazložitev zelene teme.

## VIRI

Beg, D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem standardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.

Beg, D. 2008. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-5. del: Elementi pločevinaste konstrukcije. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Beg, D., Rugelj T., Kristanič, N. 2008. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 2. del: Splošna pravila in pravila za mostove. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Beg, D., Kristanič, N. 2008. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 2. del: Splošna pravila in pravila za mostove. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

B. Johansson et.al (2007):COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5. <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/EUR22898EN.pdf>. (28.12.2009)

Collings, D. 2005. Steel-concrete composite bridges. <http://books.google.si/books?id=gVWnLQuubFEC&pg=PT110&lpg=PT110&dq=transverse+stiffness+composite+bridge&source=bl&ots=iQpM14E#v=onepage&q=transverse%20stiffness%20composite%20bridge&f=false>. (18.6.2009)

L. Davaine et.al (2007): Eurocodes 3 and 4-Application to steel-concrete composite road bridges. <http://www.setra.equipement.gouv.fr/Technical-guides.html>. (28.12.2009)

Duhovnik, L. 1998. Statika linijskih konstrukcij I. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 224 str.

EN 1990. 2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1991-1-1. 2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1991-1-1. 2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1991-1-1. 2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-6. del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

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

EN 1992-2. 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1993-1-1. 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1993-1-5. 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-5. del: Elementi pločevinaste konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1993-1-9. 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-9. del: Utrujanje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1993-1-10. 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-10. del: Izbira kakovosti jekla glede na žilavost in lamelarni lom . Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1993-2 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 2. del: Mostovi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1994-1-1 2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

EN 1994-1-1 2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 2. del: Splošna pravila in pravila za mostove. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo

Horvatić, D. 1988. Metalni mostovi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 282 str.

Kržič, F. 1994. Jeklene konstrukcije 1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 208 str.

Milosavljević M. 1968. Čelični mostovi 1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 359 str.

Rosignoli, M. 2002. Bridge launching. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 342 str.

Stipanić, B. 1989. Čelični mostovi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 595 str.

Ziherl, G. 2008. Projektiranje sovprežnega viadukta ob upoštevanju postopka gradnje.  
Diplomska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,  
Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 116 f.

## **Priloga A: PREDSTAVITEV IN KONTROLA PROGRAMA SOFiSTiK (CSM)**

### **A.1 Splošno**

Faznost gradnje, z upoštevanjem reologije, se izvede v programu CSM (Construction Stage Manager). Z njim določujemo karakteristike posamezni fazi, grupi in obtežbi. Obravnava se vse konstrukcijske faze, ki povzročijo spremembo napetostnega stanja.

Za pravilno analizo je potrebno v programu določiti vrstni red gradnje oz. posamezne operacije v odvisnosti od časa. Zato je priročno, da shranjujemo glavne faze gradnje na vsako 10. mesto. Pri tem pa pazimo, da je vmes dovolj prostora za vse operacije. Priporočeno zaporedje številčenja je:

- CS 10-Aktivacija nove grupe (glavna faza gradne)
- CS 11-Prednapenjanje (vmesna operacija)
- CS 12-Zemeljska dela (vmesna operacija)
- CS 13-Obtežba posamezne faze gradnje (začasna ali stalna obtežba)
- CS 15-Lezenje in krčenje (čas trajanja posamezne faze)

V primeru, ko se spremeni podporni sistem, ta ne predstavlja nove obtežbe, ampak samo deformacijo in napetosti, ki pa morajo biti vzete v račun pri pripadajoči fazi gradnje.

Vsako zgoraj zapisano fazo gradnje program obravnava kot svoj obtežni primer, ki predstavlja rezultate pripadajočih notranjih sil. Dobljen obtežni primer, ki zajema vse vplive v tej fazi, se zapiše pod številko 4000 (LC4000).

V nadaljevanju se z dobljenimi obtežnimi primeri naredi superpozicija, kjer se upošteva različne varnostne faktorje. Ker različni tip obtežbe zahteva različne varnostne faktorje, nam program preračuna razliko notranjih sil med dvema zaporednima obtežnima primeroma in jo zapiše pod številko 5000 (LC5000).

Dodatni obtežni primer 6000 se nam ustvari samo v primeru, da faza gradnje zajema tudi lezenje in krčenje. Ta vsebuje spremembo napetosti v prečnem prerezu zaradi krčenja in lezenja, za razliko od pripadajočega 5000, ki vsebuje notranje sile zaradi prerazporeditve, ki jo povzroča lezenje in krčenje. Za bolj detajlno razlago teoretičnega ozadja CSM glej:

C:\Program Files\SOFiSTiK\solistik.23\csm.pdf oz. Help:SOFiSTiK Documentation.

## A.2 Analiza lezenja in krčenja v linijskih elementih

CSM omogoča izračun lezenja in krčenja z različnimi standardi, vključno z EC2, ki je bil uporabljen v diplomski nalogi. Za natančni pregled enačb, po katerih se računa ta dva koeficienta, glej: SOFiSTiK Documentation, AQB version 13.26, 2007, 2–11 str.

S prevzetimi nastavitvami CSM vnaprej preračuna koeficient lezenja in krčenja ter relaksacijo za aktivirano grupo v obravnavani fazi gradnje. Te vrednosti pa so nato obravnavane kot »delta-phi« vrednosti.

Vpliv lezenja in krčenja se prvič pojavi v elementu med fazo, ki zajema lezenje in krčenje.

Creep values												
Grp	Mno	Type	deff [m]	T0 d	CS 15	CS 25	CS 35	CS 45	CS 46	CS 47	CS 48	sum
		days	-->	28	28	100	438	1616	5961	21985		30156
		RH %	---->	70	70	70	70	70	70	70		
		Temp	---->	20	20	20	20	20	20	20		
1	1	beam	0.400	28	0.58	0.13	0.22	0.32	0.23	0.10	0.03	1.61
2	1	beam	0.400	28	-	0.58	0.30	0.35	0.24	0.11	0.03	1.61
3	1	beam	0.400	28	-	-	0.83	0.40	0.25	0.11	0.03	1.61

Slika 120: Prikaz razvoja koeficienta lezenja za posamezno fazo gradnje (Vir: SOFiSTiK Documentation, CSM version 11.89, 2008, 2–5 str.)

Na Sliki 120 je prikazana vrednost koeficienta lezenja v odvisnosti od posamezne faze gradnje. Podobno se izpiše tudi koeficient krčenja.

Vsaka faza lezenja in krčenja mora vsebovati osnovne podatke:

- Days: Trajanje faze v dnevih
- RH: Relativna vlažnost okolja
- Temp: Temperatura betona

Dodatno vsaka grupa vsebuje čas  $t_0$ , po katerem odstranimo opaž (čas, ko se nanese stalna obtežba) in efektivno širino prereza. Iz slike je razvidno, da se grupa 2 aktivira v CS 25 in se zato lezenje prvič pojavi v tej fazi. Podobno velja za grupo 3, ki se aktivira v CS 35.



Poleg avtomatičnega izračuna nam program omogoča tudi ročni vnos končnih vrednosti lezenja in krčenja, ki pa jih nato CSM v primernem razmerju porazdeli po posameznih fazah.

### A.3 Faznost gradnje sovprežnega prereza

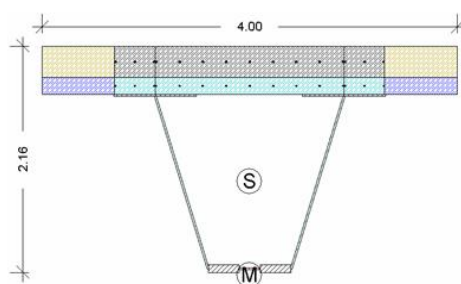
CSM omogoča analizo sovprežnega prereza po posameznih fazah prečnega prereza. S tem upošteva vse delne prereze, ki se pojavijo med gradnjo. Za pravilno analizo pa je ključna definicija prereza v programu AQUA (Materials and Cross Sections).

Ker združujemo CSM in AQUA, je potrebno striktno ločiti dve isti oznaki:

- CS-Construction Stages: posamezna faza prečnega prereza (AQUA)
- CS-Construction Stages: posamezna faza gradnje konstrukcije (CSM)

V AQUA določimo zaporedje aktivacije delnega prečnega prereza, v CSM pa aktivacijo posamezne grupe elementov oz. operacije.

Pri konkretnem primeru, ko betonski del sovprežnega prereza vlivamo na licu mesta, pomeni, da se smatra, da je beton strjen, če je CS faze gradnje večji ali enak CS prečnega prereza. Kar pomeni da mora CS prečnega prereza odgovarjati CS faze gradnje v določenem redu. Dodatno pa se z ukazom GRP-SITU določi aktivacijo lastne teže tekočega betona.

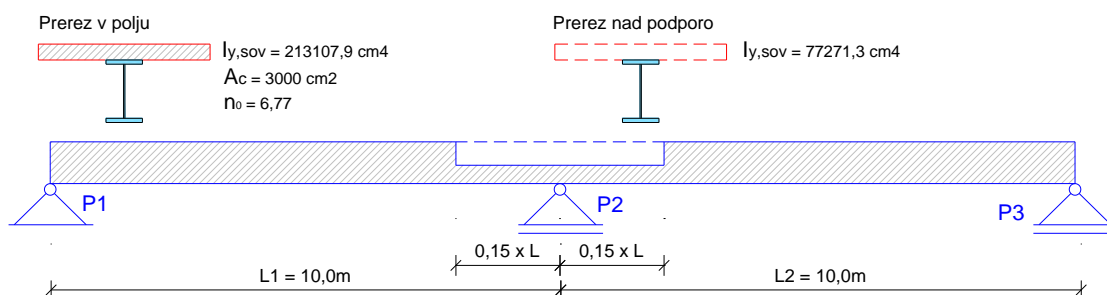


Slika 121: Prečni prerez iz različnih materialov, kjer vsak material oz. delni prerez vsebuje svojo CS številko.

Za lažje projektiranje in nadzor se celoten potek gradnje lahko spremlja z WING-image in ANIMATOR 21.

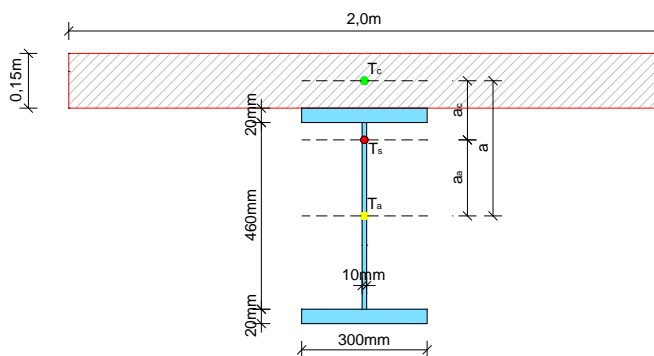
#### A.4 Primer A: Časovno odvisna analiza sovprežnega nosilca

Testiranje programa CSM naredimo na kontinuiranem nosilcu sovprežnega prereza. Nosilec poteka preko dveh polj dolžine 10 m, kjer v območju notranje podpore upoštevamo razpokan prerez na razdalji 15 % razpona na vsako stran podpore, kot je prikazano na Sliki 122.



Slika 122: Osnovne geometrijske karakteristike testnega nosilca A

Sovprežni prerez je sestavljen iz jeklenega varjenega nosilca višine 500 mm in širine 300 mm, ki je preko moznikov povezan z betonsko ploščo širine 2,0 m in debeline 0,15 m. Za jeklo je izbrana kvaliteta S235, pri betonu pa C25/30. Elastični modul jekla znaša  $E_j = 210000 \text{ MPa}$  in elastični modul betona  $E_b = 31000 \text{ MPa}$ , kar pomeni začetno razmerje  $n_0 = 6,77$ .



Slika 123: Karakteristični prečni prerez obravnavanega sovprežnega prereza

Za izbrani primer naredimo omenjeno analizo v programu SOFiSTiK (CSM), kjer definiram 7 faz gradnje:

- 1 faza (CS10): dodamo enakomerno porazdeljeno stalno obtežbo  $g_{Ed} = 30 \text{ kN/m}$
- 2 faza (CS25): izračun lezenja in krčenj pri stalni obtežbi po 10 dneh
- 3 faza (CS35): izračun lezenja in krčenj pri stalni obtežbi po 20 dneh
- 4 faza (CS45): izračun lezenja in krčenj pri stalni obtežbi po 30 dneh

- 5 faza (CS55): izračun lezenja in krčenj pri stalni obtežbi po 40 dneh
- 6 faza (CS65): izračun lezenja in krčenj pri stalni obtežbi po 50 dneh
- 7 faza (CS75): izračun lezenja in krčenj pri stalni obtežbi po 100 letih

V programu upoštevamo račun po EC4, nato pa dobljene rezultate primerjamo z ročnim izračunom po omenjenem standardu.

#### A.4.1 Kontrola izračuna koeficienta lezenja in krčenja

Vhodni podatki:

- kvaliteta betona je C25/30
- prerez betonske plošče  $A_b=300000 \text{ mm}^2$
- dolžina zraku izpostavljenega roba  $\mu=4300 \text{ mm}$
- nazivna velikost elementa  $h_0=139 \text{ mm}$
- koeficient nazivne velikosti  $k_h=0,94$
- negovanje betona  $t_s=1 \text{ dan}$
- čas ob nanosu obtežbe  $t_0=1 \text{ dan}$
- vlažnost okolja  $RH=70 \%$
- cement razreda N (normalno strjevanje cementa)

#### Izračun krčenja po EC2:

Krčenje zaradi sušenja:

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot [1 - (RH / RH_0)^3] = 1,55 \cdot [1 - (70 / 100)^3] = 1,018$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \cdot (-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = \\ &= 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp \cdot (-0,12 \cdot 33 / 10)] \cdot 10^{-6} \cdot 1,018 = 384,5 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = \frac{(36500 - 1)}{(36500 - 1) + 0,04 \cdot \sqrt{139^3}} = 0,9982$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,9982 \cdot 0,94 \cdot 384,5 \cdot 10^{-6} = 360,7 \cdot 10^{-6}$$

Avtogeno krčenje:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (25 - 10) \cdot 10^{-6} = 37,5 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp \cdot (-0,2 \cdot t^{0,5}) = 1 - \exp \cdot (-0,2 \cdot 36500^{0,5}) = 1,0$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1,0 \cdot 37,5 \cdot 10^{-6}$$

Celotno krčenje betona:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 360,7 \cdot 10^{-6} + 37,5 \cdot 10^{-6} = 398,2 \cdot 10^{-6}$$

**Izračun lezenja po EC2:**

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 1,0420 \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 1,0118 \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 1,0299$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - (RH/100)}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - (70/100)}{0,1 \cdot \sqrt[3]{139}} = 1,578 \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}} = 16,8 / \sqrt{33} = 2,924$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) = 1 / (0,1 + 1^{0,2}) = 0,9091$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 70)^{18}] \cdot 139 + 250 = 468,4$$

$$= 468,4 \leq 1500 \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{(36500 - 1)}{468,4 + 36500 - 1} \right]^{0,3} = 0,996$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,5784 \cdot 2,9245 \cdot 0,9091 = 4,196$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 4,196 \cdot 0,996 = 4,18$$

**Izračun lezenja in krčenja s programom SOFiSTiK, CSM version 11.89**

Creep Values											
Grp	Mno	Type	deff	TO	CS	CS	CS	CS	CS	CS	total
			[m]	d	25	35	45	55	65	75	
			Time	--->	10	10	10	10	10	36450	36500
			RH %	--->	70	70	70	70	70	70	
			Temp	--->	20	20	20	20	20	20	
1	2	beam	0.140	1	1.31	0.29	0.20	0.15	0.12	2.10	4.18 / 1.05 **
1	4	beam	0.140	1	1.31	0.29	0.20	0.15	0.12	2.10	4.18 / 1.05 **
** For the ** marked elements, the creep value will be additionally divided by the printed factor in AQB due to the problem of the reference E-modulus [Ecm/EC0]. Please refer to Heft 525 Deutscher Ausschuss fuer Stahlbeton S. 65ff.											
Shrinkage Values *10^-6											
Grp	Mno	Type	deff	TO	CS	CS	CS	CS	CS	CS	total
			[m]	d	25	35	45	55	65	75	
			Time	--->	10	10	10	10	10	36450	36500
			RH %	--->	70	70	70	70	70	70	
			Temp	--->	20	20	20	20	20	20	
1	2	beam	0.140	1	-51.6	-22.8	-16.9	-13.8	-11.9	-332.	-449.
1	4	beam	0.140	1	-51.6	-22.8	-16.9	-13.8	-11.9	-332.	-449.

Slika 124: Prikaz časovnega razvoja koeficienta lezenja in krčenja za posamezno fazo gradnje

Iz primerjave ugotovimo, da se končni koeficient lezenja pridobljen s programom povsem ujema z ročnim izračunom, medtem ko se koeficienta krčenja ne ujemata. Krčenje, dobljeno z ročnim izračunom, je za 12,7 % manjše od vrednosti dobljene s programom. Odstopanje se pojavi, ker program v izračunu po EC2 upošteva izpopolnjene enačbe, ki zajemajo tudi beton visoke trdnosti. Enačbe so prikazane v: SOFiSTiK Documentation, AQB version 13.26, 2007, 2–12 str.

### Sklep:

Glede na to, da nam program omogoča eksplicitni vnos končnega koeficienta lezenja in krčenja, se odločimo in to izkoristimo. Tako pri nadaljnji analizi testnega primera uporabimo ročno izračunane vrednosti, ki jih program nato porazdeli po časovnih obdobjih, kot jih prikazuje Slika 124. Po tem postopku naredimo tudi časovno odvisno analizo sovprežnega mostu, ki ga obravnavam v diplomski nalogi.

#### A.4.2 Kontrola razvoja upogibnega momenta nad podporo P2

Izračun razmerja elastičnih modulov v skladu s standardom SIST EN 1994-2, 5.4.2.2(2)

$$n_0 = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210\text{GPa}}{31\text{GPa}} = 6,77$$

Vpliv lezenja na krčenje:  $\psi_L = 0,55$

Vpliv lezenja na stalno obtežbo:  $\psi_L = 1,10$ .

$$n_L(t) = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t(t))$$

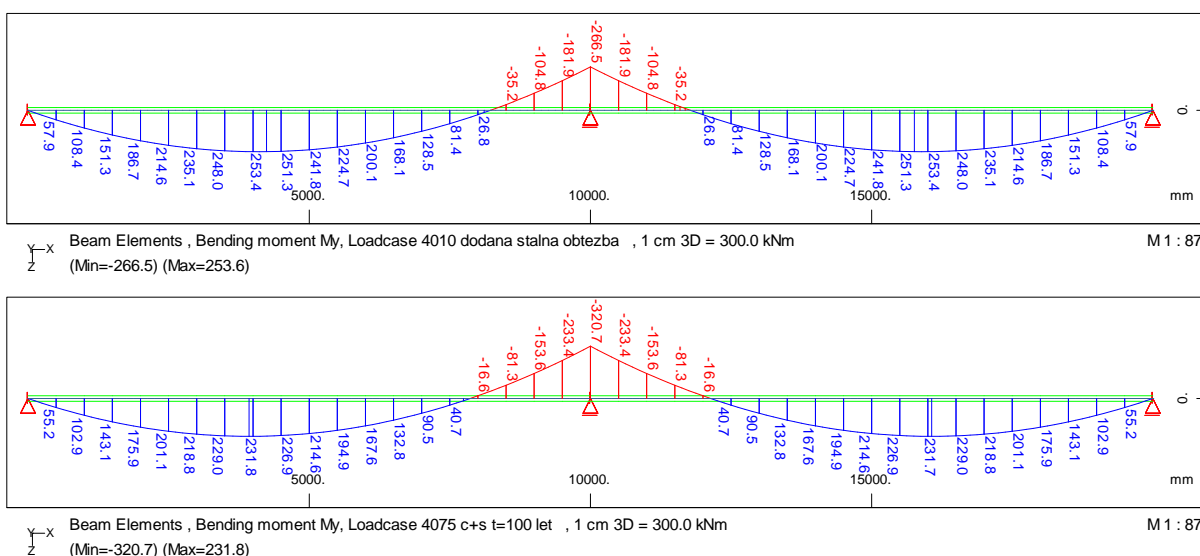
#### Izračun upogibnega momenta zaradi stalne obtežbe

$$\lambda(t) = I_{nera}(t) / I_{razp}$$

$$M_{B,P2}(t) = \frac{g_{Ed} \cdot L^2 \cdot (0,11 \cdot \lambda(t) + 0,89)}{4 \cdot (0,772 \cdot \lambda(t) + 1,228)}$$

Preglednica 27: Izračun razvoja upogibnega momenta  $M_{G,P2}$  zaradi stalne obtežbe  $g_{Ed}$  v posamezni fazi z upoštevanjem razpokanosti in lezenja

CS-faza gradnje	$\phi$	$n_L(t)$	$E_c(t)$ [Mpa]	$I_{neraz}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{razp}$ [cm <sup>4</sup> ]	$\lambda$	$g_{Ed}$ [kN/m]	L1=L2 [m]	$M_{G,P2}$ [kNm]	$M_{SOFIŠTIK}$ [kNm]
10 dni	0	6,77	3100	213108	77271	2,76	30	10	266,61	266,50
25 dni	1,31	16,54	1270	172235	77271	2,23	30	10	288,73	288,40
35 dni	1,60	18,70	1123	166460	77271	2,15	30	10	292,36	292,50
45 dni	1,80	20,19	1040	162882	77271	2,11	30	10	294,68	295,10
55 dni	1,95	21,30	986	160384	77271	2,08	30	10	296,34	297,10
65 dni	2,07	22,20	946	158491	77271	2,05	30	10	297,61	298,60
75 dni	4,18	37,92	554	135348	77271	1,75	30	10	314,7	320,6



Slika 125: Prikaz upogibnega momenta  $M_{SOFIŠTIK}$  takoj po nanosu stalne obtežbe CS(10) in po t=100 let CS(75)

### Izračun upogibnega momenta zaradi krčenja

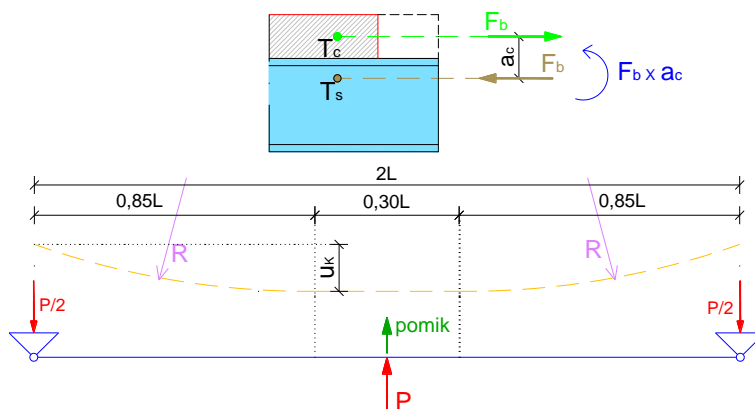
$$F_b = A_c \cdot E_a \cdot \epsilon_{cs}(t) / n_L(t)$$

$$R = E_a \cdot \lambda(t) \cdot I_{razp} / (F_b \cdot a_c)$$

$$\delta = (0,85 \cdot L)^2 / (2 \cdot R)$$

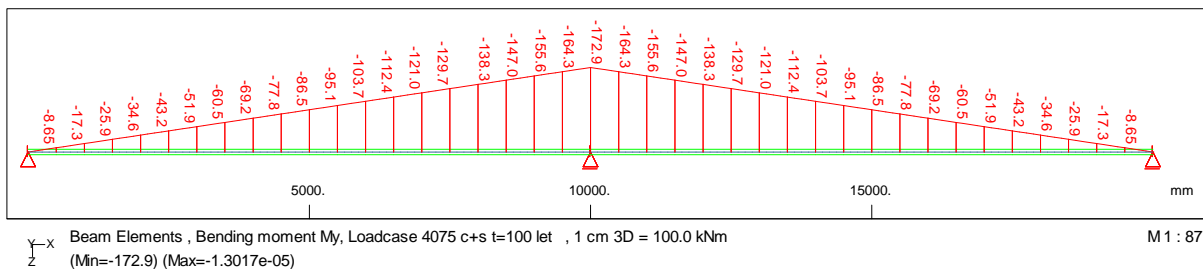
$$P = \frac{2 \cdot E_a \cdot I_{razp} \cdot \lambda(t) \cdot \delta(t)}{L^3 \cdot (0,13 \cdot \lambda(t) + 0,2)}$$

$$M_{B,P2}(t) = P \cdot L / 2$$



Preglednica 28: Izračun spremembe upogibnega momenta  $\Delta M_{K,P2}$  za posamezno fazo z upoštevanjem razpokanosti in lezenja

CS-faza gradnje	$\varphi$	$\epsilon_{cs}$	$n_L(t)$	$E_c(t)$ [Mpa]	$a_c$ [Mpa]	$I_{nera}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{razp}$ [cm <sup>4</sup> ]	$\lambda$	$F_b$ [kN]	R [m]	$u_K$ [mm]	P [kN]	$\Delta M_{K,P2}$ [kNm]	$\Delta M_{SOFiST}$ [kNm]
10 0dni	0	0,00E+00	6,77	3100	8,9	213108	77271	2,76	/	/	/	/	/	/
25 10dni	1,31	4,58E-05	11,66	1802	12,7	188692	77271	2,44	247,6	12563	2,88	4,40	22,02	22,50
35 20dni	1,60	2,02E-05	12,74	1649	13,4	184543	77271	2,39	99,9	28856	1,25	1,90	9,50	9,58
45 30dni	1,80	1,50E-05	13,48	1558	13,9	181871	77271	2,35	70,1	39225	0,92	1,39	6,95	6,96
55 40dni	1,95	1,23E-05	14,04	1496	14,2	179957	77271	2,33	55,2	48184	0,75	1,13	5,64	5,62
65 50dni	2,07	1,06E-05	14,49	1450	14,5	178477	77271	2,31	46,1	56228	0,64	0,96	4,81	4,79
75 100let	4,18	2,94E-04	22,35	940	18,0	158184	77271	2,05	828,8	2230	16,20	23,1	115,4	123,5
$\Sigma M_{K,P2}$ [kNm]=													164,3	172,9



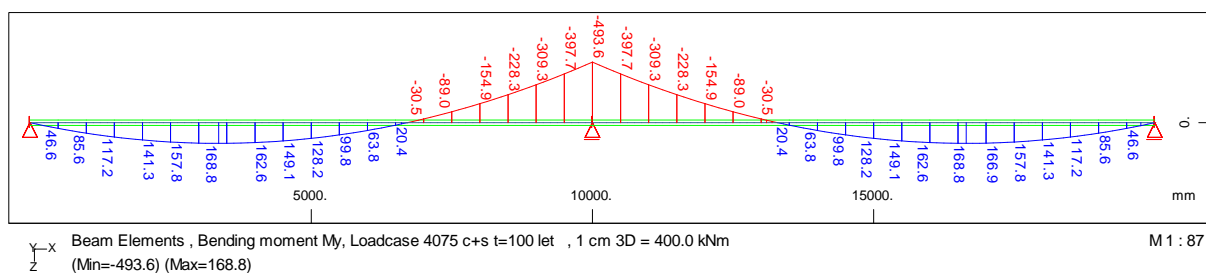
Slika 126: Prikaz momenta  $\Sigma M_{SOFiST}$  po času  $t=100$  let zaradi vpliva sekundarnega krčenja

### Celotni skupni upogibni moment nad notranjo podporo P2

Končna obremenitev nad podporo P2 se določi s seštevkom upogibnega momenta zaradi stalne obtežbe in zaradi vpliva krčenja:

$$M_{SKUPNI,P2}(100let) = M_{G,P2}(100let) + \sum_{t=0}^{t=100let} \Delta M_{K,P2} = 314,7 + 164,3 = 479kNm$$

$$M_{SOFiSTIK}(100let) = M_{SOFiSTIK}(100let) + \sum_{t=0}^{t=100let} \Delta M_{SOFiSTIK} = 320,6 + 173 = 493,6kNm$$



Slika 127: Prikaz skupnega upogibnega momenta  $M_{\text{SOFiSTiK}}(t=100\text{let})$  zaradi stalne obtežbe, lezenja in krčenja

S primerjavo vmesnih rezultatov posameznih faz gradnje opazimo, da se največja odstopanja pojavijo samo v zadnji fazi. Tako se pri krčenju v fazi CS75 pojavi 6,5 % odstopanje in zaradi vpliva stalne obtežbe 1,8 %. Odstopanje končnega skupnega momenta pa znaša 2,9 %.

### Sklep:

Na podlagi pridobljenih rezultatov ocenim, da lahko s programom SOFiSTiK(CSM) naredimo natančno časovno odvisno analizo statično nedoločene konstrukcije. Pri tem pa upoštevamo vsa določila, ki jih predpisuje Evrokod.

Zaradi pravilnosti izračuna testnega primera je bila časovno odvisna analiza, ki jo omogoča program, uporabljena tudi v primeru diplomske naloge sovprežnega železniškega mostu.



## **Priloga B: PREDSTAVITEV IN KONTROLA PROGRAMA SOFiSTiK (ELLA)**

### **B.1 Splošno**

Sofistik nam omogoča izračun prometne obtežbe, ki se giblje na linijskem ali ploskovnem elementu. Program vsebuje knjižnico podatkov za cestni in železniški promet, ki ga predpisujejo različni standardi.

K pravilni analizi prometne obtežbe vodijo trije različni pristopi:

- **DYNA (Dynamic Analysis):**
  - določitev obtežbe prometa (v povezavi z SOFILOAD)
  - vzpostavitev nihajnih oblik konstrukcije
  - določitev dušenja konstrukcije
  - določitev časovnega koraka obtežbe
  - simulacija potovanja vlaka preko konstrukcije
- **MAXIMA (Superposition):**
  - generiranje poljubnega števila obtežnih primerov (v povezavi s SOFILOAD)
  - analiza prometnih obtežnih primerov
  - superpozicija ustvarjenih obtežnih primerov
- **ELLA (Extendend Live Load Analysis):**
  - določitev togostne matrike
  - določitev geometrije osi in širine prometnega pasu
  - določitev obtežbe prometa
  - izračun vplivnic za sile in momente
  - na podlagi vplivnic in izbrano obtežbo določimo notranje sile na konstrukcijo
  - prikaz maksimalnih in minimalnih vplivov posamezne obtežbe

Pravilen pristop je odvisen od specifičnosti konstrukcije in izbire inženirja. V diplomski nalogi se odločimo za zadnji pristop s pomočjo ELLA, ker je po naši oceni najbolj primeren za določitev železniške obtežbe.

## B.2 ELLA (Extended Live Load Analysis)

### B.2.1 Uvod

Ella je program, ki omogoča analizo prometne obtežbe na posameznem končnem elementu nosilca ali ploskovnega elementa. Pri tem upošteva različne standarde, vključno z Evrokodom, ki ga uporabimo pri diplomski nalogi.

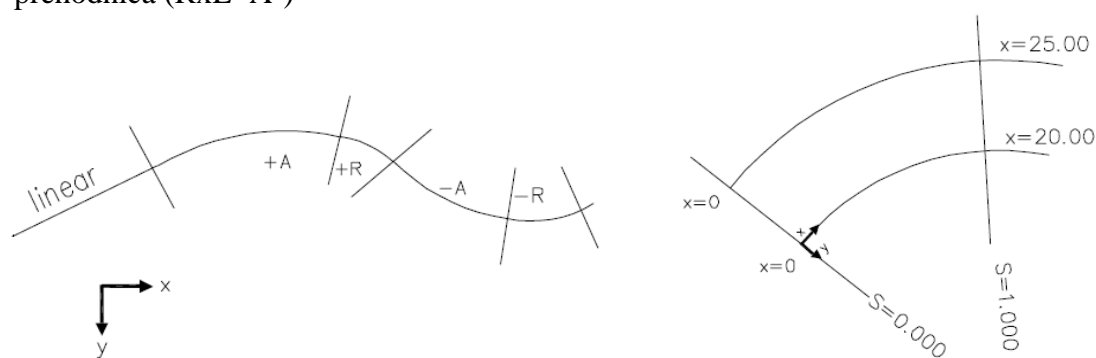
Ker je težko oceniti neugodno pozicijo obtežbe pri kompleksnih konstrukcijah, se te vplive določi iz posameznih vplivnic, na podlagi katerih program določi obtežbo na najbolj neugodno pozicijo. Končni rezultat je ovojnica obremenitev, ki se zapiše pod svoj obtežni primer in ga v nadaljevanju lahko uporabimo pri superpoziciji.

V izračunu se upošteva vsa obtežba določena za posamezni tip prometa, vključno s pripadajočim vplivom prečnega vetra, dinamičnega koeficienta in morebitne centrifugalne sile.

### B.2.2 Konstruiranje vplivnega območja in obtežbe prometa

Za delovanje ELLA je potrebno na konstrukciji predpisati os, po kateri se promet giblje. Os je definirana iz osnovnih treh elementov:

- prema
- krožni lok
- prehodnica ( $R \times L = A^2$ )



Slika 128: Geometrija osi pasu (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 3–11 str.)

Na os se predpiše vplivno območje prometa. Celotno vplivno območje se določi z vnosom posameznih koordinat oziroma robov. V to območje se nato določi do 9 različnih prometnih pasov. Število in razporeditev pasov se določi na podlagi predpisane širine prometnega profila.

Širina prometnega pasu je lahko manjša od vplivnega območja, v tem primeru se na preostalem delu generira konstantna obtežba (obtežba pešcev itd.), predpisana za posamezni promet. Za preostali del se smatra območje med robom celotnega prometnega območja in robom prometnega pasu. V kolikor se pojavijo območja oz. presledki med posameznimi prometnimi pasovi, leti niso obravnavani kot preostali del in ostanejo zato neobremenjeni.

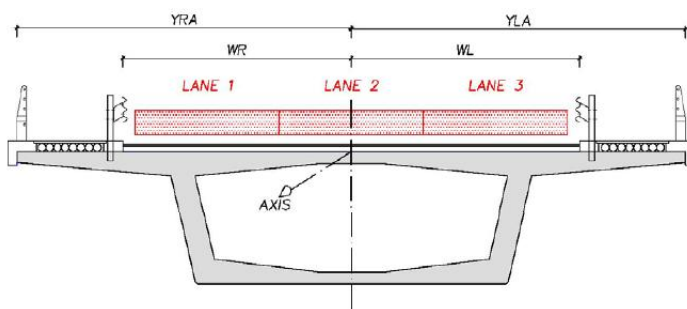
Vsakemu prometnemu pasu se lahko določi tudi efektivno dolžino, na podlagi katere ELLA avtomatično izračuna dinamični koeficient prometa.

### Obtežba za cestni promet

Program ELLA nam omogoča avtomatično generiranje posameznih prometnih pasov v skladu s standardi: EC(EC 1–3 (4) / DIN–Fachbericht 101), EC-X (Za FE sistem vsakemu kolesu določi svojo progo), BS, IRC, JRA in AS.

Dodatno program vsebuje knjižnico cestne prometne obtežbe, določene v skladu z zgoraj omenjenimi standardi: LM1-LM4(EC1-del 3), FLM1-FLM4(EC1-del 3), SLW(DIN-težki kamion), LKW, H, HS, HST, HA, HB, IRC, JRA ...

- WR-WL: širina desnega in levega robnika
- YRA-YLA: celotna širina desnega in levega območja



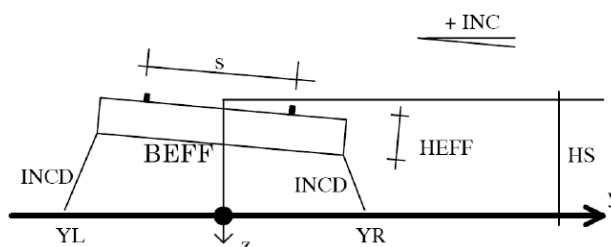
Slika 129: Shematski prikaz prometnega profila na mostu za cestni promet (Vir: SOFiSTiK Workshop May, 2009, SOFiLOAD and ELLA (Version 23 and 2010): Special Vehicles (LM3) acc. t. EN 1991-2 Appendix A)

### Obtežba za železniški promet

Tudi za železniški promet je v programu narejena knjižnica standardne železniške obtežbe: UIC(RU of BS5400), SW(EC in DS804), RFAT(EC in drugi), HSLM(EC1 aneks 2), RL(BS5400) in ASRT(AS5100).

V primeru železniškega prometa je potrebno poleg osnovnih podatkov definirati tudi dodatne elemente:

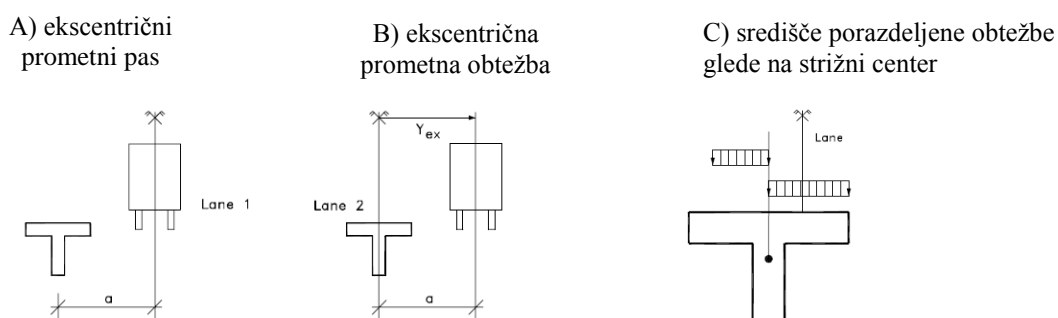
- HS: višina tira nad pasom
- INC: prečni padec
- INCD: kot raznosa za napetosti
- HEFF: efektivna višina trama in tirnice
- BEFF: efektivna širina trama



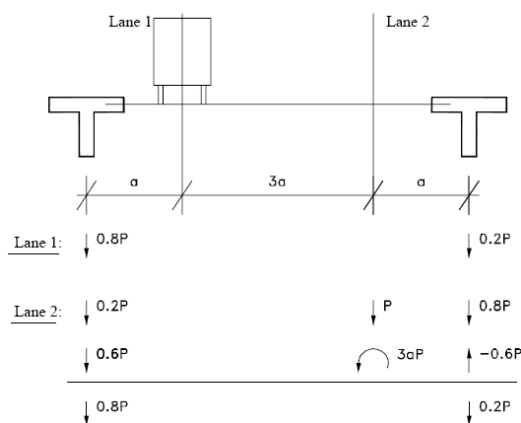
Slika 130: Shematski prikaz prometnega profila za železniški promet (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 3–15 str.)

### Ekscentričnost obtežbe

V programu lahko določimo ekscentrično pozicijo obtežbe relativno na os prometnega pasu ali pa ekscentrično pozicijo prometnega pasu (glej Sliko 131). V obeh primerih pridemo do enakega rezultata torzijskega momenta na glavno os.



Slika 131: Prikaz ekscentrične obremenitve na 1. nosilni element (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 2-2 str.)



Slika 132: Prikaz ekscentrične obremenitve in razporeditev obtežbe na 2. nosilna elementa (Vir: SOFiSTiK Documentation, ELLA version 12.20, 2007, 2-3 str.)

### Izračun in kombinacije prometne obtežbe

Obtežbo določimo na konstrukcijo v sklopu prometne grupe. Posamezne grupe, ki jih zajema ELLA, so v skladu s standardom EC1 ali DIN Fachbericht. V primeru testnega primera B in diplomski nalogi so bile uporabljene grupe iz SIST EN 1991-2, 6.8.2, preglednica 6.11.

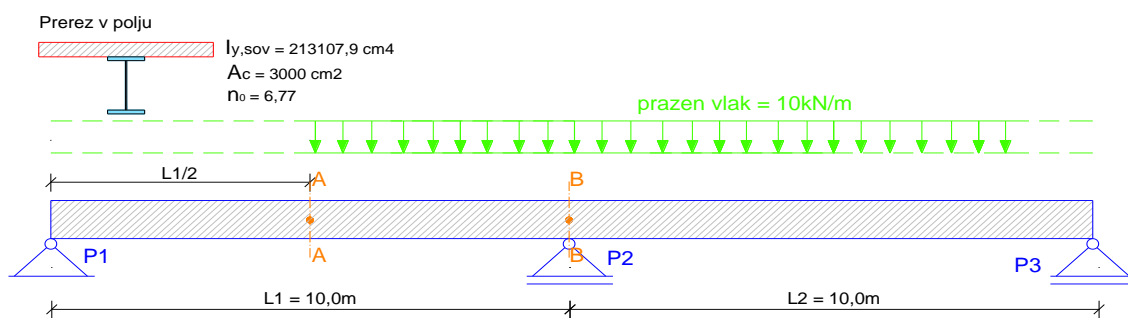
#### Omejitve programa:

- Prometna obtežba vedno deluje v smeri gravitacije.
- Koordinatni sistem je desnoročni .
- Največje število obtežnih primerov: 9999.
- Največje število pasov na os: 9999.
- Največje število prometnih pasov: 9.
- Največje število osi: neomejeno.
- Največje število vplivnih linij: neomejeno.

Pri izračunu kompleksnih sistemov program zahteva veliko CPU časa, kar pa je neposredno povezano s programsko opremo, ki jo imamo na voljo.

### B.3 Primer B: Analiza prometne obtežbe na kontinuiranem nosilcu

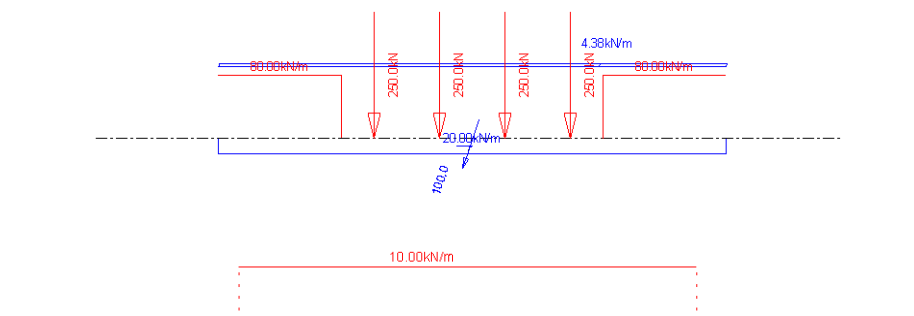
Testiranje programa ELLA naredimo na kontinuiranem nosilcu sovprežnega prereza. Nosilec poteka preko dveh polj dolžine 10 m. Na konstrukciji ne upoštevamo razpokanosti prereza, kar pomeni, da se togost po konstrukciji ne spreminja. V primeru se osredotočimo samo na vpliv vertikalne obtežbe.



Slika 133: Osnovne geometrijske karakteristike testnega nosilca B

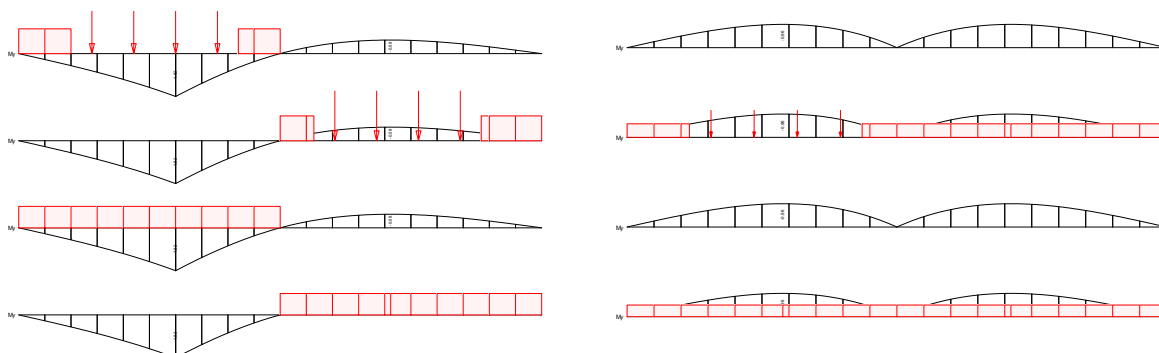
### B.3.1 Določitev prometne obtežbe

Nosilec obremenimo z dvema tipoma železniškega prometa, določena po EC1. Prvi tip je UIC71 ali LOAD MOLED 71, pri katerem kontroliramo obliko vplivnice in pozicijo obtežbe za maksimalni in minimalni upogibni moment. Za drugi tip pa izberemo obtežbo praznega vlaka ali UNLOADED TRAIN, s katerim si bistveno poenostavimo izračun upogibnega momenta na statično nedoločenem nosilcu.

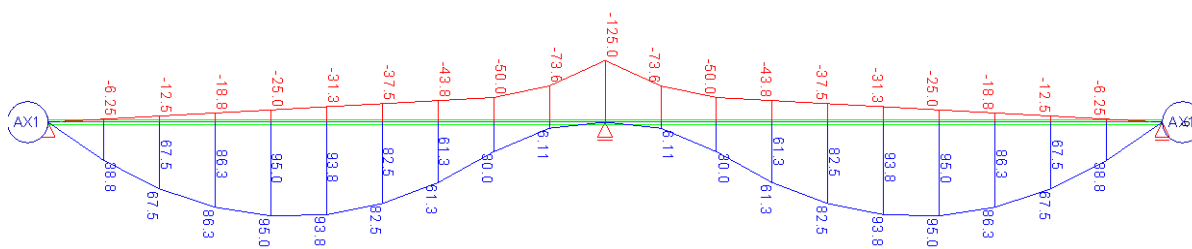


Slika 134: Prikaz prometne obtežbe UIC71 in UNLOADED TRAIN, ki jih določuje knjižnica ELLA

### B.3.2 Izračun vplivnic in upogibnega momenta



Slika 135: Prikaz vplivnice in obtežbe za maksimalni in minimalni upogibni moment v: prerez A-A (levo) in prerez B-B (desno)



Slika 136: Ovojnica obremenitev zaradi obtežbe UNLOADED TRAIN

### B.3.3 Kontrola upogibnega momenta v prerezu B-B:

Maksimalni upogibni moment v prerezu B-B nastane, ko je prazen vlak samo v polju 1 oz. samo v polju 2. Nadalje sprostimo pomik v podpori P3. Tako dobimo statično določne sistem, iz katerega zapišemo enačbe:

$$o_{10} = \int_0^l \frac{\overline{M}_g \cdot \overline{M}_1}{E \cdot I} dl \rightarrow o_{10} = g \cdot L^4 / (24 \cdot E \cdot I)$$

$$o_{11} = \int_0^l \frac{\overline{M}_1 \cdot \overline{M}_1}{E \cdot I} dl \rightarrow o_{11} = 2 \cdot L^3 / (3 \cdot E \cdot I)$$

$$o_{11} \cdot x_1 + o_{10} = 0 \rightarrow x_1 = -o_{10} / o_{11} = 3 \cdot g \cdot L / 48 = 3 \cdot 10 \cdot 10 / 48 = -6,25 \text{ kN}$$

$$M_y^A = q \cdot L^2 / 8 + L \cdot x_1 / 2 = 10 \cdot 10^2 / 8 - 10 \cdot 6,25 / 2 = 93,75 \text{ kN/m}$$

$$M_y^B = 2 \cdot L \cdot x_1 = -2 \cdot 10 \cdot 6,25 = -125 \text{ kN/m}$$

Iz rezultatov ročnega izračuna vidimo, da je upogibni moment v prerezu A-A in B-B enak momentu prikazanem z ovojnico na Sliki 136. Prav tako kritično ocenimo pravilnost pozicije obtežbe in potek vplivnic prikazanih na Sliki 135.

Na podlagi pravilnosti kontrol sklepamo, da program ELLA pravilno izračuna vplivnice in ovojnice obremenitev vertikalne obtežbe tudi za ostale predpisane tipe prometa.