

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:

**Amel Hodžić**

**DIMENZIONIRANJE NOSILNE  
KONSTRUKCIJE PREDNAPETEGA  
AVTOCESTNEGA NADVOZA**

**Diplomska naloga št.: 393**

**Mentor:**  
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 2010

## IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisani Amel Hodžić izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

**DIMENZIONIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE PREDNAPETEGA AVTOCESTNEGA NADVOZA.**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, oktober 2010

---

(podpis kandidata)



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

- UDK:** 656.13:624.012.46(043.2)
- Avtor:** Amel Hodžić
- Mentor:** doc. dr. Jože Lopatič
- Naslov:** Dimenzioniranje nosilne konstrukcije prednapetega avtocestnega nadvoza
- Obseg in oprema:** 117 strani, 25 preglednic, 69 slik
- Ključne besede:** Prednapeti beton, statična analiza, dinamična analiza

### **Izveček**

Diplomsko delo obsega dimenzioniranje izbranih elementov nosilne konstrukcije avtocestnega nadvoza s pomočjo programskih paketov Sofistik in Dias. Račun konstrukcije je razdeljen na lokalno in globalno analizo. V lokalni analizi sta analizirani voziščni plošči (konzoli) prekladne konstrukcije. Za analizo je uporabljen ploskovni model. V globalni analizi so analizirani naslednji nosilni elementi konstrukcije: prekladna konstrukcija, stebri, pilotna greda, piloti in ležišča. Analiza je narejena na prostorskem grednem modelu, ter na ploskovnem modelu za analizo pilotne grede. Pri grednem modelu sta narejena dva računski modela, in sicer posebej za statično in posebej za dinamično analizo. Pri tem so v računu zajete vse bistvene kontrole, glede mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti, tako v fazi gradnje kot v fazi uporabe. Pri dinamični analizi je upoštevana modalna analiza s spektrom odziva ob upoštevanju vseh pomembnih načinov nihanja konstrukcije. V diplomskem delu so vključeni dispozicijski načrti in armaturne sheme.



## **BIBLIOGRAPHIC–DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

- UDK:** 656.13:624.012.46(043.2)
- Author:** Amel Hodžić
- Supervisor:** Assist. Prof., Ph.D. Jože Lopatič
- Title:** Design of the load-bearing structure of the prestressed highway overpass
- Notes:** 117 pages, 25 tables, 69 figures
- Key words:** Prestress concrete, static analysis, dynamic analysis

### **Abstract**

The diploma thesis comprises the dimensioning of selected elements of the load-bearing construction of the road overpass by means of Sofistik and Dias Software Packages. The construction calculation was separated to local and global analysis. The local analysis encompassed the analysis of two decks (cantilevered beams) of a bridge deck. A surface model was used for the analysis. A global analysis was used to analyse the following load-bearing construction elements: bridge deck, piers, pile cap, piles and bearings. The analysis was carried out based on the spatial beam model and the face based surface model used especially for pile cap analysis. Two calculation models were prepared for the beam model, namely for statistical and dynamic analysis respectively. The calculation encompasses all the essential inspections regarding limit load-bearing capacity and applicability in the construction phase, as well as in the application phase. The dynamic analysis encompasses the response spectrum analysis by taking into consideration all the important types of construction vibrations. The thesis also includes the disposition plan and reinforcement scheme.



## ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču ter Domagoju Bačiču in Daliborju Staniču iz podjetja Ginex International.





## **KAZALO VSEBINE**

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>TEHNIČNO POROČILO</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Opis konstrukcije</b>	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>Geomehanske karakteristike</b>	<b>3</b>
<b>2.3</b>	<b>Razredi izpostavljenosti</b>	<b>6</b>
<b>2.4</b>	<b>Mehanske lastnosti materialov</b>	<b>6</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Beton</b>	<b>6</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Jeklo za armiranje</b>	<b>7</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Jeklo za prednapenjanje</b>	<b>7</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Materialni varnostni faktorji</b>	<b>8</b>
<b>2.5</b>	<b>Krovni sloj betona</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>STATIČNI RAČUN</b>	<b>11</b>
<b>3.1</b>	<b>Lokalna analiza</b>	<b>11</b>
<b>3.1.1</b>	<b>Zasnova in računski model</b>	<b>11</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Obtežba</b>	<b>12</b>
<b>3.1.2.1</b>	<b>Stalna obtežba</b>	<b>12</b>
<b>3.1.3</b>	<b>Prometna obtežba</b>	<b>12</b>
<b>3.1.3.1</b>	<b>Obtežni model 1 (LM1)</b>	<b>12</b>
<b>3.1.3.2</b>	<b>Obtežni model 2 (LM2)</b>	<b>14</b>
<b>3.1.3.3</b>	<b>Vozila na stezah pešce in kolesarje</b>	<b>14</b>
<b>3.1.4</b>	<b>Obtežni primeri</b>	<b>15</b>
<b>3.1.5</b>	<b>Obtežne kombinacije</b>	<b>17</b>
<b>3.1.5.1</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>17</b>
<b>3.1.6</b>	<b>Notranje statične količine</b>	<b>19</b>

<b>3.1.7</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>27</b>
<b>3.1.7.1</b>	<b>Prečna smer</b>	<b>27</b>
<b>3.1.7.2</b>	<b>Vzdolžna smer</b>	<b>27</b>
<b>3.1.8</b>	<b>Mejno stanje uporabnosti</b>	<b>32</b>
<b>3.1.9</b>	<b>Shema armature</b>	<b>34</b>
<b>3.2</b>	<b>Globalna analiza</b>	<b>35</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Računski model</b>	<b>35</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Predpostavljene dimenzije ležišč</b>	<b>35</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Sodelujoča širina prekladne konstrukcije</b>	<b>36</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Analiza obtežb</b>	<b>37</b>
<b>3.2.4.1</b>	<b>Lastna teža</b>	<b>37</b>
<b>3.2.4.2</b>	<b>Dodatna stalna teža</b>	<b>37</b>
<b>3.2.4.3</b>	<b>Reološki vplivi</b>	<b>38</b>
<b>3.2.4.3.1</b>	<b>Krčenje betona</b>	<b>38</b>
<b>3.2.4.3.2</b>	<b>Lezenje betona</b>	<b>39</b>
<b>3.2.4.3.3</b>	<b>Relaksacija prednapetega jekla</b>	<b>40</b>
<b>3.2.4.4</b>	<b>Prednapenjanje</b>	<b>41</b>
<b>3.2.4.4.1</b>	<b>Osnovne zahteve</b>	<b>41</b>
<b>3.2.4.4.2</b>	<b>Potek kabelske linije</b>	<b>41</b>
<b>3.2.4.4.3</b>	<b>Sila prednapetja ter potrebno število kablov</b>	<b>42</b>
<b>3.2.4.4.4</b>	<b>Izgube sile prednapetja</b>	<b>43</b>
<b>3.2.4.5</b>	<b>Prometna obtežba</b>	<b>45</b>
<b>3.2.4.5.1</b>	<b>Obtežni model 1 (LM 1)</b>	<b>45</b>
<b>3.2.4.5.2</b>	<b>Obtežni model za dokaz varnosti proti utrujanju</b>	<b>47</b>
<b>3.2.4.5.3</b>	<b>Zavorne in pospeševalne sile</b>	<b>48</b>
<b>3.2.4.5.4</b>	<b>Centrifugalne sile</b>	<b>48</b>

<b>3.2.4.6</b>	<b>Vplivi temperaturnih sprememb</b>	<b>49</b>
<b>3.2.4.6.1</b>	<b>Enakomerna sprememba temperature</b>	<b>50</b>
<b>3.2.4.6.2</b>	<b>Linearni temperaturni gradient</b>	<b>50</b>
<b>3.2.4.6.3</b>	<b>Kombinacija enakomerne spremembe temperature in temperaturnega gradienta</b>	<b>50</b>
<b>3.2.4.7</b>	<b>Vplivi vetra</b>	<b>50</b>
<b>3.2.4.7.1</b>	<b>Vpliv vetra v smeri osi X</b>	<b>51</b>
<b>3.2.4.7.2</b>	<b>Vpliv vetra v smeri osi Z</b>	<b>54</b>
<b>3.2.4.7.3</b>	<b>Vpliv vetra v smeri osi Y</b>	<b>55</b>
<b>3.2.4.8</b>	<b>Nezgodni vplivi</b>	<b>56</b>
<b>3.2.4.9</b>	<b>Potresna obtežba</b>	<b>56</b>
<b>3.2.4.9.1</b>	<b>Izbira faktorja obnašanja</b>	<b>57</b>
<b>3.2.4.9.2</b>	<b>Izračun mas</b>	<b>57</b>
<b>3.2.4.9.3</b>	<b>Postopek analize</b>	<b>57</b>
<b>3.2.5</b>	<b>Notranje statične količine za posamezne obtežbe</b>	<b>60</b>
<b>3.2.6</b>	<b>Kontrole za mejna stanja uporabnosti</b>	<b>69</b>
<b>3.2.7</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>74</b>
<b>3.2.7.1</b>	<b>Dimenzioniranje prekladne konstrukcije</b>	<b>74</b>
<b>3.2.7.1.1</b>	<b>Vzdolžna armatura</b>	<b>75</b>
<b>3.2.7.1.2</b>	<b>Stremenska armatura</b>	<b>76</b>
<b>3.2.7.1.3</b>	<b>Preverba utrujanja</b>	<b>79</b>
<b>3.2.7.1.4</b>	<b>Armatura za preprečitev krhke porušitve prekladne konstrukcije</b>	<b>83</b>
<b>3.2.7.1.5</b>	<b>Shema armature</b>	<b>85</b>
<b>3.2.7.1.6</b>	<b>Armatura za prevzem nategov pri vnosu kabelskih sil</b>	<b>86</b>
<b>3.2.7.1.7</b>	<b>Shema armature</b>	<b>88</b>
<b>3.2.7.2</b>	<b>Dimenzioniranje stebrov</b>	<b>89</b>

<b>3.2.7.2.1</b>	<b>Upogibna armatura</b>	<b>89</b>
<b>3.2.7.2.2</b>	<b>Strižna armatura</b>	<b>90</b>
<b>3.2.7.2.3</b>	<b>Shema armature</b>	<b>97</b>
<b>3.2.7.3</b>	<b>Dimenzioniranje pilotne grede</b>	<b>98</b>
<b>3.2.7.3.1</b>	<b>Vzdolžna armatura</b>	<b>100</b>
<b>3.2.7.3.2</b>	<b>Prečna armatura</b>	<b>101</b>
<b>3.2.7.3.3</b>	<b>Računska sidrna dolžina</b>	<b>101</b>
<b>3.2.7.3.4</b>	<b>Shema armature</b>	<b>102</b>
<b>3.2.7.4</b>	<b>Dimenzioniranje pilotov</b>	<b>103</b>
<b>3.2.7.4.1</b>	<b>Upogibna armatura</b>	<b>103</b>
<b>3.2.7.4.2</b>	<b>Strižna armatura v področju plastičnih členkov</b>	<b>104</b>
<b>3.2.7.4.3</b>	<b>Shema armature</b>	<b>107</b>
<b>3.2.7.5</b>	<b>Ležišča</b>	<b>108</b>
<b>3.2.7.5.1</b>	<b>Minimalna površina ležišč</b>	<b>110</b>
<b>3.2.7.5.2</b>	<b>Višina ležišča</b>	<b>110</b>
<b>3.2.7.5.3</b>	<b>Izbira dimenzij ležišč</b>	<b>110</b>
<b>3.2.7.5.4</b>	<b>Stabilnost</b>	<b>111</b>
<b>3.2.7.5.5</b>	<b>Kontrola deformacije</b>	<b>112</b>
<b>3.2.7.5.6</b>	<b>Rotacijska stabilnost</b>	<b>112</b>
<b>3.2.7.5.7</b>	<b>Kontrola na zdrs</b>	<b>113</b>
<b>3.2.7.5.8</b>	<b>Debelina jeklene pločevine</b>	<b>114</b>
<b>3.2.7.5.9</b>	<b>Izbrane dimenzije ležišč</b>	<b>114</b>
<b>4</b>	<b>VIRI</b>	<b>117</b>

## **KAZALO PREGLEDNIC**

- Preglednica 1: Izpostavljenost konstrukcijskih elementov glede na pogoje okolja
- Preglednica 2: Mehanske karakteristike betona
- Preglednica 3: Materialni varnostni faktorji
- Preglednica 4: Razredi konstrukcije glede na razrede betona in projektno dobo objekta
- Preglednica 5: Nazivni krovni sloj betona
- Preglednica 6: Parcialni varnostni faktorji
- Preglednica 7: Račun koeficienta krčenja betona
- Preglednica 8: Račun koeficienta lezenja betona
- Preglednica 9: Sile in napetosti v kablji po začetnih izgubah
- Preglednica 10: Račun izgub zaradi trenja
- Preglednica 11: Izgube zaradi zdrsa klina
- Preglednica 12: Izgube zaradi krčenja in lezenja betona, ter relaksacije jekla
- Preglednica 13: Razdelitev cestišča na namišljene pasove
- Preglednica 14: Obtežni model 1 – karakteristične vrednosti
- Preglednica 15: Karakteristične vrednosti centrifugalne sile
- Preglednica 16: Modalne mase za prvih 14 načinov nihanja
- Preglednica 17: Vrednosti notranjih količin pri posamezni kombinaciji obtežbe
- Preglednica 18: Projektna strižna sila in projektna strižna nosilnost prereza
- Preglednica 19: Pomembni podatki pri računu prečne sile v stebrih
- Preglednica 20: Projektna strižna sila in projektna strižna nosilnost prereza
- Preglednica 21: Notranje količine na vrhu pilota pri posamezni kombinaciji obtežbe
- Preglednica 22: Notranje količine na stiku dveh zemljin pri posamezni kombinaciji obtežbe
- Preglednica 23: Vertikalna sila, horizontalni pomik in rotacija ležišč nad opornikoma
- Preglednica 24: Vertikalna sila, horizontalni pomik in rotacija ležišč nad stebri
- Preglednica 25: Kontrole pri dimenzioniranju ležišč



## KAZALO SLIK

- Slika 1: Tloris in vzdolžni prerez objekta
- Slika 2: Karakteristični prečni prerez
- Slika 3: Računski model voziščne plošče
- Slika 4: Prerez skozi levo in desno konzolo
- Slika 5: Stalna obtežba na voziščni plošči
- Slika 6: Shema postavitve prometnega obtežnega modela 1
- Slika 7: Shema raznosa prometne obtežbe
- Slika 8: Shema postavitve prometnega obtežnega modela 2
- Slika 9: Shema postavitve prometne obtežbe na stezi za pešce in kolesarje (desna konzola)
- Slika 10: Shema postavitve prometne obtežbe na stezi za pešce (leva konzola)
- Slika 11: Shema obtežnega modela LM1 ob robniku
- Slika 12: Shema obtežnega modela LM2 ob robniku
- Slika 13: Obtežba pešcev in kolesarjev na levi (levo) in desni (desno) konzoli
- Slika 14: Nezgodna prometna obtežba v smeri vožnje na levi in desni konzoli
- Slika 15: Nezgodna prometna obtežba pravokotno na smer vožnje na levi in desni konzoli
- Slika 16: Ovojnica projektnih vrednosti max MXX
- Slika 17: Ovojnica projektnih vrednosti min MXX
- Slika 18: Ovojnica projektnih vrednosti max MYY
- Slika 19: Ovojnica projektnih vrednosti min MYY
- Slika 20: Ovojnica projektnih vrednosti max VX
- Slika 21: Ovojnica projektnih vrednosti min VX
- Slika 22: Ovojnica projektnih vrednosti max VY
- Slika 23: Ovojnica projektnih vrednosti min VY
- Slika 24: Zgornja prečna armatura
- Slika 25: Spodnja prečna armatura
- Slika 26: Zgornja vzdolžna armatura
- Slika 27: Spodnja vzdolžna armatura
- Slika 28: Opis prereza, diagram napetosti in notranje sile



- Slika 29: Shematski prikaz armature v konzolni plošči
- Slika 30: Računski model nadvoza
- Slika 31: Potek kableske linije
- Slika 32: Shema vodenja nadomestnih kablov ter njihovo število po fazah gradnje
- Slika 33: Udarec vozila v steber
- Slika 34: Nihajne oblike konstrukcije
- Slika 35: Notranje količine za stalno obtežbo
- Slika 36: Notranje količine za vpliv prednapetja po začetnih izgubah
- Slika 37: Ovojnice notranjih statičnih količin za promet (TS + UDL)
- Slika 38: Notranje količine za pospeševalne in zaviralne sile
- Slika 39: Ovojnice notranjih statičnih količin za enakomerno spremembo temperature
- Slika 40: Ovojnice notranjih statičnih količin za neenakomerno spremembo temperature
- Slika 41: Notranje statične količine za vpliv vetra
- Slika 42: Notranje količine pri potresni obtežbi
- Slika 43: Notranje količine pri potresni obtežbi
- Slika 44: Napetosti v betonu, v trenutku napenjanja kablov (kontrola dekompresije)
- Slika 45: Napetosti v betonu pri pogosti kombinaciji obtežbe (kontrola dekompresije)
- Slika 46: Tlačne napetosti v betonu pri karakteristični in navidezno stalni kombinaciji ob.
- Slika 47: Napetosti v armaturi in kabljih pri karakteristični kombinaciji obtežbe
- Slika 48: Ekstremne natezne napetosti v betonu v fazi gradnje
- Slika 49: Vzдолžna armatura prekladne konstrukcije
- Slika 50: Stremenska armatura prekladne konstrukcije
- Slika 51: Območje napetosti v jeklu za armiranje in prednapenjanje
- Slika 52: Napetosti v prekladni konstrukciji pri karakteristični kombinaciji obtežbe ob upoštevanju samo parazitnih učinkov prednapetja.
- Slika 53: Shematski prikaz armature prekladne konstrukcije nad podporo (zgoraj) in v polju (spodaj)
- Slika 54: Vnos kableskih sil
- Slika 55: Shematski prikaz armature na mestu vnosa kableskih sil
- Slika 56: Prečni prerez in izbrana armatura v stebrih

Slika 57: Interakcijska diagrama za posamezni kombinaciji obtežbe

Slika 58: Dolžina plastičnega členka in upogibna armatura izven področja členka

Slika 59: Shematski prikaz armature vpetega stebra v prekladno konstrukcijo

Slika 60: Horizontalne membranske sile na sredini grede za posamezne obtežbe

Slika 61: Model paličja pilotne grede za osnovno kombinacijo obtežbe

Slika 62: Model paličja pilotne grede za potresno kombinacijo obtežbe

Slika 63: Osne sile v paličju pri posamezni kombinaciji obtežbe

Slika 64: Shematski prikaz armature v pilotni gredi

Slika 65: Prečni prerez in izbrana armatura v pilotih

Slika 66: Interakcijska diagrama pri osnovni kombinaciji obtežbe, zgoraj in spodaj

Slika 67: Shematski prikaz armature v pilotu

Slika 68: Shematski prikaz ležišč v tlorisu

Slika 69: Razporeditev ležišč ter smeri omogočenih pomikov



## 1 UVOD

V diplomski nalogi je analiziran prednapeti betonski nadvoz čez avtocesto Koper-Dragonja.

V začetnem delu je podan opis konstrukcije nadvoza z vsemi geometrijskimi in materialnimi lastnostmi. V nadaljevanju je prikazan račun, ki je razdeljen na lokalno in globalno analizo.

V prvem delu računa sta analizirani voziščni plošči (konzoli) prekladne konstrukcije. Analiza je narejena na ploskovnem modelu. Za analizo je izbran pas v območju krajnega polja tako, da so upoštevani še robni pogoji zaradi vpetja plošče v gredo nad opornikom. V analizi so upoštevane naslednje obtežbe: lastna teža, dodatna stalna teža, prometni obtežni model 1, prometni obtežni model 2 in nezgodna obtežba na stezah za pešce in kolesarje. Izračun notranjih količin in dimenzioniranje armature sta izvedena s programom Sofistik.

V drugem delu računa je konstrukcija analizirana s prostorskim grednim modelom, ter s ploskovnim modelom za analizo pilotne grede. Pri grednem modelu so v analizi upoštevani naslednji elementi konstrukcije: prekladna konstrukcija, stebri, piloti in ležišča. Pri tem so upoštevane vse pomembne kontrole glede mejnega stanja uporabnosti in nosilnosti, tako v fazi gradnje kot v fazi uporabe. V globalni analizi sta uporabljena dva računski modela, in sicer za statično in dinamično analizo. Za interakcijo med tlemi in piloti je v obeh računskih modelih upoštevan linearen Winklerjev model. Za dinamično analizo je upoštevana modalna analiza s spektrom odziva. Pri tem so upoštevane vse pomembne nihajne oblike konstrukcije. Vse kontrole in izračuni za prekladno konstrukcijo so narejeni v programu Sofistik, za dimenzioniranje armature stebrov in pilotov pa je bil uporabljen program Dias.

V nadaljevanju je po metodi »vezi in razpore« analizirana pilotna greda tako, da so najprej izračunane membranske sile v gredi, nato je modelirano paličje, ki sledi poteku membranskih sil. Pri tem sta narejena dva modela paličja, in sicer za osnovno in potresno kombinacijo obtežbe. Na koncu sledi še dimenzioniranje elastomernih ležišč, katerih togost je na začetku predpostavljena in na koncu računsko preverjena. Dimenzioniranje je izvedeno v skladu s standardom EN 1337-3, in sicer posebej za ležišča na opornikih in ležišči na stebrih.

V diplomu so vključeni še dispozicijski načrti in armaturne sheme posameznih konstrukcijskih elementov. Armaturne sheme so narejene v programu Armcad.



## 2 TEHNIČNO POROČILO

### 2.1 Opis konstrukcije

Konstrukcija nadvoza poteka nad traso AC Koper – Dragonja, pri Kopru v smeri proti Vanganelu. Tlorisno konstrukcija poteka v horizontalnem radiu  $R = 800$  m in delno v prehodnici  $A = 300$  m. V vzdolžni smeri konstrukcija poteka neprekinjeno preko osmih polj teoretičnih razponov  $16,50$  m +  $6 * 22,00$  m +  $16,50$  m, skupna dolžina tako znaša  $165,00$  m. Zgornjo konstrukcijo predstavlja kontinuirani prednapeti betonski nosilec višine  $1,20$  m z obojestranskima konzolama dolžine  $2,00$  m in  $3,20$  m. Skupna širina celotne konstrukcije znaša  $11,05$  m. Prednapenjanje se izvaja enostransko po fazah s povezanimi kabli, ki so zapolnjeni s cementno maso. Zgornja konstrukcija nalega na krajna opornika (O1 in O2) in na štirih stebrih (S1, S2, S6 in S7) preko elastomernih ležišč. Stebri S3, S4 in S5 pa so togo vpeti v prekladno konstrukcijo. Izvedba ležišč je takšna, da se potresna obtežba v prečni smeri prenaša preko obeh krajnih opornikov in vseh sedmih stebrov medtem, ko se v vzdolžni smeri prenaša samo preko treh vmesnih stebrov (S3, S4 in S5).

Višine stebrov so med  $5,35$  m in  $7,00$  m in znašajo: za steber S1 in S7  $5,35$  m, za steber S2 in S6  $6,35$  m, za steber S3 in S5  $6,85$  m in za steber S7  $7,00$  m.

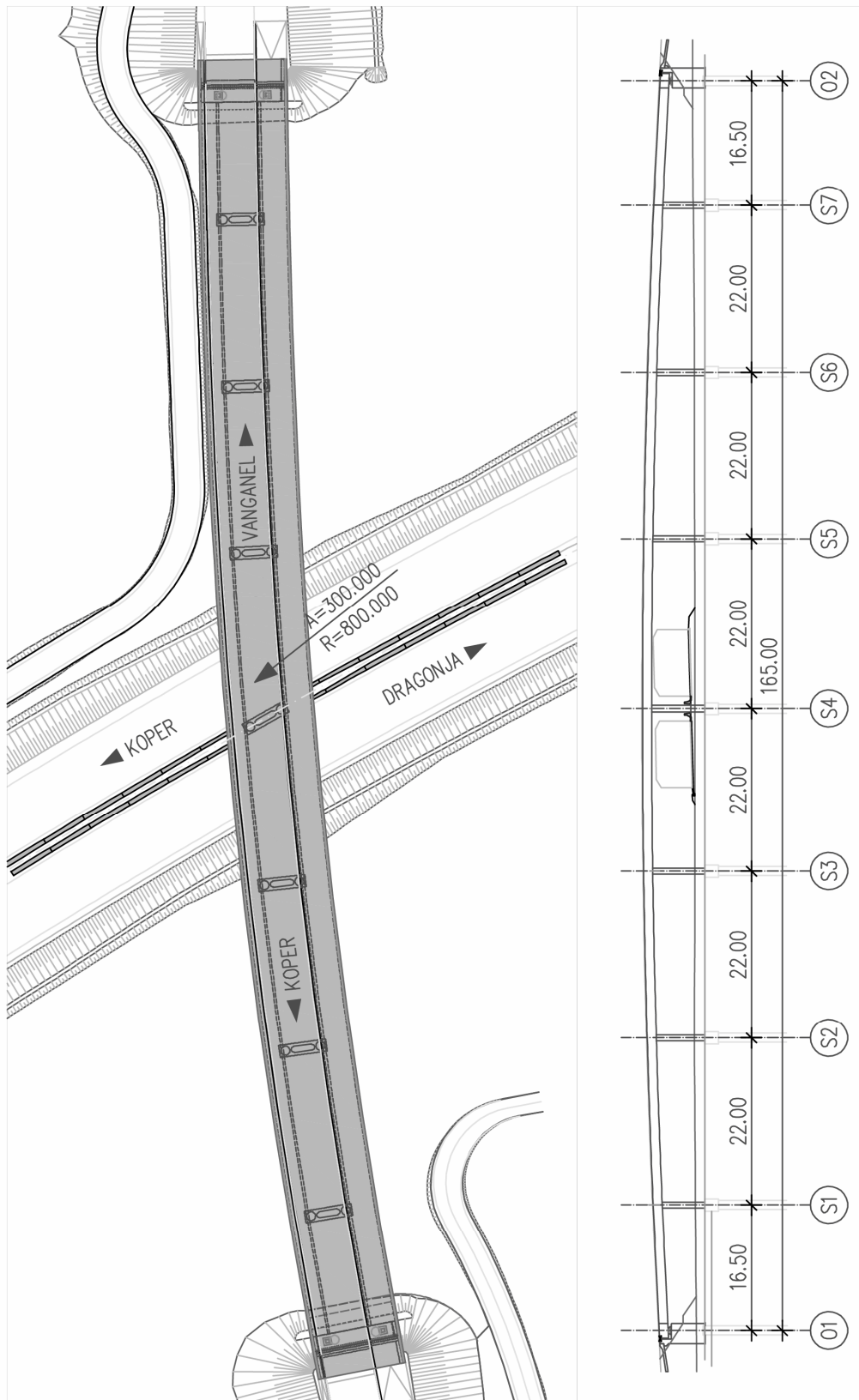
Vsi stebri in oporniki so temeljeni na po dveh uvrtenih stoječih pilotih premera  $1,20$  m, ki so v prečni smeri osno razmaknjeni za  $4,45$  m. Piloti so dolžine  $30$  m in segajo minimalno  $3,60$  m v nosilno podlago. Pilota sta na vrhu povezana s pilotno gredo višine  $1,80$  m in širine  $1,60$  m.

### 2.2 Geomehanske karakteristike

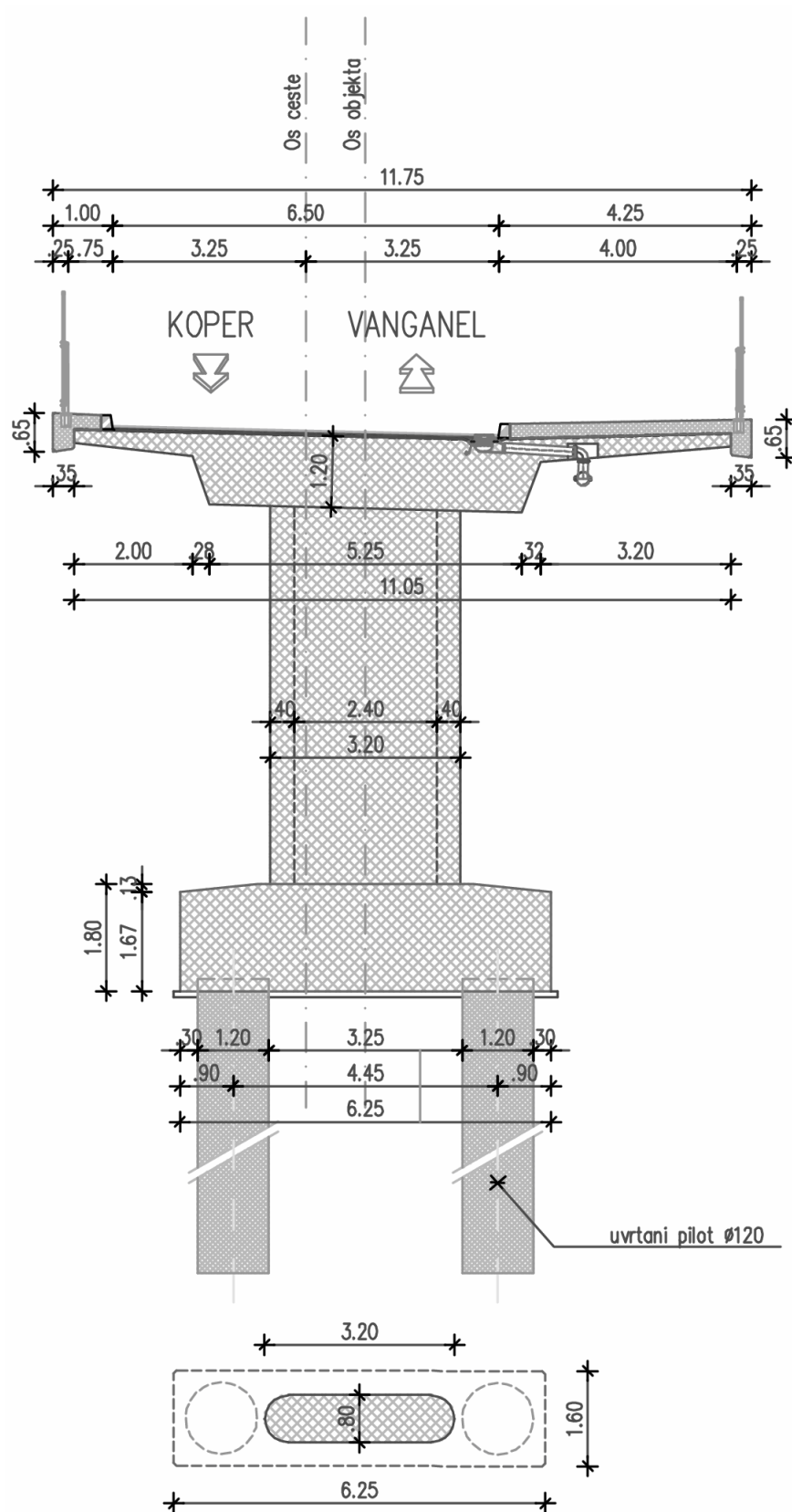
V računu je upoštevano, da se obtežba prenaša v temeljna tla samo preko noge pilota, ter da ni posebkov temeljnih tal pod nogo pilota.

V računu so upoštevani naslednji horizontalni koeficienti reakcije tal:

- do globine  $6$  m, merjeno od vrha pilota:  $k_h = 5000$  kN/m<sup>3</sup>
- od globine  $6$  do  $30$  m:  $k_h = 400000$  kN/m<sup>3</sup>



Slika 1: Tloris in vzdolžni prerez objekta



Slika 2: Karakteristični prečni prerez



## 2.3 Razredi izpostavljenosti

Konstrukcijsko je nadvoz sestavljen iz različnih elementov, ki se glede na pogoje okolja razlikujejo po razredu izpostavljenosti.

Preglednica 1: Izpostavljenost konstrukcijskih elementov glede na pogoje okolja

Konstrukcijski element	Oznaka razreda	Opis okolja
Prekladna konstrukcija	XD1	Zmerno vlažno
	XS1	Izpostavljeno soli, ki jo prenaša zrak, vendar ne v neposrednem stiku z morskovo vodo
Stebri	XD1	Zmerno vlažno
	XS1	Izpostavljeno soli, ki jo prenaša zrak, vendar ne v neposrednem stiku z morskovo vodo
Pilotne grede	XC2	Mokro, le redko suho
Piloti	XC2	Mokro, le redko suho
Hodniki, robni venci	XD3	Izmenično mokro in suho

## 2.4 Mehanske lastnosti materialov

### 2.4.1 Beton

Najmanjši potrebni razred tlačne trdnosti betona:

- Iz pogoja za razred izpostavljenosti (EN 1992-1-1, preglednica E.1N):

Prekladna konstrukcija: C30/37

Stebri: C30/37

Pilotne grede in piloti: C30/37

- Iz pogoja zagotavljanja trajnosti (EN 1992-2, točka 3.1.2(102)): C30/37

Izbrani razredi tlačne trdnosti betona:

- Prekladna konstrukcija: **C40/50**
- Stebri: **C30/37**
- Pilotne grede in piloti: **C30/37**

Preglednica 2: Mehanske karakteristike betona

Razred betona	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
C40/50	40	3,5	35000
C30/37	30	2,9	33000

Pri tem so:

$f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost betonskega valja starega 28 dni

$f_{ctm}$  srednja natezna trdnost betona

$E_{cm}$  sekantni modul elastičnosti

#### 2.4.2 Jeklo za armiranje

Oznaka jekla:

- duktilni elementi (piloti in stebri): **S 500C**
- neduktilni elementi (preklada in pilotna greda): **S 500B**

Napetost na meji tečenja:  $f_y = 500$  MPa

Natezna trdnost:  $f_t = 550$  MPa

Modul elastičnosti jekla:  $E_s = 200000$  MPa

#### 2.4.3 Jeklo za prednapenjanje

Oznaka jekla: **Y1770S7**

Nazivni premer:  $d = 15,2$  mm

Nazivni prečni prerez:  $S_n = 140$  mm<sup>2</sup>

Karakteristična natezna trdnost:  $f_{pk} = 1770$  MPa

Karakteristična največja sila:  $F_m = 248$  kN

Karakteristična sila pri 0,1 % deformaciji:  $F_{p0,1} = 213$  kN

Karakteristična natezna trdnost pri 0,1 % deformaciji:

$$f_{p0,1k} = 213/248 \cdot 1770 \cong 1520 \text{ MPa}$$

Modul elastičnosti jekla:  $E_p = 195000 \text{ MPa}$

Najmanjši radij ukrivljenosti kabla:  $r_{\min} = 4,8 \text{ m}$

Izgube pri relaksaciji po 1000 h, pri  $0,7f_{pk}$ : 2,5%.

#### 2.4.4 Materialni varnostni faktorji

Preglednica 3: Materialni varnostni faktorji

Projektna situacije	$\gamma_c$ za beton	$\gamma_s$ za armaturno jeklo	$\gamma_s$ za prednapeto jeklo
MSN - Trajne in prehodne	1,50	1,15	1,15
MSN - Nezagodne	1,20	1,00	1,00
Utrujanje	1,50	1,15	1,15
MSU	1,00	1,00	1,00

Opomba: MSN – mejno stanje nosilnosti, MSU – mejno stanje uporabnosti

#### 2.5 Krovni sloj betona

Nazivni sloj betona je določen kot vsota najmanjšega krovnega sloja in dovoljenega odstopanja:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

$$c_{\text{min}} = \max(c_{\text{min},b}; c_{\text{min},\text{dur}} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur},\text{st}} - \Delta c_{\text{dur},\text{add}}; 10 \text{ mm})$$

Pri tem so:

$\Delta c_{\text{dev}}$  dovoljeno odstopanje

$c_{\text{min},b}$  najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti

$c_{\text{min},\text{dur}}$  najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja

$\Delta c_{\text{dur},\gamma}$  dodatni varnostni sloj ( $\Delta c_{\text{dur},\gamma} = 0$  - priporočena vrednost)

$\Delta c_{\text{dur},\text{st}}$  zmanjšanje pri uporabi nerjavečega jekla ( $\Delta c_{\text{dur},\text{st}} = 0$  – ni nerjavečega jekla)

$\Delta c_{\text{dur},\text{add}}$  zmanjšanje pri uporabi dodatne zaščite ( $\Delta c_{\text{dur},\text{add}} = 0$  – ni posebne zaščite)

Glede na razred izpostavljenosti (XD1 oz. XS1 in XC2), ter na projektno življensko dobo objekta (100 let), je nadvoz razvrščen v najvišji razred konstrukcije (S6).

Pri tem je potrebno po kriteriju trdnosti betona razred konstrukcije spremeniti.

Preglednica 4: Razredi konstrukcije glede na razrede betona in projektno dobo objekta

<b>Konstrukcijski element</b>	<b>Razred betona</b>	<b>Razred konstrukcije</b>
Prekladna konstrukcija	C40/50	S5
Stebri	C30/37	S6
Pilotne grede	C30/37	S6
Piloti	C30/37	S6

Preglednica 5: Nazivni krovni sloj betona

<b>Konstrukcijski element</b>	$c_{\min,dur}$ [mm]	$c_{\min,b}$ [mm]	$\Delta c_{dev}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]
Prekladna konstrukcija	40/50*	25/80*	10	50/90*
Stebri	45	25	10	55
Pilotne grede	35	25	10	45
Piloti	35	25	10	45

\* Vrednosti veljajo za prednapeto jeklo.



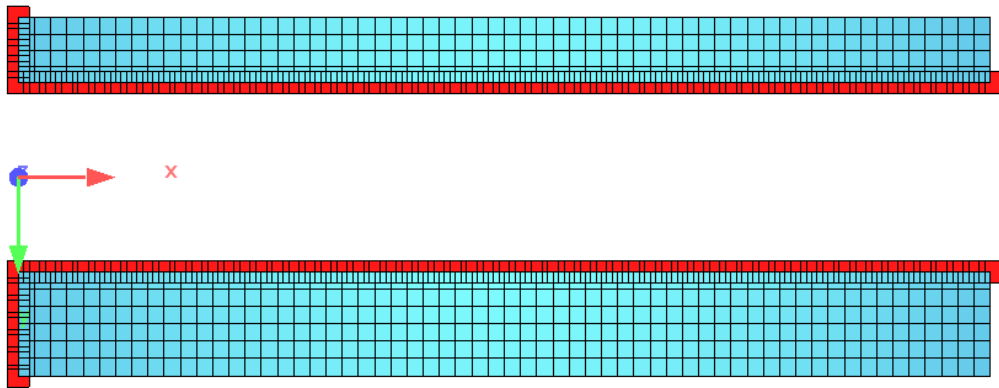
### 3 STATIČNI RAČUN

#### 3.1 Lokalna analiza

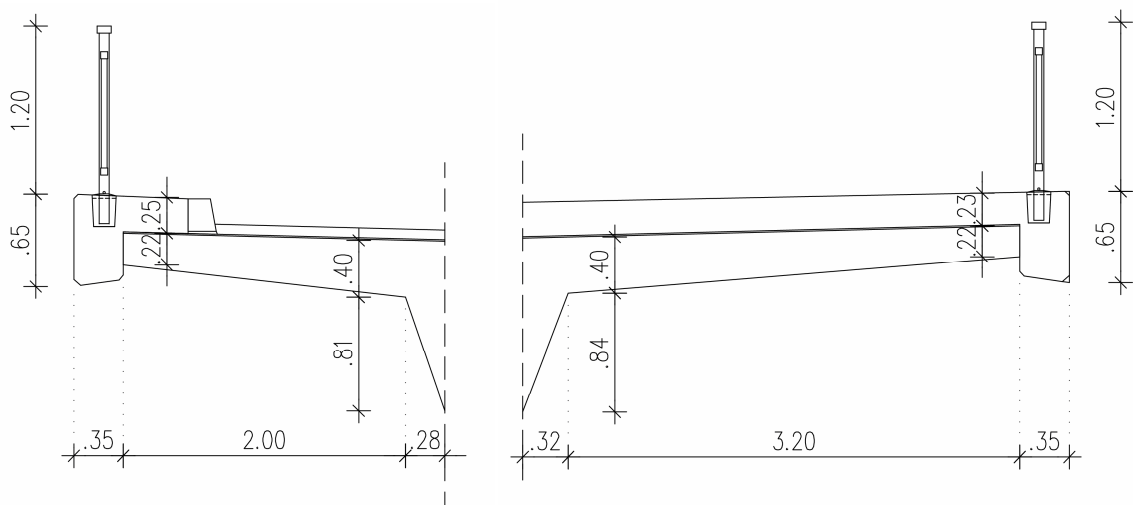
Za lokalno analizo sta upoštevani voziščni plošči (leva in desna konzola).

##### 3.1.1 Zasnova in računski model

Za analizo je upoštevan pas dolžine 30 m v območju krajnega polja. Obtežba koncentriranih sil je postavljena hkrati v vmesno in v krajno območje na mestu vpetja plošče v gredo nad opornikom.



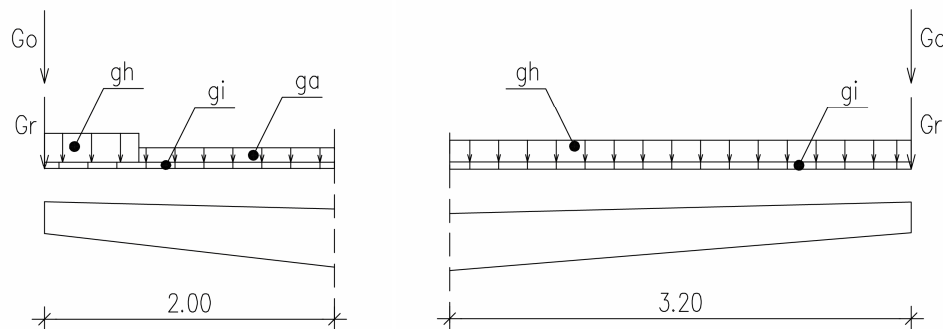
Slika 3: Računski model voziščne plošče



Slika 4: Prerez skozi levo in desno konzolo

### 3.1.2 Obtežba

#### 3.1.2.1 Stalna obtežba



Slika 5: Stalna obtežba na voziščni plošči

Lastna teža: je že upoštevana v programu

Asfalt:  $g_a = 0,07 \text{ m} \cdot 22,00 \text{ kN/m}^3 = 1,54 \text{ kN/m}^2$

Hidroizolacija:  $g_i = 0,01 \text{ m} \cdot 22,00 \text{ kN/m}^3 = 0,22 \text{ kN/m}^2$

Hodnik:  $g_h = 0,25 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$

Robni venec:  $G_r = 0,35 \text{ m} \cdot 0,65 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 5,69 \text{ kN/m}$

Ograja:  $G_o = 1,00 \text{ kN/m}$

Vpliv ekscentričnosti robnega venca in ograje je zanemarljiv.

#### 3.1.3 Prometna obtežba

Prometna obtežba je prikazana z naslednjimi obtežbami:

- obtežni model 1 (LM1): kombinirana koncentrirana in porazdeljena obtežba
- obtežni model 2 (LM2): enosna obtežba na specifičnih kontaktnih površinah gum
- nezgodna obtežba: vozila na stezah za pešce in kolesarje
- obtežba pešcev in kolesarjev: enakomerno porazdeljena obtežba v znesku  $5 \text{ kN/m}^2$

##### 3.1.3.1 Obtežni model 1 (LM1)

$Q_k = 300 \text{ kN}$  osna obtežba vozila

$q_k = 9,00 \text{ kN/m}^2$  enakomerno porazdeljena prometna obtežba

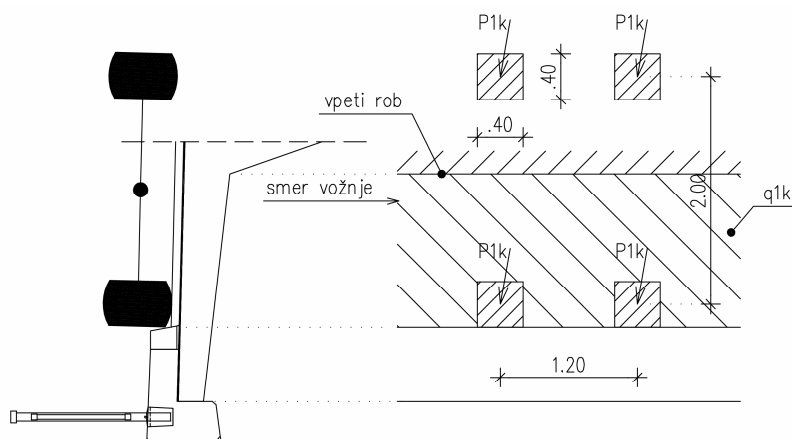
$\alpha_Q = 0,80$  ;  $\alpha_q = 1,00$       korekcijska faktorja za zmanjšanje prometnega vpliva

$$P_k = (\alpha_Q \cdot Q_k) / 2 = 120 \text{ kN}$$

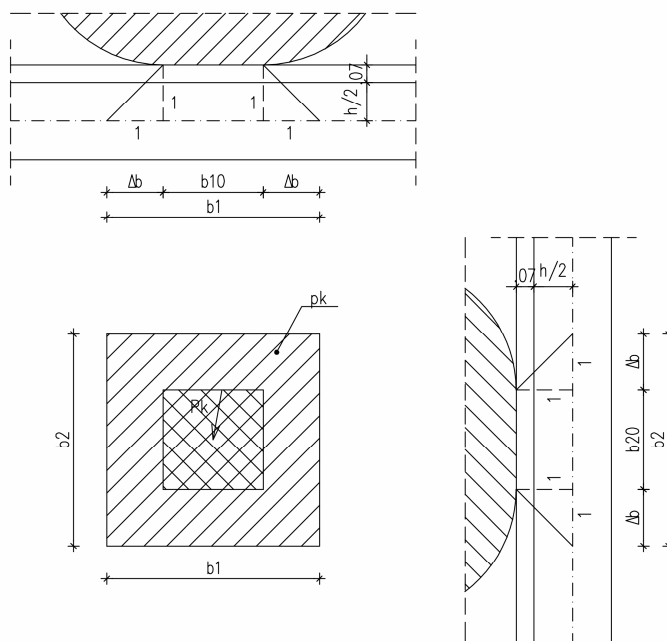
$b_{10} = 0,40 \text{ m}$       kontaktna širina kolesa v smeri vožnje

$b_{20} = 0,40 \text{ m}$       kontaktna širina kolesa prečno na smer vožnje

$h$       debelina plošče; parameter se spreminja odvisno od položaja modela



Slika 6: Shema postavitve prometnega obtežnega modela 1



Slika 7: Shema raznosa prometne obtežbe



$$\Delta b = 0,07 \text{ m} + h/2$$

$$b_1 = b_{10} + 2 \cdot \Delta b$$

$$b_2 = b_{20} + 2 \cdot \Delta b$$

$$p_k = P_k / (b_1 \cdot b_2)$$

### 3.1.3.2 Obtežni model 2 (LM2)

$$Q_{ak} = 400 \text{ kN} \quad \text{osna obtežba vozila}$$

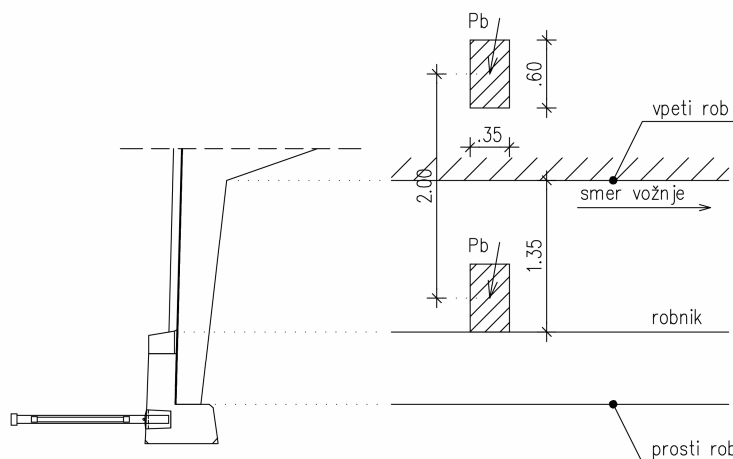
$$\beta_Q = 0,80 \quad \text{korekcijski faktor za zmanjšanje prometnega vpliva}$$

$$P_\beta = (\beta_Q \cdot Q_{ak}) / 2 = 160 \text{ kN}$$

$$b_{10} = 0,35 \text{ m} \quad \text{kontaktna širina kolesa v smeri vožnje}$$

$$b_{20} = 0,60 \text{ m} \quad \text{kontaktna širina kolesa prečno na smer vožnje}$$

$$p_\beta = P_\beta / (b_1 \cdot b_2) \quad \text{nadomestna porazdeljena obtežba}$$

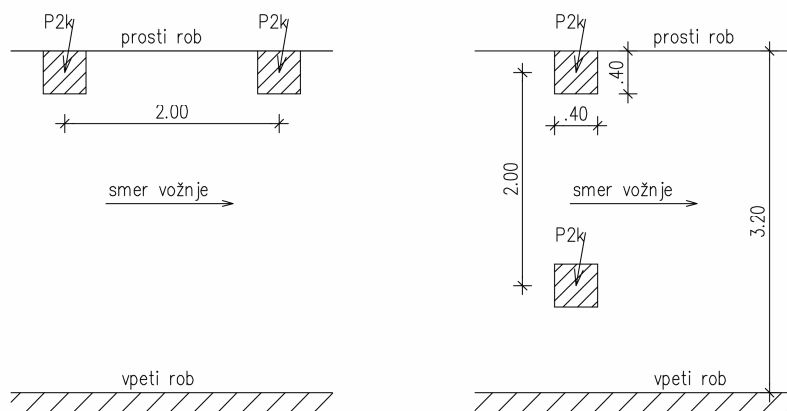


Slika 8: Shema postavitve prometnega obtežnega modela 2

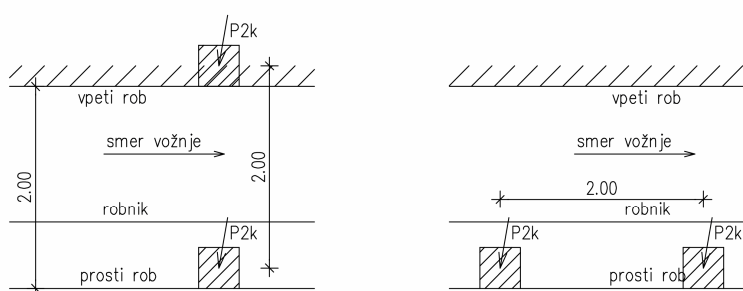
### 3.1.3.3 Vozila na stezah pešce in kolesarje

Ker hodnika nista zaščitena z odbojno ograjo, je potrebno upoštevati prometno obtežbo na stezah za pešce in kolesarje, in sicer kot enosno obtežbo  $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$  (200 kN).

$$P_{2k} = \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} / 2 = 0,8 \cdot 200 / 2 = 80 \text{ kN}$$



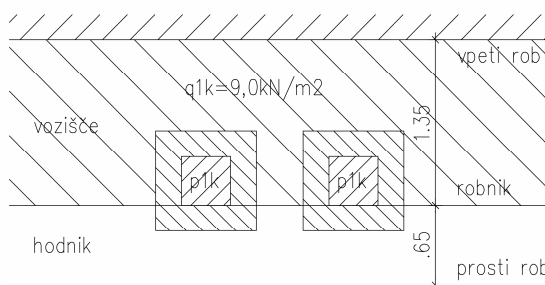
Slika 9: Shema postavitve prometne obtežbe na stezi za pešce in kolesarje (desna konzola)



Slika 10: Shema postavitve prometne obtežbe na stezi za pešce (leva konzola)

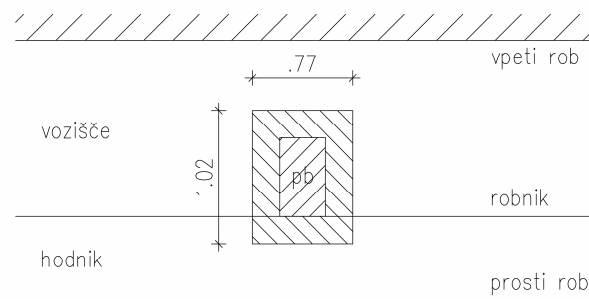
### 3.1.4 Obtežni primeri

- Lastna teža in dodatna stalna obtežba
- Obtežni model LM1



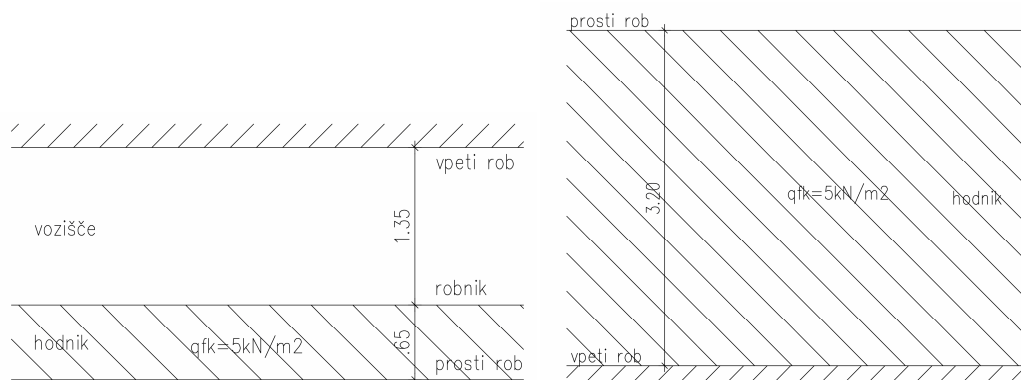
Slika 11: Shema obtežnega modela LM1 ob robniku

- **Obtežni model LM2**



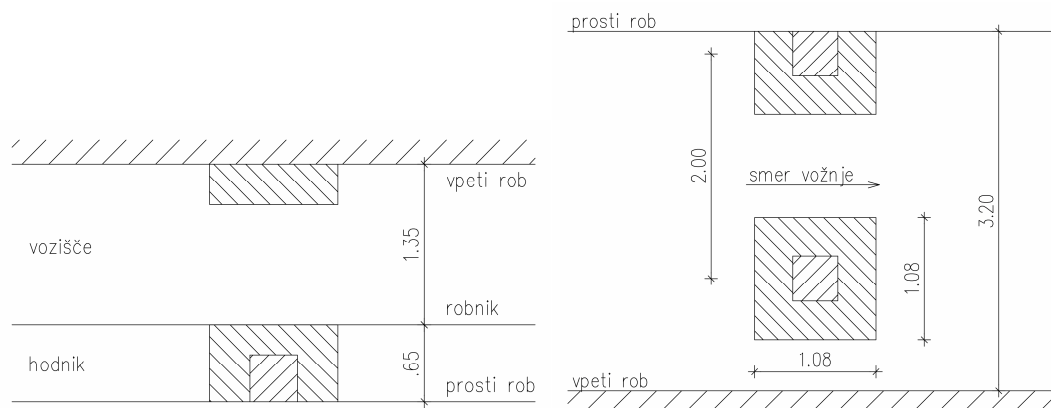
Slika 12: Shema obtežnega modela LM2 ob robniku

- **Obtežba pešcev in kolesarjev**



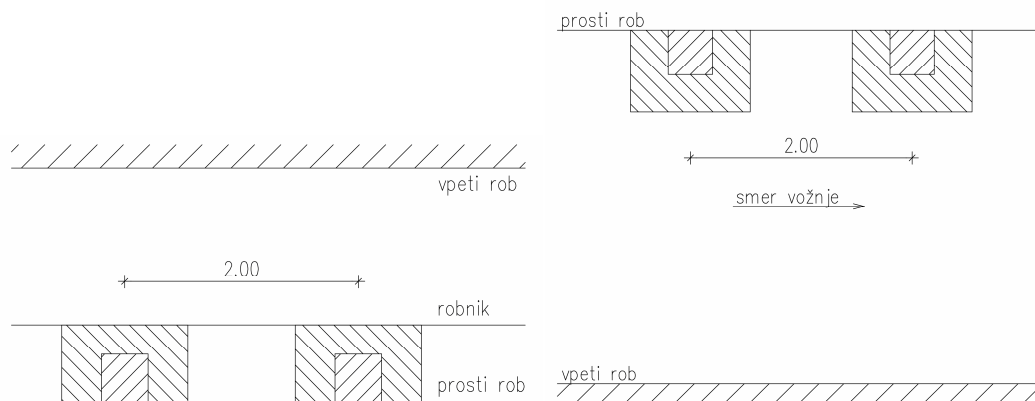
Slika 13: Obtežba pešcev in kolesarjev na levi (levo) in desni (desno) konzoli

- **Nezgodna prometna obtežba v smeri vožnje**



Slika 14: Nezgodna prometna obtežba v smeri vožnje na levi in desni konzoli

• **Nezgodna prometna obtežba ob robniku pravokotno na smer vožnje**



Slika 15: Nezgodna prometna obtežba pravokotno na smer vožnje na levi in desni konzoli

3.1.5 Obtežne kombinacije

3.1.5.1 Mejno stanje nosilnosti

V spodnji preglednici so prikazani parcialni varnostni faktorji, ki so uporabljeni pri mejnem stanju nosilnosti.

Preglednica 6: Parcialni varnostni faktorji

Obtežba	Oznaka	Situacija	
		Stalna/začasna	Izredna
Stalna:			
neugoden vpliv	$\gamma_{Gsup}$	1.35	1.00
ugoden vpliv	$\gamma_{Ginf}$	1.00	1.00
Promet:			
neugoden vpliv	$\gamma_Q$	1.35	1.00
ugoden vpliv		0.00	0.00
Nezgodna obtežba	$\gamma_A$		1.00

- **Osnovna kombinacija obtežbe**

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

Ker je promet edina spremenljiva obtežba pri lokalni analizi, se kombinacija spremeni:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

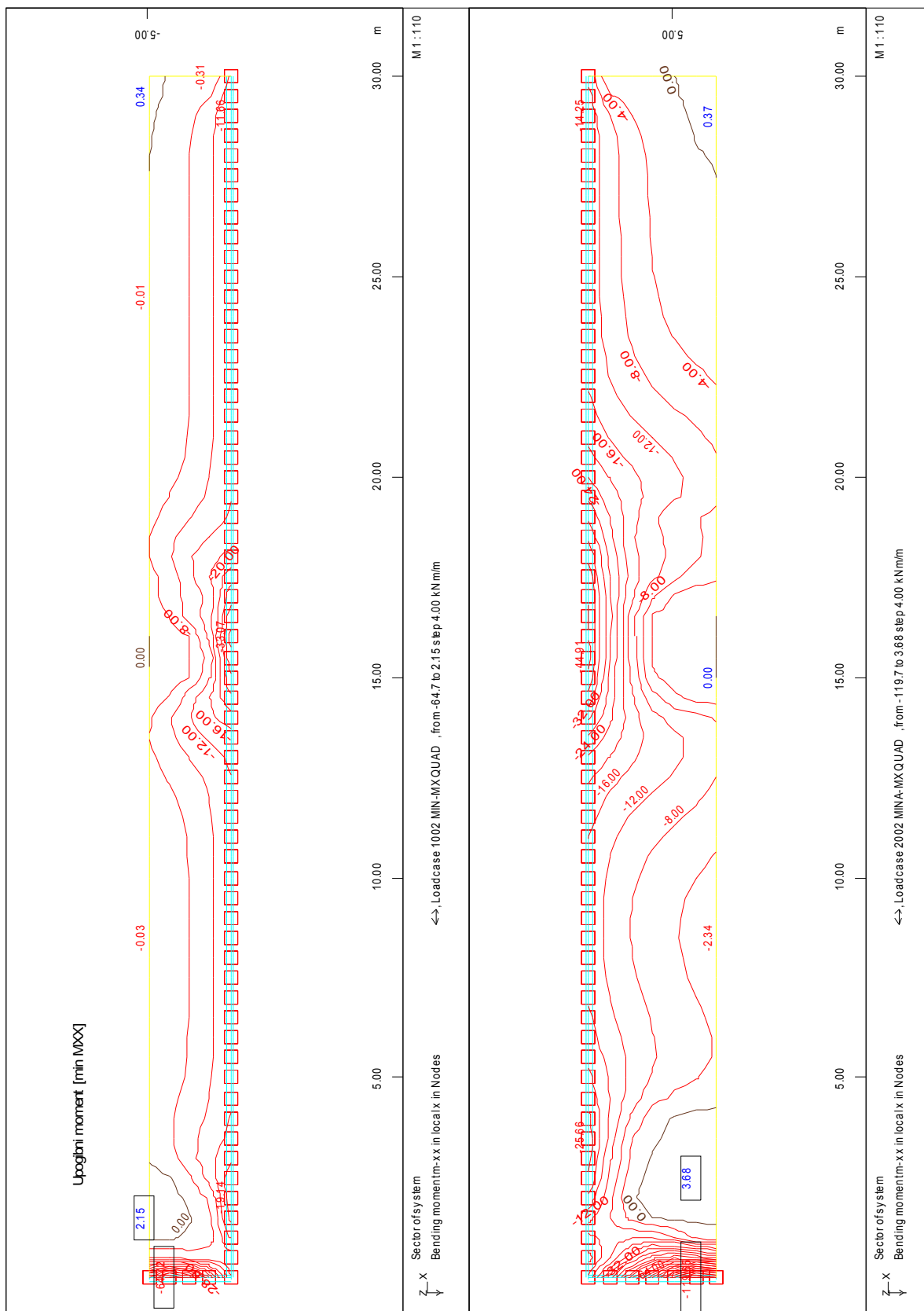
- **Nezgodna kombinacija obtežbe**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \gamma_{QA} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{QA} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

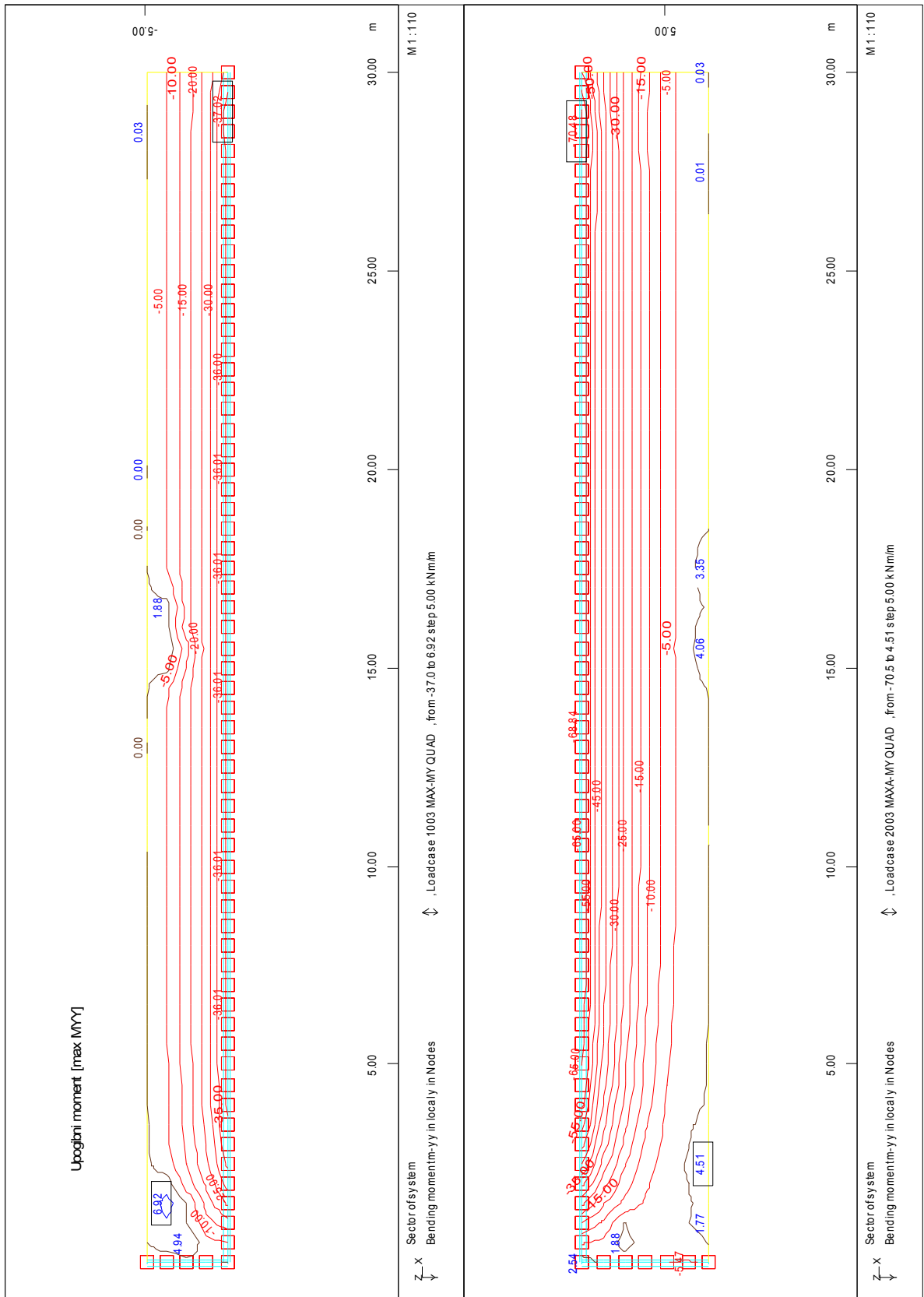
Zaradi obtežbe na hodniku se zanemari vsa spremenljiva obtežba, zato se kombinacija poenostavi:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d$$



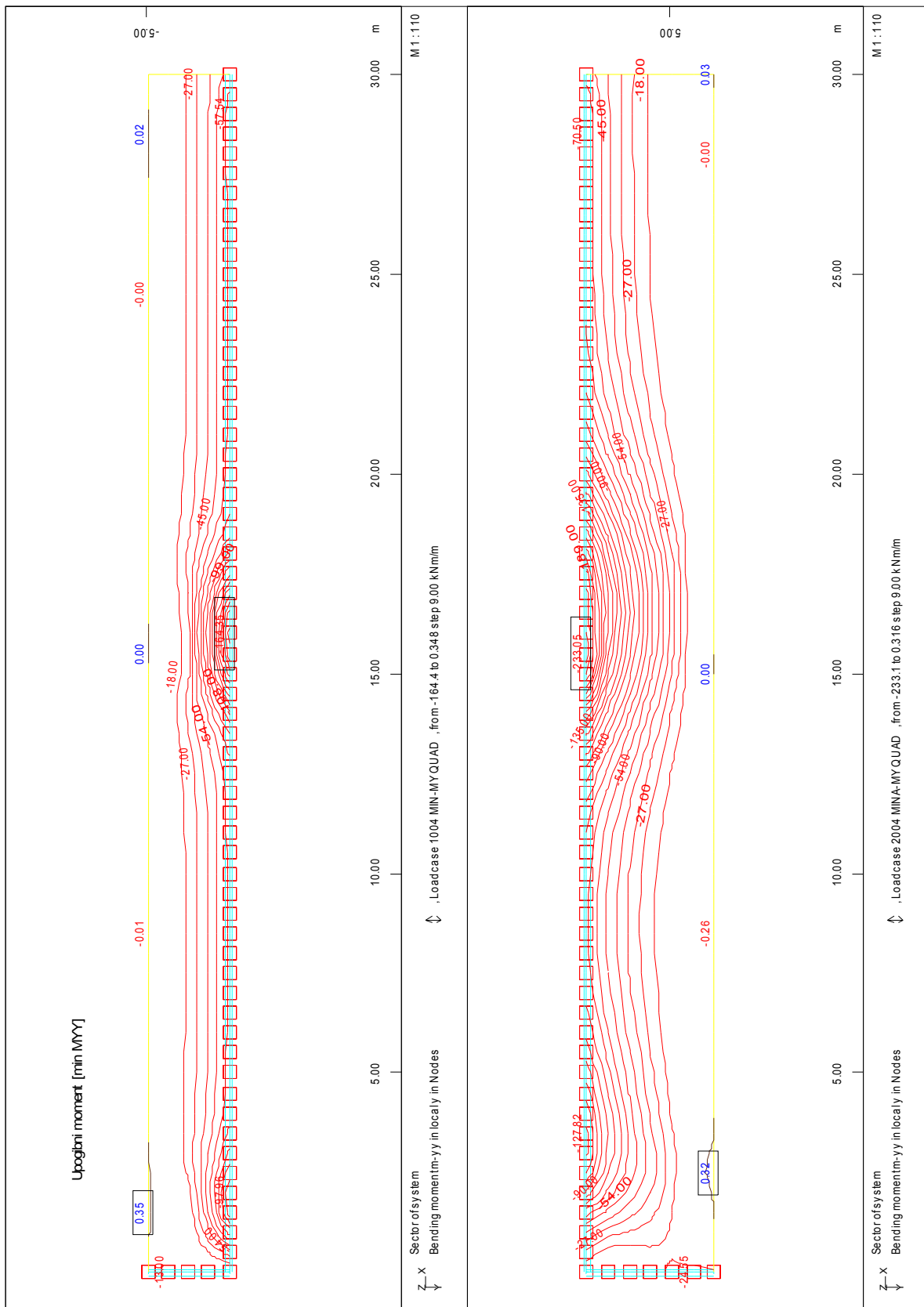


Slika 17: Ovojnica projektnih vrednosti min MXX



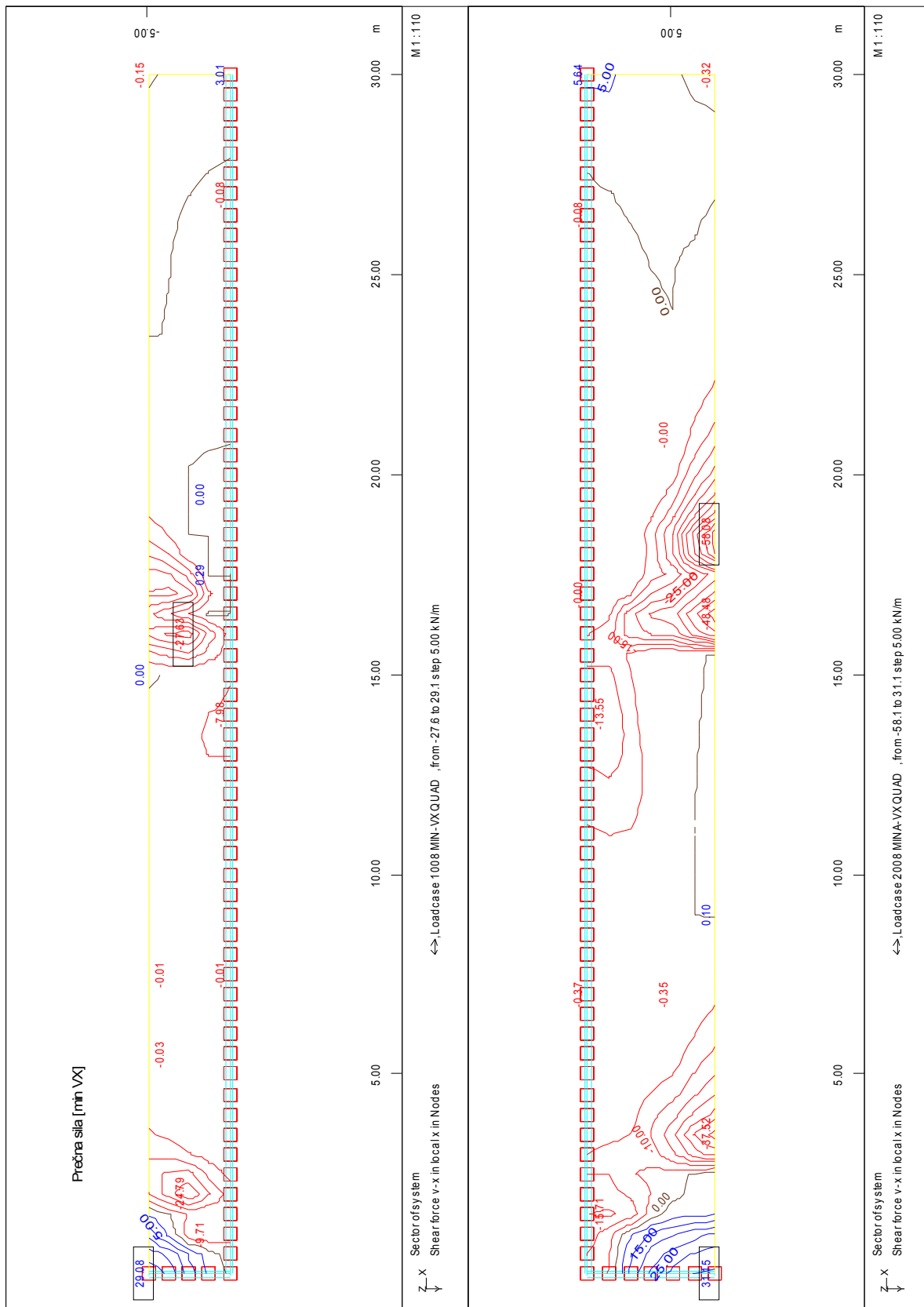
Slika 18: Ovojnica projektnih vrednosti max MYY



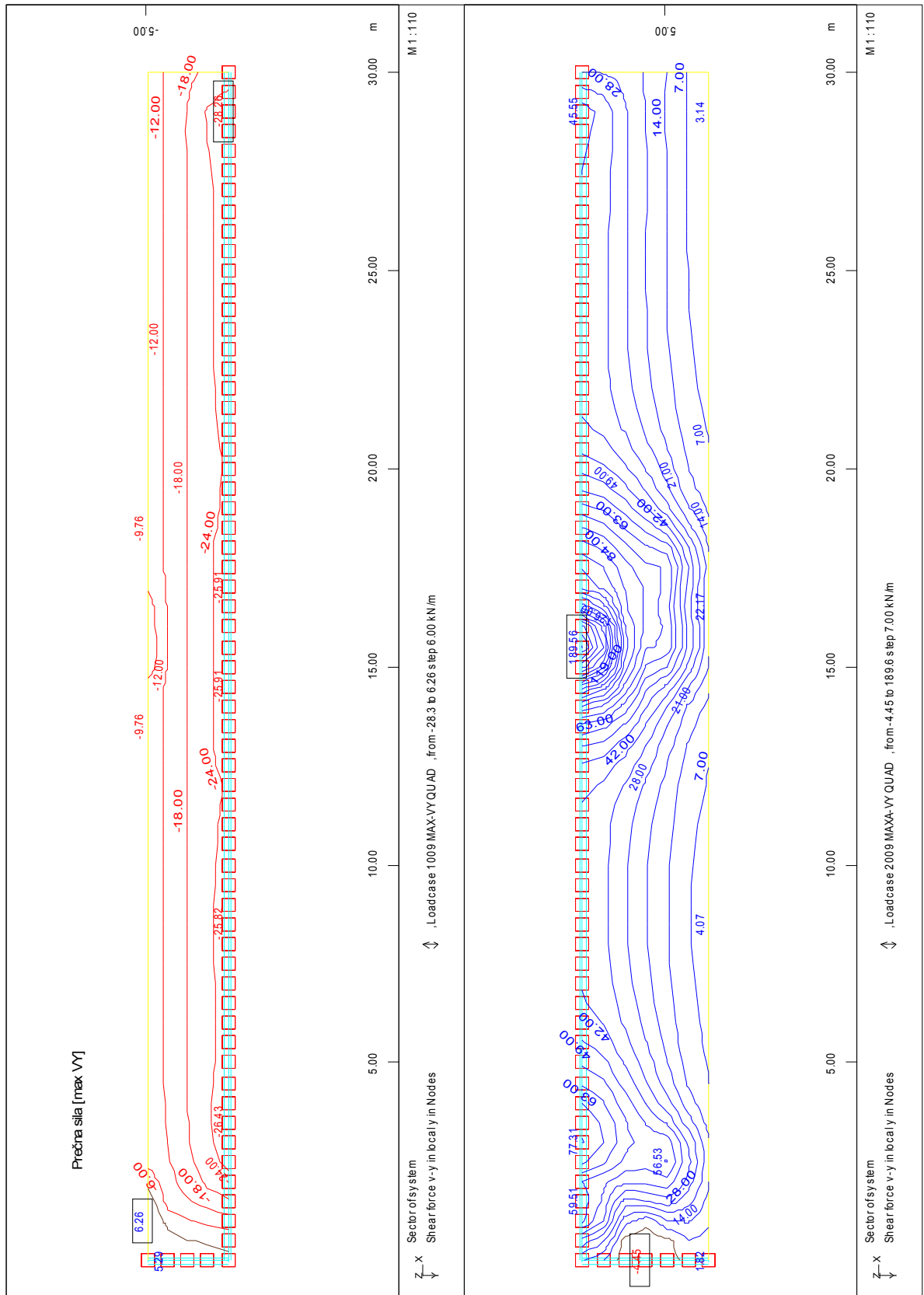


Slika 19: Ovojnica projektnih vrednosti min MYY

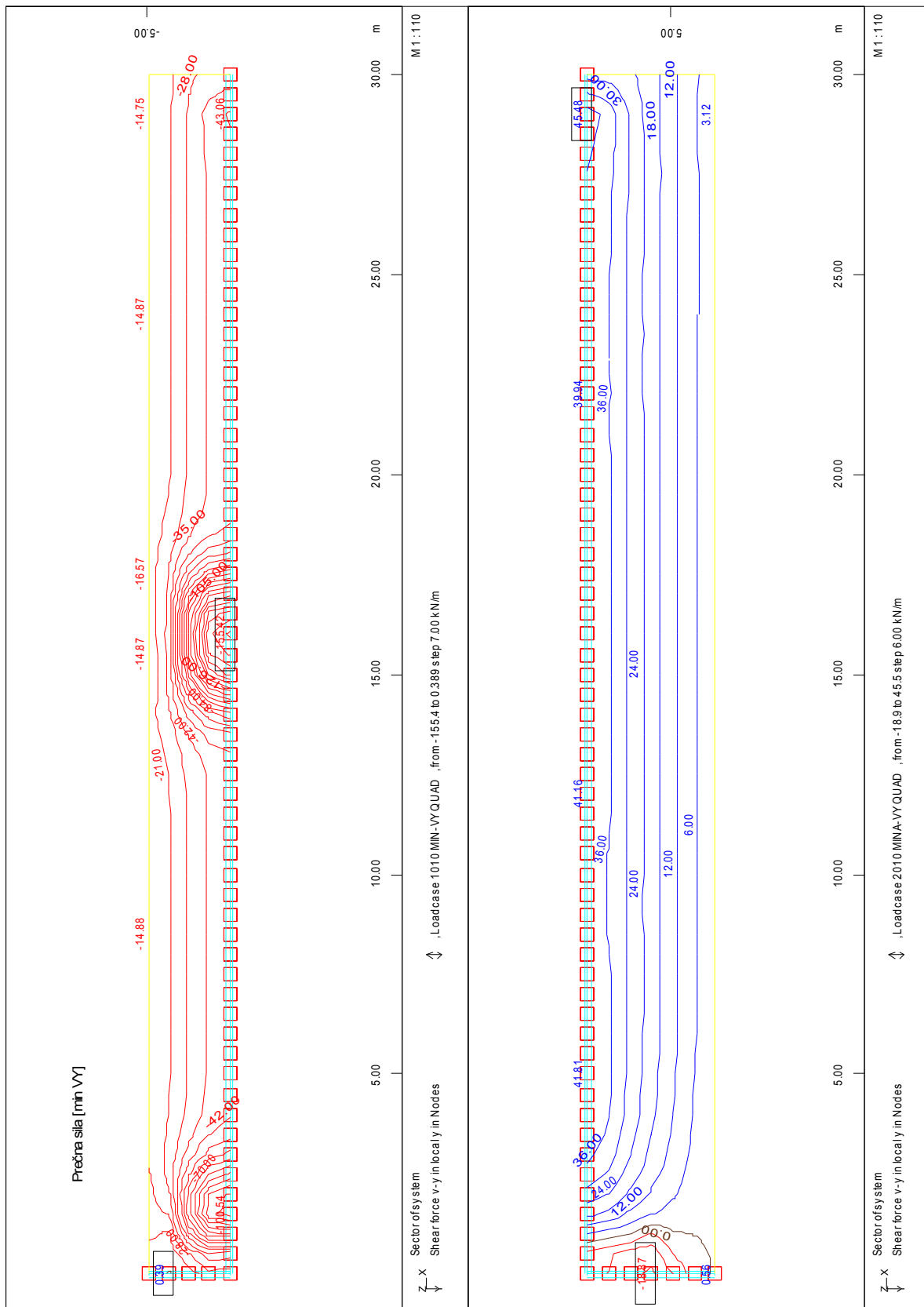




Slika 21: Ovojnica projektnih vrednosti min VX



Slika 22: Ovojnica projektnih vrednosti max VY



Slika 23: Ovojnica projektnih vrednosti min VY

### 3.1.7 Mejno stanje nosilnosti

#### 3.1.7.1 Prečna smer

- **Zgoraj**

Desna konzola:  $A_s = 12,67 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$  izberem  $\phi 16/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Leva konzola:  $A_s = 10,12 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$  izberem  $\phi 14/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- **Spodaj**

Izberem minimalno potrebno armaturo:

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \cdot \frac{3,5 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 34,4 \text{ cm} = 6,26 \text{ cm}^2$$

$$d = h - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,2 \text{ cm}}{2} = 34,4 \text{ cm}$$

Izberem armaturo  $\phi 12/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 7,54 \text{ cm}^2$ ).

#### 3.1.7.2 Vzdolžna smer

- **Zgoraj**

V območju vpetja v gredo:

Desna konzola:  $A_s = 12,23 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 16/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

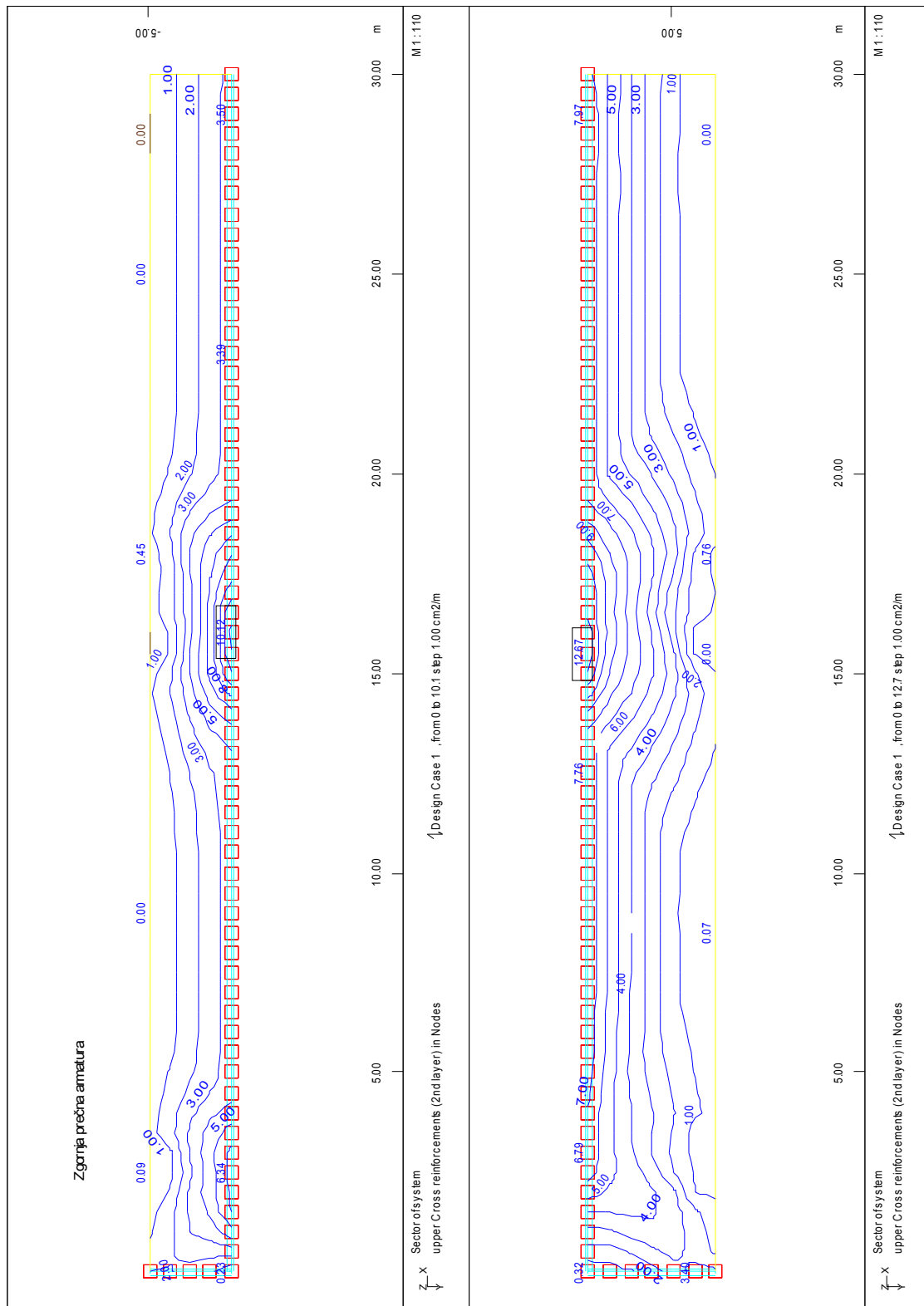
Leva konzola:  $A_s = 7,08 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Na preostalem območju pa izberem minimalno armaturo  $\phi 10/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

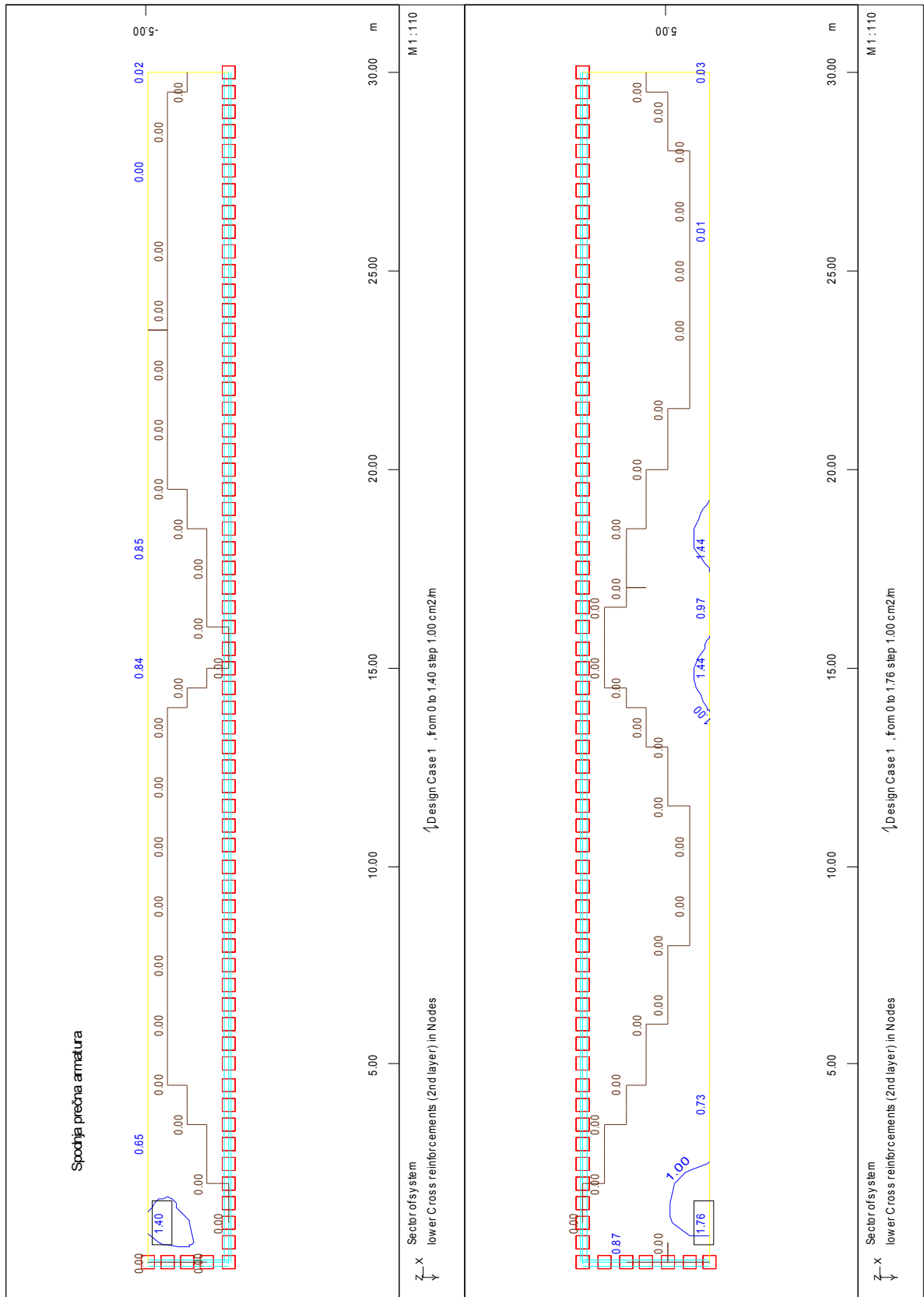
- **Spodaj**

Izberem minimalno armaturo  $\phi 10/15$  ( $A_{s,\text{dej}} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

• **Prečna armatura**



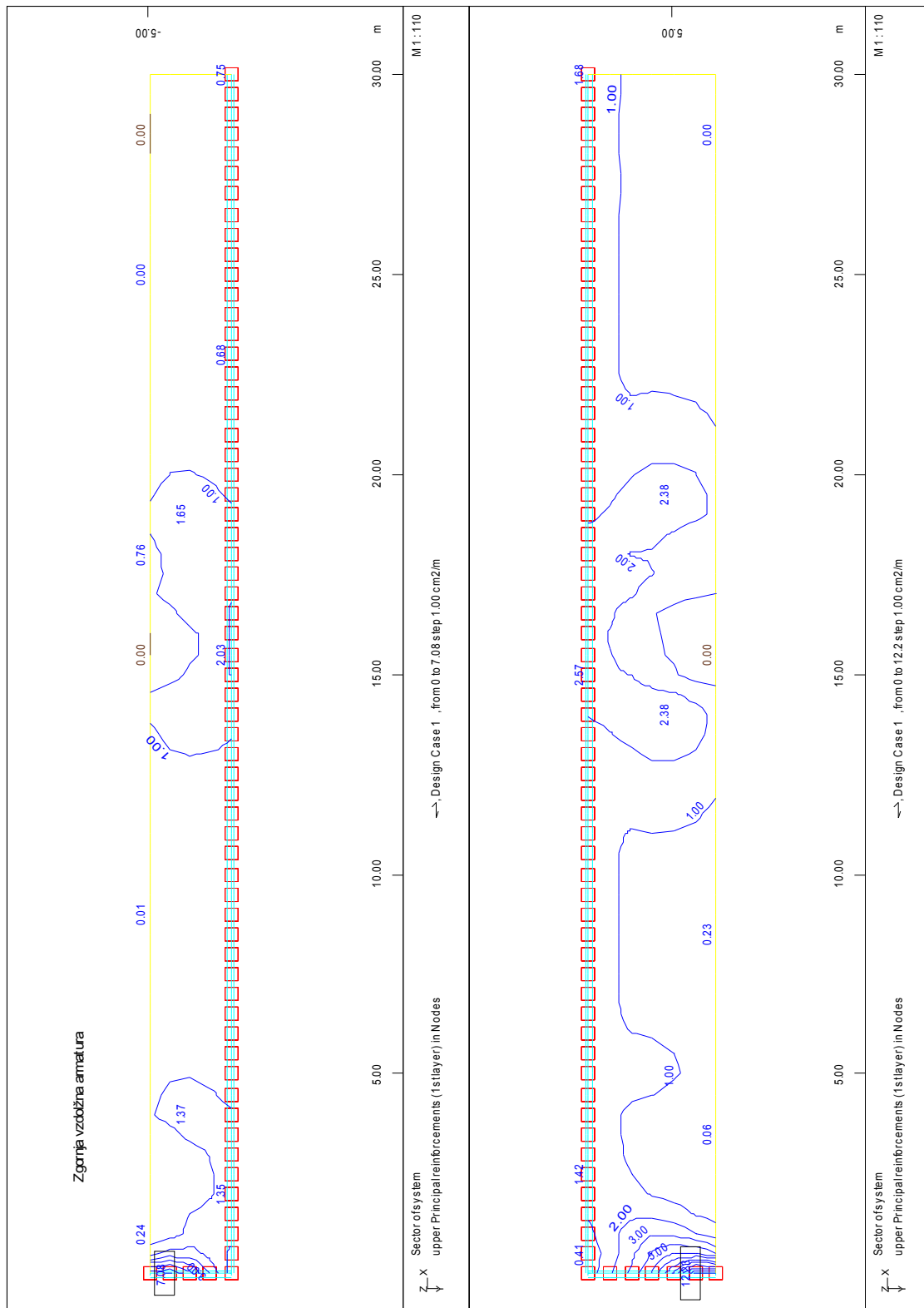
Slika 24: Zgornja prečna armatura



Slika 25: Spodnja prečna armatura



• **Vzdolžna armatura**



Slika 26: Zgornja vzdolžna armatura



### 3.1.8 Mejno stanje uporabnosti

- **Navidezno-stalna kombinacija**

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

Ker je promet edina spremenljiva obtežba in se ne upošteva pri navidezno-stalni kombinaciji, se upošteva samo delež zaradi stalne obtežbe ( $\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$ ).

- **Kontrola povesa**

Pomik na koncu desne konzole znaša:

- Za lastno težo:  $v_1 = 0,635$  mm
- Za preostalo stalno obtežbo:  $v_2 = 0,615$  mm
- Skupaj:  $v = v_1 + v_2 = 1,25$  mm

Zgornji pomik je elastičen pomik. Da bi dobil neelastičen pomik zaradi vpliva razpok ter krčenja in lezenja betona, zgornji pomik množim s faktorjem 5.

- Skupaj:  $v = 5 \cdot (v_1 + v_2) = 5 \cdot 1,25$  mm = 6,25 mm

Dovoljen pomik znaša:

$$v_{\text{dovoljen}} = \frac{L}{250} = \frac{3200 \text{ mm}}{250} = 12,8 \text{ mm} > v = 6,25 \text{ mm}$$

- **Najmanjši delež armature za omejitev širine razpok v prečni smeri**

Najmanjši prerez armature se izračuna na naslednji način:

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,\text{eff}} A_{ct}$$

Pri tem so:

$A_{s,\min}$  najmanjši potrebni prerez jekla znotraj natezne cone

$\sigma_s$  absolutna vrednost največje dovoljene napetosti armature takoj po nastanku razpoke

$k_c$  koeficient, ki upošteva razporeditev napetosti prereza neposredno pred nastankom razpok in vpliv spremembe ročice notranjih sil

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,\text{eff}}} \right] = 0,4 [1 - 0] = 0,4 \leq 1$$

$\sigma_c$  srednja vrednost napetosti betona, ki deluje na obravnavani del prereza

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$$

$N_{Ed}$  osna sila v mejnem stanju uporabnosti, ki deluje na obravnavani del prečnega prereza

$N_{Ed} = 0$ , ni osnih sil

$h^*$   $h^* = h$  za  $h < 1,0$  m

$h^* = 1,0$  m za  $h \geq 1,0$  m

$k_1$  koeficient, ki upošteva vplive osnih sil na razporeditev napetosti:

$k_1 = 1,5$ , če je  $N_{Ed}$  tlačna sila

$k_1 = 2h^*/3h$ , če je  $N_{Ed}$  natezna sila

$k$  koeficient, ki omogoča upoštevanje učinkov neenakomernih samouravnateženih napetosti, ki zmanjšujejo sile zaradi preprečenih ali vsiljenih deformacij

= 1,0 za stojine s  $h \leq 300$  mm

= 0,65 za stojine s  $h \geq 800$  mm

Za stojino s  $h = 400$  mm, pa se vrednosti interpolirajo:

$$= 1,0 - \frac{(1,0 - 0,65) \cdot (400 \text{ mm} - 300 \text{ mm})}{(800 \text{ mm} - 300 \text{ mm})} = 0,93$$

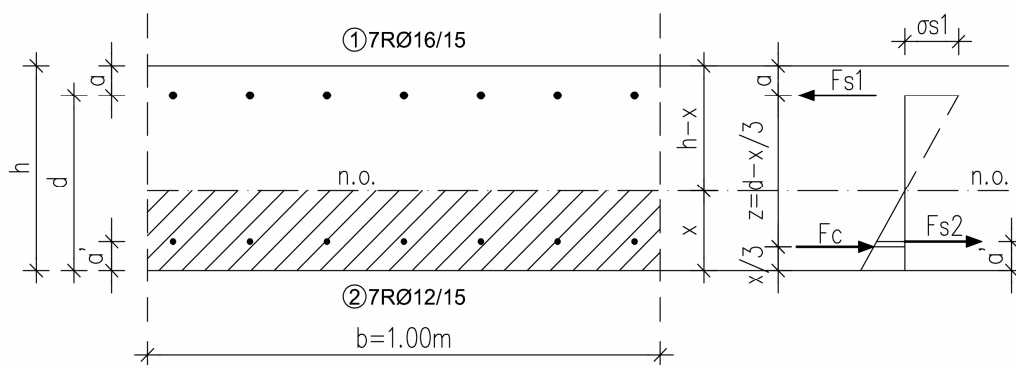
$f_{ct,eff}$  srednja vrednost učinkovite natezne trdnosti betona v času pričakovanega nastanka prve razpoke (nastanek razpok se pričakuje po 28 dneh, zato je  $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,5$  MPa)

$A_{ct}$  ploščina natezne cone betona tik pred pojavom prve razpoke

$$A_{ct} \cong \frac{h}{2} \cdot b = \frac{40 \text{ cm}}{2} \cdot 100 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2$$

Iz ravnotežnega pogoja glede statičnega momenta na nevtralno os, izračunam višino tlačne cone:

$$b \cdot x \cdot x/2 + (\alpha_e - 1)A_{s2}(x - a') - \alpha_e \cdot A_{s1}(d - x) = 0$$



Slika 28: Opis prereza, diagram napetosti in notranje sile

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200 \text{ GPa}}{35 \text{ GPa}} = 5,71$$

- Zgoraj:  $\phi 16/15$  ( $A_{s1} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Spodaj:  $\phi 12/15$  ( $A_{s2} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

$$a = c_{nom} + \phi_1/2 = 5 \text{ cm} + 1,6 \text{ cm}/2 = 5,8 \text{ cm}$$

$$a' = c_{nom} + \phi_2/2 = 5 \text{ cm} + 1,2 \text{ cm}/2 = 5,6 \text{ cm}$$

$$d = h - a = 40 \text{ cm} - 5,8 \text{ cm} = 34,2 \text{ cm}$$

$$100 \cdot x^2/2 + (5,71 - 1)7,54(x - 5,6) - 5,71 \cdot 13,40(34,2 - x) = 0$$

$$50x^2 + 112,03x - 2815,65 = 0$$

$$x = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = \frac{-112,03 + \sqrt{112,03^2 - 4 \cdot 50 \cdot (-2815,65)}}{2 \cdot 50} = 6,47 \text{ cm}$$

$$z = d - x/3 = 34,2 \text{ cm} - 6,47 \text{ cm}/3 = 32 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} = \frac{68,8 \text{ kNm/m} \cdot 100 \text{ cm}}{32 \text{ cm} \cdot 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}} = 16,05 \text{ kN/cm}^2 = 160,5 \text{ MPa}$$

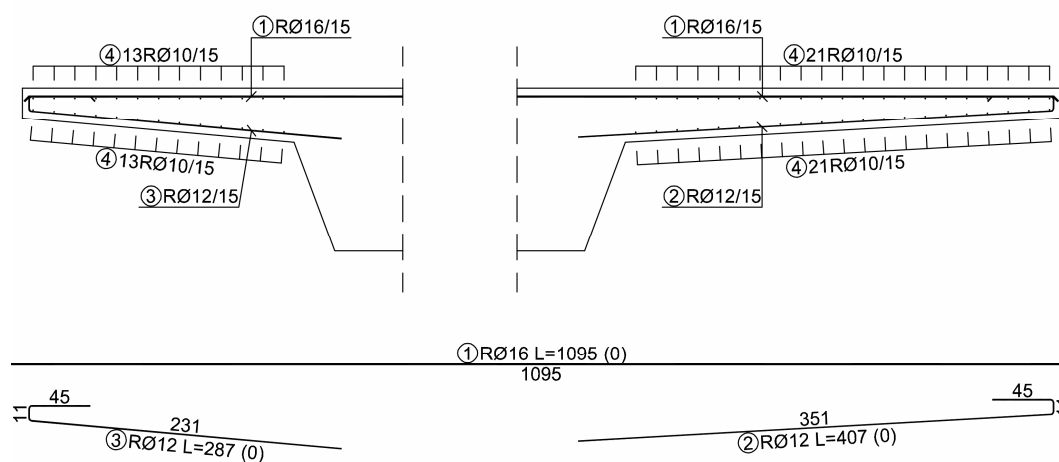
$M_{Ed} = 68,8 \text{ kNm/m}$  moment pri mejnem stanju uporabnosti

Preverim, če moment  $M_{Ed}$  povzroči razpoko v betonu.

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot b \cdot h^2/6 = 0,35 \cdot 100 \cdot 40^2/6 = 9333 \text{ kNcm} = 93,33 \text{ kNm}$$

$M_{cr} > M_{Ed} \rightarrow$  prerez ne razpoka

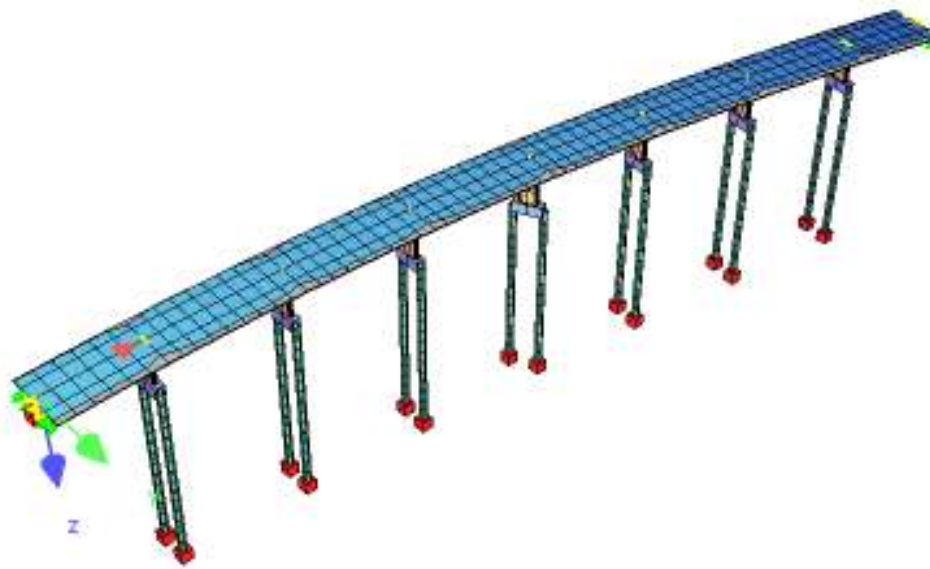
### 3.1.9 Shema armature



Slika 29: Shematski prikaz armature v konzolni plošči

## 3.2 Globalna analiza

### 3.2.1 Računski model



Slika 30: Računski model nadvoza

### 3.2.2 Predpostavljene dimenzije ležišč

Predpostavim dimenzije ležišč ter jih na koncu računa preverim.

Pri modeliranju robnih pogojev določim togosti vzmeti, katere nadomeščajo ležišča.

#### • Ležišče nad opornikom

Izberem ležišče 400/400/75mm (dimenzije elastomera 390/390/60mm,  $A=0,152\text{m}^2$ ).

Vertikalna togost:

$$F = \sigma A = \varepsilon EA = EA\Delta l / T_e$$

$$k_v = F / \Delta l = EA / T_e$$

$$k_v = 2000 \cdot 0,152 / 0,06 = 5070 \text{ MN/m}$$

Horizontalna togost:

$$F = \tau A = \gamma GA = GA\Delta l / T_e$$

$$k_h = F / \Delta l = GA / T_e$$

$$k_h = 0,9 \cdot 0,152 / 0,06 = 2,28 \text{ MN/m}$$

#### • Ležišče nad stebrom

Izberem ležišče 600/600/80mm (dimenzije elastomera 590/590/64mm,  $A=0,348\text{m}^2$ ).

Vertikalna togost:

$$k_v = 2000 \cdot 0,348 / 0,064 = 10878 \text{ MN/m}$$

Horizontalna togost:

$$k_h = 0,9 \cdot 0,348 / 0,064 = 4,90 \text{ MN/m}$$

### 3.2.3 Sodelujoča širina prekladne konstrukcije

- **Krajno polje**

$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 0,85 \cdot 16,50 \text{ m} = 14,03 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

Desna konzola:

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 3,20 \text{ m} + 0,1 \cdot 14,03 \text{ m} = 2,04 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 14,03 = 2,81 \text{ m}$$

Leva konzola:

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 2,00 \text{ m} + 0,1 \cdot 14,03 \text{ m} = 1,80 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 2,04 \text{ m} + 1,80 \text{ m} + 5,85 \text{ m} = \mathbf{9,69 \text{ m}}$$

- **Krajna podpora**

$$l_0 = 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 0,15 \cdot (16,50 \text{ m} + 22,00 \text{ m}) = 5,78 \text{ m}$$

Desna konzola:

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 3,20 \text{ m} + 0,1 \cdot 5,78 \text{ m} = 1,22 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 5,78 = 1,16 \text{ m}$$

Leva konzola:

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 2,00 \text{ m} + 0,1 \cdot 5,78 \text{ m} = 0,98 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 1,16 \text{ m} + 0,98 \text{ m} + 5,85 \text{ m} = \mathbf{7,99 \text{ m}}$$

- **Vmesno polje**

$$l_0 = 0,7 \cdot l_2 = 0,7 \cdot 22,00 \text{ m} = 15,40 \text{ m}$$

Desna konzola:

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 3,20 \text{ m} + 0,1 \cdot 15,40 \text{ m} = 2,18 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 15,40 = 3,08 \text{ m}$$

Leva konzola:

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 2,00 \text{ m} + 0,1 \cdot 15,40 \text{ m} = 1,94 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 2,18 \text{ m} + 1,94 \text{ m} + 5,85 \text{ m} = \mathbf{9,97 \text{ m}}$$

- **Vmesna podpora**

$$l_0 = 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 0,15 \cdot (22,00 \text{ m} + 22,00 \text{ m}) = 6,60 \text{ m}$$

Desna konzola:

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 3,20 \text{ m} + 0,1 \cdot 6,60 \text{ m} = 1,30 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 6,60 = 1,32 \text{ m}$$

Leva konzola:

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 2,00 \text{ m} + 0,1 \cdot 6,60 \text{ m} = 1,06 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 1,30 \text{ m} + 1,06 \text{ m} + 5,85 \text{ m} = \mathbf{8,21 \text{ m}}$$

### 3.2.4 Analiza obtežb

#### 3.2.4.1 Lastna teža

Za lastno težo voziščne konstrukcije je za specifično težo betona upoštevana vrednost

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

#### 3.2.4.2 Dodatna stalna teža

Lastna teža: je že upoštevana v programu

Asfalt:  $g_a = 6,50 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} \cdot 22,00 \text{ kN/m}^3 = 10,01 \text{ kN/m}$

Hidroizolacija:  $g_i = 11,05 \text{ m} \cdot 0,01 \text{ m} \cdot 22,00 \text{ kN/m}^3 = 2,43 \text{ kN/m}$

Hodnik - desni:  $g_{\text{hd}} = 3,90 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 24,38 \text{ kN/m}$

Hodnik - levi:  $g_{\text{hl}} = 0,65 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 4,06 \text{ kN/m}$

Robna veneca:  $G_r = 0,35 \text{ m} \cdot 0,65 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 5,69 \text{ kN/m}$

Ograji:  $G_o = 1,00 \text{ kN/m}$

Vpliv ekscentričnosti obtežbe:

Asfalt:  $e_a = -1,02 \text{ m}$

Hidroizolacija:  $e_i = 0,60 \text{ m}$

Hodnik - desni:  $e_{\text{hd}} = 4,18 \text{ m}$

Hodnik - levi:  $e_{\text{hl}} = -4,60 \text{ m}$

Robni venec - desni:  $e_{\text{rd}} = 6,30 \text{ m}$

Robni venec - levi:  $e_{\text{rl}} = -5,10 \text{ m}$

Ograja - desna:  $e_{\text{od}} = 6,30 \text{ m}$

Ograja - leva:  $e_{\text{ol}} = -5,10 \text{ m}$



### 3.2.4.3 Reološki vplivi

#### 3.2.4.3.1 Krčenje betona

Preglednica 7: Račun koeficienta krčenja betona

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$	
$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$	Krčenje zaradi sušenja
$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH}$	Osnovna vrednost koeficienta krčenja
$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right]$	Koeficient odvisen od relativne vlage
$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 48 \text{ MPa}$	Tlačna trdnost betona starega 28 dni
$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$	
$\alpha_{ds1} = 4$	Koeficient odvisen od razreda cementa (za razred N)
$\alpha_{ds2} = 0,12$	Koeficient odvisen od razreda cementa (za razred N)
$RH = 60$	Relativna vlažnost okolice v %
$RH_0 = 100\%$	
$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$	Nazivna dimenzija prereza v mm
$k_h = \begin{cases} h_0 = 100 \text{ mm} \rightarrow 1,00 \\ h_0 = 200 \text{ mm} \rightarrow 0,85 \\ h_0 = 300 \text{ mm} \rightarrow 0,75 \\ h_0 \geq 500 \text{ mm} \rightarrow 0,70 \end{cases}$	Koeficient odvisen od $h_0$
$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$	Koeficient, ki opisuje časovno spremembo krčenja
$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$	Avtogeno krčenje
$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$	
$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$	
$t \rightarrow t_{\infty} = 25550 (\cong 70 \text{ let})$	Trajanje krčenja v dneh
$t_s = 3$	Trajanje nege betona
$t - t_s$	Dejansko trajanje krčenja v dneh

Krčenje zaradi sušenja:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp\left(-0,12 \cdot \frac{48 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,22 = 0,385\text{‰}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot 8,39 \text{ m}^2}{23,68 \text{ m}} = 0,71 \text{ m} = 709 \text{ mm} \rightarrow k_h = 0,70$$

$$\beta_{ds}(\infty, t_s) = \frac{(25550 - 3)}{(25550 - 3) + 0,04 \cdot \sqrt{709^3}} = 0,971$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,971 \cdot 0,70 \cdot 0,385\text{‰} = 0,262\text{‰}$$

Avtogeno krčenje:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,075\text{‰}$$

$$\beta_{as}(\infty) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 25550^{0,5}) = 1,0$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,075\text{‰}$$

Skupno krčenje:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,262\text{‰} + 0,075\text{‰} = \mathbf{0,337\text{‰}}$$

### 3.2.4.3.2 Lezenje betona

Preglednica 8: Račun koeficienta lezenja betona

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$	
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$	Osnovna vrednost koeficienta lezenja
$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$	Koeficient odvisen od relativne vlage okolice
RH = 60	Relativna vlažnost okolice v %
$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$	Nazivna dimenzija prereza v mm
$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$	Koeficient odvisen od tlačne trdnosti betona
$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 48 \text{ MPa}$	Tlačna trdnost betona starega 28 dni
$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$	Koeficient odvisen od starosti betona v trenutku nanosa obtežbe

»se nadaljuje ...«

»... nadaljevanje«

$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$	Časovna sprememba lezenja
$t \rightarrow t_\infty = 25550 (\cong 70 \text{ let})$	Trajanje krčenja v dneh
$t_0 = 14$	Starost betona v dneh v času nanosa obtežbe
$t - t_0$	Trajanje obtežbe v dneh
$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3$	Koeficient odvisen od relativne vlage okolja in $h_0$
$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$ ; $\alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$ ; $\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$	Koeficienti odvisni od tlačne trdnosti betona

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{48} \right]^{0,7} = 0,80 ; \alpha_2 = \left[ \frac{35}{48} \right]^{0,2} = 0,94 ; \alpha_3 = \left[ \frac{35}{48} \right]^{0,5} = 0,85$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 60)^{18}] \cdot 709 + 250 \cdot 0,85 = 1279 > 1500 \cdot 0,85 = 1275$$

$$\beta_c(\infty, t_0) = \left[ \frac{(25550 - 14)}{(1275 + 25550 - 14)} \right]^{0,3} = 0,985$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 14^{0,2}} = 0,56$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{48}} = 2,42$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - 60/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{709}} \cdot 0,80 \right] \cdot 0,94 = 1,28$$

$$\varphi_0 = 1,28 \cdot 2,42 \cdot 0,56 = 1,73$$

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,73 \cdot 0,985 = \mathbf{1,70}$$

### 3.2.4.3.3 Relaksacija prednapetega jekla

Izgube pri relaksaciji po 1000 h, pri  $0,7f_{pk}$  znašajo za izbrani sistem napenjanja 2,5%.

### 3.2.4.4 Prednapenjanje

#### 3.2.4.4.1 Osnovne zahteve

Glede na razred izpostavljenosti okolja, je po določilih standarda EN 1992-2 zahtevan pogoj dekompresije pri pogosti kombinaciji obtežbe. Glede na ta pogoj, morajo vsi deli povezanih kablov oz. zaščitnih cevi pri pogosti kombinaciji obtežbe ležati vsaj 100 mm v tlačnem betonu.

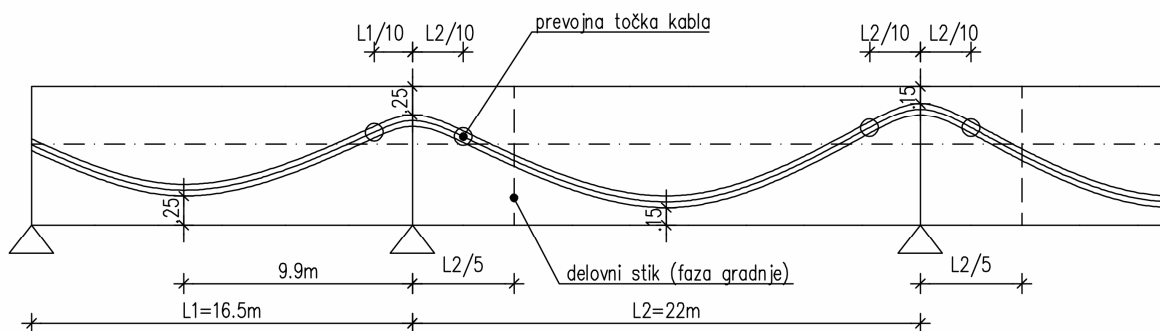
#### 3.2.4.4.2 Potek kableske linije

Lego kablov izberem tako, da na sredini vmesnih polj ter nad vmesnimi stebri upoštevam 15 cm krovnega sloja betona. Na krajnih poljih, na razdalji 9,9 m merjeno od krajnega stebra proti oporniku in nad krajnimi stebri pa 25 cm krovnega sloja. Pri tem upoštevam minimalni radij ukrivljenosti nad podporami. V ostalem delu prekladne konstrukcije pa sledim poteku momentov zaradi zunanje obtežbe.

Prevojne točke kablov, ki se nahajajo v območju podpor, so upoštevane na desetinah razponov.

Zaradi velike ukrivljenosti kablov ter zaradi same tehnologije gradnje, ni racionalno voditi kablov v enem kosu po celotni dolžini, zato jih je potrebno na več mestih spajati. Pri tem upoštevam naslednja dva pogoja:

- kable je potrebno spajati v področju majhnih napetosti (področja ničelnih upogibnih momentov),
- v enem prečnem prerezu ni dovoljeno spajati več kot 50% oz. 67% kablov.



Slika 31: Potek kableske linije

### 3.2.4.4.3 Sila prednapetja ter potrebno število kablov

Napenjanje kablov je enostransko in se izvaja po fazah, kot je prikazano na sliki 32.

Kabli se pri vsaki fazi gradnje napenjajo po 14-ih dnevih, ko beton doseže zadostno trdnost.

Kabli, katerih dolžine so enake in se napenjajo v isti fazi gradnje oz. potekajo skozi iste faze, so v računu upoštevani z enim nadomestnim kablom.

Silo v kablích določim na osnovi kriterija dekompresije.

$$A_p = 2850 \text{ mm}^2 \quad \text{prerez kabla (19 vrvi x 150 mm}^2\text{)}$$

$$P_0 = 3500 \text{ kN} \quad \text{dejanska sila napenjanja}$$

$$\sigma_{p,\max} = \frac{P_0}{A_p} = 1228 \text{ MPa}$$

Preglednica 9: Sile in napetosti v kablích po začetnih izgubah

<b>Nadomestni kabl</b>	<b><math>P_{m0}</math> [kN]</b>	<b><math>\sigma_{pm0}</math> [MPa]</b>
1	3318	1164,2
2	3314,5	1163
3	3314,5	1163
4	3314,5	1163
5	3314,5	1163
6	3314,5	1163
7	3304	1159,3
8	3360	1178,9
9	3360	1178,9

Dovoljene začetne napetosti v kablích:

$$\sigma_{pm0} \leq \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 \text{ MPa} = 1327,5 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1520 \text{ MPa} = 1292 \text{ MPa} \end{cases}$$

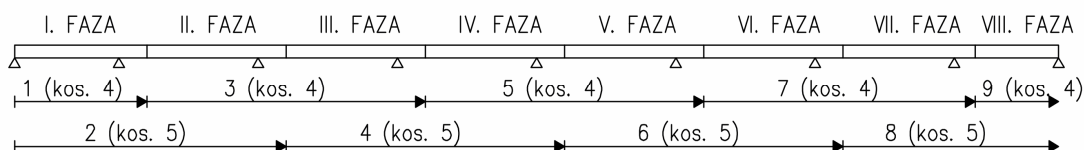
Dovoljene napetosti na napenjalni strani:

$$\sigma_{p,\max} \leq \begin{cases} 0,80 \cdot f_{pk} = 0,80 \cdot 1770 \text{ MPa} = 1416 \text{ MPa} \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 0,90 \cdot 1520 \text{ MPa} = 1368 \text{ MPa} \end{cases}$$

Faze od I do VIII:

- betoniranje,
- napenjanje po 14-ih dnevih,
- krčenje in lezenje betona ter relaksacija prednapetega jekla.

Na koncu VIII faze se upošteva še dodatna stalna obtežba, ter končno krčenje in lezenje betona.



Slika 32: Shema vodenja nadomestnih kablov ter njihovo število po fazah gradnje

#### 3.2.4.4.4 Izgube sile prednapetja

- **Izgube zaradi trenja**

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Pri tem so:

$\mu$  koeficient trenja med kablom in zaščitno cevjo ( $\mu = 0,20$ )

$\theta$  vsota vodoravnih in navpičnih kotov spremembe smeri kablov na dolžini  $x$

$k$  kot nenamerne spremembe smeri kablov na enoto dolžine ( $k = 0,30$  deg/m)

Preglednica 10: Račun izgub zaradi trenja

Nadomestni kabel	$x$ [m]	$\Sigma\theta$ [rad]	$e^{-\mu(\theta+kx)}$	$\Delta P_{\mu}(x)$	$\omega$ [%]
1	20,95	0,368	0,909	318,93	9,11
2	43,01	0,786	0,817	640,90	18,31
3	44,14	0,835	0,808	672,08	19,20
4	44,14	0,835	0,808	672,08	19,20
5	44,14	0,836	0,808	672,65	19,22
6	44,14	0,836	0,808	672,65	19,22
7	43,02	0,824	0,811	662,56	18,93
8	34,25	0,571	0,861	487,76	13,94
9	13,30	0,165	0,954	160,46	4,58

- **Izgube zaradi zdrsa v napenjalni glavi**

V računu je upoštevan zdrs klina 3 mm.

Preglednica 11: Izgube zaradi zdrsa klina

Nadomestni kabel	$P_i/P_0$		Dolžina vpliva zdrsa klina [m]
	Na napenjalni strani	Na koncu dolžine vpliva	
1	0,899	0,948	9,95
2	0,897	0,947	9,77
3	0,897	0,947	9,77
4	0,897	0,947	9,77
5	0,897	0,947	9,77
6	0,897	0,947	9,77
7	0,891	0,944	10,66
8	0,922	0,960	10,49
9	0,922	0,960	10,49

- **Časovno odvisne izgube**

Pod časovno odvisne izgube sodijo: krčenje in lezenje betona, relaksacija jekla ter izgube zaradi zaporednega napenjanja kablov.

Izgube se računajo za različne časovne intervale (faze gradnje), ter se na koncu seštevajo.

Preglednica 12: Izgube zaradi krčenja in lezenja betona, ter relaksacije jekla

Nadomestni kabel	Relaksacija [%]	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [%]
1	6,80	162,3	13,9
2	7,13	163,6	14,1
3	7,15	161,9	13,9
4	7,10	163,2	14,0
5	7,13	162,4	14,0
6	7,13	163,5	14,1
7	7,18	162,5	14,0
8	7,13	170,5	14,5
9	6,80	171,4	14,5

### 3.2.4.5 Prometna obtežba

Za prometno obtežbo sta upoštevani naslednji prometni skupini:

- Prometna skupina 1: TS+UDL+0,5\*pešci
- Prometna skupina 2: 0,75\*TS+0,40\*UDL+zavorna+centrif.

#### 3.2.4.5.1 Obtežni model 1 (LM 1)

Obtežni model 1 je sestavljen iz koncentrirane in enakomerno porazdeljene obtežbe.

Preglednica 13: Razdelitev cestišča na namišljene pasove

Širina cestišča	Število namišljenih pasov	Širina namišljenega pasu	Širina preostalega dela
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 n_1$

- število namišljenih pasov:  $n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{int}(6,50/3) = 2$
- širina namišljenega pasu: 3 m
- širina preostalega dela:  $w - 3 n_1 = 6,50 - 3 \cdot 2 = 0,50 \text{ m}$

Preglednica 14: Obtežni model 1 – karakteristične vrednosti

Lega	Koncentrirana obtežba	Porazdeljena obtežba
	Osna obtežba $Q_{ik}$ (kN)	Osna obtežba $q_{ik}$ (ali $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Vozni pas 1	300	9,0
Vozni pas 2	200	2.5
Preostali del ( $q_{rk}$ )	0	2.5

Korekcijski faktorji s katerimi lahko zmanjšamo prometni vpliv, se razlikujejo po kategoriji ceste in po pričakovanem prometu. V kolikor koeficienti niso znani, se lahko uporabijo naslednje vrednosti:



$$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = 0,8; \alpha_{q1} = \alpha_{q2} = \alpha_{qr} = 1,0$$

Koncentrirana obtežba

$$\text{Vozni pas 1: } P_{1k} = (\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k})/2 = (0,8 \cdot 300 \text{ kN})/2 = 120 \text{ kN}$$

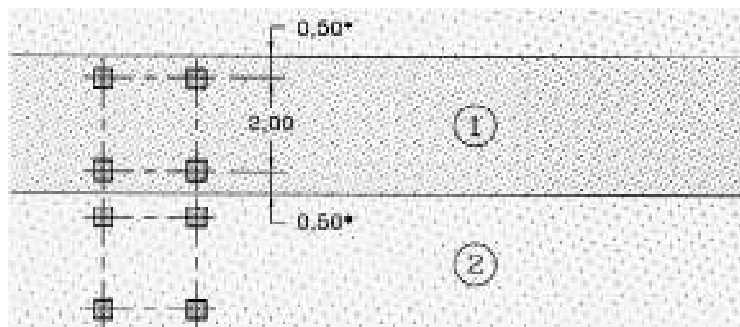
$$\text{Vozni pas 2: } P_{2k} = (\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k})/2 = (0,8 \cdot 200 \text{ kN})/2 = 80 \text{ kN}$$

Enakomerno porazdeljena obtežba

$$\text{Vozni pas: } q'_{1k} = \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Vozni pas: } q'_{2k} = \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

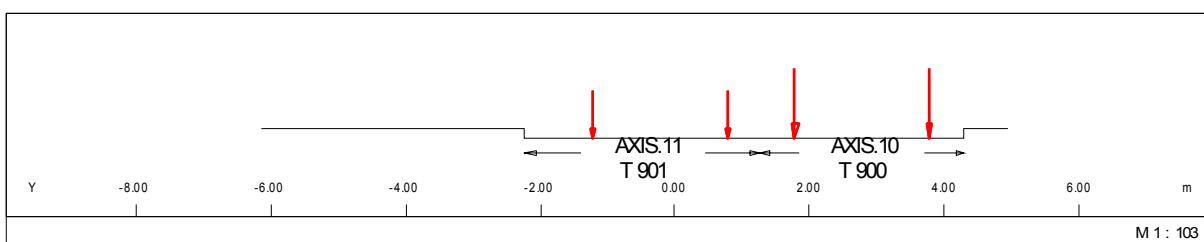
$$\text{Preostali del: } q'_{rk} = \alpha_{qr} \cdot q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$



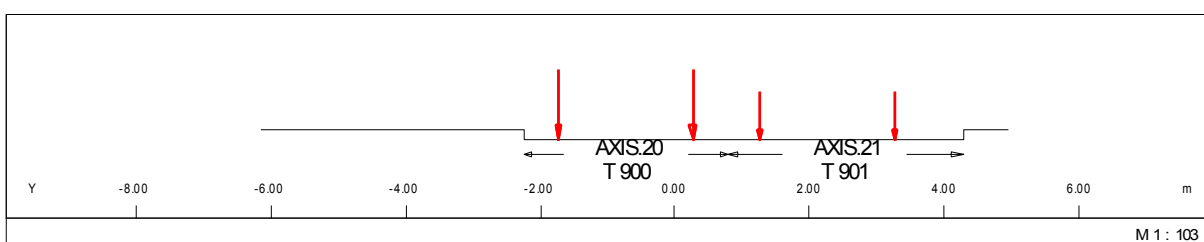
Slika: Shema prometnega obtežnega modela 1 (Eurocode 1, Part 2: str. 37)

V računu je upoštevano, da program sam generira vplivnice, ter tako postavlja vozilo v najbolj neugoden položaj. Pri tem so upoštevani naslednji obtežni primeri:

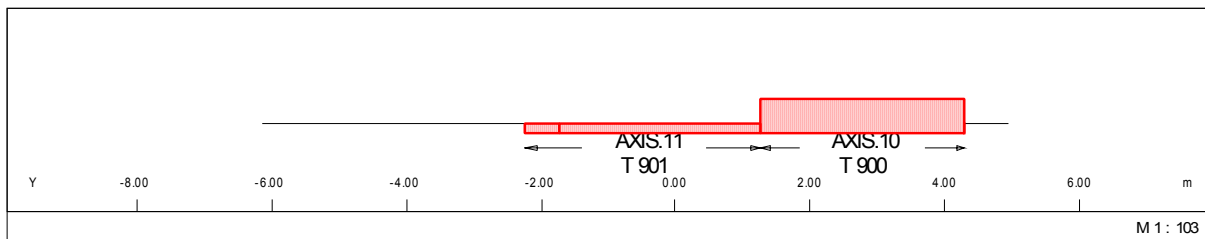
- **Koncentrirana obtežba vozila - desno**



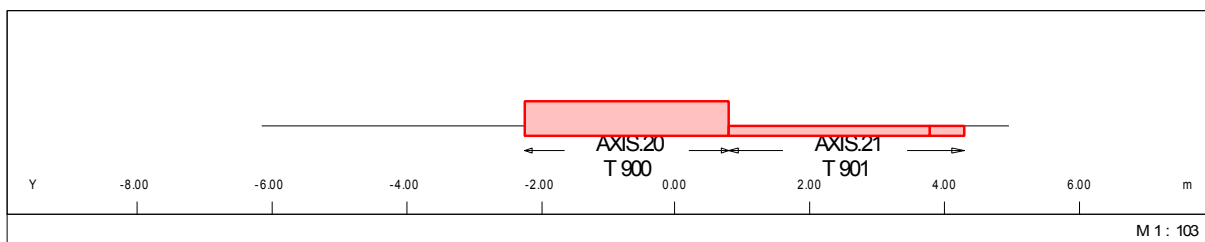
- **Koncentrirana obtežba vozila - levo**



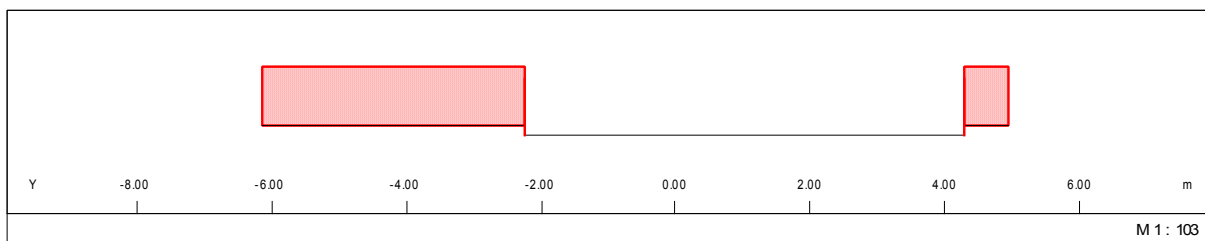
- **Enakomerno porazdeljena obtežba - desno**



- **Enakomerno porazdeljena obtežba - levo**



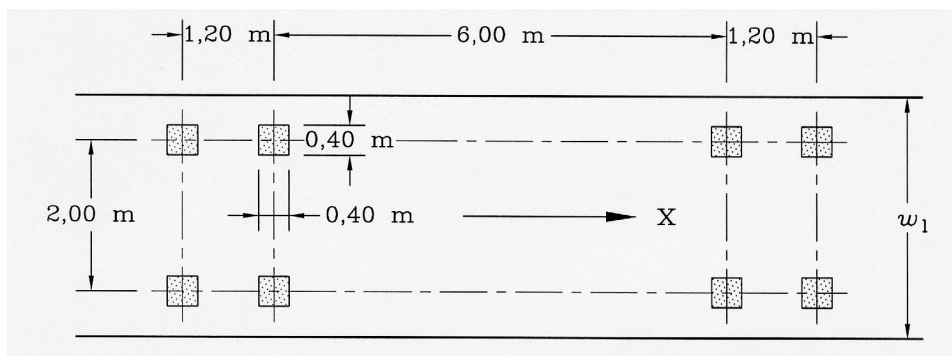
- **Obtežba pešcev in kolesarjev**



### 3.2.4.5.2 Obtežni model za dokaz varnosti proti utrujanju

Za dokaz varnosti proti utrujanju je upoštevan prometni obtežni model 3.

Ta model je sestavljen iz štirih osi, od katerih ima vsaka po dve identični kolesi. Osni pritiski znašajo 120 kN, površina vsakega kolesa pa je kvadrat s stranico 0,4 m.



Slika: Obtežni model 3, za dokaz na utrujenost (Eurocode 1, Part 2: str. 49)

### 3.2.4.5.3 Zavorne in pospeševalne sile

Karakteristična vrednost  $Q_{lk}$  se določi za prometno obtežbo na vozem pasu 1. Pri tem se upošteva kot pozitivna in negativna vrednost.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

Pod pogojem:

$$180\alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900(\text{kN})$$

kjer je:

$L$  dolžina voznega pasu

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} \cdot 165 \text{ m}$$

$$Q_{lk} = 733,5 \text{ kN}$$

Zavorno silo porazdelim po celotni dolžini mostu, vzdolž osi cestišča:

$$q_{lk} = Q_{lk}/L = 733,5 \text{ kN}/165 \text{ m} = 4,45 \text{ kN/m}$$

Prečno zaviranje ali drsanje vozila zaradi velikega horizontalnega radija je zanemarjeno (EN 1991-2, točka 4.4.2 (4)).

### 3.2.4.5.4 Centrifugalne sile

Centrifugalne sile delujejo na vrhu vozišča, radialno na njegovo os.

Centrifugalno silo upoštevam kot enakomerno radialno porazdeljeno obtežbo.

Preglednica 15: Karakteristične vrednosti centrifugalne sile

Centrifugalna sila [kN]	Pogoj
$Q_{lk} = 0,2 \cdot Q_v$	$r < 200 \text{ m}$
$Q_{lk} = 40 \cdot Q_v/r$	$200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m}$
$Q_{lk} = 0$	$r > 1500 \text{ m}$

$$200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m}$$

$r = 800 \text{ m}$  horizontalni radij vozišča

$$Q_{lk} = 40 \cdot Q_v/r = 40 \cdot 800 \text{ kN}/800 \text{ m} = 40 \text{ kN/m}$$

$Q_v$  celotna vertikalna koncentrirana obtežba (v pasovih 1 in 2)

$$Q_v = \sum \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ik}) = 0,8 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN}) = 800 \text{ kN}$$

### 3.2.4.6 Vplivi temperaturnih sprememb

Vplivi temperaturnih sprememb so upoštevani samo na prekladni konstrukciji.

Za določitev temperaturnega vpliva so potrebni naslednji podatki:

$T_0 = 12^\circ\text{C}$  dejanska temperatura mostu pri vzpostavitvi podpore prekladne konstrukcije

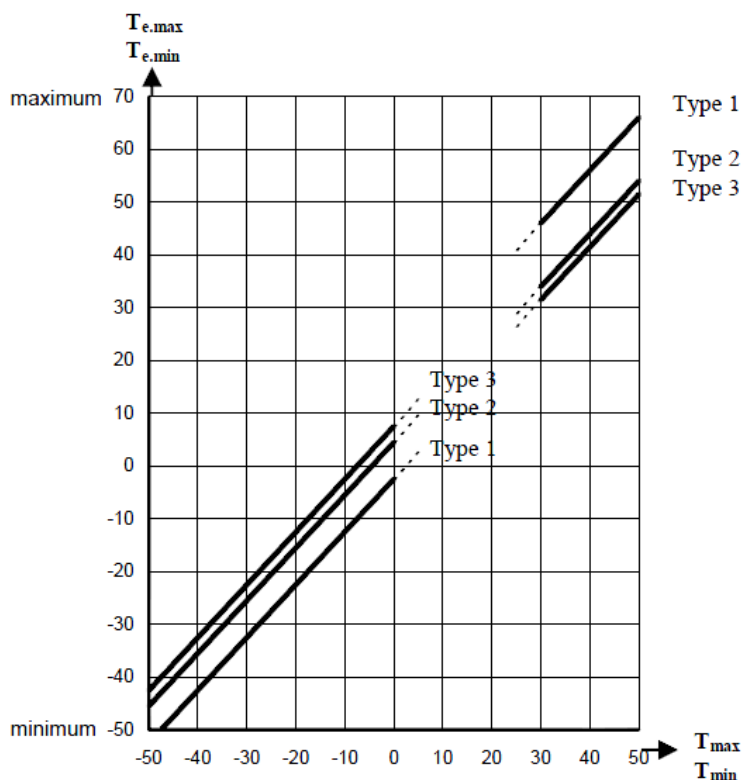
$T_{\max} = 40^\circ\text{C}$  najvišja pričakovana temperatura zraka v senci (karta izoterm)

$T_{\min} = -15^\circ\text{C}$  najnižja pričakovana temperatura zraka v senci (karta izoterm)

Dejanske ekstremne temperature mostu, ki so odvisne od najvišje in najnižje temperature zraka v senci ter od tipa mostu (tip 3), znašajo:

$T_{e,\max} = 42^\circ\text{C}$  najvišja dejanska temperatura mostu

$T_{e,\min} = -6^\circ\text{C}$  najnižja dejanska temperatura mostu



Slika: Odvisnost dejanske temperature mostu od temperature zraka v senci (Eurocode 1,

#### 3.2.4.6.1 Enakomerna sprememba temperature

Največja pozitivna enakomerna sprememba dejanske temperature mostu je:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 42^{\circ}\text{C} - 12^{\circ}\text{C} = 30^{\circ}\text{C}$$

Največja negativna enakomerna sprememba dejanske temperature mostu je:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -12^{\circ}\text{C} - 6^{\circ}\text{C} = -18^{\circ}\text{C}$$

#### 3.2.4.6.2 Linearni temperaturni gradient

Ko je na zgornji površini prekladne konstrukcije topleje:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C}$$

Ko je na zgornji površini prekladne konstrukcije hladneje:

$$\Delta T_{M,cool} = -8^{\circ}\text{C}$$

Ob upoštevanju redukcijskih faktorjev glede površine voziščne konstrukcije:

- Zgoraj topleje kot spodaj ( $k_{sur} = 0,82$ )

$$\Delta T_{M,heat} = 0,82 \cdot 15^{\circ}\text{C} = 12,3^{\circ}\text{C}$$

- Spodaj topleje kot zgoraj ( $k_{sur} = 1,00$ )

$$\Delta T_{M,cool} = 1,00 \cdot (-8^{\circ}\text{C}) = -8^{\circ}\text{C}$$

#### 3.2.4.6.3 Kombinacija enakomerne spremembe temperature in temperaturnega gradienta

1)  $\omega_N = 0,35$

2)  $\omega_M = 0,75$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$$

#### 3.2.4.7 Vplivi vetra

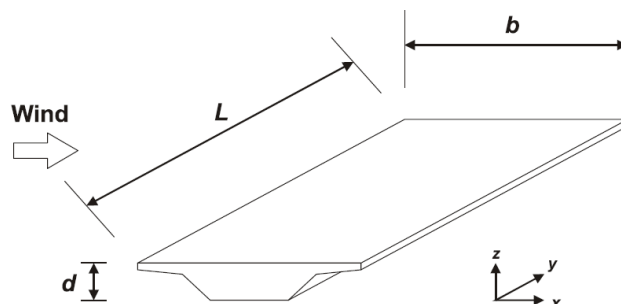
Zaradi kratkih in togih stebrov so vplivi vetra na stebre zanemarjeni.

Vplivi vetra za analizo konstrukcije so podani za dve stanji, in sicer za primer ko:

- veter deluje kot samostojen vpliv,
- veter deluje v kombinaciji s prometno obtežbo.

Evrokod podaja dve metodi za račun obtežbe z vetrom, običajno in poenostavljeno.

Pri normalnih cestnih mostovih, katerih razpon polja je manjši od 40 m, račun dinamičnega odziva ni potreben. Zato uporabim poenostavljeno metodo za račun sile vetra.



Slika: Smeri vpliva vetra na most (Eurocode 1, Part 1-4: str. 84)

### 3.2.4.7.1 Vpliv vetra v smeri osi X

Karakteristična sila vetra je določena kot:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x}$$

Pri tem so:

$\rho$  gostota zraka

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

$v_b$  osnovna hitrost vetra

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

$$c_{\text{dir}} = 1,0$$

$$c_{\text{season}} = 1,0$$

Obraunavani objekt leži v področju cone C z določeno hitrostjo vetra:

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

$C$  faktor obtežbe vetra, ki je definiran kot:

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

$$c_e = q_p(z)/q_b = 1,13/0,56 = 2,02$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [2,47] \cdot 0,5 \cdot 1,25/1000 \cdot 27^2 = 1,13 \text{ kPa}$$

$$I_v(z) = k_I/[c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)] = 1,0/[1,0 \cdot \ln(5,75/0,05)] = 0,21$$

$$k_I = 1,0$$

$$c_0(z) = 1,0$$

$$z = 7,0 \text{ m} + 1,2/2 \text{ m} - 1,85 \text{ m} = 5,75 \text{ m}$$

$$z_0 = z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

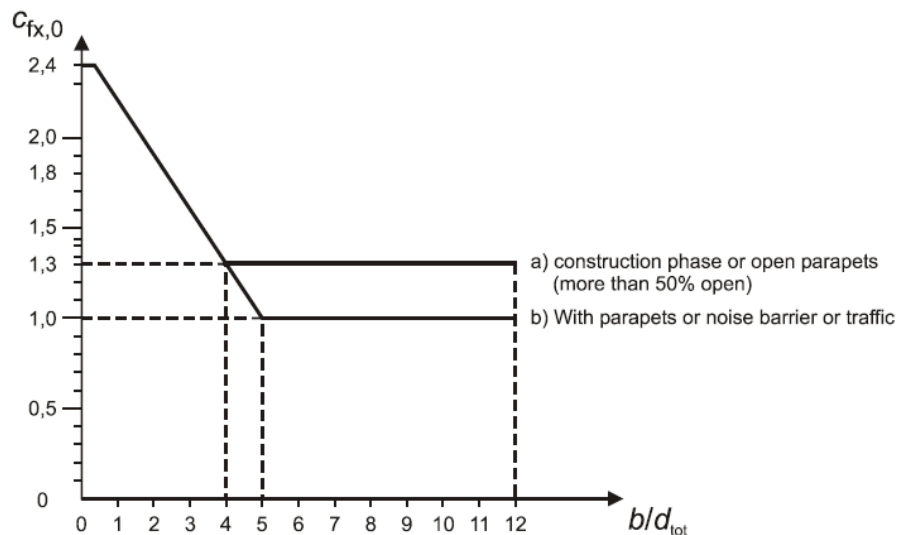
$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,9 \cdot 1,0 \cdot 30 = 27 \text{ m/s}$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,19 \cdot \ln(5,75/0,05) = 0,9$$

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,19 \cdot 1 = 0,19$$

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25/1000 \cdot 30^2 = 0,56 \text{ kPa}$$

$$c_{f,x} = c_{f,x,0}(b/d_{\text{tot}})$$



Slika: Določitev koeficienta sile  $c_{f,x}$  (Eurocode 1, Part 1-4: str. 86)

Vpliv nagiba prekladne stranice proti vetru na zmanjšanje koeficienta  $c_{f,0}$ :

$$\alpha_1 = 20^\circ \rightarrow 20 \cdot 0,5\% = 10\% \rightarrow c_{f,x} = c_{f,x,0} - 0,1 \cdot c_{f,x,0}$$

$A_{\text{ref},x}$  referenčna vplivna površina na tekoči meter

• **Veter v primeru brez prometa na mostu**

$$b = 2 \cdot 0,35 \text{ m} + 11,05 \text{ m} = 11,75 \text{ m} \text{ (2 x previs robnega venca + širina preklade)}$$

$$d_{\text{tot}} = h_{\text{preklade}} + h_{\text{r.venca}} + 600 \text{ mm} = 1,20 \text{ m} + 0,25 \text{ m} + 0,6 \text{ m} = 2,05 \text{ m}$$

$$b/d_{\text{tot}} = 5,73 \rightarrow c_{f,x,0} = 1,30 - 0,1 \cdot 1,30 = 1,17$$

$$C = c_e \cdot c_{f,x} = 2,02 \cdot 1,17 = 2,36$$

$$A_{\text{ref},x} = d + 0,6 \text{ m} = 1,20 \text{ m} + 0,6 \text{ m} = 1,80 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25/1000 \cdot 30^2 \cdot 2,36 \cdot 1,80 = 2,39 \text{ kN/m}$$

Moment zaradi ekscentričnosti obtežbe:

$$h_T = 0,69 \text{ m} \quad \text{razdalja od težišča do spodnjega roba prekladne konstrukcije}$$

$$e = d_{\text{tot}}/2 - h_T = 2,05 \text{ m}/2 - 0,69 \text{ m} = 0,34 \text{ m}$$

$$M_w = F_w \cdot e = 2,39 \text{ kN/m} \cdot 0,34 \text{ m} = 0,81 \text{ kNm/m}$$

• **Veter v primeru prometa na mostu**

$$b = 2 \cdot 0,35 \text{ m} + 11,05 \text{ m} = 11,75 \text{ m} \quad (2 \times \text{previs robnega venca} + \text{širina preklade})$$

$$d_{\text{tot}} = 1,20 \text{ m} + 0,08 \text{ m} + 2,00 \text{ m} = 3,28 \text{ m} \quad (\text{višina preklade} + \text{asfalt} + \text{tovornjak})$$

$$b/d_{\text{tot}} = 3,58 \rightarrow c_{f,x,0} = 1,43 - 0,1 \cdot 1,43 = 1,29$$

$$C = c_e \cdot c_{f,x} = 2,02 \cdot 1,29 = 2,61$$

$$A_{\text{ref},x} = 1,20 \text{ m} + 0,08 \text{ m} + 2,00 \text{ m} = 3,28 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25/1000 \cdot 30^2 \cdot 2,61 \cdot 3,28 = 4,82 \text{ kN/m}$$

Moment zaradi ekscentričnosti obtežbe:

$$e = d_{\text{tot}}/2 - h_T = 3,28 \text{ m}/2 - 0,69 \text{ m} = 0,95 \text{ m}$$

$$M_w = F_w \cdot e = 4,82 \text{ kN/m} \cdot 0,95 \text{ m} = 4,57 \text{ kNm/m}$$

• **Veter v kombinaciji s prometno obtežbo**

Kadar se vpliv vetra obravnava kot prevladujoči vpliv, je  $\psi_0$  za prometno skupino 1 enak nič, pri čemer se dodatna debelina (dodatna dva metra) v računu  $A_{\text{ref},x}$  ne upošteva. Kadar se prometni vpliv obravnava kot prevladujoč, se za vpliv vetra  $\psi_0 F_w$  ne upošteva več kot  $F_w^*$ , njegova reprezentativna vrednost pa se izračuna z upoštevanjem dodatne debeline.

$$\psi_0 F_w \leq F_w^*$$

$$\psi_0 F_w = 0,6 \cdot 4,82 \text{ kN/m} = 2,89 \text{ kN/m}$$

Račun sile  $F_w^*$ :

Sila se izračuna pri hitrosti vetra  $v_{b,0}^* = 23 \text{ m/s}$  (EN 1991-1-4, točka 8.1 (4)).



$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 20,7 \text{ m/s}$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 0,82 \text{ kPa}$$

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,33 \text{ kPa}$$

$$c_e = q_p(z)/q_b = 2,48$$

$$b/d_{\text{tot}} = 11,75/3,28 = 3,58 \rightarrow c_{f_x,0} = 1,43 - 0,1 \cdot 1,43 = 1,29$$

$$C = c_e \cdot c_{f_x} = 2,48 \cdot 1,29 = 3,20$$

Pri kombinacijah vplivov vetra in prometa se referenčna površina  $A_{\text{ref},x}$  poveča tako, da se debelini zgornje konstrukcije doda 2,00 m, merjeno od voziščne površine navzgor.

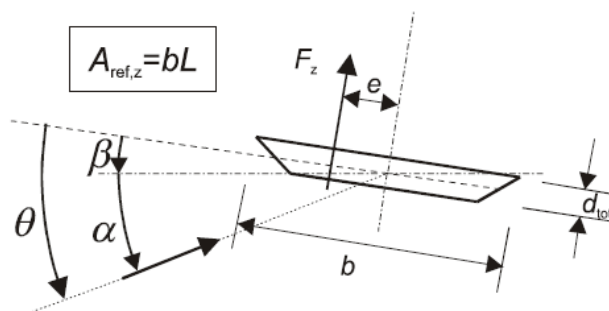
$$A_{\text{ref},x} = 1,20 \text{ m} + 0,08 \text{ m} + 2,00 \text{ m} = 3,28 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$F_w^* = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25/1000 \cdot 23^2 \cdot 3,20 \cdot 3,28 = 3,47 \text{ kN/m}$$

$$\psi_0 F_w = 2,89 \text{ kN/m} < F_w^* = 3,47 \text{ kN/m}$$

Pri kombinaciji vetra s prometno obtežbo upoštevam vrednost  $\psi_0 F_w = 2,89 \text{ kN/m}$ .

#### 3.2.4.7.2 Vpliv vetra v smeri osi Z



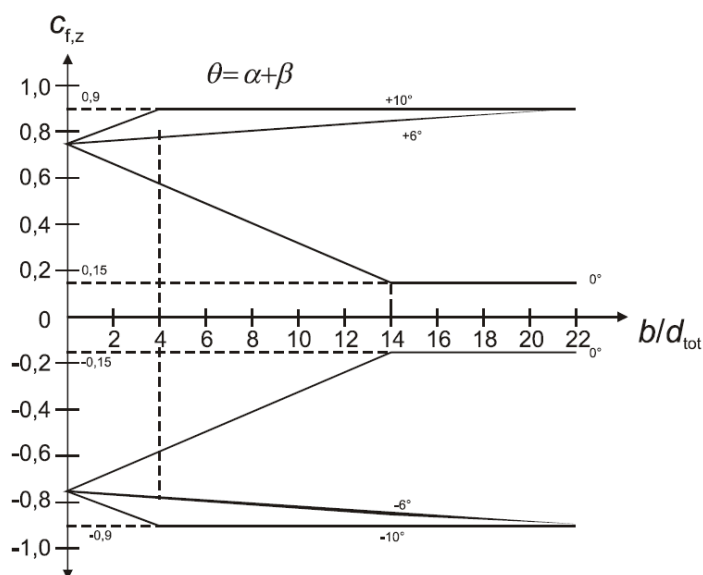
Slika: Določitev odklonskega kota smeri vpliva vetra (Eurocode 1, Part 1-4: str. 90)

$\theta$  odklonski kot smeri vpliva vetra  $\theta = \beta + \alpha = 5^\circ$

$\beta$  kot merjen od težiščne do horizontalne ravnine  $\beta \cong 0^\circ$

$\alpha$  kot smeri vetra glede na horizontalno ravnino  $\alpha \pm 5^\circ$  (EN 1991-1-4, točka 8.3.3 (1))

$$b/d_{\text{tot}} = 11,75/1,20 = 9,79$$



Slika: Določitev koeficienta sile  $c_{f,z}$  (Eurocode 1, Part 1-4: str. 90)

$$c_{f,z} = 0,75$$

$$C = c_e \cdot c_{f,z} = 2,02 \cdot 0,75 = 1,52$$

$$A_{\text{ref},z} = b = 11,75 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$F_w = \frac{\rho}{2} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},z} = \frac{1}{2} \cdot 1,25/1000 \cdot 30^2 \cdot 1,52 \cdot 11,75 = 10,05 \text{ kN/m}$$

Če ni točnih podatkov o velikosti ekscentričnosti sile, se lahko za le-to uporabi četrtnina širine mostu (EN 1991-1-4, točka 8.3.3 (5)).

$$e = b/4 = 11,75 \text{ m}/4 = 2,94 \text{ m}$$

$$M_w = F_w \cdot e = 10,05 \text{ kN/m} \cdot 2,94 \text{ m} = 29,55 \text{ kNm/m}$$

### 3.2.4.7.3 Vpliv vetra v smeri osi Y

Za vpliv vetra v smeri osi Y se upošteva 25 % vrednosti vpliva za smer osi X.

Ločimo:

- **Veter brez prometa**

$$F_w = 0,25 \cdot 2,39 \text{ kN/m} = 0,60 \text{ kN/m}$$

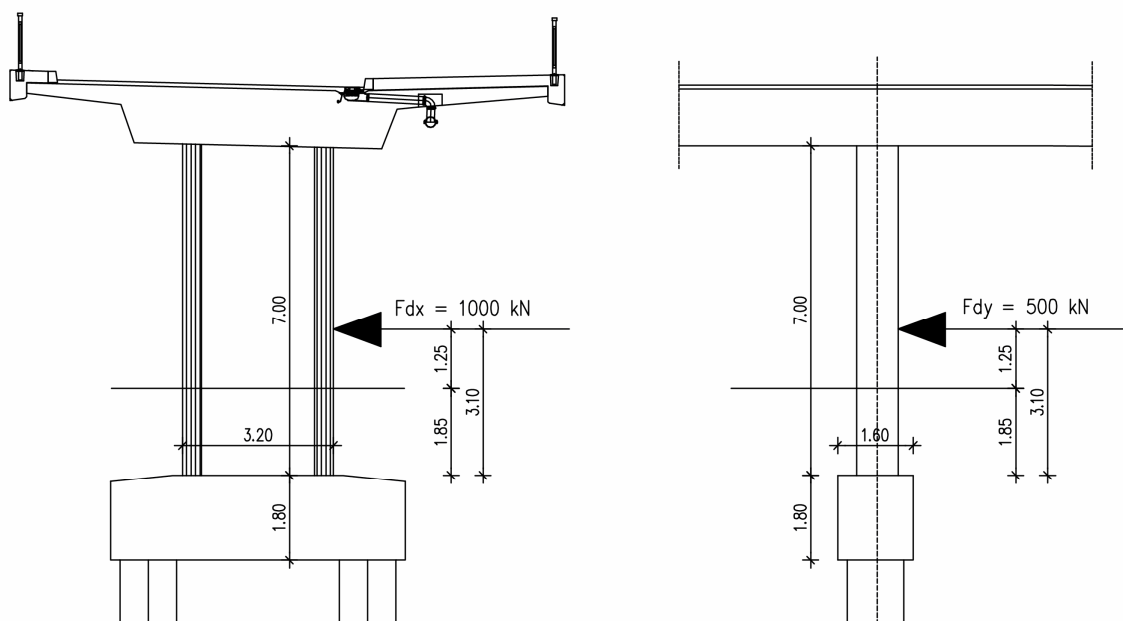
- **Veter s prometom**

$$F_w = 0,25 \cdot 4,82 \text{ kN/m} = 1,21 \text{ kN/m}$$

### 3.2.4.8 Nezagodni vplivi

Za nezagodni vpliv je upoštevan udarec vozila v steber S4.

Udarec vozila se upošteva v smeri vožnje v znesku  $F_{dx} = 1000$  kN in pravokotno na smer vožnje v znesku  $F_{dy} = 500$  kN. Obe sili se upoštevata posamezno na višini 1,25 m nad nivojem vozne površine oz. 3,10 m od vpetja stebra v pilotno gredo.



Slika 33: Udarec vozila v steber

### 3.2.4.9 Potresna obtežba

Nadvoz se nahaja na področju srednje seizmičnosti s projektnim pospeškom tal  $a_g = 0,1g$  pri povratni dobi 475 let. Tla na katerih je konstrukcija temeljena pa spadajo v razred C.

Zasnova konstrukcije je takšna, da se horizontalna potresna obtežba v prečni smeri prenaša preko vseh stebrov in obeh opornikov, medtem ko se v vzdolžni smeri prenaša preko treh v prekladno konstrukcijo vpetih stebrov na sredini nadvoza. Predvideno je, da se plastični členki pojavijo v pilotih in stebrih. Pri pilotih se pojavijo na mestu vpetja v pilotno gredo in na stiku zemljin, pri katerih se strižna togost zelo razlikuje. Pri stebrih pa se plastični členki pojavijo na mestu vpetja v prekladno konstrukcijo.

#### 3.2.4.9.1 Izbira faktorja obnašanja

Upoštevano je, da je potresni odziv v pilotih duktilen ter da mesta potencialnih členkov niso dostopna. Zato je upoštevan faktor obnašanja  $q = 0,6 \cdot 3,5 = 2,1$  (EN 1998-2, točka 4.1.6 (7)), ki velja za obe horizontalne smeri. Pri stebrih je v vzdolžni smeri upoštevan enak faktor obnašanja kot za pilote, v prečni smeri pa je zaradi velike nosilnosti upoštevan faktor obnašanja  $q=1$ . Pri navpičnem potresnem vplivu pa znaša  $q=1$ .

#### 3.2.4.9.2 Izračun mas

Pri računu mas v vzdolžni smeri je upoštevana masa prekladne konstrukcije ter mase zgornje polovice stebrov, ki so vpeti v prekladno konstrukcijo. V prečni in navpični smeri pa so poleg mase prekladne konstrukcije upoštewane še mase zgornje polovice vseh stebrov.

Ker gre za most z običajno intenziteto prometa, ni upoštevana masa prometne obtežbe.

Skupna aktivna masa mostu tako znaša za vzdolžno smer 4221 t, za prečno in navpično smer pa 4539 t.

#### 3.2.4.9.3 Postopek analize

V računu je upoštevana modalna analiza s spektrom odziva ob uporabi prvih 14 nihajnih oblik. Vsota efektivnih modalnih mas za upoštewane načine nihanja mora znašati vsaj 90% skupne mase mostu, in sicer za vsako smer posebej. Pri računu notranjih sil in pomikov je upoštevan 50% razpokan prerez pilotov in vpetih stebrov v prekladno konstrukcijo. Pri kombinaciji prispevkov posameznih načinov nihanja je k notranjim silam in pomikom uporabljena CQC (kompletna kvadratna kombinacija) metoda. Pri računu kombinacij komponent potresnih vplivov pa je uporabljena SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov) metoda.

Vrednosti efektivnih modalnih mas za vsako nihajno obliko so prikazane v preglednici na naslednji strani.

Preglednica 16: Modalne mase za prvih 14 načinov nihanja

Modal masses - activated mass								
No.	LC	frequency	modal mass			modal mass factor		
		[Hertz]	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	9001	0.686	4200	0	0	99.51	0.01	0.00
2	9002	1.209	0	3592	0	0.01	79.13	0.00
3	9003	1.956	7	0	0	0.17	0.00	0.00
4	9004	3.629	4	419	0	0.10	9.22	0.00
5	9005	4.062	0	0	0	0.01	0.00	0.00
6	9006	4.190	0	0	36	0.00	0.00	0.80
7	9007	4.587	0	0	0	0.00	0.00	0.00
8	9008	4.881	0	0	246	0.00	0.00	5.41
9	9009	5.154	0	0	0	0.01	0.00	0.00
10	9010	5.313	0	0	2857	0.00	0.00	62.95
11	9011	6.132	1	0	0	0.03	0.00	0.00
12	9012	6.583	0	0	1097	0.00	0.00	24.16
13	9013	6.586	0	0	3	0.00	0.00	0.07
14	9014	9.323	1	133	0	0.02	2.94	0.00
sum			4215	4144	4239	99.86	91.31	93.39
System activ			4221	4539	4539			

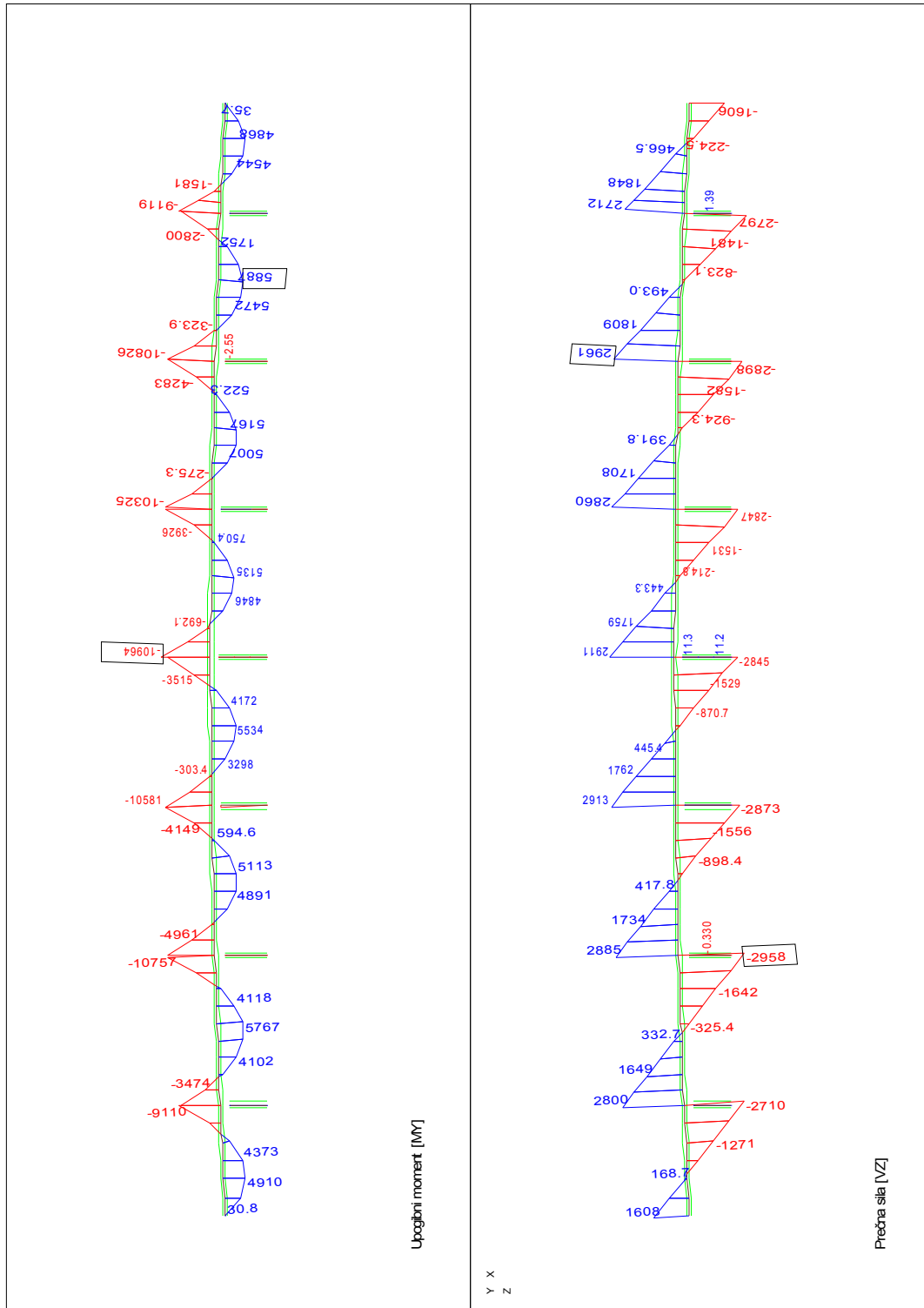
Iz razpredelnice je razvidno, da je za vzdolžno smer nihanja dovolj le osnovna nihajna oblika, za prečno smer pa vseh 14 načinov nihanja, ter za navpično smer 12 načinov nihanja.



Slika 34: Nihajne oblike konstrukcije

### 3.2.5 Notranje statične količine za posamezne obtežbe

- **Stalna obtežba (lastna teža + preostala stalna obtežba)**



Slika 35: Notranje količine za stalno obtežbo

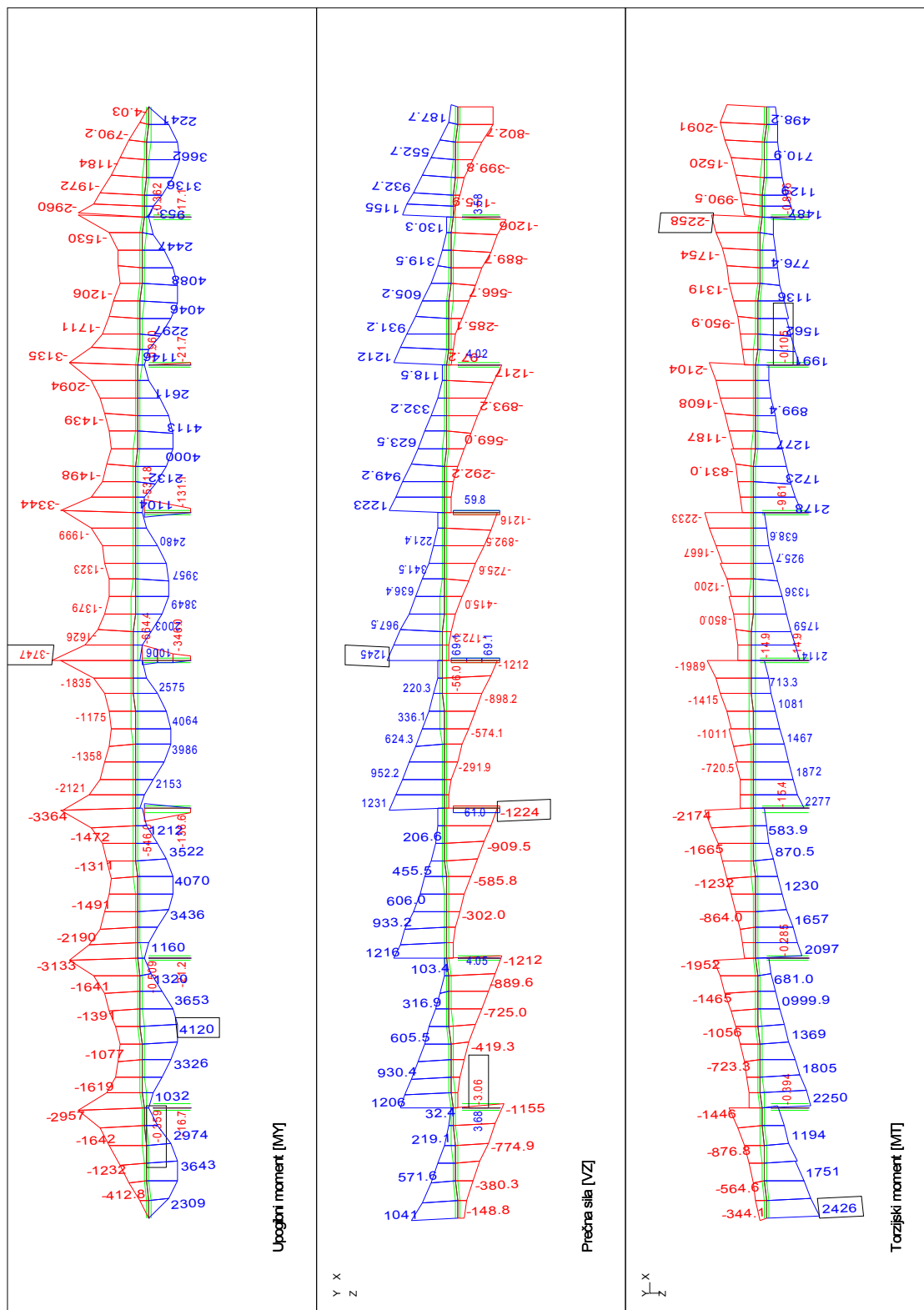
• Prednapetje



Slika 36: Notranje količine za vpliv prednapetja po začetnih izgubah

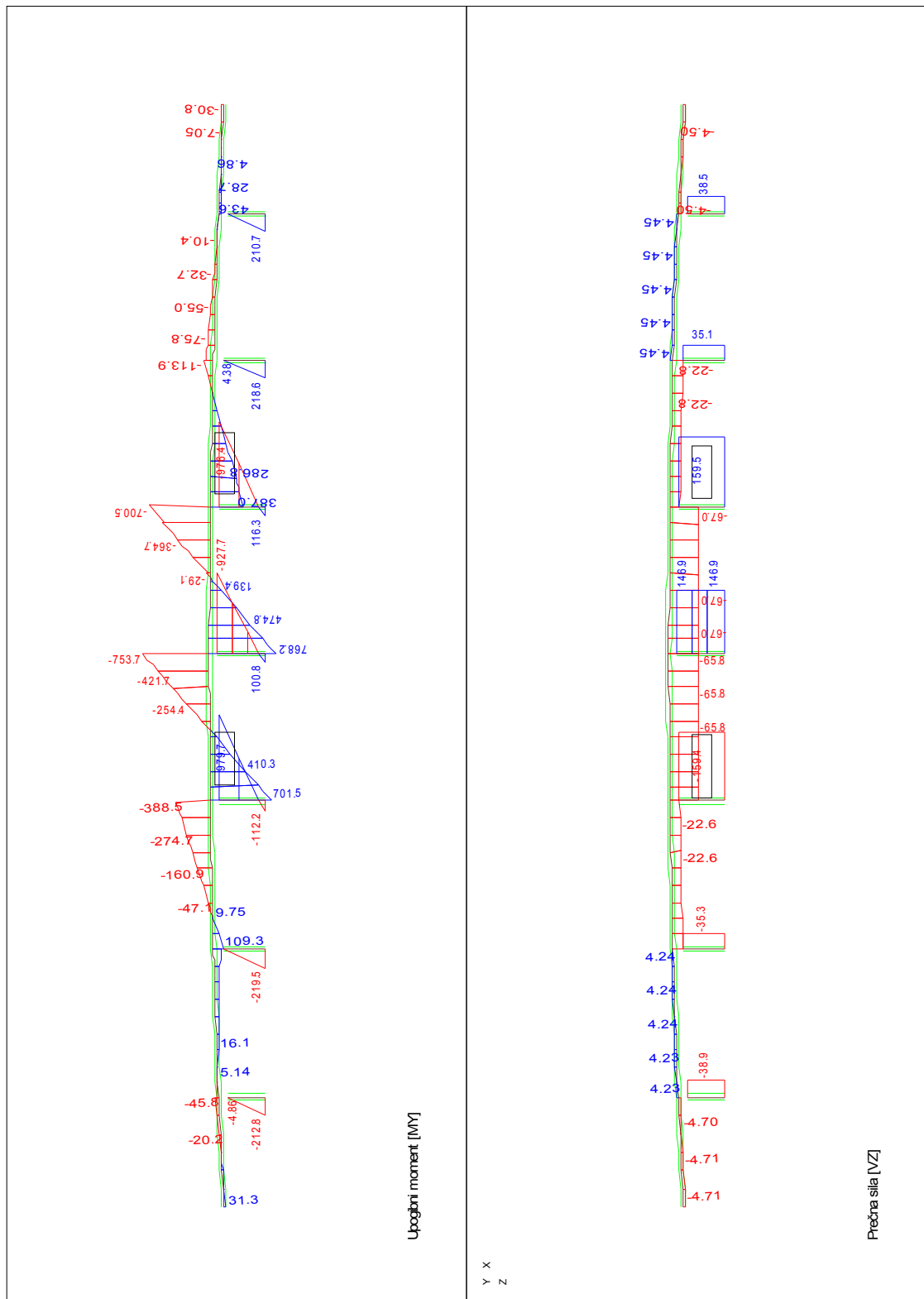


• Promet TS + UDL



Slika 37: Ovojnice notranjih statičnih količin za promet (TS + UDL)

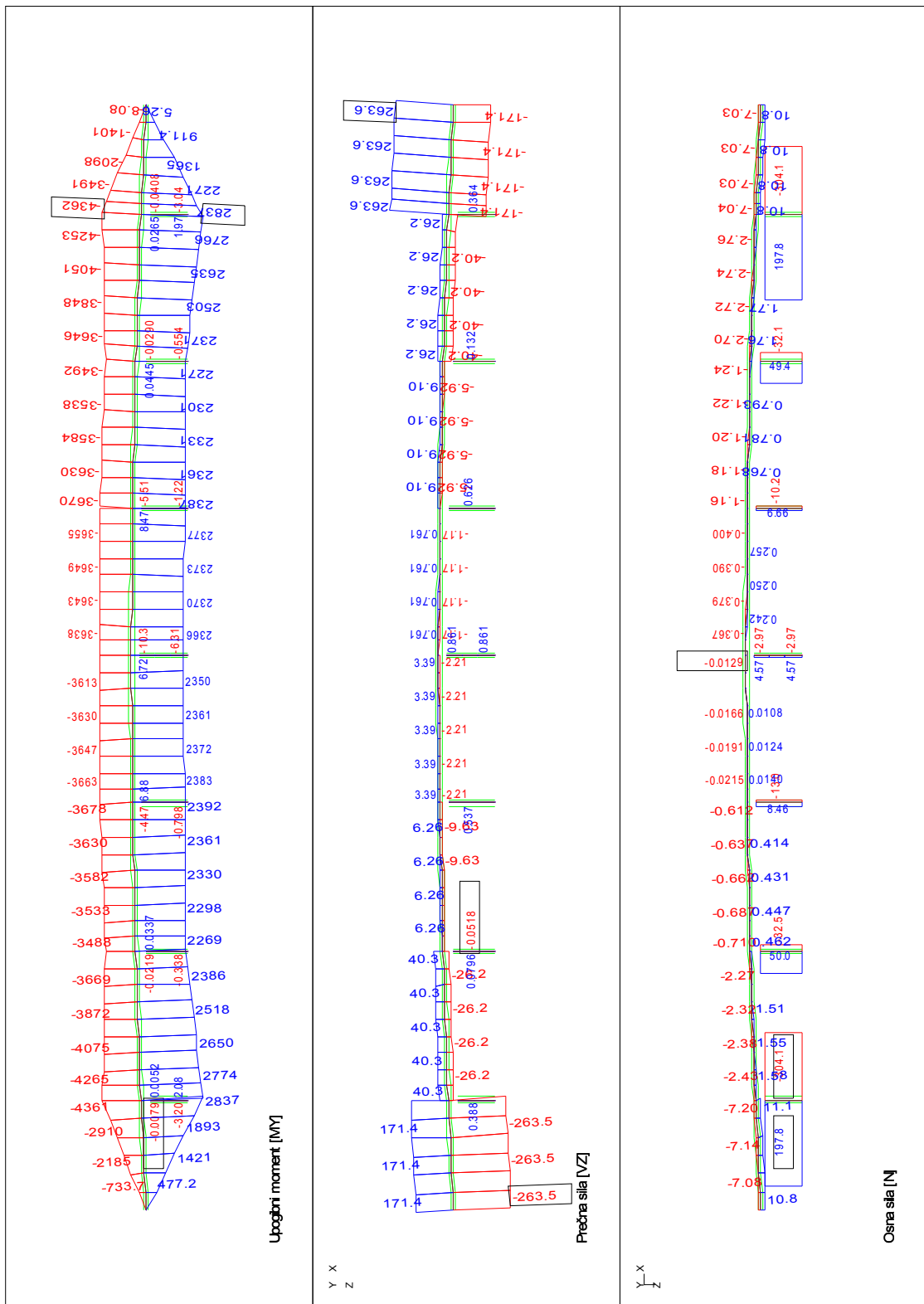
• **Pospeševanje in zaviranje**



Slika 38: Notranje količine za pospeševalne in zaviralne sile

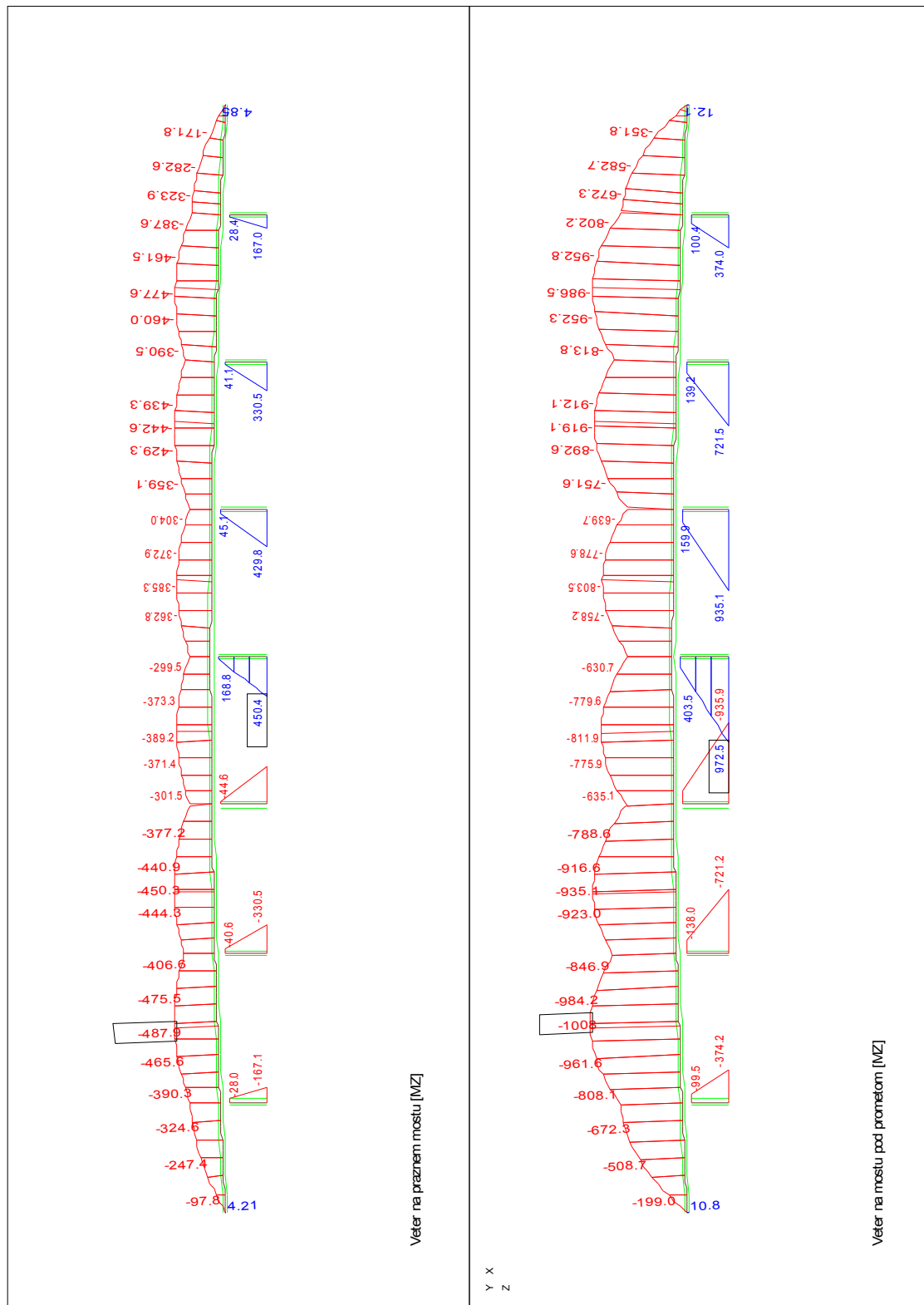


• Neenakomerna sprememba temperature



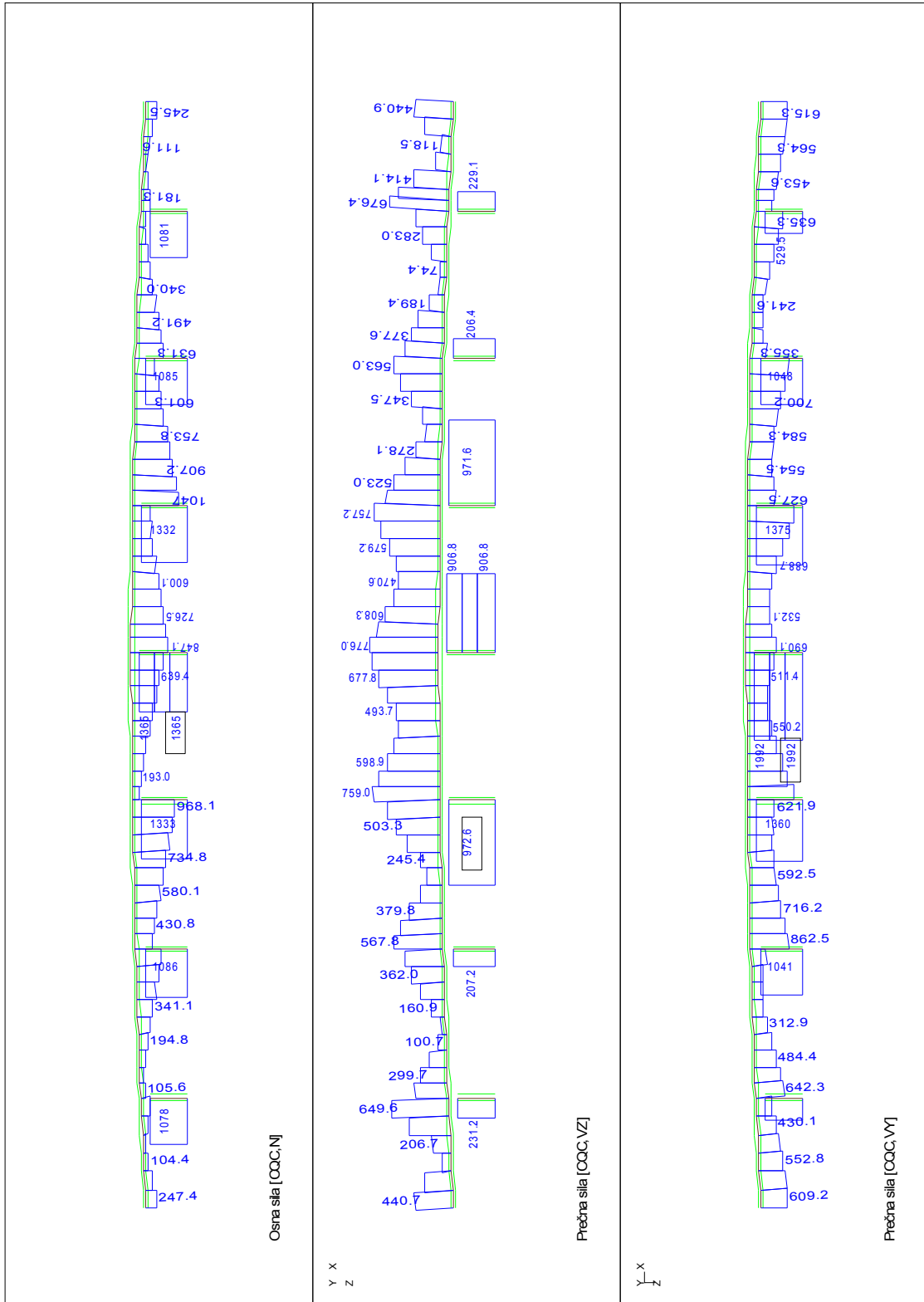
Slika 40: Ovojnice notranjih statičnih količin za neenakomerno spremembo temperature

• Veter

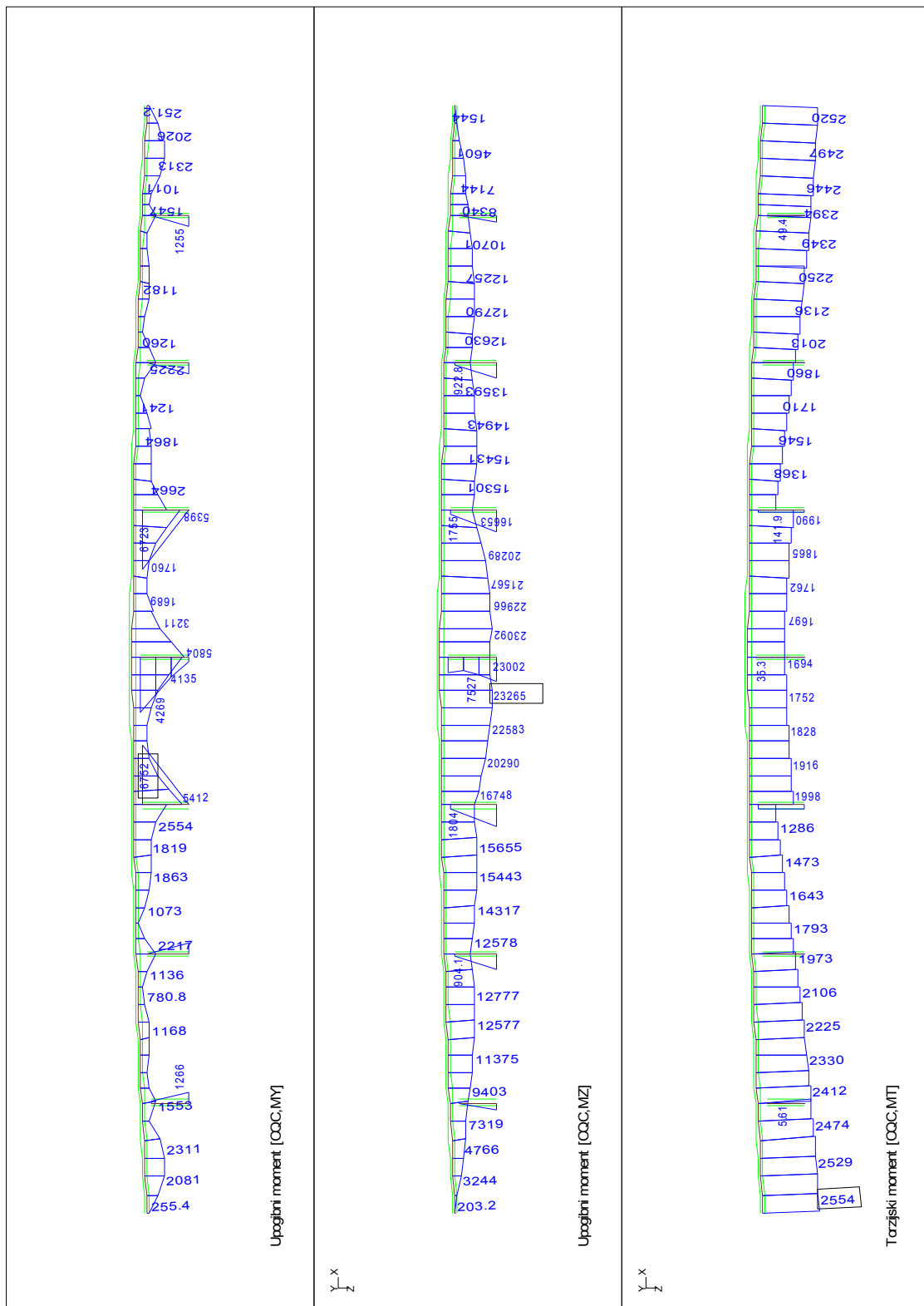


Slika 41: Notranje statične količine za vpliv vetra

• Potres



Slika 42: Notranje količine pri potresni obtežbi



Slika 43: Notranje količine pri potresni obtežbi

### 3.2.6 Kontrole za mejna stanja uporabnosti

Pri računskih dokazih uporabnosti so možna odstopanja sile prednapetja upoštevana z dvema karakterističnima vrednostima:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x)$$

$$P_{k,sup} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x)$$

Pri tem sta  $r_{sup} = 1,10$  in  $r_{inf} = 0,90$ .

- **Kontrola dekompresije**

Kontrola dekompresije je dokazana:

- v trenutku napenjanja kablov ( $t = 0$ ):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P"$$

- pri pogosti kombinaciji obtežbe ( $t = \infty$ ):

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

- **Kontrola tlačnih napetosti v betonu**

Kontrola napetosti je dokazana:

- pri karakteristični kombinaciji obtežbe ( $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 24$  MPa):

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

- pri navidezno-stalni kombinaciji obtežbe ( $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 18$  MPa):

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

- **Kontrola napetosti v armaturi**

Kontrola napetosti je dokazana pri karakteristični kombinaciji obtežbe:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 \text{ MPa} = 400 \text{ MPa}$$

- **Kontrola napetosti v kablh**

Kontrola napetosti je dokazana pri karakteristični kombinaciji obtežbe:

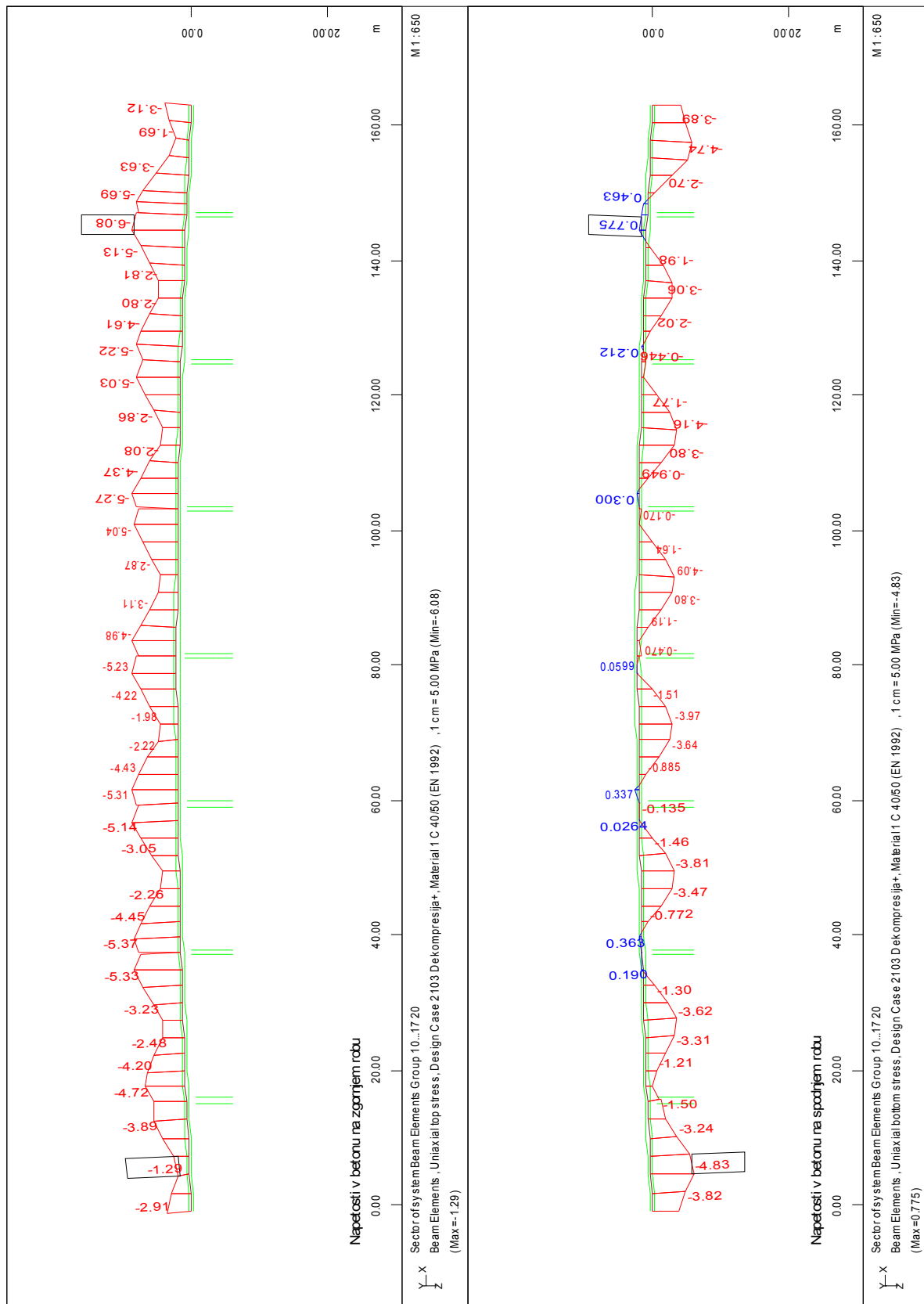
$$\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 \text{ MPa} = 1327,5 \text{ MPa}$$

- **Kontrola napetosti v betonu v fazi gradnje**

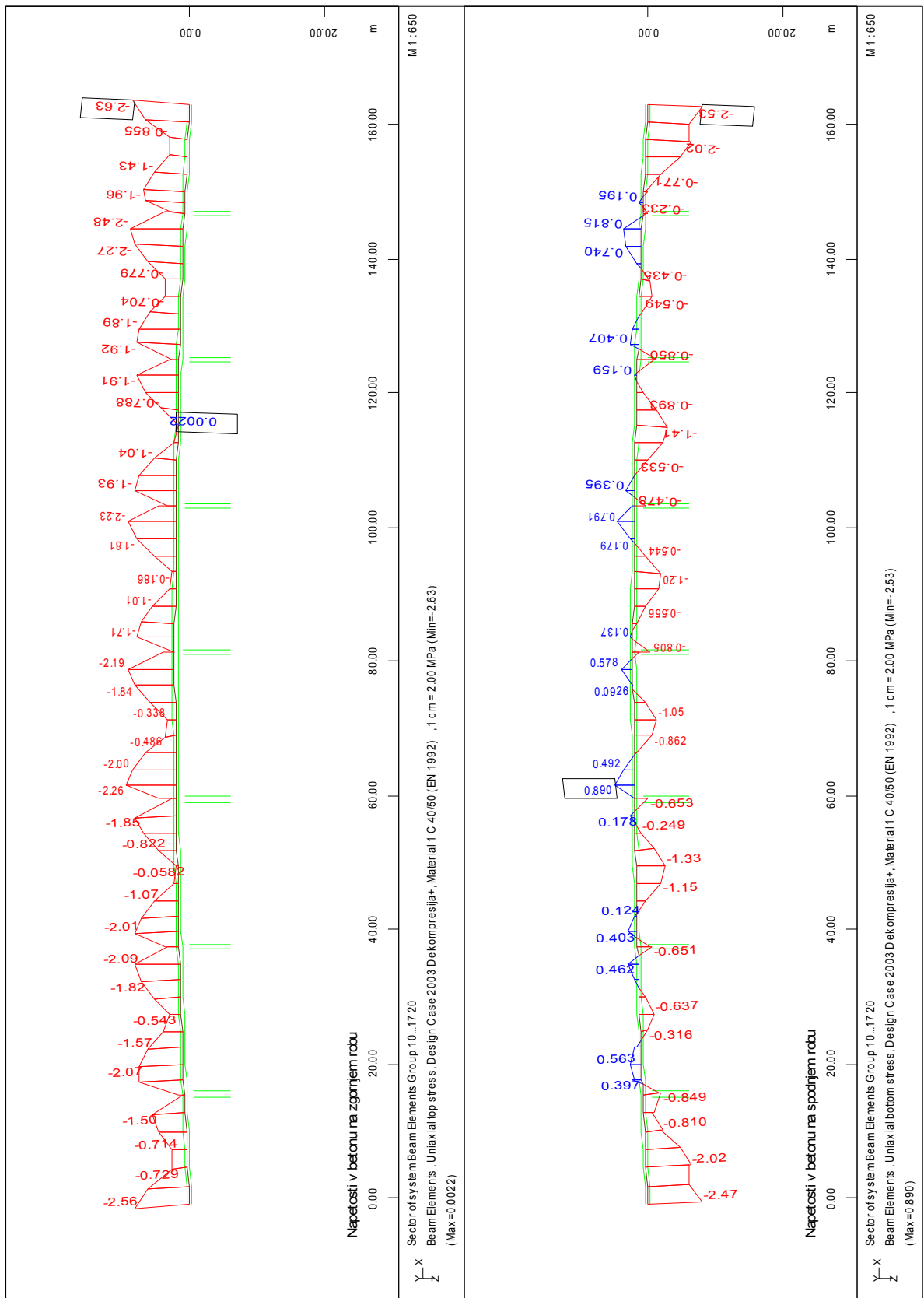
V fazi gradnje, pod vplivom navidezno stalne kombinacije obtežbe, so dovoljene natezne napetosti manjše od  $k f_{ctm}(t)$  ( $k=1,0$ ).

$$k f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

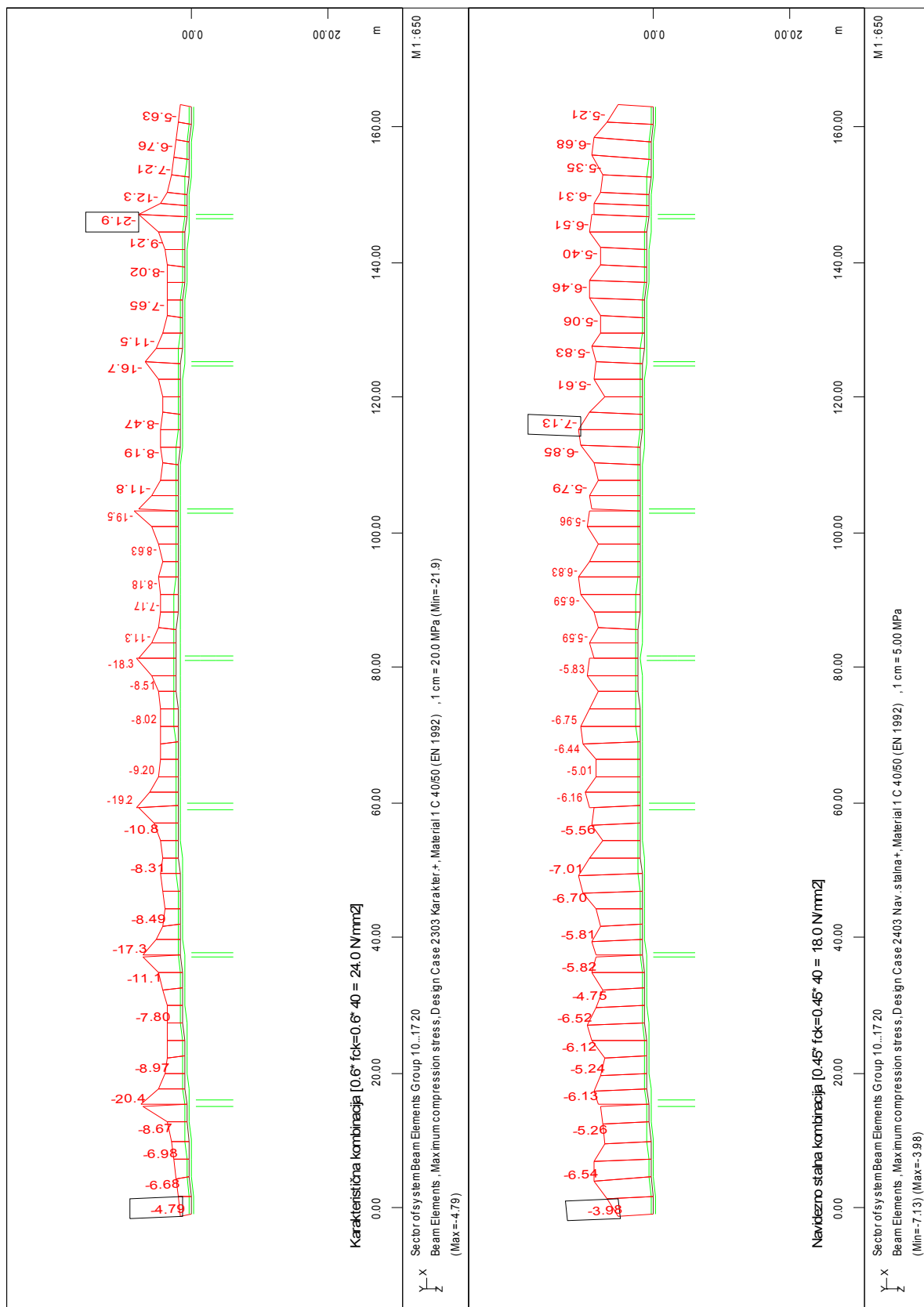




Slika 44: Napetosti v betonu, v trenutku napenjanja kablov (kontrola dekompresije)

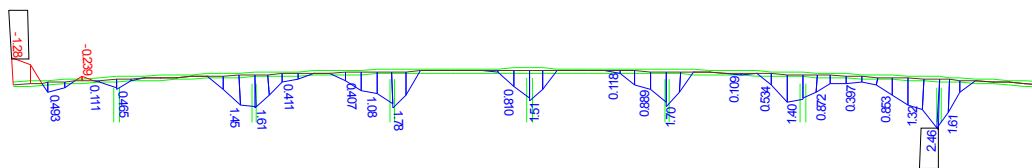


Slika 45: Napetosti v betonu pri pogosti kombinaciji obtežbe (kontrola dekompresije)



Slika 46: Tlačne napetosti v betonu pri karakteristični in navidezno stalni kombinaciji ob.





Slika 48: Ekstremne natezne napetosti v betonu v fazi gradnje

### 3.2.7 Mejno stanje nosilnosti

Za mejno stanje nosilnosti so upoštevane naslednje kombinacije obtežb:

- Osnovna kombinacija (1)

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

- Nezgodna kombinacija (2)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_{PA} P + A_d + \gamma_{QA} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{QA} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Potresna kombinacija (3)

Za račun notranjih sil:

$$G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} + Q_2$$

Za račun pomikov:

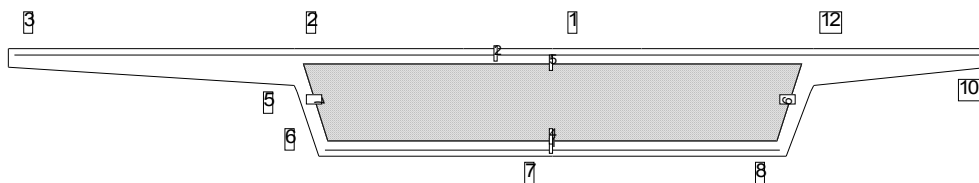
$$G_k + S + C + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} T$$

$G_k$  – stalna,  $S$  – krčenje,  $C$  – lezenje,  $P_k$  – prednapetje po izgubah,  $T$  – temperatura

#### 3.2.7.1 Dimenzioniranje prekladne konstrukcije

Za dimenzioniranje prekladne konstrukcije sta upoštevani kombinaciji (1) in (3)

Podatki za izračun torzijske armature:



$A$     efektivna površina prečnega prereza:  $A = 6,84 \text{ m}^2$

$u$     zunanji obseg:  $u = 13,96 \text{ m}$

$t$     debelina nadomestne stene prereza:

$$t = \frac{A}{u} = \frac{6,84}{13,96} = 0,49 \text{ m} > t = 2 \cdot a = 0,14 \text{ m}$$

$a$     oddaljenost armature od roba:  $a = 7 \text{ cm}$

$A_k$     ploščina znotraj jedra (šrafirano območje):

$$A_k = 3,68 \text{ m}^2$$

$u_k$     obseg jedra (šrafirano območje):

$$u_k = 11,88 \text{ m}$$

#### 3.2.7.1.1 Vzdolžna armatura

- **Nad podporami:**

$$A_s = 291,9 \text{ cm}^2$$

Izberem razdaljo med palicami vzdolžne torzijske armature  $s = 15 \text{ cm}$ .

$$A_{s1} = A_s \cdot \frac{s}{u_k} = 291,9 \cdot \frac{0,15}{11,88} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 22/15$  ( $A_{s1,dej} = 3,80 \text{ cm}^2$ ), ki jo porazdelim po obodu  $u_k$ .

- **V poljih:**

- V krajnih poljih

$$A_s \cong 200 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s \cdot \frac{s}{u_k} = 200 \cdot \frac{0,15}{11,88} = 2,53 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 18/15$  ( $A_{s1,dej} = 2,54 \text{ cm}^2$ ), ki jo porazdelim po obodu  $u_k$ .

- V vmesnih poljih

$$A_s = 150,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s \cdot \frac{s}{u_k} = 150,5 \cdot \frac{0,15}{11,88} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 16/15$  ( $A_{s1,dej} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), ki jo porazdelim po obodu  $u_k$ .

### 3.2.7.1.2 Stremenska armatura

- **Nad podporami**

$$\frac{A_{sw}}{s} = 165,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem 10-strižno streme ( $m = 10$ ), ter razdaljo med stremeni  $s = 15$  cm, ki sledi iz medsebojne razdalje palic »mostne konzole« v prečni smeri.

$$A_{sw} = 165,7 \cdot 0,15 = 24,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw1} = \frac{A_{sw}}{m} = \frac{24,86}{10} = 2,49 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 18/15$  ( $A_{sw1,dej} = 2,54 \text{ cm}^2$ ).

- **V poljih**

$$\frac{A_{sw}}{s} = 58,3 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{minimalna armatura}$$

Izberem 10-strižno streme ( $m = 10$ ), ter razdaljo med stremeni  $s = 15$  cm.

$$A_{sw} = 58,3 \cdot 0,15 = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw1} = \frac{A_{sw}}{m} = \frac{8,75}{10} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 12/15$  ( $A_{sw1,dej} = 1,13 \text{ cm}^2$ ).

Kontrola minimalne armature:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{10 \cdot 1,13}{15 \cdot 555} = 0,136\% > \rho_{w,min} = 0,10\%$$

Kontrola maksimalne razdalje med stremeni:

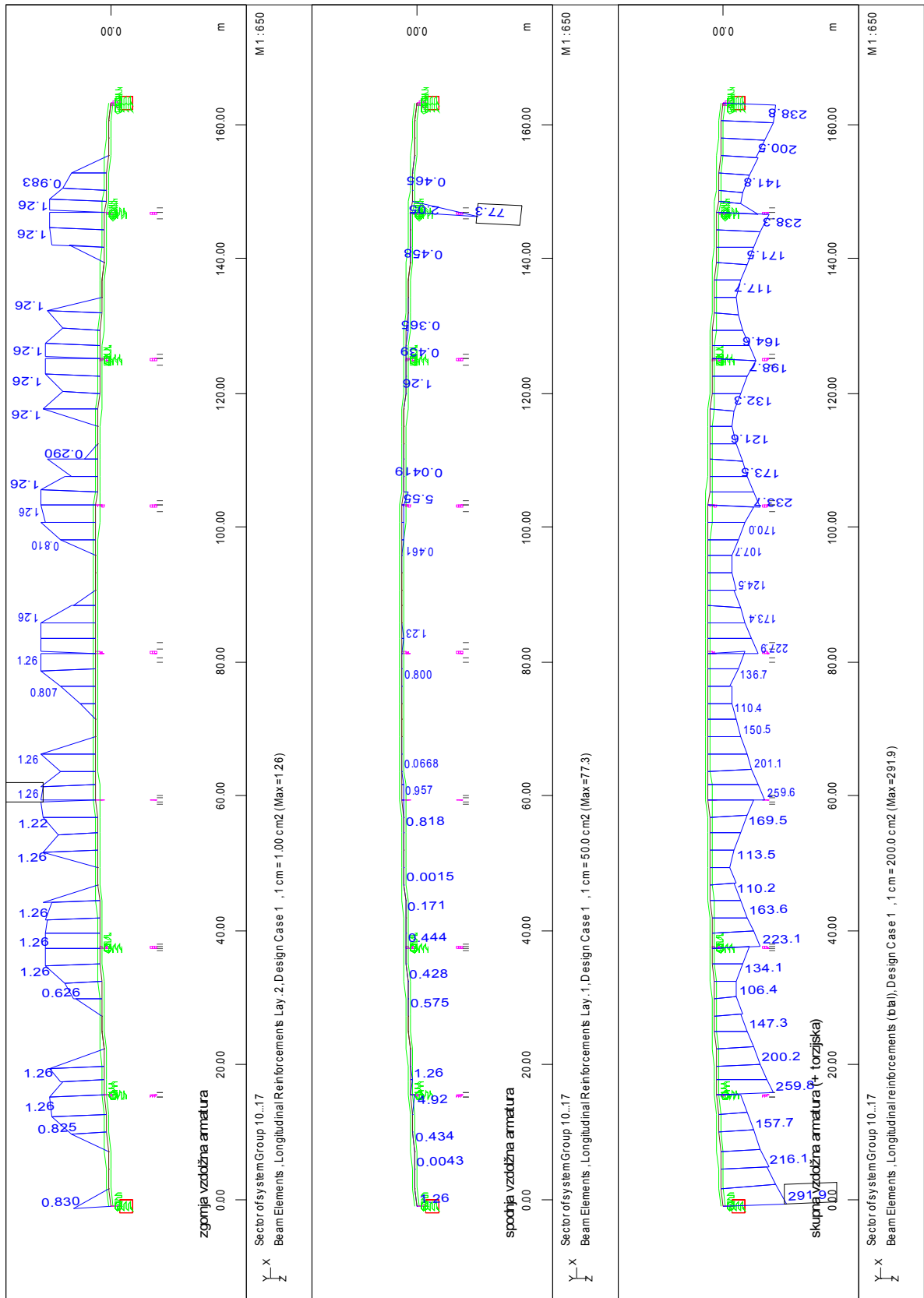
$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha) = 0,75 \cdot 114,1 \cdot (1 + \cot 90) = 85,6 \text{ cm}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi_{vz}}{2} = 120 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,8 \text{ cm}}{2} = 114,1 \text{ cm}$$

Največja dovoljena razdalja med stremeni v ravnini prereza znaša:

$$s_{t,max} = \min\{0,75d, 600 \text{ mm}\}$$

$$s_{t,max} = \min\{833 \text{ mm}, 600 \text{ mm}\} = 600 \text{ mm}$$



Slika 49: Vzdolžna armatura prekladne konstrukcije





### 3.2.7.1.3 Preverba utrujanja

Za dokaz varnosti proti utrujanju je upoštevan poenostavljen postopek računa:

»Poškodbam ekvivalentna napetost za preverbo utrujanja«.

Pri tem postopku je upoštevan obtežni model 3 (glej sliko na strani 47).

Kombinacija za preverbo utrujanja:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + "Q_{fat}$$

Poškodbam ekvivalentno območje spreminjanja napetosti se dokaže v skladu z:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{s, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

$$\Delta \sigma_{s, equ} = \Delta \sigma_{s, Ec} \lambda_s$$

$$\gamma_{F,fat} = 1,0 \text{ in } \gamma_{s,fat} = 1,15$$

kjer so:

$\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)$  mejna odpornost v  $N^*$  ciklih iz ustrezne S-N krivulje (EN 1992-1-1, preglednica 6.3N in 6.4N)

$\Delta \sigma_{s, Ec}$  je območje napetosti pri kombinaciji obtežbe (EN 1992-1-1, točka 6.8.3 (3))

$\lambda_s$  je poškodbam ekvivalentni faktor za utrujanje, ki upošteva posebne pogoje okolja, vključno z letno količino prometa na most, projektno dobo trajanja mostu in razpetino elementa.

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

kjer so:

$\varphi_{fat}$  je poškodbam ekvivalenten vplivni faktor za upoštevanje hrapavosti površine.

$\lambda_{s,1}$  je faktor, odvisen od tipa elementa (npr. neprekinjen nosilec) in upošteva učinke poškodb oziroma prometa v odvisnosti od kritične dolžine vplivne linije oziroma območja

$\lambda_{s,2}$  je faktor, ki upošteva količino prometa

$\lambda_{s,3}$  je faktor, ki upošteva projektno dobo trajanja objekta

$\lambda_{s,4}$  je faktor, ki se upošteva, kadar je konstrukcijski element obtežen z več kot enim prometnim pasom

Za preverbo poškodbam ekvivalentnega območja napetosti za preverbo utrujanja jekla, je treba osne obtežbe vozila iz modela 3 pomnožiti z naslednjimi faktorji:

- 1,75 za preverbo nad vmesnimi podporami neprekinjenih mostov preko več polj
- 1,40 za preverbo na drugih območjih

• **Preverjanje v območju vmesnih podpor**

- Jeklo za armiranje

$$\Delta\sigma_{s,Ec} = 1,75 \cdot 13,3 \text{ MPa} = 23,3 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{fat} = 1,2 \rightarrow \text{za površine dobrih ravnosti}$$

$$\lambda_{s,1} = 0,95 \rightarrow (\text{EN 1992-2, slika NN.1})$$

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0}} = 0,82 \cdot \sqrt[9]{\frac{0,05}{2,0}} = 0,54$$

$$\bar{Q} = 0,82 \rightarrow \text{je faktor vrste obtežbe (EN 1992-2, preglednica NN.1)}$$

$$k_2 = 9 \rightarrow (1992-1-1, preglednica 6.3N)$$

$$N_{obs} = 0,05 \cdot 10^6 \rightarrow \text{lokalne ceste z manjšim deležem težkih vozil (EN 1991-2, preglednica 4.5)}$$

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}} = \sqrt[9]{\frac{100}{100}} = 1,0$$

Za vsak vozni pas treba upoštevati dodatnih 10%  $N_{obs}$ :

$$N_{obs,2} = 0,1 \cdot N_{obs,1} = 0,1 \cdot 0,05 \cdot 10^6 = 0,05 \cdot 10^5$$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} = \sqrt[9]{\frac{0,05 + 0,005}{0,05}} = 1,01$$

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,54 \cdot 1,0 \cdot 1,01 = 0,62$$

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{s,Ec} \lambda_s = 23,3 \cdot 0,62 = 14,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} = \frac{162,5 \text{ MPa}}{1,15} = 141,3 \text{ MPa} > 14,4 \text{ MPa}$$

- Jeklo za prednapenjanje

$$\Delta\sigma_{s,Ec} = 1,75 \cdot 5,1 \text{ MPa} = 8,9 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{s,1} = 0,95$$

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[k_2]{\frac{N_{\text{obs}}}{2,0}} = 0,82 \cdot \sqrt[10]{\frac{0,05}{2,0}} = 0,57$$

$$k_2 = 10 \rightarrow (\text{EN 1992-1-1, preglednica 6.4N})$$

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{\text{Years}}}{100}} = \sqrt[10]{\frac{100}{100}} = 1,0$$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} = \sqrt[10]{\frac{0,05 + 0,005}{0,05}} = 1,01$$

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,57 \cdot 1,0 \cdot 1,01 = 0,66$$

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} = \Delta\sigma_{s,\text{Ec}} \lambda_s = 8,9 \cdot 0,66 = 5,9 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{s,\text{fat}}} = \frac{150 \text{ MPa}}{1,15} = 130,4 \text{ MPa} > 5,9 \text{ MPa}$$

• **Preverjanje na sredini polj**

- Jeklo za armiranje

$$\Delta\sigma_{s,\text{Ec}} = 1,40 \cdot 4,35 \text{ MPa} = 6,1 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{s,1} = 1,13$$

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1,2 \cdot 1,13 \cdot 0,54 \cdot 1,0 \cdot 1,01 = 0,74$$

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} = \Delta\sigma_{s,\text{Ec}} \lambda_s = 6,1 \cdot 0,74 = 4,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{s,\text{fat}}} = \frac{162,5 \text{ MPa}}{1,15} = 141,3 \text{ MPa} > 4,5 \text{ MPa}$$

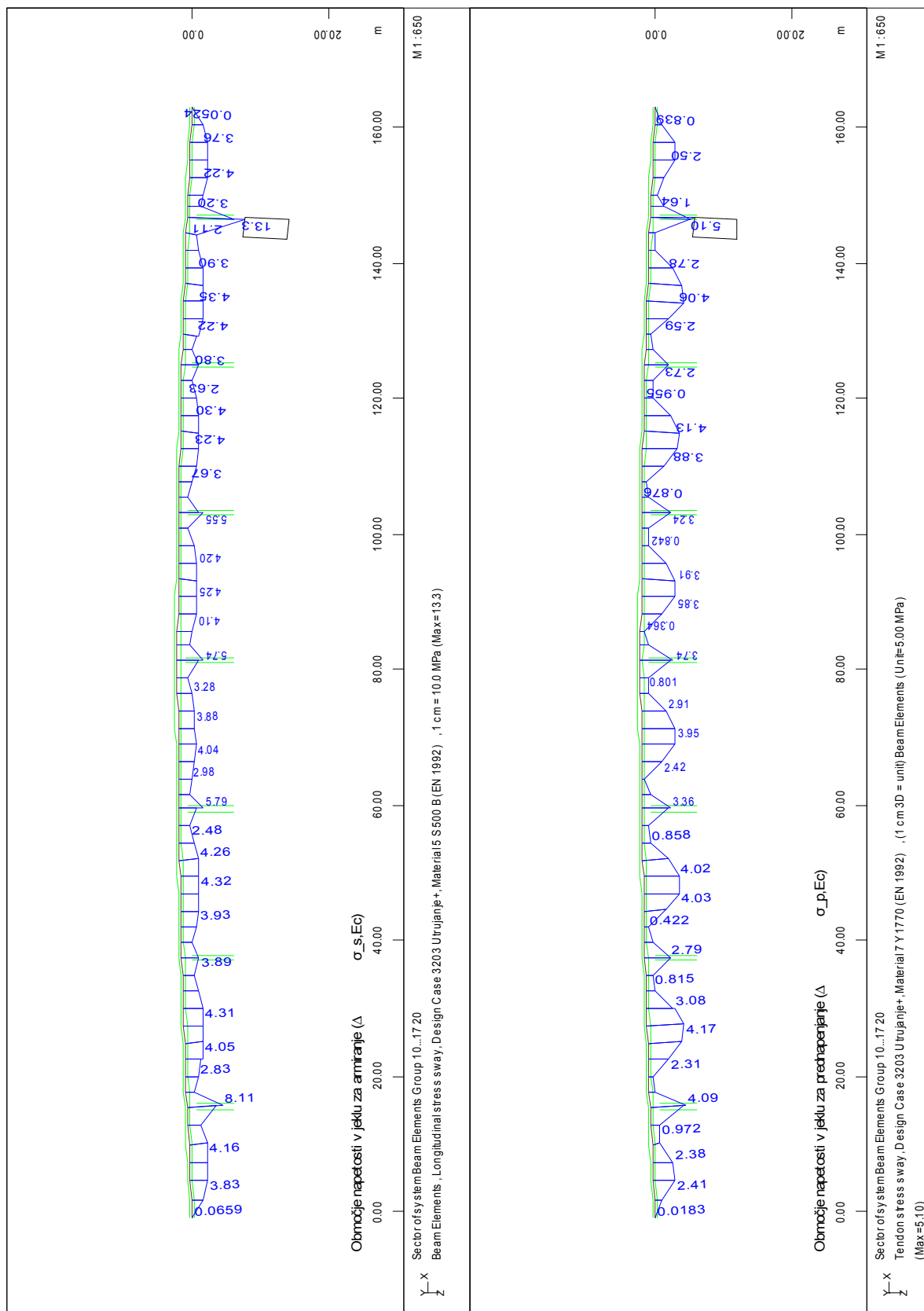
- Jeklo za prednapenjanje

$$\Delta\sigma_{s,\text{Ec}} = 1,40 \cdot 4,17 \text{ MPa} = 5,8 \text{ MPa}$$

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1,2 \cdot 1,13 \cdot 0,57 \cdot 1,0 \cdot 1,01 = 0,78$$

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} = \Delta\sigma_{s,\text{Ec}} \lambda_s = 5,8 \cdot 0,78 = 4,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{s,\text{fat}}} = \frac{150 \text{ MPa}}{1,15} = 130,4 \text{ MPa} > 4,6 \text{ MPa}$$



Slika 51: Območje napetosti v jeklu za armiranje in prednapenjanje

#### 3.2.7.1.4 Armatura za preprečitev krhke porušitve prekladne konstrukcije

Zahteva po preprečitvi krhke porušitve prekladne konstrukcije zaradi korozije oz. odpovedi, je izpolnjena z zagotovitvijo najmanjšega prereza mehke armature:

$$A_{s,\min} = \frac{M_{\text{rep}}}{z_s \cdot f_{yk}}$$

Pri tem je:

$M_{\text{rep}}$  upogibni moment, ki povzroči prvo razpoko, izračunan z upoštevanjem ustrezne natezne trdnosti betona  $f_{ctx}$  ( $f_{ctx} = f_{ctm}$ ) v skrajnih nateznih vlaknih prečnega prereza brez upoštevanja učinka prednapetja.

$z_s$  je ročica notranjih sil v mejnem stanju nosilnosti glede na težišče mehke armature.

- **Za prereze nad podporami**

$$z_s \cong 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 111 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

$$W_{\text{top}} = 2,097 \text{ m}^3$$

$$M_{\text{rep}} = W_{\text{top}} \cdot f_{ctm} = 2,097 \text{ m}^3 \cdot 3500 \text{ kN/m}^2 = 7340 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\min} = \frac{M_{\text{rep}}}{z_s \cdot f_{yk}} = \frac{7340 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{100 \text{ cm} \cdot 50 \text{ kN/cm}^2} = 146,8 \text{ cm}^2$$

Upoštevam efektivno širino prekladne konstrukcije  $b_{\text{eff}} = 7,99 \text{ m}$ , ter medsebojno razdaljo med palicami  $s = 15 \text{ cm}$ , ki sledi iz mejnega stanja nosilnosti.

$$A_{s,1} = A_{s,\min} \cdot s / b_{\text{eff}} = 146,8 \cdot 0,15 / 7,99 = 2,76 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 20/15$  ( $A_{s1,\text{dej}} = 3,14 \text{ cm}^2$ ).

- **Za prereze v poljih**

$$W_{\text{bot}} = 1,529 \text{ m}^3$$

$$M_{\text{rep}} = W_{\text{bot}} \cdot f_{ctm} = 1,529 \text{ m}^3 \cdot 3500 \text{ kN/m}^2 = 5352 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\min} = \frac{M_{\text{rep}}}{z_s \cdot f_{yk}} = \frac{5352 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{100 \text{ cm} \cdot 50 \text{ kN/cm}^2} = 107 \text{ cm}^2$$

Izberem širino na kateri razporedim armaturo  $b = 5,10 \text{ m}$ , ter medsebojno razdaljo med palicami  $s = 15 \text{ cm}$ .

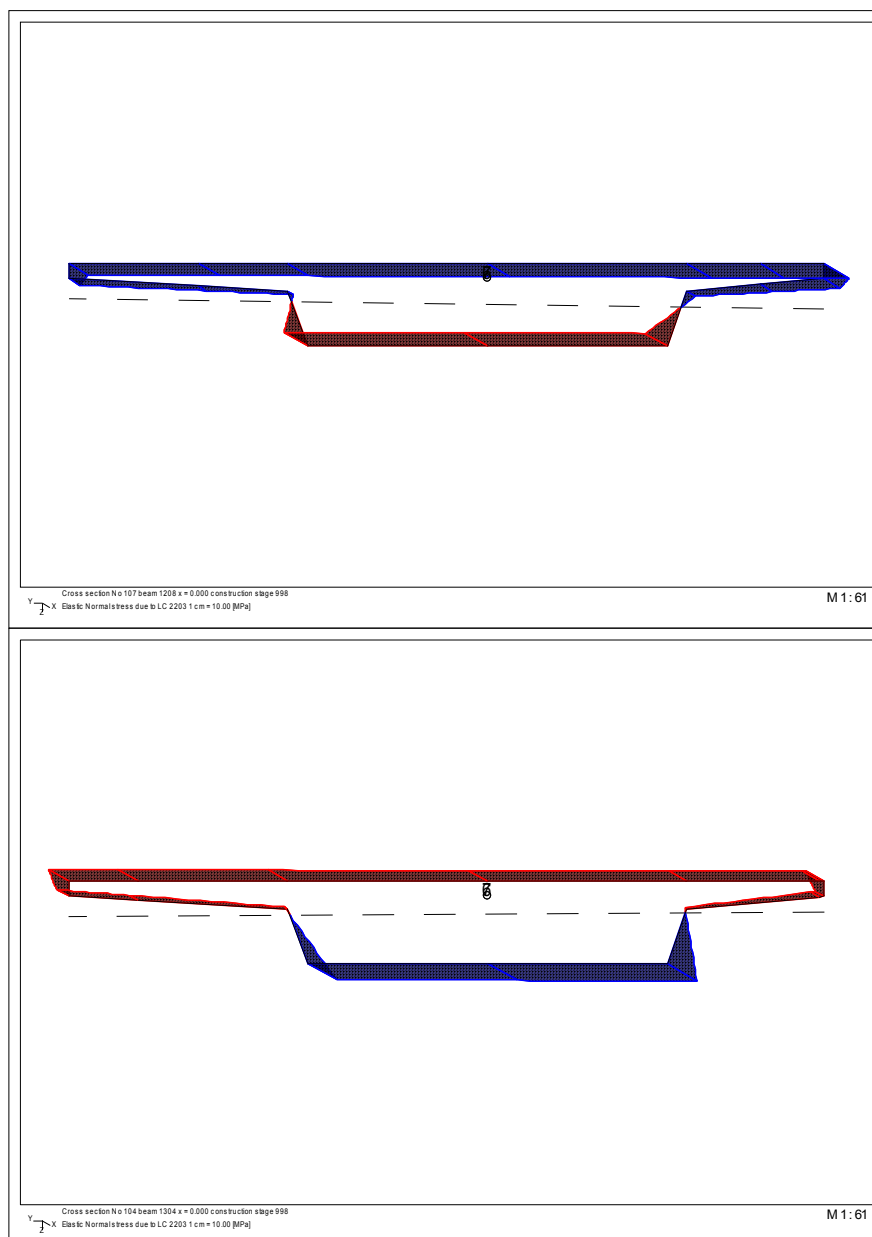
$$A_{s,1} = A_{s,\min} \cdot s / b_{\text{eff}} = 107 \cdot 0,15 / 5,10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $\phi 20/15$  ( $A_{s1,\text{dej}} = 3,14 \text{ cm}^2$ ).

Minimalno armaturo primerjam z armaturo dobljeno pri mejnem stanju nosilnosti in upoštevam večjo armaturo, na mestih kjer se prekrivata.

Minimalno armaturo je potrebno zagotoviti v območjih v katerih se pod vplivom karakteristične kombinacije obtežbe v betonu pojavijo natezne napetosti. Pri tem je potrebno upoštevati parazitne učinke prednapetja, primarne učinke prednapetja pa zanemariti.

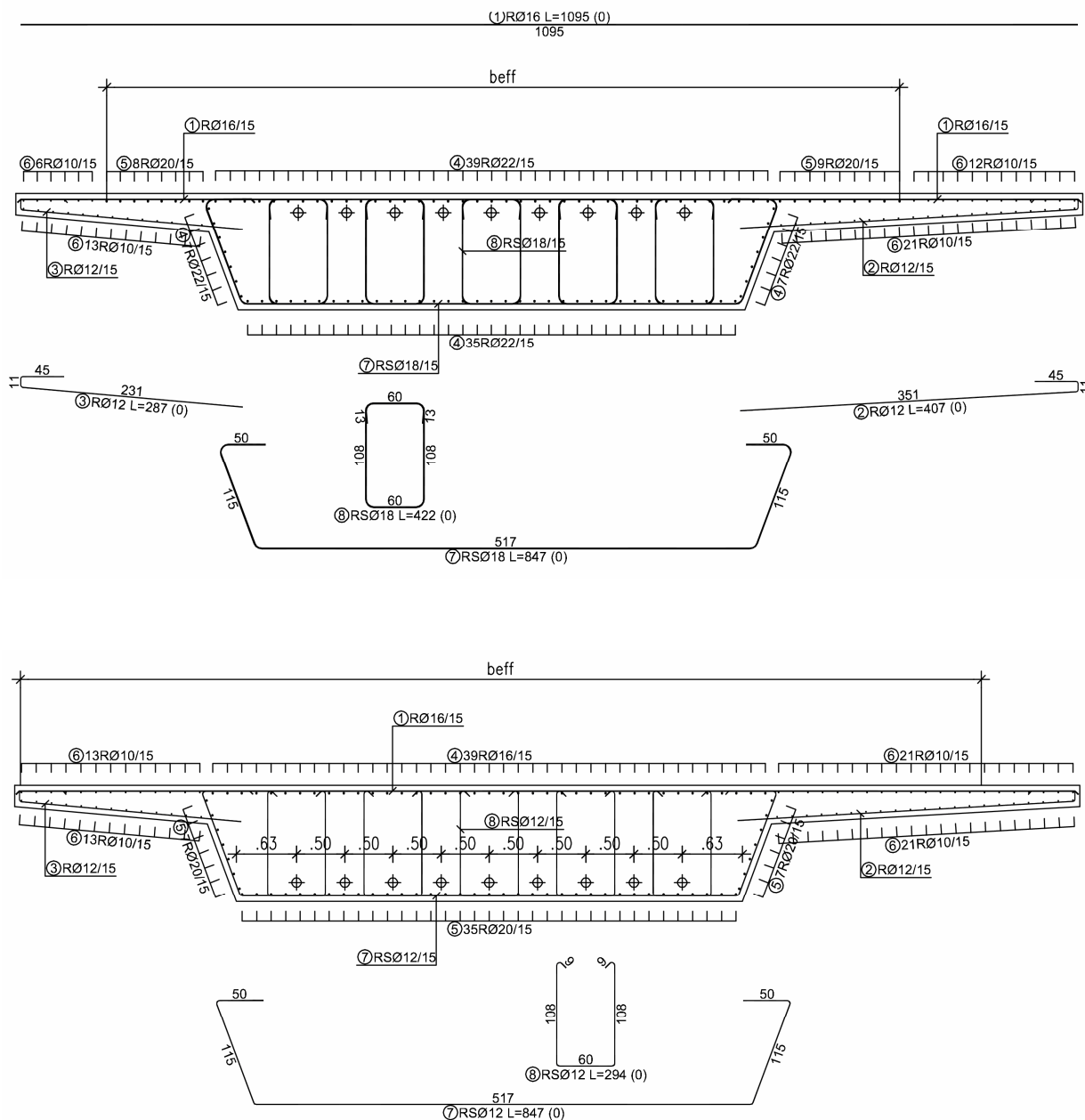
Območja pri katerih je potrebno zagotoviti minimalno armaturo so prikazana na spodnji sliki.



Slika 52: Napetosti v prekladni konstrukciji pri karakteristični kombinaciji obtežbe ob upoštevanju samo parazitnih učinkov prednapetja.

Glede na zgornjo sliko, armaturo nad podporo razporedim po celi širini  $b_{eff}$ , v polju pa na širini  $b$  in ob bočnih stranicah. Pri tem upoštevam armaturo dobljeno pri mejnem stanju nosilnosti in armaturo pri lokalni analizi.

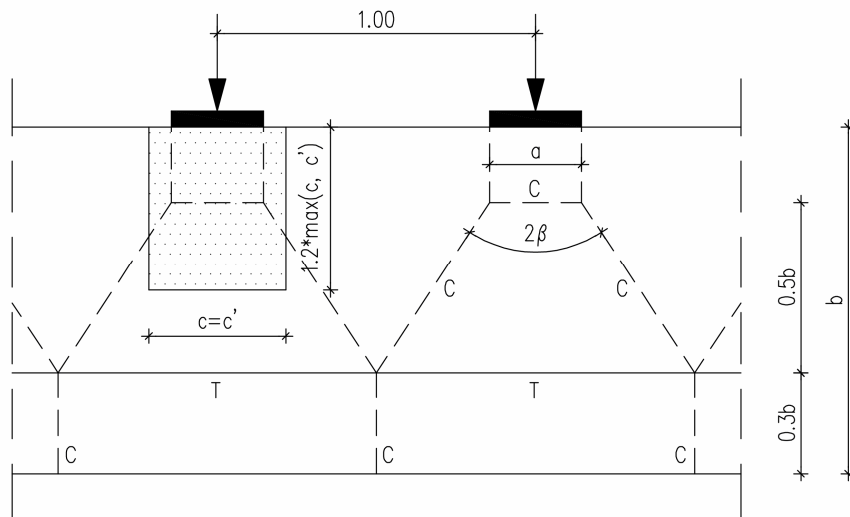
### 3.2.7.1.5 Shema armature



Slika 53: Shematski prikaz armature prekladne konstrukcije nad podporo (zgoraj) in v polju (spodaj)



### 3.2.7.1.6 Armatura za prevzem nategov pri vnosu kabelskih sil



Slika 54: Vnos kabelskih sil

C – tlaki, T – nategi

$$b = 1,10 \text{ m}$$

$$\beta = 33,7^\circ$$

$$a = 0,289 \text{ m} \quad \text{širina sidrnega območja, vključno s sidrno ploščo}$$

$cc'$  površina pripadajočega pravokotnika

$$cc' = \frac{P_{\max}}{0,6 \cdot f_{ck}(t)} = \frac{3,9 \text{ MN}}{0,6 \cdot 35,28 \text{ MPa}} = 0,1842 \text{ m}^2$$

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 28,50 \text{ cm}^2 \cdot 136,8 \text{ kN/cm}^2 \cong 3900 \text{ kN}$$

$$f_{ck}(t = 14) = f_{cm}(t = 14) - 8 \text{ MPa} = 35,28 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(t = 14) = \beta_{cc}(t = 14) \cdot f_{cm} = 0,9016 \cdot 48 \text{ MPa} = 43,28 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc}(t = 14) = \exp \left\{ 0,25 \left[ 1 - \left( \frac{28}{14} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,9016$$

Pripadajoči pravokotnik v območju sidranja mora imeti približno enako razmerje stranic kot sidrna plošča. Tej zahtevi je zadoščeno, če razmerji  $c/a$  in  $c'/a'$  nista večji od  $1,25\sqrt{cc'/aa'}$ .

$$c/a = c'/a' = 0,429/0,289 = 1,49$$

$$1,25 \sqrt{\frac{cc'}{aa'}} = 1,25 \sqrt{\frac{0,1842}{0,0835}} = 1,86$$

$$c/a = c'/a' = 1,49 < 1,86$$

• **Račun armature za preprečitev luščenja betona**

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \cdot \gamma_{P,\text{unfav}}; \gamma_{P,\text{unfav}} \geq 1,20$$

Armaturu se porazdeli v vsaki smeri po celi dolžini prizme.

$$1,2 \cdot \max(c, c') = 1,2 \cdot 42,9 \text{ cm} \cong 52 \text{ cm}$$

Za stremena izberem armaturu v obliki spirale, kakovosti S 500.

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{3900 \text{ kN} \cdot 1,15}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 1,20 = 16,15 \text{ cm}^2$$

Da bi se izognil kontroli širine razpok, je potrebno napetosti v armaturi omejiti na 250 MPa (EN 1992-2, točka 8.10.3(104)):

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{3900 \text{ kN} \cdot 1,15}{25 \text{ kN/cm}^2} \cdot 1,20 = 32,29 \text{ cm}^2$$

Izberem spiralna stremena 2 · 6 krakov  $\phi 20$  ( $A_{s,\text{dej}} = 37,70 \text{ cm}^2$ ), ki jih razporedim po celi dolžini prizme (52 cm).

- Račun armature ob obtežni ploskvi

$$A_s = 0,03 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{yd}} = 0,03 \cdot \frac{3900 \text{ kN} \cdot 1,15}{50 \text{ kN/cm}^2} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Če upoštevam točko 8.10.3(104) standarda EN 1992-2:

$$A_s = 0,03 \cdot \frac{3900 \text{ kN} \cdot 1,15}{25 \text{ kN/cm}^2} = 5,38 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturu 4 $\phi 14$  ( $A_{s,\text{dej}} = 6,16 \text{ cm}^2$ ).

• **Račun armature za preprečitev pokanja po metodi »vezi in razpore«**

$$T = \frac{1}{4} \cdot \frac{b - a}{b} \cdot F = \frac{1}{4} \cdot \frac{1,1 - 0,289}{1,1} \cdot F = 718,84 \text{ kN}$$

$$F = P_{\max} \cong 3900 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{718,84 \text{ kN} \cdot 1,15}{50 \text{ kN/cm}^2} = 16,53 \text{ cm}^2$$

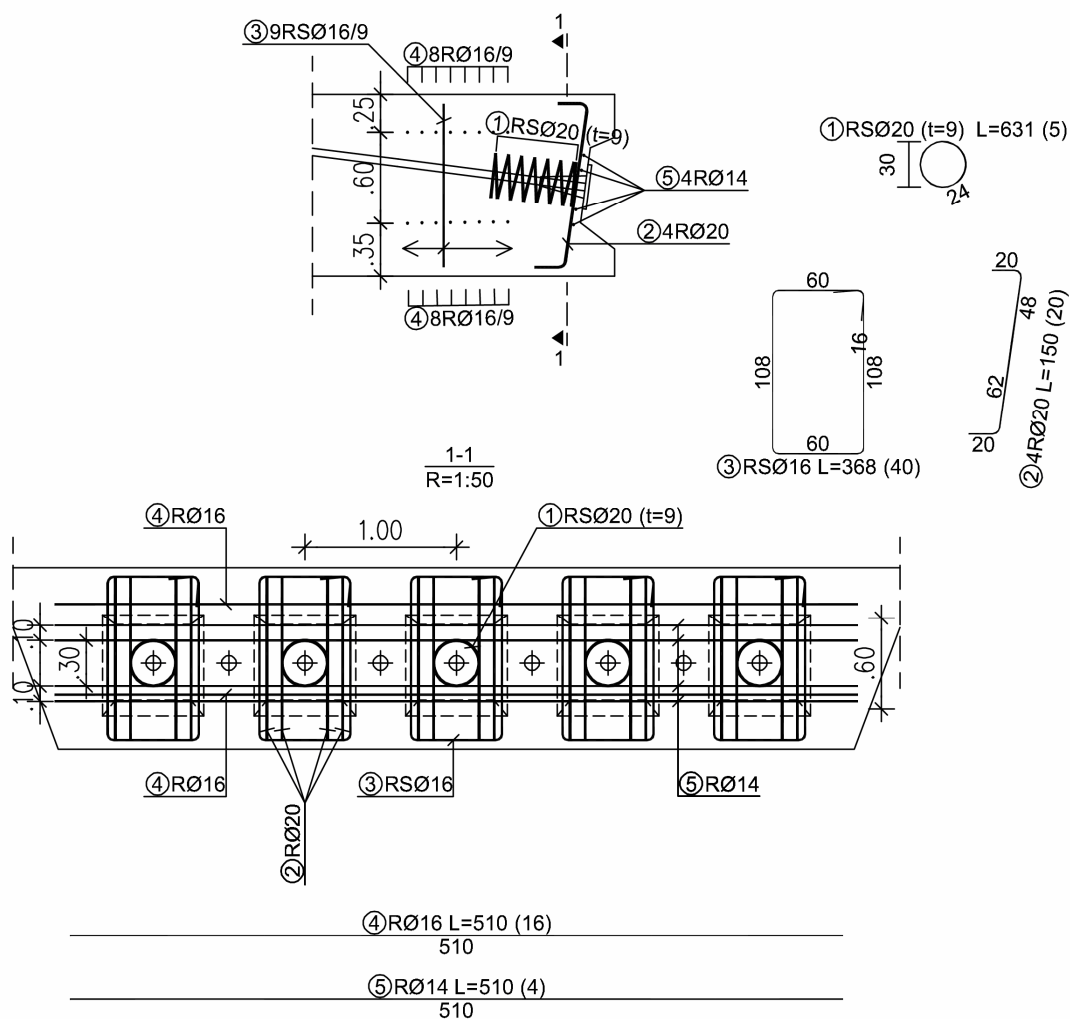
Če upoštevam točko 8.10.3(104) standarda EN 1992-2:

$$A_s = \frac{T}{250 \text{ MPa}} = \frac{718,84 \text{ kN}}{25 \text{ kN/cm}^2} = 28,75 \text{ cm}^2$$

Izberem stremena  $2\phi 16/9 \text{ cm}$  ( $A_{s,dej} = 32,17 \text{ cm}^2$ ).

Armaturu se porazdeli v vsaki smeri v območju nategov od  $0,4b$  do  $b$ , merjeno od mesta napenjanja kablov.

### 3.2.7.1.7 Shema armature



Slika 55: Shematski prikaz armature na mestu vnosa kabelskih sil

### 3.2.7.2 Dimenzioniranje stebrov

#### 3.2.7.2.1 Upogibna armatura

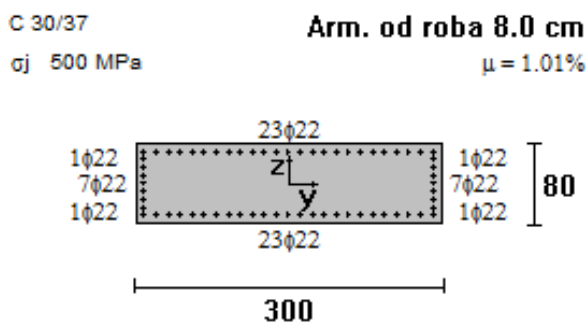
Notranje količine so izračunane s programom Sofistik, dimenzioniranje pa je izvedeno v programu Dias. Pri tem je v Sofistiku tlačna osna sila označena z negativnim predznakom, v Dias-u pa s pozitivnim predznakom.

Zaradi velike nosilnosti stebrov v smeri y-osi (slika 56), so vrednosti notranjih količin za to smer izračunane pri faktorju obnašanja  $q = 1,0$ . V smeri z-osi pa so vrednosti izračunane pri faktorju obnašanja  $q = 2,1$ .

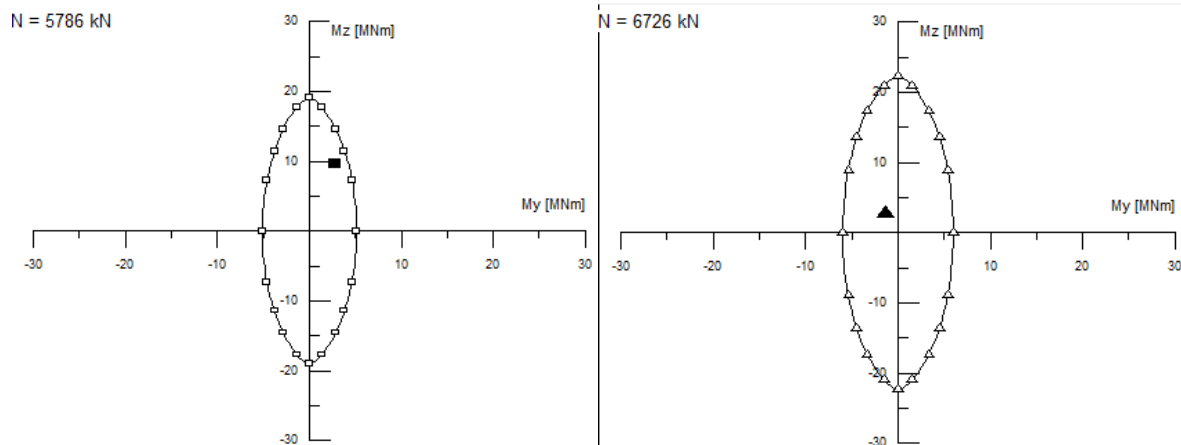
Preglednica 17: Vrednosti notranjih količin pri posamezni kombinaciji obtežbe

Kombinacije	$N_d$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{zd}$ [kNm]
Nezgodna (2)	-6726	-1317	2821
Potresna (3)	-5786	2751*	9623
Opomba: *reduciran moment pri $q = 2,1$			

Za dimenzioniranje je merodajna potresna kombinacija obtežbe. Pri tem je upoštevana minimalna armatura, ki znaša 1%  $A_c$  (EN 1998-1).



Slika 56: Prečni prerez in izbrana armatura v stebrih



Slika 57: Interakcijska diagrama za posamezni kombinaciji obtežbe

### 3.2.7.2.2 Strižna armatura

- **Prečna smer (v smeri y-osi)**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd} = 0,2 \frac{30}{1,5} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$A_c = 2,417 \text{ m}^2$$

Čeprav so notranje sile za smer y-osi izračunane z nereduciranim faktorjem, so pri dokazu strižne nosilnosti stebrov, ki so vpeti v prekladno konstrukcijo, namesto nominalnih dimenzij upoštevane dimenzije betonskega jedra, ki je objeto s stremeni. Pri stebrih, ki so s prekladno konstrukcijo povezani preko el. ležišč, pa so upoštevane nominalne dimenzije prereza.

- Za vpete stebre v prekladno konstrukcijo:

$$b_w = b - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{st} = 800 - 2 \cdot 55 - 12 = 678 \text{ mm}$$

$$d = (h - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{st}) \cdot 0,9 = (3200 - 2 \cdot 55 - 12) \cdot 0,9 = 2770,2 \text{ mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{32 \cdot 3,80}{67,8 \cdot 277,02} = 0,65\%$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2770,2}} = 1,27 < 2$$

- Za stebre, ki so s prekladno konstrukcijo povezani preko elastomernih ležišč:

$$b_w = 800 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{\text{nom}} - \phi_{\text{st}} - \frac{\phi_{\text{vz}}}{2} = 3200 - 55 - 12 - \frac{22}{2} = 3122 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{32 \cdot 3,80}{80 \cdot 312,2} = 0,49\%$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{3122}} = 1,25 < 2$$

Preglednica 18: Projektna strižna sila in projektna strižna nosilnost prereza

Steber	$\rho_1$ [%]	$N_{Ed}$ [kN]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
S1	0,49	5209	2,16	1723,29	562,5
S2	0,49	5814	2,41	1817,07	1084
S3	0,65	5870	2,43	1453,73	1371
S4	0,65	5773	2,39	1442,42	<b>2003</b>
S5	0,65	5600	2,32	1422,25	1403
S6	0,49	5977	2,47	1842,33	1056
S7	0,49	4870	2,01	1670,75	544,9

Računsko potrebna strižna armatura za steber S4:

Izberem 2-strižna stremena  $\phi 12/10 \text{ cm}$ .

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = \frac{2 \cdot 1,13}{10} \cdot 0,9 \cdot 312,2 \cdot \frac{50}{1,15} = 2760,9 \text{ kN}$$

Nosilnost betonske tlačne diagonale:

$$V_{Rd,max} = 0,5 b_w d v f_{cd} = 0,5 \cdot 67,8 \cdot 312,2 \cdot 0,516 \cdot \frac{3,5}{1,5} = 12742 \text{ kN}$$

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{35}{250} \right) = 0,516$$

Za ostale stebre pa izberem minimalno armaturo.

Največja razdalja med stremeni znaša:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} 12\phi_{vz} = 264 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = 264 \text{ mm}$$

Izberem 2-strižna stremena  $\phi 12/25 \text{ cm}$  (minimalni premer vzdolžnih palic znaša 6 mm, vendar so iz konstruktivnih pogojev izbrane 12 mm palice).

• **Vzdolžna smer (v smeri z-osi)**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$b_w = b - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{st} = 3200 - 2 \cdot 55 - 12 = 3078 \text{ mm}$$

$$d = (h - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{st}) \cdot 0,9 = (800 - 2 \cdot 55 - 12) \cdot 0,9 = 610 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{610}} = 1,57 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{32 \cdot 3,80}{61 \cdot 307,8} = 0,65\%$$

Strižno armaturo v plastičnih členkih določim na osnovi največje prečne sile v stebru, katero določim na osnovi dejanske upogibne nosilnosti v področju plastičnega členka.

$$V_{C,i} = \Delta V_{C,i} + V_G$$

$$\Delta V_{C,i} = \frac{\Delta M_{h,i}}{M_{E,i}} V_{E,i}$$

$$\Delta M_h = \gamma_o M_{Rd,h} - M_{G,h} + \Delta M$$

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} d_{Ed} N_{Ed}$$

Pri tem so:

$\Delta M_h$  maksimalni upogibni moment v področju plastičnega členka zaradi potresnih vplivov

$\gamma_o M_{Rd,h}$  dejanska upogibna nosilnost prereza

$M_{G,h}$  upogibni moment zaradi stalnih vplivov

$V_G$  prečna sila zaradi stalnih vplivov

$M_{E,i}$  računski upogibni moment zaradi potresne obtežbe

$V_{E,i}$  računska prečna sila zaradi potresne obtežbe

$\Delta M$  upogibni moment zaradi vpliva teorije II. reda

$$\gamma_o = 1,35 \text{ za } \eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) < 0,1$$

$N_{Ed}$  projektna vrednost osnih sil v plastičnem členku pri projektnejem potresnem vplivu

$d_{Ed}$  relativni prečni pomik med obema koncema obravnavanega duktilnega elementa

Da bi se preprečila krhka strižna porušitev stebrov, projektne vrednosti strižne nosilnosti delim z dodatnim varnostnim faktorjem:

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{C,o}} \leq \gamma_{Bd1}$$

$\gamma_{Bd1} = 1,25$  predpisana vrednost v Nacionalnem dodatku

Preglednica 19: Pomembni podatki pri računu prečne sile v stebrih

Steber	$\rho_1$ [%]	$N_{Ed}$ [kN]	$d_{Ed}$ [mm]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$\eta_k$
S3	0,65	6093	69,4-34,4=35	2,52	0,084
S4	0,65	5774	69,3-36,2=33,1	2,39	0,080
S5	0,65	5377	69,1-34,3=34,8	2,22	0,074

Za  $d_{Ed}$  je upoštevan 50% razpokan prerez.

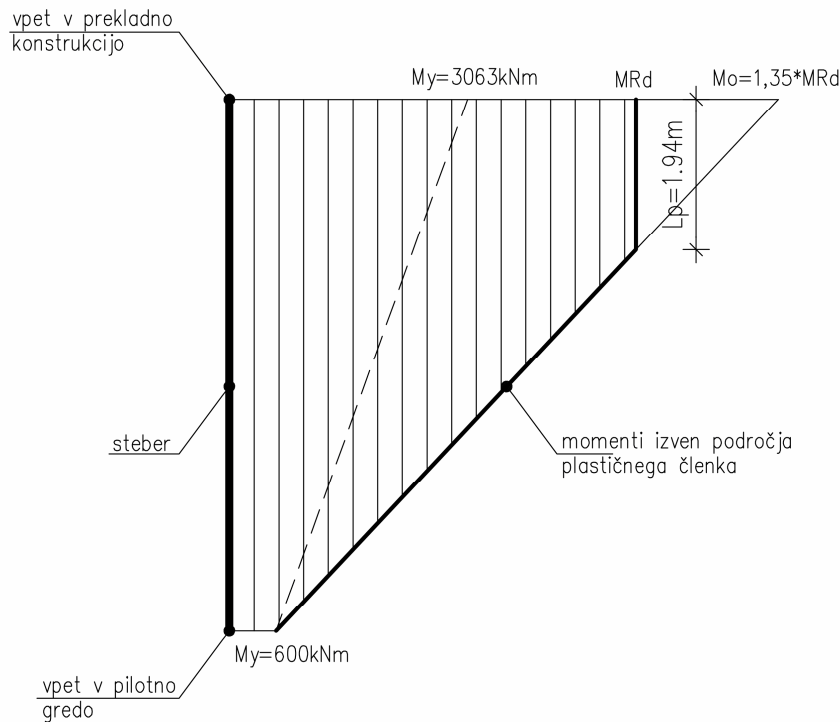
Preglednica 20: Projektna strižna sila in projektna strižna nosilnost prereza

Steber	$\Delta M$ [kNm]	$M_{G,h}$ [kNm]	$\gamma_o M_{Rd,h}$ [kNm]	$\Delta M_h$ [kNm]	$M_E$ [kNm]
S3	330,55	-118,6	1,35·5230	7509,65	3181,90
S4	296,24	-712,5	1,35·5150	7961,24	3025,24
S5	290,04	-530,2	1,35·5040	7624,24	3170,48
Steber	$V_E$ [kN]	$\Delta V_C$ [kN]	$V_G$ [kN]	$V_C$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]
S3	1087	2565,45	51,2	2616,65	2209,57
S4	1017	2676,34	61,0	2737,34	2160,13
S5	1088	2616,38	60,2	2676,58	2098,59

Ker je strižna sila večja od strižne nosilnosti prereza, ni potrebno strižno nosilnost deliti še z dodatnim varnostnim faktorjem.



Postopek določitve dolžine plastičnega členka, ter momenti za račun armature izven območja plastičnega členka, so prikazani na spodnji sliki. Analiza je narejena na stebru S3. Dolžina plastičnega členka znaša  $L_p = 1,94$  m.



Slika 58: Dolžina plastičnega členka in upogibna armatura izven področja členka

Upogibna nosilnost prereza v območju plastičnega členka:

$$M_{Rd,h} = 5230 \text{ kNm}$$

$$\gamma_0 M_{Rd,h} = 7060,5 \text{ kNm}$$

Momenta zaradi stalnega vpliva pri potresni kombinaciji obtežbe:

- Zgoraj: -118,6 kNm
- Spodaj: 231,8 kNm

Momenta zaradi potresnega vpliva pri potresni kombinaciji obtežbe:

- Zgoraj:  $6682/2,1=3181,9$  kNm
- Spodaj:  $771,3/2,1=367,3$  kNm

Momenta pri potresni kombinaciji obtežbe:

- Zgoraj:  $-118,6+3181,9=3063$  kNm

- Spodaj:  $231,8+367,3=600 \text{ kNm}$

Maksimalna razdalja med stremeni vzdolž stebra:

$$s_L \leq \min\{6d_{bL}; b_{\min}/5\} = \min\{13,2 \text{ cm}; 11,8 \text{ cm}\} = 11,8 \text{ cm}$$

$d_{bL}$  premer vzdolžne palice

$b_{\min}$  manjša dimenzija betonskega jedra ( $b_{\min} = 61 \text{ cm}$ )

Maksimalna razdalja med stremeni vzdolž stebra glede na uklon vzdolžnih palic:

$$s_L \leq \delta d_{bL}$$

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

$$f_{tk}/f_{yk} = 1,35 \quad (\text{EN 1992-1-1, preglednica C1})$$

$$\delta = 2,5 \cdot 1,35 + 2,25 = 5,625$$

$$s_L \leq \delta d_{bL} = 5,625 \cdot 2,2 \text{ cm} = 12,4 \text{ cm}$$

Izberem razdaljo med stremeni  $s_L = 10 \text{ cm}$ .

Maksimalna razdalja med stremeni v ravnini prereza:

$$s_T \leq \min\{b_{\min}/3; 20 \text{ cm}\} = \min\{20,3 \text{ cm}; 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

Maksimalna razdalja med stremeni v ravnini prereza glede na uklon vzdolžnih palic:

$$\min\left(\frac{A_t}{s_T}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}}$$

Pri tem so:

$A_t$  ploščina enega stremena v  $\text{mm}^2$

$s_T$  horizontalna razdalja med stremeni v m (v ravnini prereza)

$\sum A_s$  ploščina vzdolžnih palic, ki so podprte s stremenom v  $\text{mm}^2$

$f_{ys}$  meja tečenja vzdolžne armature

$f_{yt}$  meja tečenja prečne armature

$$\min\left(\frac{A_t}{s_T}\right) = \frac{2 \cdot 380,13}{1,6} = 475,17 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{T,\max} = \frac{A_t}{475,17} = \frac{113,10}{475,17} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

Izberem razdaljo med stremeni  $s_T = 20 \text{ cm}$ , ki sledi iz medsebojne razdalje vzdolžnih palic.

Računsko potrebna strižna armatura za stebre S3, S4 in S5:

V področju plastičnih členkov Izberem 14-strižna stremena  $\phi 12/10 \text{ cm}$ .

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = \frac{14 \cdot 1,13}{10} \cdot 0,9 \cdot 61 \cdot \frac{50}{1,15} = 3779,42 \text{ kN} > V_C(S4) = 2737,34 \text{ kN}$$

Izven področja plastičnih členkov pa Izberem 14-strižna stremena  $\phi 12/15$  cm.

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} = \frac{14 \cdot 1,13}{15} \cdot 0,9 \cdot 72,2 \cdot \frac{50}{1,15} = 2982,23 \text{ kN}$$

Izven področja plastičnih členkov se lahko namesto dimenzij objetega prereza uporabijo dimenzije celotnega prereza:

$$d = d = h - c_{nom} - \phi_{st} - \frac{\phi_{vz}}{2} = 800 - 55 - 12 - \frac{22}{2} = 722 \text{ mm}$$

Ker je v duktilnih stebrih normirana osna sila  $\eta_k > 0,08$ , je pri računu armature za objetje potrebno upoštevati minimalno zahtevano armaturo po naslednji enačbi:

$$\omega_{wd,req} \geq \max\left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,min}\right)$$

Pri tem so:

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

$$A_c = 2,42 \text{ m}^2 \quad \text{ploščina prereza}$$

$$A_{cc} = 1,99 \text{ m}^2 \quad \text{ploščina objetega jedra prereza}$$

$$\eta_k = 0,084 \quad \text{normirana osna sila}$$

$$\lambda = 0,37 \text{ in } \omega_{w,min} = 0,18 \text{ sta koeficienta, definirana v preglednici 6.1 standarda EN1998-2}$$

$$\rho_L = 1\% \quad \text{delež vzdolžne armature}$$

$$\omega_{w,req} = \frac{2,42}{1,99} 0,37 \cdot 0,084 + 0,13 \frac{50/1,15}{3/1,5} (0,01 - 0,01) = 0,038$$

Količina armature za objetje se izračuna kot:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd}/f_{cd}$$

Pri tem so:

$$\rho_w \quad \text{delež prečne armature}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b} = \frac{15 \cdot 1,13}{10 \cdot 307,8} = 0,55\%$$

$$A_{sw} \quad \text{skupna ploščina prečne armature v smeri za katero se določa objetje (glej sliko 59)}$$

$$s_L \quad \text{razdalja med stremeni vzdolž stebra}$$

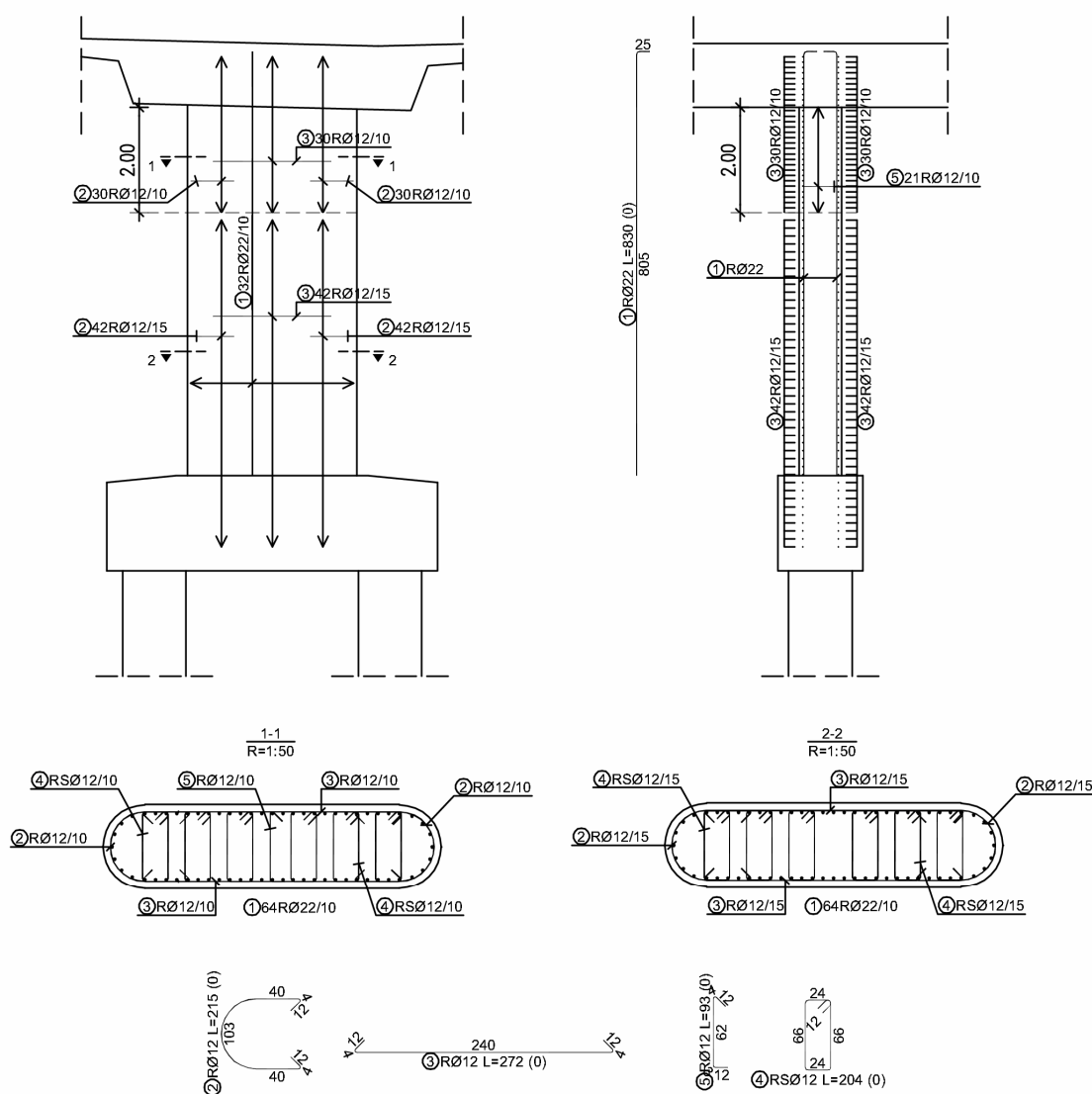
*b* dimenzija betonskega jedra, ki je pravokotna na smer, v kateri je računano objetje

$$b = 3200 \text{ mm} - 2 \cdot 55 \text{ mm} - 12 \text{ mm} = 3078 \text{ mm}$$

$$\omega_{wd,req} = \rho_w \cdot f_{yd}/f_{cd} = 0,55/100 \cdot 43,48/2 = 0,12$$

$$\omega_{wd,req} = 0,12 \geq \max\left(0,038; \frac{2}{3} 0,18\right) = 0,12 \rightarrow \text{strižna armatura zadošča za objetje}$$

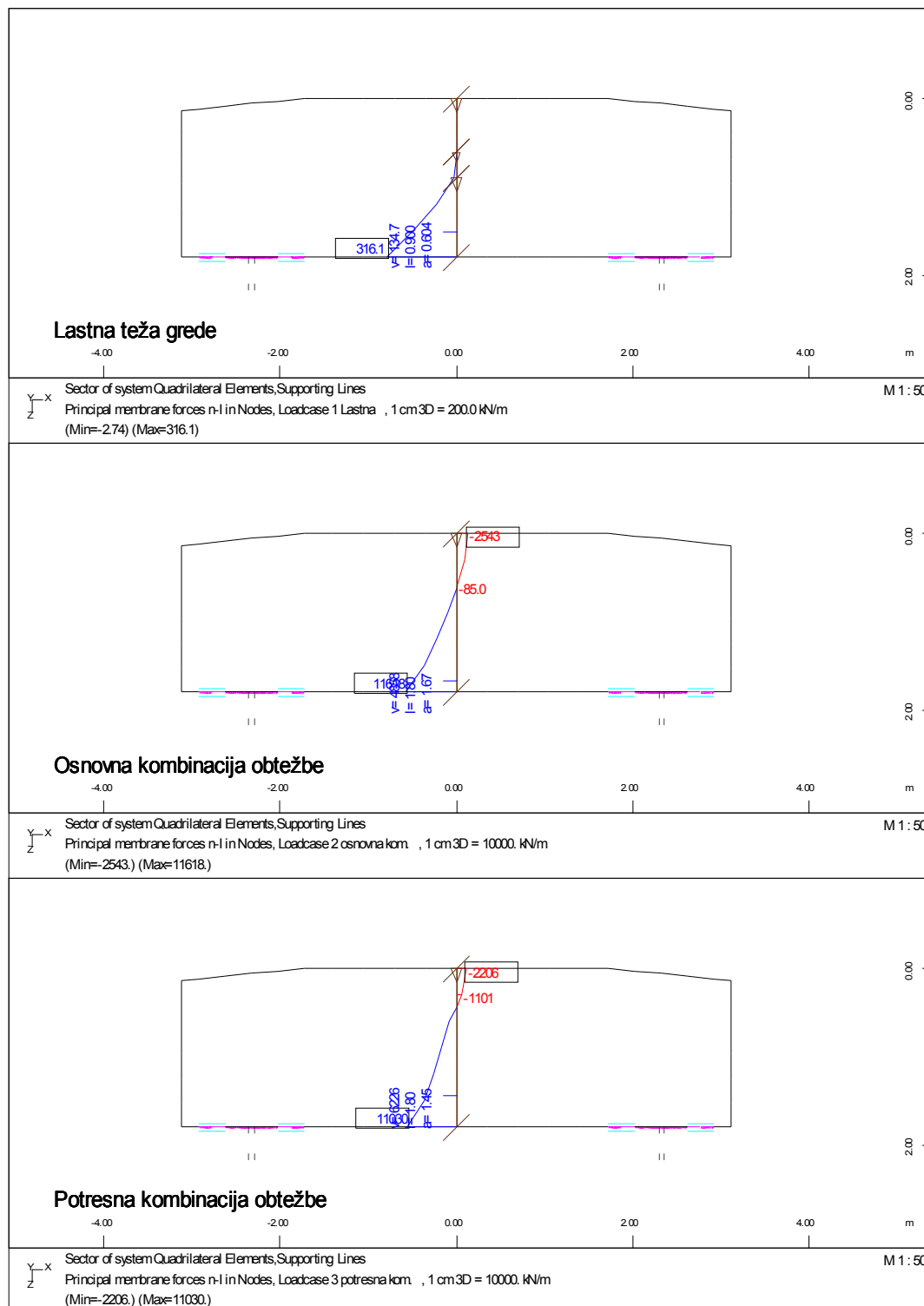
### 3.2.7.2.3 Shema armature



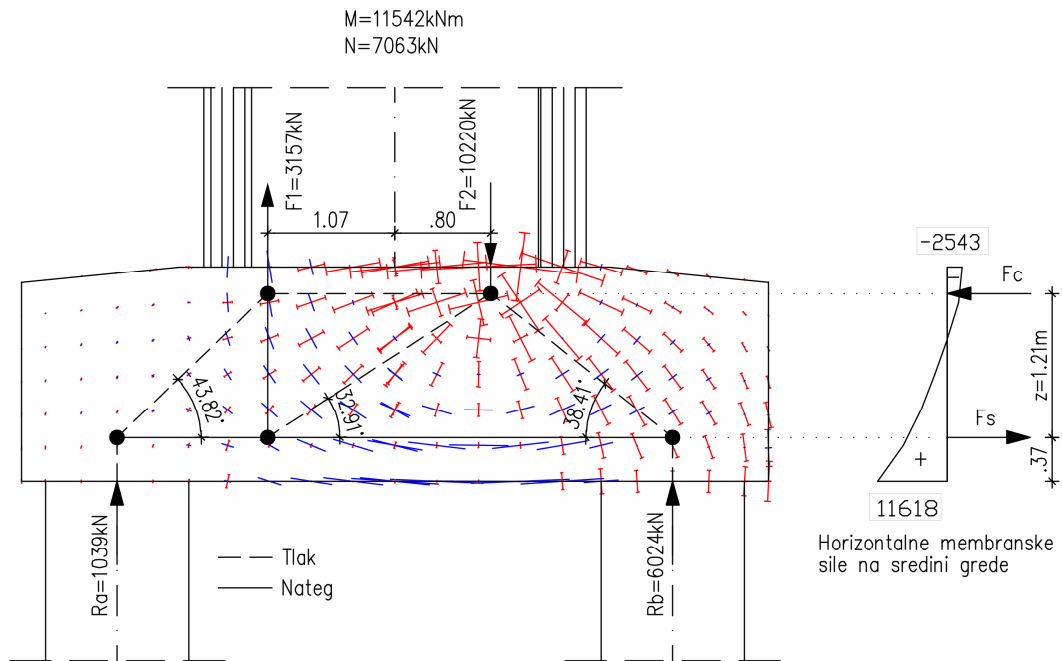
Slika 59: Shematski prikaz armature vpetega stebra v prekladno konstrukcijo

### 3.2.7.3 Dimenzioniranje pilotne grede

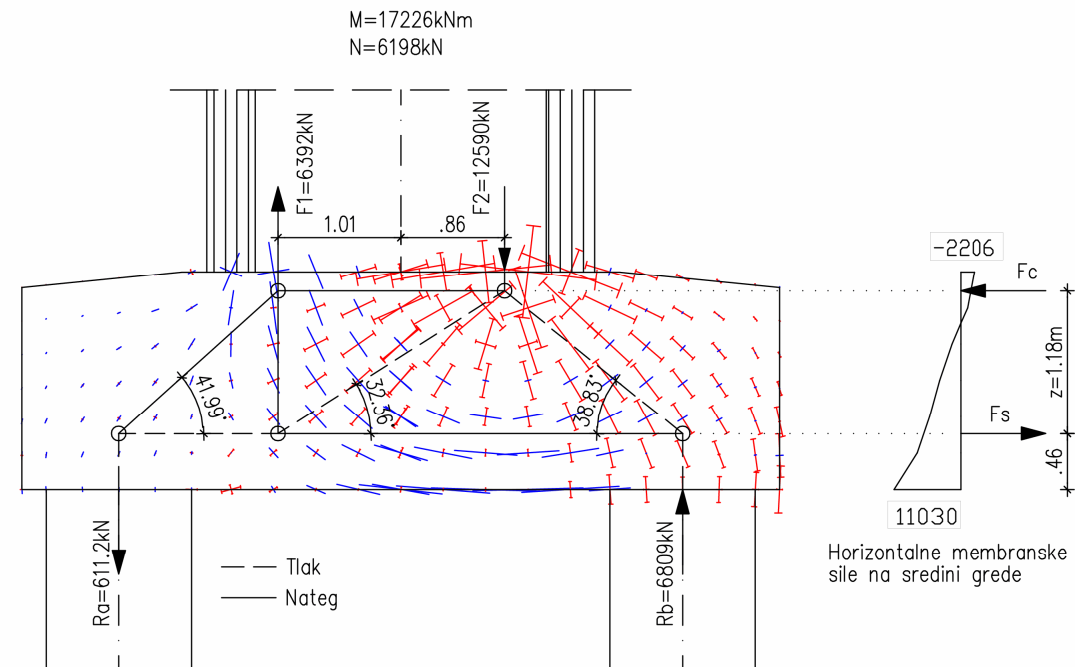
Za dimenzioniranje pilotne grede sta merodajni kombinaciji (1) in (3).



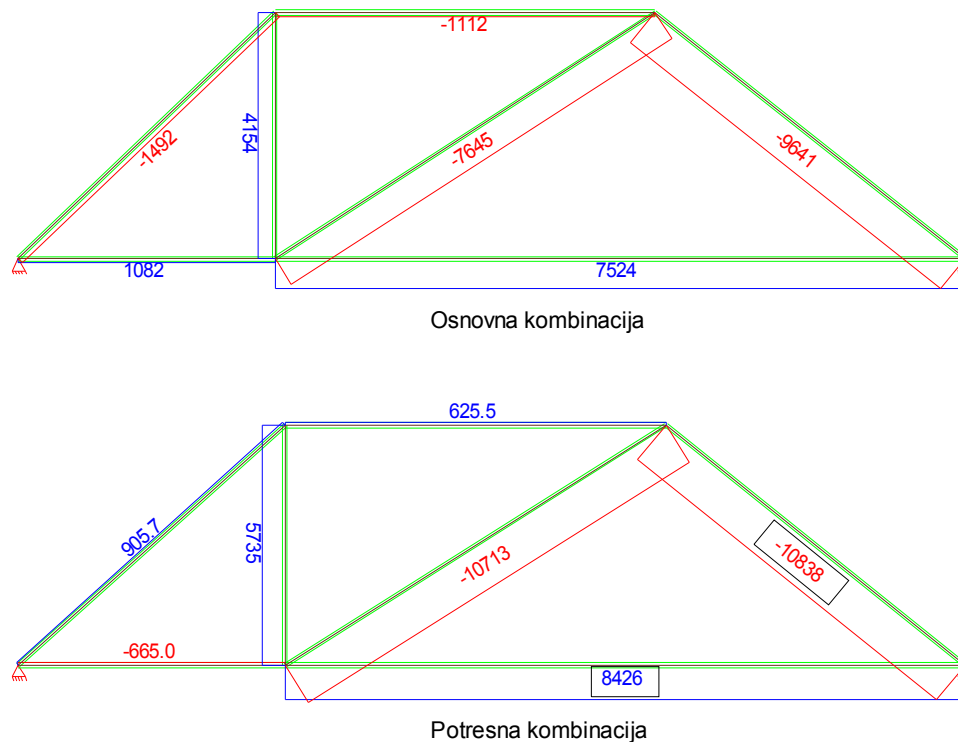
Slika 60: Horizontalne membranske sile na sredini grede za posamezne obtežbe



Slika 61: Model paličja pilotne grede za osnovno kombinacijo obtežbe



Slika 62: Model paličja pilotne grede za potresno kombinacijo obtežbe



Slika 63: Osne sile v paličju pri posamezni kombinaciji obtežbe

### 3.2.7.3.1 Vzdolžna armatura

$$F_{s,komb} = 8426 \text{ kN/m}$$

$$F_{s,grede} = 135 \text{ kN/m} \cdot b = 216 \text{ kN (Slika 60, Lastna teža grede)}$$

$$b = 1,60 \text{ m} \quad \text{širina pilotne grede}$$

$$F_s = F_{s,komb} + \gamma_G F_{s,grede} = 8426 + 1,35 \cdot 216 = 8718$$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} = \frac{8718 \cdot 1,15}{50} = 200,5 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $33\phi 28$  ( $A_{s,dej} = 203,2 \text{ cm}^2$ ).

Vzdolž cele dolžine grede mora znašati minimalna armatura  $\rho_{b,min} = 0,4\%$  (EN 1998-1, točka 5.8.2 (5))

- **Spodaj**

$$\rho_b = \frac{A_s}{A_c} 100\% = \frac{203,20 \text{ cm}^2}{180 \text{ cm} \cdot 160 \text{ cm}} \cdot 100\% = 0,71\% > \rho_{b,min} = 0,4\%$$

- **Zgoraj**

Zgoraj upoštevam minimalno armaturo,

$$\rho_{b,\min} = 0,4\% \rightarrow 0,004A_c = 115,2 \text{ cm}^2$$

Izberem armaturo  $24\phi 25$  ( $A_{s,\text{dej}} = 117,81 \text{ cm}^2$ ).

### 3.2.7.3.2 Prečna armatura

Prečna armatura računsko ni potrebna, ker je steber dovolj širok in pilotna greda dovolj visoka, da se obtežba lahko prenaša neposredno na pilota.

Minimalna strižna armatura mora znašati:

$$\rho_{w,\min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} = (0,08\sqrt{30})/500 = 0,088\%$$

$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) = 4,52/(20 \cdot 160 \cdot 1) = 0,14\%$$

Izberem stremena  $4\phi 12$  ( $A_{sw} = 4,52 \text{ cm}^2$ ), ter razdaljo med stremeni  $s = 20 \text{ cm}$ .

### 3.2.7.3.3 Računska sidrna dolžina

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}$$

$$\alpha_1 = 0,7$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi = 1 - 0,15(70 - 28)/28 = 0,78$$

$$c_d = \min(a/2, c_1, c) = \min(70 \text{ mm}, 72 \text{ mm}, 72 \text{ mm}) = 70 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda$$

$$\lambda = \left( \sum A_{st} - \sum A_{st,\min} \right) / A_s$$

$$K = 0,1 \rightarrow \text{za palice v vogalu}$$

$$K = 0,05 \rightarrow \text{za ostale palice}$$

$$\sum A_{st,\min} = 0,25A_s \rightarrow \text{velja za grede}$$

$$\alpha_3 = 1 - 4 \cdot 3 \cdot 0,1 \cdot \frac{3,80 - 0,25 \cdot 6,16}{6,16} - 7 \cdot 3 \cdot 0,05 \cdot \frac{3,80 - 0,25 \cdot 6,16}{6,16}$$

$$\alpha_3 = 0,17 < 0,7 \rightarrow 0,7$$

$$\alpha_4 = 1,0 \rightarrow \text{ni varjenih palic}$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_2\alpha_3\alpha_5 = 0,55 < 0,7 \rightarrow 0,7$$

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) = (28/4)(434,78/3) = 1014,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow \text{polno izkoriščena palica}$$



$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,33 = 3 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 1,0 \rightarrow$  dobri pogoji sidranja

$\eta_2 = 1,0 \rightarrow \phi \leq 32 \text{ mm}$

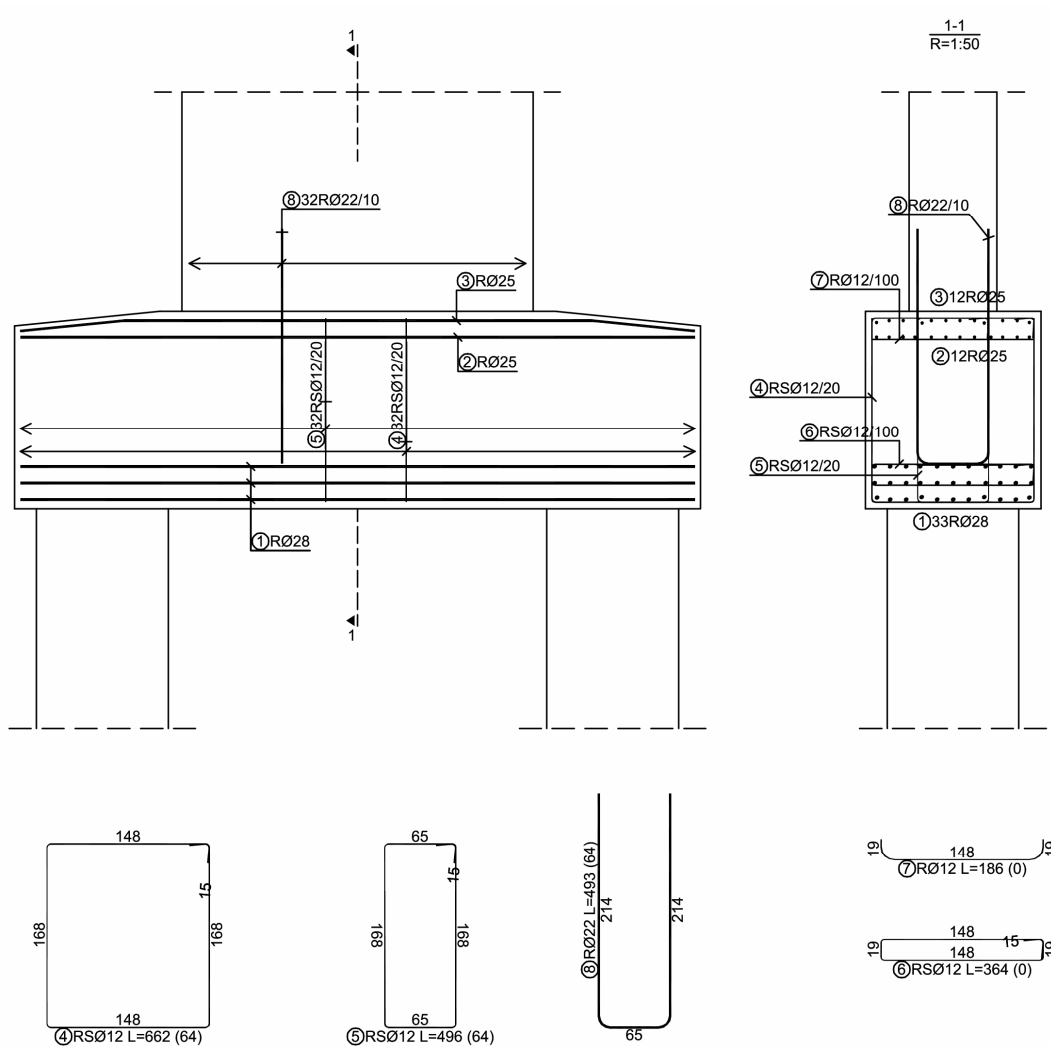
$$f_{ctd} = \alpha_{ct}f_{ctk,0,05}/\gamma_C = 1,0 \cdot 2,0 \text{ MPa}/1,5 = 1,33 \text{ MPa}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1014,5 = 710,15 \text{ mm} > l_{b,min} = 304,35 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} = \max\{304,35; 280; 100\} = 304,35 \text{ mm}$$

Izberem sidrno dolžino  $l_{bd} = 71 \text{ cm}$ .

### 3.2.7.3.4 Shema armature



Slika 64: Shematski prikaz armature v pilotni gredi

### 3.2.7.4 Dimenzioniranje pilotov

Za dimenzioniranje pilotov sta merodajni kombinaciji (1) in (3).

Preglednica 21: Notranje količine na vrhu pilota pri posamezni kombinaciji obtežbe

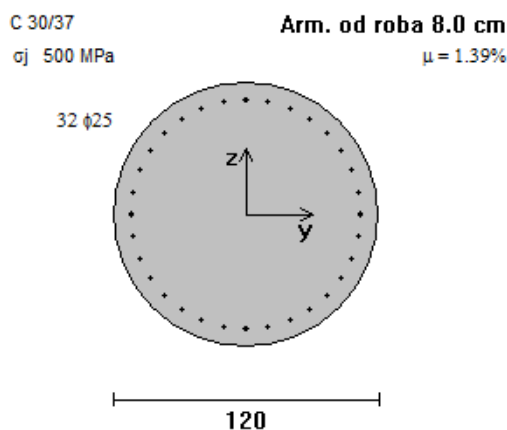
Kombinacije	$N_d$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{zd}$ [kNm]
Osnovna (1)	-8201	-3514	1744
Potresna (3)			
Komb. 1	-5820	-3027	723,1
Komb. 2	128,8	1841	-408,1

Preglednica 22: Notranje količine na stiku dveh zemljin pri posamezni kombinaciji obtežbe

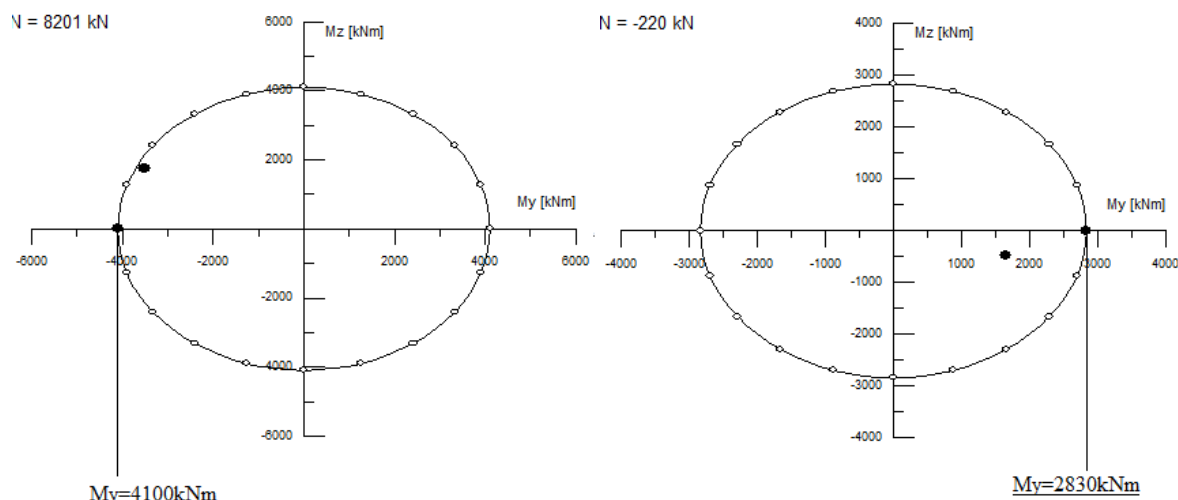
Kombinacije	$N_d$ [kN]	$M_{yd}$ [kNm]	$M_{zd}$ [kNm]
Osnovna (1)	220	1647	-471
Potresna (3)			
Komb. 1	-905	-673	-905
Komb. 2	359	-1260	1119

#### 3.2.7.4.1 Upogibna armatura

- **Vzdolžna armatura v področju plastičnih členkov**



Slika 65: Prečni prerez in izbrana armatura v pilotih



Slika 66: Interakcijska diagrama pri osnovni kombinaciji obtežbe, zgoraj in spodaj

• **Vzdolžna armatura izven področja plastičnih členkov**

Izven področja plastičnih členkov armiram z minimalno armaturo v skladu s točko 9.8.5 standarda EN 1992-1-1:

$$A_c > 1,0 \text{ m}^2 \rightarrow A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$$

$$A_s = 0,0025 \cdot 11309,7 \text{ cm}^2 = 28,27 \text{ cm}^2$$

Pri tem upoštevam minimalni premer ( $\phi 16$ ) in minimalno razdaljo med palicami (20 cm).

Izberem armaturo  $16\phi 16$  ( $A_{s,dej} = 32,17 \text{ cm}^2$ ).

3.2.7.4.2 Strižna armatura v področju plastičnih členkov

Pri dimenzioniranju upoštevam metodo načrtovanja nosilnosti, s katero preprečim krhko porušitev pilotov in celotne konstrukcije.

Strižno silo določim na osnovi upogibne nosilnosti pilota.

$$M_o = \gamma_o M_{Rd}$$

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} = \frac{8201}{11309,7 \cdot 3,0} = 0,24 > 0,1 \rightarrow \gamma_o = 1,35(1 + 2(\eta_k - 0,1)^2) = 1,40$$

$$M_{o,zgoraj} = \gamma_o M_{Rd,zgoraj} = 1,40 \cdot 4100 = 5740 \text{ kNm}$$

$$M_{o,spodaj} = \gamma_o M_{Rd,spodaj} = 1,40 \cdot 2830 = 3962 \text{ kNm}$$

$$V_C = \frac{M_{Rd,zgoraj} + M_{Rd,spodaj}}{H_p} = \frac{5740 + 3962}{6,00} = 1617 \text{ kN}$$

$H_p$  medsebojna razdalja plastičnih členkov

• **Projektna strižna odpornost pilota brez strižne armature**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] d_e d_e$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12$$

Za efektivno višino prereza upoštevam razpokan prerez po naslednji enačbi:

$$d_e = r_s + \frac{2r_s}{\pi} = 524,5 + \frac{2 \cdot 524,5}{\pi} = 858,41 \text{ mm}$$

$$r_s = \frac{\phi_{pilot}}{2} - c_{nom} - \phi_{streme} - \frac{\phi_{vzd}}{2} = \frac{1200}{2} - 45 - 18 - \frac{25}{2} = 524,5 \text{ mm}$$

$r_s$  polmer do osi vzdolžnih palic

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{d_e d_e} = \frac{0,5 \cdot 32 \cdot 4,91}{85,84 \cdot 85,84} = 0,011$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_e}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{858,41}} = 1,48 < 2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{8201 \text{ (tlak)}}{1,131 \cdot 1000} = 7,25 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \frac{30}{1,5} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,48 \cdot (1,1 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 4,0] \cdot 858,41 \cdot 858,41/1000 = 861,88 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c} < V_C = 1617 \text{ kN} \rightarrow$  celotno prečno silo prevzamejo stremena.

• **Projektna strižna nosilnost pilota s strižno armaturo**

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$z \cong 0,9 d_e = 0,9 \cdot 85,84 \text{ cm} = 77,26 \text{ cm}$$

Izberem okrogla stremena  $\phi 18/10 \text{ cm}$  ( $A_{sw} = 5,09 \text{ cm}^2$ ).

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 2,54}{10} \cdot 77,26 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot \cot 45^\circ = 1706,35 \text{ kN}$$

Minimalna količina krožnih stremen:

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

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

Pri tem so:

$A_c$  ploščina prereza

$A_{cc}$  ploščina objetega jedra prereza

$\omega_{w,min}$  koeficient, ki znaša za duktilen odziv 0,18

$\lambda$  koeficient, ki znaša za duktilen odziv 0,37

$\rho_L$  delež vzdolžne armature

$D_{sp}$  premer kroga stremen, merjeno od sredine stremen

$A_{sp}$  ploščina stremen

$$D_{sp} = \phi_{pilot} - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{streme} = 120 - 2 \cdot 4,5 - 1,8 = 109,2 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi \phi_{pilot}^2}{4} = \frac{\pi 120^2}{4} = 11309,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = \frac{\pi D_{sp}^2}{4} = \frac{\pi 109,2^2}{4} = 9365,59 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{w,req} = \frac{11309,73}{9365,59} 0,37 \cdot 0,24 + 0,13 \frac{50 \cdot 1,5}{3 \cdot 1,15} (0,011 - 0,01) = 0,11$$

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \cdot 0,11; 0,18) = 0,18$$

$$\omega_{wd,c} = \frac{4 A_{sp} f_{yd}}{s_L D_{sp} f_{cd}} = \frac{4 \cdot 2,54}{10 \cdot 109,2} \cdot \frac{50 \cdot 1,5}{3 \cdot 1,15} = 0,20$$

$$\omega_{wd,c} = 0,20 > 0,18$$

Maksimalna razdalja med stremeni vzdolž pilota:

$$s_L = \min\{6d_{bL}; b_{min}/5\} = \min\{6 \cdot 2,5; 109,2/5\} = 15 \text{ cm}$$

$b_{min}$  dimenzija betonskega jedra do sredine stremena

$$b_{min} = D_{sp}$$

Maksimalna razdalja med stremeni vzdolž pilota glede na uklon vzdolžnih palic:

$$s_L \leq \delta d_{bL}$$

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

$$f_{tk}/f_{yk} = 1,35 \quad (\text{EN 1992-1-1, preglednica C1})$$

$$\delta = 2,5 \cdot 1,35 + 2,25 = 5,625$$

$$s_L = 10 \text{ cm} < \delta d_{bL} = 5,625 \cdot 2,5 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

Strižno armaturo upoštevam na vrhu pilota na razdalji  $2d$  od dna pilotne grede in na območju dolžine  $2d$  na vsako stran od mesta stika dveh slojev zemljin (EN 1998-1, točka 5.8.4 (1)).

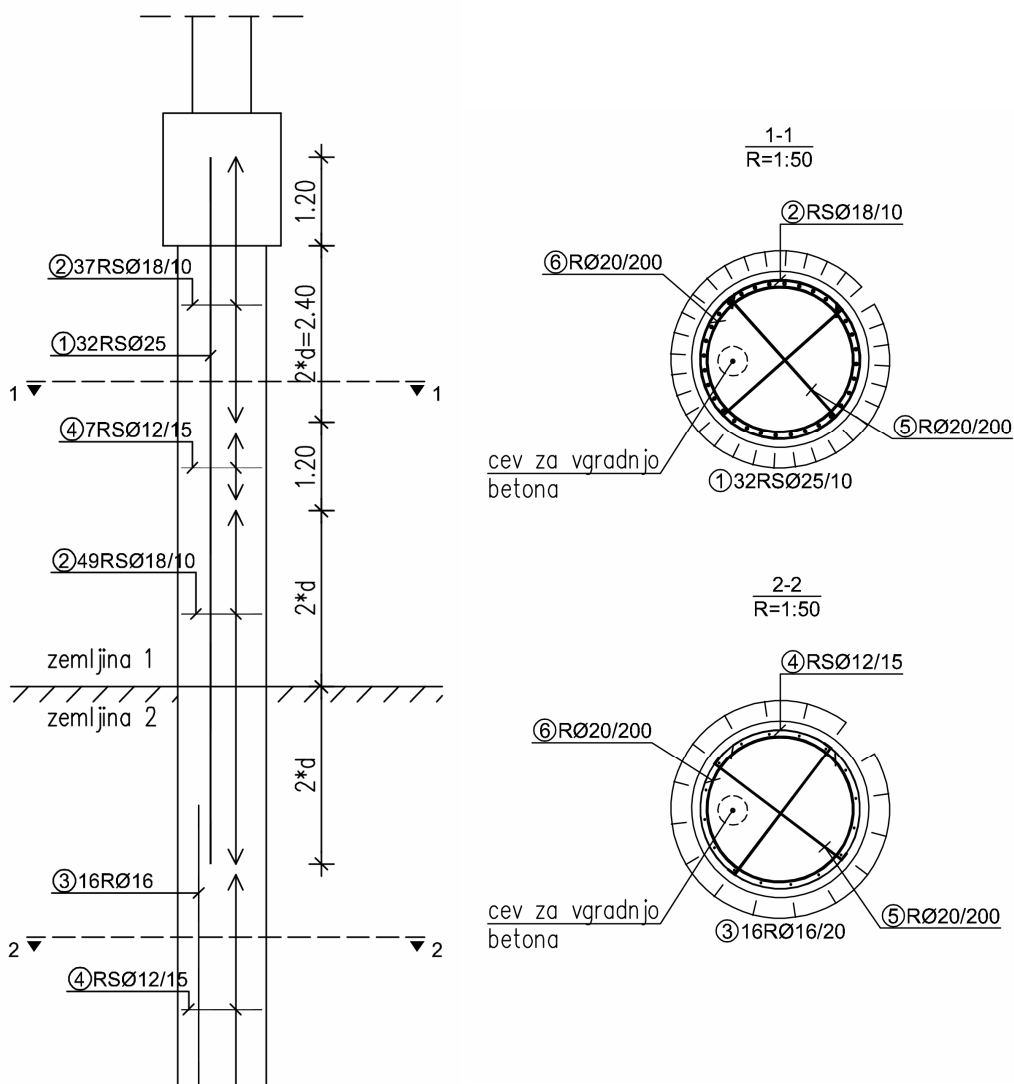
Izven območja plastičnih členkov pa upoštevam minimalno strižno armaturo.

$$s_{cl,max} = \min\{12\phi_{vzd,min}; \phi_{pilot}; 300 \text{ mm}\}$$

$$s_{cl,max} = \min\{12 \cdot 16 \text{ mm}; 1200 \text{ mm}; 300 \text{ mm}\} = 192 \text{ mm}$$

Izberem spiralno armaturo  $\phi 12/15 \text{ cm}$ .

### 3.2.7.4.3 Shema armature



Slika 67: Shematski prikaz armature v pilotu

### 3.2.7.5 Ležišča

Izberem elastomerna ležišča, ki jih v skladu s standardom EN 1337 izračunam posebej za opornika in stebre. Pri tem upoštevam osnovno (1) in potresno (3) kombinacijo obtežbe.

V preglednici so prikazani najneugodnejši rezultati, ki so upoštevani pri kontroli ležišč. Pri vsaki kontroli je izbrana merodajna kombinacija iz preglednice.

Preglednica 23: Vertikalna sila, horizontalni pomik in rotacija ležišč nad opornikoma

Kombinacija		V [kN]	$v_x$ [mm]	$\alpha$ [mrad]
Osnovna	MAX	-214,3	30,1	0,167
		-296,1	59	0,034
	MIN	-2282,6	55,3	0,15
Potresna	MAX	-791,8	3	0,225
		-1075,9	40,3	0,202
	MIN	-791,8	39,9	0,118
$G_{min}$		-646		

Preglednica 24: Vertikalna sila, horizontalni pomik in rotacija ležišč nad stebri

Kombinacija		V [kN]	$v_x$ [mm]	$\alpha$ [mrad]
Osnovna	MAX	-592	9,5	1,728
		-925,5	25,6	0,903
	MIN	-7281,2	15	1,263
Potresna	MAX	-1612,4	2,9	1,008
		-4232,9	12,4	0,108
		-1557,1	19	0,549
$G_{min}$		-1619,6		

Preglednica 25: Kontrole pri dimenzioniranju ležišč

Omejitev glede distorzije	$\varepsilon = K_L(\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d}) < 7, \varepsilon_q < 1$
Zdrs pločevine ležišča	$t_s = \frac{2,6F_z t_i}{A_r f_y}$
Rotacija ležišča	$\sum v_z \geq \frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r}$
Stabilnost ležišča	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2G a' S_1}{3T_e}$
Zdrs ležišča	$F_{xy} \leq \mu_e F_z, \frac{F_z G_{min}}{A_r} \geq 3 \text{MPa}$

Pri tem so:

$K_L$  koeficient enak 1

$\varepsilon_c, \varepsilon_q, \varepsilon_\alpha$  deformacije zaradi vertikalne sile, horizontalnega pomika in rotacije prekladne k.

$F_z$  maksimalna vertikalna sila

$F_{z,G_{min}}$  minimalna reakcija v ležiščih pri stalni obtežbi

$t_i$  debelina elastomera

$t_s$  debelina jeklene pločevine

$A_r$  efektivna tlorisna površina elastomera

$f_y$  natezna trdnost jekla

$a', b'$  horizontalni dimenziji elastomera

$\alpha_a$  rotacija v smeri dimenzije  $a'$

$\alpha_b$  rotacija v smeri dimenzije  $b'$

$K_r$  koeficient enak 3

$\sum v_z$  vsota vertikalnih deformacij zaradi sile  $F_z$

$G$  strižni modul elastomera, ki znaša 0,9 MPa

$S_1$  faktor oblike najdebelejše plasti elastomera

$T_e$  celotna debelina elastomera

$\mu_e$  koeficient trenja med ležiščem in konstrukcijo



### 3.2.7.5.1 Minimalna površina ležišč

Minimalno dimenzijo ležišč določim na osnovi povprečne tlačne napetosti v ležišču, ki mora znašati med 20 in 25 MPa.

- **Ležišča nad oporniki**

$$A' > \frac{V_{\max}}{25 \text{ MPa}} = \frac{2282,6}{25 \cdot 1000} = 0,091 \text{ m}^2$$

- **Ležišča nad stebri**

$$A' > \frac{V_{\max}}{25 \text{ MPa}} = \frac{7281,2}{25 \cdot 1000} = 0,291 \text{ m}^2$$

### 3.2.7.5.2 Višina ležišča

- **Ležišča nad oporniki**

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1 \rightarrow T_q \geq 59 \text{ mm}$$

Izberem višino ležišč

$$T_e = nt_i + 2e = 4 \cdot 12 \text{ mm} + 2 \cdot 6 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$n$  število notranjih elastomerov

$t_i$  debelina elastomera

$e$  debelina zaščitnega sloja (za tip B je  $t_i/2$ )

- **Ležišča nad stebri**

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1 \rightarrow T_q \geq 25,6 \text{ mm}$$

Izberem višino ležišč

$$T_e = nt_i + 2e = 3 \cdot 16 \text{ mm} + 2 \cdot 8 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$$

### 3.2.7.5.3 Izbira dimenzij ležišč

- **Ležišča nad oporniki**

Najprej izračunam največjo dovoljeno površino, ki izhaja iz pogoja za minimalni tlak v ležišču. Ta znaša 3 MPa.

$$A' \leq \frac{G_{\min}}{3 \text{ MPa}} = \frac{646}{3 \cdot 1000} = 0,215 \text{ m}^2$$

Izberem ležišče dimenzij  $a/b = 400/400$  ( $A = 0,16 \text{ m}^2$ )

Če upoštevam 5 mm odmik od roba ležiščne plošče do elastomera, znašajo dimenzije elastomera  $a'/b' = 390/390$ , ter površina  $A' = 0,152 \text{ m}^2 < 0,215 \text{ m}^2$ .

$$A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{a'}\right) = 0,152 \left(1 - \frac{59}{390}\right) = 0,129 \text{ m}^2 > 0,091 \text{ m}^2$$

- **Ležišča nad stebri**

$$A' \leq \frac{G_{\min}}{3 \text{ MPa}} = \frac{1619,6}{3 \cdot 1000} = 0,540 \text{ m}^2$$

Izberem ležišče dimenzij  $a/b = 600/600$  ( $A = 0,36 \text{ m}^2$ )

Dimenzije elastomera tako znašajo  $a'/b' = 590/590$ , ter površina  $A' = 0,348 \text{ m}^2 < 0,540 \text{ m}^2$ .

$$A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{a'}\right) = 0,348 \left(1 - \frac{25,6}{590}\right) = 0,333 \text{ m}^2 > 0,291 \text{ m}^2$$

#### 3.2.7.5.4 Stabilnost

- **Ležišča nad oporniki**

$$S_1 = S = \frac{a'b'}{2t(a' + b')} = \frac{0,39 \cdot 0,39}{2 \cdot 0,012 \cdot (0,39 + 0,39)} = 8,13$$

Povprečna napetost:

$$\sigma_m = \frac{V_{\max}}{A_r} = \frac{2282,6}{0,131 \cdot 1000} = 17,49 \text{ MPa}$$

$$A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{b'}\right) = 0,152 \left(1 - \frac{55,3}{390}\right) = 0,131$$

Dovoljena napetost:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2a'GS_1}{3T_e} = \frac{2 \cdot 0,39 \cdot 0,9 \cdot 8,13}{3 \cdot 0,06} = 31,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 17,49 \text{ MPa} < \sigma_{\text{lim}} = 31,71 \text{ MPa}$$

- **Ležišča nad stebri**

$$S_1 = S = \frac{a'b'}{2t(a' + b')} = \frac{0,59 \cdot 0,59}{2 \cdot 0,016 \cdot (0,59 + 0,59)} = 9,22$$

Povprečna napetost:

$$\sigma_m = \frac{V_{\max}}{A_r} = \frac{7281,2}{0,339 \cdot 1000} = 21,46 \text{ MPa}$$

$$A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{b'}\right) = 0,348 \left(1 - \frac{15}{590}\right) = 0,339$$

Dovoljena napetost:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2\alpha'GS_1}{3T_e} = \frac{2 \cdot 0,59 \cdot 0,9 \cdot 9,22}{3 \cdot 0,064} = 51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 21,46 \text{ MPa} < \sigma_{\text{lim}} = 51 \text{ MPa}$$

### 3.2.7.5.5 Kontrola deformacije

#### • Ležišča nad oporniki

Izberem merodajno kombinacijo iz preglednice in preverim naslednji pogoj:

$$\varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{qd}} + \varepsilon_{\alpha d} < 7$$

$$\varepsilon_{\text{cd}} = \frac{1,5F_z}{GA_rS} = \frac{1,5 \cdot 2282,6}{0,9 \cdot 0,131 \cdot 8,13 \cdot 1000} = 3,58$$

$$\varepsilon_{\text{qd}} = \frac{v_x}{T_q} = \frac{55,3 \cdot 10^{-3}}{0,06} = 0,92$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{a'^2 \alpha_b t_i}{2 \sum t_i^3} = \frac{0,39^2 \cdot 3,15 \cdot 10^{-3} \cdot 0,012}{2 \cdot (4 \cdot 0,012^3 + 2 \cdot 0,006^3)} = 0,39$$

$$\alpha_a = 0,00315 \text{ rad} = 0,00015 + 0,003 \text{ deformacija pri namestitvi ležišča}$$

$$\varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{qd}} + \varepsilon_{\alpha d} = 3,58 + 0,92 + 0,39 = 4,90 < 7$$

#### • Ležišča nad stebri

$$\varepsilon_{\text{cd}} = \frac{1,5F_z}{GA_rS} = \frac{1,5 \cdot 7281,2}{0,9 \cdot 0,339 \cdot 9,22 \cdot 1000} = 3,88$$

$$\varepsilon_{\text{qd}} = \frac{v_x}{T_q} = \frac{15 \cdot 10^{-3}}{0,064} = 0,23$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{a'^2 \alpha_a t_i}{2 \sum t_i^3} = \frac{0,59^2 \cdot 4,26 \cdot 10^{-3} \cdot 0,016}{2 \cdot (3 \cdot 0,016^3 + 2 \cdot 0,008^3)} = 0,89$$

$$\alpha_a = 0,00426 \text{ rad} = 0,00126 + 0,003 \text{ deformacija pri namestitvi ležišča}$$

$$\varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{qd}} + \varepsilon_{\alpha d} = 3,88 + 0,23 + 0,89 = 5 < 7$$

### 3.2.7.5.6 Rotacijska stabilnost

#### • Ležišča nad oporniki

Izberem merodajno kombinacijo iz preglednice in preverim pogoj:

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left( \frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r}$$

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left( \frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{214 \cdot 5 \cdot 0,012}{1000 \cdot 0,152} \left( \frac{1}{5 \cdot 0,9 \cdot 8,13^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,00035 \text{ m}$$

$$\frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r} = \frac{0,39 \cdot 3,16 \cdot 10^{-3} + 0,39 \cdot 0,0}{3} = 0,00041 \text{ m}$$

$$\alpha_a = 0,000159 + 0,003 = 0,00316 \text{ rad}$$

$$v_z = 0,35 \text{ mm} < 0,41 \text{ mm} \rightarrow \text{razlika} = 0,06 \text{ mm} \cong 0 \text{ m}$$

• **Ležišča nad stebri**

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left( \frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{592 \cdot 4 \cdot 0,016}{1000 \cdot 0,348} \left( \frac{1}{5 \cdot 0,9 \cdot 9,22^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,00034 \text{ m}$$

$$\frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r} = \frac{0,590 \cdot 0,00473 + 0,590 \cdot 0,0}{3} = 0,00093 \text{ m}$$

$$\alpha_a = 0,00173 + 0,003 = 0,00473 \text{ rad}$$

$$v_z = 0,34 \text{ mm} < 0,93 \text{ mm} \rightarrow \text{razlika} = 0,59 \text{ mm} \cong 0 \text{ m}$$

Zaradi majhne razlike je upoštevano, da je pogoj izpolnjen.

3.2.7.5.7 Kontrola na zdrs

• **Ležišča nad oporniki**

Izberem merodajno kombinacijo iz preglednice in preverim pogoj:

$$F_x = \frac{v_x Gab}{T_e} \leq \mu_e F_z$$

$$F_x = \frac{58,9 \cdot 0,9 \cdot 0,39 \cdot 0,39}{0,06} = 134,38 \text{ kN}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 \cdot 0,6}{2,38} = 0,48$$

$$K_f = 0,6 \text{ (za beton)}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_{\min}}{A_r} = \frac{307,5}{0,129 \cdot 1000} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$A_r = A' \left( 1 - \frac{v_x}{\alpha'} \right) = 0,152 \left( 1 - \frac{58,9}{390} \right) = 0,129 \text{ m}^2$$

$$F_x = \frac{v_x Gab}{T_e} = 134,38 \text{ kN} \leq \mu_e F_z = 0,48 \cdot 307,5 \text{ kN} = 146,97 \text{ kN}$$

- **Ležišča nad stebri**

$$F_x = \frac{25,6 \cdot 0,9 \cdot 0,59 \cdot 0,59}{0,064} = 125,35 \text{ kN}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 \cdot 0,6}{2,78} = 0,42$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_{\min}}{A_r} = \frac{925,5}{0,333 \cdot 1000} = 2,78 \text{ MPa}$$

$$A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{a'}\right) = 0,348 \left(1 - \frac{25,6}{590}\right) = 0,333 \text{ m}^2$$

$$F_x = \frac{v_x Gab}{T_e} = 125,35 \text{ kN} \leq \mu_e F_z = 0,42 \cdot 925,5 \text{ kN} = 392,24 \text{ kN}$$

### 3.2.7.5.8 Debelina jeklene pločevine

- **Ležišča nad oporniki**

$$t_s \geq \frac{2,6F_z t_i}{A_r f_y}$$

$$2,6t_i = K_p(t_1 + t_2)$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$t_s = \frac{2,6 \cdot 2282,6 \cdot 0,012}{0,131 \cdot 235 \cdot 1000} = 0,0023 \text{ m}$$

$$A_r = 0,152 \left(1 - \frac{55,3}{390}\right) = 0,131 \text{ m}^2$$

Debelina pločevine znaša 3 mm.

- **Ležišča nad stebri**

$$t_s = \frac{2,6 \cdot 7281,2 \cdot 0,016}{0,339 \cdot 235 \cdot 1000} = 0,0038 \text{ m}$$

$$A_r = 0,348 \left(1 - \frac{15}{590}\right) = 0,339 \text{ m}^2$$

Debelina pločevine znaša 4 mm.

### 3.2.7.5.9 Izbrane dimenzije ležišč

- **Ležišča nad oporniki**

$$h = T_e + (n + 1) \cdot t_s = 60 + (4 + 1) \cdot 3 = 75 \text{ mm}$$

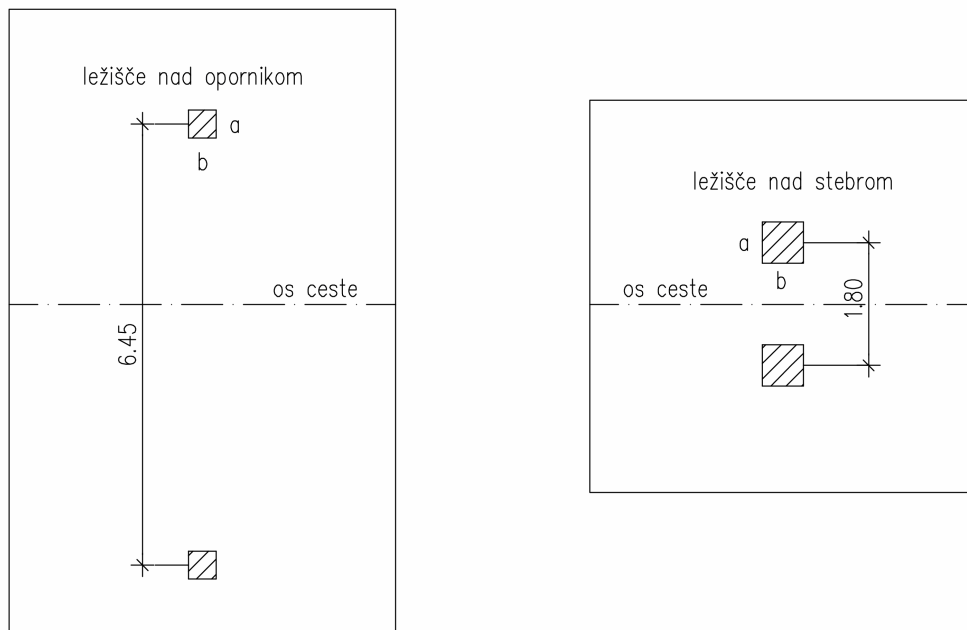
ležišče:  $a/b/h = 400/400/75$  mm

• **Ležišča nad stebri**

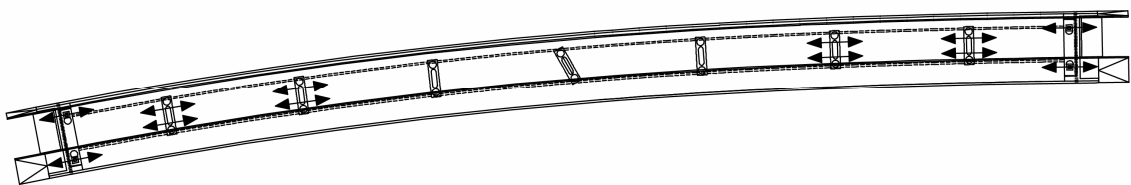
$$h = T_e + (n + 1) \cdot t_s = 64 + (3 + 1) \cdot 4 = 80 \text{ mm}$$

ležišče:  $a/b/h = 600/600/80$  mm

**Predhodno predpostavljene dimenzije ležišč so pravilne.**



Slika 68: Shematski prikaz ležišč v tlorisu



Slika 69: Razporeditev ležišč ter smeri omogočenih pomikov



## 4 VIRI

Saje, F., Lopatič, J. 2008. Projektiranje betonskih mostov v skladu s standardom SIST EN 1992-2. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 83 str.

Isaković, T. 2008. Projektiranje potresno odpornih mostov po pravilih iz Evrokoda 8/2. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 60 str.

Fischinger, M. 2008. Temeljna znanja in principi projektiranja potresnoodpornih armiranobetonskih konstrukcij. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 33 str.

DODATEK C (normativno), Osnove projektiranja – dopolnilni člen k ENV 1991-1 za cestne premostitvene objekte.

Setra: Laminated elastomeric bearings - Use on bridges, viaducts and similar structures.

[http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US\\_0925A\\_Laminated\\_elastomeric\\_bearings\\_aaef.pdf](http://www.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/US_0925A_Laminated_elastomeric_bearings_aaef.pdf) (21.7.2010).

Standardi:

Eurocode 0: Basis of structural design, 2001.

Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads, 2002.

Eurocode 1: Actions on structures – Parts 1-4: General action – Wind actions, 2005.

Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions, 2002.

Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, 2003.

Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.

Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules, 2004.

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings, 2003.

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges, 2004.

EN 1337-3: Structural bearings, Elastomeric bearings, 2005.