

2/1-1.9.1 НАСЛОВНА СТРАНА

2/1-1.9 ПРОЈЕКАТ НАДВОЖЊАК НА КМ 89+315,15

Инвеститор:	„Инфраструктура Железнице Србије“ а.д. Немањина 6/4, Београд
Објекат:	Модернизација, реконструкција и изградња пруге Београд - Суботица државна граница (Келебија), деоница пруге Нови Сад - Суботица - државна граница (Келебија), у Новом Саду, Кисачу, Степановићеву, Змајеву, Врбасу, Ловћенцу, Малом Иђошу, Бачкој Тополи, Жеднику, Наумовићеву и Суботици, К.О. Нови Сад I, К.О. Нови Сад IV, К.О. Кисач,, К.О. Руменка, К.О. Степановићево, К.О. Ченеј, К.О. Бачко Добро Поље, К.О. Врбас, К.О. Врбас - град, К.О. Змајево, К.О. Куцура, К.О. Ловћенац, К.О. Мали Иђош, К.О. Фекетић, К.О. Бачка Топола, К.О. Бачка Топола - Град, К.О. Мали Београд, К.О. Биково, К.О. Доњи Град, К.О. Жедник, К.О. Нови Град, К.О. Палић, К.О. Стари Град, на катастарским парцелама према списку приложеном у Главној свесци
Врста техничке документације:	ИДП Идејни пројекат
Назив и ознака дела пројекта:	2/1-1.9 Пројекат Надвожњака на км 89+315,15
За грађење / извођење радова:	Нова градња и реконструкција
Пројектант:	Саобраћајни институт ЦИП, д.о.о Немањина 6/ IV, Београд 351-02-02009/2017-07
Одговорно лице пројектанта:	Генерални директор: Милутин Игњатовић, дипл.инж
Потпис:	
Одговорни пројектант:	Вуле Ристић, дипл.инж. грађ.
Број лиценце:	лиценца бр.310 N095 14
Потпис:	
Број дела пројекта:	2017-728-КОН-2/1-1.9
Место и датум:	Београд, јул 2020.

2/1-1.9.2. САДРЖАЈ

2/1-1.9.1.	Насловна страна
2/1-1.9.2.	Садржај
2/1-1.9.3.	Решење о одређивању одговорног пројектанта
2/1-1.9.4.	Изјава одговорног пројектанта
2/1-1.9.5.	Текстуална документација
2/1-1.9.5.1	Технички извештај
2/1-1.9.6.	Нумеричка документација
2/1-1.9.6.1	Статички прорачун
2/1-1.9.6.2	Предмер и предрачун
2/1-1.9.7.	Графичка документација
2/1-1.9.7.1	Основа коловоза и уподужни пресјек
2/1-1.9.7.2	Попречни пресеци
2/1-1.9.7.3	90-16.80 план производње мостнегреде
2/1-1.9.7.4	90-22.80 план производње мостнегреде

2/1-1.9.3. РЕШЕЊЕ О ОДРЕЂИВАЊУ ОДГОВОРНОГ ПРОЈЕКТАНТА

На основу члана 128 Закона о планирању и изградњи ("Службени гласник РС", бр. 72/09, 81/09 - исправка, 64/10 - УС, 24/11, 121/12, 42/13 - УС, 50/2013 - УС, 98/2013 - УС, 132/14, 145/14, 83/2018, 31/2019 и 37/2019 -др.закон) и одредби Правилника о садржини, начину и поступку израде и начину вршења контроле техничке документације према класи и намени објеката ("Службени гласник РС" бр 73/2019) као:

ОДГОВОРНИ ПРОЈЕКТАНТ

за израду **2/1-1.9 Пројекат Надвожњака на км 89+315,15**, који је део ИДП - Идејног пројекта Модернизација, реконструкција и изградња пруге Београд - Суботица државна граница (Келебија), деоница пруге Нови Сад - Суботица - државна граница (Келебија), у Новом Саду, Кисачу, Степановићеву, Змајеву, Врбасу, Ловћенцу, Мали Иђошу, Бачкој Тополи, Жеднику, Наумовићеву и Суботици, К.О. Нови Сад I, К.О. Нови Сад IV, К.О. Кисач, К.О. Руменка, К.О. Степановићево, К.О. Ченеј, К.О. Бачко Добро Поље, К.О. Врбас, К.О. Врбас - град, К.О. Змајево, К.О. Куцура, К.О. Ловћенац, К.О. Мали Иђош, К.О. Фекетић, К.О. Бачка Топола, К.О. Бачка Топола - Град, К.О. Мали Београд, К.О. Биково, К.О. Доњи Град, К.О. Жедник, К.О. Нови Град, К.О. Палић, К.О. Стари Град, одређује се:

Вуле Ристић, дипл.инж. грађ. _____ 310 N095 14

Пројектант: САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП д.о.о.,
Београд Немањина 6/IV
351-02-02009/2017-07

Одговорно лице/заступник: Генерални директор: Милутин Игњатовић, дипл.инж.

Потпис:



Број техничке документације: 2017 - 728

Место и датум: Београд, мај 2020.год.

2/1-1.9.4. ИЗЈАВА ОДГОВОРНОГ ПРОЈЕКТАНТА ПРОЈЕКТА

Одговорни пројектант пројекта **2/1-1.9 Пројекат Надвожњака на км 89+315,15**, који је део ИДП - Идејног пројекта Модернизација, реконструкција и изградња пруге Београд - Суботица државна граница (Келебија), деоница пруге Нови Сад - Суботица - државна граница (Келебија), у Новом Саду, Кисачу, Степановићеву, Змајеву, Врбасу, Ловћенцу, Мали Иђошу, Бачкој Тополи, Жеднику, Наумовићеву и Суботици, К.О. Нови Сад I, К.О. Нови Сад IV, К.О. Кисач, К.О. Руменка, К.О. Степановићево, К.О. Ченеј, К.О. Бачко Добро Поље, К.О. Врбас, К.О. Врбас - град, К.О. Змајево, К.О. Куцура, К.О. Ловћенац, К.О. Мали Иђош, К.О. Фекетић, К.О. Бачка Топола, К.О. Бачка Топола - Град, К.О. Мали Београд, К.О. Биково, К.О. Доњи Град, К.О. Жедник, К.О. Нови Град, К.О. Палић, К.О. Стари Град

Вуле Ристић, дипл.инж. грађ

ИЗЈАВЉУЈЕМ

1. да је пројекат израђен у складу са Законом о планирању и изградњи, прописима, стандардима и нормативима из области изградње објеката и правилима струке;
2. да је пројекат у свему у складу са начинима за обезбеђење испуњења основних захтева за објекат прописаних елаборатима и студијама

Одговорни пројектант ИДП:	Вуле Ристић, дипл.инж. грађ
Број лиценце:	310 N095 14
Потпис:	
Број техничке документације:	2017 - 728
Место и датум:	Београд, мај 2020.год.

**2/1-1.9.5 ТЕКСТУАЛНА
ДОКУМЕНТАЦИЈА**

2/1-1.9.5.1 Технички опис

ТЕХНИЧКИ ИЗВЕШТАЈ

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ НАДВОЖЊАКА НА км. 89+315.15

1. УВОД

На новој траси двоколосечне пруге Нови Сад - Суботица (мађарска граница), пројектованој за брзину од 200 км/х, уместо постојећег путног прелаза у нивоу, пројектован је нови друмски надвожњак на стационажи пруге км 89+315.15, десног колосека.

Основе за пројектовање су:

- Пројектни задатак
- Подаци о жељезници
- Подаци о путевима
- Геотехнички елаборат
- Остали релевантни пројекти

Укрштање десног колосека пруге и надвожњака је на стационажи км. 89+315.15, Под углом од 87.87°.

2. ДИСПОЗИЦИЈА

Диспозиционо је конструкција надвожњака решена као континуална рамовска конструкција преко пет поља распона 17.10+3x23.20+17.10 м са крутом везом над стубовима Ц3 и Ц4, и подужно покретним лежиштима на стубовима Ц2, Ц5 и на крајњим стубовима. Укупна дужина конструкције горњег строја износи 105.70 м. Попречни пресек моста је јединствена конструкција, састављена од десет монтажних носача који су повезани са коловозном плочом. Средњи стубови омогућавају ослањање конструкције горњег строја преко армиранобетонских ригли. Ширина конструкције је дефинисана према усвојеном саобраћајном профилу и износи 9.40 м. Саобраћајни профил на мосту чине: коловоз ширине 6.0 м, заштитне ограде 2x0.5 м, обостране пешачке стазе 2x0.75 м и ивични венци 2x0.25 м. На делу надвожњака премошћује се пруга коју чине два колосека на међусобно управном растојању од 4.75 м.

Кота ГИШ-а на месту укрштанја пута и пруге износи +83.88 м, а кота ДИК-а +90.98 м. Нивелета пута са подужним падом од 6% на 48м од места укрштања пута и пруге, прелази у кружну кривину радијуса $R_v=800$ м.

Вертикална кривина се прекида на следећих 48м у супротном правцу, где прелази у подужни пад од 6%. Попречни пад коловоза на мосту је једностран и износи 2.50%, док је пад пешачких стаза 4%, за обе стране. Падови су ка сливницима који су постављени уз заштитну ограду са једне стране моста. Одводњавање плоче се врши сливницима са цевним наставцима за одвођење воде ван зоне моста.

3. КОНСТРУКЦИЈА И ИЗВОЂЕЊЕ

С обзиром на усвојено конструктивно решење моста, горњи строј моста се састоји од десет претходно напрегнутих монтажних носача И-пресека, висине 90 цм и армиранобетонске коловозне плоче дебљине 20 цм, ливене на лицу места. Ширина коловозне плоче је 8.70м. Монтажни носачи се изводе од бетона Ц40/50, класе изложености ХЦ4, ХД1, ХФ2 са ребрастом арматуром Б500-Б и челиком за претходно напрезање Y1860 С7-9.3. Коловозна плоча се изводи од бетона Ц35/45, класе изложености ХЦ4, ХД3, ХФ4, са ребрастом арматуром Б500-Б.

Преко бетонске плоче, поставља се хидроизолација у пуној ширини коловозне плоче, а преко ње се по бетонирању пешачких стаза и монтаже заштитних ограда, поставља застор од асфалт бетона у два слоја, укупне дебљине 7 цм. Бетон пешачких стаза је везан за коловозну плочу преко бочно испуштених анкера, тако да се не ремети континуитет хидроизолације плоче. У стазама се налазе отвори предвиђени за смештај инсталација и имају парапет дебљине 35 цм ради ношења челичне оgrade за пешачке стазе. Додатна заштитна ограда се поставља само у распонима који премошћују пругу. Преко пешачких стаза поставља се застор у виду хабајућег водонепропусног „анти-скид“ слоја дебљине 4 мм.

На пешачким стазама и споју конструкција и крајњих стубова предвиђене су дилатационе справе са капацитетом померања ± 54.3 мм. Конструкције горњег строја се ослањају на крајње стубове Ц2 и Ц5 и на два лежишта са максималним, вертикалним капацитетом носивости од 4358 кН. Веза главног носача и средњих стубова Ц3 и Ц4 је крута, са вертикалном подужном арматуром димензионисаном да прихвати и пренесе хоризонталне утицаје са носеће конструкције.

Крајњи стубови моста се састоје од лежишних греда димензија 80-109/100 цм, дужине 8.70 м. Контакт са тлом у насипу је преко чеоног зида дебљине 70 цм. У горњем делу чеоног зида предвиђен је зуб за ослањање прелазне плоче дебљине 20 цм, а у пуној ширини коловоза. Крилни зидови, сваки дебљине

50 цм су изведени са бочне стране крајњих стубова, са конзолним носачем који ће носити пешачки тротоар изнад. Зид крајњег стуба има дебљину од 100 цм. Ослоначка греда преноси све утицаје на осам шипова пречника \varnothing 900 мм који су позиционирани у два реда, на међусобном растојању од 2.7 м.

Стубови се састоје од две армиранобетонске ригле попречног пресека 160/80 цм, различитих дужина. Ослоначка греда дужине 7.10 м и димензија попречног пресека 100/120 цм се поставља на стубове Ц2 и Ц3 како би носила горњи строј конструкције преко лежајева. Стубови се ослањају на осам шипова пречника \varnothing 900мм. Стубови и ригле су од бетона Ц30/37, класе изложености ХЦ4, ХД1, ХФ2, армирани ребрастом арматуром Б500-Б.

Иза крајњих стубова формирају се шљунчани клинови од добро гранулисаног шљунка, модула стишљивости од 40 МПа.

4. СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

Статички прорачун је спроведен коришћењем програмског пакета „Матхцад 15” развијеног од стране компаније „ПТЦ Инц.”, Бостон, САД и програмског пакета „Ахис ВМ 13” развијеног од стране компаније „ИнтерЦАД Кфт.”, Будимпешта, Мађарска.

Ради прорачуна конструкције горњег строја, надвожњак је третиран као тродимензионални модел састављен од главног носача са коловозном плочом, ослоначких греда, ригле и шипова. Веза између главног носача и стубова је зглобна. Веза између горњег строја конструкције и крајњих стубова је извршена помоћу чворова на лежајевима, док су везе са средњим круте у моделу. Шипови су круто везани на нивоу наглавних греда. Њихово померање је спречено помоћу еластичних спојница у хоризонтали, са крутошћу срачунатом на основу геотехничких тестова.

Горњи строј конструкције је прорачунат са и садржи специфичну табелу која је припремљена за идејни пројекат ПРЦ греда горњег строја.

У статичком прорачуну урађена је анализа оптерећења по важећим Еуроцоде стандардима.

Идејним пројектом размотрена су следећа оптерећења:

- Сопствена тежина монтажних носача <ДЛ1>;
- тежина коловозне плоче <ДЛ2>;
- додатно стално оптерећење <ДЛ3> (елементи пешачких стаза, заштитних ограда, ограда пешачких стаза, хидроизолација, застора оф аспхалт бетона...);

- претходно напрезање;
- скупљање и течење бетона;

Утицај скупљања бетонске конструкције одређен је према стандарду „ЕН 1992-1-1”.

Срачуната дилатација скупљања конструкције горњег строја је 0.16‰.

- саобраћајно оптерећење је усвојено према „ЕН 1991-2 Траффиц лоадс он бридгес”, Поглавље 4.

Ветикална оптерећења:

- шема оптерећења ЛМ1 – двоосовинско оптерећење
- корисно оптерећење на пешачким стазама, $q_{фк}=5.0 \text{ кН/м}^2$

Хоризонтална оптерећења:

- силе кочења и покретања воза – делују у равни горње ивице асфалтног застора, у подужном правцу моста;
- активно оптерећење тла на крајње стубове;
- корисно оптерећење на обалоутврди;

- температурни утицаји;

Прорачун оптерећења услед дејства температуре је урађен према стандарду „ЕН 1991-1-5 Тхермал ацтионс”. Опсег температуре у оси штапа је $\Delta T_{H.цон}=27^\circ\text{Ц}$ и $\Delta T_{H.ехп}=27^\circ\text{Ц}$, под претпоставком да је $T_0=10^\circ\text{Ц}$ почетна температура. Као резултат, варијација температуре од $\pm 37^\circ\text{Ц}$ је узета током прорачуна лежајева и дилатационих спојница; Компоненте температурних разлика се занемарију током фазе идејног пројекта јер ће се оне изоставити у УЛС прорачунима на основу „ЕН 1990”, због њихове истодобности са саобраћајним оптерећењем.

- прорачун оптерећења ветром је урађен у складу са стандардом „ЕН 1991-1-4 Винд ацтионс”.

Разматрана су дејства ветра на мост у x , y и z правцу, са и без саобраћајног оптерећења.

Од инцидеталних оптерећења идејним пројектом су обухваћене:

- сеизмичке силе у складу са стандардима „ЕН 1998-1 и 1998-2”.

Према карти сеизмичког хазарда Србије за максимално хоризонтално убрзање на тлу типа А, са вероватноћом превазилажења од 10% у периоду од 50 година, за повратни период од 475 година, изражено у јединицама гравитационог убрзања, предметни мост спада у зону сеизмичности 0.05g.

Статички прорачун главног носача спроведен је у складу са усвојеном технологијом извођења радова. У првој фази, монтажни носачи прихватају утицаје сопствене тежине, тежине коловозне плоче и претходног напрезања. У другој фази, након бетонирања попречних носача и коловозне плоче тј. континуирања конструкције, главни носач постаје континуални носач на

специфичним распонима, па се утицаји свих осталих оптерећења рачунају у новом статичком моделу континуалног носача.

5. ФУНДИРАЊЕ

Геотехничка бушења и тестирања статичке пенетрације (ЦПТ) су припремљена у циљу истраживања тла у зони подвожњака. Попречни пресеци бушења и ЦПТ дијаграми су унети у цртеж диспозиције.

С обзиром на прорачунато оптерећење од надвожњака и резултате геотехничких истраживања испланирано је да темељи конструкције буду на шиповима. Шипови Ø900 и наглавне греде са ребрастом арматуром Б500-Б су планиране за крајње и средње стубове. Темељи су израђени од бетона Ц25/30, класе изложености ХЦ2.

Максимална номинална сила у шипу пречника Ø900 износи 1869 кН на крајњим стубовима, и 2492 кН на средњим стубовима, што је мање од капацитета носивости шипова по стандарду „ЕН 1997-1 и ЕН 1997-2”.

6. ИЗВОЂЕЊЕ РАДОВА

Радови на изградњи моста се изводе у режиму ограниченог железничког саобраћаја и потпуног затварања на саобраћајници.

Изградња моста обухвата следеће радове:

- припремне радове,
- израду пројекта рушења и уклањање постојећих објеката на предметној локацији,
- геодетско обележавање терена,
- побијање шипова за средње и крајње стубове моста,
- израду стубова и ослоначких греда на крајњим стубовима, односно гирли на средњим стубовима,
- израду прилазних обалоутврда,
- префабрикацију носача,
- израду привремених лежишта за постављање монтажних носача,
- позиционирање префабрикованих носача,
- бетонирање коловозне плоче изнад монтажних носача,
- хидроизолацију коловозне плоче,
- израду елемената саобраћајног профила,

- хидроизолацију пешачких стаза,
- бетонирање пешачких стаза и монтирање заштитних ограда,
- израду дилатационих спојница над крајњим стубовима,
- уградњу инсталација,
- производњу, монтажу и антикорозивну заштиту оградe за пешачке стазе,
- израду застора од асфалт бетона,
- постављање сигнализације,
- пробно оптерећење моста.

7. ОПШТЕ НАПОМЕНЕ

КАРАКТЕРИСТИКЕ МАТЕРИЈАЛА:

Ребраста арматура Б 500Б

Пројектоване класе бетона:

Претходно напрегнути носачи	Ц 50/60
Коловозна плоча и попр. носачи	Ц 40/50, ХЦ4, ХД1, ХФ2, ПВ-II
Ивични венци и пешачке стазе	Ц 40/50, ХЦ4, ХД3, ХФ4, ПВ-II
Лежишне греде и квадери	Ц 30/37, ХЦ4, ХД1, ХФ2, ПВ-I
АБ стубови	Ц 30/37, ХЦ4, ХД1, ХФ2, ПВ-I
АБ потпорни зидови	Ц 30/37, ХЦ4, ХД1, ХФ2, ПВ-I
Шипови и наглавне греде	Ц 25/30, ХЦ2, ПВ-II
Прелазна плоча	Ц 25/30, ХЦ4
Мршав бетон	Ц 12/15, Х0

Одговорни пројектант:



Вуле Ристић, дипл. инж. грађ.

лиценца бр.: 310 Н095 14

2/1-1.9.6 НУМЕРИЧКА ДОКУМЕНТАЦИЈА

2/1-1.9.6.1 СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН

СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН ДОЊЕГ СТРОЈА САОБРАЋАЈНИЦЕ

ПРОЈЕКТОВАЊЕ МОСТОВА

НАДВОЖЊАК на km 89+315.15

1. УНОСНИ ПОДАЦИ

- 1.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ
- 1.2. УПОТРЕБЉЕНИ СТАНДАРДИ
- 1.3. МАТЕРИЈАЛИ, ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ
- 1.4. ГЕОТЕХНИЧКИ ПОДАЦИ
- 1.5. СОФТВЕР МЕТОДЕ КОНАЧНИХ ЕЛЕМЕНАТА – AXIS VM

2. ОПТЕРЕЋЕЊА И ДЕЈСТВА

- 2.1. СТАЛНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ
 - 2.1.1. СОПСТВЕНА ТЕЖИНА ДОЊЕГ СТРОЈА САОБРАЋАЈНИЦЕ
 - 2.1.2. СОПСТВЕНА ТЕЖИНА ГОРЊЕГ СТРОЈА САОБРАЋАЈНИЦЕ
 - 2.1.3. СОПСТВЕНА ТЕЖИНА КРИЛНИХ ЗИДОВА
 - 2.1.4. ОПТЕРЕЋЕЊА ОД НАСИПА, ПРИТИСАК ЗЕМЉЕ
- 2.2. НЕЖЕЉЕНА ОПТЕРЕЋЕЊА
 - 2.2.1. САОБРАЋАЈНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ
 - 2.2.2. ДЕЈСТВО ВЕТРА
 - 2.2.3. ТЕМПЕРАТУРНА ДЕЈСТВА
 - 2.2.4. СПРЕЧЕНО СКУПЉАЊЕ
 - 2.2.5. СЕИЗМИЧКА ДЕЈСТВА
- 2.3. КОМБИНОВАНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ

3. ПРОРАЧУН ПОТПОРНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ - ОПОРЦА

- 3.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ
- 3.2. ПРОРАЧУН ШИПОВА
- 3.3. ПРОРАЧУН НАГЛАВНИХ ГРЕДА ШИПОВА

4. ПРОРАЧУН СТУБОВА СА ПОКРЕТНИМ ОСЛОНЦИМА

- 4.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ
- 4.2. ПРОРАЧУН ШИПОВА
- 4.3. ПРОРАЧУН НАГЛАВНИХ ГРЕДА ШИПОВА
- 4.4. ПРОРАЧУН СТУБОВА

5. ПРОРАЧУН СТУБОВА СА НЕПОКРЕТНИМ ОСЛОНЦИМА

- 5.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ
- 5.2. ПРОРАЧУН ШИПОВА
- 5.3. ПРОРАЧУН НАГЛАВНИХ ГРЕДА ШИПОВА
- 5.4. ПРОРАЧУН СТУБОВА

6. ПРОРАЧУН ОСЛОНАЦА, ДИЛАТАЦИОНИХ РАЗДЕЛНИЦА

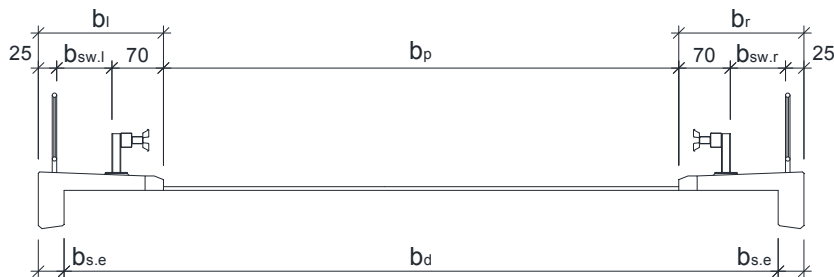
7. ПРОРАЧУН НОСИВОСТИ ШИПОВА

1. УНОСНИ ПОДАЦИ

1.1. ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ

Ослоначки углови (°)	90				
Дужина конструкције (m)	104.8				
Распони (m)	17.10	23.20	23.20	23.20	17.10
Дужина ПБ греда (m)	16.80	22.80	22.80	22.80	16.80

Ширина коловозне траке (m)	6	b_p
Ширина пешачке стазе (лево) (m)	1.7	b_l
Ширина пешачке стазе (десно) (m)	1.7	b_r
Ширина ивице пешачке стазе (m)	0.35	$b_{s,e}$
Висина ивице пешачке стазе (m)	0.7	$h_{s,e}$
Просечна дебљина АБ плоче (m)	0.24	$t_{d,avg}$
Дебљина колов. плоче + хидроизолације (m)	0.08	t_p
Број ослонаца	6	n_{sup}
Број ПБ греда	10	n_{prc}
Тежина по дужном метру ПБ греде (kN/m)	7.26	g_{prc}
Висина ПБ греде (m)	0.9	h_{prc}
Дужина налегања ПБ греде (m)	0.4	$l_{prc,e}$



Корисна ширина пешачке стазе (десно) $b_{sw,r} := b_r - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.75\text{ m}$

Корисна ширина пешачке стазе (лево) $b_{sw,l} := b_l - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.75\text{ m}$

Ширина плоче $b_d := b_l + b_p + b_r - 2 \cdot b_{s,e} = 8.70\text{ m}$

Ексцентрицитет плоче $e_d := 0.5 \cdot (b_d + 2 \cdot 35\text{cm}) - b_l - 0.5 \cdot b_p = 0.00\text{ m}$

Укупна ширина горњег строја: $b_{tot} := b_d + 2 \cdot b_{s,e} = 9.40\text{ m}$

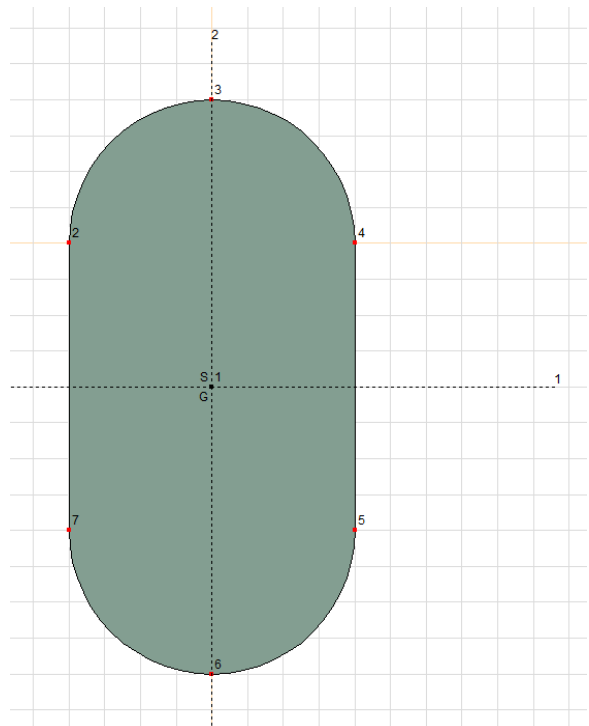
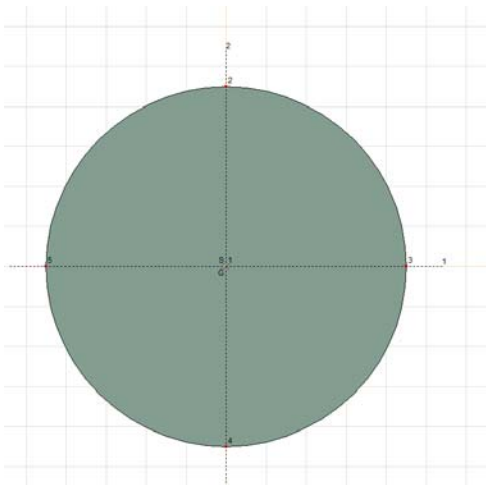
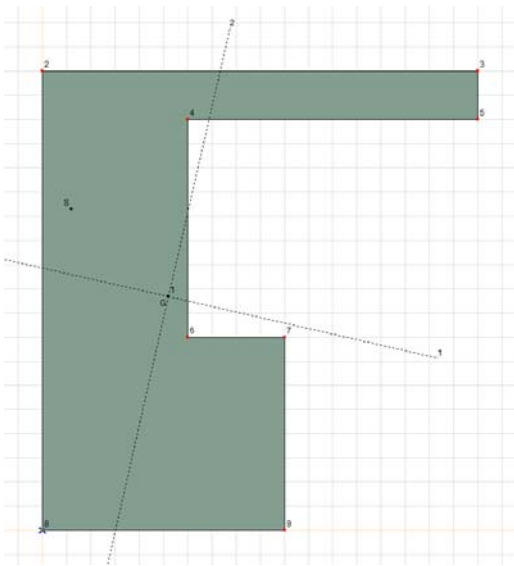
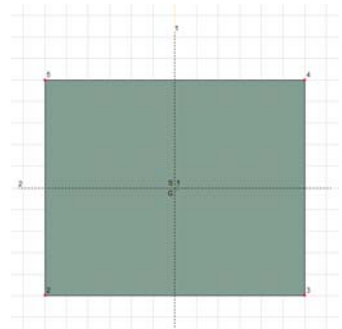
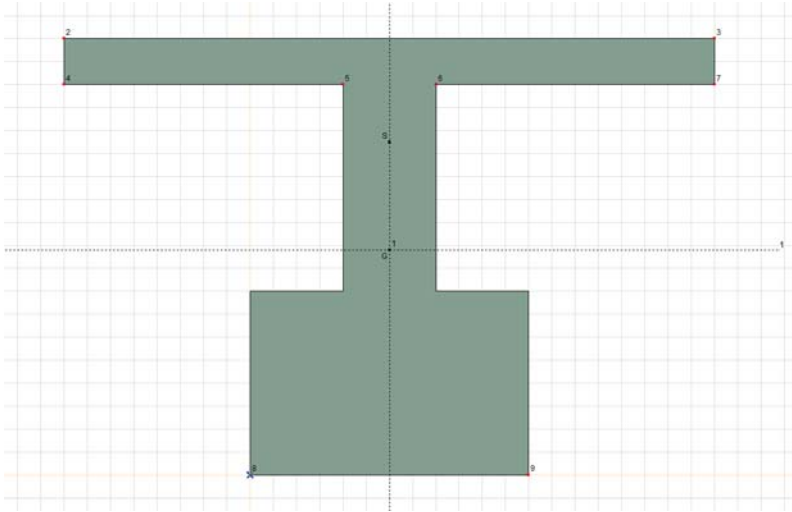
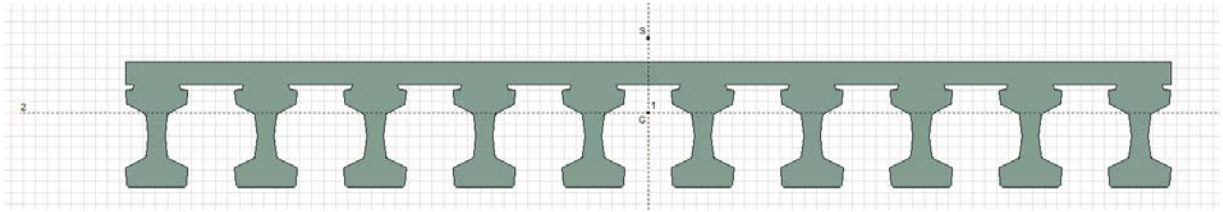
1.2. УПОТРЕБЉЕНИ СТАНДАРДИ

EN 1990	Основе пројектовања конструкција
EN 1991-1-1	Општа дејства - Запреминске тежине, сопствена тежина, корисна оптерећења за зграде
EN 1991-1-4	Општа дејства - Дејства ветра
EN 1991-1-5	Општа дејства - Топлотна дејства
EN 1991-2	Саобраћајна оптерећења на мостовима
EN 1992-1-1	Пројектовање бетонских конструкција - Део 1-1: Општа правила и правила за зграде
EN 1992-2	Бетонски мостови - Правила пројектовања и конструисања
EN 1997-1	Геотехничко пројектовање - Део 1: Општа правила
EN 1998-1	Пројектовање сеизмички отпорних конструкција - Део 1: Општа правила
EN 1998-2	Пројектовање сеизмички отпорних конструкција - Део 2: Мостови

1.3. МАТЕРИЈАЛИ, ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ

	Назив	Тип	Стандард	Модел	E_x [kN/cm ²]	E_z [kN/cm ²]	ξ
1	C40/50	Бетон	Eurocode	Ленеаран	3520	3520	0,20
2	C30/37	Бетон	Eurocode	Ленеаран	3280	3280	0,20
3	C25/30	Бетон	Eurocode	Ленеаран	3150	3150	0,20
	Назив	ξ_T [1/°C]	ξ [kg/m ³]	P_1	P_2	P_3	P_4
1	C40/50	1,00E-05	2500	f_{ck} [kN/cm ²] = 4,00	$\xi_{sc} = 1,500$	$\xi_{cc} = 0,85$	$\xi_t = 1,76$
2	C30/37	1,00E-05	2500	f_{ck} [kN/cm ²] = 3,00	$\xi_{sc} = 1,500$	$\xi_{cc} = 0,85$	$\xi_t = 2,13$
3	C25/30	1,00E-05	2500	f_{ck} [kN/cm ²] = 2,50	$\xi_{sc} = 1,500$	$\xi_{cc} = 0,85$	$\xi_t = 2,35$

	Назив	Облик	h [cm]	b [cm]	Ax [cm ²]	Ay [cm ²]	Az [cm ²]	Ix [cm ⁴]
1	10_FCI90_8.70	Сложен	110,0	870,0	46446,00	16585,62	19707,65	1,00E+07
2	CROSS GIRDER (FCI90)	Сложен	190,0	280,0	18800,00	8384,27	6330,15	1,7E+07
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	Сложен	190,0	180,0	17000,00	6861,83	8960,99	1,9E+07
4	HEADER BEAM	Правоуг.	100,0	120,0	12000,00	10000,00	10000,00	2,00E+07
5	O80x160 COLUMN	Сложен	160,0	80,0	11425,53	9534,21	9787,07	1,6E+07
6	O90 PILE	Кружни	90,0	90,0	6360,43	5451,80	5451,80	6441246,0
	Назив	Iy [cm ⁴]	Iz [cm ⁴]	Iyz [cm ⁴]	I ₁ [cm ⁴]	I ₂ [cm ⁴]	ξ [°]	I ξ [cm ⁶]
1	10_FCI90_8.70	6,1E+07	3,1E+09	0	3,1E+09	6,1E+07	90,00	4,1E+12
2	CROSS GIRDER (FCI90)	8,00E+07	4,9E+07	0	8,00E+07	4,9E+07	0	1,6E+11
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	6,3E+07	2,6E+07	8940700,0	6,5E+07	2,4E+07	-12,83	8,00E+10
4	HEADER BEAM	1,00E+07	1,4E+07	0	1,4E+07	1,00E+07	90,00	6,1E+08
5	O80x160 COLUMN	2,00E+07	5423136,0	0	2,00E+07	5423136,0	0	2,8E+09
6	O90 PILE	3219315,0	3219315,0	0	3219315,0	3219315,0	0	0
	Назив	W _{1,el,t} [cm ³]	W _{1,el,b} [cm ³]	W _{2,el,t} [cm ³]	W _{2,el,b} [cm ³]	W _{1,pl} [cm ³]	W _{2,pl} [cm ³]	i _y [cm]
1	10_FCI90_8.70	7083605,0	7083605,0	1365454,0	942264,9	1,00E+07	1427621,0	36,3
2	CROSS GIRDER (FCI90)	872731,3	819666,3	347047,6	347047,5	1105513,0	715999,9	65,4
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	545033,7	615184,6	219696,5	332808,0	909638,5	515785,3	60,9
4	HEADER BEAM	240000,0	240000,0	200000,0	200000,0	360000,0	300000,0	28,9
5	O80x160 COLUMN	253607,1	253607,1	135578,4	135578,4	414328,5	213308,5	42,1
6	O90 PILE	71540,3	71540,3	71540,3	71540,3	121463,0	121463,8	22,5
	Назив	i _z [cm]	H _y [cm]	H _z [cm]	y _G [cm]	z _G [cm]	y _s [cm]	z _s [cm]
1	10_FCI90_8.70	257,6	870,0	110,0	435,0	65,1	0	65,8
2	CROSS GIRDER (FCI90)	50,8	280,0	190,0	140,0	98,0	0	47,1
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	39,0	180,0	190,0	52,1	96,6	-39,9	36,0
4	HEADER BEAM	34,6	120,0	100,0	60,0	50,0	0	0
5	O80x160 COLUMN	21,8	80,0	160,0	40,0	80,0	0	0
6	O90 PILE	22,5	90,0	90,0	45,0	45,0	0	0



Арматура (EN 10080)

$\gamma_s := 1.15$

B500B(B60.50)

Карактеристична вредност чврстоћа при затезању арматуре:

$$f_{s.tk} = 600 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Карактеристична вредност границе развлачења арматуре:

$$f_{s.yk} = 500 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Прорачунска вредност границе развлачења:

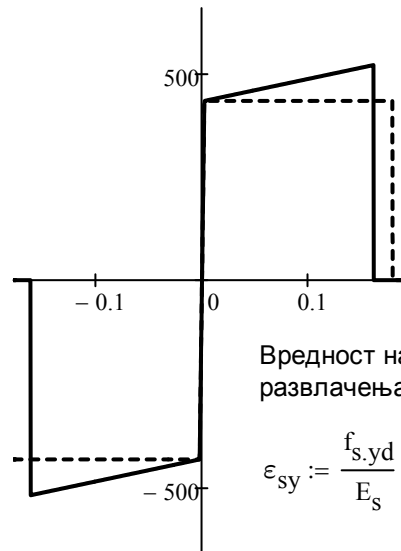
$$f_{s.yd} = 435 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Прорачунска вредност модула еластичности челика за арматуру:

$$E_s = 200 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Карактеристична вредност дилатације арматуре за претходно напрезање при макс. оптерећењу:

$$\epsilon_{s.uk} = 18.0\%$$



Вредност напона за границу развлачења:

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{s.yd}}{E_s} \quad \epsilon_{sy} = 0.22\%$$

Коефицијент адхезије: $k_1 = 0.80$

Тежина по јединици запремине

АБ конструкције: Насип:

Асфалт:

$$\gamma_{rc} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_p := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

1.4. ГЕОТЕХНИЧКИ ПОДАЦИ

Пречник шипа и модула еластичности:

$E_p := 31500 \text{MPa}$

$D_p := 0.90 \text{m}$

Ознака слоја	USCS	Дебљина (m)	Дубина (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	qc (MPa)	Mv (MPa)
Q1aI-pr	CL, SM	1,5	1,5	20	19	17	1,2	4,5
Q1aI-pr	CL, SM	2	3,5	20	19	17	2,5	4,5
Q1aI-p,pr	SM	1,3	4,8	19	31	0	2,5	3,8
Q1aI-p,pr	SM	2,5	7,3	19	34	0	7	10,5
Q1aI-p	SM, SP	3,1	10,4	19	35	0	11	16,5
Q1aI-p	SM, SP	2,6	13	19	41	0	31	46,5
Q1aI-p	SM, SP	17	30	19	38	0	18,5	27,8

Просечна вредност ограниченог модула еластичности тла изнад карактеристичних шипова:

$M_{v.top} := 4.5 \cdot \text{MPa}$

Претпостављен Поасонов коефицијент:

$\nu_{est} := 0.30$

Израчуната вредност модула смицања тла изнад карактеристичних шипова:

$$G_{top} := M_{v.top} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot \nu_{est})}{1 \cdot (1 - \nu_{est})} = 2.57 \cdot \text{MPa}$$

Провера носивости шипова:

	Крит. ULS оптерећење	QP оптерећење	Пречник шипа	Дужина шипа	Бр. шипова	Носивост лежаја
C1	2463	1315	D 90	10,18	8	3023
C2	1543	868	D 90	9,04	8	2855
C3	1869	924	D 90	9,06	8	2855
C4	1869	924	D 90	9,06	8	2855
C5	1541	866	D 90	9,28	8	2896
C6	2492	1330	D 90	10,11	8	3023

**Рандолф формула за бочно
напрезање:**

$$c_{top} := 4.20 \cdot G_{top} \cdot \left(1 + \frac{3}{4} \cdot \nu_{est}\right)^{\frac{8}{7}} \cdot \left(\frac{G_{top}}{E_p}\right)^{\frac{1}{7}}$$

$$c_{top} = 3.5 \times 10^3 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Формула за вертикално напрезање:

(На основу слегања 1% пречника шипа)

$$k_v = \frac{100 \cdot R_{c,d}}{D_p}$$

$$k_v = \left(3.4 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.4 \times 10^5\right) \cdot \frac{kN}{m}$$

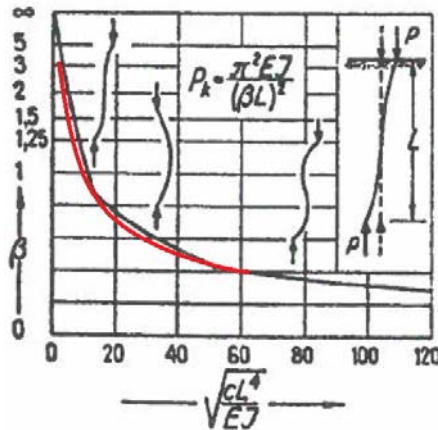
**Критична дужина избочавања шипова:
(приближно) са**

$$c_{avg} := 10000 \frac{kN}{m^2}$$

за

$$\beta = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{c}}$$

$$\frac{4}{\pi} \sqrt[4]{\frac{D_p^4}{E_p \cdot 20.4}} = 9.97 \cdot m$$



Процењени угао трења насипа и кегле:

$$\phi_t := 30^\circ$$

Коефицијенти пасивног притиска тла (кегле):

$$m_t = 0.00 \cdot ^\circ \quad m_w = 30.00 \cdot ^\circ \quad \nu = -60.00 \cdot ^\circ$$

$$K_{n,p} = 0.60 \quad K_{q,p} = 0.45 \quad K_{c,p} = -0.70 \quad K_{\gamma,p} = 0.45$$

Коефицијент активног притиска тла (испуне):

$$m_t = 60.00 \cdot ^\circ \quad m_w = 60.00 \cdot ^\circ \quad \nu = 0.00 \cdot ^\circ$$

$$K_{n,a} = 0.33 \quad K_{q,a} = 0.33 \quad K_{c,a} = 1.15 \quad K_{\gamma,a} = 0.33$$

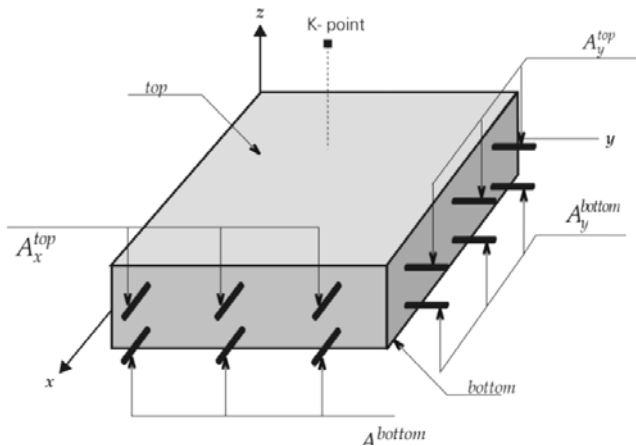
1.5. УПОТЕРЕЉЕНА МЕТОДА КОНАЧНИХ ЕЛЕМЕНАТА - AXIS VM

Конструкција је моделирана употребом софтвера коначних елемената - AXIS VM. Модел представља коначну форму конструкције.

ИЗВОДИ ИЗ УПУТСТВА AXIS VM СОФТВЕРА:

Површински параметри армирања и прорачун армирања - RC1 module

Потребна количина арматуре се рачуна у складу са Еврокодом 2. Прорачун армирања мембране, плоче, и љускастих елемената базирана је на трећем напонском стању. Правац армирања је исти са X и Y равнима. Номинални момент савијања и одговарајућа аксијална чврстоћа одређена је у складу са оптималном дизајном ограничеог смера.



Резултујући компоненти:

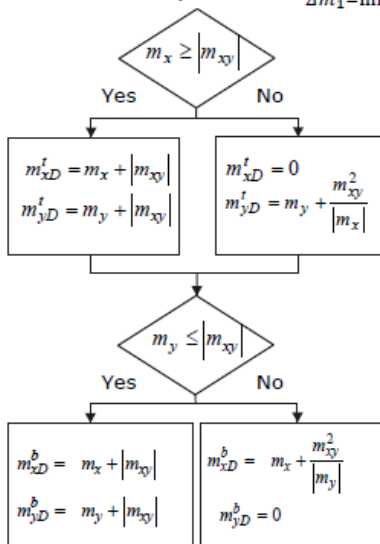
- a_{xb} : прорачуната површина армирања у доњем појасу у 'x' правцу
- a_{yb} : прорачуната површина армирања у доњем појасу у 'y' правцу
- a_{xt} : прорачуната површина армирања у горњем појасу у 'x' правцу
- a_{yt} : прорачуната површина армирања у горњем појасу у 'y' правцу

Минимални заштитни слој: Програм одређује минималан заштитни слој бетона горњег и доњег појаса према степену изложености у складу са важећим стандардима.

Прорачун попречне x/y арматуре у складу са Еврокодом 2

If m_x, m_y, m_{xy} are the internal forces at a point, then the nominal moment strengths are as follows:

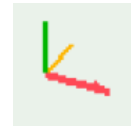
The moment optimum is: $\Delta m_2 = 0$
 $\Delta m_1 = \min!$ $m_x \geq m_y$



Програм прорачунава потребну притиснуту и затегнуту арматуру. Следеће вредности су представљене као резултати: a_{xb} , a_{xt} , a_{yb} , a_{yt} . Ове вредности представљају прорачунату горњу и доњу арматуру у 'x' и 'y' правцу

Локални координатни системи коначних елемената у 3D моделу

Боје: x = црвена, y = жута, z = зелена.



Уzeti у обзир минималну површину армирања.

Програм прорачунава потребну минималну горњу и доњу арматуру по важећем стандарду. Ако је прорачуната количина армирања мања од ових, употребити минималну површину армирања.

Армирање стубова RC2 modul

Прорачунат је дијаграм интеракције у складу са карактеристикама попречног пресека и арматуре и одређено је повећање ексцентрицитета сила у одређеним стубовима на основу датих података избочавања, у складу са захтевима важећег стандарда.

Одређују се рачунски утицаји у складу са прираштајем ексцентрицитета и врше се провере ако се одговарајуће тачке налазе унутар дијаграма интеракције.

Програм одређује две методе оптималности.

Прва метода, ефикасност момента ε ($N = \text{const.}$):

Одређена је на M_y - M_z дијаграму као однос растојања рачунске силе од почетне тачке до тачке пресека са кривом и цртаном полу-правом линијом од почетне тачке кроз исту тачку.

Друга метода, ε ($e = \text{const.}$), ефикасност константног ексцентрицитета:

Одређена је у N - M_y - M_z површине као однос растојања рачунске силе од почетне тачке до тачке пресецања N - M површине и полу линије цртане кроз почетну тачку.

За тренутни прорачун прва метода, ε ($N = \text{const.}$), оптималности је представљена.

Провера армирања стубова у складу са Еврокодом 2.

Design moments in bending directions are $M_d = N_d \cdot e_d$

where N_d is the normal force in the column and $e_d = e_e + e_i + e_2$ is the critical eccentricity in the given bending direction.

$e_0 = M_1/N_d$ initial eccentricity calculated from the first order force and moment.

If moments at the top and bottom end of the column are different, a substitute eccentricity will be determined:

e_e : If the moments at the column endpoints are different, an **equivalent eccentricity** is determined according to the following

- in a braced direction $e_e = \max \left\{ \frac{0.6 \cdot e_a + 0.4 \cdot e_b}{0.4 \cdot e_a} \right\}$ and $|e_a| \geq |e_b|$
where e_a and e_b are the initial eccentricities at the ends of the column.
- in a non-braced direction $e_e = \max \left\{ \frac{|e_a|}{|e_b|} \right\}$, but with the sign of the eccentricity bigger in absolute value.

e_2 : second order increment of the eccentricity.

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{i_0^2}{\pi^2}, \text{ where } \frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0.45 \cdot d'} \text{ if } \lambda \geq \lambda_{lim} = 20 \frac{ABC}{\sqrt{n}} \text{ where } n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

$$K_r = \min \left\{ \frac{N'_u - N_{Ed}}{N'_u - N_{bal}}; 1.0 \right\}, K_\varphi = \max \{ 1 + \beta \varphi_{ef}; 1.0 \},$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}, \text{ where } f_{ck} \text{ is in N/mm}^2,$$

$$d' = \frac{h}{2} + i_s, \text{ where } i_s \text{ is the radius of inertia of rebars}$$

Increments of eccentricities are determined in both bending planes. The program checks the following design situations:

At the middle of the column:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ and } \lambda_z/\lambda_y \leq 2, \text{ furthermore} \quad \text{otherwise}$$

$$\frac{e_y/b_{eq}}{e_z/h_{eq}} \leq 0,2 \text{ or } \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2$$

$$M_{dy,1} = N_d^* e_{ez}$$

$$M_{dz,1} = -N_d^* (e_{ey} \pm (e_{iy} + e_{2y}))$$

$$M_{dy,2} = N_d^* (e_{ez} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz,2} = -N_d^* e_{ey}$$

$$M_{dy} = N_d^* (e_{ez} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz} = -N_d^* (e_{ey} \pm (e_{iy} + e_{2y}))$$

At the top and bottom of the column if the column is braced (non-sway):

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ and } \lambda_z/\lambda_y \leq 2, \text{ furthermore} \quad \text{otherwise}$$

$$\frac{e_y/b_{eq}}{e_z/h_{eq}} \leq 0,2 \text{ or } \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2$$

$$M_{dy,1} = N_d^* e_{0z}$$

$$M_{dz,1} = -N_d^* (e_{0y} \pm e_{iy})$$

$$M_{dy,2} = N_d^* (e_{0z} \pm e_{iz})$$

$$M_{dz,2} = -N_d^* e_{0y}$$

$$M_{dy} = N_d^* (e_{0z} \pm e_{iz})$$

$$M_{dz} = -N_d^* (e_{0y} \pm e_{iy})$$

At the top and bottom of the column if the column is not braced (sway):

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ and } \lambda_z/\lambda_y \leq 2, \text{ furthermore} \quad \text{otherwise}$$

$$\frac{e_y/b_{eq}}{e_z/h_{eq}} \leq 0,2 \text{ or } \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2$$

$$M_{dy,1} = N_d^* e_{0z}$$

$$M_{dz,1} = -N_d^* (e_{0y} \pm (e_{iy} + e_{2y}))$$

$$M_{dy,2} = N_d^* (e_{0z} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

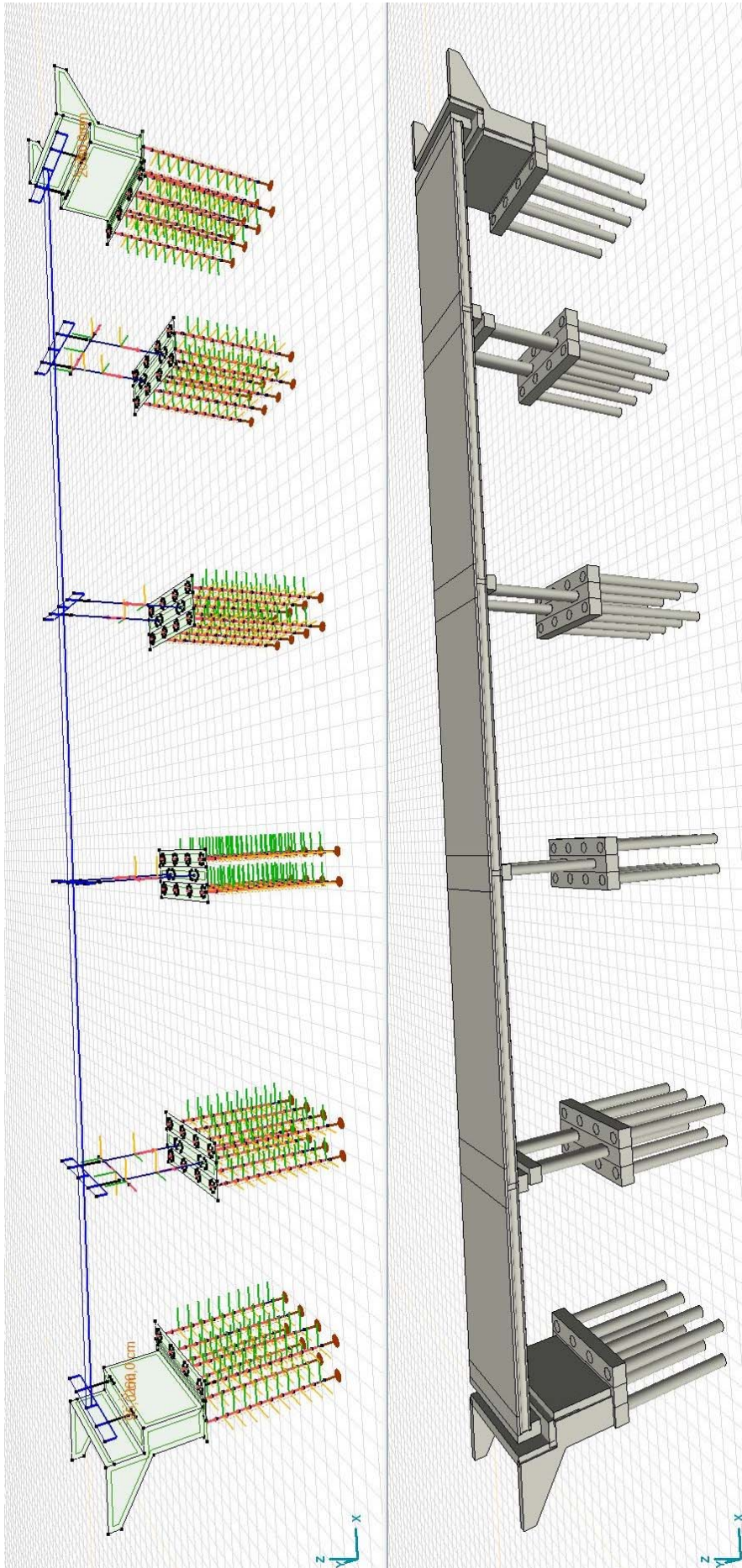
$$M_{dz,2} = -N_d^* e_{0y}$$

$$M_{dy} = N_d^* (e_{0z} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz} = -N_d^* (e_{0y} \pm (e_{iy} + e_{2y}))$$

AxisVM checks whether the calculated design loads (M_{dy} , M_{dz} , N_d) are inside the N-M strength interaction diagram. If it is not satisfied in any of the design situations, the column with the given cross-section and reinforcement fails.

Axis VM врши проверу рачунских оптерећења (M_{dy} , M_{dz} , N_d) како би се установило њихово гранично стање унутар дијаграма интеракције N-M. Ако услов није задовољен у складу са рачунским захтевима, колона са заданим поп. пресеком и арматуром се занемарује.



2. ОПТЕРЕЋЕЊА И ДЕЈСТВА

2.1. СТАЛНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ

2.1.1. СОПСТВЕНА ТЕЖИНА ДОНЈЕГ СТРОЈА

Стално оптерећење за конструктивне елементе је прорачунато помоћу софтвера у складу са методом коначних елемената

2.1.2. СОПСТВЕНА ТЕЖИНА ГОРЊЕГ СТРОЈА

Тежина попречног носача на стубовима:

$$b_{\text{crossgirder}} := 1.20\text{m}$$

$$h_{\text{crossgirder.avg}} := 93.5\text{cm}$$

$$g_{\text{crossgirder}} := (h_{\text{crossgirder.avg}} + h_{\text{prc}} + t_{\text{d.avg}}) \cdot b_{\text{crossgirder}} \cdot \gamma_{\text{rc}} - \frac{2 \cdot n_{\text{prc}} \cdot l_{\text{prc.e}} \cdot g_{\text{prc}}}{b_{\text{d}}} = 55.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Тежина крајњег попречног конструктивног носача на стубовима:

$$b_{\text{e.crossgirder}} := 1.00\text{m}$$

$$h_{\text{e.crossgirder.avg}} := 93.5\text{cm}$$

$$g_{\text{e.crossgirder}} := (h_{\text{e.crossgirder.avg}} + h_{\text{prc}} + t_{\text{d.avg}}) \cdot b_{\text{e.crossgirder}} \cdot \gamma_{\text{rc}} - \frac{n_{\text{prc}} \cdot l_{\text{prc.e}} \cdot g_{\text{prc}}}{b_{\text{d}}} = 48.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Реакције ослонаца просте греде горњег строја (DL1+DL2):

$$\text{DL1+DL2} := \text{Simplebeam} \cdot (n_{\text{prc}} \cdot g_{\text{prc}} + t_{\text{d.avg}} \cdot \gamma_{\text{rc}} \cdot b_{\text{d}})$$

$$\text{DL1+DL2}^T = (1067 \quad 2515 \quad 2895 \quad 2895 \quad 2515 \quad 1067) \cdot \text{kN}$$

Оптерећење на континуалној греди горњег строја (DL3):

Тежина хидроизолације и асфалта:

$$g_{\text{pavement}} := t_{\text{p}} \cdot b_{\text{p}} \cdot \gamma_{\text{p}} = 11.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Тежина пешачке стазе:

$$g_{\text{sidewalk.l}} := (b_{\text{l}} - b_{\text{s.e}}) \cdot (t_{\text{p}} + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{\text{rc}} + b_{\text{s.e}} \cdot h_{\text{s.e}} \cdot \gamma_{\text{rc}} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{sidewalk.r}} := (b_{\text{r}} - b_{\text{s.e}}) \cdot (t_{\text{p}} + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{\text{rc}} + b_{\text{s.e}} \cdot h_{\text{s.e}} \cdot \gamma_{\text{rc}} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Тежина заштитне ограде + ограде за пешаке + инсталације:

$$g_{\text{other.l}} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{\text{other.r}} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{DL3} := g_{\text{pavement}} + g_{\text{sidewalk.l}} + g_{\text{sidewalk.r}} + g_{\text{other.l}} + g_{\text{other.r}} = 42.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.1.3. СОПСТВЕНА ТЕЖИНА КРИЛНИХ ЗИДОВА

Стално оптерећење пешачке стазе на крилне зидове:

Дебљина крилних зидова:

$$t_{\text{w}} := 50\text{cm}$$

Просечна дебљина конзолних пешачких стаза:

$$t_{\text{cant.l}} := 0.5 \cdot (50 + 25)\text{cm}$$

$$t_{\text{cant.r}} := 0.5 \cdot (50 + 25)\text{cm}$$

$$g_{cant.l} := g_{sidewalk.l} + g_{other.l} + (b_l - b_{s.e} - t_w) \cdot t_{cant.l} \cdot \gamma_{rc} = 23.7 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$g_{cant.r} := g_{sidewalk.r} + g_{other.r} + (b_r - b_{s.e} - t_w) \cdot t_{cant.r} \cdot \gamma_{rc} = 23.7 \cdot \frac{kN}{m}$$

2.1.4. ОПТЕРЕЋЕНЈА ОД НАСИПА, ПРИТИСАК ЗЕМЉЈЕ

Стално оптерећење изнад наглавка шипова:

Висина насипа и дебљина косине (потпор):

$$h_{backfill} := \begin{pmatrix} 8.60 \\ 8.70 \end{pmatrix} m$$

$$t_{cov.abut} := \begin{pmatrix} 4.70 \\ 4.80 \end{pmatrix} m$$

Макс. дебљина наглавка (стубова):

$$t_{cov.pier} := 1.10 m$$

$$g_{cov.backfill} := \gamma_t \cdot h_{backfill}$$

$$g_{cov.abut} := \gamma_t \cdot t_{cov.abut}$$

$$g_{cov.pier} := \gamma_t \cdot t_{cov.pier}$$

$$g_{cov.backfill} = \begin{pmatrix} 163.40 \\ 165.30 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{cov.abut} = \begin{pmatrix} 89.30 \\ 91.20 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{cov.pier} = 20.90 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

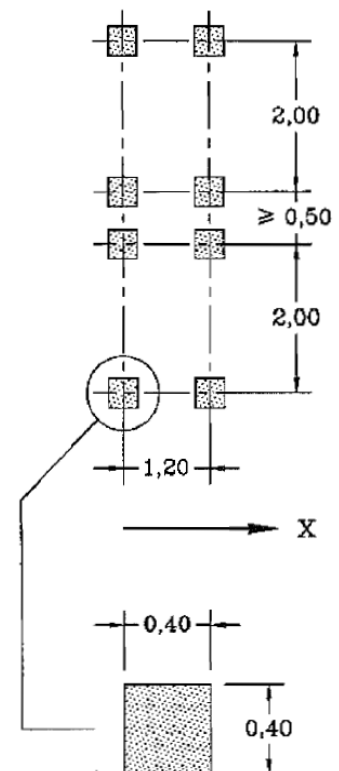
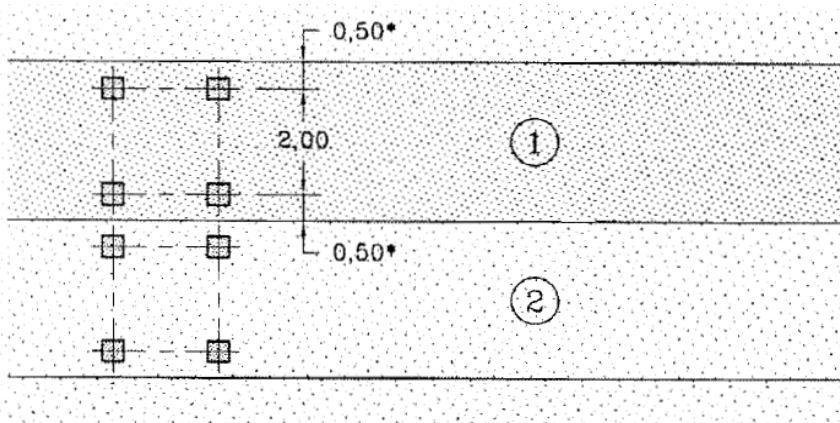
Притисак земљишта на потпорни зид:

$$p_a := h_{backfill} \cdot K_{\gamma,a} \cdot \gamma_t = \begin{pmatrix} 54.5 \\ 55.1 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2} \quad p_p := h_{backfill} \cdot K_{\gamma,p} \cdot \gamma_t = \begin{pmatrix} 73.1 \\ 74.0 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

2.2. НЕЖЕЛЈЕНА ДЕЈСТВА

2.2.1. ДЕЈСТВА ОД САОБРАЋАЈА

LM1 модел сабраћајних дејства



Локација	Тандем систем TS		UDL систем	
	Осовинска оптерећења		q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}		
Трака бр. 1	300	1.00	9.00	1.00
Трака бр. 2	200	1.00	2.50	1.00
Преостала површина			2.50	1.00

За распоне веће од 10 m, сваки тандем систем је замењен у свакој траци једносмерним концентрисаним оптерећењем укупне тежине двеју осовина:

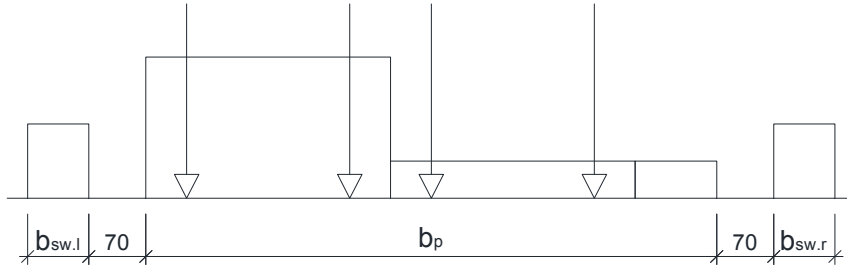
Трака број 1: 600 α_{Q1} kN

Трака број 2: 400 α_{Q2} kN

Једнако расподељено оптерећење на тротоарима

$$q_{fk} := 5.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad b_{sw.l} \cdot q_{fk} = 3.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad b_{sw.r} \cdot q_{fk} = 3.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Важећи распоред оптерећења на коловозу

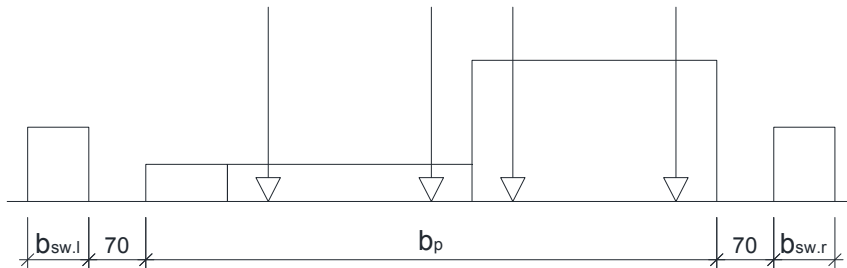


$$q_{gr1.L} := b_{sw.l} \cdot q_{fk} + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} + b_{sw.l} \cdot q_{fk} = 42.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{gr1.L} := 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1000 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{aligned} m_{gr1.L} := & b_{sw.l} \cdot q_{fk} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d - 70\text{cm} - 0.5 \cdot b_{sw.l}) \dots = 29.3 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\ & + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} \cdot [0.5 \cdot b_p - e_d - w_1 - w_2 - 0.5 \cdot (b_p - w_1 - w_2)] \dots \\ & + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - w_1 - 0.5 \cdot w_2) \dots \\ & + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - 0.5 \cdot w_1) \dots \\ & + b_{sw.r} \cdot q_{fk} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d + 70\text{cm} + 0.5 \cdot b_{sw.r}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{gr1.L} := & 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - w_1 - 0.5 \cdot w_2) \dots = 300 \cdot \text{kNm} \\ & + 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - 0.5 \cdot w_1) \end{aligned}$$



$$q_{gr1.R} := b_{sw.l} \cdot q_{fk} + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} + b_{sw.l} \cdot q_{fk} = 42.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{gr1.R} := 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1000 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{aligned} m_{gr1.L} := & b_{sw.l} \cdot q_{fk} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d - 70\text{cm} - 0.5 \cdot b_{sw.l}) \dots = -29.3 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\ & + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} \cdot [-0.5 \cdot b_p - e_d + w_1 + w_2 + 0.5 \cdot (b_p - w_1 - w_2)] \dots \\ & + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + w_1 + 0.5 \cdot w_2) \dots \\ & + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + 0.5 \cdot w_1) \dots \\ & + b_{sw.r} \cdot q_{fk} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d + 70\text{cm} + 0.5 \cdot b_{sw.r}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{gr1.L} := & 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + w_1 + 0.5 \cdot w_2) \dots = -300 \cdot \text{kNm} \\ & + 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + 0.5 \cdot w_1) \end{aligned}$$

Силе кочења и убрзања

$$Q_{1k} := 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L_{sup}$$

$$F_{b.a} := \min(900 \text{ kN}, \max(180 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q1}, Q_{1k})) = 643 \cdot \text{kN}$$

$$q_{b.a} := \frac{F_{b.a}}{L_{sup}} = 6.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Центрифугалне и остале трансверзалне силе

$$r_{axis} := \infty \text{ m}$$

$$Q_v := \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k})$$

$$Q_v = 600 \cdot \text{kN}$$

$Q_{tk} = 0,2 Q_v$ (kN)	if $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40 Q_v / r$ (kN)	if $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	if $r > 1500$ m

$$Q_{tk} = 0 \cdot \text{kN}$$

Вертикална оптерећења на потпорима

Израчунавање заменске дебљине висине расподеле оптерећења изнад приступне плоче према методи Odemark:

$$t_{dist} := 60 \text{ cm}$$

$$E_{dist} := 40 \text{ MPa}$$

$$t_{as} := 25 \text{ cm}$$

$$E_{as} := 31 \text{ GPa}$$

$$h_{b.min} := \min(h_{backfill}) = 8.60 \text{ m}$$

$$t_{sub.1} := t_{dist} - t_{as} + 0.90 \cdot \left(t_{as} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{as}}{E_{dist}}} \right) = 2.42 \cdot \text{m}$$

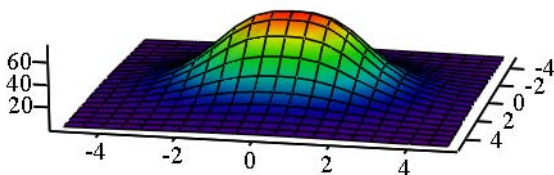
$$t_{sub.2} := h_{b.min} - t_{as} + 0.90 \cdot \left(t_{as} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{as}}{E_{dist}}} \right) = 10.42 \cdot \text{m}$$

Дистрибуција оптерећења и еквивалентно једнакорасподељено оптерећење из TS1 према Boussinesq методи испод плоче за прилаз:

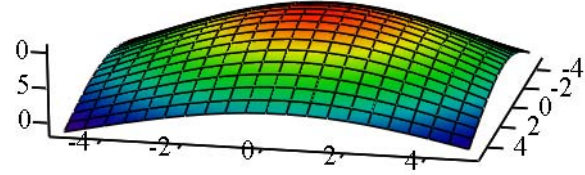
$$q_{eq.1} = 57.3 \cdot \text{kPa}$$

Дистрибуција оптерећења и еквивалентно једнакорасподељено оптерећење из TS1+TS2 према Boussinesq методи на доњем делу потпора:

$$q_{eq.2} = 20.3 \cdot \text{kPa}$$



$$p_{a.1} := K_{q.a} \cdot q_{eq.1} = 19.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$p_{a.2} := K_{q.a} \cdot q_{eq.2} = 6.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2.2. ДЕЈСТВО ВЕТРА

Основна вредност просечне брзине ветра:

$$v_{b0} := 28 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad v'_{b0} := 23 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Референтна висина (приближно):

$$h_{ref} := 10.0 \text{ m}$$

Смер и сезонски фактори:

$$c_{dir} := 1.00 \quad c_{season} := 1.00$$

Уобичајена вредност просечне брзине ветра 10 m изнад површине терена:

$$v_b := v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \quad v_b = 28.00 \frac{m}{s}$$

Категорија терена:

II. Category

Референтна висина у категорији терена II:

$$z_{0,II} := 0.05m$$

Фактор терена:

$$k_T := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad k_T = 0.19$$

Фактор
храпавости:

$$c_T(z) := \begin{cases} k_T \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{if } z < z_{min} \\ k_T \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Уопштени фактор
орографије:

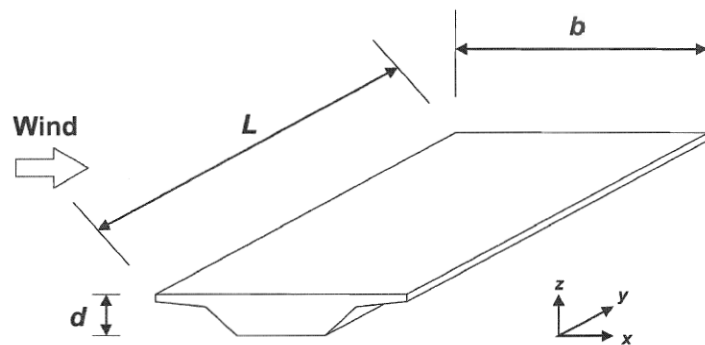
$$c_0 := 1.0$$

Интензитет турбуленције:

$$k_i := 1.0$$

$$I_V(z) := \begin{cases} \frac{k_i}{c_0 \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} & \text{if } z < z_{min} \\ \frac{k_i}{c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Густина
ваздуха: $\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$



Дејство ветра у Y правцу је занемарена у прелиминарној фази пројектовања

Макс. брзина притиска:

$$q_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_V(z) \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left(c_T(z) \cdot c_0 \cdot v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \right)^2$$

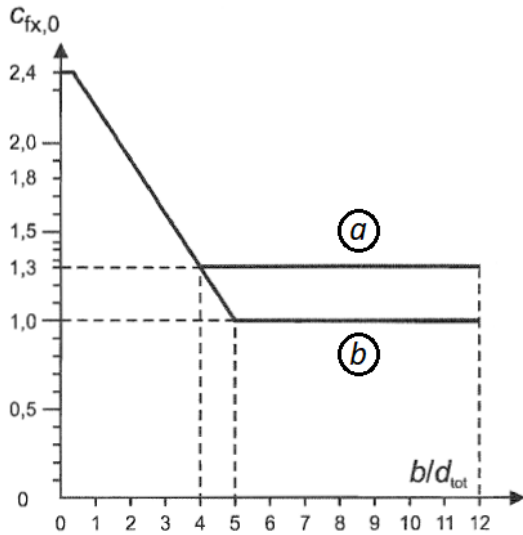
$$q_p(h_{ref}) = 1.15 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q'_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_V(z) \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left(c_T(z) \cdot c_0 \cdot v'_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \right)^2$$

$$q'_p(h_{ref}) = 0.78 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Утицаји ветра на површини моста у X правцу

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$



Еквивалентна дубина:

$$d_{\text{tot.a}} := 1.67\text{m} + 1.20\text{m}$$

Коефицијент силе:

$$c_{\text{fx.a}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.a}}) = 1.52$$

Еквивалентна дубина:

$$d_{\text{tot.b}} := 1.67\text{m} + (2.00\text{m} - 30\text{cm})$$

Коефицијент силе:

$$c_{\text{fx.b}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.b}}) = 1.66$$

Дејство ветра без саобраћаја:

$$F_{\text{wk}} := d_{\text{tot.a}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fx.a}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.a}}) = 5.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Дејство ветра са саобраћајем: $(\psi_{0.w} := 0.60)$

$$F'_{\text{w}} := \psi_{0.w} \cdot d_{\text{tot.b}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fx.b}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.b}}) = 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Треба да се ограничени на

$$d_{\text{tot.b}} \cdot q'_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fx.b}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.b}}) = 4.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Утицаји ветра на површини моста у Z правцу

$c_{\text{fz}} := 0.90$ (разматран је само доњи смер)

Дејство ветра без саобраћаја:

$$F_{\text{wk}} := b_{\text{tot}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fz}} = 9.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Дејство ветра са саобраћајем: $(\psi_{0.w} := 0.60)$

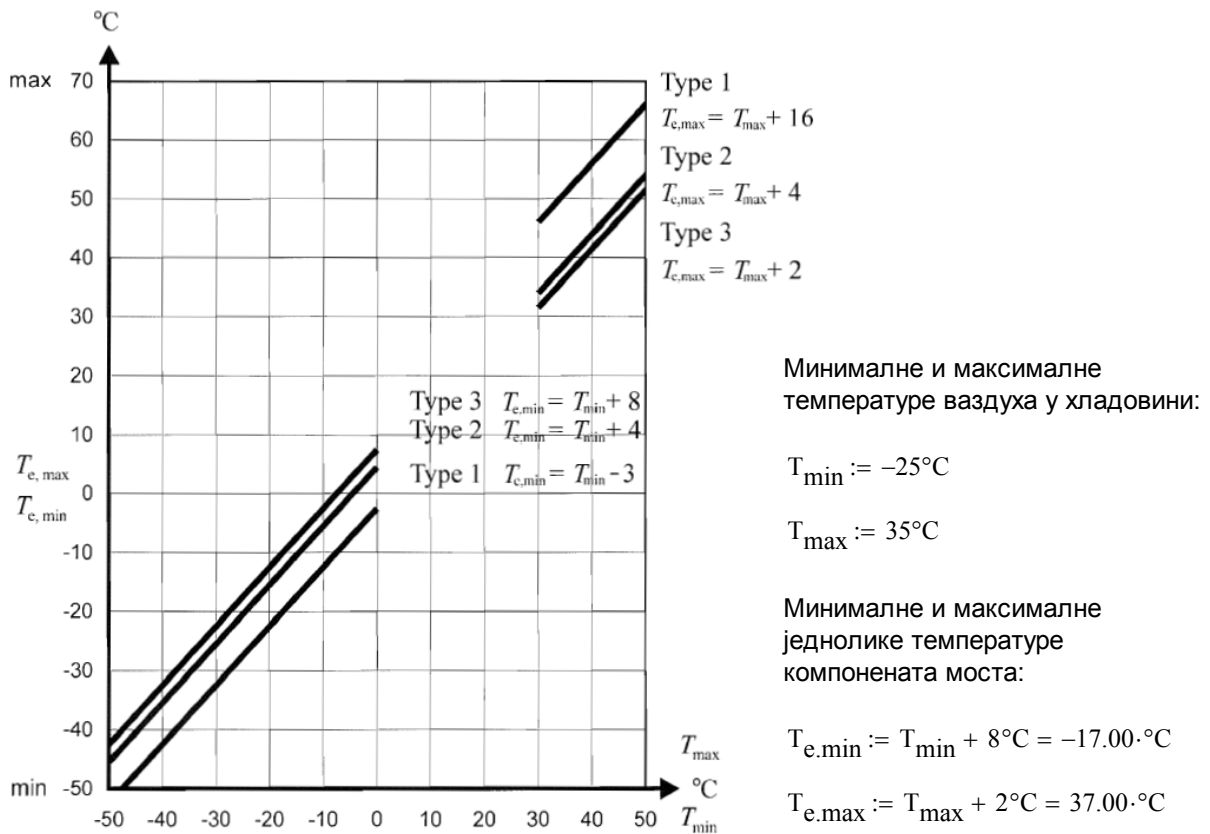
$$F'_{\text{w}} := \psi_{0.w} \cdot b_{\text{tot}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fz}} = 5.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Треба да се ограничи на

$$b_{\text{tot}} \cdot q'_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fz}} = 6.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Утицај ветра на стубовима се занемарује у прелиминарној фази пројектовања.

2.2.3.ТОПЛОТНА ДЕЈСТВА



Распон униформности температуре на компонентима моста

Иницијална температура моста: $T_0 := 10^{\circ}\text{C}$

Карактеристичне вредности максималних скупљања и ширења:

$$\Delta T_{N.con} := T_0 - T_{e.min} = 27^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N.exp} := T_{e.max} - T_0 = 27^{\circ}\text{C}$$

Компоненти температурне разлике

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

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

Вредности за обрачун различитих површинских дебљина:

$$k_{sur.poz} := 0.80 \quad \Delta T_{poz} := k_{sur.poz} \cdot 15^{\circ}\text{C} = 12^{\circ}\text{C}$$

$$k_{sur.neg} := 1.00 \quad \Delta T_{neg} := k_{sur.neg} \cdot 8^{\circ}\text{C} = 8^{\circ}\text{C}$$

Компоненте температурне разлике занемарују се током прелиминарне фазе пројектовања јер се њихово симултано дејство са саобраћајним оптерећењем изоставља у прорачунима ГСН-а у складу са „EN 1990“

Вредности термичког ширења лежај и дилатација

Претпостављене температуре за лежајеве и дилатационе разделнице:

$$\begin{aligned} \Delta T_{N.con} + 10^{\circ}\text{C} &= 37^{\circ}\text{C} \\ \Delta T_{N.exp} + 10^{\circ}\text{C} &= 37^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad \alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{^{\circ}\text{C}}$$

Померања за дилатационе разделнице:

$$0.50 \cdot L_{sup} \cdot \alpha_T \cdot (\Delta T_{N.con} + 10^{\circ}\text{C}) = 19.39 \cdot \text{mm} \quad 0.50 \cdot L_{sup} \cdot \alpha_T \cdot (\Delta T_{N.exp} + 10^{\circ}\text{C}) = 19.39 \cdot \text{mm}$$

2.2.4. СПРЕЧЕНО СКУПЉАЊЕ

Релативна влажност (споља): $RH := 80\%$

Претпостављена величина горњег строја:

$$A_{prc} := 0.290 \text{m}^2 \quad u_{prc} := 3.14 \text{m} \quad h_{0,prc} := 2 \cdot A_{prc} \div u_{prc} \quad h_{0,deck} := t_{d.avg}$$

Карактеристична вредност чврстоће бетона при притиску на цилиндар:

Средња вредност чврстоће бетона при притиску на цилиндар:

$$f_{ck,deck} := 40 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck,prc} := 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm,deck} := 48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm,prc} := 58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Коефицијент у зависности од претпостављене величине:

$$k_h(h_0) := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 10\text{cm} \\ 1.0 - \frac{(1.00 - 0.85)}{20\text{cm} - 10\text{cm}}(h_0 - 10\text{cm}) & \text{if } 10\text{cm} < h_0 \leq 20\text{cm} \\ 0.85 - \frac{(0.85 - 0.75)}{30\text{cm} - 20\text{cm}}(h_0 - 20\text{cm}) & \text{if } 20\text{cm} < h_0 \leq 30\text{cm} \\ 0.75 - \frac{(0.75 - 0.70)}{50\text{cm} - 30\text{cm}}(h_0 - 30\text{cm}) & \text{if } 30\text{cm} < h_0 \leq 50\text{cm} \\ 0.70 & \text{if } h_0 > 50\text{cm} \end{cases}$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}}$$

$$\epsilon_{ca}(f_{ck}) := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{N} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

Аутогено напрезање
услед скупљања:

$$\epsilon_{ca}(t, f_{ck}) := \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(f_{ck}) \quad \alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12 \quad \beta_{RH} := 1.55 \cdot (1 - RH^3)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s, h_0) := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} \quad \epsilon_{cd.0}(f_{cm}) := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

Развој напрезања услед скупљања исушавањем:

$$\epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, f_{cm}) := \beta_{ds}(t, t_s, h_0) \cdot \epsilon_{cd.0}(f_{cm}) \cdot k_h(h_0)$$

Укупно напрезање услед скупљања:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s, h_0, f_{ck}, f_{cm}) := \epsilon_{ca}(t, f_{ck}) + \epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, f_{cm})$$

Укупно напрезање услед скупљања ПБ греда у тренутку изливања (прет. старост - 100 дана),

$$\epsilon_{100.prc} := \epsilon_{cs}(100, 0, h_{0.prc}, f_{ck.prc}, f_{cm.prc}) = 0.018\%$$

и коначна вредност скупљања:

$$\epsilon_{10000.prc} := \epsilon_{cs}(10000, 0, h_{0.prc}, f_{ck.prc}, f_{cm.prc}) = 0.028\%$$

Коначна вредност скупљања саобраћајнице:

$$\epsilon_{10000.deck} := \epsilon_{cs}(10000, 0, h_{0.deck}, f_{ck.deck}, f_{cm.deck}) = 0.027\%$$

Ефективни модул
еластичности бетона:

$$E_{c,eff,deck} := 14.60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{c,eff,prc} := 17.00 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Спречено скупљање спрегнуте структуре:

$$\epsilon_{c,sup} := \frac{(\epsilon_{10000.prc} - \epsilon_{100.prc}) \cdot n_{prc} \cdot A_{prc} \cdot E_{c,eff,prc} + \epsilon_{10000.deck} \cdot b_d \cdot t_{d,avg} \cdot E_{c,eff,deck}}{(n_{prc} \cdot A_{prc} \cdot E_{c,eff,prc} + b_d \cdot t_{d,avg} \cdot E_{c,eff,deck})} = 0.017\%$$

Одвојити (разликовати) топлотно ширење од спреченог скупљања горњег строја:

$$\frac{\epsilon_{c,sup}}{\alpha_T} = 16.6 \cdot ^\circ\text{C}$$

2.2.5. СЕИЗМИЧКО ОПТЕРЕЧЕЊЕ

Аутоматско генерисање сеизмичких оптерећења примењује се са уграђеним AXIS VM модулом.

Сеизмичка оптерећења се узимају у обзир према методи Анализе спектра реакције. Ова метода захтева претходно израчунати број непоремећених фреквенција слободних вибрација и одговарајуће облике рада.

На основу ових облика режима вибрације AXIS VM ствара еквивалентна статичка оптерећења (за сваки облик режима вибрације) која се затим примењују на модел у статичкој анализи. Затим се резултат унутрашње силе добијеним за сваки облик режима сабира са методом описаном у спецификацији прорачуна.

Ово су кораци стварања сеизмичких оптерећења и подешавања параметара одзива:

1. Израчунати прве n облике фреквенција и вибрација и табелу еквивалентних сеизмичких коефицијената X , Y правцу.

2. Програм генерише више случајева оптерећења.

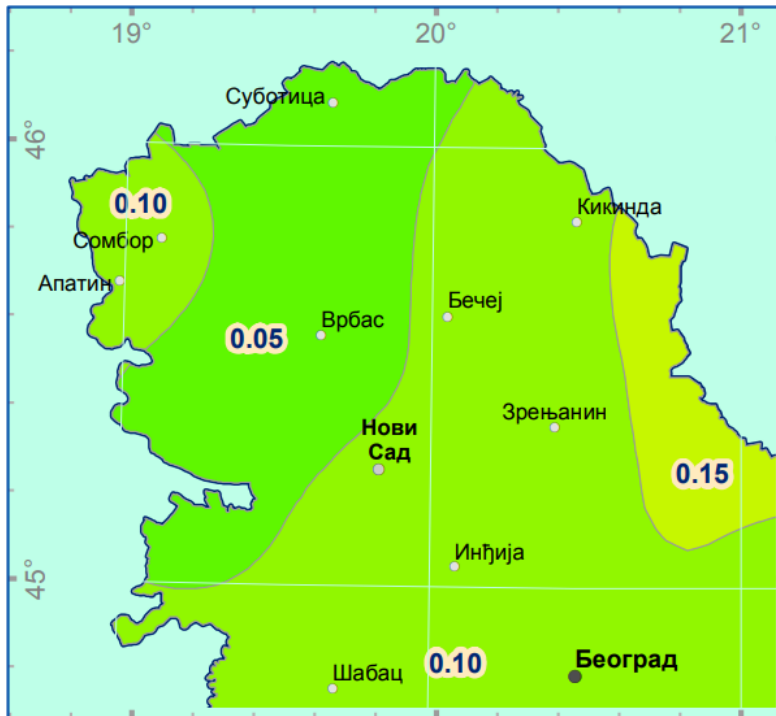
Случајеви оптерећења „ X “, „ Y “ садрже максималну вредност напона и деформација израчунаних из еквивалентних сеизмичких коефицијената у X , Y правцима.

Случајеви оптерећења '+', '-' садрже максималну вредност напрезања и деформација наведених у еквивалентним сеизмичким коефицијентима у X , Y правцу.

3. Сеизмички параметри

Сеизмички утицаји у Z координати нису узети у обзир.

Сеизмичка мапа:



Референтно убрзање примењене сеизмичке зоне:

$$a_{gR} := 0.05 \cdot g$$

Класа важности моста: II.
(Просечна класа важности)

$$\gamma_I := 1.00$$

Пројектовано убрзање на тлу:

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.49 \cdot \frac{m}{s^2}$$

Спектар одзива еластичног убрзања:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

"C" категорија тла је узета у обзир.

Параметри спектра одговора:

Ground type	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Фактор одзива:

$q := 1.50$

Параметар за доњу границу вредности:

$\beta := 0.20$

The screenshot displays the software interface for seismic analysis. It includes the following elements:

- Analysis:** Linear
- Case:** SEISMIC_QP
- Parameters (Eurocode):**
 - $\gamma_I = 1$
 - $q_d = 1,5$
- Spectrum (horizontal):** Selected
- Different q factors in X and Y directions:**
- Design spectrum:**
 - Shape: <Parametric shape>
 - Plot of S_d [m/s²] vs T [s]. Key values: 0.939, 0.376, 0.098.
- Ground type selection:**
 - A Type 1
 - B Type 1
 - C Type 1** (Selected)
 - D Type 1
 - E Type 1
 - A Type 2
 - B Type 2
 - C Type 2
 - D Type 2
 - E Type 2
- Parameters:**
 - a_{gR} [m/s²] = 0,490
 - $q = 1,5$
 - $S = 1,15$
 - T_B [s] = 0,200
 - T_C [s] = 0,600
 - T_D [s] = 2,000
 - $\beta = 0,2$

2.3. КОМБИНАЦИЈЕ ОПТЕРЕЋЕНЈА

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

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

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

$$\gamma_{G,sup} = 1,35^1)$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

$\gamma_Q = 1,35$ when Q represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)

$\gamma_Q = 1,45$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 11 to 31 (except 16, 17, 26³⁾ and 27³⁾), load models LM71, SW/0 and HSLM and real trains, when considered as individual leading traffic actions (0 when favourable)

$\gamma_Q = 1,20$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 16 and 17 and SW/2 (0 when favourable)

$\gamma_Q = 1,50$ for other traffic actions and other variable actions²⁾

$$\xi = 0,85 \text{ (so that } \xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \cong 1,15)$$

$\gamma_{G,set} = 1,20$ in the case of a linear elastic analysis, and $\gamma_{G,set} = 1,35$ in the case of a non linear analysis, for design situations where actions due to uneven settlements may have unfavourable effects. For design situations where actions due to uneven settlements may have favourable effects, these actions are not to be taken into account. See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.

γ^P = recommended values defined in the relevant design Eurocode.

¹⁾This value covers: self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.

²⁾This value covers: variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.

³⁾For rail traffic actions for groups of loads 26 and 27 $\gamma_Q = 1,20$ may be applied to individual components of traffic actions associated with SW/2 and $\gamma_Q = 1,45$ may be applied to individual components of traffic actions associated with load models LM71, SW/0 and HSLM, etc.

NOTE 3 The characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by $\gamma_{G,sup}$ if the total resulting action effect is unfavourable and $\gamma_{G,inf}$ if the total resulting action effect is favourable. For example, all actions originating from the self-weight of the structure may be considered as coming from one source; this also applies if different materials are involved. See however A.2.3.1(2).

NOTE 4 For particular verifications, the values for γ_Q and γ_Q may be subdivided into γ_{Qi} and γ_{Qj} and the model uncertainty factor $\gamma_{G,st}$. A value of $\gamma_{G,st}$ in the range 1,0–1,15 may be used in most common cases and may be modified in the National Annex.

NOTE 5 Where actions due to water are not covered by EN 1997 (e.g. flowing water), the combinations of actions to be used may be specified for the individual project.

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	0,40	0
Wind forces	F_{Wk}				
	- Persistent design situations	0,6	0,2	0	
	- Execution	0,8	-	0	
	F_W^*	1,0	-	-	
Thermal actions	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Snow loads	Q_{Srk} (during execution)	0,8	-	-	
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0	

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

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

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

ULS (a,b)

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

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

Сеизмика

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

Карактеристично

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

Често

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

Квази-стално

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

Комбинације оптерећења:

СТАЛНА ОПТЕРЕЋЕЊА	СЕИЗМИКА	TS	UDL	ТОПЛОТА	СКУПЉАЊЕ	ВЕТАР (F _{wk})	ВЕТАР (F _{w*})	КОЧЕЊЕ/УБРЗАЊЕ	ТРАНСБЕРЗАЛНО
1	1	0	0	1	1	1	0	1	1
1	1	1	1	1	1	0	1	1	1

Случајеви оптерећења:

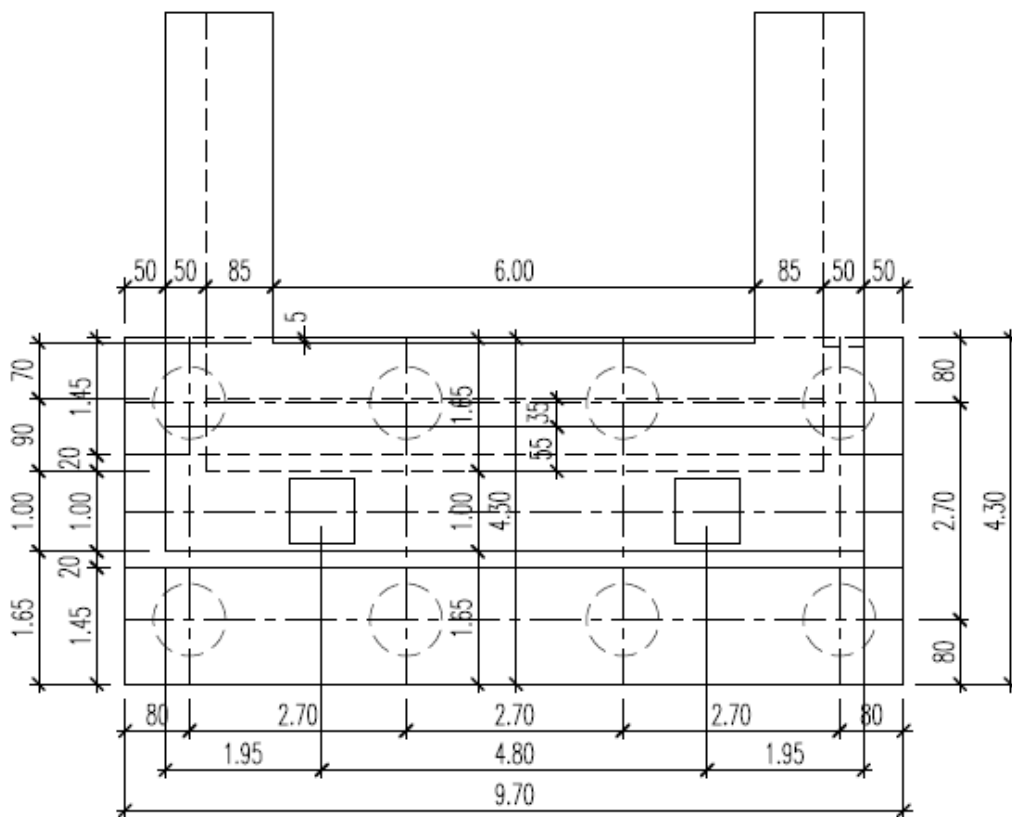
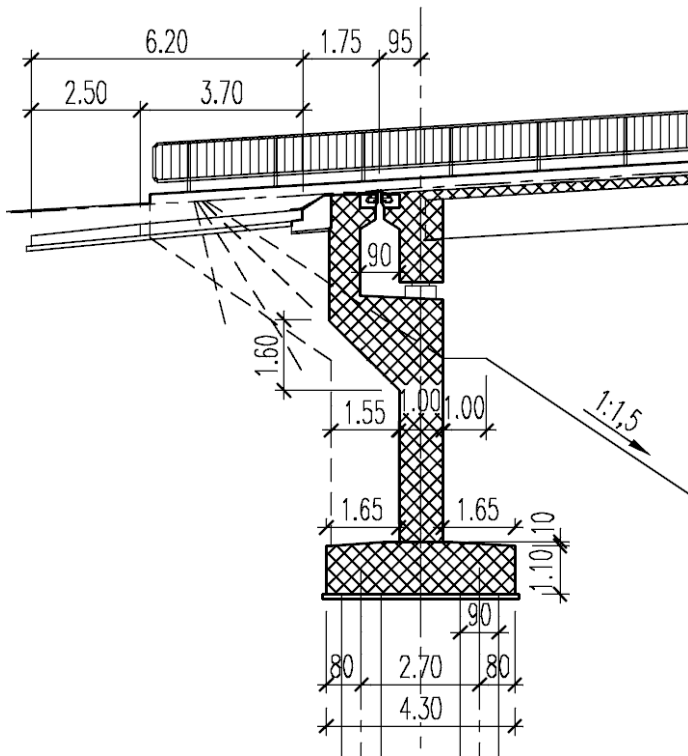
	Група	Тип	G _{sup}	G _{inf}		0	1	2	Адитив
1	СТАЛНА ОПТЕРЕЋЕЊА	Стално	1,350	1,000	0,850				1
2	СЕИЗМИКА	Сеизмика	1,000	1,000					
3	TS	Променљ.				1,350	0,750	0,750	0
4	UDL	Променљ.				1,350	0,400	0,400	0
5	ТОПЛОТА	Променљ.				1,500	0	0,600	0
6	СКУПЉАЊЕ	Променљ.				1,000	1,000	1,000	1,000
7	ВЕТАР (F _{wk})	Променљ.				1,500	0,600	0,200	0
8	ВЕТАР (F _{w*})	Променљ.				1,500	1,000	1,000	0
9	КОЧЕЊЕ/УБРЗАЊЕ	Променљ.				1,350	0,750	0,750	0
10	ТРАНСБЕРЗАЛНО	Променљ.				1,350	0,750	0,750	0

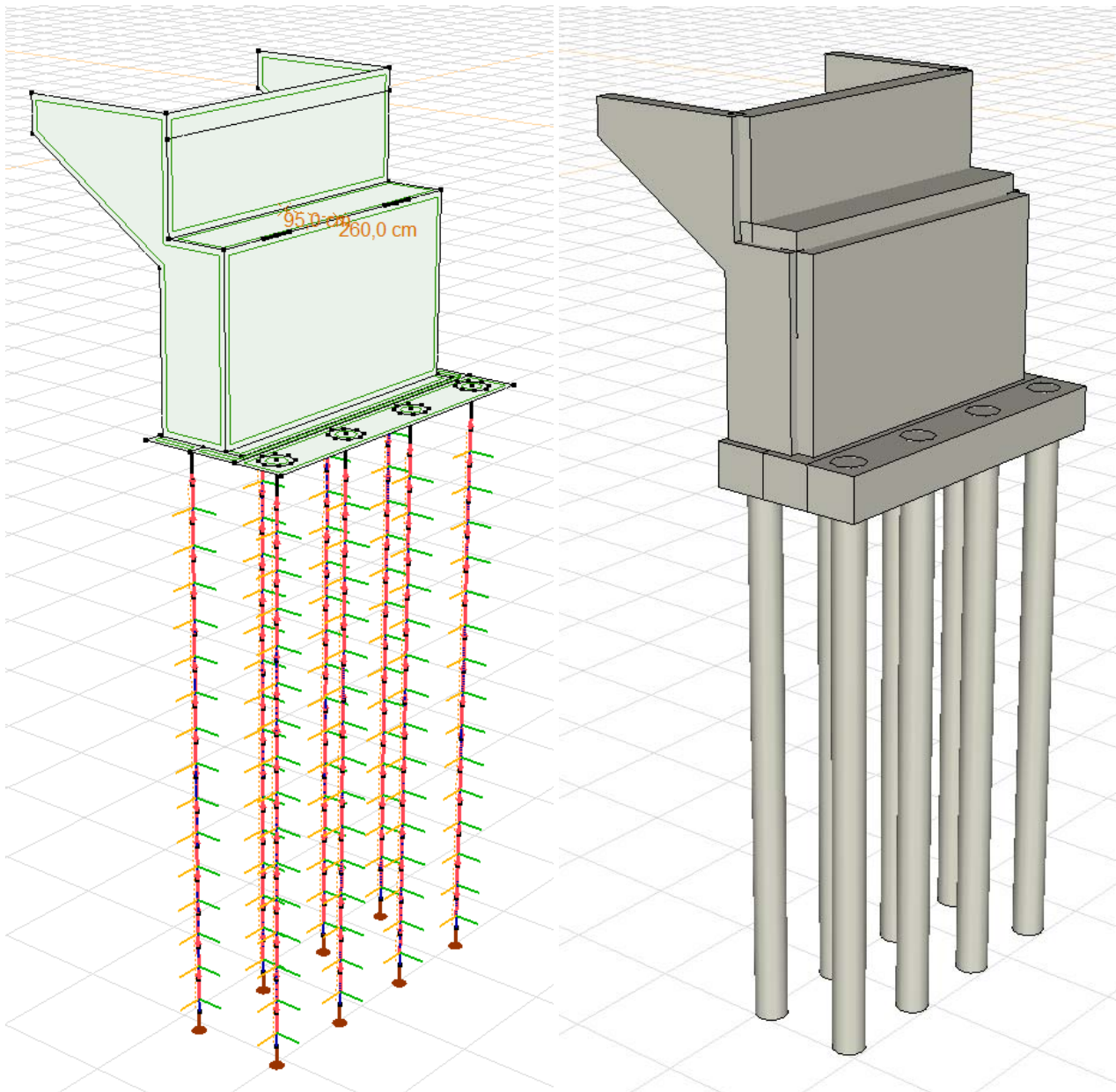
Случајеви оптерећења:

Назив	Група	Група	Назив	Група	Група
СРИЗМИКА X / Y	Облици вибрација		TEMP+	ТОПЛОТА	Пром.
СРИЗМИКА +	СЕИЗМИКА	Сеизмика	TEMP-		
СРИЗМИКА -			F _{wk} _L	ВЕТАР (F _{wk})	Пром.
DL ПРИТИСАК ТЛА	СТАЛНО ОПТ.	Стално	F _{wk} _R		
DL ДОЊИ СТРОЈ			F _{w*} _L	ВЕТАР (F _{w*})	Пром.
DL1+DL2			F _{w*} _R		
DL3			BRAKING+	КОЧЕЊЕ/УБРЗАЊЕ	Пром.
СКУПЉАЊЕ	СКУПЉАЊЕ	Пром.	BRAKING-		
TS_1_AP	TS	Пром.	UDL_1	UDL	Пром.
TS_1_L					
TS_1_R			UDL_1-2_L		
TS_2_L			UDL_1-2_R		
TS_2_R			UDL_2-3_L		
TS_3_L			UDL_2-3_R		
TS_3_R			UDL_3-4_L		
TS_4_L			UDL_3-4_R		
TS_4_R			UDL_4-5_L		
TS_5_L			UDL_4-5_R		
TS_5_R			UDL_5-6_L		
TS_6_L			UDL_5-6_R		
TS_6_R			UDL_6		
TS_6_AP					

3. ПРОРАЧУН ПОТПОРНЕ КОНСТРУКЦИЈЕ - ОПОРЦА

3.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ





3.2. ПРОРАЧУН ШИПОВА

Критично ГСН вертикално оптерећење на шипове:

Rz min -2492,37 kN

[1,35*DL1+DL2+1,35*DL ДОЊИ СТРОЈ +1,35*DL3+1,35*DL ПРИТИСАК ЗЕМЉИШТА] {1*1* СКУПЉАЊЕ } (1,35*0,75*TS_6_AP+1,5*1*Fw*_L+1,35*0,75* КОЧЕЊЕ -+1,35*0,4*UDL_1-2_L +1,35*0,4*UDL_3-4_L+1,35*0,4*UDL_5-6_L+1,35*0,4*UDL_3-4_R+1,35*0,4*UDL_5-6_R)

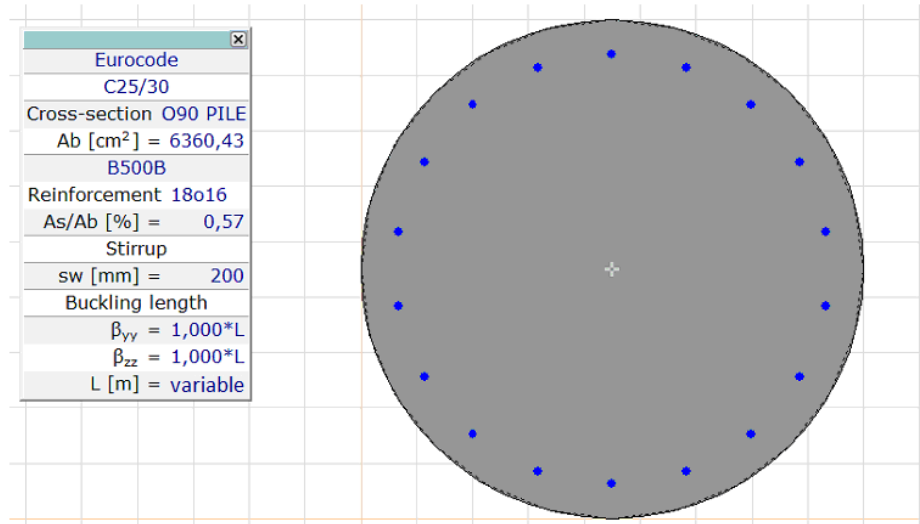
Квази-стално вертикално оптерећење на шипове:

Rz min -1328,86 kN

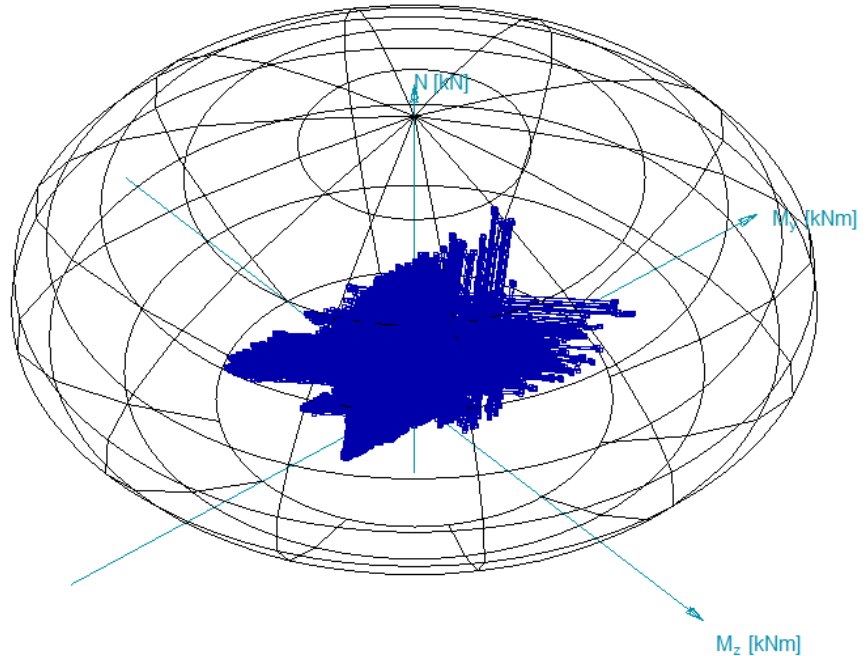
[DL1+DL2+DL ДОЊИ СТРОЈ +DL3+DL ПРИТИСАК ЗЕМЉИШТА] {СКУПЉАЊЕ }

Критичне ГСН унутрашње силе у шиповима:

Критично	мин/ макц.	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
My	мин	-564,02	-115	3,81
	мин	-566,69	-115,01	-3,79
	макц	-2390,05	384,35	45,96
	макц	-2387,56	384,29	-44,65
Mz	мин	-1347,61	213,74	-184,57
	макц	-1348,99	213,65	185,82

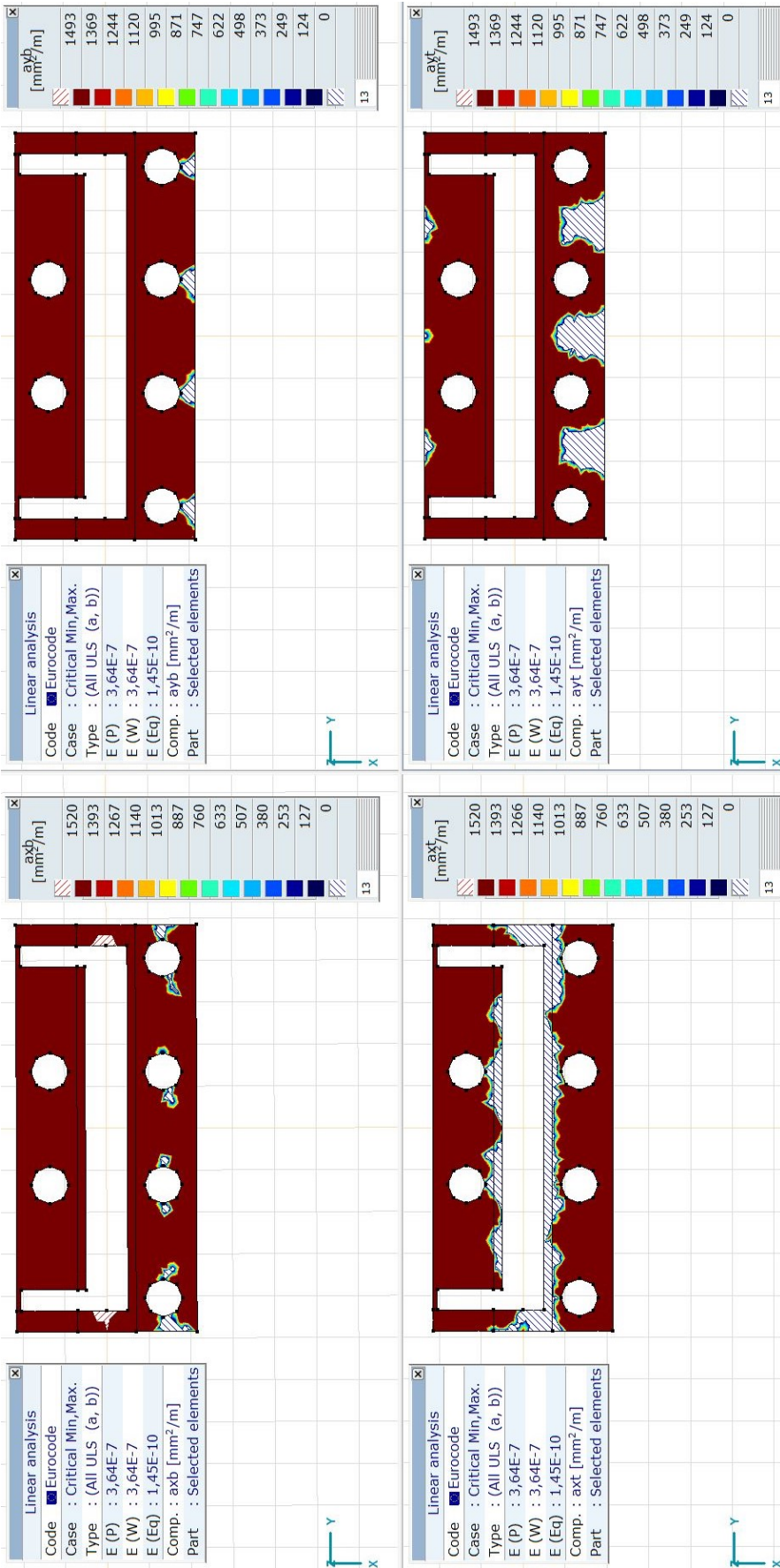


Eurocode			
Case : Linear, Critical			
$f_{se} = 1,000$			
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	
min/max			
-10444,00	0	0	
1574,31	0	0	
min/max			
-3800,00	-1151,97	0	
-3800,00	1151,97	0	
min/max			
-3800,00	0	-1153,86	
-3800,00	0	1153,86	
C25/30			
Cross-section O90 PILE			
Ab [cm²] = 6360,43			
B500B			
Reinforcement 18o16			
As/Ab [%] = 0,57			
Efficiency			
$\epsilon(N = \text{const.}) = 0,617$			



Према резултатима прорачуна са методом коначних елемента у складу са софтверским пакетом Axis VM модул RC2, претпостављене арматуре 18o16 **ЗАДОВОЉАВАЈУ УСЛОВЕ НОСИВОСТИ ШИПОВА!** Ово представља статичку потребну површину армирања, али је такође потребно узети у обзир минималну површину армирања према EN 1992.

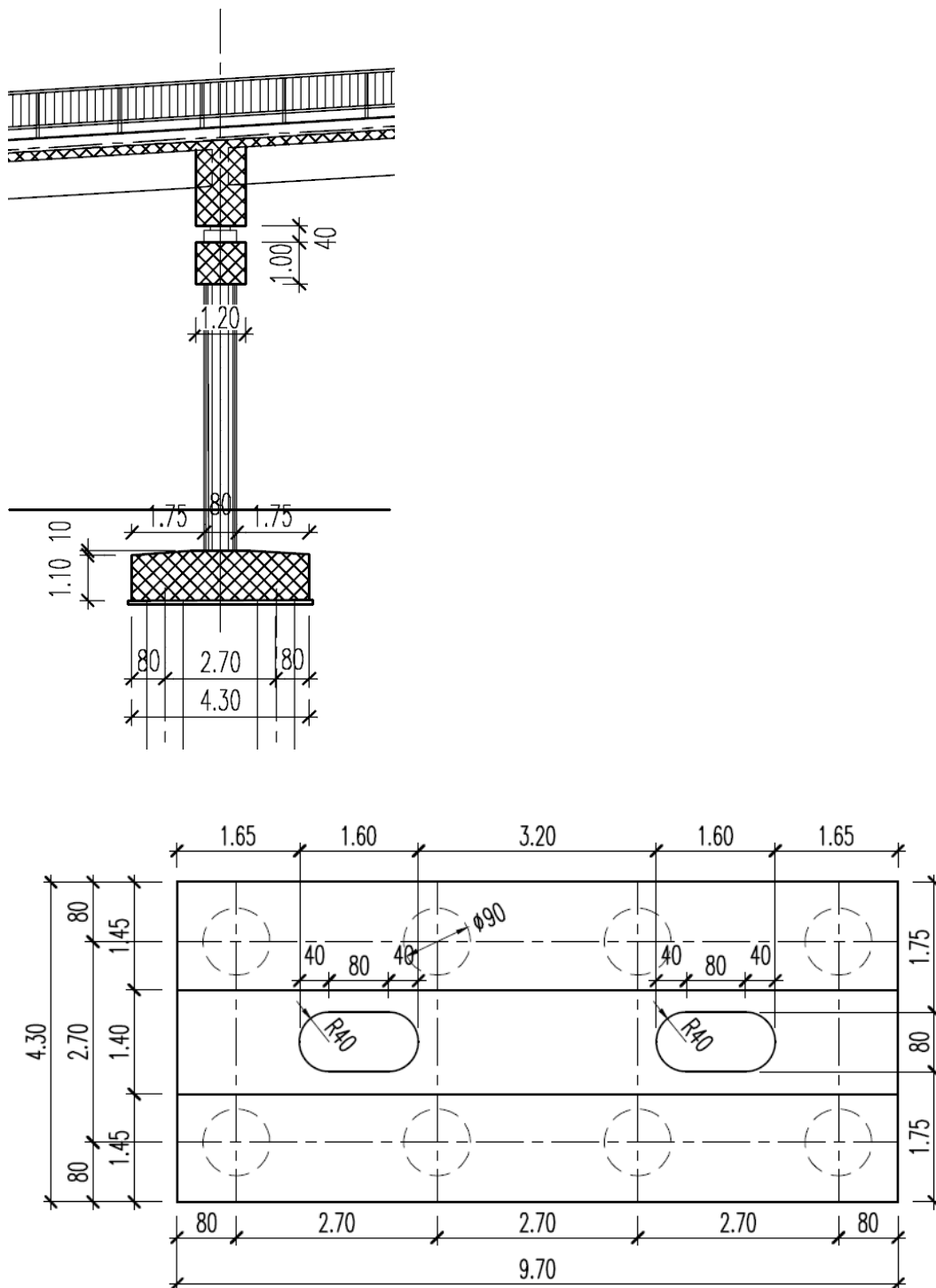
3.3. ПРОРАЧУН НАГЛАВНИХ ГРЕДА ШИПОВА

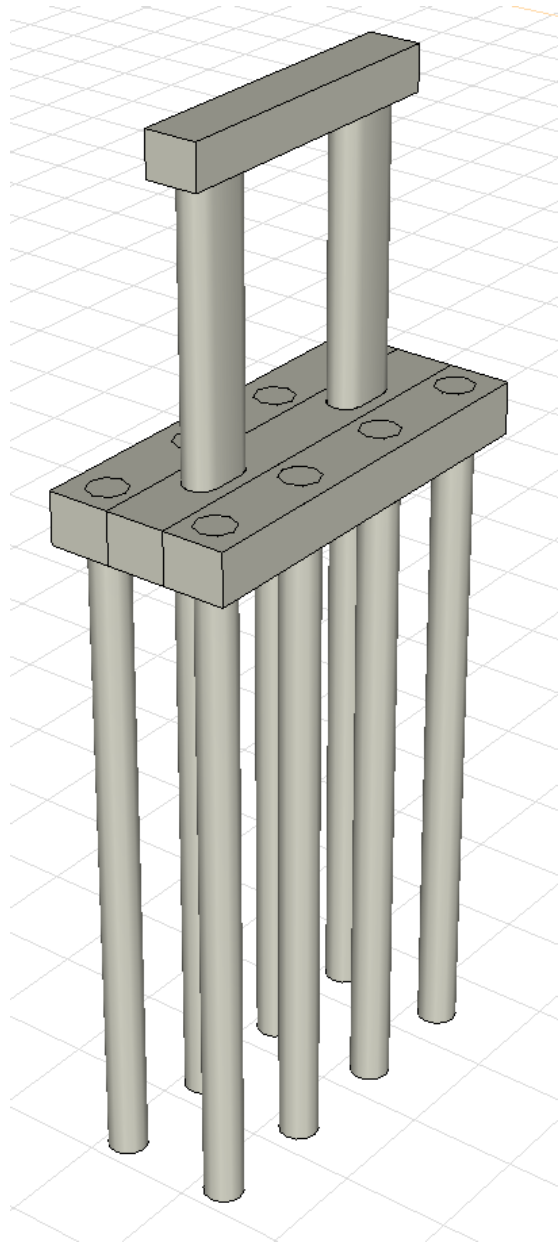
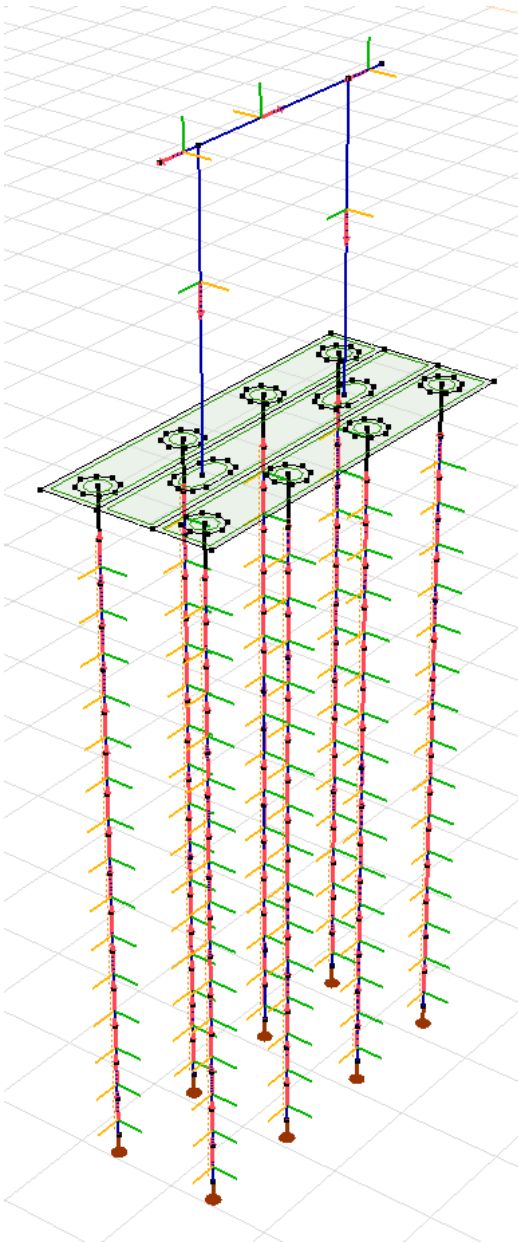


Према резултатима прорачуна са методом коначних елемената у складу са софтверским пакетом Axis VM модулу RC1, са прорачуном минималном површином армирана **НОСИВОСТИ НАГЛАВКА ШИПОВА ЗАДОВОЉАВА УСЛОВЕ!**

4. ПРОРАЧУН СТУБОВА СА ПОКРЕТНИМ ОСЛОНЦИМА

4.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ





4.2. ПРОРАЧУН ШИПОВА

Критична ГСН вертикална оптерећења на шипове:

$R_z \quad \min \quad -1543,21 \text{ kN}$

[$1,35 \cdot 0,85 \cdot DL_1 + DL_2 + 1,35 \cdot 0,85 \cdot DL$ ДОЊИ СТРОЈ + $1,35 \cdot 0,85 \cdot DL_3 + 1,35 \cdot 0,85 \cdot DL$ ПРИТИСАК
 ЗЕМЉИШТА] { $1,35 \cdot UDL_{1-2_L} + 1,35 \cdot UDL_1 + 1,35 \cdot UDL_{1-2_R} + 1,35 \cdot UDL_{2-3_L} + 1,35 \cdot UDL_{4-5_L}$
 + $1,35 \cdot UDL_{2-3_R} + 1,35 \cdot UDL_{4-5_R}$ } ($1,35 \cdot 0,75 \cdot TS_{2_L} + 1,5 \cdot 1 \cdot Fw_R + 1,35 \cdot 0,75 \cdot$ КОЧЕЊЕ -)

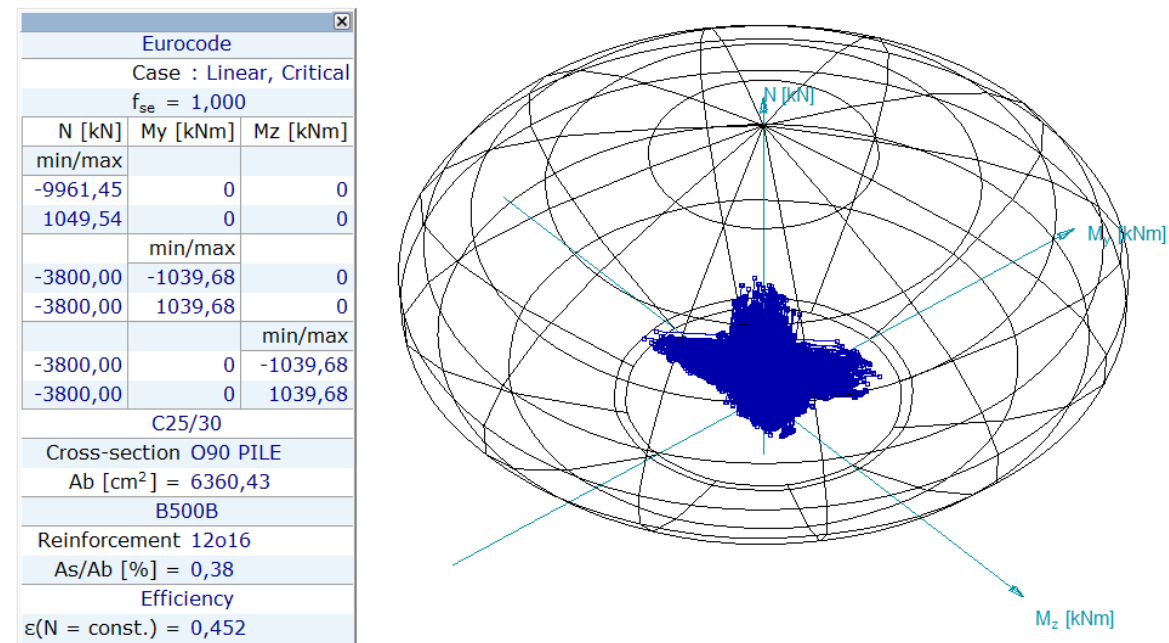
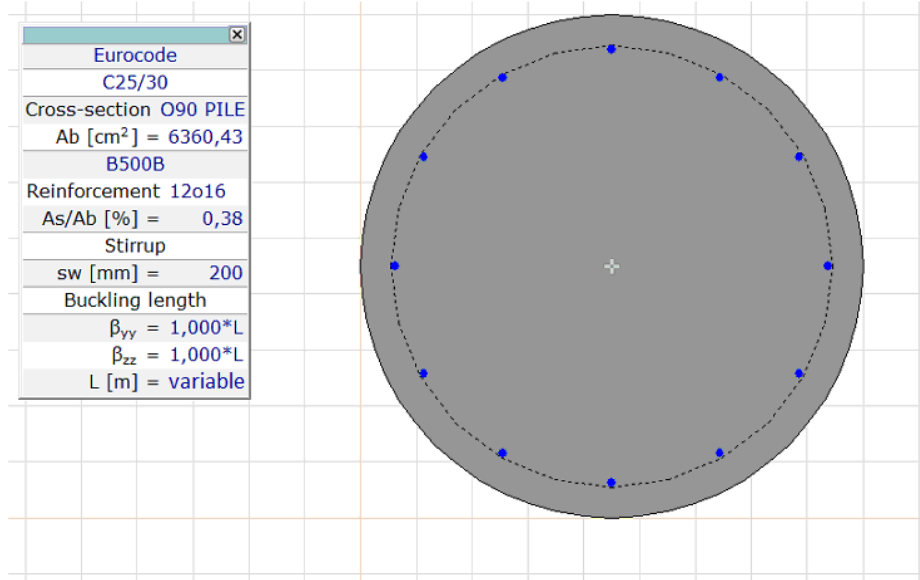
Квази-стално вертикално оптерећење на шипове:

$R_z \quad \min \quad -868,27 \text{ kN}$

[$DL_1 + DL_2 + DL$ ДОЊИ СТРОЈ + $DL_3 + DL$ ПРИТИСАК ЗЕМЉИШТА]

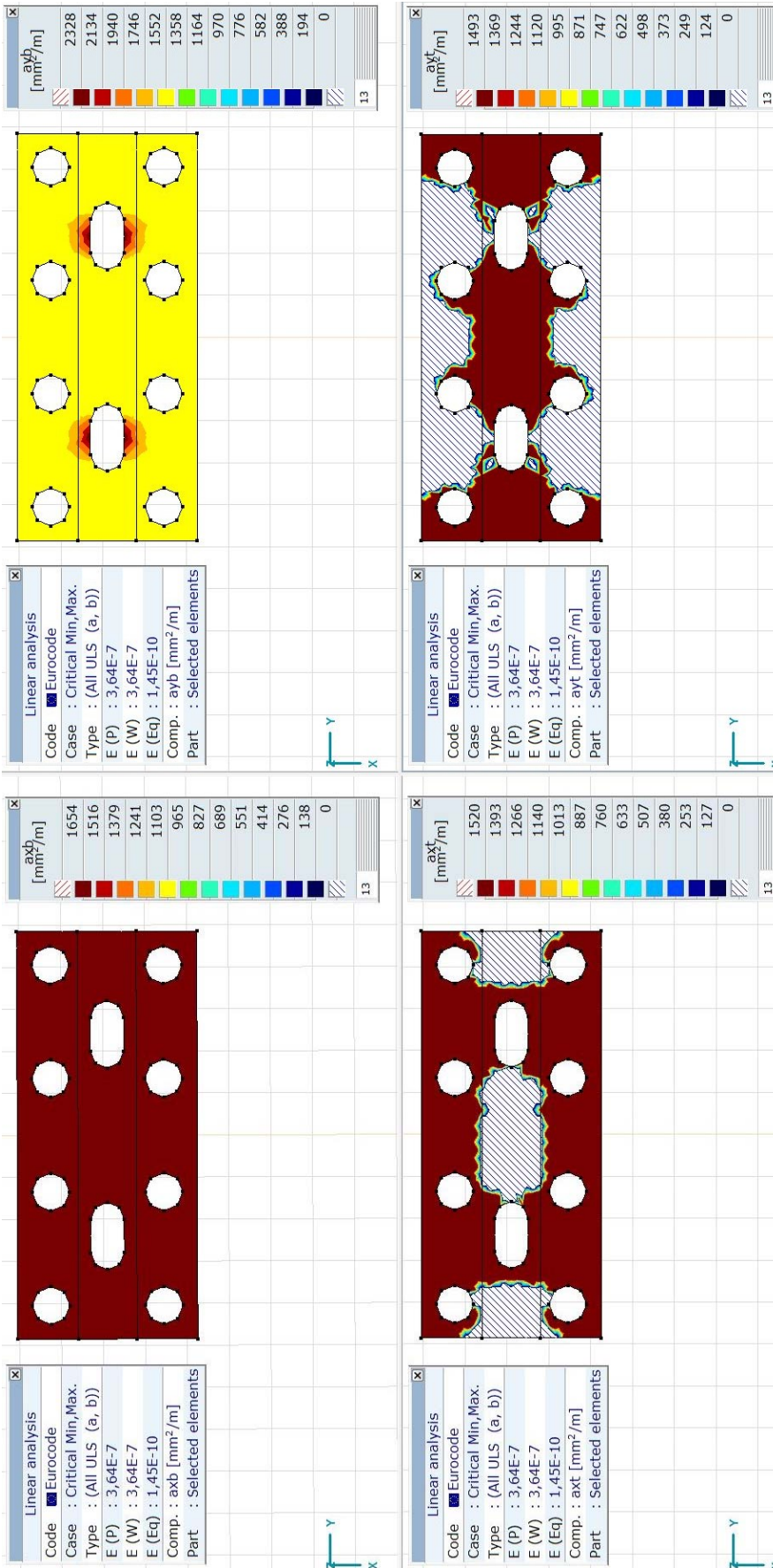
Критичне ГСН унутрашње силе у шиповима:

Критично	мин/ макц.	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
My	мин	-1105,32	-35,49	-178,58
	макц	-1105,31	35,49	-178,58
Mz	мин	-1105,32	-35,49	-178,58
	мин	-1105,31	35,49	-178,58
	макц	-1094,95	-35,34	174,05
	макц	-1094,97	35,34	174,05



Према резултатима прорачуна са методом коначних елемената у складу са софтверским пакетом Axis VM модул RC2, претпостављене арматуре 12o16 **ЗАДОВОЉАВАЈУ УСЛОВЕ НОСИВОСТИ ШИПОВА!** Ово представља статичку потребну површину армирања, али је такође потребно узети у обзир минималну површину армирања према EN 1992.

4.3. ПРОРАЧУН НАГЛАВНИХ ГРЕДА СТУБОВА

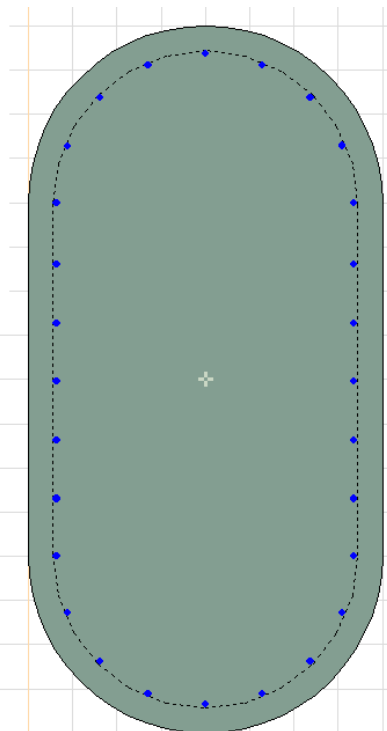


Према резултатима прорачуна са методом коначних елемената у складу са софтверским пакетом Axis VM модулу RC1, са прорачунатом минималном површином армирања + додатном армирањем испод базе стуба **НОСИВОСТ НАГЛАВКА ШИПОВА ЗАДОВОЉАВА УСЛОВЕ!**

4.4. ПРОРАЧУН СТУБОВА

Критичне ГСН унутрашње силе у стубовима:

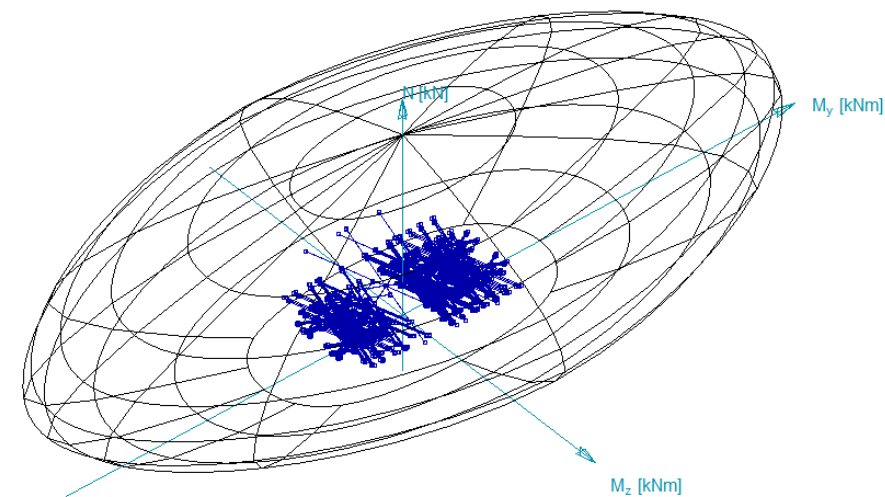
Критично	мин/ макц.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
Nx	мин	-4801,42	0	-99,33	509,19	0
	макц	-1593,25	-31,21	210,49	711,95	0
My	мин	-2770,7	-31,21	210,49	-908,8	-240,3
	макц	-2787,95	31,21	-211,01	930,58	240,3
Mz	мин	-2770,7	-31,21	210,49	-908,8	-240,3
	мин	-2787,95	31,21	-211,01	930,58	-240,3
	макц	-2770,7	-31,21	210,49	-908,8	240,3
	макц	-2791,66	31,21	-211,06	930,84	240,3



Eurocode	
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	= 11425,53
B500B	
Reinforcement 28o16	
As/Ab [%]	= 0,49
Stirrup	
sw [mm]	= 200
Buckling length	
β_{yy}	= 1,000*L
β_{zz}	= 2,000*L
L [m]	= variable

Предпоставља се лонгитудинална дужина избочавања $< 2.00xL$ и трансверзална $< L$

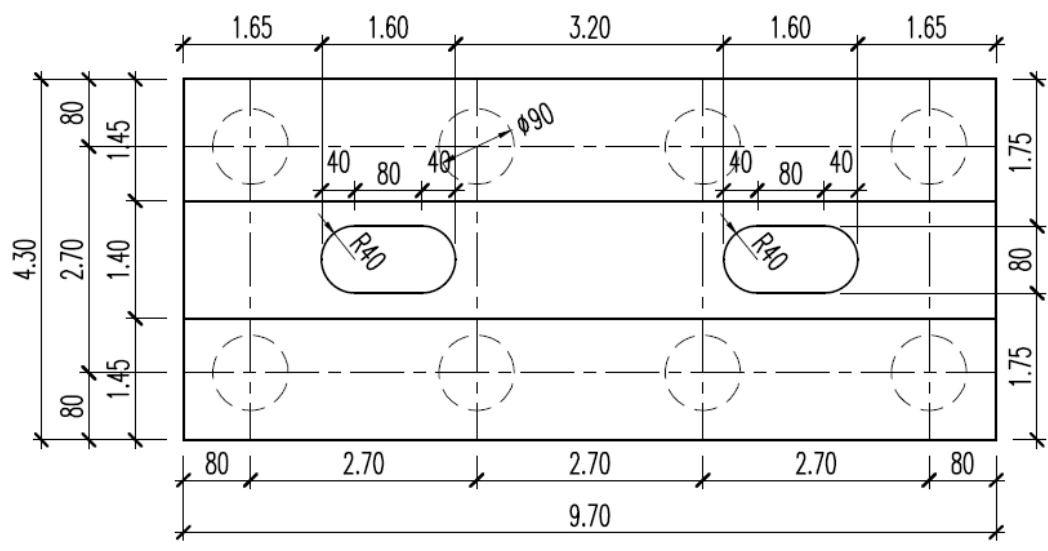
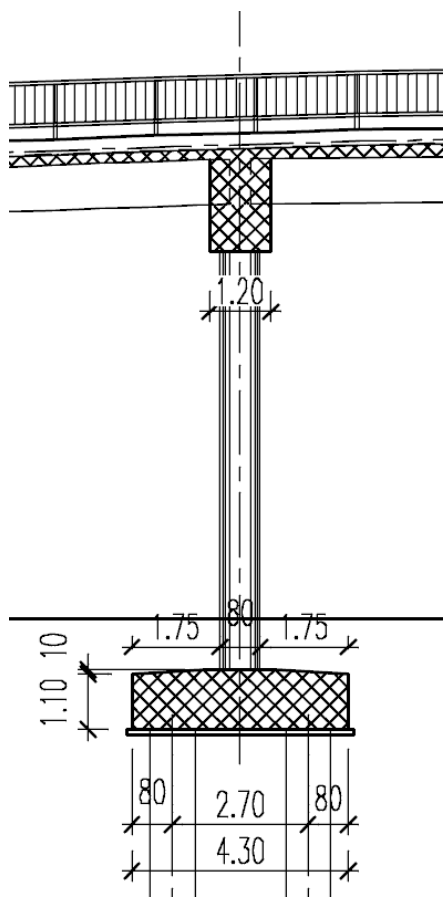
Eurocode	
Case : Linear, Critical	
$f_{se} = 1,000$	
N [kN]	My [kNm] Mz [kNm]
min/max	
-21669,26	4,01 -0,23
2448,93	-4,37 0,24
	min/max
-8750,00	-4296,39 -0,03
-8750,00	4298,17 -0,03
	min/max
-8250,00	0 -2341,66
-8250,00	0 2341,69
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	= 11425,53
B500B	
Reinforcement 28o16	
As/Ab [%]	= 0,49
Efficiency	
$\epsilon(N = \text{const.})$	= 0,496

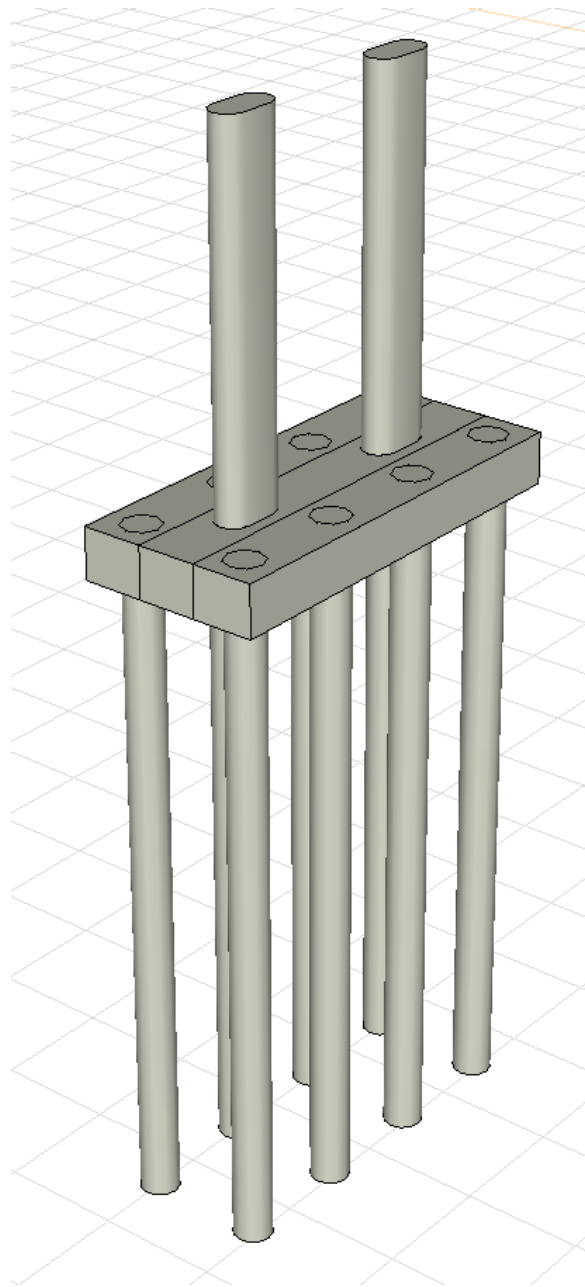
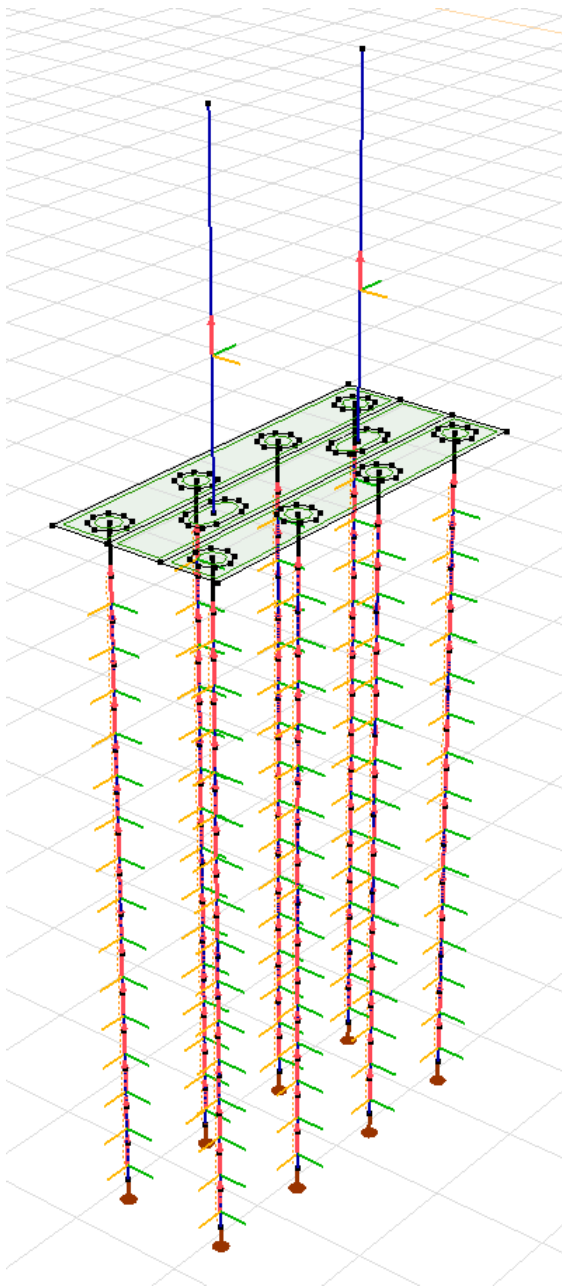


Према резултатима прорачуна са методом коначних елемената у складу са софтверским пакетом Axis VM модул RC2, претпостављене арматуре 28o16 **ЗАДОВОЉАВАЈУ УСЛОВЕ НОСИВОСТИ СТУБОВА!**

5. ПРОРАЧУН СТУБОВА СА НЕПОКРЕТНИМ ОСЛОНЦИМА

5.1. ГЕОМЕТРИЈСКИ ПОДАЦИ





5.2. ПРОРАЧУН ШИПОВА

Критична ГСН вертикална оптерећења на шипове:

Rz мин -1869,34кN

[1,35*0,85*DL1+DL2+1,35*0,85*DL ДОЊИ СТРОЈ +1,35*0,85*DL3+1,35*0,85*DL ПРИТИСАК
ЗЕМЉИШТА] {1,35*UDL_2-3_L+1,35*UDL_3-4_L+1,35*UDL_5-6_L+1,35*UDL_2-3_R+1,35*UDL_3-4_R
+1,35*UDL_5-6_R+1,35*UDL_6} (1,35*0,75*TS_3_R+1,5*1*Fw*_L+1,35*0,75* КОЧЕЊЕ -)

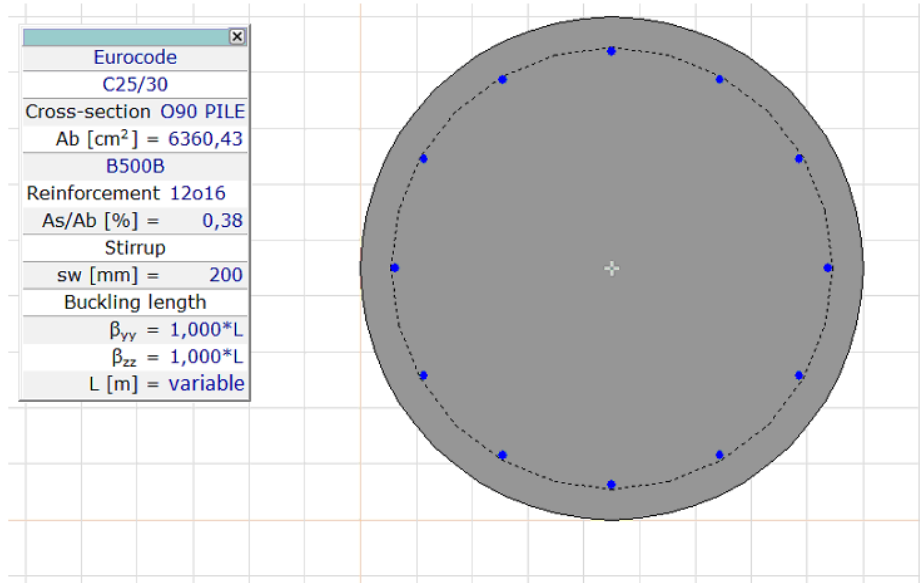
Квази-стална вертикална оптерећења на шипове:

Rz мин -924,27 кN

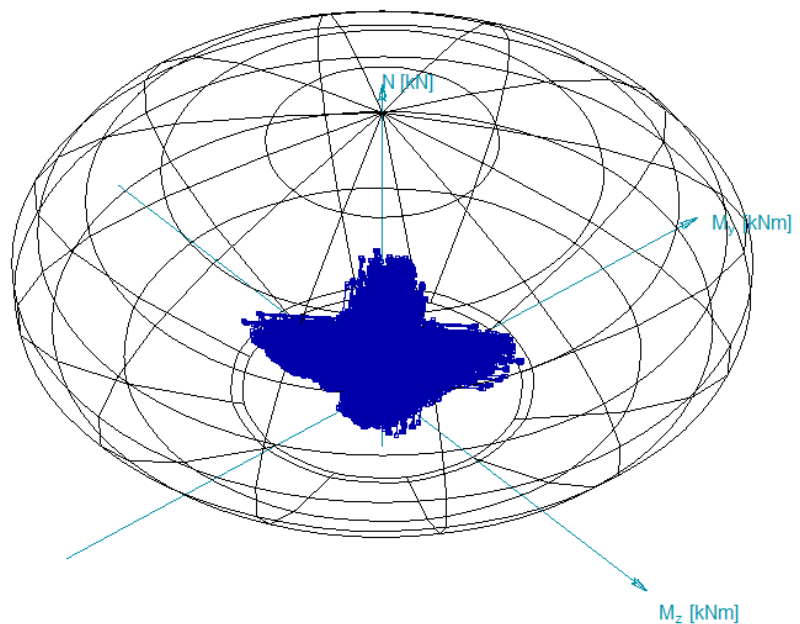
[DL1+DL2+DL ДОЊИ СТРОЈ +DL3+DL ПРИТИСАК ЗЕМЉИШТА] { СКУПЉАЊЕ }

Критичне ГСН унутрашње силе у шиповима:

Цритичал	мин/ макц.	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
My	мин	-1647,59	-99,07	103,42
	макц	-1647,69	99,04	103,45
Mz	мин	-1285,12	81,87	-185,06
	макц	-1293,07	81,99	188,08

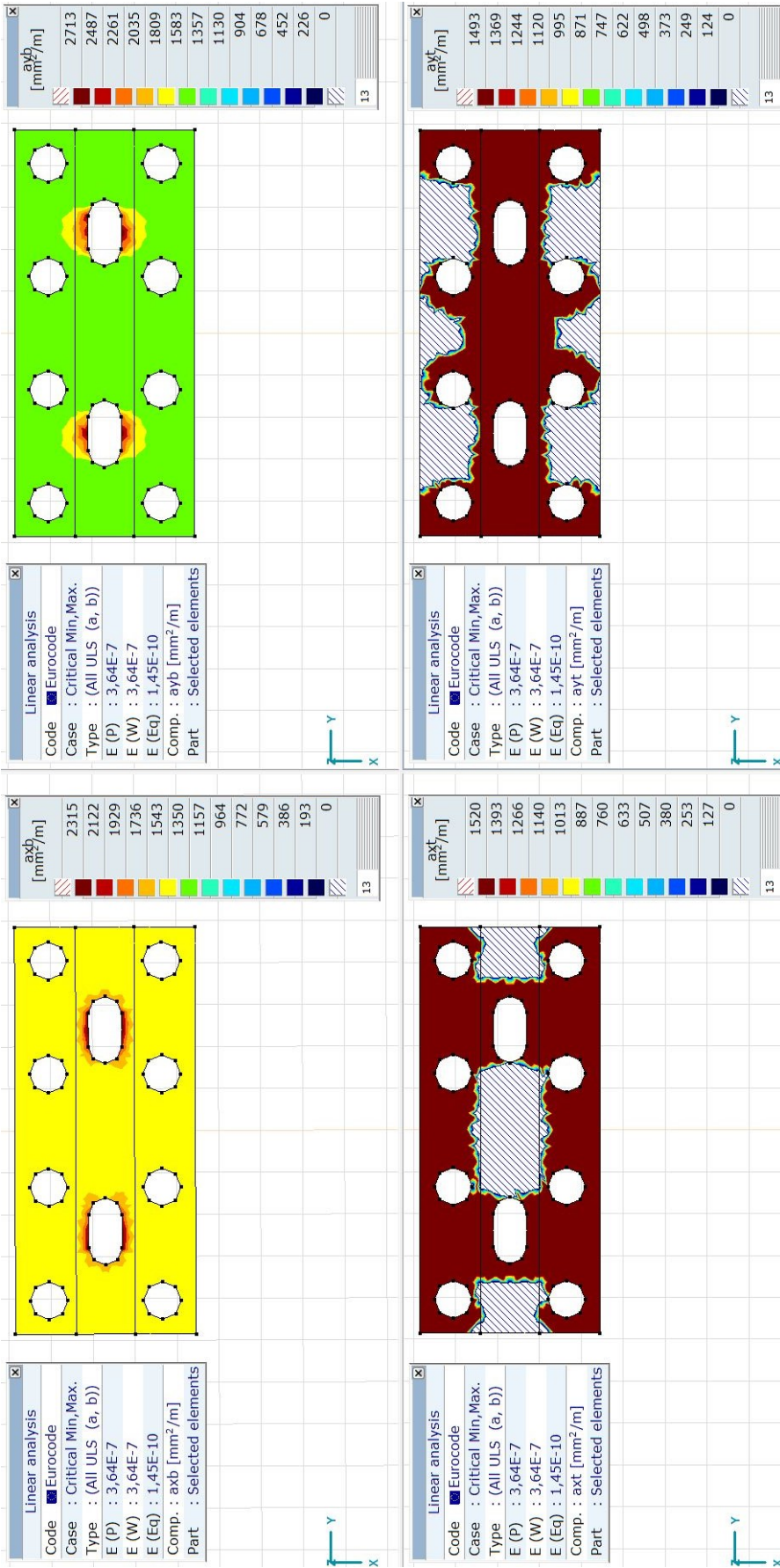


Eurocode		
Case : Linear, Critical		
$f_{se} = 1,000$		
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
min/max		
-9961,45	0	0
1049,54	0	0
	min/max	
-3800,00	-1039,68	0
-3800,00	1039,68	0
		min/max
-3800,00	0	-1039,68
-3800,00	0	1039,68
C25/30		
Cross-section O90 PILE		
Ab [cm²] = 6360,43		
B500B		
Reinforcement 12ø16		
As/Ab [%] = 0,38		
Efficiency		
$\epsilon(N = \text{const.}) = 0,489$		



Према резултатима прорачуна са методом коначних елемената у складу са софтверским пакетом Axis VM модул RC2, претпостављене арматуре 12ø16 **ЗАДОВОЉАВАЈУ УСЛОВЕ НОСИВОСТИ ШИПОВА!** Ово представља статичку потребну површину армирања, али је такође потребно узети у обзир минималну површину армирања према EN 1992.

5.3. ПРОРАЧУН НАГЛАВНИХ ГРЕДА ШИПОВА



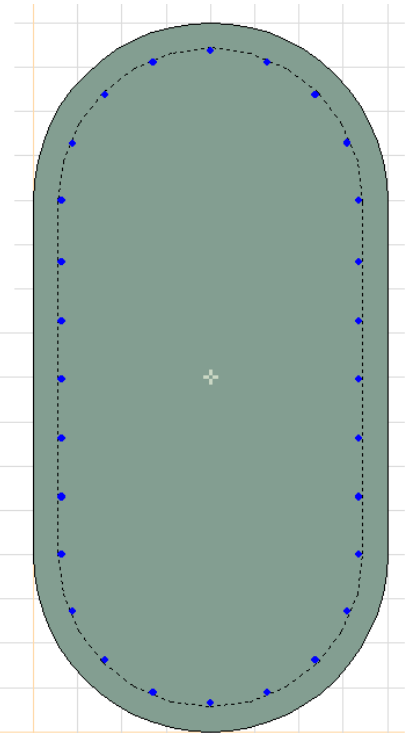
Према резултатима прорачуна са методом коначних елемената у складу са софтверским пакетом Axis VM модул RC1, са прорачунатом минималном површином армирања + додатном армиатуром испод базе стуба **НОСИВОСТ НАГЛАВКА ШИПОВА ЗАДОВОЉАВА УСЛОВЕ!**

5.4. ПРОРАЧУН СТУБОВА

Критичне ГСН унутрашње силе у стубовима:

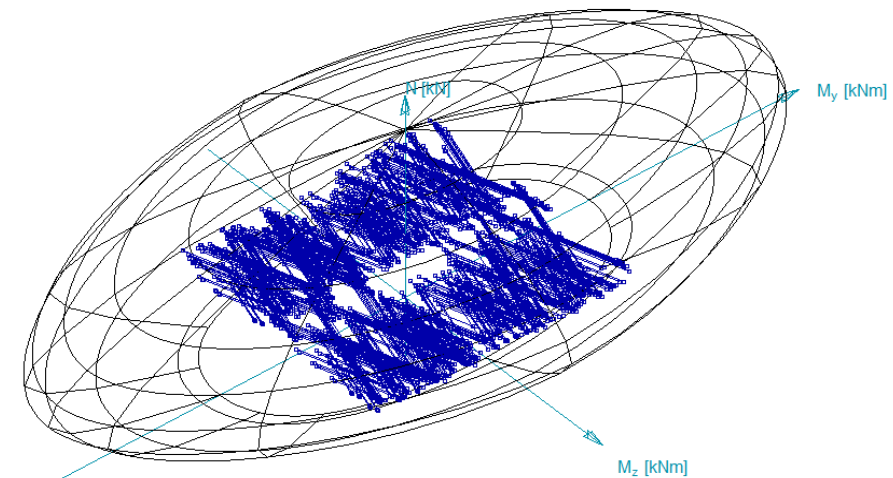
Critical	min/ max.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
Nx	min	-5129,58	-166,48	243,51	-891,16	-844,82
	min	-5128,84	166,38	243,26	-888,71	843,69
	max	-1619,4	197,91	-289,32	-1482,5	-851,85
Vy	min	-3016,12	-250,74	64,13	-162,09	-1206,34
	min	-2982,19	-250,62	-54,47	116,43	-1208,72
	max	-3016,74	250,63	63,8	-158,65	1205,52
Vz	min	-3016,26	197,91	-289,32	1237,1	1008,75
	max	-3029,59	197,9	294,45	-1260,53	1008,56
	max	-2982,1	250,68	-54,51	118,54	1208,95
My	min	-2752,86	197,91	-289,32	-1482,5	-851,85
	max	-2766,2	197,9	294,45	1507,34	-851,93
Mz	min	-2682,37	-239,16	48,92	-111,52	-1213,23
	min	-2316,68	-239,71	-29,99	36,59	-1212,54
	max	-2683,05	239,06	48,62	-108,22	1212,47
max	-2677,36	239,78	-42,63	81,98	1212,71	

Eurocode	
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	11425,53
B500B	
Reinforcement 28o20	
As/Ab [%]	0,77
Stirrup	
sw [mm]	200
Buckling length	
β_{yy}	1,000*L
β_{zz}	1,500*L
L [m]	variable



Предпоставља се лонгитудинална дужина избочавања $< 1.50xL$ и трансверзална $< L$

Eurocode	
Case : Linear, Critical	
$f_{se} = 1,000$	
N [kN]	My [kNm]
min/max	Mz [kNm]
-22935,95	6,27
3826,46	-6,83
	2,24
	min/max
-8750,00	-4814,59
-8750,00	4815,75
	min/max
-8250,00	0
-8250,00	-2679,96
	0
	2680,23
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	11425,53
B500B	
Reinforcement 28o20	
As/Ab [%]	0,77
Efficiency	
$\epsilon(N = \text{const.})$	0,886



Према резултатима прорачуна са методом коначних елемента у складу са софтверским пакетом Axis VM модул RC2, претпостављене арматуре 28o20 **ЗАДОВОЉАВАЈУ УСЛОВЕ НОСИВОСТИ СТУБОВА!**

6. ПРОРАЧУН ОСЛОНАЦА, ДИЛАТАЦИОНИХ РАЗДЕЛНИЦА

Резултати прорачуна вертикалних, трансверзалних оптерећења и потребних померања за лежајеве:

Критична оптерећења на лежајеве (ГСН) и карактеристична ширења/скупљања		Утицаји:	ψ_0	Померања
С1	Трансверзално: 278 kN	Топлотни утицаји	0.6	19,2 mm
	Вертикално: 2105 kN	Скупљање	1	9,2 mm
	Ширење: 49,6 mm	Кочење и убрзање	0	21,1 mm
	Скрупљање: 41,8 mm	Саобраћајно оптерећење	0.75	22,7 mm
С2	Трансверзално: 339 kN	Топлотни утицаји	0.6	12,9 mm
	Вертикално: 4355 kN	Скупљање	1	6,1 mm
	Ширење: 29,0 mm	Кочење и убрзање	0	21,2 mm
	Скрупљање: 35,0 mm	Саобраћајно оптерећење	0.75	0,1 mm
С5	Трансверзално: 346 kN	Топлотни утицаји	0.6	12,9 mm
	Вертикално: 4358 kN	Скупљање	1	6,1 mm
	Ширење: 29,0 mm	Кочење и убрзање	0	21,2 mm
	Скрупљање: 35,0 mm	Саобраћајно оптерећење	0.75	0,1 mm
С6	Трансверзално: 261 kN	Топлотни утицаји	0.6	19,2 mm
	Вертикално: 2104 kN	Скупљање	1	9,2 mm
	Ширење: 50,1 mm	Кочење и убрзање	0	21,1 mm
	Скрупљање: 41,8 mm	Саобраћајно оптерећење	0.75	23,3 mm

Резултати потребних померања за дилатационе разделнице:

Карактеристични вредности ширења/скупљања за дилатационе разделнице		Утицаји:	ψ_0	Померања
С1	Ширење: 53,7 mm	Топлотни утицаји	0.6	19,4 mm
		Скупљање	1	9,2 mm
	Скупљање: 41,9 mm	Кочење и убрзање	0	21,1 mm
		Саобраћајно оптерећење	0.75	28,0 mm
С6	Ширење: 54,3 mm	Топлотни утицаји	0.6	19,4 mm
		Скупљање	1	9,2 mm
	Скупљање: 41,9 mm	Кочење и убрзање	0	21,1 mm
		Саобраћајно оптерећење	0.75	28,7 mm

7. ПРОРАЧУН КАПАЦИТЕТА НОСИВОСТИ ШИПОВА

Прорачун је припремљен у складу са геотехничким профилом и СРТ резултатима обезбеђеним са стране геотехничког инжењера. Резултати прорачуна и сажето објашњење методологије дато је у прилогу.

Отпорност шипова у ситнозрном тлу

Недренирана отпорност на смицање се може израчунати из СРТ-а према Лунне ет ал., (1997):

$$c_{u,i} = q_{c,i} / N_k$$

Крајњи отпор основе шипа се може израчунати узимањем у обзир технологију уградње, податке пробних оптерећења шипова као и предлоге националних стандарда, са следећом јендачином:

$$q_{b,cal} = 0.6 \cdot \mu_b \cdot q_{c,k}$$

$q_{c,k}$ Карактеристична тачка СРТ отпорности која се може сматрати као просечна вредност отпорности зоне од $1,5 \cdot D$ изнад основе шипа до $3,0 \cdot D$ испод основе шипа.

μ_b Фактор отпорности основе у зависности од технологије.

За крајњи отпор омотача шипа развијена је следећа квадратна једначина узимајући у обзир националне стандарде дозвољавајући различите технологије уградње шипова:

$$q_{s,cal,i} = 1.2 \cdot \mu_s \cdot \sqrt{q_{c,i}}$$

μ_s фактор отпора омотача у зависности од технологије уградње

$c_{u,i} > 500$ kPa недренирана отпорност на смицање се може узети у обзир тек након утврђених истраживања,

$q_{b,cal} > 2.5$ МПа може се употребити тек након утврђених пробних оптерећења шипова,

$q_{b,max} \leq 4$ МПа за чврсте глине и $q_{b,max} \leq 8$ МПа за високо преконсолидоване глине или узети у обзир глинени камен

		μ_b	μ_s	q_{max} [kPa]
Потискајући шипови	Побијени префабриковани бетонски шипови	1,00	1,05	85
	Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	1,00	0,80	70
	Побијање челичне цеви затвореног дна, sukcesивно извлачење цеви уз додавање бетона	1,00	1,10	90
	Бушени шипови без челичне цеви	0,90	1,25	100
Замењујући шипови	СФА шипови	0,90	1,00	80
	Бушени шипови	0,80	1,00	80
	Бушени шипови са челичном заштитом	0,80	1,00	80

Отпорност шипова за крупнозрно тло

Проарачун отпорности основе шипа заснован је на методи предложеној у ЕС 7-2, са новим фактором редукције:

$$q_{b,cal} = \lambda_b \cdot \alpha_b \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{q_{c,Im} + q_{c,IIIm}}{2} + q_{c,IIIIm} \right)$$

α_b Фактор отпорности основе шипа

λ_b Фактор редукције за узимање у обзир методе Де Руитер и Берингер (Ван Тол. 1993 И Феллинус, 2006) који је занемарен у ЕС 7-2

За отпорност омотача је такође употребљена квадратна формула:

$$q_{s,cal,i} = \alpha_{sq} \cdot \sqrt{q_{c,i}}$$

α_{sq} фактор отпорности омотача, зависно од технологиј

$q_b > 5.0$ МПа се може употребити искључиво у случају потврђеног пробног оптерећења

$q_{b,max} \leq 15$ МПа за сва случаја

Веома опрезан приступ је потребан за процену отпорности основе СФА шипова у песку ради вадненачке везе или потенцијала ликвифакције, јер се стање тла може оједном детериорирати током формирања.

		μ_b	μ_s	q_{max} [kPa]
Потискајући шипови	Побијени префабриковани бетонски шипови	1,00	0,90	150
	Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	1,00	0,75	120
	Побијање челичне цеви затвореног дна, sukcesивно извлачење цеви уз додавање бетона	1,00	1,10	160
	Бушени шипови без челичне цеви	0,80	0,75	160
Замењујући шипови	СФА шипови	0,70	0,55	120
	Бушени шипови	0,50	0,55	100
	Бушени шипови са челичном заштитом	0,50	0,45	80

Прорачун у складу са СРТ - n4 за надвожњак В0893 (С1 ослонац)		Парцијални факт.		Факт. отп. осн.		Факт. отп. омо.		Макс. отп. омо.	
		осн.	омо.	Ф	Г	Ф	Г	Ф	Г
Побијени префабр. бетонски шипови	1	1.10	1.10	1.00	1.00	1.05	0.90	85	150
Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	2	1.25	1.10	1.00	1.00	0.80	0.75	70	120
Побијање челичне цеви затвореног дна, сукцесивно извлачење цеви уз додавање бетона	3	1.25	1.10	1.00	1.00	1.10	1.10	90	160
Бушени шипови без челичне цеви	4	1.25	1.10	0.90	0.80	1.25	0.75	100	160
СФА шипови	5	1.20	1.10	0.90	0.70	1.00	0.55	80	120
Бушени шипови	6	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.55	80	100
Бушени шипови са челичном зашт.	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80
Предвиђени тип шипа:	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80

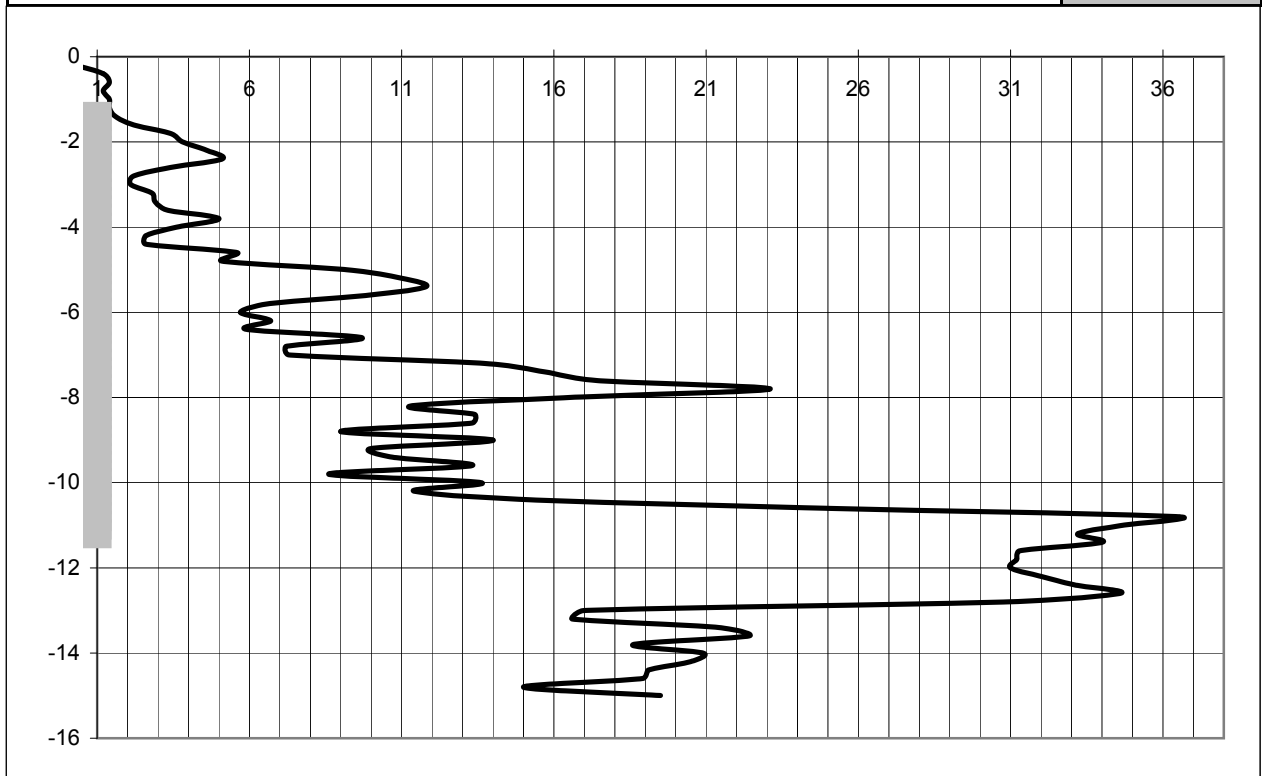
Пречник шипа (m)	0.90
Кота наглавка шипова (m)	80.78
Кота основе шипа (m)	70.60
Конусни фактор (Nk)	15.5
Фактор редукције наглавка (lb)	0.60
Критична кота основе шипа (m)	67.00
Дужина шипа (m)	10.18

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1444	26.5	24.6	15.0	2.6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8.00	Фино тло Грубо тло		
Врста тла на коти основе шипа (Ф / Г)					Г

$R_{s.k} =$	1313 kN	ξ_{appl}	1.00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$	1710 kN	ξ_{mean}	1.40	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$R_{c.d} =$	3023 kN	ξ_{min}	1.40	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Обавезно пробно оптерећење шипова ради осигурања високе отпорности базе шипа као и смањења корелационог коефицијента на $\xi=1,00$ (ДА / НЕ)

ДА



Прорачун у складу са СРТ - n4 за надвожњак В0893 (С2 ослонац)		Парцијални факт.		Факт. отп. осн.		Факт. отп. омо.		Макс. отп. омо.	
		осн.	омо.	Ф	Г	Ф	Г	Ф	Г
Побијени префабр. бетонски шипови	1	1.10	1.10	1.00	1.00	1.05	0.90	85	150
Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	2	1.25	1.10	1.00	1.00	0.80	0.75	70	120
Побијање челичне цеви затвореног дна, сукцесивно извлачење цеви уз додавање бетона	3	1.25	1.10	1.00	1.00	1.10	1.10	90	160
Бушени шипови без челичне цеви	4	1.25	1.10	0.90	0.80	1.25	0.75	100	160
СФА шипови	5	1.20	1.10	0.90	0.70	1.00	0.55	80	120
Бушени шипови	6	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.55	80	100
Бушени шипови са челичном зашт.	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80
Предвиђени тип шипа:	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80

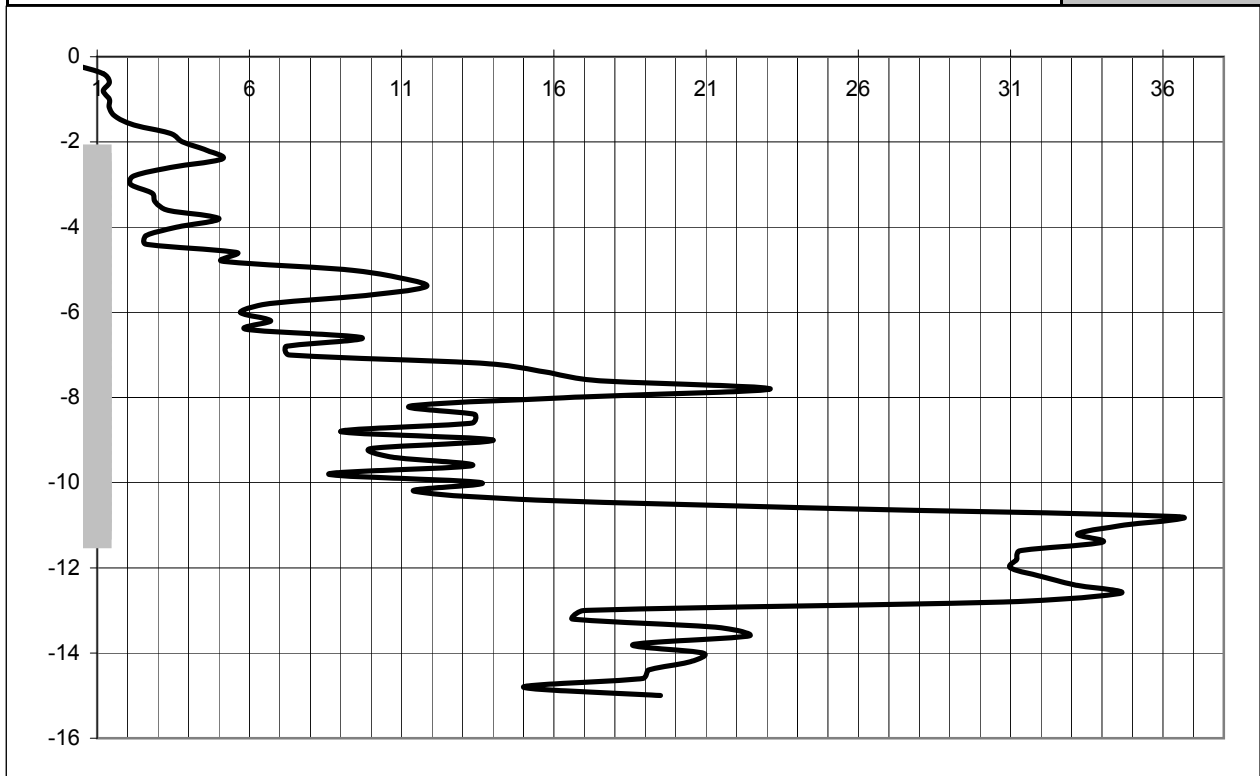
Пречник шипа (m)	0.90
Кота наглавка шипова (m)	79.64
Кота основе шипа (m)	70.60
Конусни фактор (Nk)	15.5
Фактор редукције наглавка (lb)	0.60
Критична кота основе шипа (m)	67.00
Дужина шипа (m)	9.04

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1259	26.5	24.6	15.0	2.6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8.00	Фино тло Грубо тло		
Врста тла на коти основе шипа (Ф / Г)					Г

$R_{s.k} =$	1144 kN	ξ_{appl}	1.00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$	1710 kN	ξ_{mean}	1.40	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$R_{c.d} =$	2855 kN	ξ_{min}	1.40	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Обавезно пробно оптерећење шипова ради осигурања високе отпорности базе шипа као и смањења корелационог коефицијента на $\xi=1,00$ (ДА / НЕ)

ДА



Прорачун у складу са СРТ - n4 за надвожњак В0893 (С3 ослонац)		Парцијални факт.		Факт. отп. осн.		Факт. отп. омо.		Макс. отп. омо.	
		осн.	омо.	Ф	Г	Ф	Г	Ф	Г
Побијени префабр. бетонски шипови	1	1.10	1.10	1.00	1.00	1.05	0.90	85	150
Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	2	1.25	1.10	1.00	1.00	0.80	0.75	70	120
Побијање челичне цеви затвореног дна, сукцесивно извлачење цеви уз додавање бетона	3	1.25	1.10	1.00	1.00	1.10	1.10	90	160
Бушени шипови без челичне цеви	4	1.25	1.10	0.90	0.80	1.25	0.75	100	160
СФА шипови	5	1.20	1.10	0.90	0.70	1.00	0.55	80	120
Бушени шипови	6	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.55	80	100
Бушени шипови са челичном зашт.	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80
Предвиђени тип шипа:	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80

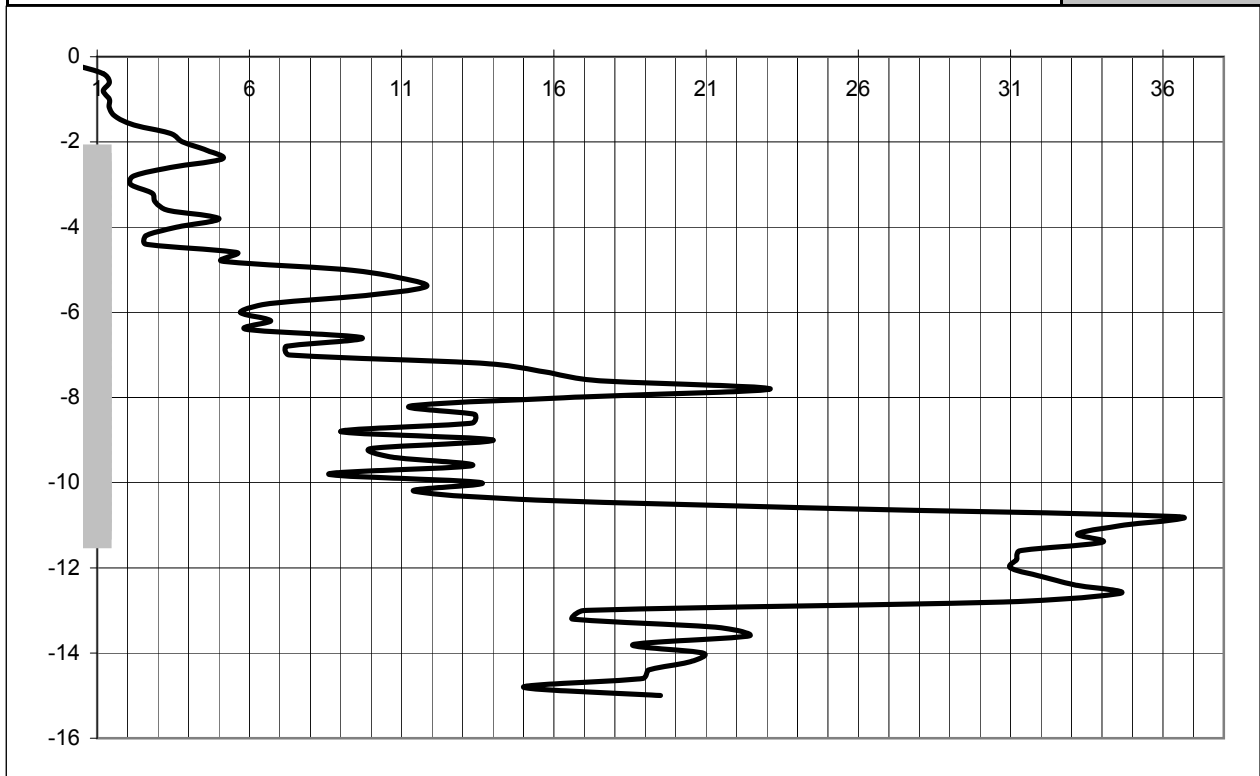
Пречник шипа (m)	0.90
Кота наглавка шипова (m)	79.66
Кота основе шипа (m)	70.60
Конусни фактор (Nk)	15.5
Фактор редукције наглавка (lb)	0.60
Критична кота основе шипа (m)	67.00
Дужина шипа (m)	9.06

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1259	26.5	24.6	15.0	2.6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8.00	Фино тло Грубо тло		
Врста тла на коти основе шипа (Ф / Г)					Г

$R_{s.k} =$ 1144 kN	ξ_{appl}	1.00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$ 1710 kN	ξ_{mean}	1.40	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$R_{c.d} =$ 2855 kN	ξ_{min}	1.40	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Обавезно пробно оптерећење шипова ради осигурања високе отпорности базе шипа као и смањења корелационог коефицијента на $\xi=1,00$ (ДА / НЕ)

ДА



Прорачун у складу са СРТ - n4 за надвожњак В0893 (С4 ослонац)		Парцијални факт.		Факт. отп. осн.		Факт. отп. омо.		Макс. отп. омо.	
		осн.	омо.	Ф	Г	Ф	Г	Ф	Г
Побијени префабр. бетонски шипови	1	1.10	1.10	1.00	1.00	1.05	0.90	85	150
Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	2	1.25	1.10	1.00	1.00	0.80	0.75	70	120
Побијање челичне цеви затвореног дна, сукцесивно извлачење цеви уз додавање бетона	3	1.25	1.10	1.00	1.00	1.10	1.10	90	160
Бушени шипови без челичне цеви	4	1.25	1.10	0.90	0.80	1.25	0.75	100	160
СФА шипови	5	1.20	1.10	0.90	0.70	1.00	0.55	80	120
Бушени шипови	6	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.55	80	100
Бушени шипови са челичном зашт.	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80
Предвиђени тип шипа:	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80

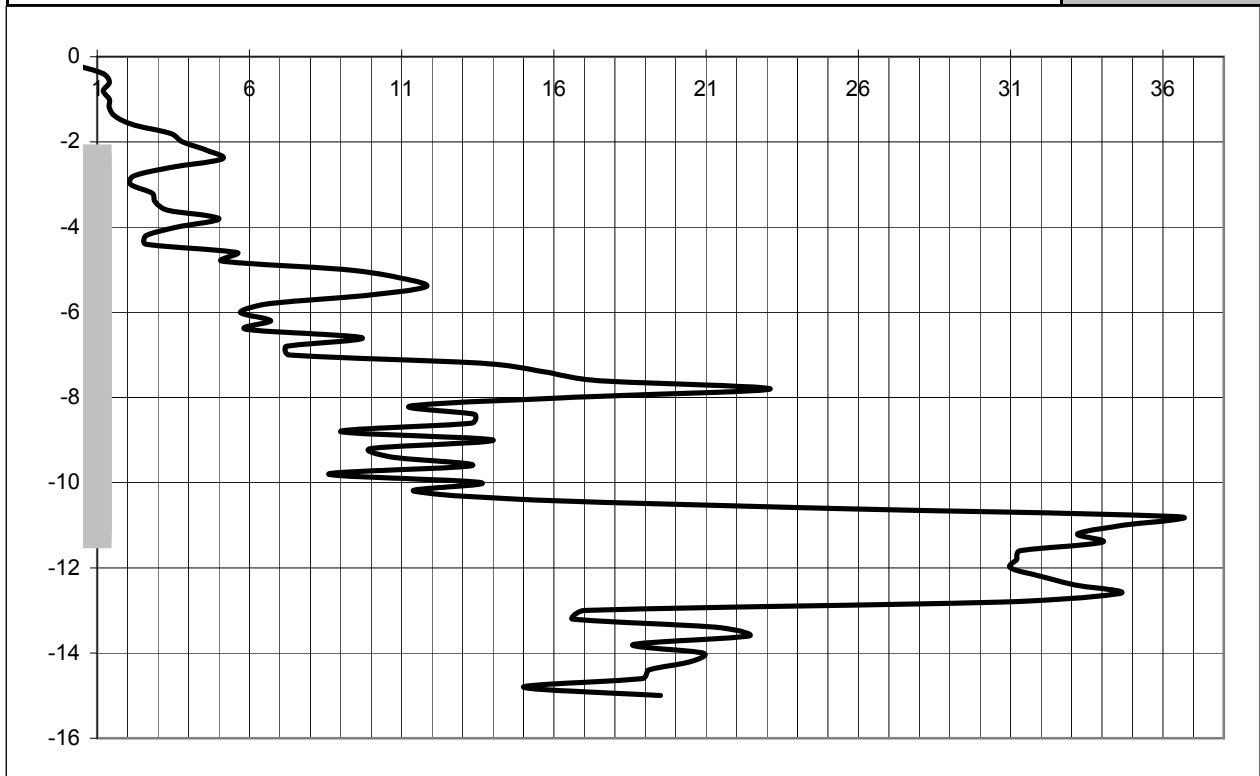
Пречник шипа (m)	0.90
Кота наглавка шипова (m)	79.66
Кота основе шипа (m)	70.60
Конусни фактор (Nk)	15.5
Фактор редукције наглавка (lb)	0.60
Критична кота основе шипа (m)	67.00
Дужина шипа (m)	9.06

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1259	26.5	24.6	15.0	2.6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8.00	Фино тло Грубо тло		
Врста тла на коти основе шипа (Ф / Г)					Г

$R_{s.k} =$ 1144 kN	ξ_{appl}	1.00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$ 1710 kN	ξ_{mean}	1.40	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$R_{c.d} =$ 2855 kN	ξ_{min}		1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Обавезно пробно оптерећење шипова ради осигурања високе отпорности базе шипа као и смањења корелационог коефицијента на $\xi=1,00$ (ДА / НЕ)

ДА



Прорачун у складу са СРТ - n4 за надвожњак В0893 (С5 ослонац)		Парцијални факт.		Факт. отп. осн.		Факт. отп. омо.		Макс. отп. омо.	
		осн.	омо.	Ф	Г	Ф	Г	Ф	Г
Побијени префабр. бетонски шипови	1	1.10	1.10	1.00	1.00	1.05	0.90	85	150
Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	2	1.25	1.10	1.00	1.00	0.80	0.75	70	120
Побијање челичне цеви затвореног дна, сукцесивно извлачење цеви уз додавање бетона	3	1.25	1.10	1.00	1.00	1.10	1.10	90	160
Бушени шипови без челичне цеви	4	1.25	1.10	0.90	0.80	1.25	0.75	100	160
СФА шипови	5	1.20	1.10	0.90	0.70	1.00	0.55	80	120
Бушени шипови	6	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.55	80	100
Бушени шипови са челичном зашт.	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80
Предвиђени тип шипа:	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80

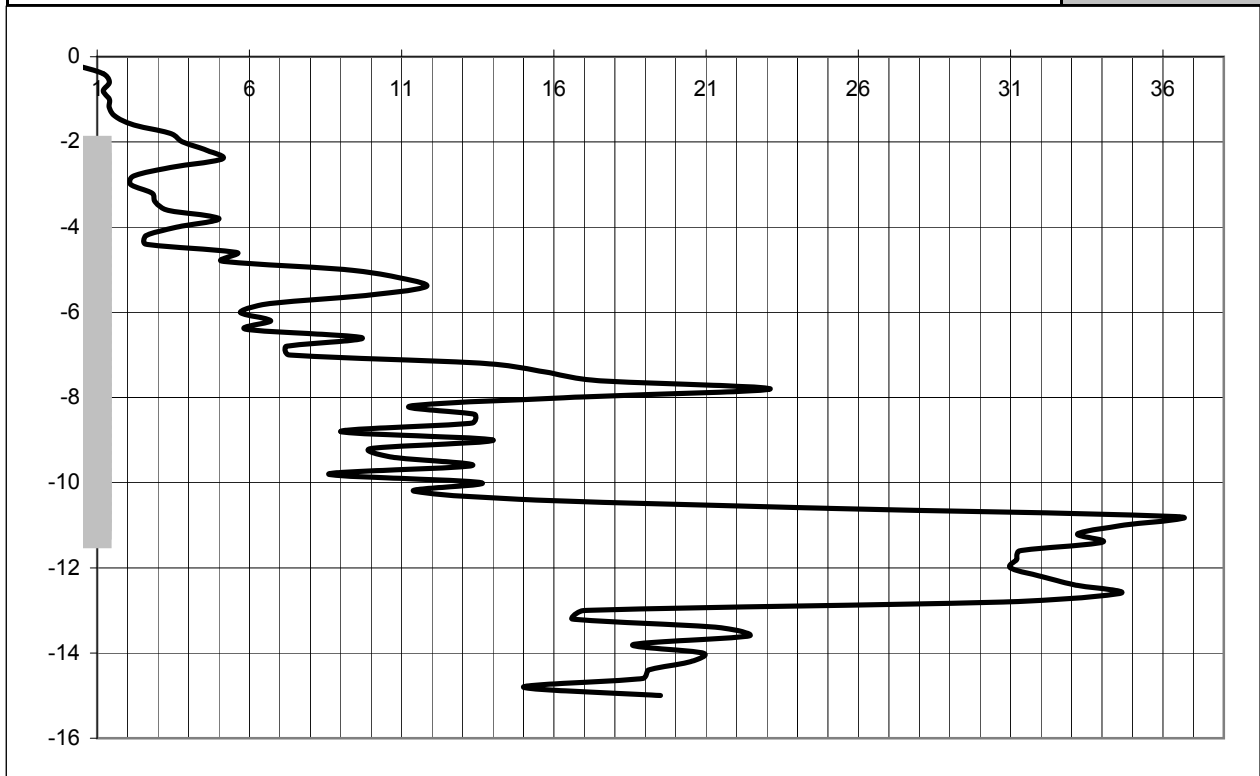
Пречник шипа (m)	0.90
Кота наглавка шипова (m)	79.88
Кота основе шипа (m)	70.60
Конусни фактор (Nk)	15.5
Фактор редукције наглавка (lb)	0.60
Критична кота основе шипа (m)	67.00
Дужина шипа (m)	9.28

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1304	26.5	24.6	15.0	2.6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8.00	Фино тло Грубо тло		
Врста тла на коти основе шипа (Ф / Г)					Г

$R_{s.k} =$	1185 kN	ξ_{appl}	1.00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$	1710 kN	ξ_{mean}	1.40	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$R_{c.d} =$	2896 kN	ξ_{min}	1.40	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Обавезно пробно оптерећење шипова ради осигурања високе отпорности базе шипа као и смањења корелационог коефицијента на $\xi=1,00$ (ДА / НЕ)

ДА



Прорачун у складу са СРТ - n4 за надвожњак В0893 (С6 ослонац)		Парцијални факт.		Факт. отп. осн.		Факт. отп. омо.		Макс. отп. омо.	
		осн.	омо.	Ф	Г	Ф	Г	Ф	Г
Побијени префабр. бетонски шипови	1	1.10	1.10	1.00	1.00	1.05	0.90	85	150
Побијање челичне цеви затвореног дна, бетонирање на лицу места	2	1.25	1.10	1.00	1.00	0.80	0.75	70	120
Побијање челичне цеви затвореног дна, сукцесивно извлачење цеви уз додавање бетона	3	1.25	1.10	1.00	1.00	1.10	1.10	90	160
Бушени шипови без челичне цеви	4	1.25	1.10	0.90	0.80	1.25	0.75	100	160
СФА шипови	5	1.20	1.10	0.90	0.70	1.00	0.55	80	120
Бушени шипови	6	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.55	80	100
Бушени шипови са челичном зашт.	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80
Предвиђени тип шипа:	7	1.25	1.10	0.80	0.50	1.00	0.45	80	80

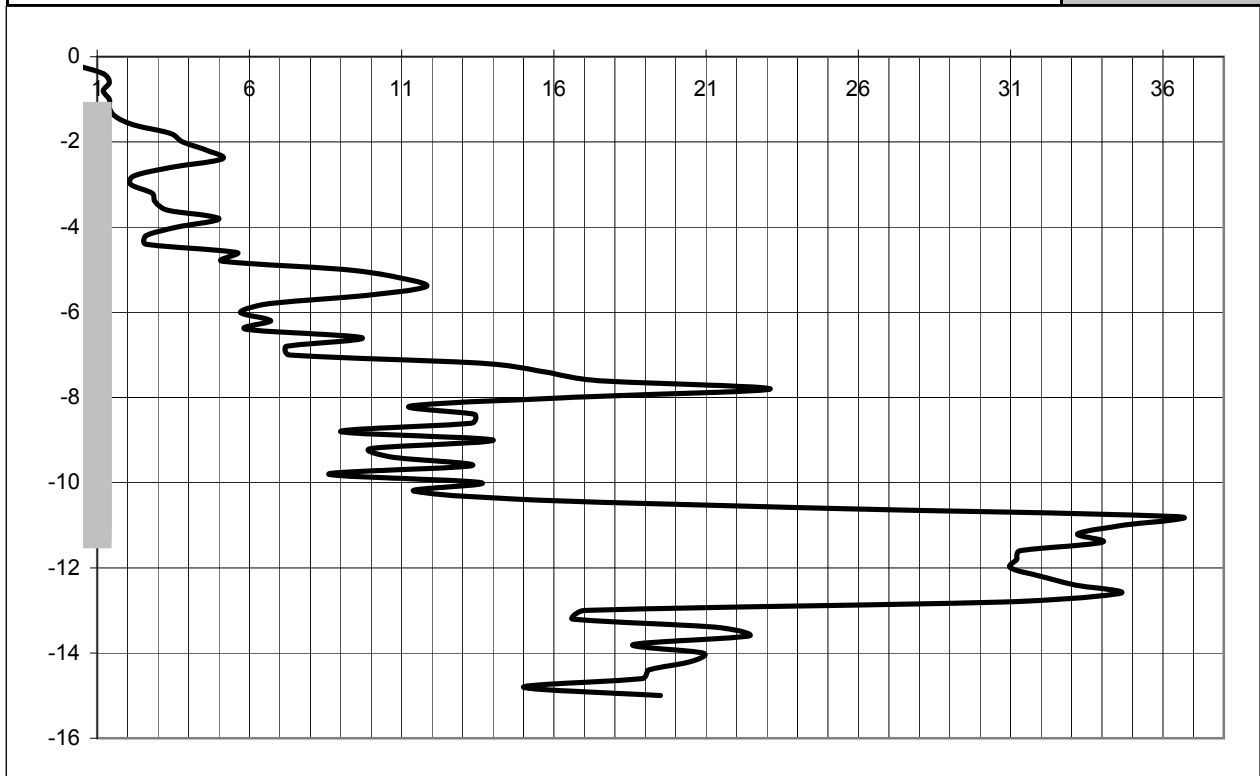
Пречник шипа (m)	0.90
Кота наглавка шипова (m)	80.71
Кота основе шипа (m)	70.60
Конусни фактор (Nk)	15.5
Фактор редукције наглавка (lb)	0.60
Критична кота основе шипа (m)	67.00
Дужина шипа (m)	10.11

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1444	26.5	24.6	15.0	2.6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8.00	Фино тло Грубо тло		
Врста тла на коти основе шипа (Ф / Г)					Г

$R_{s.k} =$ 1313 kN	ξ_{appl}	1.00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$ 1710 kN	ξ_{mean}	1.40	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$R_{c.d} =$ 3023 kN	ξ_{min}		1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Обавезно пробно оптерећење шипова ради осигурања високе отпорности базе шипа као и смањења корелационог коефицијента на $\xi=1,00$ (ДА / НЕ)

ДА



СТАТИЧКИ ПРОРАЧУН СУПЕРСТРУКТУРЕ

ПРОЈЕКТОВАЊЕ МОСТОВА

НАДВОЖЊАК НА 89+315.15 КМ

1. УНОСНИ ПОДАЦИ

- 1.1. ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ
- 1.2. УПОТРЕБЉЕНИ СТАНДАРДИ
- 1.3. МАТЕРИЈАЛИ

2. ОПТРЕЋЕЊА И ДЕЈСТВА

- 2.1. СТАЛНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ
- 2.2. ПОВРЕМЕНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ
- 2.3. КОМБИНАЦИЈЕ ОПТЕРЕЋЕЊА

3. ПРОРАЧУН ПРЕДНАПРЕГНУТИХ АБ ГРЕДА ДУЖИНЕ $L = 16.80$

- 3.1. ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ
- 3.2. ОСОБИНЕ БЕТОНА ЗА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕ
- 3.3. ПОЧЕТНА И ЕФЕКТИВНА ЗАТЕЗНА СИЛА
- 3.4. ГУБИТАК СИЛЕ ПРЕДНАПРЕЗАЊА ТОКОМ ВРЕМЕНА
- 3.5. ОДРЕЂИВАЊЕ КРАЈЊЕ ЗОНЕ И ДУЖИНЕ АНКЕРОВАЊА
- 3.6. КОНТРОЛА КРАЈА ГРЕДНОГ НОСАЧА УСЛЕД
ПРЕДНАПРЕЗАЊА КАБЛОВА И БЕТОНИРАЊА АБ ПЛОЧЕ
- 3.7. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МАКС. ТРАНСВЕРЗАЛНУ СИЛУ
- 3.8. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА У СРЕДЊЕМ ДЕЛУ ЗА МАКС. МОМЕНТ САВИЈАЊА
- 3.9. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МИН. МОМЕНТ САВИЈАЊА
- 3.10. ВРЕДНОСТИ УГИБА И ДЕФОРМАЦИЈА (ПРОЦЕНА)

4. ПРОРАЧУН ПРЕДНАПРЕГНУТИХ АБ ГРЕДА ДУЖИНЕ $L = 22.80$

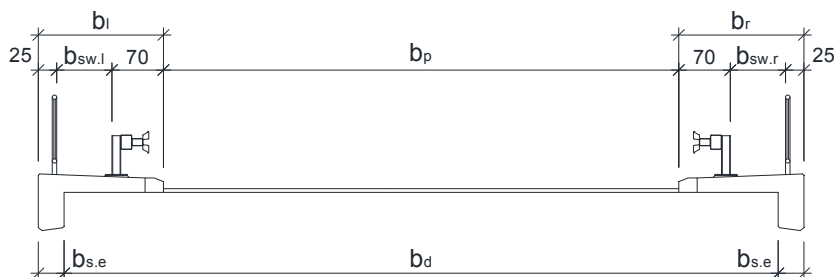
- 4.1. ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ
- 4.2. ОСОБИНЕ БЕТОНА ЗА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕ
- 4.3. ПОЧЕТНА И ЕФЕКТИВНА ЗАТЕЗНА СИЛА
- 4.4. ГУБИТАК СИЛЕ ПРЕДНАПРЕЗАЊА ТОКОМ ВРЕМЕНА
- 4.5. ОДРЕЂИВАЊЕ КРАЈЊЕ ЗОНЕ И ДУЖИНЕ АНКЕРОВАЊА
- 4.6. КОНТРОЛА КРАЈА ГРЕДНОГ НОСАЧА УСЛЕД
ПРЕДНАПРЕЗАЊА КАБЛОВА И БЕТОНИРАЊА АБ ПЛОЧЕ
- 4.7. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МАКС. ТРАНСВЕРЗАЛНУ СИЛУ
- 4.8. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА У СРЕДЊЕМ ДЕЛУ ЗА МАКС. МОМЕНТ САВИЈАЊА
- 4.9. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МИН. МОМЕНТ САВИЈАЊА
- 4.10. ВРЕДНОСТИ УГИБА И ДЕФОРМАЦИЈА (ПРОЦЕНА)

1. УНОСНИ ПОДАЦИ

1.1. ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ

Ослоначки углови (°)	90				
Дужина конструкције (m)	104.8				
Распони (m)	17.10	23.20	23.20	23.20	17.10
Дужина П.АБ греда (m)	16.80	22.80	22.80	22.80	16.80

Ширина коловозне траке (m)	6	b_p
Ширина тротоара (лево) (m)	1.7	b_l
Ширина тротоара (десно) (m)	1.7	b_r
Ширина ивице тротоара (m)	0.35	$b_{s,e}$
Висина ивице тротоара (m)	0.7	$h_{s,e}$
Просечна дебљина АБ плоче (m)	0.24	$t_{d,av}$
Дебљина колов. плоче + хидроизолација (m)	0.08	t_p
Број ослонаца	6	n_{sup}
Број ПБ греда	10	n_{prc}
Тежина по дужном метру ПБ греде (kN/m)	7.26	g_{prc}
Висина ПБ греде (m)	0.9	h_{prc}
Дужина налегања ПБ греде (m)	0.9	$t_{prc,m}$



Употребљива ширина тротоара (десно) $b_{sw,r} := b_r - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.750\text{ m}$

Употребљива ширина тротоара (лево) $b_{sw,l} := b_l - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.750\text{ m}$

Ширина плоче $b_d := b_l + b_p + b_r - 2 \cdot b_{s,e} = 8.700\text{ m}$

Ексцентрицитет плоче $e_d := 0.5 \cdot (b_d + 2 \cdot 35\text{cm}) - b_l - 0.5 \cdot b_p = 0.000\text{ m}$

Укупна ширина конструкције: $b_{tot} := b_d + 2 \cdot b_{s,e} = 9.400\text{ m}$

1.2. УПОТРЕБЉЕНИ СТАНДАРДИ

EN 1990	Основе пројектовања конструкција
EN 1991-1-1	Општа дејства - Запреминске тежине, сопствена тежина, корисна оптерећења за зград
EN 1991-1-4	Општа дејства - Дејства ветра
EN 1991-1-5	Општа дејства - Топлотна дејства
EN 1992-1-1	Пројектовање бетонских конструкција - Део 1-1: Општа правила и правила за зграде
EN 1992-2	Бетонски мостови - Правила пројектовања и конструисања

1.3. МАТЕРИЈАЛИ

Парцијални коефицијенти за бетон и челик:

$$\gamma_c := 1.50 \quad \gamma_s := 1.15$$

Узимајући у обзир трајање оптерећења, смањујемо вредност чврстоће на затезање и чврстоћу на притисак. Ми примењујемо ове коефицијенте сигурности.

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \alpha_{ct} := 1.00$$

Бетон - ПБ греде (EN 1992 и EN 206)

C50/60

Секантни модул еластичности бетона:

$$E_{cm} = 37.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Ефективни модул еластичности бетона:

$$E_{c,eff} = 17.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Средња вредност аксијалног напрезања бетона:

$$f_{ctm} = 4.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Рачунска вредност аксијалног напрезања бетона:

$$f_{ctd} = 1.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Средња вредност чврстоће бетона на притисак:

$$f_{cm} = 58.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Карактеристична чврстоћа бетона на притисак након 28 дана:

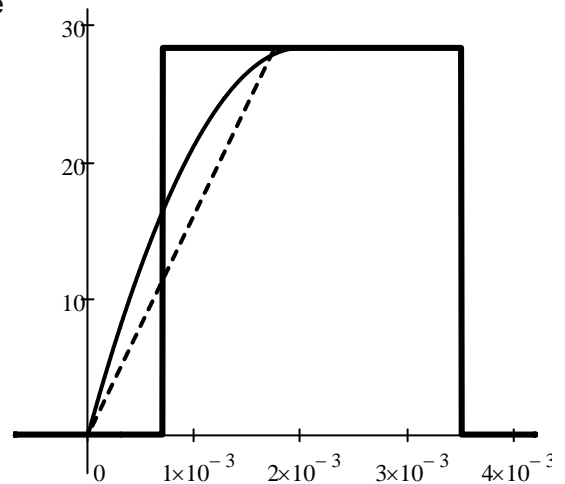
$$f_{ck} = 50.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Рачунска чврстоћа бетона на притисак:

$$f_{cd} = 28.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Фактор пропорционалности бетона за правоугаони облик дисперзије напона:

$$c = 0.80$$



Бетон - АБ ПЛОЧА (EN 1992 и EN 206)

C40/50

Секантни модул еластичности бетона:

$$E_{cm} = 35.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Ефективни модул еластичности бетона:

$$E_{c,eff} = 14.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Средња вредност аксијалног напрезања бетона:

$$f_{ctm} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Средња вредност чврстоће бетона на притисак:

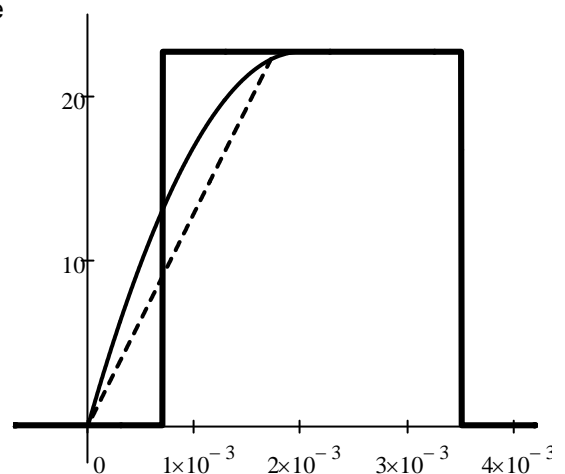
$$f_{cm} = 48.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Карактеристична чврстоћа бетона на притисак након 28 дана:

$$f_{ck} = 40.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Рачунска чврстоћа бетона на притисак:

$$f_{cd} = 22.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Рачунска вредност аксијалног напрезања бетона:

Фактор пропорционалности бетона за правоугаони облик дисперзије напона:

$$c = 0.80$$

$$f_{ctd} = 1.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Спрегнут однос однос крутости:

$$\alpha_{e'} := \frac{E_{c,eff.prc}}{E_{c,eff.deck}}$$

$$\alpha_{e'} = 1.169 \quad ->$$

$$E_{c,eff} := E_{c,eff.prc}$$

and

$$E_{cm} := E_{cm.prc}$$

бити ће примењен за спрегнутог попречног пресека

Арматура (EN 10080)

Карактеристична вредност чврстоћа при затезању арматуре:

$$f_{s.tk} = 600 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Карактеристична вредност границе развлачења арматуре:

$$f_{s.yk} = 500 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Прорачунска вредност границе развлачења:

$$f_{s.yd} = 435 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Прорачунска вредност модула еластичности челика за арматуру:

$$E_s = 200 \cdot \frac{kN}{mm^2}$$

Карактеристична вредност дилатације арматуре за претходно напрезање при макс. оптерећењу:

$$\epsilon_{s.uk} = 18.0\%$$

B500B(B60.50)



Вредност напона за границу развлачења:

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{s.yd}}{E_s} \quad \epsilon_{sy} = 0.22\%$$

Коефицијент адхезије: $k_1 = 0.80$

Релативна вредност притиснуте површине бетона:

$$\xi_{c0} := \frac{c \cdot \epsilon_{cu3} \cdot E_s}{f_{s.yd} + \epsilon_{cu3} \cdot E_s} \quad \xi_{c0} = 0.493$$

$$\xi'_{c0} := \frac{c \cdot \epsilon_{cu3} \cdot E_s}{\epsilon_{cu3} \cdot E_s - f_{s.yd}} \quad \xi'_{c0} = 2.111$$

Челик за преднапрезање (EN 10138)

Y1860 S7-12.5

Рачунска вредност модула еластичности арматуре за преднапрезање:

$$E_p = 195 \cdot \frac{kN}{mm^2}$$

Номинални пречник:

$$\phi_p = 12.5 \text{ mm}$$

Карактеристична затезна чврстоћа арматуре за преднапрезање:

$$f_{pk} = 1860 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Номинална површина попречног пресека (1 кабал):

$$A_p = 93 \cdot mm^2$$

Карактеристична вредност напона при којем је неповратна дилатација 0,1% :

$$f_{p0.1k} = 1580 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Граница напрезања:

$$\epsilon_{pH} = 2.5\%$$

Затезна чврстоћа арматуре за преднапрезање:

$$f_p = 1375 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Граница еластичног напрезања:

$$\epsilon_{lim} := \frac{f_p}{E_p} = 0.71\%$$

Тежина по јединици запремине

АБ конструкције: Насип: Асфалт:

$$\gamma_{rc} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_p := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

2. ОПТЕРЕЋЕЊА И ДЕЈСТВА

2.1. СТАЛНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ

Оптерећење са просте греде суперструктуре (DL1):

Сопствена тежина греде: $g_{DL1} := g_{prc} = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Оптерећење са просте греде суперструктуре (DL2):

Сопствена тежина плоче: $g_{DL2} := t_{d.avg} \cdot \gamma_{rc} = 6.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Оптерећење са континуалне греде суперструктуре (DL3):

Тежина хидроизолације и плоче:

$$g_{pavement} := t_p \cdot \gamma_p = 1.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Тежина тротоара:

$$g_{sidewalk.l} := (b_l - b_{s.e}) \cdot (t_p + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{rc} + b_{s.e} \cdot h_{s.e} \cdot \gamma_{rc} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{sidewalk.r} := (b_r - b_{s.e}) \cdot (t_p + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{rc} + b_{s.e} \cdot h_{s.e} \cdot \gamma_{rc} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Тежина заштитне ограде + ограде за пешаке + инсталације:

$$g_{other.l} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{other.r} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- за средње постављене греде:

$$g_{DL3.m} := g_{pavement} = 1.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- за ивичне греде:

$$g_{DL3.s} := \max\left[(g_{sidewalk.r} + g_{other.r}) \div b_r, (g_{sidewalk.l} + g_{other.l}) \div b_l \right] = 9.23 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

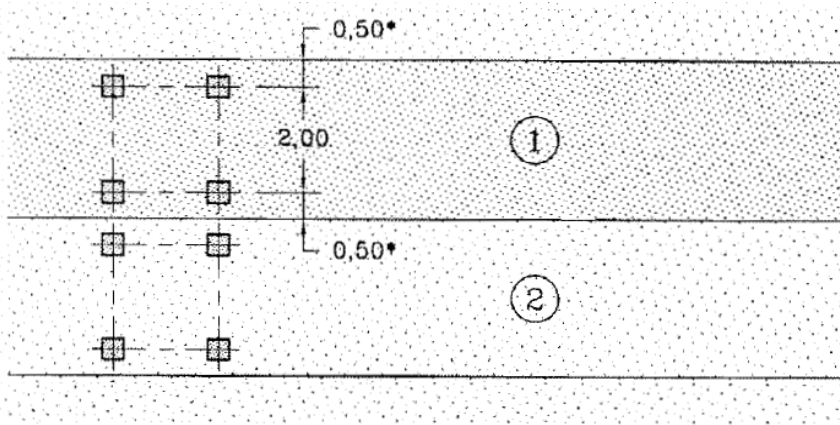
- за прелиминарне прорачуне, DL3 се усваја за већу вредност независно од позиције критичног положаја саобраћајног оптерећења:

$$g_{DL3} := \max(g_{DL3.m}, g_{DL3.s})$$

2.2. ПОВРЕМЕНА ОПТЕРЕЋЕЊА

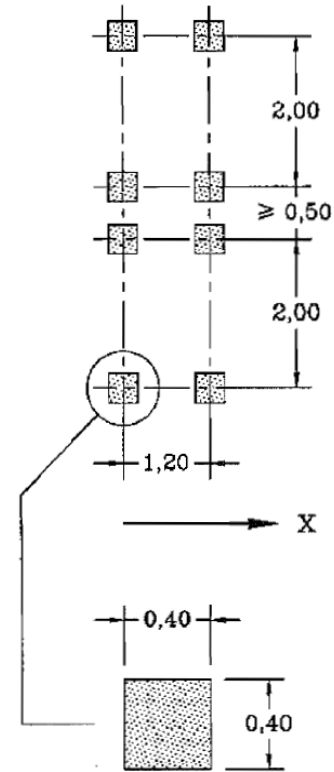
2.2.1. САОБРАЋАЈНО ОПТЕРЕЋЕЊЕ

LM1 Модел саобраћајног оптерећења



Локација	Тандем систем TS		UDL систем	
	Осовинска оптерећења		q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}		
Трака бр. 1	300	1.00	9.00	1.00
Трака бр. 2	200	1.00	2.50	1.00
Преостала површина			2.50	1.00

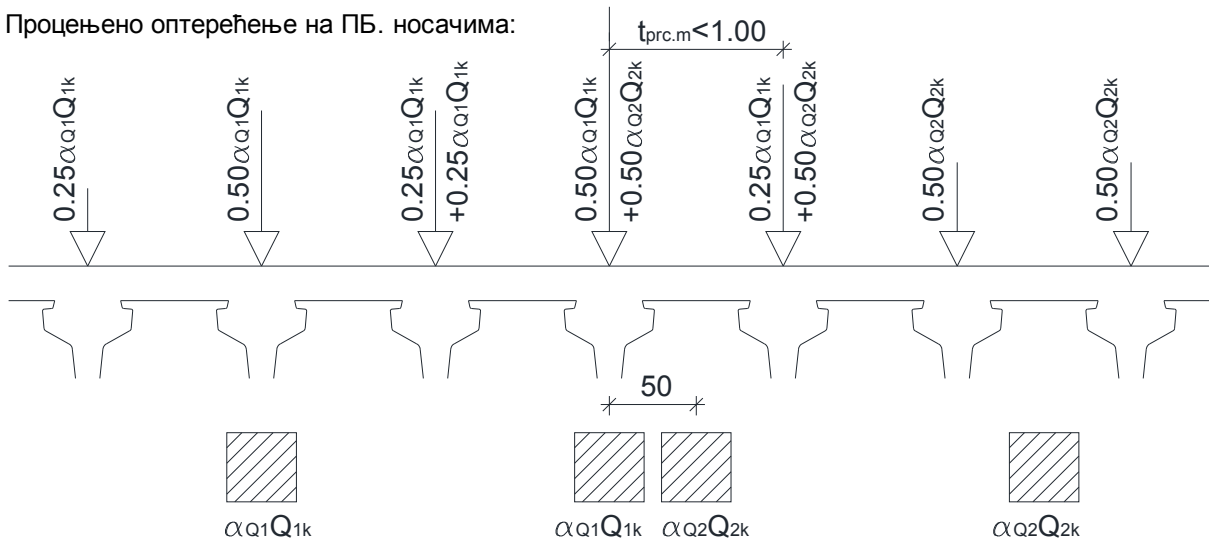
За распоне веће од 10 m, сваки тандем систем је замењен у свим тракама са једно-осовинским концентрисаним оптерећењем једнакој тежини две осовине:



Трака бр. 1: $600 \alpha_{Q1}$ kN

Трака бр. 2: $400 \alpha_{Q2}$ kN

Процењено оптерећење на ПБ. носачима:



$$Q_{TS} := 0.50 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + 0.50 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 250 \cdot kN \quad q_{UDL} := \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 9.00 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Једнакорасподељено оптерећење на тротоару:

$$q_{fk} := 5.00 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

2.2.2. Дејство ветра

Симултано дејство ветра је занемарено у прелиминарној фази пројектовања

2.2.3.Топлотна дејства

Топлотна дејства су занемарена у прелиминарној фази пројектовања јер је њихово симултано дејство са саобраћајним оптерећењем изостављено из прорачуна ULS у складу са "EN 1990"

2.2.4. Спречено скупљање

Утицај спреченог скупљања између АБ плоче и П.АБ. греда -, због различите старости од осталих елемената - је прорачуната са параметрима из спрегнутог попречног пресека.

2.2.5. Сеизмичка дејства

Сеизмички утицају у Z координати нису разматрани, сеизмички утицаји су занемарљиви.

2.3. КОМБИНАЦИЈЕ ОПТЕРЕЋЕЊА

Ми прорачунавамо значајније моменте савијања за греде из наведених оптерећења за све распоне.

- сопствена тежина греде	g_1	статички модел просте греде
- сопствена тежина плоче	g_2	статички модел просте греде
- сопствена тежина асфалта	g_3	статички модел континуалне греде
+ ивичњак и путна баријера		
- тандем систем	Q_i	статички модел континуалне греде
- једнакорасподељено саобраћајно оптерећење	q_{ik}	статички модел континуалне греде

ULS (а,б)

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

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

Сеизмички

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

Карактеристични

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

Чести

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

Квази-стални

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

Фактори сигурности

Стална оптерећења: $\gamma_G := 1.35$ $\xi := 0.85$

Преднапрезање: $\gamma_P := 1.00$

Саобраћајна оптерећења: $\gamma_Q := 1.35$

$\psi_{0,TS} := 0.75$ $\psi_{1,TS} := 0.75$ $\psi_{2,TS} := 0$

$\psi_{0,UDL} := 0.40$ $\psi_{1,UDL} := 0.40$ $\psi_{2,UDL} := 0$

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

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

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

$$\gamma_{k,sup} = 1,35^1)$$

$$\gamma_{k,inf} = 1,00$$

$\gamma_0 = 1,35$ when Q represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,45$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 11 to 31 (except 16, 17, 26³⁾ and 27³⁾), load models LM71, SW/0 and HSLM and real trains, when considered as individual leading traffic actions (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,20$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 16 and 17 and SW/2 (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,50$ for other traffic actions and other variable actions²⁾

$$\xi = 0,85 \text{ (so that } \xi \gamma_{k,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15)$$

$\gamma_{k,set} = 1,20$ in the case of a linear elastic analysis, and $\gamma_{k,set} = 1,35$ in the case of a non linear analysis, for design situations where actions due to uneven settlements may have unfavourable effects. For design situations where actions due to uneven settlements may have favourable effects, these actions are not to be taken into account. See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.

$\gamma^P =$ recommended values defined in the relevant design Eurocode.

¹⁾This value covers: self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.

²⁾This value covers: variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.

³⁾For rail traffic actions for groups of loads 26 and 27 $\gamma_0 = 1,20$ may be applied to individual components of traffic actions associated with SW/2 and $\gamma_0 = 1,45$ may be applied to individual components of traffic actions associated with load models LM71, SW/0 and HSLM, etc.

NOTE 3 The characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by $\gamma_{k,sup}$ if the total resulting action effect is unfavourable and $\gamma_{k,inf}$ if the total resulting action effect is favourable. For example, all actions originating from the self-weight of the structure may be considered as coming from one source; this also applies if different materials are involved. See however A.2.3.1(2).

NOTE 4 For particular verifications, the values for γ_0 and γ_k may be subdivided into γ_i and γ_k and the model uncertainty factor $\gamma_{k,0}$. A value of $\gamma_{k,0}$ in the range 1,0–1,15 may be used in most common cases and may be modified in the National Annex.

NOTE 5 Where actions due to water are not covered by EN 1997 (e.g. flowing water), the combinations of actions to be used may be specified for the individual project.

СПЕЦИФИКАЦИЈА / ОБРАЗЛОЖЕЊЕ ИЗВРШЕНИХ ПРОВЕРА У ПРЕЛИМИНАРНОЈ ФАЗИ ПРОЈЕКТОВАЊА



Као додаток провера на крајњим деловима носача у фази преднапрезања, извршене се су провере за критичне унутрашње силе на означеним местима:

(унутрашње критичне силе су прорачунате интеграцијом једнакорасподељених оптерећења и расподелом концентрисаних оптерећења преко утицајних линија)

Прорачун П.АБ. носача распона $L=16.80$

- 3.7 Прорачун гредног носача изнад ослонца за макс. трансверзалну силу
- 3.8 Прорачун гредног носача у средњем делу распона за макс. момент савијања
- 3.9 Прорачун гредног носача изнад ослонца за мин. момент савијања

Прорачун П.АБ. носача распона $L=22.80$

- 4.7 Прорачун гредног носача изнад ослонца за макс. трансверзалну силу
- 4.8 Прорачун гредног носача у средњем делу распона за макс. момент савијања
- 4.9 Прорачун гредног носача изнад ослонца за мин. момент савијања

3. ПРОРАЧУН П.АБ. ГРЕДЕ ДУЖИНЕ L = 16.80

3.1. ГОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ

Размак греда:

Предодређена мин. и средња
дебљина плоче:

$$t_{\text{prc.m}} = 0.900 \text{ m}$$

$$t_{\text{prc.s}} := 0.5 \cdot (t_{\text{prc.m}} + 52\text{cm})$$

$$t_{\text{d.min}} := 20\text{cm}$$

$$t_{\text{d.avg}} = 24\text{cm}$$

Ефективна ширина попречног пресека спрегнуте конструкције:

Дужина
носача:

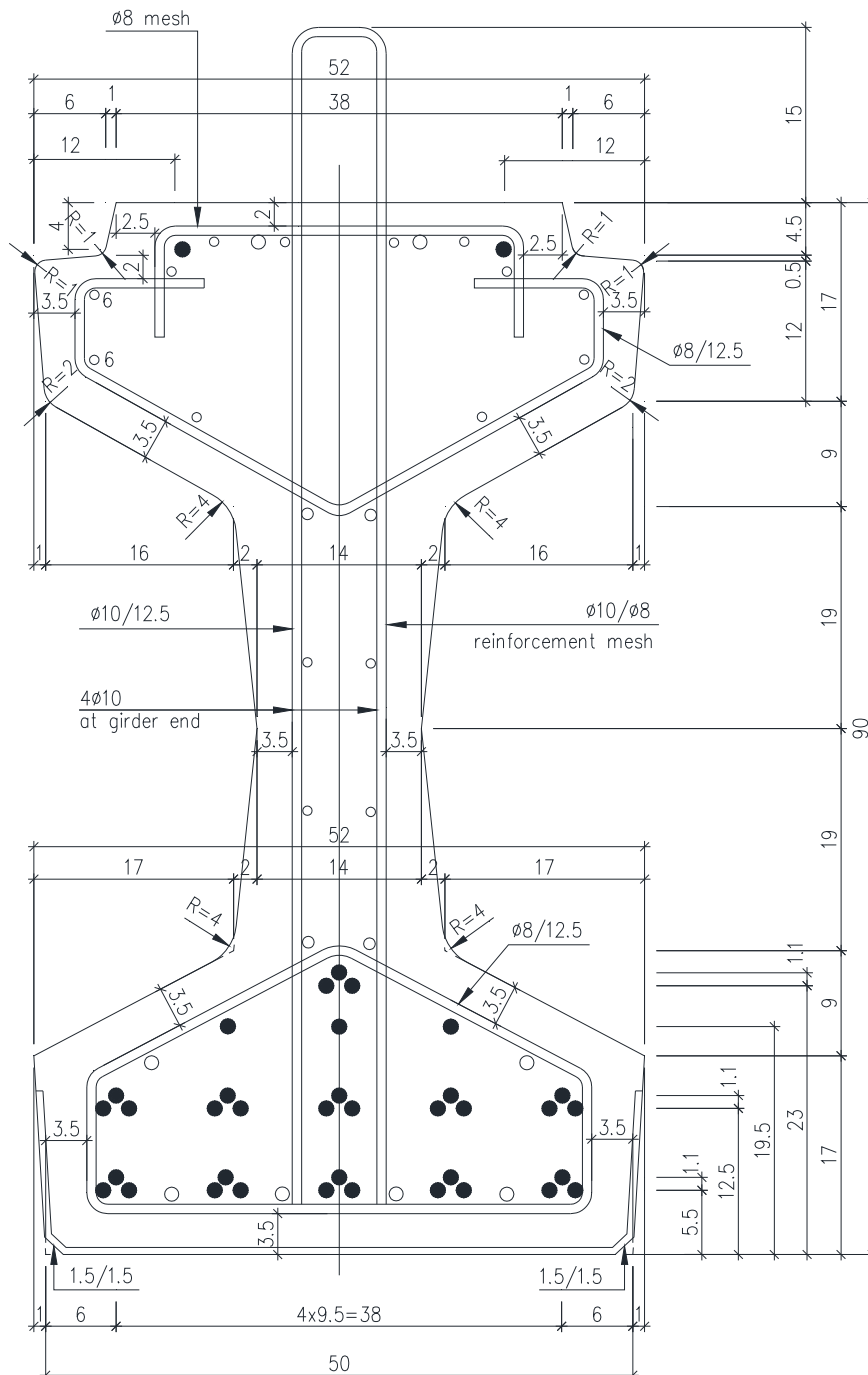
$$L_{\text{at}} = 16.80 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.s}} := \min(52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.s}}) = 0.710 \text{ m}$$

Распон:

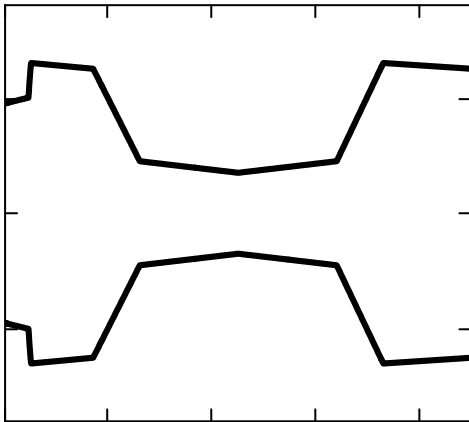
$$L_a = 17.10 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.m}} := \min(\min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t) + 52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.m}}) = 0.900 \text{ m}$$



Геометрија попречног пресека греде:

190	200	260	250	90	70	90	260	250
0	45	50	170	260	450	640	730	900



Површина попречног пресека:

$$A_1 = 2905.9 \cdot \text{cm}^2$$

Инерција греде:

$$I_1 = 2692825.4 \cdot \text{cm}^4$$

Статички момент греде на врху АБ плоче:

$$S_1 = 133269.4 \cdot \text{cm}^3$$

Горњи и доњи отпорни момент инерције:

Број греда:

$$n_{\text{prc}} = 10 \text{ pcs}$$

Тежиште греде мерено од врха попречног пресека:

$$y'_1 = 45.9 \cdot \text{cm}$$

Тежиште попречног пресека мерено од врха АБ плоче:

$$y_1 := y'_1 + t_{d,\text{min}}$$

$$y_1 = 65.9 \cdot \text{cm}$$

Челик за преднапрезање у попречном пресеку:

$$W_{1f} = 58715.88 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{1a} = 61009.18 \cdot \text{cm}^3$$

Н	2	1	0	0	2	4	5	10
Y	40	660	670	705	765	775	835	845

3.2. КАРАКТЕРИСТИКЕ БЕТОНА ЗА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕ

Релативна влажност (споља): $RH := 80\%$

Прилагођена старост бетона као резултат технологије неге бетона: $t_T := 5 \text{ days}$

Претпостављена величина П.АБ. греде и АБ плоче: Фактор класе цемента:

$$A_{\text{prc}} := 0.290 \text{m}^2$$

$$u_{\text{prc}} := 3.14 \text{m}$$

(класа цемента N се разматра за даљи прорачун)

$$h_{0,\text{prc}} := 2 \cdot A_{\text{prc}} \div u_{\text{prc}}$$

$$h_{0,\text{deck}} := t_{d,\text{avg}}$$

$$s_c := 0.20$$

Коефицијент за карактеристике развоја бетона у зависности од старости бетона:

$$\beta_{\text{cc,p}} := e^{s_c \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_T}}\right)} \quad \beta_{\text{cc,p}} = 0.76$$

Карактеристике бетона услед напрезања челика:

$$E_{\text{cm,p}} = 34.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{cm,p}} = 44.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ck,p}} = 36.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctm,p}} = 3.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctk,p}} = 2.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Граница напрезања бетона за привремене услове (нпр. напрезање каблова) означено је као $f_{\text{ck}}(\tau)$ x k_6 према EN 1992, где фактор k_6 може достићи вредност до 0.70 према препоруци искусног произвођача.

3.3. ПОЧЕТНА И ЕФЕКТИВНА ПРЕДНАПРЕЖУЋА СИЛА

Почетна преднапрежућа сила:

$$\sigma_{ini} := 1240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$\sigma_{max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{max} = 1422 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Губитак услед температурне разлике (очвршћавање бетона):

$$\Delta T := 40 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (претпостављена вредност)} \quad \alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

$$\Delta \sigma_T := \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E_p$$

$$\Delta \sigma_T = 78.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Губитак услед померања кабла:

$$\epsilon_{slip} := 0.010\% \text{ (препорука произвођача)}$$

$$\Delta \sigma_{slip} := E_p \cdot \epsilon_{slip}$$

$$\Delta \sigma_{slip} = 19.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Почетни губитак услед релаксације кабла:

$$\mu_{ini} := \sigma_{ini} \div f_{pk} \quad \rho_{1000} := 2.5 (\%) \quad t_0 := 1 \text{ days}$$

(преднапрегнуто стање)

Релаксација (Класа 2):

$$\Delta \sigma_{pr.t0} := \sigma_{ini} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000}^e \cdot 9.1 \cdot \mu_{ini} \cdot (0.024 \cdot t_0)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{ini})} \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta \sigma_{pr.t0} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Рачунски губитак услед еластичне деформације:

$$F_{0p} := \sigma_{ini} \cdot \sum n_p \cdot A_p \quad F_{0p} = 2768 \cdot \text{kN} \quad M_{0p} := F_{0p} \cdot (y_p - y_1)$$

$$M_{0p} = 805.871 \cdot \text{kNm}$$

$$\Delta \sigma_{el} := \frac{0.5 \cdot E_p \cdot M_{0p}}{I_1 \cdot E_{cm,p}} \cdot (y_p - y_1)$$

$$\Delta \sigma_{el} = 24.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ефективна преднапрежућа сила:

$$\sigma_{eff} := \sigma_{ini} - \Delta \sigma_T - \Delta \sigma_{slip} - \Delta \sigma_{pr.t0} - \Delta \sigma_{el}$$

$$\sigma_{eff} = 1114 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$\sigma_{max} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{max} = 1343 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3.4. ГУБИТАК СИЛЕ ПРЕДНАПРЕЗАЊА ТОКОМ ВРЕМЕНА

Временско-завсини губитци преднапрезања су прорачуната за појединачне попречне пресеке у складу са датим једначинама у EN 1992

$$\Delta \sigma_{p.csr}(t) = \frac{\sigma_{c.QP} \cdot \frac{E_p}{E_b} \cdot \phi(t, t_0) + E_p \cdot \epsilon_{cs}(t)}{1 + \frac{E_p}{E_b} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \phi(t, t_0))}$$

Губитак од релаксације каблова:

$$\Delta\sigma_{pr}(t) := \sigma_{ini} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{ini}} \cdot (0.024 \cdot t)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{ini}) \cdot 10^{-5}$$

$$t_1 := 100 \text{ days} \quad \Delta\sigma_{pr,t1} := \Delta\sigma_{pr}(t_1) - \Delta\sigma_{pr,t0} \quad t_2 := 10000 \text{ days} \quad \Delta\sigma_{pr,t2} := \Delta\sigma_{pr}(t_2) - \Delta\sigma_{pr,t0}$$

(бетонирање АБ плоче)

$$\Delta\sigma_{pr,t1} = 7.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(завршна фаза)

$$\Delta\sigma_{pr,t2} = 31.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Вредности течења и скупљања бетона за бетонирање АБ плоче и завршне фазе:

$$\epsilon_{t1} = 0.018\% \quad \epsilon_{t2} = 0.028\% \quad \epsilon_{deck} = 0.027\% \quad \phi_{t1} = 0.92 \quad \phi_{t2} = 1.65$$

3.5. ОДРЕЂИВАЊЕ КРАЈЊИХ ЗОНА И ДУЖИНЕ АНКЕРОВАЊА

Утицајни фактори за дужину сидрења:

$$\eta_{p1} := 3.20 \quad \text{коэффициент за врсту челика (за кабал од 3 и 7-нити)}$$

$$\eta_1 := 1.00 \quad \text{коэффициент у зависности са квалитетом пијањања ("добро" стање)}$$

$$\alpha_1 := 1.25 \quad \text{за нагло пуштање}$$

$$\alpha_2 := 0.19 \quad \text{за кабал од 3 и 7-нити}$$

Јачина везе за анкеровање у стању ULS:

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctm,p} \quad f_{bpt} = 9.9 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{eff}}{f_{bpt}} \quad l_{pt} = 33.4 \cdot \text{cm}$$

Рачунска вредност дужине анкеровања требала би да се усвоји као мања од две, зависно од прорачуна.

$$l_{pt,inf} := 0.80 \cdot l_{pt} \quad l_{pt,sup} := 1.20 \cdot l_{pt}$$

Претпоставља се да бетонска напрезања имају линеарну дистрибуцију изван дужине дисперзје.

$$l_{disp,inf}(h_{prc}) := \sqrt{l_{pt,inf}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2} \quad l_{disp,sup}(h_t) := \sqrt{l_{pt,sup}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2}$$

$$l_{disp,inf}(h_{prc}) = 0.853 \text{ m}$$

$$l_{disp,sup}(h_{prc}) = 0.904 \text{ m}$$

За контролне прегледе на крају носача (нпр. отпорност на смицање) напрезања ће се рачунати по већој вредности за дужину линеарне дистрибуције:

$$l_{disp,sup}(h_{prc}) = 0.904 \text{ m} \quad \sim \quad 0.85 \cdot (h_{prc} + t_{d,min}) = 0.935 \text{ m}$$

Додатно армирање у крајњој зони дато је у пројекту!

3.6. КОНТРОЛА КРАЈА ГРЕДНОГ НОСАЧА УСЛЕД ПРЕДНАПРЕЗАЊА КАБЛОВА И БЕТОНИРАЊА АБ ПЛОЧЕ

Позиција/одсек: $x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$

Ефективна висина армирања:

Арматура на крају носача: 2o16 + 2 кабла

$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} - 40\text{mm} = 0.860\text{ m}$

$A_{\text{reinf}} := 2 \cdot 2\text{cm}^2 + 2 \cdot A_p = 5.86 \cdot \text{cm}^2$

3.6.1. УНУТРАШЊИ НАПЕНИ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$M_{G1} = 52.1 \cdot \text{kNm}$

$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$M_{G2} = 38.8 \cdot \text{kNm}$

3.6.2. ПРОРАЧУН НАПОНА У БЕТОНУ

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm^2)

T0_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t0} =$	3.775	$\sigma_{-4t0} =$	-20.429
"G1"		-0.888		0.855
"SUM"		2.887		-19.574

Попречни пресек са прслинама

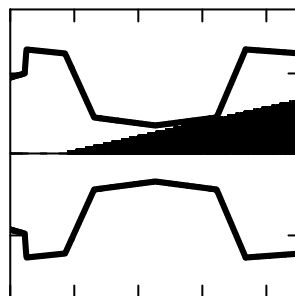
Спољни момент савијања:

$M_{\text{ext}} := -M_{G1} = -52 \cdot \text{kNm}$

Положај неутралне осовине:

$x_{\text{neut}} = 73.5 \cdot \text{cm}$

Напони у бетону:



Без прслина:

$\sigma_{3t0} = 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Са прслинама:

$\sigma_{3t0.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Релативно обртање услед момента савијања:

$\kappa_{\text{neut}} = 0.00073 \frac{1}{\text{m}}$

$\sigma_{4t0} = -19.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\sigma_{4t0.II} = -20.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Напони у доњој половини попречног пресека:

$\sigma_{4t0.II} = -20.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

<

$0.7 \cdot f_{\text{ck,p}} = 25.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

ЗАДОВОЉАВА!

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm^2)

T1_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t1} =$	3.426	$\sigma_{-4t1} =$	-18.543
"G1"		-0.888		0.855
"G2"		-0.660		0.858
"SUM"		1.878		-16.831

Попречни пресек са прслинама

Спољни момент савијања:

$$M_{\text{ext}} := -(M_{G1} + M_{G2}) = -91 \cdot \text{kNm}$$

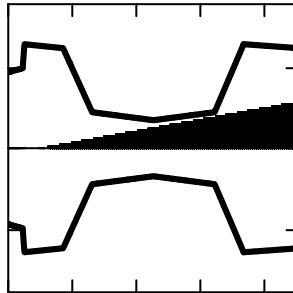
Положај неутралне осовине:

$$x_{\text{neut}} = 79.1 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момената савијања:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00112 \frac{1}{\text{m}}$$

Напон у бетону:



Без прслина:

$$\sigma_{t1}^3 = 1.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{t1}^4 = -16.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Са прслинама:

$$\sigma_{t1.II}^3 = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{t1.II}^4 = -17.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Напон у доњој половини попречног пресека:

$$\sigma_{t1.II}^4 = -17.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

3.7. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МАКС. ТРАНСВЕРЗАЛНУ СИЛУ

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Позиција/одсек:

$$x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$$

Особине српегнутог попречног пресека:

Површина поп. пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Тежиште греде мерено од горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147894 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l.d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

3.7.1. УНУТРАШЊЕ СИЛЕ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 52 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{G1} = 54 \cdot \text{kN}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 39 \cdot \text{kNm}$$

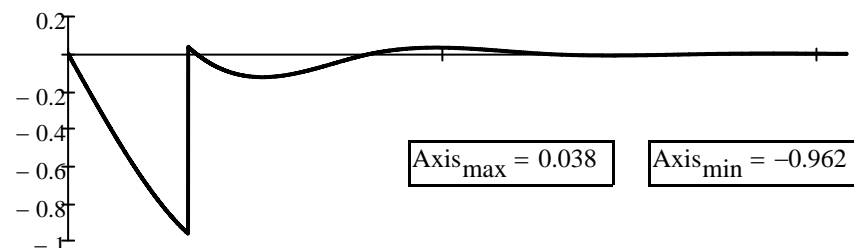
$$V_{G2} = 40 \cdot \text{kN}$$

Ефекти на континуалну суперструктуру

$$X := "V"$$

$$\text{Section} := L_a - (0.5 \cdot 40 \text{cm} + l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}}))$$

Дијаграм подручја:



$$T_{\text{sum}} = -9.849$$

$$T_{\text{pos}} = 0.521$$

$$T_{\text{neg}} = -10.371$$

Момент савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$V_{G3} := -T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m = 82 \cdot \text{kN}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$V_{\text{UDL}} := -T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m = 84 \cdot \text{kN}$$

Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$V_{\text{TS}} := -\text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} = 241 \cdot \text{kN}$$

Макс. критична смичућа сила на греди

$$V_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (V_{G1} + V_{G2} + V_{G3}) \dots = 641 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_Q \cdot (V_{\text{TS}} + V_{\text{UDL}})$$

3.7.2. ПРОРАЧУН СМИЧУЋЕ ОТПОРНОСТИ

Особине смичуће површине

$$b_w := 140 \text{ mm}$$

$$z_w := 0.90 \cdot d_{\text{eff}} \quad z_w = 0.774 \text{ m}$$

Осовинска сила од
преднапрезања:

$$F_{3p} = 2067 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{\text{cp}} := \frac{F_{3p}}{A_5}$$

$$\sigma_{\text{cp}} = 4.65 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Смичућа отпорност бетонског попречног пресека без смичуће арматуре:

$$k := \max\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{z_w}}\right) \quad k = 2.000$$

$$k_1 := 0.15 \quad v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot \left(\frac{f_{\text{ck.prc}} \cdot \text{mm}^2}{\text{N}}\right)^{0.5} \quad v_{\text{min}} = 0.700$$

$$V_{\text{Rd.c}} := \left(v_{\text{min}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}\right) \cdot b_w \cdot z_w \quad V_{\text{Rd.c}} = 151.437 \cdot \text{kN}$$

Коефицијент за узимање у обзир стање напона у преднапрегнутом каблу:

$$\alpha_{\text{cp}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{cp}} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd.prc}}}\right) & \text{if } 0 < \sigma_{\text{cp}} \leq 0.25 \cdot f_{\text{cd.prc}} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{\text{cd.prc}} < \sigma_{\text{cp}} \leq 0.50 \cdot f_{\text{cd.prc}} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd.prc}}}\right) & \text{if } 0.50 \cdot f_{\text{cd.prc}} < \sigma_{\text{cp}} \leq f_{\text{cd.prc}} \end{cases} \quad \alpha_{\text{cp}} = 1.164$$

Угао између бетонске потпорне опруге и осе греде управне на силу смицања:

$$\theta := \operatorname{acot} \left(\max \left(1.0, \operatorname{if} \left(\frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}} < 0.52 + 0.56 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd,prc}}, \frac{1.2 - 1.4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd,prc}}}{1 - \frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}}}, 2.5 \right) \right) \right) \quad \cot(\theta) = 1.270 < 2.50$$

Фактор редуковања притиска:

(под претпоставком да је смичуће ојачање изнад 80% напона течења)

$$v := 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck,prc} \cdot \text{mm}^2}{250 \cdot N} \right) \quad v = 0.480$$

Смичућа арматура:

Армирана мрежа по греди: $n_w := 2 \cdot db$ $\phi_w := 10 \cdot \text{mm}$ $t_w := 125 \cdot \text{mm}$ $\alpha_w := 90^\circ$

Додатно армирање на крају носача: $n_a := 2 \cdot db$ $\phi_a := 10 \cdot \text{mm}$ $t_a := 250 \cdot \text{mm}$ $\alpha_a := 90^\circ$

Максималан ефекат смичућег ојачања:

$$A_{sw,eff} := 0.5 \cdot \alpha_{cp} \cdot v \cdot f_{cd,prc} \cdot \frac{b_w}{f_{s,yd}} = 25.5 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{СУИТАБЛЕ!} \quad A_{cw,eff} > A_{cw}$$

$$A_{sw} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \sin(\alpha_w) \cdot \pi}{4 \cdot t_w} + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \sin(\alpha_a) \cdot \pi}{4 \cdot t_a} = 18.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Макс. доступан смичући оппор:

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cp} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)}$$

$$\boxed{V_{Ed} = 641 \cdot \text{kN}} < \boxed{V_{Rd,max} = 768 \cdot \text{kN}} \quad \text{ЗАДОВОЉАВА!}$$

Стварни смичући оппор:

$$V_{Rd,s} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_w} \cdot z_w \cdot f_{s,yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_w)) \cdot \sin(\alpha_w) + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_a} \cdot z_w \cdot f_{s,yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_a)) \cdot \sin(\alpha_a)$$

$$\boxed{V_{Rd,s} = 806 \cdot \text{kN}} > \boxed{V_{Ed} = 640.9 \cdot \text{kN}} \quad \text{ЗАДОВОЉАВА!}$$

3.8. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА У СРЕДЊЕМ ДЕЛУ ЗА МАКС. МОМЕНТ САВИЈАЊА

Општи средњи носач је прорачунат!

$$\boxed{t_{comp} := t_{comp,m}}$$

$$\boxed{t_{prc} := t_{prc,m}}$$

Позиција/одсек:

$$\boxed{x_1 := 0.5 \cdot L_{at}}$$

Особине спрегнутог попречног пресека:

Површина поп. пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

Тежиште греде мерено од горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5u,d} = 147894 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l,d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

Унутрашње силе од спреченог скупљања:

$$N_\epsilon = -421 \cdot \text{kN}$$

$$M_\epsilon = -154 \cdot \text{kNm}$$

3.8.1. УНУТРАШЊИ НАПОНИ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 256 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

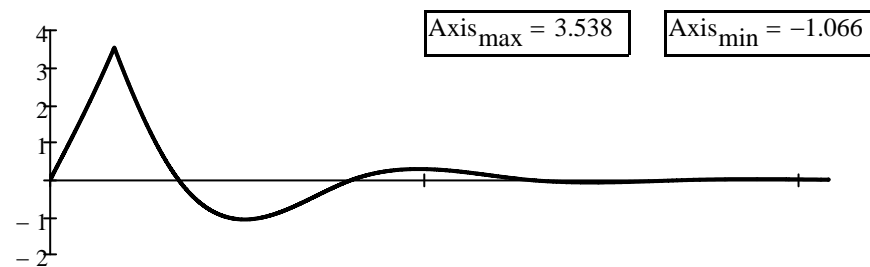
$$M_{G2} = 191 \cdot \text{kNm}$$

Ефекти на континуалну суперструктуру

$$X := "M"$$

$$\text{Section} := 0.5 \cdot L_a$$

Дијаграм подручја:



$$T_{\text{sum}} = 15.994$$

$$T_{\text{pos}} = 32.433$$

$$T_{\text{neg}} = -16.439$$

Моменти савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot \text{m}^2 = 133 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{pos}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{pre}} \cdot \text{m}^2 = 263 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{max}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot \text{m} = 884 \cdot \text{kNm}$$

Максимални критични момент савијања на греди:

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) \dots = 2214 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1348 \cdot \text{kNm} \\ + \gamma_Q \cdot (M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}) \quad + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1727 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 579 \cdot \text{kNm} \\ + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}} \quad + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

3.8.2. ПРОРАЧУН НАПОНА У БЕТОНУ

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	3.458	-18.714
"G1"	-4.362	4.198
"G2"	-3.245	3.123
"SUM"	-4.149	-11.393

$\sigma_{-3_{t1}} =$ $\sigma_{-4_{t1}} =$

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	3.285	-17.777
"G1"	0.000	0.000	-4.362	4.198
"G2"	0.000	0.000	-3.245	3.123
"G3"	-0.898	-0.512	-0.598	1.433
"ε"	0.490	0.937	-1.640	0.712
"TS"	-5.980	-3.409	-3.985	9.542
"UDL"	-1.776	-1.013	-1.183	2.834
"SUM"	-8.165	-3.997	-11.729	4.064

$\sigma_{-1_k} =$ $\sigma_{-2_k} =$ $\sigma_{-3_k} =$ $\sigma_{-4_k} =$

$$\sigma_{4_k} = 4.1 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

~

$$f_{ctm.prc} = 4.1 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Спровести прорачун попречног пресека са прслинама!

$$\sigma_{3_k} = -11.7 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{ck.prc} = 30 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Подужне пукотине се не би појавиле!

Гранично стање употребљивости за квази-сталне напоне на попречним пресецима без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	3.285	-17.777
"G1"	0.000	0.000	-4.362	4.198
"G2"	0.000	0.000	-3.245	3.123
"G3"	-0.898	-0.512	-0.598	1.433
"ε"	0.490	0.937	-1.640	0.712
"TS"	0.000	0.000	0.000	0.000
"UDL"	0.000	0.000	0.000	0.000
"SUM"	-0.409	0.425	-6.561	-8.311

$\sigma_{-1_q} =$ $\sigma_{-2_q} =$ $\sigma_{-3_q} =$ $\sigma_{-4_q} =$

$$\sigma_{4_q} = -8.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

ИСПУЊЕН УСЛОВ ДЕКОМПРЕСИЈЕ!

$$\sigma_{3_q} = -6.6 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{ck.prc} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Претпостављено линеарно течење!

Попречни пресек са пукотинама

Спољашњи момент савијања:

$$M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$$

Локација неутралне осовине:

$$x_{\text{n.low}} = 36.472 \cdot \text{cm}$$

$$x_{\text{n.up}} = 33.704 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момента савијања:

$$\kappa_{\text{n.low}} = -0.00203 \frac{1}{\text{m}}$$

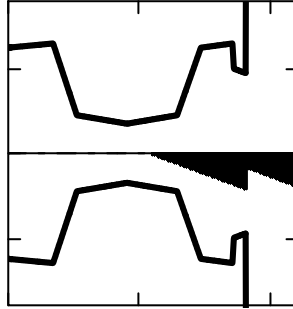
$$\kappa_{\text{n.up}} = -0.00243 \frac{1}{\text{m}}$$

Ефективна висина каблова: Ојачање = челик за преднапрезање

$$d_{\text{eff}} := y_p$$

$$A_{\text{strand}} := \left(\sum n_p - n_{p0} \right) \cdot A_p$$

Напони у бетону:



Без прлина:

$$\sigma_{1k} = -8.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = -4.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = -11.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k} = 4.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Са прлинама:

$$\sigma_{1k,II} = -13.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k,II} = -5.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k,II} = -12.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Макс. напон у кабловима за преднапрезање (карактеристично за SLS):

$$\sigma_{s,\text{max}} := \sigma_{\text{eff}} - \Delta\sigma_{p,\text{csr},t2} + \sigma_{s,\text{ext}} = 1159 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{s,\text{ext}} := -\kappa_{\text{n.low}} \cdot (d_{\text{eff,low}} - x_{\text{n,low}} - t_{d,\text{min}}) \cdot E_p$$

$$< 0.75 \cdot f_{pk} = 1395 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

$$\sigma_{3k,II} = -12.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.6 \cdot f_{ck,\text{prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Подужне пукотине се не би појавиле!

3.8.3. ПРОРАЧУН ГРАНИЧНОГ МОМЕНТА САВИЈАЊА

Прорачун је заснован на теорији Е. Морсцх. Позиција неутралне осе израчуната је из претпоставке о равнотежи нормалних векторских сила.

Нормално ојачање П.АБ. носача занемарена је ради сигурности.

- Позиција неутралне осе:

$$x_{\text{neut}} = 18.6 \cdot \text{cm}$$

- Напон у кабловима:

$$F_p = 3043 \cdot \text{kN}$$

- Напрезање у бетону:

$$F_c = 3043 \cdot \text{kN}$$

- Релативно обртање услед граничног стања носивости:

$$\kappa = 0.01877 \frac{1}{\text{m}}$$

- Позиција затезне силе мерено од врха плоче:

$$s_t = 95.6 \cdot \text{cm}$$

- Позиција силе притиска мерено од врха плоче:

$$s_c = 7.5 \cdot \text{cm}$$

- Напони у кабловима дуж пресека:

$$\sigma_p^T = \begin{matrix} 123 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 \end{matrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Гранични момент савијања:

$$M_{Rd} = 2682 \cdot \text{kNm}$$

- Фактор сигурности за гранично стање носивости:

$$n_{\text{crit}} = 1.21 > 1.0 \quad \text{ЗАДОВОЉАВА!}$$

3.9. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МИН. МОМЕНТ САВИЈАЊА

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Максималне вредности за упоредни момент савијања мерене су на ивицама носача док су моменти савијања за прорачун нормалних наопона мерене на крају носача дуж линеарне дистрибуције.

Позиција/одсек:

$$x_1' := 40\text{cm}$$

$$x_1 := l_{\text{disp.inf}}(h_{\text{prc}})$$

Карактеристике спрегнутог попречног

Површина поп. пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Тежиште греде мерено од горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147894 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l.d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

Унутрашње силе од спреченог скупљања:

$$N_{\epsilon} = -421 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\epsilon} = -154 \cdot \text{kNm}$$

Подужно ојачање бетонске плоче изнад ослонаца:

горњи: o12/200+o20/200

доњи: o12/200+o20/200

Ефективна висина ојачања:

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} + 0.5 \cdot t_{\text{d.min}} = 1.000 \text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := (21.36 + 21.36) \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot t_{\text{comp}}$$

3.9.1. УНУТРАШЊЕ СИЛЕ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 49 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 37 \cdot \text{kNm}$$

$$M'_{G1} = 24 \cdot \text{kNm}$$

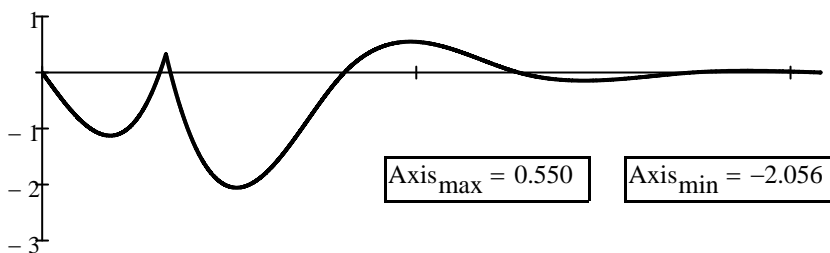
$$M'_{G2} = 18 \cdot \text{kNm}$$

Утицаји на континуалну суперструктуру

$$X := "M"$$

$$\text{Section} := 17.10\text{m} - (0.5 \cdot 40\text{cm} + 40\text{cm})$$

Дијаграм подручја:



$$T_{\text{sum}} = -34.723$$

$$T_{\text{pos}} = 8.494$$

$$T_{\text{neg}} = -43.217$$

Моменти савијања од трећег дела сталних оптерећења:

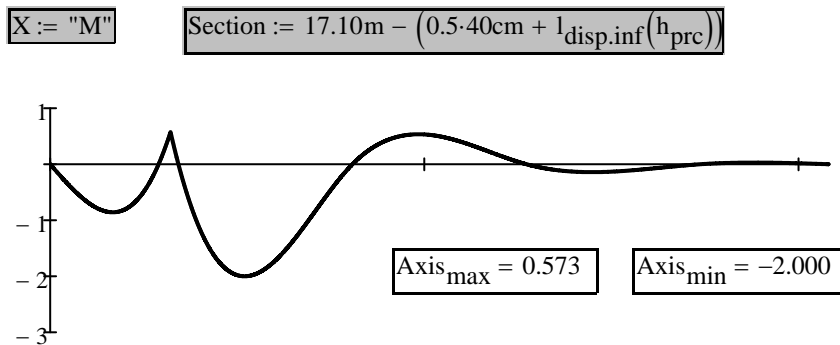
$$M'_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -288 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$M'_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -350 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$M'_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -514 \cdot \text{kNm}$$



Дијаграм подручја:

$$T_{\text{sum}} = -30.136$$

$$T_{\text{pos}} = 8.772$$

$$T_{\text{neg}} = -38.908$$

Моменти савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -250 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -315 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -500 \cdot \text{kNm}$$

Максимални критични момент савијања на греди:

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M'_{G1} + M'_{G2} + M'_{G3}) \dots = -1450 \cdot \text{kNm} \\ + \gamma_Q \cdot (M'_{\text{TS}} + M'_{\text{UDL}})$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -979 \cdot \text{kNm} \\ + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -665 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -164 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

3.9.2. ПРОРАЧУН НАПОНА У БЕТОНУ

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3_{t1}} =$	3.458	$\sigma_{-4_{t1}} =$	-18.714
"G1"		-4.362		4.198
"G2"		-3.245		3.123
"SUM"		-4.149		-11.393

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	$\sigma_{-1_k} =$	0.000	$\sigma_{-2_k} =$	0.000	$\sigma_{-3_k} =$	3.087	$\sigma_{-4_k} =$	-16.705
"G1"		0.000		0.000		-0.841		0.809
"G2"		0.000		0.000		-0.625		0.602
"G3"		1.692		0.965		1.128		-2.700
"ε"		0.490		0.937		-1.640		0.712
"TS"		3.381		1.927		2.252		-5.394
"UDL"		2.131		1.215		1.420		-3.400
"SUM"		7.694		5.043		4.780		-26.076

$$\sigma_{1_k} = 7.7 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

>

$$f_{\text{ctm.deck}} = 3.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Попречни пресек са пукотина се мора прорачунати!

$$\sigma_{4_k} = -26.1 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Подужне пукотине се не би појавиле!

Гранично стање употребљивости за квази-сталне напоне на попречним пресецима без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	$\sigma_{-1_q} =$	0.000	$\sigma_{-2_q} =$	0.000	$\sigma_{-3_q} =$	3.087	$\sigma_{-4_q} =$	-16.705
"G1"		0.000		0.000		-0.841		0.809
"G2"		0.000		0.000		-0.625		0.602
"G3"		1.692		0.965		1.128		-2.700
"ε"		0.490		0.937		-1.640		0.712
"TS"		0.000		0.000		0.000		0.000
"UDL"		0.000		0.000		0.000		0.000
"SUM"		2.182		1.901		1.108		-17.282

$$\sigma_{4_q} = -17.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{ck.prc}} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Претпоставља се линеарно течење!

$$\sigma_{1_q} = 2.2 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{ctm.deck}} = 3.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Провера пукотина је непотребна!

Попречни пресек са пукотинама

Спољашњи момент савијања:

$$M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$$

Позиција неутралне осе:

Напони у бетону:

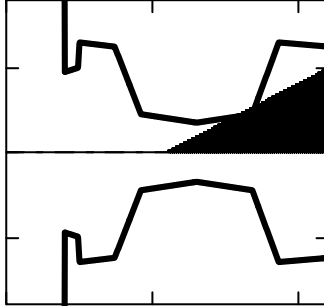
Са прлинама:

Без прлина:

$$x_{\text{neut}} = 55.043 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момента савијања:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00318 \frac{1}{\text{m}}$$



$$\sigma_{1k} = 7.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = 5.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = 4.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Макс. напон у арматури (карактеристично за SLS):

$$\sigma_{4k} = -26.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k,II} = -29.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{s,k} := -\kappa_{\text{neut}} \cdot (x_{\text{neut}} - h_{\text{prc}} - 0.5 \cdot t_{d,\text{min}}) \cdot E_s$$

$$\sigma_{s,k} = 285.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.8 \cdot f_{s,yd} = 347.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

$$\sigma_{4k,II} = -29.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

~

$$0.6 \cdot f_{ck,\text{prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Потребна попречна арматура како би се избегао губитак трајности услед настанка могућих пукотина!

3.9.3. ПРОРАЧУН МЕРОДАВНОГ МОМЕНТА САВИЈАЊА

Прорачун се заснива на занемаривању каблова за преднапрезање попречног пресека, неутрална оса је прорачуната из претпоставке о равнотежи вертикалних сила.

- Затезање у арматури:

$$F_T = 1672 \cdot \text{kN}$$

- Притисак у бетону:

$$F_C = 1672 \cdot \text{kN}$$

- Позиција неутралне:

$$x_{\text{neut}} = 14.6 \cdot \text{cm}$$

- Релативно обртање услед граничног стања носивости:

$$\kappa = 0.02405 \frac{1}{\text{m}}$$

- Релативно обртање услед граничног стања носивости:

$$d_{\text{eff}} = 100.0 \cdot \text{cm}$$

- Положај напона притиска од доње стране носача:

$$s_c = 5.8 \cdot \text{cm}$$

- Отпорни момент савијања:

$$M_{Rd} = 1574 \cdot \text{kNm}$$

- Фактор сигурности за гранично стање носивости:

$$n_{\text{crit}} = 1.09 > 1.0$$

ЗАДОВОЉАВА!

3.10. ВРЕДНОСТИ УГИБА И ДЕФОРМАЦИЈА (ПРОЦЕНА)

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Унутрашњи напони на средини распона

$$M_{G1.\text{mid}} = 256.133 \cdot \text{kNm} \quad M_{G3.\text{mid}} = 132.829 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{UDL}.\text{mid}} = 262.705 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{G2.\text{mid}} = 190.512 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{TS}.\text{mid}} = 884.473 \cdot \text{kNm}$$

Карактеристике спрегнутог попречног пресека

Површина поп.
пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

Тежиште греде мерено од
горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног
пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5u.d} = 147894 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l.d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

Еластични модул за

Преднапрезање:

$$E_{\text{cm.p}} = 34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Додатну деформацију (t1):

$$E_{\text{c.t1}} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{t1}} = 41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Додатну деформацију (t2):

$$E_{\text{c.t2}} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{t2} - \phi_{t1}} = 51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Моменти савијања за преднапрезање

Напони преднапрезања:

$$\sigma_{\text{eff}} = 1114 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t1.mid}} = 94 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t2.mid}} = 145 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Напони преднапрезања:

$$F_{1p.\text{mid}} = 2487 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2p.\text{mid}} = 2278 \cdot \text{kN}$$

$$F_{3p.\text{mid}} = 2164 \cdot \text{kN}$$

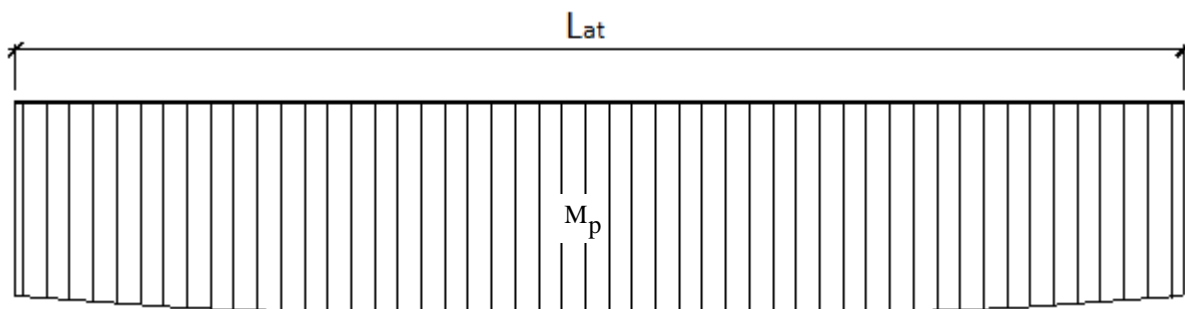
Моменти савијања од преднапрезања:

$$M_{1p.\text{mid}} = 724 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{2p.\text{mid}} = 663 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{3p.\text{mid}} = 630 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од преднапрезања се претпоставља да је линеарна по носачу за прорачун угиба.



Деформације услед преднапрезања

Угиб од ефективне силе напрезања (t0)

Угиб од DL1 (t0)

$$\Delta e_p := \frac{-M_{1p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_p = -27.6 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1} = 7.8 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_0 := \Delta e_p + \Delta e_{g1} \quad \boxed{\Delta e_0 = -19.8 \cdot \text{mm}}$$

Деформација у фази t1 (пре бетонирања АБ плоче)

Додатан угиб од преднапрезања (t1)

Додатан угиб од DL1 (t1)

$$\Delta e_{p'} := \frac{-M_{2p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{p'} = -21.3 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1'} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1'} = 6.6 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_1 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} \quad \boxed{\Delta e_1 = -34.6 \cdot \text{mm}}$$

Деформација у фази t1 (након бетонирања АБ плоче)

Деформација од DL2

$$\Delta e_{g2} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g2} = 5.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_2 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g2} \quad \boxed{\Delta e_2 = -29.2 \cdot \text{mm}}$$

Деформација у фази t2

Вредности од свих напрезања су прорачуната на простој греди ради сигурности.

Додатни угиб од преднапрезања (t2)

Додатни угиб од DL1 (t2)

$$\Delta e_{p''} := \frac{-M_{3p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{p''} = -7.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1''} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g1''} = 2.4 \cdot \text{mm}$$

Додатна деформација од DL2 (t2)

Деформацја од DL3 (t2)

$$\Delta e_{g2'} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g2'} = 1.8 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g3} := \frac{M_{G3.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.eff.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g3} = 3.7 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_3 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{p''} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g1''} + \Delta e_{g2} + \Delta e_{g2'} + \Delta e_{g3} \quad \boxed{\Delta e_3 = -28.7 \cdot \text{mm}}$$

Дерфомација од саобраћајних оптерећења

$$\Delta e_{UDL} := \frac{M_{UDL.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{UDL} = 3.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{TS} := \frac{M_{TS.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{TS} = 11.4 \cdot \text{mm}$$

$$\boxed{\Delta e_{LM1} := \Delta e_{UDL} + \Delta e_{TS} = 15 \cdot \text{mm}}$$

<

$$\frac{L_{at}}{400} = 42 \cdot \text{mm}$$

ЗАДОВОЉАВА!

4. ПРОРАЧУН П.АБ. НОСАЧА L = 22.80

4.1. ГЕОМЕТРИЈСКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ

Размак греда:

Предодређена мин. и средња
дебљина плоче:

$$t_{\text{prc.m}} = 0.900 \text{ m}$$

$$t_{\text{prc.s}} := 0.5 \cdot (t_{\text{prc.m}} + 52\text{cm})$$

$$t_{\text{d.min}} := 20\text{cm}$$

$$t_{\text{d.avg}} = 24\text{-cm}$$

Ефективна ширина попречног пресека спрегнуте конструкције:

Дужина
носача:

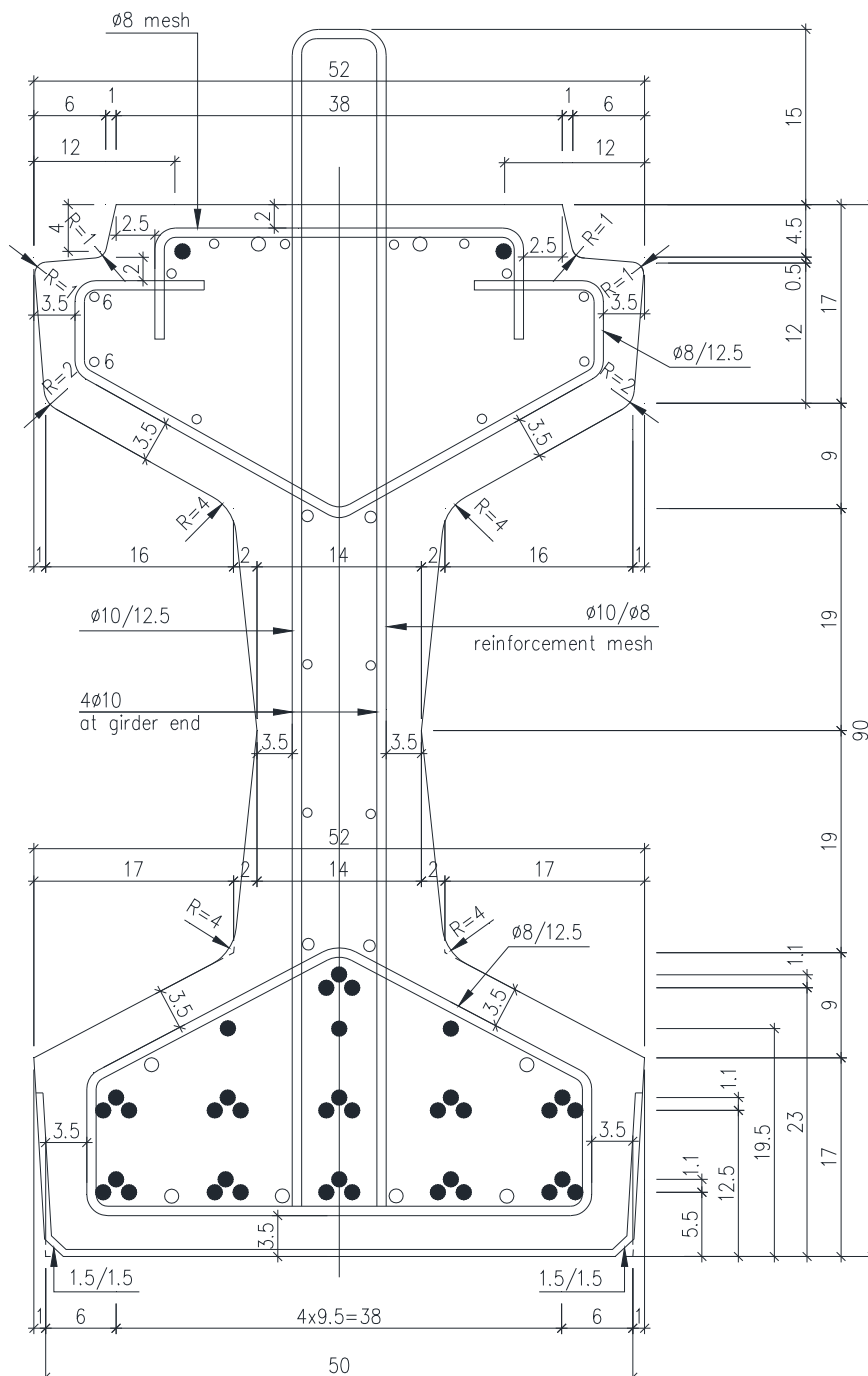
$$L_{\text{at}} = 22.80 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.s}} := \min(52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.s}}) = 0.710 \text{ m}$$

Распон:

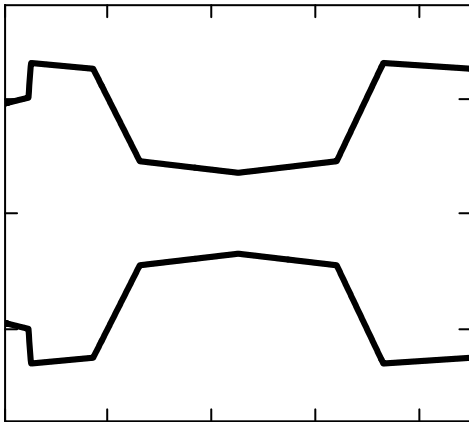
$$L_a = 23.20 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.m}} := \min(\min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t) + 52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.m}}) = 0.900 \text{ m}$$



Геометрија попречног пресека греде:

190	200	260	250	90	70	90	260	250
0	45	50	170	260	450	640	730	900



Површина попречног пресека:

$$A_1 = 2906.5 \cdot \text{cm}^2$$

Инерција греде:

$$I_1 = 2690402.3 \cdot \text{cm}^4$$

Статички момент греде на врху АБ плоче:

$$S_1 = 133358 \cdot \text{cm}^3$$

Број греда:

$$n_{\text{prc}} = 10$$

Тежиште греде мерено од врха попречног пресека:

$$y'_1 = 45.9 \cdot \text{cm}$$

Тежиште попречног пресека мерено од врха АБ плоче:

$$y_1 := y'_1 + t_{d,\text{min}}$$

$$y_1 = 65.9 \cdot \text{cm}$$

Горњи и доњи отпорни момент инерције:

Челик за преднапрезање у попречном пресеку:

$$W_{1f} = 58636.53 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{1a} = 60982.94 \cdot \text{cm}^3$$

Н	2	1	0	0	3	10	5	10
Υ	40	660	670	705	765	775	835	845

4.2. КАРАКТЕРИСТИКЕ БЕТОНА ЗА ПРЕДНАПРЕЗАЊЕ

Релативна влажност (споља): $RH := 80\%$

Прилагођена старост бетона као резултат технологије неге бетона: $t_T := 5 \text{ days}$

Претпостављена величина П.АБ. греде и АБ плоче: Фактор класе цемента:

$$A_{\text{prc}} := 0.290 \text{m}^2$$

$$u_{\text{prc}} := 3.14 \text{m}$$

(класа цемента N се разматра за даљи прорачун)

$$h_{0,\text{prc}} := 2 \cdot A_{\text{prc}} \div u_{\text{prc}}$$

$$h_{0,\text{deck}} := t_{d,\text{avg}}$$

$$s_c := 0.20$$

Коефицијент за развој карактеристике бетона у зависности од старости бетона:

$$\beta_{\text{cc,p}} := e^{s_c \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_T}}\right)} \quad \beta_{\text{cc,p}} = 0.76$$

Карактеристике бетона услед преднапрезања челика:

$$E_{\text{cm,p}} = 34.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{cm,p}} = 44.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ck,p}} = 36.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctm,p}} = 3.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctk,p}} = 2.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Граница напрезања бетона за привремене услове (нпр. напрезање каблова) означено је као $f_{\text{ck}}(\tau)$ x k_6 према EN 1992, где фактор k_6 може достићи вредност до 0.70 према препоруци искусног произвођача.

4.3. ПОЧЕТНА И ЕФЕКТИВНА ПРЕДНАПРЕЖУЋА СИЛА

Почетна преднапрежућа сила:

$$\sigma_{ini} := 1240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$\sigma_{max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{max} = 1422 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Губитак услед температурне разлике (очвршћавање бетона)

$$\Delta T := 40 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (претпостављена вредност)} \quad \alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

$$\Delta \sigma_T := \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E_p$$

$$\Delta \sigma_T = 78.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Губитак услед померања кабла:

$$\varepsilon_{slip} := 0.010\% \text{ (препорука произвођача)}$$

$$\Delta \sigma_{slip} := E_p \cdot \varepsilon_{slip}$$

$$\Delta \sigma_{slip} = 19.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Почетни губитак услед релаксације кабла:

$$\mu_{ini} := \sigma_{ini} \div f_{pk}$$

$$\rho_{1000} := 2.5 (\%)$$

$$t_0 := 1 \text{ days}$$

(преднапрегнуто стање)

Релаксација (Класа 2):

$$\Delta \sigma_{pr.t0} := \sigma_{ini} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{ini} \cdot (0.024 \cdot t_0)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{ini})} \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta \sigma_{pr.t0} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Рачунски губитак услед еластичне деформације:

$$F_{0p} := \sigma_{ini} \cdot \sum n_p \cdot A_p$$

$$F_{0p} = 3575 \cdot \text{kN}$$

$$M_{0p} := F_{0p} \cdot (y_p - y_1)$$

$$M_{0p} = 1059.371 \cdot \text{kNm}$$

$$\Delta \sigma_{el} := \frac{0.5 \cdot E_p \cdot M_{0p}}{I_1 \cdot E_{cm,p}} \cdot (y_p - y_1)$$

$$\Delta \sigma_{el} = 33.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ефективна преднапрежућа сила:

$$\sigma_{eff} := \sigma_{ini} - \Delta \sigma_T - \Delta \sigma_{slip} - \Delta \sigma_{pr.t0} - \Delta \sigma_{el}$$

$$\sigma_{eff} = 1106 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$\sigma_{max} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$$

$$\sigma_{max} = 1343 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

4.4. ГУБИТАК СИЛЕ ПРЕДНАПРЕЗАЊА ТОКОМ ВРЕМЕНА

Временско-завсини губитци преднапрезања су прорачуната за појединачне попречне пресеке у складу са датим једначинама у EN 1992

$$\Delta \sigma_{p.csr}(t) = \frac{\sigma_{c.QP} \cdot \frac{E_p}{E_b} \cdot \phi(t, t_0) + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t)}{1 + \frac{E_p}{E_b} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \phi(t, t_0))}$$

Губитак од релаксације каблова:

$$\Delta\sigma_{pr}(t) := \sigma_{ini} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{ini}} \cdot (0.024 \cdot t)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{ini}) \cdot 10^{-5}$$

$$t_1 := 100 \text{ days}$$

$$\Delta\sigma_{pr.t1} := \Delta\sigma_{pr}(t_1) - \Delta\sigma_{pr.t0}$$

$$t_2 := 10000 \text{ days}$$

$$\Delta\sigma_{pr.t2} := \Delta\sigma_{pr}(t_2) - \Delta\sigma_{pr.t0}$$

(бетонирање АБ плоче)

$$\Delta\sigma_{pr.t1} = 7.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(завршна фаза)

$$\Delta\sigma_{pr.t2} = 31.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Вредности течења и скупљања бетона за бетонирање АБ плоче и завршне фазе:

$$\epsilon_{t1} = 0.018\%$$

$$\epsilon_{t2} = 0.028\%$$

$$\epsilon_{deck} = 0.027\%$$

$$\phi_{t1} = 0.92$$

$$\phi_{t2} = 1.65$$

4.5. ОДРЕЂИВАЊЕ КРАЈЊИХ ЗОНА И ДУЖИНЕ АНКЕРОВАЊА

Утицајни фактори за дужину сидрења:

$$\eta_{p1} := 3.20 \quad \text{коэффициент за врсту кабла (за кабал од 3 и 7-нити)}$$

$$\eta_1 := 1.00 \quad \text{коэффициент у вези са квалитетом пијањања ("добро" стање)}$$

$$\alpha_1 := 1.25 \quad \text{за нагло пуштање}$$

$$\alpha_2 := 0.19 \quad \text{за кабал од 3 и 7-нити}$$

Јачина везе за анкеровање у стању ULS:

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctm.p} \quad f_{bpt} = 9.9 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{eff}}{f_{bpt}} \quad l_{pt} = 33.1 \cdot \text{cm}$$

Рачунска вредност дужине анкеровања требала би да се усвоји као мања од две, зависно од прорачуна:

$$l_{pt.inf} := 0.80 \cdot l_{pt}$$

$$l_{pt.sup} := 1.20 \cdot l_{pt}$$

Предпоставља се да бетонска напрезања имају линеарну дистрибуцију изван дужине дисперзије:

$$l_{disp.inf}(h_{prc}) := \sqrt{l_{pt.inf}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2} \quad l_{disp.sup}(h_t) := \sqrt{l_{pt.sup}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2}$$

$$l_{disp.inf}(h_{prc}) = 0.852 \text{ m}$$

$$l_{disp.sup}(h_{prc}) = 0.902 \text{ m}$$

За контролне прегледе на крају носача (нпр. отпорност на смицање) напрезања ће се рачунати по већој вредности за дужину линеарне дистрибуције:

$$l_{disp.sup}(h_{prc}) = 0.902 \text{ m} \quad \sim \quad 0.85 \cdot (h_{prc} + t_{d.min}) = 0.935 \text{ m}$$

Додатно армирање у крајњој зони дато је у пројекту!

4.6. КОНТРОЛА КРАЈА ГРЕДНОГ НОСАЧА УСЛЕД ПРЕДНАПРЕЗАЊА КАБЛОВА И БЕТОНИРАЊА АБ ПЛОЧЕ

Позиција/одсек: $x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$

Ефективна висина армирања:

Арматура на крају носача: 2o16 + 2 кабла

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} - 40\text{mm} = 0.860\text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := 2 \cdot 2\text{cm}^2 + 2 \cdot A_p = 5.86 \cdot \text{cm}^2$$

4.6.1. УНУТРАШЊИ НАПНИ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 71.7 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 53.3 \cdot \text{kNm}$$

4.6.2. ПРОРАЧУН НАПОНУ У БЕТОНУ

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm^2)

T0_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t0} = 5.143$	$\sigma_{-4t0} = -26.463$
"G1"	-1.223	1.176
"SUM"	3.920	-25.287

Попречни пресек са прслинама

Спољни момент савијања: $M_{\text{ext}} := -M_{G1} = -72 \cdot \text{kNm}$

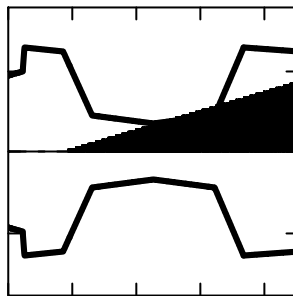
Позиција неутралне осовине:

$$x_{\text{neut}} = 72.3 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момента савијања:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00097 \frac{1}{\text{m}}$$

Напони у бетону:



Без прслина:

$$\sigma_{3t0} = 3.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t0} = -25.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Са прслинама:

$$\sigma_{3t0.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t0.II} = -26.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Напони у доњој половини попречног пресека:

$$\sigma_{4t0.II} = -26.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0.7 \cdot f_{\text{ck.p}} = 25.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm^2)

T1_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t1} = 4.592$	$\sigma_{-4t1} = -23.625$
"G1"	-1.223	1.176
"G2"	-0.910	1.181
"SUM"	2.459	-21.269

Попречни пресек са прслинама

Спољни момент савијања:

$$M_{\text{ext}} := -(M_{G1} + M_{G2}) = -125 \cdot \text{kNm}$$

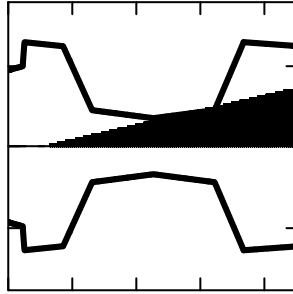
Позиција неутралне осовине:

$$x_{\text{neut}} = 78.7 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момената савијања:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00142 \frac{1}{\text{m}}$$

Напон у бетону:



Без прслина:

$$\sigma_{3t1} = 2.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t1} = -21.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Са прслинама:

$$\sigma_{3t1.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t1.II} = -21.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Напон у доњој половини попречног пресека:

$$\sigma_{4t1.II} = -21.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

4.7. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА ИЗНАД ОСЛОНЦА ЗА МАКС. ТРАНСВЕРЗАЛНУ СИЛУ

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Позиција/одсек:

$$x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$$

Особине спрегнутог попречног пресека:

Површина поп. пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Тежиште греде мерено од горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147846 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l.d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

4.7.1. УНУТРАШЊЕ СИЛЕ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 72 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{G1} = 76 \cdot \text{kN}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 53 \cdot \text{kNm}$$

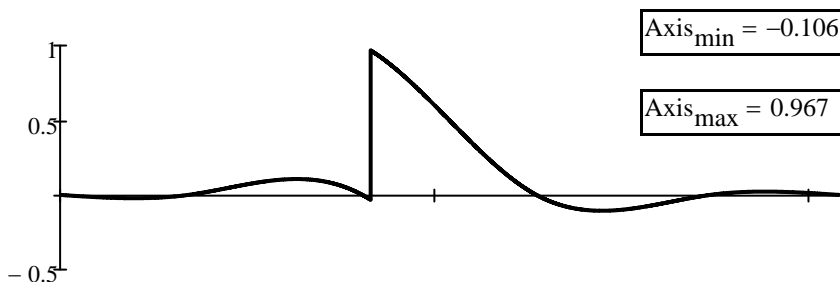
$$V_{G2} = 57 \cdot \text{kN}$$

Ефекти на континуалну суперструктуру

$$X := "V"$$

$$\text{Section} := 40.30\text{m} + (0.5 \cdot 40\text{cm} + l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}}))$$

Дијаграм подручја:



$$\text{Axis}_{\text{min}} = -0.106$$

$$\text{Axis}_{\text{max}} = 0.967$$

$$T_{\text{sum}} = 10.495$$

$$T_{\text{pos}} = 12.282$$

$$T_{\text{neg}} = -1.787$$

Момент савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$V_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m = 87 \cdot \text{kN}$$

Момент савијања од расподелених саобраћајних оптерећења:

$$V_{UDL} := T_{\text{pos}} \cdot q_{UDL} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m = 99 \cdot \text{kN}$$

Момент савијања од концентрисаних оптерећења:

$$V_{TS} := \text{Axis}_{\text{max}} \cdot Q_{TS} = 242 \cdot \text{kN}$$

Макс. критична смичућа сила на греди

$$V_{Ed} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (V_{G1} + V_{G2} + V_{G3}) \dots = 713 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_Q \cdot (V_{TS} + V_{UDL})$$

4.7.2. ПРОРАЧУН СМИЧУЋЕ ОТПОРНОСТИ

Особине смичуће површине

$$b_w := 140 \text{ mm}$$

$$z_w := 0.90 \cdot d_{\text{eff}} \quad z_w = 0.774 \text{ m}$$

Осовинска сила од преднапрезања:

$$F_{3p} = 2570 \cdot \text{kN}$$

Просечан напон притиска у попречном пресеку:

$$\sigma_{cp} := \frac{F_{3p}}{A_5} \quad \sigma_{cp} = 5.78 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Смичућа отпорност бетонског попречног пресека без смичуће арматуре:

$$k := \max\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{z_w}}\right) \quad k = 2.000$$

$$k_1 := 0.15 \quad v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k \cdot \left(\frac{f_{ck, \text{prc}} \cdot \text{mm}^2}{N}\right)^{0.5} \quad v_{\text{min}} = 0.700$$

$$V_{Rd,c} := \left(v_{\text{min}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot z_w \quad V_{Rd,c} = 169.811 \cdot \text{kN}$$

Смичућа отпорност бетонског попречног пресека без смичуће арматуре:

$$\alpha_{cp} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{cp} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd, \text{prc}}}\right) & \text{if } 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd, \text{prc}} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd, \text{prc}} < \sigma_{cp} \leq 0.50 \cdot f_{cd, \text{prc}} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd, \text{prc}}}\right) & \text{if } 0.50 \cdot f_{cd, \text{prc}} < \sigma_{cp} \leq f_{cd, \text{prc}} \end{cases} \quad \alpha_{cp} = 1.204$$

Угао између бетонске потпорне опруге и осе греде управне на силу смицања:

$$\theta := \operatorname{acot} \left(\max \left(1.0, \operatorname{if} \left(\frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}} < 0.52 + 0.56 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd.prc}}, \frac{1.2 - 1.4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd.prc}}}{1 - \frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}}}, 2.5 \right) \right) \right) \quad \cot(\theta) = 1.200 < 2.50$$

Фактор редуковања притиска:

(под претпоставком да је смичуће ојачање изнад 80% напона течења)

$$v := 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck.prc} \cdot \text{mm}^2}{250 \cdot N} \right) \quad v = 0.480$$

Смичуће арматура:

Армирана мрежа по греди: $n_w := 2 \cdot db$ $\phi_w := 10 \cdot \text{mm}$ $t_w := 125 \cdot \text{mm}$ $\alpha_w := 90^\circ$

Додатно армирање на крају носача: $n_a := 2 \cdot db$ $\phi_a := 10 \cdot \text{mm}$ $t_a := 250 \cdot \text{mm}$ $\alpha_a := 90^\circ$

Максимални ефекат смичућег ојачања:

$$A_{sw.eff} := 0.5 \cdot \alpha_{cp} \cdot v \cdot f_{cd.prc} \cdot \frac{b_w}{f_{s.yd}} = 26.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{СУИТАБЛЕ!} \quad A_{cw.eff} > A_{cw}$$

$$A_{sw} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \sin(\alpha_w) \cdot \pi}{4 \cdot t_w} + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \sin(\alpha_a) \cdot \pi}{4 \cdot t_a} = 18.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Макс. доступан смичући оппор:

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cp} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)}$$

$$\boxed{V_{Ed} = 713 \cdot \text{kN}} < \boxed{V_{Rd.max} = 774 \cdot \text{kN}} \quad \text{ЗАДОВОЉАВА!}$$

Стварни смичући оппор:

$$V_{Rd.s} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_w} \cdot z_w \cdot f_{s.yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_w)) \cdot \sin(\alpha_w) + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_a} \cdot z_w \cdot f_{s.yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_a)) \cdot \sin(\alpha_a)$$

$$\boxed{V_{Rd.s} = 761 \cdot \text{kN}} > \boxed{V_{Ed} = 713.3 \cdot \text{kN}} \quad \text{ЗАДОВОЉАВА!}$$

4.8. ПРОРАЧУН ГРЕДНОГ НОСАЧА У СРЕДЊЕМ ДЕЛУ ЗА МАКС. МОМЕНТ САВИЈАЊА

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{comp} := t_{comp.m}$$

$$t_{prc} := t_{prc.m}$$

Позиција/одсек:

$$\boxed{x_1 := 0.50 \cdot L_{at}}$$

Особине спрегнутог попречног пресека

Површина попр. пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

Унутрашње силе од спреченог скупљања:

Тежиште греде мерено од горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5u,d} = 147846 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l,d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

$$N_\epsilon = -421 \cdot \text{kN}$$

$$M_\epsilon = -154 \cdot \text{kNm}$$

4.8.1. УНУТРАШЊИ НАПОНИ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 472 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

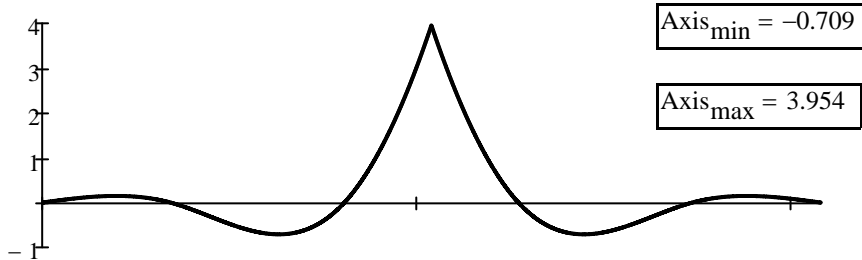
$$M_{G2} = 351 \cdot \text{kNm}$$

Ефекти на континуалну суперструктуру

$$X := "M"$$

$$\text{Section} := 40.30\text{m} + 0.5 \cdot L_a$$

Дијаграм подручја:



$$\text{Axis}_{\min} = -0.709$$

$$T_{\text{sum}} = 21.679$$

$$\text{Axis}_{\max} = 3.954$$

$$T_{\text{pos}} = 42.015$$

$$T_{\text{neg}} = -20.336$$

Моменти савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot \text{m}^2 = 180 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{pos}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{pre}} \cdot \text{m}^2 = 340 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\max} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot \text{m} = 988 \cdot \text{kNm}$$

Максимални критични момент савијања на греди:

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) \dots = 2944 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1880 \cdot \text{kNm} \\ + \gamma_Q \cdot (M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}) \quad + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 2331 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1003 \cdot \text{kNm} \\ + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}} \quad + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

4.8.2. ПРОРАЧУН НАПОНА У БЕТОНУ

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	4.675	-24.055
"G1"	-8.045	7.736
"G2"	-5.984	5.754
"SUM"	-9.354	-10.565

$\sigma_{-3_{t1}} =$ $\sigma_{-4_{t1}} =$

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	4.490	-23.100
"G1"	0.000	0.000	-8.045	7.736
"G2"	0.000	0.000	-5.984	5.754
"G3"	-1.218	-0.694	-0.812	1.942
"ε"	0.489	0.936	-1.641	0.712
"TS"	-6.686	-3.812	-4.455	10.660
"UDL"	-2.302	-1.312	-1.534	3.670
"SUM"	-9.716	-4.882	-17.981	7.374

$\sigma_{-1_k} =$ $\sigma_{-2_k} =$ $\sigma_{-3_k} =$ $\sigma_{-4_k} =$

$$\sigma_{4_k} = 7.4 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

>

$$f_{\text{ctm.prc}} = 4.1 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Спровести прорачун попречног пресека са прслинама!

$$\sigma_{3_k} = -18.0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Подужне пукотине се не би појавиле!

Гранично стање употребљивости за квази-сталне напоне на попречним пресецима без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	4.490	-23.100
"G1"	0.000	0.000	-8.045	7.736
"G2"	0.000	0.000	-5.984	5.754
"G3"	-1.218	-0.694	-0.812	1.942
"ε"	0.489	0.936	-1.641	0.712
"TS"	0.000	0.000	0.000	0.000
"UDL"	0.000	0.000	0.000	0.000
"SUM"	-0.729	0.242	-11.992	-6.956

$\sigma_{-1_q} =$ $\sigma_{-2_q} =$ $\sigma_{-3_q} =$ $\sigma_{-4_q} =$

$$\sigma_{4_q} = -7.0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

ИСПУЊЕН УСЛОВ ДЕКОМПРЕСИЈЕ!

$$\sigma_{3_q} = -12.0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{ck.prc}} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Претпостављено линеарно течење!

Попречни пресек са пукотинама

Спољашњи момент савијања:

$$M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$$

Локација неутралне осовине:

$$x_{\text{n.low}} = 39.269 \cdot \text{cm}$$

$$x_{\text{n.up}} = 34.107 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момента савијања:

$$\kappa_{\text{n.low}} = -0.00283 \frac{1}{\text{m}}$$

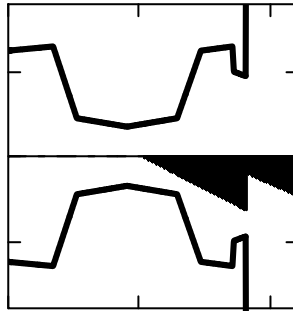
$$\kappa_{\text{n.up}} = -0.00284 \frac{1}{\text{m}}$$

Ефективна висина каблова: Ојачање = челик за преднапрезање

$$d_{\text{eff}} := y_p$$

$$A_{\text{strand}} := \left(\sum n_p - n_{p0} \right) \cdot A_p$$

Напони у бетону:



Без прлина:

$$\sigma_{1k} = -9.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = -4.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = -18.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k} = 7.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Са прлинама:

$$\sigma_{1k,II} = -16.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k,II} = -6.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k,II} = -18.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Макс. напон у кабловима за преднапрезање (карактеристично за SLS):

$$\sigma_{s,\text{max}} := \sigma_{\text{eff}} - \Delta\sigma_{p,\text{csr},t2} + \sigma_{s,\text{ext}} = 1215 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{s,\text{ext}} := -\kappa_{\text{n.low}} \cdot (d_{\text{eff,low}} - x_{\text{n,low}} - t_{d,\text{min}}) \cdot E_p$$

$$0.75 \cdot f_{pk} = 1395 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

$$\sigma_{3k,II} = -18.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{ck,\text{prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Подужне пукотине се не би појавиле!

4.8.3. ПРОРАЧУН ГРАНИЧНОГ МОМЕНТА САВИЈАЊА

Прорачун је заснован на теорији Е. Морсцх. Позиција неутралне осе израчуната је из претпоставке о равнотежи нормалних векторских сила.

Нормално ојачање П.АБ. носача занемарена је ради сигурности.

- Позиција неутралне осе:

$$x_{\text{neut}} = 23.9 \cdot \text{cm}$$

- Напон у кабловима:

$$F_p = 3900 \cdot \text{kN}$$

- Напрезање у бетону:

$$F_c = 3900 \cdot \text{kN}$$

- Релативно обртање услед граничног стања носивости:

$$\kappa = 0.01464 \frac{1}{\text{m}}$$

- Позиција затезне силе мерено од врха плоче:

$$s_t = 96.7 \cdot \text{cm}$$

- Позиција силе притиска мерено од врха плоче:

$$s_c = 9.6 \cdot \text{cm}$$

- Напони у кабловима дуж пресека:

$$\sigma_p^T = \begin{bmatrix} 103 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 \end{bmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Гранични момент савијања:

$$M_{Rd} = 3398 \cdot \text{kNm}$$

- Фактор сигурности за гранично стање носивости:

$$n_{\text{crit}} = 1.15 > 1.0 \quad \text{ЗАДОВОЉАВА!}$$

4.9. ЦАЛЦУЛАТИОН ОФ ГИРДЕР ОВЕР СУППОРТ ФОР МИН. БЕНДИНГ МОМЕНТС

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Максималне вредности за упоредни момент савијања мерене су на ивицама носача док су моменти савијања за прорачун нормалних наопона мерене на крају носача дуж линеарне дистрибуције.

Позиција/одсек:

$$x_1 := 40\text{cm}$$

$$x_1 := l_{\text{disp.inf}}(h_{\text{prc}})$$

Карактеристике спрегнутог попречног

Површина поп. пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Тежиште носача мерено од горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Модул горњег и доњег попречног пресека на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147846 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l.d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

Унутрашње силе од спреченог скупљања:

$$N_{\varepsilon} = -421 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\varepsilon} = -154 \cdot \text{kNm}$$

Подужно ојачање бетонске плоче изнад ослонаца

уппер: o12/200+o20/200

ловер: o12/200+o20/200

Ефективна висина ојачања:

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} + 0.5 \cdot t_{\text{d.min}} = 1.000 \text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := (21.36 + 21.36) \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot t_{\text{comp}}$$

4.9.1. УНУТРАШЊЕ СИЛЕ

Од прве и друге половине сопствене тежине:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 68 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 51 \cdot \text{kNm}$$

$$M'_{G1} = 33 \cdot \text{kNm}$$

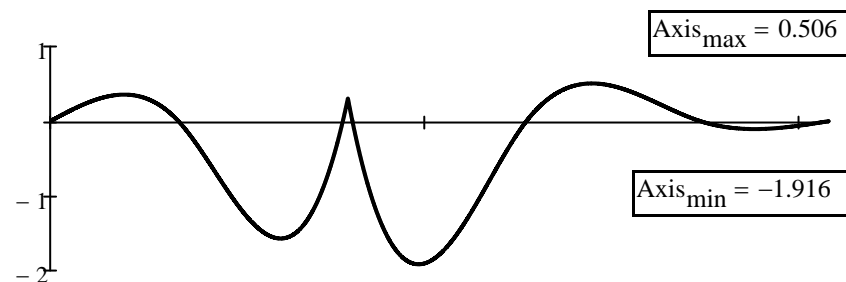
$$M'_{G2} = 24 \cdot \text{kNm}$$

Утицаји на континуалну суперструктуру

$$X := "M"$$

$$\text{Section} := 40.30\text{m} - (0.5 \cdot 40\text{cm} + 40\text{cm})$$

Дијаграм подручја:



$$T_{\text{sum}} = -38.705$$

$$T_{\text{pos}} = 11.394$$

$$T_{\text{neg}} = -50.099$$

Моменти савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$M'_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -321 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$M'_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -406 \cdot \text{kNm}$$

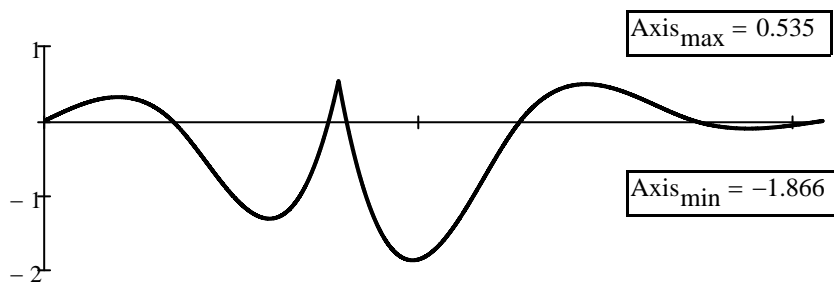
Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$M'_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -479 \cdot \text{kNm}$$

X := "M"

Section := 40.30m - (0.5·40cm + l_{disp.inf}(h_{prc}))

Дијаграм подручја:



$$T_{\text{sum}} = -33.745$$

$$T_{\text{pos}} = 11.212$$

$$T_{\text{neg}} = -44.957$$

Моменти савијања од трећег дела сталних оптерећења:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -280 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од расподељених саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -364 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од концентрисаних саобраћајних оптерећења:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -467 \cdot \text{kNm}$$

Максимални критични момент савијања на греди:

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M'_{G1} + M'_{G2} + M'_{G3}) \dots = -1498 \cdot \text{kNm} \\ + \gamma_Q \cdot (M'_{\text{TS}} + M'_{\text{UDL}})$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -993 \cdot \text{kNm} \\ + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -657 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -162 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

4.9.2. ПРОРАЧУН НАПОНА У БЕТОНУ

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	4.675	-24.055
"G1"	-8.045	7.736
"G2"	-5.984	5.754
"SUM"	-9.354	-10.565

$\sigma_{-3_{t1}} =$ $\sigma_{-4_{t1}} =$

Карактеристична гранична стања употребљивости услед напрезања попречних пресека без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	4.071	-20.943
"G1"	0.000	0.000	-1.158	1.113
"G2"	0.000	0.000	-0.861	0.828
"G3"	1.896	1.081	1.263	-3.023
"ε"	0.489	0.936	-1.641	0.712
"TS"	3.155	1.799	2.103	-5.031
"UDL"	2.463	1.404	1.641	-3.927
"SUM"	8.003	5.220	5.418	-30.271

$\sigma_{-1_k} =$ $\sigma_{-2_k} =$ $\sigma_{-3_k} =$ $\sigma_{-4_k} =$

$$\sigma_{1_k} = 8.0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

>

$$f_{\text{ctm.deck}} = 3.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Спровести прорачун попречног пресека са прслинама!

$$\sigma_{4_k} = -30.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

>

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Потребна попречна арматура како би се избегао губитак трајности услед настанка могућих пукотина!

Гранично стање употребљивости за квази-сталне напоне на попречним пресецима без пукотина (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	4.071	-20.943
"G1"	0.000	0.000	-1.158	1.113
"G2"	0.000	0.000	-0.861	0.828
"G3"	1.896	1.081	1.263	-3.023
"ε"	0.489	0.936	-1.641	0.712
"TS"	0.000	0.000	0.000	0.000
"UDL"	0.000	0.000	0.000	0.000
"SUM"	2.384	2.017	1.674	-21.313

$\sigma_{-1_q} =$ $\sigma_{-2_q} =$ $\sigma_{-3_q} =$ $\sigma_{-4_q} =$

$$\sigma_{4_q} = -21.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{ck.prc}} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Претпоставља се линеарно течење!

$$\sigma_{1_q} = 2.4 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{ctm.deck}} = 3.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Провера пукотина је непотребна!

Попречни пресек са пукотинама

Спољашњи момент савијања:

$$M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$$

Позиција неутралне осе:

Напони у бетону:

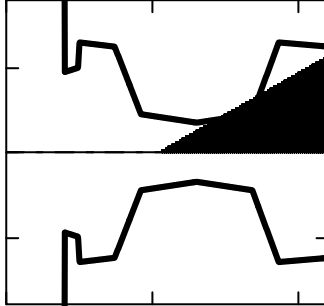
Са прслинама:

Без прслина:

$$x_{\text{neut}} = 57.423 \cdot \text{cm}$$

Релативно обртање услед момента савијања:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00348 \frac{1}{\text{m}}$$



$$\sigma_{1k} = 8.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = 5.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = 5.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Макс. напон у арматури (карактеристично за SLS):

$$\sigma_{s,k} := -\kappa_{\text{neut}} \cdot (x_{\text{neut}} - h_{\text{prc}} - 0.5 \cdot t_{d,\text{min}}) \cdot E_s$$

$$\sigma_{4k} = -30.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k,II} = -34.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{s,k} = 296.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.8 \cdot f_{s,yd} = 347.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

ЗАДОВОЉАВА!

$$\sigma_{4k,II} = -34.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

>

$$0.6 \cdot f_{ck,prc} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Потребна попречна арматура како би се избегао губитак трајности услед настанка могућих пукотина!

4.9.3. ПРОРАЧУН МЕРОДАВНОГ МОМЕНТА САВИЈАЊА

Прорачун се заснива на занемаривању каблова за преднапрезање попречног пресека, неутрална оса је прорачуната из претпоставке о равнотежи вертикалних сила.

- Затезање у арматури:

- Притисак у бетону:

- Позиција неутралне:

- Релативно обртање услед граничног стања носивости:

$$F_T = 1672 \cdot \text{kN}$$

$$F_C = 1672 \cdot \text{kN}$$

$$x_{\text{neut}} = 14.6 \cdot \text{cm}$$

$$\kappa = 0.02405 \frac{1}{\text{m}}$$

- Релативно обртање услед граничног стања носивости:

- Положај напона притиска од доње стране носача:

$$d_{\text{eff}} = 100.0 \cdot \text{cm}$$

$$s_c = 5.8 \cdot \text{cm}$$

- Отпорни момент савијања:

$$M_{Rd} = 1574 \cdot \text{kNm}$$

- Фактор сигурности за гранично стање носивости:

$$n_{\text{crit}} = 1.05 > 1.0$$

ЗАДОВОЉАВА!

4.10. ВРЕДНОСТИ УГИБА И ДЕФОРМАЦИЈА (ПРОЦЕНА)

Општи средњи носач је прорачунат!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Унутрашњи напони на средини распона

$$M_{G1.\text{mid}} = 471.755 \cdot \text{kNm} \quad M_{G3.\text{mid}} = 180.048 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{UDL}.\text{mid}} = 340.325 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{G2.\text{mid}} = 350.892 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{TS}.\text{mid}} = 988.428 \cdot \text{kNm}$$

Карактеристике спрегнутог

Површина поп.
пресека:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Тежиште носача мерено од
горње површине плоче:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Горњи и доњи модул еластичности
на ивицама носача и плоче:

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

Инерција греде:

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147846 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l.d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

Еластични модул за

Преднапрезање:

$$E_{\text{cm.p}} = 34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Додатну деформацију (t1):

$$E_{\text{c.t1}} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{t1}} = 41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Додатну деформацију (t2):

$$E_{\text{c.t2}} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{t2} - \phi_{t1}} = 51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Моменти савијања за преднапрезање

Напони преднапрезања:

$$\sigma_{\text{eff}} = 1106 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t1.mid}} = 101 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t2.mid}} = 141 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Напони преднапрезања:

$$F_{1p.\text{mid}} = 3188 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2p.\text{mid}} = 2898 \cdot \text{kN}$$

$$F_{3p.\text{mid}} = 2783 \cdot \text{kN}$$

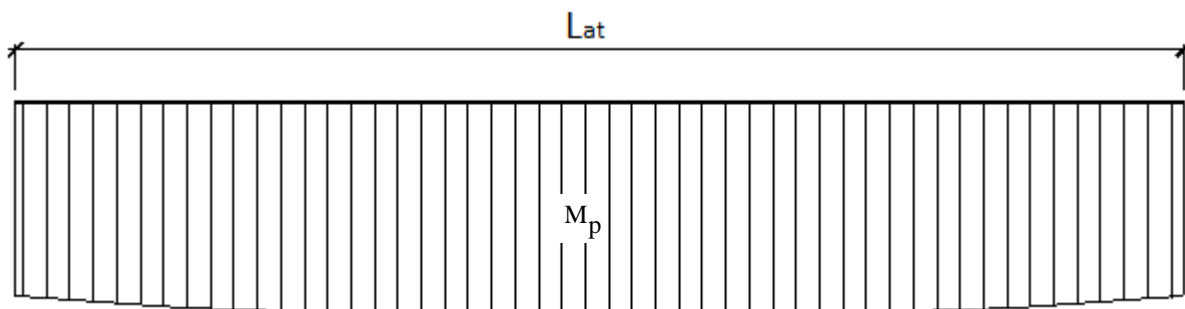
Моменти савијања од преднапрезања:

$$M_{1p.\text{mid}} = 945 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{2p.\text{mid}} = 859 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{3p.\text{mid}} = 825 \cdot \text{kNm}$$

Момент савијања од преднапрезања претпоставља се да је линеарна по носача за прорачун угиба.



Деформације услед преднапрезања

Угиб од ефективне силе напрезања (t0)

Угиб од DL1 (t0)

$$\Delta e_p := \frac{-M_{1p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_p = -66.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1} = 26.5 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_0 := \Delta e_p + \Delta e_{g1} \quad \boxed{\Delta e_0 = -39.9 \cdot \text{mm}}$$

Деформација у фази t1 (пре бетонирања АБ плоче)

Додатни угиб од преднапрезања (t1)

Додатни угиб од DL1 (t1)

$$\Delta e_{p'} := \frac{-M_{2p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{p'} = -50.9 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1'} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1'} = 22.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_1 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} \quad \boxed{\Delta e_1 = -68.5 \cdot \text{mm}}$$

Деформација у фази t1 (након бетонирања АБ плоче)

Деформација од DL2

$$\Delta e_{g2} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g2} = 18.2 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_2 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g2} \quad \boxed{\Delta e_2 = -50.3 \cdot \text{mm}}$$

Деформација у фази t2

Вредности од свих напрезања су прорачуната на простој греди ради сигурности.

Додатни угиб од преднапрезања (t2)

Додатни угиб од DL1 (t2)

$$\Delta e_{p''} := \frac{-M_{3p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{p''} = -17.9 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1''} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g1''} = 8.2 \cdot \text{mm}$$

Додатна деформација од DL2 (t2)

Деформацја од DL3 (t2)

$$\Delta e_{g2'} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g2'} = 6.1 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g3} := \frac{M_{G3.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.eff.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g3} = 9.3 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_3 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{p''} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g1''} + \Delta e_{g2} + \Delta e_{g2'} + \Delta e_{g3} \quad \boxed{\Delta e_3 = -44.6 \cdot \text{mm}}$$

Дерфомација од саобраћајног оптерећења

$$\Delta e_{UDL} := \frac{M_{UDL.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{UDL} = 8.1 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{TS} := \frac{M_{TS.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{TS} = 23.4 \cdot \text{mm}$$

$$\boxed{\Delta e_{LM1} := \Delta e_{UDL} + \Delta e_{TS} = 31 \cdot \text{mm}}$$

$$< \quad \frac{L_{at}}{400} = 57 \cdot \text{mm}$$

ЗАДОВОЉАВА!

STATIC CALCULATION OF SUBSTRUCTURES

DESIGN OF BRIDGES

OVERPASS at km 89+315.15

1. INPUT DATA

- 1.1. GEOMETRIC DATA**
- 1.2. APPLIED STANDARDS**
- 1.3. MATERIALS, CROSS-SECTIONS**
- 1.4. GEOTECHNICAL DATA**
- 1.5. APPLIED FINITE ELEMENT SOFTWARE - AXIS VM**

2. LOADS AND ACTIONS

- 2.1. PERMANENT LOAD**
 - 2.1.1. SELF-WEIGHT OF SUBSTRUCTURE**
 - 2.1.2. SELF-WEIGHT OF SUPERSTRUCTURE**
 - 2.1.3. SELF-WEIGHT ON WING WALLS**
 - 2.1.4. LOADS FROM FILL AND BACKFILL, EARTH PRESSURE**
- 2.2. INCIDENTAL LOADS**
 - 2.2.1. TRAFFIC LOADS**
 - 2.2.2. WIND ACTIONS**
 - 2.2.3. THERMAL ACTIONS**
 - 2.2.4. TRAMMED SHRINKAGE**
 - 2.2.5. SEISMIC LOAD**
- 2.3. LOAD COMBINATIONS**

3. DESIGN OF ABUTMENTS

- 3.1. GEOMETRIC DATA**
- 3.2. DESIGN OF PILES**
- 3.3. DESIGN OF PILE CAP BEAMS**

4. DESIGN OF PIERS WITH BEARINGS

- 4.1. GEOMETRIC DATA**
- 4.2. DESIGN OF PILES**
- 4.3. DESIGN OF PILE CAP BEAMS**
- 4.4. DESIGN OF COLUMNS**

5. DESIGN OF FIX PIERS

- 5.1. GEOMETRIC DATA**
- 5.2. DESIGN OF PILES**
- 5.3. DESIGN OF PILE CAP BEAMS**
- 5.4. DESIGN OF COLUMNS**

6. DESIGN OF BEARINGS, EXPANSION JOINTS

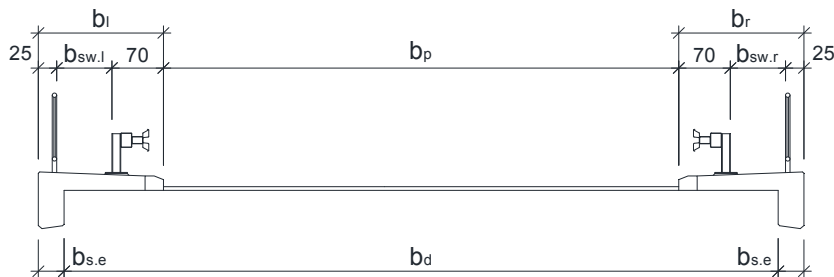
7. BEARING CAPACITY CALCULATION OF PILES

1. INPUT DATA

1.1. GEOMETRIC DATA

Support angles (°)	90				
Length of stucture (m)	104.8				
Spans (m)	17.10	23.20	23.20	23.20	17.10
Length of PRC beams (m)	16.80	22.80	22.80	22.80	16.80

Width of pavement (m)	6	b_p
Wtdth of sidewalk (left) (m)	1.7	b_l
Width of sidewalk (right) (m)	1.7	b_r
Sidewalk edge width (m)	0.35	$b_{s,e}$
Sidewalk edge height (m)	0.7	$h_{s,e}$
Average thickness of RC deck slab (m)	0.24	$t_{d,avg}$
Thickness of pavement + waterproofing (m)	0.08	t_p
Number of supports	6	n_{sup}
Number of PRC beams	10	n_{prc}
Weight per running meter of PRC beams (kN/m)	7.26	g_{prc}
Height of PRC beams (m)	0.9	h_{prc}
Length of PRC beam seized end (m)	0.4	$l_{prc,e}$



Servicable sidewalk width (right) $b_{sw,r} := b_r - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.75\text{ m}$

Servicable sidewalk width (left) $b_{sw,l} := b_l - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.75\text{ m}$

Deck width $b_d := b_l + b_p + b_r - 2 \cdot b_{s,e} = 8.70\text{ m}$

Deck excentricity $e_d := 0.5 \cdot (b_d + 2 \cdot 35\text{cm}) - b_l - 0.5 \cdot b_p = 0.00\text{ m}$

Total width of superstructure: $b_{tot} := b_d + 2 \cdot b_{s,e} = 9.40\text{ m}$

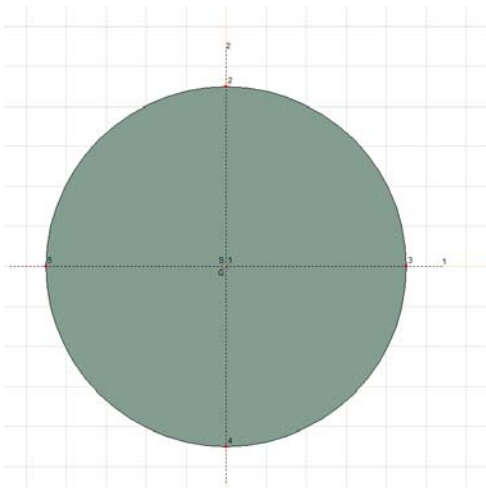
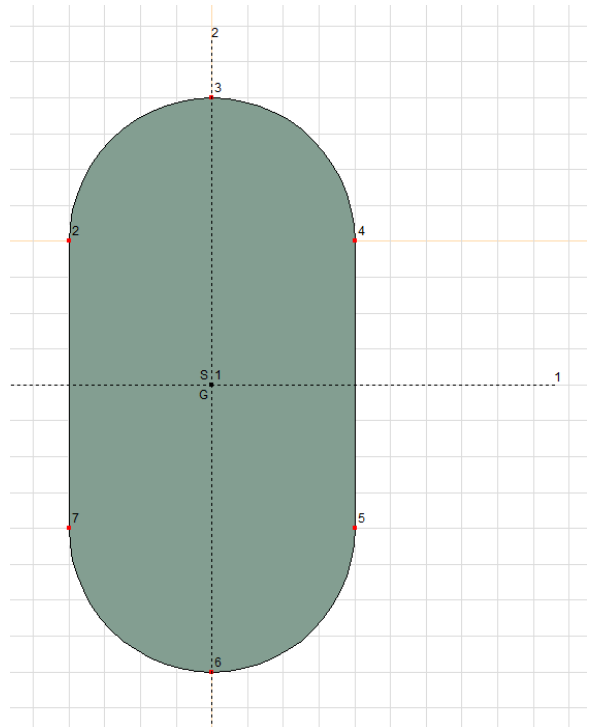
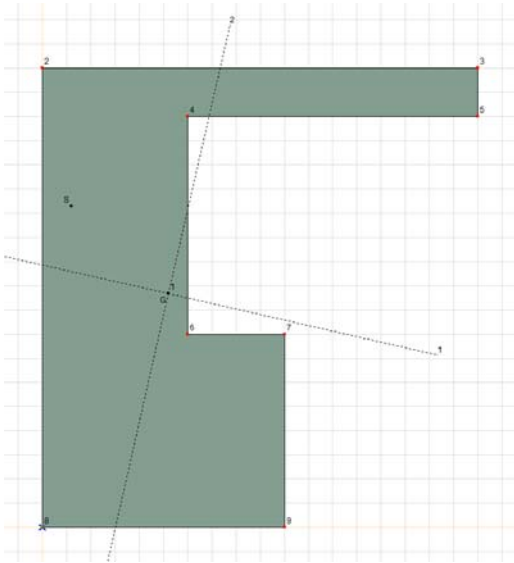
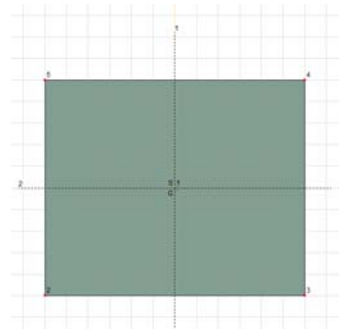
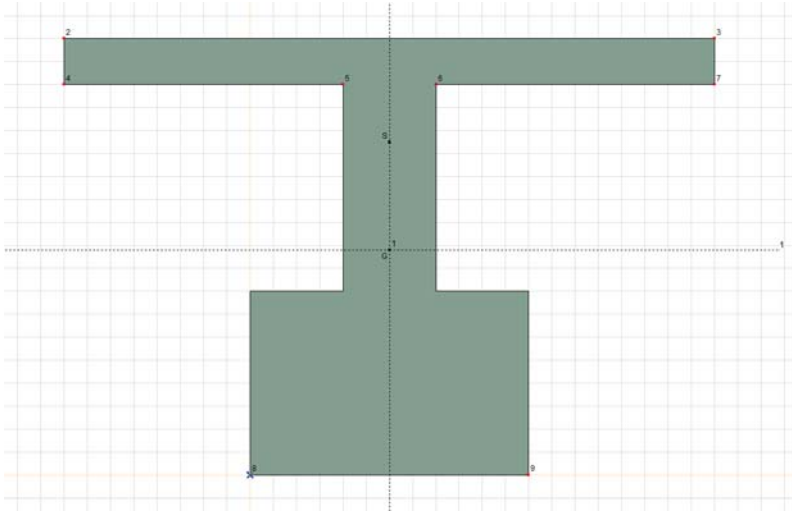
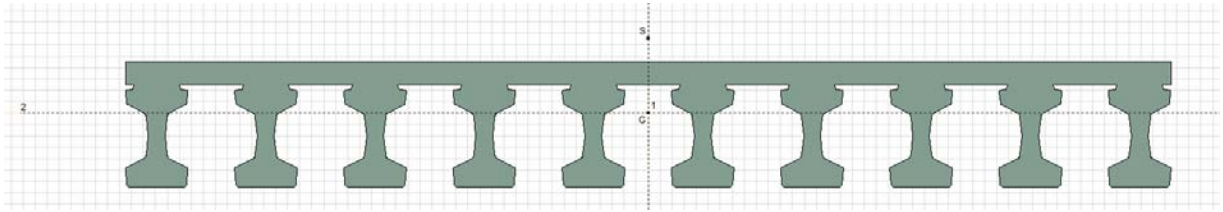
1.2. APPLIED STANDARDS

EN 1990	Basis of structural design
EN 1991-1-1	General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
EN 1991-1-4	General actions - Wind actions
EN 1991-1-5	General actions - Thermal actions
EN 1991-2	Traffic loads on bridges
EN 1992-1-1	Design of concrete structures - Part 1-1 General rules
EN 1992-2	Concrete bridges - Design and detailing rules
EN 1997-1	Geotechnical design - Part 1 General rules
EN 1998-1	Design of structures for earthquake resistance - Part 1 General rules
EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Part 2 Bridges

1.3. MATERIALS, CROSS-SECTIONS

	Name	Type	Design code	Model	E_x [kN/cm ²]	E_z [kN/cm ²]	ν
1	C40/50	Concrete	Eurocode	Linear	3520	3520	0,20
2	C30/37	Concrete	Eurocode	Linear	3280	3280	0,20
3	C25/30	Concrete	Eurocode	Linear	3150	3150	0,20
	Name	α_T [1/°C]	ρ [kg/m ³]	P_1	P_2	P_3	P_4
1	C40/50	1.00E-05	2500	f_{ck} [kN/cm ²] = 4,00	$\gamma_c = 1,500$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\phi_t = 1,76$
2	C30/37	1.00E-05	2500	f_{ck} [kN/cm ²] = 3,00	$\gamma_c = 1,500$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\phi_t = 2,13$
3	C25/30	1.00E-05	2500	f_{ck} [kN/cm ²] = 2,50	$\gamma_c = 1,500$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$\phi_t = 2,35$

	Name	Shape	h [cm]	b [cm]	Ax [cm ²]	Ay [cm ²]	Az [cm ²]	Ix [cm ⁴]
1	10_FCI90_8.70	Custom	110,0	870,0	46446,00	16585,62	19707,65	1.00E+07
2	CROSS GIRDER (FCI90)	Custom	190,0	280,0	18800,00	8384,27	6330,15	1,7E+07
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	Custom	190,0	180,0	17000,00	6861,83	8960,99	1,9E+07
4	HEADER BEAM	Rect.	100,0	120,0	12000,00	10000,00	10000,00	2.00E+07
5	O80x160 COLUMN	Custom	160,0	80,0	11425,53	9534,21	9787,07	1,6E+07
6	O90 PILE	Round	90,0	90,0	6360,43	5451,80	5451,80	6441246,0
	Name	Iy [cm ⁴]	Iz [cm ⁴]	Iyz [cm ⁴]	I ₁ [cm ⁴]	I ₂ [cm ⁴]	α [°]	I ω [cm ⁶]
1	10_FCI90_8.70	6,1E+07	3,1E+09	0	3,1E+09	6,1E+07	90,00	4,1E+12
2	CROSS GIRDER (FCI90)	8,00E+07	4,9E+07	0	8,00E+07	4,9E+07	0	1,6E+11
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	6,3E+07	2,6E+07	8940700,0	6,5E+07	2,4E+07	-12,83	8,00E+10
4	HEADER BEAM	1,00E+07	1,4E+07	0	1,4E+07	1,00E+07	90,00	6,1E+08
5	O80x160 COLUMN	2,00E+07	5423136,0	0	2,00E+07	5423136,0	0	2,8E+09
6	O90 PILE	3219315,0	3219315,0	0	3219315,0	3219315,0	0	0
	Name	W _{1,el,t} [cm ³]	W _{1,el,b} [cm ³]	W _{2,el,t} [cm ³]	W _{2,el,b} [cm ³]	W _{1,pl} [cm ³]	W _{2,pl} [cm ³]	i _y [cm]
1	10_FCI90_8.70	7083605,0	7083605,0	1365454,0	942264,9	1,00E+07	1427621,0	36,3
2	CROSS GIRDER (FCI90)	872731,3	819666,3	347047,6	347047,5	1105513,0	715999,9	65,4
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	545033,7	615184,6	219696,5	332808,0	909638,5	515785,3	60,9
4	HEADER BEAM	240000,0	240000,0	200000,0	200000,0	360000,0	300000,0	28,9
5	O80x160 COLUMN	253607,1	253607,1	135578,4	135578,4	414328,5	213308,5	42,1
6	O90 PILE	71540,3	71540,3	71540,3	71540,3	121463,0	121463,8	22,5
	Name	i _z [cm]	Hy [cm]	H _z [cm]	y _G [cm]	z _G [cm]	y _s [cm]	z _s [cm]
1	10_FCI90_8.70	257,6	870,0	110,0	435,0	65,1	0	65,8
2	CROSS GIRDER (FCI90)	50,8	280,0	190,0	140,0	98,0	0	47,1
3	END CROSS GIRDER (FCI90)	39,0	180,0	190,0	52,1	96,6	-39,9	36,0
4	HEADER BEAM	34,6	120,0	100,0	60,0	50,0	0	0
5	O80x160 COLUMN	21,8	80,0	160,0	40,0	80,0	0	0
6	O90 PILE	22,5	90,0	90,0	45,0	45,0	0	0



Reinforcement (EN 10080)

$\gamma_s := 1.15$

B500B(B60.50)

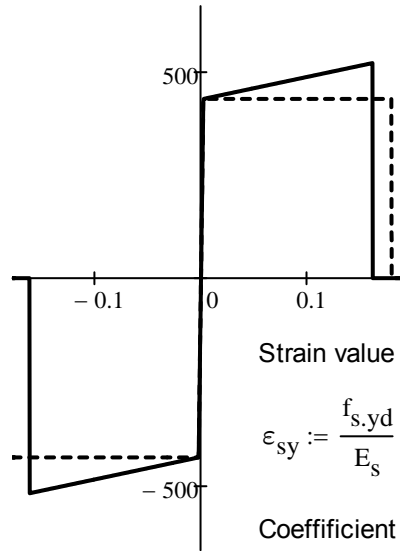
Characteristic tensile strength of reinforcement: $f_{s.tk} = 600 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Characteristic yield strength of reinforcement: $f_{s.yk} = 500 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Design yield strength of reinforcement: $f_{s.yd} = 435 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel: $E_s = 200 \cdot \frac{kN}{mm^2}$

Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load: $\epsilon_{s.uk} = 18.0\%$



Strain value for yield strength:

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{s.yd}}{E_s} \quad \epsilon_{sy} = 0.22\%$$

Coefficient of adhesion: $k_1 = 0.80$ **Weight per unit volume**

RC structures: Fill, backfill: Pavement:

$$\gamma_{rc} := 25 \frac{kN}{m^3} \quad \gamma_t := 19 \frac{kN}{m^3} \quad \gamma_p := 24 \frac{kN}{m^3}$$

1.4. GEOTECHNICAL DATA

Pile diameter and modulus of elasticity:

$$E_p := 31500 MPa \quad D_p := 0.90 m$$

Ознака слоја	USCS	Дебљина (m)	Дубина (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	qc (MPa)	Mv (MPa)
Q1aI-pr	CL, SM	1,5	1,5	20	19	17	1,2	4,5
Q1aI-pr	CL, SM	2	3,5	20	19	17	2,5	4,5
Q1aI-p,pr	SM	1,3	4,8	19	31	0	2,5	3,8
Q1aI-p,pr	SM	2,5	7,3	19	34	0	7	10,5
Q1aI-p	SM, SP	3,1	10,4	19	35	0	11	16,5
Q1aI-p	SM, SP	2,6	13	19	41	0	31	46,5
Q1aI-p	SM, SP	17	30	19	38	0	18,5	27,8

Average value of soil constrained modulus on the top characteristic length of piles:

$$M_{v,top} := 4.5 \cdot MPa$$

Estimated Poisson ratio:

$$\nu_{est} := 0.30$$

Calculated value of soil shear modulus on the top characteristic length of piles:

$$G_{top} := M_{v,top} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot \nu_{est})}{1 \cdot (1 - \nu_{est})} = 2.57 \cdot MPa$$

Bearing capacity check of piles:

	Crit. ULS loading	QP loading	Pile diameter	Pile length	Nr. of piles	Bearing capacity
C1	2463	1315	D 90	10,18	8	3023
C2	1543	868	D 90	9,04	8	2855
C3	1869	924	D 90	9,06	8	2855
C4	1869	924	D 90	9,06	8	2855
C5	1541	866	D 90	9,28	8	2896
C6	2492	1330	D 90	10,11	8	3023

Randolph formula for lateral spring:

$$c_{top} := 4.20 \cdot G_{top} \cdot \left(1 + \frac{3}{4} \cdot \nu_{est}\right)^{\frac{8}{7}} \cdot \left(\frac{G_{top}}{E_p}\right)^{\frac{1}{7}}$$

$$c_{top} = 3.5 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Formula for vertical spring:

(Based on the settlement 1% of pile diameter)

$$k_v = \frac{100 \cdot R_{c,d}}{D_p}$$

$$k_v = \left(3.4 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.2 \times 10^5 \quad 3.4 \times 10^5\right) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Critical buckling length of piles:

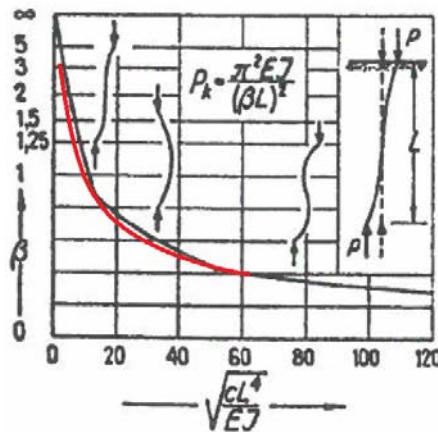
(approximately) with

$$c_{avg} := 10000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

for

$$\beta = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{c}}$$

$$\pi \sqrt[4]{\frac{D_p^4}{E_p \cdot 20.4}} = 9.97 \cdot \text{m}$$



Estimated friction angle of backfill and head slope: $\phi_t := 30^\circ$

Passive earth pressure coefficients of head slope:

$$m_t = 0.00^\circ \quad m_w = 30.00^\circ \quad \nu = -60.00^\circ$$

$$K_{n,p} = 0.60 \quad K_{q,p} = 0.45 \quad K_{c,p} = -0.70 \quad K_{\gamma,p} = 0.45$$

Active earth pressure coefficients of backfill:

$$m_t = 60.00^\circ \quad m_w = 60.00^\circ \quad \nu = 0.00^\circ$$

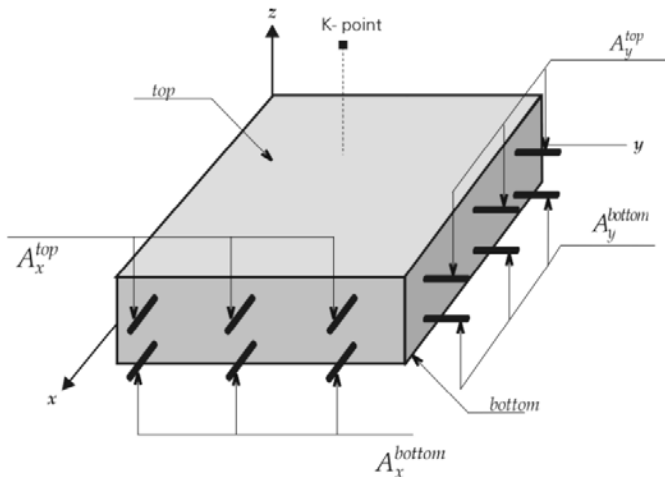
$$K_{n,a} = 0.33 \quad K_{q,a} = 0.33 \quad K_{c,a} = 1.15 \quad K_{\gamma,a} = 0.33$$

1.5. APPLIED FINITE ELEMENT SOFTWARE - AXIS VM

The structure has been modelled by using Axis VM finite element software. The model represents the final structural form.

Surface reinforcement parameters and reinforcement calculation - RC1 module

Surface reinforcement can be calculated based on Eurocode 2. The calculation of the reinforcement of membrane, plate, and shell elements is based on the 3rd stress condition. Reinforcement directions are the same as the local x and y directions. The nominal moment and corresponding axial strengths are determined based on the restricted direction optimal design.



Result components:

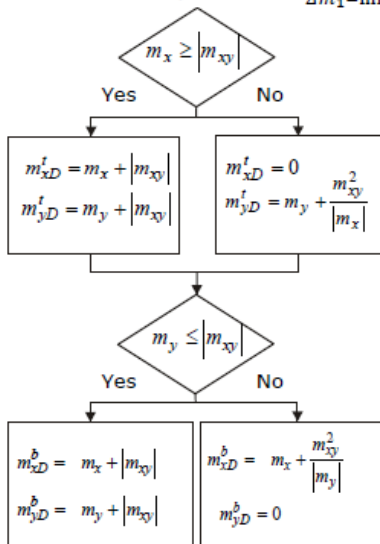
- axb: calculated reinforcement area at the bottom in x direction
- ayb: calculated reinforcement area at the bottom in y direction
- axt: calculated reinforcement area at the top in x direction
- ayt: calculated reinforcement area at the top in y direction

Apply minimum cover: The program determines the minimum top and bottom concrete cover from the environment class according to the current design code.

Calculation of orthogonal x/y reinforcement according to Eurocode 2

If m_x, m_y, m_{xy} are the internal forces at a point, then the nominal moment strengths are as follows:

The moment optimum is: $\frac{\Delta m_2=0}{\Delta m_1=\min!} \quad m_x \geq m_y$



The program calculates the necessary tensile and compressive reinforcement. The following values are provided as results: a_{xb} , a_{xt} , a_{yb} , a_{yt} . These represent the calculated top and bottom reinforcement in x and y directions.

Local coordinate systems of the finite elements in the 3D space

Color codes: x = red, y = yellow, z = green.



Take into account the required minimum reinforcement

The program determines the required minimum top and bottom reinforcement according to the current design code. If the calculated amount of reinforcement is smaller than these value the required minimum is used.

Column reinforcement – RC2 module

Calculates the interaction diagram based on the cross-section properties and reinforcement parameters and determines the eccentricity increments for the forces in the selected columns based on the given buckling parameters and according to the requirements of the current design code.

Calculates design forces using the eccentricity increments and checks if these points are within the interaction diagram.

The program calculates two types of efficiency.

The first one is ε ($N = \text{const.}$), the moment efficiency:

this is defined on the My-Mz diagram as the ratio of the distance of design force point from the origin to the distance of the intersection point of the curve and the half line drawn from the origin through the same point from the origin.

The second one is ε ($e = \text{const.}$), the efficiency for constant eccentricity:

It is defined in the N-My-Mz space as the ratio of the distance of design force point from the origin to the distance of the intersection point of the N-M surface and the half line drawn from the origin through the same point from the origin.

For the current design task the first ε ($N = \text{const.}$) efficiency has been presented.

Check of reinforced columns according to Eurocode 2

Design moments in bending directions are $M_d = N_d \cdot e_d$

where N_d is the normal force in the column and $e_d = e_e + e_i + e_2$ is the critical eccentricity in the given bending direction.

$e_0 = M_1/N_d$ initial eccentricity calculated from the first order force and moment.

If moments at the top and bottom end of the column are different, a substitute eccentricity will be determined:

e_e : If the moments at the column endpoints are different, an **equivalent eccentricity** is determined according to the following

- in a braced direction $e_e = \max \left\{ \frac{0.6 \cdot e_a + 0.4 \cdot e_b}{0.4 \cdot e_a} \right\}$ and $|e_a| \geq |e_b|$
where e_a and e_b are the initial eccentricities at the ends of the column.
- in a non-braced direction $e_e = \max \left\{ \frac{|e_a|}{|e_b|} \right\}$, but with the sign of the eccentricity bigger in absolute value.

e_2 : second order increment of the eccentricity.

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{i_0^2}{\pi^2}, \text{ where } \frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0.45 \cdot d'} \text{ if } \lambda \geq \lambda_{lim} = 20 \frac{ABC}{\sqrt{n}} \text{ where } n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

$$K_r = \min \left\{ \frac{N'_{u} - N_{Ed}}{N'_{u} - N_{bal}}; 1.0 \right\}, K_\varphi = \max \{ 1 + \beta \varphi_{ef}; 1.0 \},$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}, \text{ where } f_{ck} \text{ is in N/mm}^2,$$

$$d' = \frac{h}{2} + i_s, \text{ where } i_s \text{ is the radius of inertia of rebars}$$

Increments of eccentricities are determined in both bending planes. The program checks the following design situations:

At the middle of the column:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ and } \lambda_z/\lambda_y \leq 2, \text{ furthermore} \quad \text{otherwise}$$

$$\frac{e_y/b_{eq}}{e_z/h_{eq}} \leq 0,2 \text{ or } \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2$$

$$M_{dy,1} = N_d^* e_{ez} \quad M_{dy} = N_d^* (e_{ez} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz,1} = -N_d^* (e_{ey} \pm (e_{iy} + e_{2y})) \quad M_{dz} = -N_d^* (e_{ey} \pm (e_{iy} + e_{2y}))$$

$$M_{dy,2} = N_d^* (e_{ez} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz,2} = -N_d^* e_{ey}$$

At the top and bottom of the column if the column is braced (non-sway):

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ and } \lambda_z/\lambda_y \leq 2, \text{ furthermore} \quad \text{otherwise}$$

$$\frac{e_y/b_{eq}}{e_z/h_{eq}} \leq 0,2 \text{ or } \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2$$

$$M_{dy,1} = N_d^* e_{0z} \quad M_{dy} = N_d^* (e_{0z} \pm e_{iz})$$

$$M_{dz,1} = -N_d^* (e_{0y} \pm e_{iy}) \quad M_{dz} = -N_d^* (e_{0y} \pm e_{iy})$$

$$M_{dy,2} = N_d^* (e_{0z} \pm e_{iz})$$

$$M_{dz,2} = -N_d^* e_{0y}$$

At the top and bottom of the column if the column is not braced (sway):

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ and } \lambda_z/\lambda_y \leq 2, \text{ furthermore} \quad \text{otherwise}$$

$$\frac{e_y/b_{eq}}{e_z/h_{eq}} \leq 0,2 \text{ or } \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2$$

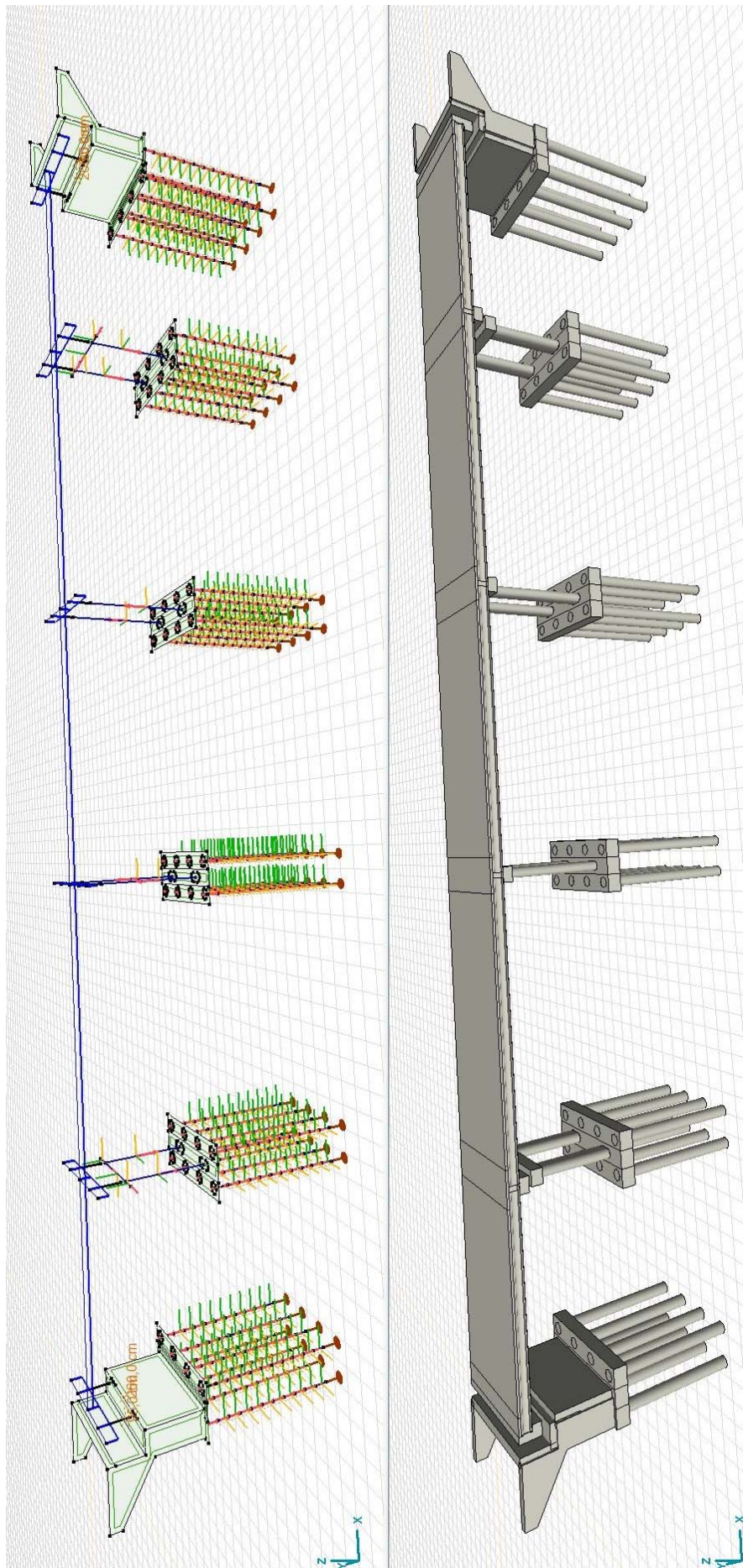
$$M_{dy,1} = N_d^* e_{0z} \quad M_{dy} = N_d^* (e_{0z} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz,1} = -N_d^* (e_{0y} \pm (e_{iy} + e_{2y})) \quad M_{dz} = -N_d^* (e_{0y} \pm (e_{iy} + e_{2y}))$$

$$M_{dy,2} = N_d^* (e_{0z} \pm (e_{iz} + e_{2z}))$$

$$M_{dz,2} = -N_d^* e_{0y}$$

AxisVM checks whether the calculated design loads (M_{dy} , M_{dz} , N_d) are inside the N-M strength interaction diagram. If it is not satisfied in any of the design situations, the column with the given cross-section and reinforcement fails.



2. LOADS AND ACTIONS

2.1. PERMANENT LOAD

2.1.1. SELF-WEIGHT OF SUBSTRUCTURE

For structural members dead load is calculated by FEM software

2.1.2. SELF-WEIGHT OF SUPERSTRUCTURE

Weight of crossgirder on the piers:

$$b_{\text{crossgirder}} := 1.20\text{m} \quad h_{\text{crossgirder.avg}} := 93.5\text{cm}$$

$$g_{\text{crossgirder}} := (h_{\text{crossgirder.avg}} + h_{\text{prc}} + t_{\text{d.avg}}) \cdot b_{\text{crossgirder}} \cdot \gamma_{\text{rc}} - \frac{2 \cdot n_{\text{prc}} \cdot l_{\text{prc.e}} \cdot g_{\text{prc}}}{b_{\text{d}}} = 55.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Weight of structural end-crossgirder on the piers:

$$b_{\text{e.crossgirder}} := 1.00\text{m} \quad h_{\text{e.crossgirder.avg}} := 93.5\text{cm}$$

$$g_{\text{e.crossgirder}} := (h_{\text{e.crossgirder.avg}} + h_{\text{prc}} + t_{\text{d.avg}}) \cdot b_{\text{e.crossgirder}} \cdot \gamma_{\text{rc}} - \frac{n_{\text{prc}} \cdot l_{\text{prc.e}} \cdot g_{\text{prc}}}{b_{\text{d}}} = 48.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reaction forces from the simple beam model of superstructure (DL1+DL2):

$$DL1+DL2 := \text{Simplebeam} \cdot (n_{\text{prc}} \cdot g_{\text{prc}} + t_{\text{d.avg}} \cdot \gamma_{\text{rc}} \cdot b_{\text{d}})$$

$$DL1+DL2^T = (1067 \quad 2515 \quad 2895 \quad 2895 \quad 2515 \quad 1067) \cdot \text{kN}$$

Loading for the continuous beam model of superstructure (DL3):

Weight of waterproofing and pavement:

$$g_{\text{pavement}} := t_{\text{p}} \cdot b_{\text{p}} \cdot \gamma_{\text{p}} = 11.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Weight of sidewalks:

$$g_{\text{sidewalk.l}} := (b_{\text{l}} - b_{\text{s.e}}) \cdot (t_{\text{p}} + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{\text{rc}} + b_{\text{s.e}} \cdot h_{\text{s.e}} \cdot \gamma_{\text{rc}} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{sidewalk.r}} := (b_{\text{r}} - b_{\text{s.e}}) \cdot (t_{\text{p}} + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{\text{rc}} + b_{\text{s.e}} \cdot h_{\text{s.e}} \cdot \gamma_{\text{rc}} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Weight of guard railing + pedestrian fence + installations:

$$g_{\text{other.l}} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{\text{other.r}} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$DL3 := g_{\text{pavement}} + g_{\text{sidewalk.l}} + g_{\text{sidewalk.r}} + g_{\text{other.l}} + g_{\text{other.r}} = 42.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.1.3. SELF-WEIGHT ON WING WALLS

Dead load of sidewalks on wing walls:

Thickness of wing walls: $t_{\text{w}} := 50\text{cm}$

Average thickness of cantilevers supporting sidewalks:

$$t_{\text{cant.l}} := 0.5 \cdot (50 + 25)\text{cm} \quad t_{\text{cant.r}} := 0.5 \cdot (50 + 25)\text{cm}$$

$$g_{cant.l} := g_{sidewalk.l} + g_{other.l} + (b_l - b_{s.e} - t_w) \cdot t_{cant.l} \cdot \gamma_{rc} = 23.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{cant.r} := g_{sidewalk.r} + g_{other.r} + (b_r - b_{s.e} - t_w) \cdot t_{cant.r} \cdot \gamma_{rc} = 23.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.1.4. LOADS FROM FILL AND BACKFILL, EARTH PRESSURE

Dead load of cover above pile cap beam:

Height of backfill and thickness of head slope (abutment):

Max. thickness of cover (piers):

$$h_{backfill} := \begin{pmatrix} 8.60 \\ 8.70 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$t_{cov.abut} := \begin{pmatrix} 4.70 \\ 4.80 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$t_{cov.pier} := 1.10 \text{m}$$

$$g_{cov.backfill} := \gamma_t \cdot h_{backfill}$$

$$g_{cov.abut} := \gamma_t \cdot t_{cov.abut}$$

$$g_{cov.pier} := \gamma_t \cdot t_{cov.pier}$$

$$g_{cov.backfill} = \begin{pmatrix} 163.40 \\ 165.30 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{cov.abut} = \begin{pmatrix} 89.30 \\ 91.20 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{cov.pier} = 20.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Earth pressure on abutment wall:

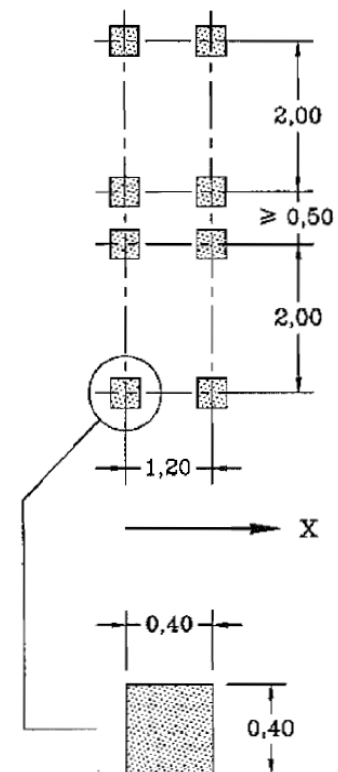
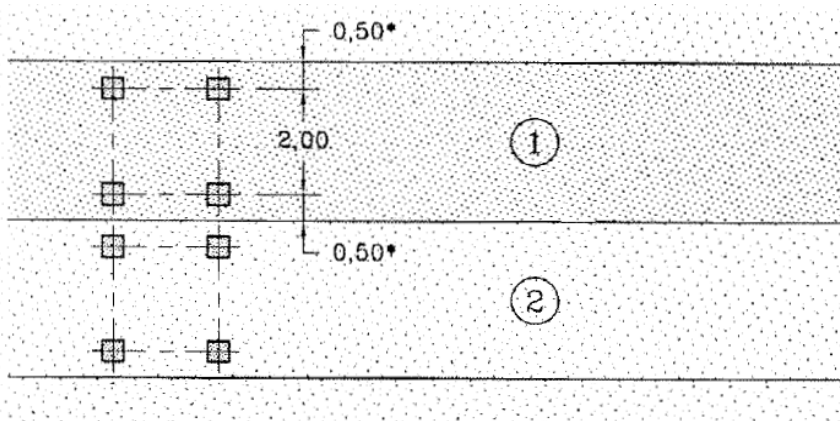
$$p_a := h_{backfill} \cdot K_{\gamma,a} \cdot \gamma_t = \begin{pmatrix} 54.5 \\ 55.1 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_p := h_{backfill} \cdot K_{\gamma,p} \cdot \gamma_t = \begin{pmatrix} 73.1 \\ 74.0 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2. INCIDENTAL LOADS

2.2.1. TRAFFIC LOADS

LM1 Traffic load model



Location	Tandem system TS		UDL system	
	Axle loads		q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}		
Lane Number 1	300	1.00	9.00	1.00
Lane Number 2	200	1.00	2.50	1.00
Remaining area			2.50	1.00

For span lengths greater than 10 m, each tandem system are replaced in each lane by a one-axle concentrated load of weight equal to the total weight of the two axles:

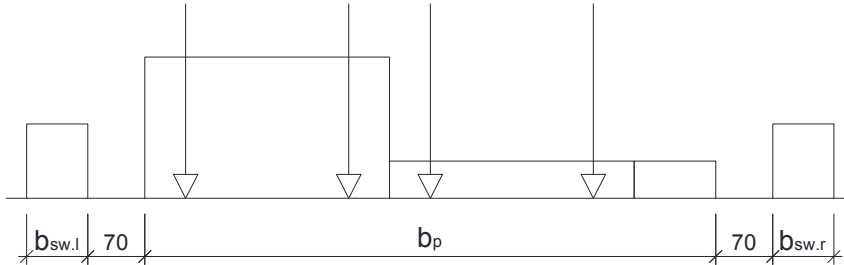
Lane Number 1: 600 α_{Q1} kN

Lane Number 2: 400 α_{Q2} kN

Uniformly distributed load on sidewalks

$$q_{fk} := 5.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad b_{sw,l} \cdot q_{fk} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad b_{sw,r} \cdot q_{fk} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Governing traffic load arrangements on deck

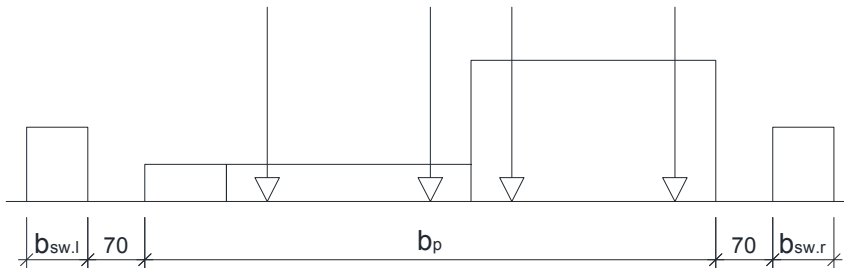


$$q_{gr1.L} := b_{sw,l} \cdot q_{fk} + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} + b_{sw,l} \cdot q_{fk} = 42.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{gr1.L} := 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1000 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{aligned} m_{gr1.L} := & b_{sw,l} \cdot q_{fk} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d - 70\text{cm} - 0.5 \cdot b_{sw,l}) \dots = 29.3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\ & + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} \cdot [0.5 \cdot b_p - e_d - w_1 - w_2 - 0.5 \cdot (b_p - w_1 - w_2)] \dots \\ & + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - w_1 - 0.5 \cdot w_2) \dots \\ & + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - 0.5 \cdot w_1) \dots \\ & + b_{sw,r} \cdot q_{fk} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d + 70\text{cm} + 0.5 \cdot b_{sw,r}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{gr1.L} := & 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - w_1 - 0.5 \cdot w_2) \dots = 300 \cdot \text{kNm} \\ & + 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d - 0.5 \cdot w_1) \end{aligned}$$



$$q_{gr1.R} := b_{sw,l} \cdot q_{fk} + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} + b_{sw,l} \cdot q_{fk} = 42.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{gr1.R} := 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1000 \cdot \text{kN}$$

$$\begin{aligned} m_{gr1.L} := & b_{sw,l} \cdot q_{fk} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d - 70\text{cm} - 0.5 \cdot b_{sw,l}) \dots = -29.3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\ & + (b_p - w_1 - w_2) \cdot \alpha_{qn} \cdot q_{nk} \cdot [-0.5 \cdot b_p - e_d + w_1 + w_2 + 0.5 \cdot (b_p - w_1 - w_2)] \dots \\ & + w_2 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + w_1 + 0.5 \cdot w_2) \dots \\ & + w_1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + 0.5 \cdot w_1) \dots \\ & + b_{sw,r} \cdot q_{fk} \cdot (0.5 \cdot b_p - e_d + 70\text{cm} + 0.5 \cdot b_{sw,r}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{gr1.L} := & 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + w_1 + 0.5 \cdot w_2) \dots = -300 \cdot \text{kNm} \\ & + 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} \cdot (-0.5 \cdot b_p - e_d + 0.5 \cdot w_1) \end{aligned}$$

Braking and acceleration forces

$$Q_{1k} := 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L_{sup}$$

$$F_{b.a} := \min(900 \text{ kN}, \max(180 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q1}, Q_{1k})) = 643 \cdot \text{kN}$$

$$q_{b.a} := \frac{F_{b.a}}{L_{sup}} = 6.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Centrifugal and other transverse forces

$$r_{axis} := \infty \text{ m}$$

$$Q_v := \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k})$$

$$Q_v = 600 \cdot \text{kN}$$

$Q_{tk} = 0,2 Q_v$ (kN)	if $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40 Q_v / r$ (kN)	if $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	if $r > 1500$ m

$$Q_{tk} = 0 \cdot \text{kN}$$

Vertical load for abutments

Calculating substitute thickness of load distribution height over approach slab according to Odemark method:

$$t_{dist} := 60 \text{ cm}$$

$$E_{dist} := 40 \text{ MPa}$$

$$t_{as} := 25 \text{ cm}$$

$$E_{as} := 31 \text{ GPa}$$

$$h_{b.min} := \min(h_{backfill}) = 8.60 \text{ m}$$

$$t_{sub.1} := t_{dist} - t_{as} + 0.90 \cdot \left(t_{as} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{as}}{E_{dist}}} \right) = 2.42 \cdot \text{m}$$

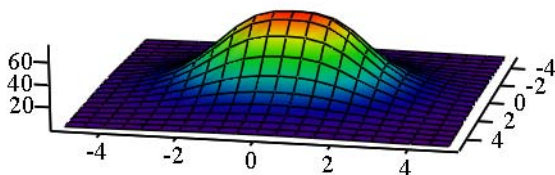
$$t_{sub.2} := h_{b.min} - t_{as} + 0.90 \cdot \left(t_{as} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{as}}{E_{dist}}} \right) = 10.42 \cdot \text{m}$$

Load distribution and equivalent uniformly distributed load from TS1 according to Boussinesq method below the approach slab:

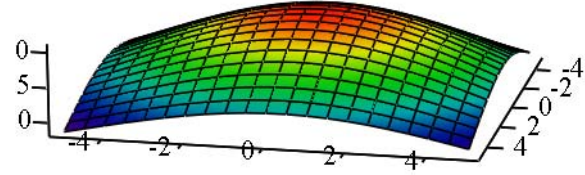
$$q_{eq.1} = 57.3 \cdot \text{kPa}$$

Load distribution and equivalent uniformly distributed load from TS1+TS2 according to Boussinesq method on the bottom of the abutment:

$$q_{eq.2} = 20.3 \cdot \text{kPa}$$



$$p_{a.1} := K_{q.a} \cdot q_{eq.1} = 19.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$p_{a.2} := K_{q.a} \cdot q_{eq.2} = 6.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2.2. WIND ACTIONS

Basic value of average wind speed:

$$v_{b0} := 28 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad v'_{b0} := 23 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Reference altitude (approximately):

$$h_{ref} := 10.0 \text{ m}$$

Direction and seasonal factors:

$$c_{dir} := 1.00 \quad c_{season} := 1.00$$

Default value of average wind speed at 10m height over ground level:

$$v_b := v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \quad v_b = 28.00 \frac{m}{s}$$

Terrian category:

II. Category

Reference height in terrian category II.:

$$z_{0,II} := 0.05m$$

Terrian factor:

Roughness factor:

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad k_r = 0.19$$

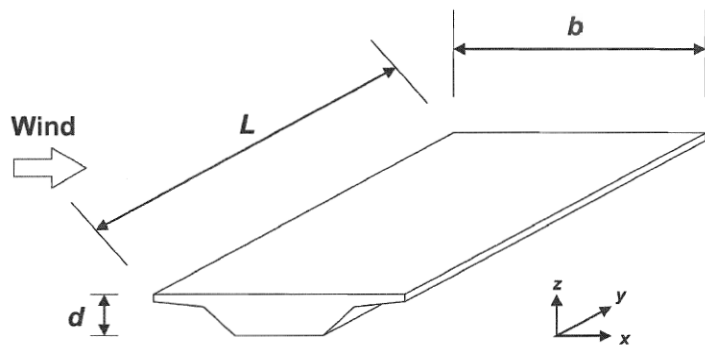
$$c_r(z) := \begin{cases} k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{if } z < z_{min} \\ k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Orography factor in general: $c_0 := 1.0$

Turbulence intensity: $k_i := 1.0$

$$I_v(z) := \begin{cases} \frac{k_i}{c_0 \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} & \text{if } z < z_{min} \\ \frac{k_i}{c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Air density: $\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$



Wind loads on the y direction have been neglected for the preliminary design phase.

Peak velocity pressure:

$$q_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_v(z) \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left(c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \right)^2$$

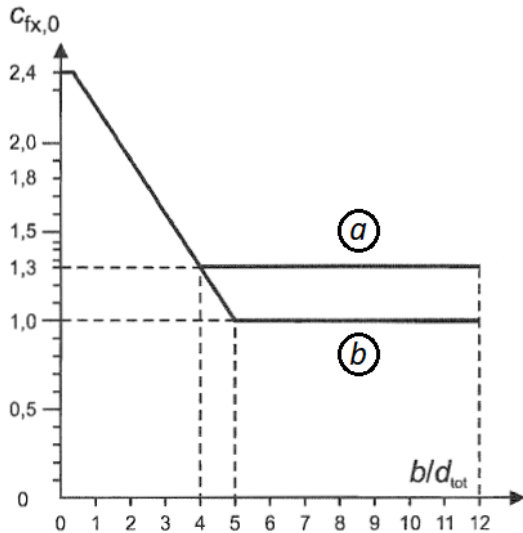
$$q_p(h_{ref}) = 1.15 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q'_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_v(z) \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left(c_r(z) \cdot c_0 \cdot v'_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \right)^2$$

$$q'_p(h_{ref}) = 0.78 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Wind forces on bridge decks in x-direction

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$



Equivalent depth:

$$d_{\text{tot.a}} := 1.67\text{m} + 1.20\text{m}$$

Force coefficient:

$$c_{\text{fx.a}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.a}}) = 1.52$$

Equivalent depth:

$$d_{\text{tot.b}} := 1.67\text{m} + (2.00\text{m} - 30\text{cm})$$

Force coefficient:

$$c_{\text{fx.b}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.b}}) = 1.66$$

Wind loading case without traffic:

$$F_{\text{wk}} := d_{\text{tot.a}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fx.a}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.a}}) = 5.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wind loading simultaneously with traffic: ($\psi_{0.w} := 0.60$)

$$F'_{\text{w}} := \psi_{0.w} \cdot d_{\text{tot.b}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fx.b}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.b}}) = 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Should be limited to

$$d_{\text{tot.b}} \cdot q'_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fx.b}}(b_{\text{tot}}, d_{\text{tot.b}}) = 4.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wind forces on bridge decks in z-direction

$c_{\text{fz}} := 0.90$ (only downward direction is considered)

Wind loading case without traffic:

$$F_{\text{wk}} := b_{\text{tot}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fz}} = 9.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wind loading simultaneously with traffic: ($\psi_{0.w} := 0.60$)

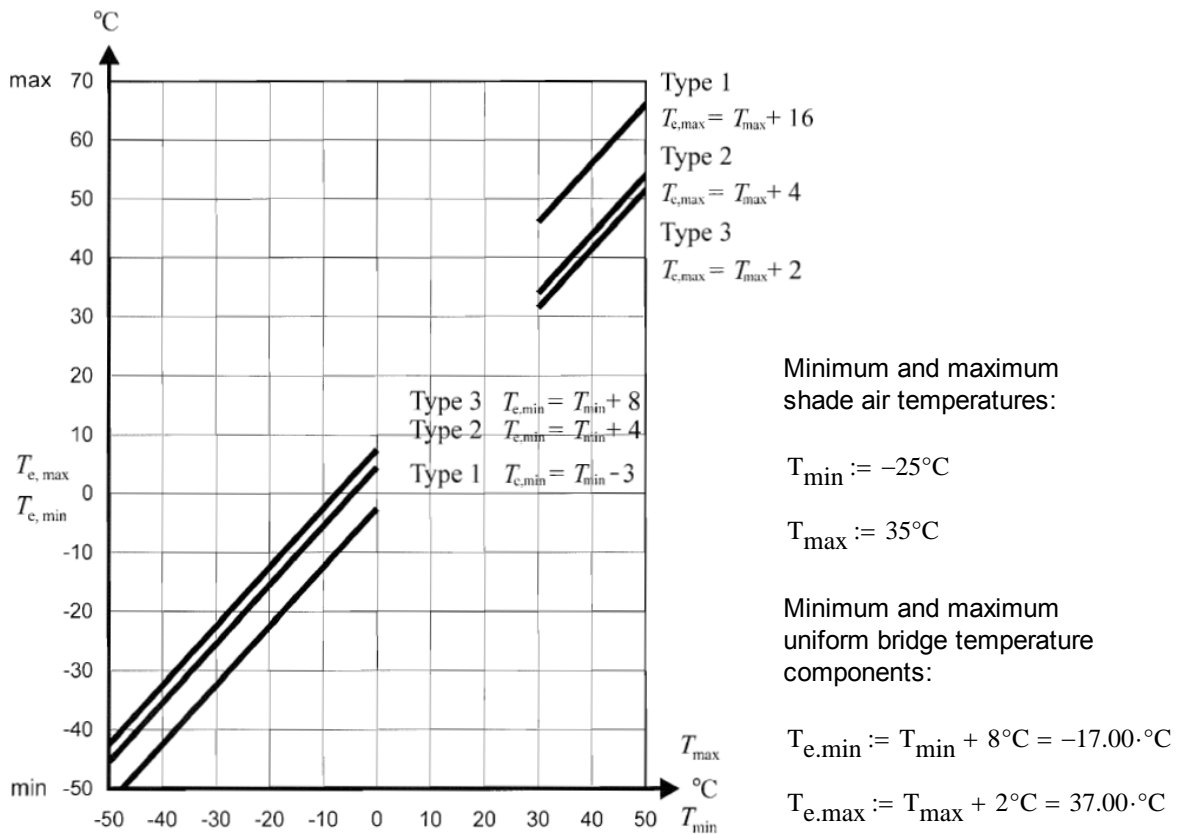
$$F'_{\text{w}} := \psi_{0.w} \cdot b_{\text{tot}} \cdot q_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fz}} = 5.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Should be limited to

$$b_{\text{tot}} \cdot q'_{\text{p}}(h_{\text{ref}}) \cdot c_{\text{fz}} = 6.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wind effect on piers is neglected for the preliminary design phase.

2.2.3.THERMAL ACTIONS



Range of uniform bridge temperature component

Initial bridge temperature: $T_0 := 10^{\circ}\text{C}$

Characteristic values of maximum contraction and expansion range:

$$\Delta T_{N,\text{con}} := T_0 - T_{e,\min} = 27^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} := T_{e,\max} - T_0 = 27^{\circ}\text{C}$$

Temperature difference components

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

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

Values to account for different surfacing thickness:

$$k_{sur.poz} := 0.80 \quad \Delta T_{poz} := k_{sur.poz} \cdot 15^{\circ}C = 12^{\circ}C$$

$$k_{sur.neg} := 1.00 \quad \Delta T_{neg} := k_{sur.neg} \cdot 8^{\circ}C = 8^{\circ}C$$

Temperature difference components are neglected during the preliminary design phase as for their simultaneity with traffic loads is to be omitted in ULS calculations according to "EN 1990"

Thermal expansion values for bearings and expansion joints

For bearings and expansion joint assuming specified setting temp.:

$$\Delta T_{N.con} + 10^{\circ}C = 37^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N.exp} + 10^{\circ}C = 37^{\circ}C$$

$$\alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{^{\circ}C}$$

Movements for expansion joints:

$$0.50 \cdot L_{sup} \cdot \alpha_T \cdot (\Delta T_{N.con} + 10^{\circ}C) = 19.39 \cdot mm$$

$$0.50 \cdot L_{sup} \cdot \alpha_T \cdot (\Delta T_{N.exp} + 10^{\circ}C) = 19.39 \cdot mm$$

2.2.4. TRAMMED SHRINKAGE

Relative humidity (outside condition): RH := 80%

Notional size of PRC beam and deck slab:

$$A_{prc} := 0.290 m^2 \quad u_{prc} := 3.14 m$$

$$h_{0,prc} := 2 \cdot A_{prc} \div u_{prc} \quad h_{0,deck} := t_{d.avg}$$

Characteristic compressive cylinder strength of concrete:

Mean value of concrete cylinder compressive strength:

$$f_{ck,deck} := 40 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ck,prc} := 50 \frac{N}{mm^2} \quad f_{cm,deck} := 48 \frac{N}{mm^2} \quad f_{cm,prc} := 58 \frac{N}{mm^2}$$

Coefficient depending on the notional size:

$$k_h(h_0) := \begin{cases} 1.0 & \text{if } h_0 \leq 10\text{cm} \\ 1.0 - \frac{(1.00 - 0.85)}{20\text{cm} - 10\text{cm}}(h_0 - 10\text{cm}) & \text{if } 10\text{cm} < h_0 \leq 20\text{cm} \\ 0.85 - \frac{(0.85 - 0.75)}{30\text{cm} - 20\text{cm}}(h_0 - 20\text{cm}) & \text{if } 20\text{cm} < h_0 \leq 30\text{cm} \\ 0.75 - \frac{(0.75 - 0.70)}{50\text{cm} - 30\text{cm}}(h_0 - 30\text{cm}) & \text{if } 30\text{cm} < h_0 \leq 50\text{cm} \\ 0.70 & \text{if } h_0 > 50\text{cm} \end{cases}$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}}$$

$$\epsilon_{ca}(f_{ck}) := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

Autogenous shrinkage strain:

$$\epsilon_{ca}(t, f_{ck}) := \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(f_{ck}) \quad \alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12 \quad \beta_{RH} := 1.55 \cdot (1 - RH^3)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s, h_0) := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}}$$

$$\epsilon_{cd.0}(f_{cm}) := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

Development of the drying shrinkage strain:

$$\epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, f_{cm}) := \beta_{ds}(t, t_s, h_0) \cdot \epsilon_{cd.0}(f_{cm}) \cdot k_h(h_0)$$

Total shrinkage strain:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s, h_0, f_{ck}, f_{cm}) := \epsilon_{ca}(t, f_{ck}) + \epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, f_{cm})$$

Total shrinkage strain of PRC beams at the time of deck casting (assumed age - 100 days),

$$\epsilon_{100.prc} := \epsilon_{cs}(100, 0, h_{0.prc}, f_{ck.prc}, f_{cm.prc}) = 0.018 \cdot \%$$

and the final value of shrinkage:

$$\epsilon_{10000.prc} := \epsilon_{cs}(10000, 0, h_{0.prc}, f_{ck.prc}, f_{cm.prc}) = 0.028 \cdot \%$$

Final shrinkage strain of the deck slab:

$$\epsilon_{10000.deck} := \epsilon_{cs}(10000, 0, h_{0.deck}, f_{ck.deck}, f_{cm.deck}) = 0.027 \cdot \%$$

Effective modulus of elasticity of concrete:

$$E_{c,eff,deck} := 14.60 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{c,eff,prc} := 17.00 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Trammed shrinkage of the composite superstructure:

$$\epsilon_{c.sup} := \frac{(\epsilon_{10000.prc} - \epsilon_{100.prc}) \cdot n_{prc} \cdot A_{prc} \cdot E_{c,eff,prc} + \epsilon_{10000.deck} \cdot b_d \cdot t_{d,avg} \cdot E_{c,eff,deck}}{(n_{prc} \cdot A_{prc} \cdot E_{c,eff,prc} + b_d \cdot t_{d,avg} \cdot E_{c,eff,deck})} = 0.017 \cdot \%$$

Substitute thermal expansion from trammed shrinkage of the superstructure:

$$\frac{\epsilon_{c.sup}}{\alpha_T} = 16.6 \cdot ^\circ\text{C}$$

2.2.5. SEISMIC LOAD

The automatic generation of seismic loads are applied by AXIS VM built-in module.

The seismic loads are taken into account according to the Response Spectrum Analysis method. This method requires a previously calculated number of undamped free vibration frequencies and the corresponding mode shapes.

Based on these vibration mode shapes AxisVM generates equivalent static loads (for each vibration mode shape) which are then applied to the model in a static analysis. Then internal force results obtained for each mode shape are summed using to the method described in design code specifications.

These are the steps of creating seismic loads and setting response spectrum parameters:

1. Calculate the first n vibration mode shapes and frequencies and the table of seismic equivalence coefficients in X, Y directions.

2. The program will create multiple load cases.

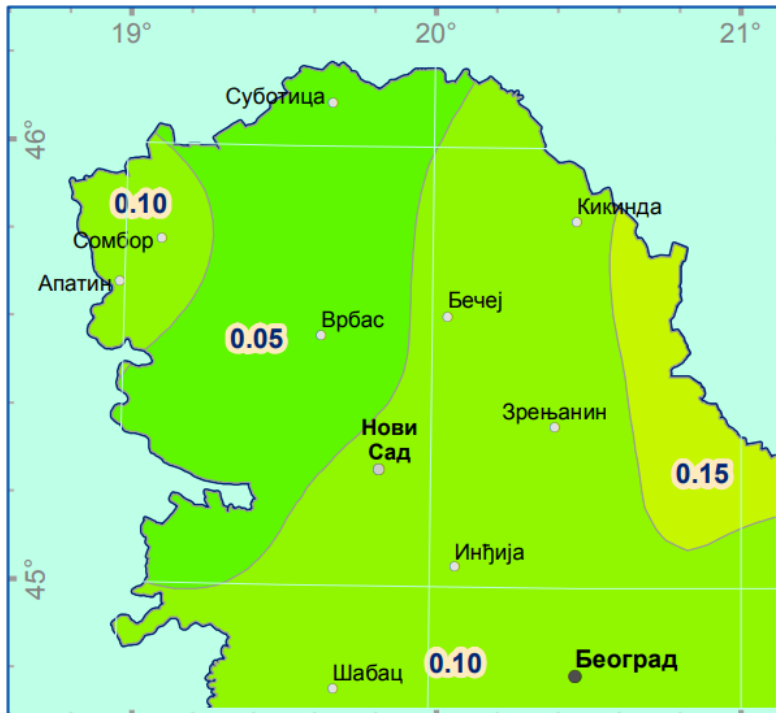
Load cases 'X', 'Y' are containing the maximum value of stresses and deflections calculated from the seismic equivalence coefficients in X, Y directions.

Load cases '+', '-' are containing the maximum value of stresses and deflections eummarized from the seismic equivalence coefficients in X, Y directions.

3. Setting seismic parameters

The seismic effects in Z directions are not to be considered!

Seismic zone map:



Reference peak ground acceleration of applied seismic zone:

$$a_{gR} := 0.05 \cdot g$$

Bridge importance class: II.
(Average importance class)

$$\gamma_I := 1.00$$

Design ground acceleration:

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.49 \cdot \frac{m}{s^2}$$

Elastic acceleration response spectrum:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

"C" type soil category is considered.

Parameters of response spectrum:

Ground type	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Behavior factor:

$q := 1.50$

Parameter for the lower limit value:

$\beta := 0.20$

The screenshot shows a software interface for seismic analysis. The 'Parameters (Eurocode)' section is active, showing a 'Design spectrum' plot. The plot displays a parametric shape with a peak acceleration of 0.939 m/s² at T=0.376s and a lower limit of 0.098 m/s² at T=2.000s. The ground type is set to C, and the behavior factor q_d is 1.5. The plot also shows the peak acceleration at T=0.376s is 0.939 m/s².

2.3. LOAD COMBINATIONS

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

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

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

$$\gamma_{G,sup} = 1,35^1)$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

$\gamma_0 = 1,35$ when Q represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,45$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 11 to 31 (except 16, 17, 26³⁾ and 27³⁾), load models LM71, SW/0 and HSLM and real trains, when considered as individual leading traffic actions (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,20$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 16 and 17 and SW/2 (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,50$ for other traffic actions and other variable actions²⁾

$$\xi = 0,85 \text{ (so that } \xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \cong 1,15)$$

$\gamma_{G,set} = 1,20$ in the case of a linear elastic analysis, and $\gamma_{G,set} = 1,35$ in the case of a non linear analysis, for design situations where actions due to uneven settlements may have unfavourable effects. For design situations where actions due to uneven settlements may have favourable effects, these actions are not to be taken into account. See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.

γ^P = recommended values defined in the relevant design Eurocode.

¹⁾This value covers: self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.

²⁾This value covers: variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.

³⁾For rail traffic actions for groups of loads 26 and 27 $\gamma_0 = 1,20$ may be applied to individual components of traffic actions associated with SW/2 and $\gamma_0 = 1,45$ may be applied to individual components of traffic actions associated with load models LM71, SW/0 and HSLM, etc.

NOTE 3 The characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by $\gamma_{G,sup}$ if the total resulting action effect is unfavourable and $\gamma_{G,inf}$ if the total resulting action effect is favourable. For example, all actions originating from the self-weight of the structure may be considered as coming from one source; this also applies if different materials are involved. See however A.2.3.1(2).

NOTE 4 For particular verifications, the values for γ_0 and γ_0 may be subdivided into γ_{0i} and ψ_{0i} in the range 1,0–1,15. A value of γ_{0i} in the range 1,0–1,15 may be used in most common cases and may be modified in the National Annex.

NOTE 5 Where actions due to water are not covered by EN 1997 (e.g. flowing water), the combinations of actions to be used may be specified for the individual project.

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	0,40	0
Wind forces	F_{Wk}				
	- Persistent design situations	0,6	0,2	0	
	- Execution	0,8	-	0	
	F_W^*	1,0	-	-	
Thermal actions	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Snow loads	Q_{Srk} (during execution)	0,8	-	-	
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0	
<p>1) The recommended values of ψ_0, ψ_1 and ψ_2 for gr1a and gr1b are given for road traffic corresponding to adjusting factors α_{Qi}, α_{qi}, α_{qr} and β_Q equal to 1. Those relating to UDL correspond to common traffic scenarios, in which a rare accumulation of lorries can occur. Other values may be envisaged for other classes of routes, or of expected traffic, related to the choice of the corresponding α factors. For example, a value of ψ_2 other than zero may be envisaged for the UDL system of LM1 only, for bridges supporting severe continuous traffic. See also EN 1998.</p> <p>2) The combination value of the pedestrian and cycle-track load, mentioned in EN 1991-2, is a "reduced" value. ψ_0 and ψ_1 factors are applicable to this value.</p> <p>3) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.</p>					

ULS (a,b)

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

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

Seismic

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

Characteristic

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

Frequent

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

Quasipermanent

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

Load group combinations:

	DEAD LOADS	SEISMIC	TS	UDL	THERMAL	SHRINKAGE	WIND (F _{wk})	WIND (F _{w*})	BRAKING/ACCELERATION	TRANSVERSE
	1	1	0	0	1	1	1	0	1	1
	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1

Load groups:

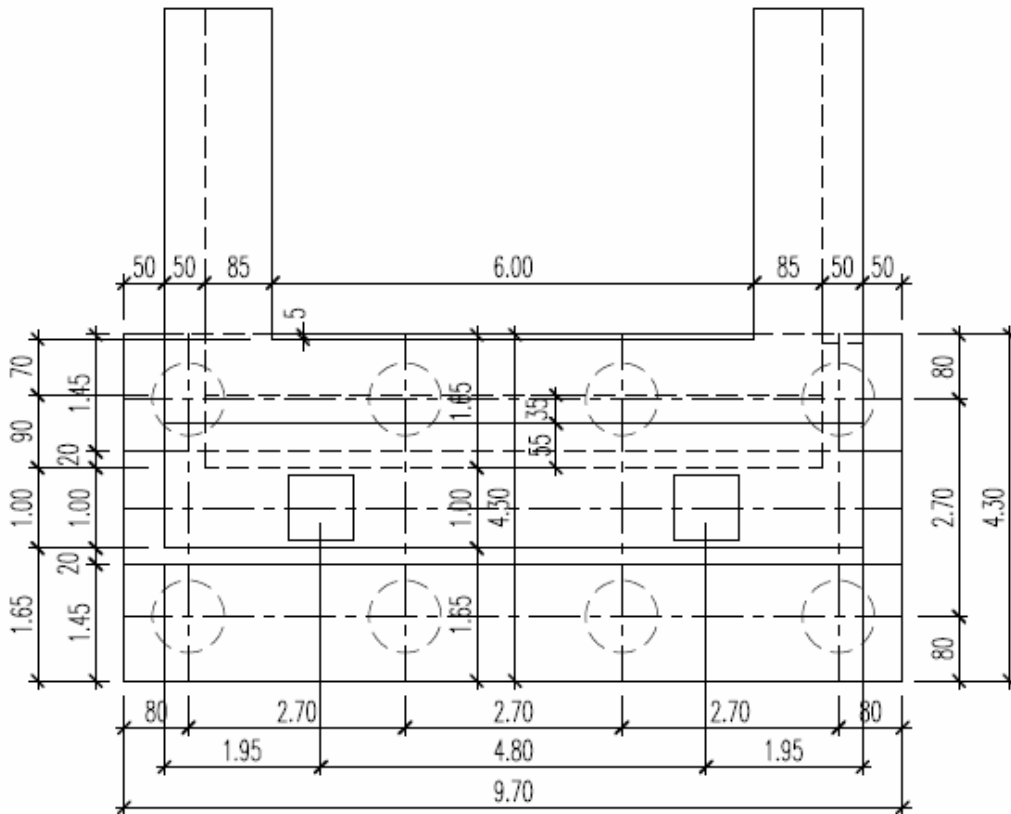
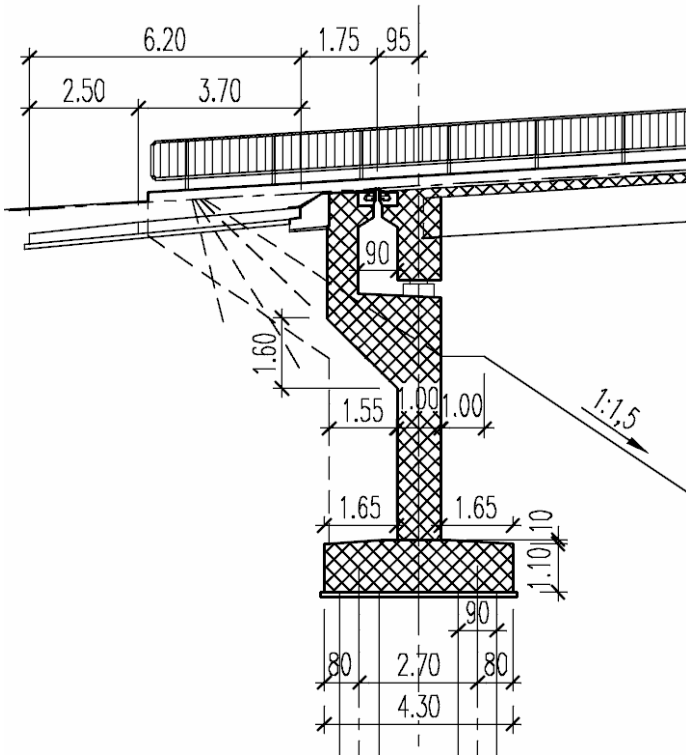
	Group	Type	$\uparrow_{G_{sup}}$	$\uparrow_{G_{inf}}$	\uparrow	\uparrow	\uparrow_0	\uparrow_1	\uparrow_2	Additiv
1	DEAD LOADS	Permanent	1,350	1,000	0,850					1
2	SEISMIC	Seismic	1,000	1,000						
3	TS	Variable				1,350	0,750	0,750	0	0
4	UDL	Variable				1,350	0,400	0,400	0	0
5	THERMAL	Variable				1,500	0	0,600	0	0
6	SHRINKAGE	Variable				1,000	1,000	1,000	1,000	0
7	WIND (Fwk)	Variable				1,500	0,600	0,200	0	0
8	WIND (Fw*)	Variable				1,500	1,000	1,000	0	0
9	BRAKING/ACCELERATIO	Variable				1,350	0,750	0,750	0	0
10	TRANSVERSE	Variable				1,350	0,750	0,750	0	0

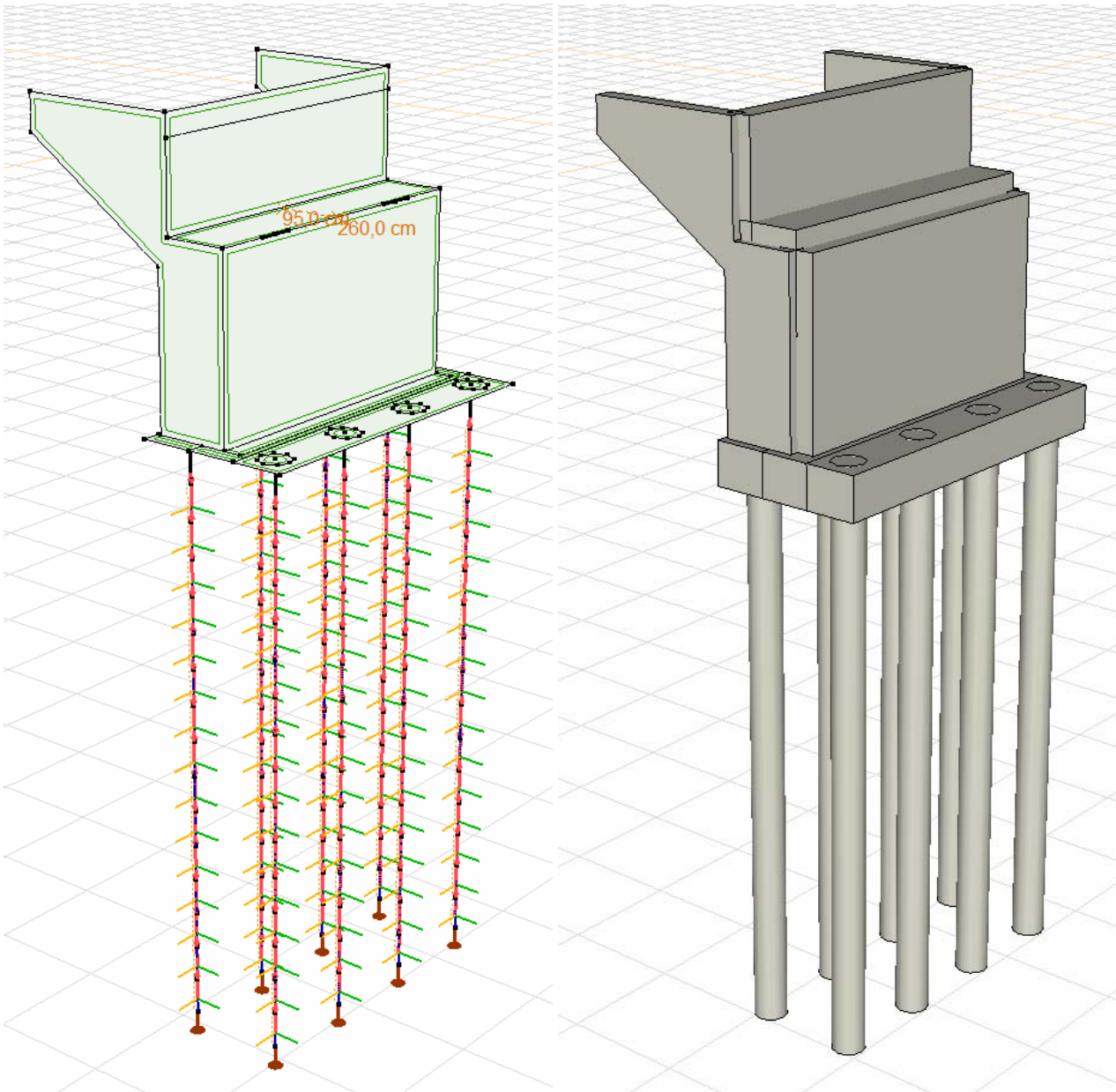
Load cases:

Name	Group	Group	Name	Group	Group
SEISMIC X / Y	Vibration mode shapes		TEMP+	THERMAL	Variable
SEISMIC +	SEISMIC	Seismic	TEMP-		
SEISMIC -			Fwk_L	WIND (Fwk)	Variable
DL EARTH PRESSURE	DEAD LOADS	Permanent	Fwk_R		
DL SUBSTRUCTURES			Fw*_L	WIND (Fw*)	Variable
DL1+DL2			Fw*_R		
DL3			BRAKING+	BRAKING/ ACCELERATION	Variable
SHRINKAGE	SHRINKAGE	Variable	BRAKING-		
TS_1_AP	TS	Variable	UDL_1	UDL	Variable
TS_1_L					
TS_1_R			UDL_1-2_L		
TS_2_L			UDL_1-2_R		
TS_2_R			UDL_2-3_L		
TS_3_L			UDL_2-3_R		
TS_3_R			UDL_3-4_L		
TS_4_L			UDL_3-4_R		
TS_4_R			UDL_4-5_L		
TS_5_L			UDL_4-5_R		
TS_5_R			UDL_5-6_L		
TS_6_L			UDL_5-6_R		
TS_6_R			UDL_6		
TS_6_AP					

3. DESIGN OF ABUTMENTS

3.1. GEOMETRIC DATA





3.2. DESIGN OF PILES

Critical ULS vertical load on piles:

Rz min -2492,37 kN

[1,35*DL1+DL2+1,35*DL SUBSTRUCTURES+1,35*DL3+1,35*DL EARTH PRESSURE]

{1*1*SHRINKAGE} (1,35*0,75*TS_6_AP+1,5*1*Fw*_L+1,35*0,75*BRAKING-+1,35*0,4*UDL_1-2_L
+1,35*0,4*UDL_3-4_L+1,35*0,4*UDL_5-6_L+1,35*0,4*UDL_3-4_R+1,35*0,4*UDL_5-6_R)

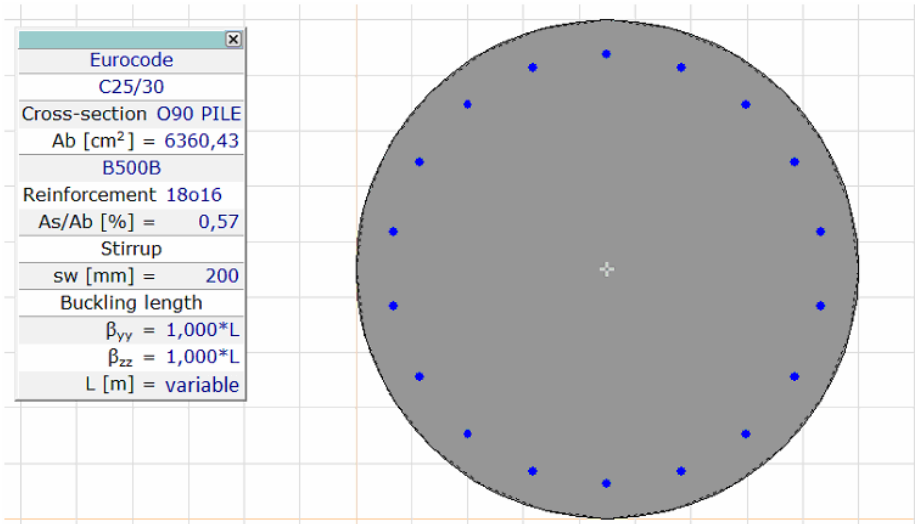
Quasipermanent vertical load on piles:

Rz min -1328,86 kN

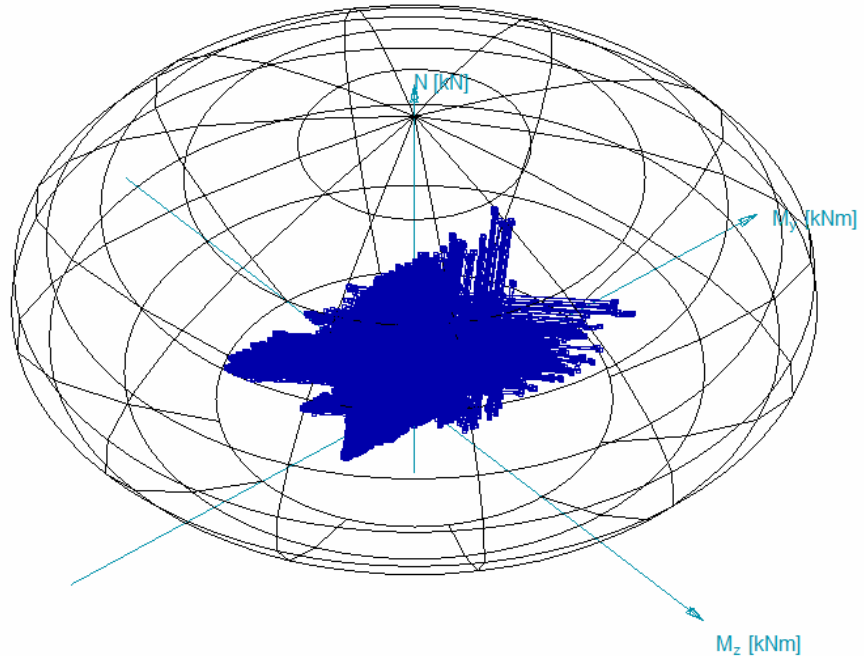
[DL1+DL2+DL SUBSTRUCTURES+DL3+DL EARTH PRESSURE] {SHRINKAGE}

Critical ULS internal forces on piles:

Critical	min/ max.	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
My	min	-564,02	-115	3,81
	min	-566,69	-115,01	-3,79
	max	-2390,05	384,35	45,96
	max	-2387,56	384,29	-44,65
Mz	min	-1347,61	213,74	-184,57
	max	-1348,99	213,65	185,82



Eurocode	
Case : Linear, Critical	
$f_{se} = 1,000$	
N [kN]	My [kNm] Mz [kNm]
min/max	
-10444,00	0 0
1574,31	0 0
	min/max
-3800,00	-1151,97 0
-3800,00	1151,97 0
	min/max
-3800,00	0 -1153,86
-3800,00	0 1153,86
C25/30	
Cross-section O90 PILE	
Ab [cm ²]	= 6360,43
B500B	
Reinforcement 18o16	
As/Ab [%]	= 0,57
Efficiency	
$\epsilon(N = \text{const.})$	= 0,617

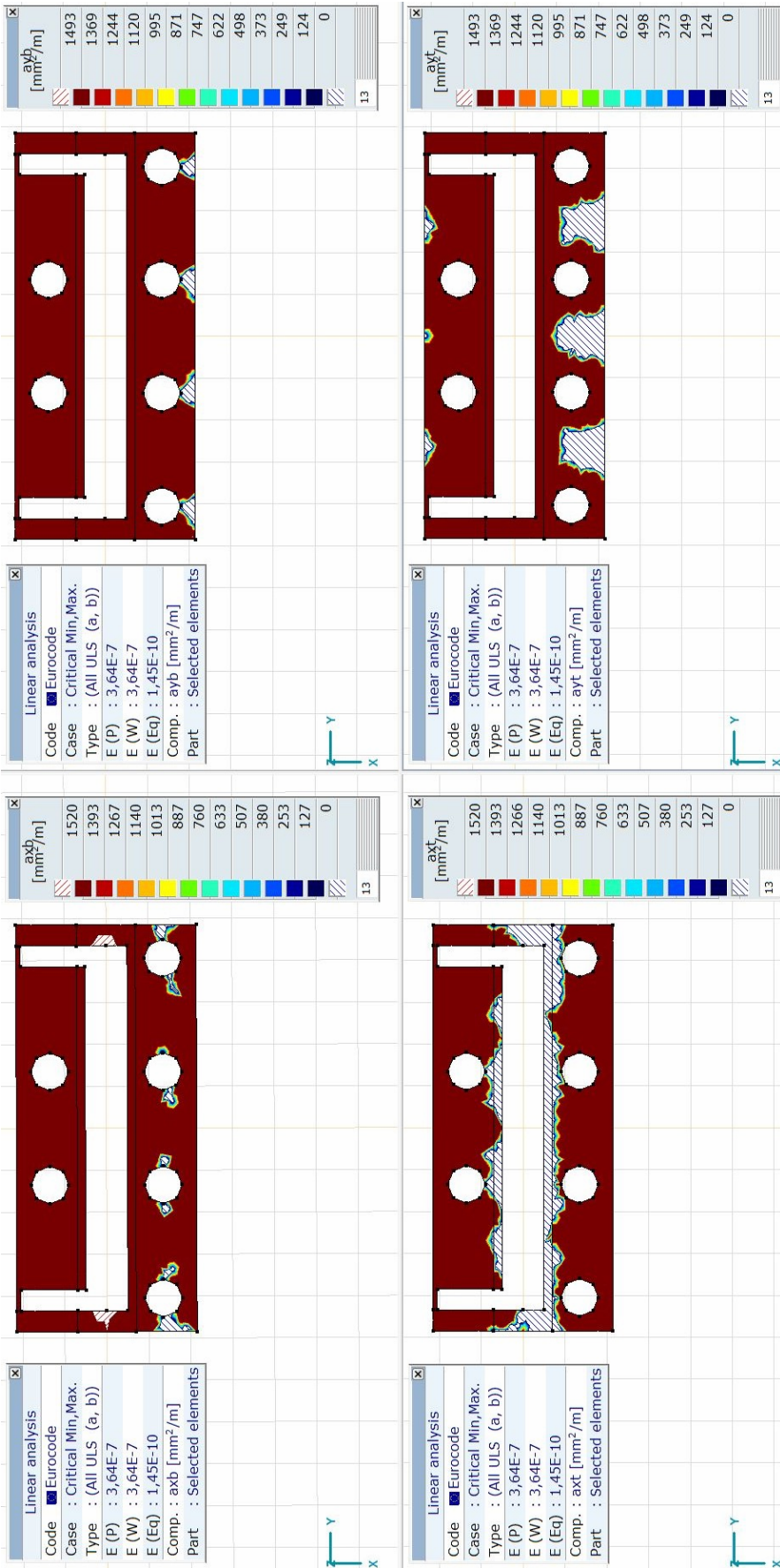


According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC2, with the considered

18o16 reinforcement the **LOADBEARING CAPACITY OF PILES IS SUFFICIENT!**

This is the statically required reinforcement, but it is necessary to take into account the minimum reinforcement according to EN 1992.

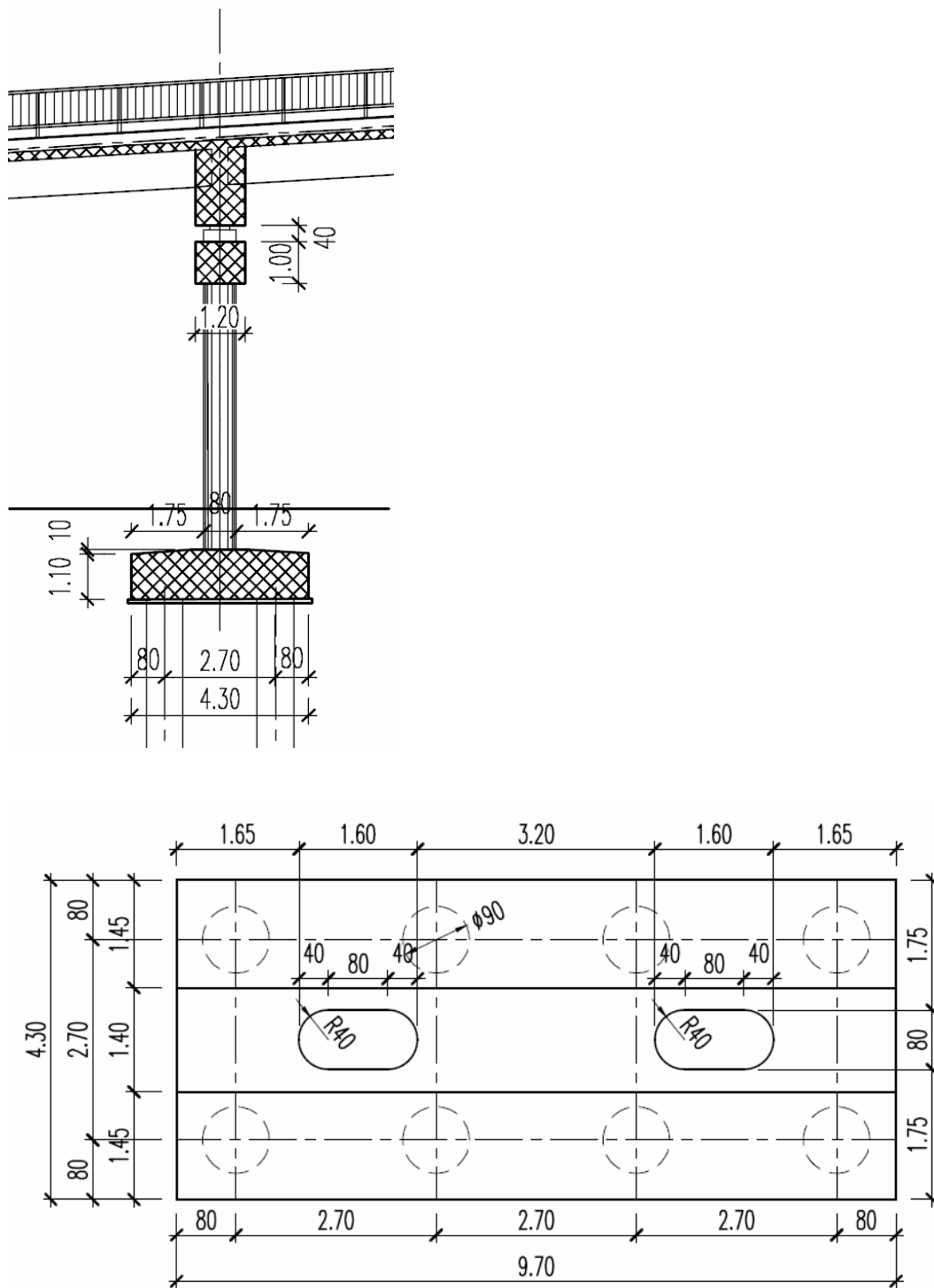
3.3. DESIGN OF PILE CAP BEAMS

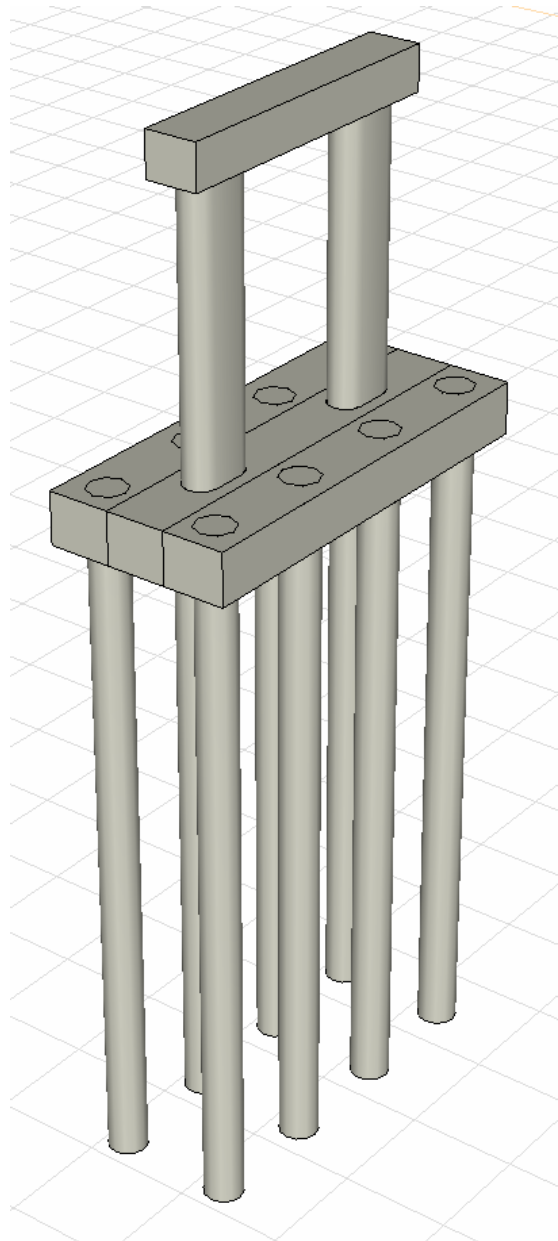
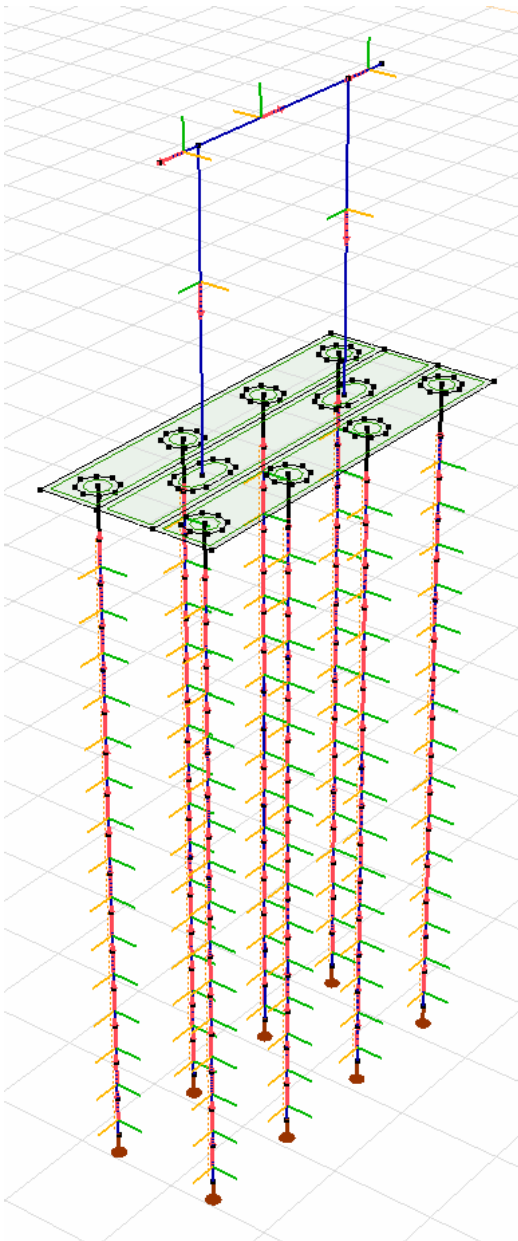


According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC1, with the calculated minimal reinforcement the **LOADBEARING CAPACITY OF PILE CAP BEAMS IS SUFFICIENT!**

4. DESIGN OF PIERS WITH BEARINGS

4.1. GEOMETRIC DATA





4.2. DESIGN OF PILES

Critical ULS vertical load on piles:

Rz min -1543,21kN

[1,35*0,85*DL1+DL2+1,35*0,85*DL SUBSTRUCTURES+1,35*0,85*DL3+1,35*0,85*DL EARTH PRESSURE] {1,35*UDL_1-2_L+1,35*UDL_1+1,35*UDL_1-2_R+1,35*UDL_2-3_L+1,35*UDL_4-5_L +1,35*UDL_2-3_R+1,35*UDL_4-5_R} (1,35*0,75*TS_2_L+1,5*1*Fw*_R+1,35*0,75*BRAKING-)

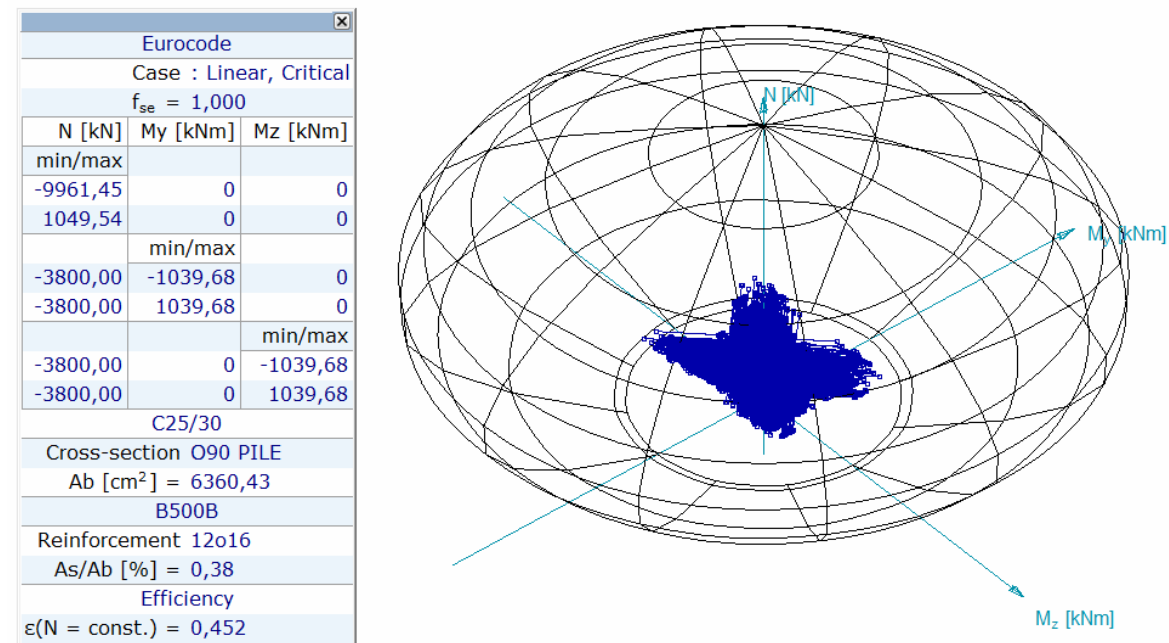
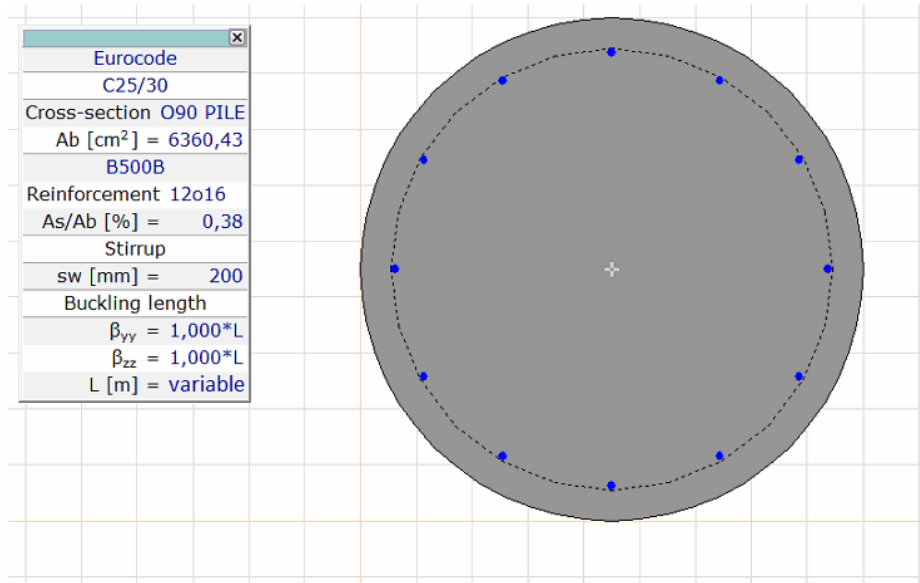
Quasipermanent vertical load on piles:

Rz min -868,27 kN

[DL1+DL2+DL SUBSTRUCTURES+DL3+DL EARTH PRESSURE]

Critical ULS internal forces on piles:

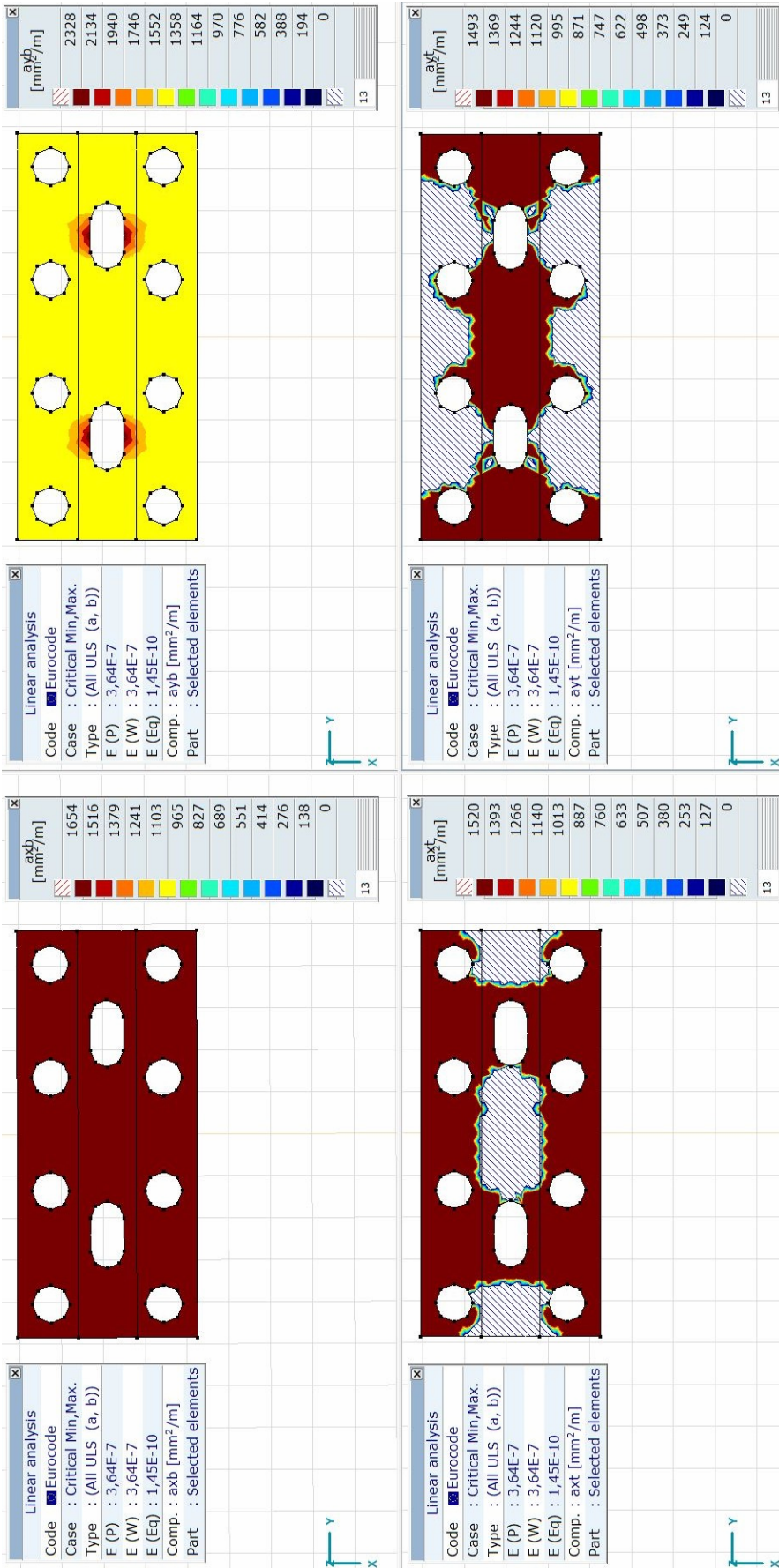
Critical	min/ max.	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
My	min	-1105,32	-35,49	-178,58
	max	-1105,31	35,49	-178,58
Mz	min	-1105,32	-35,49	-178,58
	min	-1105,31	35,49	-178,58
	max	-1094,95	-35,34	174,05
	max	-1094,97	35,34	174,05



According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC2, with the considered 12o16 reinforcement the **LOADBEARING CAPACITY OF PILES IS SUFFICIENT!**

This is the statically required reinforcement, but it is necessary to take into account the minimum reinforcement according to EN 1992.

4.3. DESIGN OF PILE CAP BEAMS

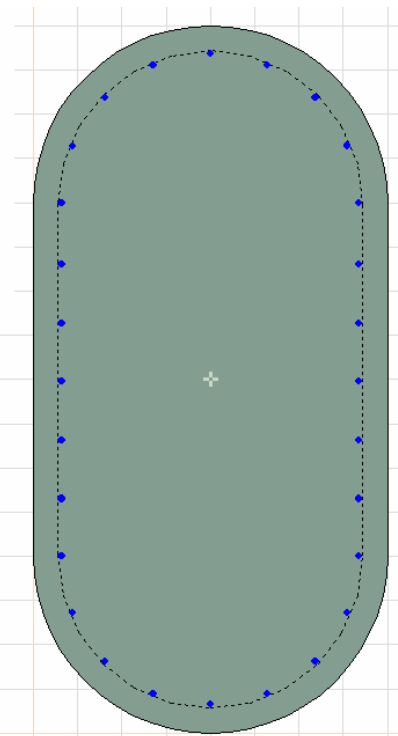


According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC1, with the calculated minimal reinforcement + additional strengthening under the column base the **LOADBEARING CAPACITY OF PILE CAP BEAMS IS SUFFICIENT!**

4.4. DESIGN OF COLUMNS

Critical ULS internal forces on columns:

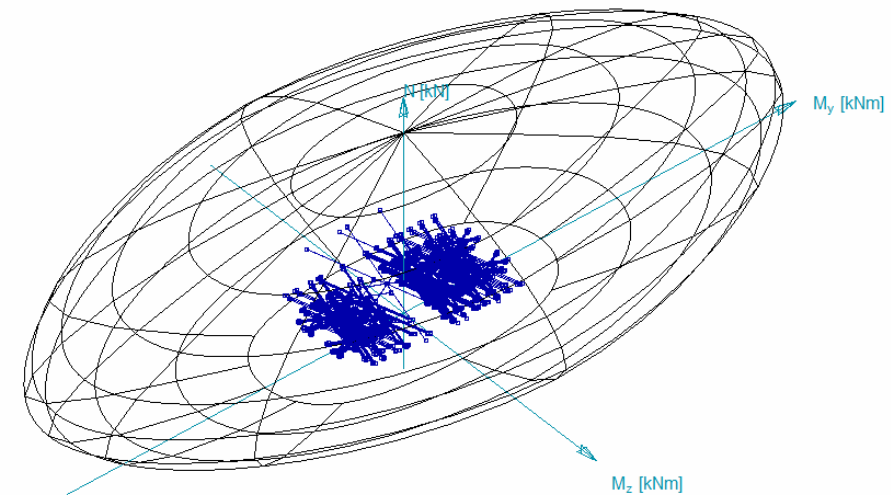
Critical	min/ max.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
Nx	min	-4801,42	0	-99,33	509,19	0
	max	-1593,25	-31,21	210,49	711,95	0
My	min	-2770,7	-31,21	210,49	-908,8	-240,3
	max	-2787,95	31,21	-211,01	930,58	240,3
Mz	min	-2770,7	-31,21	210,49	-908,8	-240,3
	min	-2787,95	31,21	-211,01	930,58	-240,3
	max	-2770,7	-31,21	210,49	-908,8	240,3
	max	-2791,66	31,21	-211,06	930,84	240,3



Eurocode	
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	= 11425,53
B500B	
Reinforcement 28o16	
As/Ab [%]	= 0,49
Stirrup	
sw [mm]	= 200
Buckling length	
β_{yy}	= 1,000*L
β_{zz}	= 2,000*L
L [m]	= variable

Assuming buckling length longitudinally $< 2.00xL$ and transversally $< L$

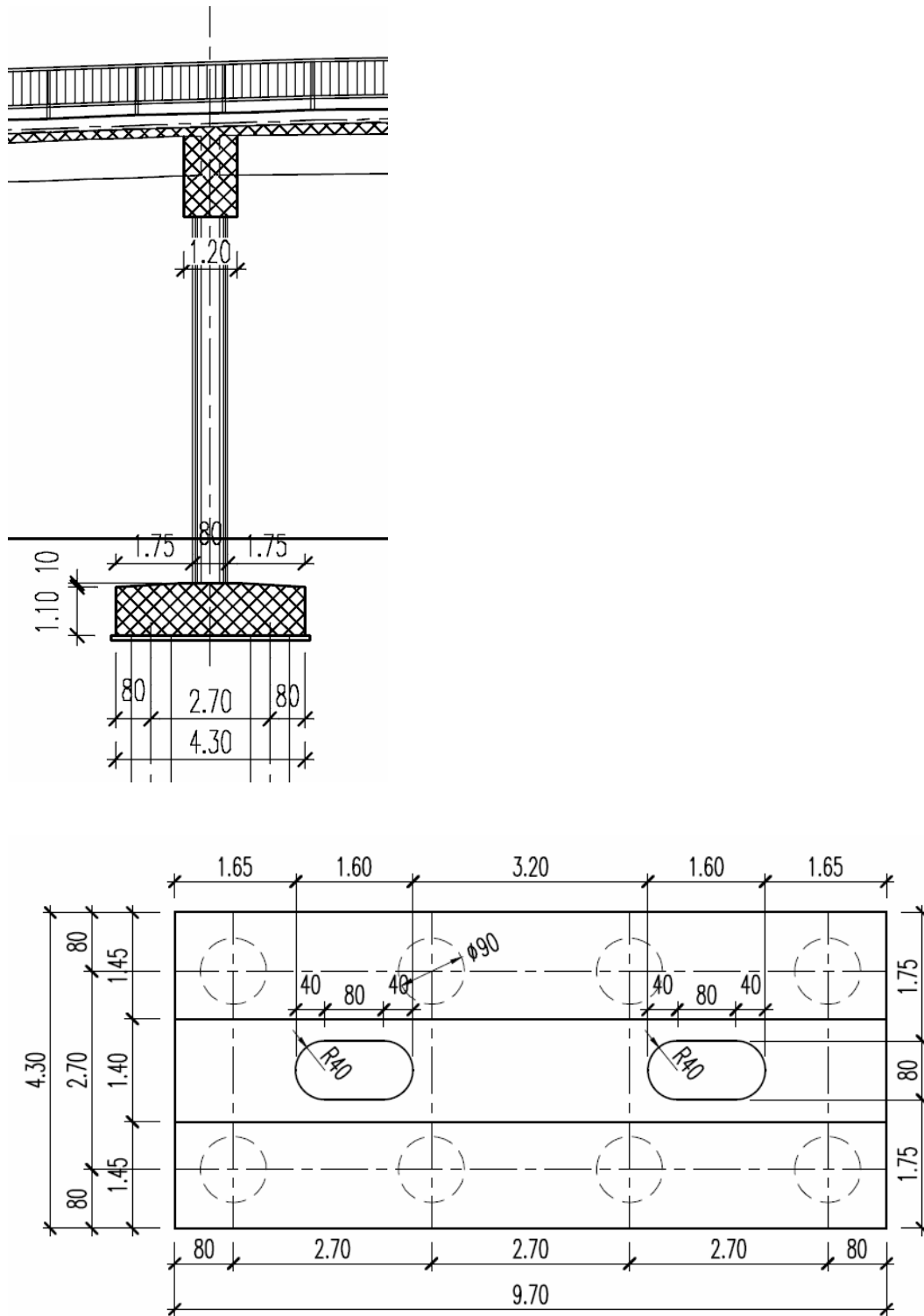
Eurocode	
Case : Linear, Critical	
$f_{se} = 1,000$	
N [kN]	My [kNm]
min/max	Mz [kNm]
-21669,26	4,01
2448,93	-4,37
	0,24
	min/max
-8750,00	-4296,39
-8750,00	4298,17
	-0,03
	min/max
-8250,00	0
-8250,00	0
	-2341,66
	2341,69
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²] = 11425,53	
B500B	
Reinforcement 28o16	
As/Ab [%] = 0,49	
Efficiency	
$\epsilon(N = \text{const.}) = 0,496$	

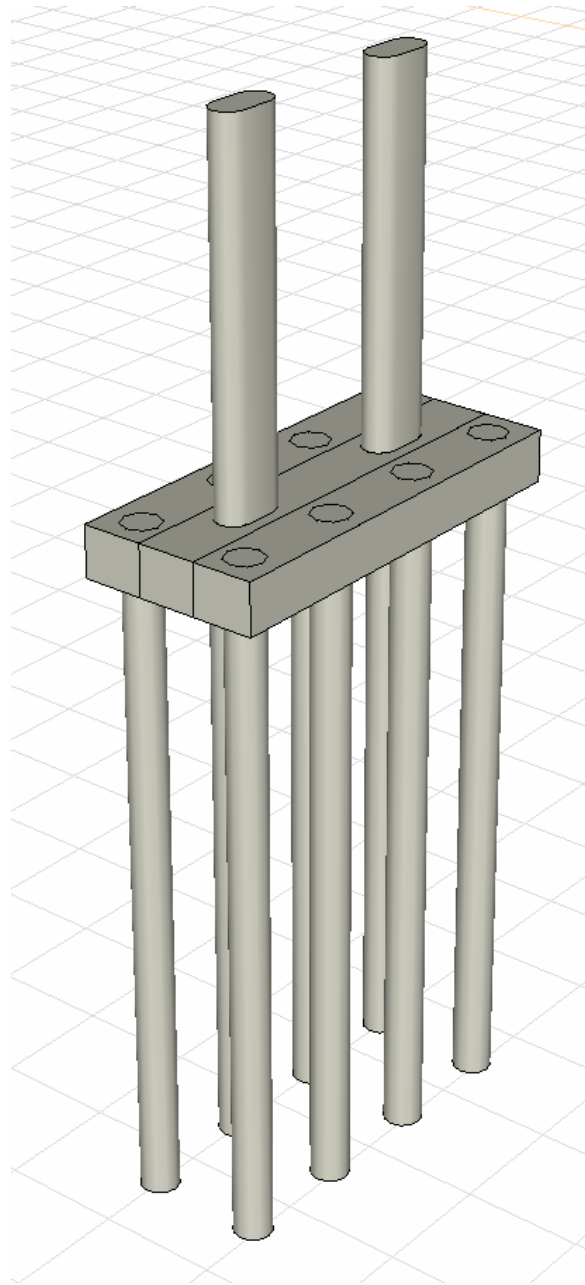
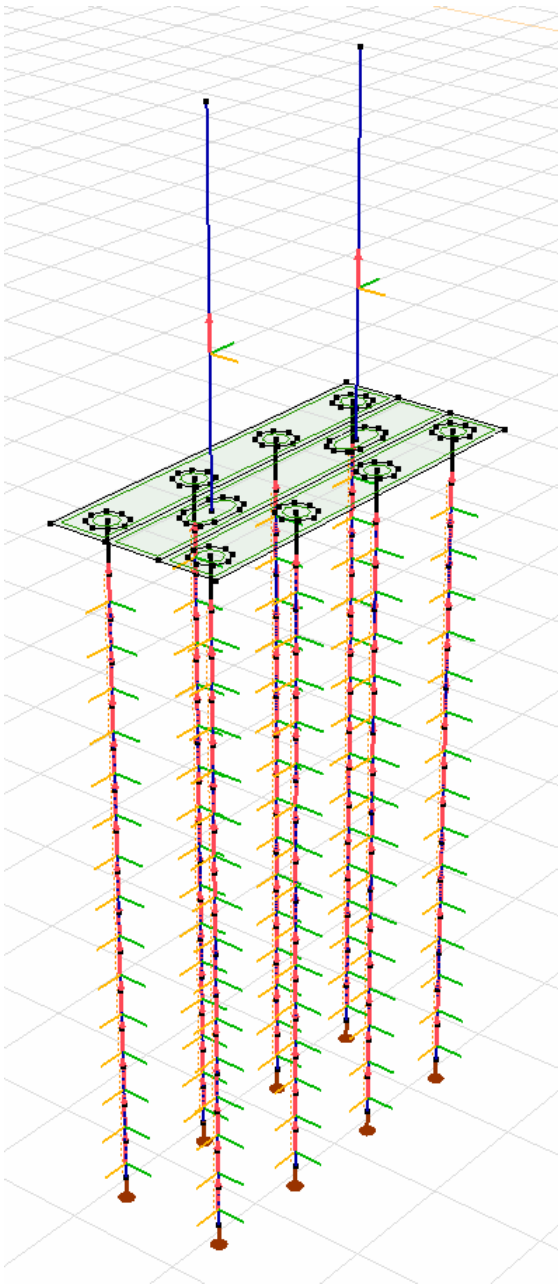


According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC2, with the considered 28o16 reinforcement the **LOADBEARING CAPACITY OF COLUMNS IS SUFFICIENT!**

5. DESIGN OF FIX PIERS

5.1. GEOMETRIC DATA





5.2. DESIGN OF PILES

Critical ULS vertical load on piles:

$$R_z \quad \min \quad -1869,34 \text{ kN}$$

$$[1,35 \cdot 0,85 \cdot \text{DL1} + \text{DL2} + 1,35 \cdot 0,85 \cdot \text{DL SUBSTRUCTURES} + 1,35 \cdot 0,85 \cdot \text{DL3} + 1,35 \cdot 0,85 \cdot \text{DL EARTH PRESSURE}] \{1,35 \cdot \text{UDL}_{2-3_L} + 1,35 \cdot \text{UDL}_{3-4_L} + 1,35 \cdot \text{UDL}_{5-6_L} + 1,35 \cdot \text{UDL}_{2-3_R} + 1,35 \cdot \text{UDL}_{3-4_R} + 1,35 \cdot \text{UDL}_{5-6_R} + 1,35 \cdot \text{UDL}_6\} (1,35 \cdot 0,75 \cdot \text{TS}_{3_R} + 1,5 \cdot 1 \cdot \text{Fw}_{_L} + 1,35 \cdot 0,75 \cdot \text{BRAKING-})$$

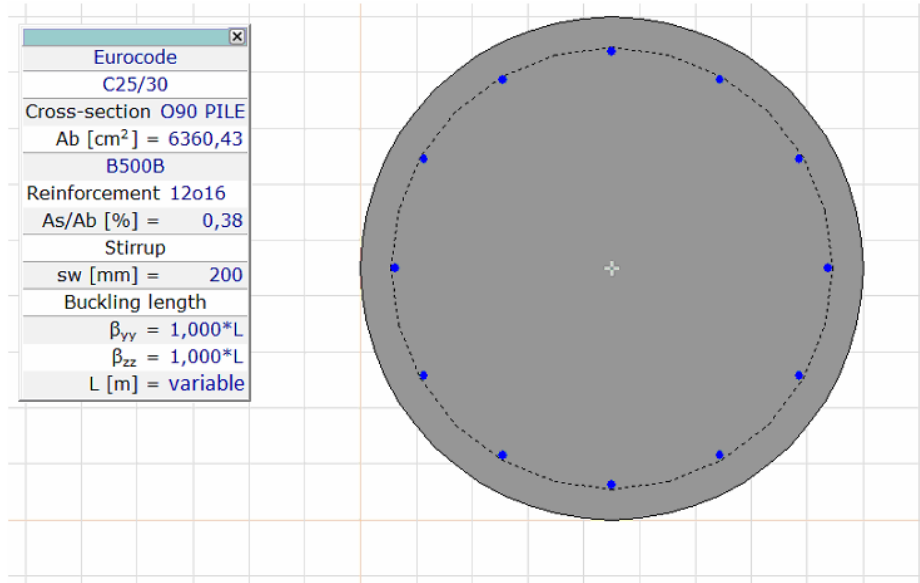
Quasipermanent vertical load on piles:

$$R_z \quad \min \quad -924,27 \text{ kN}$$

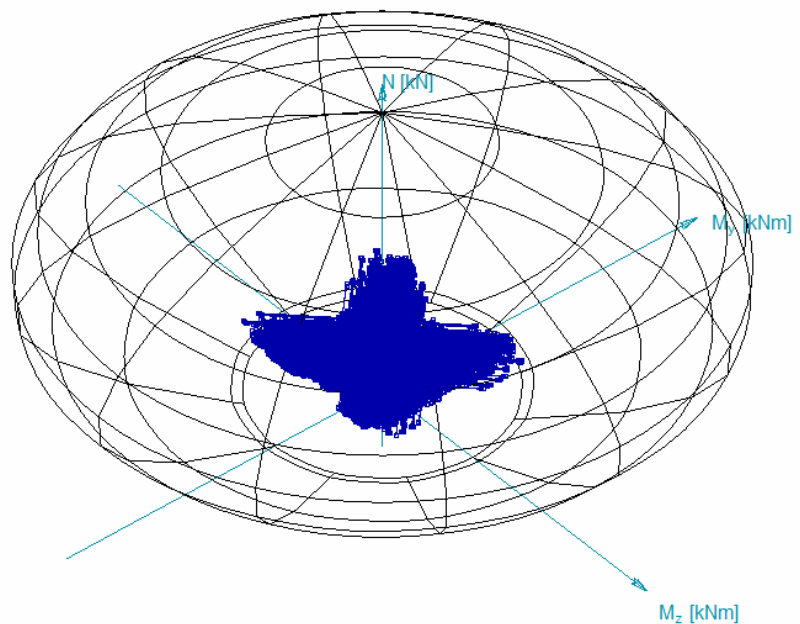
$$[\text{DL1} + \text{DL2} + \text{DL SUBSTRUCTURES} + \text{DL3} + \text{DL EARTH PRESSURE}] \{ \text{SHRINKAGE} \}$$

Critical ULS internal forces on piles:

Critical	min/ max.	Nx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
My	min	-1647,59	-99,07	103,42
	max	-1647,69	99,04	103,45
Mz	min	-1285,12	81,87	-185,06
	max	-1293,07	81,99	188,08



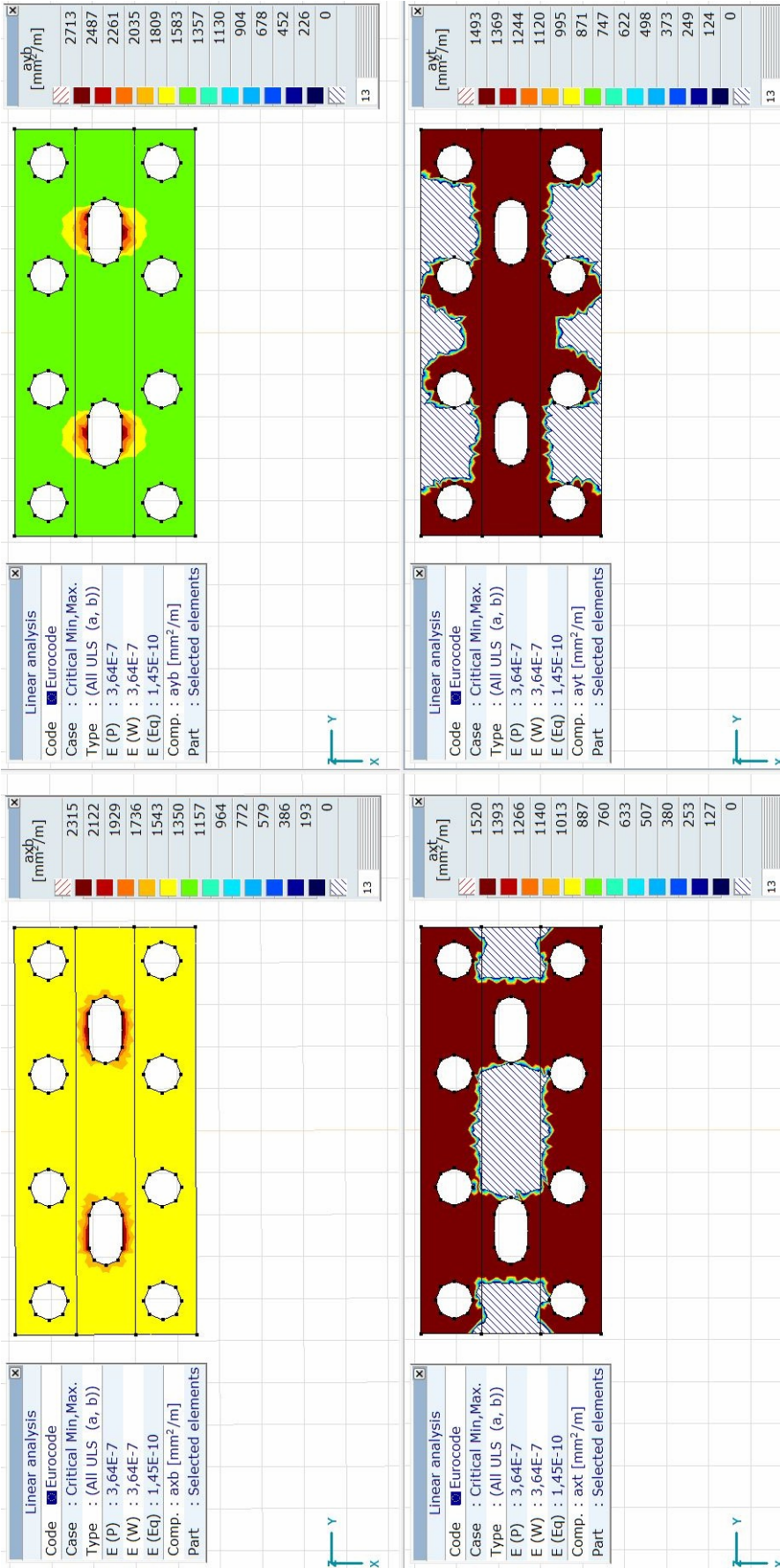
Eurocode			
Case : Linear, Critical			
$f_{se} = 1,000$			
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	
min/max			
-9961,45	0	0	
1049,54	0	0	
	min/max		
-3800,00	-1039,68	0	
-3800,00	1039,68	0	
		min/max	
-3800,00	0	-1039,68	
-3800,00	0	1039,68	
C25/30			
Cross-section O90 PILE			
Ab [cm²] = 6360,43			
B500B			
Reinforcement 12o16			
As/Ab [%] = 0,38			
Efficiency			
$\epsilon(N = \text{const.}) = 0,489$			



According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC2, with the considered 12o16 reinforcement the **LOADBEARING CAPACITY OF PILES IS SUFFICIENT!**

This is the statically required reinforcement, but it is necessary to take into account the minimum reinforcement according to EN 1992.

5.3. DESIGN OF PILE CAP BEAMS



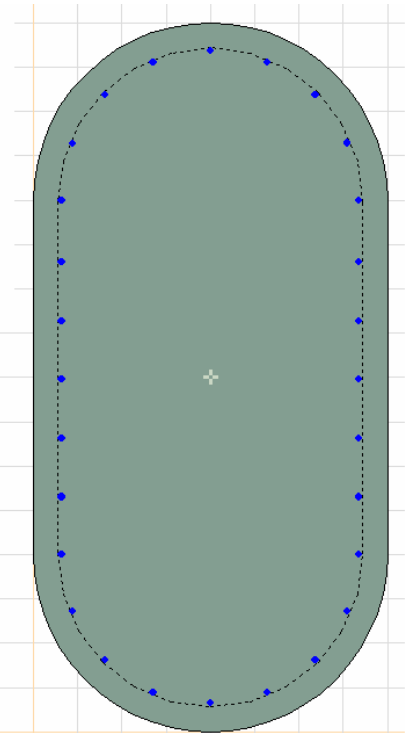
According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC1, with the calculated minimal reinforcement + additional strengthening under the column base the **LOADBEARING CAPACITY OF PILE CAP BEAMS IS SUFFICIENT!**

5.4. DESIGN OF COLUMNS

Critical ULS internal forces on columns:

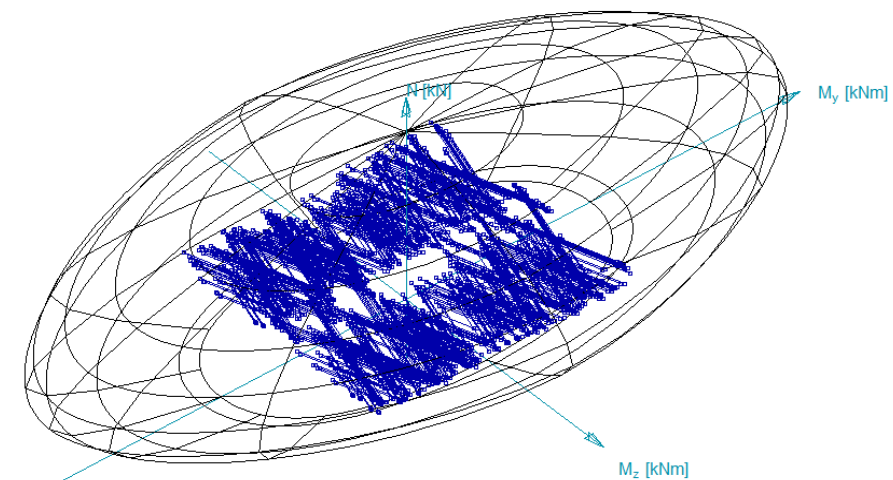
Critical	min/ max.	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
Nx	min	-5129,58	-166,48	243,51	-891,16	-844,82
	min	-5128,84	166,38	243,26	-888,71	843,69
	max	-1619,4	197,91	-289,32	-1482,5	-851,85
Vy	min	-3016,12	-250,74	64,13	-162,09	-1206,34
	min	-2982,19	-250,62	-54,47	116,43	-1208,72
	max	-3016,74	250,63	63,8	-158,65	1205,52
Vz	min	-3016,26	197,91	-289,32	1237,1	1008,75
	max	-3029,59	197,9	294,45	-1260,53	1008,56
	max	-2982,1	250,68	-54,51	118,54	1208,95
My	min	-2752,86	197,91	-289,32	-1482,5	-851,85
	max	-2766,2	197,9	294,45	1507,34	-851,93
Mz	min	-2682,37	-239,16	48,92	-111,52	-1213,23
	min	-2316,68	-239,71	-29,99	36,59	-1212,54
	max	-2683,05	239,06	48,62	-108,22	1212,47
max	-2677,36	239,78	-42,63	81,98	1212,71	

Eurocode	
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	11425,53
B500B	
Reinforcement 28o20	
As/Ab [%]	0,77
Stirrup	
sw [mm]	200
Buckling length	
β_{yy}	1,000*L
β_{zz}	1,500*L
L [m]	variable



Assuming buckling length longitudinally $< 1.50xL$ and transversally $< L$

Eurocode	
Case : Linear, Critical	
$f_{se} = 1,000$	
N [kN]	My [kNm]
min/max	Mz [kNm]
-22935,95	6,27
3826,46	-6,83
	2,24
	min/max
-8750,00	-4814,59
-8750,00	4815,75
	min/max
-8250,00	0
-8250,00	-2679,96
	0
	2680,23
C30/37	
Cross-section O80x160 COLUMN	
Ab [cm ²]	11425,53
B500B	
Reinforcement 28o20	
As/Ab [%]	0,77
Efficiency	
$\epsilon(N = \text{const.})$	0,886



According to the results of the finite elemental software (Axis VM) module RC2, with the considered 28o20 reinforcement the **LOADBEARING CAPACITY OF COLUMNS IS SUFFICIENT!**

6. DESIGN OF BEARINGS, EXPANSION JOINTS

Results of calculated vertical, transversal loads and required movements for bearings:

Critical loads on bearings (ULS) and characteristic expansion/contraction		Influential effects:	ψ_0	Movements
C1	Transversal: 278 kN	Thermal effect	0.6	19,2 mm
	Vertical: 2105 kN	Shrinkage	1	9,2 mm
	Expansion: 49,6 mm	Braking and acceleration	0	21,1 mm
	Contraction: 41,8 mm	Traffic load	0.75	22,7 mm
C2	Transversal: 339 kN	Thermal effect	0.6	12,9 mm
	Vertical: 4355 kN	Shrinkage	1	6,1 mm
	Expansion: 29,0 mm	Braking and acceleration	0	21,2 mm
	Contraction: 35,0 mm	Traffic load	0.75	0,1 mm
C5	Transversal: 346 kN	Thermal effect	0.6	12,9 mm
	Vertical: 4358 kN	Shrinkage	1	6,1 mm
	Expansion: 29,0 mm	Braking and acceleration	0	21,2 mm
	Contraction: 35,0 mm	Traffic load	0.75	0,1 mm
C6	Transversal: 261 kN	Thermal effect	0.6	19,2 mm
	Vertical: 2104 kN	Shrinkage	1	9,2 mm
	Expansion: 50,1 mm	Braking and acceleration	0	21,1 mm
	Contraction: 41,8 mm	Traffic load	0.75	23,3 mm

Results of required movements for expansion joints:

Characteristic expansion/contraction values for expansion joints		Influential effects:	ψ_0	Movements
C1	Expansion: 53,7 mm	Thermal effect	0.6	19,4 mm
		Shrinkage	1	9,2 mm
	Contraction: 41,9 mm	Braking and acceleration	0	21,1 mm
		Traffic load	0.75	28,0 mm
C6	Expansion: 54,3 mm	Thermal effect	0.6	19,4 mm
		Shrinkage	1	9,2 mm
	Contraction: 41,9 mm	Braking and acceleration	0	21,1 mm
		Traffic load	0.75	28,7 mm

7. BEARING CAPACITY CALCULATION OF PILES

Calculation has been prepared according to the geotechnical profile and CPT results provided by the geotechnical designer. Calculation results and brief explanation of methodology has also been enclosed.

Pile resistance for fine-grained soils

Undrained shear strength can be calculated from CPT according to Lunne et al., (1997):

$$c_{u,i} = q_{c,i} / N_k$$

The ultimate pile base resistance can be calculated taking into account the piling technology, data from pile load tests, and suggestions of national standards with the equation:

$$q_{b,cal} = 0.6 \cdot \mu_b \cdot q_{c,k}$$

$q_{c,k}$ characteristic CPT point resistance which can be taken as the average of the CPT point resistances of the zone from 1.5·D above the pile base to 3.0·D under the base,

μ_b base resistance factor depending on the technology

For the ultimate pile shaft resistance the following square root formula was developed taking into account the national standards allowing for different piling technologies:

$$q_{s,cal,i} = 1.2 \cdot \mu_s \cdot \sqrt{q_{c,i}}$$

μ_s shaft resistance factor depending on the technology

$c_{u,i} > 500$ kPa undrained shear strength may be taken into account only after verifying through investigation tests,

$q_{b,cal} > 2.5$ MPa can be used only by verifying by pile load test,

$q_{b,max} \leq 4$ MPa for hard clays and $q_{b,max} \leq 8$ MPa for highly overconsolidated clays or claystones shall be considered.

		μ_b	μ_s	$q_{s,max}$ [kPa]
Displacement piles	driven precast concrete	1.00	1.05	85
	steel tube driving with closed end	1.00	0.80	70
	cast in place made by a steel tube driving with closed end and reclaiming during concreting	1.00	1.10	90
	screwed cast in place	0.90	1.25	100
Replacement piles	Continuous Flight Auger pile	0.90	1.00	80
	bored piles with drilling mud	0.80	1.00	80
	bored piles with casing	0.80	1.00	80

Pile resistance for coarse-grained soils

The base resistance calculation uses the method suggested in EC 7-2, with a new reduction factor:

$$q_{b,cal} = \lambda_b \cdot \alpha_b \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{q_{c,lm} + q_{c,llm}}{2} + q_{c,illm} \right)$$

α_b base resistance factor

λ_b reduction factor to take into account the suggestion of De Ruiter and Beringen (in Van Tol, 1993 and Fellenius, 2006) which was overlooked in EC 7-2

For shaft resistance also the square root formula was applied:

$$q_{s,cal,i} = \alpha_{sq} \cdot \sqrt{q_{c,i}}$$

α_{sq} shaft resistance factor depending on the technology

$q_b > 5.0$ MPa can be used only if verified by pile load test,

$q_{b,max} \leq 15$ MPa for all cases,

An extremely cautious approach is needed to estimate the base resistances of CFA-piles made in sands having calcareous bonds or liquefaction potential, because the soil condition can deteriorate suddenly throughout the formation.

		α_b	α_{sq}	$q_{s,max}$ [kPa]
Displacement piles	driven precast concrete	1.00	0.90	150
	steel tube driving with closed end	1.00	0.75	120
	cast in place made by driving a steel tube with closed end and reclaiming during concreting	1.00	1.10	160
	screwed cast in place	0.80	0.75	160
Replacement piles	Continuous Flight Auger pile	0.70	0.55	120
	bored piles with drilling mud	0.50	0.55	100
	bored piles with casing	0.50	0.45	80

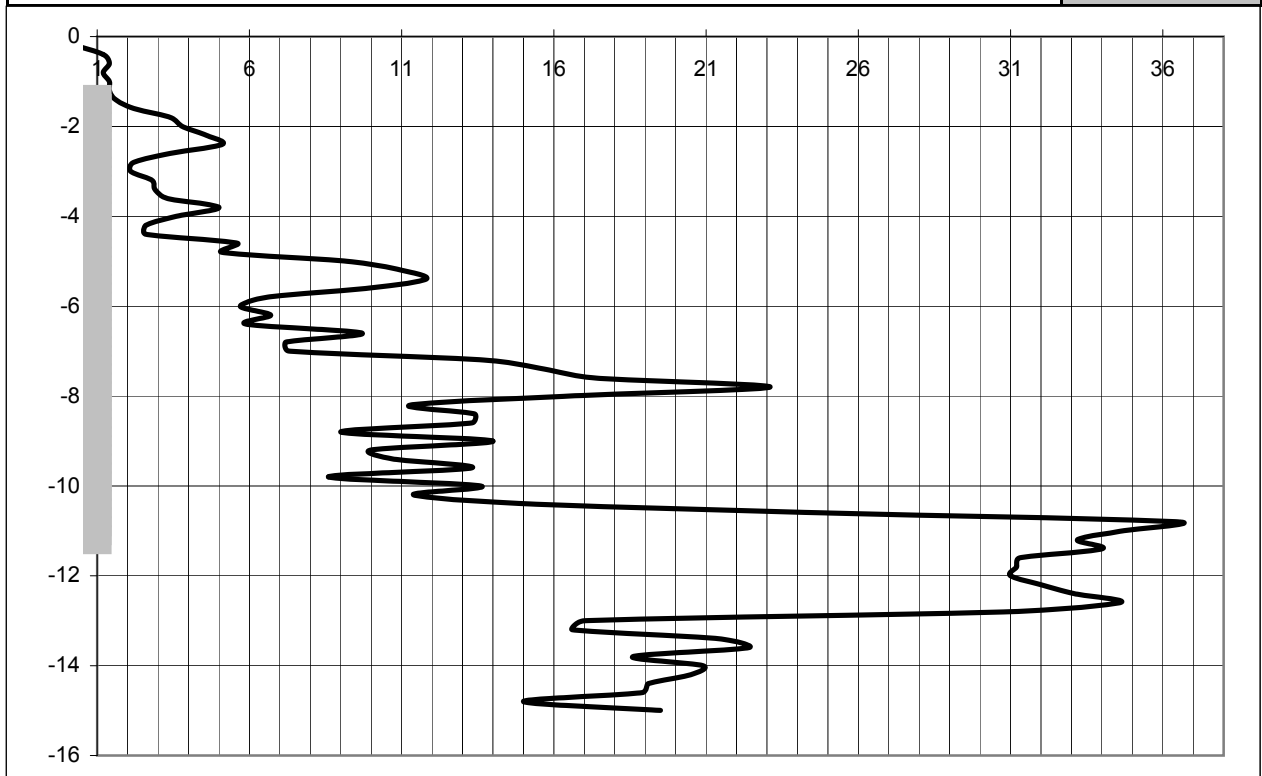
Calculation according to CPT - n4 for overpass B0893		Partial factors		Base res. fact.		Shaft res. fact.		Max. shaft res.	
		Base	Shaft	F	C	F	C	F	C
Driven precast concrete	1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,05	0,90	85	150
Steel tube driving with closed end, cast in place made by a steel tube driving	2	1,25	1,10	1,00	1,00	0,80	0,75	70	120
With closed end and reclaiming during concreting	3	1,25	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	90	160
Screwed cast in place	4	1,25	1,10	0,90	0,80	1,25	0,75	100	160
Continuous flight auger pile	5	1,20	1,10	0,90	0,70	1,00	0,55	80	120
Bored piles with drilling mud	6	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,55	80	100
Bored piles with casing	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80
Foreseen pile type:	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80

Pile diameter (m)	0,90
Pile cap level (m)	80,78
Pile base level (m)	70,60
Cone factor (Nk)	15,5
Pilecap reduction factor (λ_b)	0,60
Pile base crit. level (m)	67,00
Pile length (m)	10,18

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.I}$ [MPa]	$q_{c.II}$ [MPa]	$q_{c.III}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1444	26,5	24,6	15,0	2,6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8,00	Fine soil Coarse soil		
Soil type at pile base (Fine / Coarse)					
					C

$R_{s.k} =$	1313	kN	ξ_{appl}	1,00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$	1710	kN	ξ_{mean}	1,40	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$R_{c.d} =$	3023	kN	ξ_{min}	1,40	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pile load test verification is mandatory, for ensuring high values at pile base resistance and reducing correlation factor for $\xi=1,00$ YES



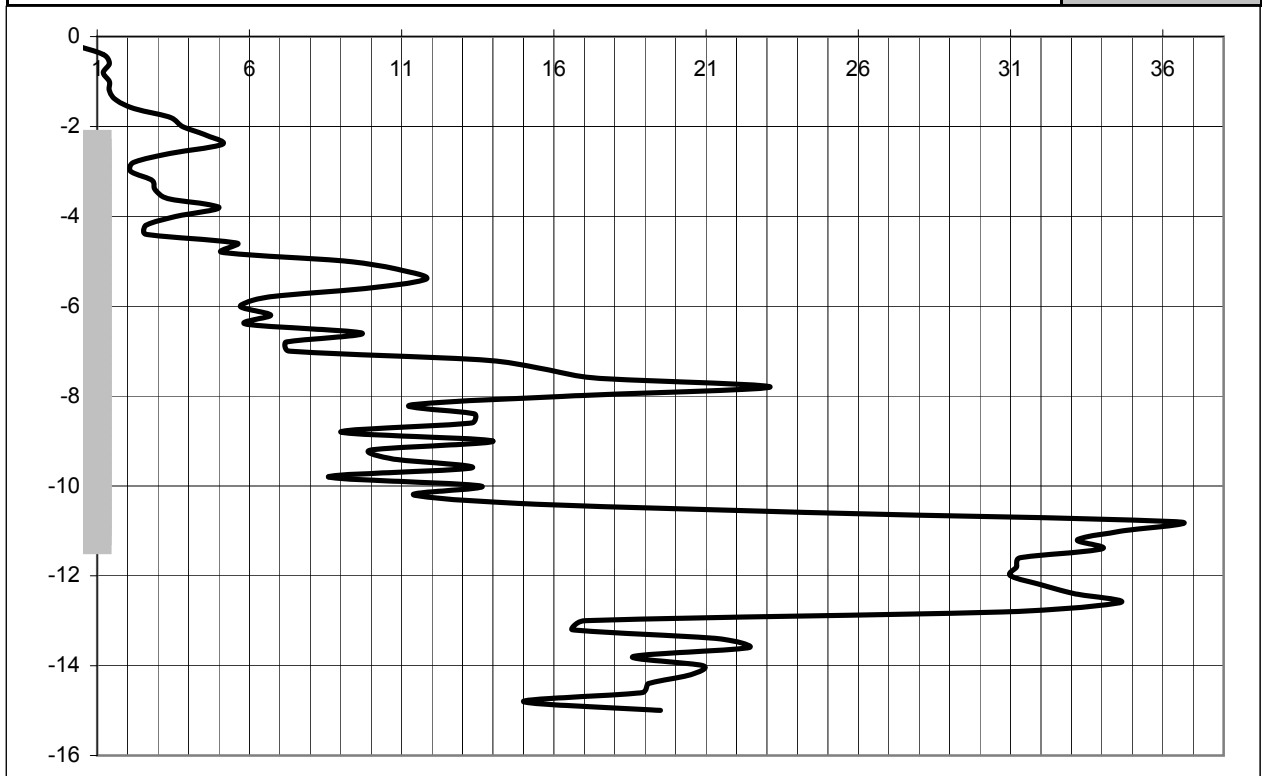
Calculation according to CPT - n4 for overpass B0893		Partial factors		Base res. fact.		Shaft res. fact.		Max. shaft res.	
		Base	Shaft	F	C	F	C	F	C
Driven precast concrete	1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,05	0,90	85	150
Steel tube driving with closed end, cast in place made by a steel tube driving	2	1,25	1,10	1,00	1,00	0,80	0,75	70	120
With closed end and reclaiming during concreting	3	1,25	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	90	160
Screwed cast in place	4	1,25	1,10	0,90	0,80	1,25	0,75	100	160
Continuous flight auger pile	5	1,20	1,10	0,90	0,70	1,00	0,55	80	120
Bored piles with drilling mud	6	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,55	80	100
Bored piles with casing	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80
Foreseen pile type:	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80

Pile diameter (m)	0,90
Pile cap level (m)	79,64
Pile base level (m)	70,60
Cone factor (Nk)	15,5
Pilecap reduction factor (λ_b)	0,60
Pile base crit. level (m)	67,00
Pile length (m)	9,04

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.I}$ [MPa]	$q_{c.II}$ [MPa]	$q_{c.III}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1259	26,5	24,6	15,0	2,6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8,00	Fine soil Coarse soil		
Soil type at pile base (Fine / Coarse)					
					C

$R_{s.k} =$	1144	kN	ξ_{appl}	1,00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$	1710	kN	ξ_{mean}	1,40	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$R_{c.d} =$	2855	kN	ξ_{min}	1,40	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pile load test verification is mandatory, for ensuring high values at pile base resistance and reducing correlation factor for $\xi=1,00$ YES



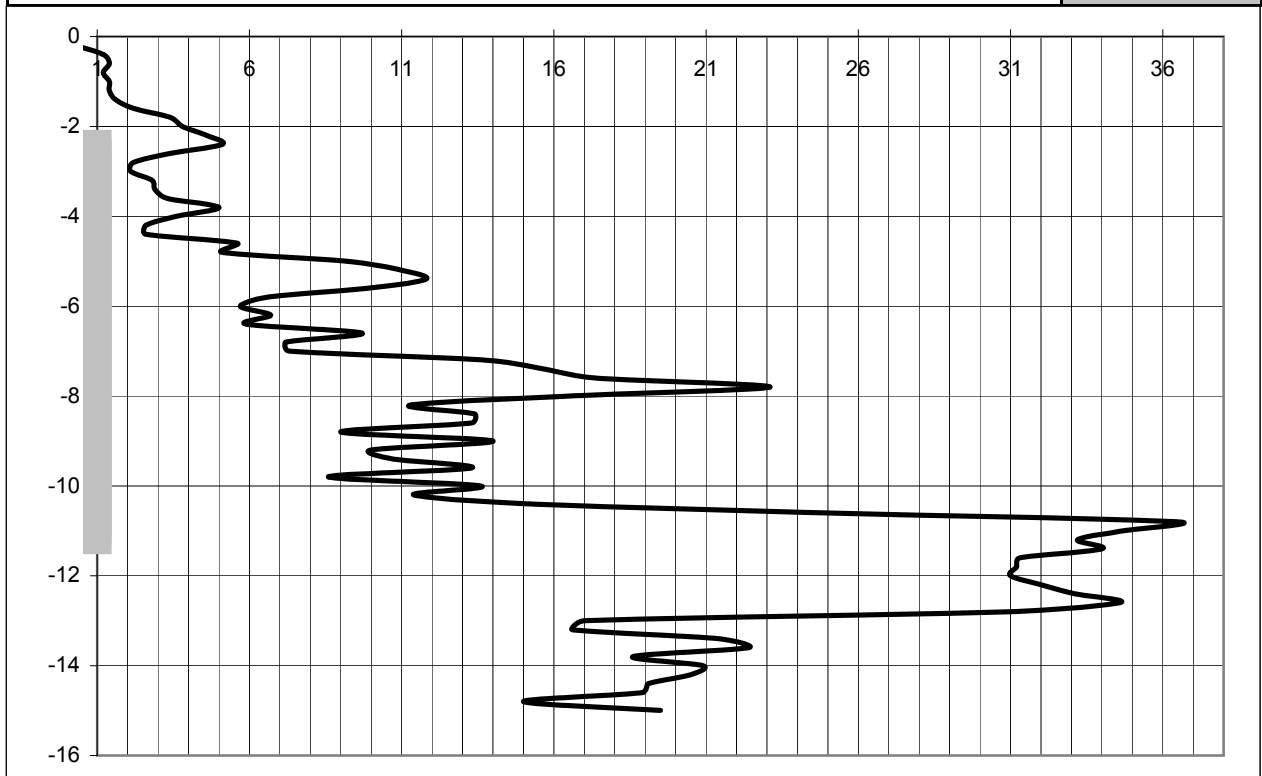
Calculation according to CPT - n4 for overpass B0893		Partial factors		Base res. fact.		Shaft res. fact.		Max. shaft res.	
		Base	Shaft	F	C	F	C	F	C
Driven precast concrete	1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,05	0,90	85	150
Steel tube driving with closed end, cast in place made by a steel tube driving	2	1,25	1,10	1,00	1,00	0,80	0,75	70	120
With closed end and reclaiming during concreting	3	1,25	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	90	160
Screwed cast in place	4	1,25	1,10	0,90	0,80	1,25	0,75	100	160
Continuous flight auger pile	5	1,20	1,10	0,90	0,70	1,00	0,55	80	120
Bored piles with drilling mud	6	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,55	80	100
Bored piles with casing	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80
Foreseen pile type:	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80

Pile diameter (m)	0,90
Pile cap level (m)	79,66
Pile base level (m)	70,60
Cone factor (Nk)	15,5
Pilecap reduction factor (λ_b)	0,60
Pile base crit. level (m)	67,00
Pile length (m)	9,06

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.I}$ [MPa]	$q_{c.II}$ [MPa]	$q_{c.III}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1259	26,5	24,6	15,0	2,6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8,00	Fine soil Coarse soil		
Soil type at pile base (Fine / Coarse)					C

$R_{s.k} =$ 1144 kN	ξ_{appl}	1,00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$ 1710 kN	ξ_{mean}	1,40	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$R_{c.d} =$ 2855 kN	ξ_{min}	1,40	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pile load test verification is mandatory, for ensuring high values at pile base resistance and reducing correlation factor for $\xi=1,00$ YES



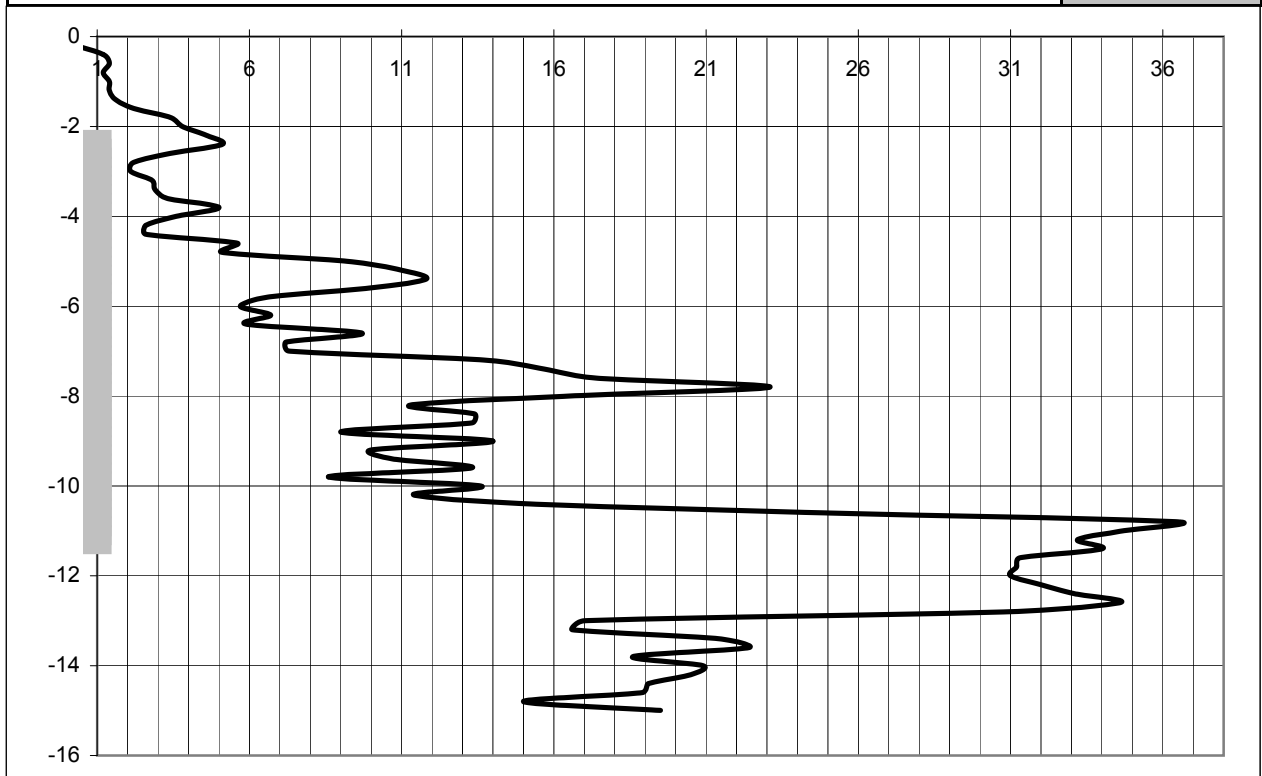
Calculation according to CPT - n4 for overpass B0893		Partial factors		Base res. fact.		Shaft res. fact.		Max. shaft res.	
		Base	Shaft	F	C	F	C	F	C
Driven precast concrete	1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,05	0,90	85	150
Steel tube driving with closed end, cast in place made by a steel tube driving	2	1,25	1,10	1,00	1,00	0,80	0,75	70	120
With closed end and reclaiming during concreting	3	1,25	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	90	160
Screwed cast in place	4	1,25	1,10	0,90	0,80	1,25	0,75	100	160
Continuous flight auger pile	5	1,20	1,10	0,90	0,70	1,00	0,55	80	120
Bored piles with drilling mud	6	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,55	80	100
Bored piles with casing	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80
Foreseen pile type:	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80

Pile diameter (m)	0,90
Pile cap level (m)	79,66
Pile base level (m)	70,60
Cone factor (Nk)	15,5
Pilecap reduction factor (λ_b)	0,60
Pile base crit. level (m)	67,00
Pile length (m)	9,06

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.I}$ [MPa]	$q_{c.II}$ [MPa]	$q_{c.III}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1259	26,5	24,6	15,0	2,6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8,00	Fine soil Coarse soil		
Soil type at pile base (Fine / Coarse)					C

$R_{s.k} =$ 1144 kN	ξ_{appl}	1,00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$ 1710 kN	ξ_{mean}	1,40	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$R_{c.d} =$ 2855 kN	ξ_{min}	1,40	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pile load test verification is mandatory, for ensuring high values at pile base resistance and reducing correlation factor for $\xi=1,00$ YES



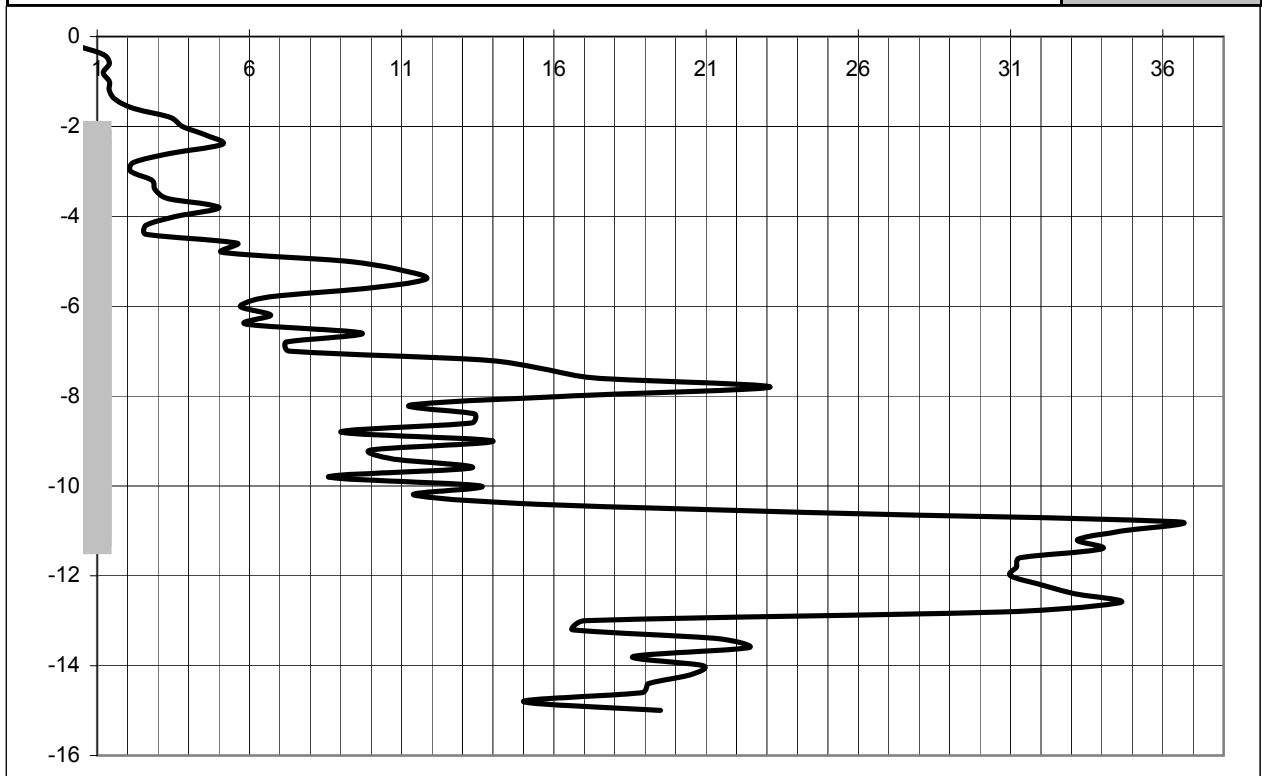
Calculation according to CPT - n4 for overpass B0893		Partial factors		Base res. fact.		Shaft res. fact.		Max. shaft res.	
		Base	Shaft	F	C	F	C	F	C
Driven precast concrete	1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,05	0,90	85	150
Steel tube driving with closed end, cast in place made by a steel tube driving	2	1,25	1,10	1,00	1,00	0,80	0,75	70	120
With closed end and reclaiming during concreting	3	1,25	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	90	160
Screwed cast in place	4	1,25	1,10	0,90	0,80	1,25	0,75	100	160
Continuous flight auger pile	5	1,20	1,10	0,90	0,70	1,00	0,55	80	120
Bored piles with drilling mud	6	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,55	80	100
Bored piles with casing	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80
Foreseen pile type:	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80

Pile diameter (m)	0,90
Pile cap level (m)	79,88
Pile base level (m)	70,60
Cone factor (Nk)	15,5
Pilecap reduction factor (λ_b)	0,60
Pile base crit. level (m)	67,00
Pile length (m)	9,28

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.I}$ [MPa]	$q_{c.II}$ [MPa]	$q_{c.III}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1304	26,5	24,6	15,0	2,6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8,00	Fine soil Coarse soil		
Soil type at pile base (Fine / Coarse)					
					C

$R_{s.k} =$ 1185 kN	ξ_{appl}	1,00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$ 1710 kN	ξ_{mean}	1,40	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$R_{c.d} =$ 2896 kN	ξ_{min}	1,40	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pile load test verification is mandatory, for ensuring high values at pile base resistance and reducing correlation factor for $\xi=1,00$ YES



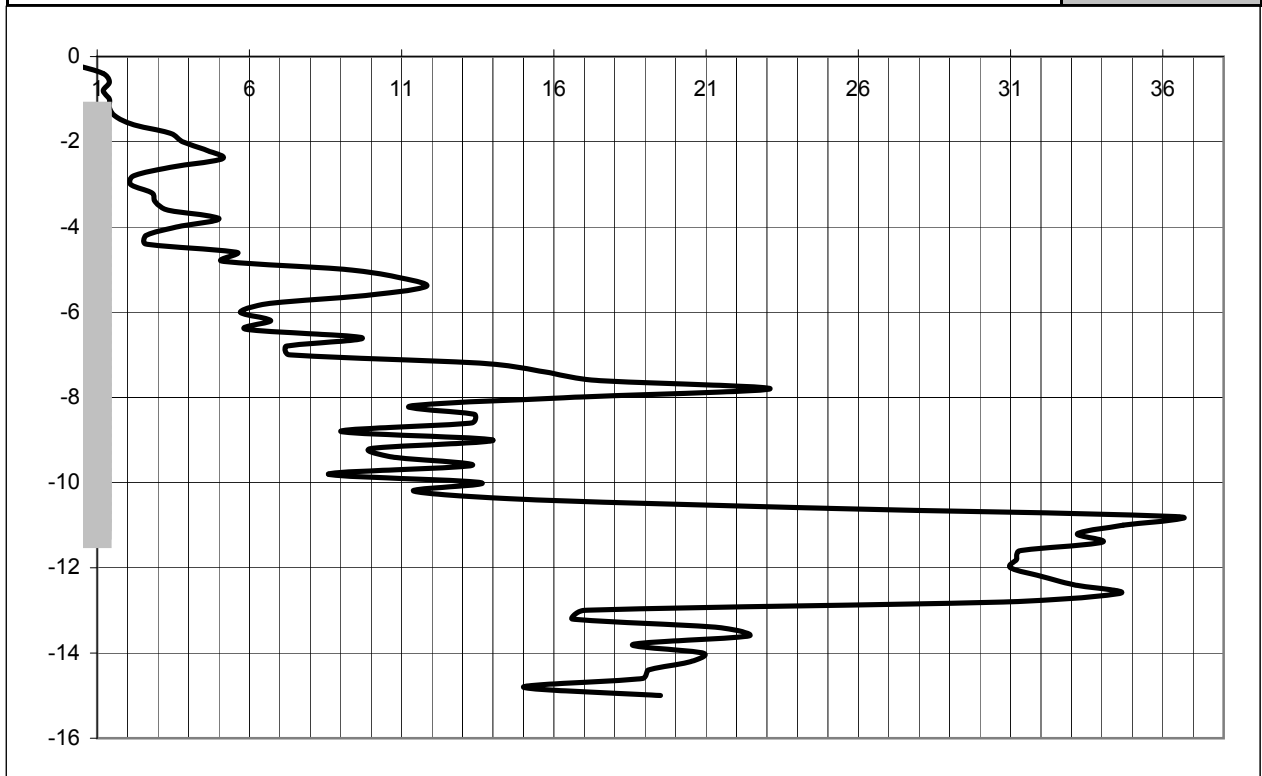
Calculation according to CPT - n4 for overpass B0893		Partial factors		Base res. fact.		Shaft res. fact.		Max. shaft res.	
		Base	Shaft	F	C	F	C	F	C
Driven precast concrete	1	1,10	1,10	1,00	1,00	1,05	0,90	85	150
Steel tube driving with closed end, cast in place made by a steel tube driving	2	1,25	1,10	1,00	1,00	0,80	0,75	70	120
With closed end and reclaiming during concreting	3	1,25	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	90	160
Screwed cast in place	4	1,25	1,10	0,90	0,80	1,25	0,75	100	160
Continuous flight auger pile	5	1,20	1,10	0,90	0,70	1,00	0,55	80	120
Bored piles with drilling mud	6	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,55	80	100
Bored piles with casing	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80
Foreseen pile type:	7	1,25	1,10	0,80	0,50	1,00	0,45	80	80

Pile diameter (m)	0,90
Pile cap level (m)	80,71
Pile base level (m)	70,60
Cone factor (Nk)	15,5
Pilecap reduction factor (λ_b)	0,60
Pile base crit. level (m)	67,00
Pile length (m)	10,11

$R_{s.cal}$ [kN]	$q_{c.k.m}$ [MPa]	$q_{c.i}$ [MPa]	$q_{c.ii}$ [MPa]	$q_{c.iii}$ [MPa]	$R_{b.cal}$ [kN]
1444	26,5	24,6	15,0	2,6	2138
	$q_{b.cal}$ [MPa]	8,00	Fine soil Coarse soil		
Soil type at pile base (Fine / Coarse)					
					C

$R_{s.k} =$	1313	kN	ξ_{appl}	1,00	1	2	3	4	5	7	10
$R_{b.k} =$	1710	kN	ξ_{mean}	1,40	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$R_{c.d} =$	3023	kN	ξ_{min}	1,40	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pile load test verification is mandatory, for ensuring high values at pile base resistance and reducing correlation factor for $\xi=1,00$ YES



STATIC CALCULATION OF SUPERSTRUCTURE

DESIGN OF BRIDGES

OVERPASS at km 89+315.15

1. INPUT DATA

- 1.1. GEOMETRIC DATA**
- 1.2. APPLIED STANDARDS**
- 1.3. MATERIALS**

2. LOADS AND ACTIONS

- 2.1. PERMANENT LOAD**
- 2.2. INCIDENTAL LOADS**
- 2.3. LOAD COMBINATIONS**

3. CALCULATION OF L = 16.80 PRC GIRDERS

- 3.1. GEOMETRIC DATA**
- 3.2. CONCRETE PROPERTIES FOR PRESTRESSING**
- 3.3. INITIAL AND EFFECTIVE PRESTRESSING FORCE**
- 3.4. TIME DEPENDENT PRESTRESS LOSSES**
- 3.5. DEFINITION OF END-ZONE AND ANCHORAGE LENGTH**
- 3.6. DESIGN CHECK OF GIRDER END DURING
PRESTRESSING OF STRANDS AND CONCRETING OF RC DECK**
- 3.7. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MAX. SHEAR FORCE**
- 3.8. CALCULATION OF GIRDER IN MID-SPAN FOR MAX. BENDING MOMENTS**
- 3.9. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MIN. BENDING MOMENTS**
- 3.10. CAMBER VALUES AND DEFORMATIONS (ESTIMATION)**

4. CALCULATION OF L = 22.80 PRC GIRDERS

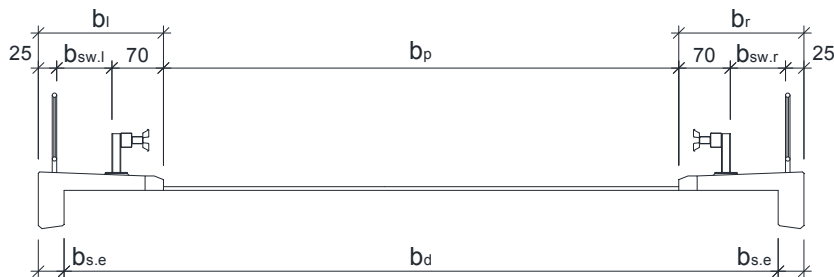
- 4.1. GEOMETRIC DATA**
- 4.2. CONCRETE PROPERTIES FOR PRESTRESSING**
- 4.3. INITIAL AND EFFECTIVE PRESTRESSING FORCE**
- 4.4. TIME DEPENDENT PRESTRESS LOSSES**
- 4.5. DEFINITION OF END-ZONE AND ANCHORAGE LENGTH**
- 4.6. DESIGN CHECK OF GIRDER END DURING
PRESTRESSING OF STRANDS AND CONCRETING OF RC DECK**
- 4.7. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MAX. SHEAR FORCE**
- 4.8. CALCULATION OF GIRDER IN MID-SPAN FOR MAX. BENDING MOMENTS**
- 4.9. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MIN. BENDING MOMENTS**
- 4.10. CAMBER VALUES AND DEFORMATIONS (ESTIMATION)**

1. INPUT DATA

1.1. GEOMETRIC DATA

Support angles (°)	90				
Length of structure (m)	104.8				
Spans (m)	17.10	23.20	23.20	23.20	17.10
Length of PRC beams (m)	16.80	22.80	22.80	22.80	16.80

Width of pavement (m)	6	b_p
Width of sidewalk (left) (m)	1.7	b_l
Width of sidewalk (right) (m)	1.7	b_r
Sidewalk edge width (m)	0.35	$b_{s,e}$
Sidewalk edge height (m)	0.7	$h_{s,e}$
Average thickness of RC deck slab (m)	0.24	$t_{d,avg}$
Thickness of pavement + waterproofing (m)	0.08	t_p
Number of supports	6	n_{sup}
Number of PRC beams	10	n_{prc}
Weight per running meter of PRC beams (kN/m)	7.26	g_{prc}
Height of PRC beams (m)	0.9	h_{prc}
Spacing of PRC beams (m)	0.9	$t_{prc,m}$



Servicable sidewalk width (right) $b_{sw,r} := b_r - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.750 \text{ m}$

Servicable sidewalk width (left) $b_{sw,l} := b_l - 25\text{cm} - 70\text{cm} = 0.750 \text{ m}$

Deck width $b_d := b_l + b_p + b_r - 2 \cdot b_{s,e} = 8.700 \text{ m}$

Deck excentricity $e_d := 0.5 \cdot (b_d + 2 \cdot 35\text{cm}) - b_l - 0.5 \cdot b_p = 0.000 \text{ m}$

Total width of superstructure: $b_{tot} := b_d + 2 \cdot b_{s,e} = 9.400 \text{ m}$

1.2. APPLIED STANDARDS

EN 1990	Basis of structural design
EN 1991-1-1	General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
EN 1991-1-4	General actions - Wind actions
EN 1991-1-5	General actions - Thermal actions
EN 1991-2	Traffic loads on bridges
EN 1992-1-1	Design of concrete structures - Part 1-1 General rules
EN 1992-2	Concrete bridges - Design and detailing rules

1.3. MATERIALS

Concrete and steel material model partial factors: $\gamma_c := 1.50$ $\gamma_s := 1.15$

Taking into account the duration of the loads we reduce the value of the concrete's tensile and compressive strength. We apply this reducing factor.

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \alpha_{ct} := 1.00$$

Concrete - PRC girders (EN 1992 and EN 206)

C50/60

Secant modulus of elasticity of concrete:

$$E_{cm} = 37.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Effective modulus of elasticity of concrete:

$$E_{c,\text{eff}} = 17.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Mean value of axial tensile strength of concrete

$$f_{ctm} = 4.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Design value of axial tensile strength of concrete

$$f_{ctd} = 1.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mean value of concrete compressive strength:

$$f_{cm} = 58.000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days

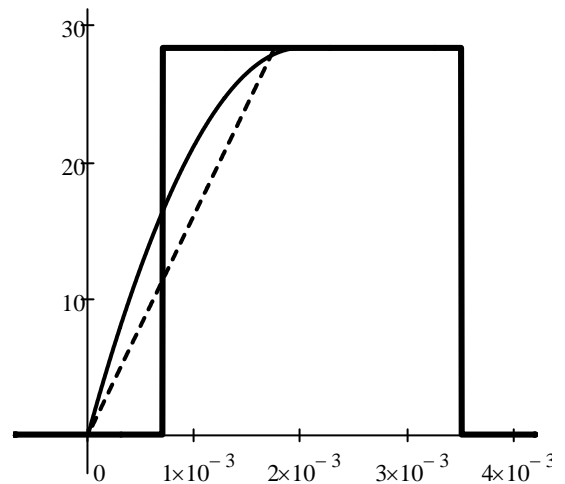
$$f_{ck} = 50.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Design value of concrete compressive strength:

$$f_{cd} = 28.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Proportionality factor of concrete material model for rectangle shaped stress dispersion:

$$c = 0.80$$



Concrete - RC deck slab (EN 1992 and EN 206)

C40/50

Secant modulus of elasticity of concrete:

$$E_{cm} = 35.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Effective modulus of elasticity of concrete:

$$E_{c,\text{eff}} = 14.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Mean value of axial tensile strength of concrete

$$f_{ctm} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mean value of concrete compressive strength:

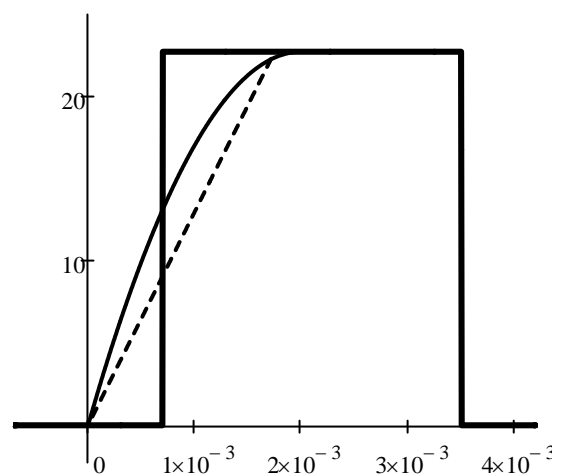
$$f_{cm} = 48.000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days

$$f_{ck} = 40.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Design value of concrete compressive strength:

$$f_{cd} = 22.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Design value of axial tensile strength of concrete

Proportionality factor of concrete material model for rectangle shaped stress dispersion:

$$c = 0.80$$

$$f_{ctd} = 1.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Composite stiffness ratio:

$$\alpha_{e'} := \frac{E_{c,eff.prc}}{E_{c,eff.deck}} \quad \alpha_{e'} = 1.169 \quad ->$$

$$E_{c,eff} := E_{c,eff.prc} \quad \text{and} \quad E_{cm} := E_{cm.prc}$$

will be applied for composite cross-section calculations

Reinforcement (EN 10080)

B500B(B60.50)

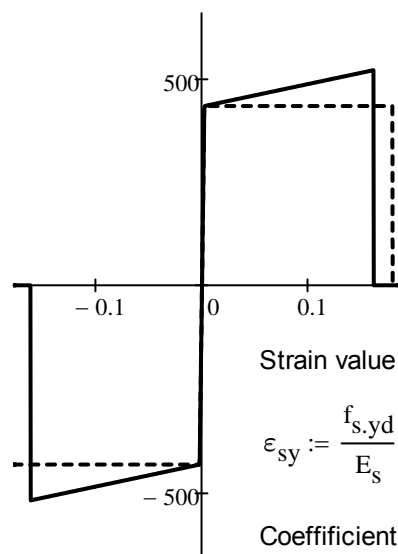
Characteristic tensile strength of reinforcement: $f_{s.tk} = 600 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Characteristic yield strength of reinforcement: $f_{s.yk} = 500 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Design yield strength of reinforcement: $f_{s.yd} = 435 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel: $E_s = 200 \cdot \frac{kN}{mm^2}$

Characteristic strain of reinforcement at maximum load: $\epsilon_{s.uk} = 18.0\%$



Strain value for yield strength:

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{s.yd}}{E_s} \quad \epsilon_{sy} = 0.22\%$$

Coefficient of adhesion: $k_1 = 0.80$

Relative value of concrete compressive height:

$$\xi_{c0} := \frac{c \cdot \epsilon_{cu3} \cdot E_s}{f_{s.yd} + \epsilon_{cu3} \cdot E_s} \quad \xi_{c0} = 0.493$$

$$\xi'_{c0} := \frac{c \cdot \epsilon_{cu3} \cdot E_s}{\epsilon_{cu3} \cdot E_s - f_{s.yd}} \quad \xi'_{c0} = 2.111$$

Strand (EN 10138)

Y1860 S7-12.5

Design value of modulus of elasticity of prestressing steel: $E_p = 195 \cdot \frac{kN}{mm^2}$

Nominal diameter: $\phi_p = 12.5 \text{ mm}$

Characteristic tensile strength of prestressing steel: $f_{pk} = 1860 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Nominal cross-sectional area (1 strand): $A_p = 93 \cdot mm^2$

Characteristic 0,1% proof-stress of prestressing steel: $f_{p0.1k} = 1580 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Limit of strain: $\epsilon_{pH} = 2.5\%$

Tensile strength of prestressing steel: $f_p = 1375 \cdot \frac{N}{mm^2}$

Limit of elastic strain: $\epsilon_{lim} := \frac{f_p}{E_p} = 0.71\%$

Weight per unit volume

RC structures: Fill, backfill: Pavement:

$$\gamma_{rc} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_p := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

2. LOADS AND ACTIONS

2.1. PERMANENT LOAD

Loading from the simple beam model of superstructure (DL1):

Selfweight of girder: $g_{DL1} := g_{prc} = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Loading from the simple beam model of superstructure (DL2):

Selfweight of bridge deck: $g_{DL2} := t_{d,avg} \cdot \gamma_{rc} = 6.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Loading for the continuous beam model of superstructure (DL3):

Weight of waterproofing and pavement:

$$g_{pavement} := t_p \cdot \gamma_p = 1.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Weight of sidewalks:

$$g_{sidewalk.l} := (b_l - b_{s,e}) \cdot (t_p + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{rc} + b_{s,e} \cdot h_{s,e} \cdot \gamma_{rc} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{sidewalk.r} := (b_r - b_{s,e}) \cdot (t_p + 15\text{cm}) \cdot \gamma_{rc} + b_{s,e} \cdot h_{s,e} \cdot \gamma_{rc} = 13.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Weight of guard railing + pedestrian fence + installations:

$$g_{other.l} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{other.r} := 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- for middle-positioned girders:

$$g_{DL3.m} := g_{pavement} = 1.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- for edge-positioned girders:

$$g_{DL3.s} := \max\left[(g_{sidewalk.r} + g_{other.r}) \div b_r, (g_{sidewalk.l} + g_{other.l}) \div b_l \right] = 9.23 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

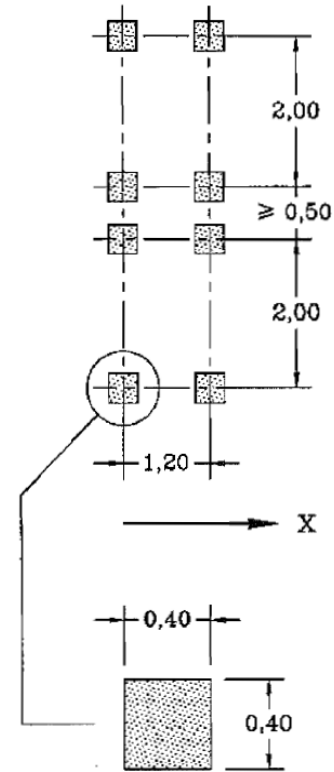
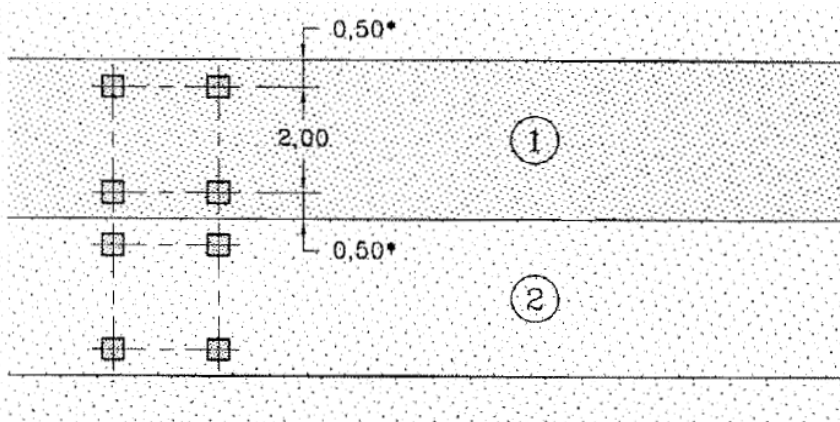
- for the preliminary calculations DL3 is taken for the larger value regardless of which girder position is chosen critical for the traffic loads:

$$g_{DL3} := \max(g_{DL3.m}, g_{DL3.s})$$

2.2. INCIDENTAL LOADS

2.2.1. TRAFFIC LOADS

LM1 Traffic load model



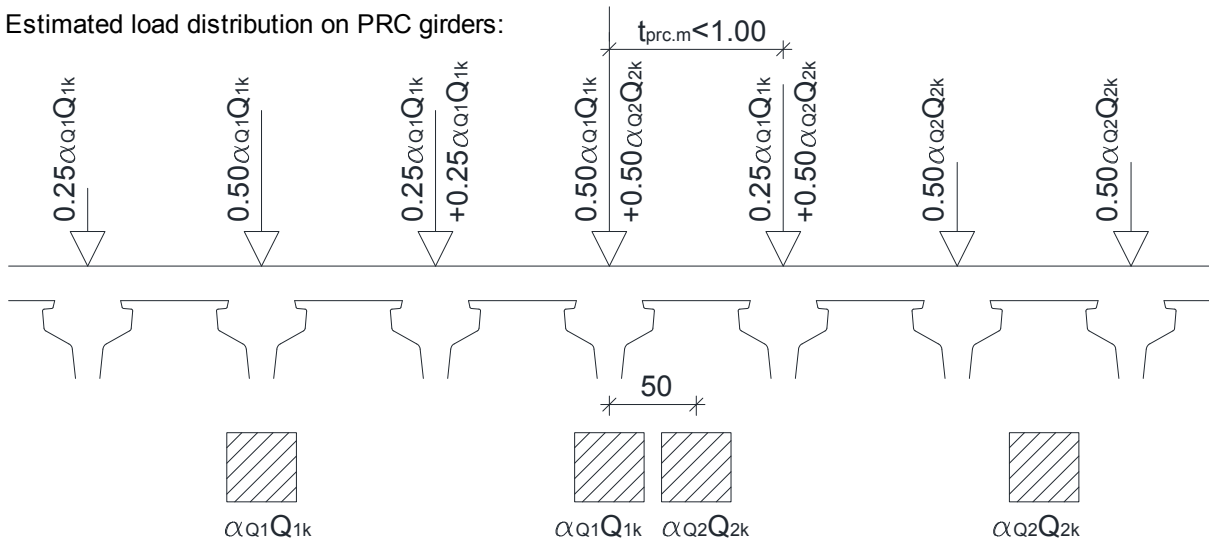
Location	Tandem system TS		UDL system	
	Axle loads		q_{1k} [kN/m ²]	α_{qi}
	Q_{1k} [kN]	α_{Qi}		
Lane Number 1	300	1.00	9.00	1.00
Lane Number 2	200	1.00	2.50	1.00
Remaining area			2.50	1.00

For span lengths greater than 10 m, each tandem system are replaced in each lane by a one-axle concentrated load of weight equal to the total weight of the two axles:

Lane Number 1: $600 \alpha_{Q1}$ kN

Lane Number 2: $400 \alpha_{Q2}$ kN

Estimated load distribution on PRC girders:



$$Q_{TS} := 0.50 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + 0.50 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 250 \cdot \text{kN} \quad q_{UDL} := \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 9.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Uniformly distributed load on sidewalks

$$q_{fk} := 5.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2.2. WIND ACTIONS

Simultaneous wind effect is neglected for the preliminary design phase.

2.2.3.THERMAL ACTIONS

Thermal actions are neglected during the preliminary design phase as for their simultaneity with traffic loads is to be omitted in ULS calculations according to "EN 1990"

2.2.4.TRAMMED SHRINKAGE

The effect of trammed shrinkage between RC deck slab and the PRC girders -, due to different age of the members - is calculated with the parameters of the composite cross section.

2.2.5. SEISMIC LOAD

As for the seismic effect in Z directions is not to be considered, seismic load is not significant.

2.3. LOAD COMBINATIONS

We calculate the significant bending moments for girders from listed loads in every span.

- selfweight of girder	g_1	simply supported beam static model
- selfweight of bridge deck	g_2	simply supported beam static model
- selfweight of asphalt paving	g_3	continuous beam static model
+ kerb and road barrier		
- tandem system	Q_i	continuous beam static model
- uniformly distributed traffic load	q_{ik}	continuous beam static model

ULS (a,b)

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

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

Seismic

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

Characteristic

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

Frequent

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

Quasipermanent

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

Safety factors

Permanent loads: $\gamma_G := 1.35$ $\xi := 0.85$

Prestressing: $\gamma_P := 1.00$

Traffic loads: $\gamma_Q := 1.35$

$\psi_{0,TS} := 0.75$ $\psi_{1,TS} := 0.75$ $\psi_{2,TS} := 0$

$\psi_{0,UDL} := 0.40$ $\psi_{1,UDL} := 0.40$ $\psi_{2,UDL} := 0$

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

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

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

$$\gamma_{k,sup} = 1,35^1)$$

$$\gamma_{k,inf} = 1,00$$

$\gamma_0 = 1,35$ when Q represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,45$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 11 to 31 (except 16, 17, 26³⁾ and 27³⁾), load models LM71, SW/0 and HSLM and real trains, when considered as individual leading traffic actions (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,20$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 16 and 17 and SW/2 (0 when favourable)

$\gamma_0 = 1,50$ for other traffic actions and other variable actions²⁾

$\xi = 0,85$ (so that $\xi \gamma_{k,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{k,set} = 1,20$ in the case of a linear elastic analysis, and $\gamma_{k,set} = 1,35$ in the case of a non linear analysis, for design situations where actions due to uneven settlements may have unfavourable effects. For design situations where actions due to uneven settlements may have favourable effects, these actions are not to be taken into account. See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.

$\gamma^P =$ recommended values defined in the relevant design Eurocode.

¹⁾This value covers: self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.

²⁾This value covers: variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.

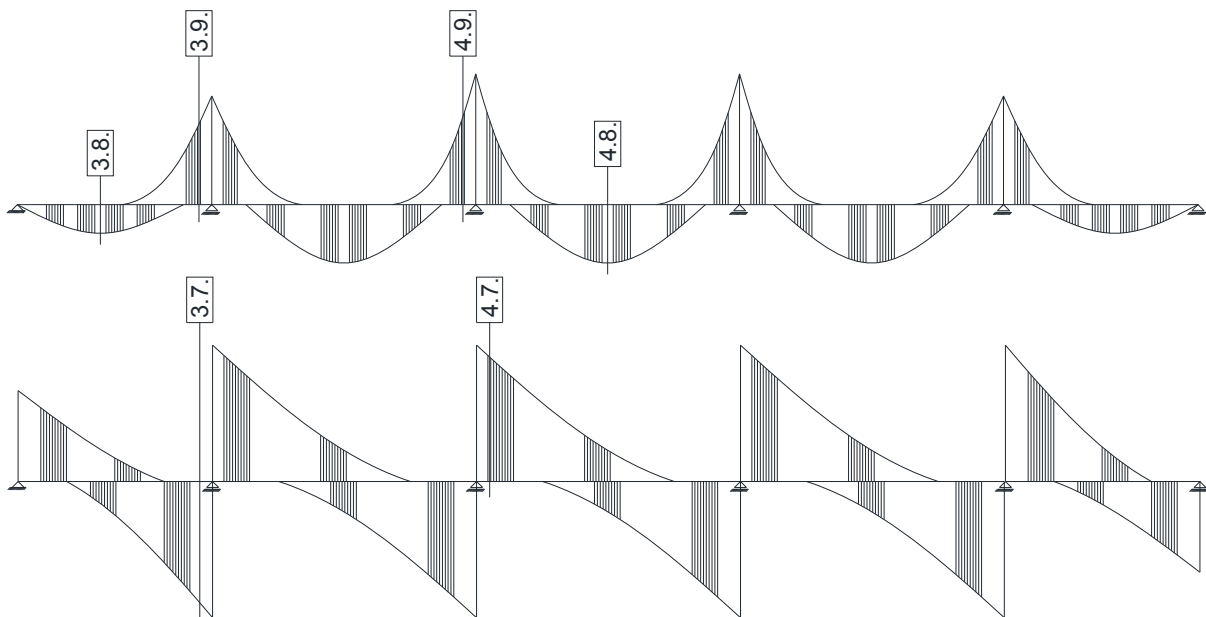
³⁾For rail traffic actions for groups of loads 26 and 27 $\gamma_0 = 1,20$ may be applied to individual components of traffic actions associated with SW/2 and $\gamma_0 = 1,45$ may be applied to individual components of traffic actions associated with load models LM71, SW/0 and HSLM, etc.

NOTE 3 The characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by $\gamma_{k,sup}$ if the total resulting action effect is unfavourable and $\gamma_{k,inf}$ if the total resulting action effect is favourable. For example, all actions originating from the self-weight of the structure may be considered as coming from one source; this also applies if different materials are involved. See however A.2.3.1(2).

NOTE 4 For particular verifications, the values for γ_0 and γ_k may be subdivided into γ_i and γ_k and the model uncertainty factor $\gamma_{k,sk}$. A value of $\gamma_{k,sk}$ in the range 1,0–1,15 may be used in most common cases and may be modified in the National Annex.

NOTE 5 Where actions due to water are not covered by EN 1997 (e.g. flowing water), the combinations of actions to be used may be specified for the individual project.

SPECIFICATION / EXPLANATION OF PERFORMED DESIGN CHECKS IN THE PRELIMINARY DESIGN



In addition to girder-end checks in the prestressing stage the design checks below have been performed for critical internal forces:

(critical internal forces were calculated by integrating distributed loads and multiplication of point loads over influence lines)

Calculation of L=16.80 PRC girders

- 3.7. Calculation of girder over support for max. shear force
- 3.8. Calculation of girder in mid-span for max. bending moments
- 3.9. Calculation of girder over support for min. bending moments

Calculation of L=22.80 PRC girders

- 4.7. Calculation of girder over support for max. shear force
- 4.8. Calculation of girder in mid-span for max. bending moments
- 4.9. Calculation of girder over support for min. bending moments

3. CALCULATION OF L = 16.80 PRC GIRDERS

3.1. GEOMETRIC DATA

Distance of girders:

Prescribed min. and avg. thickness of deck:

$$t_{\text{prc.m}} = 0.900 \text{ m}$$

$$t_{\text{prc.s}} := 0.5 \cdot (t_{\text{prc.m}} + 52\text{cm})$$

$$t_{\text{d.min}} := 20\text{cm}$$

$$t_{\text{d.avg}} = 24\text{-cm}$$

Effective deck width of composite cross section:

Girder length:

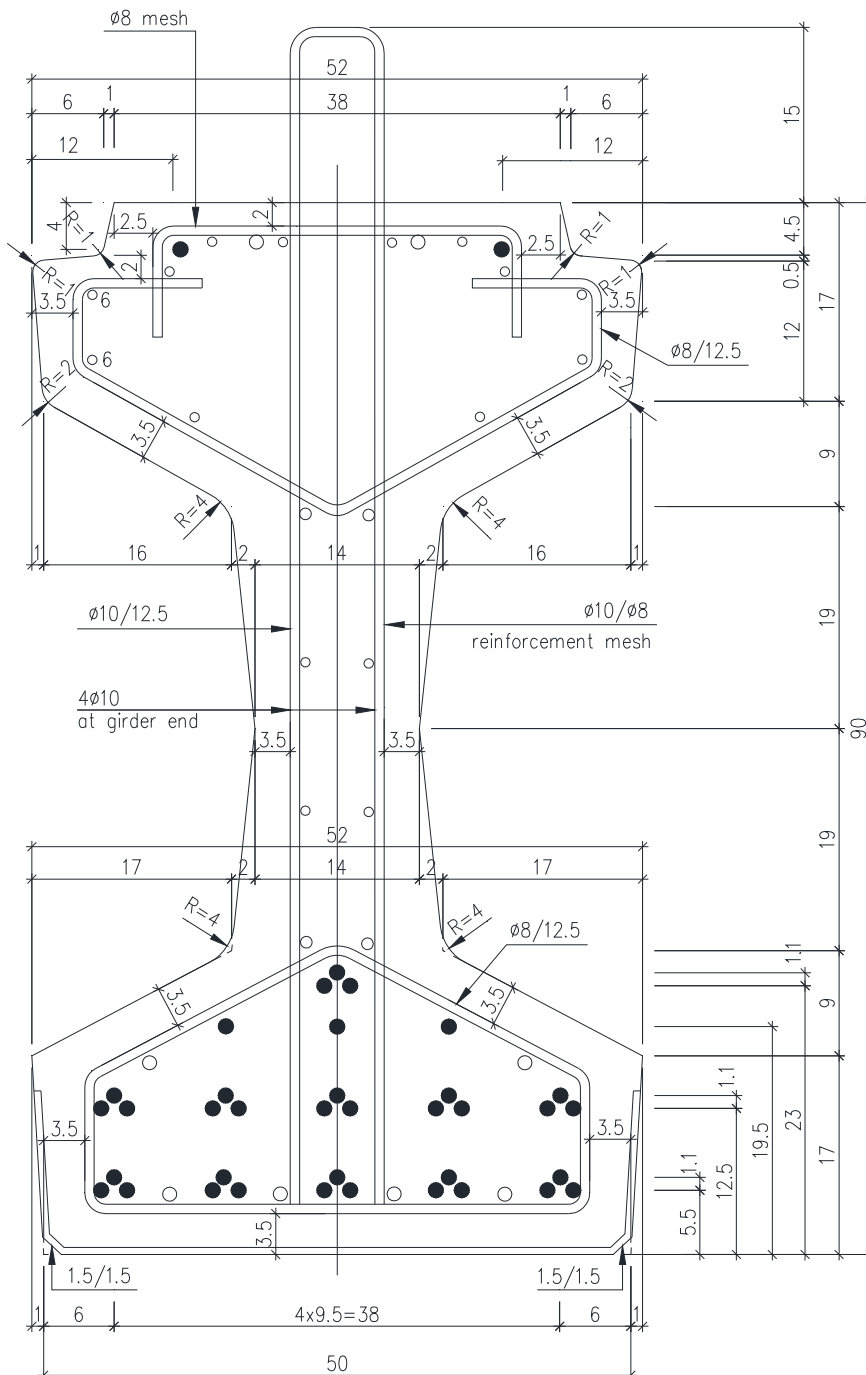
$$L_{\text{at}} = 16.80 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.s}} := \min(52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.s}}) = 0.710 \text{ m}$$

Span:

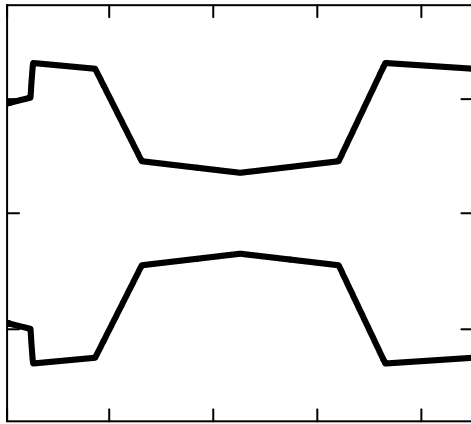
$$L_a = 17.10 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.m}} := \min(\min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t) + 52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.m}}) = 0.900 \text{ m}$$



Cross-section geometry of girder:

190	200	260	250	90	70	90	260	250
0	45	50	170	260	450	640	730	900



Cross-sectional area:

$$A_1 = 2905.9 \cdot \text{cm}^2$$

Inertia of the girder:

$$I_1 = 2692825.4 \cdot \text{cm}^4$$

Girder's static moment on the top of the deck:

$$S_1 = 133269.4 \cdot \text{cm}^3$$

Upper and lower cross-section modulus:

$$W_{1f} = 58715.88 \cdot \text{cm}^3$$

Number of girders:

$$n_{\text{prc}} = 10 \text{ pcs}$$

Girder's center of gravity from the top of the section:

$$y'_1 = 45.9 \cdot \text{cm}$$

Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$y_1 := y'_1 + t_{d,\text{min}}$$

$$y_1 = 65.9 \cdot \text{cm}$$

Strands in the cross-section:

$$W_{1a} = 61009.18 \cdot \text{cm}^3$$

n	2	1	0	0	2	4	5	10
Y	40	660	670	705	765	775	835	845

3.2. CONCRETE PROPERTIES FOR PRESTRESSING

Relative humidity (outside condition): $RH := 80\%$

Adjusted concrete age as a result of the curing technology: $t_T := 5 \text{ days}$

Notional size of PRC beam and deck slab:

Cement class factor:

$$A_{\text{prc}} := 0.290 \text{m}^2$$

$$u_{\text{prc}} := 3.14 \text{m}$$

(N class cement is considered for the further calculations)

$$h_{0,\text{prc}} := 2 \cdot A_{\text{prc}} \div u_{\text{prc}} \quad h_{0,\text{deck}} := t_{d,\text{avg}} \quad s_c := 0.20$$

Coefficient for the development a concrete properties depending on the age of the concrete:

$$\beta_{\text{cc,p}} := e^{s_c \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_T}}\right)} \quad \beta_{\text{cc,p}} = 0.76$$

Concrete properties during prestressing of strands:

$$E_{\text{cm,p}} = 34.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{cm,p}} = 44.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ck,p}} = 36.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctm,p}} = 3.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctk,p}} = 2.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Limit of concrete compressive stress for temporary conditions (such as the prestressing of strands) is described as $f_{\text{ck}}(t) \times k_6$ value according to EN 1992, where k_6 factor may be taken up to 0.90 according to manufacturers' recommendations based on extensive manufacturing experience.

3.3. INITIAL AND EFFECTIVE PRESTRESSING FORCE

Initial prestressing force:

$$\boxed{\sigma_{\text{ini}} := 1240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \quad < \quad \sigma_{\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{\text{pk}}, 0.9 \cdot f_{\text{p0.1k}}) \quad \boxed{\sigma_{\text{max}} = 1422 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Loss from temperature difference (concrete curing):

$$\Delta T := 40 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (estimated value)} \quad \alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

$$\Delta \sigma_T := \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E_p \quad \boxed{\Delta \sigma_T = 78.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Loss from strand/bench slip:

$$\varepsilon_{\text{slip}} := 0.010\% \text{ (manufacturers recommendation)}$$

$$\Delta \sigma_{\text{slip}} := E_p \cdot \varepsilon_{\text{slip}} \quad \boxed{\Delta \sigma_{\text{slip}} = 19.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Initial loss from stand relaxation:

$$\mu_{\text{ini}} := \sigma_{\text{ini}} \div f_{\text{pk}} \quad \rho_{1000} := 2.5 \text{ (\%)} \quad t_0 := 1 \text{ days} \quad \text{(prestressing stage)}$$

Relaxation (Class 2):

$$\Delta \sigma_{\text{pr.t0}} := \sigma_{\text{ini}} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{\text{ini}} \cdot (0.024 \cdot t_0)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{\text{ini}})} \cdot 10^{-5} \quad \boxed{\Delta \sigma_{\text{pr.t0}} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Calculated loss from elastic deformation:

$$F_{0p} := \sigma_{\text{ini}} \cdot \sum n_p \cdot A_p \quad F_{0p} = 2768 \cdot \text{kN} \quad M_{0p} := F_{0p} \cdot (y_p - y_1) \quad M_{0p} = 805.871 \cdot \text{kNm}$$

$$\Delta \sigma_{\text{el}} := \frac{0.5 \cdot E_p \cdot M_{0p}}{I_1 \cdot E_{\text{cm,p}}} \cdot (y_p - y_1) \quad \boxed{\Delta \sigma_{\text{el}} = 24.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Effective prestressing force:

$$\sigma_{\text{eff}} := \sigma_{\text{ini}} - \Delta \sigma_T - \Delta \sigma_{\text{slip}} - \Delta \sigma_{\text{pr.t0}} - \Delta \sigma_{\text{el}}$$

$$\boxed{\sigma_{\text{eff}} = 1114 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \quad < \quad \sigma_{\text{max}} := \min(0.75 \cdot f_{\text{pk}}, 0.85 \cdot f_{\text{p0.1k}}) \quad \boxed{\sigma_{\text{max}} = 1343 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

3.4. TIME DEPENDENT PRESTRESS LOSSES

Time-dependent prestress losses are calculated for each of the examined cross-sections according to the prescribed formula given in EN 1992

$$\Delta \sigma_{\text{p.csr}}(t) = \frac{\sigma_{\text{c.QP}} \cdot \frac{E_p}{E_b} \cdot \phi(t, t_0) + E_p \cdot \varepsilon_{\text{cs}}(t)}{1 + \frac{E_p}{E_b} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{\text{cp}}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \phi(t, t_0))}$$

Loss from stand relaxation: $\Delta\sigma_{pr}(t) := \sigma_{ini} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{ini} \cdot (0.024 \cdot t)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{ini})} \cdot 10^{-5}$

$t_1 := 100$ days $\Delta\sigma_{pr,t1} := \Delta\sigma_{pr}(t_1) - \Delta\sigma_{pr,t0}$ $t_2 := 10000$ days $\Delta\sigma_{pr,t2} := \Delta\sigma_{pr}(t_2) - \Delta\sigma_{pr,t0}$

(concreting of the RC deck)

$$\Delta\sigma_{pr,t1} = 7.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

(final stage)

$$\Delta\sigma_{pr,t2} = 31.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Concrete creep and shrinkage values for the concreting of RC deck and the final stage:

$\epsilon_{t1} = 0.018\%$ $\epsilon_{t2} = 0.028\%$ $\epsilon_{deck} = 0.027\%$ $\phi_{t1} = 0.92$ $\phi_{t2} = 1.65$

3.5. DEFINITION OF END-ZONE AND ANCHORAGE LENGTH

Influential factors for anchorage length:

$\eta_{p1} := 3.20$ coefficient for type of tendon (3 and 7-wire strands)

$\eta_1 := 1.00$ coefficient related to the quality of the bond condition ("good" bond condition)

$\alpha_1 := 1.25$ for sudden release

$\alpha_2 := 0.19$ for 3 and 7-wire strands

The bond strength for anchorage in ULS state:

$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctm,p}$ $f_{bpt} = 9.9 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{eff}}{f_{bpt}}$ $l_{pt} = 33.4 \cdot cm$

The design value of the transmission length should be taken as the less favourable of two values, depending on the design situation:

$l_{pt,inf} := 0.80 \cdot l_{pt}$ $l_{pt,sup} := 1.20 \cdot l_{pt}$

Concrete stresses may be assumed to have a linear distribution outside the dispersion length:

$l_{disp,inf}(h_{prc}) := \sqrt{l_{pt,inf}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2}$ $l_{disp,sup}(h_t) := \sqrt{l_{pt,sup}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2}$

$l_{disp,inf}(h_{prc}) = 0.853$ m $l_{disp,sup}(h_{prc}) = 0.904$ m

For design checks performed at the girder end (such as shear resistance check) stresses will be calculated at the superior value of the linear distribution length as for:

$l_{disp,sup}(h_{prc}) = 0.904$ m $\sim 0.85 \cdot (h_{prc} + t_{d,min}) = 0.935$ m

Improved reinforcement of end-zone is provided in product plans!

3.6. DESIGN CHECK OF GIRDER END

DURING PRESTRESSING OF STRANDS AND CONCRETING OF RC DECK

Position/section: $x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$

Effective height of reinforcement:

Reinforcement of girder end: 2o16 + 2 strands

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} - 40\text{mm} = 0.860\text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := 2 \cdot 2\text{cm}^2 + 2 \cdot A_p = 5.86 \cdot \text{cm}^2$$

3.6.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 52.1 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 38.8 \cdot \text{kNm}$$

3.6.2. CALCULATION OF CONCRETE STRESSES

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T0_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t0} =$	3.775	$\sigma_{-4t0} =$	-20.429
"G1"		-0.888		0.855
"SUM"		2.887		-19.574

Cracked cross-section

External bending moment:

$$M_{\text{ext}} := -M_{G1} = -52.138 \cdot \text{kNm}$$

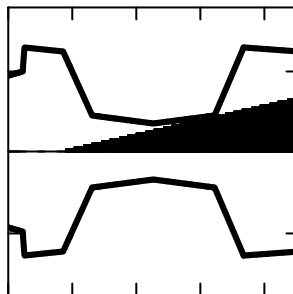
Location of the neutral axis:

$$x_{\text{neut}} = 73.5 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00073 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{3t0} = 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{3t0.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t0} = -19.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t0.II} = -20.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stress in the bottom of the cross-section:

$$\sigma_{4t0.II} = -20.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.7 \cdot f_{\text{ck,p}} = 25.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t1} =$	3.426	$\sigma_{-4t1} =$	-18.543
"G1"		-0.888		0.855
"G2"		-0.660		0.858
"SUM"		1.878		-16.831

Cracked cross-section

External bending moment:

$$M_{\text{ext}} := -(M_{G1} + M_{G2}) = -90.919 \cdot \text{kNm}$$

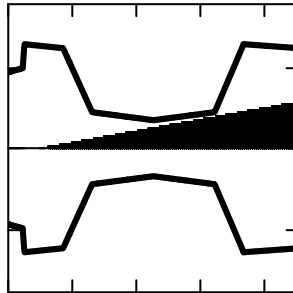
Location of the neutral axis:

$$x_{\text{neut}} = 79.1 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00112 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{3,t1} = 1.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4,t1} = -16.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{3,t1.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4,t1.II} = -17.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stress in the bottom of the cross-section:

$$\sigma_{4,t1.II} = -17.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck,prc}} = 30.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

3.7. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MAX. SHEAR FORCE

General middle-positioned girder is calculated!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp,m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc,m}}$$

Position/section:

$$x_1 := l_{\text{disp,sup}}(h_{\text{prc}})$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

Inertia of the girder:

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u,d} = 147894 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l,d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

3.7.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 52 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 39 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{G1} = 54 \cdot \text{kN}$$

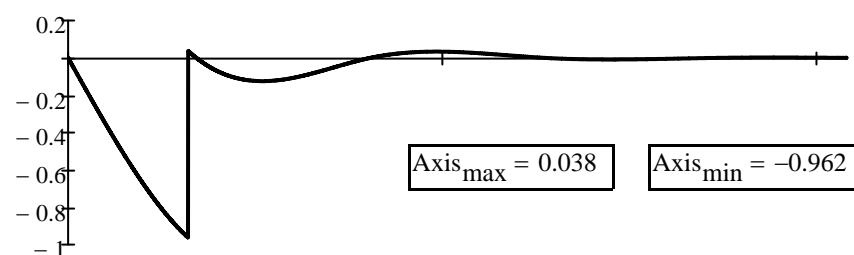
$$V_{G2} = 40 \cdot \text{kN}$$

Effects on the continous superstructure

$$X := "V"$$

$$\text{Section} := L_a - (0.5 \cdot 40 \text{cm} + l_{\text{disp,sup}}(h_{\text{prc}}))$$

Diagram areas:



$$T_{\text{sum}} = -9.849$$

$$T_{\text{pos}} = 0.521$$

$$T_{\text{neg}} = -10.371$$

Bending moment from the third part of permanent loads:

$$V_{G3} := -T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m = 82 \cdot \text{kN}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$V_{\text{UDL}} := -T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m = 84 \cdot \text{kN}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$V_{\text{TS}} := -\text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} = 241 \cdot \text{kN}$$

Critical max. shear force on the girder

$$V_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (V_{G1} + V_{G2} + V_{G3}) \dots = 641 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_Q \cdot (V_{\text{TS}} + V_{\text{UDL}})$$

3.7.2. CALCULATION OF SHEAR RESISTANCE

Sheared cross section properties

$$b_w := 140 \text{ mm}$$

$$z_w := 0.90 \cdot d_{\text{eff}}$$

$$z_w = 0.774 \text{ m}$$

Axial force from prestressing:

$$F_{3p} = 2067 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{\text{cp}} := \frac{F_{3p}}{A_5}$$

$$\sigma_{\text{cp}} = 4.65 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mean compressive stress in the cross-section:

Shear resistance of concrete cross-section neglecting shear reinforcement:

$$k := \max\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{z_w}}\right) \quad k = 2.000$$

$$k_1 := 0.15 \quad v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot \left(\frac{f_{\text{ck.prc}} \cdot \text{mm}^2}{\text{N}}\right)^{0.5} \quad v_{\text{min}} = 0.700$$

$$V_{\text{Rd.c}} := \left(v_{\text{min}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}\right) \cdot b_w \cdot z_w \quad V_{\text{Rd.c}} = 151.437 \cdot \text{kN}$$

Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord:

$$\alpha_{\text{cp}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{cp}} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd.prc}}}\right) & \text{if } 0 < \sigma_{\text{cp}} \leq 0.25 \cdot f_{\text{cd.prc}} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{\text{cd.prc}} < \sigma_{\text{cp}} \leq 0.50 \cdot f_{\text{cd.prc}} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd.prc}}}\right) & \text{if } 0.50 \cdot f_{\text{cd.prc}} < \sigma_{\text{cp}} \leq f_{\text{cd.prc}} \end{cases} \quad \alpha_{\text{cp}} = 1.164$$

The angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force:

$$\theta := \operatorname{acot} \left(\max \left(1.0, \operatorname{if} \left(\frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}} < 0.52 + 0.56 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd,prc}}, \frac{1.2 - 1.4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd,prc}}}{1 - \frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}}}, 2.5 \right) \right) \right) \quad \cot(\theta) = 1.270 < 2.50$$

Streight reduction factor:

(assuming that shear reinforcement is above 80% of the characteristic yield stress)

$$v := 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck,prc}}{250} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right) \quad v = 0.480$$

Shear reinforcement:

Reinforcement mesh along the girder: $n_w := 2 \cdot db$ $\phi_w := 10 \cdot \text{mm}$ $t_w := 125 \cdot \text{mm}$ $\alpha_w := 90^\circ$

Additional girder-end einforcement: $n_a := 2 \cdot db$ $\phi_a := 10 \cdot \text{mm}$ $t_a := 250 \cdot \text{mm}$ $\alpha_a := 90^\circ$

The maximum effective shear reinforcement:

$$A_{sw,eff} := 0.5 \cdot \alpha_{cp} \cdot v \cdot f_{cd,prc} \cdot \frac{b_w}{f_{s,yd}} = 25.5 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SUITABLE!} \quad A_{sw,eff} > A_{sw}$$

$$A_{sw} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \sin(\alpha_w) \cdot \pi}{4 \cdot t_w} + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \sin(\alpha_a) \cdot \pi}{4 \cdot t_a} = 18.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

The maximum available shear resistance:

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cp} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)}$$

$$\boxed{V_{Ed} = 641 \cdot \text{kN}} < \boxed{V_{Rd,max} = 768 \cdot \text{kN}} \quad \text{SUITABLE!}$$

Actual shear resistance:

$$V_{Rd,s} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_w} \cdot z_w \cdot f_{s,yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_w)) \cdot \sin(\alpha_w) + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_a} \cdot z_w \cdot f_{s,yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_a)) \cdot \sin(\alpha_a)$$

$$\boxed{V_{Rd,s} = 806 \cdot \text{kN}} > \boxed{V_{Ed} = 640.9 \cdot \text{kN}} \quad \text{SUITABLE!}$$

3.8. CALCULATION OF GIRDER IN MID-SPAN FOR MAX. BENDING MOMENTS

General middle-positioned girder is calculated!

$$\boxed{t_{comp} := t_{comp,m}}$$

$$\boxed{t_{prc} := t_{prc,m}}$$

Position/section:

$$\boxed{x_1 := 0.5 \cdot L_{at}}$$

Composite cross section properties

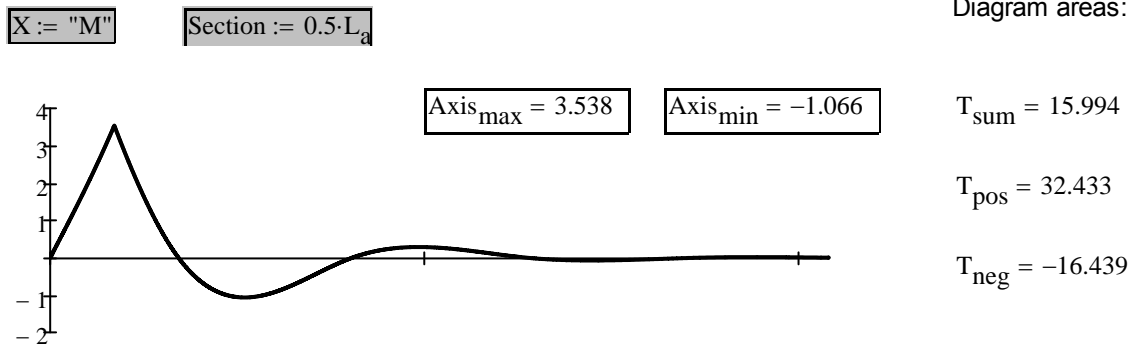
Cross-sectional area:	Girder's center of gravity from the top of the deck:	Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:	
$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$			
Inertia of the girder:	$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$	$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3$	$W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$
$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$		$W_{5u,d} = 147894 \cdot \text{cm}^3$	$W_{5l,d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$
Internal forces from the trammed shrinkage:		$N_\varepsilon = -421 \cdot \text{kN}$	$M_\varepsilon = -154 \cdot \text{kNm}$

3.8.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$M_{G1} = 256 \cdot \text{kNm}$	$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$M_{G2} = 191 \cdot \text{kNm}$
---	---------------------------------	---	---------------------------------

Effects on the continous superstructure



Bending moment from the third part of permanent loads:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot \text{m}^2 = 133 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{pos}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot \text{m}^2 = 263 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{max}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot \text{m} = 884 \cdot \text{kNm}$$

Critical max. bending moments on the girder

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) \dots = 2214 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1348 \cdot \text{kNm}$$

$$+ \gamma_Q \cdot (M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}) \quad + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1727 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 579 \cdot \text{kNm}$$

$$+ M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}} \quad + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

3.8.2. CALCULATION OF CONCRETE STRESSES

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	3.458	-18.714
"G1"	-4.362	4.198
"G2"	-3.245	3.123
"SUM"	-4.149	-11.393

$\sigma_{-3_{t1}} =$ $\sigma_{-4_{t1}} =$

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	3.285	-17.777
"G1"	0.000	0.000	-4.362	4.198
"G2"	0.000	0.000	-3.245	3.123
"G3"	-0.898	-0.512	-0.598	1.433
"ε"	0.490	0.937	-1.640	0.712
"TS"	-5.980	-3.409	-3.985	9.542
"UDL"	-1.776	-1.013	-1.183	2.834
"SUM"	-8.165	-3.997	-11.729	4.064

$\sigma_{-1_k} =$ $\sigma_{-2_k} =$ $\sigma_{-3_k} =$ $\sigma_{-4_k} =$

$$\sigma_{4_k} = 4.1 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm.prc} = 4.1 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Cracked cross-section is to be calculated!

$$\sigma_{3_k} = -11.7 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$0.6 \cdot f_{ck.prc} = 30 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Longitudinal cracks would not occur!

SLS quasipermanent stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	3.285	-17.777
"G1"	0.000	0.000	-4.362	4.198
"G2"	0.000	0.000	-3.245	3.123
"G3"	-0.898	-0.512	-0.598	1.433
"ε"	0.490	0.937	-1.640	0.712
"TS"	0.000	0.000	0.000	0.000
"UDL"	0.000	0.000	0.000	0.000
"SUM"	-0.409	0.425	-6.561	-8.311

$\sigma_{-1_q} =$ $\sigma_{-2_q} =$ $\sigma_{-3_q} =$ $\sigma_{-4_q} =$

$$\sigma_{4_q} = -8.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

DECOMPRESSION CONDITION HAS BEEN FULFILLED !

$$\sigma_{3_q} = -6.6 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ck.prc} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Linear creep may be assumed!

Cracked cross-section

External bending moment:

$$M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$$

Effective height of strands:

$$d_{\text{eff}} := y_p$$

Reinforcement = Prestress strands

$$A_{\text{strand}} := \left(\sum n_p - n_{p0} \right) \cdot A_p$$

Location of the neutral axis:

$$x_{\text{n.low}} = 36.472 \cdot \text{cm}$$

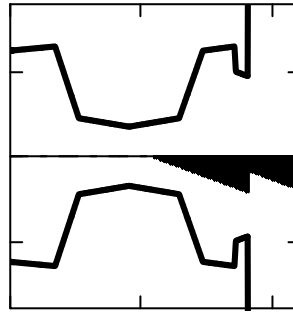
$$x_{\text{n.up}} = 33.704 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{n.low}} = -0.00203 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\kappa_{\text{n.up}} = -0.00243 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{1k} = -8.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = -4.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = -11.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k} = 4.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{1k.II} = -13.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k.II} = -5.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k.II} = -12.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Max. stress in prestress strands (SLS characteristic):

$$\sigma_{\text{s.ext}} := -\kappa_{\text{n.low}} \cdot (d_{\text{eff.low}} - x_{\text{n.low}} - t_{\text{d.min}}) \cdot E_p$$

$$\sigma_{\text{s.max}} := \sigma_{\text{eff}} - \Delta\sigma_{\text{p.csr.t2}} + \sigma_{\text{s.ext}} = 1159 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.75 \cdot f_{\text{pk}} = 1395 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

$$\sigma_{3k.II} = -12.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Longitudinal cracks would not occur!

3.8.3. CALCULATION OF BENDING MOMENT RESISTANCE

Calculation is based on the theory of E. Mörsch. Position of the neutral axis was calculated from normal force vectorial balance assumption.

Normal reinforcement of the PRC girder is neglected for safety.

- Neutral axis position:

$$x_{\text{neut}} = 18.6 \cdot \text{cm}$$

- Tension in strands:

$$F_p = 3043 \cdot \text{kN}$$

- Compression in concrete:

$$F_c = 3043 \cdot \text{kN}$$

- Relative rotation at ultimate limit state:

$$\kappa = 0.01877 \frac{1}{\text{m}}$$

- Position of tensile force from the top of the deck:

$$s_t = 95.6 \cdot \text{cm}$$

- Position of compressive force from the top of the deck:

$$s_c = 7.5 \cdot \text{cm}$$

- Stresses in strands along the cross-section:

$$\sigma_p^T = \begin{bmatrix} 123 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 \end{bmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Bending moment resistance:

$$M_{\text{Rd}} = 2682 \cdot \text{kNm}$$

- ULS safety factor:

$$n_{\text{crit}} = 1.21 > 1.0 \quad \text{SUITABLE!}$$

3.9. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MIN. BENDING MOMENTS

General middle-positioned girder is calculated!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Critical maximum bending moment values for ultimate bending moment resistance are taken from the position over the edge of cross girder, while bending moment values for normal stress calculation are taken from the girder-end linear distribution length.

Position/section:

$$x'_1 := 40\text{cm}$$

$$x_1 := l_{\text{disp.inf}}(h_{\text{prc}})$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area: Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:

Inertia of the girder: $y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u,d} = 147894 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l,d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

Internal forces from the trammed shrinkage:

$$N_{\epsilon} = -421 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\epsilon} = -154 \cdot \text{kNm}$$

Longitudinal reinforcement of concrete deck over supports

upper: o12/200+o20/200

lower: o12/200+o20/200

Effective height of reinforcement:

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} + 0.5 \cdot t_{\text{d.min}} = 1.000 \text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := (21.36 + 21.36) \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot t_{\text{comp}}$$

3.9.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 49 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 37 \cdot \text{kNm}$$

$$M'_{G1} = 24 \cdot \text{kNm}$$

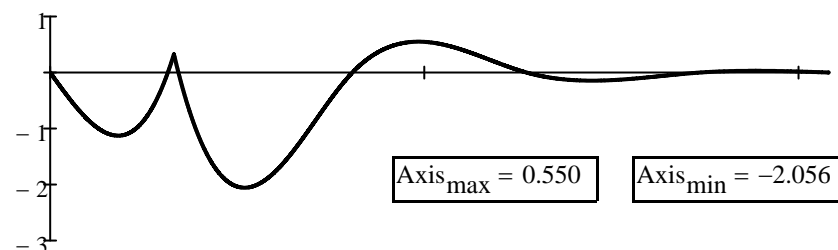
$$M'_{G2} = 18 \cdot \text{kNm}$$

Effects on the continuous superstructure

$$X := "M"$$

$$\text{Section} := 17.10\text{m} - (0.5 \cdot 40\text{cm} + 40\text{cm})$$

Diagram areas:



$$T_{\text{sum}} = -34.723$$

$$T_{\text{pos}} = 8.494$$

$$T_{\text{neg}} = -43.217$$

Bending moment from the third part of permanent loads:

$$M'_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -288 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$M'_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -350 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$M'_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -514 \cdot \text{kNm}$$

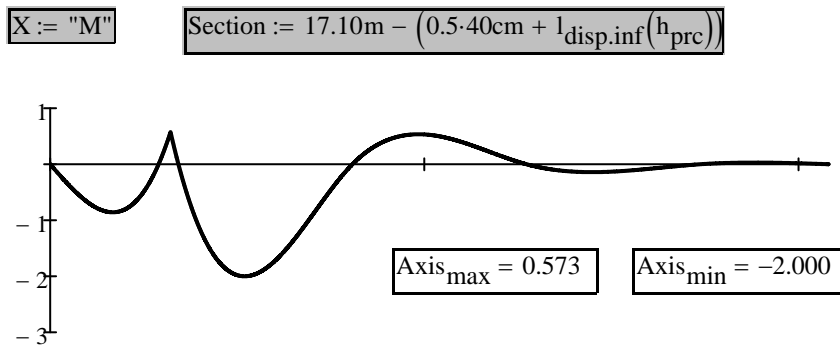


Diagram areas:

$$T_{\text{sum}} = -30.136$$

$$T_{\text{pos}} = 8.772$$

$$T_{\text{neg}} = -38.908$$

Bending moment from the third part of permanent loads:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -250 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -315 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -500 \cdot \text{kNm}$$

Critical max. bending moments on the girder

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M'_{G1} + M'_{G2} + M'_{G3}) \dots = -1450 \cdot \text{kNm} \\ + \gamma_Q \cdot (M'_{\text{TS}} + M'_{\text{UDL}})$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -979 \cdot \text{kNm} \\ + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -665 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -164 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

3.9.2. CALCULATION OF CONCRETE STRESSES

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	3.458	-18.714
"G1"	-4.362	4.198
"G2"	-3.245	3.123
"SUM"	-4.149	-11.393

$\sigma_{-3_{t1}} =$ $\sigma_{-4_{t1}} =$

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	3.087	-16.705
"G1"	0.000	0.000	-0.841	0.809
"G2"	0.000	0.000	-0.625	0.602
"G3"	1.692	0.965	1.128	-2.700
"ε"	0.490	0.937	-1.640	0.712
"TS"	3.381	1.927	2.252	-5.394
"UDL"	2.131	1.215	1.420	-3.400
"SUM"	7.694	5.043	4.780	-26.076

$\sigma_{-1_k} =$ $\sigma_{-2_k} =$ $\sigma_{-3_k} =$ $\sigma_{-4_k} =$

$$\sigma_{1_k} = 7.7 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

>

$$f_{ctm,deck} = 3.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Cracked cross-section is to be calculated!

$$\sigma_{4_k} = -26.1 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{ck,prc} = 30 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Longitudinal cracks would not occur!

SLS quasipermanent stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	3.087	-16.705
"G1"	0.000	0.000	-0.841	0.809
"G2"	0.000	0.000	-0.625	0.602
"G3"	1.692	0.965	1.128	-2.700
"ε"	0.490	0.937	-1.640	0.712
"TS"	0.000	0.000	0.000	0.000
"UDL"	0.000	0.000	0.000	0.000
"SUM"	2.182	1.901	1.108	-17.282

$\sigma_{-1_q} =$ $\sigma_{-2_q} =$ $\sigma_{-3_q} =$ $\sigma_{-4_q} =$

$$\sigma_{4_q} = -17.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$f_{ck,prc} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Linear creep may be assumed!

$$\sigma_{1_q} = 2.2 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$f_{ctm,deck} = 3.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Crack control check is not necessary!

Cracked cross-section

External bending moment: $M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$

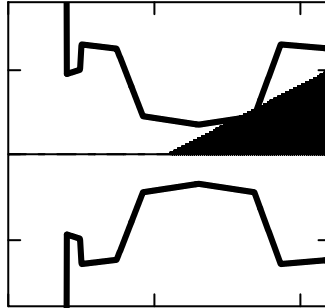
Location of the neutral axis:

$$x_{\text{neut}} = 55.043 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00318 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{1k} = 7.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = 5.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = 4.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k} = -26.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{1k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k,II} = -29.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Max. stress in reinforcement (SLS characteristic):

$$\sigma_{s,k} := -\kappa_{\text{neut}} \cdot (x_{\text{neut}} - h_{\text{prc}} - 0.5 \cdot t_{\text{d,min}}) \cdot E_s$$

$$\sigma_{s,k} = 285.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.8 \cdot f_{s,yd} = 347.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

$$\sigma_{4k,II} = -29.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

~

$$0.6 \cdot f_{\text{ck,prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Transverse reinforcement is to be applied to avoid loss of durability due to potential longitudinal cracks!

3.9.3. CALCULATION OF BENDING MOMENT RESISTANCE

Calculation is based on ignoring the prestress strands of the cross section, neutral axis was calculated from normal force vectorial balance assumption.

- Tension in reinforcement:

$$F_T = 1672 \cdot \text{kN}$$

- Compression in concrete:

$$F_C = 1672 \cdot \text{kN}$$

- Neutral axis position:

$$x_{\text{neut}} = 14.6 \cdot \text{cm}$$

- Relative rotation at ultimate limit state:

$$\kappa = 0.02405 \frac{1}{\text{m}}$$

- Position of the reinforcement from the bottom of the girder:

$$d_{\text{eff}} = 100.0 \cdot \text{cm}$$

- Position of compressive force from the bottom of the girder:

$$s_C = 5.8 \cdot \text{cm}$$

- Bending moment resistance:

$$M_{\text{Rd}} = 1574 \cdot \text{kNm}$$

- ULS safety factor:

$$n_{\text{crit}} = 1.09 > 1.0 \quad \text{SUITABLE!}$$

3.10. CAMBER VALUES AND DEFORMATIONS (ESTIMATION)

General middle-positioned girder is calculated!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Internal forces at the mid-span

$$M_{G1.\text{mid}} = 256.133 \cdot \text{kNm} \quad M_{G3.\text{mid}} = 132.829 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{UDL}.\text{mid}} = 262.705 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{G2.\text{mid}} = 190.512 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{TS}.\text{mid}} = 884.473 \cdot \text{kNm}$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:

$$W_{5u} = 221978 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l} = 92697 \cdot \text{cm}^3$$

Inertia of the girder:

$$I_5 = 5885147 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147894 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l.d} = 259460 \cdot \text{cm}^3$$

Elastic modulus for

Prestressing:

$$E_{\text{cm.p}} = 34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Additional deformation (t1):

$$E_{c.t1} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{t1}} = 41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Additional deformation (t2):

$$E_{c.t2} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{t2} - \phi_{t1}} = 51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Bending moments from prestressing

Prestressing stresses:

$$\sigma_{\text{eff}} = 1114 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t1.mid}} = 94 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t2.mid}} = 145 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Prestressing forces:

$$F_{1p.\text{mid}} = 2487 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2p.\text{mid}} = 2278 \cdot \text{kN}$$

$$F_{3p.\text{mid}} = 2164 \cdot \text{kN}$$

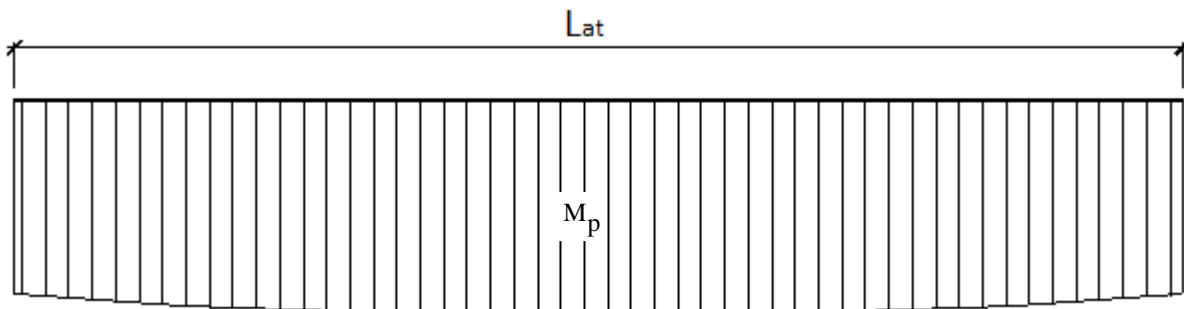
Bending moments from prestressing:

$$M_{1p.\text{mid}} = 724 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{2p.\text{mid}} = 663 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{3p.\text{mid}} = 630 \cdot \text{kNm}$$

The bending moment from prestressing force is estimated to be linear along the girder for the calculation of camber deformations.



Deformation at prestressing

Camber from effective prestress force (t0)

Camber from DL1 (t0)

$$\Delta e_p := \frac{-M_{1p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_p = -27.6 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1} = 7.8 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_0 := \Delta e_p + \Delta e_{g1} \quad \boxed{\Delta e_0 = -19.8 \cdot \text{mm}}$$

Deformation at t1 stage (before concreting RC slab deck)

Additional camber from prestress force (t1)

Additional camber from DL1 (t1)

$$\Delta e_{p'} := \frac{-M_{2p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{p'} = -21.3 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1'} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1'} = 6.6 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_1 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} \quad \boxed{\Delta e_1 = -34.6 \cdot \text{mm}}$$

Deformation at t1 stage (after concreting RC slab deck)

Deformation from DL2

$$\Delta e_{g2} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g2} = 5.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_2 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g2} \quad \boxed{\Delta e_2 = -29.2 \cdot \text{mm}}$$

Deformation at t2 stage

Values from all effects are calculated on a simply supported beam model as an estimation for safety.

Additional camber from prestress force (t2)

Additional camber from DL1 (t2)

$$\Delta e_{p''} := \frac{-M_{3p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{p''} = -7.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1''} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g1''} = 2.4 \cdot \text{mm}$$

Additional deformation from DL2 (t2)

Deformation from DL3 (t2)

$$\Delta e_{g2'} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g2'} = 1.8 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g3} := \frac{M_{G3.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.eff.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g3} = 3.7 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_3 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{p''} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g1''} + \Delta e_{g2} + \Delta e_{g2'} + \Delta e_{g3} \quad \boxed{\Delta e_3 = -28.7 \cdot \text{mm}}$$

Deformation from traffic loads

$$\Delta e_{UDL} := \frac{M_{UDL.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{UDL} = 3.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{TS} := \frac{M_{TS.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{TS} = 11.4 \cdot \text{mm}$$

$$\boxed{\Delta e_{LM1} := \Delta e_{UDL} + \Delta e_{TS} = 15 \cdot \text{mm}}$$

$$< \quad \frac{L_{at}}{400} = 42 \cdot \text{mm}$$

SUITABLE!

4. CALCULATION OF L = 22.80 PRC GIRDERS

4.1. GEOMETRIC DATA

Distance of girders:

$$t_{\text{prc.m}} = 0.900 \text{ m}$$

$$t_{\text{prc.s}} := 0.5 \cdot (t_{\text{prc.m}} + 52\text{cm})$$

Prescribed min. and avg. thickness of deck:

$$t_{\text{d.min}} := 20\text{cm}$$

$$t_{\text{d.avg}} = 24\text{-cm}$$

Effective deck width of composite cross section:

$$t_{\text{comp.s}} := \min(52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.s}}) = 0.710 \text{ m}$$

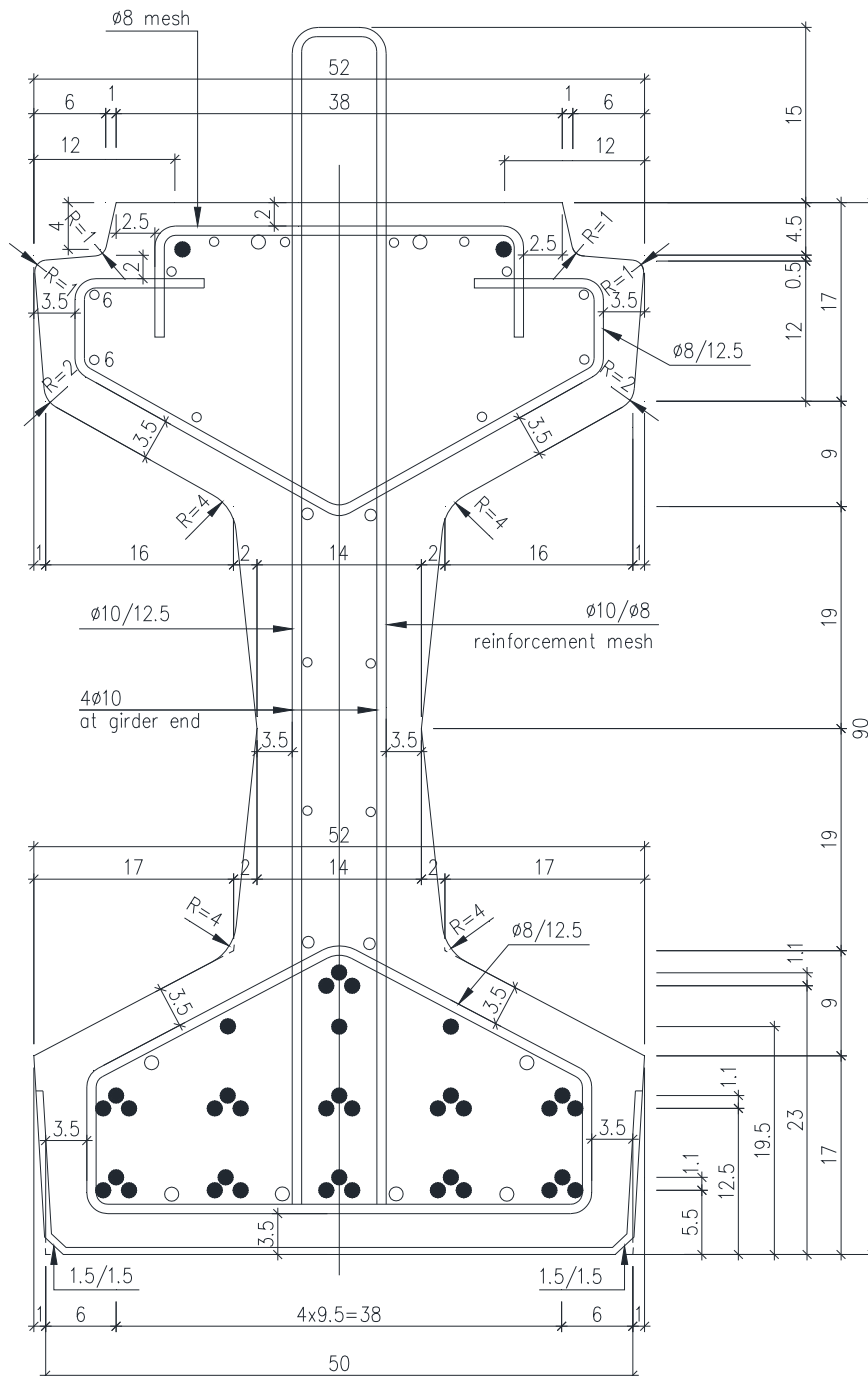
Girder length:

$$L_{\text{at}} = 22.80 \text{ m}$$

Span:

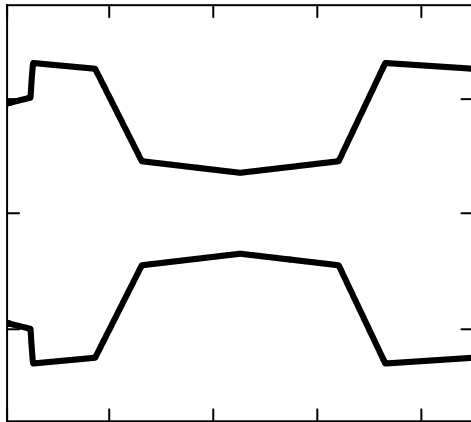
$$L_a = 23.20 \text{ m}$$

$$t_{\text{comp.m}} := \min(\min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t) + 52\text{cm} + \min(6 \cdot t_{\text{d.min}}, 0.15 \cdot L_t), t_{\text{prc.m}}) = 0.900 \text{ m}$$



Cross-section geometry of girder:

190	200	260	250	90	70	90	260	250
0	45	50	170	260	450	640	730	900



Cross-sectional area:

$$A_1 = 2906.5 \cdot \text{cm}^2$$

Inertia of the girder:

$$I_1 = 2690402.3 \cdot \text{cm}^4$$

Girder's static moment on the top of the deck:

$$S_1 = 133358 \cdot \text{cm}^3$$

Upper and lower cross-section modulus:

$$W_{1f} = 58636.53 \cdot \text{cm}^3$$

Number of girders:

$$n_{\text{prc}} = 10 \text{ pcs}$$

Girder's center of gravity from the top of the section:

$$y'_1 = 45.9 \cdot \text{cm}$$

Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$y_1 := y'_1 + t_{d,\text{min}}$$

$$y_1 = 65.9 \cdot \text{cm}$$

Strands in the cross-section:

$$W_{1a} = 60982.94 \cdot \text{cm}^3$$

n	2	1	0	0	3	10	5	10
Y	40	660	670	705	765	775	835	845

4.2. CONCRETE PROPERTIES FOR PRESTRESSING

Relative humidity (outside condition): $RH := 80\%$

Adjusted concrete age as a result of the curing technology: $t_T := 5 \text{ days}$

Notional size of PRC beam and deck slab:

Cement class factor:

$$A_{\text{prc}} := 0.290 \text{m}^2$$

$$u_{\text{prc}} := 3.14 \text{m}$$

(N class cement is considered for the further calculations)

$$h_{0,\text{prc}} := 2 \cdot A_{\text{prc}} \div u_{\text{prc}} \quad h_{0,\text{deck}} := t_{d,\text{avg}} \quad s_c := 0.20$$

Coefficient for the development a concrete properties depending on the age of the concrete:

$$\beta_{\text{cc,p}} := e^{s_c \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_T}}\right)} \quad \beta_{\text{cc,p}} = 0.76$$

Concrete properties during prestressing of strands:

$$E_{\text{cm,p}} = 34.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{cm,p}} = 44.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ck,p}} = 36.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctm,p}} = 3.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ctk,p}} = 2.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Limit of concrete compressive stress for temporary conditions (such as the prestressing of strands) is described as $f_{\text{ck}}(t) \times k_6$ value according to EN 1992, where k_6 factor may be taken up to 0.90 according to manufacturers' recommendations based on extensive manufacturing experience.

4.3. INITIAL AND EFFECTIVE PRESTRESSING FORCE

Initial prestressing force:

$$\boxed{\sigma_{\text{ini}} := 1240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \quad < \quad \sigma_{\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{\text{pk}}, 0.9 \cdot f_{\text{p0.1k}}) \quad \boxed{\sigma_{\text{max}} = 1422 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Loss from temperature difference (concrete curing):

$$\Delta T := 40 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (estimated value)} \quad \alpha_T := 10^{-5} \cdot \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

$$\Delta \sigma_T := \Delta T \cdot \alpha_T \cdot E_p \quad \boxed{\Delta \sigma_T = 78.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Loss from strand/bench slip:

$$\varepsilon_{\text{slip}} := 0.010\% \text{ (manufacturers recommendation)}$$

$$\Delta \sigma_{\text{slip}} := E_p \cdot \varepsilon_{\text{slip}} \quad \boxed{\Delta \sigma_{\text{slip}} = 19.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Initial loss from stand relaxation:

$$\mu_{\text{ini}} := \sigma_{\text{ini}} \div f_{\text{pk}} \quad \rho_{1000} := 2.5 \text{ (\%)} \quad t_0 := 1 \text{ days} \quad \text{(prestressing stage)}$$

Relaxation (Class 2):

$$\Delta \sigma_{\text{pr.t0}} := \sigma_{\text{ini}} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{\text{ini}} \cdot (0.024 \cdot t_0)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{\text{ini}})} \cdot 10^{-5} \quad \boxed{\Delta \sigma_{\text{pr.t0}} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Calculated loss from elastic deformation:

$$F_{0p} := \sigma_{\text{ini}} \cdot \sum n_p \cdot A_p \quad F_{0p} = 3575 \cdot \text{kN} \quad M_{0p} := F_{0p} \cdot (y_p - y_1) \quad M_{0p} = 1059.371 \cdot \text{kNm}$$

$$\Delta \sigma_{\text{el}} := \frac{0.5 \cdot E_p \cdot M_{0p}}{I_1 \cdot E_{\text{cm,p}}} \cdot (y_p - y_1) \quad \boxed{\Delta \sigma_{\text{el}} = 33.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

Effective prestressing force:

$$\sigma_{\text{eff}} := \sigma_{\text{ini}} - \Delta \sigma_T - \Delta \sigma_{\text{slip}} - \Delta \sigma_{\text{pr.t0}} - \Delta \sigma_{\text{el}}$$

$$\boxed{\sigma_{\text{eff}} = 1106 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \quad < \quad \sigma_{\text{max}} := \min(0.75 \cdot f_{\text{pk}}, 0.85 \cdot f_{\text{p0.1k}}) \quad \boxed{\sigma_{\text{max}} = 1343 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

4.4. TIME DEPENDENT PRESTRESS LOSSES

Time-dependent prestress losses are calculated for each of the examined cross-sections according to the prescribed formula given in EN 1992

$$\Delta \sigma_{\text{p.csr}}(t) = \frac{\sigma_{\text{c.QP}} \cdot \frac{E_p}{E_b} \cdot \phi(t, t_0) + E_p \cdot \varepsilon_{\text{cs}}(t)}{1 + \frac{E_p}{E_b} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{\text{cp}}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \phi(t, t_0))}$$

Loss from stand relaxation: $\Delta\sigma_{pr}(t) := \sigma_{ini} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{ini} \cdot (0.024 \cdot t)^{0.75} \cdot (1 - \mu_{ini})} \cdot 10^{-5}$

$t_1 := 100$ days $\Delta\sigma_{pr,t1} := \Delta\sigma_{pr}(t_1) - \Delta\sigma_{pr,t0}$ $t_2 := 10000$ days $\Delta\sigma_{pr,t2} := \Delta\sigma_{pr}(t_2) - \Delta\sigma_{pr,t0}$

(concreting of the RC deck)

$$\Delta\sigma_{pr,t1} = 7.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

(final stage)

$$\Delta\sigma_{pr,t2} = 31.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Concrete creep and shrinkage values for the concreting of RC deck and the final stage:

$\epsilon_{t1} = 0.018\%$ $\epsilon_{t2} = 0.028\%$ $\epsilon_{deck} = 0.027\%$ $\phi_{t1} = 0.92$ $\phi_{t2} = 1.65$

4.5. DEFINITION OF END-ZONE AND ANCHORAGE LENGTH

Influential factors for anchorage length:

$\eta_{p1} := 3.20$ coefficient for type of tendon (3 and 7-wire strands)

$\eta_1 := 1.00$ coefficient related to the quality of the bond condition ("good" bond condition)

$\alpha_1 := 1.25$ for sudden release

$\alpha_2 := 0.19$ for 3 and 7-wire strands

The bond strength for anchorage in ULS state:

$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctm,p}$ $f_{bpt} = 9.9 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{eff}}{f_{bpt}}$ $l_{pt} = 33.1 \cdot cm$

The design value of the transmission length should be taken as the less favourable of two values, depending on the design situation:

$l_{pt,inf} := 0.80 \cdot l_{pt}$ $l_{pt,sup} := 1.20 \cdot l_{pt}$

Concrete stresses may be assumed to have a linear distribution outside the dispersion length:

$l_{disp,inf}(h_{prc}) := \sqrt{l_{pt,inf}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2}$ $l_{disp,sup}(h_t) := \sqrt{l_{pt,sup}^2 + (0.90 \cdot h_{prc})^2}$

$l_{disp,inf}(h_{prc}) = 0.852$ m $l_{disp,sup}(h_{prc}) = 0.902$ m

For design checks performed at the girder end (such as shear resistance check) stresses will be calculated at the superior value of the linear distribution length as for:

$l_{disp,sup}(h_{prc}) = 0.902$ m $\sim 0.85 \cdot (h_{prc} + t_{d,min}) = 0.935$ m

Improved reinforcement of end-zone is provided in product plans!

4.6. DESIGN CHECK OF GIRDER END

DURING PRESTRESSING OF STRANDS AND CONCRETING OF RC DECK

Position/section: $x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$

Effective height of reinforcement:

Reinforcement of girder end: 2o16 + 2 strands

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} - 40\text{mm} = 0.860\text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := 2 \cdot 2\text{cm}^2 + 2 \cdot A_p = 5.86 \cdot \text{cm}^2$$

4.6.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 71.7 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 53.3 \cdot \text{kNm}$$

4.6.2. CALCULATION OF CONCRETE STRESSES

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm^2)

T0_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t0} =$	5.143	$\sigma_{-4t0} =$	-26.463
"G1"		-1.223		1.176
"SUM"		3.920		-25.287

Cracked cross-section

External bending moment:

$$M_{\text{ext}} := -M_{G1} = -71.716 \cdot \text{kNm}$$

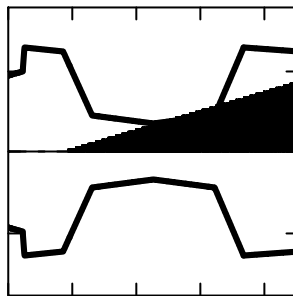
Location of the neutral axis:

$$x_{\text{neut}} = 72.3 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00097 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{3t0} = 3.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{3t0.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t0} = -25.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t0.II} = -26.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stress in the bottom of the cross-section:

$$\sigma_{4t0.II} = -26.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

~

$$0.7 \cdot f_{\text{ck,p}} = 25.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm^2)

T1_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3t1} =$	4.592	$\sigma_{-4t1} =$	-23.625
"G1"		-1.223		1.176
"G2"		-0.910		1.181
"SUM"		2.459		-21.269

Cracked cross-section

External bending moment:

$$M_{\text{ext}} := -(M_{G1} + M_{G2}) = -125.059 \cdot \text{kNm}$$

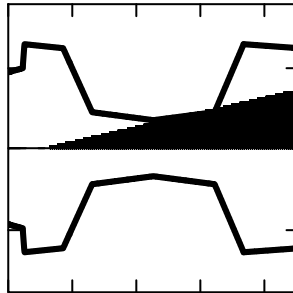
Location of the neutral axis:

$$x_{\text{neut}} = 78.7 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00142 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{3t1} = 2.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t1} = -21.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{3t1.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4t1.II} = -21.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stress in the bottom of the cross-section:

$$\sigma_{4t1.II} = -21.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

4.7. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MAX. SHEAR FORCE

General middle-positioned girder is calculated!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Position/section:

$$x_1 := l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}})$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

Inertia of the girder:

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147846 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l.d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

4.7.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 72 \cdot \text{kNm}$$

$$V_{G1} = 76 \cdot \text{kN}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 53 \cdot \text{kNm}$$

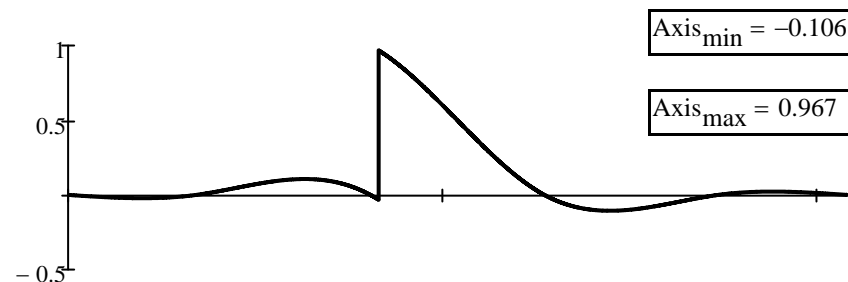
$$V_{G2} = 57 \cdot \text{kN}$$

Effects on the continous superstructure

$$X := "V"$$

$$\text{Section} := 40.30\text{m} + (0.5 \cdot 40\text{cm} + l_{\text{disp.sup}}(h_{\text{prc}}))$$

Diagram areas:



$$\text{Axis}_{\text{min}} = -0.106$$

$$\text{Axis}_{\text{max}} = 0.967$$

$$T_{\text{sum}} = 10.495$$

$$T_{\text{pos}} = 12.282$$

$$T_{\text{neg}} = -1.787$$

Bending moment from the third part of permanent loads:

$$V_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m = 87 \cdot \text{kN}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$V_{\text{UDL}} := T_{\text{pos}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m = 99 \cdot \text{kN}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$V_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{max}} \cdot Q_{\text{TS}} = 242 \cdot \text{kN}$$

Critical max. shear force on the girder

$$V_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (V_{G1} + V_{G2} + V_{G3}) \dots = 713 \cdot \text{kN} \\ + \gamma_Q \cdot (V_{\text{TS}} + V_{\text{UDL}})$$

4.7.2. CALCULATION OF SHEAR RESISTANCE

Sheared cross section properties

$$b_w := 140 \text{ mm}$$

$$z_w := 0.90 \cdot d_{\text{eff}} \quad z_w = 0.774 \text{ m}$$

Axial force from prestressing:

$$F_{3p} = 2570 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{\text{cp}} := \frac{F_{3p}}{A_5} \quad \sigma_{\text{cp}} = 5.78 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mean compressive stress in the cross-section:

Shear resistance of concrete cross-section neglecting shear reinforcement:

$$k := \max \left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{z_w}} \right) \quad k = 2.000$$

$$k_1 := 0.15 \quad v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k \cdot \left(\frac{f_{\text{ck.prc}} \cdot \text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{0.5} \quad v_{\text{min}} = 0.700$$

$$V_{\text{Rd.c}} := \left(v_{\text{min}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right) \cdot b_w \cdot z_w \quad V_{\text{Rd.c}} = 169.811 \cdot \text{kN}$$

Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord:

$$\alpha_{\text{cp}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{cp}} \leq 0 \\ \left(1 + \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd.prc}}} \right) & \text{if } 0 < \sigma_{\text{cp}} \leq 0.25 \cdot f_{\text{cd.prc}} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{\text{cd.prc}} < \sigma_{\text{cp}} \leq 0.50 \cdot f_{\text{cd.prc}} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd.prc}}} \right) & \text{if } 0.50 \cdot f_{\text{cd.prc}} < \sigma_{\text{cp}} \leq f_{\text{cd.prc}} \end{cases} \quad \alpha_{\text{cp}} = 1.204$$

The angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force:

$$\theta := \operatorname{acot} \left(\max \left(1.0, \operatorname{if} \left(\frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}} < 0.52 + 0.56 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd,prc}}, \frac{1.2 - 1.4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd,prc}}}{1 - \frac{V_{Rd.c}}{V_{Ed}}}, 2.5 \right) \right) \right) \quad \cot(\theta) = 1.200 < 2.50$$

Streight reduction factor:

(assuming that shear reinforcement is above 80% of the characteristic yield stress)

$$v := 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck,prc}}{250} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right) \quad v = 0.480$$

Shear reinforcement:

Reinforcement mesh along the girder: $n_w := 2 \cdot db$ $\phi_w := 10 \cdot \text{mm}$ $t_w := 125 \cdot \text{mm}$ $\alpha_w := 90^\circ$

Additional girder-end einforcement: $n_a := 2 \cdot db$ $\phi_a := 10 \cdot \text{mm}$ $t_a := 250 \cdot \text{mm}$ $\alpha_a := 90^\circ$

The maximum effective shear reinforcement:

$$A_{sw,eff} := 0.5 \cdot \alpha_{cp} \cdot v \cdot f_{cd,prc} \cdot \frac{b_w}{f_{s,yd}} = 26.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SUITABLE!} \quad A_{sw,eff} > A_{sw}$$

$$A_{sw} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \sin(\alpha_w) \cdot \pi}{4 \cdot t_w} + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \sin(\alpha_a) \cdot \pi}{4 \cdot t_a} = 18.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

The maximum available shear resistance:

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cp} \cdot b_w \cdot z_w \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot(\theta)}$$

$$\boxed{V_{Ed} = 713 \cdot \text{kN}} < \boxed{V_{Rd,max} = 774 \cdot \text{kN}} \quad \text{SUITABLE!}$$

Actual shear resistance:

$$V_{Rd,s} := \frac{n_w \cdot \phi_w^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_w} \cdot z_w \cdot f_{s,yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_w)) \cdot \sin(\alpha_w) + \frac{n_a \cdot \phi_a^2 \cdot \pi}{4 \cdot t_a} \cdot z_w \cdot f_{s,yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha_a)) \cdot \sin(\alpha_a)$$

$$\boxed{V_{Rd,s} = 761 \cdot \text{kN}} > \boxed{V_{Ed} = 713.3 \cdot \text{kN}} \quad \text{SUITABLE!}$$

4.8. CALCULATION OF GIRDER IN MID-SPAN FOR MAX. BENDING MOMENTS

General middle-positioned girder is calculated!

$$\boxed{t_{comp} := t_{comp,m}}$$

$$\boxed{t_{prc} := t_{prc,m}}$$

Position/section:

$$\boxed{x_1 := 0.50 \cdot L_{at}}$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area:	Girder's center of gravity from the top of the deck:	Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:	
$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$			
Inertia of the girder:	$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$	$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3$	$W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$
$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$		$W_{5u,d} = 147846 \cdot \text{cm}^3$	$W_{5l,d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$
Internal forces from the trammed shrinkage:		$N_\varepsilon = -421 \cdot \text{kN}$	$M_\varepsilon = -154 \cdot \text{kNm}$

4.8.1. INTERNAL FORCES

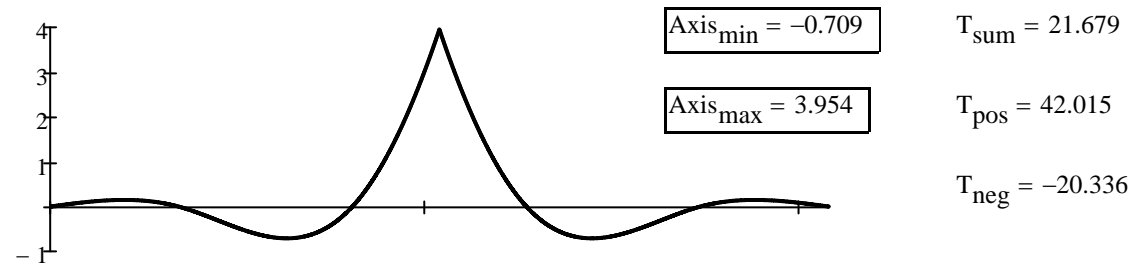
From the first and the second part of selfweight:

$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$M_{G1} = 472 \cdot \text{kNm}$	$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$M_{G2} = 351 \cdot \text{kNm}$
---	---------------------------------	---	---------------------------------

Effects on the continous superstructure

$X := "M"$	Section := $40.30\text{m} + 0.5 \cdot L_a$
------------	--

Diagram areas:



Bending moment from the third part of permanent loads:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot \text{m}^2 = 180 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{pos}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot \text{m}^2 = 340 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{max}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot \text{m} = 988 \cdot \text{kNm}$$

Critical max. bending moments on the girder

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) \dots = 2944 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1880 \cdot \text{kNm}$$

$$+ \gamma_Q \cdot (M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}) \quad + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 2331 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = 1003 \cdot \text{kNm}$$

$$+ M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}} \quad + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

4.8.2. CALCULATION OF CONCRETE STRESSES

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	$\sigma_{-3_{t1}} =$	4.675	$\sigma_{-4_{t1}} =$	-24.055
"G1"		-8.045		7.736
"G2"		-5.984		5.754
"SUM"		-9.354		-10.565

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	$\sigma_{-1_k} =$	0.000	$\sigma_{-2_k} =$	0.000	$\sigma_{-3_k} =$	4.490	$\sigma_{-4_k} =$	-23.100
"G1"		0.000		0.000		-8.045		7.736
"G2"		0.000		0.000		-5.984		5.754
"G3"		-1.218		-0.694		-0.812		1.942
"ε"		0.489		0.936		-1.641		0.712
"TS"		-6.686		-3.812		-4.455		10.660
"UDL"		-2.302		-1.312		-1.534		3.670
"SUM"		-9.716		-4.882		-17.981		7.374

$$\sigma_{4_k} = 7.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

>

$$f_{\text{ctm.prc}} = 4.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked cross-section is to be calculated!

$$\sigma_{3_k} = -18.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Longitudinal cracks would not occur!

SLS quasipermanent stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	$\sigma_{-1_q} =$	0.000	$\sigma_{-2_q} =$	0.000	$\sigma_{-3_q} =$	4.490	$\sigma_{-4_q} =$	-23.100
"G1"		0.000		0.000		-8.045		7.736
"G2"		0.000		0.000		-5.984		5.754
"G3"		-1.218		-0.694		-0.812		1.942
"ε"		0.489		0.936		-1.641		0.712
"TS"		0.000		0.000		0.000		0.000
"UDL"		0.000		0.000		0.000		0.000
"SUM"		-0.729		0.242		-11.992		-6.956

$$\sigma_{4_q} = -7.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

DECOMPRESSION CONDITION HAS BEEN FULFILLED !

$$\sigma_{3_q} = -12.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{ck.prc}} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Linear creep may be assumed!

Cracked cross-section

External bending moment:

$$M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$$

Effective height of strands:

$$d_{\text{eff}} := y_p$$

Reinforcement = Prestress strands

$$A_{\text{strand}} := \left(\sum n_p - n_{p0} \right) \cdot A_p$$

Location of the neutral axis:

$$x_{\text{n.low}} = 39.269 \cdot \text{cm}$$

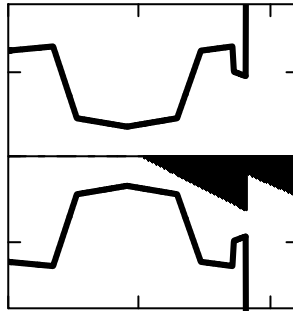
$$x_{\text{n.up}} = 34.107 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{n.low}} = -0.00283 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\kappa_{\text{n.up}} = -0.00284 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{1k} = -9.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = -4.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = -18.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k} = 7.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{1k.II} = -16.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k.II} = -6.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k.II} = -18.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k.II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Max. stress in prestress strands (SLS characteristic):

$$\sigma_{\text{s.ext}} := -\kappa_{\text{n.low}} \cdot (d_{\text{eff.low}} - x_{\text{n.low}} - t_{\text{d.min}}) \cdot E_p$$

$$\sigma_{\text{s.max}} := \sigma_{\text{eff}} - \Delta\sigma_{\text{p.csr.t2}} + \sigma_{\text{s.ext}} = 1215 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.75 \cdot f_{\text{pk}} = 1395 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

$$\sigma_{3k.II} = -18.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.6 \cdot f_{\text{ck.prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Longitudinal cracks would not occur!

4.8.3. CALCULATION OF BENDING MOMENT RESISTANCE

Calculation is based on the theory of E. Mörsch. Position of the neutral axis was calculated from normal force vectorial balance assumption.

Normal reinforcement of the PRC girder is neglected for safety.

- Neutral axis position:

$$x_{\text{neut}} = 23.9 \cdot \text{cm}$$

- Tension in strands:

$$F_p = 3900 \cdot \text{kN}$$

- Compression in concrete:

$$F_c = 3900 \cdot \text{kN}$$

- Relative rotation at ultimate limit state:

$$\kappa = 0.01464 \frac{1}{\text{m}}$$

- Position of tensile force from the top of the deck:

$$s_t = 96.7 \cdot \text{cm}$$

- Position of compressive force from the top of the deck:

$$s_c = 9.6 \cdot \text{cm}$$

- Stresses in strands along the cross-section:

$$\sigma_p^T = \begin{bmatrix} 103 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 & 138 \end{bmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Bending moment resistance:

$$M_{\text{Rd}} = 3398 \cdot \text{kNm}$$

- ULS safety factor:

$$n_{\text{crit}} = 1.15 > 1.0 \quad \text{SUITABLE!}$$

4.9. CALCULATION OF GIRDER OVER SUPPORT FOR MIN. BENDING MOMENTS

General middle-positioned girder is calculated!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Critical maximum bending moment values for ultimate bending moment resistance are taken from the position over the edge of cross girder, while bending moment values for normal stress calculation are taken from the girder-end linear distribution length.

Position/section:

$$x_1' := 40\text{cm}$$

$$x_1 := l_{\text{disp.inf}}(h_{\text{prc}})$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area: Girder's center of gravity from the top of the deck:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Upper and lower cross-section modulus on the edges of the girder and teh deck:

Inertia of the girder: $y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147846 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{5l.d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

Internal forces from the trammed shrinkage:

$$N_{\epsilon} = -421 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\epsilon} = -154 \cdot \text{kNm}$$

Longitudinal reinforcement of concrete deck over supports

upper: o12/200+o20/200

lower: o12/200+o20/200

Effective height of reinforcement:

$$d_{\text{eff}} := h_{\text{prc}} + 0.5 \cdot t_{\text{d.min}} = 1.000 \text{ m}$$

$$A_{\text{reinf}} := (21.36 + 21.36) \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot t_{\text{comp}}$$

4.9.1. INTERNAL FORCES

From the first and the second part of selfweight:

$$g_1 = 7.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G1} = 68 \cdot \text{kNm}$$

$$g_2 = 5.40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{G2} = 51 \cdot \text{kNm}$$

$$M'_{G1} = 33 \cdot \text{kNm}$$

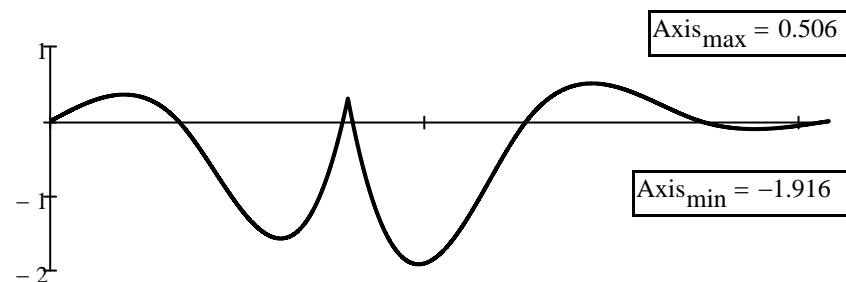
$$M'_{G2} = 24 \cdot \text{kNm}$$

Effects on the continuous superstructure

$$X := "M"$$

$$\text{Section} := 40.30\text{m} - (0.5 \cdot 40\text{cm} + 40\text{cm})$$

Diagram areas:



$$T_{\text{sum}} = -38.705$$

$$T_{\text{pos}} = 11.394$$

$$T_{\text{neg}} = -50.099$$

Bending moment from the third part of permanent loads:

$$M'_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -321 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$M'_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -406 \cdot \text{kNm}$$

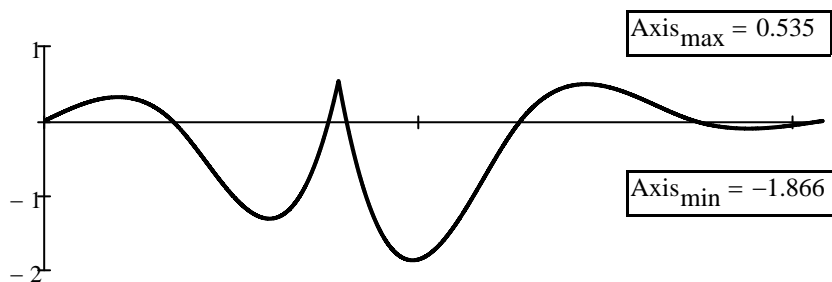
Bending moment from concentrated traffic loads:

$$M'_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -479 \cdot \text{kNm}$$

X := "M"

Section := 40.30m - (0.5 · 40cm + l_{disp.inf}(h_{prc}))

Diagram areas:



$$T_{\text{sum}} = -33.745$$

$$T_{\text{pos}} = 11.212$$

$$T_{\text{neg}} = -44.957$$

Bending moment from the third part of permanent loads:

$$M_{G3} := T_{\text{sum}} \cdot g_3 \cdot m^2 = -280 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from distributed traffic loads:

$$M_{\text{UDL}} := T_{\text{neg}} \cdot q_{\text{UDL}} \cdot t_{\text{prc}} \cdot m^2 = -364 \cdot \text{kNm}$$

Bending moment from concentrated traffic loads:

$$M_{\text{TS}} := \text{Axis}_{\text{min}} \cdot Q_{\text{TS}} \cdot m = -467 \cdot \text{kNm}$$

Critical max. bending moments on the girder

$$M_{\text{Ed}} := \gamma_G \cdot \xi \cdot (M'_{G1} + M'_{G2} + M'_{G3}) \dots = -1498 \cdot \text{kNm} \\ + \gamma_Q \cdot (M'_{\text{TS}} + M'_{\text{UDL}})$$

$$M_{\text{kar}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -993 \cdot \text{kNm} \\ + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{freq}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -657 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{1,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

$$M_{\text{qp}} := M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \dots = -162 \cdot \text{kNm} \\ + \psi_{2,\text{TS}} \cdot M_{\text{TS}} + \psi_{2,\text{UDL}} \cdot M_{\text{UDL}}$$

4.9.2. CALCULATION OF CONCRETE STRESSES

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T1_STAGE =

"P"	4.675	-24.055
"G1"	-8.045	7.736
"G2"	-5.984	5.754
"SUM"	-9.354	-10.565

$\sigma_{-3_{t1}} =$ $\sigma_{-4_{t1}} =$

SLS characteristic stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	4.071	-20.943
"G1"	0.000	0.000	-1.158	1.113
"G2"	0.000	0.000	-0.861	0.828
"G3"	1.896	1.081	1.263	-3.023
"ε"	0.489	0.936	-1.641	0.712
"TS"	3.155	1.799	2.103	-5.031
"UDL"	2.463	1.404	1.641	-3.927
"SUM"	8.003	5.220	5.418	-30.271

$\sigma_{-1_k} =$ $\sigma_{-2_k} =$ $\sigma_{-3_k} =$ $\sigma_{-4_k} =$

$$\sigma_{1_k} = 8.0 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

>

$$f_{ctm,deck} = 3.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Cracked cross-section is to be calculated!

$$\sigma_{4_k} = -30.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

>

$$0.6 \cdot f_{ck,prc} = 30 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Transverse reinforcement is to be applied to avoid loss of durability due to potential longitudinal cracks!

SLS quasipermanent stresses on uncracked cross-section (N/mm²)

T2_STAGE =

"P"	0.000	0.000	4.071	-20.943
"G1"	0.000	0.000	-1.158	1.113
"G2"	0.000	0.000	-0.861	0.828
"G3"	1.896	1.081	1.263	-3.023
"ε"	0.489	0.936	-1.641	0.712
"TS"	0.000	0.000	0.000	0.000
"UDL"	0.000	0.000	0.000	0.000
"SUM"	2.384	2.017	1.674	-21.313

$\sigma_{-1_q} =$ $\sigma_{-2_q} =$ $\sigma_{-3_q} =$ $\sigma_{-4_q} =$

$$\sigma_{4_q} = -21.3 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$f_{ck,prc} \cdot 0.45 = 22.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Linear creep may be assumed!

$$\sigma_{1_q} = 2.4 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$f_{ctm,deck} = 3.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Crack control check is not necessary!

Cracked cross-section

External bending moment: $M_{\text{ext}} := M_{\text{kar}}$

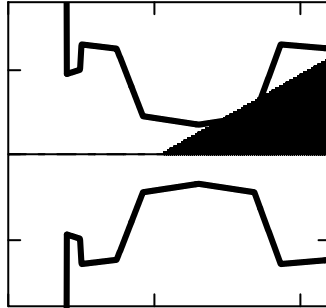
Location of the neutral axis:

$$x_{\text{neut}} = 57.423 \cdot \text{cm}$$

Relative rotation due to bending moment:

$$\kappa_{\text{neut}} = 0.00348 \frac{1}{\text{m}}$$

Stresses in concrete:



Uncracked:

$$\sigma_{1k} = 8.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k} = 5.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k} = 5.4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k} = -30.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cracked:

$$\sigma_{1k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3k,II} = 0.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4k,II} = -34.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Max. stress in reinforcement (SLS characteristic):

$$\sigma_{s,k} := -\kappa_{\text{neut}} \cdot (x_{\text{neut}} - h_{\text{prc}} - 0.5 \cdot t_{\text{d,min}}) \cdot E_s$$

$$\sigma_{s,k} = 296.3 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$0.8 \cdot f_{s,yd} = 347.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SUITABLE!

$$\sigma_{4k,II} = -34.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

>

$$0.6 \cdot f_{\text{ck,prc}} = 30 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Transverse reinforcement is to be applied to avoid loss of durability due to potential longitudinal cracks!

4.9.3. CALCULATION OF BENDING MOMENT RESISTANCE

Calculation is based on ignoring the prestress strands of the cross section, neutral axis was calculated from normal force vectorial balance assumption.

- Tension in reinforcement:

$$F_T = 1672 \cdot \text{kN}$$

- Compression in concrete:

$$F_C = 1672 \cdot \text{kN}$$

- Neutral axis position:

$$x_{\text{neut}} = 14.6 \cdot \text{cm}$$

- Relative rotation at ultimate limit state:

$$\kappa = 0.02405 \frac{1}{\text{m}}$$

- Position of the reinforcement from the bottom of the girder:

$$d_{\text{eff}} = 100.0 \cdot \text{cm}$$

- Position of compressive force from the bottom of the girder:

$$s_c = 5.8 \cdot \text{cm}$$

- Bending moment resistance:

$$M_{\text{Rd}} = 1574 \cdot \text{kNm}$$

- ULS safety factor:

$$n_{\text{crit}} = 1.05 > 1.0 \quad \text{SUITABLE!}$$

4.10. CAMBER VALUES AND DEFORMATIONS (ESTIMATION)

General middle-positioned girder is calculated!

$$t_{\text{comp}} := t_{\text{comp.m}}$$

$$t_{\text{prc}} := t_{\text{prc.m}}$$

Internal forces at the mid-span

$$M_{G1.\text{mid}} = 471.755 \cdot \text{kNm} \quad M_{G3.\text{mid}} = 180.048 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{UDL}.\text{mid}} = 340.325 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{G2.\text{mid}} = 350.892 \cdot \text{kNm} \quad M_{\text{TS}.\text{mid}} = 988.428 \cdot \text{kNm}$$

Composite cross section properties

Cross-sectional area:

$$A_5 = 4446 \cdot \text{cm}^2$$

Girder's center of gravity
from the top of the deck:

$$y_5 = 46.5 \cdot \text{cm}$$

Upper and lower cross-section modulus
on the edges of the girder and teh deck:

$$W_{5u} = 221847 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l} = 92723 \cdot \text{cm}^3$$

Inertia of the girder:

$$I_5 = 5885288 \cdot \text{cm}^4$$

$$W_{5u.d} = 147846 \cdot \text{cm}^3 \quad W_{5l.d} = 259308 \cdot \text{cm}^3$$

Elastic modulus for

Prestressing:

$$E_{\text{cm.p}} = 34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Additional deformation (t1):

$$E_{\text{c.t1}} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{\text{t1}}} = 41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Additional deformation (t2):

$$E_{\text{c.t2}} := \frac{E_{\text{cm}}}{\phi_{\text{t2}} - \phi_{\text{t1}}} = 51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Bending moments from prestressing

Prestressing stresses:

$$\sigma_{\text{eff}} = 1106 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t1.mid}} = 101 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.csr.t2.mid}} = 141 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Prestressing forces:

$$F_{1p.\text{mid}} = 3188 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2p.\text{mid}} = 2898 \cdot \text{kN}$$

$$F_{3p.\text{mid}} = 2783 \cdot \text{kN}$$

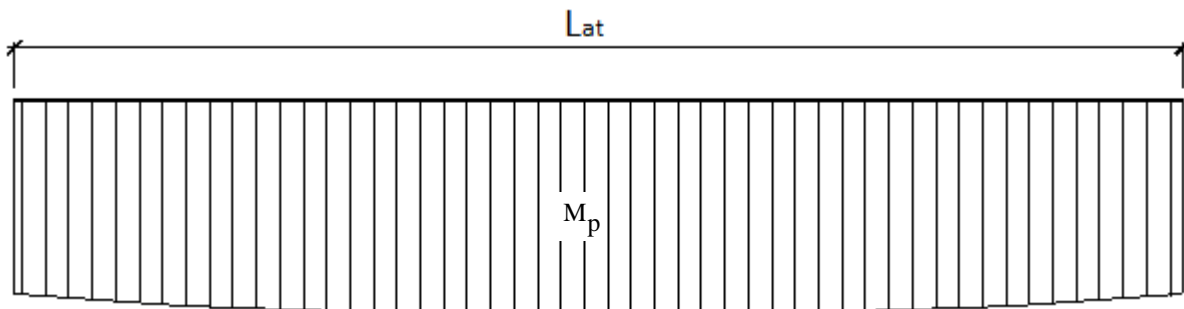
Bending moments from prestressing:

$$M_{1p.\text{mid}} = 945 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{2p.\text{mid}} = 859 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{3p.\text{mid}} = 825 \cdot \text{kNm}$$

The bending moment from prestressing force is estimated to be linear along the girder for the calculation of camber deformations.



Deformation at prestressing

Camber from effective prestress force (t0)

Camber from DL1 (t0)

$$\Delta e_p := \frac{-M_{1p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_p = -66.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.p} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1} = 26.5 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_0 := \Delta e_p + \Delta e_{g1} \quad \boxed{\Delta e_0 = -39.9 \cdot \text{mm}}$$

Deformation at t1 stage (before concreting RC slab deck)

Additional camber from prestress force (t1)

Additional camber from DL1 (t1)

$$\Delta e_{p'} := \frac{-M_{2p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{p'} = -50.9 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1'} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t1} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g1'} = 22.4 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_1 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} \quad \boxed{\Delta e_1 = -68.5 \cdot \text{mm}}$$

Deformation at t1 stage (after concreting RC slab deck)

Deformation from DL2

$$\Delta e_{g2} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm} \cdot I_1} \quad \Delta e_{g2} = 18.2 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_2 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g2} \quad \boxed{\Delta e_2 = -50.3 \cdot \text{mm}}$$

Deformation at t2 stage

Values from all effects are calculated on a simply supported beam model as an estimation for safety.

Additional camber from prestress force (t2)

Additional camber from DL1 (t2)

$$\Delta e_{p''} := \frac{-M_{3p.mid} \cdot L_{at}^2}{8 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{p''} = -17.9 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g1''} := \frac{M_{G1.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g1''} = 8.2 \cdot \text{mm}$$

Additional deformation from DL2 (t2)

Deformation from DL3 (t2)

$$\Delta e_{g2'} := \frac{M_{G2.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.t2} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g2'} = 6.1 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{g3} := \frac{M_{G3.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{c.eff.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{g3} = 9.3 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_3 := \Delta e_p + \Delta e_{p'} + \Delta e_{p''} + \Delta e_{g1} + \Delta e_{g1'} + \Delta e_{g1''} + \Delta e_{g2} + \Delta e_{g2'} + \Delta e_{g3} \quad \boxed{\Delta e_3 = -44.6 \cdot \text{mm}}$$

Deformation from traffic loads

$$\Delta e_{UDL} := \frac{M_{UDL.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{UDL} = 8.1 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta e_{TS} := \frac{M_{TS.mid} \cdot L_{at}^2}{10 \cdot E_{cm.prc} \cdot I_5} \quad \Delta e_{TS} = 23.4 \cdot \text{mm}$$

$$\boxed{\Delta e_{LM1} := \Delta e_{UDL} + \Delta e_{TS} = 31 \cdot \text{mm}} \quad < \quad \frac{L_{at}}{400} = 57 \cdot \text{mm} \quad \text{SUITABLE!}$$

Срачунао: **Zsuzsanna Lénárt**



2/1-1.9.6.2 ПРЕДМЕР И ПРЕДРАЧУН

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Јед. цена (дин) Unit rate (Din)		Цена (дин) Price (Din)
				A	B	A'B

2/1.1.9.1	02	ИЗВОЂЕЊЕ НВ ШИПОВА				
2/1.1.9.1.1		Извођење НВ бушених шипова од бетона С 25/30, ХС2,РVII У цену радова је укључен сав рад на извођењу, а плаћа се готов шип по m'. Арматура се плаћа посебно. Ø90 cm	m'	454,00	30.000,00	13.620.000,00
2/1.1.9.1.2		Израда, уградња и монтажа арматуре НВ шипова. Плаћа се по kg уграђене арматуре. В 500В	kg	40.832,00	120,00	4.899.840,00
2/1.1.9.1.3		Пробно оптерећење шипова, испитивање носивости шипова.	паушално / lump sum		555.595,20	

УКУПНО ИЗВОЂЕЊЕ НВ ШИПОВА:					19.075.435,20
-----------------------------------	--	--	--	--	----------------------

2/1.1.9.2	03	ЗЕМЉАНИ РАДОВИ				
2/1.1.9.2.1		Ископ темеља у материјалу I и II категорије, са свом потешном подрградом и транспортом ископаног материјала до 5 km. Плаћа се по m ³ ископаног материјала - на дубини 0-2 m - на дубини 2-4 m	m ³ m ³	1.199,00 60,00	890,00 1.200,00	1.067.110,00 72.000,00
2/1.1.9.2.5		Насипање материјала / затрпавање темеља стубова, из ископа или позајмишта, у слојевима по 30 cm, земљаним материјалом, са набијањем слојева до модула стшљивости Ms=30MPa. Плаћа се по m ³ набијеног материјала	m ³	3.117,00	1.800,00	5.610.600,00
2/1.1.9.2.6		Израда шљунчаног клина иза крајњих стубова, до нивоа доње ивице прелазне плоче, од добро гранулисаног шљунка збијеног у слојевима од 30cm до модула стишљивости Ms=40 MPa.	m ³	633,00	2.000,00	1.266.000,00
2/1.1.9.2.7		Израда кегли, према пројекту, материјалом добијеним из усека или позајмишта са механичким набијањем у слојевима од по 30cm.	m ³	918,00	2.900,00	2.662.200,00

УКУПНО ЗЕМЉАНИ РАДОВИ:					10.677.910,00
-------------------------------	--	--	--	--	----------------------

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Количина	Јед. цена	Цена (дин)
				Quantity	Unit rate	Price (Din)
				A	B	A`B

2/1.1.9.3	04	БЕТОНСКИ И АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАДОВИ PLAIN AND REINFORCED CONCRETE				
		<p>Све позиције обухватају поред описа појединачних ставки и следеће заједничке услове :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Бетонски радови ће бити изведени у свему по пројекту, статичком прорачуну и важећим правилницима. Цене садрже све радне операције, утрошке материјала, помоћни алат, оплате и скеле које прописују "Нормативи и стандарди рада у грађевинарству-Високоградња ГН 400", као и остале трошкове и зараду предузећа. - Бетон ће бити справљен, транспортован, уграђен, негован и испитиван на пробним узорцима по одредбама које прописује важећи "Правилник о техничким нормативима за бетон и армирани бетон" (ПБАБ 87-"Службени лист СФРЈ" бр.11/87). - Бетон ће бити справљен од агрегата и цемента атестираних по важећим српским стандардима. - Бетон класе В.II мора имати све класе отпорности дефинисане појединачним позицијама. - Обрачун количина стварно изведених радова извршиће се према одредбама које прописују "Нормативи и стандарди рада у грађевинарству". -Мешање бетона мора се вршити машинским путем, а набијање вибрирањем -Арматура се плаћа посебно, са изузетком префабриковани носачи -Каблови се плаћају посебно -У цену бетона је урачуната оплата и скела -Плаћа се за потпуно готов посао од m³ уграђеног бетона 				
	04.01	Неармирани бетон				
2/1.1.9.3.1		Мршави бетон - изравњавајући слој, дебљине 10 cm, С12/15, испод темеља стубова, крилних зидова, темељних плоча, наглавних греда, прелазних плоча од бетона.	m ³	35,00	12.000,00	420.000,00
	04.02	Армирано бетонске темељне конструкције				
2/1.1.9.3.4		Армирани бетон темеља стубова и темеља крилних зидова, тракастих темеља, контра-греда, плочастих темеља, јастука, наглавних греда и бунара. Бетон класе : С 25/30, XC2, PVII	m ³	293,00	21.600,00	6.328.800,00
	04.03	Стубови као ослонци распонских конструкција разних система и лежишне греде				
2/1.1.9.3.5		Тело крајњих стубова од бетона класе С 40/50, XC2, PVI	m ³	104,00	27.600,00	2.870.394,48
2/1.1.9.3.6		Крила и крилни зидови крајњих стубова од бетона класе С 40/50, XC2, PVI	m ³	37,00	27.600,00	1.021.200,00
2/1.1.9.3.7		Лежишне греде крајњих стубова од бетона класе С 30/37, XC4, XF2, XD3, PVI	m ³	40,00	27.600,00	1.104.000,00
2/1.1.9.3.8		Парапети, маске крајњих стубова од бетона класе С 40/50, XC4, XF2, XD3, PVI	m ³	71,00	27.600,00	1.959.600,00

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Количина Quantity		Јед. цена (дин) Unit rate (Din)		Цена (дин) Price (Din)
				A	B	A	B	A`B
2/1.1.9.3.9		Пешачке конзоле на крилима крајњих стубова од бетона класе С 40/50, XC4, XF4, XD3, PVI	m ³	7,00		30.600,00		214.200,00
2/1.1.9.3.10		Тело средњих стубова од бетона класе С 30/37, XC4, XF1,PVI	m ³	75,00		27.600,00		2.070.000,00
2/1.1.9.3.11		Лежишне греде и маске средњих стубова од бетона класе С 30/37, XC4, XF1,PVI	m ³	35,00		30.600,00		1.071.000,00
2/1.1.9.3.12		Квадери крајњих и средњих стубова од бетона класе С 30/37, XC4, XF1,PVI	m ³	1,00		30.600,00		30.600,00
	04.04	Распонска конструкција моста од армираног бетона						
2/1.1.9.3.13		Коловозна плоча од армираног бетона преко монтажних носача Бетон класе С 40/50, XC4, XF4, XD3, PVII	m ³	286,00		30.600,00		8.751.600,00
2/1.1.9.3.14		Армиранобетонски попречни носачи за везу главних носача од преднапрегнутог бетона. Бетон класе С 40/50, XC4, XF4, XD3, PVII	m ³	113,00		27.000,00		3.051.000,00
2/1.1.9.3.15		Ивични венци пешачких стаза ливени на лицу места, (укључујући и ревизионе шахтове) од бетона класе С40/50, PV-II, XC4,XD3, XF4	m ³	121,00		37.200,00		4.501.200,00
2/1.1.9.3.16		Прелазне плоче, од бетона С 25/30, XC2	m ³	15,00		25.200,00		378.000,00
	04.05	Распонска конструкција моста од преднапрегнутог бетона						
2/1.1.9.3.17		Префабриковани главни носачи од преднапрегнутог бетона постављен на гумену плочу Бетон: С60/60, укључивале су преднапрегнуте нити и арматуре	m ³	306,00		80.000,00		24.480.000,00
УКУПНО БЕТОНСКИ РАДОВИ:								58.251.594,48

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Јед. цена (дин) Unit rate (Din)		Цена (дин) Price (Din)
				A	B	A`B

2/1.1.9.4	05	РАДОВИ ОД МЕТАЛА				
		Све позиције обухватају поред описа појединачних ставки и следеће заједничке услове: - Армирачки радови ће бити изведени у свему по пројекту, статичком прорачуну и важећим правилницима. Цене садрже све радне операције, утрошке материјала, помоћни алат и скеле које прописују "Нормативи и стандарди рада у грађевинарству-Високоградња ГН 400", као и остале трошкове и зараду предузећа. - Арматуру очистити од рђе и прљавштине, исправити, исећи, савити и уградити по детаљима (арматурним нацртима) и статичком прорачуну. - За квалитет уграђене арматуре одговара извођач радова. - Јединична цена садржи и постављање подметача од челика,пластике или бетона за постизање предвиђених заштитних слојева и правилног положаја арматуре у конструкцији. Сва подеона гвожђа и узенгије ће бити чврсто везани за главну арматуру тако да не може доћи до промене положаја				
2/1.1.9.4.1		Набавка, чишћење, сечење, машинско савијање и монтажа арматуре према пропису, пројекту и статичким детаљима. Плаћа се по kg уграђене арматуре. Ребраста арматура В 500В	kg	179.700,00	120,00	21.564.000,00

УКУПНО АРМИРАЧКИ РАДОВИ:						21.564.000,00
---------------------------------	--	--	--	--	--	----------------------

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Јед. цена (дин) Unit rate (Din)		Цена (дин) Price (Din)
				A	B	A'B

2/1.1.9.5	06	ИЗОЛАТЕРСКИ РАДОВИ				
		- Сви изолатерски радови морају бити изведени педантно и тачно према захтевима из пројекта, предрачуна радова и детаљима. - Употребљени материјали морају одговарати важећим стандардима и прописима, снабдени атестима овлашћене установе, проверени у употреби, трајни колико и објекат или пројектовани тако да је њихова замена могућа. - Све грешке на конструкцији морају се на одговарајући начин отклонити или санирати пре почетка доношења изолационог материјала. - У јединичну цену је урачуната набавка свог потребног материјала, алата, транспорт и израда. - Плаћа се за потпуно готов посао по m ² урађене изолације и/или заштите.				
2/1.1.9.5.1		Израда хидроизолације горње плоче и конзола на бази метил метакрилата, прскањем под притиском. Радови по овој позицији се изводе у складу са техничким условима и нормативима за ову врсту послова као и по технологији произвођача. У цену су у рачунати набавка материјала, транспорт и уградња.	m ²	920,00	4.150,00	3.818.000,00
2/1.1.9.5.2		Израда хидроизолације од једног хладног премаза битулитом и једног премаза врућим битуменом бетонских површина које су у контакту са земљом.	m ²	1.326,00	1.200,00	1.591.200,00
2/1.1.9.5.3		Израда заштите бетонских површина заштитним хидрофобним премазом за бетон, на бази пенетрата. Површине морају бити претходно очишћене и суве. Премазивање подразумева заштиту и импрегнацију свих видљивих бетонских површина моста које су у додиру са атмосферским утицајима.	m ²	4.441,00	2.000,00	8.882.000,00
2/1.1.9.5.4		Заштитни премаз бетона на пешачким стазама, степеницама и подестима, d=3-3.5 mm, формираног од 4 слоја:епокси прајмер, водоотпорни слој пур смоле, основни премаз пур смоле(полиуретан) са кварц песком (0.5-1 mm) и завршни слој пур смоле.	m ²	372,00	2.500,00	930.000,00
УКУПНО ИЗОЛАТЕРСКИ РАДОВИ:						15.221.200,00

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Јед. цена (дин) Unit rate (Din)		Цена (дин) Price (Din)
				A	B	

2/1.1.9.6	07	ЛЕЖИШТА И ДИЛАТАЦИЈЕ	BEARINGS AND EXPANSION JOINTS			
2/1.1.9.6.1		Израда и постављање армирано еластомерних лежишта. Плаћа се по комаду постављеног лежишта. покретна у свим правцима попречно непокретна	ком ком	4,00 4,00	45.000,00 85.000,00	180.000,00 340.000,00
2/1.1.9.6.3		Армиране еластомерне дилатационе спојнице, набавка и уградња према пројекту Плаћа се по м' уграђене дилатационе спојнице. средња померања	м'	20,00	100.000,00	2.000.000,00

УКУПНО ЛЕЖИШТА И ДИЛАТАЦИЈЕ:						2.520.000,00
-------------------------------------	--	--	--	--	--	---------------------

2/1.1.9.7	08	ОСТАЛИ РАДОВИ				
		За све позиције наведених радова важи: * у цену је урачуната набавка свог потребног материјала, алата, механизације, транспорт, израда и монтажа према пројекту, а за комплетно завршен посао				
2/1.1.9.7.1		Сливници од ливеног гвожђа С-6, набавка и уградња према пројекту. Плаћа се по комаду уграђеног сливника.(део Пројекта одводњавања)	ком	2,00	50.000,00	100.000,00
2/1.1.9.7.2		Ливене цеви за одвод воде из сливника укључујући и сав причврсни прибор. Плаћа се по м' уграђене цеви. (део Пројекта одводњавања)	м'	40,00	2.700,00	108.000,00
2/1.1.9.7.3		Израда и постављање оградe од челика S 235 JRG1. У цену је урачуната набавка материјала, израда, транспорт, монтажа, антикорозиона заштита са два основна и два завршна премаза покривном бојом, а у свему према пројекту. Плаћа се по kg постављене оградe. -цевне или од профила - висока жичана заштитна ограда	kg kg	11.620,00 1.824,00	250,00 250,00	2.905.000,00 456.000,00
2/1.1.9.7.5		Коловозни застор од асфалт бетона, дебљине 7cm	м ²	634,20	1.600,00	1.014.720,00
2/1.1.9.7.6		Уграђивање ПВЦ цеви у пешачке (ревизионе) стазе Ф100mm. Плаћа се по м' уграђених цеви.	м'	698,00	450,00	314.100,00
2/1.1.9.7.7		Израда и затварање спојница на бетону на степенишном делу на местима споја дилатационих целина, спојница на асфалту уз ивичњаке и венце на пешачким стазама и уз дилатационе справе трајно еластичном масом. Плаћа се по м' уграђене спојнице.	м'	549,00	3.000,00	1.647.000,00
2/1.1.9.7.8		Ивичњаци бетонски или камени 18/24 cm.	м'	233,00	2.600,00	605.800,00

ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ
ПРУГА: СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (Келебија)
КЊИГА 2/1-1.9: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА
НАДВОЖЊАК на km 89+315.15 пруге
km 0+427.47 укрштаја по

Бр. поз. No.	Бр.поз. Техн Усл Item in Tech. Conditions	Опис радова	Јед. мере Unit	Јед. цена (дин) Unit rate (Din)		Цена (дин) Price (Din)
				А	В	
2/1.1.9.7.9		Испитивање готовог моста.		паушално / lump sum		1.500.000,00
2/1.1.9.7.10		Фотографско снимање у току изградње моста.		паушално / lump sum		150.000,00
2/1.1.9.7.11		Израда и уграђивање плоче са годином изградње моста.		паушално / lump sum		15.000,00

УКУПНО ОСТАЛИ РАДОВИ:						8.815.620,00
------------------------------	--	--	--	--	--	---------------------

ЗБИРНА РЕКАПИТУЛАЦИЈА

2/1.1.9.1	02	ИЗВОЂЕЊЕ НВ ШИПОВА			19.075.435,20
2/1.1.9.2	03	ЗЕМЉАНИ РАДОВИ			10.677.910,00
2/1.1.9.3	04	БЕТОНСКИ И АРМИРАНОБЕТОНСКИ РАДОВИ			58.251.594,48
2/1.1.9.4	05	РАДОВИ ОД МЕТАЛА			21.564.000,00
2/1.1.9.5	06	ИЗОЛАТЕРСКИ РАДОВИ			15.221.200,00
2/1.1.9.6	07	ЛЕЖИШТА И ДИЛАТАЦИЈЕ			2.520.000,00
2/1.1.9.7	08	ОСТАЛИ РАДОВИ			8.815.620,00

УКУПНО (дин): GRAND TOTAL (Din):

136.125.759,68

Београд, јул 2020.

Срачунао:

Вуле Ристић, дипл. инж. грађ.
лиценца бр.: 310 N095 14



(Handwritten signature)

Одговорни пројектант:

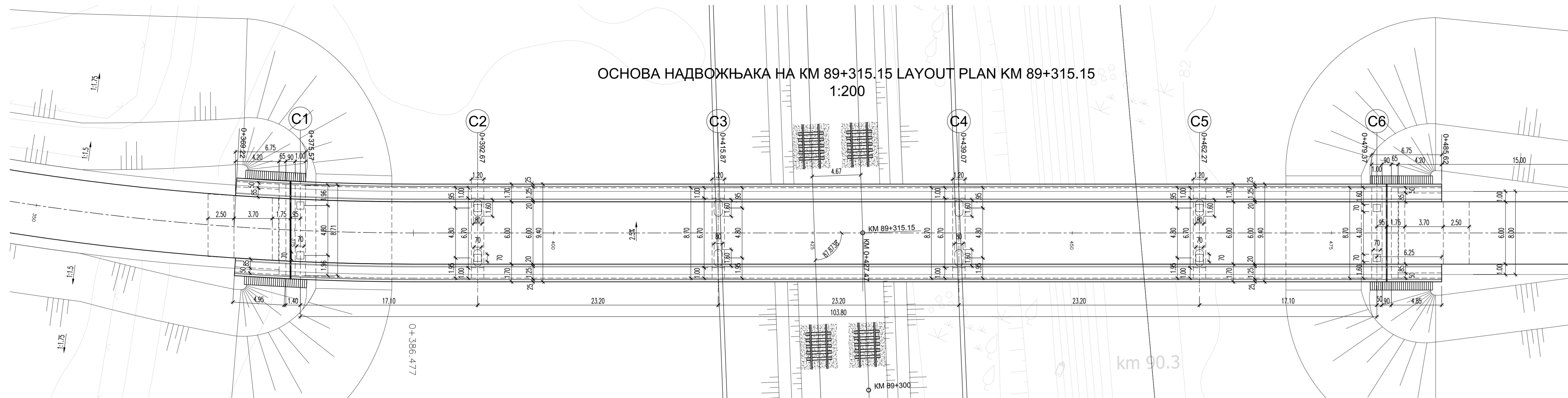
Вуле Ристић, дипл. инж. грађ.
лиценца бр.: 310 N095 14



(Handwritten signature)

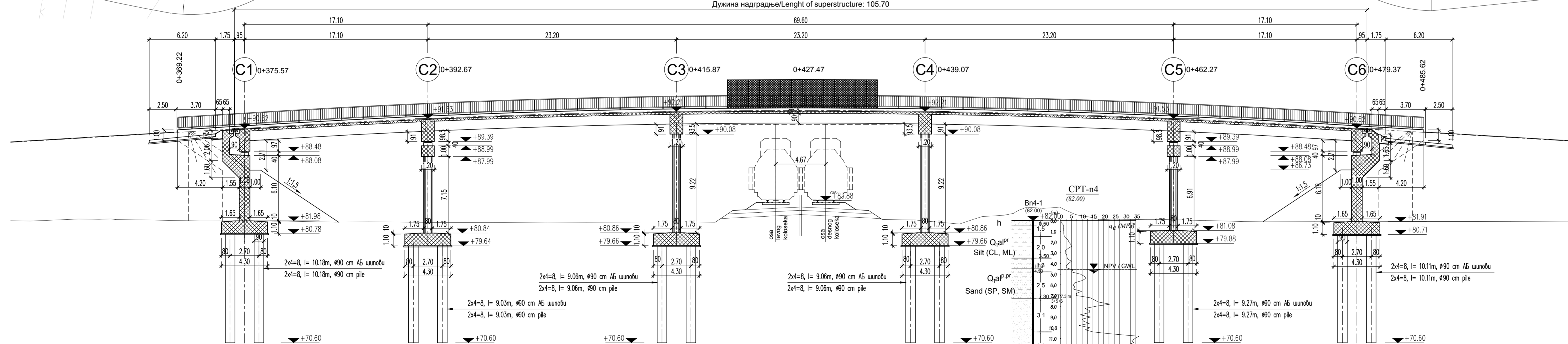
2/1-1.9.7. ГРАФИЧКА ДОКУМЕНТАЦИЈА

ОСНОВА НАДВОЖЊАКА НА КМ 89+315.15 LAYOUT PLAN KM 89+315.15
1:200



ПОДУЖНИ ПРЕСЕК НАДВОЖЊАКА НА КМ 89+315.15 LONGITUDINAL SECTION AT KM 89+315.15
1:200

Дужина надградње/Length of superstructure: 105.70



КАРАКТЕРИСТИКЕ МАТЕРИЈАЛА

Елемент	Бетон	Арматура	Заштитни слој
Претходно напрегнути носачи	C 50/60	B500B	3.5
Коловозна плоча и попр. носачи	C 40/50, XC4, XD1, XF2, PV-II	B500B	3.5
Ивични венци и пешачке стазе	C 40/50, XC4, XD3, XF4, PV-II	B500B	2.5
Лежишне греде и квадери	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	3.5
АБ стубови	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
АБ потпорни зидови	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
Шипови и наглавне греде	C 25/30, XC2, PV-II	B500B	5.0
Прелазна плоча	C 25/30, XC4	B500B	4.0
Мршав бетон	C 12/15, X0	B500B	

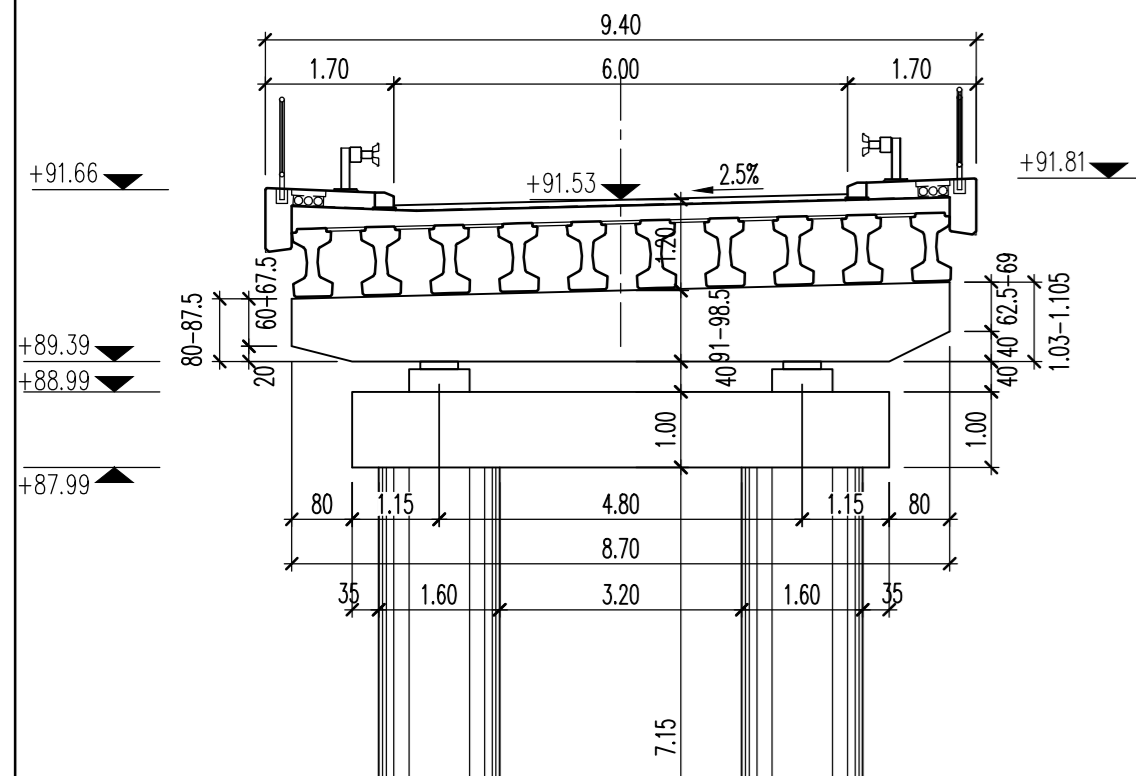
QUALITY OF MATERIALS

Element	Concrete	Reinforcement	Concrete cover
Prestressed girders	C 50/60	B500B	3.5
Carriage slab and lateral girders	C 40/50, XC4, XD1, XF2, PV-II	B500B	3.5
Curb and side-walk	C 40/50, XC4, XD3, XF4, PV-II	B500B	2.5
Bearing beam and blocks	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	3.5
Rc. columns	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
Rc. supporting walls	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
Piles and pilecaps	C 25/30, XC2, PV-II	B500B	5.0
Floating slab	C 25/30, XC4	B500B	4.0
Lean concrete	C 12/15, X0	B500B	

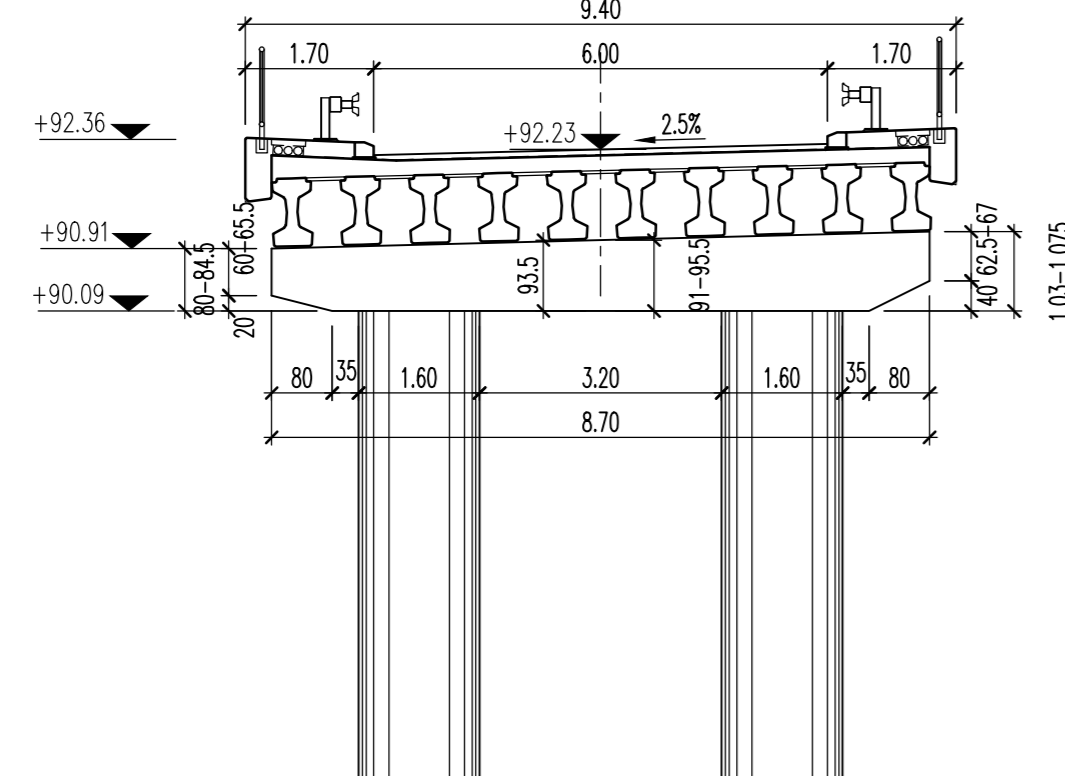


03		
02		
01		
Број/Number	Датум / Date	Опис / Description
Ревизиони блок / Revision block:		
САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП, д.о.о. INSTITUTE OF TRANSPORTATION CIP Ltd Немањина 6, 11000 Београд, Србија Тел: 011/3618-134; Факс: 011/3618-324; web site: www.sicp.co.rs		
Организациона јединица: КОНСТРУКЦИЈЕ / Organization unit: STRUCTURE DEPARTMENT		
Одговорни пројектант: / Responsible designer: Вуле Ристич, дипл. грађ. инж.		Инвеститор пројекта / Investor: Инфраструктура железнице Србије "А.Д." / INFRASTRUCTURE RAILWAYS OF SERBIA "А.Д." Немањина 22-26, 11000 Београд, Србија www.mgs.gov.rs
Сарадници: / Associates: Zsuzsanna Lénárt		Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре Немањина 22-26, 11000 Београд, Србија www.mgs.gov.rs
Објекат: / Structure: МОДЕРНИЗАЦИЈА ЖЕЛЕЗНИЧКЕ ПРУТЕ БЕОГРАД - СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (КЕЛЕБИЈА) / MODERNIZATION OF BELGRADE - SUBOTICA - STATE BORDER (KELEBIJA) RAILWAY LINE SECTION: NOVI SAD - SUBOTICA - STATE BORDER (KELEBIJA) Део пројекта: / Part of Design: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА НАДВОЖЊАК НА КМ 89+315.15 / DESIGN OF BRIDGES OVERPASS AT KM 89+315.15		
Унутрашња контрола: / Internal control: Нада Павловић, дипл. грађ. инж.		Цртеж: / Drawing: ОСНОВА КОЛОВОЗА И ПОДУЖНИ ПРЕСЕК ПЛАН AND LONGITUDINAL SECTION
Главни пројектант: / Chief designer: Милан Јелкић, дипл. грађ. инж.		Масштаб: / Scale: 1:200
Руководилац организационе јединице: / Manager of organization unit: Љиљана Мишковић, дипл. грађ. инж.		Основа пројекта: / Design phase: ДП / PD
		Датум издања: / Issue date: 12.2018.
		Цртеж бр./Drawing No.: 2017-728-КОН-2/1-9.7.1

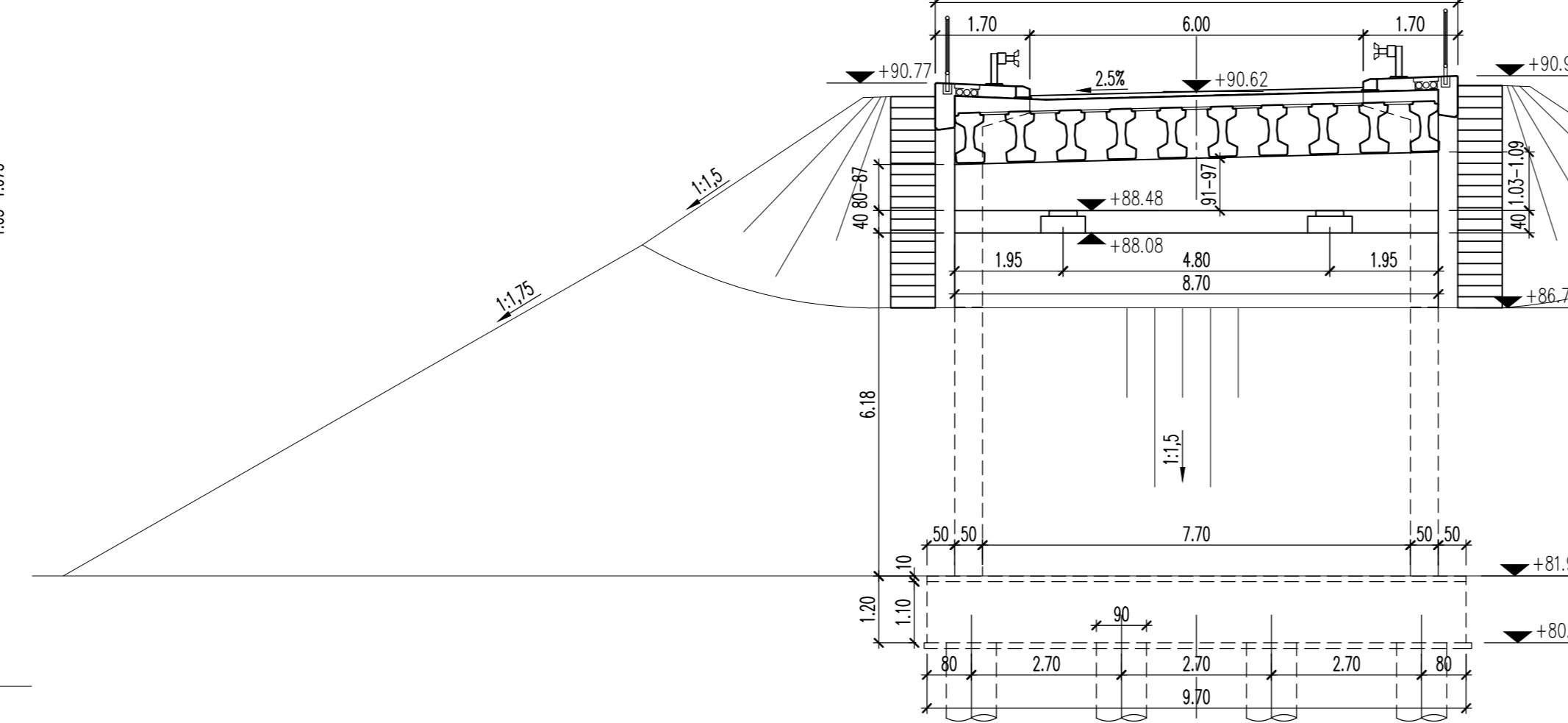
ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК СТУБА С2
CROSS SECTION
KM 0+392.67 1:100



ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК СТУБА С3
CROSS SECTION
KM 0+415.87 1:100



ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК СТУБА С6
CROSS SECTION
KM 0+479.37 1:100



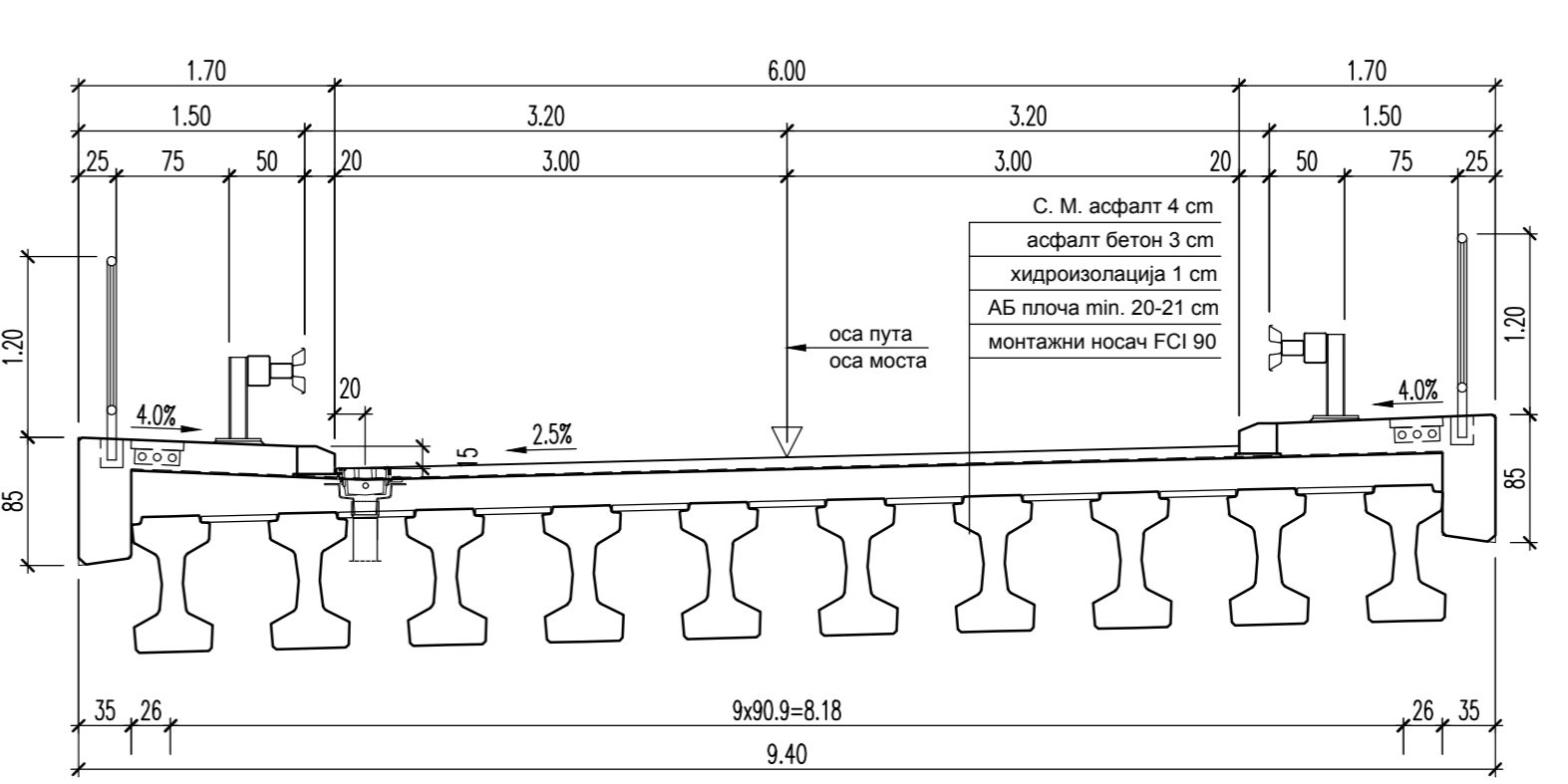
КАРАКТЕРИСТИКЕ МАТЕРИЈАЛА

Елемент	Бетон	Арматура	Заштитни слој
Претходно напрег-ути носачи	C 50/60	B500B	3.5
Коповозна плоча и попр. носачи	C 40/50, XC4, XD1, XF2, PV-II	B500B	3.5
Ивични венци и пешачке стазе	C 40/50, XC4, XD3, XF4, PV-II	B500B	2.5
Лежишне греде и квадери	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	3.5
АБ стубови	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
АБ потпорни зидови	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
Шипови и наглавне греде	C 25/30, XC2, PV-II	B500B	5.0
Прелазна плоча	C 25/30, XC4	B500B	4.0
Мршав бетон	C 12/15, X0	B500B	

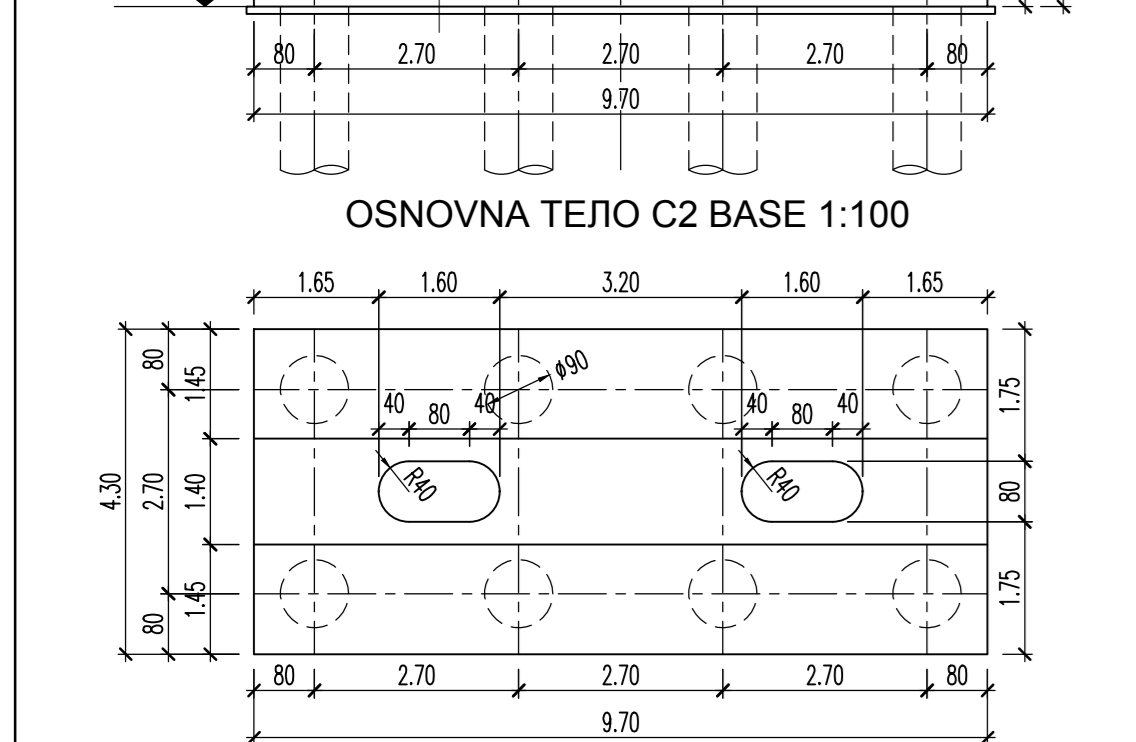
QUALITY OF MATERIALS

Element	Concrete	Reinforcement	Concrete cover
Prestressed girders	C 50/60	B500B	3.5
Carriage slab and lateral girders	C 40/50, XC4, XD1, XF2, PV-II	B500B	3.5
Curb and side-walk	C 40/50, XC4, XD3, XF4, PV-II	B500B	2.5
Bearing beam and blocks	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	3.5
Rc. columns	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
Rc. supporting walls	C 30/37, XC4, XD1, XF2, PV-I	B500B	4.0
Piles and pilecaps	C 25/30, XC2, PV-II	B500B	5.0
Floating slab	C 25/30, XC4	B500B	4.0
Lean concrete	C 12/15, X0	B500B	

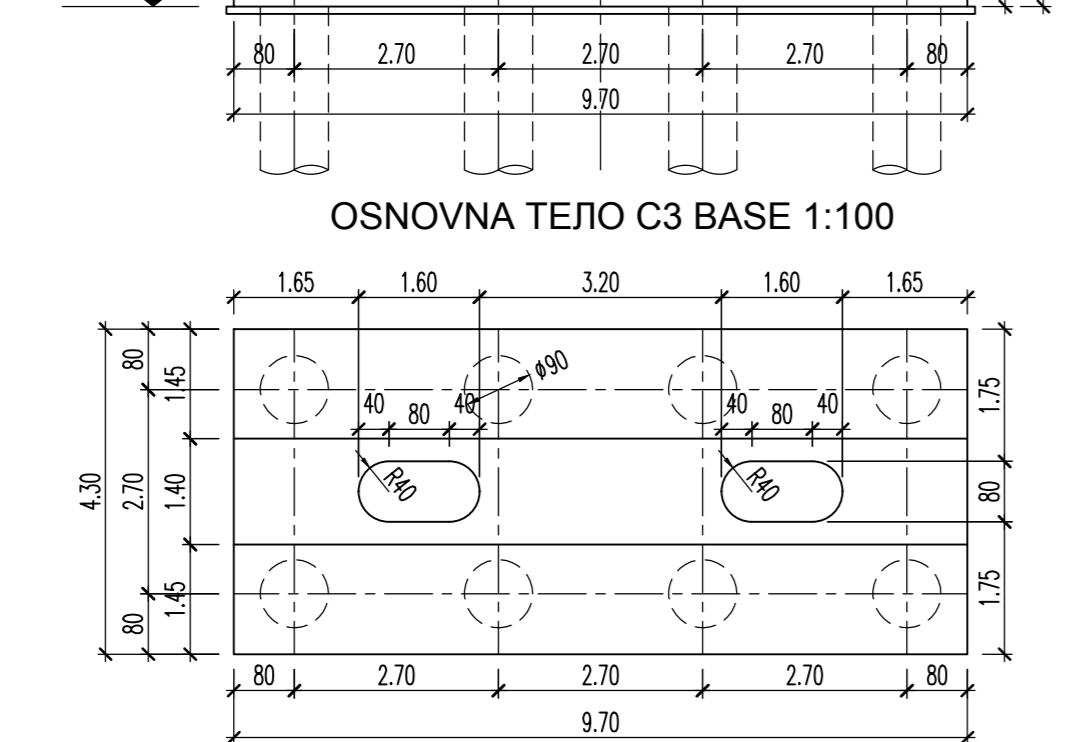
КАРАКТЕРИСТИЧНИ ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ НАДВОЖЊАКА
GENERAL CROSS SECTION
1:50



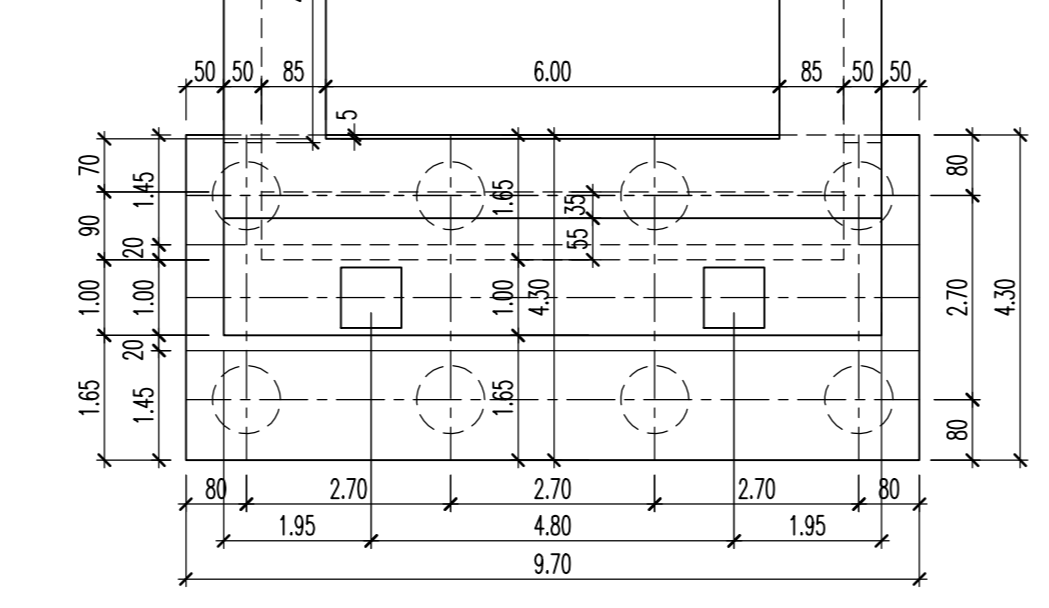
OSNOVNA Telo C2 BASE 1:100



OSNOVNA Telo C3 BASE 1:100

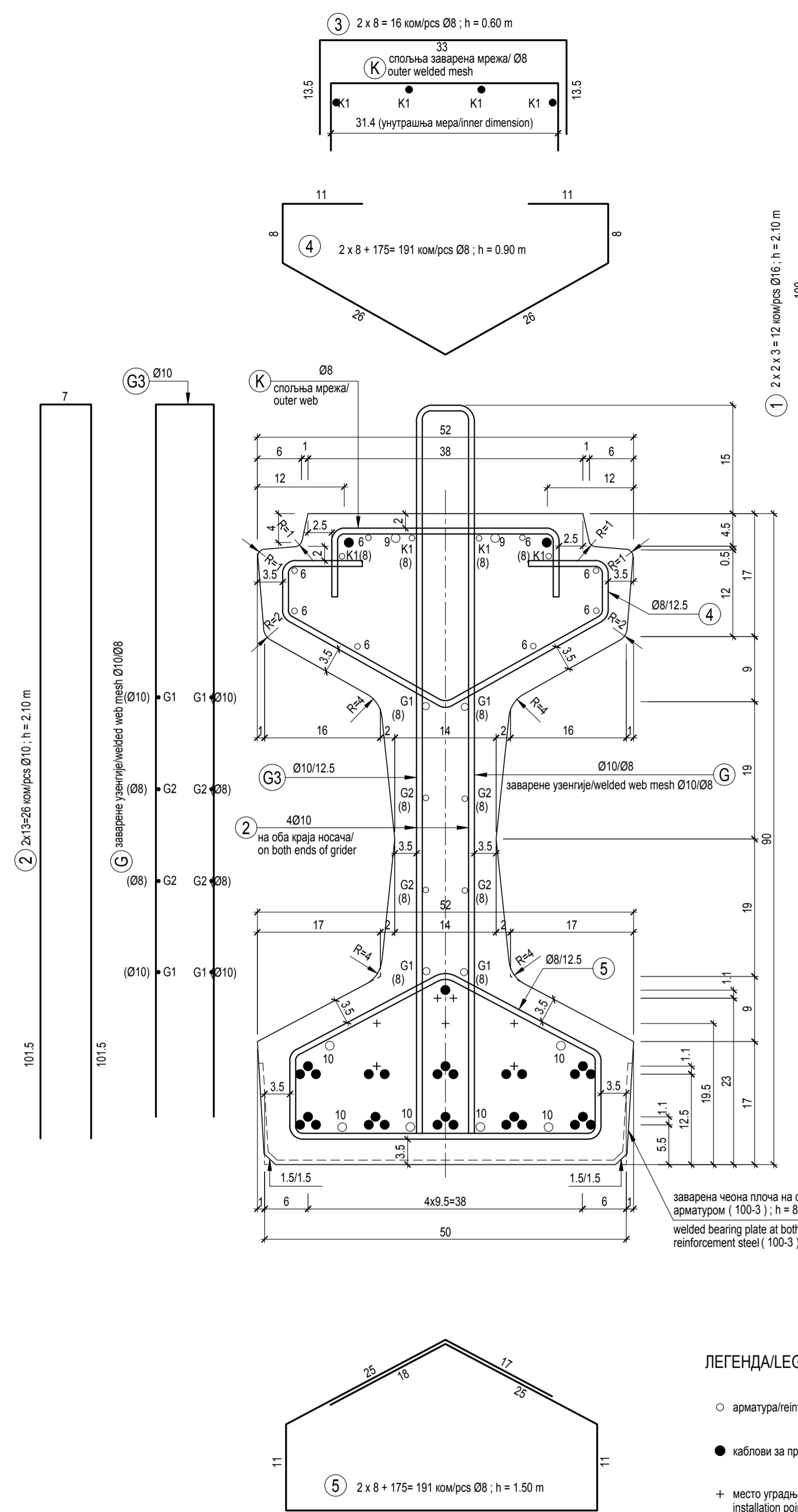


ОСНОВНО ТЕЛО С6
ABUTMENT 1:100

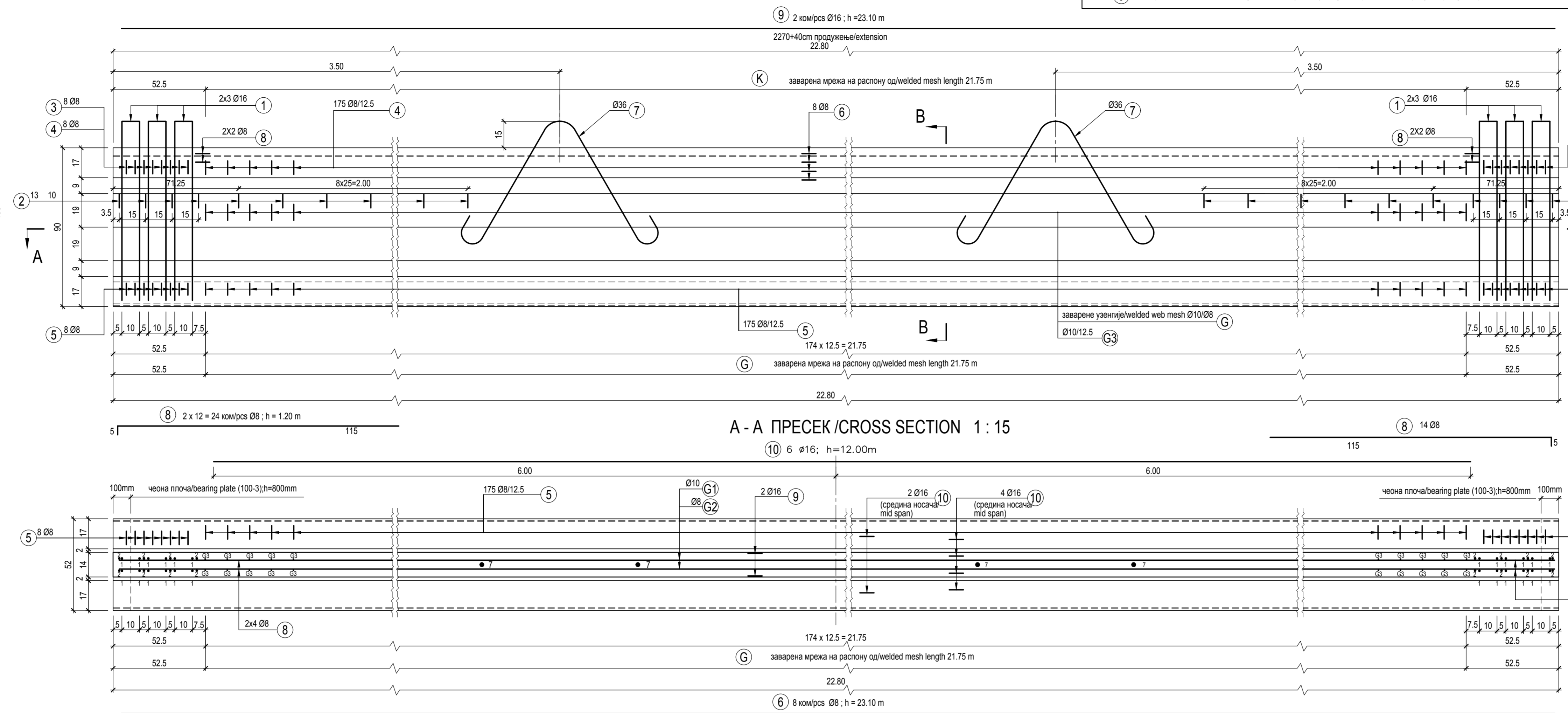


03		
02		
01		
Број/Number	Датум / Date	Опис / Description
РЕВИЗИОНИ БЛОК: / Revision block:		
САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП, д.о.о. INSTITUTE OF TRANSPORTATION CIP Ltd Немањина 6; 11000 Београд; Србија Тел: 011/3618-134; Факс: 011/3618-324; web site: www.sicip.co.rs		
Организациона јединица: КОНСТРУКЦИЈЕ / Organization unit: STRUCTURE DEPARTMENT		
Одговорни пројектант: Responsible designer: Вуле Ристић, дипл. грађ. инж. лиценца број: / license No.: 310 N095 14	Инвеститор пројекта: / Investor: "ИНФРАСТРУКТУРА ЖЕЛЕЗНИЦЕ СРБИЈЕ" АД / INFRASTRUCTURE RAILWAYS OF SERBIA "JSC Немањина 6/В, Београд / Nemanjina Street 6/V, Belgrade Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре Немањина 22 - 26, 11000 Београд; Србија web site: www.mps.gov.rs Ministry of Construction, Transport and Infrastructure Nemanjina 22-26 Street, 11000 Belgrade; Serbia web site: www.mps.gov.rs	Наручилац пројекта: / Employer: Министарство грађевинарства, саобраћаја и инфраструктуре Немањина 22 - 26, 11000 Београд; Србија web site: www.mps.gov.rs Ministry of Construction, Transport and Infrastructure Nemanjina 22-26 Street, 11000 Belgrade; Serbia web site: www.mps.gov.rs
Сарадници: / Associates:		
Пројекат: / Structure: МОДЕРНИЗАЦИЈА ЖЕЛЕЗНИЧКЕ ПРУТЕ БЕОГРАД - СУБОТИЦА - ДРЖАВНА ГРАНИЦА (КЕЛЕБИЈА) / MODERNIZATION OF BELGRADE - SUBOTICA - STATE BORDER (Kеlеbija) RAILWAY LINE SECTION: NOVI SAD - SUBOTICA - STATE BORDER (Kеlеbija) Део пројекта: / Part of Design: ПРОЈЕКАТ МОСТОВА НАДВОЖЊАКА НА КМ 89+315.15 / DESIGN OF BRIDGES OVERPASS AT KM 89+315.15		
Унутрашња контрола: / Internal control: Нада Павловић, дипл. грађ. инж.	Цртеж: / Drawing: ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕЦИ / CROSS SECTIONS	Размера: / Scale: 1:50; 1:100
Главни пројектант: / Chief designer: Милан Јелкић, дипл. грађ. инж.	Фаза пројекта: / Design phase: ИДП / PD	Датум/ date: / Drawing No.: 12.2018. / 2017-728-KON-2/1-1.9.7.2
Руководилац организационе јединице: / Manager of organization unit: Љиљана Мишковић, дипл. грађ. инж.		

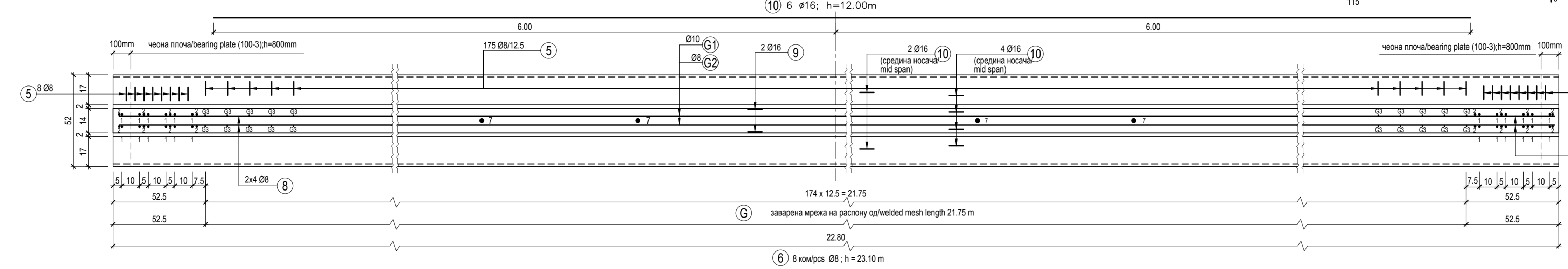
В - В ПОПРЕЧНИ ПРЕСЕК/CROSS SECTION 1 : 5



БОЧНИ ПОГЛЕД/SIDE VIEW 1 : 15



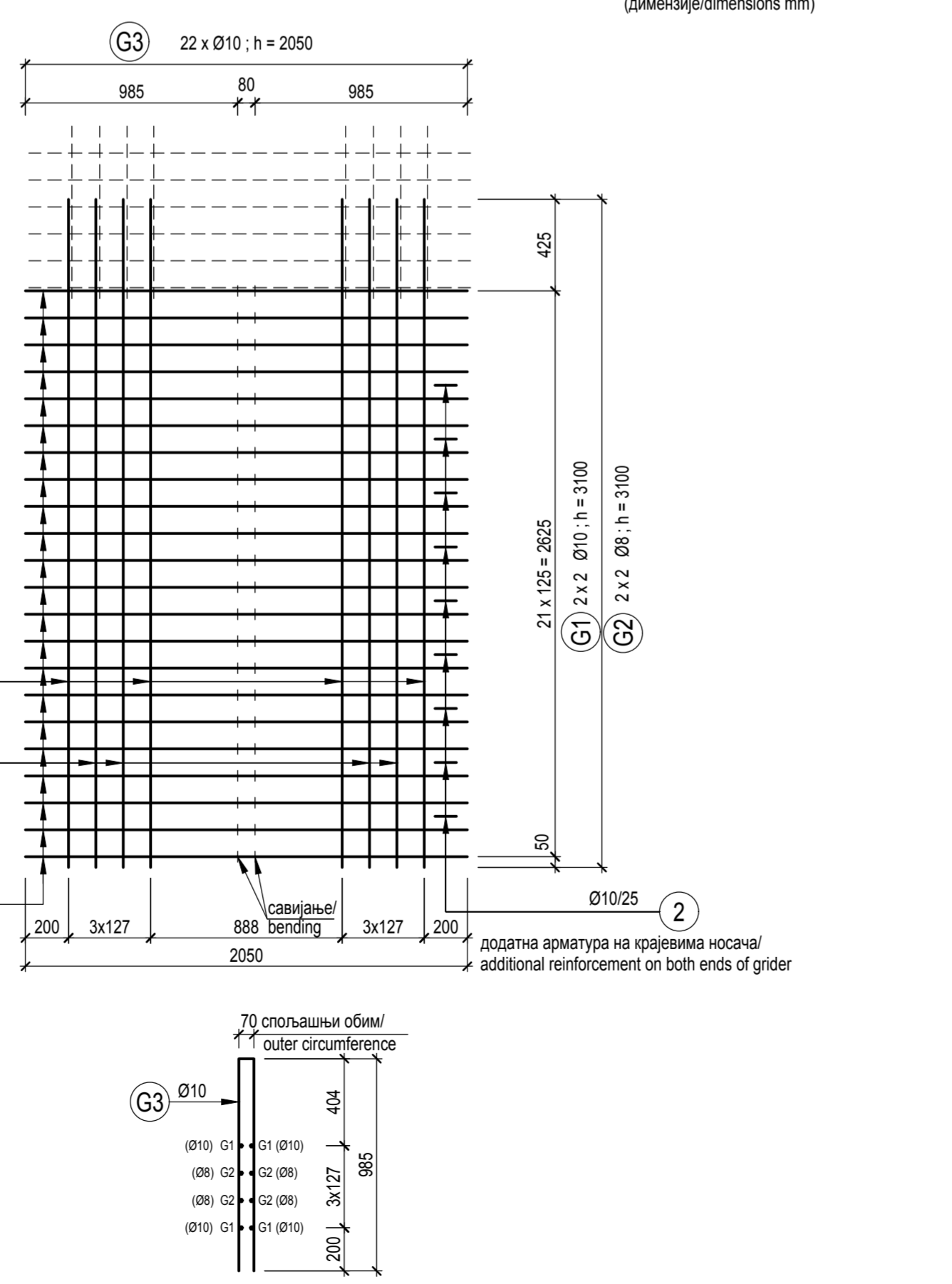
А - А ПРЕСЕК/CROSS SECTION 1 : 15



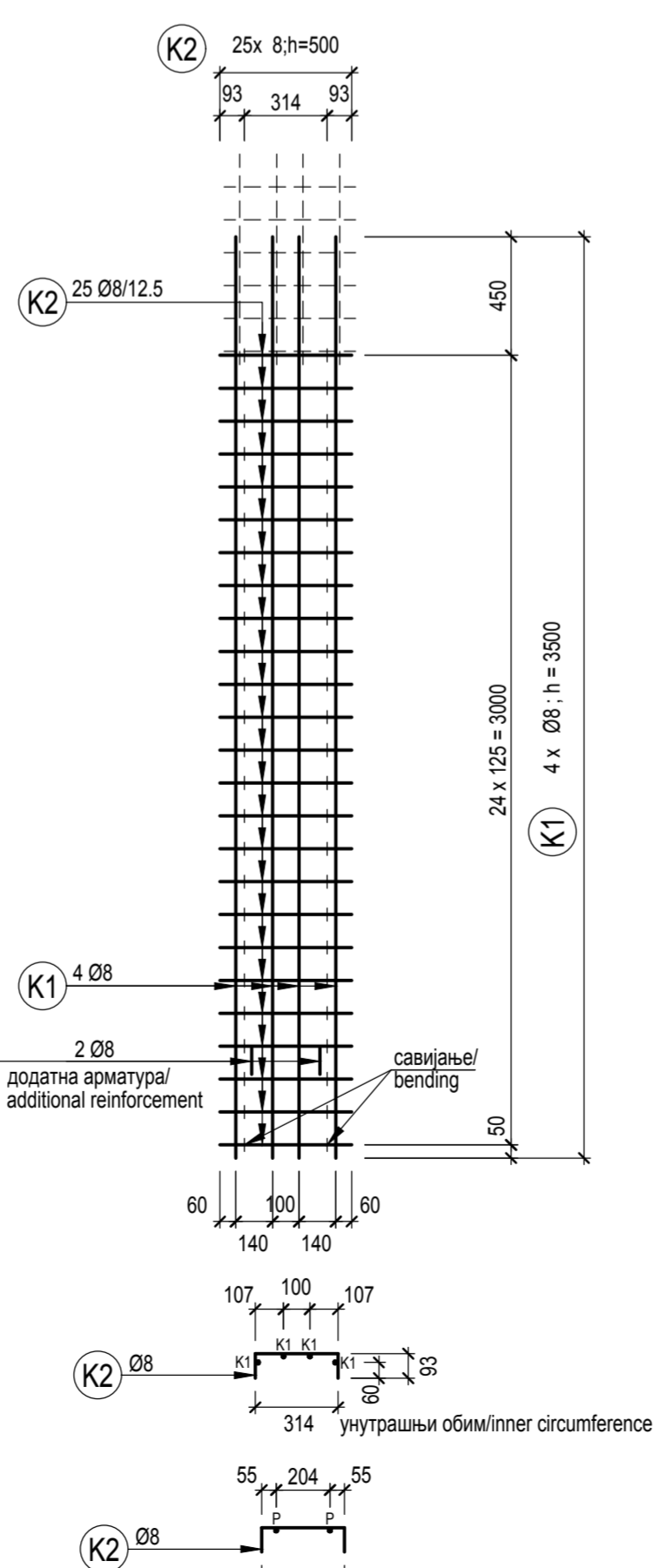
Армирани бетонски елемент под ознаком Број 9) може се наизменично продужити на 2.00 м од осе кува за подизање, у једном пресеку само један армирани бетонски елемент (продужење од 40 см)
 Rebar nr. 9 shall be spliced 2.00m from the axis of lifting locks alternately, but only a single rebar per cross section! (Length of splicing 40 cm)

Армирани бетонски носач ознаке 6) може се било где продужити, али само у једном пресеку свака трећа шпала (продужење од 40 см)
 Rebar nr. 4 may be extended anywhere, but only one in three rebar per cross section! Length of extension 40 cm

Г) Ј. Узегије/web mesh (квалитет/quality: ВНВ 55.50) (димензије/dimensions mm)



К) Ј. Спољња мрежа/outer mesh



СПЕЦИФИКАЦИЈА АРМАТУРЕ за 1 ком. Носача

Ознака	ком.	Ф mm	дужина m	Укупна дужина			
				В 500 В (В 60 50)	ВНБ500В (ВНБ55 50)	К (Ф 10)	Г (Ф10)
1	12	16	2.10				
2	26	10	2.10	54.60			
3	16	8	0.60	9.60			
4	191	8	0.90	171.90			
5	191	8	1.50	286.50			
6	8	8	23.10	184.60			
7	2	36	2.55		5.10		
8	24	8	1.20	28.80			
9	2	16	23.10		46.20		
10	6	16	12.00		72.00		
К	7,3	8	21.75	*К* заварена мрежа Ф 8; 21.75m дужина/3,000=5,9 ком.			7,3
Г	8,3	8/10	21.75	*Г* заварена мрежа Ф 8 Ф 10; 21.75m дужина/2,625=8,3 ком.			8,3
Укупна дужина				681.60	54.60	143.40	5.10
Специфична тежина				0.395	0.617	1.378	7.990
Тежина према Ф				269.23	33.69	226.29	40.75
Тежина по квалитету						570	41
Укупна тежина							980

STEEL SPECIFICATION 1 pcs. girder

Mark	pcs.	Ф mm	Length m	Total length			
				B 500 B (B 60 50)	BНБ500В (ВНБ55 50)	К (Ф 10)	Г (Ф10)
1	12	16	2.10				
2	26	10	2.10	54.60			
3	16	8	0.60	9.60			
4	191	8	0.90	171.90			
5	191	8	1.50	286.50			
6	8	8	23.10	184.60			
7	2	36	2.55		5.10		
8	24	8	1.20	28.80			
9	2	16	23.10		46.20		
10	6	16	12.00		72.00		
К	7,3	8	21.75	*К* marked welded mesh Ф 8; 21.75m length/3,000=5,9 pcs.			7,3
Г	8,3	8/10	21.75	*Г* marked welded mesh Ф 8 Ф 10; 21.75m length/2,625=8,3 pcs.			8,3
Total length				681.60	54.60	143.40	5.10
Specific weight				0.395	0.617	1.378	7.990
Weight by Ф				269.23	33.69	226.29	40.75
Weight by quality						570	41
Total weight							980

СПЕЦИФИКАЦИЈА АРМАТУРЕ "Г" мрежаста узегија

Ознака	Ф mm	Дужина mm	Укупна дужина	
			ВНБ500В (ВНБ55 50)	Ф 8
Г1	4	10	3100	12,40
Г2	4	8	3100	12,40
Г3	22	10	2050	45,10
Укупна дужина			m	12,40
Специфична тежина			kg/m	0,395
Тежина по Ф			kg	4,90
Тежина по квалитету			kg	4,90
Тежина 1 ком. "Г" заварене мреже				40,38

СПЕЦИФИКАЦИЈА АРМАТУРЕ "К" мрежаста узегија

Ознака	Ф mm	Дужина mm	Укупна дужина	
			ВНБ500В (ВНБ55 50)	Ф 8
К1	4	8	3500	14,00
К2	25	8	500	12,50
Укупна дужина			m	26,50
Запремина тежина			kg/m	0,395
Запремина по Ф			kg	10,47
Запремина по квалитету			kg	10,47
Тежина 1 ком. "К" заварене мреже				10,47

STEEL SPECIFICATION "Г" marked web mesh

Mark	pcs.	Ф mm	Length mm	Total length	
				BНБ500В (ВНБ55 50)	Ф 8
Г1	4	10	3100	12,40	
Г2	4	8	3100	12,40	
Г3	22	10	2050	45,10	
Total length			m	12,40	
Specific weight			kg/m	0,395	
Weight by Ф			kg	4,90	
Weight by quality			kg	4,90	
Weight of 1 pcs. "Г" mark welded mesh				40,38	

STEEL SPECIFICATION "К" marked web mesh

Mark	pcs.	Ф mm	Length mm	Total length	
				BНБ500В (ВНБ55 50)	Ф 8
К1	4	8	3500	14,00	
К2	25	8	500	12,50	
Total length			m	26,50	
Specific weight			kg/m	0,395	
Weight by Ф			kg	10,47	
Weight by quality			kg	10,47	
Weight of 1 pcs. "К" mark welded mesh				10,47	

НАПОМЕНЕ:

- Челик за преднапрезање: номинални пречник: 12,5 мм шпала 7 (Y1860 S7-12.5) $A_p = 93 \text{ mm}^2$; $f_{yk} = 1860 \text{ N/mm}^2$; $f_{tk} = 1580 \text{ N/mm}^2$
 за 1 ком. носача: потребно: 31 ком. 31x22.80 = 706,80 м
 тежина: 706,80x0,785 = 554,84 кг
- Потребан напон при напрезању: 1240 N/mm²
- Што одговара сили од 115 кН по елементу
- Квалитет материјала:
 Бетон: C50/60
 Арматура: B500B (B60 50)
 Кува за дизање: B240B (B38 24)
 Заварена мрежа: B500B (ВНБ55,50)
- Заштитни слој бетона: 3,50 цм
- Утиб носача при затезању: 40,00 мм
 напон старости бетона од 100 дана: 68,50 мм
- Тежина носача дужине 22,80 м: 22,80x0,725 = 16,50 тона
- Убрзавање процеса очвртавања бетона термичком и хемијском обрадом дозвољено је искључиво према упутствима произвођача за регулацију квалитета.
- Сидење оплате је дозвољено најмање 8 сати након бетонирања.
- Испитивање чврстоће бетона на притисак вршити пре пуштања затезане силе, на својој другој пробној коци од 6 пробних елемената. Преостале 3 пробне коце испитати након 28 дана неструктурним методама. Испитати испитивање на пољу пулсона.
- При нашој сили затезања чврстоћа бетона на притисак најмање мора да износи $f_{ak} = 36,10 \text{ N/mm}^2$ (пробна коца димензије 15 цм)
- Уграђени носач мора поседовати ЕК - фабрички сертификат о контроли производње.

COMMENTS:

- Strands: 12.5 mm nominal diameter 7 wire (Y1860 S7-12.5) $A_p = 93 \text{ mm}^2$; $f_{yk} = 1860 \text{ N/mm}^2$; $f_{tk} = 1580 \text{ N/mm}^2$
 For 1 pcs girder: required: 31 pcs. 31x22.80 = 706.80 m
 weight: 706.80x0.785 = 554.84 kg
- Initial prestressing: 1240 N/mm²
- Which is equivalent to 115 kN prestressing force.
- Quality of materials:
 Concrete: C50/60
 Reinforcement: B500B (B60 50)
 Lifting hook: B240B (B38 24)
 Welded mesh: B500B (ВНБ55,50)
- Concrete cover: 3.5 cm
- Camber values after prestressing: 40.00 mm
 on the concrete age of 100 days: 68.50 mm
- Dead load of a single 22.80 m long girder: 22.80 x 0.725 = 16.50 tons
- Acceleration of concrete hardening by curing and admixtures is permitted according to the quality system of the manufacturer
- Partial stripping of formworks (of the web elements) may begin after at least 8 hours of concreting.
- Testing of concrete strength shall be carried out on every second test cube of 6 samples per batch before releasing the prestress force. On the remaining 3 test cubes non-destructive, then fracture tests shall be done on the concrete age of 28 days.
- Before releasing the prestressing force characteristic strength of concrete shall be at least $f_{ak} = 36.10 \text{ N/mm}^2$. (Referenced on a 15cm concrete cube test.)
- The built-in girders shall possess EC Production Quality Assurance Certificate.



03
02
01

Број/Number Датум / Date Опис / Description

Ревиизиони блок: / Revision block

САОБРАЋАЈНИ ИНСТИТУТ ЦИП, д.о.о.
INSTITUTE OF TRANSPORTATION CIP Ltd
 Неманина 6, 11000 Београд, Србија
 Тел: 011/3618-134; Факс: 011/3618-224; веб сајт: www.sicp.co.rs

Организациона јединица: КОНСТРУКЦИЈЕ / Organization unit: STRUCTURE DEPARTMENT

Одговорни пројекат: / Responsible designer:
Вуле Ристич, дипл. грађ. инж.
 Лиценца бр.: / License No.: 310 N095 14

Сарадници / Associates:
 Министарство саобраћаја, саобраћајна инфраструктура
 Министарство грађевинарства и инфраструктуре
 Министарство енергетике, водних ресурса и заштите животне средине
 Министарство саобраћаја, саобраћајна инфраструктура

Одговорна пројекција: / Project:
ПРОЈЕКАТ МОСТОВА НАДВОЖИВА НА КМ 89+315,15
OVERPASS AT KM 89+315,15

Унутрашња контрола: / Internal control:
Нада Павловић, дипл. грађ. инж.
 Главни пројекат: / Chief designer:
Милан Јелкић, дипл. грађ. инж.

Руководилац организационе јединице: / Manager of organization unit:
Љиљана Мишковић, дипл. грађ. инж.

ИДП / PD 12.1018, 2017-728-КОН-2/1-1.6.7.4

Цртеж / Drawing: 1:5, 1:15
 Страна / Sheet: 1,2,6