

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

## FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program: Stavební inženýrství  
Specializace: Konstrukce a dopravní stavby



### **Bakalářská práce**

**Návrh letmo betonované konstrukce na dálnici D11, úsek 1109**  
Design of a bridge structure erected by balanced cantilevers method on the D11  
motorway, section 1109

Autor: Matěj Zerner

Vedoucí práce: Doc. Ing. Vráblík Lukáš, Ph.D., FEng.

Rok zpracování: 2024

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Zerner** Jméno: **Matěj** Osobní číslo: **501698**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Specializace: **Konstrukce a dopravní stavby**

## II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

**Návrh letmo betonované konstrukce na dálnici D11, úsek 1109**

Název bakalářské práce anglicky:

**Design of a bridge structure erected by balanced cantilevers method on the D11 motorway, section 1109**

Pokyny pro vypracování:

Návrh konstrukčního řešení a základní výpočetní analýza spojité letmo betonované konstrukce. Rešerše technologie letmého betonáže.

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

**doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv**


Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **29.02.2024**

Termín odevzdání bakalářské práce: **20.05.2024**

Platnost zadání bakalářské práce: \_\_\_\_\_


  
doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) práce

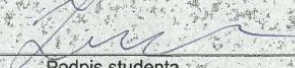
  
doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

  
prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

  
Datum převzetí zadání

  
Podpis studenta



## **Čestné prohlášení**

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně, pouze za pomoci vedoucího práce Doc. Ing. Vráblík Lukáš, Ph.D., FEng. Zároveň jsem uvedl veškeré zdroje použitých obrázků, tabulek, literatury a jiných informací.

V Praze dne: .....

.....



## **Poděkování**

Děkuji vedoucímu bakalářské práce Doc. Ing. Vráblík Lukáš, Ph.D., FEng. za jeho vstřícnost, trpělivost a předání drahocenných zkušeností během konzultací.

Poděkování také patří mé rodině a přítelkyni za podporu při celém studiu bez které by to nešlo.



## Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá statickým návrhem hlavní nosné konstrukce dálničního mostu stavěného metodou letmé betonáže. Most se nachází na dálnici D11 Trutnov – hranice ČR/PL. Konstrukce má celkovou délku 712 m a skládá se z pěti polí o rozpětí 60 m + 85 m + 120 m + 120 m + 120 m + 85 m. Příčný řez je tvořen komorovým betonovým průřezem s proměnnou výškou.

## Klíčová slova

Letná betonáž, betonové mosty, předpjatý beton, postupná výstavba

## Abstract

The bachelor thesis deals with the static design of the main load-bearing structure of a motorway bridge built by the method of cantilever casting. The bridge is located on the motorway D11 Trutnov - Czech Republic/PL border. The structure has a total length of 712 m and consists of five spans of 60 m + 85 m + 120 m + 120 m + 120 m + 120 m + 85 m. The cross-section consists of a chambered concrete section with variable height.

## Keyword

Cantilever casting, concrete bridges, prestressed concrete, progressive construction, shallow concreting



# Obsah

1. Úvod .....	9
2. Rešerše a příklady letmo betonovaných mostů .....	10
2.1. Historie .....	10
2.2. Postup výstavby .....	11
2.3. Betonážní vozíky .....	12
2.4. Předpětí .....	12
2.5. Reologie betonu .....	14
2.5.1. Obecná přírůstková metoda .....	14
2.5.2. Použití teorémů lineární viskoelastivity .....	15
2.5.3. Metoda součinitele stárnutí – zjednodušená .....	15
2.6. Metoda TDA (Total Design Analysis) .....	15
2.7. Stabilita konzoly a spodní stavba .....	16
2.7.1. Stabilita konzoly .....	16
2.7.2. Spodní stavba .....	16
2.6. Příklady letmo betonovaných mostů .....	17
2.6.1. Nuselský most .....	17
2.6.2. Most přes údolí Chomutovky .....	18
2.6.3. Silniční most přes údolí Hačky u Chomutova .....	18
2.6.3. mosty Valy a Rieka na dálnici D3 .....	19
2.6.3. Radotínská estakáda přes údolí řeky Berounky .....	20
3. Konstrukce a výpočetní model .....	21
3.1. Konstrukce .....	21
3.2. Výpočetní model .....	22
4. Zatížení .....	24
4.1. Stálé zatížení .....	24
4.1.1. Zatížení vlastní tíhou .....	24
4.1.2. Ostatní stálé zatížení .....	24
4.1.3. Pokles podpor .....	24
4.2. Proměnné zatížení .....	25
4.2.1. Zatížení dopravou LM1 .....	25
4.2.2. Rovnoměrná složka teploty .....	25
4.2.3. Nerovnoměrná složka teploty .....	25
5. Materiál .....	26
5.1. Beton .....	26
5.2. Betonářská výztuž .....	27
5.3. Předpínací výztuž .....	27
6. Předpětí .....	28
6.1. Vahadlové kabely .....	28
6.2. Zvedané kabely na začátku/konci .....	29
6.3. Zvedané kabely v poli .....	31
6.4. Kladné kabely .....	32
7. Vnitřní síly .....	33
7.1. Ostatní stálé zatížení .....	33
7.2. Model LM1 .....	33
7.3. Rovnoměrná teplota .....	34
7.4. Nerovnoměrná teplota .....	35



<b>8. Kombinace</b> .....	36
<b>8.1. Kombinace pro MSÚ</b> .....	36
<b>8.2. Kombinace pro MSP</b> .....	36
<b>8.3. Součinitelé kombinací</b> .....	36
<b>8.4. Výsledky kombinací – MSÚ</b> .....	37
<b>8.4.1. Vnitřní síly – výstavba vahadel</b> .....	37
<b>8.4.2. Vnitřní síly – po spojení vahadel</b> .....	38
<b>8.4.3. Vnitřní síly – kombinací</b> .....	39
<b>9. Ověření návrhu v mezním stavu použitelnosti</b> .....	41
<b>9.1. Výpočet napětí</b> .....	41
<b>9.2. Omezení napětí</b> .....	41
<b>9.3. Požadavky na omezení trhlin</b> .....	41
<b>9.4. Požadavky na omezení průhybů</b> .....	42
<b>9.5. Výstavba vahadla</b> .....	42
<b>9.5. Stavební fáze po spojení vahadel</b> .....	43
<b>9.5. Provozní fáze</b> .....	44
<b>9.4.1. Kvazistálá kombinace</b> .....	44
<b>9.4.2. Častá kombinace</b> .....	45
<b>9.4.3. Charakteristická kombinace</b> .....	46
<b>9.5. Omezení průhybů od LM1</b> .....	47
<b>11. Ověření návrhu v mezním stavu únosnosti</b> .....	48
<b>11. Výstavba</b> .....	49
<b>13. Bibliografie</b> .....	53
<b>14. Seznam tabulek</b> .....	55
<b>15. Seznam obrázků</b> .....	56

# 1. Úvod

Bakalářská práce se zabývá statickým návrhem nového dálničního mostu, který je realizován pomocí letmé betonáže a překonává údolí řeky Ličná. Celkově se jedná o dva paralelní mosty, z nichž každý slouží jednomu jízdniému směru.

Hlavním cílem práce je pochopení technologie letmé betonáže a základní návrh a posouzení složitější konstrukce. Kvůli časovým a technickým omezením je provedeno posouzení pouze hlavní nosné konstrukce mostu, které zahrnuje postup výstavby s ohledem na časové závislosti chování betonu.

Provedení návrhu vychází z dřívějšího projektu poskytnutého vedoucím bakalářské práce. Z projektové dokumentace přebírám jak šířkové uspořádání nosné konstrukce, tak i směrové a výškové řešení.

## 2. Rešerše a příklady letmo betonovaných mostů

Letmé betonování mostů je unikátní technologie pro výstavbu mostních konstrukcí velkých rozpětí nebo ve špatně přístupném terénu. Princip letmé betonáže spočívá v postupném betonování částí mostu (lamel) ze zárodku pomocí betonovacích vozíků a vytvoření takzvaných vahadel. Po spojení vahadel nastává konečné statické schéma a vzniká výsledná konstrukce.

### 2.1. Historie

Letmé betonování (Freivorbau, free cantilever method) našlo široké uplatnění po druhé světové válce, kdy bylo potřeba vybudovat mnoho mostů zničených válkou. Na vývoji se podíleli zejména U. Finsterwalder, M. E. Freyssinet, Y. Guyon a F. Dischinger. Bylo třeba vyřešit kotvení a ztráty napětí v předpínací výztuži a vlivy smršťování a dotvarování betonu v závislosti na čase a prostředí. Již v roce 1953 byl uveden do provozu most ve Wormsu s největším rozpětím 114 m, v Koblenzi (123 m, 1954) a o něco později most v Bendorfu (208 m, 1965). Výstavbu řady mostů si vyžádalo budování kapacitní dopravní infrastruktury pro rychle se rozvíjející silniční a železniční dopravu. V Československu byl postaven v roce 1958 most na Veslařský ostrov v Praze jako zkušební objekt pro ověření technologie letmého betonování v našich podmínkách. Most má tři pole, rozpětí středního pole je 45 m. Nelze opomenout ani významný železniční letmo betonovaný most přes Vltavu v Praze-Holešovicích s rozpětím polí 5 x 73,3 m, uvedený do provozu v roce 1970. [1]



Obrázek 1 - Most na Veslařský ostrov v Praze Podolí (návodní strana) [2]

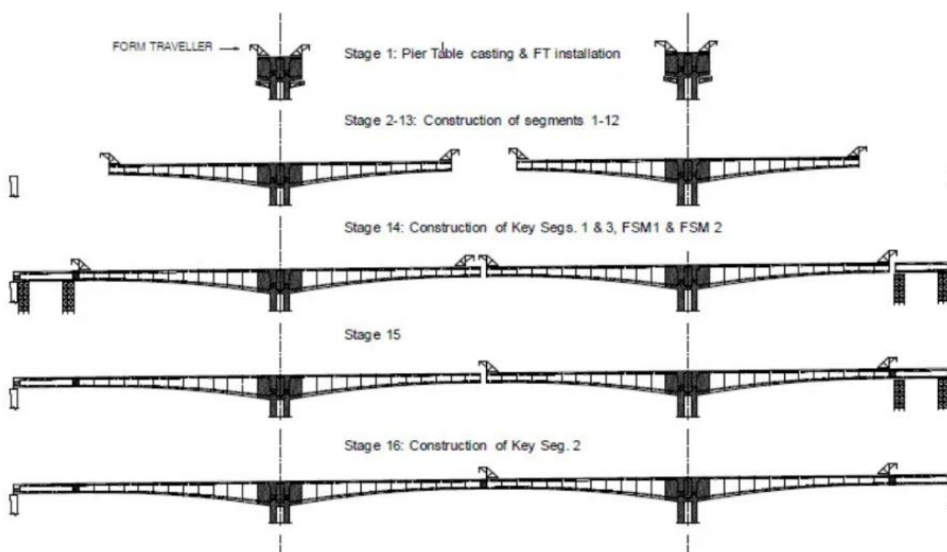
## 2.2. Postup výstavby

Technologie letmé betonáže se nejčastěji používá pro rozpětí polí cca 100 až 200 m. Příčný řez u letmo betonované konstrukce bývá obvykle komorový. Vzhledem k průběhu ohybového momentu na konzole, který se významně zvětšuje směrem k podpoře, je konstrukce opatřena náběhy.

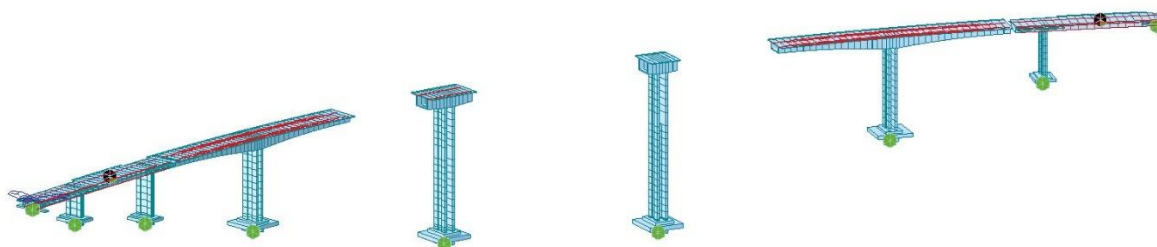
Nejčastější použití letmé betonáže jsou případy, kdy se po realizaci spodní stavby nosná konstrukce betonuje od mezilehlé podpěry symetricky na obě strany. Rozestavěná část konstrukce zahrnující takovouto dvojici konzol se nazývá vahadlo. Tento postup výstavby se nazývá konzolový nebo vahadlový.

První část nosné konstrukce, nazývaná zárodek, se nejdříve vybetonuje na mezilehlé podpoře v rozsahu 10 až 15 m, aby bylo možné na jeho povrch umístit dvojici betonážních vozíků. Pomocí vozíků se betonují následující části konstrukce - lamely. Důraz je kladen na stabilitu vahadla, aby betonáž probíhala zároveň na obou koncích a zabránilo se namáhání.

U rámových konstrukcí se vahadla před zmonolitněním v uzavírací spáře rozpírají hydraulickými lisami. Hlavně v případě rámových stojek složených ze dvou štíhlých stěn, kvůli úpravě geometrického tvaru vlivem smršťování a dotvarování betonu. [3]



Obrázek 2 - Fáze výstavby letmé betonáže [4]



Obrázek 3 - Zohledněný postup výstavby ve výpočetním modelu [5]



### 2.3. Betonážní vozíky

Letmo betonovaná konstrukce se při většině případů provádí dvojicí betonážních vozíků. Standartní délka segmentu je 3-5 metry. Lamely větší než 5 metrů jsou zřídka používány kvůli flexibilitě bednění, možnostem poškození a problémům s geometrií. Vozíky jsou také mnohem dražší.

Standartní ocelový rám vozíku se pohybuje mezi 25-100 tunami, záleží na váze lamely. Celková hmotnost s bedněním je 70-80 tun. Samotné lamely mohou dosahovat hmotnosti 75-300 tun. [6]



Obrázek 4 - model vozíku pro letmou betonáž PERI VARIOKIT [4]

### 2.4. Předpětí

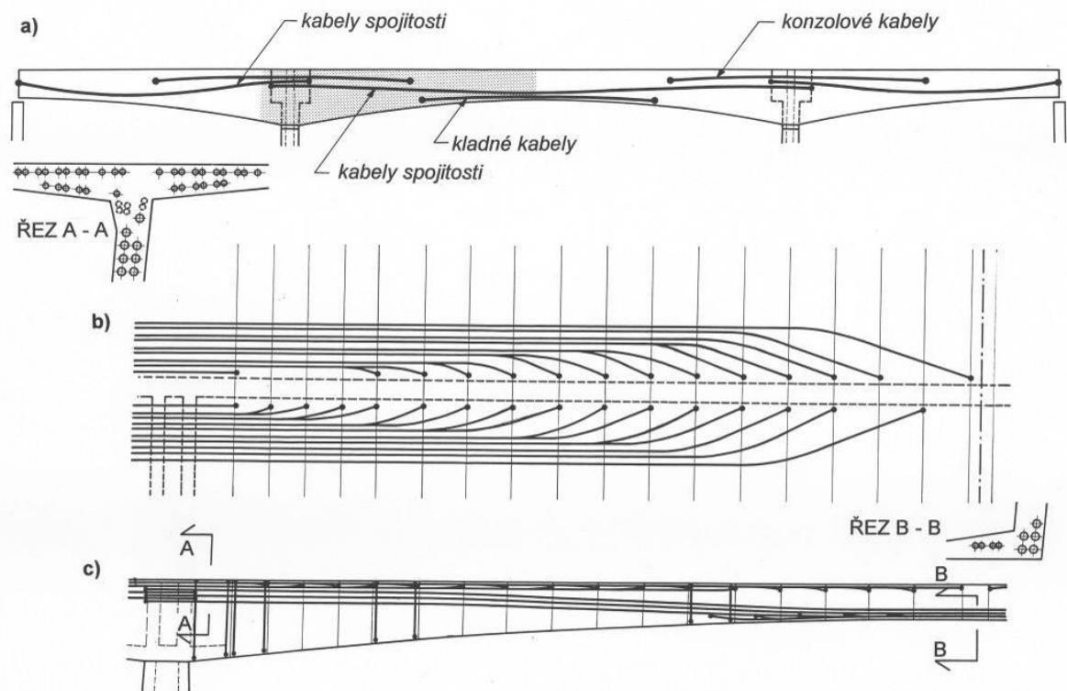
Konstrukce během výstavby působí jako konzola (resp. Vahadlo působí jako symetrická dvojice konzol). Konzolové momenty vyvozují tahové napětí při horním povrchu konstrukce a jsou během výstavby postupně kompenzovány tzv. konzolovými kabely, které se vždy po betonáži dalšího páru lamel protáhnou kanálky ve vahadle. Kabely jsou vedeny přímo v horní desce.

Po propojení vahadel tzv. uzavírací lamelou, která má řadově stejné rozměry jako předešlé lamely. Se osadí další kabely, které výsledné konstrukci zajistí spojitost.

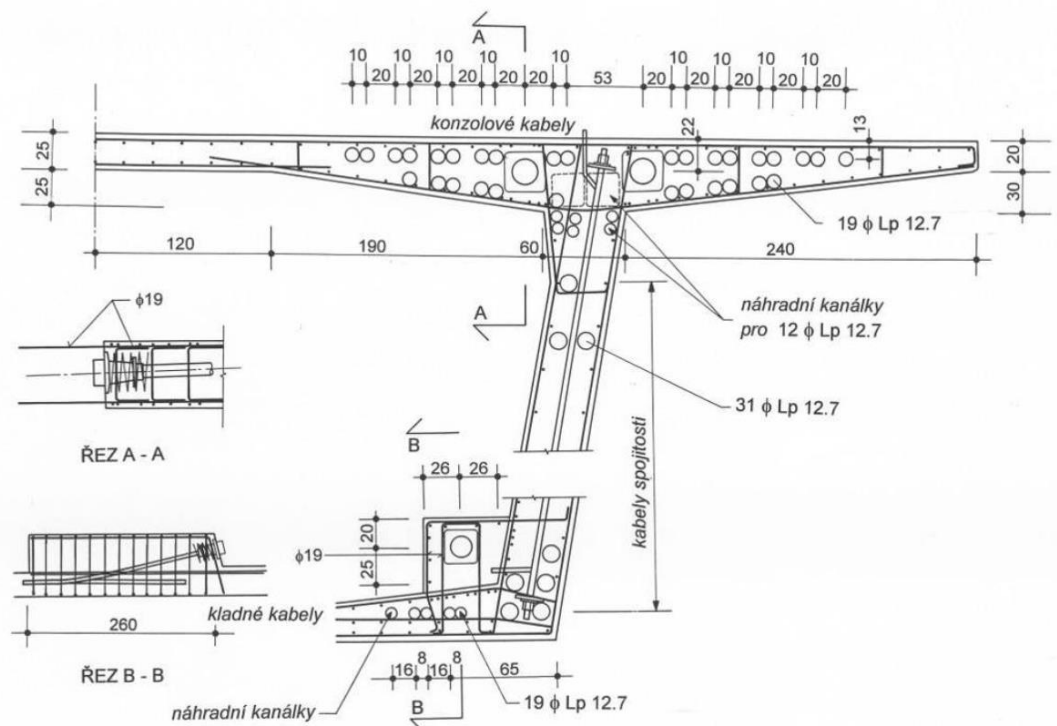
Kladné a záporné kabely jsou umístěné v poli v oblasti kladných ohybových momentů a nad mezilehlými podporami v oblasti záporných ohybových momentů

Kabely spojitosti, které jsou vedeny přes celou konstrukci. Kabely mohou být navrženy jako vnitřní ve stěnách komory nebo jako volné vedené uvnitř komory. [3]





Obrázek 5 - Uspořádání předpínacích kabelů – a) schéma, b) půdorys, c) podélný řez [7]



Obrázek 6 - Základní uspořádání předpínacích kabelů a betonářské výztuže [7]

## 2.5. Reologie betonu

Účinky zatížení, která na konstrukci začala působit před změnou statického systému (z konzol na rámovou konstrukci). K redistribuci vnitřních sil dochází obecně u všech konstrukcí, u kterých se liší průběh vnitřních sil během výstavby a definitivnímu stavu. Pro zjištění těchto stavů přerozdělení vnitřních sil v konkrétním časovém okamžiku lze použít různé metody. Pro tyto metody se obvykle používají zjednodušující předpoklady.

### 2.5.1. Obecná přírůstková metoda

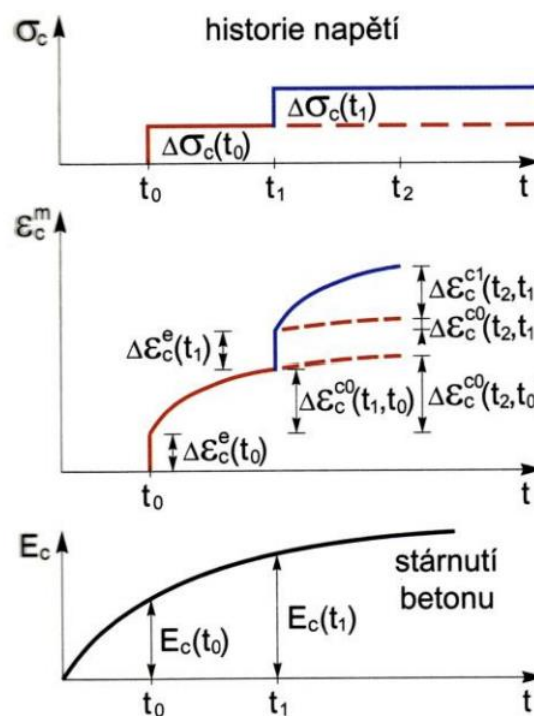
Celkové poměrné přetvoření betonu lze rozdělit na přetvoření závislé na napětí – dotvarování a na přetvoření nezávislé na napětí – smršťování.

Celkové přetvoření závislé na napětí, způsobené jednorázově vyvozeným napětím, lze stanovit z rovnice

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \phi(t, t_0) * \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(28)} \quad [3]$$

Takto stanovené poměrné přetvoření od dotvarování platí za předpokladu, že v betonu po celou dobu působí konstantní napětí. Například při výpočtu dotvarování od předpětí není tento požadavek splněn. Výsledné dotvarování v čase  $t$  je pak nižší, než by odpovídalo na začátku. Pro tyto případy lze použít princip superpozice. Podle tohoto principu může být přetvoření způsobené historií napětí stanoveno rozložením napětí na malé přírůstky vnesené v různých časech. Což je vyjádřeno rovnicí.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, \sigma_c) = J(t, t_0) * \sigma_c(t_0) + \sum_{i=1}^n J(t, \tau_i) * \Delta\sigma_c(\tau_i) \quad [3]$$



Obrázek 7 - Superpozice dotvarování [8]

### 2.5.2. Použití teorémů lineární viskoelasticity

Napětí vyvozené vneseným konstantním zatížením konstrukce, jejíž počáteční statický systém je změněn do definitivního systému zavedením dodatečných vazeb v čase  $t_0 \geq t_1$ , se v čase mění a postupně se blíží stavu, jako by zatížení bylo vneseno na definitivní statické systém, což je možno vyjádřit vztahem.

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{el,1} \quad [3]$$

### 2.5.3. Metoda součinitele stárnutí – zjednodušená

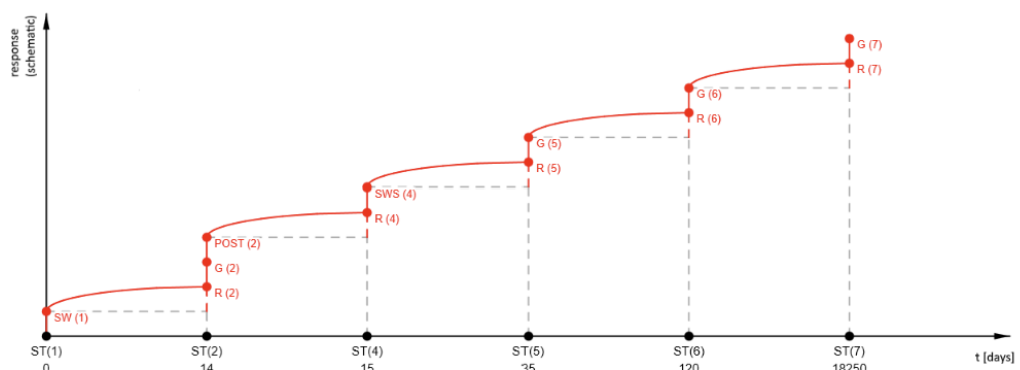
Metoda součinitele stárnutí betonu umožňuje počítat změny napětí, deformací, sil a posunů vlivem časově závislého chování betonu a předpínací výztuže bez nutnosti provádět podrobnou časovou analýzu. Pomocí této metody je možné průběh vnitřních sil v čase  $t_\infty$  stanovit následujícím způsobem.

$$S_\infty = S_0 + (S_1 - S_0) * \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} * \left[ \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi * \varphi(\infty, t_1)} \right] \quad [3]$$

## 2.6. Metoda TDA (Total Design Analysis)

Modul TDA poskytuje sofistikovanou časově závislou analýzu předpjatých betonových a sprážených 2D rámových konstrukcí, která respektuje definované fáze výstavby, dotvarování, smršťování a stárnutí betonu. Tato metoda se opírá o postupný výpočet, při kterém je čas rozdělen na intervaly a časové body. V každém časovém bodě je konstrukce analyzována metodou konečných prvků. Pro výpočet dotvarování je použita teorie viskoelastivity s přihlédnutím k stárnutí materiálu.

Díky symetrii dlouhodobých zatížení je možné konstrukci i zatížení v mnoha případech modelovat přesně pouze ve svislé rovině. Z tohoto důvodu lze použít rovinný model rámu. Konečné prvky zahrnují například betonové komorové nosníky, předpínací kabely, příčné výztuhy, podpěry, dočasné kotevní vazby a další. Výpočet zahrnuje všechny změny konstrukce, které odpovídají reálnému postupu výstavby, a prvky jsou přidávány nebo odstraňovány podle aktuálního stavu stavby.[9]

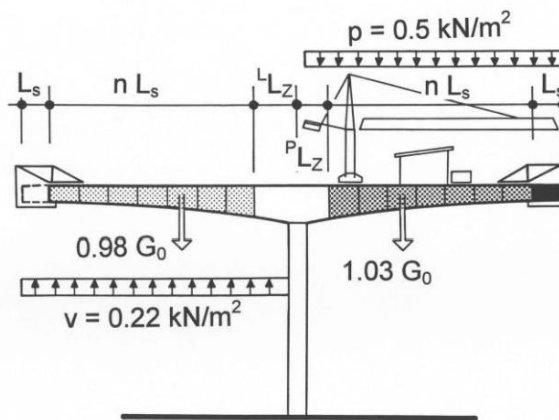


Obrázek 8 - Nárůst zatížení metodou TDA[10]

## 2.7. Stabilita konzoly a spodní stavba

### 2.7.1. Stabilita konzoly

Uspořádání konstrukcí nad podpěrami vychází ze základního požadavku na stabilitu během celého stavebního procesu. Při posuzování letmo betonované nebo montované konzoly je nezbytné zohlednit možnost nerovnoměrného zatížení z betonovaného nebo montovaného segmentu, nerovnoměrné rozložení hmoty, vliv větru a koncentraci nahodilého zatížení, které může být umístěno na jedné straně konstrukce. Tyto faktory jsou klíčové pro správné navržení konstrukce a zajištění její stability a bezpečnosti v průběhu stavby i v provozu.[7]

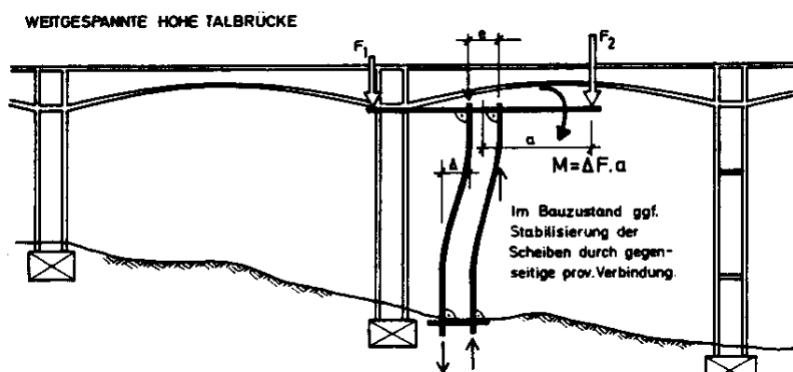


Obrázek 9 - Stabilita konzoly[7]

### 2.7.2. Spodní stavba

Konstrukce může být podepřena různými typy ložisek, ať už jediným ložiskem, dvojicí ložisek, nebo může být rámově spojena s ohybově tuhou podpěrou nebo s dvojicí štíhlých podpěr. Každý z těchto přístupů má své vlastní výhody a vhodné využití v závislosti na specifických potřebách a podmínkách konstrukce. Je důležité pečlivě zvážit volbu typu podpěry v souladu s požadavky na stabilitu, únosnost a spolehlivost konstrukce.

Rámové spojení mostovky s dvojicí štíhlých stojek je běžnou praxí, která umožňuje pružné vetknutí mostovky do podpěr a zároveň kompenzuje vodorovné posuny způsobené objemovými změnami. Tyto stojky jsou často montážně zpevněny pro lepší stabilitu. Nicméně, samotná kombinace obdélníkových štíhlých stojek s robustní mostovkou může působit esteticky nevhodně. Vyhovujícím půdorysným zakřivením podpěr lze významně zlepšit celkový estetický dojem. Díky pečlivému návrhu je možné zachovat všechny technické výhody tohoto řešení a současně eliminovat potřebu montážního ztužení stojek.[7]



Obrázek 10 - Rámové spojení mostovky pomocí štíhlých stojek[7]



## 2.6. Příklady letmo betonovaných mostů

### 2.6.1. Nuselský most

Nuselský most (v letech 1975-1989 most Klementa Gottwalda, lidově Nuselák). Překonává Nuselské údolí a spojuje Pankrác a vzdálenější jihovýchodní části města s Karlovem v Praze 2 a se středem města. Nuselský most je 485 metrů dlouhý a 26,5 m široký. Má železobetonovou trémovou konstrukci s komorovým průřezem a čtyři pilíře. Dvě pole mostu mají rozpětí 68,5 m a tři 115,5 m. Průměrná výška mostu je 42,5 m nad údolím. Vnitřní tubus pro metro linky C má lichoběžníkový průřez a výšku téměř 6,5 m. Tloušťka jeho stěn je od 30 do 110 cm. Most je jedním z největších v celém Česku. [11]



Obrázek 11 - Pohled na Nuselský most [11]



Obrázek 12 - Statická zatěžovací zkouška hrubé stavby mostu a 66 tanků s 3000 tunami říčního písku [12]

### 2.6.2. Most přes údolí Chomutovky

Nosná konstrukce komorového průřezu tvoří rámový nosník o 7 polích. Teoretická rozpětí v ose mostu (ose komunikace) jsou  $45,0 + 65,0 + 90,0 + 120,0 + 90,0 + 65,0 + 45,0$  m. Celková šířka nosné konstrukce mostu je 14,1 m. Výstavba nosné konstrukce probíhá metodou letmé betonáže ze zárodků. S ohledem na rozpětí nosné konstrukce v jednotlivých polích je navržena výška nosné konstrukce proměnná, kdy její podhled probíhá ve tvaru parabolického náběhu. Nad pilíři P3 a P6 je výška nosné konstrukce 3,75 m a nad pilíři P4 a P5 v oblasti zárodků má hodnotu 6,0 m. Výstavbu technologií letmé betonáže se přistoupilo k použití dvou páru betonážních vozíků Ulma. [13]



Obrázek 13 - Pohled na letmou betonáž Velemyšleves [13]

### 2.6.3. Silniční most přes údolí Hačky u Chomutova

V roce 2007 byl uveden do provozu silniční most přes údolí potoka Hačka na nové trase silnice I/7 z Chomutova na hraniční přechod Hora Sv. Šebestiána. Most celkové délky 336,1 m je prvním letmo betonovaným mostem v půdorysném oblouku a nad potokem Hačka se klene ve výšce téměř 60 m. Most má čtyři pole o rozpětí  $60 + 106 + 106 + 60$  m. Betonový předpjatý monolitický most tvoří rámovou konstrukci. Trám mostu je komorový o šířce komory 10,0 m s oboustrannými konzolami s vyložení 5,9 m. [14]



Obrázek 14 - Zmonolitnění vahadel nosné konstrukce. [15]



### 2.6.3. mosty Valy a Reika na dálnici D3

Nosná konstrukce mostu 248-00 je tvořena spojitým nosníkem s osmi poli, jejichž rozpětí jsou následující: 24,501 m, 40,0 m, 58,006 m, 92,024 m, 92,020 m (dvakrát), 58,012 m a 42,510 m v ose nosné konstrukce. Most má kolmé uspořádání. V podélném směru je niveleta dálnice vedena v údolnicovém zakružovacím oblouku s poloměrem  $R = 70\,000$  m a sklony polygonu oblouku jsou 0,90 % a 2,00 %. Směrově probíhá osa dálnice D3 v přechodnici a dále v pravotočivém kruhovém oblouku s poloměrem  $R = 594,25$  m. Příčný sklon mostu směrem dovnitř oblouku je 3,5 %.

Každé vahadlo mostu sestává ze zárodku o délce 12,0 m, ke kterému se postupně letmo přibetonuje z každé strany 8 lamel o délce 5,0 m (první lamela má délku 4,0 m). Uzavírající lamela mezi vahadly má délku přibližně 2 m. Zárodky jsou protkány soudrznými vahadlovými kabely podélného předpětí a vnějšími kabely podélného předpětí.

Podélné předpětí nosné konstrukce je navrženo kombinací soudrzných konzolových a polovových kabelů, jakož i nesoudrzných kabelů spojitosti vedených v komoře mostu. Konzolové kabely jsou navrženy tak, aby vyrovnávaly normálová napětí v podélném směru během postupné montáže vahadel, a jsou vedeny v horní desce komorového průřezu. Uprostřed vahadlových polí budou instalovány dvě dvojice dolních polovových kabelů, které jsou kotveny v nálitku ve spodním rohu komorového průřezu. V části mostu, která je na pevné skruži, jsou vedeny jak horní, tak dolní polovové kabely. [5]



Obrázek 15 - Pohled na výstavbu mostu Valy a Reika

### 2.6.3. Radotínská estakáda přes údolí řeky Berounky

Dva mosty, každý určený pro jednosměrnou dopravu, spojují oblasti přesahující 2 km délky. Jejich výstavba byla zajištěna pomocí jak pevných, tak posuvných skruží, s aplikací moderní metody letmé betonáže na severní části. Struktura mostů je rozčleněna do 5 dilatačních celků, kde jednotlivá rozpětí letmo betonovaných úseků oscilují mezi 72 m a 115 m. Výška komorového příčného řezu se pohybuje v rozmezí od 3 m do 6,5 m, přičemž standardní lamely dosahují délky 5 m, zatímco zárodek má délku 12 m. Významnou úpravou je změna příčného sklonu mostovky, přecházející z jednostranných 5 % na střechovitých 2,5 %. Pilíře tvoří dvojice štíhlých stěn s tloušťkou mezi 1,2 m a 1,4 m, přičemž tyto rozměry byly pečlivě voleny tak, aby posunuly tuhostní střed celé konstrukce směrem k jejímu středu. Výška pilířů dosahuje až 35 m, a nosná konstrukce je monoliticky spojena na vnitřních pilířích, což zajišťuje pevnost a stabilitu celé stavby.

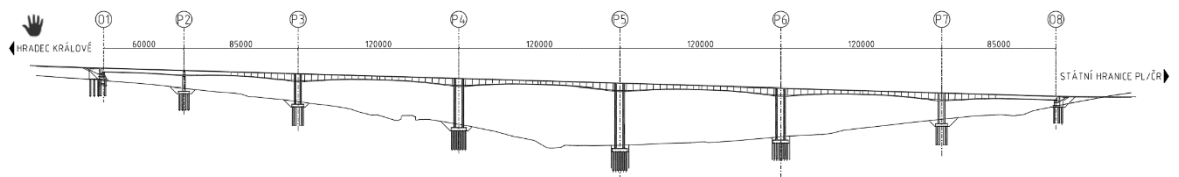


Obrázek 16 - Pohled na letmou betonáž Radotínské estakády[16]

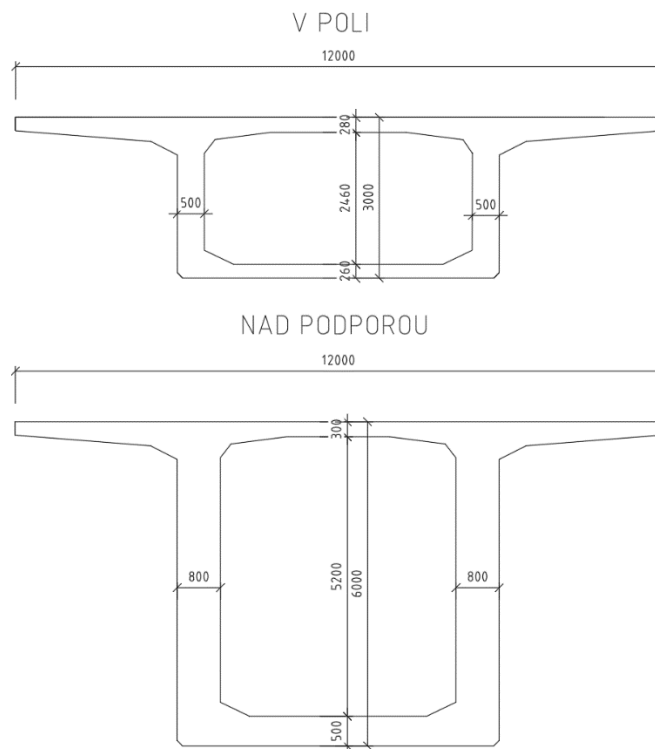


## 3. Konstrukce a výpočetní model

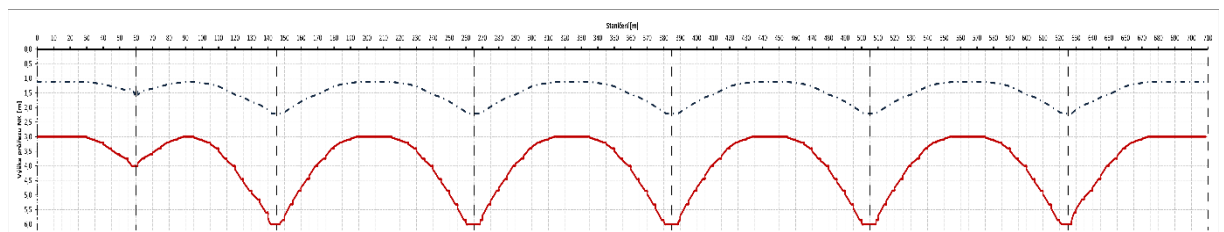
### 3.1. Konstrukce



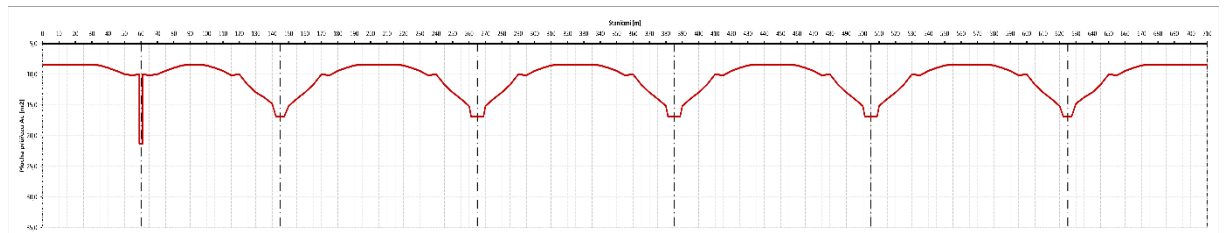
Obrázek 17 - Podélný řez konstrukcí



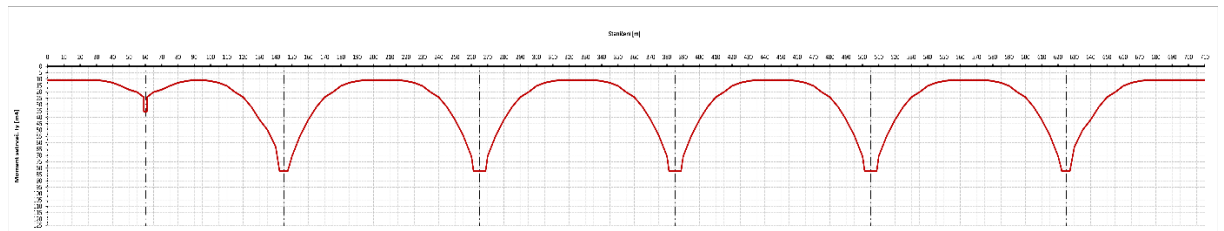
Obrázek 18 - Příčné řezy komorou



Obrázek 19 - Výška konstrukce podle staničení



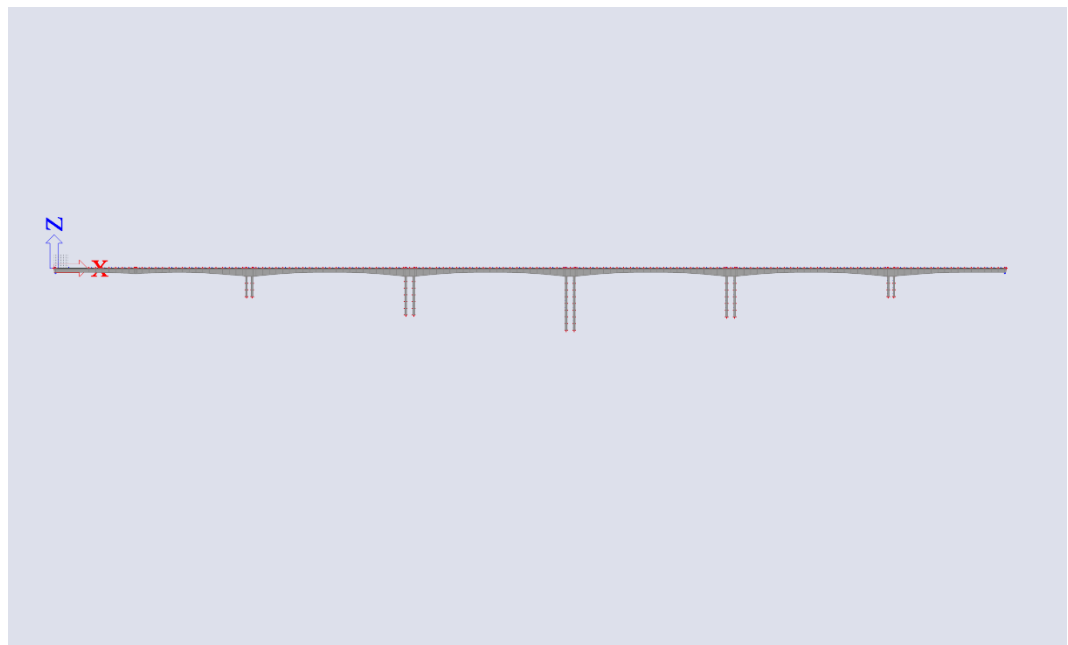
Obrázek 20 - Plocha průřezu podle staničení



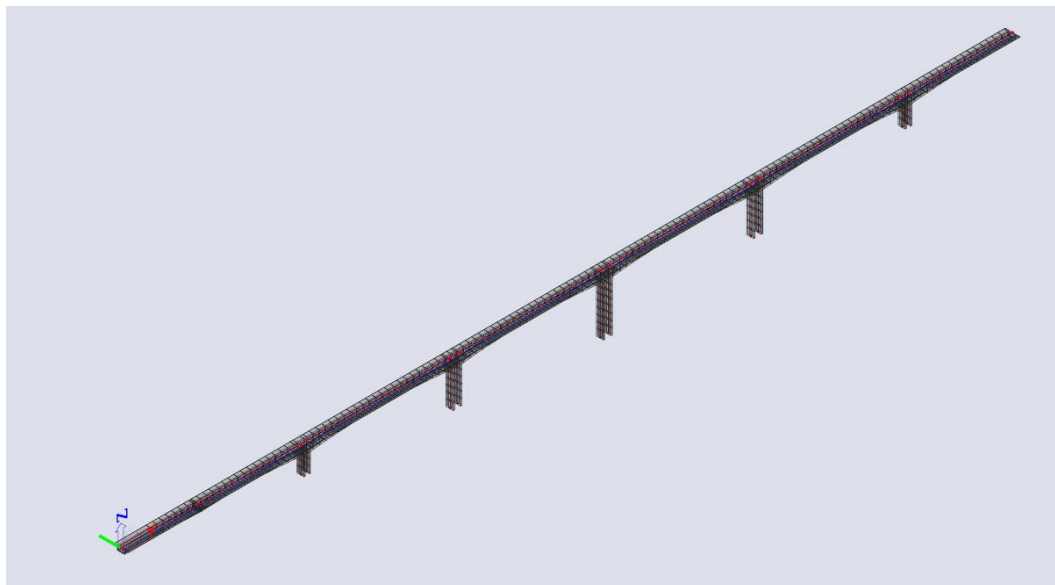
Obrázek 21 - Moment setrvačnosti podle staničení

### 3.2. Výpočetní model

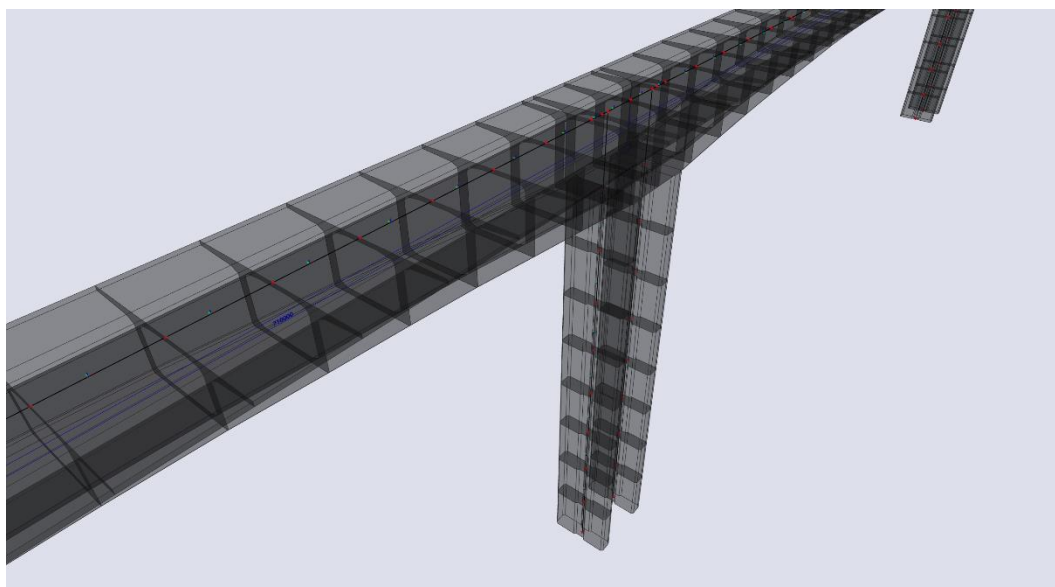
Jako výpočetní program se použil software SCIA Engineer. Výpočetní model je zvolen jako 2D tvořený z jednotlivých prutů. Průřezy jsou modelovány pomocí proměnných průřezů po lamelách dlouhých 5 metrů s lineárním náběhem. Je zanedbaný jak podélný sklon, tak i příčný sklon nosné konstrukce. Stojky jsou modelovány podle skutečné dokumentace. Stojky jsou vetknuté a na pevno spojené s nosnou konstrukcí, kde vytvářejí styčník. Ztužení v místě napojení pilíře na konstrukci jsou tvořena pomocí “nekonečně“ tuhých prutů, aby se přiblížilo reálnému chování.



Obrázek 22 - Pohled na celkový model



*Obrázek 23 - Prutový model*



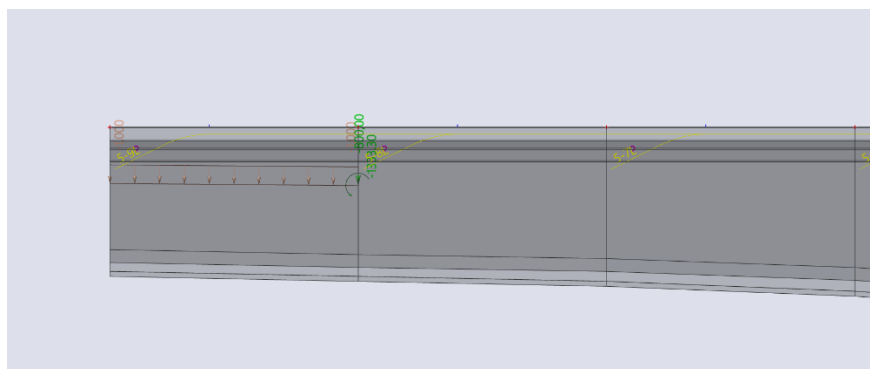
*Obrázek 24 - Detail největšího vahadla*

## 4. Zatížení

### 4.1. Stálé zatížení

#### 4.1.1. Zatížení vlastní tíhou

Zatížení vlastní tíhou je přidáváno ručně v každé fázi výstavby každé lamely, reprezentuje ho spojitě zatížení. Ke zjednodušení výpočtu je uvažováno pouze přitěžování vlastní tíhou lamely a betonážním vozíku v jednotlivých krocích. V normálním případě by se uvažovalo postupné přitěžování a odtěžování lamely a Byla použita metoda výpočtu, konkrétně TDA (Total Design Analysis), která zahrnuje všechny cykly analýzy a návrhu umístěním do specializovaného výpočetního programu. Tato metoda umožňuje komplexní analýzu a optimalizaci konstrukce mostu pomocí simulačních a výpočetních technik, které zohledňují všechny aspekty výstavby a provozu mostu. Betonážní vozík jsem uvažoval hmotnost 80 t, který vyvozuje moment  $80 \cdot L/3$ .



Obrázek 25 - Zatížení betonážním vozíkem a vlastní tíhou lamely ve SCIA

#### 4.1.2. Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení obsahuje skladbu vozovky, římsy a svodidla.

Položka	Zatížení					
	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Tloušťka [m]	Šířka [m]	Plocha [m <sup>2</sup> ]	Počet ks	Liniové zatížení [kN/m]
Vozovka	25	0,09	9,75	-	-	21,94
Římsa (L)	25	-	-	0,54	-	13,50
Římsa (P)	25	-	-	0,4	-	10,00
Svodidla	-	-	-	-	2	1,00

Tabulka 1 - Ostatní stálé zatížení

#### 4.1.3. Pokles podpor

Za normálních okolností by bylo klasicky použito 10mm pokles na každou podporu a z toho vzata výsledná obálka vnitřních sil. Jelikož při letmé betonáži je většinu času osamocené vahadlo, které při postupné betonáži samo poklesne. Ve výsledné konstrukci nebude mít toto zatížení výraznou hodnotu.

## 4.2. Proměnné zatížení

### 4.2.1. Zatížení dopravou LM1

Tento model reprezentuje standartní účinky zatížení od dopravy. Skládá se ze soustředěných zatížení TS a rovnoměrných zatížení UDL. Vozovka se rozdělí na tři pruhy po třech metrech a zbylý pruh. Zbylé zatížení od dopravy jako LM2 a LM3 jsou zanedbané.

LM1							
Umístění	Šířka	Soustředěné zatížení - TS			Rovnoměrné zatížení - UDL		
	[m]	Q <sub>ik</sub> [kN]	α <sub>Qi</sub>	Q <sub>ik</sub> *α <sub>Qi</sub> [kN]	q <sub>ik</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	α <sub>qi</sub>	q <sub>ik</sub> *α <sub>qi</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č.1	3	300	1	300	9	1	9
Pruh č.2	3	200	1	200	2,5	2,4	6
Pruh č.3	3	100	1	100	2,5	1,2	3
Ostatní pruh	0,75	0	-	0	2,5	1,2	3

Tabulka 2 - Model zatížení LM1

### 4.2.2. Rovnoměrná složka teploty

Rovnoměrná složka teploty závisí na minimální a maximální teplotě, která je obsažená v teplotní mapě ČR. Místo teploty je zvoleno údolí řeky Ličná. Výchozí teplota  $T_0$  je zvolena 10°C.

$$\text{Maximální teplota nosné konstrukce v místě stavby } T_{e,max} = 38^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Maximální teplota nosné konstrukce v místě stavby } T_{e,max} = -32^{\circ}\text{C}$$

Betonový komorový nosník spadá do 3. typu

$$\text{Maximální teplota nosné konstrukce } T_{e,max} = T_{max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 38 + 1,5 = 39,5^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Maximální teplota nosné konstrukce } T_{e,min} = T_{min} + 1,5^{\circ}\text{C} = -32 + 8 = -24^{\circ}\text{C}$$

Do výpočtu musíme zohlednit výchozí teplotou.

$$\Delta T_{N,exp} = -T_0 + T_{e,max} = -10 + 39,5 = 29,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = -T_0 + T_{e,min} = -10 - 24 = -34^{\circ}\text{C}$$

### 4.2.3. Nerovnoměrná složka teploty

Nerovnoměrná složka teploty byla zvolena po dohodě s vedoucím k usnadnění práce jako kladná, kde hodnoty horního povrchu jsou  $T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C}$  a dolního povrchu  $T_{M,cool} = 0^{\circ}\text{C}$  a záporná  $T_{M,heat} = -10^{\circ}\text{C}$  a dolního povrchu  $T_{M,cool} = 0^{\circ}\text{C}$ .

## 5. Materiál

### 5.1. Beton

Nosná konstrukce je navrhována z betonu pevnosti C45/55

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota:  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

Pevnost v tlaku střední hodnota:  $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel betonu v tlaku:  $\gamma_c = 1,5$

Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku  $\alpha_{cc} = 0,9$  pro mosty

Pevnost v tahu střední hodnota:  $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu dolní kvantil:  $f_{ctm0,05} = 2,7 \text{ MPa}$

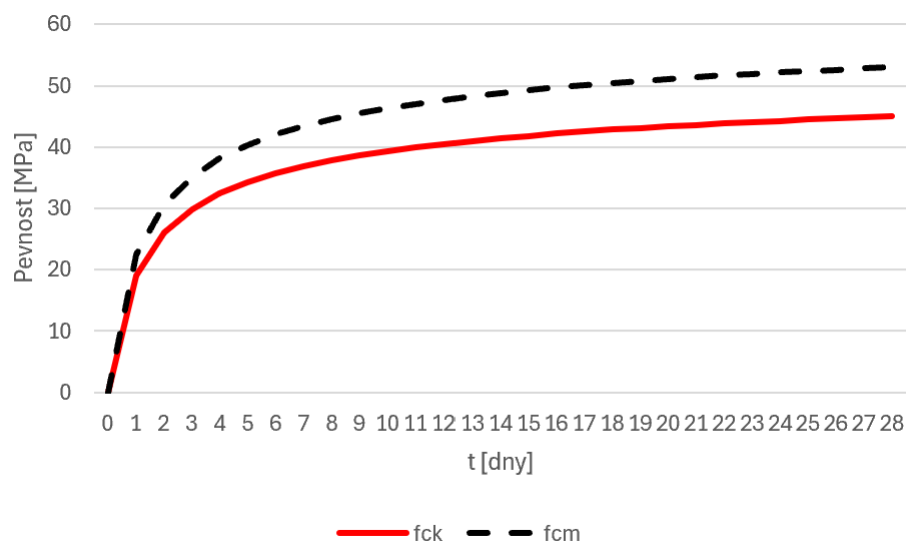
Pevnost v tahu dolní kvantil:  $f_{ctm0,95} = 4,9 \text{ MPa}$

Modul pružnosti:  $E_{cm} = 36 \text{ [GPa]}$

Průměrná pevnost betonu v čase:  $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$

Součinitel pevnosti betonu v čase  $t$ :  $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$

Součinitel je závislý na třídě cementu S, kde uvažujeme třídu R s hodnotou 0,2



Obrázek 26 - Pevnost betonu v čase  $t$

## 5.2. Betonářská výztuž

Jako betonářská výztuž je použita B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$1,08f_{yk} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$1,08f_{yd} = 465,9 \text{ MPa}$$

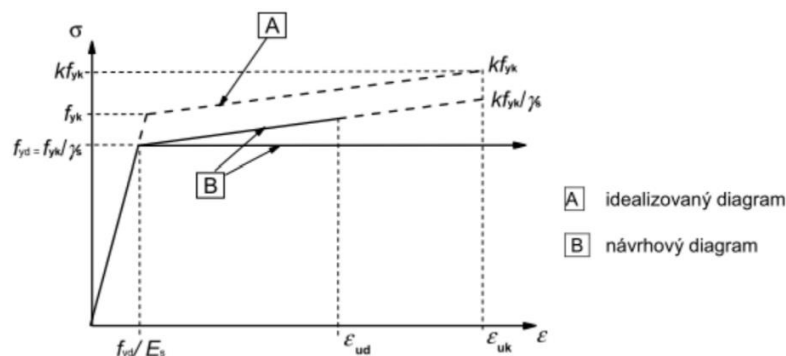
$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$f_{yd}/E_s = 0,2174 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{uk} = 5,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{ud} = 4,5 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{ud} = 465,9 \text{ MPa}$$



Obrázek 27 - Pracovní diagram betonářské výztuže

## 5.3. Předpínací výztuž

Předpínací výztuž byla zvolena Y1860 S7 – 15,7. S plochou  $A = 150 \text{ mm}^2$  a průměrem 15,7 mm.

$$f_{p0,1k} = 1636,8 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1d} = 1423,3 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = 1617,4 \text{ MPa}$$

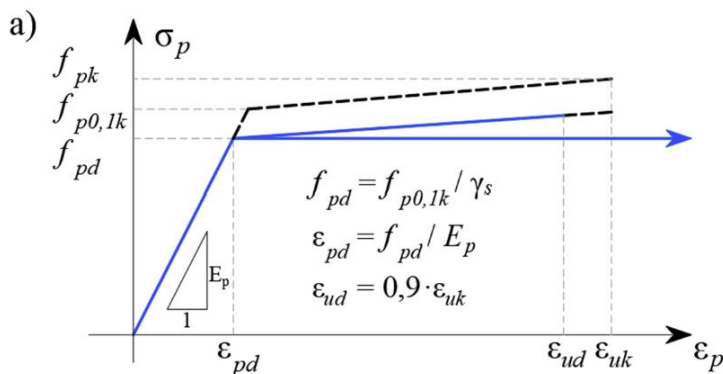
$$E_p = 195 \text{ 000 MPa}$$

$$f_p/E_p = 0,73 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{uk} = 2,22 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{ud} = 2,00 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{ud} = 1588,5 \text{ MPa}$$



Obrázek 28 - Pracovní diagram předpínací výztuže[17]

## 6. Předpětí

Veškeré předpětí je modelováno a počítáno ve výpočetním programu SCIA Engineer. Kabely jsou navrženy jako dodatečně předepnuté se soudržností. Geometrie kabelu je dána tečnovým polygonem s vyhovujícím poloměrem zaoblění.

Vstupní parametry	
Materiál a průřez	
Materiál	Y1860S7_15,7
Počet kabelových prvků kabelu	19
Průměr kanálku [mm]	100
Předpínání	
Způsob napínání	Type 3
Přednání z	Oba konce, kotveno na začátku, dopínáno na konci
Součinitel tření v oblouku	0,25
Nezamýšlená změna směru kabelu na jednotku délky [-/m]	0,0015
Pokluz - začátek [mm]	6
Napětí v průběhu podržení napětí - začátek [Mpa]	1440
Trvání podržení napětí [s]	300
Přesah na předpjeté straně [m]	1,5

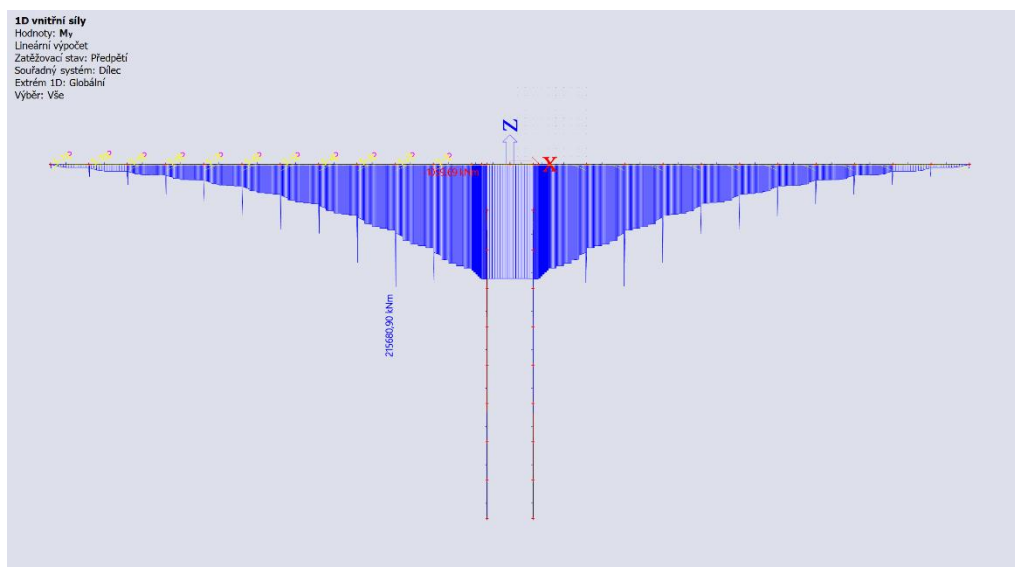
Tabulka 3 - Vstupní parametry předpětí – SCIA Engineer

Pojmenování kabelů	
Vahadlové kabely	VA
Zvedané kabely na začátku NS	KA
Zvedané kabely na konci NS	KAC
Zvedané kabely v poli 85 m	ZV_85
Zvedané kabely v poli 120 m	ZV
Kladné kabely	KL

Tabulka 4 - Pojmenování předpínacích kabelů

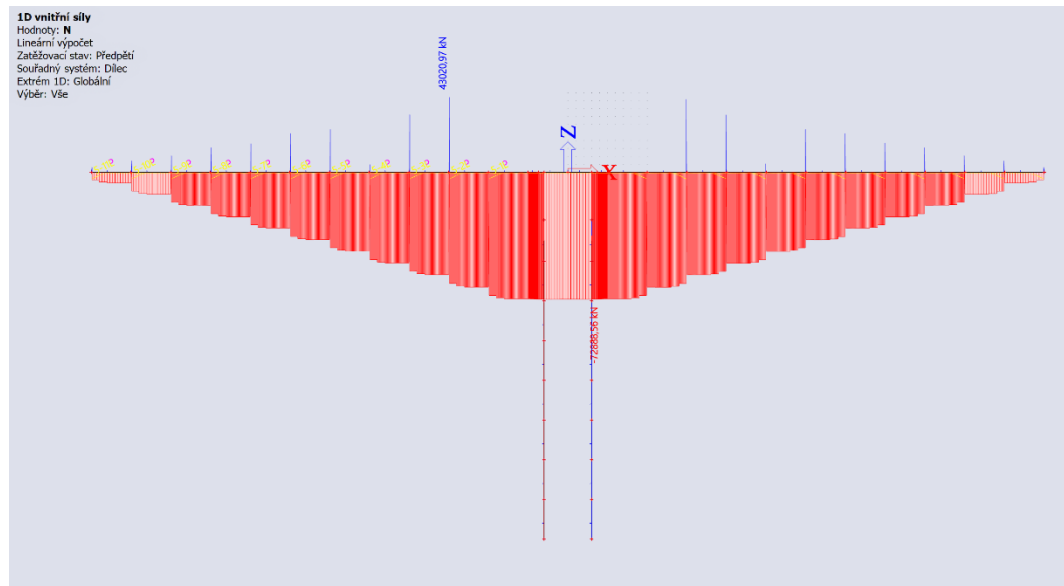
### 6.1. Vahadlové kabely

Jsou to kabely, které jsou důležité pro výstavbu jednotlivých symetrických vahadel. Vahadlové kabely vyrovnávají záporné momenty od vlastní tíhy lamel a betonážních vozíků. Každá dvojice lamel je předepnuta dvojicí přímých kabelů vedena v horní desce NK. Kabel se skládá z 19 lan.



Obrázek 29 - Ohybový moment na vahadlu od předpětí

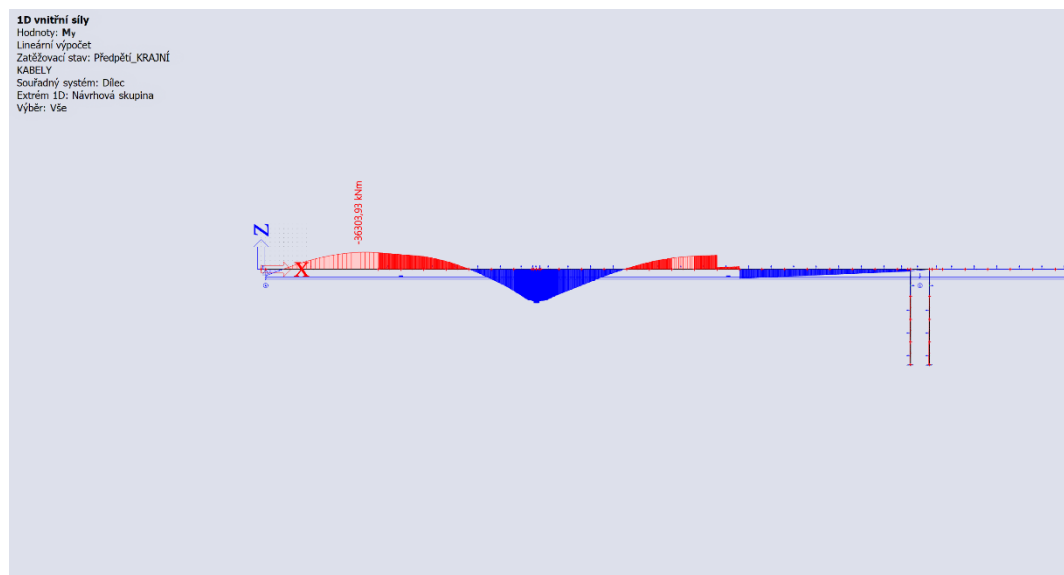




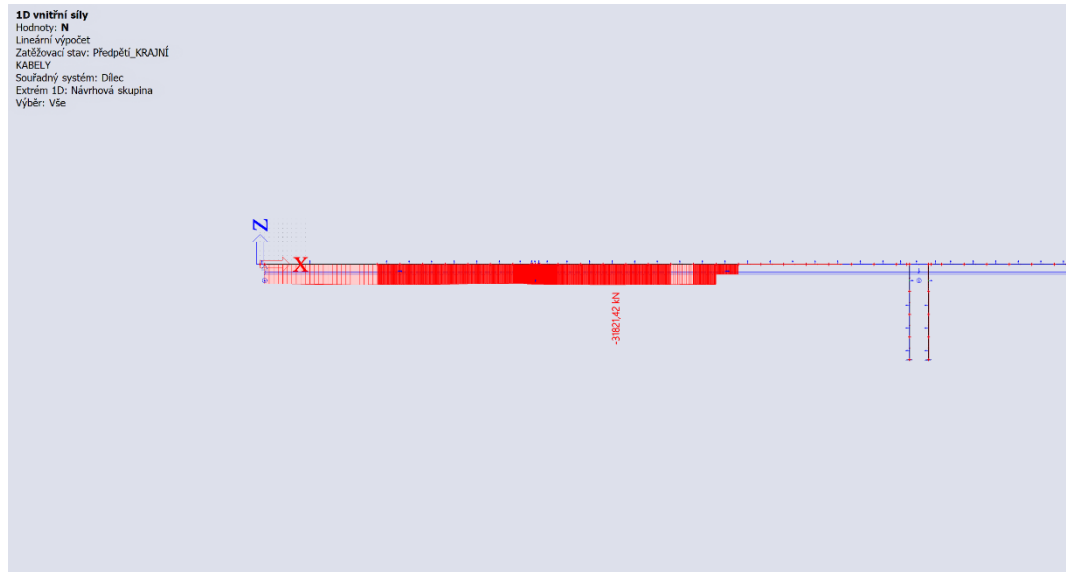
Obrázek 30 - Normálová síla na vahadle od předpětí

## 6.2. Zvedané kabely na začátku/konci

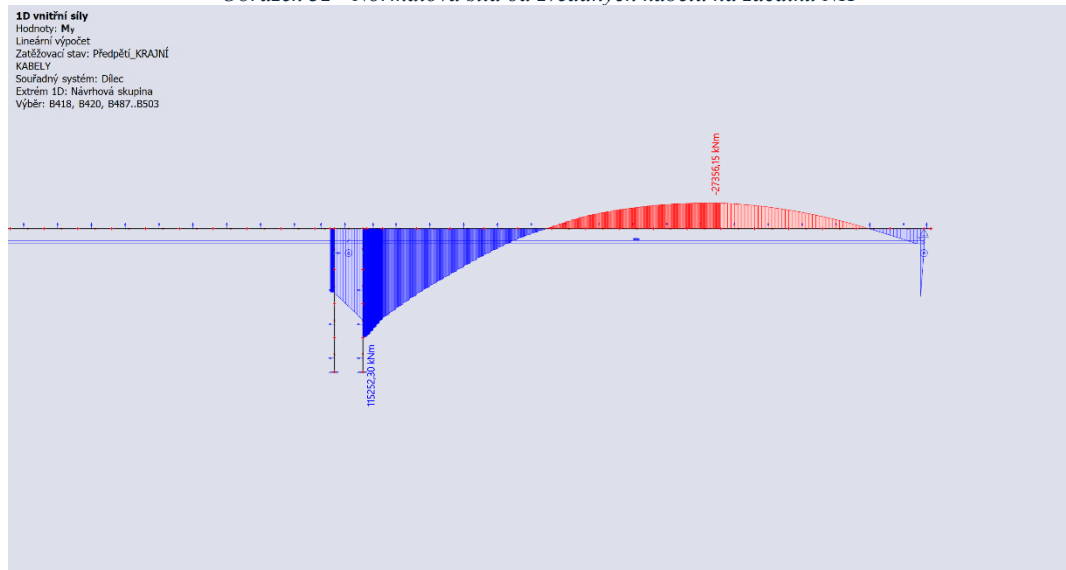
Průběžné kabely na části konstrukce betonované na skruži. Kabely jsou vedeny ve stěnách komory s rozdílnou geometrií, aby zachytil kladné momenty v poli a záporné nad podporou. V každé stěně jsou vedeny čtveřice kabelů, kde každý kabel je tvořen 19 lany.



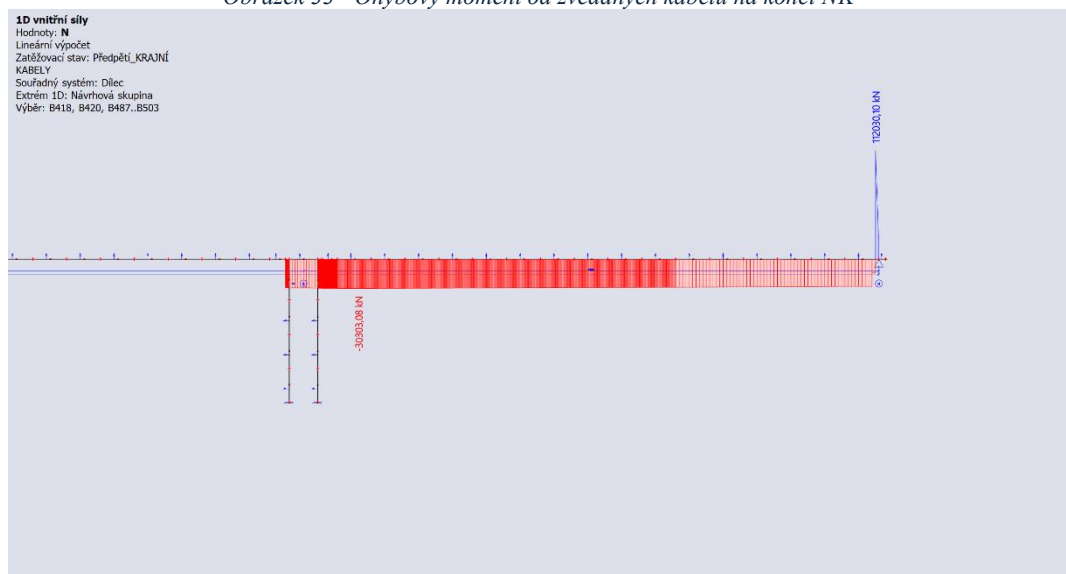
Obrázek 31 - Ohybový moment od zvedaných kabelů na začátku NK



Obrázek 32 - Normálová síla od zvedaných kabelů na začátku NK



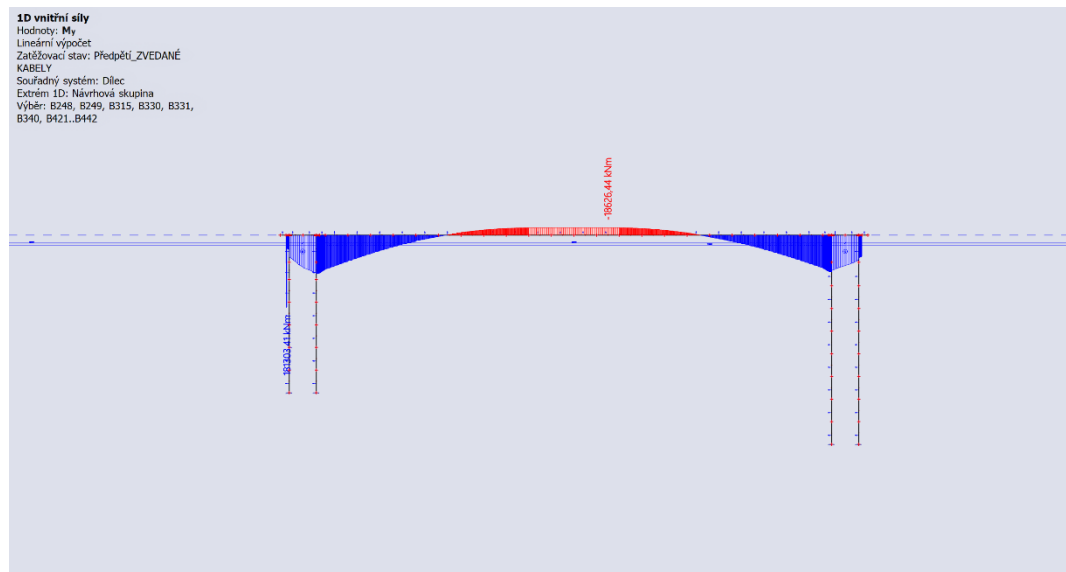
Obrázek 33 - Ohybový moment od zvedaných kabelů na konci NK



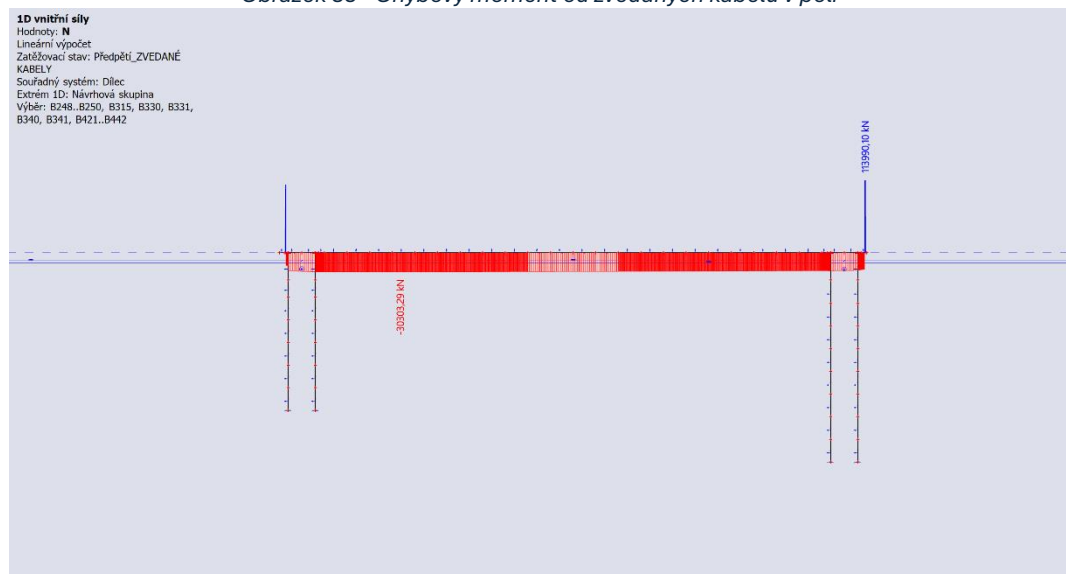
Obrázek 34 - Normálová síla od zvedaných kabelů na konci NK

### 6.3. Zvedané kabely v poli

Předpínací kabely v poli mají za úkol vyrovnat kladné momenty uprostřed pole. Kabely jsou vedeny ve stěnách komor pro čtveřicích, kde každý kabel tvoří 19 lan.



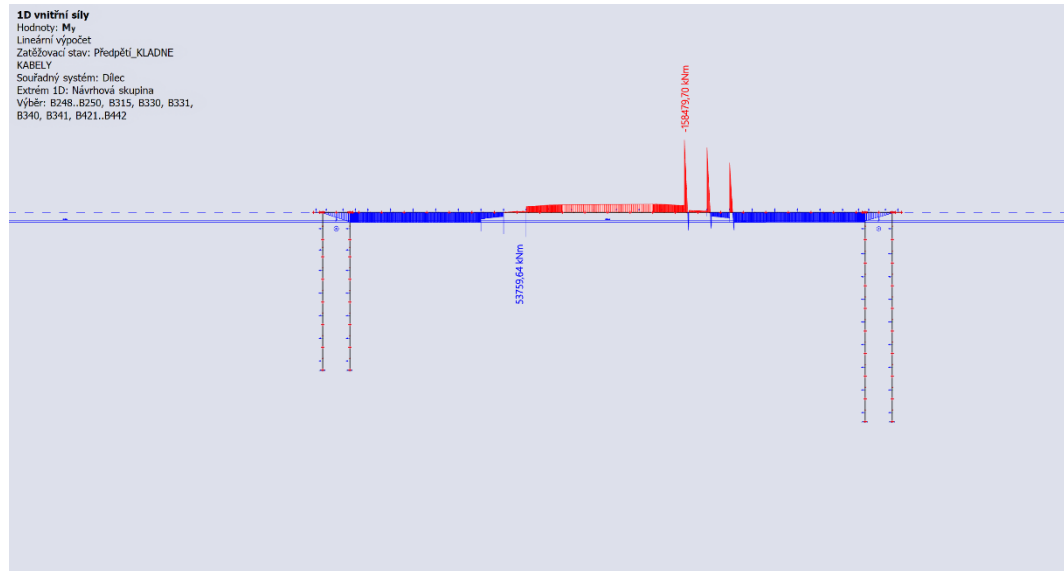
Obrázek 35 - Ohybový moment od zvedaných kabelů v poli



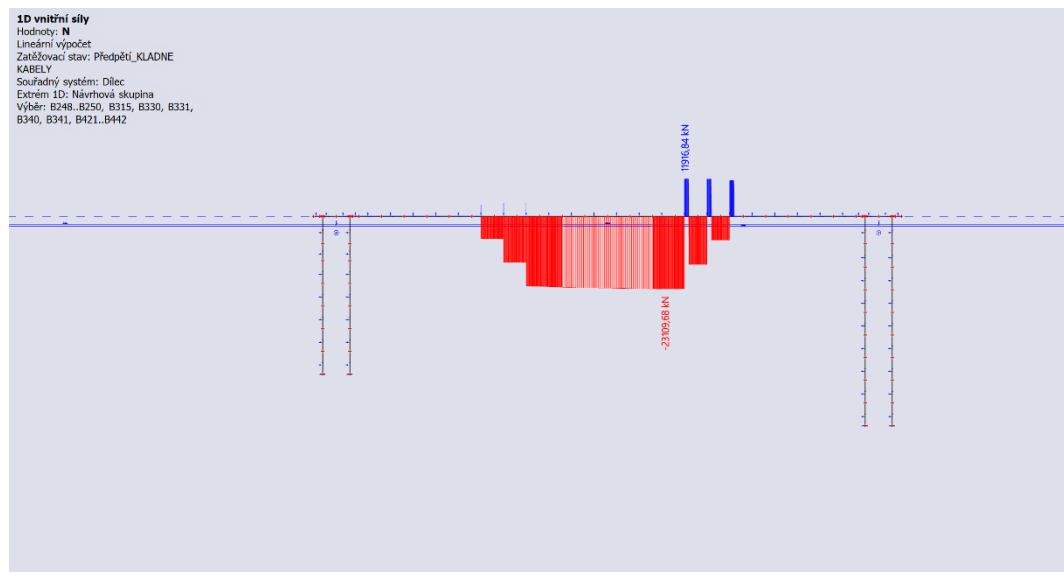
Obrázek 36 - Normálová síla od zvedaných kabelů v poli

## 6.4. Kladné kabely

Předpínací kabely v poli mají za úkol vyrovnat kladné momenty uprostřed pole a také vnesení tlakových sil do oblastí spojovací lamely. Kabely jsou vedeny po trojicích na každé straně ve spodní desce komory. Každý kabel je tvořen z 19 lan.



Obrázek 37 - Ohybový moment od kladných kabelů

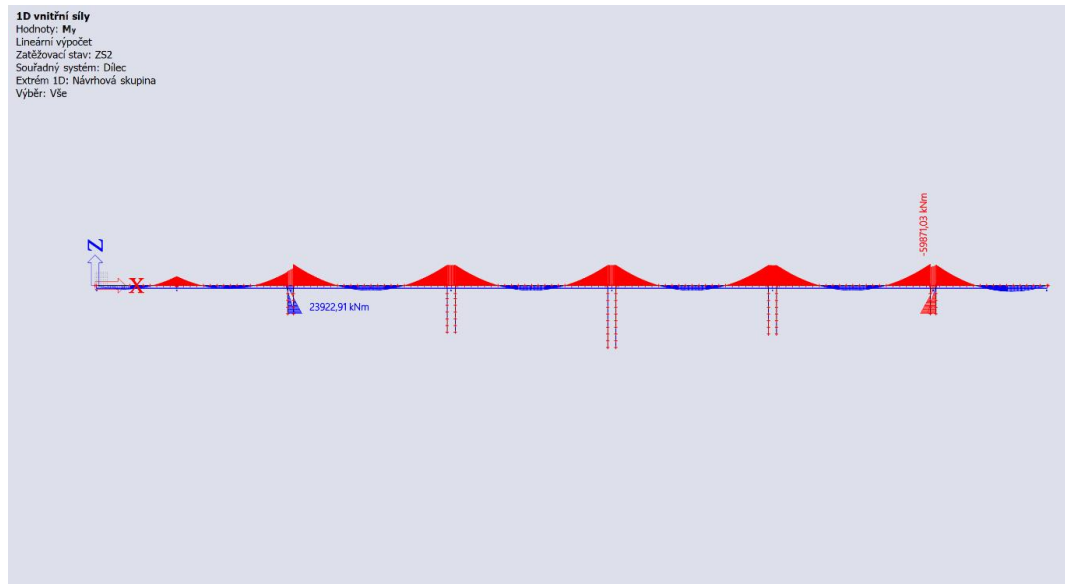


Obrázek 38 - Normálová síla od kladných momentů

## 7. Vnitřní síly

Výpočet vnitřních sil je automaticky počítán pomocí výpočetního programu SCIA na prutovém modelu. Výsledné charakteristické hodnoty ohybových momentů jsou vykresleny na následujících obrázcích.

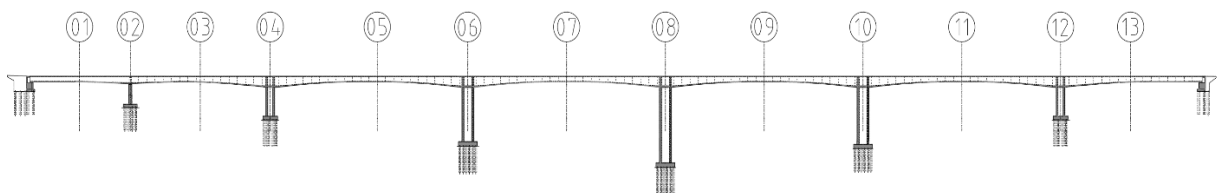
### 7.1. Ostatní stálé zatížení



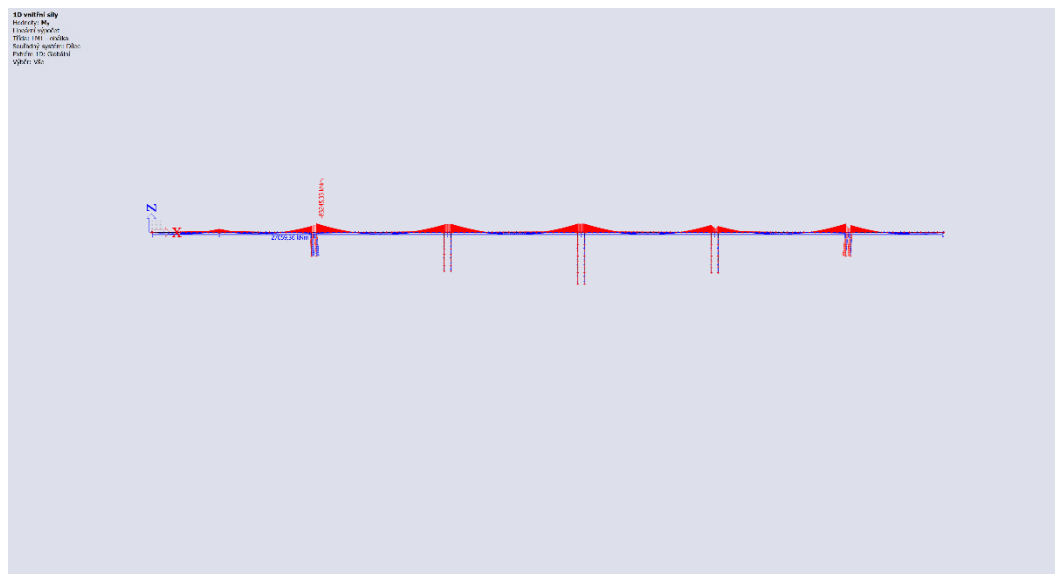
Obrázek 39 - Ostatní stálé

### 7.2. Model LM1

Zatížení není modelované jako pohyblivé, tudíž nedojde k přesnému určení nejhoršího účinku zatížení. Proto budeme vykreslovat síly v námi zvolených řezech. V místě řezu bude působit soustředěné zatížení TS. Liniové zatížení UDL bude působit pouze v místech, kde příčinková čára ve zvoleném řezu, bude kladná. Přidáním liniového zatížení do záporné oblasti by znamenalo odlehčení konstrukce a snížení silových účinků.

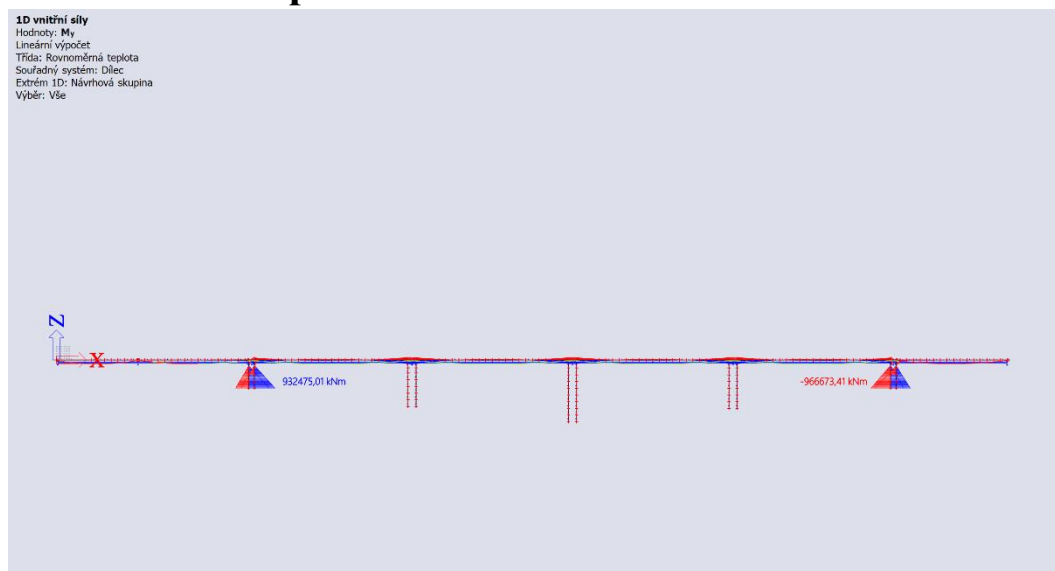


Obrázek 40 - Důležité řezy



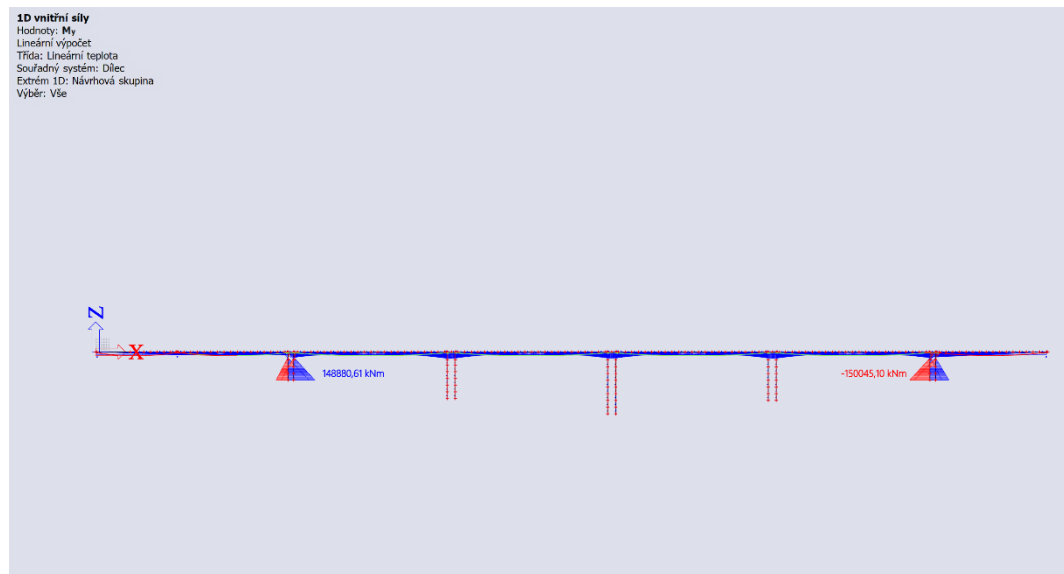
Obrázek 41 - Obálka od LM1

### 7.3. Rovnoměrná teplota



Obrázek 42 - Obálka od rovnoměrná složky teploty

## 7.4. Nerovnoměrná teplota



Obrázek 43 - Obálka sil od nerovnoměrné složky teploty



## 8. Kombinace

Kombinace jsou vytvořeny v Microsoft Excel z jednotlivých výsledků vypočítaných programem SCIA. Při sestavování kombinace zatížení se snažíme docílit maximálního účinku (max= maximálně kladná hodnota, min= maximálně záporná hodnota) dle příslušného předpisu. Této snaze je vhodné přizpůsobit volbu hodnoty dílčího součinitele  $\gamma$ . U dílčích součinitelů norma předepisuje jejich maximální a minimální hodnotu, mezi těmito hodnotami volíme s ohledem na znaménkovou konvenci přičítané kombinace.

### 8.1. Kombinace pro MSÚ

Kombinace 6.10:  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

Kombinace 6.10a:  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

Kombinace 6.10b:  $\sum \gamma_{G,j} \xi_j G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

### 8.2. Kombinace pro MSP

Kombinace charakteristická:  $\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \gamma_{0,i} Q_{k,i}$

Kombinace častá:  $\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Kombinace kvazistálá:  $\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

### 8.3. Součinitelé kombinací

Stálé zatížení		
Nepříznivá	$\gamma_{Gsup}$	1,35
Příznivé	$\gamma_{Ginf}$	1,00
Poklesy podpor		
Nepříznivé	$\gamma_{Gset}$	1,20
Příznivé	$\gamma_{Gset}$	0,00
Zatížení silniční dopravou		
Nepříznivé	$\gamma_Q$	1,35
Příznivé	$\gamma_Q$	0,00
Ostatní proměnné zatížení		
Nepříznivé	$\gamma_Q$	1,50
Příznivé	$\gamma_Q$	0,00

Tabulka 5 - Součinitel zatížení

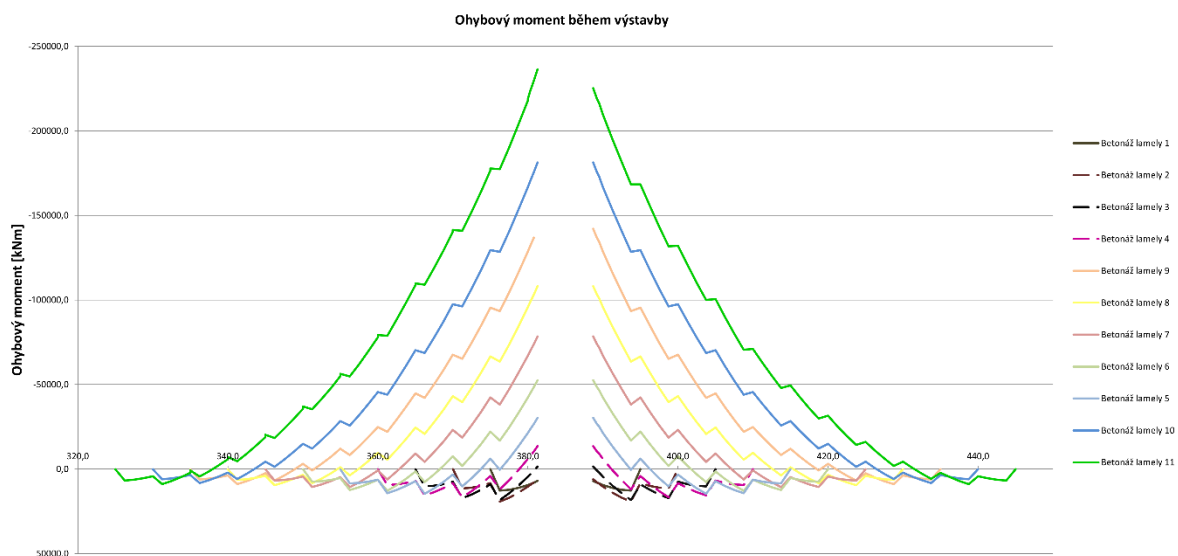
Zatížení	Značka	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Zatížení silniční dopravou	gr1a(LM1)	TS	0,75	0,75	0,00
		UDL	0,40	0,40	0,00
Teplota	Tk	0,60	0,60	0,50	

Tabulka 6 - Kombinační součinitel

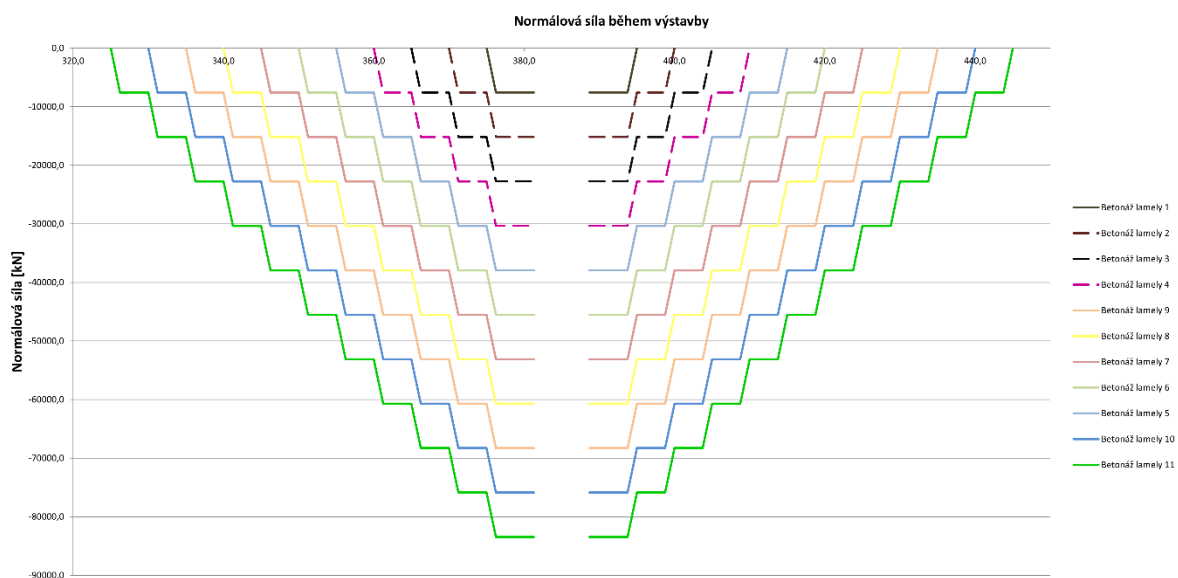


## 8.4. Výsledky kombinací – MSÚ

### 8.4.1. Vnitřní síly – výstavba vahadel

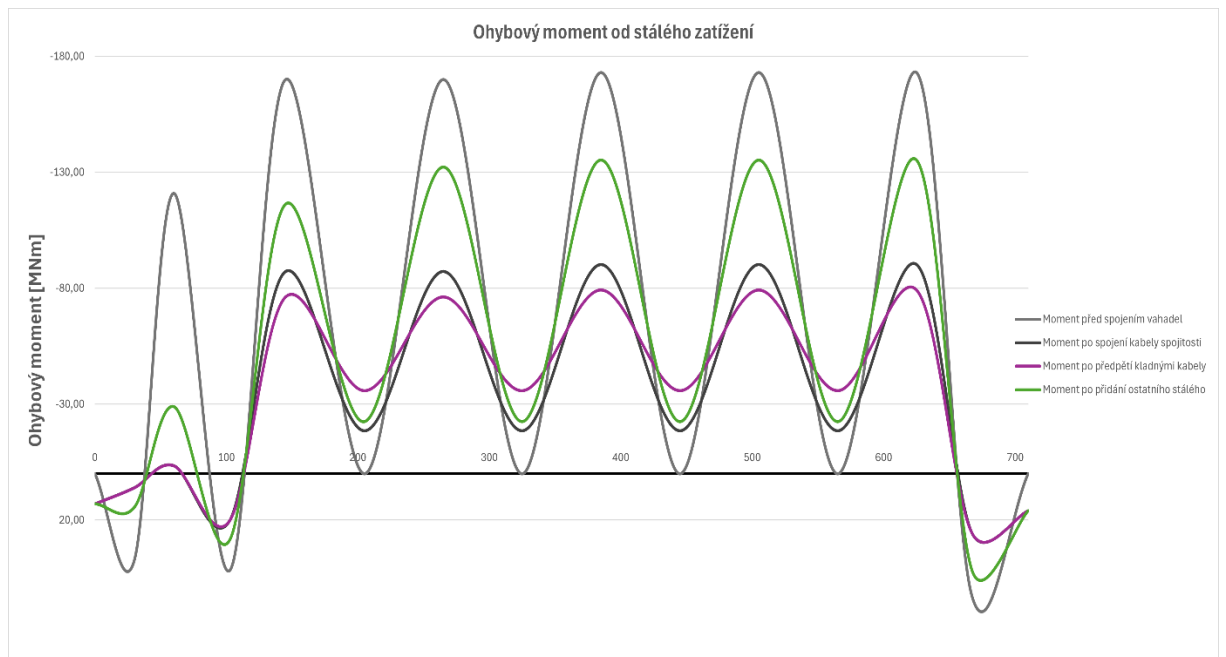


Obrázek 44 - Ohybový moment během výstavby vahadla

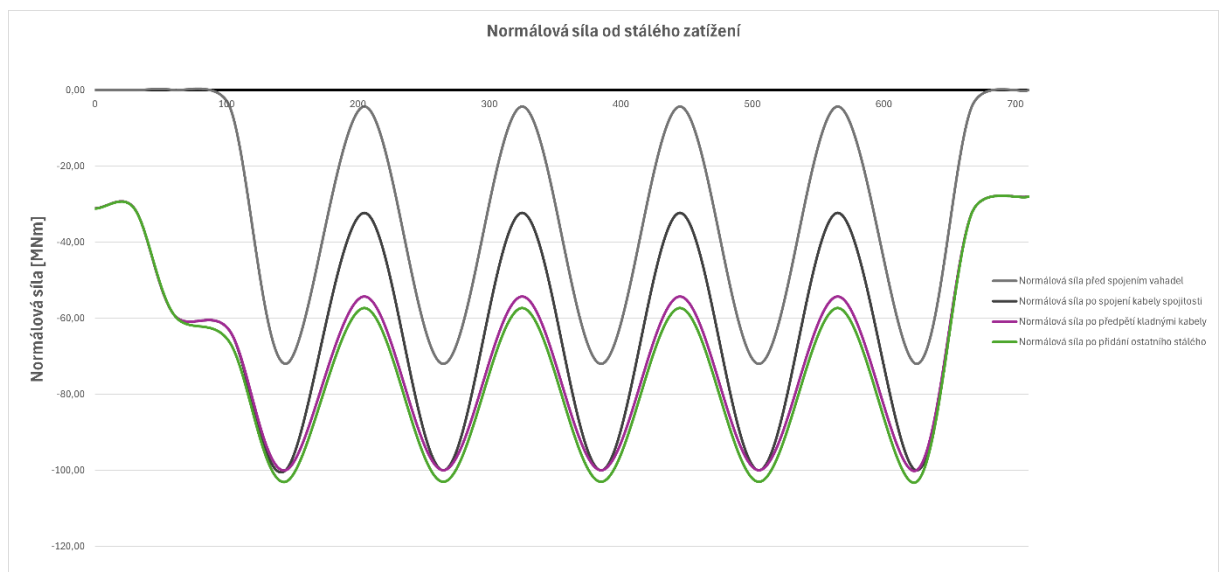


Obrázek 45 - Normálová síly během výstavby vahadla

### 8.4.2. Vnitřní síly – po spojení vahadel

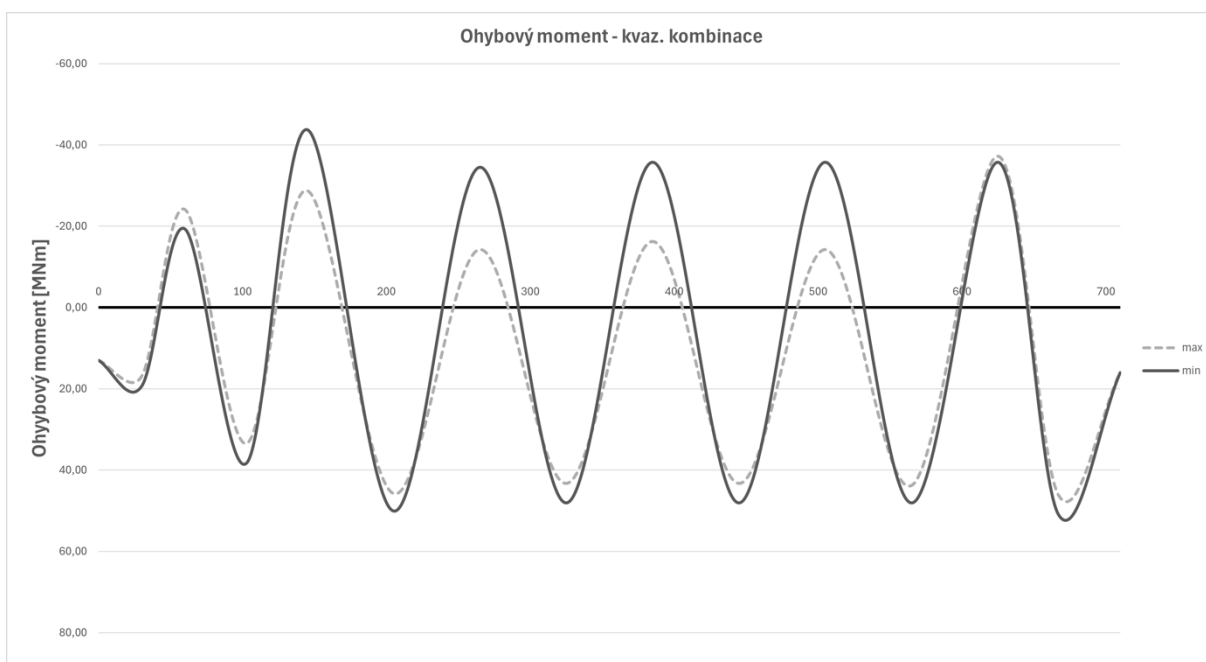


Obrázek 46 - Ohybový moment od stálého zatížení po spojení vahadel

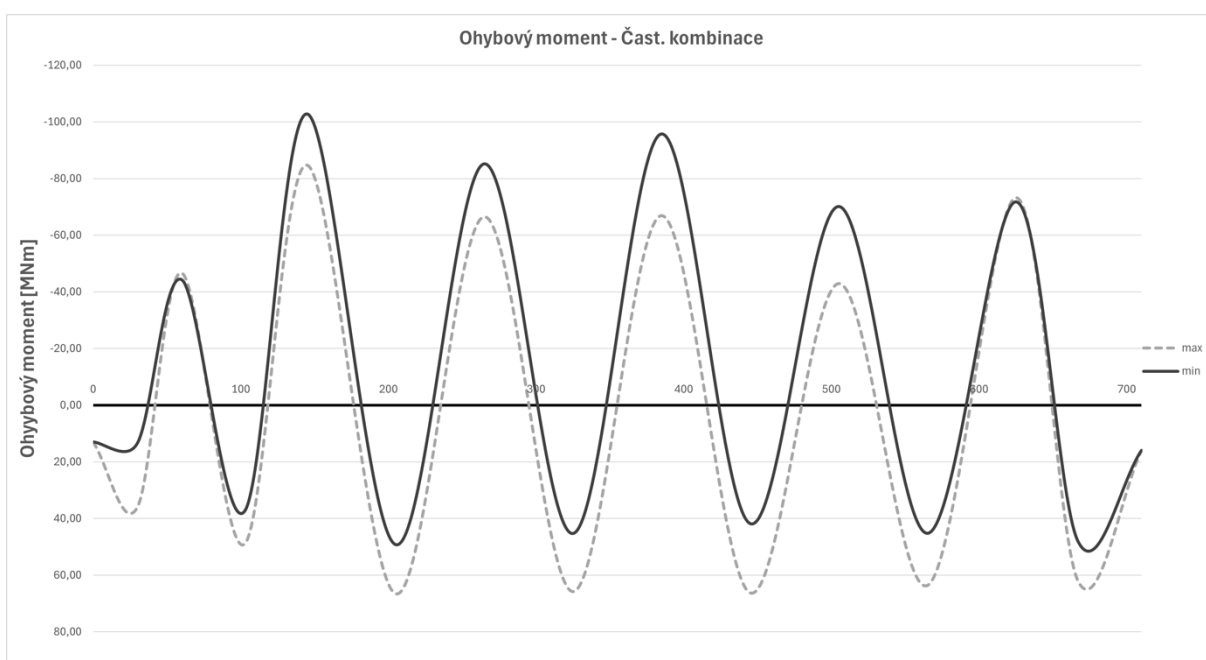


Obrázek 47 - Normálová síla od stálého zatížení po spojení vahadel

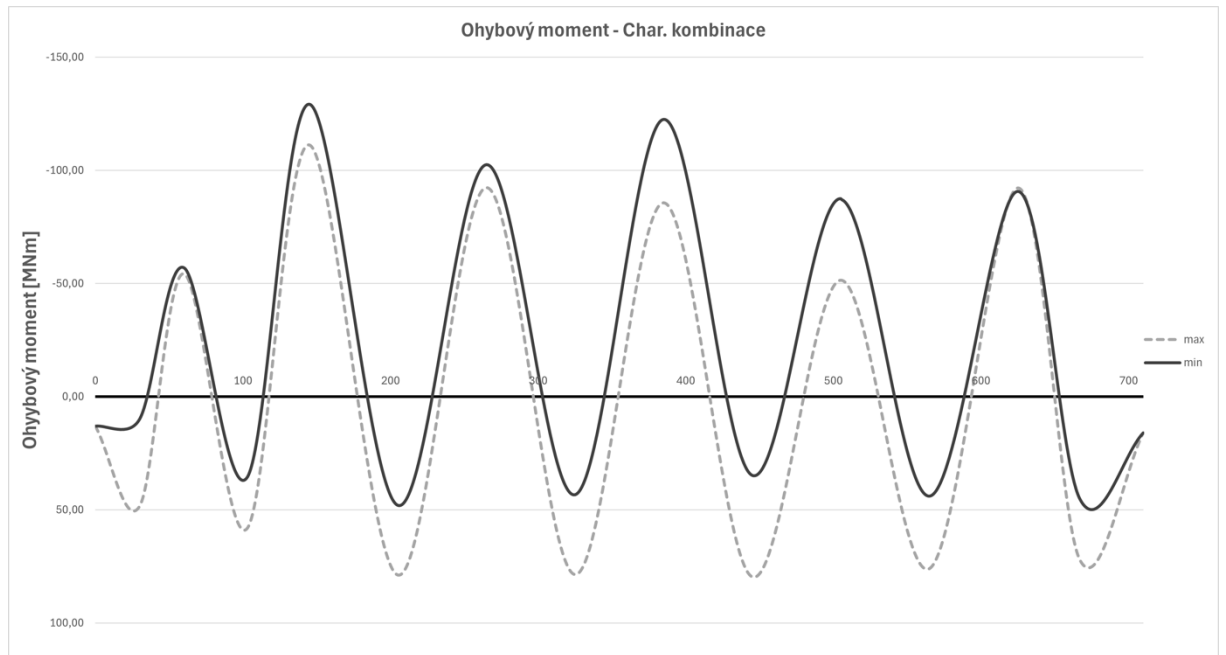
### 8.4.3. Vnitřní síly – kombinací



Obrázek 48 – Ohybový moment od kvazistálé kombinace



Obrázek 49 – Ohybový moment od časté kombinace



Obrázek 50 – Ohybový moment od charakteristické kombinace

## 9. Ověření návrhu v mezním stavu použitelnosti

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti je nutné konstrukci ověřit z hlediska omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybů.

### 9.1. Výpočet napětí

Napětí bylo stanoveno na betonovém průřezu, což představuje zjednodušení. V případě potřeby by bylo možné provést zpřesnění výpočtem na ideálním průřezu s uvážením betonářské a předpínací výztuže. Napětí bylo stanoveno pomocí specifických vztahů.

$$\sigma_{c,i}^d = \left( \frac{M_i}{W_{d,i}} + \frac{N_i}{A_{c,i}} \right)$$
$$\sigma_{c,i}^h = \left( \frac{M_i}{W_{h,i}} + \frac{N_i}{A_{c,i}} \right)$$

Tahová normálová síla	+
Tlaková normálová síla	-
Moment způsobující tah v dolních vláknech	+
Moment způsobující tah v horních vláknech	-
Dolní průřezový modul	+
Horní průřezový modul	-

Tabulka 7 - Konvence znamének

### 9.2. Omezení napětí

Aby bylo zabráněno vzniku podélných trhlin a nadměrnému dotvarování, tlakové napětí v betonu nesmí překročit stanovenou hodnotu při charakteristické kombinaci.

$$0,6f_{ck} = 0,6 * 45 = 27 \text{ MPa pro } t > 28 \text{ dní}$$

$$0,6f_{ck}(t) \text{ pro } t < 28 \text{ dní}$$

Kde  $t$  je časový rozdíl mezi časem betonáže a časem posouzení

Při uvažování kvazistálé kombinace pro lineární dotvarování.

$$0,45f_{ck} = 0,45 * 45 = 20,25 \text{ MPa pro } t > 28 \text{ dní}$$

$$0,45f_{ck}(t) \text{ pro } t < 28 \text{ dní}$$

### 9.3. Požadavky na omezení trhlin

V posouzení na omezení trhlin je potřeba dodržet požadavky na velikost tahových napětí. Při kvazistálé kombinaci.

0,00 MPa v provozních stavech (dekomprese)

$$f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa ve stavebních stavech pro } t > 28 \text{ dní}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa pro } t < 28 \text{ dní}$$

Při časté kombinaci nesmí tahová napětí překročit dekompresi.

0,00 MPa v provozních stavech (dekomprese)

Při charakteristické kombinaci nesmí tahová napětí překročit hodnoty.

$f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa}$  v provozních stavech

$f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa}$  ve stavebních stavech pro  $t > 28$  dní

$f_{ctk,0,05}(t)$  pro  $t < 28$  dní

## 9.4. Požadavky na omezení průhybů

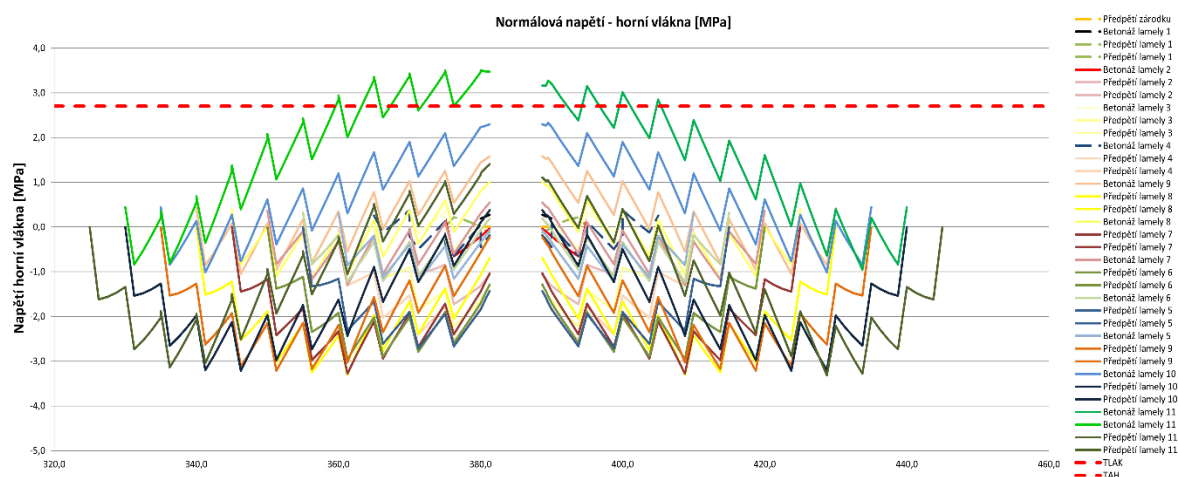
Požadavky na omezení průhybů představují mezní hodnotu pro deformaci od modelu zatížení LM1. Ta nesmí překročit hodnotu  $L/600$ . Kde L je rozpětí pole.

	L [m]	$W_{lim}$ [mm]
Pole 1	60	100
Pole 2	85	142
Pole 3	120	200

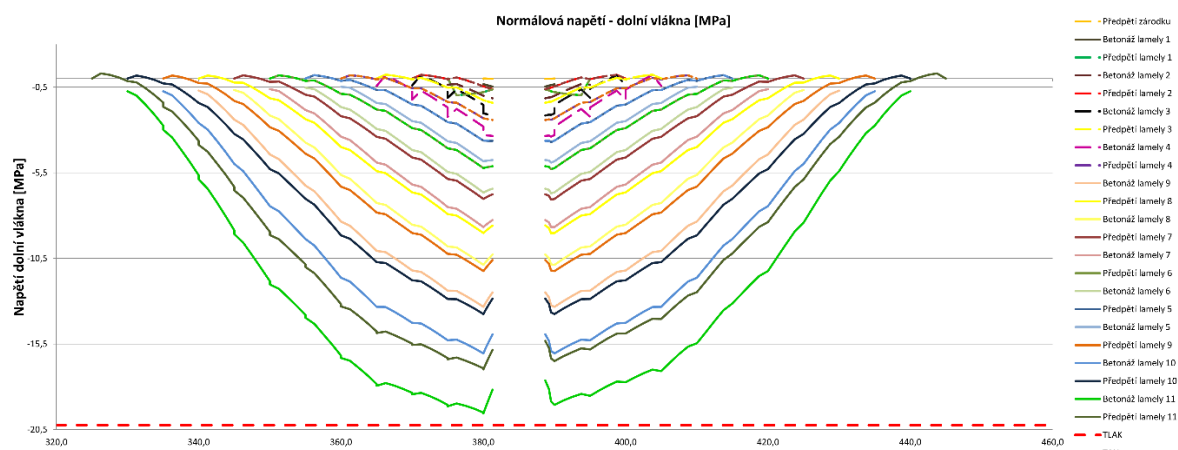
Tabulka 8 - Limitní hodnoty průhybů

## 9.5. Výstavba vahadla

Při výstavbě vahadla je uvažována pouze vlastní tíha a předpětí jednotlivých lamel. Kombinace proto udávají stejné hodnoty.



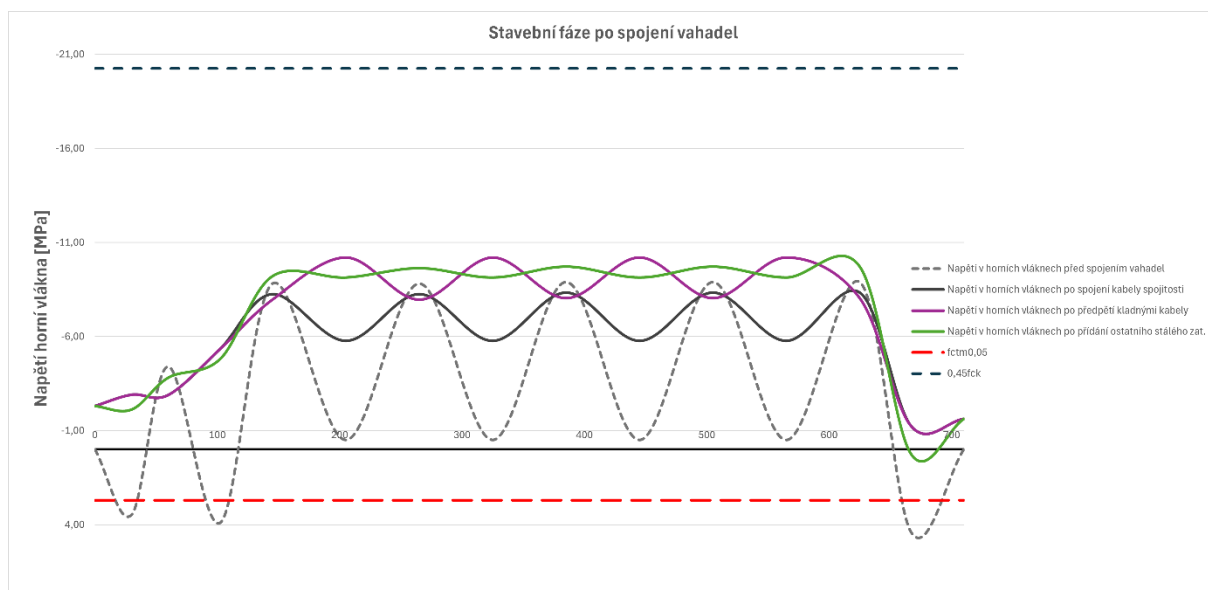
Obrázek 51 - Napětí v horních vláknech při výstavbě vahadel



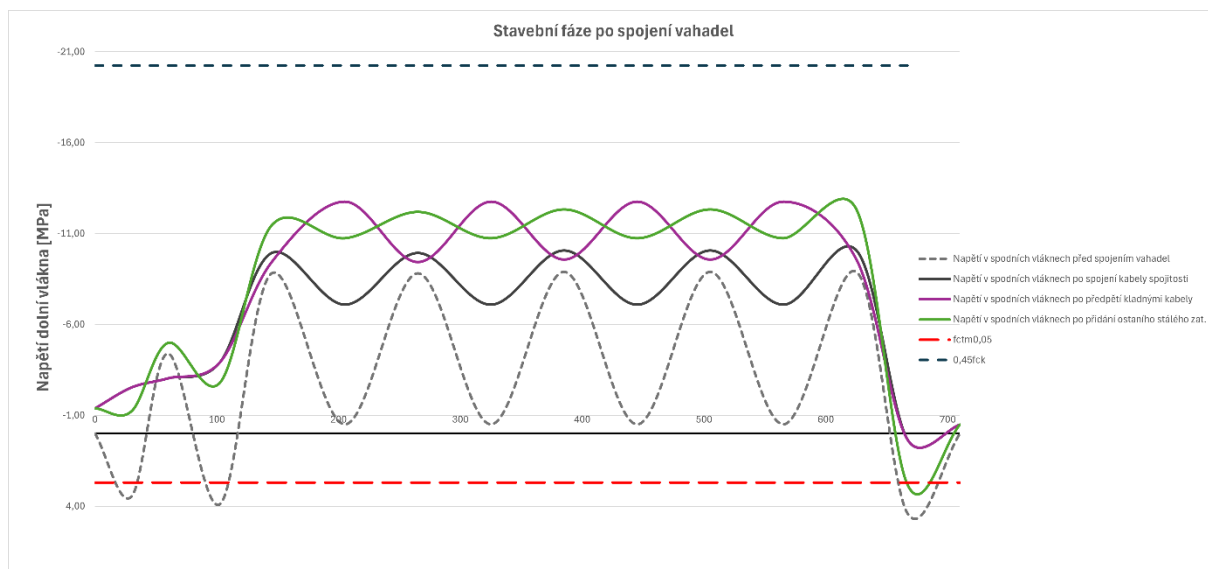
Obrázek 52 - Napětí v dolních vláknech při výstavbě vahadel

## 9.5. Stavební fáze po spojení vahadel

Po spojení vahadel budeme uvažovat pouze stálé zatížení. Tudiž budou všechny kombinace stejné viz. stav výše.



Obrázek 53 - Napětí v horních vláknech po spojení vahadel

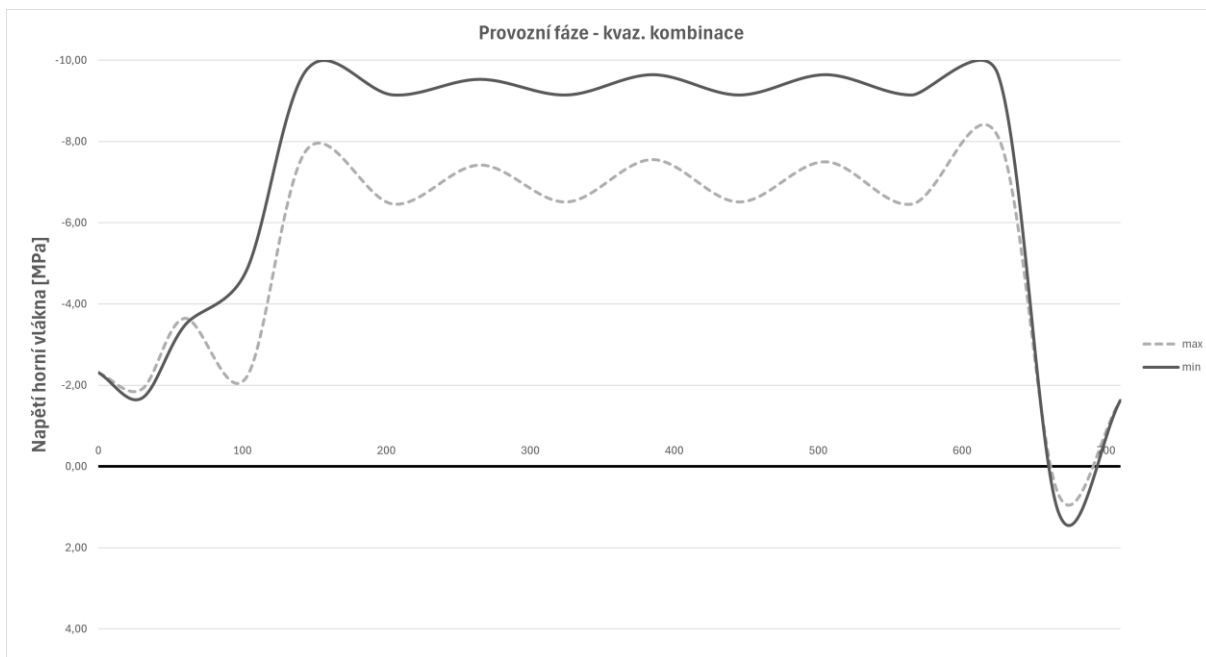


Obrázek 54 - Napětí v dolních vláknech po spojení vahadel

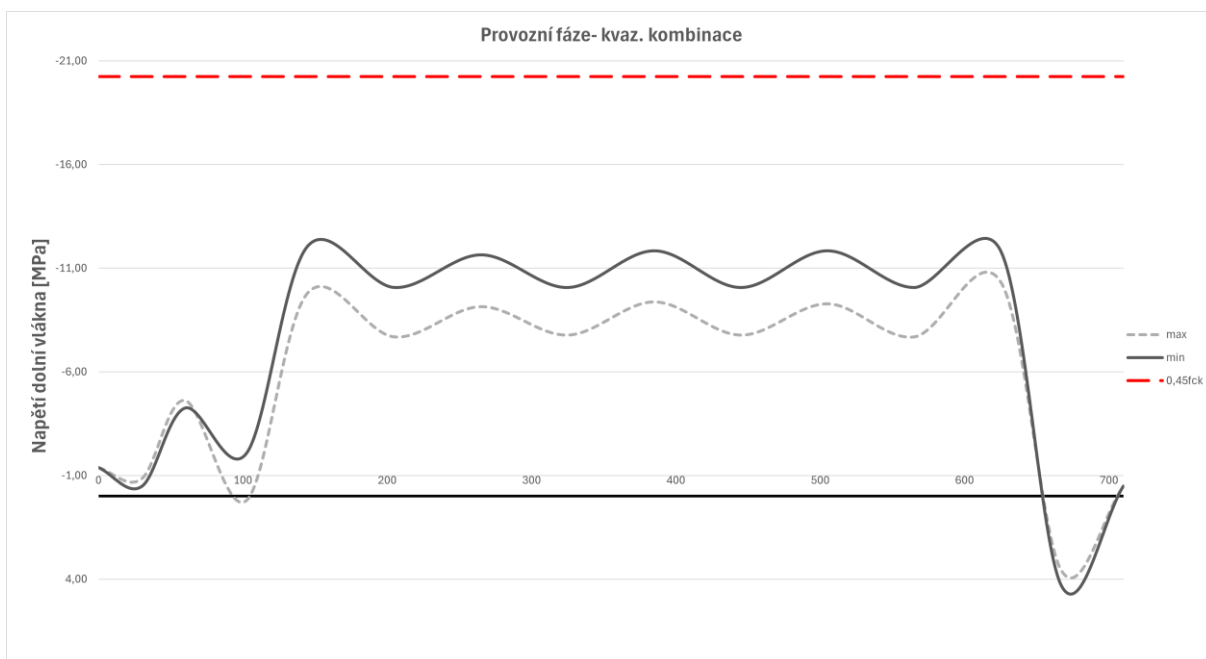
Jak je již vidět v grafech při výstavbě vahadla a ve fázi spojení vahadel. Napětí značně překračuje hodnotu  $f_{ctm,0.05}$ . v krajních polích, tudíž konstrukce v této fázi nevyhoví v MSP.

## 9.5. Provozní fáze

### 9.4.1. Kvazistálá kombinace



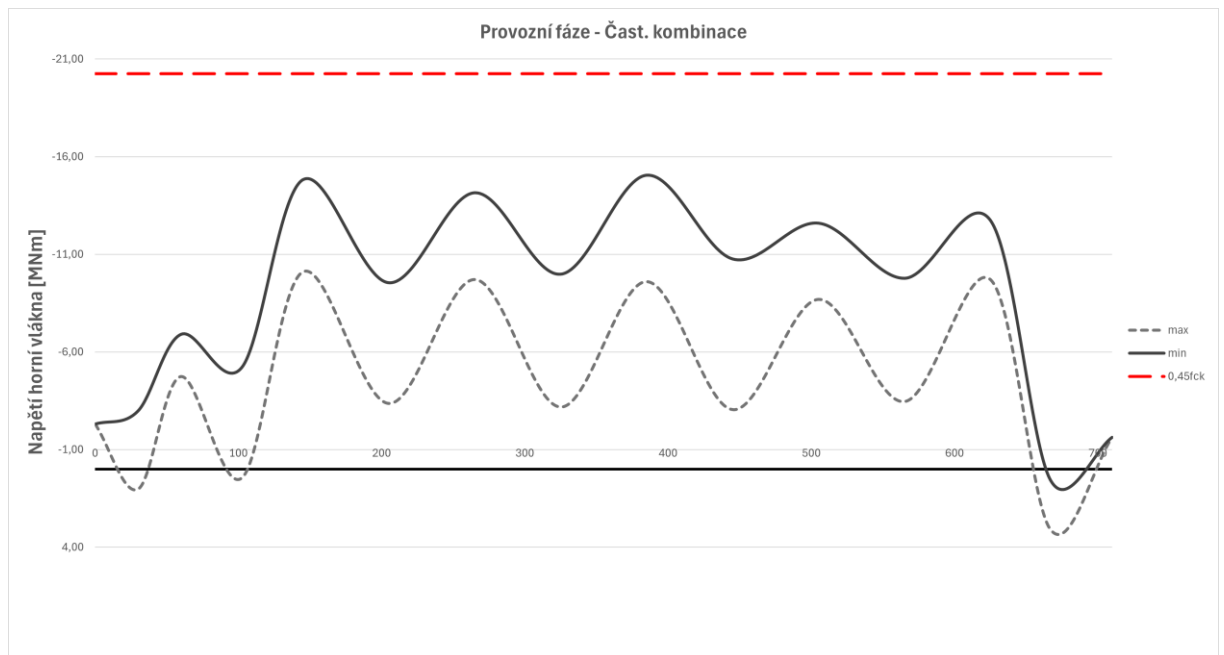
Obrázek 55 - Napětí v horních vláknech provozní fáze kvaz. kombinace



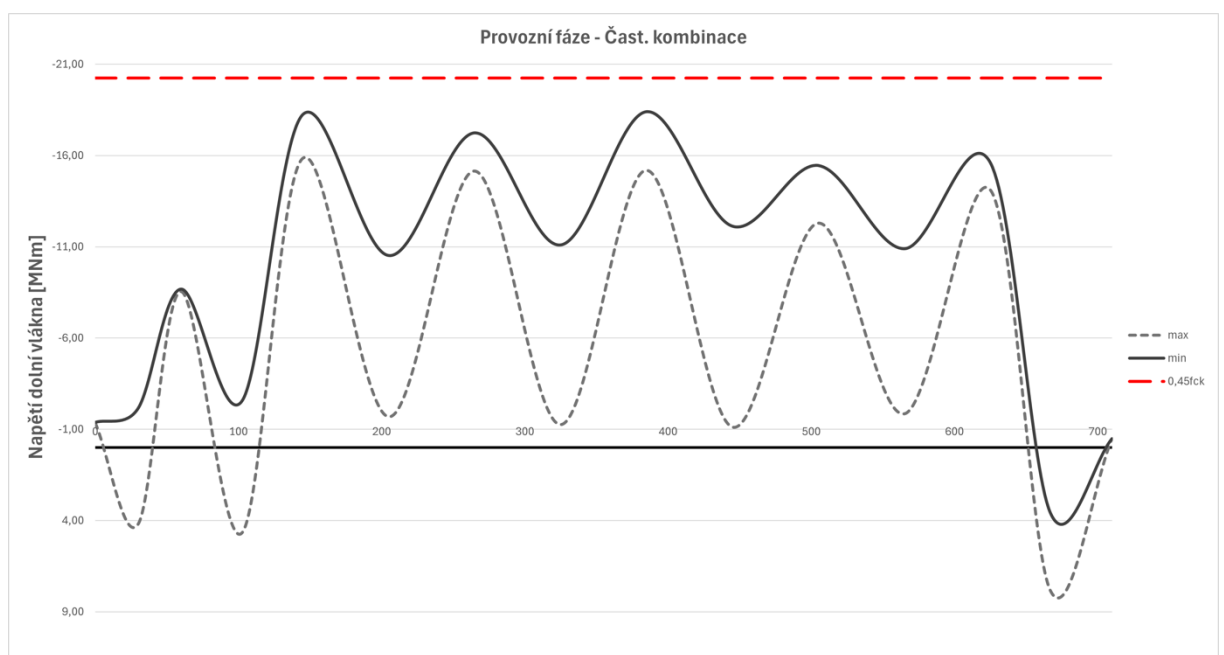
Obrázek 56 - Napětí v dolních vláknech provozní fáze kvaz. Kombinace



## 9.4.2. Častá kombinace

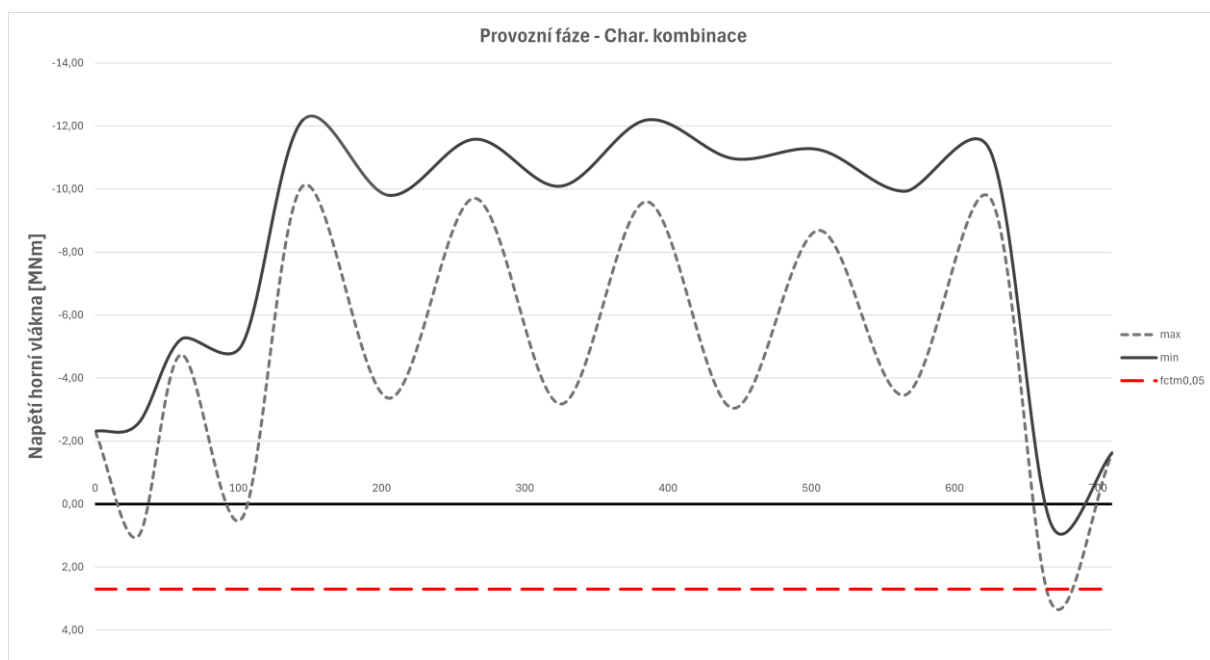


Obrázek 57 - Napětí v horních vláknech provozní fáze častá kombinace

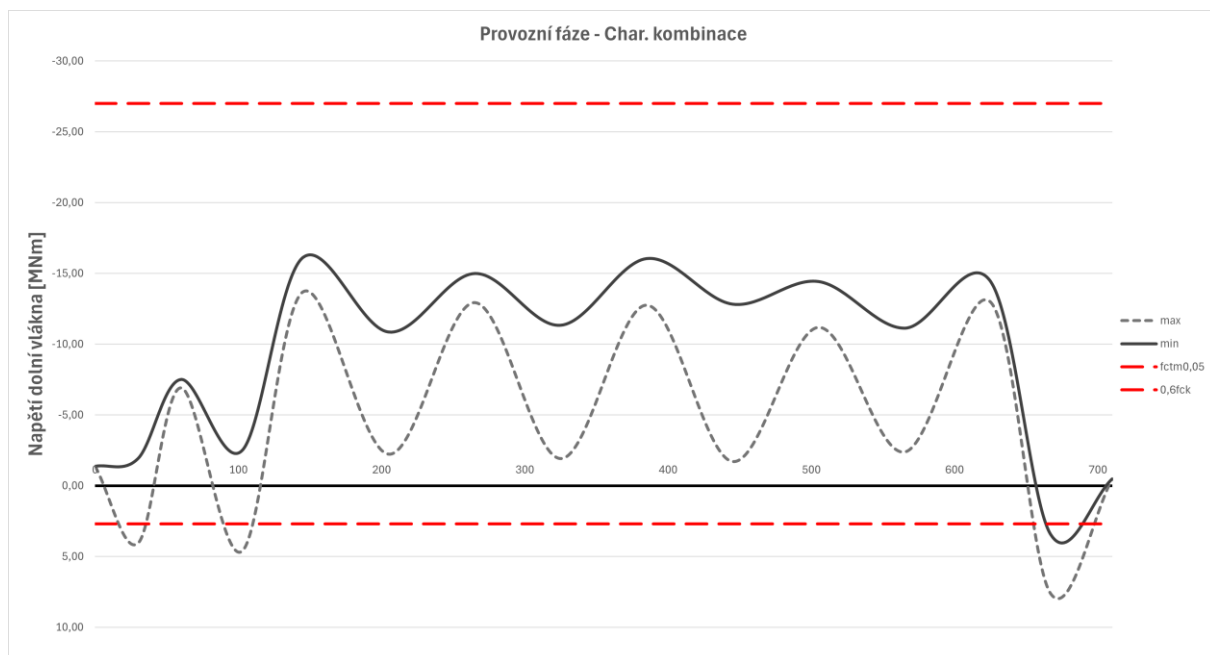


Obrázek 58 - Napětí v dolních vláknech provozní fáze častá kombinace

### 9.4.3. Charakteristická kombinace



Obrázek 59 - Napětí v horních vláknech provozní fáze char. kombinace

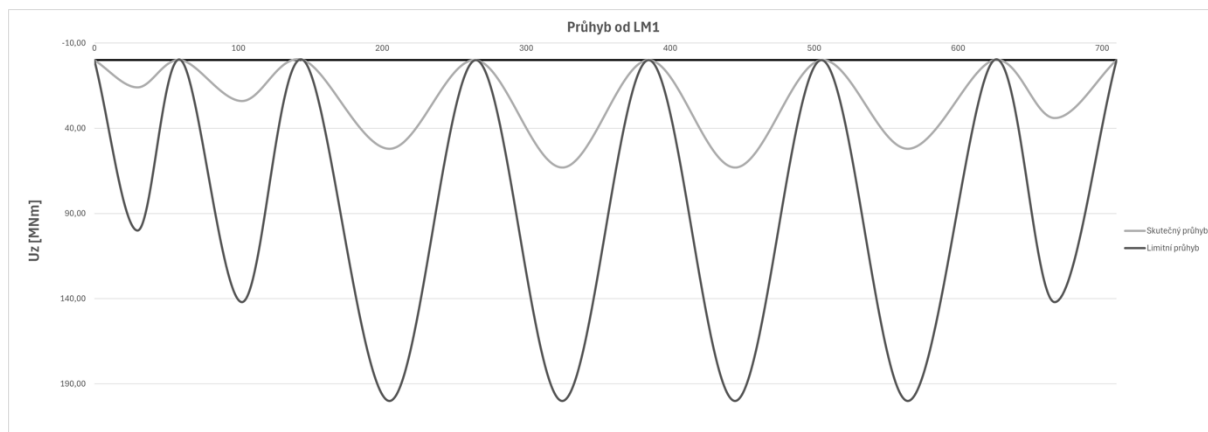


Obrázek 60 - Napětí v horních vláknech provozní fáze char. Kombinace

Napětí ve všech kombinacích nepřekračuje horní limit a je vidět značná rezerva. To se ale nedá říct o spodním limitu. Ten ve všech kombinacích přesahuje svůj limit v krajních polích. Vyplývá to z malého počtu kabelů oproti vahadlům, kde působí navíc kladné a vahadlové kabely, a ne pouze spojitosti. Řešením tohoto problému by bylo zvýšení počtu předpínacích výztuže.

## 9.5. Omezení průhybů od LM1

Na předloženém grafu jde vidět, že průhyby od modelu LM1 bez problému vyhoví.



Obrázek 61 - Porovnání průhybů LM1

## 9.6. Průhyb od stálých zatížení

U letmo betonovaných konstrukcí není hlavní kritérium průhyb způsobený dopravou, ale průhyb od stálých zatížení. Pro takovouto konstrukci je hlavní zatížení od vlastní tíhy a průhyby od vlivu reologie betonu. Proto je nutné věnovat pozornost nadvyšování jednotlivých lamel. Aby vahadlo na konci výstavby mělo úroveň navržené nivelety. Proto je konstrukce při výstavbě monitorována a podle naměřených výsledků je upravováno nadvyšení. Základní úvaha by měla směřovat k tomu, aby niveleta dosáhla správné polohy nejdříve po 50 letech životnosti mostu.

V této bakalářské práci je tento mezní stav použitelnosti opomenut. Je to dáno zvolením výpočetního modelu. Pro rozsah bakalářské práce nebyla použita časově závislá analýza (TDA). Co neumožňuje vykreslení redukovaných vnitřních sil a průhybu od reologie betonu.

## 11. Ověření návrhu v mezním stavu únosnosti

Mezní stav únosnosti bude v mém případě opomenut. Po konzultaci s vedoucím jsme došli k závěru, že takto mohutná konstrukce by neměla mít sebemenší problém s MSÚ při časově závislém výpočtu. Při mém zjednodušeném výpočtu by konstrukce měla být značně předimenzována a tím pádem bychom měli být na straně bezpečnosti. Tímto jsme se rozhodli tuto část vynechat.

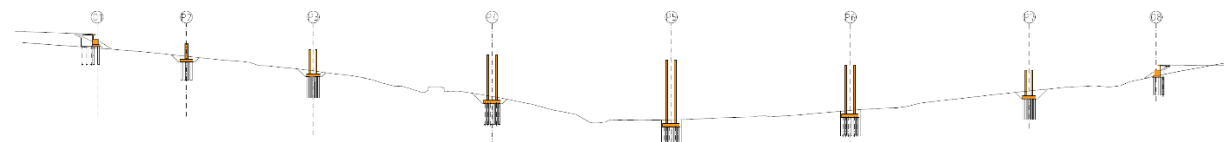
# 11. Výstavba

## 11.1. Fáze 0

Fáze 0 bude zahrnovat výkopové práce s příslušným svahováním a štětovnicemi v oblasti řeky Ličná. Všechny pilíře a opěry jsou založeny hlubinně na velkopřůměrových pilotách.

## 11.2. Fáze 1

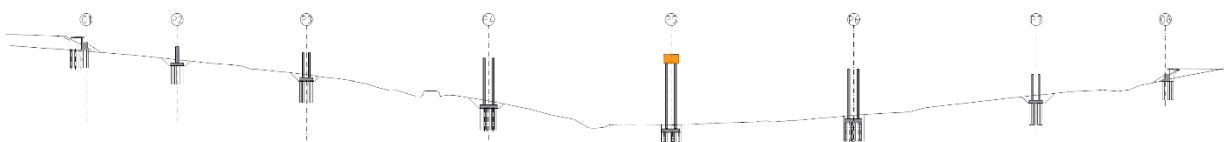
Fáze 1 zahrnuje stavbu Opěr, pilířů a rámových stojek, popřípadě příhradové ztužení stojek při fázi výstavby.



Obrázek 62 - Fáze 1

## 11.3. Fáze 2

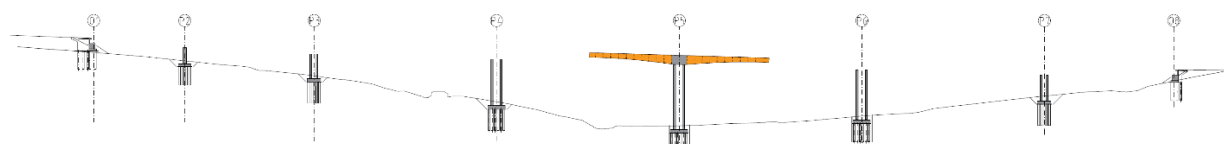
Výstavba zárodku 5. Po dokončení zárodku odstranit ztužení stojek a osadit betonážní vozíky.



Obrázek 63 - Fáze 2

## 11.4. Fáze 3

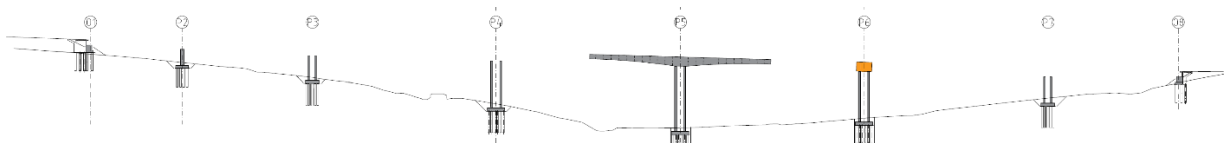
Výstavba vahadla 5. pomocí letmé betonáže s jedním párem betonážních vozíků. Po vybetonování páru lamel dochází k předeptnutí a posunu betonážního vozíku. Maximální nesymetrie při napínání je jedna lamela.



Obrázek 64 - Fáze 3

## 11.5. Fáze 4

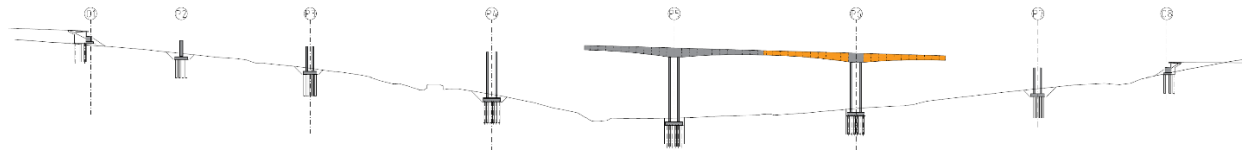
Výstavba zárodku 6.



Obrázek 65 - Fáze 4

## 11.6. Fáze 5

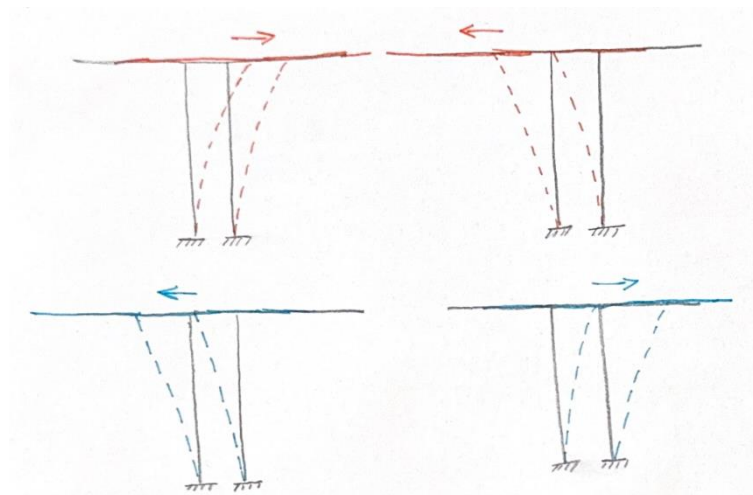
Výstavba vahadla 6. pomocí letné betonáže s jedním párem betonážních vozíků. Po vybetonování páru lamel dochází k předepnutí a posunu betonážního vozíku. Maximální nesymetrie při napínání je jedna lamela.



Obrázek 66 - Fáze 5

Po dokončení posledních páru lamel a následnému předepnutí. Budeme muset zaměřit skutečnou pozici vahadla pro nadvýšení konstrukce.

Roztlačování je prováděno pro eliminaci nepříznivých reologických účinků betonu (smršťování a dotvarování) na namáhání rámových stojek P5 a P6.



Obrázek 67 - Rozepření vahadel

Betonážní vozík se vysune do polohy pro realizaci spojovací lamely mezi vahadly P5 a P6. Konstrukce bude vystrojena rozpěrnými konstrukcemi. Celý proces se bude provádět pomocí dvojice dvou lisů, které budou umístěny v místech napojení střední desky a stěny komory.

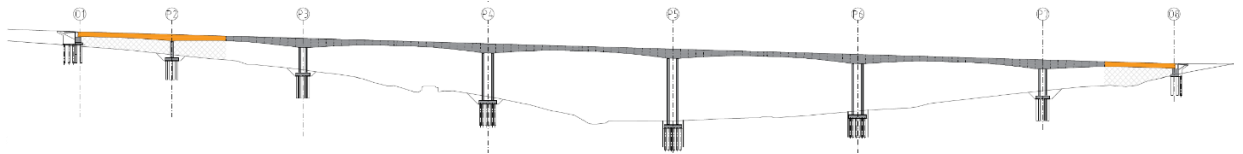
Roztlačování nesmí být nikde bráněno, aby nedošlo k nechtěným poškozením konstrukce. Celý proces musí být kontinuálně monitorován a sledována narůstající síla s posunem bodů konstrukce v ose mostu.

Po dokončení roztlačení dojde k uzavření lisů. Vysunutí betonážního vozíku do polohy pro realizaci lamely. Jako první se zhotoví Spodní spodní "U" profil. Po dosažení požadovaných materiálových vlastností bude předepnuto spodními kabely. Po předepnutí se deaktivují lisy pro rozepření čel a odstranění montážních konstrukcí. Po tomto kroku se zhotoví zbylí příčný profil konstrukce a vybetonuje. Po následném předepnutí se demontuje betonážní vozík pro realizaci spojovací lamely. Jako poslední krok bude finální zaměření konstrukce.

Tento postup se bude opakovat až do fáze 11, kde dojde ke spojení lamel 3 a 4.

### 11.7. Fáze 12

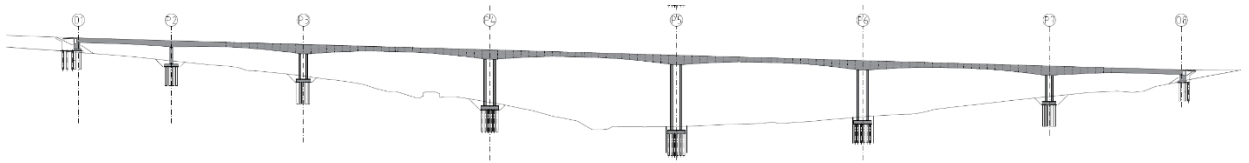
Ve fázi 12 dojde k finálnímu zhotovení krajních dílů hlavní nosné konstrukce. Tyto díly budou betonovány na pevné skruži.



Obrázek 68 - Fáze 12

### 11.7. Fáze 13

Finální krok bude osazení příslušenství mostu a uvedení do provozu



Obrázek 69 - Fáze 13

## 12. Závěr

Cílem této práce bylo pochopení technologie výstavby a zjednodušené navrhnutí letmo betonované konstrukce.

První kapitola je zaměřena na rešerši letmo betonovaných mostů. Daná kapitola měla poukázat na základní předpoklady, jako postup výstavby, předpínací výztuž, stabilita vahadla a reologie betonu.

Ostatní kapitoly se zabývají statickým výpočtem. Jak bylo již zmíněno jako výpočetní model byl zvolen prutový ve výpočetním programu SCIA Engineer. Pro zjednodušení daného problému na úroveň bakalářské práce nebyla zvolena postupná výstavba pomocí TDA, což neumožňuje podrobné posouzení MSP v časové závislosti. Výpočetní program byl použit pro vypočítání veškerých vnitřních sil, včetně předpětí. Kombinace pro mezní stavy byly ručně počítány v Microsoft Excel.

MSP v našem případě nevychází v tahu jak v horních, tak i dolních vláknech. Řešení tohoto problému by bylo přidání předpínací výztuže a dorovnání napětí. Celkově je konstrukce kvůli opomenutí časově závislého návrhu velmi předimenzovaná, a tudíž je MSÚ po konzultaci s vedoucím v tomto případě zbytečné posuzovat.

Celkově beru tuto práci jako velmi přínosnou. Jako největší přínos beru komplexnější použití výpočetního programu SCIA Engineer. Jsem si vědom velkého zjednodušení problému a to mi dává další motivaci do nabývání nových zkušeností a prohlubování znalostí v inženýrských konstrukcích.

Součástí této práce je také výkresová dokumentace.



## 13. Bibliografie

- [1] AUTOR, Hrdousek. Letmé betonování mostů. *Holcim.cz* [online]. 2018 [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: [https://www.holcim.cz/sites/czech2/files/2022-06/2018\\_01.pdf](https://www.holcim.cz/sites/czech2/files/2022-06/2018_01.pdf)
- [2] WIKIPEDIE, Příspěvatelé. Most na Veslařský ostrov. In: *Wikipedie: Otevřená encyklopedie* [online]. [https://cs.wikipedia.org/wiki/Most\\_na\\_Vesla%C5%99sk%C3%BD\\_ostrov](https://cs.wikipedia.org/wiki/Most_na_Vesla%C5%99sk%C3%BD_ostrov) [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Most\\_na\\_Vesla%C5%99sk%C3%BD\\_ostrov](https://cs.wikipedia.org/wiki/Most_na_Vesla%C5%99sk%C3%BD_ostrov)
- [3] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [4] TEAM, Midasbridge. Camber in Balanced Cantilever Bridge. <https://www.midasbridge.com> [online]. 2022 [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: <https://www.midasbridge.com/en/blog/bridgeinsight/camber-in-balanced-cantilever-bridge>
- [5] RÁCIK, Jozef. Letmo betonované mosty Valy a Rieka na dálnici D3. *ASB Portal* [online]. 2013 [cit. 2024-05-15]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/letmo-betonovane-mosty-valy-a-rieka-na-dalnici-d3>
- [6] ROSIGNOLI, Marco. *Bridge Construction Equipment*. London: Thomas Telford Limited, 2013. ISBN 978-0-7277-5808-8.
- [7] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *Betonové mosty II - Modul M03: Vybrané problémy navrhování mostů*. Brno, 2007, s. 52-65. [online]. [cit. 2024-03-23].
- [8] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [9] AUTOR, Nenalezený. SCIA CZ S.R.O. Fáze výstavby, časově závislá analýza. <https://help.scia.net/> [online]. 2016 [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: [https://help.scia.net/download/17.0/cs/ConstructionStages\\_csy.pdf](https://help.scia.net/download/17.0/cs/ConstructionStages_csy.pdf)
- [10] AUTOR, Nenalezený. IDEA STATICA. Vnitřní síly a zatěžovací stavy od TDA výpočtu. [Www.ideastatica.com](http://www.ideastatica.com) [online]. [cit. 2024-04-03]. Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/cz/podpora/vnitri-sily-a-zatezovaci-stavy-od-tda-vypoctu>
- [11] WIKIPEDIE, Příspěvatelé. Nuselský most. In: *Wikipedie: Otevřená encyklopedie* [online]. [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Nuselsk%C3%BD\\_most](https://cs.wikipedia.org/wiki/Nuselsk%C3%BD_most)
- [12] HUBIČKOVÁ, Šárka. *Nuselský most: historie, stavba, architektura*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2014. ISBN 978-80-87438-51-0.
- [13] AUTOR, Nenalezený. SILNICE GROUP a. s. a partneři přemostí údolí novostavbou „I/27 Velemyšlesves – obchvat a přemostění Chomutovky“. [Www.silnicegroup.com](http://www.silnicegroup.com) [online]. 2016 [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: [https://www.silnicegroup.com/downloads/velem\\_clanek\\_sg.pdf](https://www.silnicegroup.com/downloads/velem_clanek_sg.pdf)
- [14] AUTOR, Nenalezený. KONSTRUKCE MEDIA, S.R.O. Silniční most přes údolí Hačky u Chomutova. *Nenalezený vydavatel* [online]. [cit. 2024-03-20]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/stavby/stavba/silnicni-most-pres-udoli-hacky-u-chomutova/?stavba=28>
- [15] , Ing. Petr Souček. Letmo betonovaný Most přes údolí Hačky na silnici I/7 u Chomutova. INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT S. R. O. *Časopis Stavebnictví* [online]. 2008 [cit. 2024-03-

- 20]. Dostupné z: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-letmo-betonovany-most-pres-udoli-hacky-na-silnici-i7-u-chomutova.html>
- [16] WIKIPEDIE, Příspěvatelé. Radotínský most. In: *Wikipedie: Otevřená encyklopedie* [online]. [cit. 2024-04-21]. Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Radot%C3%ADnsk%C3%BD\\_most](https://cs.wikipedia.org/wiki/Radot%C3%ADnsk%C3%BD_most)
- [17] IDEA STATICA. Předpětí v Detailu - Popis modelu. *Www.ideastatica.com* [online]. [cit. 2024-03-28]. Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/cz/podpora/predpeti-v-detailu-popis-modelu>

## 14. Seznam tabulek

Tabulka 1 - Ostatní stálé zatížení .....	24
Tabulka 2 - Model zatížení LM1 .....	25
Tabulka 3 - Vstupní parametry předpětí – SCIA Engineer .....	28
Tabulka 4 - Pojmenování předpínacích kabelů .....	28
Tabulka 5 - Součinitel zatížení .....	36
Tabulka 6 - Kombinační součinitel .....	36
Tabulka 7 - Konvence znamének .....	41
Tabulka 8 - Limitní hodnoty průhybů .....	42

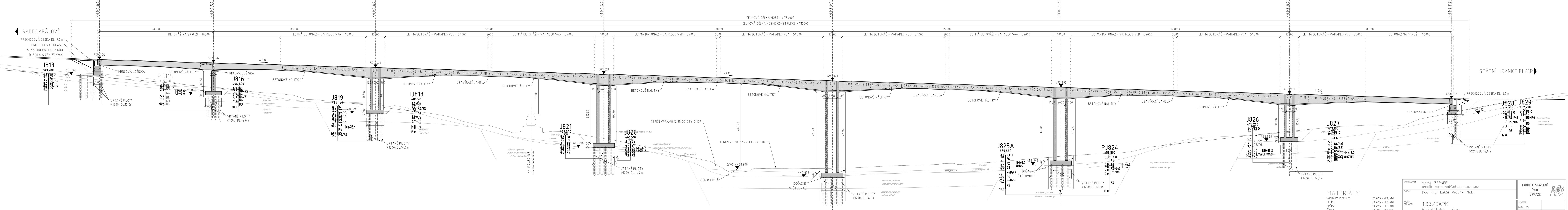
## 15. Seznam obrázků

Obrázek 1 - Most na Veslařský ostrov v Praze Podolí (návodní strana) [2].....	10
Obrázek 2 - Fáze výstavby letmé betonáže [4] .....	11
Obrázek 3 - Zohledněný postup výstavby ve výpočetním modelu [5].....	11
Obrázek 4 - model vozíku pro letnou betonáž PERI VARIOKIT [4] .....	12
Obrázek 5 - Uspořádání předpínacích kabelů – a) schéma, b) půdorys, c) podélný řez [7] .....	13
Obrázek 6 - Základní uspořádání předpínacích kabelů a betonářské výztuže [7] .....	13
Obrázek 7 - Superpozice dotvarování [8].....	14
Obrázek 8 - Nárůst zatížení metodou TDA[10] .....	15
Obrázek 9 - Stabila konzoly[7] .....	16
Obrázek 10 - Rámové spojení mostovky pomocí štíhlých stojek[7] .....	16
Obrázek 11 - Pohled na Nuselský most [11].....	17
Obrázek 12 - Statická zatěžovací zkouška hrubé stavby mostu a 66 tanků s 3000 tunami říčního písku [12] .....	17
Obrázek 13 - Pohled na letnou betonáž Velemyšleves [13] .....	18
Obrázek 14 - Zmonolitnění vahadel nosné konstrukce. [15].....	18
Obrázek 15 - Pohled na výstavbu mostu Valy a Reika .....	19
Obrázek 16 - Pohled na letnou betonáž Radotínské estakády[16] .....	20
Obrázek 17 - Podélný řez konstrukcí .....	21
Obrázek 18 - Příčné řezy komorou.....	21
Obrázek 19 - Výška konstrukce podle staničení .....	21
Obrázek 20 - Plocha průřezu podle staničení.....	22
Obrázek 21 - Moment setrvačnosti podle staničení .....	22
Obrázek 22 - Pohled na celkový model .....	22
Obrázek 23 - Prutový model .....	23
Obrázek 24 - Detail největšího vahadla .....	23
Obrázek 25 - Zatížení betonážním vozíkem a vlastní tíhou lamely ve SCIA.....	24
Obrázek 26 - Pevnost betonu v čase t.....	26
Obrázek 27 - Pracovní diagram betonářské výztuže .....	27
Obrázek 28 - Pracovní diagram předpínací výztuže[17] .....	27
Obrázek 29 - Ohybový moment na vahadlu od předpětí .....	28
Obrázek 30 - Normálová síla na vahadle od předpětí .....	29
Obrázek 31 - Ohybový moment od zvedaných kabelů na začátku NK.....	29
Obrázek 32 - Normálová síla od zvedaných kabelů na začátku NK.....	30
Obrázek 33 - Ohybový moment od zvedaných kabelů na konci NK.....	30
Obrázek 34 - Normálová síla od zvedaných kabelů na konci NK.....	30
Obrázek 35 - Ohybový moment od zvedaných kabelů v poli .....	31
Obrázek 36 - Normálová síla od zvedaných kabelů v poli .....	31
Obrázek 37 - Ohybový moment od kladných kabelů.....	32
Obrázek 38 - Normálová síla od kladných momentů .....	32
Obrázek 39 - Ostatní stálé .....	33
Obrázek 40 - Důležité řezy .....	33
Obrázek 41 - Obálka od LM1 .....	34
Obrázek 42 - Obálka od rovnoměrná složky teploty.....	34
Obrázek 43 - Obálka sil od nerovnoměrné složky teploty .....	35
Obrázek 44 - Ohybový moment během výstavby vahadla.....	37
Obrázek 45 - Normálová síly během výstavby vahadla .....	37



Obrázek 46 - Ohybový moment od stálého zatížení po spojení vahadel.....	38
Obrázek 47 - Normálová síla od stálého zatížení po spojení vahadel.....	38
Obrázek 48 – Ohybový moment od kvazistálé kombinace .....	39
Obrázek 49 – Ohybový moment od časté kombinace .....	39
Obrázek 50 – Ohybový moment od charakteristické kombinace.....	40
Obrázek 51 - Napětí v horních vláknech při výstavbě vahadel.....	42
Obrázek 52 - Napětí v dolních vláknech při výstavbě vahadel.....	42
Obrázek 53 - Napětí v horních vláknech po spojení vahadel .....	43
Obrázek 54 - Napětí v dolních vláknech po spojení vahadel .....	43
Obrázek 55 - Napětí v horních vláknech provozní fáze kvaz. kombinace.....	44
Obrázek 56 - Napětí v dolních vláknech provozní fáze kvaz. Kombinace .....	44
Obrázek 57 - Napětí v horních vláknech provozní fáze častá kombinace .....	45
Obrázek 58 - Napětí v dolních vláknech provozní fáze častá kombinace .....	45
Obrázek 59 - Napětí v horních vláknech provozní fáze char. kombinace .....	46
Obrázek 60 - Napětí v horních vláknech provozní fáze char. Kombinace.....	46
Obrázek 61 - Porovnání průhybů LM1 .....	47
Obrázek 62 - Fáze 1.....	49
Obrázek 63 - Fáze 2.....	49
Obrázek 64 - Fáze 3.....	49
Obrázek 65 - Fáze 4.....	49
Obrázek 66 - Fáze 5.....	50
Obrázek 67 - Rozepření vahadel.....	50
Obrázek 68 - Fáze 12.....	51
Obrázek 69 - Fáze 13.....	51

PODÉLNÝ ŘEZ M 1:500



MATERIÁLY

- NOSNÁ KONSTRUKCE
- PILÍŘE
- OPĚRY
- ŘÍMSY
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ
- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ

- C45/55 - XF2, XD1
- C45/55 - XF2, XD1
- C45/55 - XF2, XD1
- C45/55 - XF2, XD1
- B500B
- Y186057 - 15,7 - A

VYPRACOVAL:	Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
CVIČIL:	Doc. Ing. Lukáš Vráblik Ph.D.	SEMESTR: PARALELKA:
NÁZEV PŘEDMĚTU:	133/BAPK Bakalářská práce	DATA: 16.5.2024
KATEGORIE:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	MĚŘÍTKO: 1:500
OBSAH VÝKRESU:	Podélný řez konstrukcí	FORMÁT: A4
		Č. ČLOH: 1
		C. VÝKRESU: 1

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50

V POLI

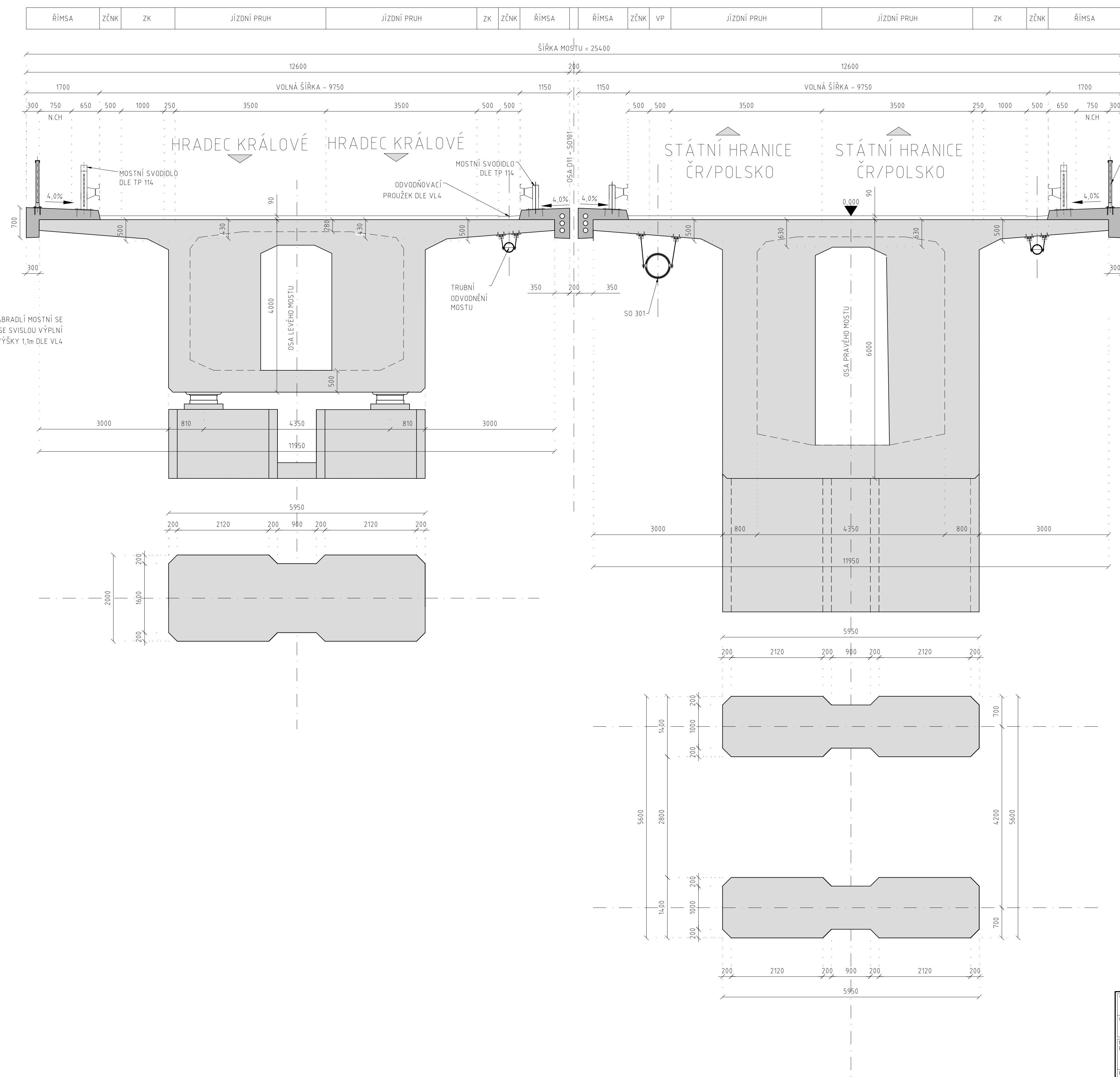
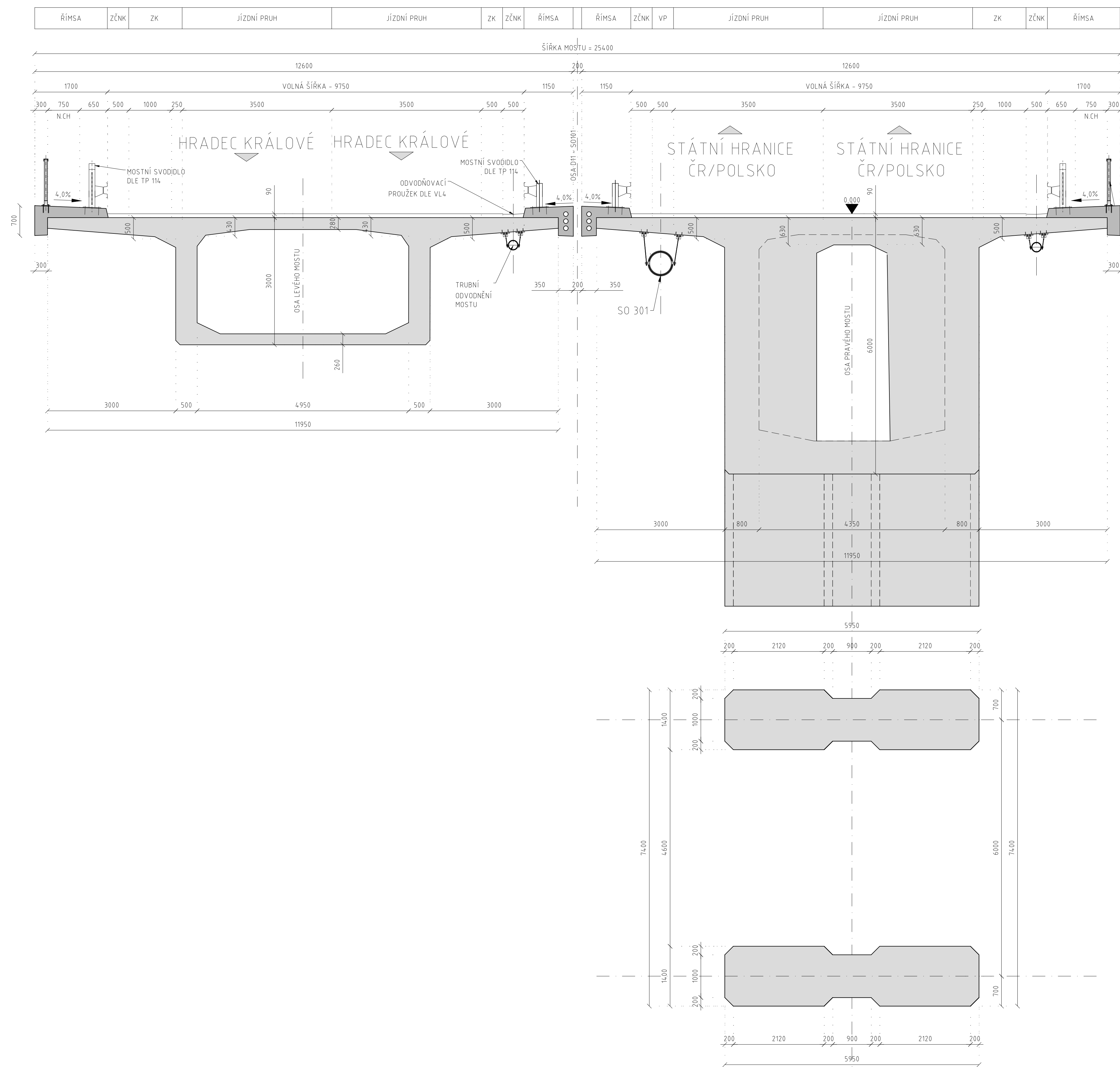
D 21,5/110

NAD PODPOROU P1 až P6

NAD PODPOROU P2

D 21,5/110

NAD PODPOROU P3, P7



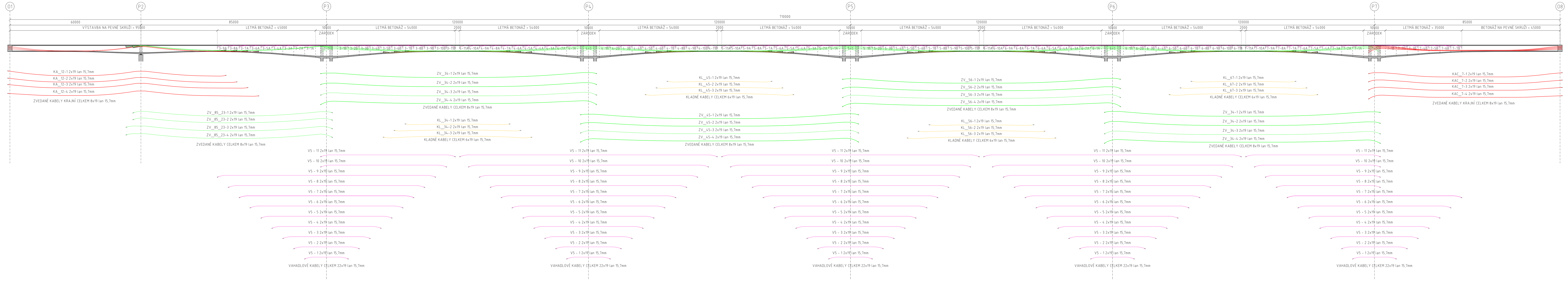
ZÁBRADLÍ MOSTNÍ SE SE SVISLOU VÝPLNÍ VÝŠKY 1,1m DLE VL4

MATERIÁLY

NOSNÁ KONSTRUKCE	C45/55 - XF2, XD1
PILÍŘE	C45/55 - XF2, XD1
OPĚRY	C45/55 - XF2, XD1
ŘÍMSY	C45/55 - FX2, XD1
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15,7 - A

VYPRÁVĚNÍ:	Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
OVĚŘIL:	Doc. Ing. Lukáš Vráblik Ph.D.	
NÁZEV PŘEDMĚTU:	133/BAPK Bakalářská práce	SEMESTR: PARALELKA:
FAKULTA:	K133 - Katedra betonových a zábrných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	DATA: MĚRÍTKO:
OBŠAH VÝKRESU:	Příčné řezy	FORMY: Č. VÝKRESU:
		1 2

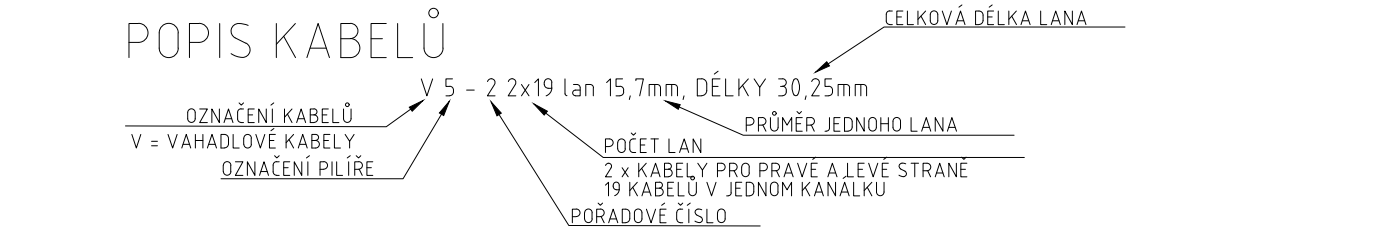




- POZNÁMKY:**
1. UMÍSTĚNÍ INJEKČNÍCH VSTUPŮ, ODVZDUŠŇOVACÍCH A ODVODŇOVACÍCH KANÁLKŮ (TRUBÍČEK) JE DLE PŘÍSLUŠNÝCH TECHNOLOGICKÝCH PŘEDPISŮ
  2. PŘESNOST ULOŽENÍ KABELOVÝCH KANÁLKŮ JE >20 mm
  3. PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM FREISSINET
  4. KOTEVNÍ SYSTÉM FREISSINET - KOTVENÍ ŘEDY "C", TYP KOTVY "19C15"
  5. NOSNÁ KONSTRUKCE JE KOMPLETNĚ PŘEDPÍNUTA VNITŘNÍMI KABELY SE SOUDRŽNOSTÍ SLOŽENÝMI Z 19-TI LAN Ø15,7 mm
  6. CHARAKTERISTIKA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE
  - 6.1 PEVNOSTI  $f_{pk} = 1850$  MPa
  - 6.2 SHLUVNÍ MEZ KLIZY  $ep0,1 = 1640$  MPa
  - 6.3 PLOCHA JEDNOHO LANU  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>
  - 6.4 "TEORETICKÉ" MAXIMÁLNÍ NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ  $ep0,max = \min(10,8 \cdot f_{pk}, 0,95 \cdot ep0,1) = \min(1488, 1476) = 1476$  MPa
  - 6.5 NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ - SKUTEČNÉ/POUŽITÉ
  - 6.5.1 VAHADLOVÉ KABELY  $ep0,max,skut,vah = 1416$  MPa
  - 6.5.2 ZVEDANÉ KABELY (KABELY SPOJITOSTI)  $ep0,max,skut,zved = 1440$  MPa
  - 6.5.3 Kladné kabely  $ep0,max,skut,klad = 1440$  MPa
  7. DOBA DRŽENÍ PŘEDPÍNAČÍ SÍLY PŘI NAPÍNÁNÍ  $t = 5$  minut
  8. KABELY JSOU VEDENY V KORUGOVANÝCH HADICÍCH Z OCELOVÉHO PÁSKU Ø 95/100 mm
  9. MINIMÁLNÍ STÁŘÍ BETONU PŘI NAPÍNÁNÍ JE 3 DNY
  10. OCHRANA KOTEV PŘEBETONOVÁNÍ / POUŽITÍ VÍČEK!

**MATERIALY**

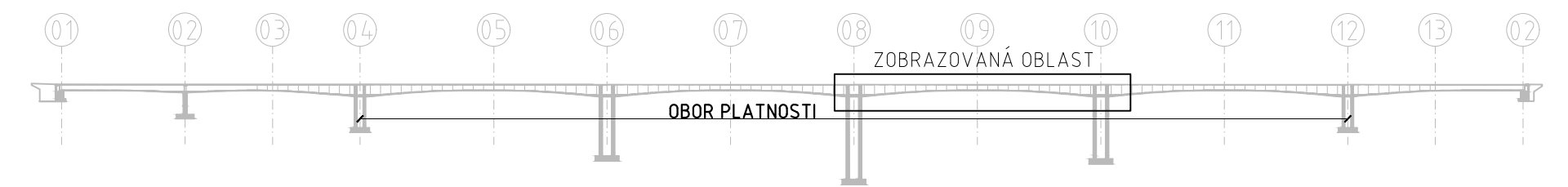
NOSNÁ KONSTRUKCE	C45/55 - XF2, XD1
PILÍŘE	C45/55 - XF2, XD1
OPĚRY	C45/55 - XF2, XD1
ŘÍMSY	C45/55 - FX2, XD1
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15,7 - A



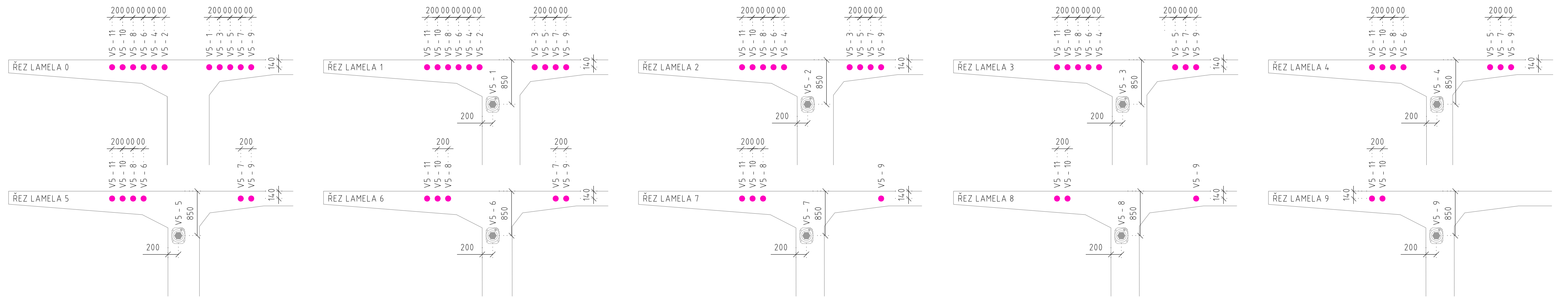
VYPRACOVAN: Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
OVĚŘEN: Doc. Ing. Lukáš Vrábřík Ph.D.	
NAZEV PŘEDMĚTU: 133/BAPK Bakalářská práce	SEMESTR: PARALELKA:
KATEDRA: K133 – Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	DATUM: 17.5.2024 MĚŘÍTKO: 1:500 FORMÁT: A4
OBSAH VYKRESU: Schéma předpínacích kabelů	Č. ÚLOH: 1 C. VYKRESU: 3.1



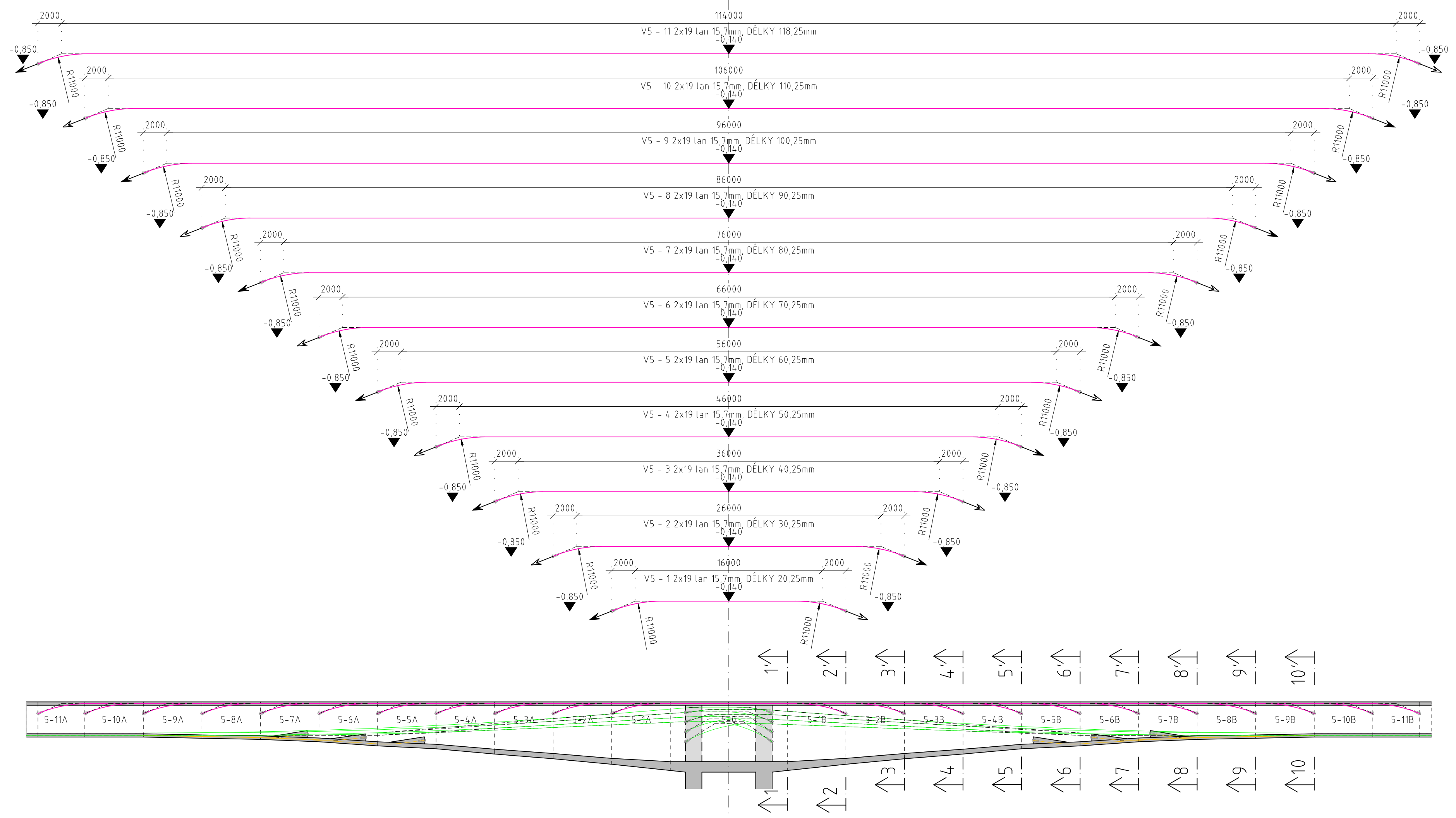
# SCHEMA KONSTRUKCE



## PŘÍČNÉ ŘEZY - VAHADLOVÉ KABELY M 1:50



## PODÉLNÝ ŘEZ - VAHADLOVÉ KABELY 1:250



### POZNÁMKY:

- UMÍSTĚNÍ INJEKTÁŽNÍCH VSTUPŮ, ODVZDUŠŇOVACÍCH A ODVODŇOVACÍCH KANÁLKŮ (TRUBÍČEK) JE DLE PŘÍSLUŠNÝCH TECHNOLOGICKÝCH PŘEDPISŮ
- PŘESNOST ULOŽENÍ KABELOVÝCH KANÁLKŮ JE ±20 mm.
- PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM FREYSSINET
- KOTVENÍ SYSTÉM FREYSSINET - KOTVENÍ ŘEDY "C", TYP KOTVY "19C15"
- NOSNÁ KONSTRUKCE JE KOMPLETNĚ PŘEDPĚTNUTA VNITŘNÍMI KABELY SE SOUDRŽNOSTÍ SLOŽENÝMI Z 19-TI LAN Ø15,7 mm
- CHARAKTERISTIKA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE:
  - PEVNOST  $\sigma_{pk} = 1860$  MPa
  - SMLUVNÍ MEZ KLUZU  $\sigma_{p0,1} = 1640$  MPa
  - PLOCHA JEDNOHO LAN  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>
  - "TEORETICKÉ" MAXIMÁLNÍ NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ  $\sigma_{p0,max} = \min(10,8 \sigma_{pk}, 0,95 \sigma_{p0,1}) = \min(0,8 \times 1860, 0,95 \times 1640) = \min(1488, 1476) = 1476$  MPa
- NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ - SKUTEČNÉ/POUŽITÉ
  - VAHADLOVÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,vah} = 14,16$  MPa
  - ZVEDANÉ KABELY (KABELY SPOJITOSTI)  $\sigma_{p0,max,skut,zved} = 14,40$  MPa
  - KLADNÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,dol} = 14,40$  MPa
- DOBA DRŽENÍ PŘEDPÍNAČÍ SÍLY PŘI NAPÍNAČÍ  $t = 5$  minut
- KABELY JSOU VEDENY V KORUGOVANÝCH HADICÍCH Z OCELOVÉHO PÁSKU Ø 95/100 mm
- MINIMÁLNÍ STÁŘÍ BETONU PŘI NAPÍNAČÍ JE 3 DNY
- OCHRANA KOTEV IPŘEBETONOVÁNÍ / POUŽITÍ VÍČEK

### MATERIÁLY

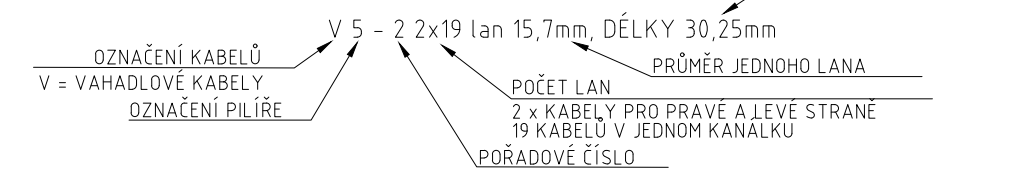
NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55 - XF2, XD1  
 PILÍŘE C45/55 - XF2, XD1  
 OPĚRY C45/55 - XF2, XD1  
 ŘÍMSY C45/55 - FX2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B  
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860S7 - 15,7 - A

### POPIS NAPÍNAČÍ

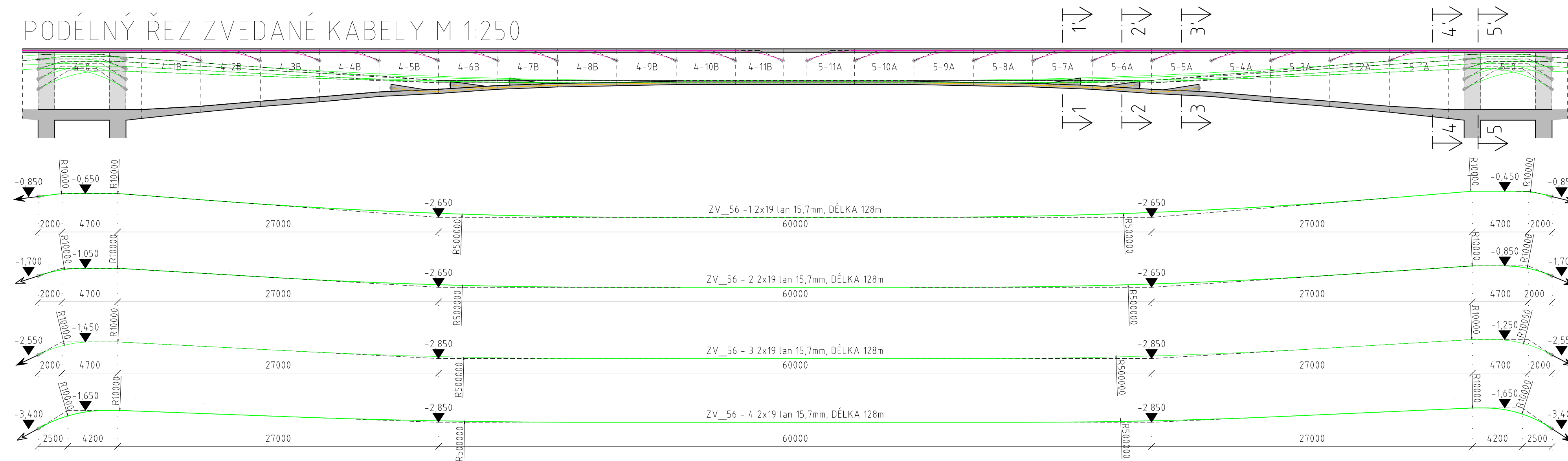
NAPÍNAČNÁ KOTVA  
 DOPÍNAČNÁ KOTVA

### POPIS KABELŮ

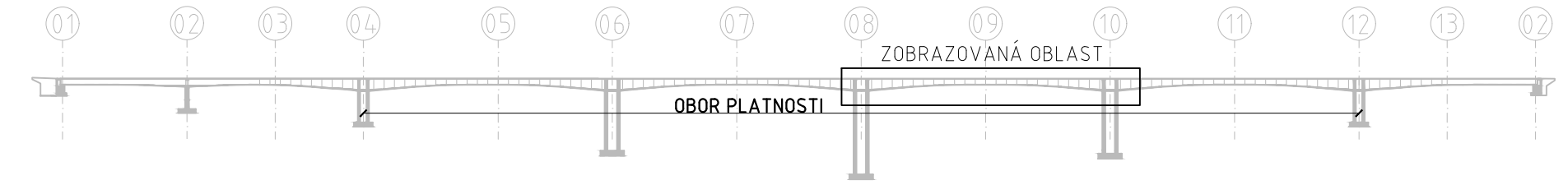


VYPRACOVAL:	Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
CVIČIL:	Doc. Ing. Lukáš Vrábík Ph.D.	
NÁZEV PŘEDMĚTU:	133/BAPK Bakalářská práce	SEMESTR: PARALELKA:
KATEDRA:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	DATAUM: 17.5.2024 MĚŘÍTKO: 1:250/50 FORMAT: 6xA4
OBSAH VÝKRESU:	Schéma vahadlových kabelů	Č. ÚLOHY: 1 Č. VÝKRESU: 3.2

# PODÉLNÝ ŘEZ ZVEDANÉ KABELY M 1:250



# SCHEMA KONSTRUKCE



## POZNÁMKY:

- UMÍSTĚNÍ INJEKČNÍCH VSTUPŮ, ODVZDUŠŇOVACÍCH A ODVODŇOVACÍCH KANÁLKŮ (TRUBÍČEK) JE DLE PŘÍSLUŠNÝCH TECHNOLOGICKÝCH PŘEDPISŮ
- PŘESNOST ULOŽENÍ KABELOVÝCH KANÁLKŮ JE  $\pm 20$  mm.
- PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM FREYSSINET
- KOTEVNÍ SYSTÉM FREYSSINET - KOTVENÍ ŘEDY "C", TYP KOTVY "19C15"
- NOSNÁ KONSTRUKCE JE KOMPLETNĚ PŘEDPUNTA VNITŘNÍMI KABELY SE SOUDRŽNOSTÍ SLOŽENÝMI Z 19-TI LAN  $\phi 15,7$  mm
- CHARAKTERISTIKA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE:
  - PEVNOST  $\sigma_{pk} = 1860$  MPa
  - SMLUVNÍ MEZ KLUZU  $\sigma_{p0,1} = 1640$  MPa
  - PLOCHA JEDNOHO LANA  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>
  - "TEORETICKÉ" MAXIMÁLNÍ NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ  $\sigma_{p0,max} = \min(0,8 \sigma_{p,k}, 0,95 \sigma_{p0,1}) = \min(1488; 1476) = 1476$  MPa
  - NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ - SKUTEČNÉ/POUŽITÉ
  1. VAHADLOVÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,vah} = 1416$  MPa
  2. ZVEDANÉ KABELY (KABELY SPOJITOSTI)  $\sigma_{p0,max,skut,zved} = 1440$  MPa
  3. KLDNÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,dol} = 1440$  MPa
  - DOBA DRŽENÍ PŘEDPÍNAČÍ SÍLY PŘI NAPÍNÁNÍ  $t = 5$  minut
  - KABELY JSOU VEDENY V KORUGOVANÝCH HADICÍCH Z OCELOVÉHO PÁSKU  $\phi 95/100$  mm
  - MINIMÁLNÍ STÁŘÍ BETONU PŘI NAPÍNÁNÍ JE 3 DNY
  - OCHRANA KOTEV (PŘEBETONOVÁNÍ / POUŽITÍ VÍČEK)

## MATERIÁLY

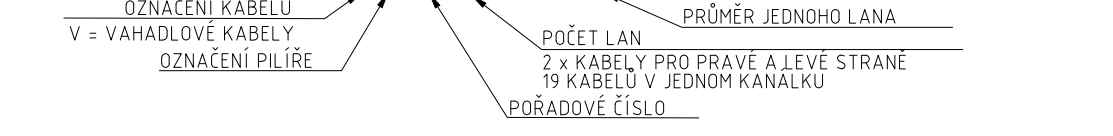
NOSNÁ KONSTRUKCE	C45/55 - XF2, XD1
PILÍŘE	C45/55 - XF2, XD1
OPĚRY	C45/55 - XF2, XD1
ŘÍMSY	C45/55 - FX2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15,7 - A

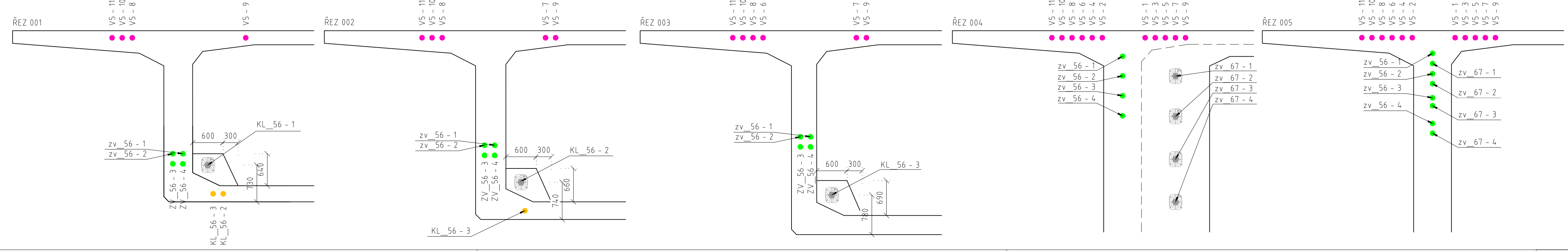
## POPIS NAPÍNÁNÍ




## POPIS KABELŮ

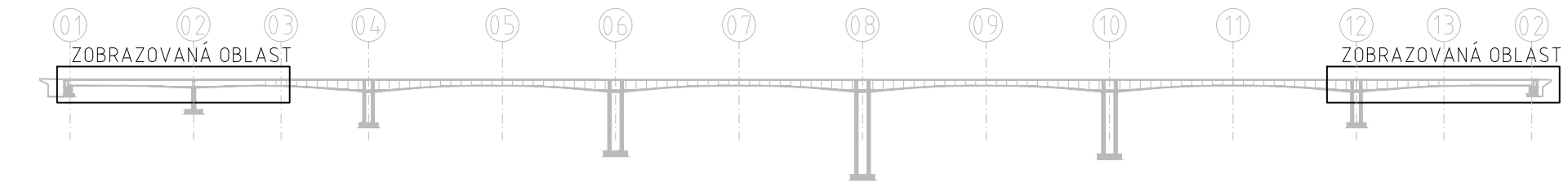


# PŘÍČNÉ ŘEZY M 1:50

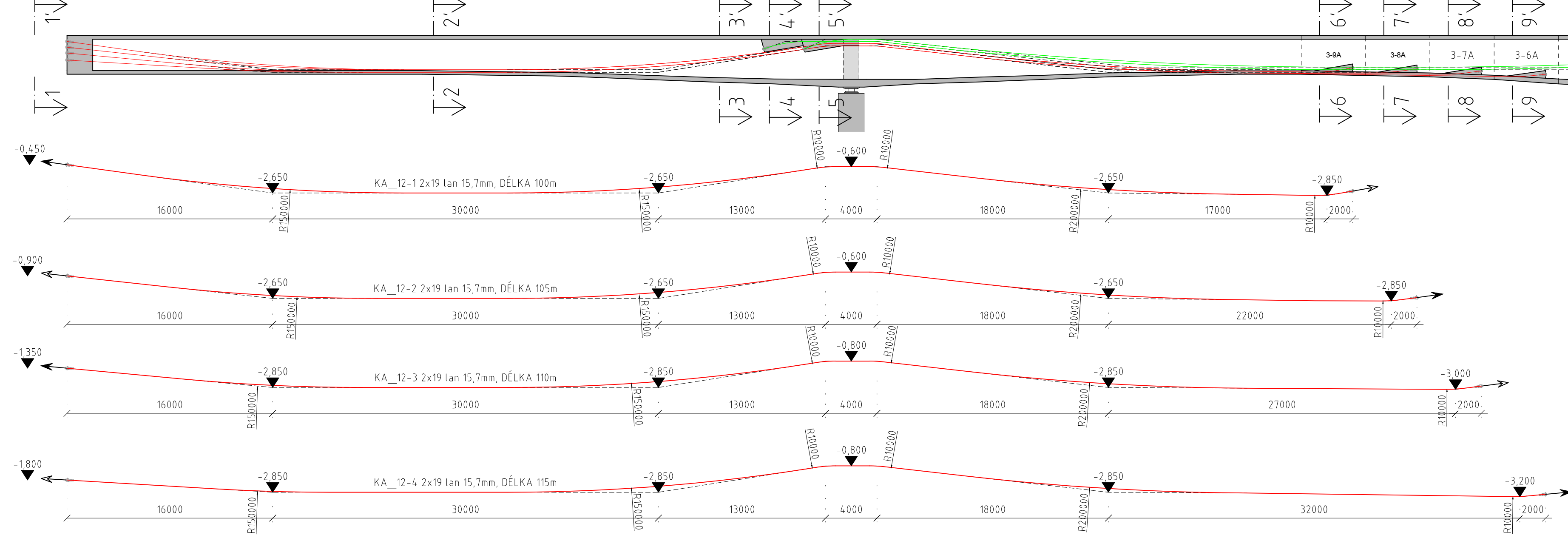


VYPRACOVAL:	Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	<b>FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE</b> 	
CVIČIL:	Doc. Ing. Lukáš Vrablík Ph.D.		
NÁZEV PŘEDMĚTU:	133/BAPK Bakalářská práce	SEMESTR:	
KATEDRA:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	PARALELKA:	
OBSAH VÝKRESU:	Schéma zvedaných kabelů	DATUM:	17.5.2024
		MĚŘÍTKO:	1:250/50
		FORMÁT:	4xA4
		Č. ÚLOHY:	1
		Č. VÝKRESU:	3.3

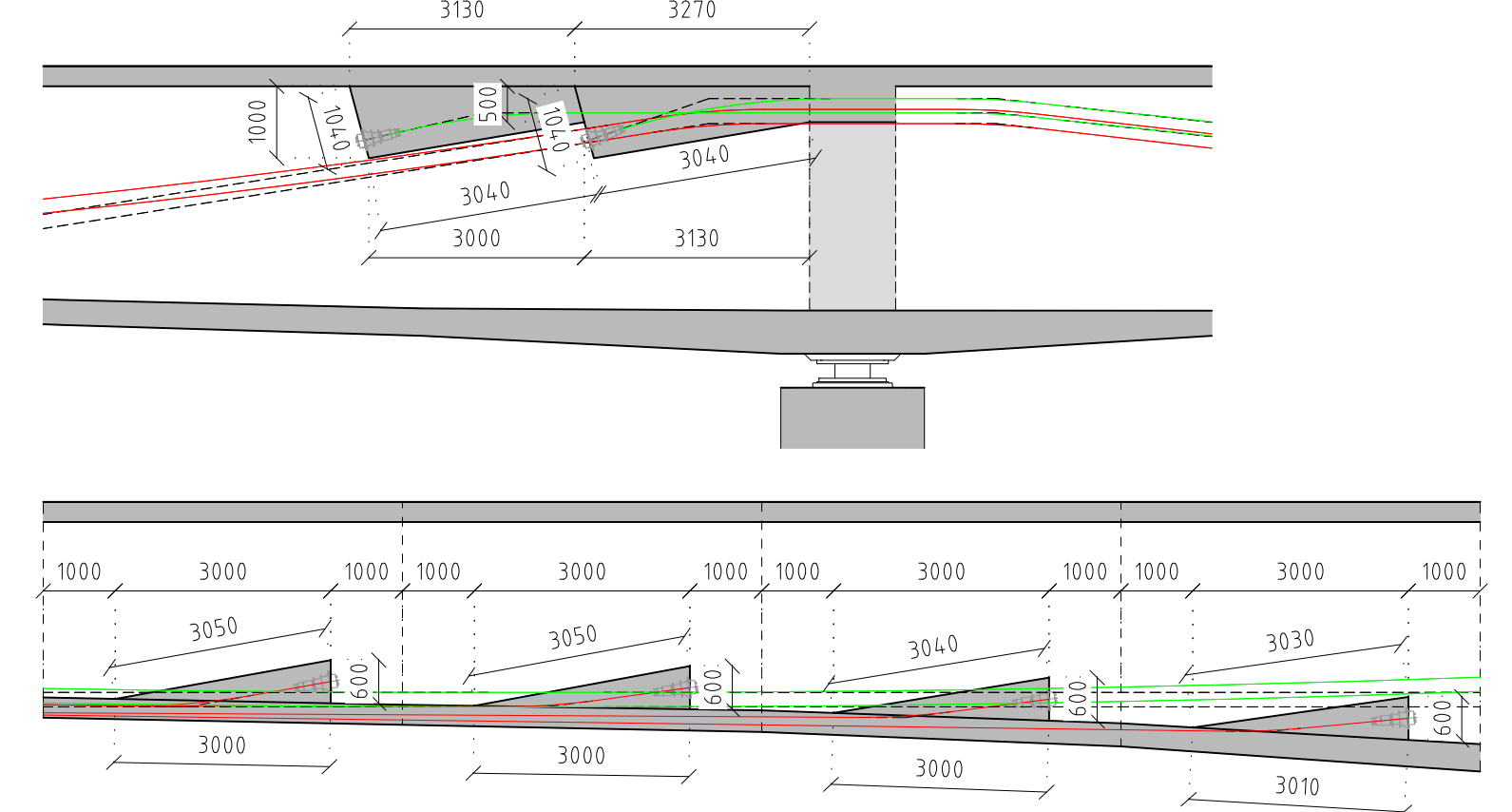




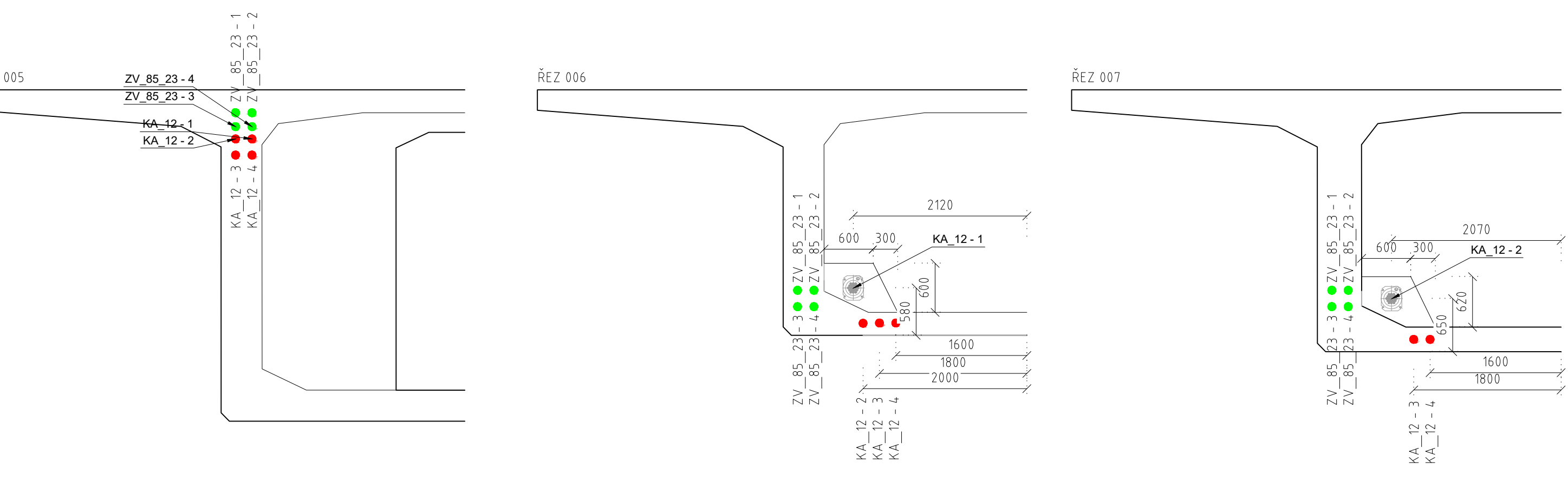
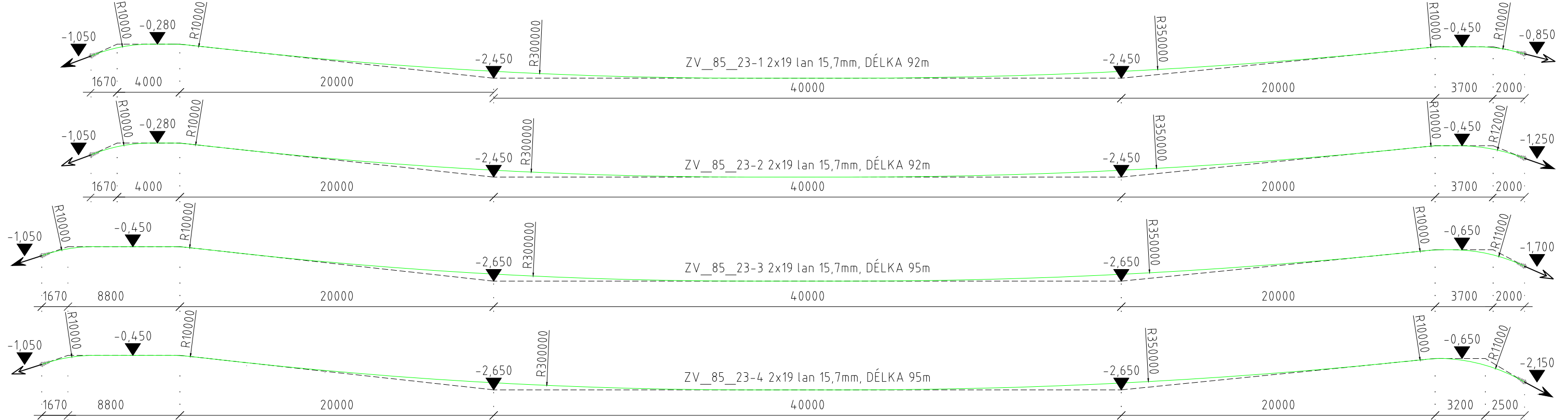
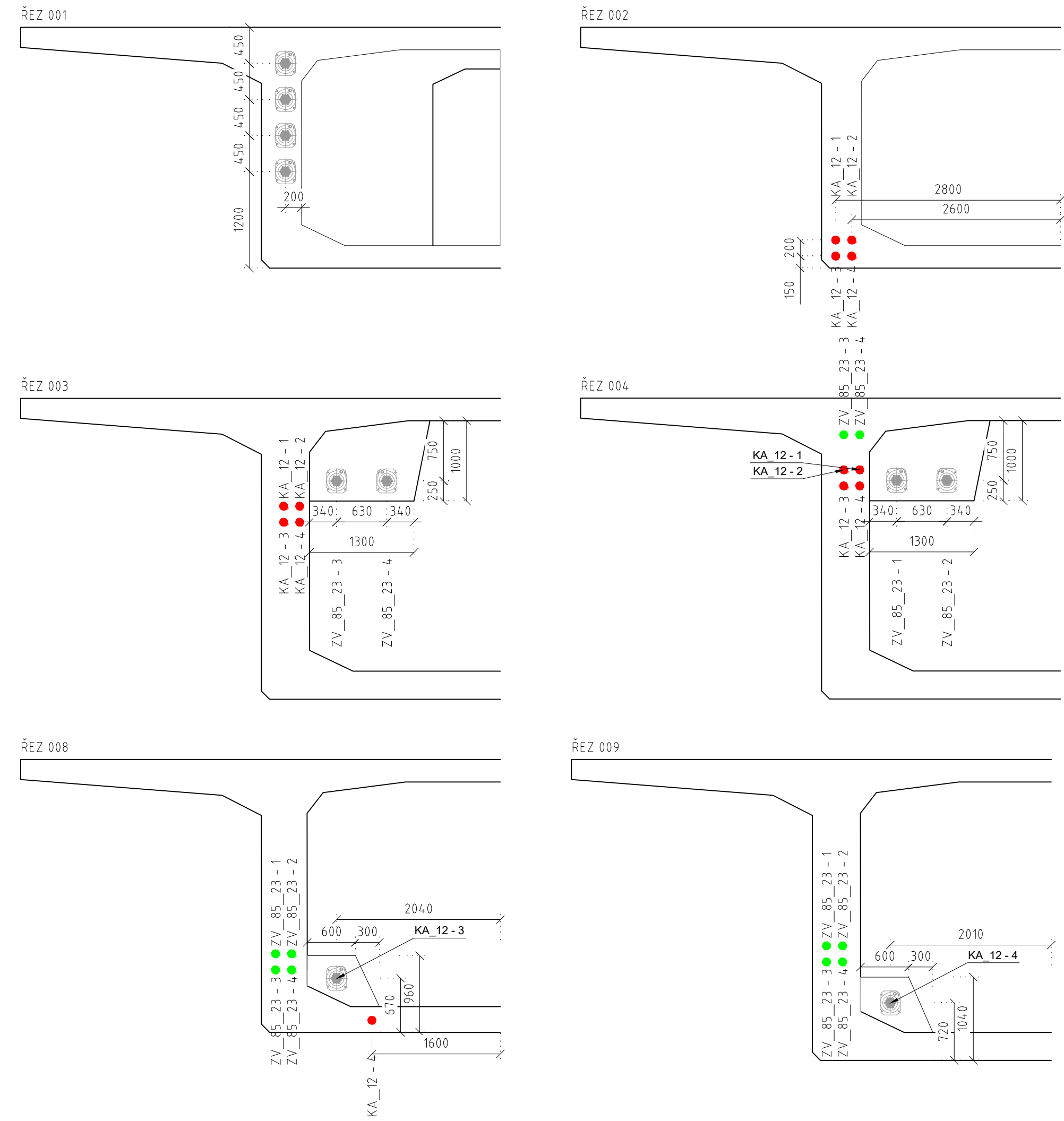
PODÉLNÝ ŘEZ KRAJNÍ KABELY M 1:250



PODÉLNÝ ŘEZ NALITKY M 1:100



PŘÍČNÉ ŘEZY M 1:50



POZNÁMKY:

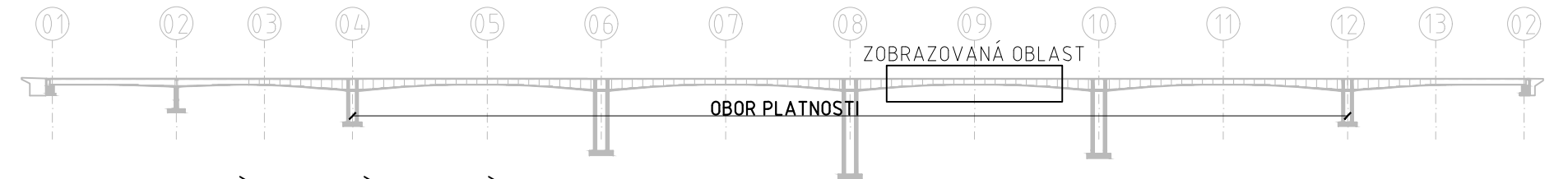
1. UMÍSTĚNÍ INJEKTAŽNÍCH VSTUPŮ, ODVZDUŠŇOVACÍCH A ODVODŇOVACÍCH KANÁLKŮ (TRUBÍČEK) JE DLE PŘÍSLUŠNÝCH TECHNOLOGICKÝCH PŘEDPISŮ
2. PŘESNOSTI ULOŽENÍ KABELOVÝCH KANÁLKŮ JE ±20 mm.
3. PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM FREYSSINET
4. KOTVENÍ SYSTÉM FREISSINET - KOTVENÍ ŘEZY "C", TYP KOTVY "19C15"
5. NOSNÁ KONSTRUKCE JE KOMPLÉTNĚ PŘEDPĚNĚNÁ VNITŘNÍMI KABELY SE SOUDRŽNOSTÍ SLOŽENÝMI Z 19-TI LAN Ø15,7 mm
6. CHARAKTERISTIKA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE:
- 6.1 PEVNOST  $\sigma_{pk} = 1860$  MPa
- 6.2 SMLOVNÍ MEZ KLIZU  $\sigma_{sl} = 1640$  MPa
- 6.3 PLOCHA JEDNOHO LANA  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>
- 6.4 "TEORETICKÉ" MAXIMÁLNÍ NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ  $\sigma_{p0,max} = \min(10,8 \sigma_{pk}; 0,95 \sigma_{p0,1}) = \min(10,8 \cdot 1860; 0,95 \cdot 1640) = \min(1488; 1476) = 1476$  MPa
- 6.5 NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ - SKUTEČNÉ POUŽITÍ
- 6.5.1 VAHADLOVÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,uh} = 1416$  MPa
- 6.5.2 ZVEDANÉ KABELY (KABELY SPOJITOSTI)  $\sigma_{p0,max,skut,zved} = 1440$  MPa
- 6.5.3 KLADNÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,dol} = 1440$  MPa
- 6.5.4 ZVEDANÉ KABELY (KABELY SPOJITOSTI)  $\sigma_{p0,max,skut,dol} = 1440$  MPa
7. DOBA DRŽENÍ PŘEDPÍNAČÍ SILY PŘI NAPÍNAČÍ  $t = 5$  minut
8. KABELY JSOU VEDENY V KORUOVANÝCH HADÍČÍCH Z OCELOVÉHO PÁSKU Ø 95/100 mm
9. MINIMÁLNÍ STÁŘÍ BETONU PŘI NAPÍNAČÍ JE 3 DNY
10. OCHRANA KOTEV (PŘEBETONOVÁNÍ / POUŽITÍ VÍČEK)

MATERIÁLY

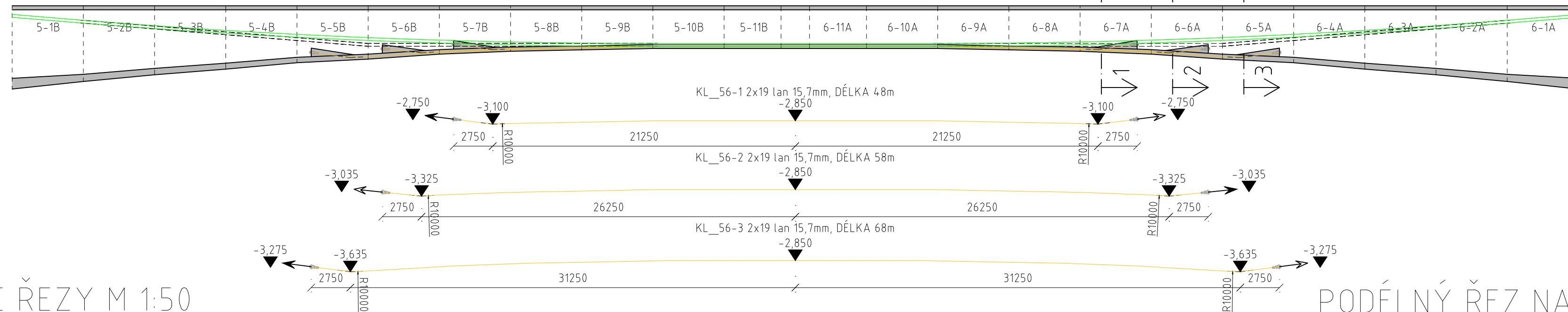
- NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55 - XF2, XD1  
 PILÍŘE C45/55 - XF2, XD1  
 OPĚRY C45/55 - XF2, XD1  
 ŘÍMSY C45/55 - FX2, XD1
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B  
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860ST - 15,7 - A
- POPS NAPÍNAČÍ  
 NÁPÍNAČÍ KOTVA  
 DOPÍNAČÍ KOTVA
- POPS KABELŮ  
 V = VAHADLOVÉ KABELY Ø 15,7 mm  
 ØZNAČENÍ KABELŮ  
 ØZNAČENÍ PILÍŘE
- CELKOVÁ DÉLKA LANA  
 POČET LAN  
 PRŮMĚR JEDNOHO LANA  
 2x KABELY PRO PRAVÉ A LEVÉ STRANĚ  
 19 KABELŮ V JEDNOM KANÁLKU  
 POŘÁDČÍ ČÍSLO

VYPRACOVÁVATEL: Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
CVIČOČ: Doc. Ing. Lukáš Vrábřík Ph.D.	SEMESTR: 17.5.2024
NAZEV PŘEDMĚTU: 133/BAPK Bakalářská práce	MĚŘÍTKO: 1:250/100/50
KATEGORIE: K133 - Katedra betonových a zedných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	FORMÁT: 6xA4
ČÍSLO VÝKRESU: Schéma krajních kabelů	Č. ÚLOHY: 1 Č. VÝKRESU: 3.4

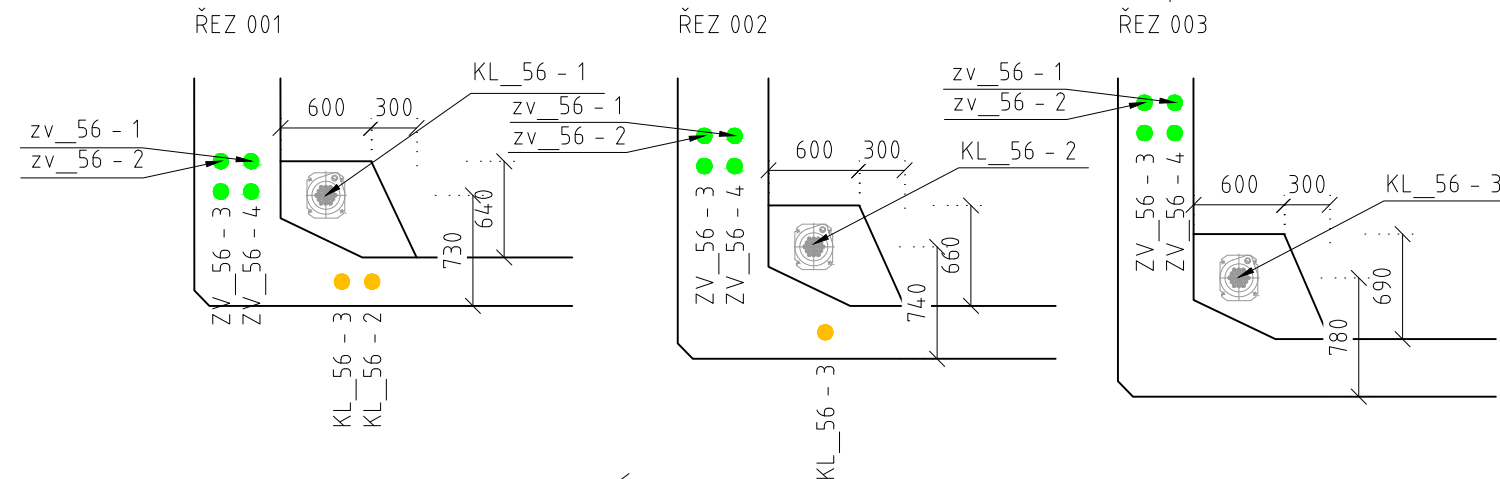
# SCHEMA KONSTRUKCE



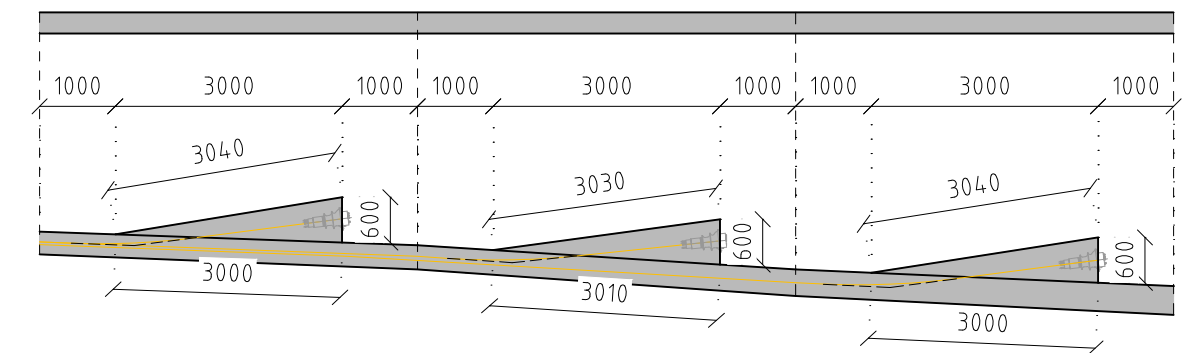
## PODÉLNÝ ŘEZ KLADNÉ KABELY M 1:250



## PŘÍČNÉ ŘEZY M 1:50



## PODÉLNÝ ŘEZ NALÍTKY M 1:100



### POZNÁMKY:

- UMÍSTĚNÍ INJEKTÁŽNÍCH VSTUPŮ, ODVZDUŠŇOVACÍCH A ODVODŇOVACÍCH KANÁLKŮ (TRUBÍČEK) JE DLE PŘÍSLUŠNÝCH TECHNOLOGICKÝCH PŘEDPISŮ
- PŘESNOST ULOŽENÍ KABELOVÝCH KANÁLKŮ JE  $\pm 20$  mm.
- PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM FREYSSINET
- KOTEVNÍ SYSTÉM FREYSSINET - KOTVENÍ ŘEDY "C", TYP KOTVY "19C15"
- NOSNÁ KONSTRUKCE JE KOMPLETNĚ PŘEDEPNUTA VNITŘNÍMI KABELY SE SOUDRŽNOSTÍ SLOŽENÝMI Z 19-TI LAN  $\phi 15,7$  mm
- CHARAKTERISTIKA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE:
  - PEVNOST  $\sigma_{pk} = 1860$  MPa
  - SMLUVNÍ MEZ KLUZU  $\sigma_{p0,1} = 1640$  MPa
  - PLOCHA JEDNOHO LANA  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>
  - "TEORETICKÉ" MAXIMÁLNÍ NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ  $\sigma_{p0,max} = \min(0,8 \sigma_{pk}; 0,95 \sigma_{p0,1}) = \min(1488; 1476) = 1476$  MPa
  - NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ - SKUTEČNÉ/POUŽITÉ
    - VAHADLOVÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,vah} = 1416$  MPa
    - ZVEDANÉ KABELY (KABELY SPOJITOSTI)  $\sigma_{p0,max,skut,zved} = 1440$  MPa
    - KLADNÉ KABELY  $\sigma_{p0,max,skut,dol} = 1440$  MPa
  - DOBA DRŽENÍ PŘEDPÍNAČÍ SÍLY PŘI NAPÍNÁNÍ  $t = 5$  minut
  - KABELY JSOU VEDENY V KORUGOVANÝCH HADICÍCH Z OCELOVÉHO PÁSKU  $\phi 95/100$  mm
  - MINIMÁLNÍ STÁŘÍ BETONU PŘI NAPÍNÁNÍ JE 3 DNY

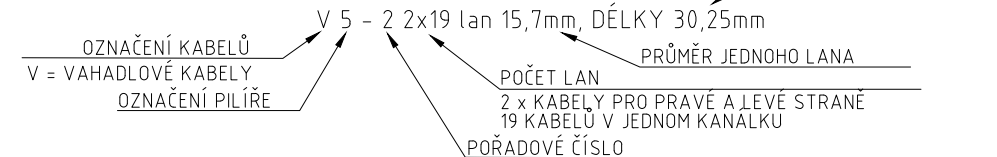
### MATERIÁLY

NOSNÁ KONSTRUKCE	C45/55 - XF2, XD1
PILÍŘE	C45/55 - XF2, XD1
OPĚRY	C45/55 - XF2, XD1
ŘÍMSY	C45/55 - XF2, XD1
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15,7 - A

### POPIS NAPÍNÁNÍ

← NAPÍNAČÍ KOTVA  
← DOPÍNAČÍ KOTVA

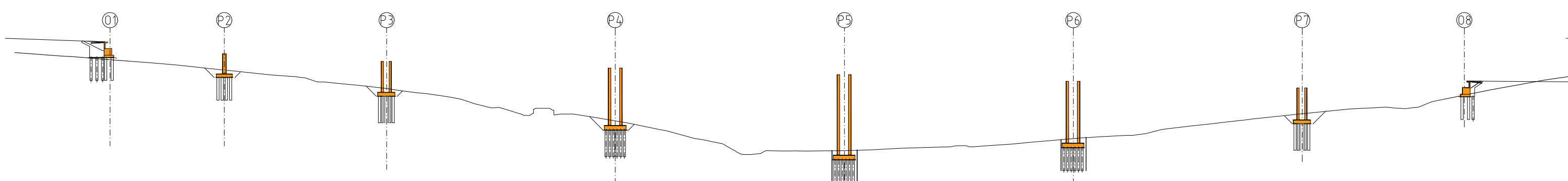
### POPIS KABELŮ



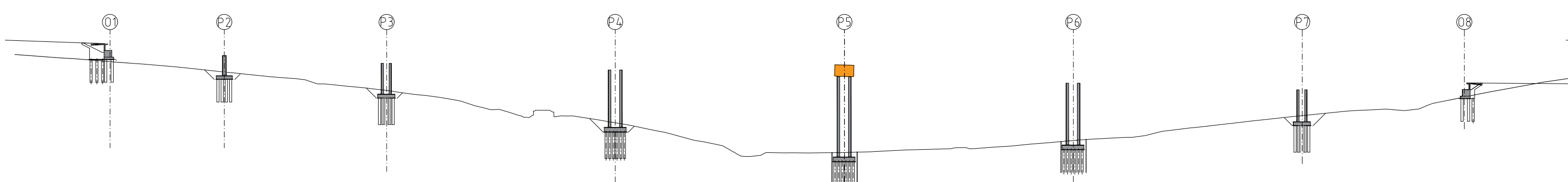
VYPRACOVAL:	Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE	
CVIČÍCÍ:	Doc. Ing. Lukáš Vráblik Ph.D.		
NÁZEV PŘEDMĚTU:	133/BAPK Bakalářská práce	SEMESTR:	
KATEDRA:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	PARALELKA:	
OBSAH VÝKRESU:	Schéma kladných kabelů	DATUM:	17.5.2024
		MĚŘÍTKO:	1:250/100/50
		FORMÁT:	3xA4
		Č. ÚLOHY:	1
		Č. VÝKRESU:	3.5

# POSTUP VÝSTAVBY M 1:2000

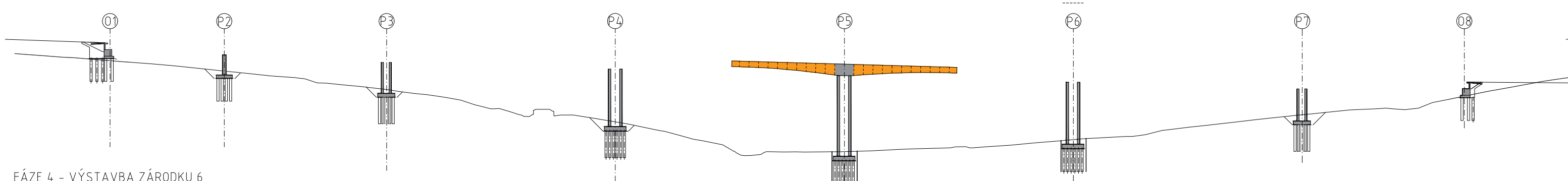
FÁZE 1 - VÝKOPY, ŠTĚTOVNICE, PAŽENÍ, VÝSTAVBA PILÍŘŮ/OPĚR



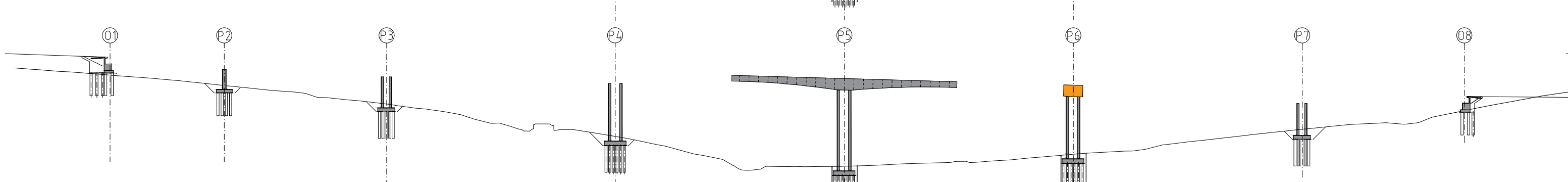
FÁZE 2 - VÝSTAVBA ZÁRODKU 5



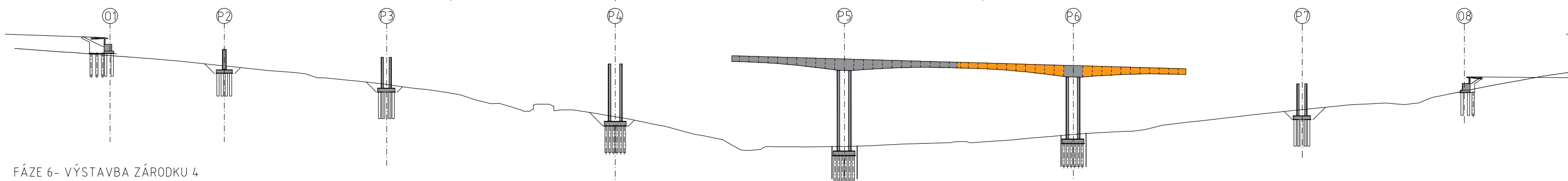
FÁZE 3 - VÝSTAVBA VAHADLA 5 POMOCÍ SYMETRICKÉ BETONÁŽE VOZÍKAMI, LAMELY JSOU SOUČASNĚ BETONOVÁNY PO 5m A POTÉ PŘEDEPNUTY VAHADLOVÝMI KABELY



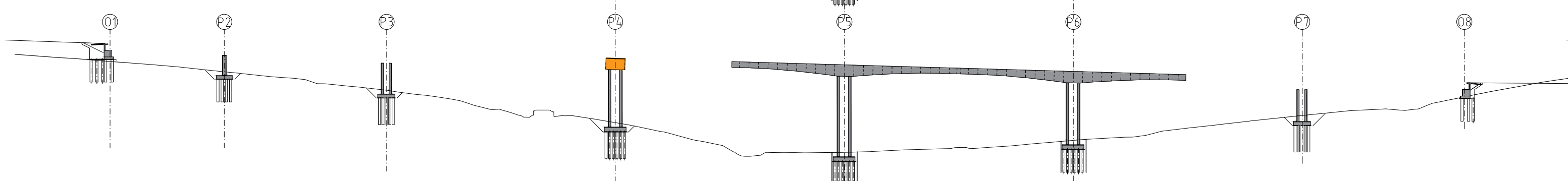
FÁZE 4 - VÝSTAVBA ZÁRODKU 6



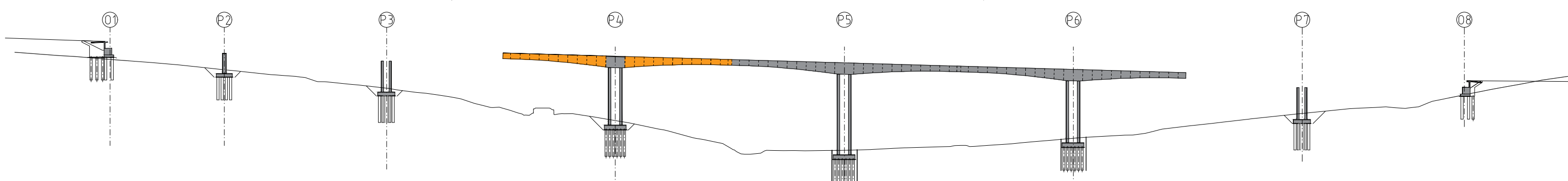
FÁZE 5 - VÝSTAVBA VAHADLA 6 POMOCÍ SYMETRICKÉ BETONÁŽE VOZÍKAMI, LAMELY JSOU SOUČASNĚ BETONOVÁNY PO 5m A POTÉ PŘEDEPNUTY VAHADLOVÝMI KABELY, PO ZHOTOVENÍ VAHADLA NÁSLEDNÁ ROZEPŘENÍ POMOCÍ LISŮ A DOKONČENÍ UZAVÍRAJÍCÍ LAMELY



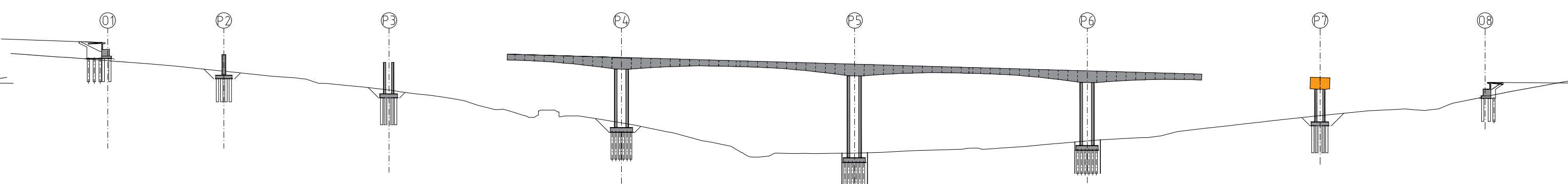
FÁZE 6 - VÝSTAVBA ZÁRODKU 4



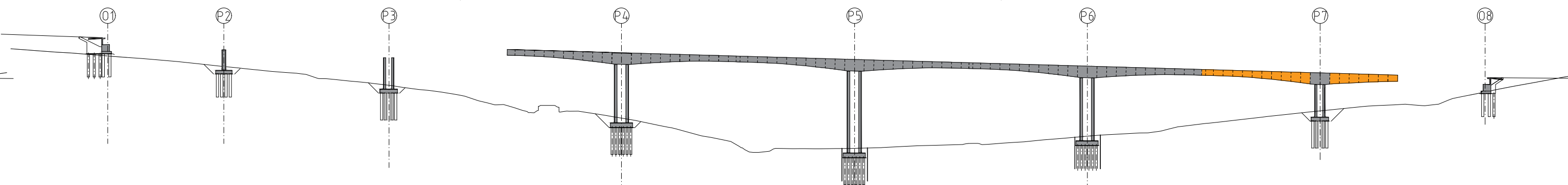
FÁZE 7 - VÝSTAVBA VAHADLA 4 POMOCÍ SYMETRICKÉ BETONÁŽE VOZÍKAMI, LAMELY JSOU SOUČASNĚ BETONOVÁNY PO 5m A POTÉ PŘEDEPNUTY VAHADLOVÝMI KABELY, PO ZHOTOVENÍ VAHADLA NÁSLEDNÁ ROZEPŘENÍ POMOCÍ LISŮ A DOKONČENÍ UZAVÍRAJÍCÍ LAMELY



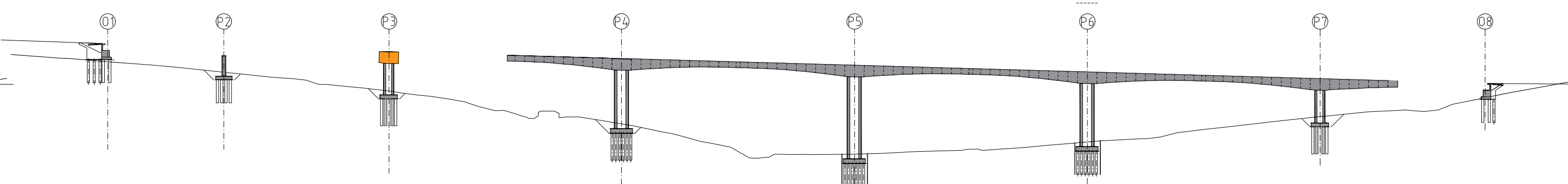
FÁZE 8 - VÝSTAVBA ZÁRODKU 7



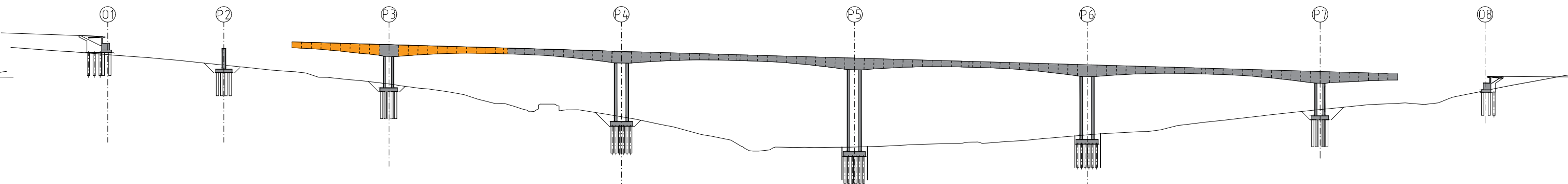
FÁZE 9 - VÝSTAVBA VAHADLA 7 POMOCÍ SYMETRICKÉ BETONÁŽE VOZÍKAMI, LAMELY JSOU SOUČASNĚ BETONOVÁNY PO 5m A POTÉ PŘEDEPNUTY VAHADLOVÝMI KABELY, PO ZHOTOVENÍ VAHADLA NÁSLEDNÁ ROZEPŘENÍ POMOCÍ LISŮ A DOKONČENÍ UZAVÍRAJÍCÍ LAMELY



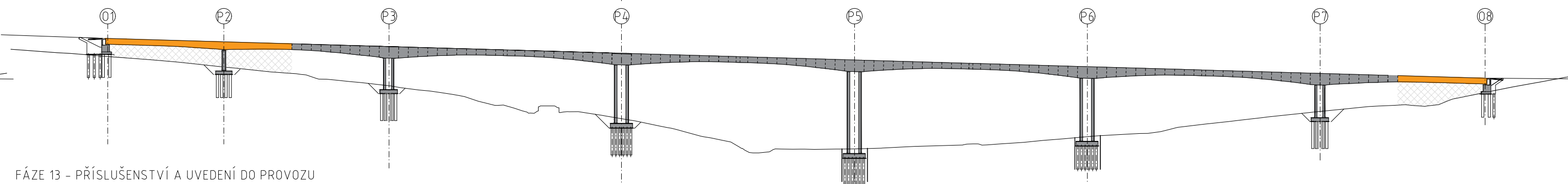
FÁZE 10 - VÝSTAVBA ZÁRODKU 3



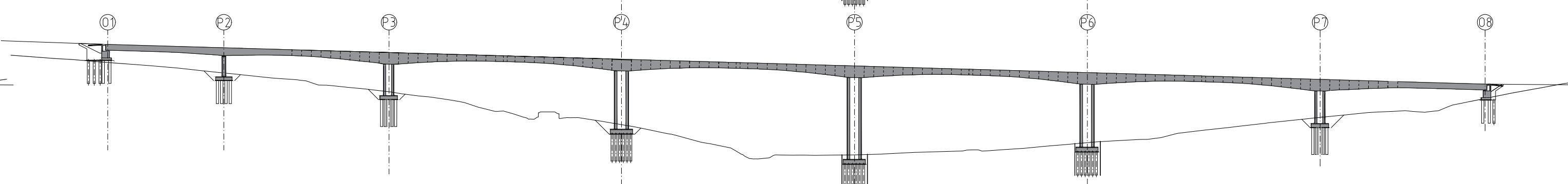
FÁZE 11 - VÝSTAVBA VAHADLA 3 POMOCÍ SYMETRICKÉ BETONÁŽE VOZÍKAMI, LAMELY JSOU SOUČASNĚ BETONOVÁNY PO 5m A POTÉ PŘEDEPNUTY VAHADLOVÝMI KABELY, PO ZHOTOVENÍ VAHADLA NÁSLEDNÁ ROZEPŘENÍ POMOCÍ LISŮ A DOKONČENÍ UZAVÍRAJÍCÍ LAMELY



FÁZE 12 - BETONÁŽ KRAJNÍCH POLÍ NA PEVNÉ SKRUŽI



FÁZE 13 - PŘÍSLUŠENSTVÍ A UVEDENÍ DO PROVOZU



VYPRACOVAL:	Matěj ZERNER email: zernemat@student.cvut.cz	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
OVČICH:	Doc. Ing. Lukáš Vrábílek Ph.D.	
NÁZEV PŘEDMĚTU:	133/BAPK Bakalářská práce	SEMESTR: PARALELKA:
KATEDRA:	K133 – Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	SEMESTR: DATUM:
OBSAH VÝKRESU:	Postup výstavby	17.5.2024
		MĚŘÍTKO: FORMÁT:
		1:2000 840x420
		Č. OLOHŮ: Č. VÝKRESU:
		1 4