

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



# DIPLOMOVÁ PRÁCE

Dvorecký most v Praze

**Autor:** Michael Nedvěd

**Vedoucí práce:** doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.

**Rok obhajoby:** 2019

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Nedvěd** Jméno: **Michael** Osobní číslo: **424415**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Dvorecký most v Praze**

Název diplomové práce anglicky:

**The design of new bridge structure over Vltava river in Prague - Dvorce**

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

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

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

Datum zadání diplomové práce: **04.10.2018**

Termín odevzdání diplomové práce: **06.01.2019**

Platnost zadání diplomové práce: \_\_\_\_\_

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

\_\_\_\_\_  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

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

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_  
Podpis studenta

**Čestné prohlášení:**

Prohlašuji, že diplomovou práci na téma „Dvorecký most v Praze“ jsem vypracoval samostatně a veškerou použitou literaturu a další prameny jsem řádně označil a uvedl v příloženém seznamu.

V Praze dne

.....

Michael Nedvěd

### **Poděkování:**

Touto cestou bych velice rád poděkoval panu doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. za jeho ochotu, připomínky, praktické poznatky a cenné rady, které mi během vedení mé práce poskytoval.

Dále bych chtěl poděkovat rodině za podporu během psaní práce a v neposlední řadě Lucii Pivoňkové za schovívavost, trpělivost a inspiraci při psaní práce.

**Abstrakt:**

Tato diplomová práce se zabývá návrhem konstrukčního řešení „Dvoreckého mostu“, který přemostuje Vltavu v jižní části Prahy. V rámci variantního řešení budou zkoumány tři mostní konstrukce: zavěšená, extradosed a proměnná komora. Podle výsledků studie bude zvolena výsledná varianta, která bude detailně zpracována. U konstrukce bude navržen způsob její výstavby a posouzení jejího průběhu. Dále bude ověřen mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti. Na závěr bude ověřena únosnost nosníku v příčném směru.

**Klíčová slova:**

most, letmá betonáž, zavěšený most, extradosed, předpjatý beton

**Abstract:**

This diploma thesis is focused on construction design of “Dvorecky bridge”, which is bridging the Vltava river in the south of Prague. In the part of variant study will be examined the three selected structures: cable-stayed bridge, extradosed bridge and box-girder bridge with variable height. According to the results of the study, the final variant will be selected, which will be elaborated in detail. The construction will be designed and evaluated in the time depend analysis. In addition, the usability limit state and the ultimate limit state will be verified. Finally, the load bearing capacity of the beam in the transverse direction will be verified.

**Keywords:**

bridge, cantilever building method, cable-stayed bridge, extradosed, prestressed concrete

# Obsah

1	Úvod.....	9
2	Zadání soutěže, použité parametry.....	10
2.1	Předmět soutěže.....	10
2.2	Omezující podmínky z architektonicko-konstrukční soutěže.....	11
2.2.1	Plavební prostor.....	11
2.2.2	Šířkové uspořádání.....	11
2.2.3	Výškové řešení.....	12
2.2.4	Spodní stavba mostu.....	12
2.2.5	Tramvajová trať.....	12
2.3	Použité parametry.....	12
	Běžné rozpětí.....	12
	L/d <sub>0</sub> .....	12
	L/V,p.....	13
3	Varianty.....	14
3.1	Varianta „Extradosed“.....	14
3.2	Varianta „Zavěšený most“.....	18
3.3	Varianta „Proměnná komora“.....	20
3.4	Finální varianta.....	22
4	Rešerše.....	23
4.1	Úvod.....	23
4.2	Betonážní vozík.....	24
4.3	Obecné zásady při výstavbě.....	26
4.4	Předpínací kabely.....	28
4.5	Volba příčného a podélného řezu [6].....	31
5	Technologie a postup výstavby mostu.....	33
5.1	Vahadlo.....	35

5.2	Výstavba mostu .....	36
6	Materiály .....	37
6.1	BETON .....	37
6.1.1	Beton nosné konstrukce .....	37
6.2	Předpínací výztuž.....	37
6.3	Betonářská výztuž.....	38
7	Posouzení výstavby vahadel .....	39
7.1	Uvažované zatížení .....	39
7.1.1	Vlastní tíha konstrukce .....	39
7.1.2	Montážní zatížení.....	39
7.2	Předpětí vahadlovými kabeley .....	40
7.2.1	Výpočet a posouzení napětí při výstavbě vahadla .....	40
8	Posouzení konstrukce ve finálním stadiu .....	45
8.1	Uvažované zatížení .....	45
8.1.1	Stálé zatížení .....	45
8.1.2	Proměnná zatížení .....	46
8.2	Přehled předpínací výztuže.....	49
8.3	Posuzované průřezy .....	50
8.4	Mezní stav použitelnosti .....	51
8.5	Mezní stav únosnosti .....	52
8.5.1	Posouzení únosnosti ve smyku .....	66
8.6	Posouzení příčného řezu .....	66
8.6.1	Zatížení .....	66
8.6.2	Ověření únosnosti vzpěry .....	68
9	Závěr .....	70
10	Bibliografie.....	72
11	Normy a předpisy .....	73
12	Seznam obrázků .....	74
13	Seznam příloh.....	77

14 Použitý software ..... 78



# 1 Úvod

Obsahem této práce je návrh a řešení „Dvoreckého mostu“, který by měl v budoucnu propojit tramvajové tratě Zlíchov a Dvorce. Navržené řešení bude respektovat zadané umístění mostu a krom tramvajové linky bude převádět také linku autobusovou a provoz integrovaného záchranného systému. Dále bude zajištěn pohyb chodců a cyklistů.

Vzhledem k zadání, které neomezuje volbu konstrukčního řešení bude obsahem první části práce zpracování tří variant, ze kterých bude proveden výběr finální varianty mostu.

Navrhované varianty přemostění jsou:

- Extradosed konstrukce
- Zavěšená konstrukce
- Komorová konstrukce opatřená náběhy v místě podpor

Z navržených variant byla pro další posouzení vybrána komorová konstrukce. Pro tento typ konstrukce byl navržen postup výstavby letmou betonáží, který nejvíce respektuje umístění konstrukce, její tvar a zároveň neovlivňuje v průběhu výstavby provoz lodní dopravy na Vltavě. Na březích byla v oblasti opěr zvolena betonáž na pevné skruži. Na téma letmé betonáže bude vypracována stručná rešerše a poté stanoven postup výstavby včetně návrhu předpínací výztuže. Ve fázi betonáže lamel bylo připuštěno tahové napětí v průřezu do tahové pevnosti betonu a tlakové napětí do redukované tlakové pevnosti betonu.

## 2 Zadání soutěže, použité parametry

V následující kapitole je popsány podmínky architektonicko-konstrukční soutěže, která slouží jako zdroj informací pro tuto práci. Tyto podmínky tvoří okrajové podmínky pro tvorbu variant konstrukcí.



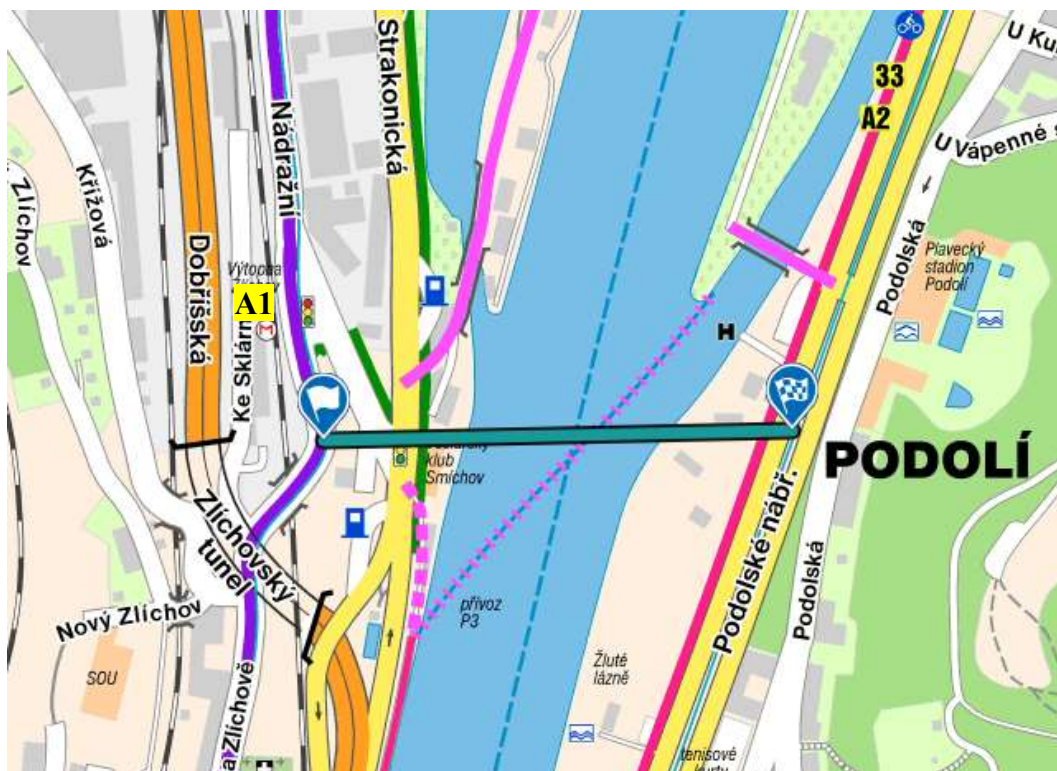
Obr. č.: 1 – Geografické umístění řešeného mostu

### 2.1 Předmět soutěže

Předmětem soutěže je **architektonicko-konstrukční návrh nového přemostění řeky Vltavy na území hlavního města Prahy** (dále i „Dvorecký most“).

Dvorecký most vytvoří důležité tangenciální propojení – spojí vltavské břehy mezi zlíchovským a podolským nábřežím, propojí Smíchov a Pankrác.

Cílem jeho vybudování je zlepšení dopravního propojení města na obou březích Vltavy v jižní části hlavního města Prahy. Jeho nezanedbatelným přínosem bude propojení cyklistických stezek, které jsou vedeny po obou březích (A1, A2), tj. jako náhrada za problematické propojení přes Barrandovský most (A12).



Obr. č.: 2 – Propojení cyklotras A1 a A2 [1]

## 2.2 Omezující podmínky z architektonicko-konstrukční soutěže

### 2.2.1 Plavební prostor

- Záplavové území (pro Q2002) je v oblasti mostu stanoveno na kótu 193,05 m n. m.
- Maximální plavební hladina činí 188,40 m n. m.
- Výška plavebního prostoru činí 7,0 m.
- Šířka plavebního prostoru činí 80 m a je ji možno zúžit až na 60 m.
- V korytě řeky Vltavy mohou být umístěny maximálně 2 mostní pilíře a navržené umístění pilířů musí umožnit bezpečné vplutí a vyplutí plavidel maximálních rozměrů pro Vltavskou vodní cestu do a z ramene Vltavy u Podolského nábřeží (potřebný prostor je vyznačen v soutěžním podkladu).

### 2.2.2 Šířkové uspořádání

- Tramvajový provoz a pojezd vozidel integrovaného záchranného systému musí být řešen po tramvajovém tělese.
- Základní osová vzdálenost tramvajových kolejí je 3 500 mm.

- V případě potřeby umístění konstrukčních či jiných prvků mostního vybavení mezi kolejemi je nutno osovou vzdálenost zvětšit ve smyslu platných předpisů, avšak maximálně o 2 500 mm.
- Chodníky pro pěší a stezky pro cyklisty musí být vedeny po mostě.

### 2.2.3 Výškové řešení

- Výškové řešení mostu musí respektovat:
  - Nové výškové řešení kolejového připojení v ul. Na Zlíchově a stávající stav Podolského nábřeží
  - Podjezdnou výšku v ul. Nádražní a Strakonická (4,80 m)
  - Záplavovou hladinu Q2002 + 1 m (194,05 m n. m.)

### 2.2.4 Spodní stavba mostu

- Most musí být založen hlubinně

### 2.2.5 Tramvajová trať

- Konstrukce tramvajové trati na mostě musí být z kolejnic na pevné jízdni dráze (typ W-tram nebo „metro“).
- Kryt tramvajového svršku musí umožňovat pojezd vozidel integrovaného záchranného systému.

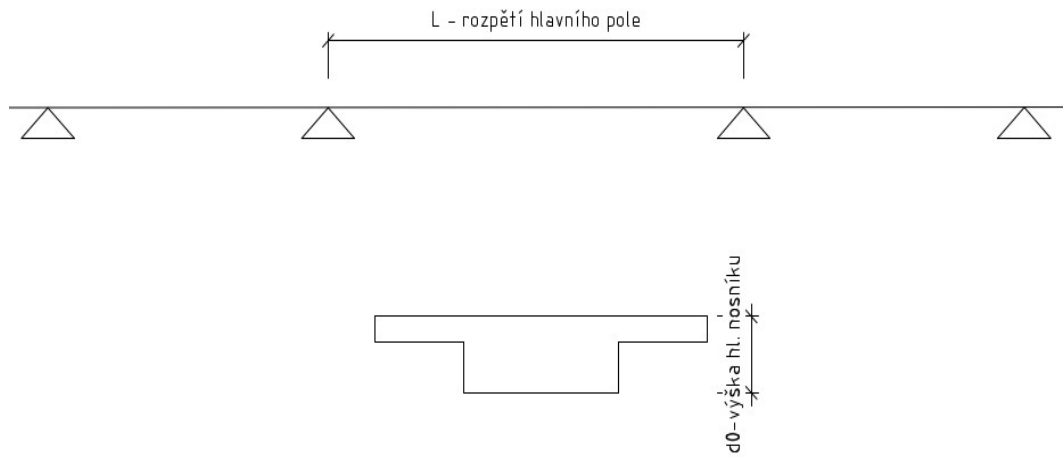
## 2.3 Použité parametry

### Běžné rozpětí

Rozpětí běžně užívané pro daný typ konstrukčního systému (neuvažuje se nestandardních řešení).

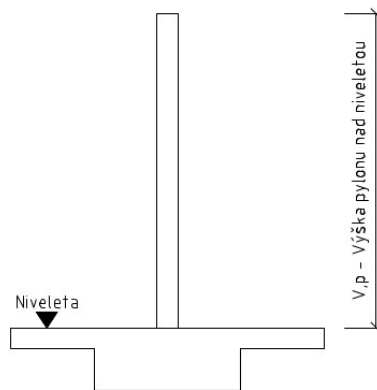
### L/d0

Poměr rozpětí pole a výšky hlavního nosníku dle empirických vztahů.



### $L/V_p$

Poměr rozpětí a výšky pylonu nad niveletou mostu. Výška pylonu byla určena dle empirických vztahů.

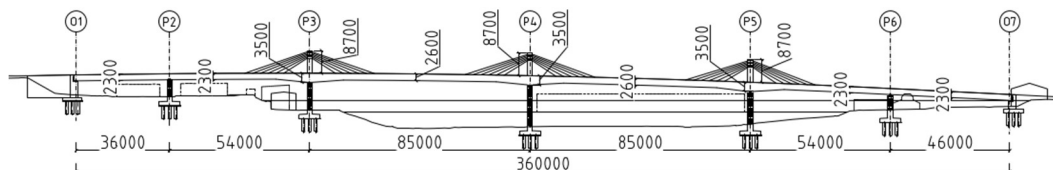


## 3 Varianty

### 3.1 Varianta „Extradosed“

Jako první z variant byla uvažována extradosed konstrukce. Jedná se o řešení, která na rozdíl od konstrukce zavěšené využívá pylon jako deviátor předpínací výztuže, který má za úkol zvýšit hodnotu excentricity nad podporou. Dalším rozdílem oproti zavěšeným konstrukcím je mostovka, která je podobně jako u trémových a komorových mostů tuhá. Vlivem zvýšené excentricity předpínací výztuže v průřezu nad podporou působí konstrukce svým předpětím příznivě proti značným hodnotám ohybového momentu.

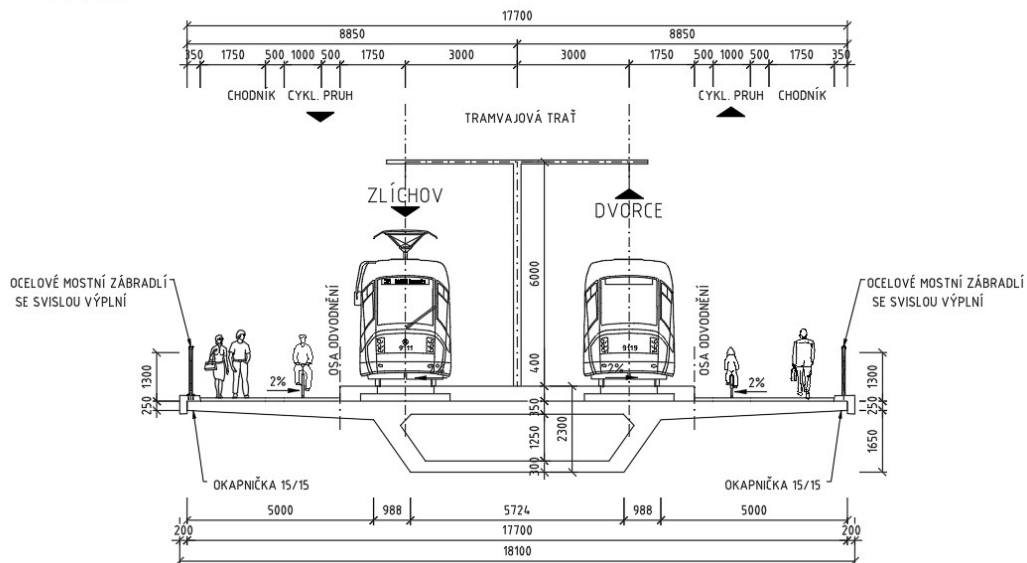
Hlavním důvodem pro zvolení konstrukce do variantního řešení byla vhodnost použití při rozpětí hlavního pole konstrukce při použití 2 pilířů ve vodním toku a dalších pilířů na březích a možnost stlačení konstrukční výšky nosníku. Rozpětí mostu jsou 36 + 54 + 85 + 85 + 54 + 46 m. Byly navrženy pilíře o výšce 8,7m a půdorysném průřezu 2,0 x 1,2 m. Lana byla přes pylon vedena polovějrovitým uspořádáním, které tvoří výhodný kompromis mezi vějířovitým a harfovým uspořádáním.



Obr. č.: 3 - Varianta „Extradosed“ – Pohled na most

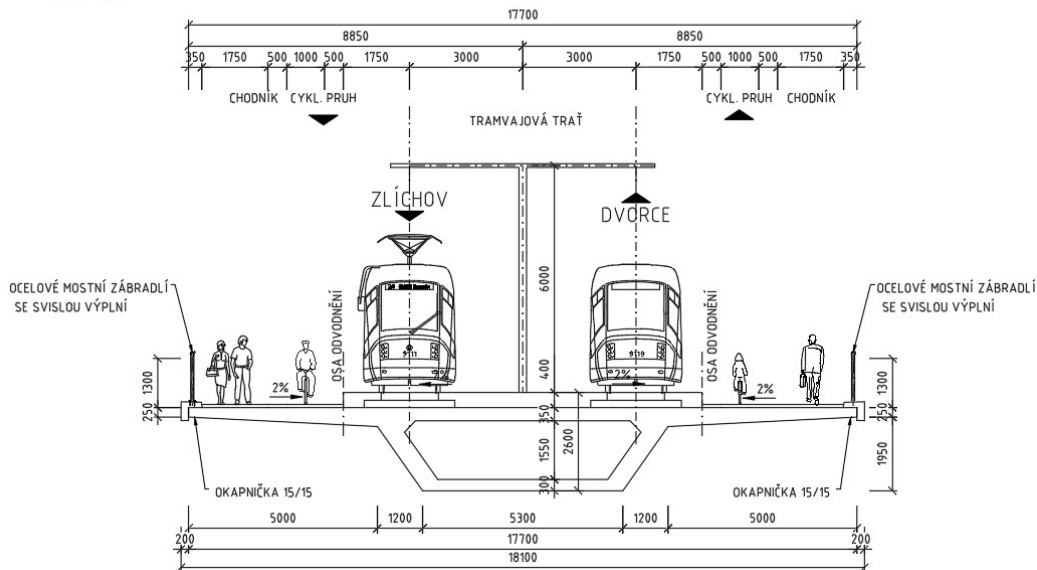
Výška nosníku byla navržena 2-6 m v polích mezi P3 – P5, 3-5 m nad podporami P3 – P5 a 2,3 m na zbývajících částech. Náběhy jsou lineární s dosahem 12,0 m od líce pilíře. Příčný řez byl vzhledem ke své šířce 17,7 m volen jako jednokomorový se šikmými stěnami s konstantním sklonem. Most je osazen na ložiska s pevným bodem v podpoře P4, což zajišťuje co nejvyrovnanější dilatační posuny v krajních ložiskách.

PŘÍČNÝ ŘEZ - V KRAJNÍM POLI  
M 1:100



Obr. č.: 4 – Varianta „Extradosed“ – Příčný řez v polích O1 – P3 a P5 – O7

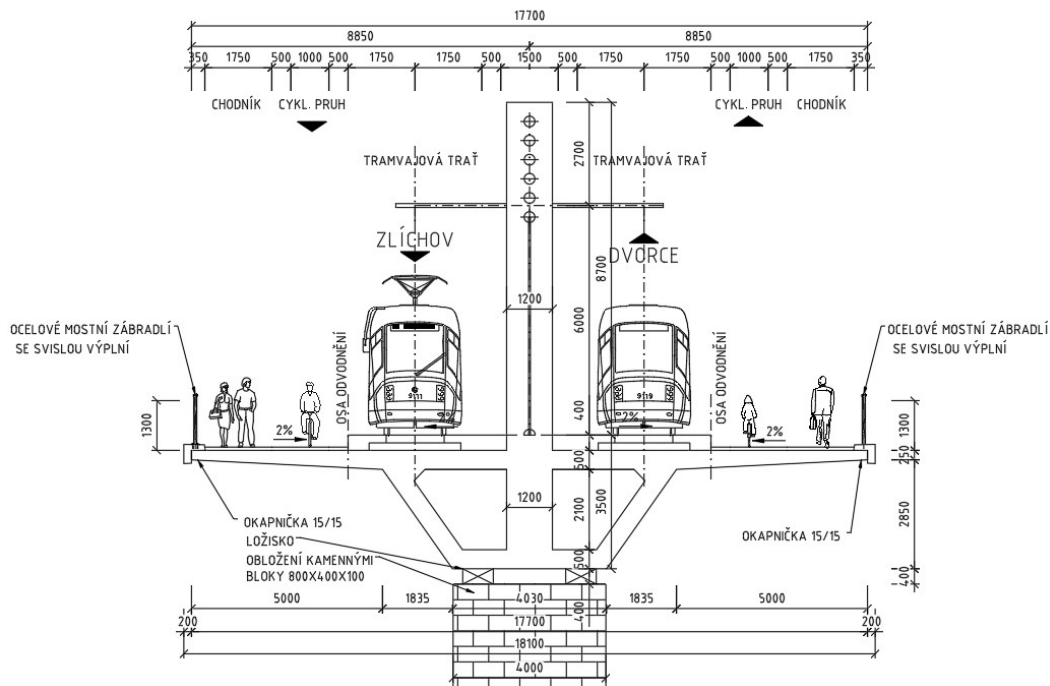
PŘÍČNÝ ŘEZ - V POLI  
M 1:100



Obr. č.: 5 – Varianta „Extradosed“ – Příčný řez v polích mezi P3 – P5

## PŘÍČNÝ ŘEZ - NAD PODPOROU

M 1:100



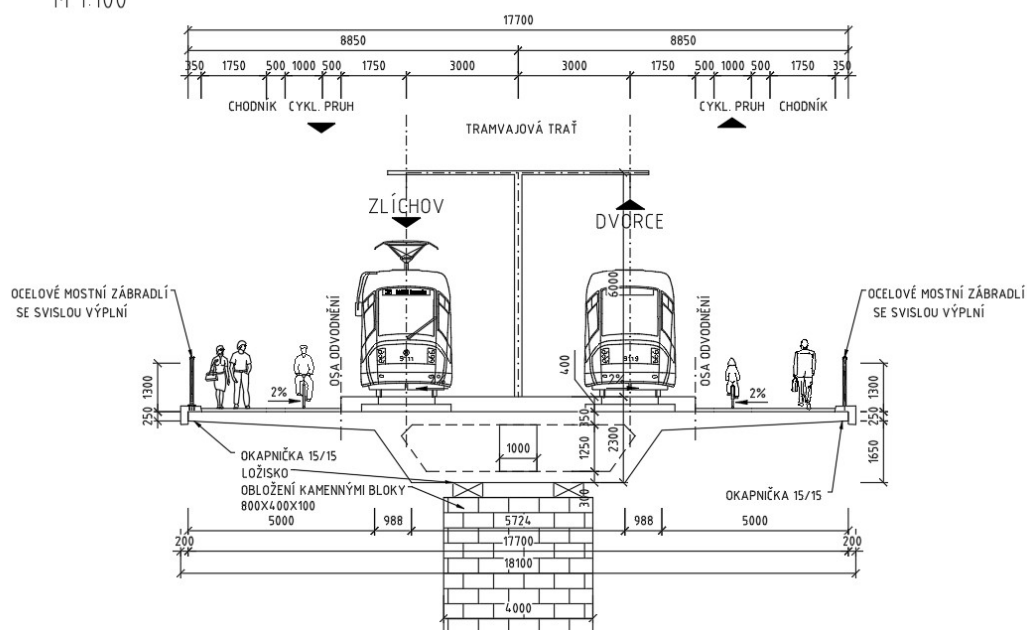
Obr. č.: 6 Varianta Extradosed – Příčný řez nad podporami P3, P4 a P5

Nadpodporové průřezy jsou dle vzoru pražských mostů (Branický most, Železniční most, Palackého most, Jiráskův most, most Legií, Karlův most, Mánesův most, Čechův most, Štefánikův most, Negrelliho viadukt, ...) na vltavském toku obloženy kamennými bloky, zde konkrétně 800x400x100 mm, které jsou mezi sebou navzájem propojeny nerezovými kotvami a na betonovou konstrukci osazeny na odpovídající pružné lepidlo. Kamenné bloky zajišťují konstrukci netradiční vzhled a zároveň chrání pilíře proti povětrnostním vlivům.



## PŘÍČNÝ ŘEZ - NAD PODPOROU P2, P6

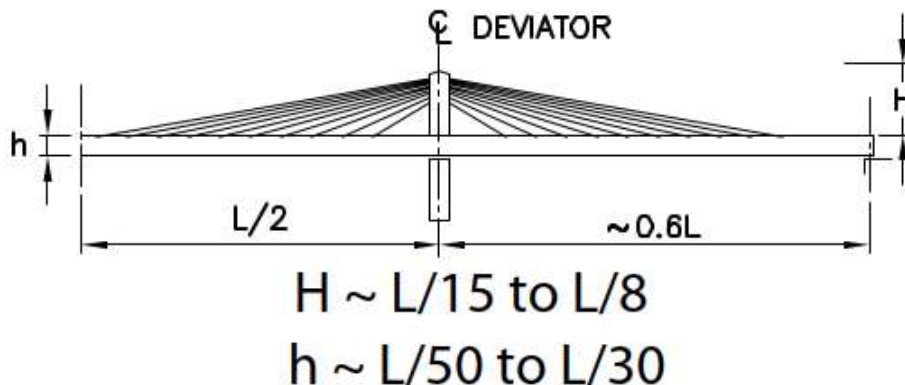
M 1:100



Obr. č.: 7 Varianta „Extradosed“ – příčný řez nad podporami P2 a P6

Extradosed je konstrukce esteticky zajímavá a v České republice netradiční, je schopna překlenout velká rozpětí při relativně nízké stavební výšce. Tyto vlastnosti ji z racionálních důvodů předurčují pro úzké spektrum okrajových podmínek. Ve většině případů je totiž možné použít buďto konstrukci zavěšenou nebo komorovou s případnými náběhy. Pro okrajové podmínky Dvoreckého mostu (možnosti rozmístění podpor, stavební výška) nemá daná konstrukce kromě estetického hlediska opodstatnění. V následující tabulce jsou přehledně shrnuty empirické hodnoty.

## Extradosed Bridge



Obr. č.: 8 – Empirické vztahy extradosed konstrukcí [2]

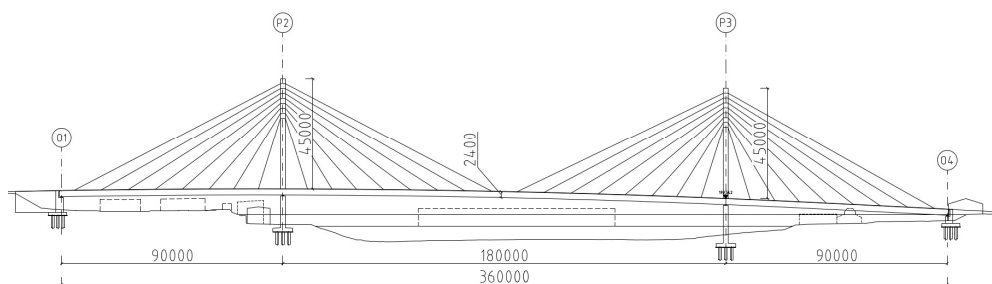
Běžné rozpětí	≈50–200 m
L/d0	≈30–50
L/V,p	≈8–15

Tab. č.: 1 – empirické hodnoty pro návrh Extradosed konstrukce

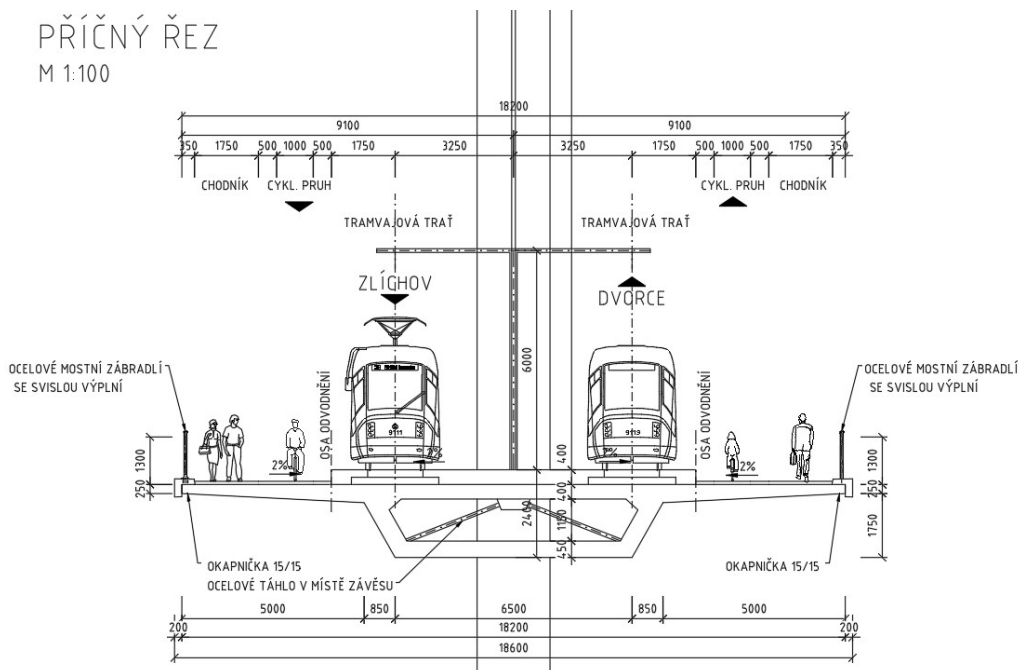
### 3.2 Varianta „Zavěšený most“

Jako druhá varianta byl uvažován zavěšený most se dvěma pylony symetrickými dle své osy, bez kotvení koncových lan do tížných bloků. Výhodou konstrukce je velmi stlačená konstrukční výška a možnost překlenout celé rozpětí pouze 3 poli.

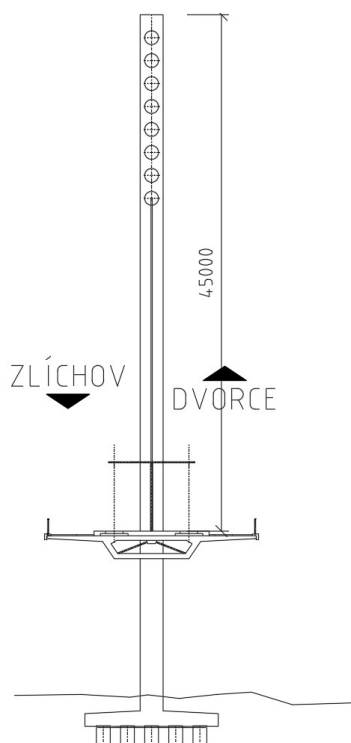
Pro konstrukci bylo zvoleno konstrukční řešení s jednoduchým pylonem, jednou řadou závěsů a mostovkou komorového průřezu, která lépe odolává kroutícím účinkům. Výška pylonu byla zvolena 45 m nad niveletu, výška průřezu byla zvolena konstantních 2,4 m. Jednotlivá rozpětí mostu jsou 80 + 160 + 80 m.



Obr. č.: 9 – Varianta „Zavěšený most“ – Pohled na most

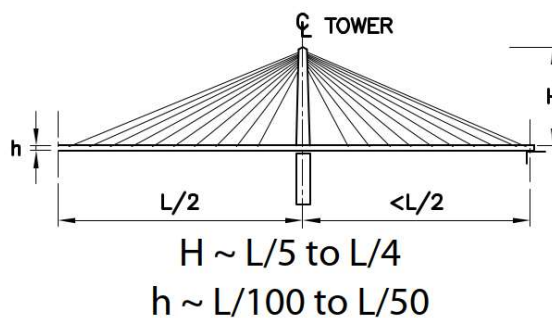


Obr. č.: 10 – Varianta „Zavěšený most“ – Typický příčný řez



Obr. č.: 11 – Varianta „Zavěšený most“ – Příčný řez – celkový pohled

## Cable-Stayed Bridge



Obr. č.: 12 – Empirické vztahy zavěšených konstrukcí [2, s. 1]

Tato varianta je pro dané okrajové podmínky velmi velkorysá, s rozpětím hlavního pole 180 m se jedná na poměry zavěšených mostů o relativně krátkou konstrukci. V Praze se na vodním toku navíc žádná podobná konstrukce nenachází.

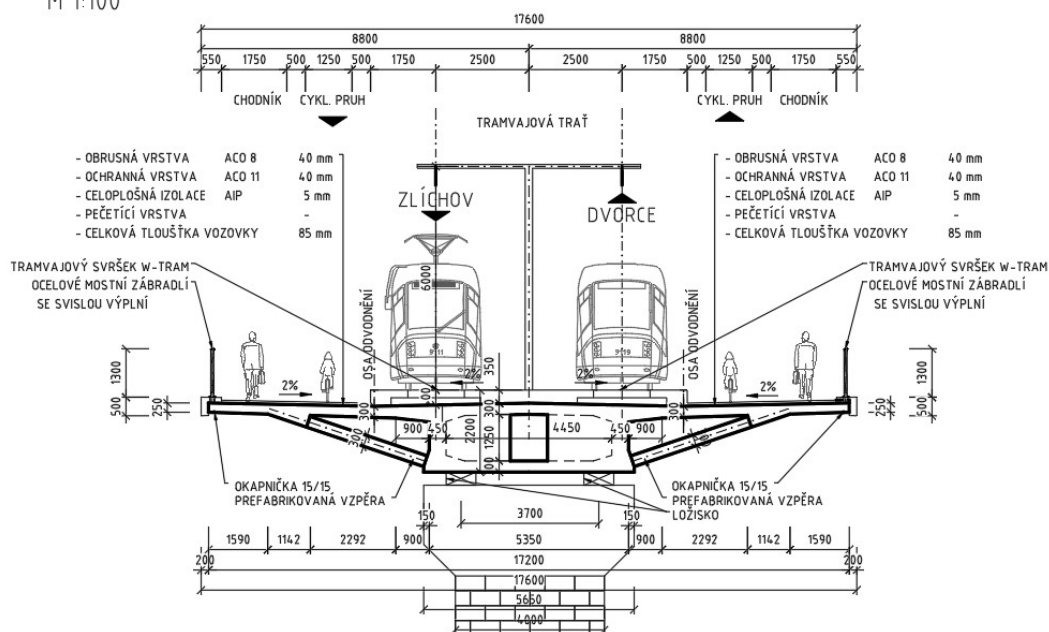
Běžné rozpětí	$\approx 100\text{--}800 \text{ m}$
$L/d_0$	$\approx 50\text{--}100$
$L/V_p$	$\approx 4\text{--}5$

### 3.3 Varianta „Proměnná komora“

Jako třetí, poslední varianta byl zvolen most s komorovým průřezem s náběhy v nadpodporové oblasti. Tento most je ze všech variant nejužší, protože mostovka není omezena vedením lan. Rovněž nabízí z mostů nejsnazší údržbu a nejčistší vzhled. Svými náběhy je most vizuálně podobný dalším mostům na vltavském toku, ať už se jedná o nejstarší typ kamenného klenbového mostu jako je Karlův most nebo o modernější typ obloukového mostu s horní mostovkou a vylehčením v oblasti podpor, jako je např. most Jiráskův. Zároveň však používá moderní materiály a technologie.

#### PŘÍČNÝ ŘEZ - NAD KRAJNÍ PODPOROU

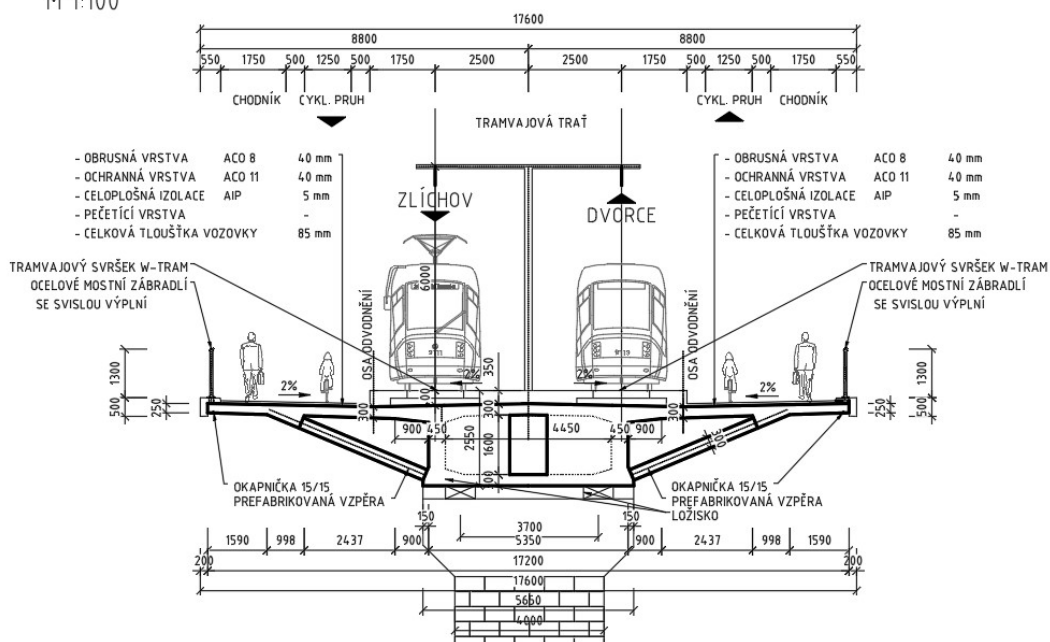
M 1:100



Obr. č.: 13 – Varianta „Proměnná komora“ – Příčný řez nad krajními podporami

### PŘÍČNÝ ŘEZ - NAD KRAJNÍ PODPOROU

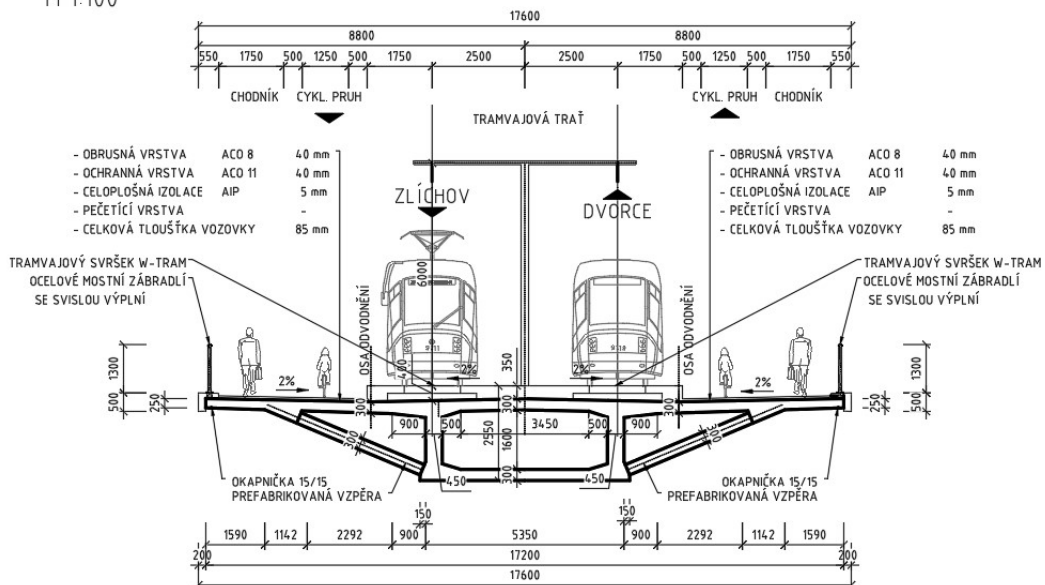
M 1:100



Obr. č.: 14 – Varianta „Proměnná komora“ – příčný řez nad podporami P2 a P6

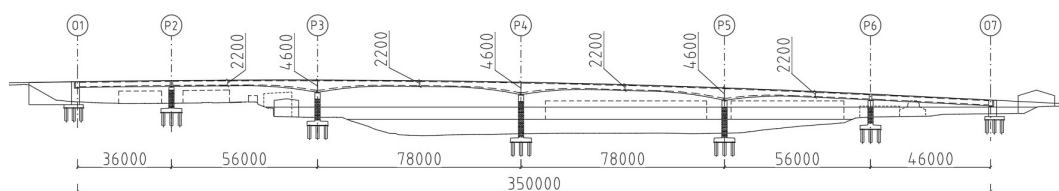
### PŘÍČNÝ ŘEZ - V POLI

M 1:100



Obr. č.: 15 – Varianta „Proměnná komora“ – Příčný řez v poli

Rozpětí mostu byly zvoleny 36 + 56 + 78 + 78 + 56 + 46 m. Průřez byl zvolen komorový, náběhy tvoří parabola druhého stupně. U horního povrchu dolní desky tvoří náběh pro zjednodušení betonáže polygon. V místech podpor je realizován ztužující příčník pro přenesení sil do podpory.



Obr. č.: 16 – Varianta „Proměnná komora“ – Podélné schéma

Běžné rozpětí	≈40–260 m
L/d0 – v poli	≈35-50
L/V,p	-

### 3.4 Finální varianta

Z vypracovaných variant byla pro Dvorecký most zvolena varianta „Proměnná komora“.

Vzhledem ke zvolenému konstrukčnímu systému s náběhy a nutnosti zachovat provoz na řece Vltavy byla zvolena technologie výstavby tzv. letmou betonáží, které bude věnována kapitola „Rešerše“. Na březích směrem k opěrám bude most stavěn technologií využívající pevné skruže. Popisu postupu výstavby se detailněji věnuje kapitola 5 – „Technologie a postup výstavby mostu“.

## 4 Rešerše



Obr. č.: 17 – Most Markov, příklad letmé betonáže (Zdroj: [3])

### 4.1 Úvod

Technologie letmé betonáže se nejčastěji používá pro rozpětí od zhruba 50 m a je možné ji použít až do rozpětí 300 m. Často se jedná o jedinou použitelnou technologii pro daný most. Výstavba je prakticky nezávislá na terénu pod mostem, používá se, proto zejména pokud jde o výstavbu v nepříznivém terénu, vysoko nad terénem nebo při požadavku na zachování provozu pod prováděnou konstrukcí.



Obr. č.: 18 – Liuguanghe Bridge, China [4]

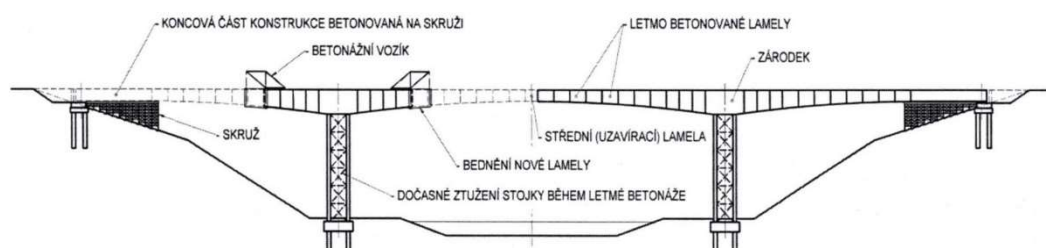
Jako bednění slouží posuvný betonážní vozík, který je nesen již zhotovenou konstrukcí a neomezuje tak činnosti probíhající pod mostem. Letmá betonáž je vhodná pro většinu typu mostních konstrukcí – rámové, spojitě nosníky, mostovky zavěšených mostů nebo i mosty obloukové. Podobná technologie výstavby je letmá montáž, kde místo monolitických lamel jsou použity prefabrikované dílce. [5] [6]

Výhody [5]

- Odstranění nutnosti podpůrných konstrukcí – skruží
- Velká úspora bednění, poměrně velká rychlost výstavby
- Během konzolové fáze dochází k pružným a nepružným deformacím, které nemají vliv na finální napjatost konstrukce (finální statický systém)
- Nejsou kladeny zvýšené požadavky na zábor za opěrami, vhodná technologie v intravilánu

Nevýhody [5]

- Proces bednění, betonáže, armování a předpínání probíhá na malém prostoru, často ve velkých výškách, je tak kladen zvýšený požadavek na bezpečnost práce
- Zvýšené nároky na statický výpočet – při montáži se často stýkají betony různého stáří, projevují se reologické procesy betonu (smršťování a dotvarování)



Obr. č.: 19 Postup výstavby [6, s. 193]

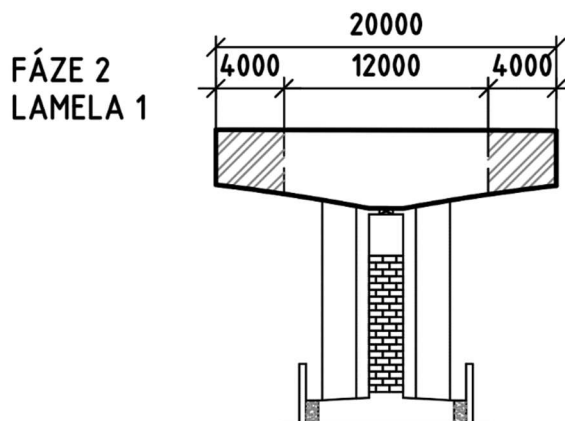
Základním principem technologie je montáž po jednotlivých dílech – tzv. lamelách. Tyto lamely jsou v první fázi podpírány bedněním ukotveným do tzv. zárodek, 10-15 m širokého úseku pro osazení dvojice betonářských vozíků. V dalších fázích se nová lamela opře do bednění ukotveného do přechozí starší lamely, která byla již řádně předepnuta. [5] [6]

## 4.2 Betonážní vozík

První užití vozíku je při betonáži první lamely, která navazuje na počáteční zárodek. Typický segment je obvykle betonován najednou. Nejprve se betonuje spodní deska, dále stěny a horní deska. Pro zajištění řádného zhutnění se v bednění



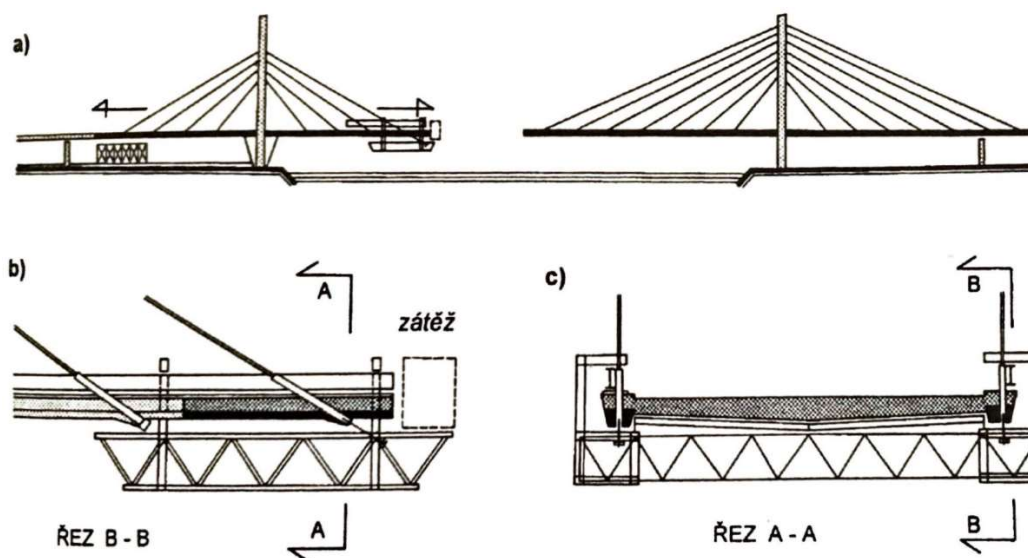
stěn obvykle nechávají otvory pro zvibrování. Standardně se během jednoho týdne betonují dvě lamely, na každém konci konzolové části jedna.



Obr. č.: 20 – Betonáž první lamely

Konstrukce takového vozíku je tvořena ocelovou příhradovou konstrukcí, která je přikotvena do dříve vybetonované lamely nebo zárodku. Vozík musí nejenom přenést zatížení čerstvého betonu, ale musí být také dostatečně tuhý, aby se vyloučila možnost vzniku trhlin ve spáře mezi segmenty. Tyto požadavky na vozík se projeví na jeho hmotnosti. Ta je běžně mezi 50–80 tunami a je tedy nutné tuto skutečnost zohlednit při analýze montážních stavů.

Způsob uchycení betonážního vozíku závisí na typu konstrukce, která je stavěna. Například u zavěšených mostů s ohybově měkkou mostovkou vozík nemůže být uchycen ve starší lince, ale je možné ho zavěsit na definitivní závěs. Závěs je kotven v prefabrikovaném prvku, který je spojen s vozíkem a který přenáší vodorovnou složku síly do již vybetonované části konstrukce. Příhradová konstrukce vozíku musí být na toto tlakové namáhání nadimenzována. [7]



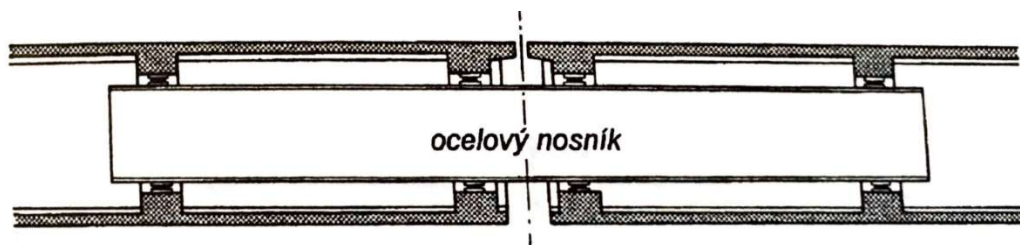
Obr. č.: 21 – Montážní vozík na zavěšeném mostě [7]

Na vozík je také potřeba umístit protizávaží, které v prvotní fázi, kdy ještě není vozík zatížen masou betonu, vyrovnává svislou složku síly ze závěsu. Často jako protiváha slouží nádrže s vodou, které se postupně upouští podle množství betonu, které již vozík zatěžuje. Variantou k nádržím jsou betonové panely, které je možné postupně odebírat.

Zavěšený montážní vozík se využívá také při výstavbě obloukových mostů. Zde je několik možností, jak vozík zavěsit. První je vybudovat pylon nad podpěrou, která je situovaná u paty oblouku a na něj zavěsit vozík. Další možností je umístit pylon nad montážní podpěru situovanou pod obloukem. Třetí možností je využít tahové únosnosti mostovky a tlakové únosnosti již hotové části oblouku. Tažené diagonály jsou většinou tvořeny předpínacími tyčemi. Poslední možností, jak stavět obloukový most je oblouk vybetonovat ve svislé poloze a následně jej sklopit a spojit. V tomto případě šplhá vozík po hotové části oblouku vzhůru. [7]

### 4.3 Obecné zásady při výstavbě

Dříve byly letmo betonované konstrukce v zárodku rámově spojeny s pilíři a uprostřed rozpětí byl posuvný kloub. Vliv dotvarování má ale u tohoto řešení za následek velké deformace, a proto se tyto konstrukce již nenavrhují a nahrazují se spojitými konstrukcemi. U dlouhých konstrukcí se v dilatačním poli může užít řešení znázorněné na obrázku. Vložením ocelového nosníku docílíme tuhého, ale posuvného spojení, které bez větších obtíží přenáší i momentové účinky.



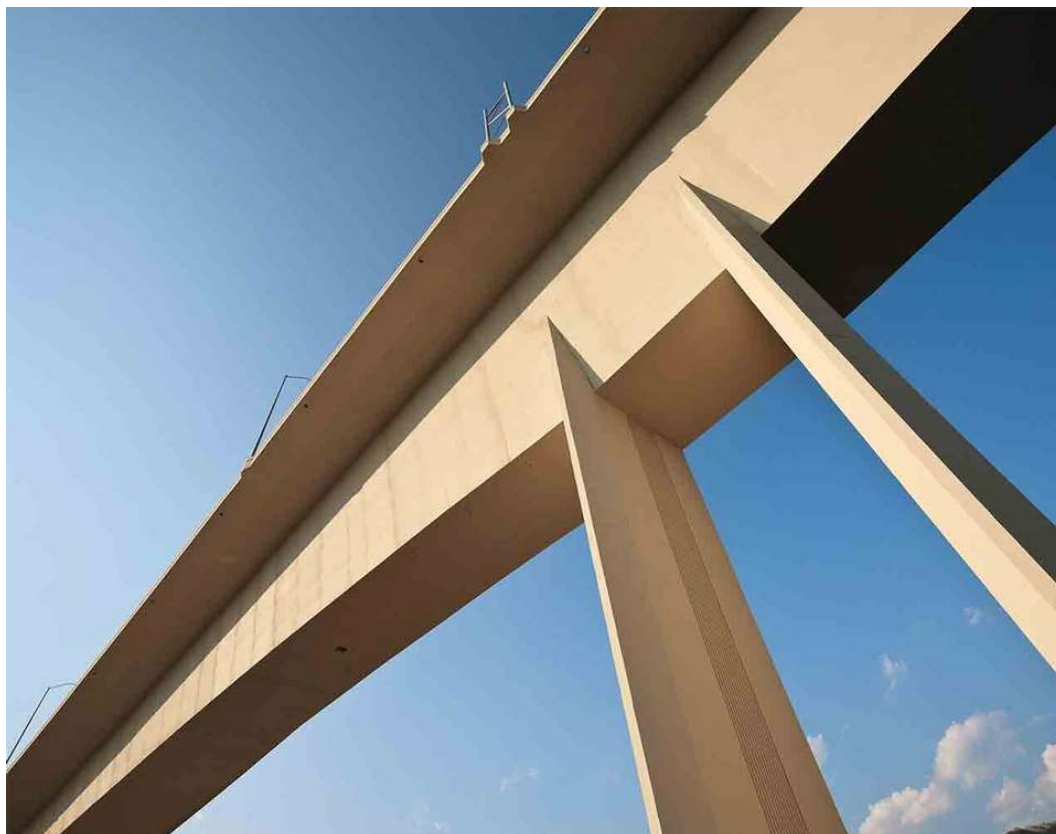
Obr. č.: 22 – Vnitřní ocelový nosník [7]

Ze zajištění stability, jako jednoho z hlavních problémů výstavby, vychází uspořádání konstrukcí nad podpěrami. Standardním řešením je vybetonování souměrného zárodku, na který se po vytvrdnutí navazuje souměrnou betonáží segmentů. Konstrukce se chová jako vahadlo.

Konstrukce je vždy třeba posoudit na návrhovou situaci, kdy je zatížení nerovnoměrně rozprostřeno po konstrukci. Například na nerovnoměrné zatížení od betonovaného segmentu nebo na koncentraci nahodilého zatížení na jedné straně konstrukce. Tomuto lze předcházet návrhem nesymetrického zárodku nebo provizorní podpěry umístěné pouze na jedné straně. V takovémto případě se

předepisuje střídavá betonáž symetrických segmentů. Nejprve je betonována lamela na kratší straně zárodku a až poté je betonována lamela na straně delší.

Požadavek na stabilitu konstrukce má vliv i na způsob jakým je konstrukce podepřena v místě pilíře. Podepření může být realizováno jedním nebo dvojicí ložisek, nebo jako rámový spoj s tuhou podpěrou nebo dvojicí štíhlých podpěr.



Obr. č.: 23 – Štíhlé pilíře pod masivní konstrukcí

Pokud jsou pilíře dostatečně ohybově tuhé, lze s ním nosník v konzolové fázi výstavby spojit pomocí provizorních vzpěr nebo připnout pomocí betonových bloků ke konstrukci. Po finálním zmonolitnění konstrukce se spojení přeruší a konstrukce tak může v ložiskách volně dilatovat. Důležité je tedy při návrhu pilířů zohlednit provozní i montážní zatížení. [5] [7]

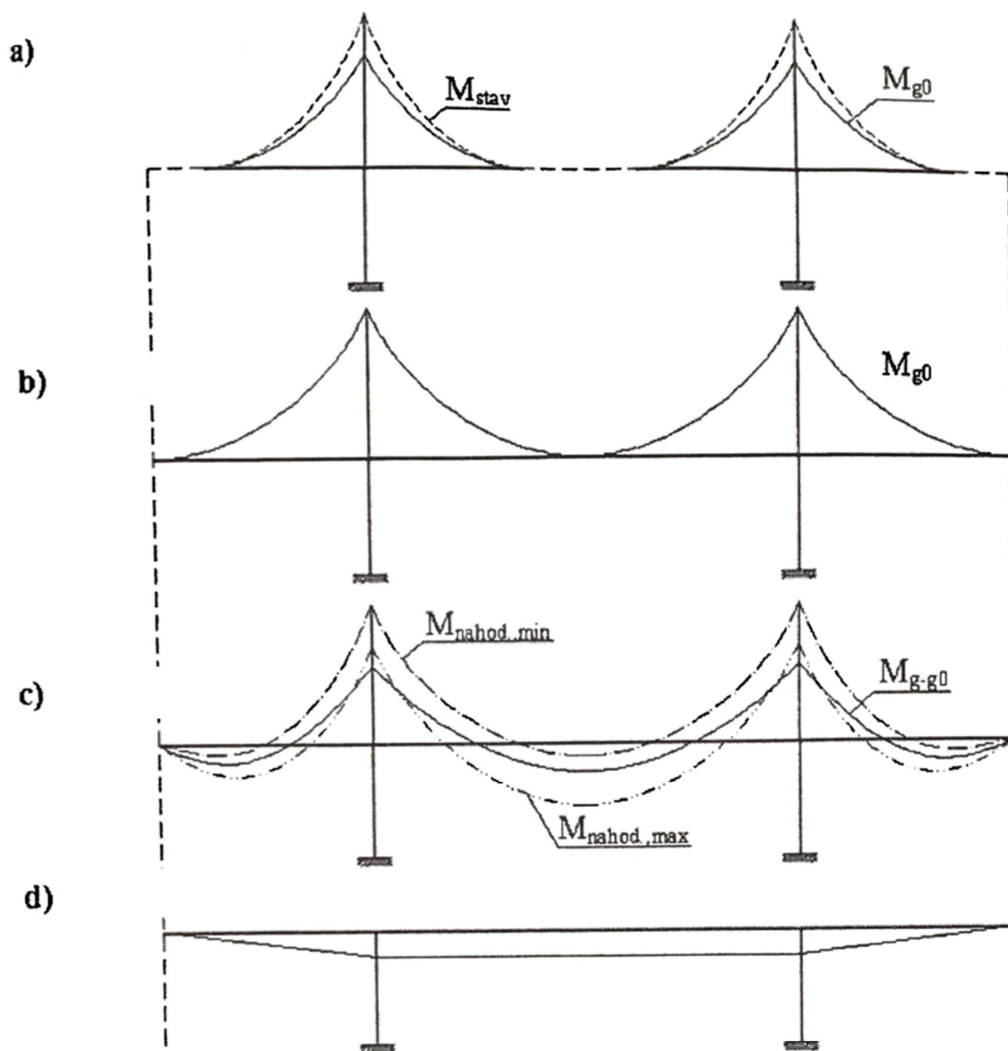
Rámové spojení s pilíři se často realizuje u vysokých mostů, kde tuhost stojek se pečlivě volí tak, aby zajišťovali stabilitu konstrukce a zároveň umožnili vodorovné deformace od reologických a objemových změn. Rámovým spojením se dává přednost v seizmicky aktivních oblastech, u kterých je průřez pilířů tvořen čtyřmi kruhovými sloupy spojenými stěnami. Sloupy jsou navrženy prvky z ovinutého betonu.



Obr. č.: 24 Most Valy, hotová betonáž zárodků, na zárodku vpravo osazeny betonářské vozíky (Zdroj: [8])

#### 4.4 Předpínací kabely

Předpětí je u tohoto systému výstavby stěžejním bodem návrhu. Při návrhu je nutné uvažovat, jak stav provizorní (konzolový), tak samozřejmě i stav finální. Způsob, jakým jsou kabely v konstrukci vedeny se u jednotlivých fází značně liší. Z počátku se konstrukce chová jako konzola, ale ve finálním stavu se dvě konzoly spojí ve spojitý nosník. Statický systém se tak změní.

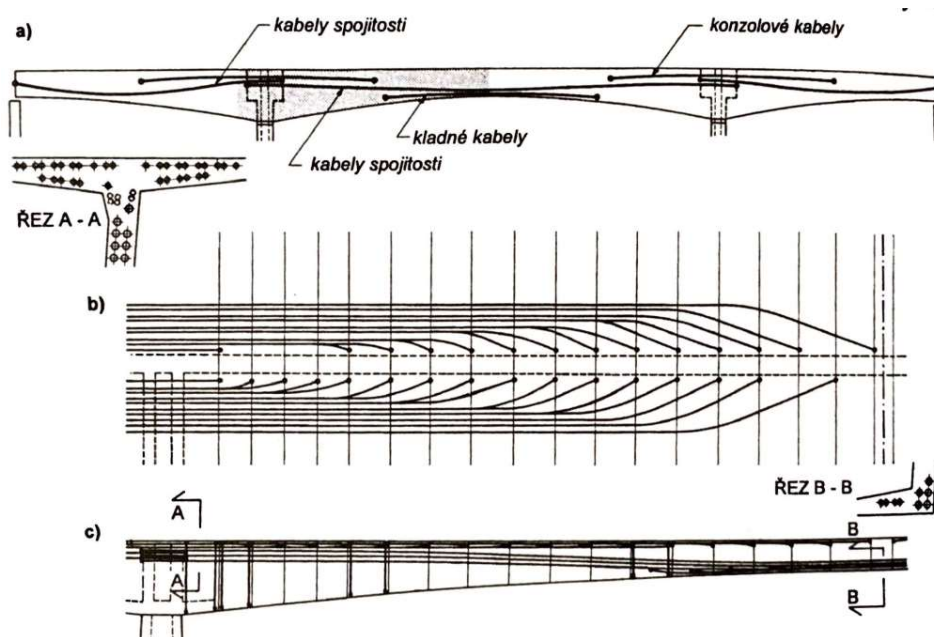


Obr. č.: 25 – Průběhy ohybových momentů na konstrukci v průběhu výstavby a) montážní stav – nedokončená letmá betonáž, b) ihned po spojení, c) provizorní zatížení, d) vliv dotvarování [5]

Montážní kabely – slouží k přenesení záporných momentů v průběhu výstavby, kdy konstrukce funguje jako konzola. Proto jsou také často nazývány jako kabely konzolové. Kabely jsou vedeny v horní desce nebo v její blízkosti pro zajištění maximální excentricity. V podélném řezu existují dvě možnosti, jak kabely vést. Prvním způsobem je vedení přímo, kdy se minimalizují ztráty předpětí. Nevýhodou je však nutnost použít svislé předpětí, aby byly eliminovány posouvající síly a také složité kotevní detaily. Alternativou je spustit kabely do stojiny, kde jsou vždy kotveny po výšce stěny. Tím se nahradí svislé předpětí použité v předchozí variantě. Cenou za to je ale zvýšené namáhání stěn průřezu a větší ztráty předpětí. Dále je také obtížnější vyřešit prostorové vedení kabelů. [5]

Kladné a záporné kabely – tyto kabely jsou napínány až ve chvíli, kdy je vybetonována i střední spára mezi konzolami. Kabely slouží k redukci momentů, které vzniknou nad podporou a v poli od ostatního stálého a nahodilého zatížení.

Kabely spojitosti – kabely se, stejně jako kladné a záporné kabely, napínají až po spojení konzol. Jsou nataženy přes celé pole a zajišťují tak spojitost vahadel a vyrovnávají tahová napětí. Kabely se navrhují buď jako vnitřní – soudržné které jsou zakotveny ve stěnách. Další možností je použít kabely volné, kotvené v příčnicích. Každá z možností má svoje výhody a nevýhody. U volných kabelů je výhodou že je možné je snadno kontrolovat a v případě potřeby vyměnit. Kde však vzniká problém je místo, kde kabely mění svůj tvar. Zde je potřeba vybudovat deviátory, ve kterých vznikají velké radiální síly a je nutné je hustě a složitě vyztužit. [5]



Obr. č.: 26 – Uspořádání předpínacích kabelů a) schéma kabelů, b) půdorys konzolových kabelů, c) podélný řez konzolou [7]

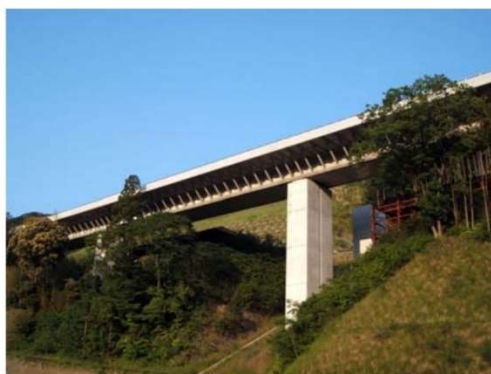
Každý návrh předpínací výztuže musí uvažovat s absencí kabelu v důsledku jeho přetržení, nebo poruchy kabelového kanálku v průběhu výstavby. Proto jsou v průřezu už předem navrhovány volné kanálky pro předpínací kabely, které jsou využity v případě, že dojde během výstavby k problému při předpínání. Pokud kanálky využity nejsou, dojde následně k jejich zainjektování. Při použití volných kabelů je navrhováno obdobné opatření. Místo volných kanálků jsou v konstrukci připraveny volné deviátory, které se využijí pouze v případě potřeby. Někdy jsou deviátory navrhovány i u systému s vnitřními kabely. V případě neplánovaného chování konstrukce v průběhu životnosti, je v takovýchto deviátorech možné vést nová volná předpínací lana. [5] [7]



Obr. č.: 27 – Deviátor napětí uvnitř komory [9]

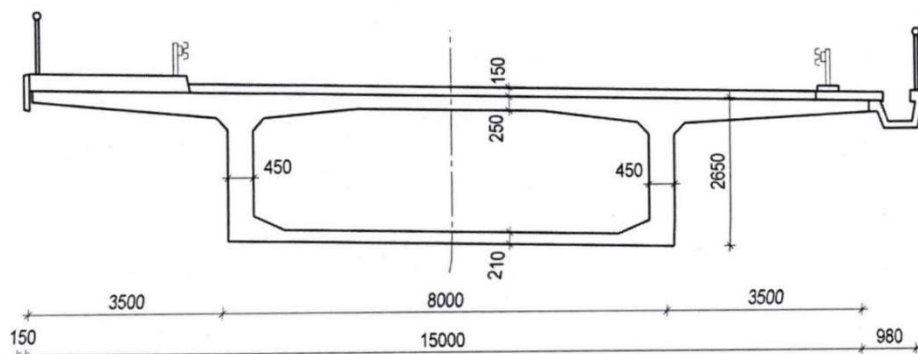
#### 4.5 Volba příčného a podélného řezu [6]

Příčný řez se používá ve většině případů komorový. Při velkém rozpětí a pro vylehčení betonované lamely je vhodné volit jednoduchou užší komoru doplněnou o konzoly a ušetřit tak ve vahadlovém stádiu část hmotnosti. Při větší šířce mostu je vhodné namísto masivních konzolových částí průřezu volit subtilnější, doplněné o vzpěry. Tyto vzpěry pak tvoří zároveň zajímavý estetický prvek, který opticky rozbíjí jinak masivní vzhled mostu.



Obr. č.: 28 – Vzpěry podírající chodník – japonský most „Katsurashima Viaduct“ [10]

V podélném směru je vhodné použití výrazně proměnného průřezu, který odpovídá průběhům ohybových momentů v průběhu konzolové fáze výstavby. Pro konstrukci náběhu vyhovuje esteticky i staticky parabola druhého stupně. Výška nosníku se pro verzi s náběhy volí v poli cca 1/35 rozpětí a nad podporou cca 1/16 rozpětí. Výška nosníku v poli by neměla být příliš nízká z důvodu dostatečné ohybové tuhosti a vzepětí zvedaných kabelů. [6]



Obr. č.: 29 Most přes Labe v Mělníku, příklad typického příčného řezu letmo betonované konstrukce [6, s. 209]

Pro případ Dvoreckého mostu byl v podélném směru zvolen nosník s náběhy v oblasti podpor. V poli činí výška nosníku  $L/35,5$  (2,2 m), nad podporou  $L/17$  (4,6 m). V příčném směru se jedná o jednoduchý komorový průřez osazen prefabrikovanými vzpěrami a dobetonovanou horní deskou mostovky.

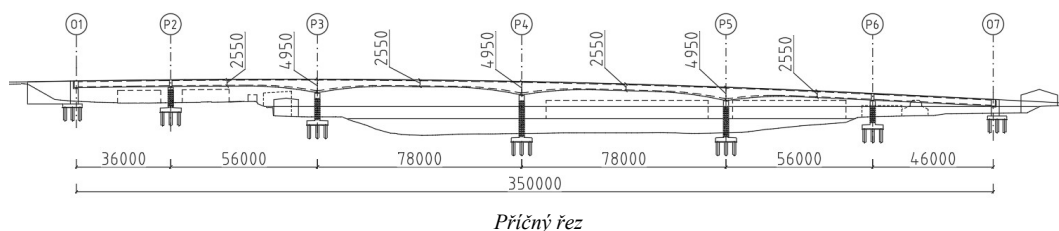
Při betonáži nízko nad terénem by měla být konstrukce vždy navrhována jako spojitý nosník, vlivem relativně velké ohybové tuhosti krátkých pilířů by totiž na rámové konstrukci vznikaly značná namáhání při působení nesilových zatížení (teplota, nerovnoměrný pokles podpor, smršťování, dotvarování). [5]

Vzhledem k niveletě, která byla zadána s relativně nízkou výškou nad terénem byl tedy zvolen konstrukční systém spojitého nosníku.

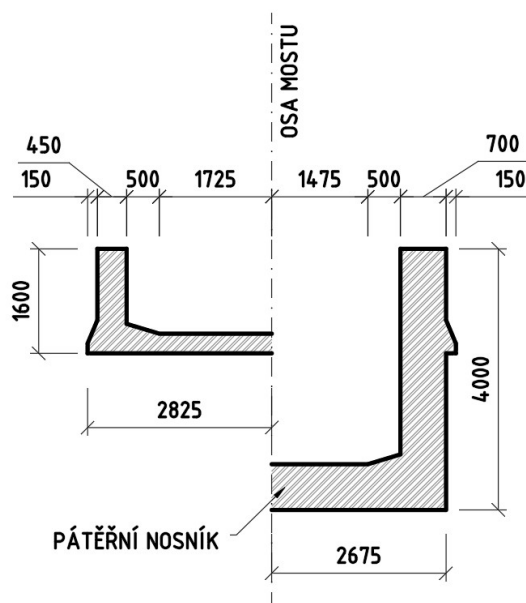


## 5 Technologie a postup výstavby mostu

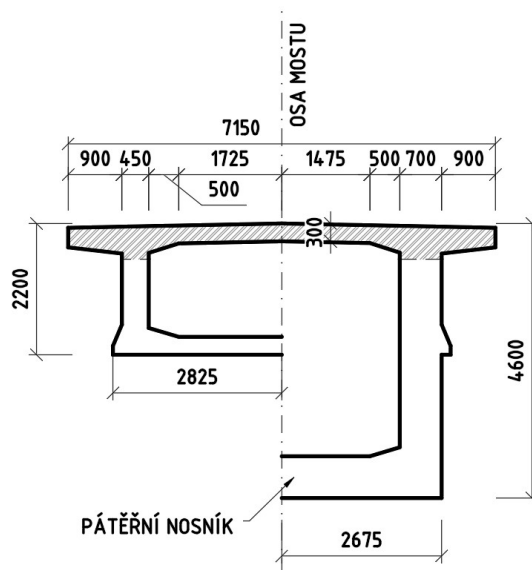
Dvorecký most bude vzhledem k použitým rozpětím polí realizován technologií letmé betonáže. Pro daný most by dále byla vhodná výsuvná skruž, která však není vhodná pro podélný řez s proměnnou výškou a pro ekonomický smysl vyžaduje vyšší míru opakovatelnosti polí.



Příčný řez bude realizován ve 4 fázích. V první fázi se vybetonuje spodní deska včetně stěn. V druhé fázi se vybetonuje horní deska do šířky páteřního nosníku. V tomto stavu konstrukce setrvá až do skončení vahadlového stadia, následného zmonolitnění konstrukce a odstranění dočasného ztužení v oblasti podpor P3, P4 a P5.

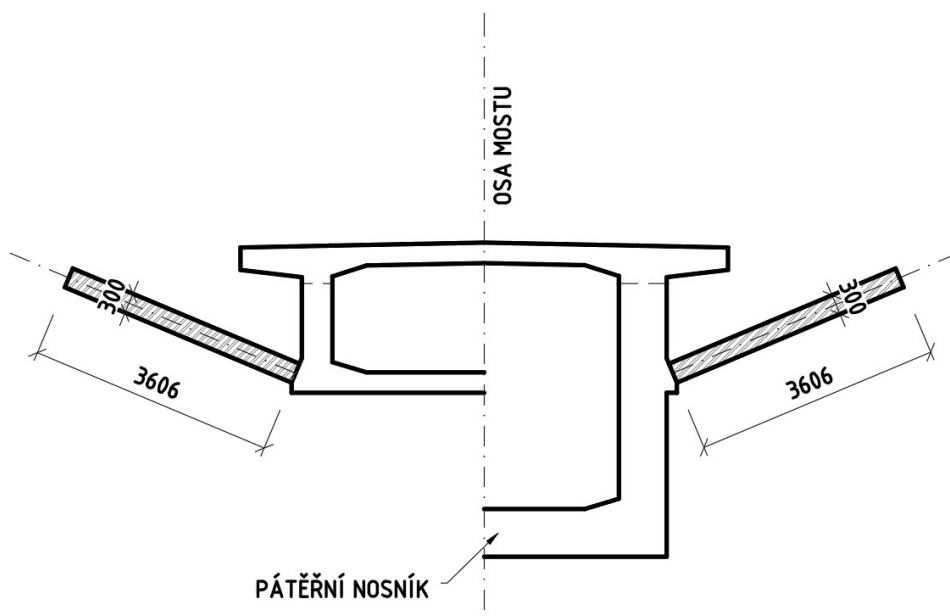


Obr. č.: 30 – Fáze I – Příčný řez

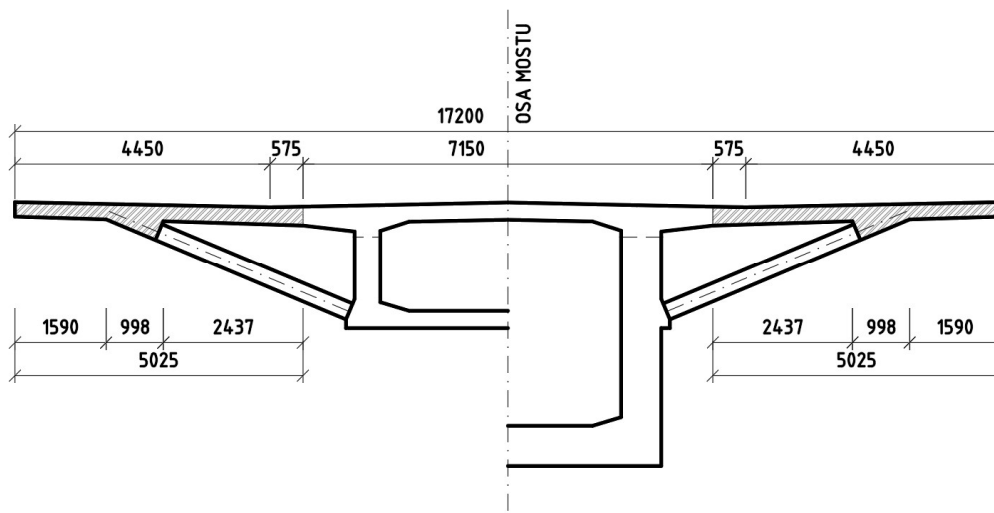


Obr. č.: 31 Fáze 2 – Příčný řez

Po těchto krocích se nejdříve ve 3. fázi připevní prefabrikované vzpěry a poté vybetonují konzoly. Tímto je nosná konstrukce již kompletní a most je připraven k provedení izolace a odvodnění, betonáži říms, asfaltování vozovky, zhotovení pevné dráhy pro tramvaj, osazení trakce a zábradlí.



Obr. č.: 32 Fáze 3 – Příčný řez

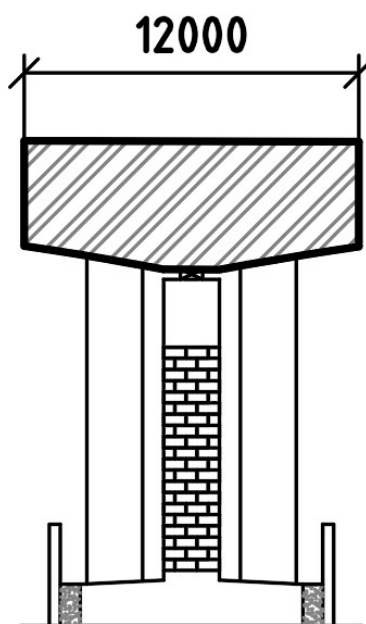


Obr. č.: 33 Fáze 4 – Příčný řez

## 5.1 Vahadlo

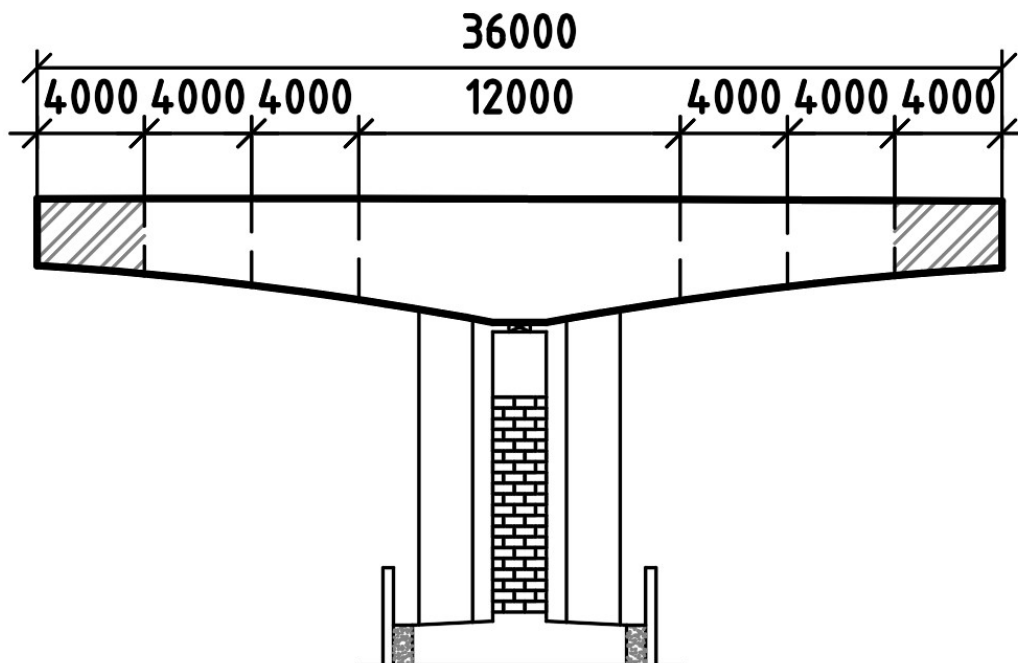
Betonáž vahadla začíná zhotovením základu. V této fázi se zarazí štětovnice a vyčerpá se případná voda. Dále se zhotoví podkladní beton, vrtné piloty, základ a pilíř. Poté se připraví předpjaté dočasné sloupce sloužící k zajištění vahadla proti nesymetrickému zatížení. Předpětí sloupce zajišťuje přenos případných tahových sil z oblasti podepření a zároveň vylepšuje stabilní chování sloupce. Poté započne betonáž zárodku a jeho zmonolitnění s předpjatými sloupce. Po 3 dnech se zárodek předepne a začnou se osazovat betonářské vozíky do své první polohy.

Betonářský vozík byl uvažován o hmotnosti 60 t. Šířka zárodku byla zvolena 12 m, šířka jednotlivé lamely 4 m a středová spára šířky 2 m.



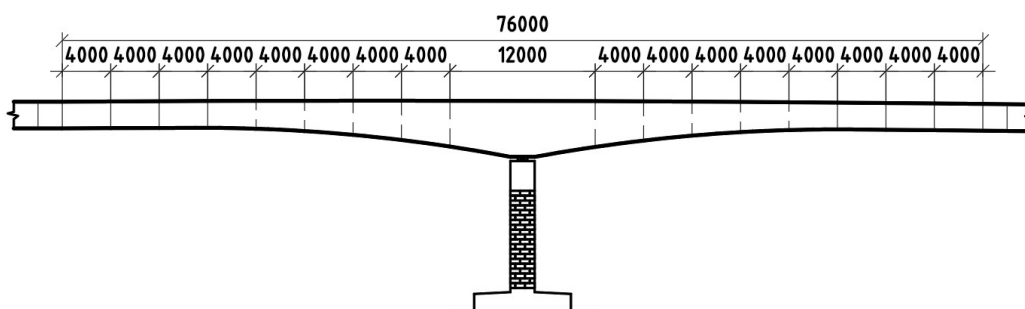
Obr. č.: 34 – Fáze 1 - Zárodek

V dalších fázích probíhá již proces dle stejných postupů. Nejprve se na betonářský vozík osadí bednění, vyztuží a vybetonuje se spodní deska se stěnami. Následně bude osazena vyztuž a proběhne betonáž horní desky páteřního nosníku. Po 3 dnech se průřez předepne a započne přesun vozíku do polohy pro betonáž další lamely.



Obr. č.: 35 – Postup betonáže vahadla

Po dokončení středové spáry a zmonolitnění konstrukce se provede vybourání předpjatých sloupů pro uvolnění posunů v ložiskách.



Obr. č.: 36 – Stav po zmonolitnění a odstranění ztužení

## 5.2 Výstavba mostu

Výstavba mostu bude probíhat v 7 hlavních fázích. Při návrhu fází byl vzhledem k jeho umístění kladen důraz na co nejnižší dobu výstavby a co nejvyšší míru opakovatelnosti. Kompletní schéma výstavby mostu lze nalézt v příloze 3.3.

## 6 Materiály

### 6.1 BETON

#### 6.1.1 Beton nosné konstrukce

Nosná konstrukce byla navržena z betonu C40/50 – XF2, XD1, XC4. Volba betonu zohledňuje postup výstavby, namáhání konstrukce, působení chloridů, ošetřování chemickými rozmrazovacími látkami a trvanlivost. V následující tabulce jsou uvedeny vlastnosti ve stáří 28 dní.

Beton C40/50 - XC4, XF2, XD1			
charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{ck}$	40,000	MPa
průměrná válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{cm}$	48,000	MPa
součinitel spolehlivosti betonu	$c$	1,500	-
návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$		
	$f_{cd}$	22,667	MPa
charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu	$f_{ctm}$	3,500	MPa
	$f_{ctk,0,05}$	2,500	MPa
	$f_{ctk,0,95}$	4,600	MPa
sečnový modul pružnosti betonu	$E_{cm}$	35,000	GPa

Pro pilíře a základy byl použit beton C35/45. Uvažuje se působení středně agresivního prostředí, vody a možnost působení chemických rozmrazovacích látek.

Pro piloty byl zvolen beton C30/37. Pro podkladní beton byl zvolen beton C12/15 – X0.

### 6.2 Předpínací výztuž

Pro předpětí nosné konstrukce byl zvolen systém společnosti VSL, konkrétně kabely typu 0,60“. Jedná se o 7 - drátová lana následujících vlastností:

Y1860S7-15,7			
charakteristická pevnost předpínací oeli v tahu	$f_{pk}$	1860,0	MPa
jmenovitý průměr lana	D	15,7	mm
jmenovitá průřezová plocha lana	$S_n$	150	mm <sup>2</sup>
jmenovitá hmotnost lana	M	1,172	kg/m
modul pružnosti	$E_p$	195,0	GPa
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1%	$f_{p0,1k}$	1640,0	MPa
součinitel spolehlivosti předpínací výztuže	s	1,150	-
návrhová mez kluzu	$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$		
	$f_{pd}$	1426,0	MPa
maximální napětí při napínání	$\sigma_{p,max} = \min(0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k})$		
	$\sigma_{p,max}$	1476,0	MPa
maximální přípustné napětí po vnesení předpětí	$\sigma_{p,max} = \min(0,75 * f_{pk}; 0,85 * f_{p0,1k})$		
	$\sigma_{p,max}$	1394,0	MPa
maximální relaxace při 1000 hod a 70% $F_{ma}$		2,500	%

Na konstrukci jsou pro zvedané kabely použity 24 lanové kabely stejně jako pro příložky v poli, pro vahadlové kabely jsou použity 17 lanové kabely.

### 6.3 Betonářská výztuž

Pro vyztužení betonářskou výztuží byla použita výztuž B500B s následujícími vlastnostmi.

B500B			
charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500,000	MPa
součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	s	1,150	-
návrhová mez kluzu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$		
	$f_{yd}$	434,783	MPa
návrhová hodnota modulu pružnost betonářské oceli	$E_s$	200,000	GPa

## 7 Posouzení výstavby vahadel

Pro zvolený typ konstrukce a způsob výstavby je zásadní posoudit napětí v průběhu výstavby a navrhnout odpovídající předpětí. Toto vnesené napětí od předpětí zůstává v konstrukci i ve finálním stavu a tvoří tak spolu s napětím od zvedaného kabelu rezervu proti momentovým účinkům od dalších zatížení.

### 7.1 Uvažované zatížení

V následující kapitole budou popsána zatížení působící na konstrukci. Zatížení jsou řazena dle jejich působení v čase.

#### 7.1.1 Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha konstrukce byla v průběhu výstavby uvažována s objemovou tíhou betonu  $27,0 \text{ kN/m}^3$  (odpovídá mokrému betonu). Ve fázi předpínání byla uvažována hodnota  $26,0 \text{ kN/m}^3$ .

$$f = A_c * \gamma_c$$

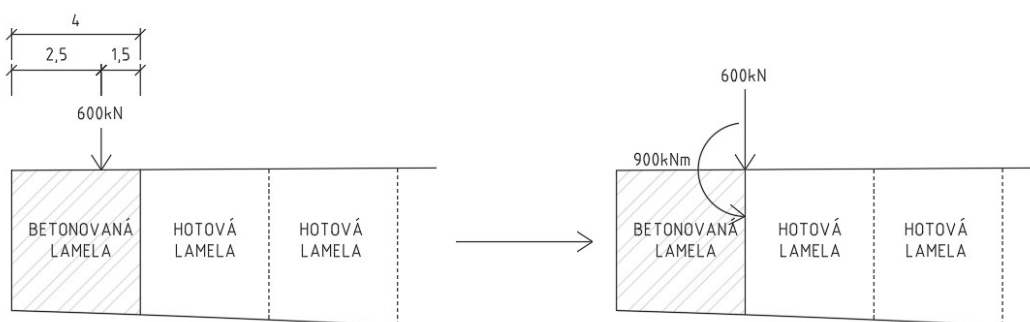
#### 7.1.2 Montážní zatížení

##### 7.1.2.1 Staveništní zatížení

Staveništní zatížení bylo uvažováno zjednodušeně jako  $1,0 \text{ kN/m}^3$  na celé ploše právě stavěného mostu.

##### 7.1.2.2 Betonářský vozík

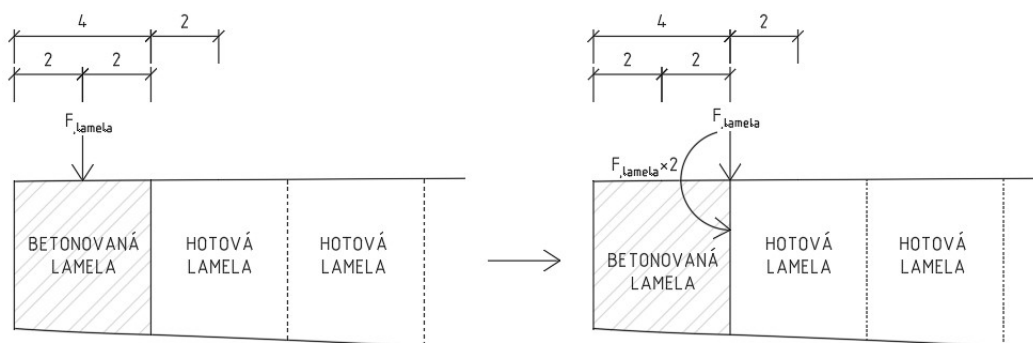
Betonářský vozík byl uvažován o tíze  $60 \text{ t}$ . Jeho těžiště při betonáži další lamely bylo posunuto až za hotovou lamelu, proto generuje kromě svislého zatížení také osamělý moment na konci konzoly.



Obr. č.: 37 – Moment generovaný betonářským vozíkem

### 7.1.2.3 Tíha betonované lamely

Při betonáži je budoucí lamela v roli zatížení. Její tíha se určí jako součin plochy a objemové tíhy mokrého betonu –  $27,0 \text{ kN/m}^3$ . Kromě svislé síly generuje stejně jako betonářský vozík osamělý moment na konci konzoly.



Obr. č.: 38 – Moment generovaný tíhou lamely

## 7.2 Předpětí vahadlovými kabelemi

Pro předpětí ve vahadlovém stadiu jsou použity přímé kabely vedené v horní desce označené jako „Vahadlové kabely“. Při jejich výpočtu bylo nejdříve uvažováno 2 ks 12 lanových kanálků, toto řešení se ukázalo při ověření napětí v průřezu při betonáži lamely 7 jako nevyhovující. Postupnou iterací ideálního počtu kanálků a lan v jednotlivých kanálcích, ověření jejich napětí v časech předpínání jednotlivých lamel v softwaru SCIA Engineer, se ukázalo jako ideální nezvyšovat počet kanálků, ale zvýšit počet lan v kanálku na výsledných 17. Byl kladen důraz na jistou opakovatelnost konstrukčních prvků, proto byl nakonec zvolen konstantní počet kanálků a lan v průběhu výstavby vahadla. Jedná se tedy vždy o dvojici 17 lanových kabelů působící na excentricitě 0,15 m vůči hornímu povrchu. Celkem je na 1 vahadlo použito 18 kabelů o celkovém počtu 306 lan. Napínací napětí bylo vypočítáno v části „Materiály“ a má zde hodnotu 1476 MPa.

### 7.2.1 Výpočet a posouzení napětí při výstavbě vahadla

Předpětí bylo navrženo s ohledem na mezní stav použitelnosti, tak aby napětí v charakteristické kombinaci v krajních vláknech nepřekročilo časovou pevnost betonu v tahu. Tento stav byl vyšetřen v každé fázi výstavby vahadla v intervalu 1 m délky. Veškeré ztráty předpětí byly vypočteny v programu SCIA Engineer.



		betonáž lamely								
		zárodek	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
stří lamely	index	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	zárodek	3	10	17	24	31	38	45	52	59
	L1		3	10	17	24	31	38	45	52
	L2			3	10	17	24	31	38	45
	L3				3	10	17	24	31	38
	L4					3	10	17	24	31
	L5						3	10	17	24
	L6							3	10	17
	L7								3	10
L8									3	
$\beta_{rect}$	zárodek	0,59824	0,845	0,932	0,98	1	1	1	1	1
	L1		0,598	0,845	0,932	0,98	1	1	1	1
	L2			0,598	0,845	0,932	0,98	1	1	1
	L3				0,598	0,845	0,932	0,98	1	1
	L4					0,598	0,845	0,932	0,98	1
	L5						0,598	0,845	0,932	0,98
	L6							0,598	0,845	0,932
	L7								0,598	0,845
	L8									0,598
$\alpha$	zárodek	1	1	1	1	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667
	L1		1	1	1	1	0,667	0,667	0,667	0,667
	L2			1	1	1	1	0,667	0,667	0,667
	L3				1	1	1	1	0,667	0,667
	L4					1	1	1	1	0,667
	L5						1	1	1	1
	L6							1	1	1
	L7								1	1
	L8									1

Obr. č.: 39 – Výpočet redukčních součinitelů v čase výstavby

		betonáž lamely								
		zárodek	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
f <sub>cm(t)</sub>	zárodek	28,716	40,564	44,717	47,048	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000
	L1	28,716	40,564	44,717	47,048	48,000	48,000	48,000	48,000	48,000
	L2		28,716	40,564	44,717	47,048	48,000	48,000	48,000	48,000
	L3			28,716	40,564	44,717	47,048	48,000	48,000	48,000
	L4				28,716	40,564	44,717	47,048	48,000	48,000
	L5					28,716	40,564	44,717	47,048	48,000
	L6						28,716	40,564	44,717	48,000
	L7							28,716	40,564	48,000
	L8								28,716	48,000
red.f <sub>ck(t)</sub>	zárodek	-12,429	-19,538	-22,030	-23,429	-24,000	-24,000	-24,000	-24,000	-24,000
	L1	-12,429	-19,538	-22,030	-23,429	-24,000	-24,000	-24,000	-24,000	-24,000
	L2		-12,429	-19,538	-22,030	-23,429	-24,000	-24,000	-24,000	-24,000
	L3			-12,429	-19,538	-22,030	-23,429	-24,000	-24,000	-24,000
	L4				-12,429	-19,538	-22,030	-23,429	-24,000	-24,000
	L5					-12,429	-19,538	-22,030	-23,429	-24,000
	L6						-12,429	-19,538	-22,030	-24,000
	L7							-12,429	-19,538	-24,000
	L8								-12,429	-24,000
red. f <sub>cm(t)</sub>	zárodek	2,094	2,958	3,261	3,431	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500
	L1	2,094	2,958	3,261	3,431	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500
	L2		2,094	2,958	3,261	3,431	3,500	3,500	3,500	3,500
	L3			2,094	2,958	3,261	3,431	3,500	3,500	3,500
	L4				2,094	2,958	3,261	3,431	3,500	3,500
	L5					2,094	2,958	3,261	3,431	3,500
	L6						2,094	2,958	3,261	3,500
	L7							2,094	2,958	3,500
	L8								2,094	3,500

Obr. č.: 40 – Výpočet redukovaných pevností betonu v čase

Napětí v krajních vláknech průřezu se vypočítá podle obecného vztahu:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_y * z}{I_y} - \frac{M_z * y}{I_z}$$

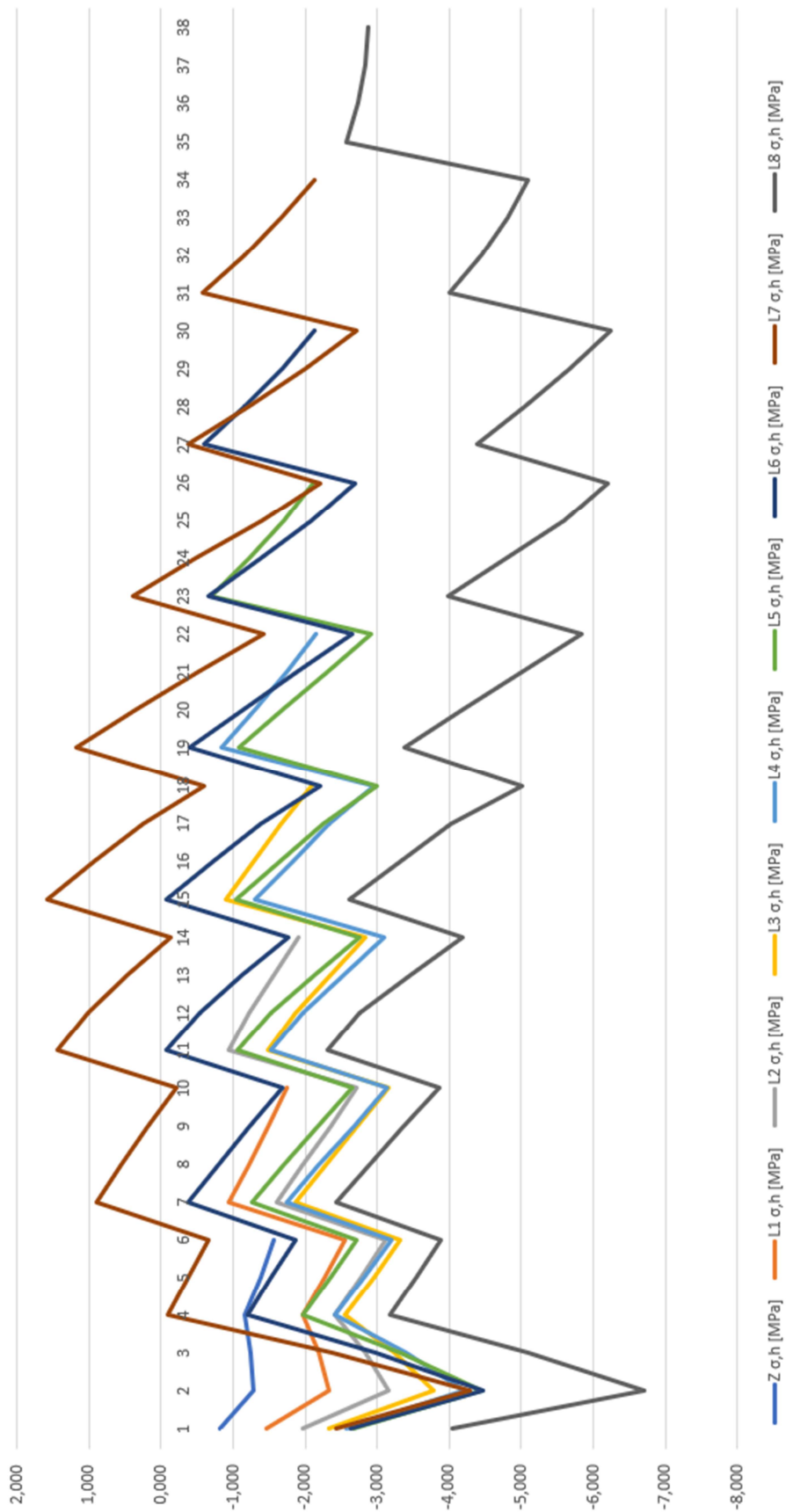
N – celková působící normálová síla [kN] v daném průřezu zahrnující všechny účinky včetně předpětí

A – Plocha průřezu [m<sup>2</sup>]

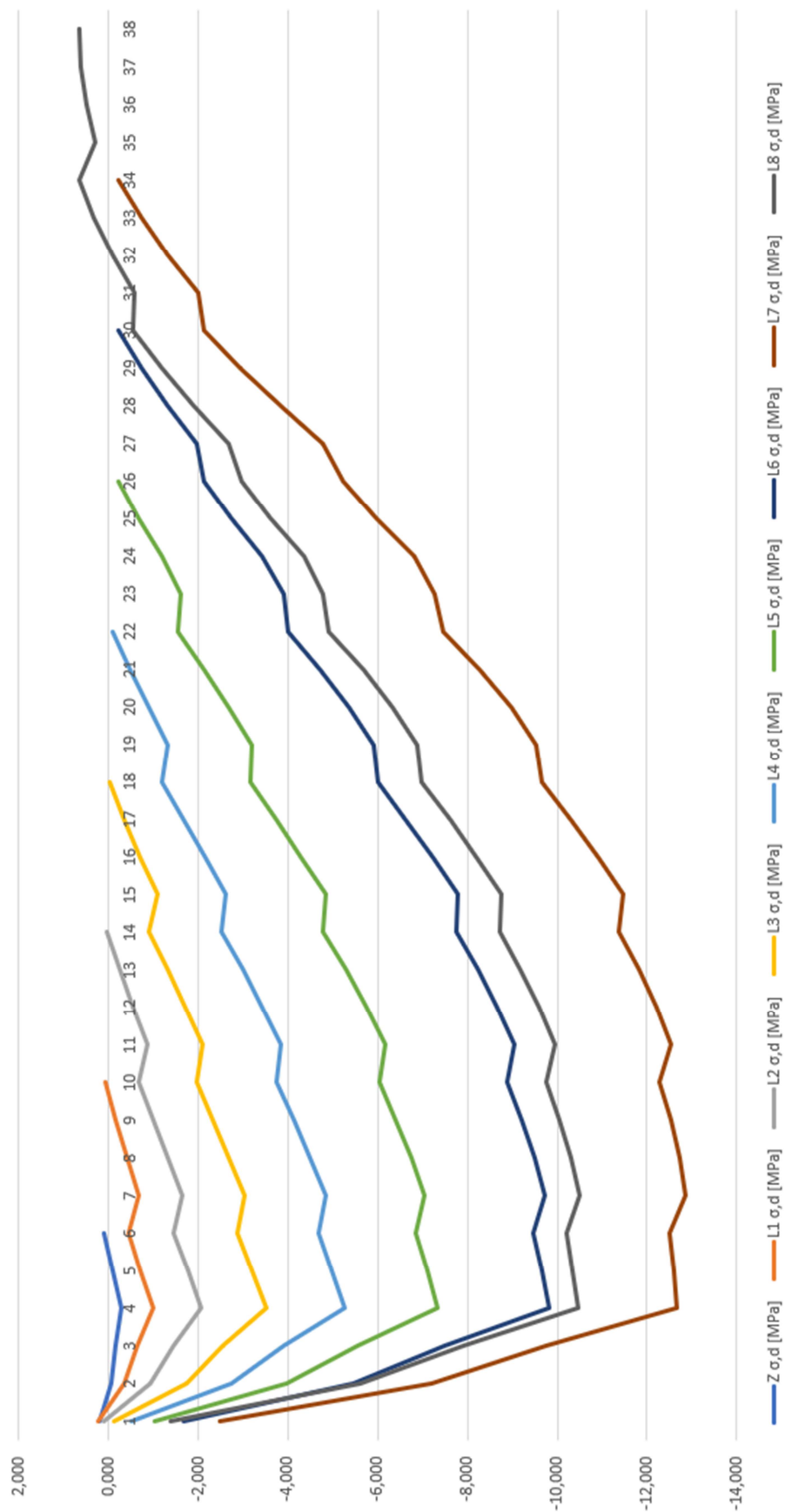
M<sub>y</sub> – celkový moment působící kolem osy y [kNm] v daném průřezu zahrnující všechny účinky včetně předpětí

Z – Vzdálenost těžiště od vyšetřovaného bodu v průřezu [m]

I<sub>y</sub> – Moment setrvačnosti průřezu k ose y [m<sup>4</sup>]



Obr. č.: 41 Napětí v horních vláknech v průběhu výstavby vahadla



Obr. č.: 42 – Napětí v dolních vláknech v průběhu výstavby vahadla

## 8 Posouzení konstrukce ve finálním stadiu

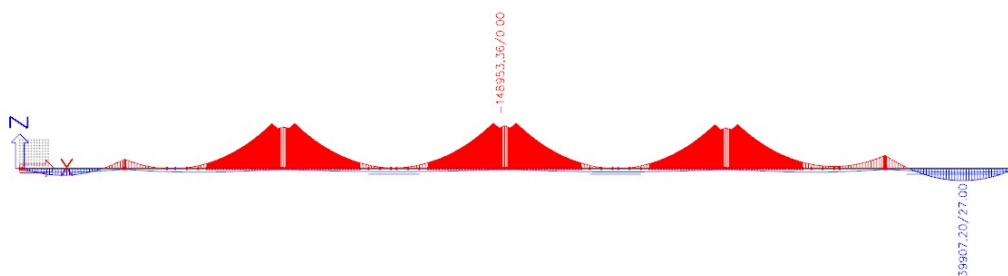
Pro posouzení konstrukce ve finálním stadiu je nutno uvažovat vnitřní síly vzniklé v průběhu výstavby, vahadlové kabely, reologické vlivy betonu jako je smršťování a dotvarování a relaxaci výztuže. Pro získání účinků těchto jevů byl použit software SCIA Engineer s využitím časově závislé analýzy.

### 8.1 Uvažované zatížení

#### 8.1.1 Stálé zatížení

##### 8.1.1.1 Vlastní tíha konstrukce

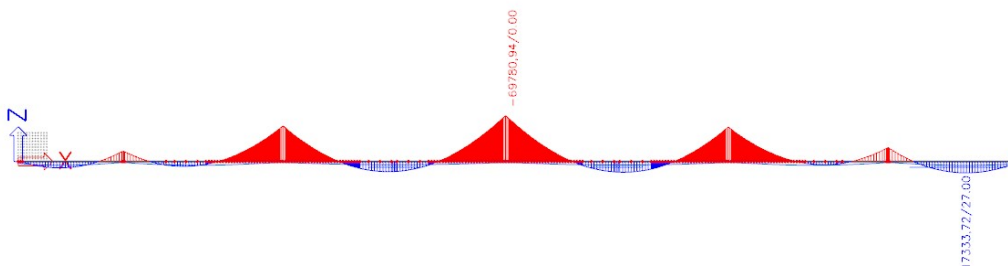
Vlastní tíha byla vypočítána jako součin plochy a objemové tíhy betonu v daném průřezu. Před finálním předpětí konstrukce byla zhotovena 3. a 4. fáze příčného řezu a připočítána tíha konzol a vzpěr.



Obr. č.: 43 – Ohybové momenty od vlastní tíhy

##### 8.1.1.2 Ostatní stálé zatížení

Velikost ostatního stálého zatížení byla vypočítána jako spojitě zatížení skládající se ze zatížení asfaltovým souvrstvím, římsami, konstrukcí pevné dráhy, trakcí a zábradlím. V modelu zahrnujícím časové vlivy je aplikována nejednou ve fázi – Ostatní stálé zatížení.



Obr. č.: 44 – Ohybové momenty od ostatního stálého zatížení

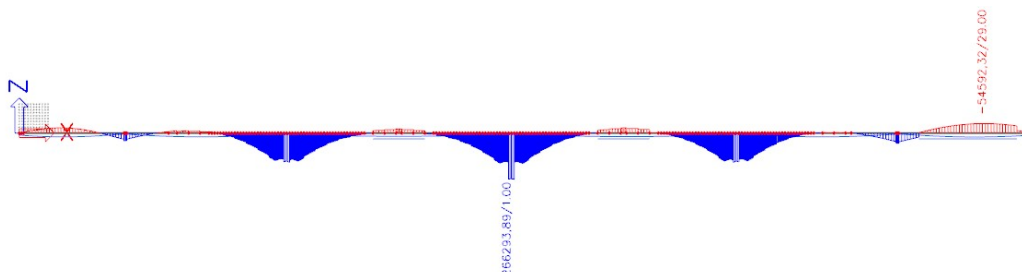
Ostatní stálé zatížení										
Prvek	A		γ					f	Zatížení příčného řezu	
Římsy	0,152	*	25					7,28	kN/m	11,379
Kolejový svršek	3,45	*	23					79,35	kN/m	27,6
Trakční vedení								1	kN/m	
Asfaltová souvrství	0,636	*	24					15,27	kN/m	6,12
Zábradlí								2	kN/m	3
CELKEM zatížení podélného řezu								<b>104,9</b>	kN/m	

Obr. č.: 45 – Zatížení ostatním stálým

## 8.1.2 Proměnná zatížení

### 8.1.2.1 Zatížení předpětím

Detailní účinky předpětí byla vypočtena v softwaru SCIA Engineer. V počáteční fázi byla dle průběhu momentů navržena dráha předpětí a následně proveden první návrh předpětí reprezentovaný ideálním kabelem. Účinky tohoto kabelu byly ověřeny v posuzovaných průřezech mostu skrze výpočet napětí v krajních vláknech při působení kvazistálé a charakteristické kombinace. Pro kvazistálou kombinaci je provedeno ověření omezení napětí v krajních vláken na hodnoty v tlaku s redukovanou hodnotou  $0,45 \cdot f_{ck}$  a nulové hodnoty tahu. Dále bylo provedeno ověření napětí v charakteristické kombinaci, které bylo omezeno na hodnoty  $0,6 \cdot f_{ck}$  v tlaku a  $f_{ctm}$  v tahu pro beton. Vzhledem k podmínce omezení napětí v tahu nebylo již nutné posuzovat širší trhlin v kombinaci časté. Počet předpínacích kabelů byl vzhledem k sudému počtu stěn vždy uvažován jako sudý. Počet předpínacích lan v kanálku bylo nutné navýšit z 19 na 24 a rozšířit tak stěnu nosníku ze 450 mm na 500 mm. Po detailní analýze účinků tohoto navrženého předpětí bylo nutné zvýšit počet řad kabelů na 3. Dále bylo nutné použít příložky v oblasti řezů 34, 45 a 67, počet lan v kanálku příložek byl volen shodně se zvedaným kabelem, tj. 24 a počet kanálků byl uvažován vždy sudý, zde 2. V řezu 56a bylo nutné při další iteraci zvýšit počet kanálků v řezu 67 na 4.



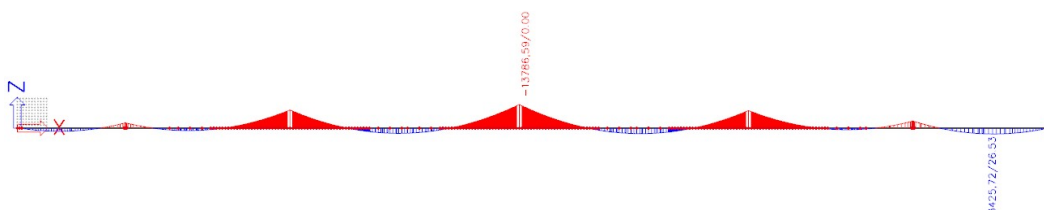
Obr. č.: 46 – Celkové ohybové momenty od předpětí

### 8.1.2.2 Zatížení chodníků

Zatížení chodníků bylo redukováno až na limitní hodnotu zatížení  $2,5\text{kN/m}^2$ . Tuto hodnotu připouští u dlouhých mostů ČSN EN 1991-2.

Zatížení chodci							
Redukce plošného zatížení dle 1991-2							
$q_k=2+120/(L+30)$							
$q_k > 2,5\text{kN/m}^2$				Zatížení příčného řezu			
$q_k =$	2,31579	$\text{kN/m}^2$	>>>	2,5	$\text{kN/m}^2$	20	$\text{kN/m}$

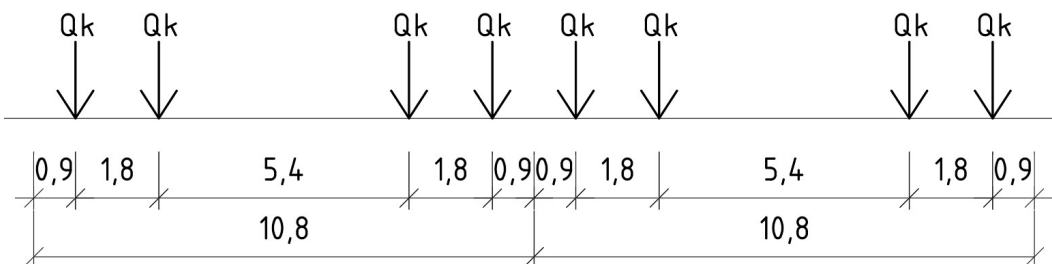
Obr. č.: 47 – Výpočet redukováného zatížení chodci



Obr. č.: 48 – Průběh ohybového momentu od zatížení chodníků

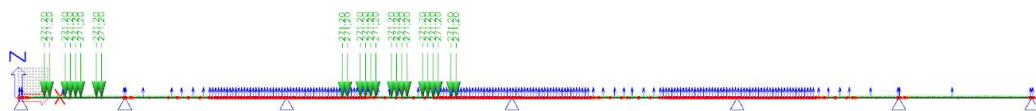
### 8.1.2.3 Zatížení tramvajovou dopravou

Účinek zatížení tramvají se nahradí soupravou o dvou vozidlech. Tyto soupravy se umístí vždy nejvýše tři na každou kolej do rozhodující polohy po délce mostu. Nápravová síla  $Q_k=120\text{kN}$ . Uspořádání je uvedeno na následujícím obrázku:



Obr. č.: 49 – Zatěžovací souprava tramvaje

Pro získání extrémních účinků byly obsazeny vždy obě koleje a jednotlivé soupravy umístěny do rozhodující polohy pro posuzované průřezy dle příčkových čar.



Obr. č.: 50 – Příklad zatížení konstrukce tramvajovou dopravou - rozhodující poloha pro řez 12

Dále bylo nutné vypočítat dynamický součinitel  $\theta_t$ , který se vypočítá ze vztahů:

$$\theta_t = 1 + 0,85 * (\theta_3 - 1)$$

$$\theta_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\theta - 0,2}} + 0,73$$

$$L_\theta = \frac{k}{n * (L_1 + L_2 + \dots + L_n)}$$

$k$  – koeficient závislý na počtu polí, pro  $n > 5$  je koeficient roven 1,5

$n$  – počet polí

$L_i$  – Délka jednotlivých polí

$$L_\theta = \frac{1,5}{6 * 350} = 87,5$$

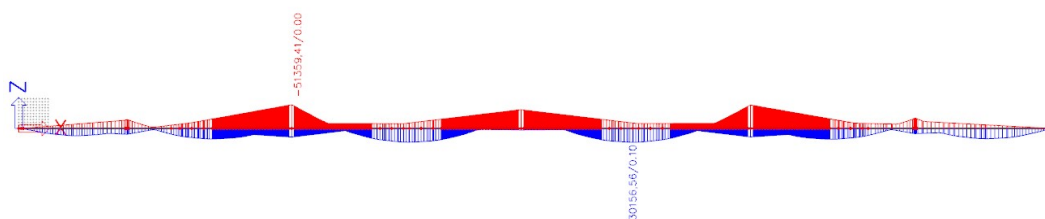
$$\theta_3 = \frac{2,16}{\sqrt{87,5 - 0,2}} + 0,73 = 0,96$$

$$\theta_t = 1 + 0,85 * (0,96 - 1) = 0,966$$

Pro nepřespané mosty se neuvažuje  $\theta_t$  menší než 1,13. Proto bude součinitel uvažován jako tato hodnota.

$Q_k$  zahrnující dynamické účinky se stanoví jako součin  $Q_k$  a  $\theta_t$

$$Q_{dyn} = Q_k * 1,13 = 120 * 1,13 = 135,6 \text{ kN}$$

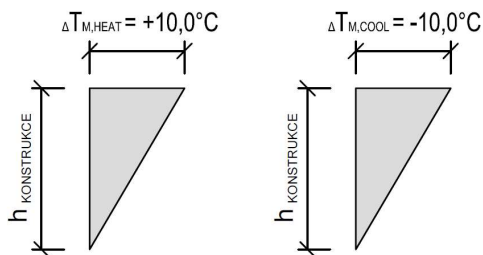


Obr. č.: 51 – Ohybový moment od zatížení tramvajovou dopravou

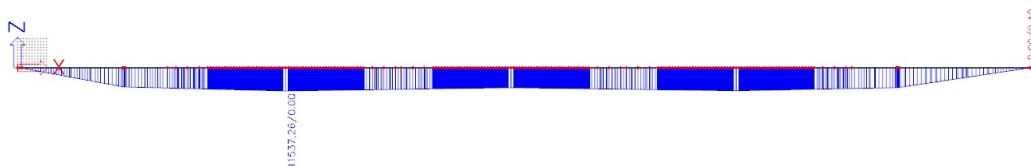
#### 8.1.2.4 Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty

Pro zatížení nerovnoměrnou složkou teploty byl uvažován zjednodušený postup 1 dle následujícího obrázku:

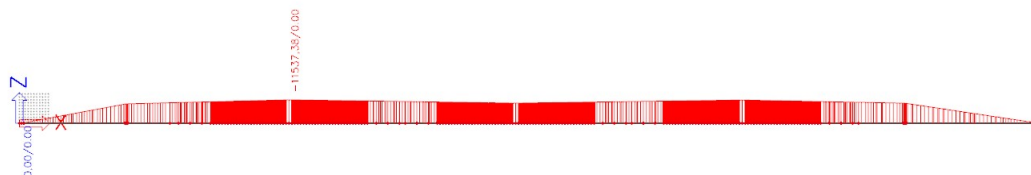




Obr. č.: 52 – Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty

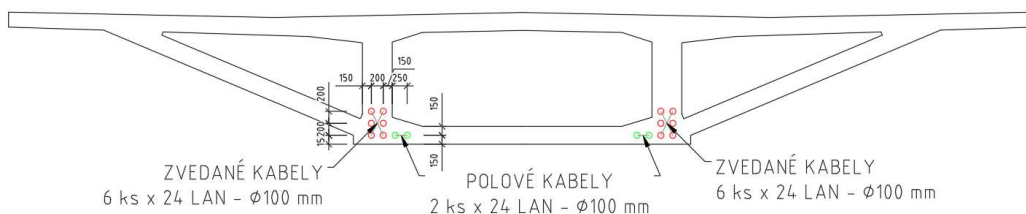


Obr. č.: 53 – Průběh ohybové momentu od nerovnoměrného oteplení konstrukce

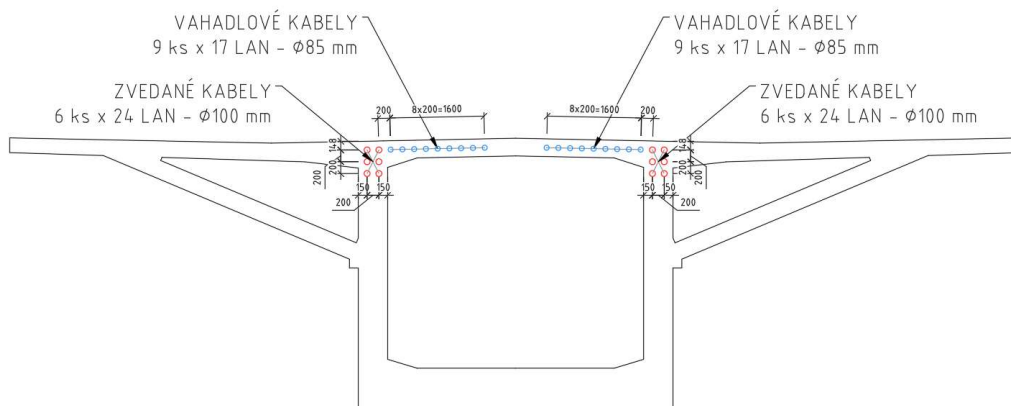


Obr. č.: 54 – Průběh ohybového momentu od nerovnoměrného ochlazení konstrukce

## 8.2 Přehled předpínací výztuže



Obr. č.: 55 – Přehled předpínací výztuže v poli – řez 67



Obr. č.: 56 – Přehled předpínací výztuže nad vnitřní podporou

### 8.3 Posuzované průřezy

Pokud není uvedeno jinak jsou průřezy v poli posuzovány v místě největší hodnoty momentového účinku.

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti a únosnosti byly uvažovány tyto průřezy:

12 – průřez v poli mezi O1 a P2

P2 – průřez nad podporou P2, vzhledem ke značné ploše a momentu setrvačnosti nadpodporového příčnicku byl posouzen řez R1 v průřezu ihned za příčnickem

23 – průřez v poli mezi P2 a P3

P3 – průřez nad podporou P3, vzhledem ke značné ploše a momentu setrvačnosti nadpodporového příčnicku byl posouzen řez R27 v průřezu ihned za příčnickem

34a – průřez v  $\frac{1}{4}$  rozpětí mezi P3 a P4

34 – průřez v polovině mezi P3 a P4

34b – průřez v  $\frac{3}{4}$  rozpětí mezi P3 a P4

P4 – průřez nad podporou P3, vzhledem ke značné ploše a momentu setrvačnosti nadpodporového příčnicku byl posouzen řez R27 v průřezu ihned za příčnickem

45 – průřez v polovině rozpětí P4 a P5

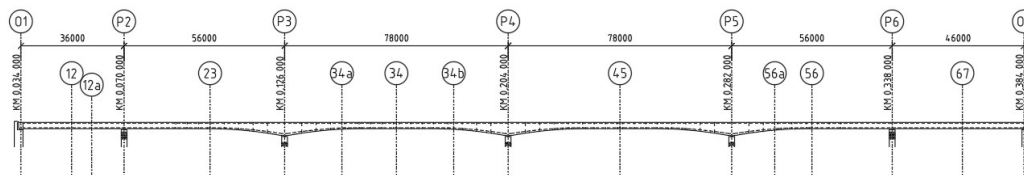
P5 – průřez nad podporou P3, vzhledem ke značné ploše a momentu setrvačnosti nadpodporového příčnicku byl posouzen řez R27 v průřezu ihned za příčnickem

56a – průřez v poli mezi P5 a P6

56 - průřez v poli mezi P5 a P6

P6 – průřez nad podporou P6, vzhledem ke značné ploše a momentu setrvačnosti nadpodporového příčnicku byl posouzen řez R1 v průřezu ihned za příčnickem

67 – průřez v poli mezi P6 a O7



Obr. č.: 57 – Schéma posuzovaných řezů

### 8.4 Mezní stav použitelnosti

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti byla vytvořena kvazistálá a charakteristická kombinace zatížení. V těchto posouzeních se obecně užívá tohoto, již zmíněného vzorce:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_y * z}{I_y} - \frac{M_z * y}{I_z}$$

V kvazistálé kombinaci bylo ověřeno, zda nedochází v žádném bodě konstrukce k tahovému nebo přílišnému tlakovému namáhání.

MSP - kvazistálá kombinace													
Průřez	M [kNm]		N [kN]							MIN		MAX	
	min	max	min	max	e,h	e,d	Wy,eI,d	Iy	A	σ,h [MPa]	σ,d [MPa]	σ,h [MPa]	σ,d [MPa]
12	-7698,4	-2923,4	-60634	-60634	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-8,0657	-4,7658	-7,3862	-6,1331
12a	-7901,4	-1216,4	-59393	-59393	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-7,952	-4,5651	-7,0007	-6,4793
P2	-1066,2	8501,83	-57417	-57417	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-6,7521	-6,2951	-5,3906	-9,0349
23	7251,21	17830,2	-72888	-72888	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-7,3471	-10,455	-5,8417	-13,484
P3	16647	28152	-114020	-114020	1,92634	-2,6737	15,147	40,498	12,639	-8,2295	-10,12	-7,6822	-10,88
34a	6298,51	17441,5	-89153	-89153	0,87211	-1,5549	4,6845	7,2839	9,429	-8,7011	-10,8	-7,3669	-13,178
34	-4126,3	6621,74	-67559	-67559	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-8,3535	-6,5848	-6,8241	-9,6624
34b	11330,4	21666,4	-91948	-91948	0,87211	-1,5549	4,6845	7,2839	9,429	-8,395	-12,17	-7,1575	-14,377
P4	-44803	-34862	-171436	-171436	1,92634	-2,6737	15,147	40,498	12,639	-15,695	-10,606	-15,222	-11,262
45	-1973,1	8687,9	-67719	-67719	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-8,0654	-7,2196	-6,5484	-10,272
P5	27793,1	39203,1	-112523	-112523	1,92634	-2,6737	15,147	40,498	12,639	-7,5808	-10,738	-7,0381	-11,491
56a	23727,7	34769,7	-92091	-92091	1,06299	-1,737	6,3667	11,059	10,209	-6,7399	-12,747	-5,6785	-14,482
56	6445,57	17129,6	-72897	-72897	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-7,4627	-10,226	-5,9424	-13,285
P6	8739,86	18631,9	-58225	-58225	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-5,4497	-9,1959	-4,0421	-12,028
67	-10262	-5516,2	-81195	-81195	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-10,794	-6,3953	-10,119	-7,7543

Obr. č.: 58 – Výpočet napětí v řezech při působení kvazistálé kombinace zatížení

Kvazistálá kombinace je obecně stanovena jako:

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

V charakteristické kombinaci bylo ověřeno, zda tahová napětí nepřekračují tlakovou a tahovou pevnost betonu. Ačkoliv není limit tahového napětí v normě stanoven, po tomto ověření již není nutné v časté kombinaci ověřovat šířku trhlin.

To přispívá k celkově větší trvanlivosti a spolehlivosti konstrukce, na kterou je v poslední době kladen čím dál větší důraz.

MSP - Charakteristická kombinace													
Průřez	M [kNm]		N [kN]							MIN		MAX	
	min	max	min	max	e,h	e,d	Wy,el,d	ly	A	σ <sub>s,h</sub> [MPa]	σ <sub>s,d</sub> [MPa]	σ <sub>s,h</sub> [MPa]	σ <sub>s,d</sub> [MPa]
12	-25115	6468,06	-60634	-60634	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-10,544	0,22127	-6,0498	-8,8223
12a	-22919	11932,1	-59393	-59393	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-10,089	-0,2649	-5,1297	-10,244
P2	-13005	27756,6	-57417	-57417	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-8,451	-2,8765	-2,6507	-14,548
23	-17391	39271,1	-72888	-72888	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-10,854	-3,3991	-2,7907	-19,624
P3	71807,9	79629,5	-114020	-114020	1,92634	-2,6737	15,147	40,498	12,639	-5,6057	-13,762	-5,2336	-14,278
34a	15662,6	28938,8	-89153	-89153	0,87211	-1,5549	4,6845	7,2839	9,429	-7,5799	-12,799	-5,9904	-15,633
34	3206,94	17934,5	-67559	-67559	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-7,31	-8,6846	-5,2143	-12,902
34b	36586	48169	-91948	-91948	0,87211	-1,5549	4,6845	7,2839	9,429	-5,3712	-17,562	-3,9843	-20,034
P4	2125,73	6221,33	-171436	-171436	1,92634	-2,6737	15,147	40,498	12,639	-13,463	-13,704	-13,268	-13,975
45	6640,8	21363	-67719	-67719	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-6,8397	-9,6862	-4,7447	-13,902
P5	82430,9	90139,1	-112523	-112523	1,92634	-2,6737	15,147	40,498	12,639	-4,9819	-14,345	-4,6152	-14,854
56a	59558,5	71098,9	-92091	-92091	1,06299	-1,737	6,3667	11,059	10,209	-3,2958	-18,375	-2,1866	-20,188
56	16005	29142	-72897	-72897	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-6,1024	-12,963	-4,2331	-16,725
P6	-1401,3	41797,1	-58225	-58225	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-6,8927	-6,292	-0,7457	-18,662
67	-35260	2626,4	-81195	-81195	0,73034	-1,4697	3,4923	5,1325	8,699	-14,351	0,76261	-8,9601	-10,086

Obr. č.: 59 – Výpočet napětí v řezech při působení charakteristické kombinace zatížení

Charakteristická kombinace je obecně stanovena jako:

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

## 8.5 Mezní stav únosnosti

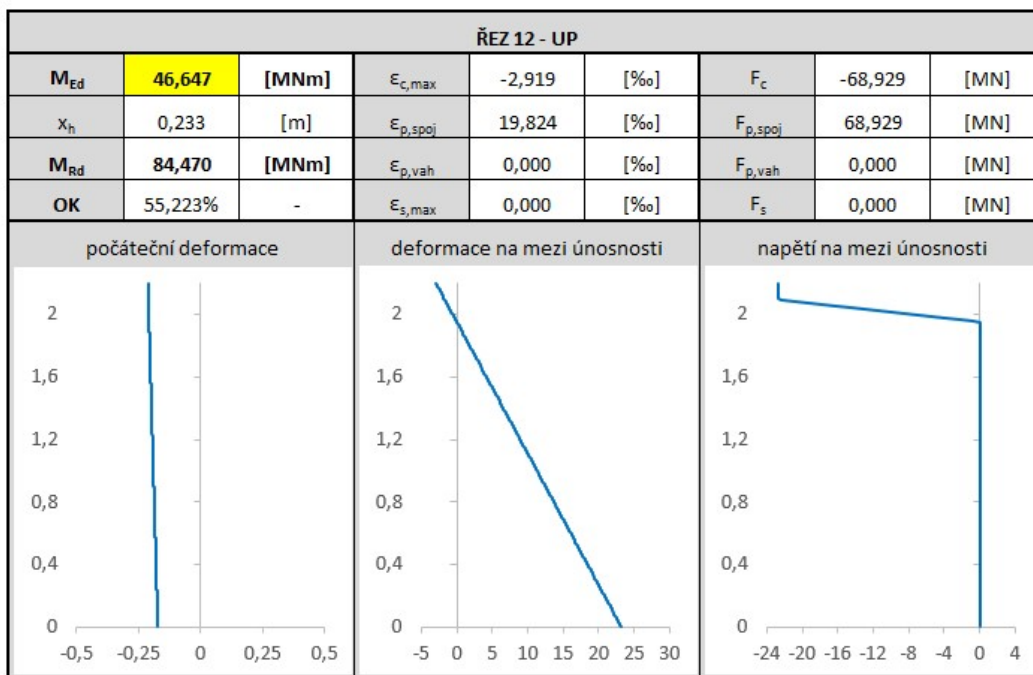
V mezním stavu únosnosti se běžně vnitřní síly v jednotlivých průřezích stanoví kombinací charakteristických hodnot zatížení ve vyšetřovaných řezech podle vztahů 6.10a a 6.10b. Pro tento konkrétní případ byla nejdříve ověřena kombinace 6.10 s předpokladem že pokud posouzení nevyjde, vytvoří se kombinace 6.10a a 6.10b.

Mezní stav únosnosti se ověří v rozhodujících časech výstavby, resp. Provozu. Rozhodujícími časy výstavby byly dle vnitřních sil stanoveny: Uvedení do provozu a konec životnosti. V těchto časech je konstrukce namáhána extrémními účinky stálých a proměnných zatížení. Zároveň se vlivem reologických změn mění účinek předpětí. Provedení výpočtu se provede na všech zvolených řezech.

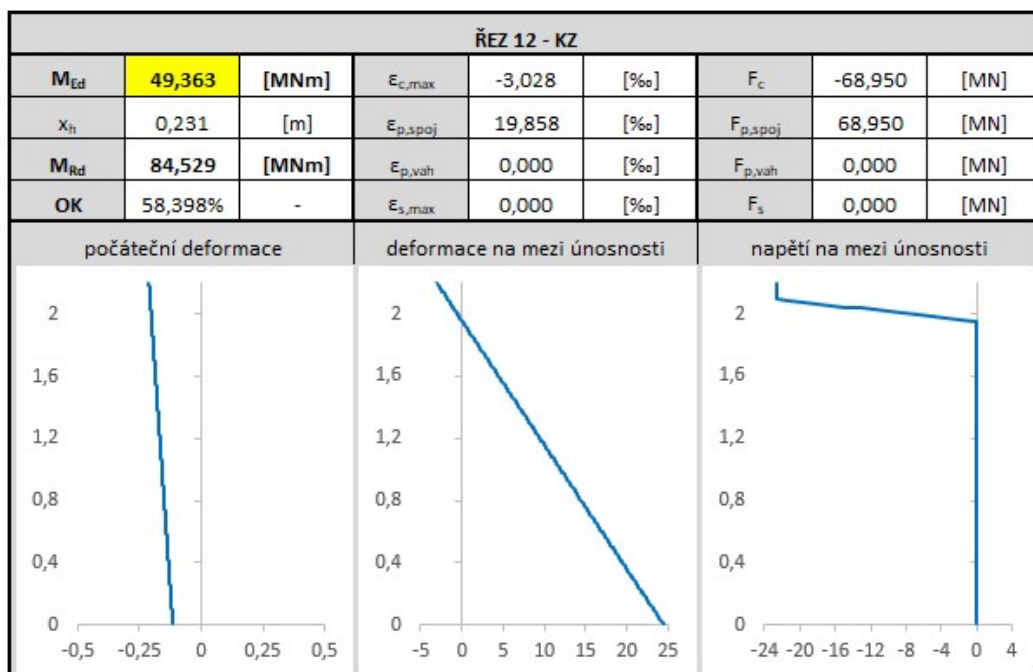
Moment únosnosti průřezu se stanoví pomocí teorie mezních přetvoření se zahrnutím vlivů výstavby konstrukce. Návrhové pracovní diagramy se uvažují dle norem (ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2).

Při výpočtu se vychází nejprve z podmínky přetržení předpínací výztuže (limitní protažení). Při této podmínce je možné stanovit ve vyšetřovaném průřezu přírůstek přetvoření nutný k přetržení výztuže. Z tohoto přetvoření se poté vychází

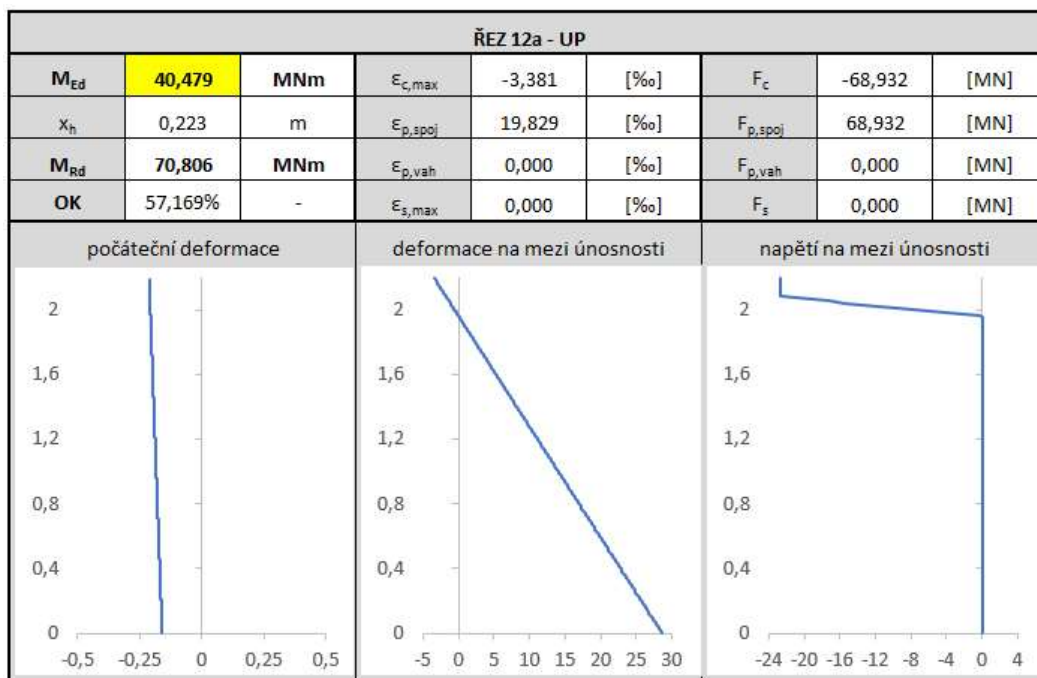
při stanovení neutrální osy a dále celkového přetvoření průřezu na mezi únosnosti. Pokud přetvoření v betonu nepřekročí hodnotu limitního přetvoření stanoví se průběh napětí v betonu a následně hledaný moment  $M_{rd}$  na mezi únosnosti. Pokud však není splněna podmínka limitního přetvoření betonu znamená to, že rozhoduje porušení betonu. V tomto případě je nutné snížit hodnoty přetvoření předpínací výztuže až na hodnotu, která vyvolá limitní přetvoření betonu.



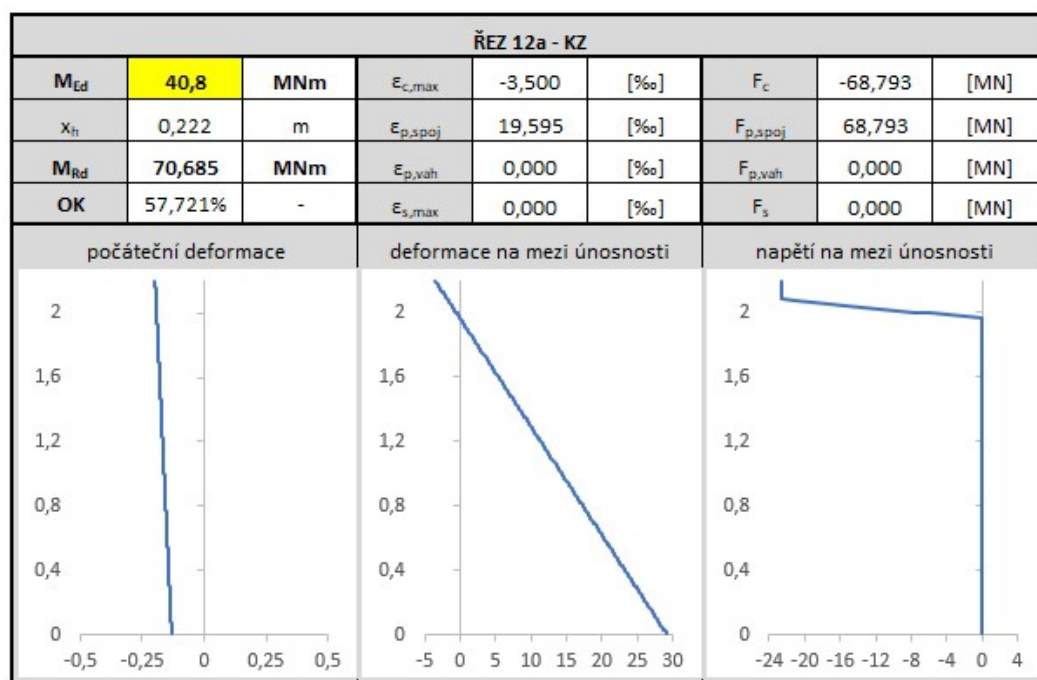
Obr. č.: 60 – Posouzení MSÚ – průřez 12 – Uvedení do provozu



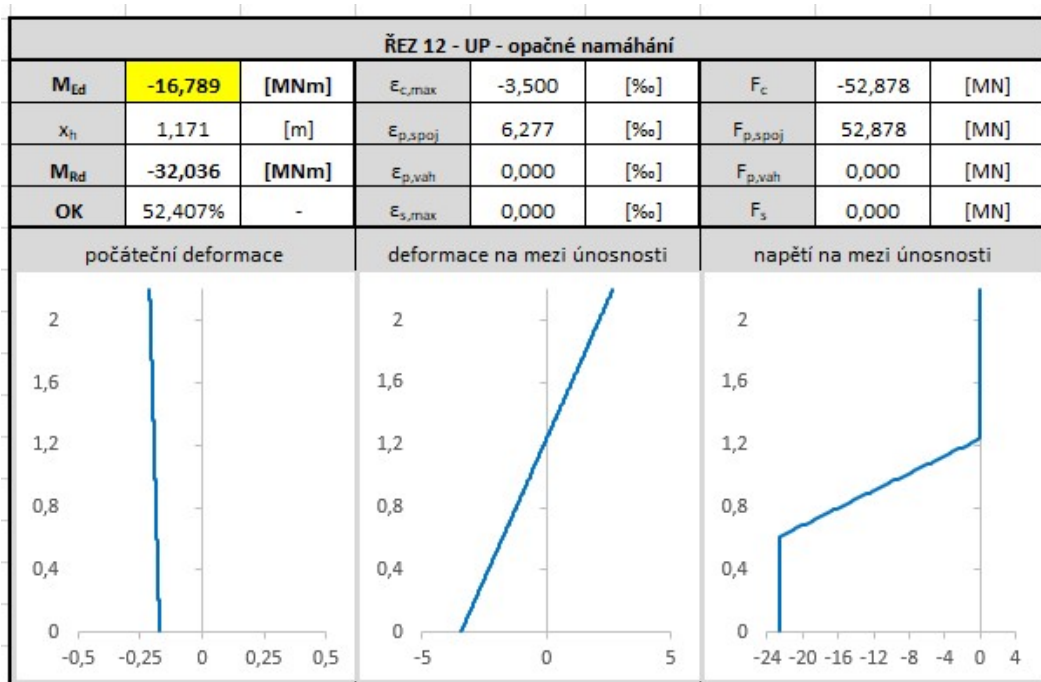
Obr. č.: 61 – Posouzení MSÚ – průřez 12 – Konec životnosti



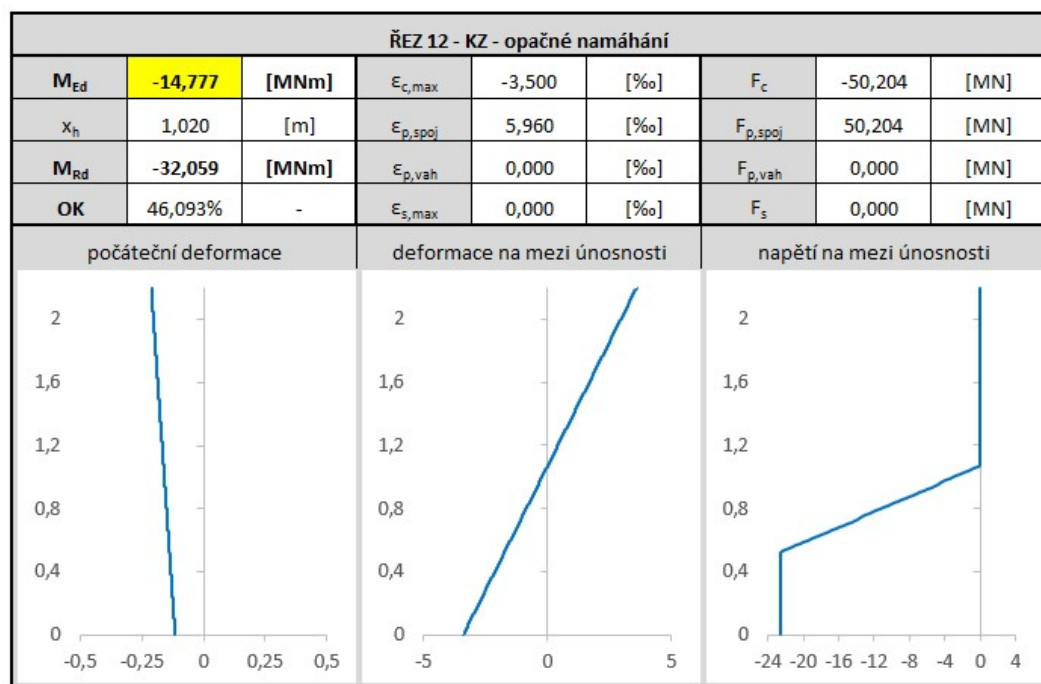
Obr. č.: 62 – Posouzení MSÚ – průřez 12a – Uvedení do provozu



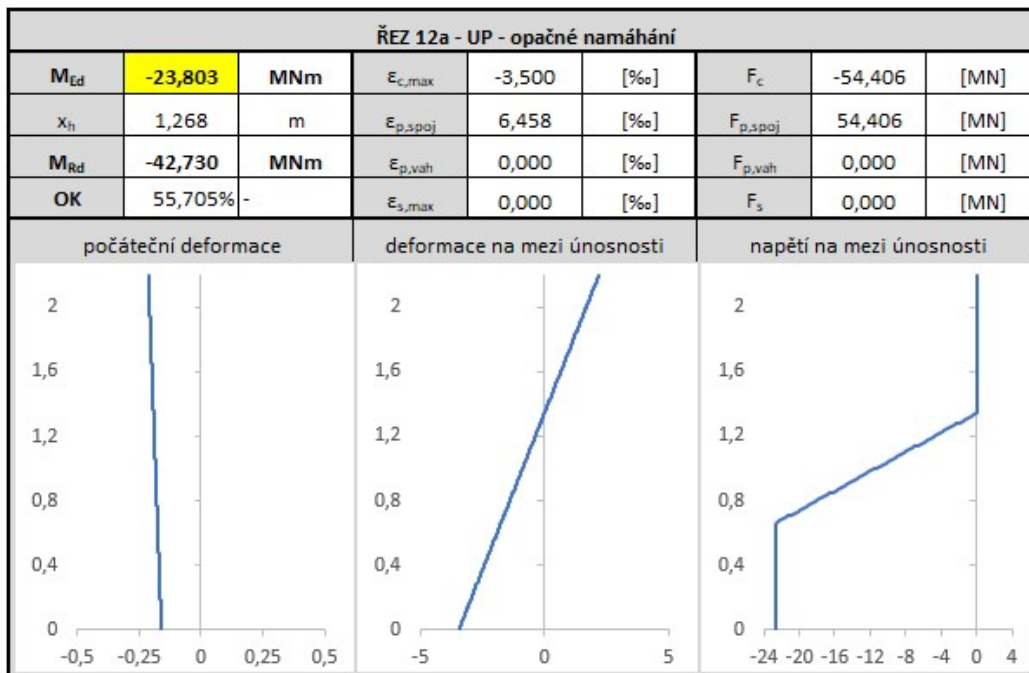
Obr. č.: 63 – Posouzení MSÚ – průřez 12a – Konec životnosti



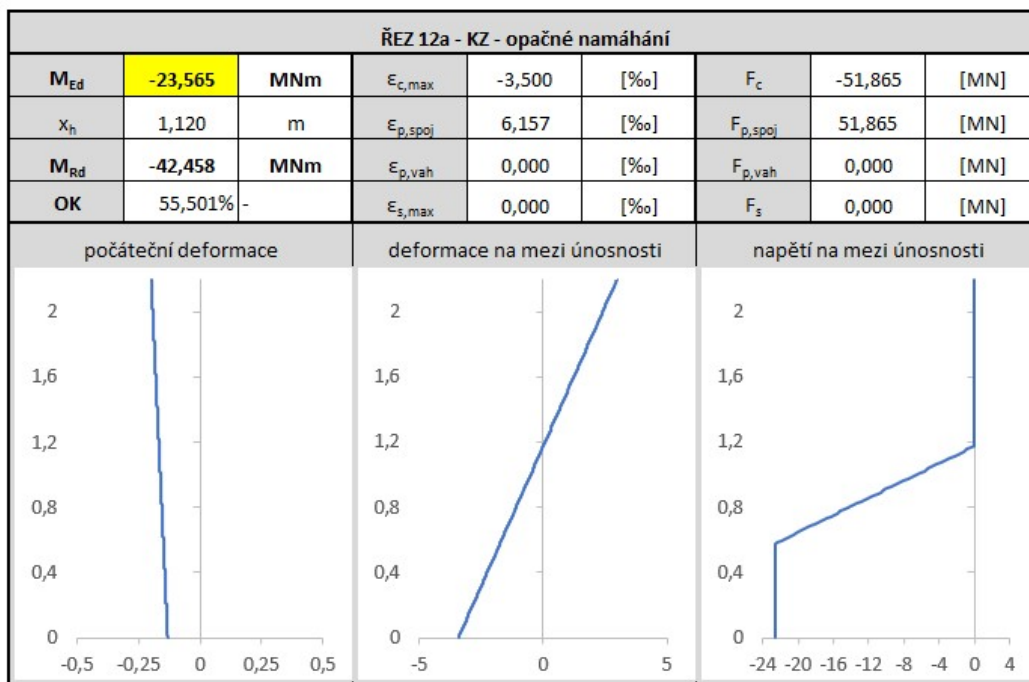
Obr. č.: 64 – Posouzení MSÚ – průřez 12 – Uvedení do provozu – působení momentu s opačným znaménkem



Obr. č.: 65 – Posouzení MSÚ – průřez 12 – Konec životnosti – působení momentu s opačným znaménkem

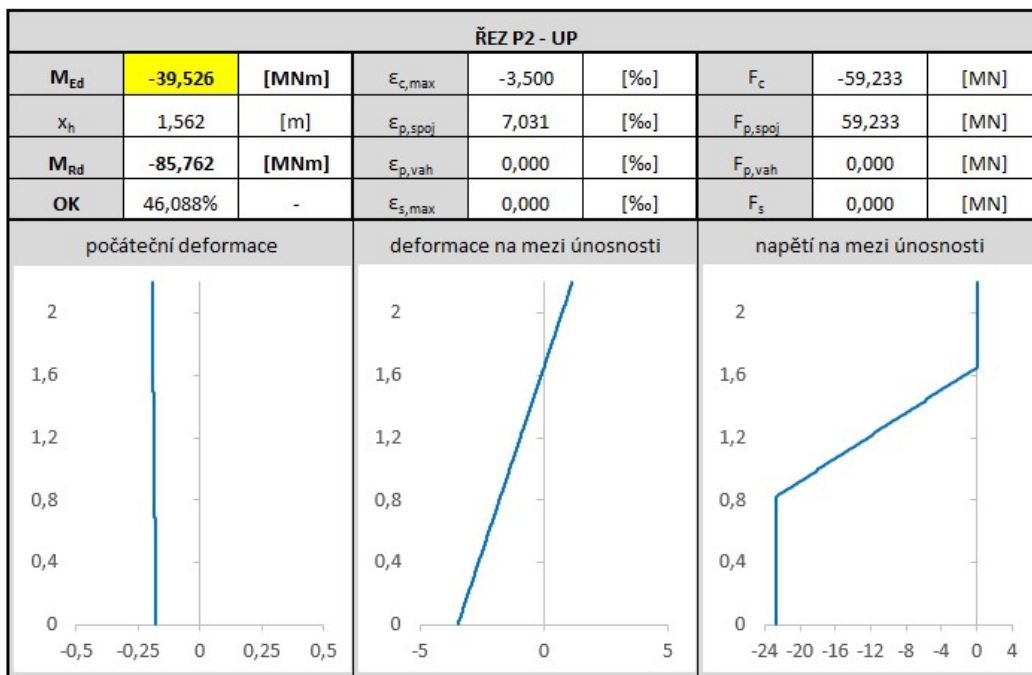


Obr. č.: 66 – Posouzení MSÚ – průřez 12a – Uvedení do provozu – působení momentu s opačným znaménkem

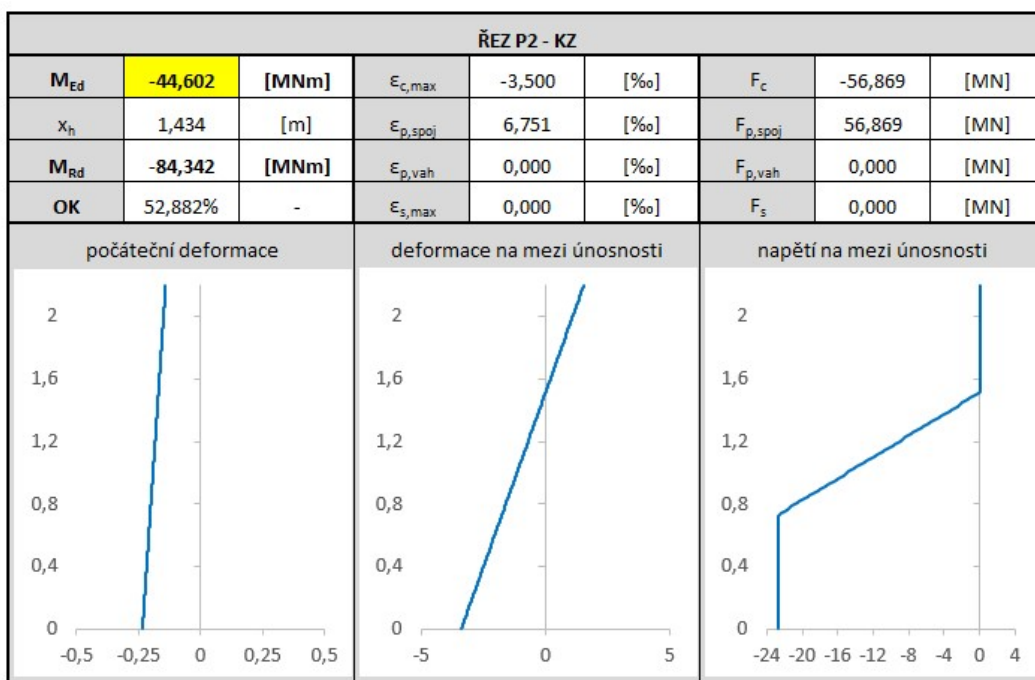


Obr. č.: 67 – Posouzení MSÚ – průřez 12a – Konec životnosti – působení momentu s opačným znaménkem

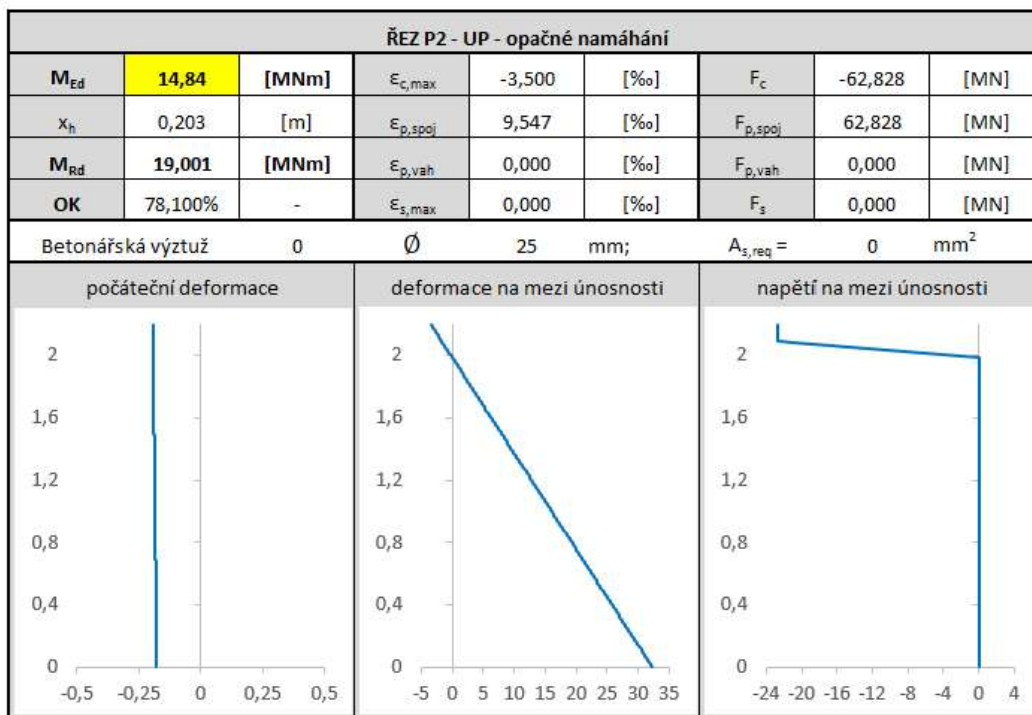




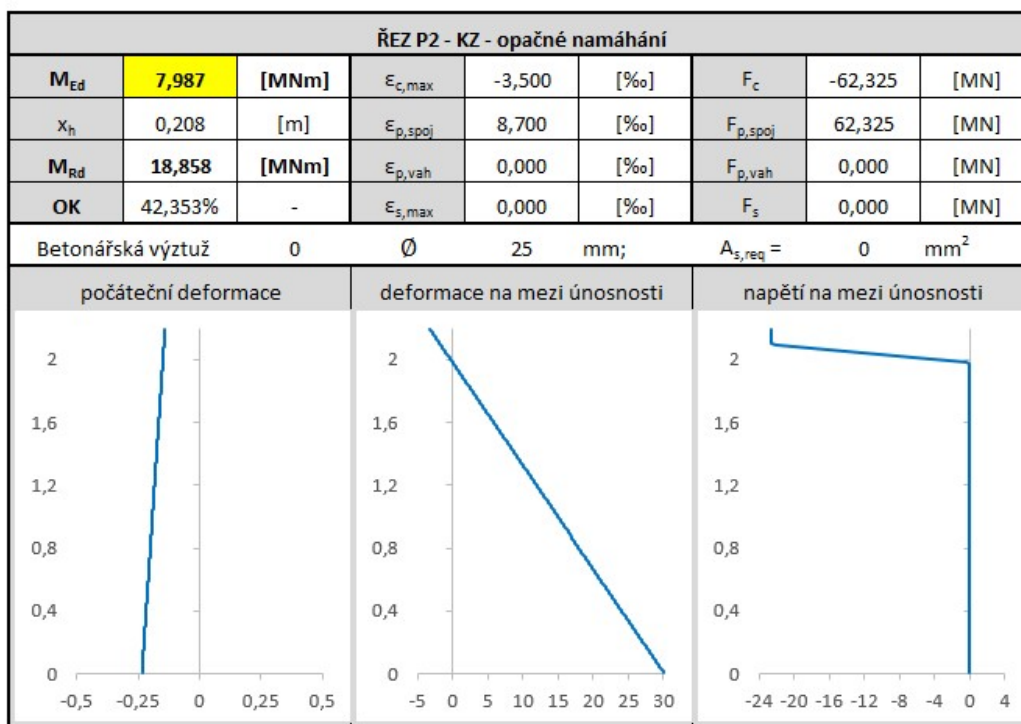
Obr. č.: 68 – Posouzení MSÚ – průřez P2 – Uvedení do provozu



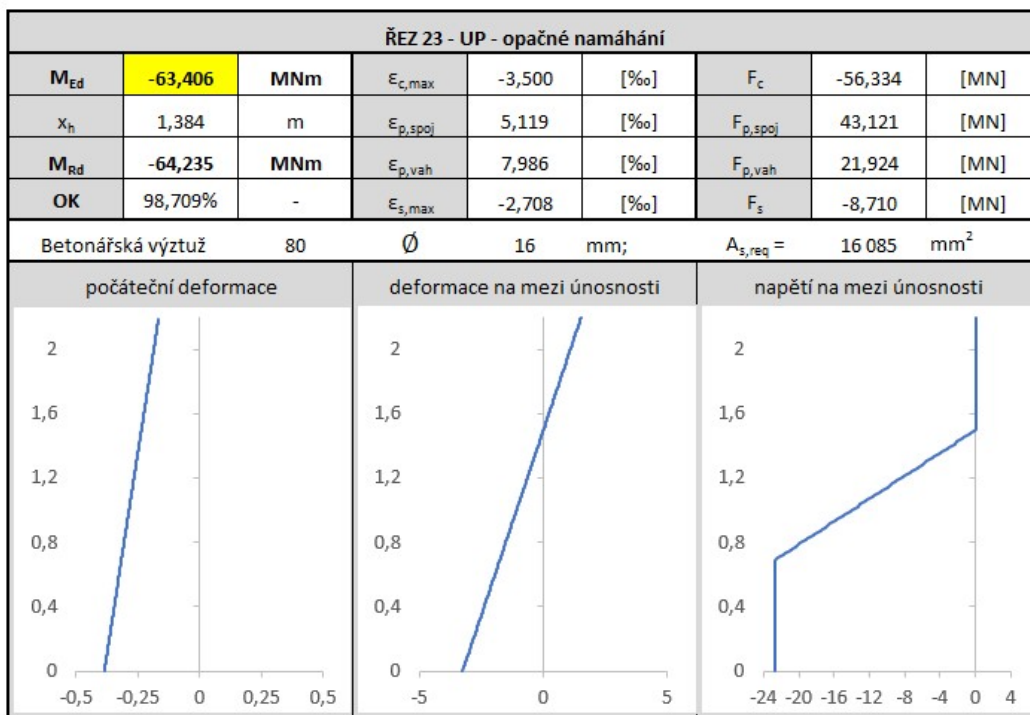
Obr. č.: 69 – Posouzení MSÚ – průřez P2 – Konec životnosti



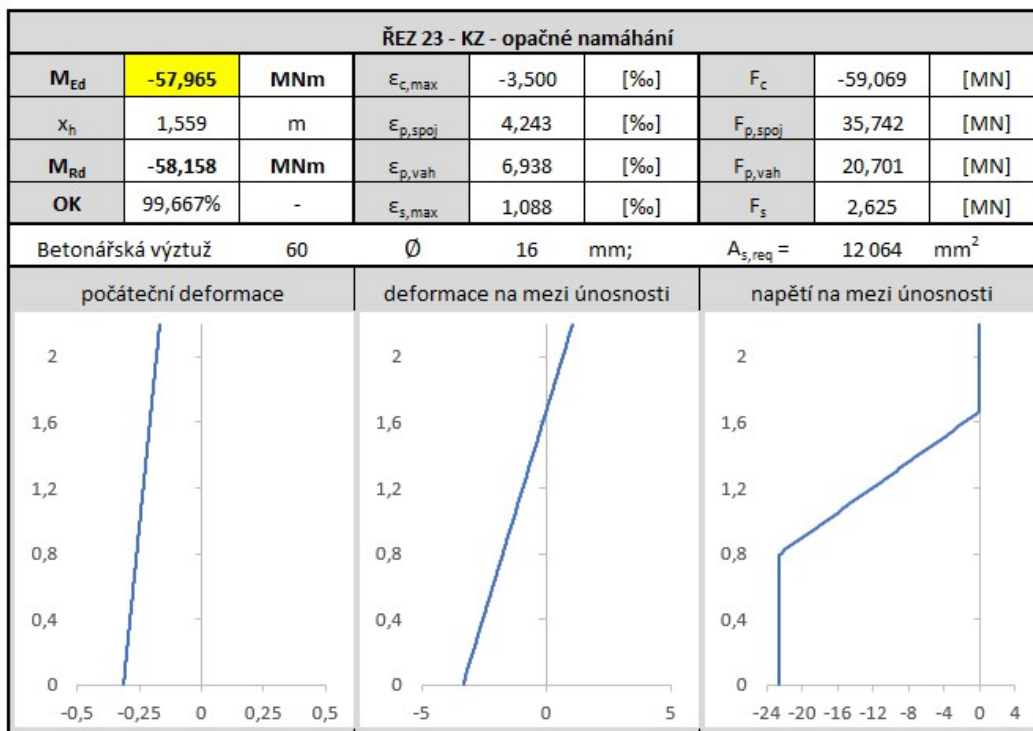
Obr. č.: 70 – Posouzení MSÚ – průřez P2 – Uvedení do provozu - působení momentu s opačným znaménkem



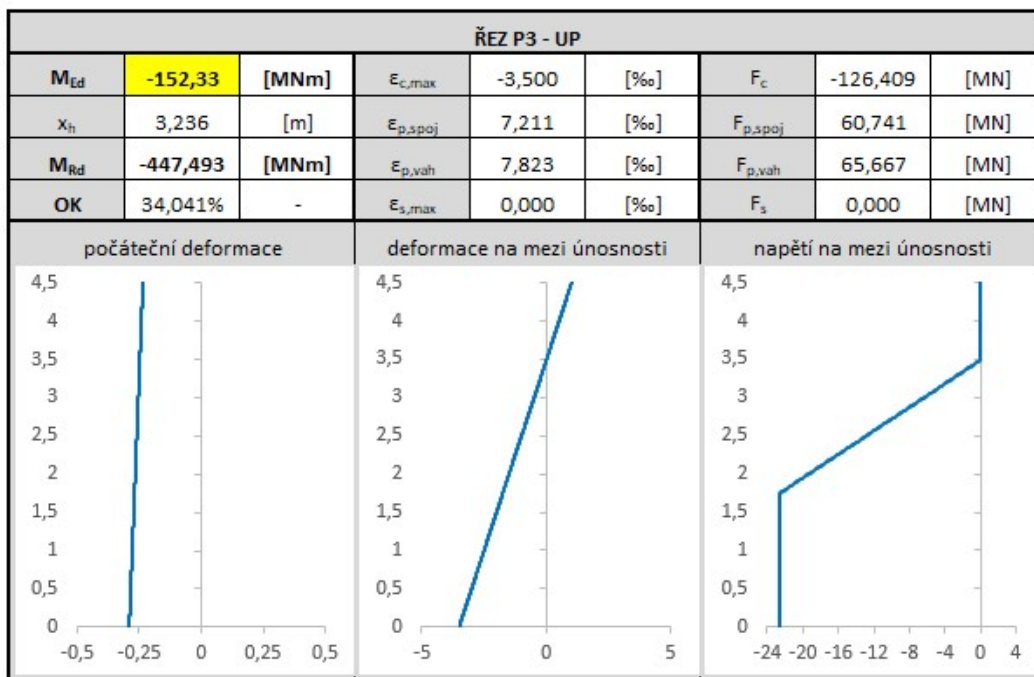
Obr. č.: 71 – Posouzení MSÚ – průřez P2 – Konec životnosti - působení momentu s opačným znaménkem



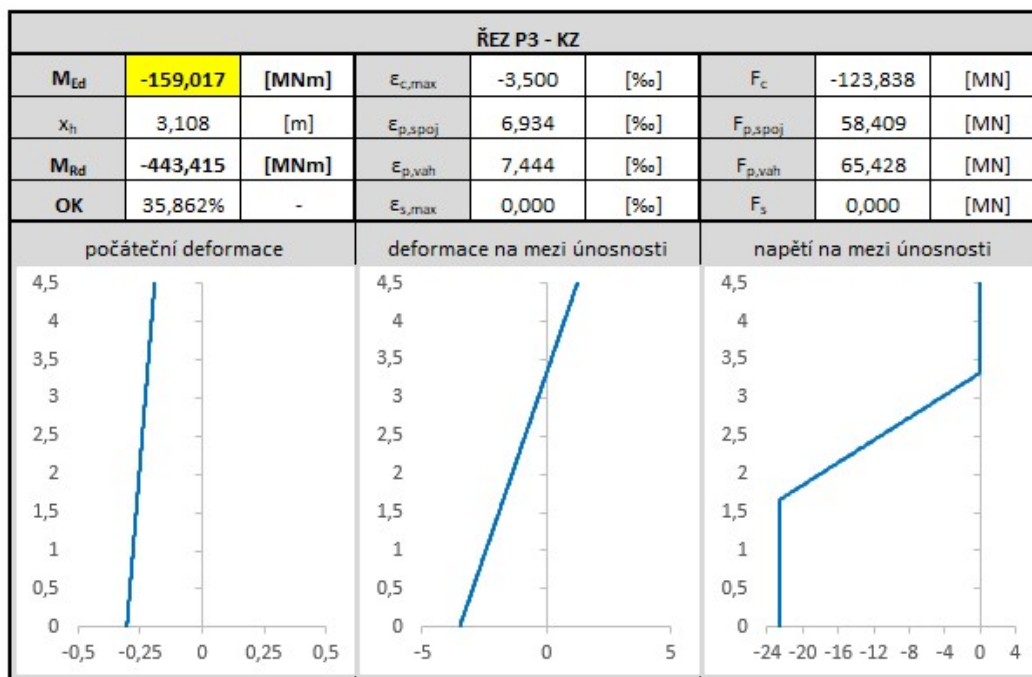
Obr. č.: 72 – Posouzení MSÚ – průřez 23 – Uvedení do provozu - působení momentu s opačným znaménkem



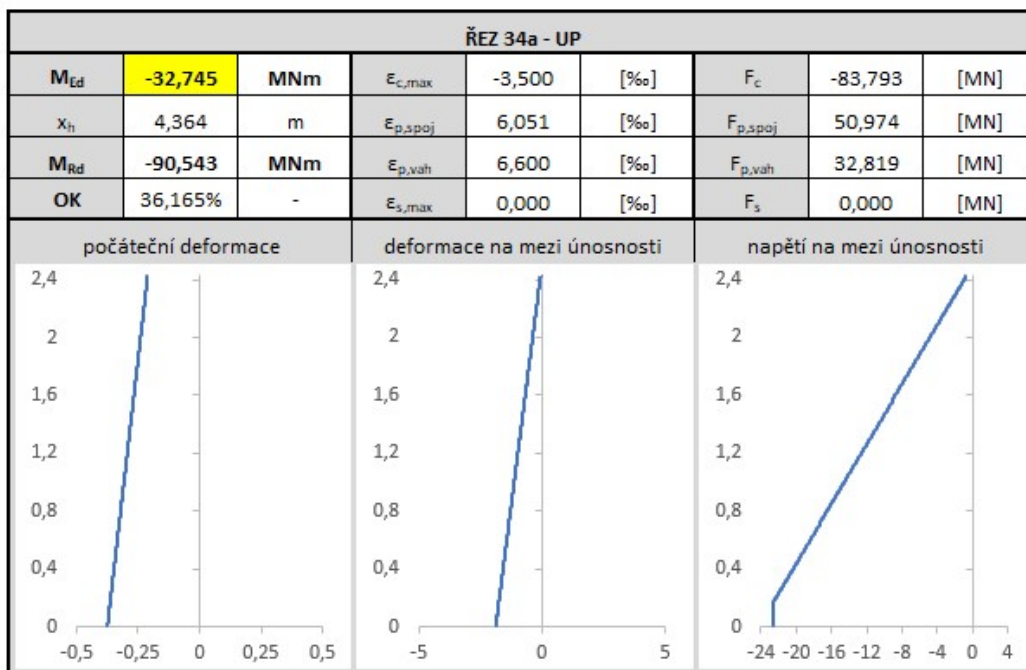
Obr. č.: 73 – Posouzení MSÚ – průřez 23 – Konec životnosti - působení momentu s opačným znaménkem



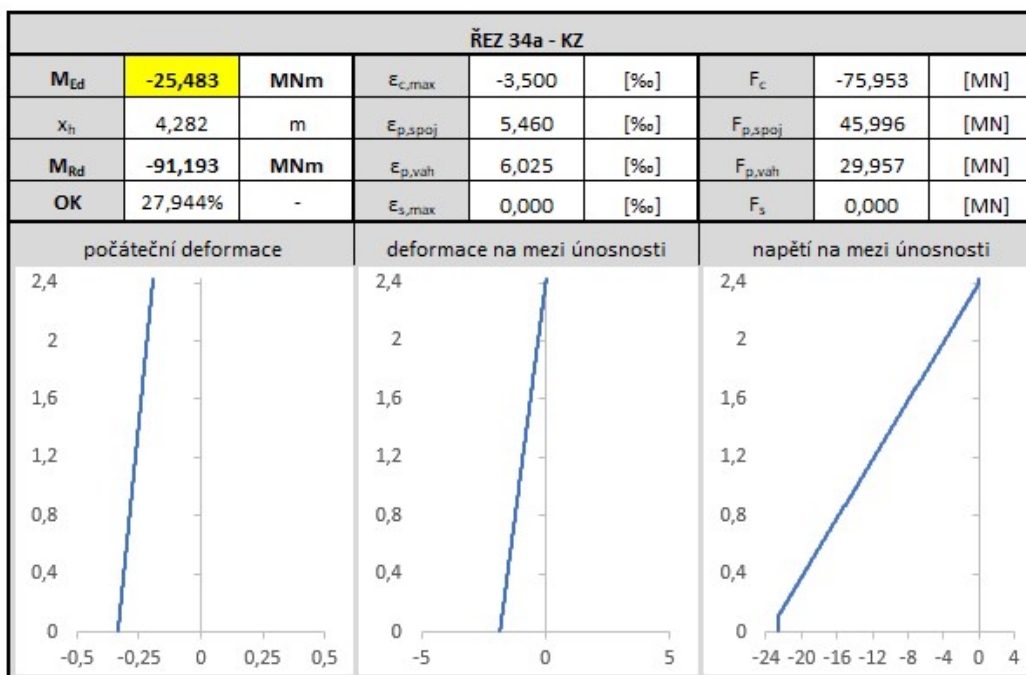
Obr. č.: 74 – Posouzení MSÚ – průřez P3 – Uvedení do provozu



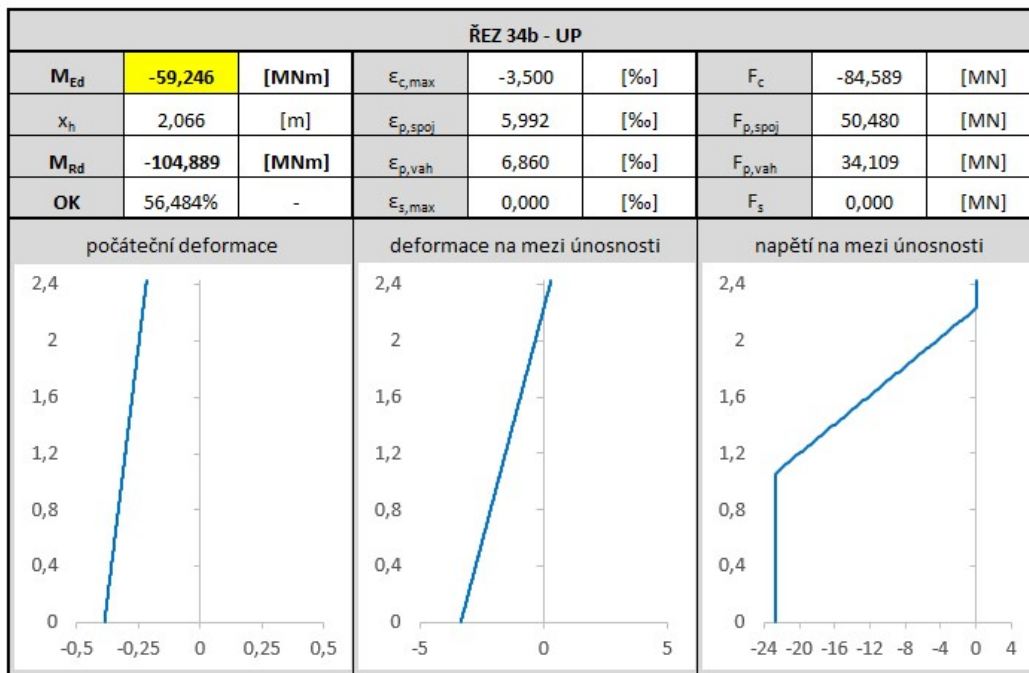
Obr. č.: 75 Posouzení MSÚ – průřez P3 – Konec životnosti



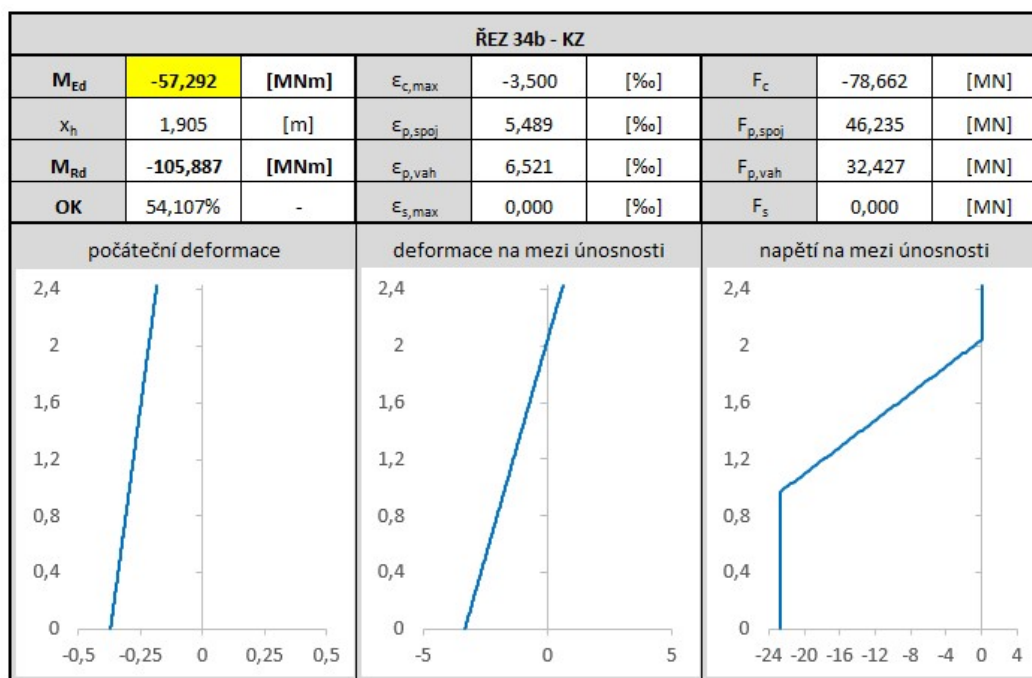
Obr. č.: 76 - Posouzení MSÚ – průřez 34a – Uvedení do provozu



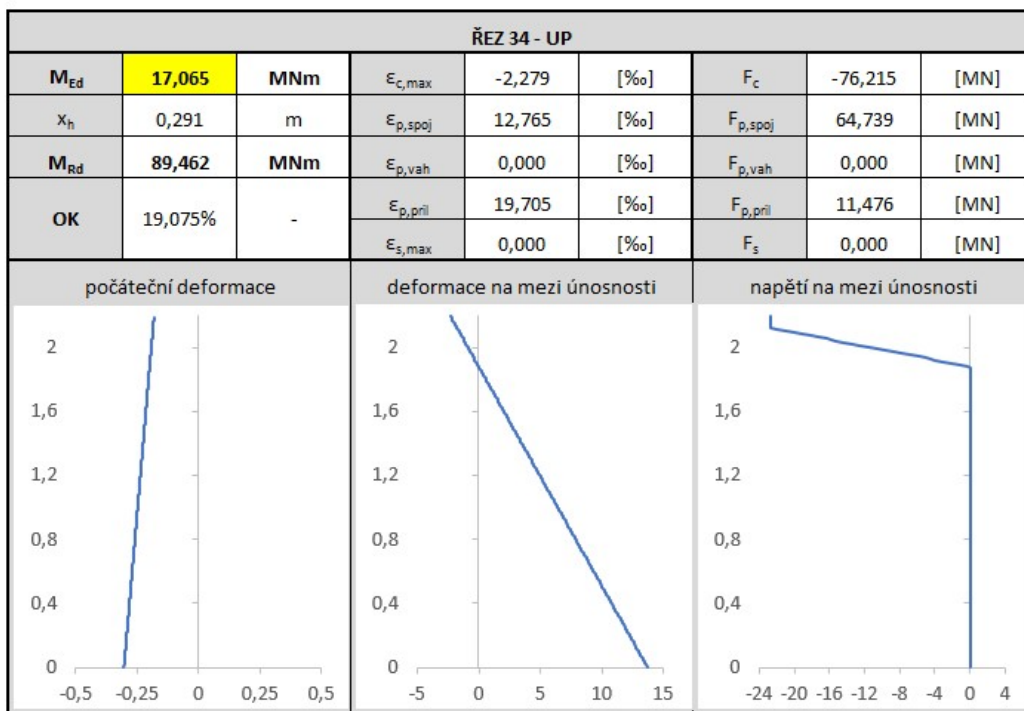
Obr. č.: 77 - Posouzení MSÚ – průřez 34a – Konec životnosti



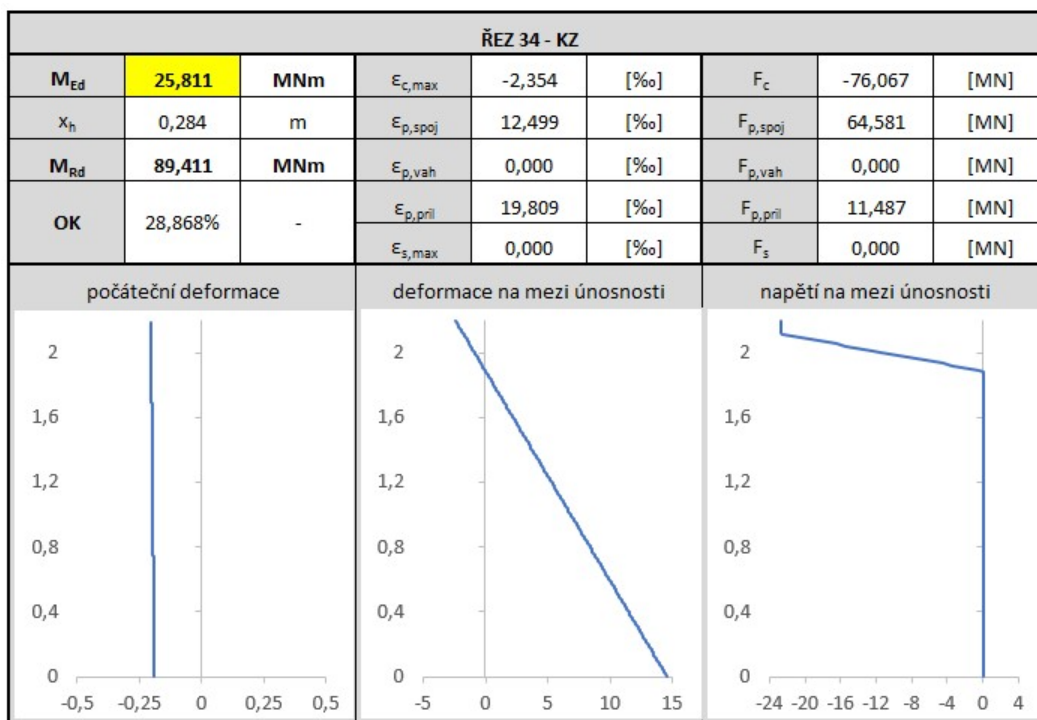
Obr. č.: 78 - Posouzení MSÚ – průřez 34b – Uvedení do provozu



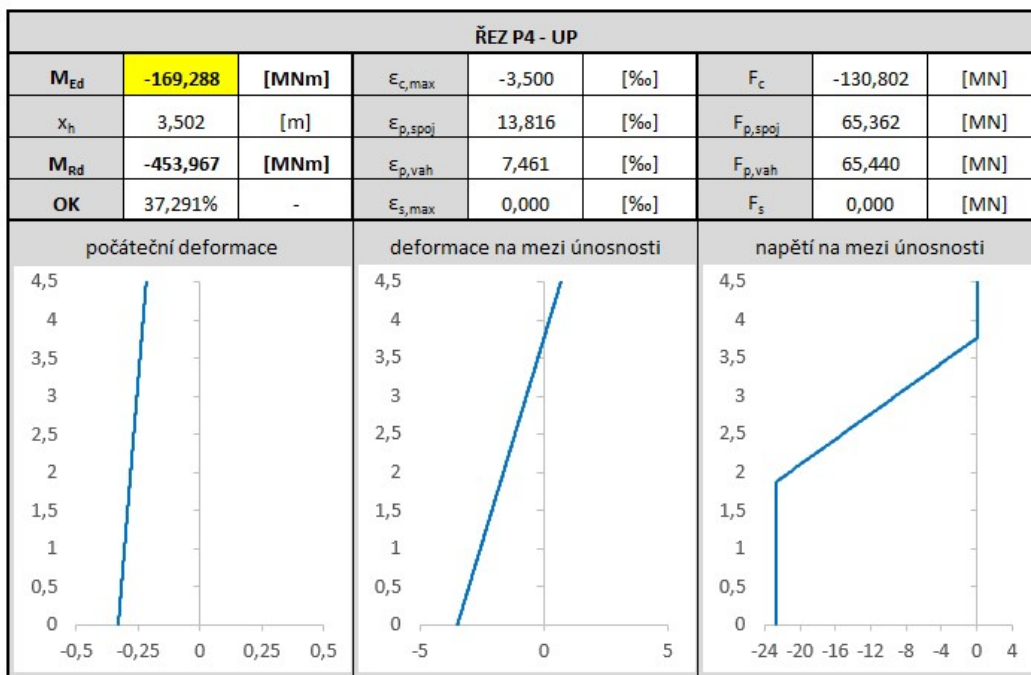
Obr. č.: 79 - Posouzení MSÚ – průřez 34b – Konec životnosti



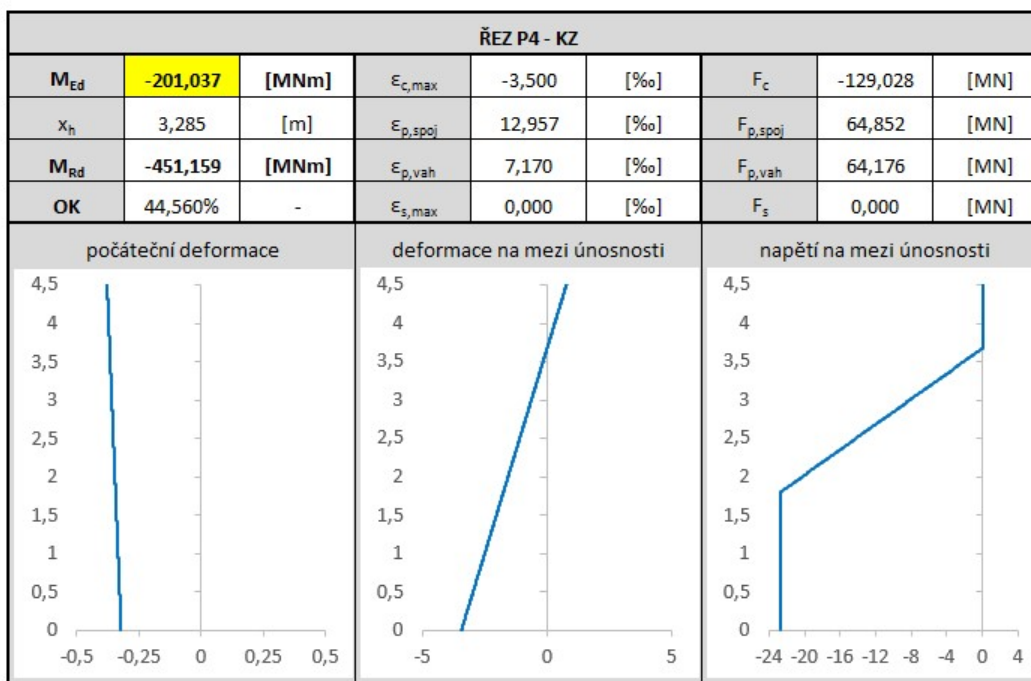
Obr. č.: 80 - Posouzení MSÚ – průřez 34 – Uvedení do provozu



Obr. č.: 81 - Posouzení MSÚ – průřez 34 – Konec životnosti



Obr. č.: 82 - Posouzení MSÚ – průřez P4 – Uvedení do provozu



Obr. č.: 83 - Posouzení MSÚ – průřez P4 – Konec životnosti



Uvedení do provozu							
Průřez	Med [MNm]	Mrd [MNm]	Využití [%]	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{p,spoj}$	Počet prutů výztuže	Profil výztuže [mm]
12	46,647	84,4703088	55,22%	-2,919127	19,823582	Konstrukční	
12a	40,479	70,8059443	57,17%	-3,381	19,82888	Konstrukční	
P2	-39,526	-85,7618523	46,09%	-3,5	7,0314236	Konstrukční	
23	28,564	81,1633484	35,19%	-3,5	16,677112	Konstrukční	
P3	-152,33	-447,492702	34,04%	-3,5	7,2105251	Konstrukční	
34a	-32,745	-90,5427329	36,17%	-3,5	6,0510619	Konstrukční	
34b	-59,246	-104,8891	56,48%	-3,5	5,9923483	Konstrukční	
34	17,065	89,4618297	19,08%	-2,279408	12,76535	Konstrukční	
P4	-169,288	-453,967458	37,29%	-3,5	13,815833	Konstrukční	
45	15,068	96,3460939	15,64%	-2,28787	13,530504	Konstrukční	
P5	-159,519	-447,295007	35,66%	-3,5	7,185751	Konstrukční	
56a	-101,109	-145,225119	69,62%	-3,5	5,7079547	Konstrukční	
56	-21,819	-54,2217561	40,24%	-3,5	4,7905133	Konstrukční	
P6	-55,77	-86,0729761	64,79%	-3,5	7,1051413	Konstrukční	
67	68,825	125,572778	54,81%	-2,591559	14,62252	Konstrukční	

Uvedení do provozu - inverzní působení ve vybraných řezech							
Průřez	Med [MNm]	Mrd [MNm]	Využití [%]	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{p,spoj}$	Počet prutů výztuže	Profil výztuže [mm]
12	-16,789	-32,0358103	52,41%	-3,5	6,2770655	Konstrukční	
12a	-23,803	-42,7302531	55,71%	-3,5	6,458452	Konstrukční	
P2	14,84	19,0013401	78,10%	-3,5	9,5468111	Konstrukční	
23	-63,406	-64,2354524	98,71%	-3,5	5,1188346	80	16
67	-13,326	-20,4607868	65,13%	-3,5	5,5691209	Konstrukční	

Obr. č.: 84 – Souhrnná tabulka MSÚ – Uvedení do provozu

Konec životnosti							
Průřez	Med [MNm]	Mrd [MNm]	Využití [%]	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{p,spoj}$	Počet prutů výztuže	Profil výztuže [mm]
12	49,363	84,529177	58%	-3,028173	19,858406	Konstrukční	
12a	40,8	70,6846536	58%	-3,5	19,595019	Konstrukční	
P2	-44,602	-84,3421466	53%	-3,5	6,7508215	Konstrukční	
23	35,91	81,64977	44%	-3,5	17,140867	Konstrukční	
P3	-159,017	-443,415255	36%	-3,5	6,9336703	Konstrukční	
34a	-25,483	-91,1925287	28%	-3,5	5,4601026	Konstrukční	
34b	-57,292	-105,887382	54%	-3,5	5,4885056	Konstrukční	
34	25,811	89,4114923	29%	-2,354032	12,498716	Konstrukční	
P4	-201,037	-451,158646	45%	-3,5	12,956877	Konstrukční	
45	24,379	96,3237213	25%	-2,365713	13,325914	Konstrukční	
P5	-168,433	-443,238826	38%	-3,5	6,9055357	Konstrukční	
56a	-97,72	-142,842504	68%	-3,5	5,2584409	Konstrukční	
56	-15,061	-55,8601196	27%	-3,5	4,3545427	Konstrukční	
P6	-60,679	-84,7464933	72%	-3,5	6,8278262	Konstrukční	
67	72,845	125,434122	58%	-2,665161	14,3266	Konstrukční	

Konec životnosti - inverzní působení ve vybraných řezech							
Průřez	Med [MNm]	Mrd [MNm]	Využití [%]	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{p,spoj}$	Počet prutů výztuže	Profil výztuže [mm]
12	-14,777	-32,058922	46%	-3,5	5,9596494	Konstrukční	
12a	-23,565	-42,4584249	56%	-3,5	6,1568497	Konstrukční	
P2	7,987	18,85802	42%	-3,5	8,700075	Konstrukční	
23	-57,965	-58,1584492	100%	-3,5	4,2428994	60	16
67	-10,348	-22,9498946	45%	-3,5	5,2328271	Konstrukční	

Obr. č.: 85 – Souhrnná tabulka MSÚ – Konec životnosti

### 8.5.1 Posouzení únosnosti ve smyku

Smyková únosnost stěn komory je omezena jednak únosností tlačného betonu  $V_{rd,max}$  a jednak únosností navržené smykové výztuže. Posoudí se tedy dle obecného vzorce nejprve únosnost tlačné diagonály.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$

Poté se posoudí únosnost navržené smykové výztuže dle:

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

Rozhodující únosnost ve smyku bude minimem z těchto dvou hodnot.

Řez	$V_{ed,max}$	$\alpha_{cw}$	$v$	$b_w$	$z$	$\cot\theta$	$V_{Rd,max}$	$n_w$	$\varnothing_w$	$A_{sw}$	$s$	$f_{ywd}$	$V_{Rd,s}$	
	[MN]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[MN]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[MPa]	[MN]	
12	1,380	1,302	0,504	1,000	1,782	1,192	13,051	4	16	804	150	435	4,953	27,853%
12a	3,413	1,296	0,504	1,000	1,782	1,192	12,988	4	16	804	150	435	4,953	68,906%
P2	10,900	1,286	0,504	1,000	1,782	1,192	12,887	6	20	1885	150	435	11,609	93,893%
23	5,990	1,364	0,504	1,000	1,782	1,192	13,674	4	20	1257	150	435	7,739	77,402%
P3	23,330	1,394	0,504	1,400	3,726	1,192	40,910	6	20	1885	150	435	24,273	96,113%
34a	10,419	1,412	0,504	1,000	1,966	1,192	15,615	6	20	1885	150	435	12,807	81,355%
34	1,357	1,337	0,504	1,000	1,782	1,192	13,403	4	16	804	150	435	4,953	27,401%
34b	9,821	1,425	0,504	1,000	1,966	1,192	15,759	6	20	1885	150	435	12,807	76,686%
P4	23,566	1,403	0,504	1,400	3,726	1,192	41,177	6	20	1885	150	435	24,273	97,088%
45	1,247	1,338	0,504	1,000	1,782	1,192	13,411	4	16	804	150	435	4,953	25,171%
P5	23,059	1,389	0,504	1,400	3,726	1,192	40,756	6	20	1885	150	435	24,273	94,996%
56a	10,381	1,393	0,504	1,000	2,268	1,192	17,775	6	20	1885	150	435	14,775	70,262%
56	5,414	1,364	0,504	1,000	1,782	1,192	13,674	4	20	1257	150	435	7,739	69,952%
P6	10,816	1,290	0,504	1,000	1,782	1,192	12,928	6	20	1885	150	435	11,609	93,172%
67	0,988	1,406	0,504	1,000	1,782	1,192	14,096	4	16	804	150	435	4,953	19,955%

Obr. č.: 86 – Souhrnná tabulka posouzení a navržené smykové výztuže

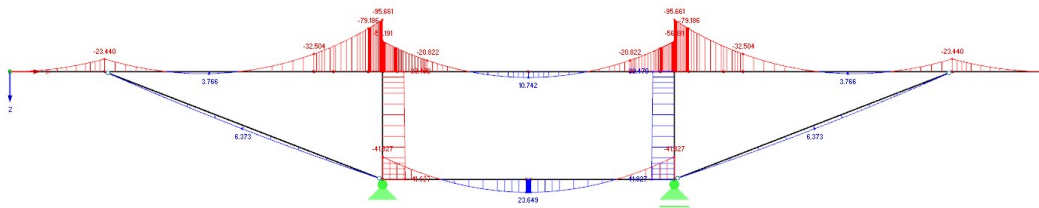
## 8.6 Posouzení příčného řezu

Pro posouzení příčného řezu byl zhotoven prutový model složený z obdélníkových prvků o šířce 3 m. Model byl zatížen kombinací extrémních účinků návrhových hodnot působících na konstrukci. Prutový model je velmi konzervativní, pokud by posouzení nevyšlo byl by vytvořen pro posouzení desko-stěnový model, který zajistí spolupůsobení řezů při působení lokálních zatížení. Vliv podélného předpětí byl pro zjednodušení dimenzace zanedbán. Byl vyšetřen řez v poli, kde je průřez nejméně tuhý a má nejtenčí stěny.

### 8.6.1 Zatížení

#### 8.6.1.1 Vlastní tíha

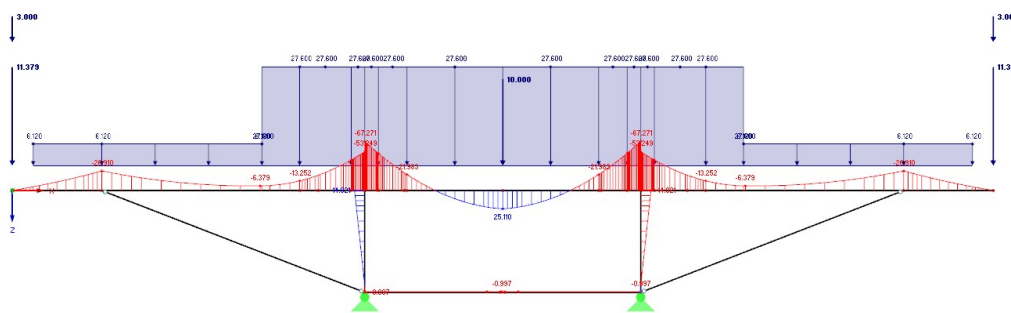
Vlastní tíha byla automaticky vygenerována programem RFEM



Obr. č.: 87 – Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy

### 8.6.1.2 Ostatní stálé

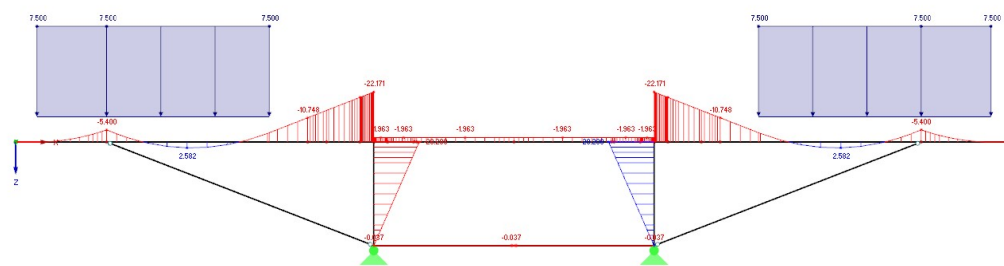
Zatížení ostatní stálé uvažuje tíhu říms, vozovky, zábradlí, pevné jízdní dráhy a trakce.



Obr. č.: 88 – Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy včetně poloh a hodnot zatížení

### 8.6.1.3 Zatížení chodníků

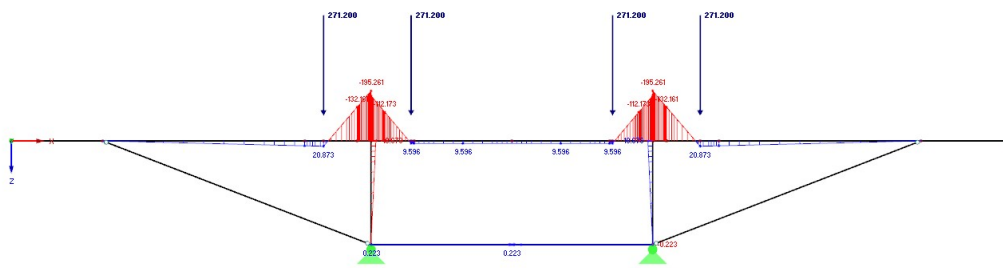
Zatížení chodci se uvažuje hodnotou  $2,5 \cdot 3 = 7,5 \text{ kN/m}$ .



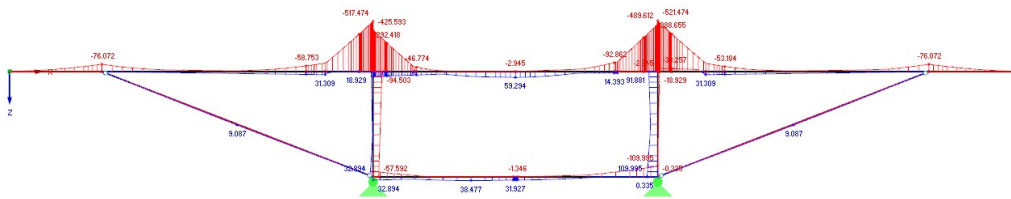
Obr. č.: 89 – Průběh ohybových momentů od zatížení chodníků

### 8.6.1.4 Zatížení tramvajovou dopravou

Zatížení kolejovou dopravou se uvažuje dle normové zatěžovací soupravy jako součet sil v podélném směru od tramvají, který může působit na 3 m úseku.



Obr. č.: 90 – Průběh ohybových momentů od zatížení tramvajovou dopravou včetně hodnot a poloh zatížení



Obr. č.: 91 – Průběh ohybových sil od obálky kombinací 6.10 a kombinace zohledňující možnost jednostranného zatížení

Řez	$M_{Ed}$	$\phi_s$	$s$	$A_s$	$d$	$x$	$F_{cc}$	$F_{ty}$	$M_{Rd}$	
	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kNm]	
1	-25,357	16	150	1340	232	219	-597,753	597,753	-104,514	24,262%
2	3,704	16	150	1340	382	269	-597,753	597,753	134,402	2,756%
3	-173,825	16	150	1340	532	419	-597,753	597,753	-224,065	77,578%
4	19,765	16	150	1340	432	269	-597,753	597,753	134,402	14,706%

Obr. č.: 92 – Posouzení průřezu příčného řezu

## 8.6.2 Ověření únosnosti vzpěry

Posouzena byla také vzpěra, která podpírá krajní část průřezu. Vzpěra má čtvercový průřez o straně „a“ a je uložena jako kyvný prut. Ve Vzpěře se tedy nenachází žádné momentové účinky. Jediným posuzovaným kritériem byla vzpěrná únosnost diagonály.

$$\lambda_{lim} > \lambda$$

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 * (1,7 - 0,7)}{\frac{N_{ed}}{A_c * f_{cd}}} = \frac{15,4 * (1,7 - 0,7)}{\frac{502,382 * 10^3}{300^2 * 22,6}} = 62,35$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 4,763$$

Kde:

Vzpěrná délka prutu  $l_0 = 4,95 \text{ m}$

Poloměr setrvačnosti  $i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = a * \sqrt{12} = 1\,039,23 \text{ mm}$

$$62,35 > 4,763 \rightarrow \lambda_{lim} > \lambda$$

Potom tedy platí že maximální možná síla v prutu  $N_{Rd}$  je rovna

$$N_{Rd} = \left( a^2 * \eta * f_{cd} + \sum A_s * \sigma_s \right)$$

$$N_{Rd} = (300^2 * 1 * 22,67 + 0) * 10^3 = 2\,040,3 \text{ kN}$$

$$502,382 \text{ kN} \leq 2\,040,3 \text{ kN} \rightarrow N_{ed} \leq N_{Rd}$$

Při výpočtu  $N_{Rd}$  byl zanedbán vliv konstrukční výztuže, která by byla ve vzpěře navržena.

## 9 Závěr

Práce řeší přemostění Vltavy severně od Barrandovského mostu, který je jednou z nejvytíženějších komunikací v Praze. Účelem stavby je vyřešit dnes nevyhovující dopravní situaci v oblasti. Nový most umožní pohodlný přechod přes Vltavu chodcům a cyklistům, kteří nyní musí využívat Barrandovský most. Zároveň bude vytvořeno tramvajové spojení na pravého a levého břehu řeky. Název mostu je zvolen dle přilehlé pražské čtvrti Dvorce, tedy „Dvorecký most“.

Pro toto přemostění byly touto prací uvažovány 3 varianty. První z variant je Extradosed konstrukce. Při návrhu variant se konstrukce vzhledem k rozpětí polí jevila jako architektonicky nejzajímavější volba. Na dané okrajové podmínky se však konstrukce ukázala neefektivní, a navíc svou koncepcí nezapadá mezi další pražské mosty. Druhá varianta byla navržena jako konstrukce zavěšená, která by území přemostila pouhými 3 poli. Obdobně jako v případě extradosed mostu se toto konstrukční řešení ukázalo jako neopodstatněné. Dle rozpětí hlavního pole se jedná o krátkou konstrukci, jejíž pylony by v okolní zástavbě působily rušivě.

Třetí varianta je tvořena komorovým nosníkem s náběhy v oblasti podpor a velmi širokou mostovkou podpíranou štíhlými vzpěrami. Tato varianta se ukázala ideálním řešením daného problému splňující estetický i statický aspekt návrhu. Hmotnost konstrukce je obdobně jako u dalších pražských mostů situována pod niveletou, konstrukce negativně neovlivňuje panorama města a postup výstavby mostu dovoluje zachování lodního provozu.

Pro vybranou variantu byl navržen postup výstavby využívající technologii letmé betonáže. Tato technologie nevyžaduje velké zábory za opěrami, probíhá rychle a bez nutnosti podpůrné skruže. Technologie také není závislá na dění pod mostem. Při návrhu postupu výstavby byly uvažovány různé délky lamel. Jako nejvhodnější se ukázala varianta shodných délek všech lamel a poloviční délce středové spáry. Tato varianta umožňuje betonáž bez většího přestavování vozíku v průběhu betonáže. Uvažuje se souběžné betonování tří vahadel ve fázi č. 4 pro co nejvíce vyrovnané deformace při spojení vahadel a co nejrychlejší realizaci.

Vzhledem k nutnosti uvažovat reologické vlivy byl vymodelován model zahrnující vlivy fázi výstavby v programu SCIA Engineer. Tento model byl poté podkladem pro sestavení kombinací pro mezní stavy. Před samotným posouzením byly navrženy a optimalizovány jednotlivé vahadlové kabely. Následně byla ověřena napětí na krajních vláknech ve všech časech výstavby vahadla v intervalu 1,0 m. Dalším krokem bylo navržení geometrie a množství předpínací výztuže zvedaného kabelu. Kabel byl v kritických polích následně doplněn o příložky

umístěné při spodním okraji komory. Obdobné příložky bylo dále nutné navrhnout v krajním poli na Podolském břehu, a to z důvodu nízkého poměru výšky průřezu ku délce pole. Dále byla posouzena napětí v krajních vláknech průřezu v uvedení do provozu a na konci životnosti.

Další kapitola byla věnována ověření mezního stavu únosnosti. U této technologie výstavby a typu konstrukcí rozhoduje mezní stav použitelnosti. V případě, že konstrukce nevyhoví v nějakém průřezu na MSÚ, průřez se náležitě vyztuží, aby byla splněna podmínka únosnosti. Posouzení probíhalo na základě podmínek limitních přetvoření předpínací výztuže a betonu. Ve většině průřezů byla navržena pouze konstrukční výztuž, protože účinky předpětí eliminovaly většinu působícího napětí. Výjimku tvořil průřez 23, kde bylo nutné navrhnout minimální vyztužení 80 x Ø16.

Další částí práce je posouzení příčného řezu. Příčný řez byl vymodelován jako prutový s globální tloušťkou prutů 3 m. Byl zatížen extrémními účinky od: Vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a od působení dopravy a chodců. Zatěžovací plocha prutu byla stanovena na ploše o délce 3 m. Vzniklá obálka kombinace 6.10 a jejích nesymetrických modifikací definovala průběh vnitřních sil použitých pro posouzení průřezů. Průřez byl posouzen v místě přípoje vzpěry, před náběhem u stěny komory, v místě největšího ohybového momentu mezi vzpěrou a náběhem a v ose konstrukce. Ukázalo se, že dominantní zatížení od tramvajové dopravy převzala stěna komory. Zatížení na konzolách bylo přeneseno vzpěrou a nedošlo tak ke vzniku významného ohybového namáhání konzol.

Vzpěra byla posouzena na vzpěrnou únosnost. Byla ověřena její štíhlost a za pomoci interakčního diagramu stanovena maximální únosnost v tlaku.

V této práci byl proveden pouze globální návrh konstrukce se zaměřením na nosnou konstrukci. V dalších fázích návrhu bude potřeba ověřit např. založení mostu u kterého by bylo nutné uvážit možnost ochrany jímky pilířů proti nárazům plavidel. Dále by v průběhu výstavby bylo řešeno nadvýšení s ohledem na geodetická měření provedené na stavbě. V práci bylo navrženo řešení oblasti za opěrou pomocí armované zeminy a lícových prefabrikátů. Tato technologie umožňuje snížení prostorové náročnosti a zemních prací.

## 10 Bibliografie

- [1] *Cykloserver.cz* [online]. In: . b.r. [cit. 2019-01-13]. Dostupné z: <http://www.cykloserver.cz/cykloatlas/#pos=50.053297P14.409343P16@b=2>
- [2] KRIS MERMIGAS, Konstantinos. *Behaviour and design of EXTRADOSED BRIDGES*. 2008. Thesis. University of Toronto.
- [3] Most Markov: Postupující letmá betonáž. In: *PERI* [online]. b.r. [cit. 2018-12-02]. Dostupné z: <https://cdn.peri.com/.imaging/xl/dam/20fba64f-7a3e-4887-83e2-4dc648a5263b/29511/most-markov-slovensko.jpg>
- [4] FurongjiangView. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2019-01-10]. Dostupné z: <http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=File%3AFurongjiangView.jpg&fbclid=IwAR1DdWGbUgbazv3FvC8bLXPY0bo16DIh7k5re0G9YucE vzG2RWacerQSxLI>
- [5] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-010-3321-X.
- [6] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [7] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihovna autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.
- [8] Most Valy letmá betonáž. In: *Zlínské dálnice* [online]. b.r. [cit. 2018-12-02]. Dostupné z: <http://zilinskedialnice.sk/most-valy-letma-betonaz/>
- [9] *Inside of a box girder of a post-tensioned concrete bridge with deviated external tendons, deviators, cross girders and drainage pipes for the water of the carriageway* [online]. In: . b.r. [cit. 2019-01-11]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/figure/Inside-of-a-box-girder-of-a-post-tensioned-concrete-bridge-with-deviated-external\\_fig3\\_272686833](https://www.researchgate.net/figure/Inside-of-a-box-girder-of-a-post-tensioned-concrete-bridge-with-deviated-external_fig3_272686833)
- [10] *DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KATSURASHIMA VIADUCT: PRESTRESSED CONCRETE CORRUGATED STEEL WEB BOX GIRDER BRIDGE WITH RIBS AND STRUTS* [online]. b.r., , 10 [cit. 2019-01-11]. Dostupné z: [http://reaaa.vms.my/images/0/0d/%284-24%29DESIGN\\_AND\\_CONSTRUCTION\\_OF\\_THE\\_KATSURASH\\_Naoki\\_HAGIWARAIMA\\_Japan.pdf](http://reaaa.vms.my/images/0/0d/%284-24%29DESIGN_AND_CONSTRUCTION_OF_THE_KATSURASH_Naoki_HAGIWARAIMA_Japan.pdf)



## 11 Normy a předpisy

- [1] ČSN EN 1990:2004. (ČSN 73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI 76s.
- [2] ČSN EN 1991-1-1:2004. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI. 44s.
- [3] ČSN EN 1991-1-3:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: ČNI. 52s.
- [4] ČSN EN 1991-1-4:2007. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem. Praha: ČNI. 124s.
- [5] ČSN EN 1991-1-5:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Zatížení teplotou. Praha: ČNI. 44s.
- [6] ČSN EN 1991-2:2005. (ČSN 73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI. 152s.
- [7] ČSN EN 1992-1-1:2006. (ČSN 73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecně – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby. Praha: ČNI. 210s.
- [8] ČSN EN 1992-2:2007. (ČSN 73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: ČNI. 90s.
- [9] ČSN EN 1997-1 změna A1 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014. Česká technická norma.
- [10] ČSN EN 206+A1: Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: ČNI.
- [11] ČSN 73 1001:1987. Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy. Praha. 2018. 76s.
- [12] ČSN 73 6200:2011. Mosty – Terminologie a třídění. Praha ČNI. 44s.
- [13] KASAL, Pavel, Rudolf HELA, Petr FINKOUS, Václav LORENC. TP 03 (2018) – Pohledový beton. Praha: Česká betonářská společnost, 2018

## 12 Seznam obrázků

OBR. Č.: 1 – GEOGRAFICKÉ UMÍSTĚNÍ ŘEŠENÉHO MOSTU .....	10
OBR. Č.: 2 – PROPOJENÍ CYKLOTRAS A1 A A2 [1] .....	11
OBR. Č.: 3 - VARIANTA „EXTRADOSED“ – POHLED NA MOST .....	14
OBR. Č.: 4 – VARIANTA „EXTRADOSED“ – PŘÍČNÝ ŘEZ V POLÍCH O1 – P3 A P5 – O7 .....	15
OBR. Č.: 5 – VARIANTA „EXTRADOSED“ – PŘÍČNÝ ŘEZ V POLÍCH MEZI P3 – P5 .....	15
OBR. Č.: 6 VARIANTA EXTRADOSED – PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPORAMI P3, P4 A P5 .....	16
OBR. Č.: 7 VARIANTA „EXTRADOSED“ – PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPORAMI P2 A P6 .....	17
OBR. Č.: 8 – EMPIRICKÉ VZTAHY EXTRADOSED KONSTRUKCÍ [2] .....	17
OBR. Č.: 9 – VARIANTA „ZAVĚŠENÝ MOST“ – POHLED NA MOST .....	18
OBR. Č.: 10 – VARIANTA „ZAVĚŠENÝ MOST – TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ .....	18
OBR. Č.: 11 – VARIANTA „ZAVĚŠENÝ MOST“ – PŘÍČNÝ ŘEZ – CELKOVÝ POHLED .....	19
OBR. Č.: 12 – EMPIRICKÉ VZTAHY ZAVĚŠENÝCH KONSTRUKCÍ [2, S. 1] .....	19
OBR. Č.: 13 – VARIANTA „PROMĚNNÁ KOMORA“ – PŘÍČNÝ ŘEZ NAD KRAJNÍMI PODPORAMI .....	20
OBR. Č.: 14 – VARIANTA „PROMĚNNÁ KOMORA“ – PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPORAMI P2 A P6 .....	21
OBR. Č.: 15 – VARIANTA „PROMĚNNÁ KOMORA“ – PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI .....	21
OBR. Č.: 16 – VARIANTA „PROMĚNNÁ KOMORA“ – PODÉLNÉ SCHÉMA .....	22
OBR. Č.: 17 – MOST MARKOV, PŘÍKLAD LETMÉ BETONÁŽE (ZDROJ: [3] ) .....	23
OBR. Č.: 18 – LIUGUANGHE BRIDGE, CHINA [4] .....	23
OBR. Č.: 19 POSTUP VÝSTAVBY [6, S. 193] .....	24
OBR. Č.: 20 – BETONÁŽ PRVNÍ LAMELY .....	25
OBR. Č.: 21 – MONTÁŽNÍ VOZÍK NA ZAVĚŠENÉM MOSTĚ [7] .....	25
OBR. Č.: 22 – VNITŘNÍ OCELOVÝ NOSNÍK [7] .....	26
OBR. Č.: 23 – ŠTÍHLÉ PILÍŘE POD MASIVNÍ KONSTRUKCÍ .....	27
OBR. Č.: 24 MOST VALY, HOTOVÁ BETONÁŽ ZÁRODKŮ, NA ZÁRODKU VPRAVO OSAZENY BETONÁŘSKÉ VOZÍKY (ZDROJ: [8]) .....	28
OBR. Č.: 25 – PRŮBĚHY OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI V PRŮBĚHU VÝSTAVBY A) MONTÁŽNÍ STAV – NEDOKONČENÁ LETMÁ BETONÁŽ, B) IHNEDE PO SPOJENÍ, C) PROVIZORNÍ ZATÍŽENÍ, D) VLIV DOTVAROVÁNÍ [5] 29	
OBR. Č.: 26 – USPOŘÁDÁNÍ PŘEDPÍNACÍCH KABELŮ A) SCHÉMA KABELŮ, B) PŮDORYS KONZOLOVÝCH KABELŮ, C) PODÉLNÝ ŘEZ KONZOLOU [7] .....	30
OBR. Č.: 27 – DEVIÁTOR NAPĚTÍ UVNITŘ KOMORY [9] .....	31
OBR. Č.: 28 – VZPĚRY PODPÍRAJÍCÍ CHODNÍK – JAPONSKÝ MOST „KATSURASHIMA VIADUCT“ [10] .....	31
OBR. Č.: 29 MOST PŘES LABE V MĚLNÍKU, PŘÍKLAD TYPICKÉHO PŘÍČNÉHO ŘEZU LETMO BETONOVANÉ KONSTRUKCE [6, S. 209] .....	32
OBR. Č.: 30 – FÁZE 1 – PŘÍČNÝ ŘEZ .....	33
OBR. Č.: 31 FÁZE 2 – PŘÍČNÝ ŘEZ .....	34
OBR. Č.: 32 FÁZE 3 – PŘÍČNÝ ŘEZ .....	34
OBR. Č.: 33 FÁZE 4 – PŘÍČNÝ ŘEZ .....	35
OBR. Č.: 34 – FÁZE 1 - ZÁRODEK .....	35
OBR. Č.: 35 – POSTUP BETONÁŽE VAHADLA .....	36
OBR. Č.: 36 – STAV PO ZMONOLITNĚNÍ A ODSTRANĚNÍ ZTUŽENÍ .....	36
OBR. Č.: 37 – MOMENT GENEROVANÝ BETONÁŘSKÝM VOZÍKEM .....	39

OBR. Č.: 38 – MOMENT GENEROVANÝ TÍHOU LAMELY.....	40
OBR. Č.: 39 – VÝPOČET REDUKČNÍCH SOUČINITELŮ V ČASE VÝSTAVBY.....	41
OBR. Č.: 40 – VÝPOČET REDUKOVANÝCH PEVNOSTÍ BETONU V ČASE.....	42
OBR. Č.: 41 NAPĚTÍ V HORNÍCH VLÁKNECH V PRŮBĚHU VÝSTAVBY VAHADLA.....	43
OBR. Č.: 42 – NAPĚTÍ V DOLNÍCH VLÁKNECH V PRŮBĚHU VÝSTAVBY VAHADLA.....	44
OBR. Č.: 43 – OHYBOVÉ MOMENTY OD VLASTNÍ TÍHY.....	45
OBR. Č.: 44 – OHYBOVÉ MOMENTY OD OSTATNÍHO STÁLÉHO ZATÍŽENÍ.....	45
OBR. Č.: 45 – ZATÍŽENÍ OSTATNÍM STÁLÝM.....	46
OBR. Č.: 46 – CELKOVÉ OHYBOVÉ MOMENTY OD PŘEDPĚTÍ.....	46
OBR. Č.: 47 – VÝPOČET REDUKOVANÉHO ZATÍŽENÍ CHODCI.....	47
OBR. Č.: 48 – PRŮBĚH OHYBOVÉHO MOMENTU OD ZATÍŽENÍ CHODNÍKŮ.....	47
OBR. Č.: 49 – ZATĚŽOVACÍ SOUPRAVA TRAMVAJE.....	47
OBR. Č.: 50 – PŘÍKLAD ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE TRAMVAJOVOU DOPRAVOU - ROZHODUJÍCÍ POLOHA PRO ŘEZ 12.....	47
OBR. Č.: 51 – OHYBOVÝ MOMENT OD ZATÍŽENÍ TRAMVAJOVOU DOPRAVOU.....	48
OBR. Č.: 52 – ZATÍŽENÍ NEROVNOMĚRNOU SLOŽKOU TEPLoty.....	49
OBR. Č.: 53 – PRŮBĚH OHYBOVÉHO MOMENTU OD NEROVNOMĚRNÉHO OTEPLENÍ KONSTRUKCE.....	49
OBR. Č.: 54 – PRŮBĚH OHYBOVÉHO MOMENTU OD NEROVNOMĚRNÉHO OCHLAZENÍ KONSTRUKCE.....	49
OBR. Č.: 55 – PŘEHLED PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE V POLI – ŘEZ 67.....	49
OBR. Č.: 56 – PŘEHLED PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE NAD VNITŘNÍ PODPOROU.....	49
OBR. Č.: 57 – SCHÉMA POSUZOVANÝCH ŘEZŮ.....	51
OBR. Č.: 58 – VÝPOČET NAPĚTÍ V ŘEZECH PŘI PŮSOBNÍ KVAZISTÁLÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	51
OBR. Č.: 59 – VÝPOČET NAPĚTÍ V ŘEZECH PŘI PŮSOBNÍ CHARAKTERISTICKÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	52
OBR. Č.: 60 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12 – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	53
OBR. Č.: 61 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12 – KONEC ŽIVOTNOSTI.....	53
OBR. Č.: 62 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12A – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	54
OBR. Č.: 63 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12A – KONEC ŽIVOTNOSTI.....	54
OBR. Č.: 64 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12 – UVEDENÍ DO PROVOZU – PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	55
OBR. Č.: 65 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12 – KONEC ŽIVOTNOSTI – PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	55
OBR. Č.: 66 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12A – UVEDENÍ DO PROVOZU – PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	56
OBR. Č.: 67 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 12A – KONEC ŽIVOTNOSTI – PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	56
OBR. Č.: 68 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P2 – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	57
OBR. Č.: 69 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P2 – KONEC ŽIVOTNOSTI.....	57
OBR. Č.: 70 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P2 – UVEDENÍ DO PROVOZU - PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	58
OBR. Č.: 71 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P2 – KONEC ŽIVOTNOSTI - PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	58
OBR. Č.: 72 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 23 – UVEDENÍ DO PROVOZU - PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	59
OBR. Č.: 73 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 23 – KONEC ŽIVOTNOSTI - PŮSOBNÍ MOMENTU S OPAČNÝM ZNAMÉNEM.....	59

OBR. Č.: 74 – POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P3 – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	60
OBR. Č.: 75 POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P3 – KONEC ŽIVOTNOSTI .....	60
OBR. Č.: 76 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 34A – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	61
OBR. Č.: 77 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 34A – KONEC ŽIVOTNOSTI .....	61
OBR. Č.: 78 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 34B – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	62
OBR. Č.: 79 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 34B – KONEC ŽIVOTNOSTI.....	62
OBR. Č.: 80 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 34 – UVEDENÍ DO PROVOZU.....	63
OBR. Č.: 81 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ 34 – KONEC ŽIVOTNOSTI .....	63
OBR. Č.: 82 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P4 – UVEDENÍ DO PROVOZU .....	64
OBR. Č.: 83 - POSOUZENÍ MSÚ – PRŮŘEZ P4 – KONEC ŽIVOTNOSTI .....	64
OBR. Č.: 84 – SOUHRNNÁ TABULKA MSÚ – UVEDENÍ DO PROVOZU .....	65
OBR. Č.: 85 – SOUHRNNÁ TABULKA MSÚ – KONEC ŽIVOTNOSTI .....	65
OBR. Č.: 86 – SOUHRNNÁ TABULKA POSOUZENÍ A NAVRŽENÉ SMYKOVÉ VÝZTUŽE .....	66
OBR. Č.: 87 – PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ OD VLASTNÍ TÍHY.....	67
OBR. Č.: 88 – PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ OD VLASTNÍ TÍHY VČETNĚ POLOH A HODNOT ZATÍŽENÍ.....	67
OBR. Č.: 89 – PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ OD ZATÍŽENÍ CHODNÍKŮ .....	67
OBR. Č.: 90 – PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ OD ZATÍŽENÍ TRAMVAJOVOU DOPRAVOU VČETNĚ HODNOT A POLOH ZATÍŽENÍ.....	68
OBR. Č.: 91 – PRŮBĚH OHYBOVÝCH SIL OD OBÁLKY KOMBINACÍ 6.10 A KOMBINACE ZOHLEDŇUJÍCÍ MOŽNOST JEDNOSTRANNÉHO ZATÍŽENÍ .....	68
OBR. Č.: 92 – POSOUZENÍ PRŮŘEZU PŘÍČNÉHO ŘEZU .....	68

## 13 Seznam příloh

Příloha 1.1 – Zavěšená konstrukce – podélný řez, půdorys a příčný řez

Příloha 2.1 – Extradosed konstrukce – podélný řez, půdorys a příčný řez

Příloha 3.1 – Komora – podélný řez a půdorys

Příloha 3.2 – Komora – příčné řezy

Příloha 3.3 – Komora – fáze výstavby

Příloha 3.4 – Komora – výkres předpínací výztuže

## 14 Použitý software

Autodesk AutoCAD 2018 – STUDENTSKÁ VERZE

SCIA Engineer 18.1.1047

RFEM Student 5.15.01 – Obecné 3D konstrukce metodou konečných prvků

Microsoft Office 365 ProPlus – Excel

Microsoft Office 365 ProPlus – Word

PDF – XChange Editor