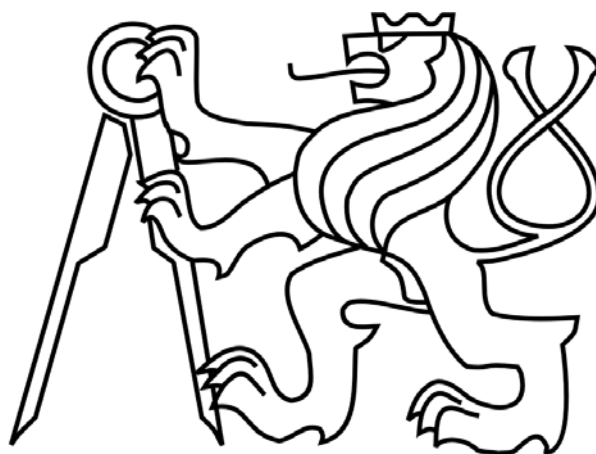


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh lávky přes řeku Otavu ve Strakonících

Vypracovala: Vendula Hlavničková

Vedoucí práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

V Praze 2020

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hlavničková Jméno: Vendula Osobní číslo: 468614
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh lávky přes řeku Otavu ve Strakonících

Název bakalářské práce anglicky: Footbridge over the Otava river in Strakonice

Pokyny pro vypracování:

V rámci zpracování bakalářské práce zpracujte:

- rešerše na téma zavěšených lávek pro pěší a cyklisty
- parametrická studie na téma interakce závěsů s nosnou konstrukcí, dopad vlivu výstavby
- předběžný statický návrh a posouzení konstrukce

Seznam doporučené literatury:

Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103

Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar PhD.

Datum zadání bakalářské práce: 24/2/2020 Termín odevzdání bakalářské práce: 17/5/2020

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

24.2.2020
Datum převzetí zadání

[Signature]
Podpis studenta(ky)

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracovala samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího Doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D. a uvedla jsem veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 17.5.2020

Podpis

Poděkování:

Ráda bych poděkovala svému vedoucímu práce Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za cenné rady, věcné připomínky a vstřícnost při konzultacích a vypracování bakalářské práce. Dále mé poděkování patří rodině za trpělivost a podporu při psaní práce.

Abstrakt

Tato práce se zabývá návrhem nové lávky pro pěší situované v městském parku ve Strakonici. Tato lávka má nahradit stávající přemostění spojující město s Ostrovem a Ostrov s kempem. Dvě stávající lávky jsou ve špatném technickém stavu. Tato práce popisuje předběžný návrh pěti variant nové lávky, ze kterých je vybrána varianta zavěšené lávky pro další zpracování. Lávka je přístupná z obou břehů a netradičně z Ostrova přibližně v půlce délky lávky. Navržená lávka sestává z betonového průchozího pylonu a betonové mostovky spřažené s podélným ocelovým nosníkem. Ocelový nosník s průřezem tvaru mezikružní slouží k zachycení torzního namáhání mostovky a k ukotvení závěsů. Pro výpočet vnitřních sil byl vytvořen výpočtový model lávky ve SCIA Engineer ve 2D. Rozměry závěsů, pylonu a hlavního podélného nosníku byly určeny na základě výsledků parametrické studie. Bylo navrženo spřažení ocelové a betonové části mostovky. Dále byla provedena studie realizovatelnosti výstavby.

Klíčová slova: zavěšená lávka, spřažená ocelobetonová lávka, lávka pro pěší, 2D analýza lávky

Abstract

This work address the design of a new footbridge situated in the city park in Strakonice. This footbridge is to replace existing bridges connecting the city with Ostrov (island) and Ostrov (island) with the campsite. The two existing footbridges are in poor technical condition. This work describes a preliminary design of five variants of the new footbridge, from which a variant of the suspended footbridge is selected for further elaboration. The footbridge is accessible from both banks and untraditionally from Ostrov approximately halfway up the length of the footbridge. The designed footbridge consists of a concrete walkthrough pylon and a composite bridge deck. The composite bridge deck consist of a concrete bridge deck that is connected to a longitudinal steel girder. The steel girder with a cross-section of an annulus is used to absorb the torsional stress of the bridge deck and to anchor cables. To calculate the internal forces, a computational model of the footbridge was created in SCIA Engineer in 2D. The dimensions of the cables, pylon and main longitudinal beam were determined based on the results of a parametric study. The coupling of the steel and concrete part of the bridge deck was designed. Furthermore, a feasibility study of the construction was performed.

Keywords: cable-stayed footbridge, composite reinforced concrete footbridge, footbridge, 2D bridge analyses

Obsah

1	Úvod a cíl práce	11
2	Seznámení s lokalitou a navržené varianty	12
2.1	Terén.....	14
2.2	Historie	14
2.3	Současný stav	15
2.4	Navržené varianty.....	19
2.5	Diskuse navržených variant.....	31
3	Rešerše.....	32
3.1	Terminologie	32
3.2	Obecný popis zavěšených konstrukcí.....	33
3.3	Příklady zavěšených mostů	46
4	Statický výpočet a parametrická studie	50
4.1	Materiály.....	50
4.2	Konstrukční prvky a jejich průřezové charakteristiky.....	51
4.3	Zatížení	54
4.4	Zjednodušené ověření prvotního návrhu	55
4.5	Zohlednění předpětí závěsů	79
4.6	Parametrická studie závěsů.....	86
4.7	Výstavba lávky se zohledněním okrajových podmínek	91
4.8	Detailní řešení příčných řezů	96
4.9	Posouzení hlavního nosníku	99
4.10	Posouzení závěsů.....	113
4.11	Návrh a posouzení výztuže desky	116
4.12	Návrh a posouzení výztuže pylonu.....	128
4.13	Návrh a posouzení spřažení	140
4.14	Návrh svarů	145
4.15	Posouzení příčných trubek.....	145
4.16	Posouzení dynamických účinků	145
5	Závěr	147
6	Použitá literatura a zdroje.....	148
7	Seznamy	152
7.1	Seznam obrázků.....	152
7.2	Seznam tabulek.....	155
7.3	Seznam příloh.....	156

Přehled použitých veličin a jednotek

A_c	Průřezová plocha betonu	$[m^2]$
A_w	Potřebná plocha třmínek	$[m^2]$
$a_{s,kv}$	Požadovaná plocha konstrukční výztuže	$[m^2]$
$a_{s,prov}$	Navržená plocha výztuže	$[m^2]$
$a_{s,req}$	Požadovaná plocha výztuže	$[m^2]$
$a_{s,roz}$	Požadovaná plocha rozdělovací výztuže	$[m^2]$
b_c	Šířka desky mostovky	$[m]$
$b_{c,i}$	Ideální šířka	$[m]$
b_w	Šířka kotevního bloku	$[m]$
b_l	Osová vzdálenost trnů v podélném směru	$[m]$
b_t	Osová vzdálenost trnů v příčném směru	$[m]$
C_{my}	Součinitel průběhu momentů	$[-]$
c_{nom}	Tloušťka krycí vrstvy	$[m]$
d	Průměr trubky	$[m]$
d	Statická účinná výška	$[m]$
d	Průměr trnu	$[m]$
D_{max}	Maximální velikost zrna kameniva	$[m]$
d_T	Statická účinná výška kotevního bloku	$[m]$
e_b	Vzdálenost k těžišti od dolního okraje profilu	$[m]$
E_{cm}	Modul pružnosti betonu	$[N \cdot m^{-2}]$
e_i	Geometrická imperfekce	$[m]$
e_0	Náhodná excentricita	$[m]$
E_s	Youngův modul pružnosti	$[N \cdot m^{-2}]$
e_t	Vzdálenost k těžišti od horního okraje profilu	$[m]$
f	Vlastní kruhová frekvence	$[Hz]$
f_{bd}	Mezní napětí v soudržnosti	$[N \cdot m^{-2}]$
f_{cd}	Návrhová pevnost betonu v tlaku	$[N \cdot m^{-2}]$

$f_{ck,cyl}$	Charakteristická pevnost betonu v tlaku měřená na válcích	$[N \cdot m^{-2}]$
f_{ctm}	Střední hodnota pevnosti betonu v tahu	$[N \cdot m^{-2}]$
F_{Ed}	Návrhová osová síla v taženém prvku	$[N]$
F_{Rd}	Návrhová hodnota únosnosti v tahu	$[N]$
f_u	Mez pevnosti oceli v tahu	$[N \cdot m^{-2}]$
f_{yd}	Návrhová mez kluzu oceli	$[N \cdot m^{-2}]$
f_{yk}	Charakteristická mez kluzu oceli	$[N \cdot m^{-2}]$
g_{ost}	Svislé liniové zatížení ostatní stálé	$[N \cdot m^{-1}]$
G_{ost}	Svislá bodová síla ostatního stálého zatížení	$[N]$
h_c	Tloušťka desky mostovky	$[m]$
h_0	Náhradní tloušťka desky	$[m]$
h_{sc}	Výška trnu	$[m]$
i_i	Poloměr setrvačnosti průřezu $\{i_y; i_z\}$	$[m]$
$I_{cr,ST}$	Moment setrvačnosti ideálního průřezu v trhlině	$[m^4]$
I_i	Moment setrvačnosti	$[m^4]$
k_{ii}	Interakční součinitele $\{k_{yy}; k_{zy}\}$	$[-]$
L	Rozpětí	$[m]$
l_{bd}	Návrhová kotevní délka	$[m]$
$l_{b,min}$	Minimální kotevní délka	$[m]$
$l_{b,rqd}$	Základní požadovaná kotevní délka	$[m]$
l_0	Účinná délka	$[m]$
$l_{0,min}$	Minimální délka přesahu	$[m]$
$L_{cr,i}$	Vzpěrná délka $\{L_{cr,y}; L_{cr,z}\}$	$[m]$
$LM4_q$	Zatížení davem	$[N \cdot m^{-1}]$
M_{Ed}	Návrhový ohybový moment	$[N \cdot m]$
M_{kvz}	Kvazistálý ohybový moment	$[N \cdot m]$
M_k	Charakteristický ohybový moment	$[N \cdot m]$
N_{Ed}	Návrhová tlaková normálová síla	$[N]$
n	Počet trnů	$[-]$

n	Poměrná normálová síla	$[m]$
n_L	Pracovní součinitel	$[-]$
n_0	Základní pracovní součinitel	$[-]$
N_{RK}	Charakteristická tlaková normálová síla	$[N]$
q_{fk}	Svislé liniové zatížení proměnné	$[N \cdot m^{-1}]$
Q_{fwk}	Svislé soustředěné zatížení proměnné	$[N]$
Q_{flk}	Vodorovné liniové zatížení proměnné	$[N \cdot m^{-1}]$
P_{Rd}	Návrhová pevnost jednoho trnu	$[N]$
P_{RK}	Charakteristická pevnost jednoho trnu ve střihu a v otláčení betonu	$[N]$
RH	Relativní vlhkost	$[\%]$
s_{kv}	Osová vzdálenost mezi jednotlivými pruty	$[m]$
$S_{y,k}$	Statický moment desky k těžišťové ose	$[m^3]$
t	Tloušťka stěny trubky	$[m]$
t	Čas na konci provozu	$[den]$
t_0	Čas na začátku provozu	$[den]$
u	Svislý posun	$[m]$
u	Obvod betonové desky s přístupem vzduchu	$[m]$
V_{Ed}	Návrhová posouvající síla	$[N]$
w_k	Návrhová šířka trhliny	$[m]$
W_i	Průřezový modul	$[m^3]$
$W_{el,min}$	Elastický průřezový modul	$[m^3]$
W_{pl}	Plastický průřezový modul	$[m^3]$
x	Výška tlačené oblasti	$[m]$
z	Rameno vnitřních sil	$[m]$
α	Štíhlost trnu	$[-]$
$\beta(f_{cm})$	Součinitel popisující vliv pevnosti betonu	$[-]$
$\beta(t_0)$	Součinitel vystihující vliv stáří betonu	$[-]$
$\beta_c(t, t_0)$	Součinitel zohledňující časový průběh dotvarování	$[-]$
γ	Objemová hmotnost materiálu	$[kg \cdot m^{-3}]$

γ_c	Součinitel materiálu pro beton	[-]
γ_i	Součinitele spolehlivosti pro beton $\{\gamma_{Gsup}; \gamma_P; \gamma_Q\}$	[-]
γ_s	Součinitel materiálu pro ocel	[-]
γ_M	Součinitel spolehlivosti pro ocel $\{\gamma_{M0}; \gamma_{M1}; \gamma_{M2}\}$	[-]
ε_{cu}	Přetvoření betonu	[‰]
ε_s	Přetvoření výztuže	[‰]
λ	Poměrná štíhlost pylonu	[-]
$\bar{\lambda}_i$	Poměrná štíhlost	[-]
λ_i	Základní štíhlost	[-]
λ_{lim}	Limitní štíhlost	[-]
λ_1	Relativní štíhlost	[-]
μ	Poměrné využití průřezu ohybovým momentem	[-]
ν	Poměrné využití průřezu normálovou silou	[-]
ξ_{bal}	Poměrná výška tlačené oblasti	[-]
$\rho_{w,min}$	Minimální hodnota stupně vyztužení	[-]
ρ_{ws}	Stupeň vyztužení	[-]
σ	Napětí	$[N \cdot m^{-2}]$
σ_{sd}	Návrhové napětí v prutu výztuže	$[N \cdot m^{-2}]$
σ_{sk}	Mezní napětí šířky trhlin	$[N \cdot m^{-2}]$
ϕ_0	Teoretický součinitel	[-]
Φ_t	Součinitel dotvarování	[-]
χ_i	Vzpěrnostní součinitel $\{\chi_y; \chi_z; \chi_{LT}\}$	[-]
ψ_i	Kombinační součinitele $\{\psi_0; \psi_1; \psi_2\}$	[-]
ψ_L	Součinitel zohledňující dotvarování	[-]
ω	Vlastní kruhová frekvence	$[1/s]$

1 Úvod a cíl práce

Tato práce se zabývá návrhem lávky pro pěší na Podskalí ve Strakonících. Podskalí je městský park, kterým teče řeka Otava. Přes řeku Otavu vedou dvě lávky, které spojují město s chatařskou oblastí a Ostrovem. Tyto lávky byly postaveny v 80. letech 20. století a v současnosti jsou ve špatném technickém stavu. Proto bude vytvořen návrh nové lávky nahrazující stávající přemostění.

Cílem této bakalářské práce je studie variant přemostění, parametrická studie s vlivem výstavby a návrh a posouzení konstrukce lávky pro pěší na Podskalí.

V textu práce bude popsána lokalita, ve které je návrh lávky řešen. Následně bude popsán současný stav lávek a jejich problematika. S ohledem na okolní prostředí budou zpracovány různé varianty nosných systémů, stručně budou shrnuty vlastnosti navržených variant a poté bude vybrána varianta pro podrobnější studii.

Dále bude práce zaměřena na popis zavěšených mostů a lávek a na chování nosného systému zavěšených konstrukcí. Poté budou uvedeny příklady podobných technických řešení.

Bude sestaven zjednodušený výpočtový model lávky pro určení vnitřních sil a navržení a posouzení jednotlivých částí konstrukce. V další části bude vybraná varianta podrobena zjednodušenému posouzení s ohledem na výstavbu. Následně bude provedena parametrická studie s vlivem chování závěsů a nosné vodorovné konstrukce. Parametrická studie se bude zabývat dimenzováním závěsů a jejich umístěním, vlivem výšky pylonu a určením rozměrů hlavního trubkového nosníku. Bude navržena výztuž desky mostovky a pylonu. Bude navrženo spřažení mezi ocelovou a betonovou částí mostovky. Poté se práce bude věnovat posouzení jednotlivých částí. Budou vypočítány vlastní frekvence lávky. A bude rozhodnuto, zda je potřeba provést dynamickou analýzu systému. Dynamická analýza není součástí této práce. Dále budou nakresleny základní výkresy lávky – příčný řez, podélný řez a vodorovný řez.

2 Seznámení s lokalitou a navržené varianty

Lávky pro pěší jsou situovány v Jihočeském kraji na území města Strakonice. Nachází se v jihovýchodní části města, která obyvatelům slouží jako oddychová zóna. Tato část se nazývá Podskalí (Obr. 1).



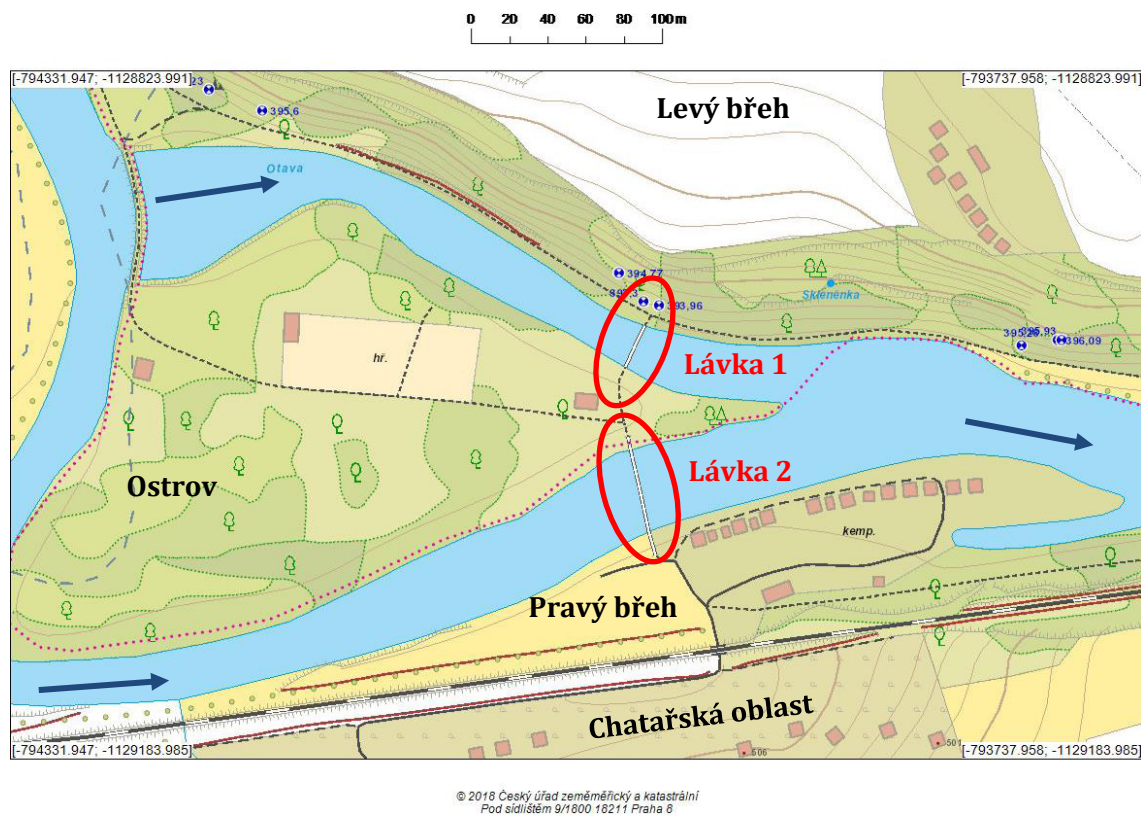
Obr. 1: Situace města Strakonice M 1:25000 [1]

Na Obr. 2 je detailněji vyobrazena situace Podskalí, kde se lávky nachází. Místo je pojmenováno podle velkého množství skal rulového a žulového původu na levém břehu řeky Otavy. Zde je vidět, že se jedná o oblast velmi navštěvovanou vodáky, obyvateli města i návštěvníky z jiných měst. Cílem návštěvníků je sportovní rekreace, poslech hudebních kapel nebo návštěva hospůdky na Ostrově.

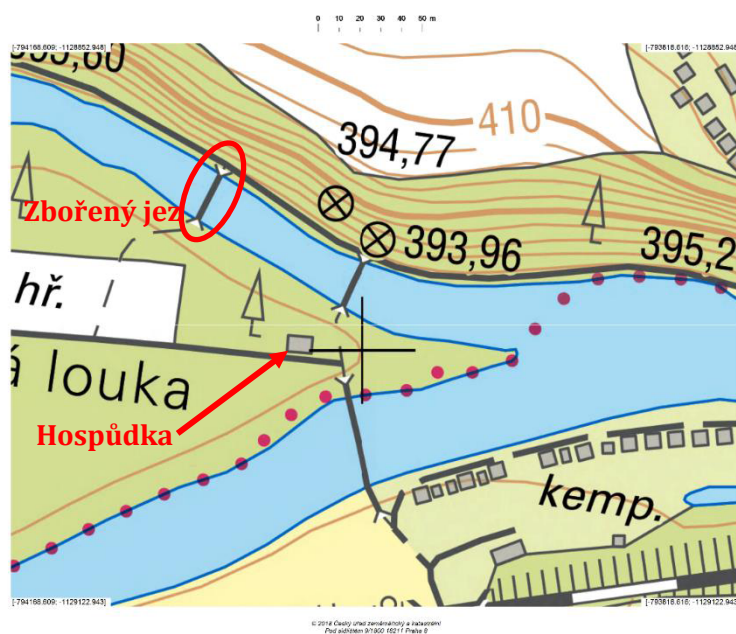
Lávky slouží zejména k propojení pravého a levého břehu řeky Otavy s Ostrovem (Obr. 2). Na pravém břehu se nachází chatařská oblast a vodácký kemp. Podél levého břehu je vedena cesta pro pěší a cyklostezka směřující do centra města a nedaleké obce jménem Nový Dražejov.

Ostrov je veřejností hojně využíván ke sportovním aktivitám, jakými jsou např. tenis a volejbal. Po hře se mohou občerstvit v místní hospůdce (Obr. 3). Na Ostrově je také dětské hřiště,

kteřé vyhledávají lidé z města i z kempu. Část Ostrova je vyhrazena pro venčení psů. Přes zmíněné lávky vede nejkratší cesta z města do chatářské oblasti.



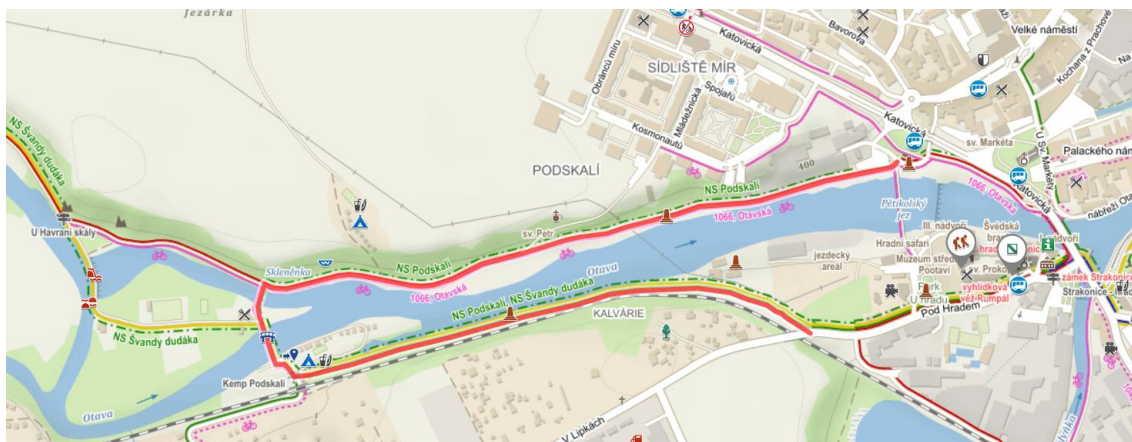
Obr. 2: Situace – Podskalí M 1:1000 [1]



Obr. 3: Situace – Podskalí Strakonice M 1:2000 [1]

Podskalí je vyhledávanou oblastí pro rybaření. Přes lávky vede turistická cesta na Strakonický hrad, který je známý svou věží Rumpál.

Podskalím vede naučná stezka, jejíž trasa je zřejmá z Obr. 4.



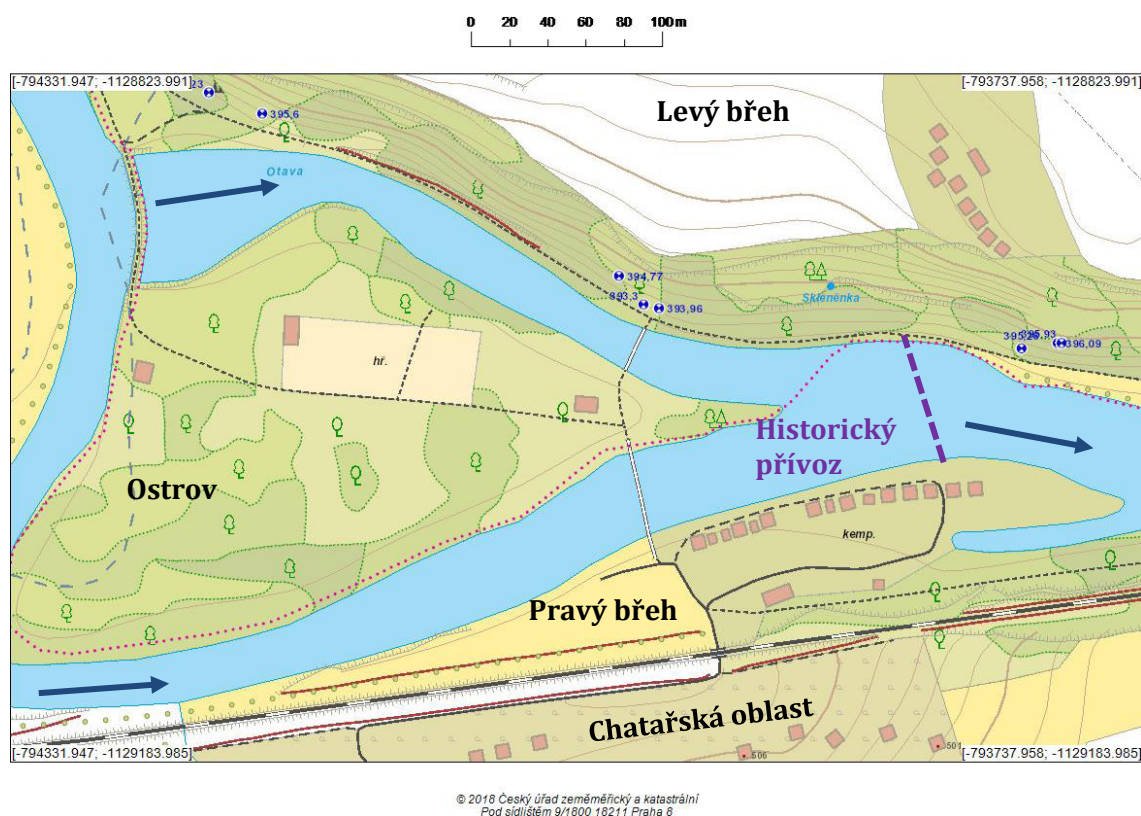
Obr. 4: Naučná stezka Podskalí [2]

2.1 Terén

Terén Podskalí odpovídá řece na jejím dolním toku, kdy je spád nízký, koryto je široké s meandry a slepými rameny. Ostrov je rovinný s výškou maximálně 2 metry nad hladinou vody. Levý břeh stoupá strmě hned od hranice řeky o přibližně 20 výškových metrů. V tomto břehu je velké množství skalních útvarů. Pravý břeh stoupá méně strmě. Hloubka koryta dosahuje přibližně 1 m u břehu a poté strmě klesá na 5 – 6 m.

2.2 Historie

Do roku 1985 byl v místě přívoz, který spojoval pouze levý a pravý břeh, jak je patrné z Obr. 5. Poté byly postaveny dvě lávky, které setrvaly až do dnes.



Obr. 5: Historický stav- před vznikem lávek M 1:1000 [1]

Při povodni v roce 2002 dosahovala hladina vody k dolní hraně hlavní nosné konstrukce, tj. 3,5 m nad běžnou hladinu vody. Tento fakt byl využit při návrhu volné výšky lávky.

2.3 Současný stav

Na zmíněném místě se nachází 2 ocelové lávky, jejichž nosnou část tvoří příhradová konstrukce. Na Obr. 6 je vyfocena kratší lávka zajišťující spojení mezi levým břehem a Ostrovem. Tato lávka přemostňuje koryto řeky o šířce přibližně 25 m. Poté je svedena na rovinný ostrov šířky přibližně 43,35 m. Následně pokračuje delší lávka, která naopak zajišťuje propojení Ostrova s pravým břehem řeky Otavy (Obr. 7). Její délka dosahuje 44 m.



Obr. 6: Lávka 1- spojující levý břeh s Ostrovem



Obr. 7: Lávka 2- spojující Ostrov s pravým břehem

Na Obr. 8 je možné spatřit pohled na obě lávky současně.



Obr. 8: Pohled na lávky

Nosná konstrukce stávajících lávek je vyrobena ze svařených válcovaných U profilů, které tvoří příhradovou konstrukci (Obr. 9). Na dolních pásech nosné konstrukce je uložena dřevěná mostovka.



Obr. 9: Ukázka svařovaných nosných U profilů a dřevěné mostovky

Celá konstrukce je prostě uložena na elastomerových ložiscích, která jsou umístěna na železobetonových blocích. Železobetonové bloky jsou uloženy na opěře, která je chráněna štětovými stěnami.



Obr. 10: Elastomerové ložisko



Obr. 11: Železobetonový blok

Světlá šířka lávek je 2 metry a volná výška nad hladinou je 3,5m.

Lávky jsou ve špatném technickém stavu. Na následujících obrázcích je názorná ukázka neudržované mostní konstrukce a její možné následky.

Na Obr. 12 je jasně vidět, že byla zanedbána antikoroziční ochrana ocelových prvků. Následně došlo ke zkorodování a odlupování původního antikorozičního nátěru.

Jako další závadu byla shledána ztrouchnivělá mostovka (Obr. 12). V dalším případě bylo nalezeno poškozené elastomerové ložisko, které je vyobrazeno na Obr. 10. Zde je vidět, že došlo k opotřebení pryžové gumy a k následnému popraskání.



Obr. 12: Zanedbaná antikoroziční ochrana

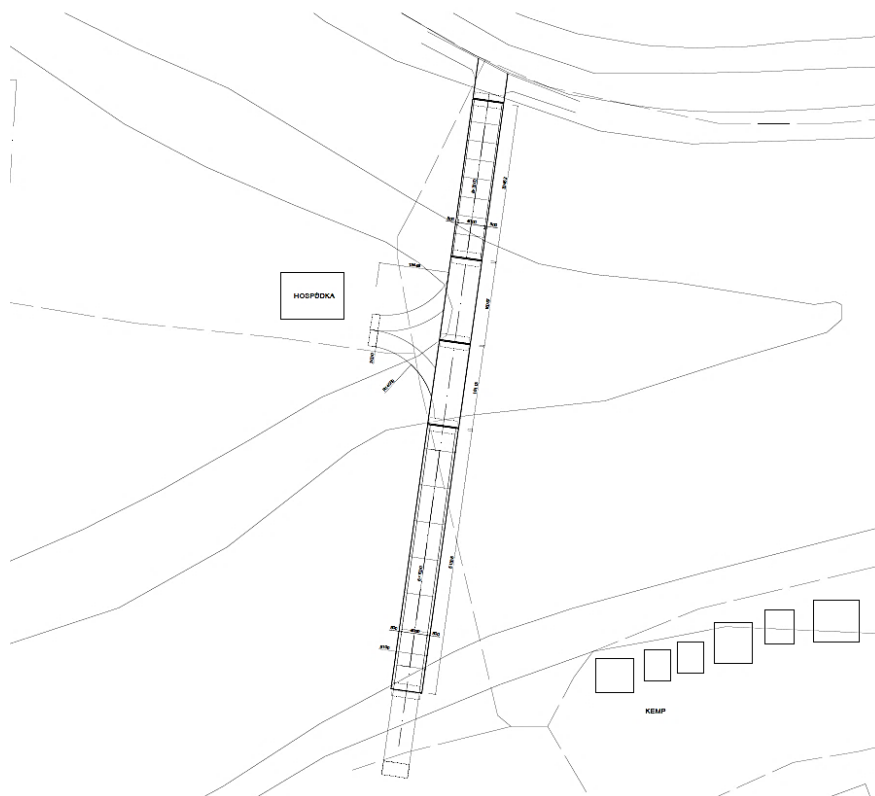


Obr. 13: Dřevěná mostovka – ztrouchnivělá

2.4 Navržené varianty

V dalším textu je popsáno 5 navržených variant.

2.4.1 Varianta 1: Ocelobetonová oblouková konstrukce s předpjatou mostovkou



Obr. 14: Půdorys obloukové varianty

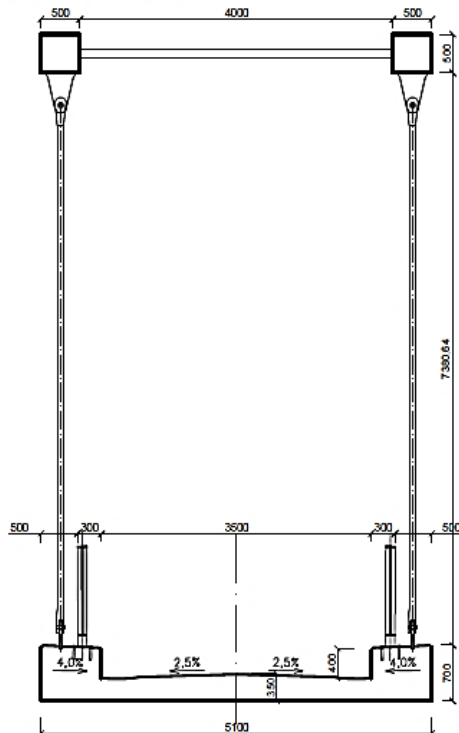
Popis konstrukce

Lávky byly navrženy jako jeden stavební objekt. Nosná konstrukce mostovky je rozdělena na 2 hlavní pole vedené přes řeku a 2 vedlejší pole přemostující Ostrov. Konstrukce je prostě podepřena na železobetonových opěrách a mezilehlých pilířích a uložena na hrncových ložiscích.

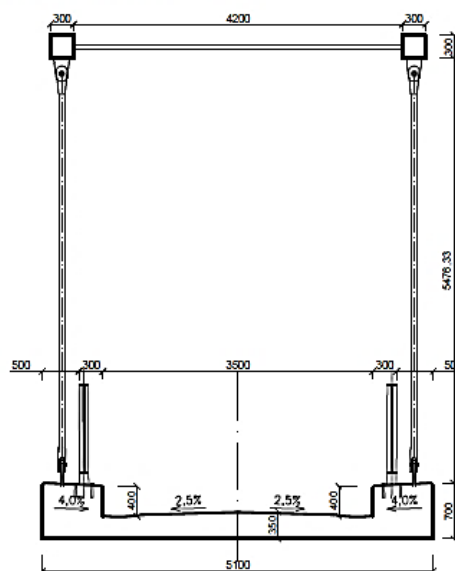
Hlavní nosnou konstrukci tvoří 2 ocelobetonové plnostěnné předpjaté oblouky s dolní mostovkou. Vodorovná nosná konstrukce je předem předpjatá z vysokopevnostního betonu UHPC o šířce 5,1 m s příčným střechovitým sklonem 2,5 % (Obr. 15). Na svrchní část mostovky je navržena pochozí izolace. Odvodnění mostovky je zajištěno pomocí odvodňovacího proužku

šířky 0,5m vyvedeným trubkou volně do řeky. Závěsy jsou vyrobeny z ocelových táhel Macalloy, které jsou kotveny v římsách konstrukce. [3]

SCHÉMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ
UPROSTŘED POLE LÁVKY 2

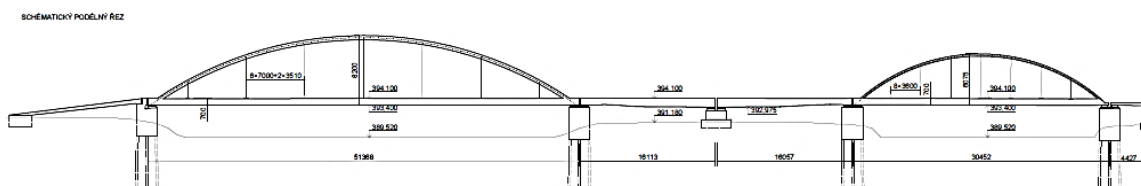


SCHÉMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ
UPROSTŘED POLE LÁVKY 1



Obr. 15: Schématický příčný řez obloukovou variantou

Délka nosné konstrukce kratší lávky, tj. lávky z levého břehu na Ostrov je 30,452 m a vzepětí oblouku je 6,075 m. Délka nosné konstrukce druhé lávky je 51,368 m a vzepětí oblouku je 8,2 m. Pole přemostňující Ostrov jsou dlouhá 16,113 m a 16,057 m (Obr. 16).



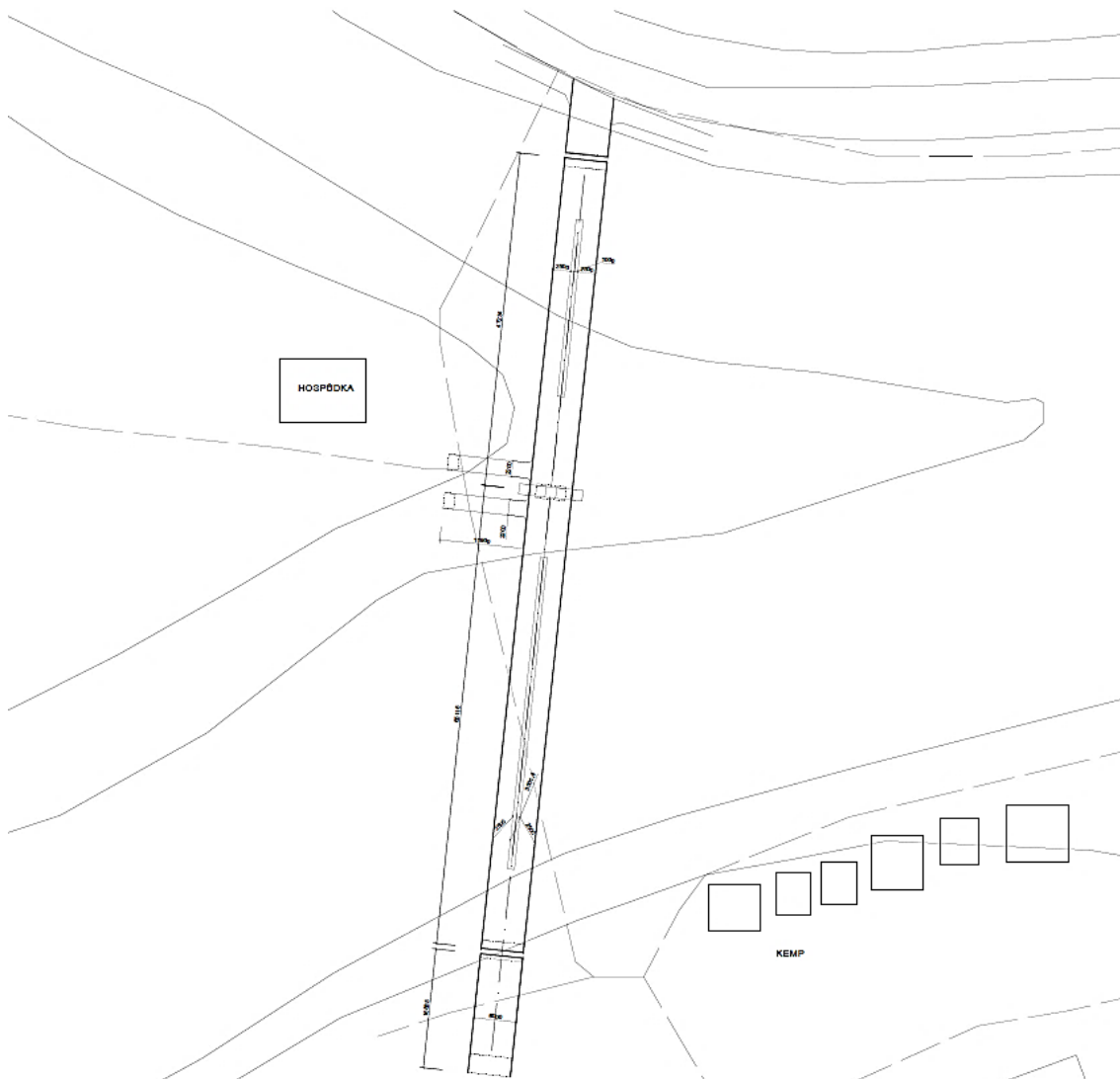
Obr. 16: Schématický podélný řez obloukovou variantou

Šířkové uspořádání lávky je $2 \times 0,75 + 1,5 + 2 \times 0,5$ m. Obě lávky jsou bezbariérové s max. podélným sklonem 8%. Na Ostrově byla navržena rampa oddělená pro sjezd a nájezd o šířce 2,2 m.

Spodní stavba bude založena na mikropilotovém základu o průměru mikropiloty 250 mm.

Výstavba železobetonových opěr a pilířů bude realizována na pevné skruži. Po dosažení požadované pevnosti betonu podpěr bude provedena betonáž mostovky, která bude probíhat na pevné skruži po celé délce lávek. Výroba ocelových oblouků bude zajištěna v mostárně. Konstrukce oblouků bude rozdělena na více částí díky snazší dopravě na stavbu. V hlavních polích bude připravena podpůrná konstrukce pro realizaci ocelobetonových oblouků. Jednotlivé části oblouků se osadí pomocí jeřábu. Na závěr proběhne montáž závěsů a jejich předepnutí.

2.4.2 Varianta 2: Zavěšená konstrukce se středovým pylonem

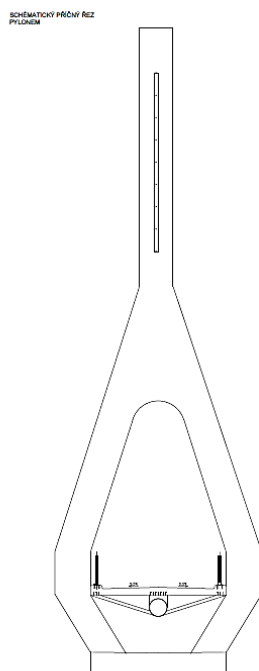


Obr. 17: Půdorys zavěšené varianty

Popis konstrukce

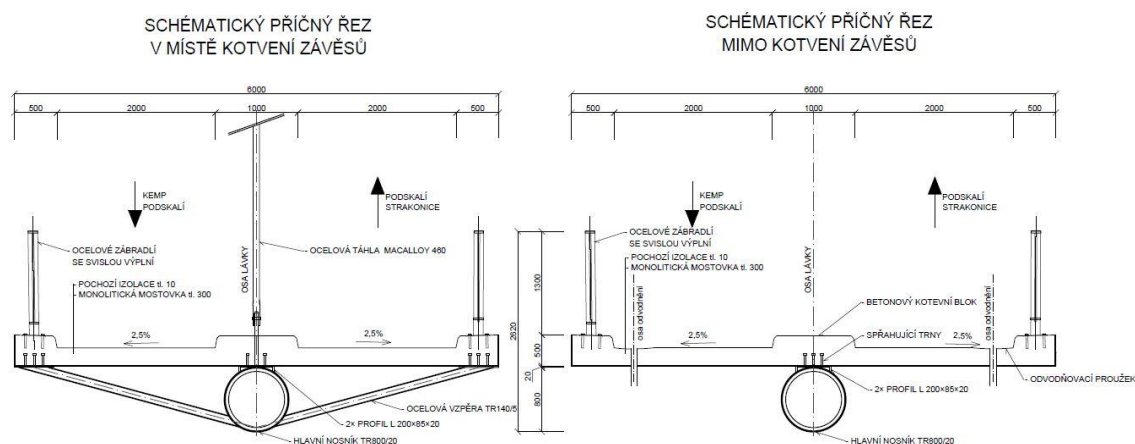
Lávky byly navrženy jako jeden stavební objekt se středovým pylonem. Nosná konstrukce mostovky je rozdělena na 2 hlavní pole vedené přes řeku. Nosná konstrukce mostovky v obou polích je vetknuta do betonového pylonu.

Tuhá konstrukce je tvořena plnostěnným železobetonovým pylonem. Jeho výška dosahuje 29 m. Na Obr. 18 je patrný jeho tvar. V pylonu je zakotveno celkem 20 ocelových táhel Macalloy [3]. Jejich uspořádání je polo-harfové. Závěsy jsou kotveny do betonových bloků ke styčnickým plechům přivařeným k nosné konstrukci (Obr. 19).



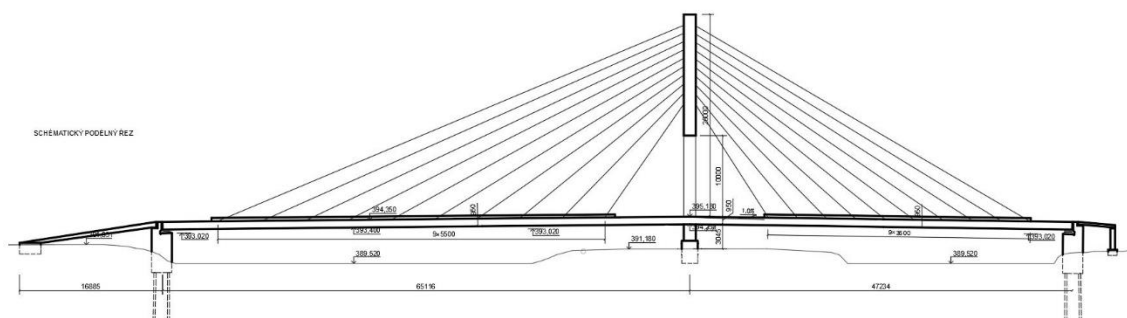
Obr. 18: Schématický příčný řez pylonem zavěšené varianty

Vodorovná nosná konstrukce je tvořena torzně tuhou ocelovou trubicí průměru 800 mm. Jedná se o spřaženou ocelobetonovou konstrukci. Ke spřažení dojde pomocí spřahovacích prvků, tj. spřahovacích trnů průměru 22 mm a výšky 150 mm. Mostovková část je z betonu tloušťky 300 mm. Šířka nosné konstrukce je 6,0 m s příčným střechovitým sklonem 2,5 %. Na nosné konstrukci je navržena pochozí izolace. Odvodnění mostovky je zajištěno pomocí odvodňovacího proužku šířky 0,5m vyvedeným trubicí volně do řeky (Obr. 19).



Obr. 19: Schématické příčné řezy zavěšené varianty

Délka nosné konstrukce lávky z levého břehu na Ostrov je 47,234 m. Tato část je zavěšena na 10 ocelových závěsech Macalloy s osovou vzdáleností 3,600 m [3]. Délka nosné konstrukce pokračující směrem na břeh chatářské oblasti je 65,116 m. Tato část je též zavěšena na 10 ocelových závěsech Macalloy ale s osovou vzdáleností 5,500 m (Obr. 20) [3].



Obr. 20: Schématický podélný řez zavěšenou variantou

Šířkové uspořádání lávky je $2 \times 0,5 + 1,5 + 0,5$ m v každém směru (Obr. 19). Lávky jsou navrženy jako bezbariérové s max. podélným sklonem 8 %. Na Ostrově byla navržena rampa oddělená pro sjezd a nájezd o šířce 2,2 m. Nosná konstrukce rampy je železobetonová a podepřena kruhovými železobetonovými stojkami.

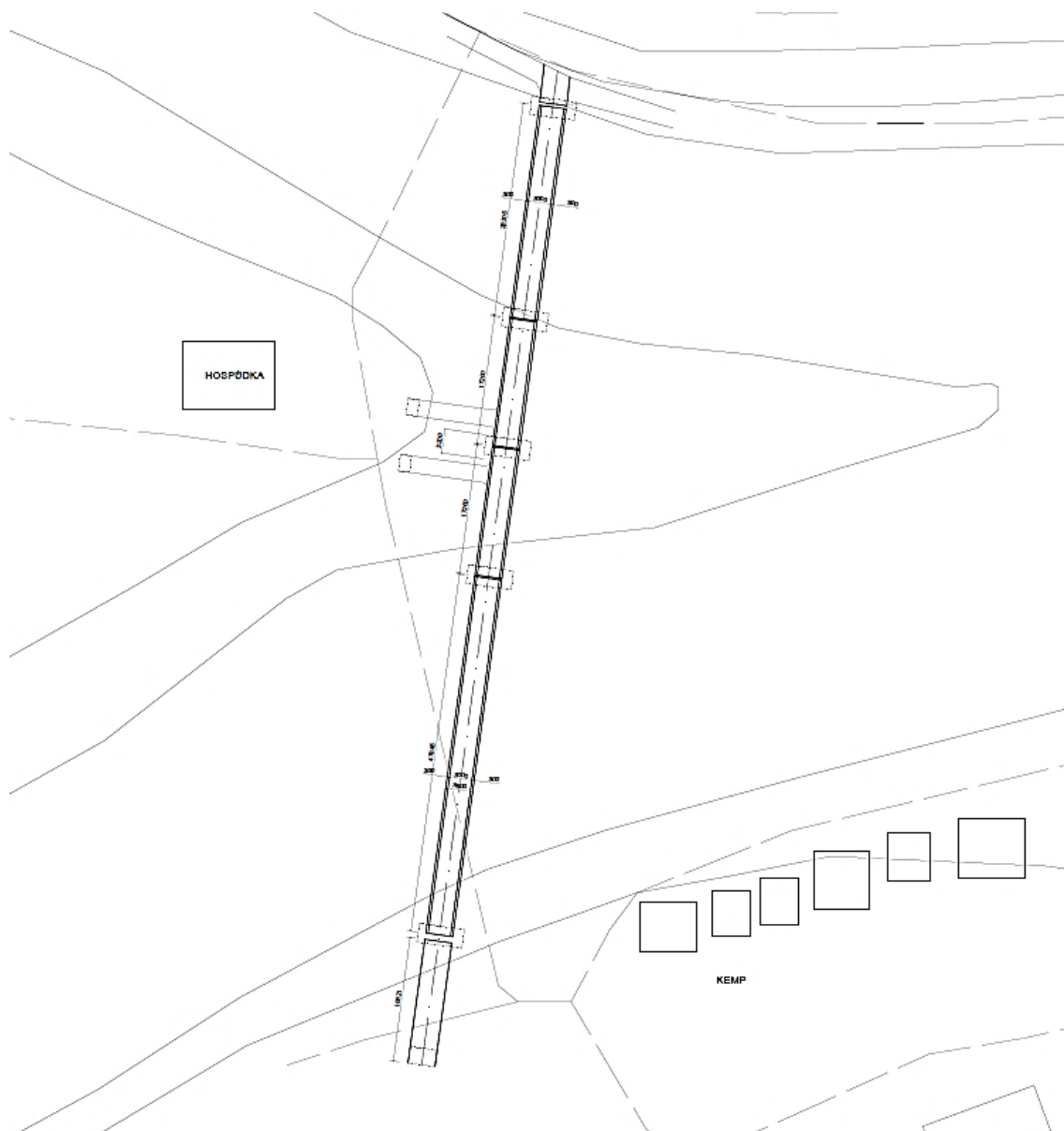
Spodní stavba je založena na mikropilotovém základu o průměru mikropiloty 250mm.

Výstavba železobetonových opěr a středového pylonu bude realizována na pevné skruži. Následně proběhne montáž ocelové nosné konstrukce.

Výroba ocelového svařovaného průřezu bude zajištěna v mostárně. Na konstrukci budou navařeny spráhovací trny. Konstrukce nosníku bude rozdělena na více částí v důsledku jednodušší

dopravy na stavbu. Poté dojde k instalaci ocelových závěsů Macalloy. Následně bude realizována betonová mostovka. Na závěr bude provedena pochozí izolace a instalace mostního vybavení.

2.4.3 Varianta 3: Vierendeelův nosník



Obr. 21: Půdorys Vierendeelova nosníku

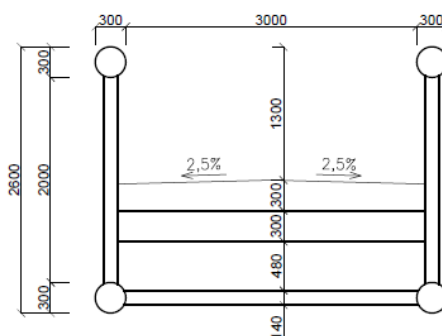
Popis konstrukce

Lávky byly navrženy jako jeden stavební objekt. Jedná se o spřaženou ocelobetonovou konstrukci. Nosná konstrukce je rozdělena na 2 hlavní pole vedené přes řeku a 2 vedlejší pole

přemost'ující Ostrov. Pole jsou prostě podepřena na železobetonových opěrách a mezilehlých pilířích a uložena na hrncových ložiscích.

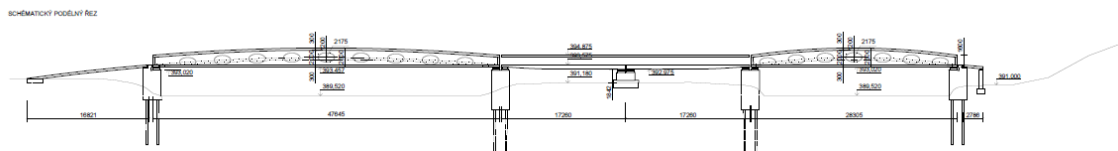
Hlavní nosnou konstrukci tvoří Viereendeelův nosník s mezilehlou železobetonovou mostovkou. Viereendeelův nosník je navržen z trubkových průřezů průměru 300 mm. Hlavní nosná konstrukce je příčně držena svařovaným válcovaným I profilem. Nosná konstrukce mostovky je železobetonová, parabolicky prohnutá se vzepětím 1,295 m. Šířka mostovky je 3,0 m s příčným střechovitým sklonem 2,5%. (Obr. 22). Na nosné konstrukci je navržena pochozí izolace. Odvodnění mostovky je zajištěno pomocí podélného sklonu.

SCHÉMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ
UPROSTŘED POLE LÁVEK



Obr. 22: Schématický příčný řez Viereendelovým nosníkem

Délka nosné konstrukce lávky z levého břehu na Ostrov je 28,305 m. Délka nosné konstrukce lávky z Ostrova na pravý břeh je 47,645 m. Střední pole přes Ostrov je dlouhé 32,170 m (Obr. 23).



Obr. 23: Schématický podélný řez Viereendelovým nosníkem

Šířkové uspořádání lávky je $2 \times 0,75 + 1,0 + 2 \times 0,5$ m. Lávky byly navrženy jako bezbariérové s max. podélným sklonem 8%. Na Ostrově byla navržena rampa oddělená pro sjezd a nájezd o šířce 2,2 m. Nosná konstrukce ramp jsou 2 ocelové válcované I profily výšky 300 mm. Pochozí část tvoří železobetonová monolitická deska, která je vyhotovena na

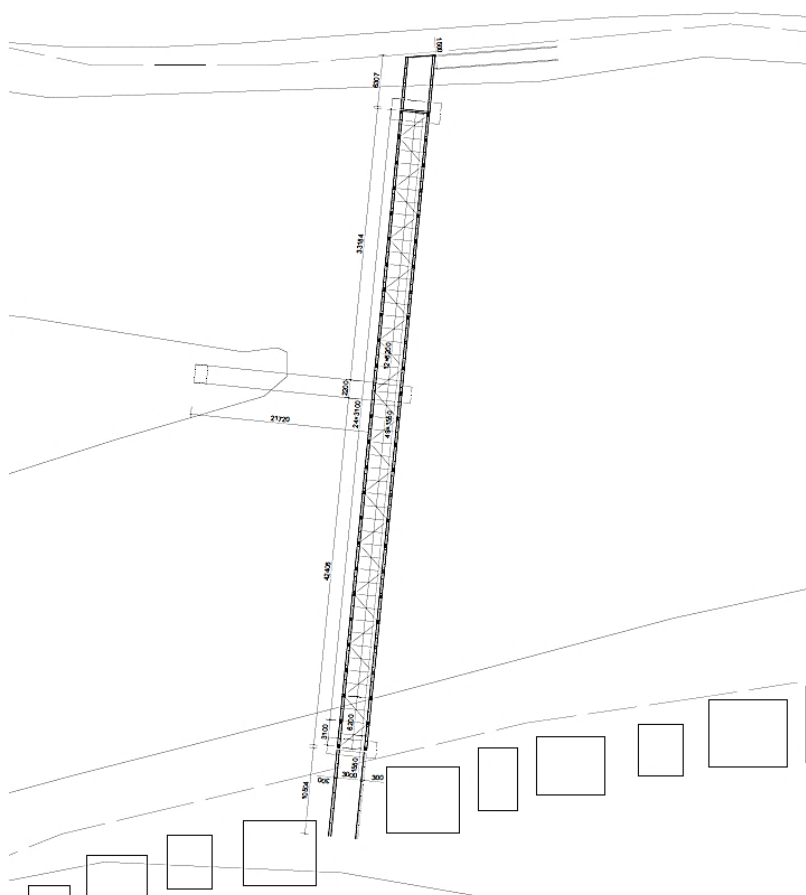
trapézovém plechu, který je přivařen k hlavním nosníkům. Rampy jsou podepřeny kruhovými ocelovými stojkami a přivařeny k hlavní nosné konstrukci lávek.

Spodní stavba je založena na mikropilotovém základu o průměru mikropiloty 250mm.

Výstavba železobetonových opěr a mezilehlých pilířů bude realizována na pevné skruži.

Výroba Vierendeelova nosníku bude zajištěna v mostárně. Konstrukce bude rozdělena na více částí, aby byla doprava materiálu na stavbu snadnější. Montáž Vierendeelova nosníku bude provedena pomocí provizorních podpor v řece. Po sestavení a uložení Vierendeelova nosníku bude provedena železobetonová monolitická mostovka. Na závěr bude provedena pochozí izolace a osazení zábradlí.

2.4.4 Varianta 4: Příhradová konstrukce



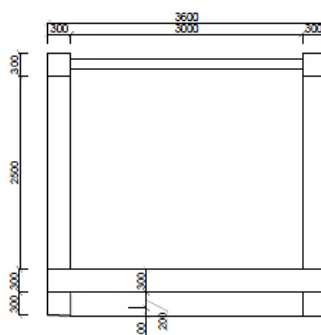
Obr. 24: Půdorys příhradové varianty

Popis konstrukce

Lávka byla navržena jako jeden stavební objekt. Nosná konstrukce mostovky je rozdělena na 2 hlavní pole vedené přes řeku. Pole jsou prostě podepřena na železobetonových opěrách a mezilehlém pilíři a uložena na hrncových ložiscích.

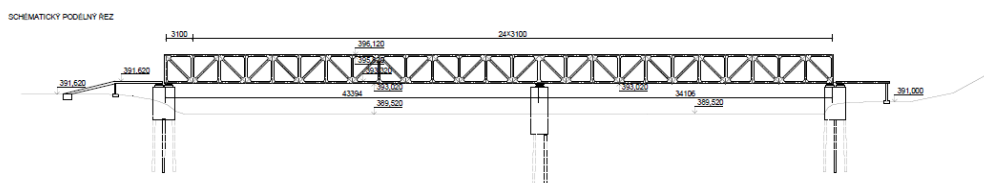
Hlavní nosnou konstrukci tvoří 2 ocelové tenkostěnné příhradové konstrukce s dolní mostovkou. Horní a spodní pás je tvořen svařovanými válcovanými HE 300 B průřezy. Diagonální prvky jsou vyrobeny ze svařovaných trubkových profilů 200/8. Zavětrování konstrukce v příčném směru je zajištěno pomocí příčníků, které jsou přivařeny k dolnímu pásu příhradové konstrukce. Horní pásy jsou propojeny ocelovou vzpěrou válcovaného trubkového průřezu 200/8. Mostovka je železobetonová o šířce 3,0 m (Obr. 25). Na mostovce je navržena pochozí izolace. Odvodnění mostovky je zajištěno pomocí odvodňovacího proužku šířky 0,5m vyvedeným trubkou volně do řeky.

SCHÉMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ
UPROSTŘED POLE LÁVKY



Obr. 25: Schématický příčný řez příhradovou variantou

Délka nosné konstrukce lávky z levého břehu k mezilehlému pilíři je 34,106 m. Délka nosné konstrukce na pravý břeh je 43,394 m (Obr. 16).



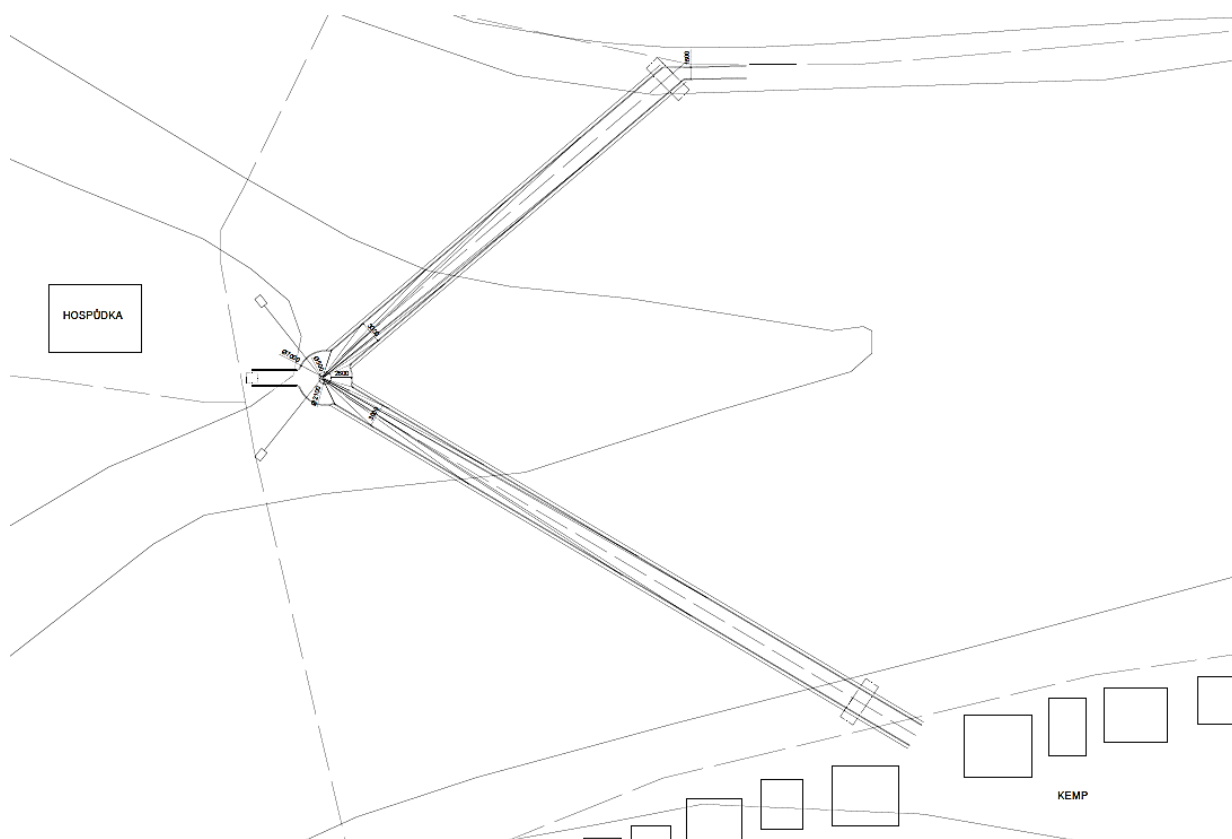
Obr. 26: Schématický podélný řez příhradovou variantou

Šířkové uspořádání lávky je $2 \times 0,75 + 1,0 + 2 \times 0,5 \text{ m}$. Propojení lávky s Ostrovem je zajištěno rampou tvořenou svařovanými válcovanými I profily o výšce 500 mm . Rampa byla navržena s maximálním podélným sklonem 8% . Rampa je podepřena ocelovými stojkami.

Spodní stavba je založena na pilotovém základu o průměru 900 mm .

Nejprve dojde k vybetonování krajních opěr a mezilehlého pilíře. Výstavba podpěr bude provedena na pevné skruži. Výroba ocelových válcovaných profilů bude zajištěna v mostárně. Konstrukce bude rozdělena na více částí, aby byla doprava materiálu na stavbu snadnější. Montáž příhradové konstrukce bude realizována na provizorních podporách umístěných v řece. Na stavbě bude smontována dohromady a jeřábem osazena na předem připravená ložiska. Po uložení příhradové konstrukce bude provedena železobetonová monolitická mostovka spřažená pomocí spřahovacích trnů.

2.4.5 Varianta 5: Zavěšená konstrukce se šikmým pylonem a s předpjatou mostovkou

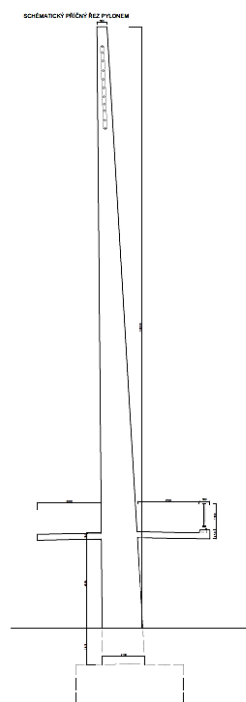


Obr. 27: Půdorys zavěšené varianty

Popis konstrukce

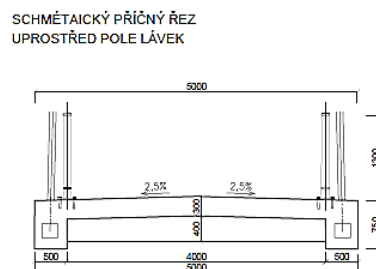
Lávky byly navrženy jako jeden stavební objekt se středovým pylonem. Nosná konstrukce mostovky je rozdělena na 2 hlavní pole vedené přes řeku. Nosná konstrukce mostovky v obou polích je vetknuta do betonového pylonu a na březích koryta řeky je prostě uložena na hrncových ložiscích na železobetonových opěrách.

Svislou nosnou konstrukci tvoří plnostěnný železobetonový pylon s ocelovými táhly Macalloy [3]. Jedná se o mohutnou konstrukci dosahující výšky 29 m. Na Obr. 28 je patrný jeho tvar. V pylonu je zakotveno celkem 22 ocelových táhel Macalloy. Jejich uspořádání je vějířové. Závěsy jsou kotveny do nosné konstrukce.



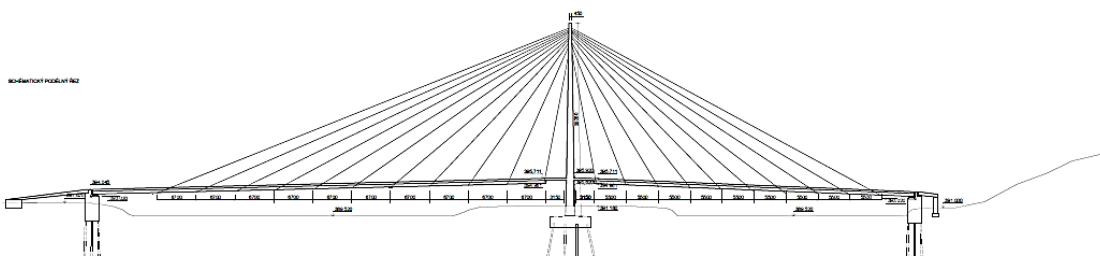
Obr. 28: Schématický příčný řez pylonem zavěšené varianty

Vodorovná nosná konstrukce je tvořena předpjatým dvoutrámovým nosníkem z vysokopevnostního betonu UHPC. Šířka nosné konstrukce mostovky je 5,0 m s příčným střechovitým sklonem 2,5 % (Obr. 29). Na nosné konstrukci je navržena pochozí izolace. Odvodnění mostovky je zajištěno pomocí příčného sklonu.



Obr. 29: Schématické příčné řezy zavěšenou variantou

Délka nosné konstrukce lávky z levého břehu na Ostrov je 59,427 m. Tato část je zavěšena na 11 ocelových táhlech Macalloy s osovou vzdáleností 5,500 m [3]. Délka nosné konstrukce pokračující směrem na břeh chatařské oblasti je 82,528 m. Tato část je též zavěšena na 11 ocelových táhlech Macalloy, ale s osovou vzdáleností 6,700 m (Obr. 30) [3]. Jako opatření proti nadměrným deformacím pylonu byly navrženy 2 kotevní bloky na Ostrově, do kterého jsou zakotveny ocelová táhla Macalloy. Kotevní bloky jsou navrženy na tažených pilotách (Obr. 27)



Obr. 30: Schématický podélný řez zavěšenou variantou

Šířkové uspořádání lávky je $2 \times 0,75 + 1,5 + 2 \times 0,5$ m. Lávky jsou navrženy jako bezbariérové s max. podélným sklonem 8 %. Na Ostrově byla navržena rampa pro sjezd a nájezd o šířce 2,2 m. Nosná konstrukce rampy je železobetonová. Rampa je podepřena kruhovými železobetonovými stojkami.

Spodní stavba je založena na mikropilotovém základu o průměru 250 mm.

Výstavba železobetonových opěr a středového pylonu bude realizována na pevné skruži. Poté následuje betonáž mostovky, která bude probíhat na pevné skruži po celé délce lávek. Následně proběhne montáž závěsů a jejich předepnutí.

2.5 Diskuse navržených variant

Z hlediska ekonomického mezi nejúspornější varianty lze zařadit příhradovou konstrukci (Obr. 26), Vierendeelův nosník (Obr. 23) a v neposlední řadě obloukovou konstrukci (Obr. 16). Ale toto hledisko při návrhu lávek není jediné. Významnou roli hraje zásah do krajinného rázu a ovlivnění okolí trvalou konstrukcí. Konstrukce by měla odpovídat prostředí, do kterého je začleněna.

Z architektonického hlediska jsou jednoznačně zajímavější zavěšené varianty (Obr. 20, Obr. 30).

Z materiálového hlediska je vhodnější volit betonové, popř. ocelobetonové konstrukce. Ocelovou konstrukci má význam navrhovat pro větší rozpětí.

Podskalí je místo výjimečné pro město a blízké obce, a proto má význam volit varianty, které jsou jedinečné, architektonicky zajímavé a estetické.

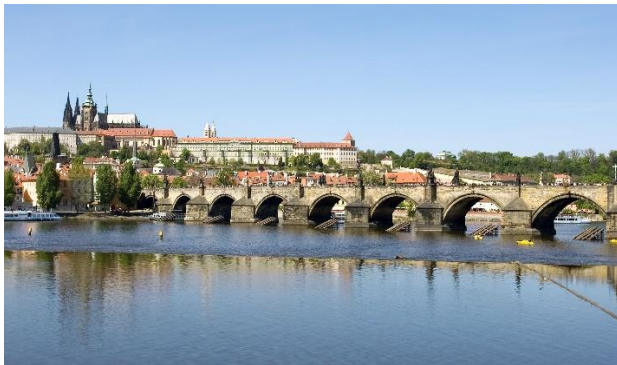
Pro podrobnější zpracování byla vybrána varianta 2: zavěšená konstrukce se středovým pylonem a vodorovnou nosnou konstrukcí procházející otvorem pylonu.

3 Rešerše

3.1 Terminologie

Mostní objekt je dopravní stavba, která nahrazuje zemní těleso v místě překonání umělé či přírodní překážky. Je nedílnou součástí dopravní cesty pozemních komunikací, drážních komunikací ale i vodních cest. Mostní objekty dělíme na mosty, propustky a lávky. Aby jednotlivé pojmy byly jasné, jsou uvedeny příklady jednotlivých mostních objektů. [4]

Mezi mosty patří dopravní stavby s kolmou světlostí alespoň jednoho mostního otvoru větší než 2,0 m (Obr. 31). Propustek je mostní objekt s kolmou světlostí menší než 2,0 m ale zároveň větší než 0,4 m (Obr. 32). Lávky se řadí mezi mostní objekty, které jsou určené pro chodce a cyklisty, servisním vozidlům či k revizím (Obr. 33). [4]



Obr. 31: Názorný příklad mostu [5]

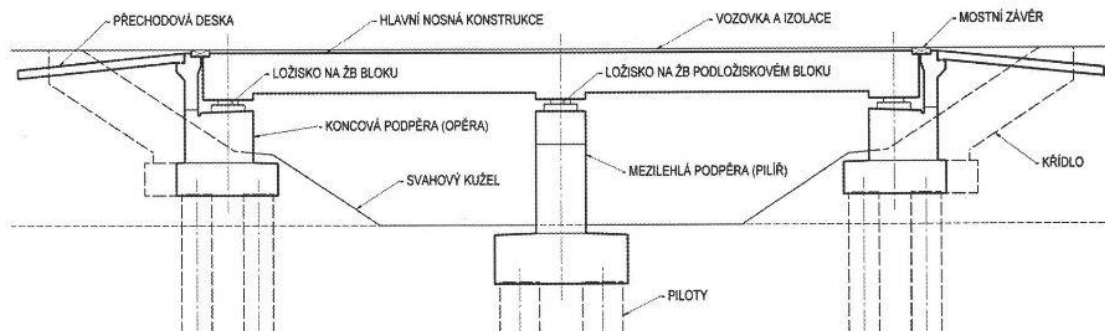


Obr. 32: Názorný příklad propustku [6]



Obr. 33: Názorný příklad lávky [7]

Jednotlivé části mostního objektu jsou znázorněny na Obr. 34.

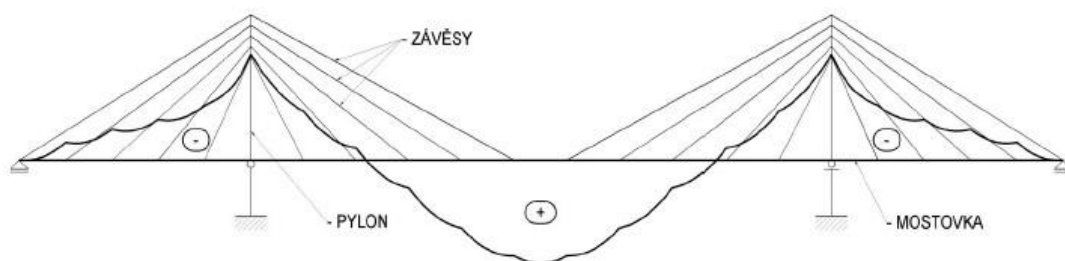


Obr. 34: Základní části mostního objektu [8]

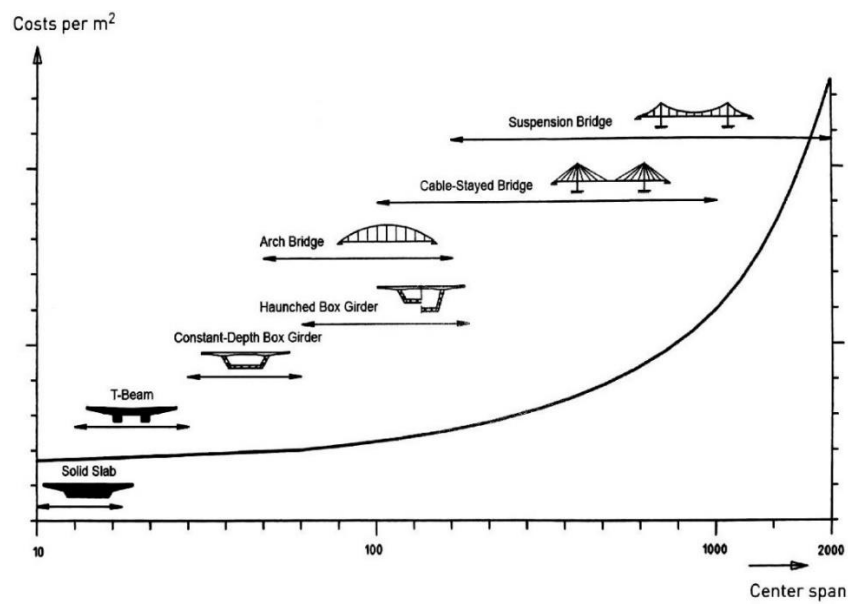
Průchozí prostor na lávkách je světlý prostor určený pro chodce a cyklisty. Je důležité průchozí prostor dodržet po celé délce mostního objektu. Průchozí prostor je ohraničen šířkou B_p a výškou H_p . Šířka B_p se stanovuje na základě výhledové intenzity chodců či cyklistů. Musí splňovat minimální požadavek volné šířky lávky, tj. 2,0 m. Minimální volná výška lávky je 2,5 m.

3.2 Obecný popis zavěšených konstrukcí

Zavěšené mosty jsou konstrukce, které jsou tvořeny třemi hlavními prvky: pylon, šikmé závěsy a vodorovná nosná konstrukce (Obr. 35). Vytváří tzv. tuhý nosný trojúhelníkový systém. Jsou vhodné k přemostění přírodních překážek, např. širokých řek, hlubokých údolí nebo roklí či umělých překážek, tj. dálnic. Aby byl návrh hospodárný, doporučuje se navrhovat zavěšené konstrukce s hlavním polem od rozpětí 100 m do 1 km (Obr. 36) [9], [10], [11]

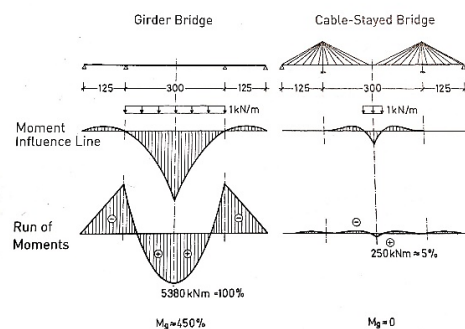


Obr. 35: Hlavní části zavěšených mostů [8]



Obr. 36: použití zavěšených konstrukcí v závislosti na rozpětí [11]

Mezi hlavní výhody zavěšených konstrukcí patří vysoká tuhost a stabilita systému, značná redukce ohybových momentů prostřednictvím závěsů (Obr. 37). Instalaci závěsů s jejich přesnou délkou lze dosáhnout stavu odpovídajícímu nosníku pružně podepřeného v místech kotvení šikmých závěsů, díky tomu jsou minimalizovány momenty od stálého zatížení. Další významnou výhodou zavěšených konstrukcí je jejich relativně jednoduchá výstavba, která je znázorněna na Obr. 38. U zavěšených konstrukcí je během fáze výstavby konzol přítomen stejný tok sil jako po dokončení. [11]



Obr. 37: porovnání momentů na trémovém mostě a zavěšeném mostě [11]



Obr. 38: Porovnání výstavby obloukových, visutých a zavěšených konstrukcí [11]

V rámci uspořádání rozpětí se rozlišují 3 základní typy:[9]

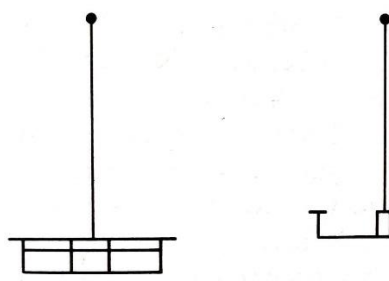
1. Konstrukce o dvou polích
2. Konstrukce o třech polích
3. Konstrukce o několika polích

3.2.1 Příčné uspořádání závěsů

Příčné uspořádání závěsů lze rozdělit dle počtu rovin závěsů do dvou základních skupin:

- Konstrukce s jednou rovinou závěsů:

Tento způsob uspořádání se používá při rozdělení jízdnic pruhů na mostním objektu. Závěsy jsou ve většině případech kotveny v ose konstrukce (Obr. 39). Pro lávky pro pěší je možné uplatnit asymetrické kotvení závěsů. V tomto případě jsou závěsy kotveny na okraji chodníku či říms (Obr. 40) Zatížení chodníků nebo říms je v porovnání s ostatním zatížením působícím na konstrukci malé, tudíž nevznikají velké torzní síly, které by vytvářely nestabilní systém. [9].



Obr. 39:

*Symetrické kotvení
závěsů [9]*

Obr. 40:

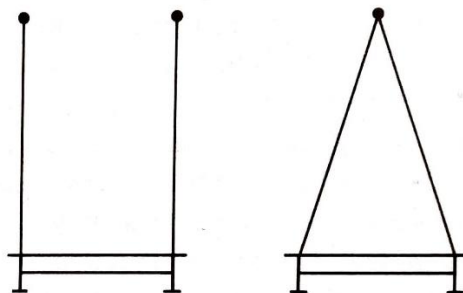
*Asymetrické
kotvení závěsů[9]*

Pylon může být navržen dvěma způsoby. Buď je tvořen jedním dříkem, který je kotven do mostovky, nebo dvěma dříky do tvaru A. Jednotlivé typy pylonů budou více rozebrány v části 3.3.3: *Pylony*.

Tyto konstrukce jsou výrazně namáhány kroucením, proto je důležité při návrhu dbát na správnou volbu hlavní nosné konstrukce, aby se omezily vysoké kroučící momenty. Pro tento typ konstrukce je vhodné navrhovat komorové průřezy o větší tloušťce. [10]

- Konstrukce s dvěma rovinami závěsů:

V tomto případě se rozlišuje dvojí uspořádání závěsů. Jako první možnost je systém tvořený svislými rovinami umístěnými na každé hraně hlavní nosné konstrukce (Obr. 41). Jako druhé možné řešení je systém, ve kterém jsou roviny závěsů šikmé a směřují do osy hlavy pylonu (Obr. 42). [9]



Obr. 41: Svislé roviny závěsů [9]

Obr. 42: Šikmé roviny závěsů [9]

I v tomto uspořádání může být více variant konstrukčního řešení pylonu. Při využití svislých rovin závěsů se navrhuje pylony ze dvou samostatných dřívků. Pro zvýšení tuhosti mohou být spojeny příčným nosníkem do tvaru H. Pylony ve tvaru A se nejčastěji aplikují pro šikmé závěsy kotvené v hlavě pylonu.

Požadavky na nosnou konstrukci jsou v tomto případě nižší. Konstrukce jsou výrazně tužší z pohledu kroucení, tedy není nutné navrhovat průřezy s vyšší konstrukční výškou. V některých případech se využívají tenké mostovky deskového či trámového příčného řezu. [10]

3.2.2 Podélné uspořádání závěsů

Výběr uspořádání závěsů a jeho počtu závisí na délce rozpětí, typu zatížení, počtu jízdnic pruhů, výšce pylonů a v neposlední řadě na ekonomice a estetickém dojmu. Závěsy jsou kotveny v pylonu a v nosné konstrukci. Místa kotvení závěsů se stávají oblastmi s vysokými zatíženími a tedy je nutné zajistit správný přenos sil do celkového konstrukčního systému, aby došlo k rovnoměrnému namáhání. V podélném směru rozlišujeme hned několik variant uspořádání závěsů:

Vějířové

Jedná se o systém, ve kterém se závěsy sbíhají do společného bodu v horní části pylonu (Obr. 43). Závěsy mají velký sklon vzhledem k nosné konstrukci, což je optimální poloha pro přenos stálého a užitého zatížení. V místě kotvení závěsů v pylonu vznikají velké smykové a ohybové momenty, které působí po celé výšce pylonu. V důsledku velké koncentrované síly v horní části pylonu nastávají potíže při kotvení závěsů k pylonu. V případě poruchy musí dojít k okamžité výměně závěsů. Nevýhodou vějířového uspořádání je fakt, že jsou kotvy ve velmi blízké vzdálenosti, a proto je jejich výměna technicky náročná. V dolní části je do nosné konstrukce vnašena minimální vodorovná síla ze šikmých závěsů. [9], [10]

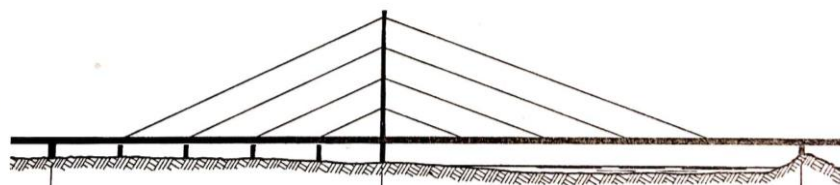


Obr. 43: vějířové uspořádání závěsů [11]

Harfové

Harfové uspořádání je charakteristické rovnoběžným vedením závěsů do pylonu (Obr. 44). Šikmé závěsy jsou rovnoměrně rozmístěny po celé výšce pylonu. Tento fakt platí i pro kotvení v nosné konstrukci. Vysoká spotřeba oceli na závěsy je jednou z nevýhod tohoto uspořádání.

Z estetického hlediska naopak patří k nejvyužívanějšímu podélnému uspořádání závěsů. Výměna závěsů při náhlém poškození je znatelně snazší právě díky rovnoměrnému rozložení závěsů. [9], [10],[11]

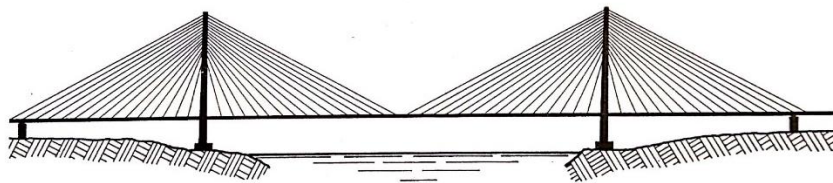


Obr. 44: Harfové uspořádání závěsů [11]

Polo-harfové

Způsob uspořádání na Obr. 45 je kombinací vějířového a harfového typu. Šikmé závěsy jsou kotveny v pylonu s menšími vzdálenostmi než u harfového typu. Vzhledem k jejich

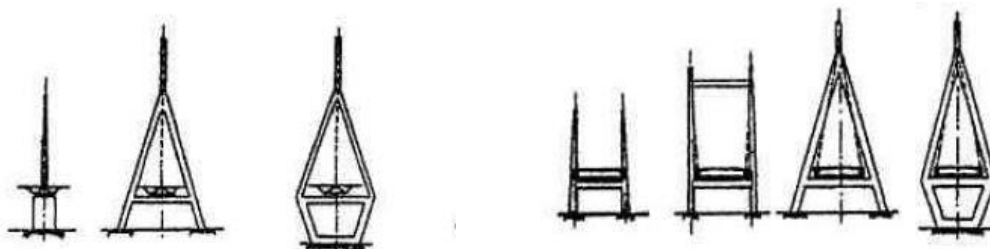
rozmístění nejsou závěsy rovnoběžné. I přesto je zajištěn dobrý přístup k jednotlivým závěsům pro údržbu.[9], [10], [11], [12]



Obr. 45: Polo-harfové uspořádání závěsů [11]

3.2.3 Pylony

Pylony mají různé tvary a varianty řešení, aby vyhovovaly různým typům uspořádání závěsů, požadavkům na vzhled, estetice a ekonomice. Jak již bylo zmíněno v předchozí kapitole 3.2.1, pro konstrukce s jednou rovinou závěsů se navrhuje pylon o jednom dříku, který je kotvený do mostovky nebo pylon ve tvaru A (Obr. 46). Také je možné použít netypický tvar pylonu, který je patrný na Obr. 46. [9], [10]



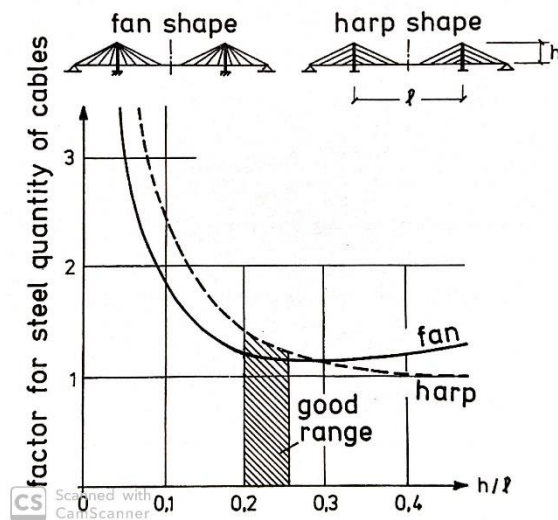
Obr. 46: Tvary pylonů pro jednu rovinu závěsů [10]

Obr. 47: Tvary pylonů pro dvě roviny závěsů

[10]

Pro konstrukce s dvěma rovinami závěsů se používají pylony tvořeny dvěma dříky vetknutými do krajních částí mostovky; portálové rámy; nebo pylony do tvaru A či H (Obr. 47). [9], [10]

Výška pylonů se stanovuje na základě několika hledisek, jako je vztah výšky pylonu k délce rozpětí, typ uspořádání závěsů a významnou roli hraje estetičnost. Zpravidla se navrhuje jako $(0,2 \div 0,25)$ délky hlavního pole (Obr. 48) [11]



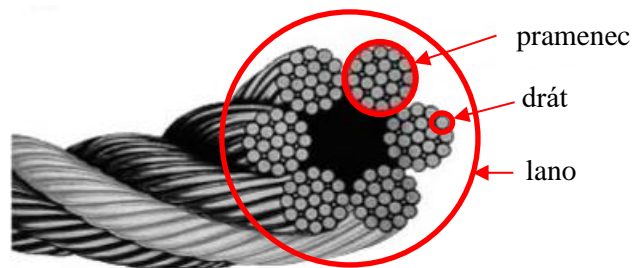
Obr. 48: Vhodný poměr výšky pylony k délce hlavního pole [11]

V současné době se používají následující druhy materiálu pro konstrukci pylonů, tj. beton, ocel a jejich kombinace. Pylony jsou zatíženy především tlakem, kterému lépe odolává beton, a proto se betonové pylony uplatňují více. Zároveň jsou betonové pylony úspornější oproti ocelovým. Pouze v případě, že by špatné základové podmínky vyžadovaly velmi dlouhé piloty, je výhodnější použít ocelové pylony díky jejich nízké hmotnosti.

3.2.4 Charakteristika závěsů

Závěsy jsou dalším důležitým prvkem ke správnému fungování zavěšených mostů. Nejprve budou vysvětleny termíny, které se využívají v této kapitole. [9]

- Drát (wire) je hutní ocelový výrobek kruhového průřezu, jehož délka mnohonásobně přesahuje průměr
- Pramének (strand) jsou jednotlivé dráty spletené do šroubovice
- Lano (rope) je svazek 7 pramenců spletených do šroubovice
- Závěs (cable) je jakýkoli pružný, tažný prvek složený z jednoho nebo více skupin drátů, pramenců či lan.

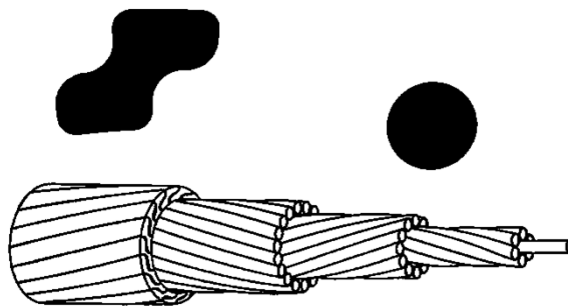


Obr. 49: Jednotlivé části závěsů [13]

V současnosti se využívají 3 základní typy kabelů:

Locked coil rope

Tento typ se skládá z vnitřních drátů průměru 5 mm a vnějších vrstev tvořených dráty ve tvaru Z (Obr. 50). Ochrana proti korozi je zajištěna galvanizací všech drátů, vyplněním mezer inhibitorem koroze a natíráním povrchu lana několika vrstvami barvy. Při namáhání lana dochází k uzamykání povrchu proti vniknutí vody. Pevnost v tahu lana je 1470 MPa. Modul pružnosti tohoto lana je nižší než oceli a dosahuje $(120 \div 180) \cdot 10^3 \text{ MPa}$ v závislosti na zatížení. [11]



Obr. 50: Locked coil rope [11]

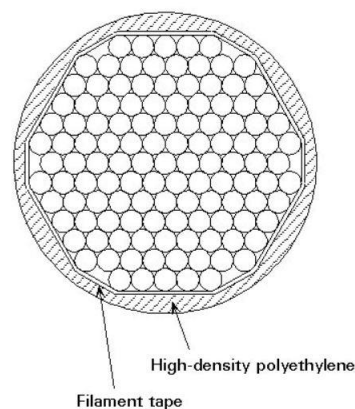
Mezi výhody patří dobrá ochrana proti korozi a jednoduchá údržba. Naopak jejich nižší tuhost, snížená pevnost v tahu, snížená únavová pevnost a podléhání tečení materiálu je nevýhodou tohoto lana. [11]

Odlévají se do kotevních hlavic s tahovou pevností 700 MPa. Spojování jednotlivých drátů s kotevním blokem se provádí litím za tepla. Konec lana se roztřepí a zalije se zinkovou slitinou uvnitř kotevního bloku. [11]

Parallel wire cable

Jedná se o závěs tvořený několika rovnými dráty průměru 7 mm (Obr. 51). Tento typ závěsu je známý svou vysokou tuhostí, vysokou pevností v tahu, vyšší únavovou pevností s HiAm kotvením a nepodléhá tečení materiálu. Tzv. HiAm kotvení spočívá v tom, že jednotlivé dráty se postupně ukotví bočním tlakem způsobeným malými ocelovými kuličkami uvnitř kuželového kotevního bloku. Jako plnivo se používá směs epoxidové pryskyřice a zinkového prachu, což zajišťuje fixaci kuliček a připojuje PE trubku ke kotevnímu bloku. Toto řešení nabízí vyšší únavovou pevnost, protože teplotně neovlivní konec závěsu, tak jako je to v případě lití za tepla [11]

Antikorozní ochrana je zajištěna vnější PE (polyethylen) trubkou vyplněnou cementovou zálivkou. Pro snížení teploty PE trubek se doporučuje volit světlou barvu, která dosahuje maximální teploty 40°C při ohřevu vyvolaném zářením slunce. Ke zbarvení PE trubek se používají samolepící pásy, které musí být odolné vůči povětrnostním vlivům a zároveň by měly mít vysokou pevnost v tahu, aby se zvýšila odolnost PE trubek proti roztržení. Vyrábí se z materiálu PVF (polyvinylfluorid), který má životnost více jak 25 let. [11]



Obr. 51: Parallel wire cable [13]

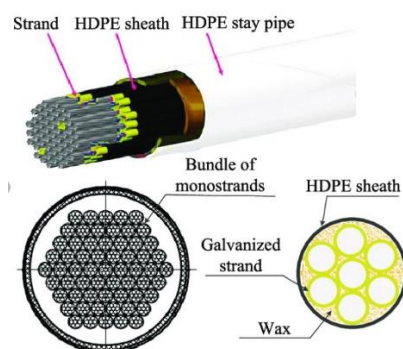
Pevnost kabelu v tahu je 1670 MPa . Modul pružnosti tohoto kabelu je srovnatelný s ocelí a dosahuje $205 \cdot 10^3\text{ MPa}$. [11]

Parallel strand cable

Závěs je spletený z pramenců o průměru 15 mm . Každý pramenec je tvořen 7 dráty průměru 5 mm (Obr. 52). Výroba závěsů se provádí až na stavbě, kde dochází ke spletení jednotlivých pramenců dohromady. Mezi výhody lze zařadit nižší přepravní hmotnost, možnost vyměnit

jednotlivé pramence při poškození a trojitou antikorozi ochranu, která nevyžaduje dodatečnou cementovou zálivku.[11]

Antikorozi ochrana je zajištěna galvanizací každého drátu, popř. epoxidovým nátěrem, tukovou výplní mezi jednotlivými dráty a ochranným pláštěm z PE materiálu. Takto chráněné jednotlivé pramence se nazývají monostrandy. Monostrandy jsou umístěny do HDPE (vysokohustotní polyethylen) trubky (Obr. 52). [11]

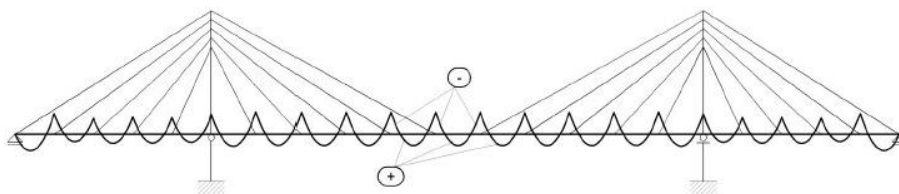


Obr. 52: Parralel strand cable [14]

Tahová pevnost kabelu je 1870 MPa . Modul pružnosti je nižší než u oceli, dosahuje $195 \cdot 10^3 \text{ MPa}$. [11]

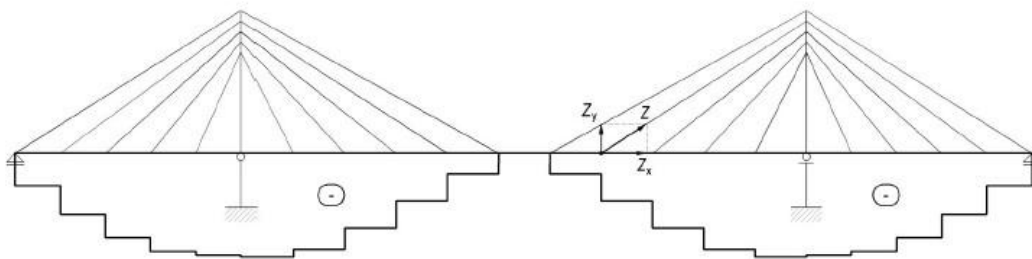
Přenos síly v závěsech

Úhel sklonu závěsů od vodorovné nosné konstrukce musí být minimálně 20° . Šikmé závěsy jsou tažené prvky působící jak na pylon, tak na vodorovnou nosnou konstrukci. Síly v závěsech se rozkládají do vodorovné a svislé složky. Svislá složka působí jako pružná podpora vodorovné nosné konstrukce. [10], [11]



Obr. 53: Průběh ohybových momentů na vodorovné nosné konstrukci [8]

Vodorovná složka způsobuje normálovou sílu ve vodorovné nosné konstrukci. Hodnota normálové síly je v místě krajních podpor nejnižší, směrem k pylonu normálová síla narůstá a dosahuje nejvyšší hodnoty. [10]



Obr. 54: Průběh normálové síly na vodorovné nosné konstrukci [8]

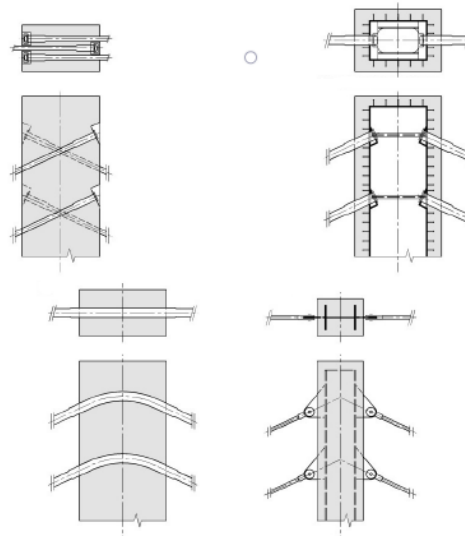
Pylon je namáhán svislou i vodorovnou složkou. Svislá složka způsobuje normálovou sílu. Vodorovná složka vyvozuje posouvající sílu a ohybový moment.

Velikost a počet závěsů jsou určovány geometrickým uspořádáním mostu a typem zatížení, které na konstrukci působí. Rozmístění závěsů na pylonu se doporučuje jako 0,03 délky hlavního pole. Vzdálenost mezi závěsy v podélném směru se navrhuje mezi 3 ÷ 12 m. [9], [10]

Kotvení závěsů v pylonu

Na základě materiálu, do kterého se budou kotvit závěsy se rozlišují následující typy: [11]

- Typ 1: pylon s plným betonovým průřezem (Obr. 55)
Jednotlivé závěsy jsou protaženy skrz betonový pylon a kotveny na protější straně.
- Typ 2: pylon s dutým průřezem (Obr. 55)
Závěsy jsou kotveny na přilehlé kolmé straně, jak je znázorněno na Obr. 55. V tomto místě vznikají velké tahové síly, proto je nutné stěny spojit předpínacími tyčemi.
- Typ 3: pylon s ocelovou horní částí (Obr. 55)
K horní části je přivařena ocelová deska, ke které jsou přichyceny závěsy.
- Typ 4: protažení závěsů pylonem (Obr. 55)
Méně častý způsob je protažení závěsů v chrániče skrz pylon do sousedního pole. V tomto případě je velmi obtížná údržba.



Obr. 55: Kotvení závěsů v pylonu [8]

Kotvení ve vodorovné nosné konstrukci

Do betonové konstrukce se zabetonuje ocelová trubka. Na této trubce jsou navařeny kroužky pro přenos síly do nosné konstrukce. Trubkou se protáhne závěs. Konec závěsu se rozplete a jednotlivá lana se pomocí klínů zajistí v kotvicím bloku. Kotvicí blok je přes matici opřen o zabetonovanou trubku [11]

U ocelové nosné konstrukce je síla ze závěsů přenášena přímo do hlavní nosné konstrukce. V pásnici hlavního nosníku se vytvoří otvor, do kterého se vloží plech, který se tupým svarem spojí se stojinou. K tomuto plechu se přivaří trubka, ve které se upevní kotvicí blok. Blok se ukotví pomocí podložek nebo matice [11]

Závěsy jsou v obou případech kloubově připojeny.

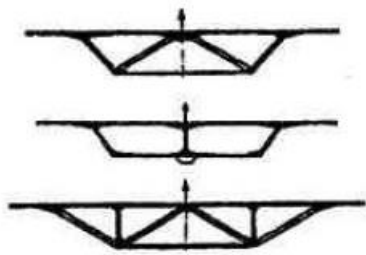
3.2.5 Příčné profily nosné konstrukce

Při návrhu příčného profilu nosné konstrukce hrají důležitou roli následující faktory - počet rovin závěsů, šířkové uspořádání a zatížení mostu. Nejčastěji se navrhují příčné profily betonové, ocelové či spřažené ocelobetonové. [9]

První zavěšené mosty byly charakteristické malým počtem závěsů s velkými vzdálenostmi v podélném směru. Vlivem tohoto uspořádání bylo nezbytné zajistit konstrukci proti vychýlení, navrhovaly se vodorovné nosné konstrukce s vysokým průřezem a s vysokou tuhostí. V dnešní

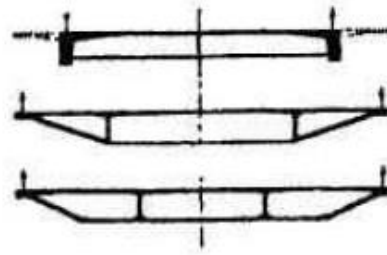
době se naopak používá uspořádání s vyšším počtem závěsů, s nižší stavební výškou profilu a tenčí mostovkou.[10]

V případě jedné roviny závěsů se navrhují příčné profily odolávající proti kroucení. Nejčastějším typem je komorová nosná konstrukce s vyšší stavební výškou. Mostovky s příliš dlouhými konzolami se doplňují vnějšími vzpěrami (Obr. 56). [10]



Obr. 56: Příčné profily pro jednu rovinu závěsů

[10]



Obr. 57: Příčné profily pro dvě roviny závěsů

[10]

Konstrukce s dvěma rovinami závěsů jsou samy o sobě tuhé v kroucení, proto je možné navrhnout velmi tenkou mostovku s dvoutrámovým, popř. deskovým příčným profilem. V místě kotvení závěsů se u širších mostovek doporučuje zajištění příčné stability pomocí příčniců mezi podélnými trámy. Pro mostovky dosahující šířky 45 m se navrhují vícekomorové příčné profily (Obr. 57). [10]

3.2.6 Zatížení působící na zavěšené konstrukce

Na zavěšené konstrukce působí stálé a proměnné zatížení: Jejich účinky je nutné rozlišit. Stálé zatížení působí na konstrukci jako na spojitý nosník, který je v místě kotvení závěsů pevně podepřen. Na základě tohoto faktu je nutná úprava sil v jednotlivých závěsech, tzv. rektifikace závěsů (Obr. 53). Při působení proměnného zatížení představují závěsy pružné podpory. Velkou roli při návrhu hraje zatížení dopravou, u lávek pro pěší zatížení davem; účinky větru a účinky teploty. Mezi účinky teploty patří rovnoměrné i nerovnoměrné oteplování a ochlazování. V neposlední řadě je důležité posoudit dynamické chování konstrukce. [10]

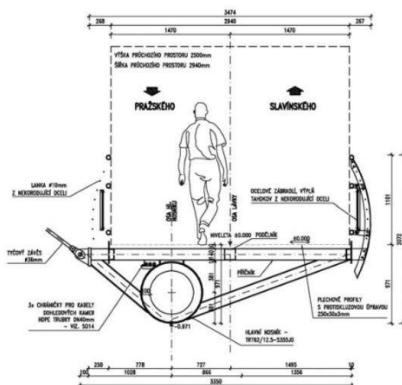
3.3 Příklady zavěšených mostů

3.3.1 Lávka pro pěší v Praze na Barrandově

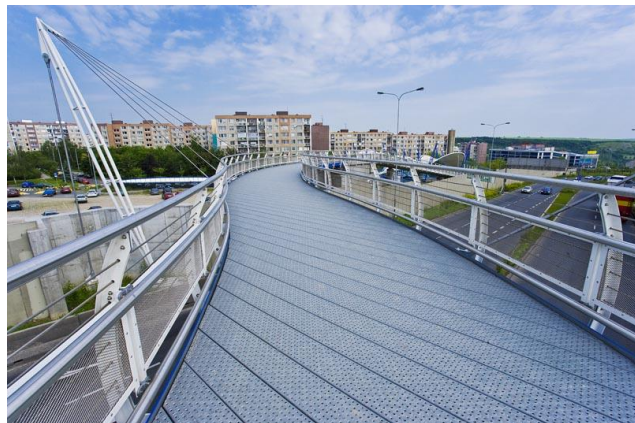
Lávka byla realizována za účelem propojení části sídliště na Barrandově s nově vybudovanou pěší osou procházející zastávkou tramvaje. Byla postavena koncem května v roce 2006. [15]

Lávka je navržena jako ocelová zavěšená konstrukce s kruhovým hlavním nosníkem. Jedná se o jednopolevou konstrukci s rozpětím $45,135\text{ m}$. Hlavní nosná konstrukce je zakřivená do tvaru S. Příčná tuhost je zajištěna příčnicí vzdálenými 3 m od sebe. Další ztužení konstrukce je pomocí vnitřních podélníků a ztužení podporujících mostovku. Mostovka je tvořena perforovanými panely s protiskluzovou ochranou. Šířka průchozího prostoru je $2,94\text{ m}$. Lávka je tvořena ze 2 protisměrných ocelových pylonů, které nesou 10 závěsů držících nosnou konstrukci a 2 závěsy, které kotví pylon k základovému bloku. Jsou použity tyčové závěsy Macalloy dvojího typu - $\varnothing 36\text{ mm}$ a $\varnothing 85\text{ mm}$. Kmitání lávky je tlumené dvěma pohlcovači kmitání. Na ocelovou část lávky jsou napojeny železobetonové rampy se sklonem 11% a železobetonové schodiště. [15]

Ocelová konstrukce byla smontovaná na staveništi, zavěšena na dva jeřáby a následně osazena na předem připravené opěry. Aby nedošlo k prolomení nosné konstrukce byla postavena provizorní podpora uprostřed rozpětí.[15]



Obr. 58: Příčný řez lávky [15]



Obr. 59: Pohled na mostovku [16]

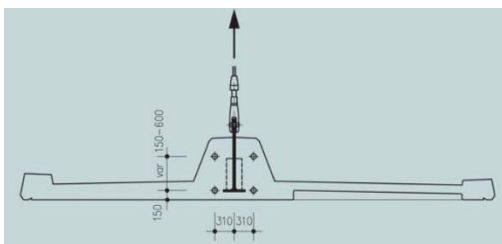


Obr. 60: Pohled na nosnou konstrukci lávky [16]

3.3.2 Lávka před dálnicí D1 v Bohumíně

Lávka se nachází poblíž Bohumína. Je vedena přes dálnici D1, silnici I/67 a upravené koryto Bajcůvky. Stavba byla dokončena koncem roku 2011.[17]

Jedná se o zavěšenou konstrukci dosahující délky 115,26 m. Lávka je rozdělena na dvě pole s rozpětím 54,94 m a 58,29 m. Nosnou konstrukci nese střední pylon ve tvaru V. Jeho výška je 25,4 m. Pylon je tvořen dvěma ocelovými průřezy vyplněnými betonem. S mostovkou a opěrami tvoří rám. Z každé strany pylonu vychází 17 plně uzavřených lan systému Pfeifer, které jsou kotvené ke styčnickovému plechu. Jsou zde použity dva průměry lan ($\varnothing 35\text{ mm}$ a $\varnothing 40\text{ mm}$). Uspořádání závěsů v podélném směru je polo-harfové. Mostovka je vyrobena z vysokopevnostního betonu C55/67 - XF1. Příčný řez je patrný z Obr. 61. Celková šířka mostovky je 7,6 m. Ocelové kotevní přípravky kapkovitého tvaru slouží ke kotvení závěsů (Obr. 62). Pylon byl vyroben v mostárně jako jeden montážní celek a takto dopraven na stavbu. Mostovka byla prováděna pro etapách pomocí kombinované pevné skruže. Samotná montáž závěsů probíhala ze středové části ke krajním opěrám.[17]



Obr. 61: Příčný řez mostovky [17]



Obr. 62: Ocelové přípravky ke kotvení závěsů [17]



Obr. 63: Lávka přes dálnici D1 v Bohumíně [17]

3.3.3 Lávka pro pěší v Uherském Brodě

Lávka přemostňuje železniční stanici Uherský Brod a je svedena do ulice Vlčnovská a na opačném konci navazuje na Planetární stezku Uherský Brod. Lávka byla realizována v roce 2010. Jedná se o zavěšenou konstrukci s 8 poli různých rozpětí. Celková délka lávky je 214 m. Rozpětí polí se pohybuje od 9,75 – 49,00 m. Hlavní 2 pole jsou zavěšena na pylonu a zbylá rozpětí jsou zajištěna ocelovými podpěrami. Pylon je ocelový do písmene A v příčném směru. Uspořádání závěsů je polo-harfové s dvěma rovinami závěsů. Z každé strany pylonu vychází 18 ocelových závěsů, které jsou kotveny na ocelové konzole, které jsou přišroubovány k mostovce. Mostovka je betonová dvoutrámového průřezu. V místech kotvení závěsů je průřez doplněn o příčníky.[18]



Obr. 64: Lávka pro pěší v Uherském Brodě [19]

3.3.4 Lávka přes Freeway I-5, Eugene, Oregon, USA

Lávka je situována v univerzitním městě Oregon v USA. Přemostňuje rychlostní silnici I – 5. Lávka byla realizována v roce 2009. Jedná se o zavěšenou konstrukci o dvou polích, na kterou navazují monolitické rampy. Rozpětí polí dosahuje délky 31,76 m . Středový pylon je železobetonový ve tvaru písmene A v příčném směru. Z pylonu je vyvedeno celkem 36 ocelových závěsů kotvených do okrajů mostovky. Závěsy jsou uspořádány ve dvou rovinách s vějířovým uspořádáním. Mostovka je vyrobena z prefabrikovaných segmentů tloušťky 490 mm spřaženými s monolitickou deskou. Příčný řez mostovky je dvoutrámový. Segmenty jsou vyrobeny po 3,048 m, které jsou ve spárách zesíleny příčníky. Příčné spáry jsou vyplněny betonem. Pole lávky byla realizována letnou montáží. [20], [21]



Obr. 65: Lávka před Freeway I-5 Eugene, Oregon, USA [20]

4 Statický výpočet a parametrická studie

Při návrhu se vycházelo z vybrané varianty popsané v kapitole 2.4.2. Výpočty byly provedeny v programu SCIA Engineer na zjednodušeném 2D prutovém modelu.

V první fázi byly řešeny vzdálenosti mezi jednotlivými závěsy jak v pylonu, tak ve vodorovné nosné konstrukci; různé velikosti hlavní nosné konstrukce a rozměry pylonu. Na tomto základě byla vybrána varianta návrhu, která byla dále podrobena parametrické studii.

Parametrická studie zohledňuje fázi výstavby, průměr závěsů a tloušťky mostovky. Parametrická studie fáze výstavby je podrobněji popsána v kapitolách 4.4 a 4.5. Parametrická studie s vlivem průměru závěsů je popsána v kapitole 4.6 a studie tloušťky mostovky je popsána v kapitole 4.8.

4.1 Materiály

Beton

Konstrukce pylonu je tvořena betonem třídy $C30/37 - XC4 + XD2 + XF4$. Mostovka společně s římsami a středním kotevním blokem je tvořena betonem třídy $C30/37 - XC4 + XD1 + XF3$. Klasifikace stupně vlivu prostředí je stanovena dle [22]. Označení XC značí korozi vlivem karbonatů pro povrchy betonu vystavené ovzduší a vlhkosti, XD charakterizuje korozi vlivem chloridů pro beton přicházející do styku s vodou obsahující chloridy a XF označuje prostředí, ve kterém je beton vystaven působení mrazu a rozmrazování, týkající se vodorovných i svislých prvků.

Objemová hmotnost železového betonu $\gamma = 25 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$. Charakteristická pevnost betonu v tlaku měřená na válcích $f_{ck,cyl} = 30 \text{ MPa}$. Návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,cyl}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$. Střední hodnota pevnosti betonu v tahu $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,9 \text{ MPa}$. Modul pružnosti betonu E_{cm} se stanoví ze střední hodnoty válcové pevnosti v tlaku f_{cm} , jež je rovna 38 MPa . Modul pružnosti je tedy $\left(22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22 \cdot \frac{38^{0,3}}{10}\right) = 33 \cdot 10^3 \text{ MPa}$. [23], [24]

Ocel

Vodorovná nosná konstrukce včetně ztužení a plechů je tvořena z legované ušlechtilé oceli $S460J2 + NL$. Objemová hmotnost oceli $\gamma = 78,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$. Charakteristická mez kluzu

$f_{yk} = 460 \text{ MPa}$. Návrhová mez kluzu $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa}$. Mez pevnosti v tahu $f_u = 550 \text{ MPa}$. Youngův modul pružnosti $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$. [25]

Ocelové závěsy jsou tvořeny systémem konstrukčních táhel Macalloy 460 Ø60 mm . Charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 460 \text{ MPa}$ Návrhová mez kluzu $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa}$. Mez pevnosti v tahu $f_u = 610 \text{ MPa}$. Youngův modul pružnost $E = 205\,000 \text{ MPa}$. [3]

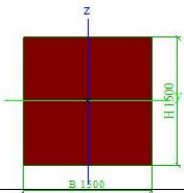
Betonářská výztuž do pylonu a mostovky je navržena z oceli B500B. Objemová hmotnost oceli $\gamma = 78,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$. Charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ Návrhová mez kluzu $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \cong 435 \text{ MPa}$. Youngův modul pružnosti $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$. [24]

Spráhovací trny jsou navrženy z oceli S235. Objemová hmotnost oceli $\gamma = 78,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$. Charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$. Návrhová mez kluzu $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235}{1,0} = 235 \text{ MPa}$. Mez pevnosti v tahu $f_u = 360 \text{ MPa}$. Youngův modul pružnosti $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

4.2 Konstrukční prvky a jejich průřezové charakteristiky

Pylon

Pylon je tvořen půdorysně obdélníkovým profilem o rozměrech $1500 \times 1500 \text{ mm}$. Výška pylonu od základů k vrcholu je rovna $29,00 \text{ m}$. Pylon je železobetonový (Obr. 66).

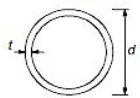
Jméno	pylon1	
Typ	Obdélník	
Detailní	1500; 1500	
Materiál	C30/37	
Výroba	beton	
Použití 2D MKP výpočet	<input checked="" type="checkbox"/>	
		
A [m ²]	2,2500e+00	
A _{y, z} [m ²]	1,8771e+00	1,8771e+00
I _{y, z} [m ⁴]	4,2188e-01	4,2188e-01
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	1,4367e-03	7,1068e-01
W _{el, y, z} [m ³]	5,6250e-01	5,6250e-01
W _{pl, y, z} [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	750	750
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	6,0000e+00	6,0000e+00
M _{ply, +, -} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M _{plz, +, -} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Obr. 66: Průřezové charakteristiky pylonu

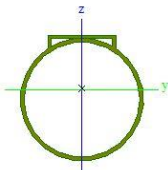
Nosná vodorovná konstrukce

Nosná vodorovná konstrukce je tvořena ocelovou trubkou kruhové průřezu $\varnothing 800 \text{ mm}$ a tloušťkou stěny 20 mm . K vnějším stranám trubky jsou přivařeny dva profily L s tloušťkou 20 mm . Nosná vodorovná konstrukce je svařovaná a uvažovaná s přivařenými plechy jako jeden celek. Tento plech tvoří plochu pro umístění spráhovacích trnů, aby mohlo dojít ke sprážením ocelové konstrukce s betonovou deskou.

Zatřídění průřezu hlavního nosníku se určí dle [26]. Jednotlivé vztahy pro třídy průřezu jsou na Obr. 67. Poměr výšky a tloušťky stěny je roven $\frac{d}{t} = \frac{800}{20} = 40$. Tento poměr odpovídá 3. třídě průřezu, tj. $90 \cdot 0,51 = 45,9$.

Trubky						
						
Třída průřezu	Ohýbaný a/nebo tlačný průřez					
1	$dt \leq 50e^2$					
2	$dt \leq 70e^2$					
3	$dt \leq 90e^2$					
POZNÁMKA Pro $dt > 90e^2$ viz EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Obr. 67: Třídy průřezu ocelové trubky [26]

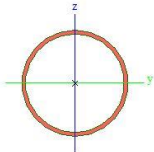
Jméno	hlavní nosník svařovaný	
Typ	Obecný průřez	
Materiál	S 460 NL (EN 10025-3)	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použití 2D MKP výpočet	✓	
		
A [m ²]	7,2066e-02	
A _{y, z} [m ²]	5,2811e-02	4,4563e-02
I _{y, z} [m ⁴]	6,1034e-03	4,8204e-03
I _w [m ⁶], I _t [m ⁴]	7,2203e-06	9,4474e-03
W _{el, y, z} [m ³]	1,3199e-02	1,2044e-02
W _{pl, y, z} [m ³]	1,8894e-02	1,6488e-02
d _{y, z} [mm]	0	9
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	0	52
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	2,6591e+00	5,9427e+00
M _{pl, +, -} [Nm]	8,69e+06	8,69e+06
M _{pl, +, -} [Nm]	7,58e+06	7,58e+06

Obr. 68: Průřezové charakteristiky vodorovné nosné konstrukce s přivařenými profily L

Torzní trubka

Příčné ztužení je zajištěno ocelovými trubkami kruhového průřezu $\varnothing 140 \text{ mm}$ a tloušťkou stěny 5 mm . Ocelové trubky jsou přivařeny k hlavní nosné konstrukci, aby nedocházelo ke kroucení mostovky. V podélné směru jsou osově vzdáleny 2750 mm . (Obr. 69).

Jméno	příčné ztužení	
Typ	CFCHS139.7X5	
Zdroj hodnot	Rautaruukki Oyj / Structural Hollow Sections EN10219 / Ed 2007	
Materiál	S 460 NL (EN 10025-3)	
Výroba	tvářeny za studena	
Posudek rovinného vzpěru y-y	c	
Posudek rovinného vzpěru z-z	c	
Klopení	Výchozí	
Použití 2D MKP výpočet	✓	



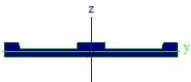
A [m ²]	2,1160e-03	
A _{y, z} [m ²]	1,4116e-03	1,4116e-03
I _{y, z} [m ⁴]	4,8054e-06	4,8054e-06
I _w [m ⁴], t [m ³]	2,9165e-24	9,4492e-06
W _{pl, y, z} [m ³]	6,8800e-05	6,8800e-05
W _{pl, y, z} [m ³]	9,0760e-05	9,0760e-05
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	70	70
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	4,3900e-01	8,4630e-01
M _{pl, y, z} +, - [Nm]	4,17e+04	4,17e+04
M _{pl, z, y} +, - [Nm]	4,17e+04	4,17e+04

Obr. 69: Průřezové charakteristiky příčného ztužení

Mostovka

Mostovka je uložena na ocelové nosné konstrukci. Spolupůsobení je zajištěno pomocí spráhovacích trnů. Mostovka je betonová. V příčném směru má šířku 6000 mm a tloušťku 300 mm . Na stranách jsou betonové římsy výšky 200 mm a šířky 500 mm . V ose lávky je betonový blok pro ukotvení závěsů, jehož rozměry jsou 1000 mm šířkově a 200 mm výškově (Obr. 70).

Jméno	mostovka s římsami a kotevním blokem	
Typ	Obecný průřez	
Materiál	C30/37	
Výroba	beton	
Použití 2D MKP výpočet	✓	



A [m ²]	2,2648e+00	
A _{y, z} [m ²]	1,8233e+00	1,8700e+00
I _{y, z} [m ⁴]	3,9337e-02	7,3301e+00
I _w [m ⁴], t [m ³]	1,3197e-01	9,4578e-02
W _{pl, y, z} [m ³]	1,2223e-01	2,4141e+00
W _{pl, y, z} [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
d _{y, z} [mm]	4	-67
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	1	-322
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	1,3880e+01	1,3880e+01
M _{pl, y, z} +, - [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M _{pl, z, y} +, - [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Obr. 70: Průřezové charakteristiky mostovky s římsami a kotevním blokem

Závěsy

Závěsy jsou řešeny systémem konstrukčních táhel 460 Ø 60 mm [3]. Závěsy jsou kloubově připojeny k pylonu i k nosné vodorovné konstrukci. K ocelové trubce jsou přivařeny styčnickové plechy, ke kterým se připojí konce závěsů.

4.3 Zatížení

Dle ČSN EN 1991 jsou stanovena následující zatížení.

4.3.1 Zatížení stálá

Mezi zatížení stálá patří vlastní tíha a ostatní stálá zatížení. Veškerá zatížení jsou přepočítána na liniová zatížení a bodové síly.

Vlastní tíha je spočítána programem SCIA Engineer na základě zadaných konstrukčních prvků - vodorovné nosné konstrukce, pylonu a závěsů.

Mezi ostatní stálé zatížení patří betonová deska, betonové římsy, betonový kotevní blok v ose lávky, styčnickové plechy, pochozí izolace a zábradlí. Liniové zatížení betonové mostovky je vypočítáno ze známé objemové tíhy betonu a plochy desky v příčném řezu, tj. $(26 \times 6,0 \times 0,30) m$. Vypočítaná hodnota je $46,8 kN/m$. Betonové římsy se vypočítají obdobně jako betonová deska. Liniové zatížení říms je $2 \times (25 \times 0,5 \times 0,2) = 5 kN/m$. Liniové zatížení kotevního bloku je stanoveno jako $25 \times 1,0 \times 0,2 = 5 kN/m$. Zatížení z ocelových styčnickových plechů jsou přepočítána na bodové síly v místě kotvení závěsů. Bodová síla je stanovena z objemové tíhy oceli přenásobená příslušnými rozměry, tj. $78,5 \times 0,5 \times 0,4 \times 0,02 = 0,314 kN$. Pochozí izolace je uvažována tloušťky 10 mm na šířku průchozích prostorů lávky včetně zohlednění přesahů na římsy, šířka je uvažována 4,8 m. Liniové zatížení je získáno vynásobením objemové tíhy s tloušťkou a šířkou izolace a je rovno $0,40 kN/m$. Zatížení zábradlí se předpokládá $0,5 kN/m$. Výsledné liniové zatížení je vyjádřeno součtem zatížení, které na konstrukci působí - $g_{ost} = 46,8 + 5 + 5 + 0,40 + 0,5 = 57,7 kN/m$. Celková bodová síla je $G_{ost} = 0,314 kN$.

4.3.2 Zatížení proměnná

Proměnná zatížení, jak už z názvu vypovídá se charakterizují svým dočasným působením na konstrukci. Lze mezi ně zařadit zatížení dopravou, zatížení teplotou a zatížení větrem.

Zatížení dopravou na lávky je stanoveno dle [27]. V normě jsou charakterizovány 3 modely svislých zatížení a 1 model vodorovných sil. První z nich je model zatížení 4 (LM4), který popisuje zatížení davem lidí. Toto zatížení se uvažuje jako rovnoměrné spojité zatížení s hodnotou $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, ve kterém jsou zahrnuty dynamické součinitele. Druhý model svislého zatížení je představován soustředěným zatížením Q_{fwk} , které je rovno hodnotě 10 kN působící na čtvercové ploše o straně $0,1 \text{ m}$. Jako poslední model je obslužné vozidlo, které není uvažováno, protože je zamezen vjezd všem vozidlům na lávku pomocí ocelového sloupku v ose lávky. Vodorovná síla Q_{flk} se rovná 10 % z celkového zatížení odpovídajícího rovnoměrnému zatížení. Hodnota je rovna $0,1 \times q_{fk} = 0,1 \times 5 = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

Svislé a vodorovné síly, které jsou způsobené dopravou na lávkách se uvažují sestavami zatížení dle Tab. 1. Vodorovná síla působí současně s odpovídajícím svislým zatížením, ale nikdy se soustředěným zatížením Q_{fwk} . [27]

Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
sestava zatížení	gr1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

Tab. 1: Definice sestav zatížení [27]

Po konzultaci s vedoucím práce je upuštěno od zatížení teplotou a zatížení větrem.

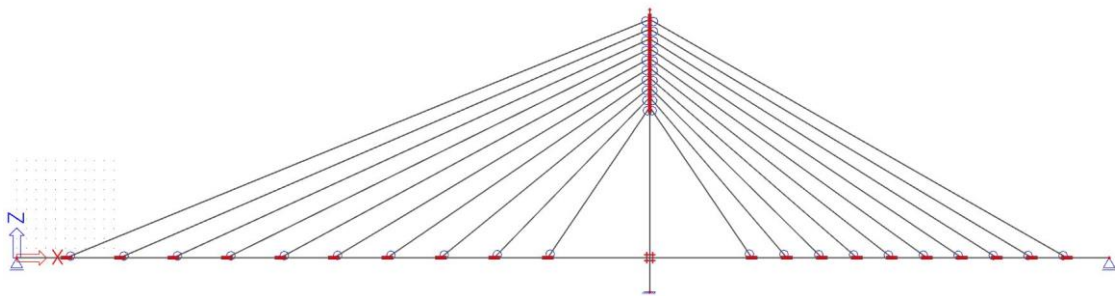
4.4 Zjednodušené ověření prvotního návrhu

Nejdříve byl v programu SCIA Engineer vytvořen 2D model ocelové nosné konstrukce zatížené betonovou mostovkou. Je uvažován spojité nosník o dvou polích. Krajním podporám je umožněno natočení i vodorovný posun, prostřední podpoře je umožněno pouze natočení. Model byl vytvořen za účelem zjištění napětí v ocelové nosné konstrukci (Obr. 71). Pokud by bylo napětí menší než mez kluzu oceli, není nutné lávku zavěšovat. Vypočtené napětí je vyšší než mez kluzu oceli, tedy je nutné lávku zavěsit.

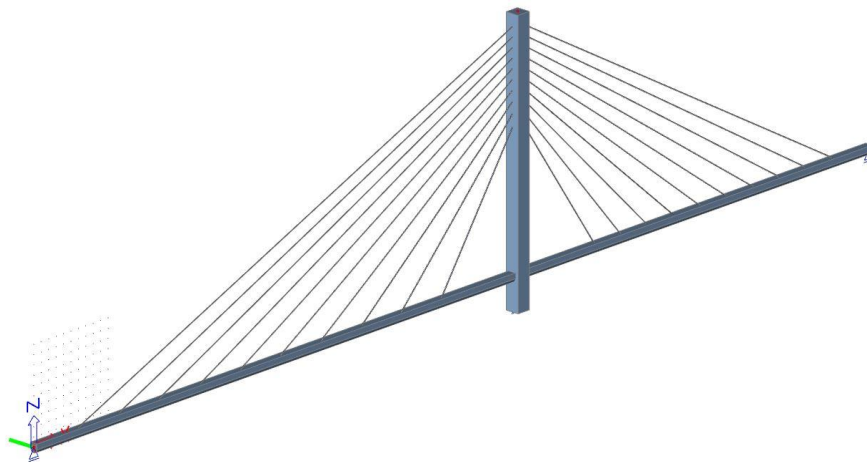


Obr. 71: Napětí v ocelové nosné konstrukci při zatížení betonovou mostovkou

Poté byl vymodelován 2D model navržené lávky. Při pohledu na lávku se jedná o konstrukci o dvou polích. V místě pylonu je vodorovná nosná konstrukce kotvena do stěn pylonu v příčném směru a do betonového příčnicku v podélném směru. Lávka je na krajích uložena na posuvných ložiscích, díky kterým je umožněna teplotní dilatace konstrukce. Závěsy jsou připojeny kloubově k pylonu i k nosné vodorovné konstrukci.



Obr. 72: 2D prutový model



Obr. 73: 2D renderovaný model lávky

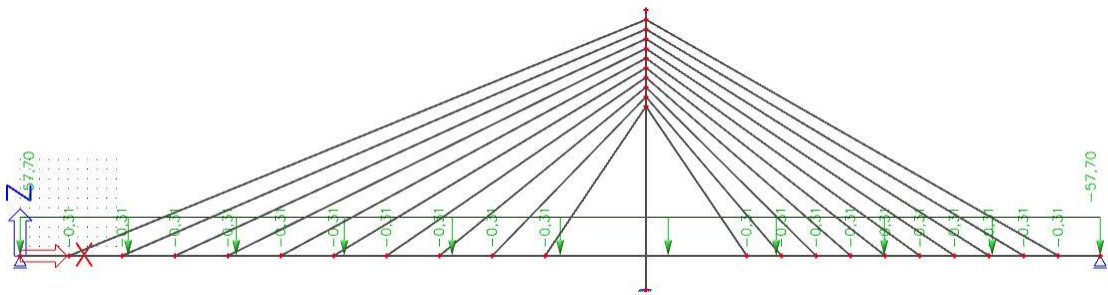
4.4.1 Zatěžovací stavy

Vlastní tíha

Vlastní tíha je generována automaticky programem SCIA Engineer. Toto zatížení je uvažováno jako zatěžovací stav 1.

Ostatní stálé zatížení

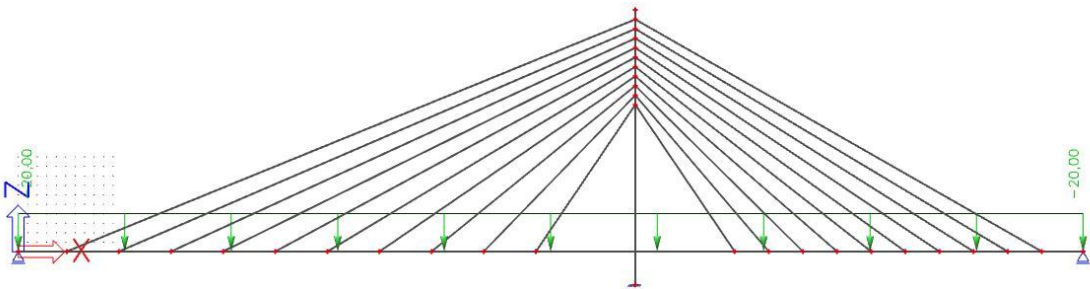
Dále je konstrukce zatížena ostatním stálým zatížením, které bylo spočítáno v předchozí kapitole 4.3.1. Liniové zatížení $g_{ost} = 57,7 \text{ kN/m}'$ je umístěno rovnoměrně po celé délce lávky a bodová síla $G_{ost} = 0,314 \text{ kN}$ je umístěna do míst kotvení závěsů (Obr. 74).



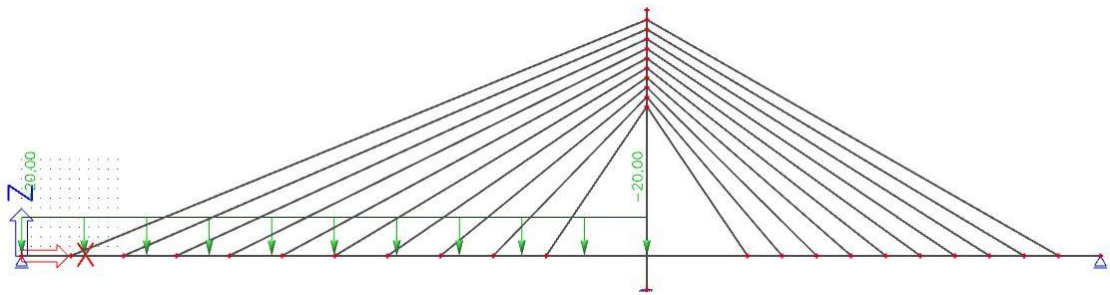
Obr. 74: Zatěžovací stav 2

LM4 - zatížení davem lidí

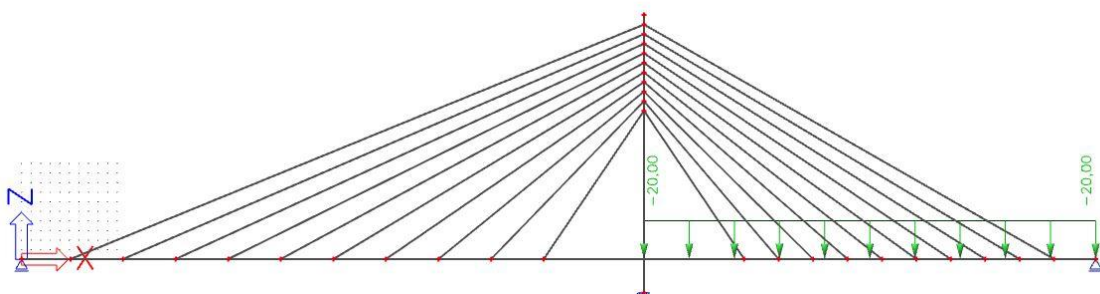
Poté byla konstrukce podrobena zatížení davem lidí. Na lávce byly vytvořeny 3 zatěžovací stavy pro zjištění nejnepříznivějších účinků (Obr. 75, Obr. 76, Obr. 77). Hodnota zatížení $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ byla přenásobena příslušnou šířkou lávky, na kterou toto zatížení působí. V mém případě uvažuji šířku $4,0 \text{ m}$. Hodnota liniového zatížení davem lidí q_{fk} je rovno hodnotě $5 \times 4 = 20,0 \text{ kN/m}$.



Obr. 75: Zatěžovací stav 4



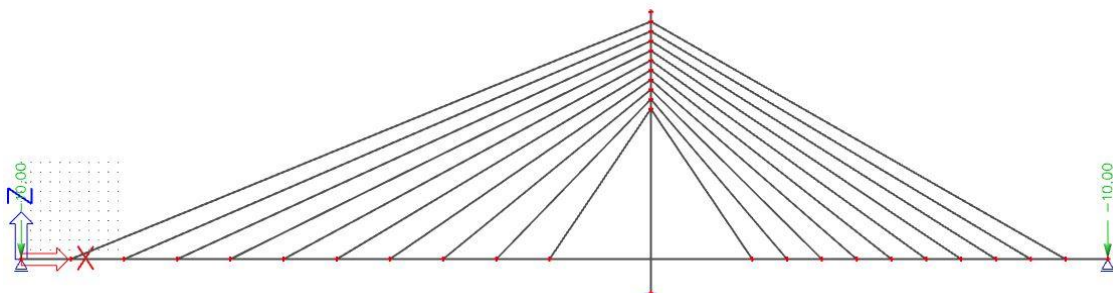
Obr. 76: Zatěžovací stav 5



Obr. 77: Zatěžovací stav 6

Soustředěné zatížení

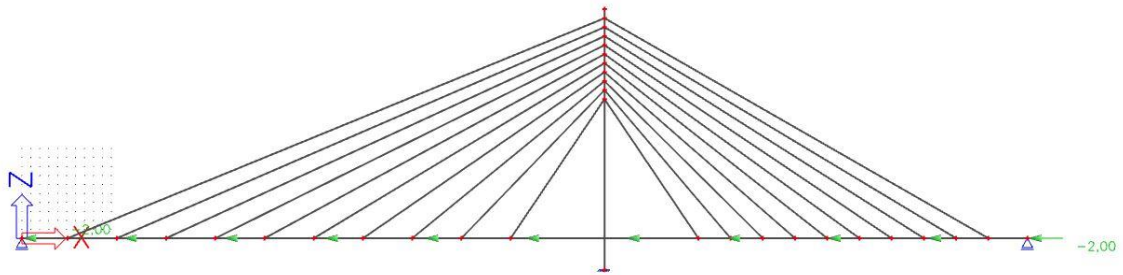
Dále byla konstrukce zatížena soustředěným zatížením, jeho hodnota je rovna 10 kN (Obr. 78). Tato síla byla umístěna na krajní podpory, aby byly účinky přenášeno do ložisek.



Obr. 78: Zatěžovací stav 7

Vodorovné spojitě zatížení

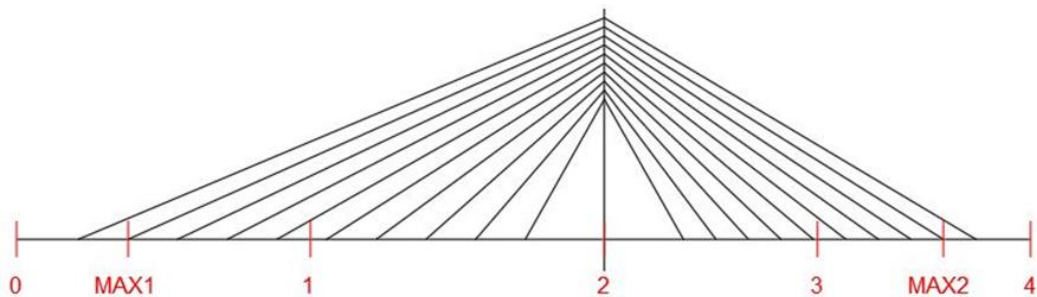
Mezi další zatěžovací stav patří vodorovné spojitě zatížení, jehož hodnota dosahuje $0,1 \times q_{fk} = 0,1 \times 20 = 2,0 \text{ kN/m}'$ (Obr. 79).



Obr. 79: Zatěžovací stav 8

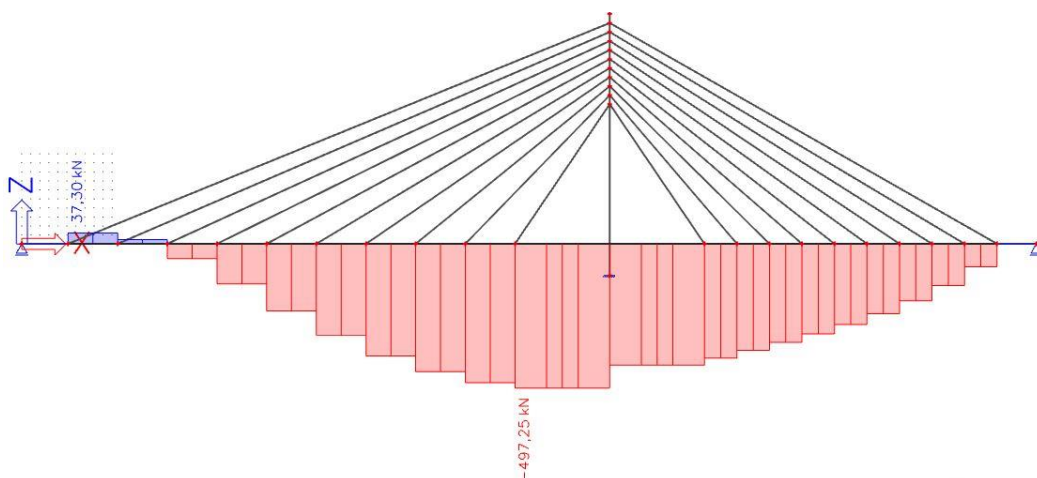
4.4.2 Vnitřní síly

Na základě zadaných zatěžovacích stavů do programu SCIA Engineer byly spočítány vnitřní síly, které jsou zobrazeny na následujících obrázcích. Pro přehlednost byly vytvořeny souhrnné tabulky vnitřních sil ve vodorovné nosné konstrukci v jednotlivých řezech (Tab. 2, Tab. 3, Tab. 4). Řezy, v nichž jsou uvažovány vnitřní síly, jsou zakresleny ve schématu konstrukce (Obr. 80).

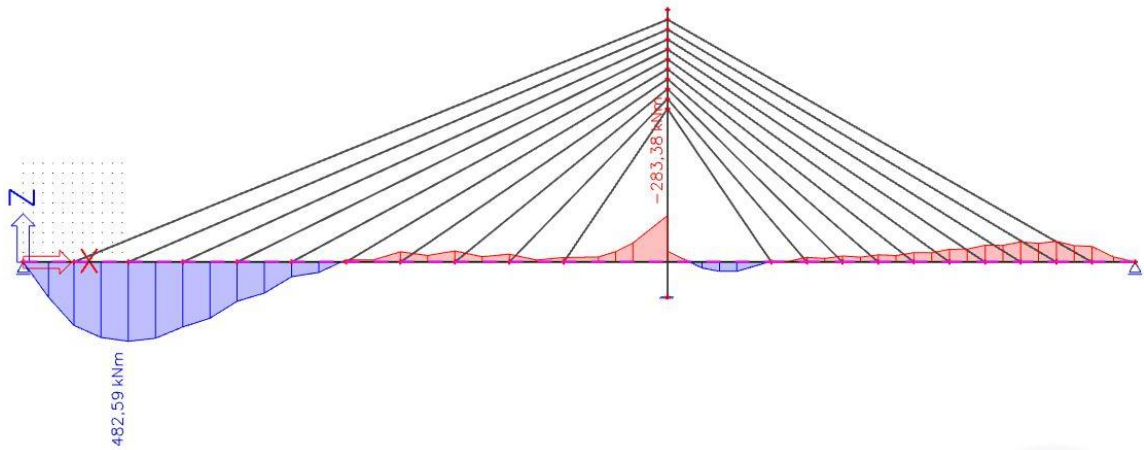


Obr. 80: Schéma konstrukce s vyznačenými řezy

Vlastní tíha

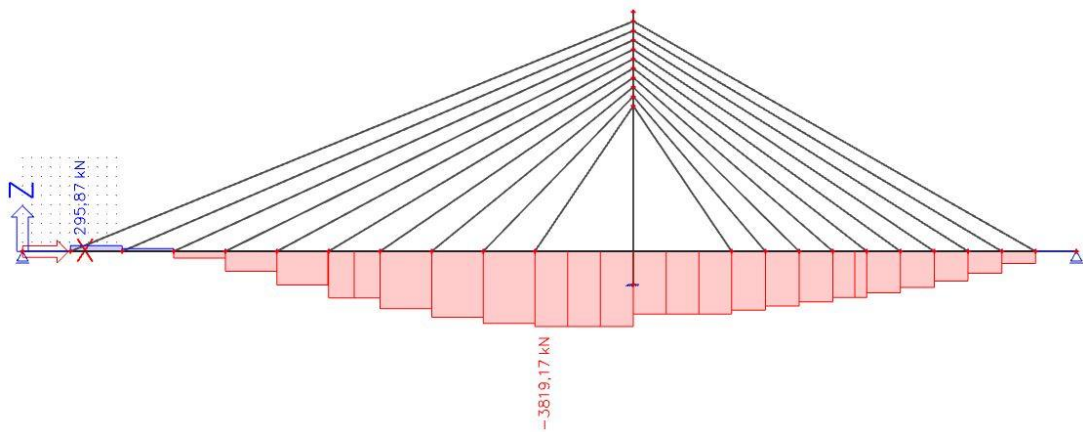


Obr. 81: Průběh normálové síly ve vodorovné nosné konstrukci

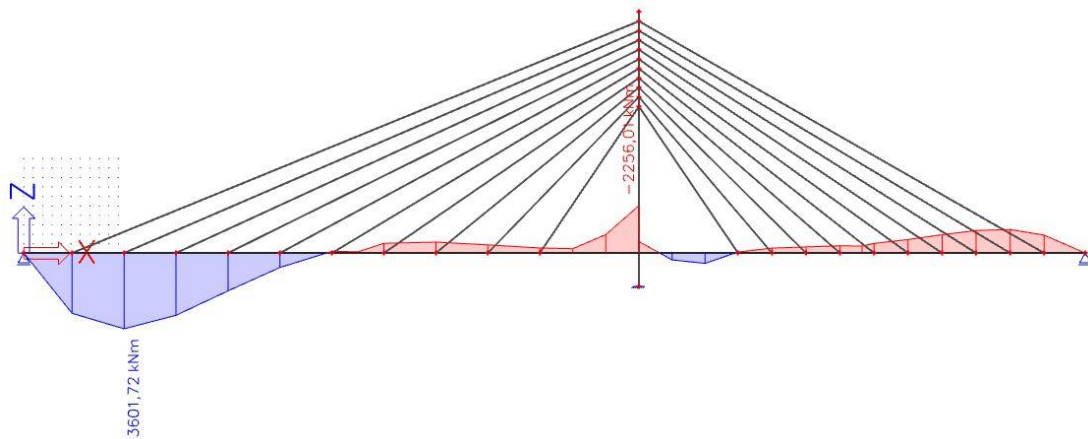


Obr. 82: Průběh ohybové momentu ve vodorovné nosné konstrukci

Ostatní stálé zatížení

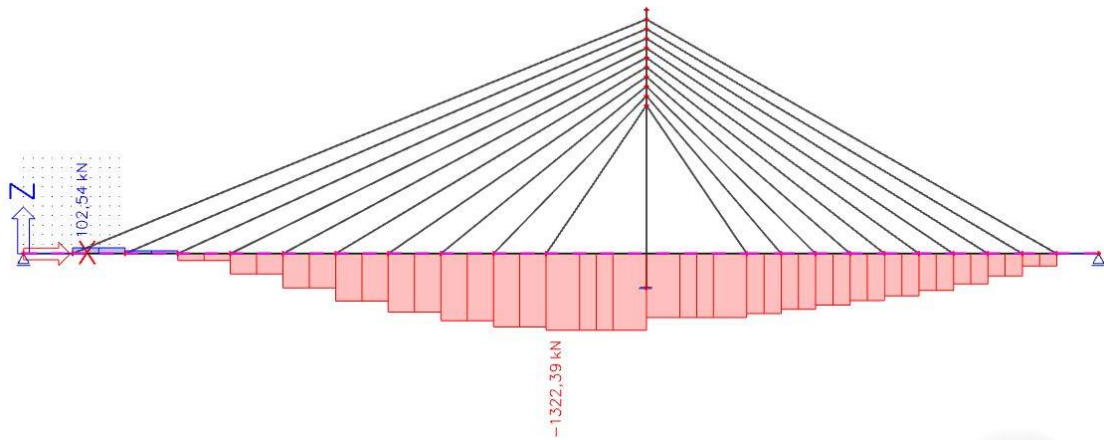


Obr. 83: Průběh normálové síly ve vodorovné nosné konstrukce

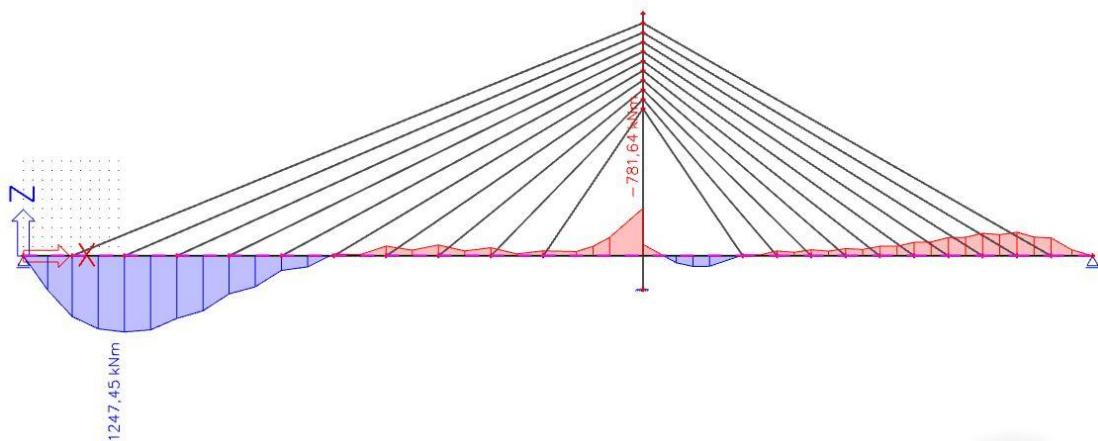


Obr. 84: Průběh ohybového momentu ve vodorovné nosné konstrukci

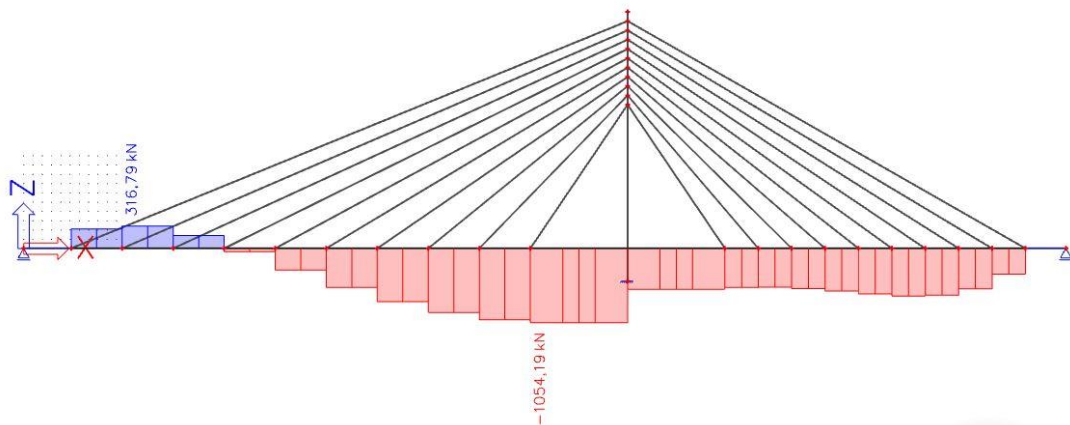
LM4- zatížení davem lidí



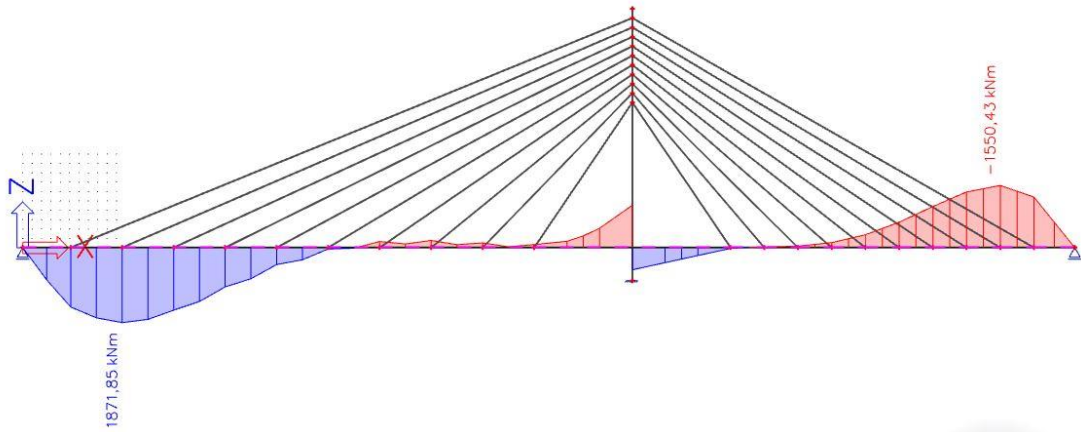
Obr. 85: Průběh normálové síly od zatěžovacího stavu 3



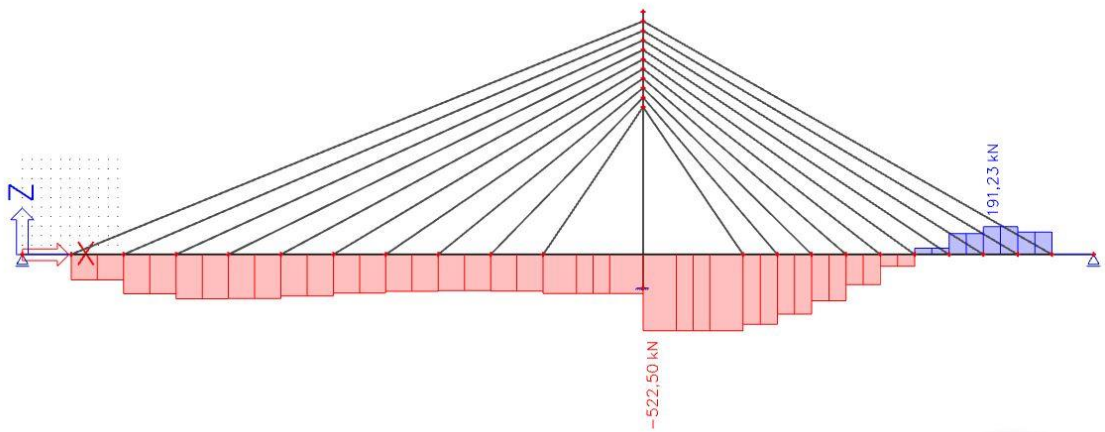
Obr. 86: Průběh ohybového momentu od zatěžovacího stavu 3



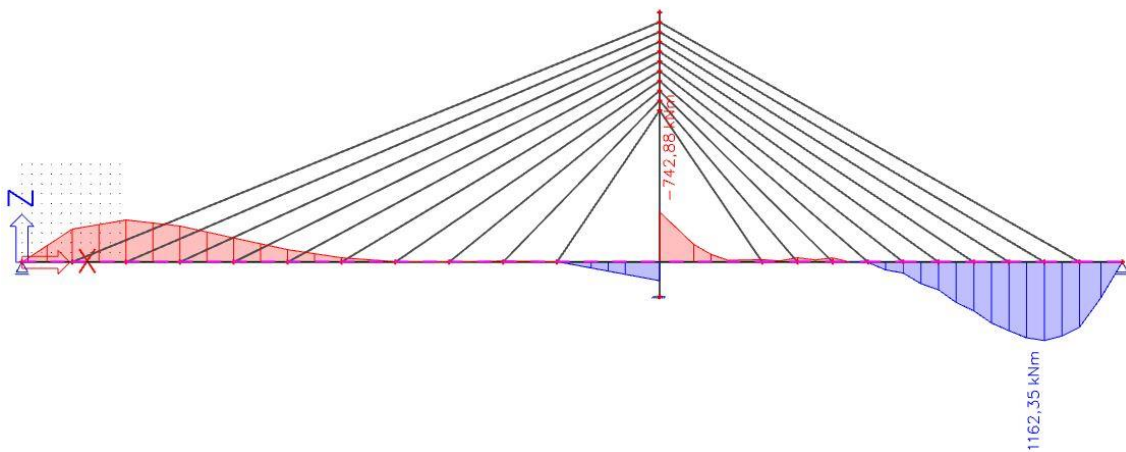
Obr. 87: Průběh normálové síly od zatěžovacího stavu 4



Obr. 88: Průběh ohybového momentu od zatěžovacího stavu 4



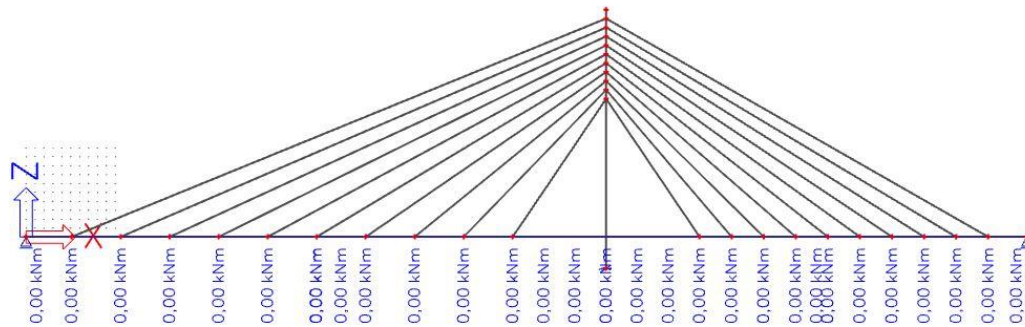
Obr. 89: Průběh normálové síly od zatěžovacího stavu 5



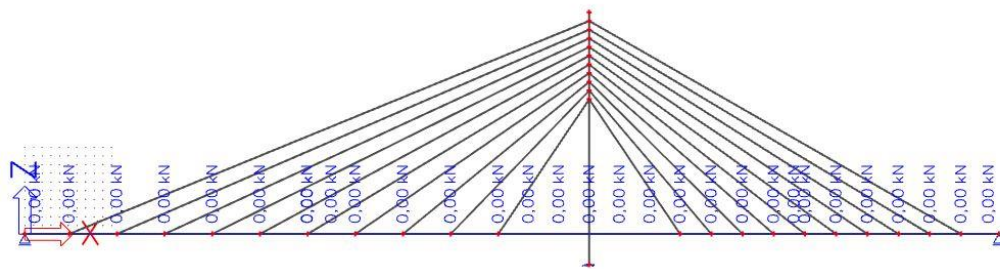
Obr. 90: Průběh ohybového momentu od zatěžovacího stavu 5

Mezi nejvíce namáhané části lávky patří místa kotvení závěsů - vždy se jedná o druhý závěs ke krajní podpoře lávky. Mezi nejnepriznivější stav patří *zatěžovací stav* 4.

Soustředěné zatížení

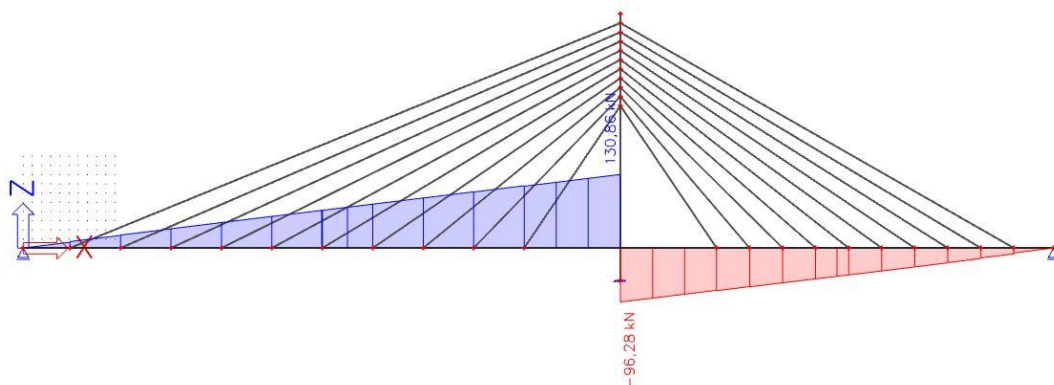


Obr. 91: Průběh normálové síly

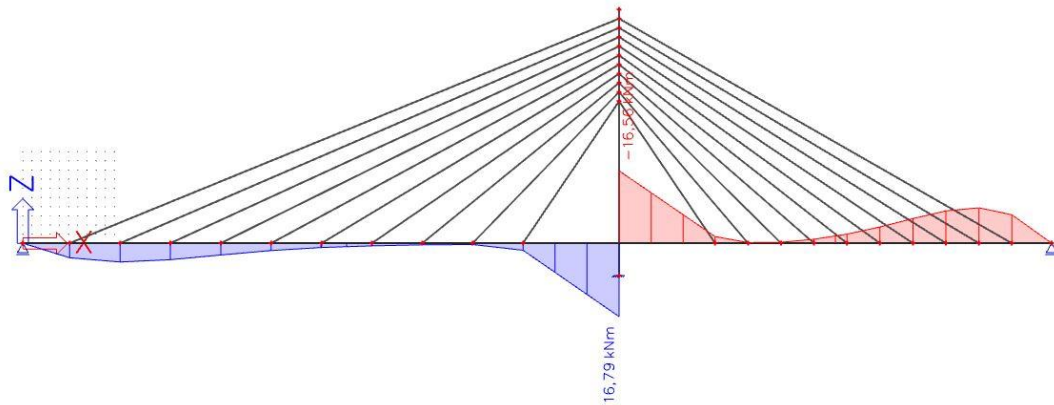


Obr. 92: Průběh ohybového momentu

Vodorovné spojitě zatížení



Obr. 93: Průběh normálové síly



Obr. 94: Průběh ohybového momentu

Souhrnná tabulka zatížení na vodorovnou nosnou konstrukci

zatížení/vnitřní síly	N0 [kN]	Nmax1 [kN]	N1 [kN]	N2 [kN]	N3 [kN]	Nmax2 [kN]	N4 [kN]
vlastní tíha	0	14,8	-230,97	-418,19	-310,3	-78,83	0
ostatní stálé-liniové	0	138,62	-1709,82	-3187,22	-2339,22	-613,7	0
ostatní stálé-bodové	0	0,05	-2,08	-3,82	-2,63	-0,39	0
ostatní stálé-celkem	0	138,67	-1711,9	-3191,04	-2341,85	-614,09	0
LM4q _{v1}	0	48,05	-592,66	-1104,76	-810,82	-212,72	0
LM4q _{v2}	0	316,79	-308,47	-582,26	-604,47	-365,64	0
LM4q _{v3}	0	-268,74	-284,19	-522,5	-206,35	152,92	0
LM4q _h	0	23,03	67	-95,26	-50,4	-17,76	0
LM4(q _{v1} +q _h)	0	71,08	-525,66	-1200,02	-861,22	-230,48	0
LM4(q _{v2} +q _h)	0	339,82	-241,47	-677,52	-654,87	-383,4	0
LM4(q _{v3} +q _h)	0	-245,71	-217,19	-617,76	-256,75	135,16	0
LM4Q _{fwk}	0	0	0	0	0	0	0

Tab. 2: Souhrnná tabulka normálových sil ve vodorovné nosné konstrukci

Souhrnná tabulka zatížení na vodorovnou nosnou konstrukci

zatížení/vnitřní síly	V0 [kN]	Vmax1 [kN]	V1 [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	Vmax2 [kN]	V4 [kN]
vlastní tíha	92,47	2,49	-36,71	40,8	-7,24	20,78	7,23
ostatní stálé-liniové	707,82	42,3	-296,01	349,54	-62,38	178,44	69,66
ostatní stálé-bodové	0,44	0,1	-0,11	0,01	0,02	-0,02	-0,12
ostatní stálé-celkem	708,26	42,4	-296,12	349,55	-62,36	178,42	69,54
LM4q _{v1}	245,35	14,66	-102,6	121,16	-21,62	61,85	24,15
LM4q _{v2}	304,92	-1,59	-124,47	-50,89	-54,49	80,59	289,29
LM4q _{v3}	-95,58	16,26	21,87	172,05	32,86	-18,74	-265,15
LM4q _h	0,65	-0,09	-0,13	1,43	-0,32	0,44	1,49
LM4(q _{v1} +q _h)	246	14,57	-102,73	122,59	-21,94	62,29	25,64
LM4(q _{v2} +q _h)	305,57	-1,68	-124,6	-49,46	-54,81	81,03	290,78
LM4(q _{v3} +q _h)	-94,93	16,17	21,74	173,48	32,54	-18,3	-263,66
LM4Q _{fwk}	0	0	0	0	0	0	0

Tab. 3: Souhrnná tabulka posouvajících sil ve vodorovné nosné konstrukci

Souhrnná tabulka zatížení na vodorovnou nosnou konstrukci

zatížení/vnitřní síly	M0 [MNm]	Mmax1 [KNm]	M1 [MNm]	M2 [MNm]	M3 [MNm]	Mmax2 [KNm]	M4 [MNm]
vlastní tíha	0	482,59	-11,56	-65,3	-42,92	-126,43	0
ostatní stálé-liniové	0	3598,93	-70,36	-541,92	-331,88	-119,52	0
ostatní stálé-bodové	0	2,8	-0,01	-0,22	-0,1	0,59	0
ostatní stálé-celkem	0	3601,73	-70,37	-542,14	-331,98	-118,93	0
LM4q _{v1}	0	1247,46	-24,39	-187,84	-115,04	-388,05	0
LM4q _{v2}	0	1871,85	41,56	553,06	-251,76	-1550,39	0
LM4q _{v3}	0	-624,38	-65,95	-740,9	136,72	1162,34	0
LM4q _h	0	4,29	0,99	-16,54	-1,67	-8,09	0
LM4(q _{v1} +q _h)	0	1251,75	-23,4	-204,38	-116,71	-396,14	0
LM4(q _{v2} +q _h)	0	1876,14	42,55	536,52	-253,43	-1558,48	0
LM4(q _{v3} +q _h)	0	-620,09	-64,96	-757,44	135,05	1154,25	0
LM4Q _{fwk}	0	0	0	0	0	0	0

Tab. 4: Souhrnná tabulka ohybových momentů ve vodorovné nosné konstrukci

4.4.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení se stanoví dle [28]. Tato norma stanovuje kombinace pro mezní stav únosnosti (MSÚ) a kombinace pro mezní stav použitelnosti (MSP).

Kombinace pro MSÚ

Dle [28] je nutné ověřit mezní stav únosnosti STR, jenž charakterizuje vnitřní poruchu nebo nadměrnou deformaci konstrukce či nosných prvků, kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů. V tomto případě musí platit podmínka $E_d \leq R_d$. Hodnota E_d se určí ze základní kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace dle výrazu 6.10.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Nebo alternativně jako méně příznivá kombinace z následujících výrazů:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b)$$

V rovnicích jsou jednotlivá zatížení přenásobena součiniteli spolehlivosti zatížení γ_i a kombinačními součiniteli ψ_i . Hodnoty součinitelů spolehlivosti zatížení jsou uvedeny v Tab. 5 a hodnoty kombinačních součinitelů jsou uvedeny v Tab. 6. [28], [29]

Zatížení	Značka	Situační	
		T / D	M
Stálé zatížení působící nepříznivě	γ_{Gsup}	1,35	1,00
	γ_{Ginf}	1,00	1,00
Poklesy - pružná lineární analýza	γ_{Gset}	1,20	1,00
Předpětí <i>(podrobnosti jsou v ČSN EN 1992)</i>	γ_P	1,00	1,00
Zatížení silniční dopravou a chodci nepříznivé	γ_Q	1,35	1,00
		0,00	0,00
Zatížení silniční dopravou a chodci příznivé	γ_Q	1,50	1,00
		0,00	0,00
Ostatní proměnná zatížení nepříznivá	γ_Q	1,50	1,00
Ostatní proměnná zatížení příznivá	γ_Q	0,00	0,00
Mimořádné zatížení	γ_A		1,00

Tab. 5: Součinitele spolehlivosti zatížení [28]

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{fwk}	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0

¹⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

 Tab. 6: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce [29]

Kombinace byly sestaveny dle výrazu 6.10, který je nejnepříznivější. Kombinace zatížení pro MSÚ jsou následující:

1. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	$LM4(q_{v1}+q_h)$
2. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	$LM4(q_{v2}+q_h)$
3. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	$LM4(q_{v3}+q_h)$
4. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	$LM4Q_{fwk}$

Na základě vnitřních sil lze vyloučit 4. kombinaci zatížení, protože je zatížení

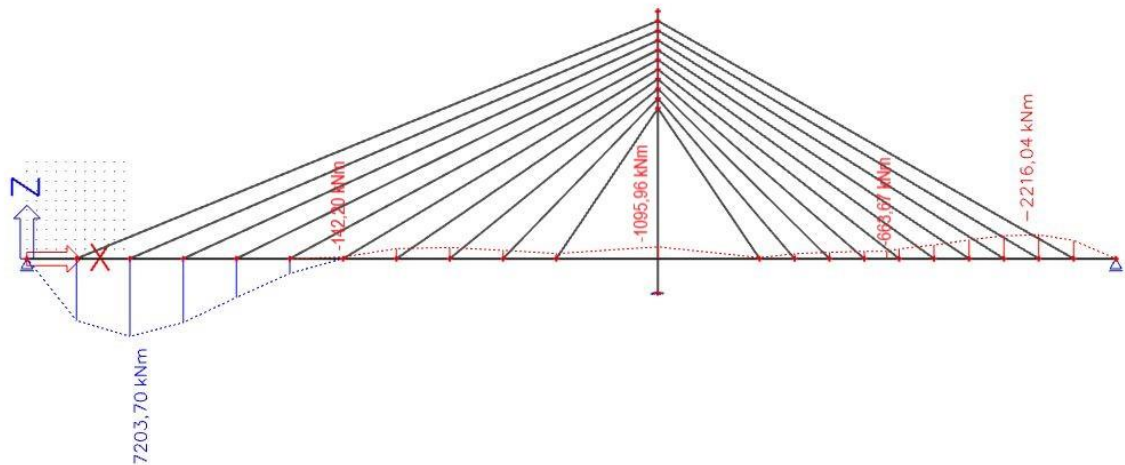
$LM4Q_{fwk} = 0 \text{ kN}$, proto tato kombinace nebude rozhodující. Dle hodnot vnitřních sil je také

patrné, že rozhodující kombinace zatížení davem lidí bude ta, jež je umístěna v levém poli lávky. Jedná se tedy o kombinaci se zatížením LM4($q_{v2} + q_h$). Pro kontrolu byly ověřeny všechny 4 kombinace.

Kombinace byly vytvořeny ručním výpočtem a následně jejich správnost byla ověřena dle programu SCIA Engineer. Ve výsledcích jsou nepatrné odlišnosti, které jsou zanedbatelné.

1. KOMBINACE ZATÍŽENÍ										
Řez	Vlastní tíha nosné konstrukce			Ostatní stálé			Sestava gr1			Celkem
	γ_G	M_k [KNm]	M_d [KNm]	γ_G	$M_{k,sup}$ [KNm]	M_d [KNm]	γ_G	M_k [KNm]	M_d [KNm]	M_d [KNm]
MAX1	1,35	482,59	651,50	1,35	3601,73	4862,34	1,35	1251,75	1689,86	7203,69
1	1,35	-11,56	-15,61	1,35	-70,37	-95,00	1,35	-23,40	-31,59	-142,20
2	1,35	-65,30	-88,16	1,35	-542,14	-731,89	1,35	-204,38	-275,91	-1095,96
3	1,35	-42,92	-57,94	1,35	-331,98	-448,17	1,35	-116,71	-157,56	-663,67
MAX2	1,35	-126,43	-170,68	1,35	-1118,93	-1510,56	1,35	-396,14	-534,79	-2216,03

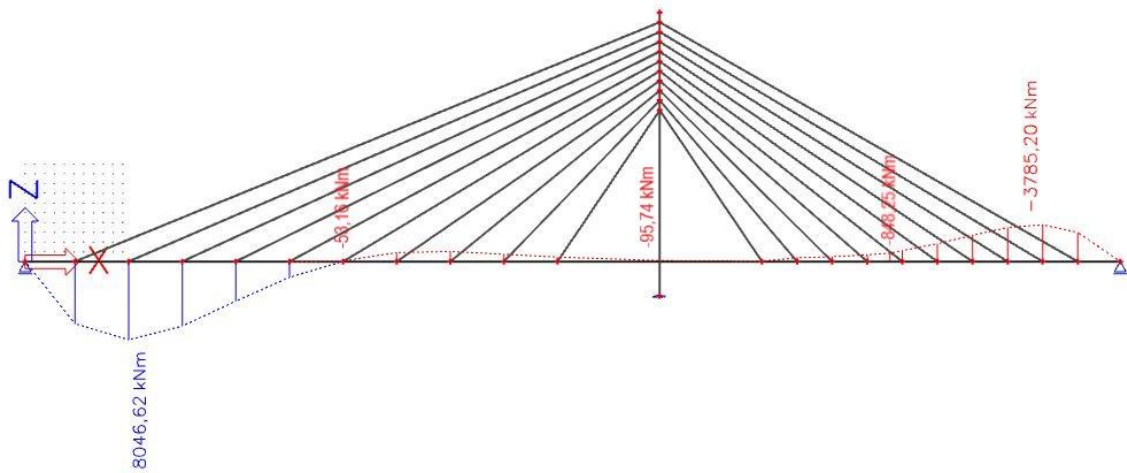
Tab. 7: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10



Obr. 95: Průběh ohybového momentu od 1. kombinace zatížení

2. KOMBINACE ZATÍŽENÍ										
Řez	Vlastní tíha nosné konstrukce			Ostatní stálé			Sestava gr1			Celkem
	γ_G	M_k [KNm]	M_d [KNm]	γ_G	$M_{k,sup}$ [KNm]	M_d [KNm]	γ_G	M_k [KNm]	M_d [KNm]	M_d [KNm]
MAX1	1,35	482,59	651,50	1,35	3601,73	4862,34	1,35	1876,14	2532,79	8046,62
1	1,35	-11,56	-15,61	1,35	-70,37	-95,00	1,35	42,55	57,44	-53,16
2	1,35	-65,30	-88,16	1,35	-542,14	-731,89	1,35	536,52	724,30	-95,74
3	1,35	-42,92	-57,94	1,35	-331,98	-448,17	1,35	-253,43	-342,13	-848,25
MAX2	1,35	-126,43	-170,68	1,35	-1118,93	-1510,56	1,35	-1558,48	-2103,95	-3785,18

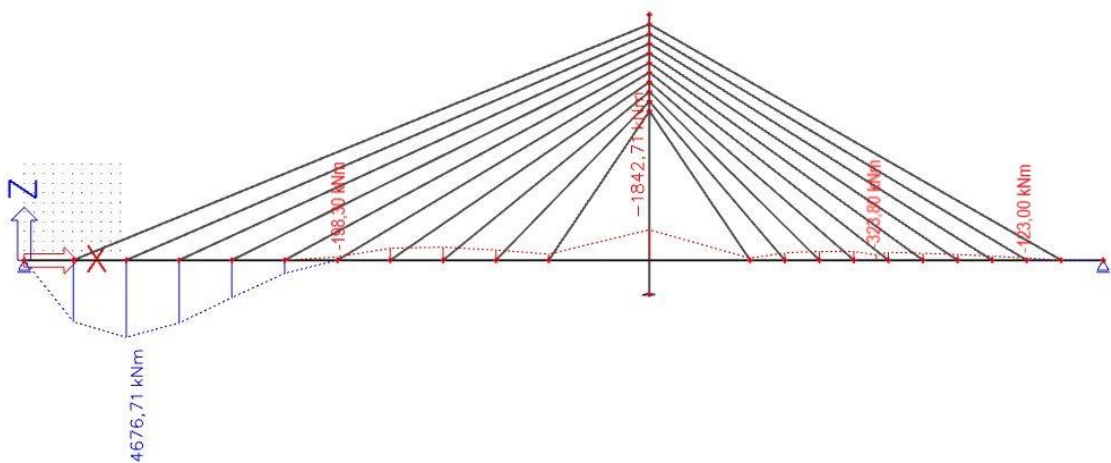
Tab. 8: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10



Obr. 96: Průběh ohybového momentu od 2. kombinace zatížení

3. KOMBINACE ZATÍŽENÍ										
Řez	Vlastní tíha nosné konstrukce			Ostatní stálé			Sestava gr1			Celkem M_d [kNm]
	γ_G	M_k [kNm]	M_d [kNm]	γ_G	$M_{k,sup}$ [kNm]	M_d [kNm]	γ_G	M_k [kNm]	M_d [kNm]	
MAX1	1,35	482,59	651,50	1,35	3601,73	4862,34	1,35	-620,09	-837,12	4676,71
1	1,35	-11,56	-15,61	1,35	-70,37	-95,00	1,35	-64,96	-87,70	-198,30
2	1,35	-65,30	-88,16	1,35	-542,14	-731,89	1,35	-757,44	-1022,54	-1842,59
3	1,35	-42,92	-57,94	1,35	-331,98	-448,17	1,35	135,05	182,32	-323,80
MAX2	1,35	-126,43	-170,68	1,35	-1118,93	-1510,56	1,35	1154,25	1558,24	-123,00

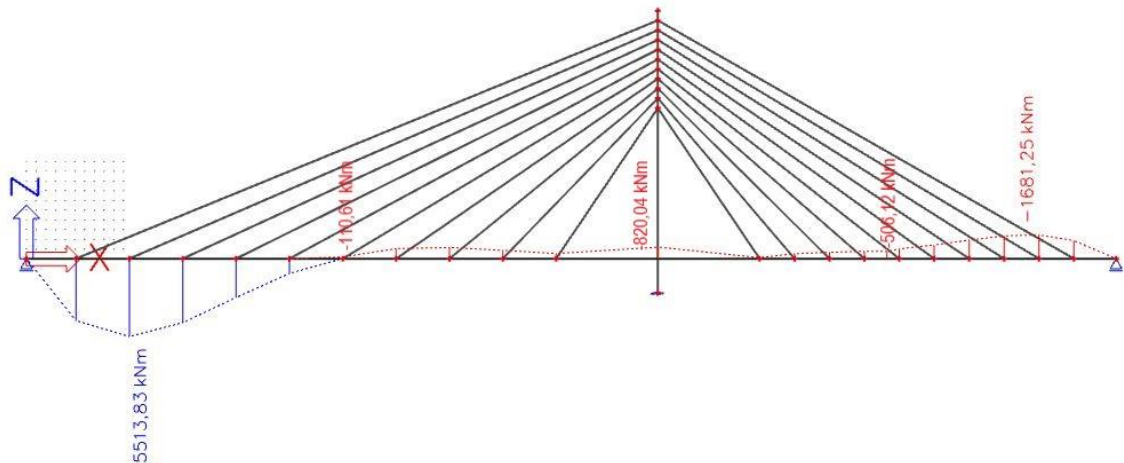
Tab. 9: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10



Obr. 97: Průběh ohybového momentu od 3. kombinace zatížení

4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ										
Řez	Vlastní tíha nosné konstrukce			Ostatní stálé			Sestava gr1			Cellkem
	γ_G	M_k [KNm]	M_d [KNm]	γ_G	$M_{k,sup}$ [KNm]	M_d [KNm]	γ_G	M_k [KNm]	M_d [KNm]	M_d [KNm]
MAX1	1,35	482,59	651,50	1,35	3601,73	4862,34	1,35	0,00	0,00	5513,83
1	1,35	-11,56	-15,61	1,35	-70,37	-95,00	1,35	0,00	0,00	-110,61
2	1,35	-65,30	-88,16	1,35	-542,14	-731,89	1,35	0,00	0,00	-820,04
3	1,35	-42,92	-57,94	1,35	-331,98	-448,17	1,35	0,00	0,00	-506,12
MAX2	1,35	-126,43	-170,68	1,35	-1118,93	-1510,56	1,35	0,00	0,00	-1681,24

Tab. 10: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10



Obr. 98: Průběh ohybového momentu od 4. kombinace zatížení

Souhrnná tabulka kombinací zatížení pro MSÚ				
Řez	1. kombinace	2. kombinace	3. kombinace	4. kombinace
	M_d [KNm]	M_d [KNm]	M_d [KNm]	M_d [KNm]
MAX1	7203,69	8046,62	4676,71	5513,83
1	-142,20	-53,16	-198,30	-110,61
2	-1095,96	-95,74	-1842,59	-820,04
3	-663,67	-848,25	-323,80	-506,12
MAX2	-2216,03	-3785,18	-123,00	-1681,24

Tab. 11: Souhrnná tabulka kombinací zatížení pro MSÚ dle výrazu 6.10

Z Tab. 11 je patrné, že je konstrukce nejvíce zatížena v místě MAX 1, tedy v místě kotvení druhého závěsu od levé krajní podpory. Tento moment je uvažován pro posouzení mezního stavu únosnosti.

Kombinace pro MSP

Mezní stavy použitelnosti charakterizují funkci konstrukce nebo nosných prvků za běžného užívání, pohody osob a vzhled stavby, u kterého se uvažují kritéria týkající se velkých průhybů nebo rozsáhlých trhlin. Kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti jsou definovány následujícími výrazy:[28]

Charakteristická kombinace používající se obvykle pro nevratné mezní stavy.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Častá kombinace používající se obvykle pro vratné mezní stavy.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

Kvazistálá kombinace používající se obvykle pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

V těchto výrazech se uvažují součinitele spolehlivosti zatížení γ_i rovny 1. Kombinační součinitele ψ_i se uvažují dle Tab. 6.

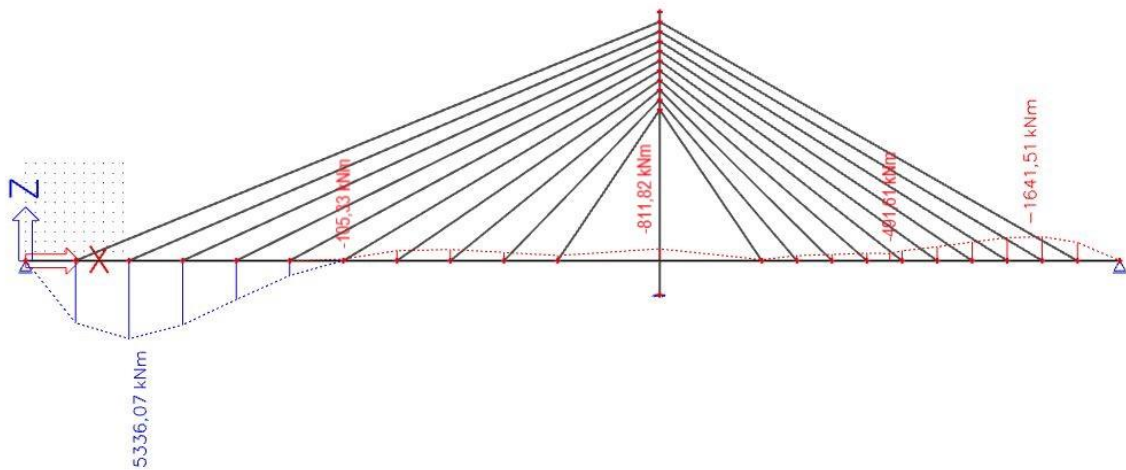
Kombinace zatížení pro MSP jsou v tomto případě následující:

1. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	LM4(q _{v1} +q _h)
2. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	LM4(q _{v2} +q _h)
3. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	LM4(q _{v3} +q _h)
4. kombinace	=	vlastní tíha	+	ostatní stálé	+	LM4Q _{fwk}

Pro každou kombinaci byla vytvořena charakteristická, častá a kvazistálá kombinace zatížení. Byl proveden ruční výpočet kombinací a následně výsledky byly zkontrolovány v programu SCIA Engineer.

1. Charakteristická kombinace				
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1	Celkem
	M_k	M_k	M_{gr1}	M_k
	[KNm]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	1251,75	5336,07
1	-11,56	-70,37	-23,40	-105,33
2	-65,30	-542,14	-204,38	-811,82
3	-42,92	-331,98	-116,71	-491,61
MAX2	-126,43	-1118,93	-396,14	-1641,50

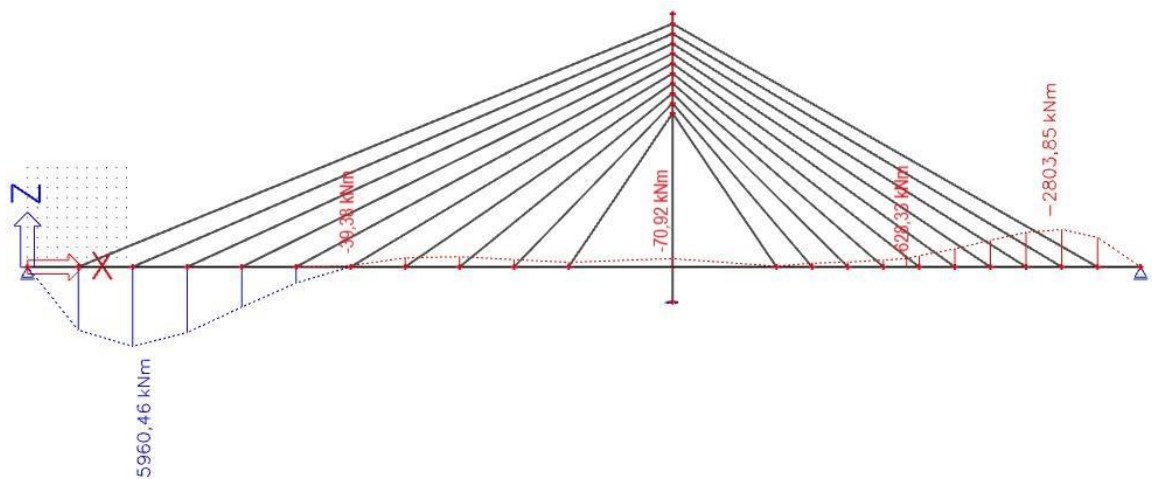
Tab. 12: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 1. charakteristické kombinace



Obr. 99: Průběh ohybového momentu od 1. charakteristické kombinace

2. Charakteristická kombinace				
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1	Celkem
	M_k	M_k	M_{gr1}	M_k
	[KNm]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	1876,14	5960,46
1	-11,56	-70,37	42,55	-39,38
2	-65,30	-542,14	536,52	-70,92
3	-42,92	-331,98	-253,43	-628,33
MAX2	-126,43	-1118,93	-1558,48	-2803,84

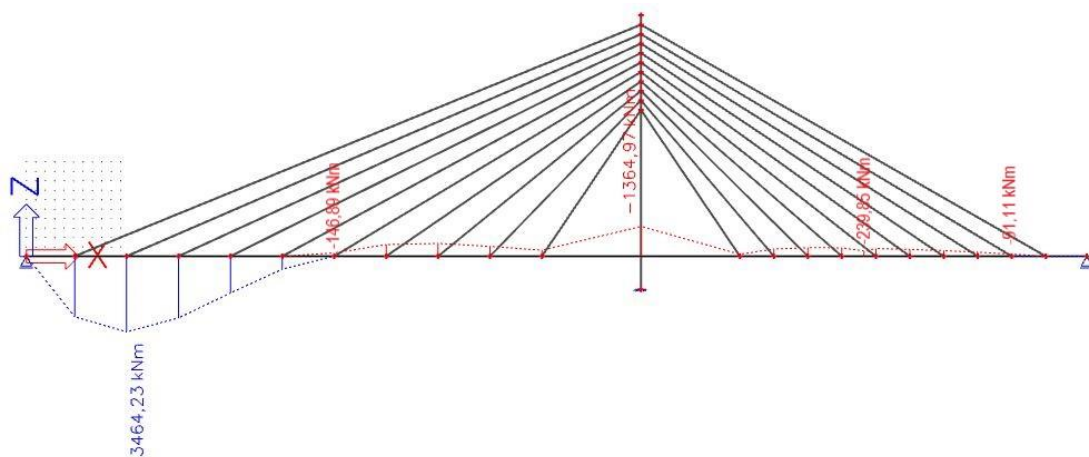
Tab. 13: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 2. charakteristické kombinace



Obr. 100: Průběh ohybového momentu od 2. charakteristické kombinace

3. Charakteristická kombinace				
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1	Celkem
	M_k	M_k	M_{gr1}	M_k
	[KNm]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	-620,09	3464,23
1	-11,56	-70,37	-64,96	-146,89
2	-65,30	-542,14	-757,44	-1364,88
3	-42,92	-331,98	135,05	-239,85
MAX2	-126,43	-1118,93	1154,25	-91,11

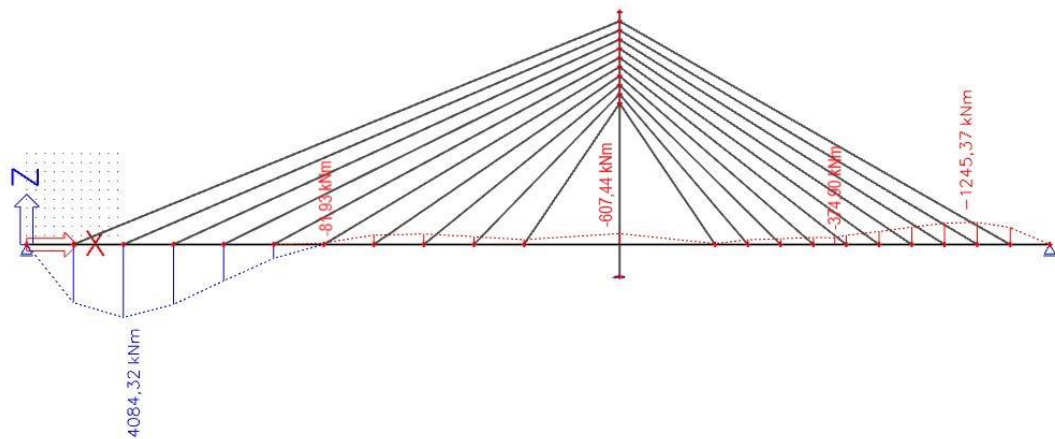
Tab. 14: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 3. charakteristické kombinace



Obr. 101: Průběh ohybového momentu od 3. charakteristické kombinace

4. Charakteristická kombinace				
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1	Celkem
	M_k	M_k	M_{gr1}	M_k
	[KNm]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	0,00	4084,32
1	-11,56	-70,37	0,00	-81,93
2	-65,30	-542,14	0,00	-607,44
3	-42,92	-331,98	0,00	-374,90
MAX2	-126,43	-1118,93	0,00	-1245,36

Tab. 15: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 4. charakteristické kombinace



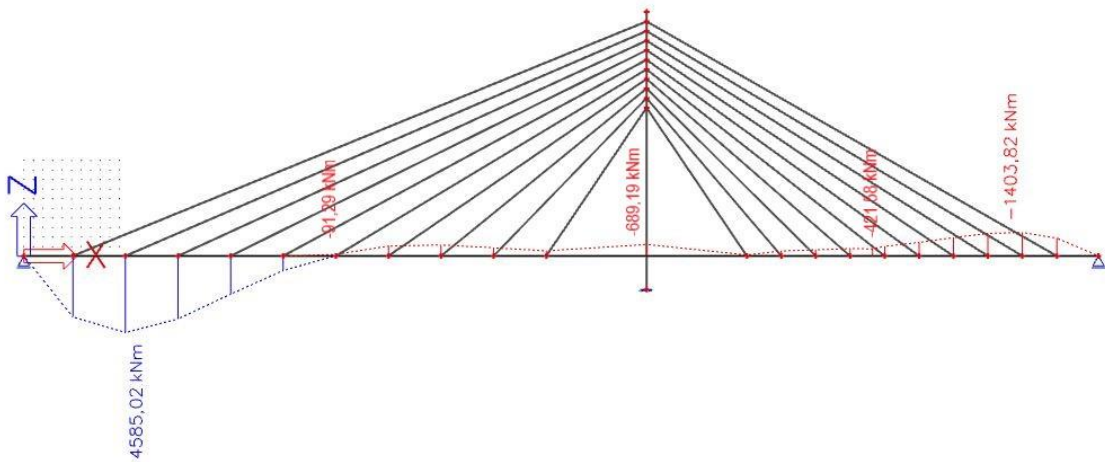
Obr. 102: Průběh ohybového momentu od 4. charakteristické kombinace

Souhrnná tabulka charakteristických kombinací zatížení pro MSP				
Řez	1. kombinace	2. kombinace	3. kombinace	4. kombinace
	M_k	M_k	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	5336,07	5960,46	3464,23	4084,32
1	-105,33	-39,38	-146,89	-81,93
2	-811,82	-70,92	-1364,88	-607,44
3	-491,61	-628,33	-239,85	-374,90
MAX2	-1641,50	-2803,84	-91,11	-1245,36

Tab. 16: Souhrnná tabulka charakteristických kombinací zatížení pro MSP

1. Častá kombinace						
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1			Celkem
	M_k	M_k	ψ_i	M_{gr1}	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]		[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	0,40	1251,75	500,70	4585,02
1	-11,56	-70,37	0,40	-23,40	-9,36	-91,29
2	-65,30	-542,14	0,40	-204,38	-81,75	-689,19
3	-42,92	-331,98	0,40	-116,71	-46,68	-421,58
MAX2	-126,43	-1118,93	0,40	-396,14	-158,46	-1403,82

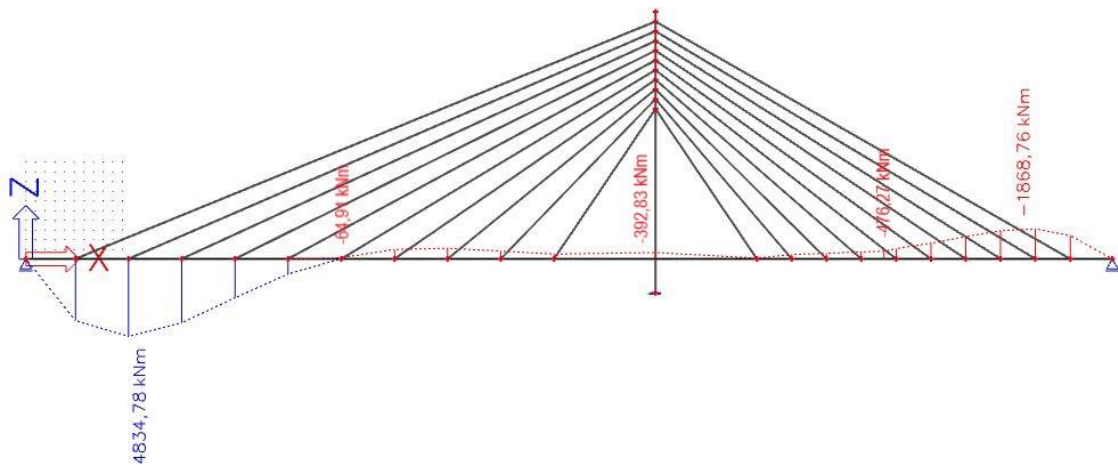
Tab. 17: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 1. časté kombinace



Obr. 103: Průběh ohybového momentu od 1. časté kombinace

2. Častá kombinace						
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1			Celkem
	M_k	M_k	ψ_i	M_{gr1}	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]		[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	0,40	1876,14	750,46	4834,78
1	-11,56	-70,37	0,40	42,55	17,02	-64,91
2	-65,30	-542,14	0,40	536,52	214,61	-392,83
3	-42,92	-331,98	0,40	-253,43	-101,37	-476,27
MAX2	-126,43	-1118,93	0,40	-1558,48	-623,39	-1868,75

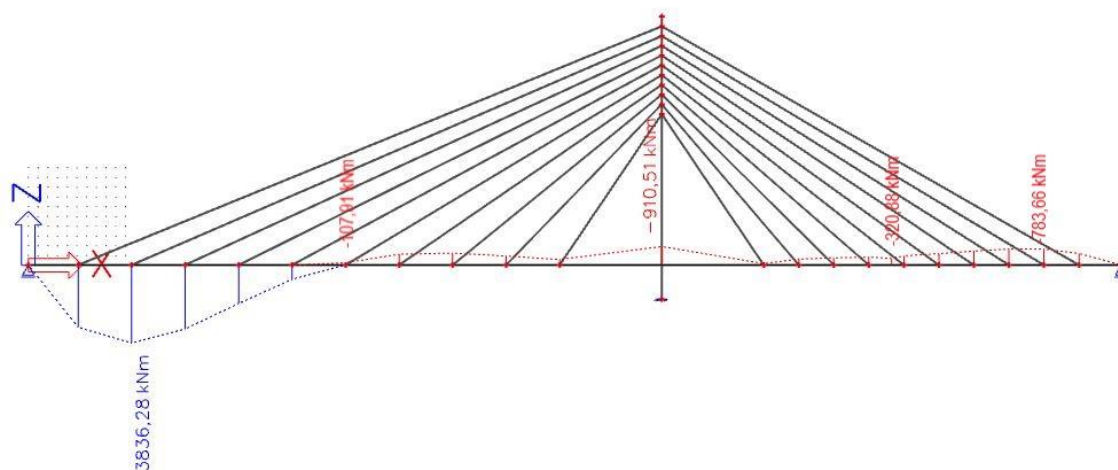
Tab. 18: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 2. časté kombinace



Obr. 104: Průběh ohybového momentu od 2. částé kombinace

3. Částá kombinace						
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1			Celkem
	M_k	M_k	ψ_i	M_{gr1}	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]		[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	0,40	-620,09	-248,04	3836,28
1	-11,56	-70,37	0,40	-64,96	-25,98	-107,91
2	-65,30	-542,14	0,40	-757,44	-302,98	-910,42
3	-42,92	-331,98	0,40	135,05	54,02	-320,88
MAX2	-126,43	-1118,93	0,40	1154,25	461,70	-783,66

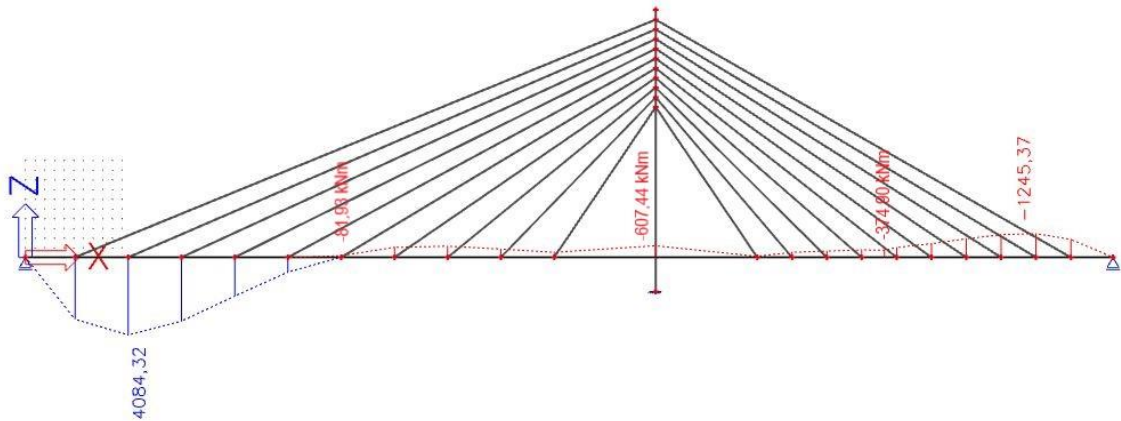
Tab. 19: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 3. částé kombinace



Obr. 105: Průběh ohybového momentu od 3. částé kombinace

4. Častá kombinace						
Řez	Vlastní tíha NK	Ostatní stálé	Sestava gr1			Celkem
	M_k	M_k	ψ_i	M_{gr1}	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]		[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	0,40	0,00	0,00	4084,32
1	-11,56	-70,37	0,40	0,00	0,00	-81,93
2	-65,30	-542,14	0,40	0,00	0,00	-607,44
3	-42,92	-331,98	0,40	0,00	0,00	-374,90
MAX2	-126,43	-1118,93	0,40	0,00	0,00	-1245,36

Tab. 20: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 4. časté kombinace



Obr. 106: Průběh ohybového momentu od 4. časté kombinace

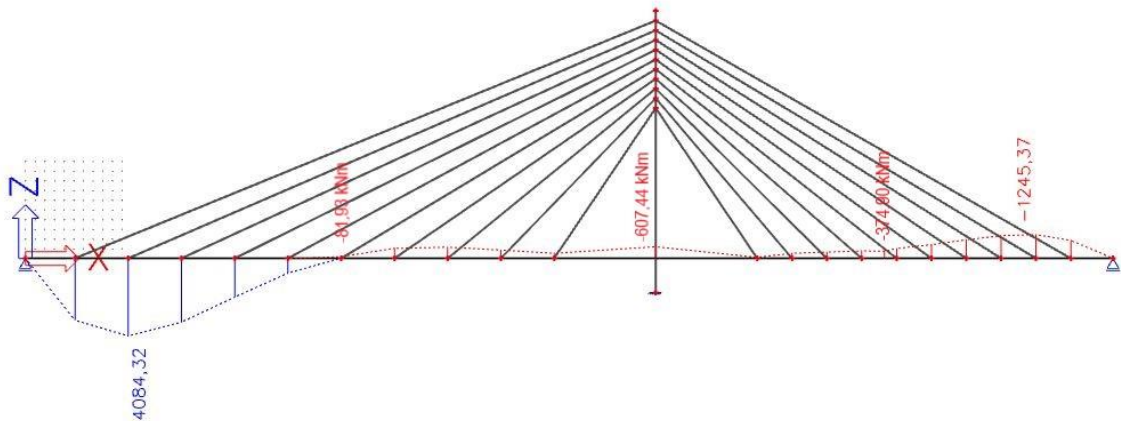
Souhrnná tabulka častých kombinací zatížení pro MSP				
Řez	1. kombinace	2. kombinace	3. kombinace	4. kombinace
	M_k	M_k	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	4585,02	4834,78	3836,28	4084,32
1	-91,29	-64,91	-107,91	-81,93
2	-689,19	-392,83	-910,42	-607,44
3	-421,58	-476,27	-320,88	-374,90

Tab. 21: Souhrnná tabulka častých kombinací zatížení pro MSP

Pro kvazistálou kombinaci zatížení není nutné sestavovat všechny 4 kombinace zatížení, jelikož kombinační součinitel $\psi_2 = 0$ pro zatížení dopravou. Vlastní tíha a ostatní stálé zatížení je ve všech kombinacích stejné, v ostatních kombinacích bylo rozhodující zatížení dopravou.

Kvazistálá kombinace						
Řez	g_0	$(g - g_0)$	Sestava gr1			Celkem
	M_k	M_k	ψ_i	M_{gr1}	M_k	M_k
	[KNm]	[KNm]		[KNm]	[KNm]	[KNm]
MAX1	482,59	3601,73	0,00	1876,14	0,00	4084,32
1	-11,56	-70,37	0,00	42,55	0,00	-81,93
2	-65,30	-542,14	0,00	536,52	0,00	-607,44
3	-42,92	-331,98	0,00	-253,43	0,00	-374,90
MAX2	-126,43	-1118,93	0,00	-1558,48	0,00	-1245,36

Tab. 22: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od kvazistálé kombinace



Obr. 107: Průběh ohybového momentu od kvazistálé kombinace

4.4.4 Posouzení mezních stavů

Mezní stav únosnosti

Na základě kombinací zatížení bylo zjištěno, jaká kombinace je pro konstrukci nejnepříznivější. Dle Tab. 11 v kapitole 4.4.3 je dosaženo největšího ohybového momentu v řezu MAX 1. MAX 1 je v místě kotvení druhého závěsu od krajní levé podpory. Posudek byl proveden v tomto místě, které je pro konstrukci nejkritičtější.

Pro přehlednost byla v Tab. 23 uvedena napětí, která vznikají v jednotlivých řezech při jednotlivých kombinacích zatížení.

Řez	1. kombinace		2. kombinace		3. kombinace		4. kombinace	
	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{dolní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{horní vlákna}}$ [MPa]
MAX1	516,7	-338,3	583,1	-374,1	331,7	-223,3	395,2	-259,2
1	0	-51,3	0	-40,7	0	-49,8	0	-40,3
2	126	-153,7	147,8	-74,2	74,7	-197,7	95,5	-115,1
3	0	-120	0	-94,1	0	-88,4	0	-91,1
MAX2	90,8	-172,4	162,8	-286,5	0	-17,5	69	-130,6

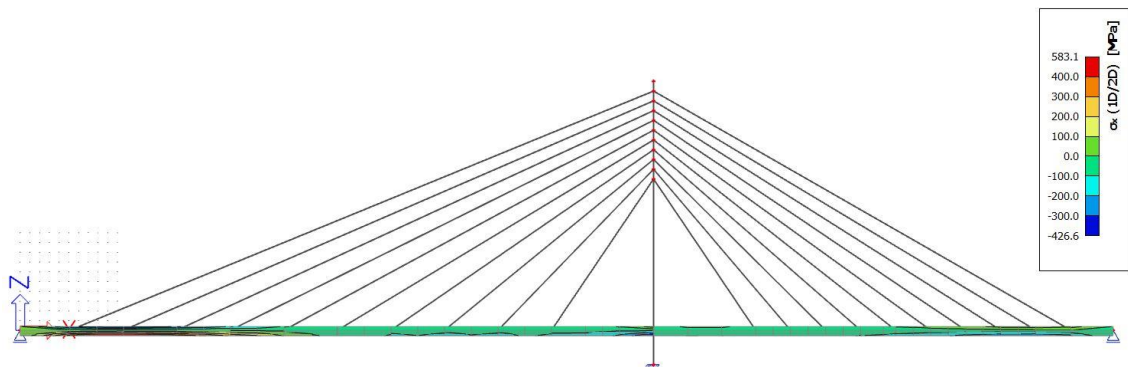
Tab. 23: Souhrnná tabulka napětí v jednotlivých řezech pro všechny kombinace

Jak již bylo zmíněno je nutné posoudit řez MAX 1. Jedná se o zjednodušené ověření, při kterém je zanedbán vzpěrný tlak. Napětí ve vodorovné nosné konstrukci nesmí přesáhnout mez kluzu oceli.

$$|\sigma_{\text{horní vlákna}}| \leq f_{yk} \cdot \gamma_{M0}$$

$$|583,1| \text{ MPa} \not\leq 460 \times 1,0 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE



Obr. 108: Maximální napětí od 2. kombinace zatížení dle výrazu 6.10

Podmínka napětí není splněna.

Mezní stav použitelnosti

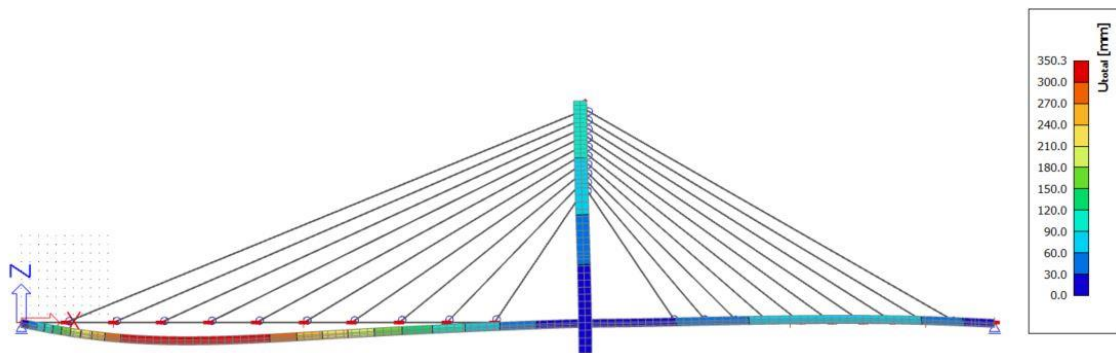
Mezní stav použitelnosti byl ověřen na základě maximálního průhybu konstrukce. Průhyb se stanoví od kvazistálé kombinace zatížení pro MSP.

Maximální průhyb lávky je roven $L/250$, kdy L je rozpětí pole. Maximální průhyb byl vyvolán v levém poli lávky, pro který musí platit:

$$u < L/250$$

$$350,3 \text{ mm} \not< \frac{65 \cdot 116}{250} = 260 \text{ mm}$$

NEVYHOVUJE



Obr. 109: Maximální průhyb lávky od kvazistálé kombinace zatížení

4.4.5 Závěr zjednodušeného ověření

Při zjednodušeném ověření bylo uvažováno se stavem, kdy bude nejdříve uložena vodorovná nosná konstrukce, následně bude zavěšena, ale závěsy nebudou předepnuty. Dále je uložena mostovka včetně mostního vybavení.

Následně byly vytvořeny zatěžovací stavy a prostřednictvím vykreslení vnitřních sil bylo zjištěno, že mezi nejnamáhanější místo konstrukce patří řez MAX 1 v levém poli. Jedná se o druhý závěs od levé krajní podpory. Poté byly posouzeny mezní stavy únosnosti a použitelnosti. V mezním stavu únosnosti bylo rozhodující, zda konstrukce vydrží požadované napětí materiálu. V mezním stavu použitelnosti naopak byl rozhodující průhyb konstrukce. V obou případech konstrukce nevyhověla, a proto je nutné předepnout závěsy před uložením mostovky a mostního vybavení.

Průhyby závěsů jsou příliš velké, proto je vhodné předepnutí závěsů před uložením mostovky.

4.5 Zohlednění předpětí závěsů

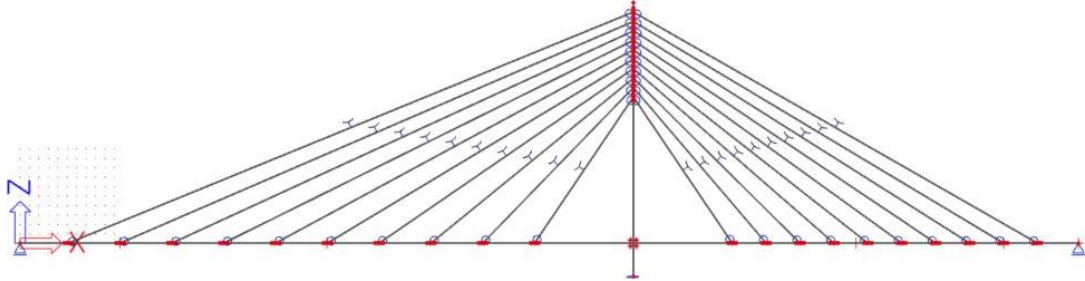
4.5.1 Definice závěsů ve SCIA Engineer

Předpětí závěsů lze provést pomocí funkce nelinearita na prutu s použitím typu buď lana, nebo počátečního napětí. V obou případech by měly vyjít stejné výsledky.

Nelinearita na prutu – typ lana

Při použití tohoto typu nelinearity se na konstrukci objeví specifický symbol, jenž značí právě typ lana (Obr. 110). Do výpočtu byla zadána předpínací osová síla, která byla určena ze znalosti plochy závěsu a maximálního napětí v závěsu v mezním stavu použitelnosti. Závěs byl předepnut

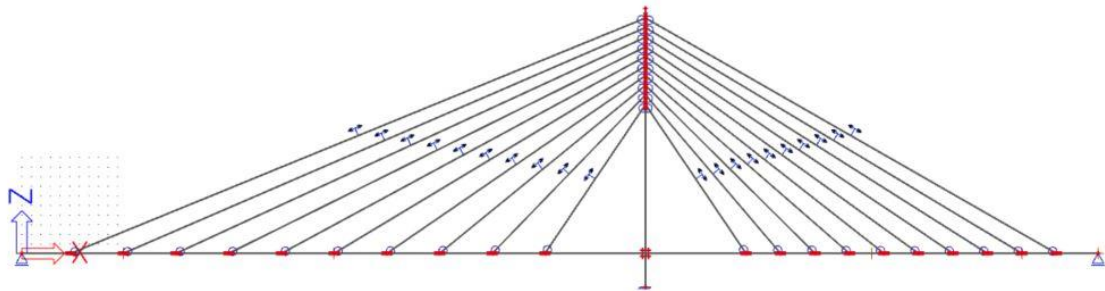
silou odpovídající 45 % síly na mezi pevnosti. Předpínací osová síla je rovna $0,45 \times 610 \cdot 10^3 \times \frac{\pi \times 60^2}{4} = 776,13 \text{ kN}$. Síla je uvažovaná konstantní po celé délce prutu.



Obr. 110: Nelinearita na prutu typu lano

Nelinearita na prutu – typ počáteční napětí

Při použití tohoto typu nelinearity se na konstrukci objeví specifický symbol, jenž značí právě typ počáteční napětí (Obr. 111). Do výpočtu byla zadána počáteční osová síla, která byla určena ze znalosti plochy závěsu a maximálního napětí v závěsu v mezním stavu použitelnosti. Závěs byl předepnut silou odpovídající 45 % síly na mezi pevnosti. Počáteční osová síla je rovna $0,45 \times 610 \cdot 10^3 \times \frac{\pi \times 60^2}{4} = 776,13 \text{ kN}$. Síla je uvažovaná konstantní po celé délce prutu.

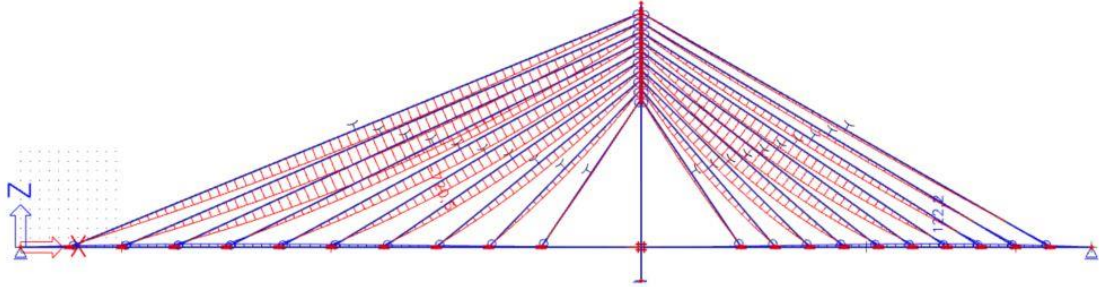


Obr. 111: Nelinearita na prutu typu počáteční napětí

V obou případech nelinearity prutu se na ně pohlíží jako na výsledek zatížení, který proběhl před daným zatěžovacím stavem, event. nelineární kombinací. V obou případech nelinearity prutu by měly být výsledky deformací a vnitřních sil srovnatelné.

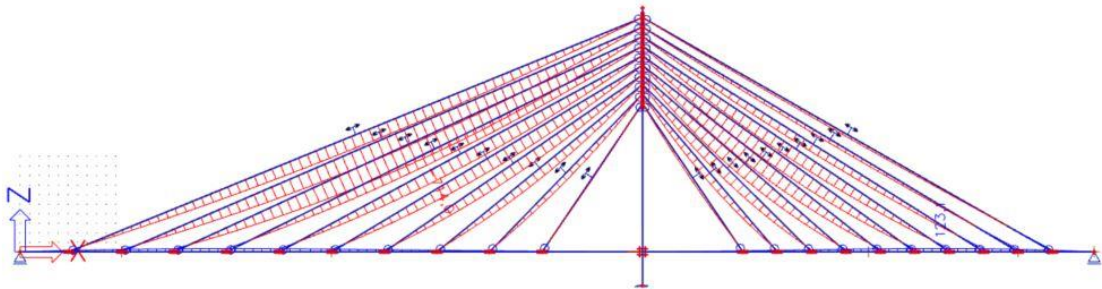
4.5.2 Deformace a vnitřní síly od vlastní tíhy a předpětí závěsů

Nelinearita na prutu – typ lano



Obr. 112: Vykreslení svislých průhybů konstrukce

Nelinearita na prutu – typ počáteční napětí



Obr. 113: Vykreslení svislých průhybů konstrukce

Hodnoty maximálních průhybů v závěsech jsou srovnatelné v obou případech nelinearity na prutu. Výsledky se liší v řádech milimetrů. Průhyby závěsů jsou vyhodnoceny jako reálné. Dále ve výpočtu bude uvažováno s předpětím závěsů pomocí nelinearity na prutu typu lano.

4.5.3 Kombinace zatížení

V kapitole 4.4 byly vytvořeny zatěžovací stavy, z kterých nyní budou sestaveny příslušné kombinace zatížení.

Při použití nelinearity na prutu je nutné vytvořit nelineární kombinace zatížení, pro které platí stejná pravidla jako pro lineární kombinace zatížení, tzn. že veškeré hodnoty součinitelů spolehlivosti a kombinačních součinitelů platí dle Tab. 5 a Tab. 6.

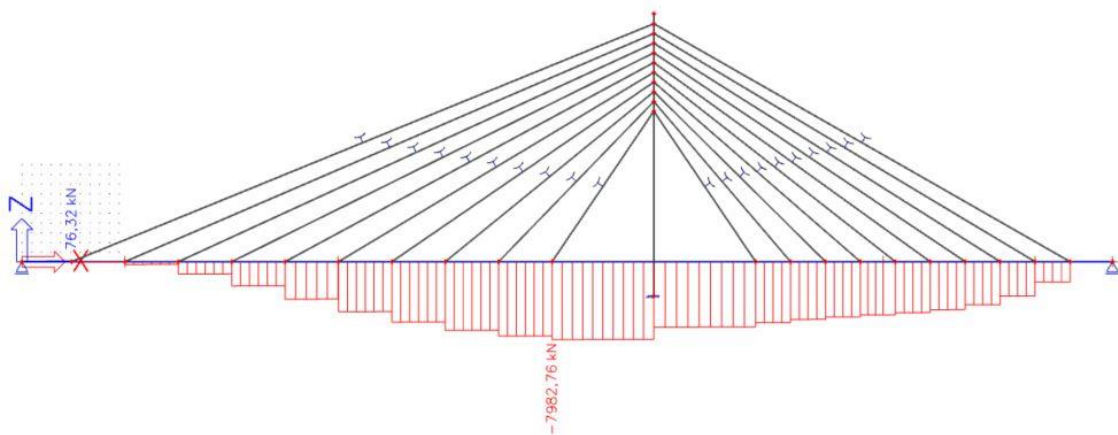
Mezní stav únosnosti

Dle výrazu 6.10 pro mezní stav únosnosti byly vytvořeny kombinace zatížení. Výraz 6.10 byl uveden v kapitole 4.4.3. Budou vytvořeny následující 4 kombinace zatížení:

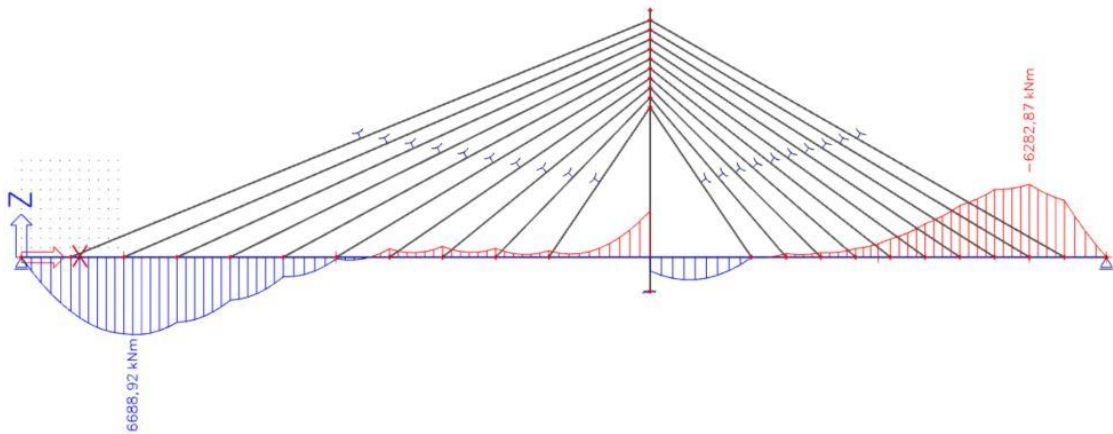
1. kombinace	=	vlastní tíha	+	předpětí závěsů	+	ostatní stálé	+	LM4($q_{v1}+q_h$)
2. kombinace	=	vlastní tíha	+	předpětí závěsů	+	ostatní stálé	+	LM4($q_{v2}+q_h$)
3. kombinace	=	vlastní tíha	+	předpětí závěsů	+	ostatní stálé	+	LM4($q_{v3}+q_h$)
4. kombinace	=	vlastní tíha	+	předpětí závěsů	+	ostatní stálé	+	LM4 Q_{fwk}

V kombinacích jsou rozhodující zatěžovací stavy dopravou. Proměnné zatížení dopravou LM4($q_{v2} + q_h$) vyvolává největší vnitřní síly ze všech zatěžovacích stavů od zatížení dopravou. Na základě vykreslení vnitřních sil z jednotlivých kombinací v kapitole 4.4.3 je patrné, že rozhodující kombinace zatížení je kombinace 2. Je tedy možné vzít v úvahu pouze 2. kombinaci zatížení, která bude sloužit k posouzení mezního stavu únosnosti.

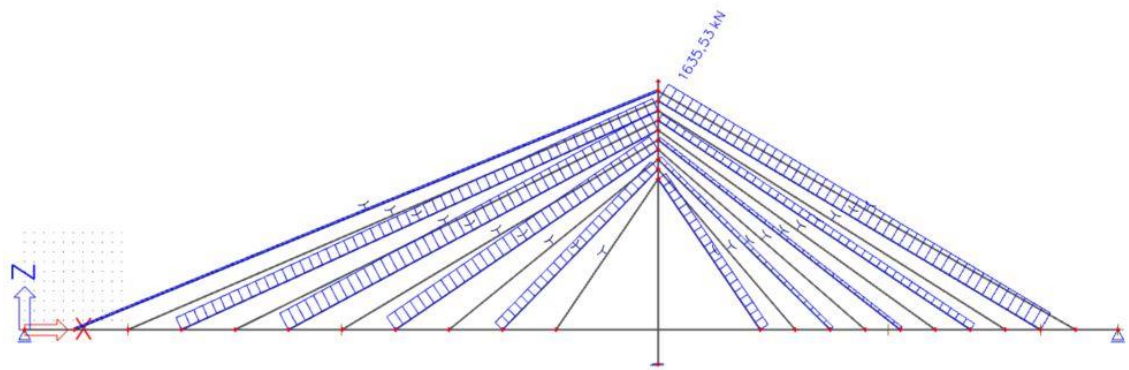
Výpočet nelineární kombinace byl proveden v programu SCIA Engineer.



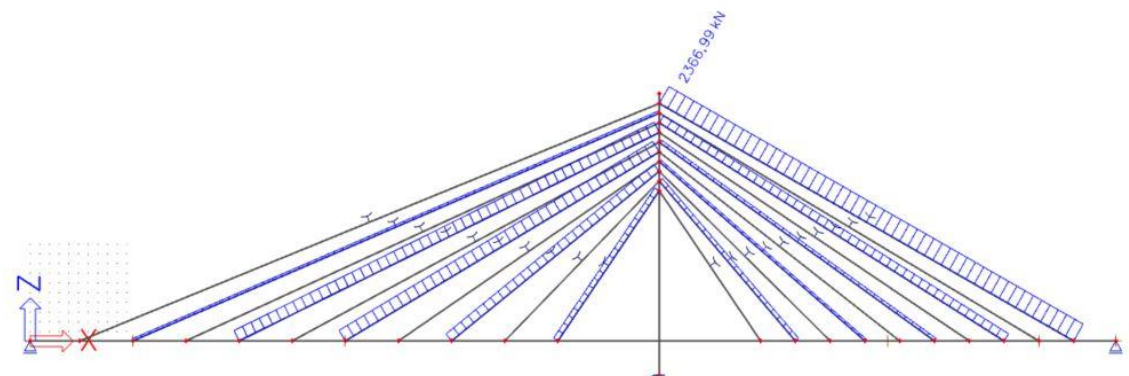
Obr. 114: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSÚ v nosné vodorovné konstrukci



Obr. 115: Vykreslení ohybového momentu od kombinace pro MSÚ v nosné vodorovné konstrukci



Obr. 116: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSÚ v lichých závěsech



Obr. 117: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSÚ v sudých závěsech

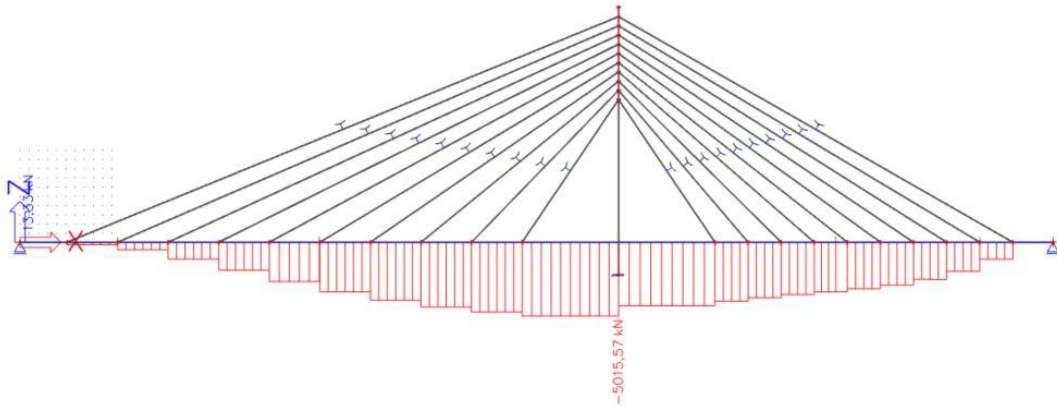
Mezní stav použitelnosti

Jak již bylo zmíněno, v mezním stavu použitelnosti se posuzuje průhyb konstrukce od kvazistálé kombinace. V této kombinaci je kombinační součinitel ψ_2 roven 0, v kombinaci se neuplatní

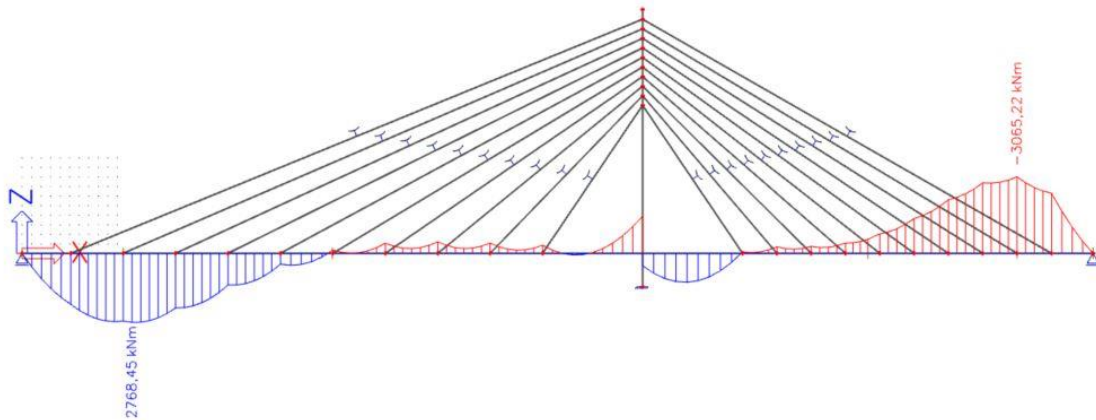
proměnné zatížení od dopravy. Pak je možné sestavit pouze jednu kombinaci, která zahrnuje následující zatížení:

$$\text{kombinace} = \text{vlastní tíha} + \text{předpětí závěsů} + \text{ostatní stálé}$$

Výpočet nelineární kombinace byl proveden v programu SCIA Engineer.



Obr. 118: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSP v nosné vodorovné konstrukci

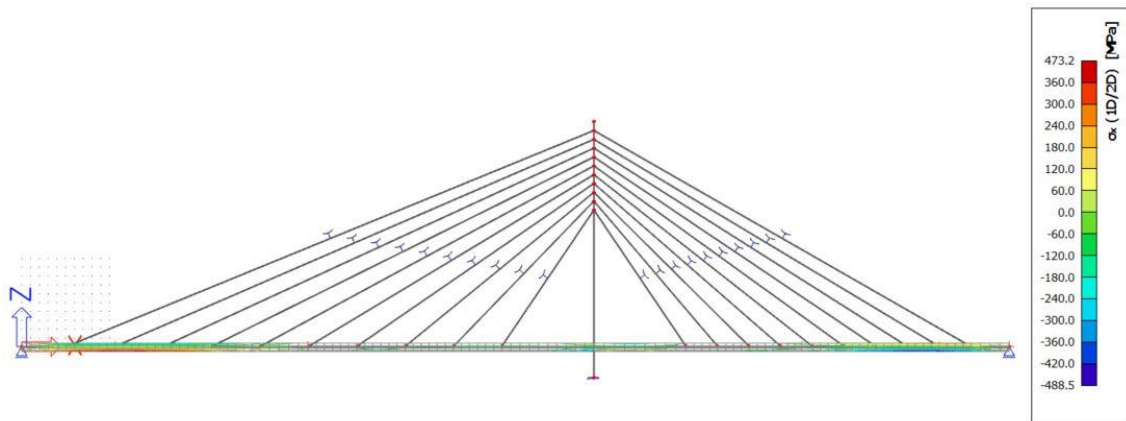


Obr. 119: Vykreslení ohybového momentu od kombinace pro MSP v nosné vodorovné konstrukci

4.5.4 Zjednodušené posouzení mezních stavů s vlivem předpětí závěsů

Mezní stav únosnosti

Jako v kapitole 4.4.4 bylo posuzováno vzniklé napětí v nosné vodorovné konstrukci od jednotlivých kombinací, v tomto případě bude posudek proveden obdobně. Opět se jedná o zjednodušené ověření bez uvažování vzpěrného tlaku. V místě největšího momentu bude vznikat největší napětí. Průběh napětí v nosné vodorovné konstrukci je zobrazen na Obr. 120.



Obr. 120: Maximální napětí od kombinace pro MSÚ dle výrazu 6.10

Napětí v nejnamáhanějším místě konstrukce nesmí překročit mez kluzu materiálu. Musí být splněna podmínka:

$$|\sigma| \leq f_{yk} \times \gamma_{M0}$$

$$|-488,5| \text{ MPa} \not\leq 460 \times 1,0 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

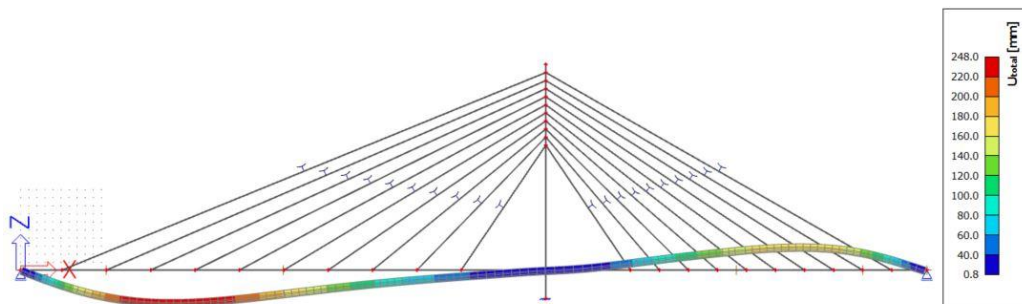
Mezní stav použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti musí být splněna podmínka stanovující maximální průhyb konstrukce, jež je rovna $L/250$. L je rozpětí pole. Maximální průhyb nastal v levém poli lávky, pro který musí platit:

$$u < L/250$$

$$248,0 \text{ mm} < \frac{65\,116}{250} = 260 \text{ mm}$$

VYHOVUJE



Obr. 121: Maximální průhyb lávky od kombinace pro MSP

4.5.5 Závěr

V této kapitole bylo uvažováno s vlivem předpětí závěsů, jenž mělo zmenšit průhyb lávky. Nejdříve byly pomocí nelinearity na prutu předepnuty závěsy a byly pozorovány změny průhybů závěsů. Maximální průhyby závěsů jsou 720,5 mm při uvažování nelinearity na prutu typu lano a 714,0 mm při uvažování nelinearity na prutu typu počáteční napětí. V obou případech byly výsledky předpětí závěsů srovnatelné. Průhyby závěsů byly vyhodnoceny za reálné. Poté byly sestaveny nelineární kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti a použitelnosti. Podmínka maximálního průhybu je splněna. Konstrukce vyhovuje na požadavky na vzhled a obecnou použitelnost. Podmínka maximálního napětí v nosné vodorovné konstrukci není splněna. Normálové síly v závěsech přesahují maximální dovolené síly, které jsou stanovené dle [3].

Bude provedena parametrická studie, aby byly stanoveny rozměry, které namáhání vydrží a aby byla určena nejvýhodnější varianta.

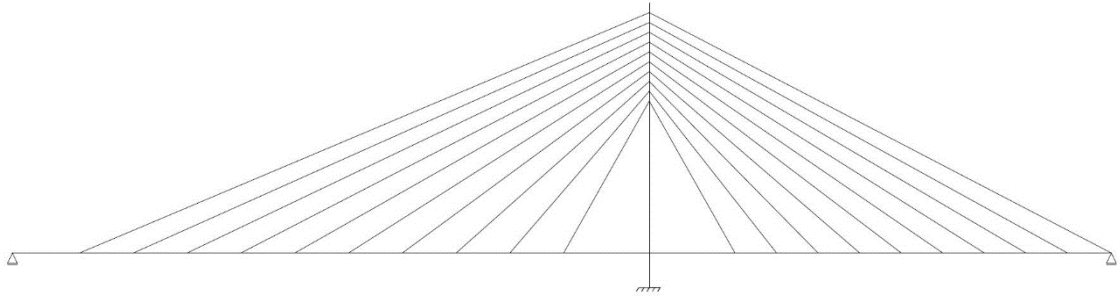
4.6 Parametrická studie závěsů

V přechodí kapitole 4.5.3 byly vykresleny normálové síly vznikající v závěsech od kombinace zatížení pro MSÚ. Krajiní závěsy v pravém poli jsou nejvíce namáhány. V závěsech vznikají větší normálové síly, než jsou povoleny [3]. Nosná vodorovná konstrukce v levém poli je poddajnější než v pravém poli. Naopak v pravém poli je nosná vodorovná konstrukce poměrně tuhá. Výška pylonu pro levé pole je poměrně malá, závěsy svírají malý úhel s nosnou vodorovnou konstrukcí a tím jsou vnášeny velké hodnoty tlakové normálové síly do nosné vodorovné konstrukce. Na základě zmíněných důvodů bylo navrženo 9 odlišných variant, jež se zabývají studií průměru závěsů, vzdáleností závěsů a výškou pylonu. Varianty jsou zobrazeny na Obr. 122, Obr. 123, Obr. 124, Obr. 125, Obr. 126, Obr. 127, Obr. 128, Obr. 129 a Obr. 130.

Pro všechny varianty byly provedeny výpočty vnitřních sil včetně průhybu. Výsledky jsou uvedeny v souhrnné Tab. 24.

Varianta 1

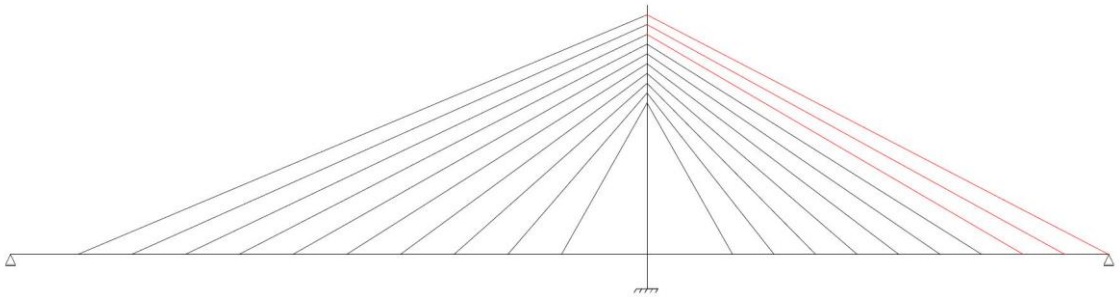
V této variantě byly změněny vzdálenosti mezi závěsy v pravém poli. Vzdálenosti byly zvětšeny z 3600 mm na 4250 mm, aby byl menší úhel nejkrajnějšího závěsu a mohl přenést účinky závěsu z pravého pole (Obr. 122).



Obr. 122: Varianta 1- změna vzdáleností závěsů v pravém poli

Varianta 2

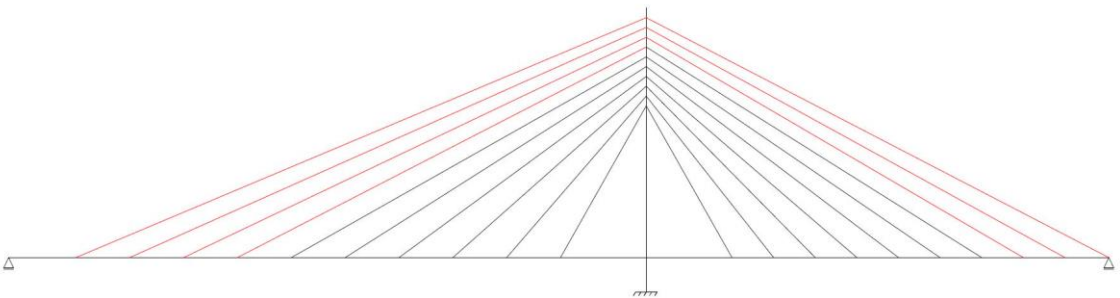
V této variantě se vycházelo z varianty 1. Byl změněn průměr závěsů v pravém poli u prvních třech závěsů od krajní podpory (Obr. 123). Průměr závěsů byl zvětšen z 60 mm na 82 mm.



Obr. 123: Varianta 2- změna průměru závěsů v pravém poli

Varianta 3

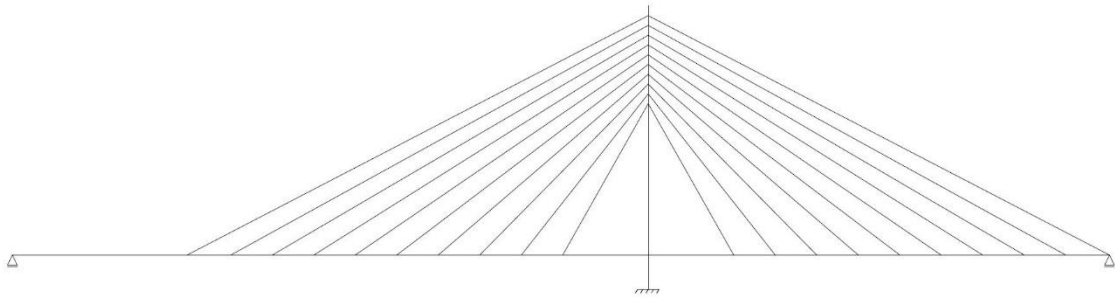
V této variantě byly změněny průměry závěsů i v levém poli. Byly zvětšeny první čtyři závěsy od krajní podpory, jež je vyobrazeno na Obr. 124. Průměr závěsů byl zvětšen z 60 mm na 82 mm.



Obr. 124: Varianta 3- změna průměru závěsů i v levém poli

Varianta 4

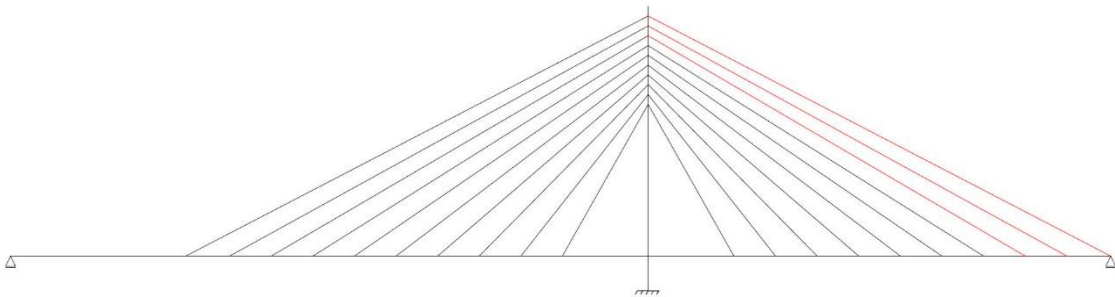
V této variantě byly změněny vzdálenosti mezi závěsy v levém poli. Vzdálenosti mezi závěsy byly sníženy z 5500 mm na 4250 mm . Z hlediska uspořádání závěsů se nyní jedná o symetrické uspořádání. Průměr závěsů byl zachován jako při prvotním návrhu, tj. 60 mm (Obr. 125).



Obr. 125: Varianta 4- změna vzdáleností závěsů v levém poli

Varianta 5

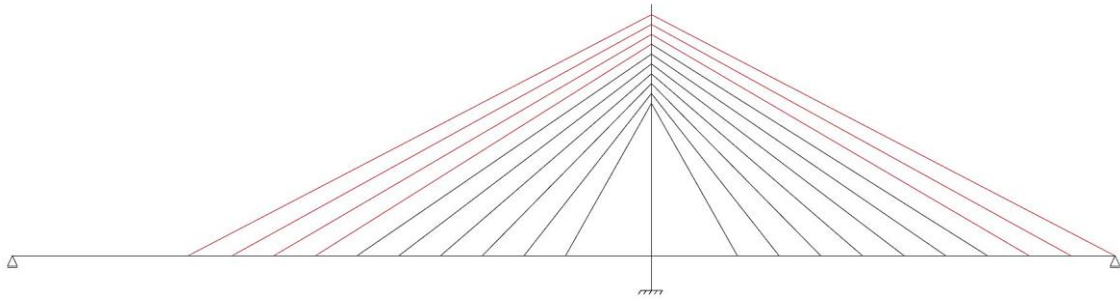
V této variantě se vycházelo z varianty 4. Byl změněn průměr závěsů v pravém poli u prvních třech závěsů od krajní podpory (Obr. 123). Průměr závěsů byl zvětšen z 60 mm na 82 mm .



Obr. 126: Varianta 5- změna průměru závěsů v pravém poli při změně vzdáleností v levém poli

Varianta 6

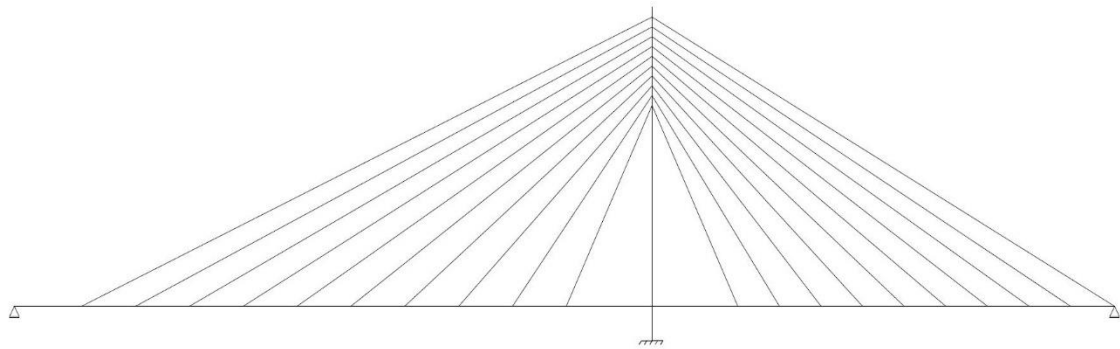
V této variantě byla provedena stejná změna jako ve variantě 3. Byly zvětšeny první čtyři závěsy od krajní podpory v levém poli, jež je vyobrazeno na Obr. 124. Průměr závěsů byl zvětšen z 60 mm na 82 mm .



Obr. 127: Varianta 6- změna průměru závěsů v levém poli při změně vzdálenosti v levém poli

Varianta 7

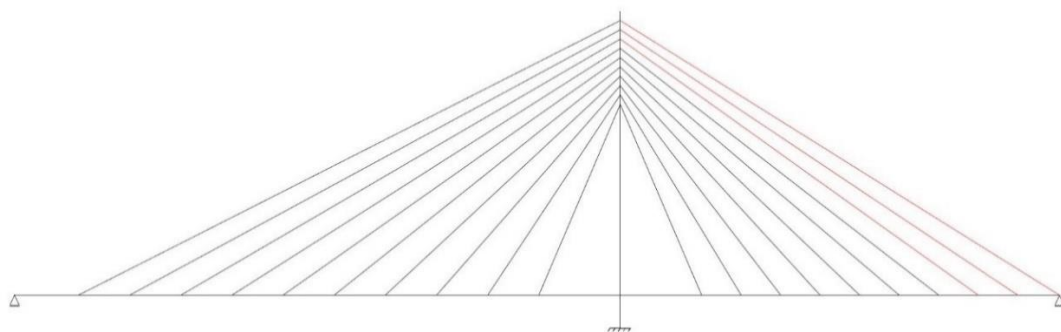
Při návrhu této varianty se vycházelo z varianty 1, ale byla změněna výška pylonu. Výška pylonu byla zvýšena z 29,0 m na 34,0 m. Vzdálenosti závěsů v pylonu i v nosné vodorovné konstrukci byly zachovány. Průměr závěsů 60 mm byl zachován pro všechny závěsy.



Obr. 128: Varianta 7- změna výšky pylonu

Varianta 8

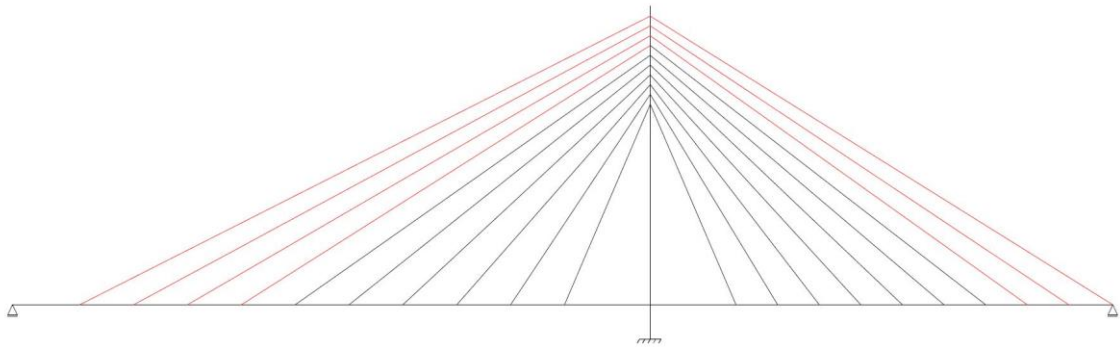
V této variantě se vycházelo z varianty 7. Byl změněn průměr závěsů v pravém poli u prvních třech závěsů od krajní podpory (Obr. 129). Průměr závěsů byl zvětšen z 60 mm na 82 mm.



Obr. 129: Varianta 8- změna průměru závěsů v pravém poli po změně výšky pylonu

Varianta 9

V poslední variantě byla provedena stejná změna jako ve variantách 3 a 6. Byly zvětšeny první čtyři závěsy od krajní podpory v levém poli, jež je vyobrazeno na Obr. 130. Průměr závěsů byl zvětšen z 60 mm na 82 mm.



Obr. 130: Varianta 9- změna průměru závěsů i v levém poli po změně výšky pylonu

VARIANTY/ VNITŘNÍ SÍLY	max. N_{Ed} v závěsech $\varnothing 60$ mm	max. N_{Ed} v závěsech $\varnothing 82$ mm	max. N_{Ed} v NK	max. M_{Ed} v NK	max. průhyb NK
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]
PRVOTNÍ NÁVRH	2366,99	-	-7982,76	6688,92	248,00
VARIANTA 1	2335,55	-	-8262,90	4719,05	160,30
VARIANTA 2	1353,37	2167,59	-8329,51	4446,02	194,40
VARIANTA 3	1197,45	2229,6	-8367,30	4420,94	193,60
VARIANTA 4	2154,19	-	-7355,73	6043,44	167,10
VARIANTA 5	922,15	2104,44	-7293,36	6384,35	228,80
VARIANTA 6	819,72	2138,30	-7375,39	6183,04	225,30
VARIANTA 7	1908,05	-	-6734,86	4208,23	161,60
VARIANTA 8	1344,00	2228,71	-6931,12	3615,25	145,10
VARIANTA 9	925,60	1997,85	-6910,25	3610,24	148,40

Tab. 24: Souhrnná tabulka parametrické studie závěsů

Pro tuto studii byly rozhodující hodnoty normálových sil vznikající v závěsech. Dle Tab. 24 je zřejmé, že nejnižší tahová síla v závěsech $\varnothing 60$ mm vzniká ve variantě 6 a nejnižší tahová síla v závěsech $\varnothing 82$ mm vzniká ve variantě 9.

Výrobce uvádí maximální návrhovou tahovou sílu pro $\varnothing 60$ mm 1149 kN na mezi kluzu a pro $\varnothing 82$ mm 2138 kN na mezi kluzu. Uvedenou podmínku splňují varianty 5, 6 a 9.

Pokud by byl uvažován čistý ohyb, hlavní nosník je schopen přenést ohybový moment od kombinace zatížení pro MSÚ o velikosti $1,3199 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3 = 6071,54 \text{ kNm}$. Čistý ohyb nenastává vlivem tlakové síly od předpětí závěsů, musí být uvažován se součinitelem vzpěru, který jeho hodnotu sníží.

Varianta 9 se jeví jako příznivá. Tento model bude využit pro celkové posouzení konstrukce.

4.7 Výstavba lávky se zohledněním okrajových podmínek

Před zahájením samotné výstavby lávky je nutné dopravit potřebný materiál a stroje na stavenišť. Při průzkumu místa byly nalezeny 3 možné dopravní trasy. Příjezd k pravému břehu řeky je umožněn ulicí V Lipkách, následně kolem zahrádkářské osady až k pravému břehu Otavy (Obr. 131). Nedaleko břehu se nachází viadukt, jehož světlá šířka je $3,60 \text{ m}$ a výška k místu zaoblení je $3,10 \text{ m}$ (Obr. 132).

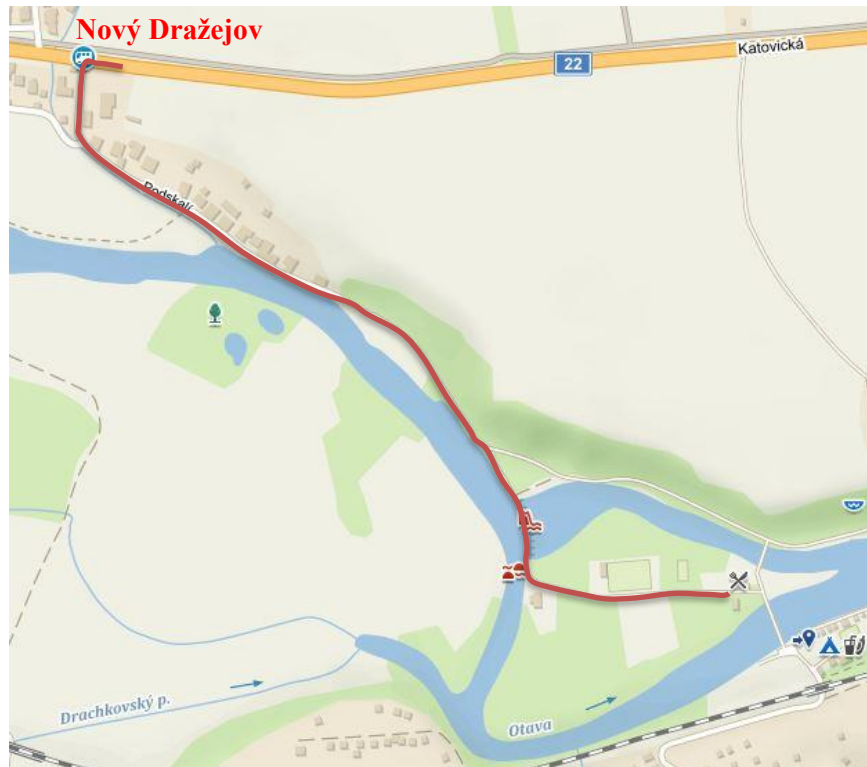


Obr. 131: Příjezdová cesta k pravému břehu řeky [30]



Obr. 132: Viadukt

Příjezd k jezu je umožněn prostřednictvím asfaltové cesty z okolní obce Nový Dražejov. Nejužší místo této cesty má šířku $3,0 \text{ m}$. Přístup na Ostrov pro vozidla s povolením je umožněn přes kamenný jez šířky $2,50 \text{ m}$ (Obr. 133; Obr. 134).



Obr. 133: Příjezdová cesta na Ostrov [30]



Obr. 134: Kamenný jez

Příjezd k levému břehu řeky je možný z ulice Katovická kolem městského pivovaru, dále proti proudu řeky Otavy ke stávajícím lávkám. K lávkám vede asfaltová cesta o šířce 3,0 m.



Obr. 135: Přijezdová cesta k levému břehu řeky [30]

Přeprava materiálů a strojů bude zajištěna pomocí nákladních automobilů. Na základě volby dopravy s nadměrným nákladem je nutné vyhodnotit, zda tyto automobily budou schopny projet průjezdovými body na zmíněných dopravních trasách. V místě zahrádkářské osady je vyprojektovaný směrový oblouk o poměrně malém poloměru a v tomto místě by mohly mít příliš dlouhé nákladní automobily značný problém s průjezdem. Maximální délka nákladního automobilu by neměla přesahovat 10 m. Na tomto úseku je vhodnější, pokud je to možné, aby jezdila nákladní doprava s otočným podvozkem, popř. s návěsy, aby byl snazší průjezd. Viaduktem by měly projet všechny nákladní automobily. Po dopravní trase z Nového Dražejova k jezu je šířka komunikace dostačující pro průjezd nákladních vozidel. Vzhledem k omezené šířce kamenného jezu není možný průjezd všech nákladních vozidel. Nejdůležitější je zajistit dopravu betonu na Ostrov pomocí autodomíchávače. Nejmenší šířka autodomíchávače je 2,20 m [31]. Průjezd tohoto automobilu je možný přes kamenný jez. Dle potřeb pro dovoz jiného materiálů či strojů bude nutné zajistit provizorním rozšířením jezu. Dopravní trasa k levému břehu nemá žádná omezení pro nákladní vozidla. V místě stávajících lávek je velmi omezený prostor. Toto místo by se mělo využívat pouze v nezbytných případech.

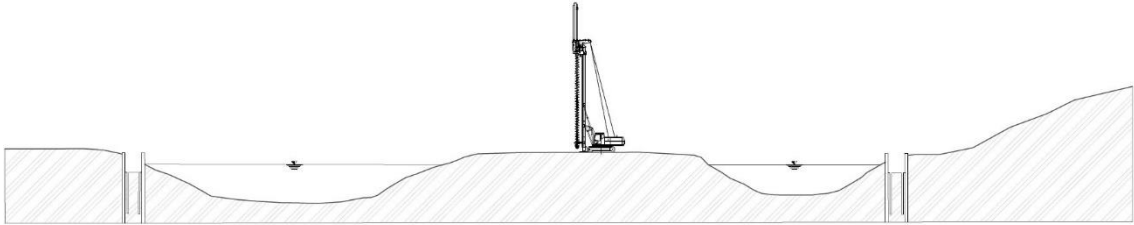
Maximální šířka nákladního automobilu je 2,60 m. [32]

Lze vyhodnotit, že je možné dopravit materiál na staveniště, i když jsou okrajové podmínky místy velmi stísněné.

Materiál a potřebné stroje na staveniště budou dováženy postupně s ohledem na stísněné podmínky.

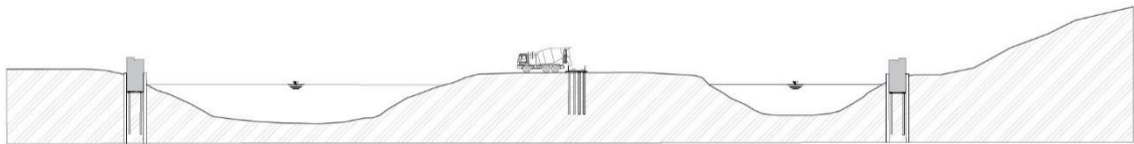
Postup výstavby

FÁZE 1: Provádění terénních úprav (kácení stromů), zemních prací, vrtání a betonáž mikropilot



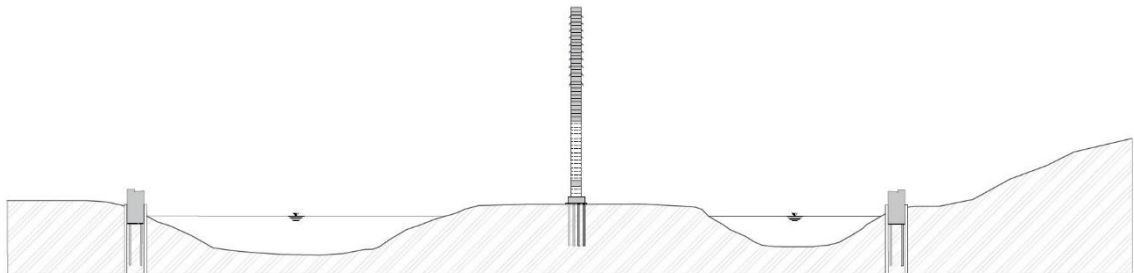
Obr. 136: Fáze 1- vrtání pilot

FÁZE 2: Betonáž krajních opěr a základu středového pylonu



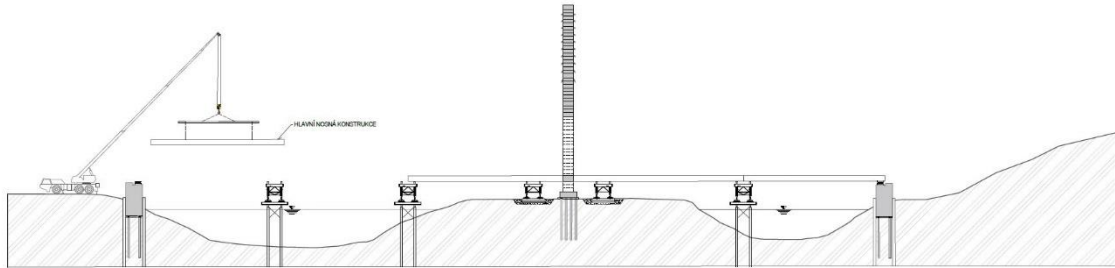
Obr. 137: Fáze 2- betonáž krajních opěr a základu středového pylonu

FÁZE 3: Betonáž středového pylonu včetně příčnicku a příprava míst pro kotvení závěsů



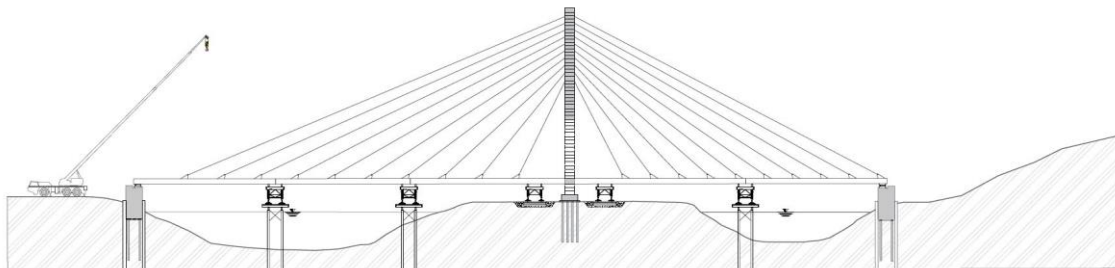
Obr. 138: Fáze 3: Betonáž středového pylonu

FÁZE 4: Příprava podpůrných konstrukcí v každém poli a následné osazení hlavního nosníku po montážních dílech mobilním jeřábem



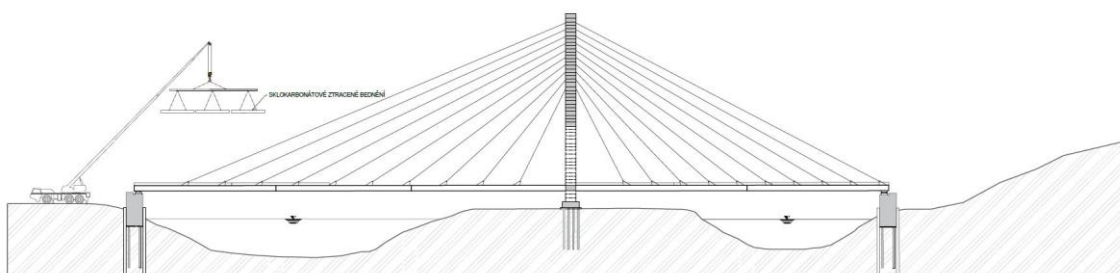
Obr. 139: Fáze 4: Osazení hlavního nosníku

FÁZE 5: Montáž a předepnutí závěsů



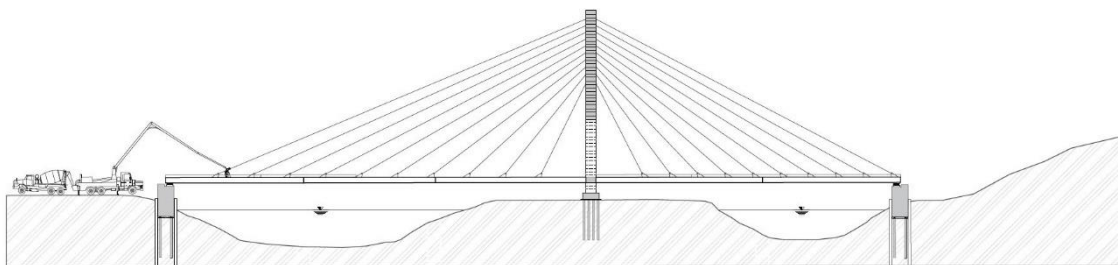
Obr. 140: Fáze 5: Montáž a předepnutí závěsů

FÁZE 6: Osazení sklokarbonátového ztraceného bednění



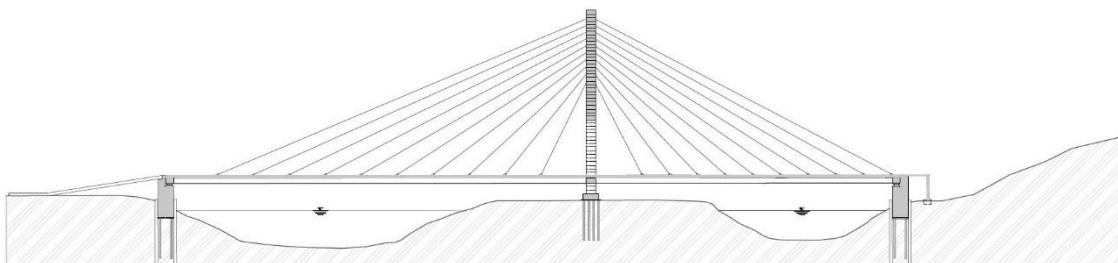
Obr. 141: Fáze 6: Osazení sklokarbonátového ztraceného bednění

FÁZE 7: Betonáž mostovky a dobetonování závěrné zidky



Obr. 142: Fáze 7: Betonáž mostovky

FÁZE 8: Provedení a napojení ramp na stávající komunikace, provedení pochozí izolace, osazení zábradlí



Obr. 143: Fáze 8: Provedení ramp a pochozí izolace, osazení zábradlí

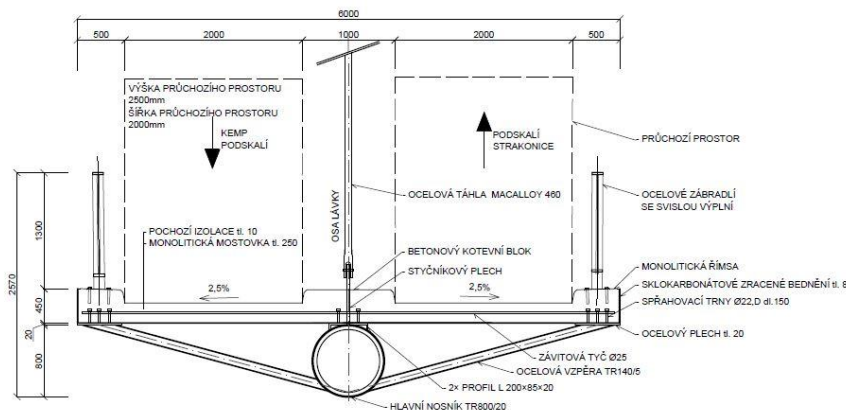
Před uvedením do provozu bude nutné provést statické a dynamické zatěžovací zkoušky.

4.8 Detailní řešení příčných řezů

V kapitole 2.4.2 byly ukázány schématické příčné řezy lávky. Tato kapitola se zabývá detailnějším řešením příčných řezů lávky. Na Obr. 144 je vyobrazen vzorový příčný řez v místě kotvení závěsů. Hlavní nosník je tvořen ocelovou trubkou $\varnothing 800$ a tloušťkou stěny 20 mm . K vrchní části trubky jsou přivařeny dva ocelové profily L s rozměry 200×85 a tloušťkou 20 mm . Na tyto profily jsou dále přivařeny sřahovací trny a styčnickový plech sloužící k ukotvení závěsů. V dolní části trubky jsou ze stran přivařeny torzní vzpěry trubkového průřezu $\varnothing 140$ a tloušťkou stěny 5 mm , které brání kroucení. Osová vzdálenost ocelových vzpěr v podélném směru je 2750 mm . K ocelovým vzpěrám jsou přivařeny ocelové plechy tloušťky 20 mm sloužící k přivaření sřahovacích trnů a následnému sřahování ocelové části s betonovou mostovkou. Sřahovací trny jsou spojeny závitovou tyčí $\varnothing 25\text{ mm}$, která zajišťuje při betonáži, aby nedošlo k odlomení torzních vzpěr. Na hlavní nosník je navrženo sklokarbonátové ztracené bednění PERMADEC.[33] Odbednění by bylo poměrně náročné.

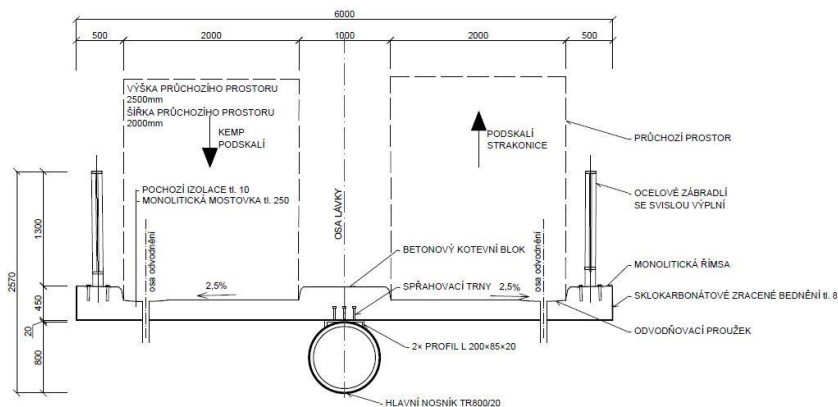
V parametrické studii byly zohledněny 3 varianty tloušťky desky mostovky: 200, 250 a 300 mm. Varianta s tloušťkou desky 200 mm je nevyhovující z technologických důvodů. Při návrhu spřažené desky je nutno brát ohled na spřahovací trny, jejichž výška se pohybuje v rozmezí 150 ÷ 200 mm a betonářskou výztuž, pro kterou musí být ponechán prostor při horním povrchu desky. Z výše uvedených důvodů není vhodné navrhovat tloušťku desky 200 mm. Naopak varianta s tloušťkou desky 300 mm je z technologického hlediska proveditelná, ale zbytečně pro lávky předimenzovaná, proto byla tloušťka desky mostovky zvolena 250 mm. Tento návrh se jeví jako nepřijatelnější a ekonomicky nejvýhodnější.

Mostovka je vyrobena z monolitického betonu tloušťky 250 mm. Římsy a středový kotevní blok jsou rovněž vyrobeny z monolitického betonu.



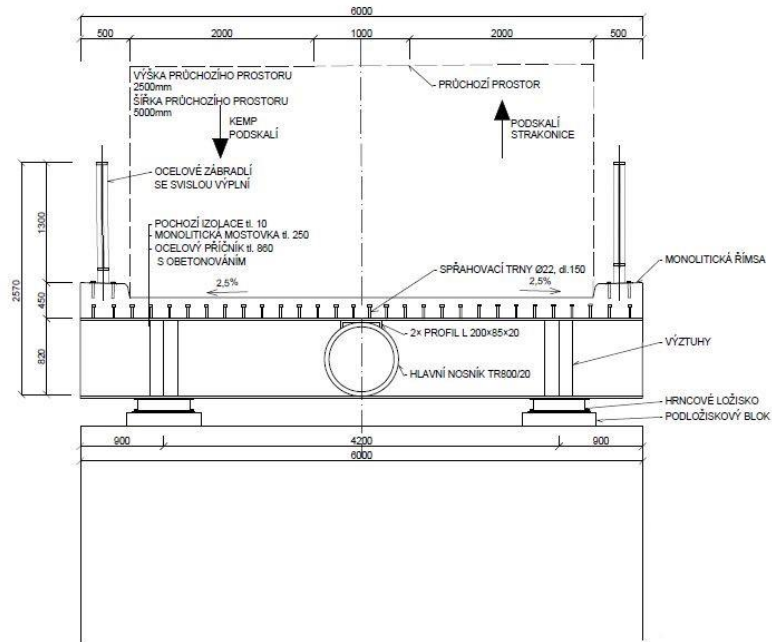
Obr. 144: Vzorový příčný řez v místě kotvení závěsů

Na Obr. 145 je vyobrazen vzorový příčný řez mimo kotvení závěsů. Z Obr. 145 jsou patrné odlišnosti. Z řezu je patrné zajištění odvodnění lávky. Odvodnění je zajištěno pomocí střeškovitého sklonu 2,5% a odvodňovacího proužku.



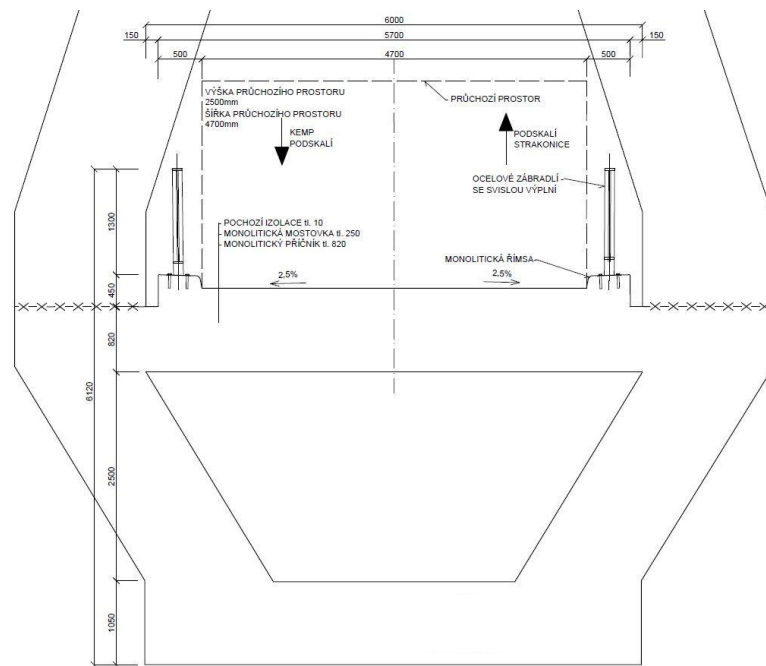
Obr. 145: Vzorový příčný řez mimo kotvení závěsů

Řešení příčného řezu nad opěrou je vyobrazeno na Obr. 146. Hlavní nosník je zalit do ocelového příčnicku, pomocí kterého bude jednodušší uložení konstrukce na ložiska. Ocelový příčník bude obetonován. Ložiska jsou navržena hrncová a uložena na podložiskovém bloku. Opěry jsou tvořeny z monolitického betonu C30/37.



Obr. 146: Vzorový příčný řez nad opěrou

Vzorový příčný řez v místě pylonu je řešen obdobně jako vzorový příčný řez nad opěrou. Stěny pylonu jsou spojeny betonovým příčnickem, jehož tloušťka odpovídá průměru hlavního nosníku a tloušťce profilu L, tj. 820 mm. Na Obr. 147 je vyobrazen pouze výřez pylonu, jenž ukazuje řešení uložení nosníku a mostovky v otvoru pylonu.

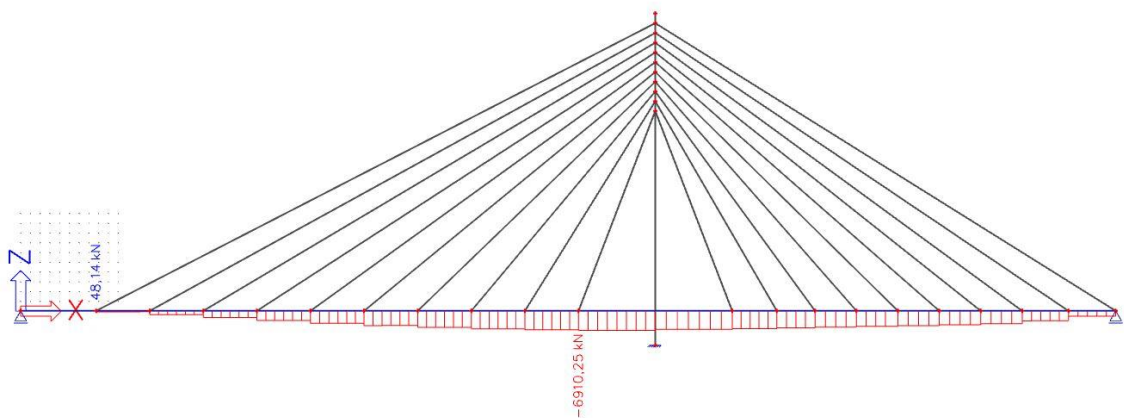


Obr. 147: Vzorový příčný řez v místě pylonu

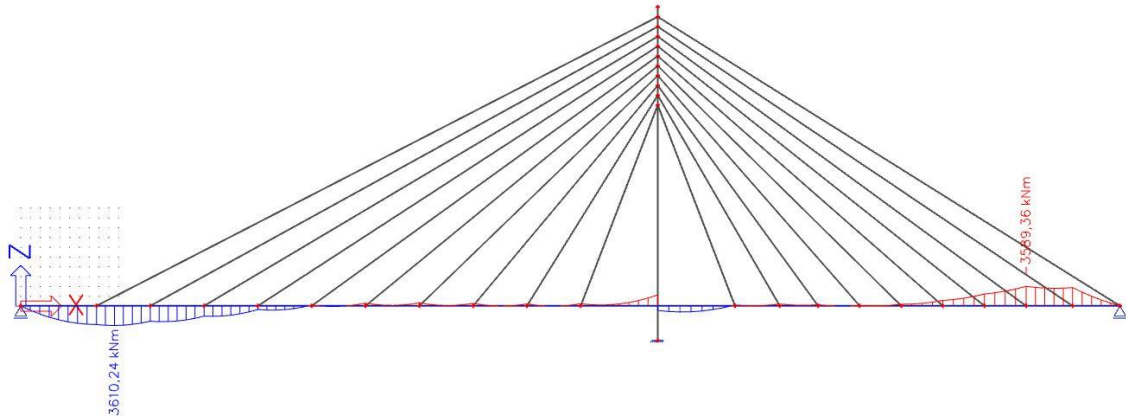
4.9 Posouzení hlavního nosníku

4.9.1 Mezní stav únosnosti

V kapitole 4.2 byl hlavní nosník zatříděn do průřezu třídy 3. Na tomto základě je posouzení provedeno s uvažováním pružnostního rozdělení napětí po průřezu. Při posouzení jsou uvažovány maximální hodnoty normálové síly a ohybového momentu vyvolané od kombinace zatížení pro MSÚ (Obr. 148, Obr. 149).



Obr. 148: Vykreslení normálové síly v nosné vodorovné konstrukci



Obr. 149: Vykreslení ohybového momentu v nosné vodorovné konstrukci

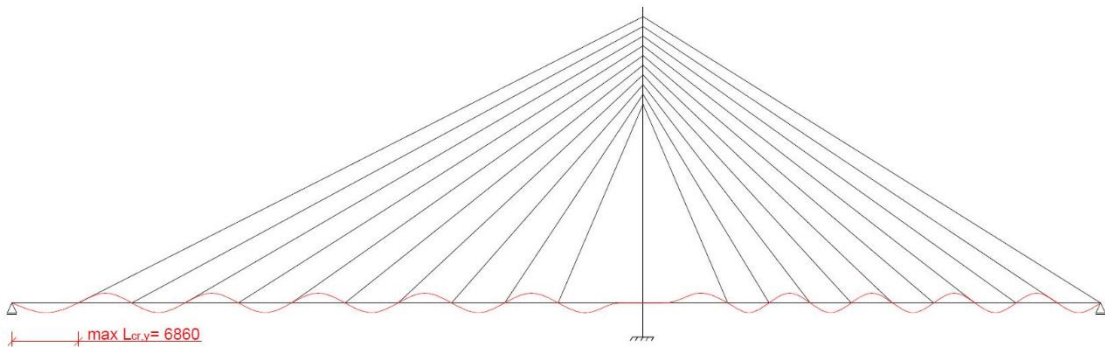
Maximální normálová síla je rovna hodnotě $-6910,25 \text{ kN}$ a maximální ohybový moment je roven hodnotě $3610,24 \text{ kNm}$.

Na hlavní nosník působí současně účinky vzpěrného tlakového a ohybového namáhání. Pruty namáhané touto kombinací musí splňovat následující podmínky:

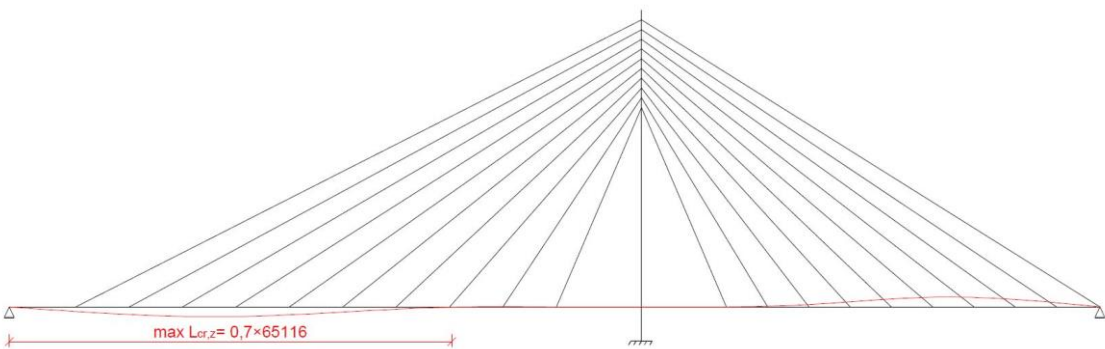
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Vzpěrnostní součinitele χ_i se stanoví dle příslušné poměrné štíhlosti $\bar{\lambda}_i$ a křivky vzpěrné pevnosti. Poměrná štíhlost je popsána poměrem základní štíhlosti λ_i a relativní štíhlosti λ_1 , která závisí na pevnosti materiálu f_{yk} . Základní štíhlost λ_i je definována poměrem vzpěrné délky k hlavní ose a poloměrem setrvačnosti. Vzpěrné délky jsou vyobrazeny na Obr. 150 a Obr. 151. Poloměr setrvačnosti i_y je roven 291 mm a poloměr setrvačnosti i_z je roven 259 mm .



Obr. 150: Vzpěrná délka v rovině



Obr. 151: Vzpěrná délka z roviny

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{6860}{291}$$

$$\lambda_y = 23,57$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}$$

$$\lambda_y = \frac{0,7 \cdot 65116}{259}$$

$$\lambda_y = 175,99$$

Relativní štíhlost λ_1 je vyjádřena vztahem:

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{460}}$$

$$\lambda_1 = 67,12$$

Poměrná štíhlost je po dosazení hodnot vyčíslena:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} & \bar{\lambda}_z &= \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \\ \bar{\lambda}_y &= \frac{23,57}{67,12} & \bar{\lambda}_z &= \frac{175,99}{67,12} \\ \bar{\lambda}_y &= 0,351 & \bar{\lambda}_z &= 2,62\end{aligned}$$

Dle [26] je křivka vzpěrné pevnosti svařovaného průřezu z oceli S460:

- Vybočení kolmo k ose y-y: křivka b
- Vybočení kolmo k ose z-z: křivka c

Dle [34] je vzpěrnostní součinitel χ_y roven hodnotě 0,945 a vzpěrnostní součinitel χ_z je roven hodnotě 0,123. Vzpěrnostní součinitel χ_{LT} je roven součiniteli vzpěrnosti v uvažované rovině.

Interakční součinitele k_{yy} a k_{zy} se určí dle tabulky B.1 v [26]. Pro pružnostní návrh platí následující vztahy:

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} \right) \\ C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = 0,8 \cdot k_{yy}$$

Součinitel C_{my} se určí na základě průběhu momentů z tabulky B.3 v [26]. Konzervativně lze uvažovat C_{my} rovno 0,9.

Charakteristický moment M_{Rk} se stanoví jako součin průřezového modulu $W_{el,min}$ a meze kluzu oceli f_{yk} . Charakteristická tlaková normálová síla se stanoví jako součin plochy průřezu A a meze kluzu oceli f_{yk} . Průřezový modul $W_{el,min}$ je roven hodnotě $1,3199 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$. Součinitel spolehlivosti γ_{M1} je roven 1,0. Ostatní veličiny jsou již známy.

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,351 \cdot \frac{6910,25}{0,945 \cdot \frac{7,2066 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \right) \\ 0,9 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{6910,25}{0,945 \cdot \frac{7,2066 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = \min \{0,941\}$$

$$k_{yy} = 0,941$$

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy}$$

$$k_{zy} = 0,8 \cdot 0,941$$

$$k_{zy} = 0,753$$

Dosazením vypočtených hodnot do počáteční podmínky jsou získány následující kombinační poměry:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{6910,25}{0,945 \cdot \frac{7,2066 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} + 0,941 \cdot \frac{3610,24}{0,945 \cdot \frac{1,3199 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,813 < 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{6910,25}{0,123 \cdot \frac{7,2066 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} + 0,753 \cdot \frac{3610,24}{0,123 \cdot \frac{1,3199 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \leq 1,0$$

$$5,33 \not\leq 1,0$$

Kombinace tlakové normálové síly a ohybového momentu nesplňuje danou podmínku.

Vzpěrnostní součinitel χ_z má velmi nepříznivé účinky na hlavní nosník, výrazně snižuje jeho únosnost. Byl proveden nový návrh hlavního nosníku.

NÁVRH: HLAVNÍ NOSNÍK SVAŘOVANÝ TR1000/30 vč. přivařených L profilů 200 × 85 × 20

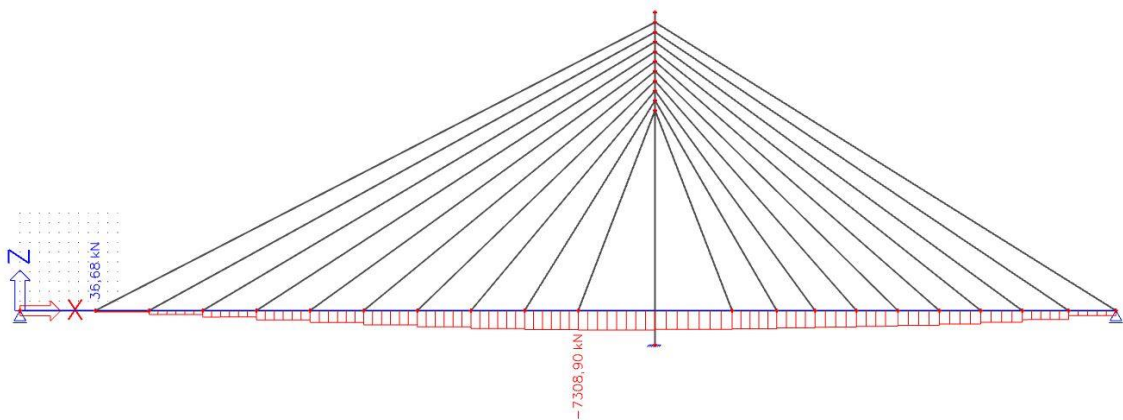
Nyní je nutné určit třídu průřezu.

Zatřídění průřezu:

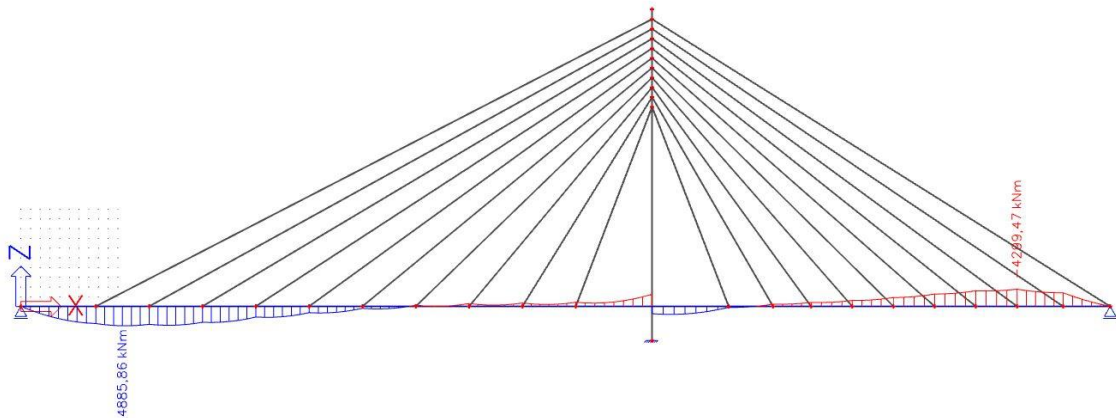
$$\frac{d}{t} < 70 \cdot \varepsilon^2$$

$$\frac{1000}{30} = 33,33 \text{ mm} < 70 \cdot 0,51 = 35,7 \rightarrow \text{průřez třídy 2}$$

Dle třídy průřezu byl změněn posudek z pružnostního na plastický. Nyní jsou ve výpočtu uvažovány plastické průřezové charakteristiky. Opět je uvažováno s maximální normálovou silou a ohybovým momentem (Obr. 152, Obr. 153).



Obr. 152: Vykreslení normálové síly v nosné vodorovné konstrukci po změně rozměrů průřezu



Obr. 153: Vykreslení ohybového momentu v nosné vodorovné konstrukci po změně rozměrů průřezu

Posudek je proveden stejným způsobem jako pro prvotní návrh.

Vzpěrnostní délka v rovině $L_{cr,y}$ a vzpěrnostní délka z roviny $L_{cr,z}$ se nemění. Poloměr setrvačnosti i_y se zvětšil a je roven 383 mm a poloměr setrvačnosti i_z je roven 353 mm .

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}$$

$$\lambda_y = \frac{6860}{383}$$

$$\lambda_y = \frac{0,7 \cdot 65 \cdot 116}{353}$$

$$\lambda_y = 17,91$$

$$\lambda_y = 129,13$$

Relativní štíhlost λ_1 se nemění a je rovna $67,12$.

Poměrná štíhlost je po dosazení hodnot vyčíslena:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{17,91}{67,12}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{129,13}{67,12}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,27$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,92$$

Dle [26] je křivka vzpěrné pevnosti svařovaného průřezu z oceli S460:

- Vybočení kolmo k ose y-y: křivka b
- Vybočení kolmo k ose z-z: křivka c

Dle [34] je vzpěrnostní součinitel χ_y roven hodnotě 0,975 a vzpěrnostní součinitel χ_z je roven hodnotě 0,210. Vzpěrnostní součinitel χ_{LT} je roven součiniteli vzpěrnosti v uvažované rovině.

Interakční součinitele k_{yy} a k_{zy} se určí dle tabulky B.1 v [26]. Pro plastický návrh platí následující vztahy:

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \cdot \left(1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} \right) \\ C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = 0,6 \cdot k_{yy}$$

Součinitel C_{my} se určí na základě průběhu momentů z tabulky B.3 v [26]. Konzervativně lze uvažovat C_{my} rovno 0,9.

Charakteristický moment M_{Rk} se stanoví jako součin průřezového modulu $W_{pl,y}$ a meze kluzu oceli f_{yk} . Charakteristická tlaková normálová síla je stanovena jako součin plochy průřezu A a meze kluzu oceli f_{yk} . Průřezový modul $W_{pl,y}$ je roven hodnotě $5,2586 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$. Plocha průřezu A je rovna $1,6497 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$. Ostatní veličiny jsou již známy.

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot \left(1 + (0,27 - 0,2) \cdot \frac{7308,90}{0,975 \cdot \frac{1,6497 \cdot 10^{-1} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \right) \\ 0,4 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{7308,90}{0,975 \cdot \frac{1,6497 \cdot 10^{-1} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = \min \{0,906\}$$

$$k_{yy} = 0,906$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,906$$

$$k_{zy} = 0,544$$

Dosazením vypočtených hodnot do počáteční podmínky jsou získány následující kombinační poměry:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{7308,90}{0,975 \cdot \frac{1,6497 \cdot 10^{-1} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} + 0,906 \cdot \frac{4885,86}{0,975 \cdot \frac{5,2586 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,29 < 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{7308,90}{0,210 \cdot \frac{1,6497 \cdot 10^{-1} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} + 0,544 \cdot \frac{4885,86}{0,210 \cdot \frac{5,2586 \cdot 10^{-2} \cdot 460 \cdot 10^3}{1,0}} \leq 1,0$$

$$0,98 < 1,0$$

Navržený průřez vyhoví v mezním stavu únosnosti.

4.9.2 Mezní stav použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti je proveden výpočet posouzení normálových napětí a výpočet průhybu a doporučeného nadvýšení konstrukce.

Posouzení normálových napětí - pružný posudek

Při posouzení je uvažováno s třemi průřezy - ocelový nosník, spřažený nosník pro krátkodobé zatížení a spřažený nosník pro dlouhodobé zatížení. Při dlouhodobém zatížení je důležité uvažovat s vlivem dotvarování betonu, které se v čase mění. Pro jednotlivá zatížení se stanoví pracovní součinitel n_L , který je definován základním pracovním součinitelem n_0 , součinitelem ψ_L zohledňující zatížení a součinitelem dotvarování Φ_t .

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \phi_t)$$

Základní pracovní součinitel n_0 je určen jako poměr modulu pružnosti oceli E_S k modulu pružnosti betonu E_{cm} . Součinitel ψ_L pro dlouhodobé zatížení je roven 1,1.

Součinitel dotvarování ϕ_t se stanoví z následujícího vztahu: [23]

$$\phi_t = \phi_0 \cdot \beta_c \cdot (t, t_0)$$

Teoretický součinitel $\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ a součinitel $\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right]^{0,3}$ vystihují časový průběh dotvarování.

Součinitel ϕ_{RH} závisí na relativní vlhkosti RH , na náhradním rozměru prvku h_0 a na součinitelích α_i zahrnující vliv pevnosti betonu f_{cm} . Je dán vztahem:

$$\phi_{RT} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

Náhradní tloušťka desky h_0 se stanoví jako podíl průřezové plochy betonu A_c a poloviny části obvodu s přístupem vzduchu u :

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

Součinitel $\beta(f_{cm})$ popisuje vliv pevnosti betonu a součinitel $\beta(t_0)$ vystihuje vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení. Zmíněné součinitele se určí dle vztahů:

$$\beta(f_{cm}) = 16,8/\sqrt{f_{cm}}$$

$$\beta(t_0) = 1/(0,1 + t_0^{0,2})$$

Součinitel β_H závisí na relativní vlhkosti RH , na náhradním rozměru prvku h_0 a na součiniteli α_3 zahrnující vliv pevnosti betonu f_{cm} . Je dán vztahem:

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 < 1500 * \alpha_3$$

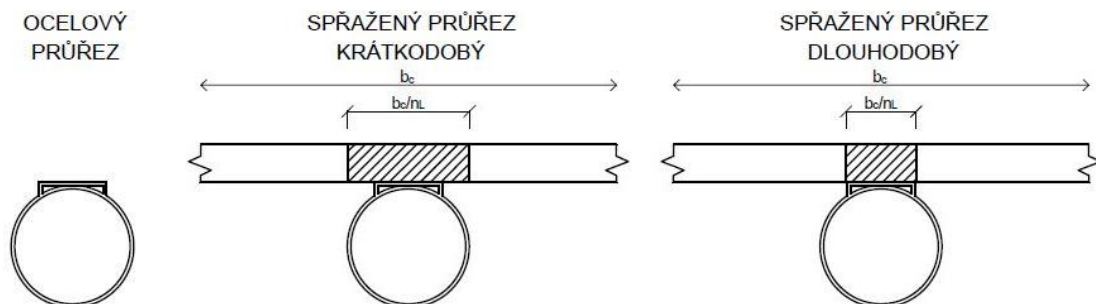
$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Pro přehlednost výpočtu pracovních součinitelů je sestavena Tab. 25.

Veličiny/Zatížení	OCEL	KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	[jednotky]
E_a	210 000,00	210 000,00	210 000,00	MPa
E_{cm}	-	33 000,00	33 000,00	MPa
$n_0 = E_a/E_{cm}$	-	6,36	6,36	-
ψ_L	-	0,00	1,10	-
A_c	-	1 500 000,00	1 500 000,00	mm ²
u	-	2 100,00	2 100,00	mm
$h_0 = 2A_c/u$	-	1 428,57	1 428,57	mm
t	-	1,00	36 500,00	den
t_0	-	1,00	60,00	den
RH	-	80,00	80,00	%
f_{cm}	-	38,00	38,00	MPa
$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$	-	0,96	0,96	-
$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 < 1500 * \alpha_3$	-	1 439,57	1 439,57	-
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,5}$	-	0,00	0,99	-
$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$	-	0,94	0,94	-
$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$	-	0,98	0,98	-
$\Phi_{RT} = \left[1 + \frac{1 - RH}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2$	-	1,15	1,15	-
$\beta(f_{cm}) = 16,8/\sqrt{f_{cm}}$	-	2,73	2,73	-
$\beta(t_0) = 1/(0,1 + t_0^{0,2})$	-	0,91	0,42	-
$\phi_0 = \Phi_{RT} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$	-	2,85	1,32	-
$\phi_t = \phi_0 * \beta_c(t, t_0)$	-	0,00	1,31	-
$n_L = n_0 * (1 + \psi_L * \phi_t)$	-	6,36	15,51	-

Tab. 25: Výpočet pracovních součinitelů

Pracovní součinitel slouží k převodu betonové části na ocelovou část tak, aby byly zachovány tuhosti materiálu.



Obr. 154: Ideální průřezy v jednotlivých fázích montáže

Pro zmíněné průřezy jsou vypočítány průřezové charakteristiky, které jsou uvedeny v Tab. 26.

Výpočet průřezových charakteristik					
beton		OCELOVÝ	KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	[jednotky]
pracovní souč.	n_L	-	6,36	15,51	-
šířka	b_c	0,00	6 000,00	6 000,00	mm
ideální šířka	$b_{c,i}$	0,00	942,86	386,84	mm
tloušťka	$h_{c,i}$	0,00	250,00	250,00	mm
ocel					
Plocha	A	164 970,00	400 684,29	261 679,44	mm ²
celková výška	h	1 020,00	1 270,00	1 270,00	mm
ideální průřez					
výška	h	1 020,00	1 270,00	1 270,00	mm
plocha	A	164 970,00	400 684,29	261 679,44	mm ²
poloha těžiště	e_i	479,00	369,00	484,00	mm
	e_b	541,00	901,00	786,00	mm
moment setrvačnosti	$I_{i,y}$	20 599 000 000,00	58 090 000 000,00	45 818 000 000,00	mm ⁴
průřezový modul- beton horní líc	$W_{i,y,ct}$	-	-157 425 474,25	-94 665 289,26	mm ³
průřezový modul- beton dolní líc	$W_{i,y,cb}$	-	-488 151 260,50	-195 803 418,80	mm ³
průřezový modul- ocel horní líc	$W_{i,y,at}$	-43 004 175,37	-488 151 260,50	-195 803 418,80	mm ³
průřezový modul- ocel dolní líc	$W_{i,y,ab}$	38 075 785,58	64 472 807,99	58 292 620,87	mm ³

Tab. 26: Výpočet průřezových charakteristik

Na základě znalosti ohybových momentů a průřezových charakteristik jsou dopočítána normálová napětí v rozhodujících bodech. Do montážního zatížení je započítáno zatížení od vlastní tíhy, předpětí závěsů a betonová mostovka. Mezi krátkodobé zatížení patří zatížení davem. Ostatní stálé zatížení patří do dlouhodobého zatížení.

Výpočet normálových napětí v MSP						
Napětí v MSP	Začátek provozu t=60 dní					
	Zatížení	Montážní	Krátkodobé	Dlouhodobé	celkem	[jednotky]
	Mk	1081,41	1436,63	427,39	2945,43	kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý		
	n	0,000	6,364	6,364		-
beton- horní líc	M/W/n	0,000	-0,462	-0,138	-0,600	MPa
beton- dolní líc	M/W/n	0,000	0,509	0,151	0,661	MPa
ocel- horní líc	M/W	-25,147	3,240	0,964	-20,943	MPa
ocel- dolní líc	M/W	28,402	22,283	6,629	57,313	MPa
Napětí v MSP	Konec provozu t=36 500dní					
	Zatížení	Montážní	Krátkodobé	Dlouhodobé	celkem	[jednotky]
	Mk	1081,41	1436,63	427,39	kNm	kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	dlouhodobý		
	n	0,000	6,364	15,510		-
beton- horní líc	M/W/n	0,000	-0,462	-0,291	-0,754	MPa
beton- dolní líc	M/W/n	0,000	0,509	-0,141	0,368	MPa
ocel- horní líc	M/W	-25,147	3,240	-2,183	-24,090	MPa
ocel- dolní líc	M/W	28,402	22,283	7,332	58,016	MPa

Tab. 27: Výpočet normálových napětí v MSP v levém poli

Výpočet normálových napětí v MSP						
Napětí v MSP	Začátek provozu t=60 dní					
	Zatížení	Montážní	Krátkodobé	Dlouhodobé	celkem	[jednotky]
	Mk	2219,25	1259,41	100,74	3579,4	kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý		
	n	0,000	6,364	6,364		-
beton- horní líc	M/W/n	0,000	-0,405	-0,032	-0,438	MPa
beton- dolní líc	M/W/n	0,000	0,446	0,036	0,482	MPa
ocel- horní líc	M/W	-51,605	2,840	0,227	-48,538	MPa
ocel- dolní líc	M/W	58,285	19,534	1,563	79,382	MPa
Napětí v MSP	Konec provozu t=36 500dní					
	Zatížení	Montážní	Krátkodobé	Dlouhodobé	celkem	[jednotky]
	Mk	2219,25	1259,41	100,74	kNm	kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	dlouhodobý		
	n	0,000	6,364	15,510		-
beton- horní líc	M/W/n	0,000	-0,405	-0,069	-0,474	MPa
beton- dolní líc	M/W/n	0,000	0,446	-0,033	0,413	MPa
ocel- horní líc	M/W	-51,605	2,840	-0,514	-49,280	MPa
ocel- dolní líc	M/W	58,285	19,534	1,728	79,547	MPa

Tab. 28: Výpočet normálových napětí v MSP v pravém poli

Výsledná napětí v rozhodujících bodech průřezu jsou stanovena součtem zatížení v jednotlivých fázích montáže. Rozhodující napětí pro ocelový průřez je na konci životnosti. Musí být splněna následující podmínka:

$$|\sigma_{a,max}| \leq f_{yk} \cdot \gamma_{M0}$$

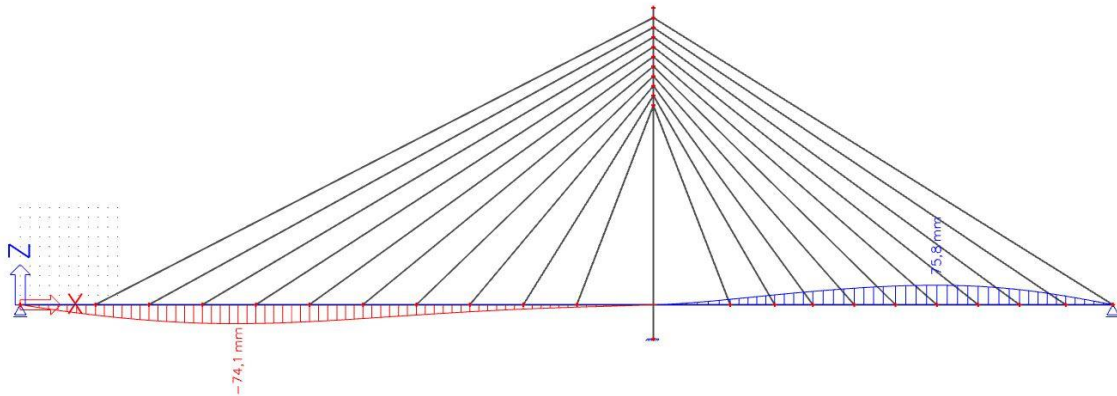
$$|79,547| \text{ MPa} \leq 460 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Podmínka je splněna.

Výpočet průhybu a nadvýšení

Průhyb konstrukce se stanoví z kvazistálé kombinace zatížení. Průhyb vyvolaný touto kombinací nesmí překročit hodnotu $1/250$ rozpětí. Na Obr. 155 je vykreslen průhyb nosné vodorovné konstrukce. Maximální průhyb je dosažen v levém poli s hodnotou $74,1 \text{ mm}$ a v pravém poli dochází ke zvedání konstrukce, které dosahuje hodnoty $75,8 \text{ mm}$.



Obr. 155: Průhyb nosné vodorovné konstrukce od kvazistálé kombinace

Levé pole

$$u_{kvz} < L/250$$

$$74,1 < \frac{65116}{250}$$

$$74,1 \text{ mm} < 260 \text{ mm}$$

Pravé pole

$$u_{kvz} < L/250$$

$$75,5 < \frac{47234}{250}$$

$$75,5 \text{ mm} < 188 \text{ mm}$$

V obou polích jsou splněny podmínky.

Pro kompenzaci celého průhybu je použito nadvýšení v levém poli, které odpovídá hodnotě maximálního průhybu, tj. 74,1 mm. V pravém poli je naopak nutné provést záporné nadvýšení o hodnotu 75,8 mm.

Přípustné hodnoty průhybů od zatížení davem jsou omezeny podmínkou $L/350$. Hodnota průhybu od zatížení davem v levém poli je rovna 75,5 mm a hodnota průhybu od zatížení davem v pravém poli je rovna 38,6 mm.

Levé pole	Pravé pole
$u_{dav} < L/350$	$u_{dav} < L/3250$
$75,5 < \frac{65116}{350}$	$38,6 < \frac{47234}{350}$
$75,5 \text{ mm} < 186 \text{ mm}$	$75,5 \text{ mm} < 134 \text{ mm}$

V obou polích jsou podmínky splněny.

Hlavní nosník v mezním stavu únosnosti i v mezním stavu použitelnosti vyhovuje.

4.10 Posouzení závěsů

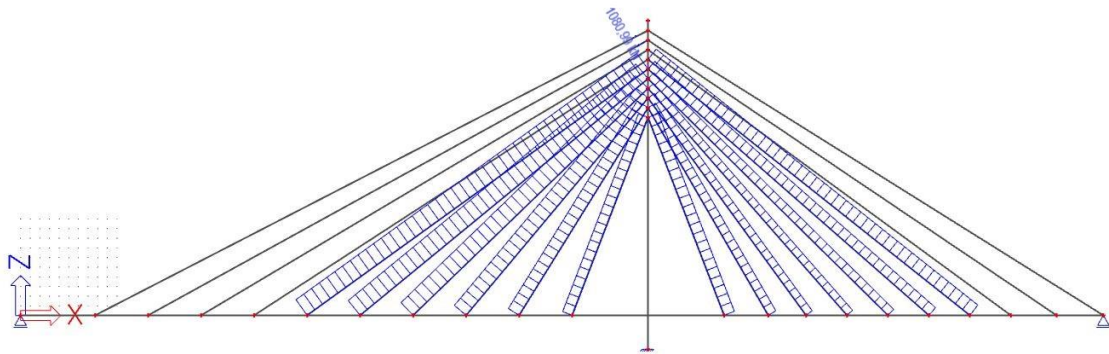
Mezní stav únosnosti

Dle [35] pro tažené systémy z tyčí je podmínka v MSÚ definována jako poměr návrhové hodnoty osově síly v taženém prvku F_{Ed} k návrhové hodnotě únosnosti v tahu F_{Rd} . Tento poměr musí být menší než 1,0.

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0$$

Výrobce ve svých podkladech uvádí následující hodnoty: návrhová hodnota meze kluzu pro táhlo Macalloy $\varnothing 60 \text{ mm}$ je rovna 1149 kN a návrhová hodnota meze kluzu pro táhlo Macalloy $\varnothing 82 \text{ mm}$ je rovna 2138 kN.[3]

Maximální návrhová hodnota osově síly vznikající v závěsech $\varnothing 60 \text{ mm}$ od 2. kombinace zatížení je uvedena na Obr. 156.

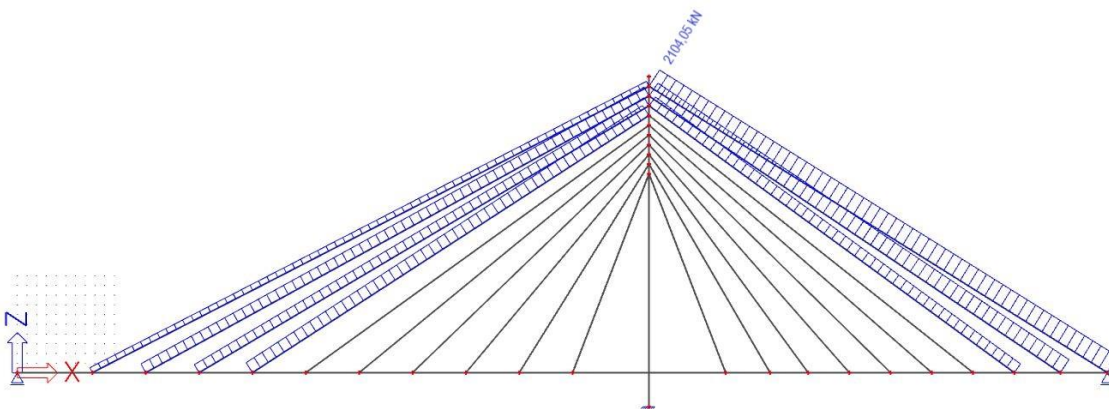


Obr. 156: Vykreslení normálových sil v závěsech Ø60 mm v MSÚ

Dosažením hodnot do počáteční podmínky je získán následující poměr:

$$\frac{1080,99}{1149} = 0,94 < 1,0 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Maximální návrhová hodnota osově síly vznikající v závěsech Ø 82 mm od 2. kombinace zatížení je uvedena na Obr. 157.



Obr. 157: Vykreslení normálových sil v závěsech Ø82 mm v MSÚ

Dosažením hodnot do počáteční podmínky je získán následující poměr:

$$\frac{2104,05}{2138} = 0,98 < 1,0 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Závěsy v MSÚ vyhovují.

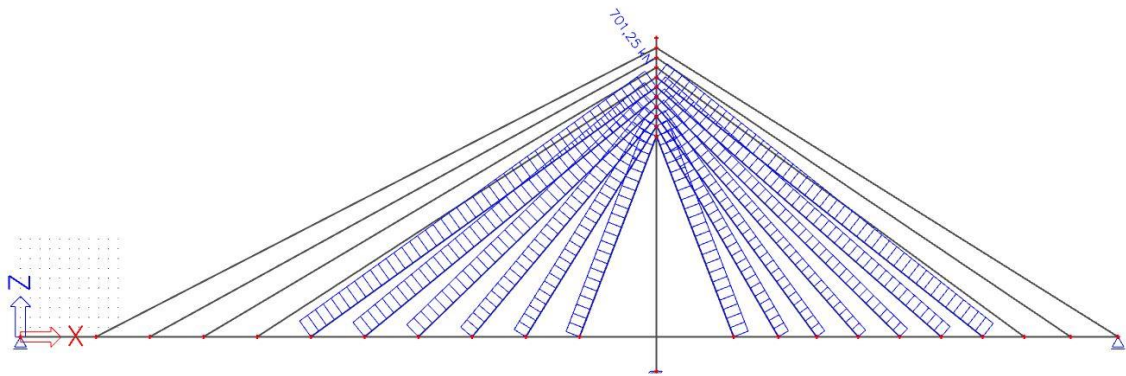
Mezní stav použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti se omezuje napětí v závěsech na maximální hodnotu 45% meze pevnosti v tahu při charakteristické kombinaci.[35]

Výrobce ve svých podkladech uvádí následující hodnoty: charakteristická hodnota meze pevnosti pro táhlo Macalloy $\varnothing 60 \text{ mm}$ je rovna 1596 kN a charakteristická hodnota meze pevnosti pro táhlo Macalloy $\varnothing 82 \text{ mm}$ je rovna 2969 kN .[3]

Síla v závěsech $\varnothing 60 \text{ mm}$ je omezena na hodnotu $0,45 \cdot 1596 = 718,2 \text{ kN}$ a síla v závěsech $\varnothing 82 \text{ mm}$ je omezena na hodnotu $0,45 \cdot 2969 = 1336,05 \text{ kN}$.

Maximální charakteristická hodnota osově síly vznikající v závěsech $\varnothing 60 \text{ mm}$ od 2. charakteristické kombinace zatížení je uvedena na Obr. 158.

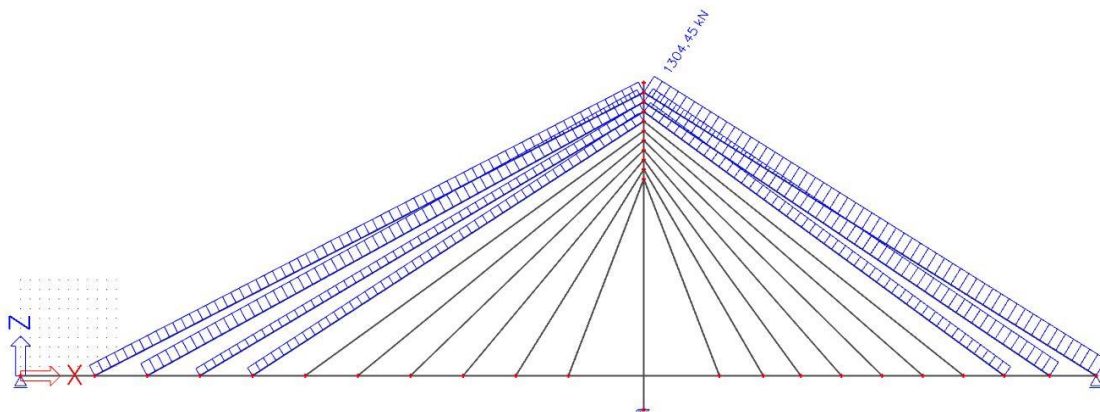


Obr. 158: Vykreslení normálových sil v závěsech $\varnothing 60 \text{ mm}$ v MSP

$$701,25 \text{ kN} < 718,02 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Maximální charakteristická hodnota osově síly vznikající v závěsech $\varnothing 82 \text{ mm}$ od 2. charakteristické kombinace zatížení je uvedena na Obr. 158.



Obr. 159: Vykreslení normálových sil v závěsech $\varnothing 82$ mm v MSP

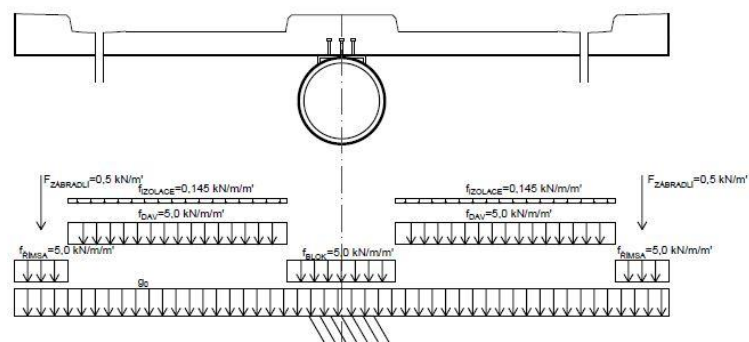
$$1304,45 \text{ kN} < 1336,05 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

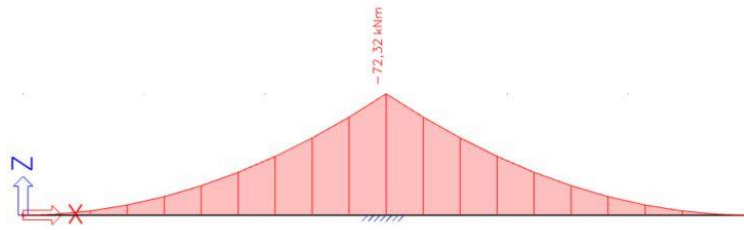
Závěsy v MSP vyhovují.

4.11 Návrh a posouzení výztuže desky

Návrh výztuže desky je proveden v příčném směru. Pro návrh výztuže mostovky je nutné zjistit ohybové momenty vznikající v mostovce. Výztuž se navrhuje v tažených oblastech. Statické schéma je zobrazeno na Obr. 160. Zatížení na mostovku je uvažováno na jeden metr běžný. Mostovka je zatížena vlastní tíhou, římsami, betonovým blokem a zábradlím, jež se řadí mezi stálá zatížení a davem lidí, jenž je definováno jako proměnné zatížení. Zatížení davem může být uspořádáno 3 způsoby, tj. pouze v levém pruhu, pouze v pravém pruhu, nebo v obou pruzích zároveň. Schéma je zobrazeno pro zatížení davem v obou pruzích. Dle výrazu 6.10 bude sestavena kombinace. Návrhové ohybové momenty jsou přehledně sepsány v Tab. 29.



Obr. 160: Statické schéma mostovky v místě mimo kotvení závěsů



Obr. 161: Vykreslení největšího ohybového momentu v místě mimo kotvení závěsů

SOUHRNNÁ TABULKA OHYBOVÝCH MOMENTŮ V MOSTOVCE												
STATICKÉ SCHÉMA MOSTOVKY				Zatížení davem	ŘEZ 1	ŘEZ 2	ŘEZ 3	ŘEZ 4	ŘEZ 5	ŘEZ 6	ŘEZ 7	
				[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	
				levý pruh	0	-0,47	-18,22	-72,32	-49,82	-14,47	-0,47	0
				pravý pruh	0	-0,47	-14,47	-49,82	-72,32	-18,22	-0,47	0
				oba pruhy	0	-0,47	-18,22	-72,32	-18,22	-0,47	0	

Tab. 29: Souhrnná tabulka ohybových momentů v mostovce

Nad střední podporou, tj. v řezu 4 vzniká největší ohybový moment. Hlavní tahová výztuž bude navrhována na ohybový moment $m_{Ed} = |-72,32| \text{ kNm/m}'$.

4.11.1 Návrh hlavní tahové výztuže

Hlavní tahová výztuž je navržena $\varnothing 14 \text{ mm}$. Dále je nutné stanovit betonovou krycí vrstvu, aby nedocházelo ke korozi výztuže. Lávky se navrhuji na návrhovou životnost 100 let, řadí se do kategorie návrhové životnosti S5. Jmenovitá hodnota tloušťky krycí vrstvy je stanovena dle vzorce $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. c_{min} je minimální hodnota krytí a Δc_{dev} je návrhové zvětšení s přihlédnutím k možné toleranci. Hodnota c_{min} je rovna maximální hodnotě z $(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta d_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$.

$c_{min,b}$ je minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím k požadavku na soudržnost a je stanovena jako $\varnothing + 5 \text{ mm}$. $c_{min,dur}$ je minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí. Mostovka je navržena z betonu C30/37 XC4 + XD1 + XF3. Dle [23] je $c_{min,dur}$ rovna 40 mm . Hodnoty $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta d_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ se obvykle uvažují rovny 0. Po dosažení hodnot je c_{min} rovno 40 mm . Hodnota návrhového zvětšení Δc_{dev} je rovna 10 mm pro monolitické konstrukce. Výsledná hodnota betonové krycí vrstvy je rovna 50 mm .

Statickou účinnou výšku d stanovím z rozdílu celkové tloušťky desky a krycí vrstvy včetně poloviny profilu výztuže. Statická účinná výška d je rovna $250 - 50 - \frac{14}{2} = 193 \text{ mm}$.

Pro ohýbaný prvek musí platit podmínka $m_{Rd} \geq m_{Ed}$. Podmínka popisuje návrhový moment únosnosti tahové výztuže a návrhový moment, který vzniká v mostovce. Z této podmínky se získá požadovaná plocha výztuže $a_{s,req}$.

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z \geq m_{Ed}$$

$$a_{s,prov} \geq \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = a_{s,req}$$

Rameno vnitřních sil z se odhadne jako $0,94 \cdot d$. Následně mohou dopočítat požadovanou plochu výztuže $a_{s,req}$.

$$a_{s,req} = \frac{72,32 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,94 \cdot 193}$$

$$a_{s,req} = 916,4 \text{ mm}^2/m$$

NÁVRH: Ø14 mm po 160 mm ($a_{s,prov} = 923,6 \text{ mm}^2/m$)

Nyní je nutné zkontrolovat konstrukční zásady. U deskových konstrukcí se posuzuje minimální plocha výztuže a maximální rozteč prutů.

Aby nedošlo k porušení bez varování a k přetržení výztuže musí být splněna následující podmínka:

$$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right)$$

$$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 193; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 193\right)$$

$$923,6 \text{ mm}^2/m \geq a_{s,min} = \max(291; 251 \text{ mm}^2/m)$$

Podmínka minimálního vyztužení je splněna.

Dále musí být splněna podmínka maximální osové vzdálenosti mezi jednotlivými profily, aby došlo k rovnoměrnému spolupůsobení betonu a výztuže.

$$s \leq \min(2 \cdot h; 250 \text{ mm})$$

$$s \leq \min(2 \cdot 250; 250 \text{ mm})$$

$$160 \text{ mm} \leq \min(500; 250 \text{ mm})$$

Podmínka maximální osově vzdálenosti mezi jednotlivými profily je splněna.

Návrh splňuje konstrukční zásady.

Výztuž při dolním povrchu je navržena jako konstrukční. Nenavrhuje se na účinky zatížení, ale dle konstrukčních zásad. Minimální plocha konstrukční výztuže odpovídá 25% z navržené výztuže.

$$a_{s,kv} \geq 0,25 \cdot a_{s,prov}$$

$$a_{s,kv} \geq 0,25 \cdot 923,6$$

$$a_{s,kv} \geq 231 \text{ mm}^2/m$$

NÁVRH: $\emptyset 10 \text{ mm po } 320 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 235,6 \text{ mm}^2/m$)

Dále je nutné ověřit osovou vzdálenost mezi jednotlivými pruty.

$$s_{kv} \leq \min(3 \cdot h; 400)$$

$$320 \leq \min(3 \cdot 250; 400)$$

Podmínka je splněna. Návrh konstrukční výztuže splňuje konstrukční zásady.

Mostovka je pnutá ve dvou směrech, proto je nutné navrhnout rozdělovací výztuž, která je uložena kolmo na hlavní tahovou výztuž. Potřebná plocha rozdělovací výztuže musí být minimálně 25% z navržené výztuže.

$$a_{s,roz} \geq 0,25 \cdot a_{s,prov}$$

$$a_{s,roz} \geq 0,25 \cdot 923,6$$

$$a_{s,roz} \geq 231 \text{ mm}^2/m$$

NÁVRH: $\emptyset 10 \text{ mm po } 150 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 471,2 \text{ mm}^2/m$)

Osová vzdálenost je zvolena na základě zamezení trhlin v betonu.

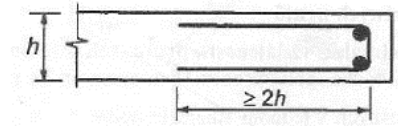
Rozdělovací výztuž musí také splňovat maximální osově vzdálenosti mezi jednotlivými pruty.

$$s_{roz} \leq \min(3 \cdot h; 400)$$

$$150 \leq \min(3 \cdot 250; 400)$$

Podmínka je splněna. Návrh rozdělovací výztuže splňuje konstrukční zásady. Rozdělovací výztuž je navržena při horním i dolním povrchu mostovky.

Mezi konstrukční výztuž se dále řadí lemovací výztuž, která se umísťuje na volné konce desek (Obr. 162). Tuto výztuž není nutné navrhovat, jelikož volný okraj bude zajištěn hlavní tahovou výztuží. Výztuž bude v dolním povrchu kotvena minimálně $2 \cdot 250 \text{ mm}$.



Obr. 162: Minimální délka lemovací výztuže [36]

Hlavní tahovou výztuž je důležité řádně zakotvit. Na základě znalosti mezního napětí v soudržnosti f_{bd} je snadné vypočítat kotevní délku výztuže, která se stanoví ze vztahu:

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti f_{bd} se určí na základě pevnostní třídy betonu a podmínkách soudržnosti. Pro beton C30/37 a výztuž v horním povrchu desky je hodnota f_{bd} rovna $2,1 \text{ MPa}$. Návrhové napětí v prutu výztuže σ_{sd} odpovídá návrhové hodnotě mezi kluzu oceli f_{yd} . Základní požadovaná kotevní délka $l_{b,rqd}$ je rovna $\frac{14}{4} \cdot \frac{435}{2,1} = 725 \text{ mm}$. Návrhová kotevní délka l_{bd} je definována součiniteli s uvažováním ovlivňujících faktorů a základní kotevní délky.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

V řešeném případě jsou všechny hodnoty součinitelů α_1 až α_5 rovny 1,0. Návrhová kotevní délka l_{bd} je rovna základní kotevní délce.

Minimální kotevní délka se stanoví z následujícího vzorce:

$$l_{b,min} = \max[0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}]$$

$$l_{b,min} = \max[0,3 \cdot 725; 10 \cdot 14; 100 \text{ mm}]$$

$$l_{b,min} = 218 \text{ mm} < l_{bd} = 725 \text{ mm}$$

Aby byl zajištěn přenos sil z jednoho prutu do druhého, je nutné pruty stykovat přesahem. Návrhová délka přesahu je stanovena ze součinu dílčích součinitelů s uvážením ovlivňující faktory a základní požadované kotevní délky.

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

V řešeném případě jsou hodnoty součinitelů α_1 až α_5 rovny 1,0. Součinitel α_6 se určí na základě množství stykovaných prutů k celkové ploše výztuže, je roven hodnotě 1,5. Návrhová délka přesahu l_0 je rovna $1,0 \cdot 1,5 \cdot 725 = 1150 \text{ mm}$.

Minimální délka přesahu $l_{0,min}$ se stanoví jako maximální hodnota z $[0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}]$. Po dosazení hodnot je $l_{0,min}$ rovno 350 mm .

4.11.2 Návrh konstrukčních třmínků

Při výpočtu ohybového momentu od účinků zatížení na mostovku byl započítán i betonový blok uprostřed mostovky. Vzhledem k tomu že se jedná o betonovou část, je nutné zajistit vyztužení. Je navržena konstrukční výztuž typu třmínek. Nejdříve je zjištěna minimální hodnota vyztužení, jež je stanovena dle vzorce:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500}$$

$$\rho_{w,min} = 0,000876$$

Stupeň vyztužení bloku je dán ze vztahu:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq \rho_{w,min}$$

Ze vzorce stupně vyztužení je snadné určit potřebnou plochu třmínku.

$$A_{sw} \geq \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot s$$

Šířka bloku b_w je rovna 1000 mm . Vzdálenost třmínků s je stanovena z podmínky:

$$s \leq \min(0,75 \cdot d_T; 400 \text{ mm})$$

Statická účinná výška d_T se vypočte obdobně jako u desky. Statická účinná výška je rovna $450 - 50 - 10 - 14 - \frac{10}{2} = 371 \text{ mm}$.

$$s \leq \min(0,75 \cdot 383; 400 \text{ mm})$$

$$s \leq \min(279; 400 \text{ mm})$$

Je navržena podélná osová vzdálenost třmínek rovna 200 mm .

Vzhledem k širokému bloku je nutné ověřit vzdálenost mezi jednotlivými větvemi třmíneků s_T .

$$s_T \leq \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm})$$

$$s_T \leq \min(0,75 \cdot 371; 600 \text{ mm})$$

$$s_T = 890 \text{ mm} > \min(279; 600 \text{ mm})$$

Podmínka není splněna, proto je nutné navrhnout víceštížné třmínky.

Potřebná plocha třmíneků A_{sw} je rovna $0,000\ 876 \cdot 1000 \cdot 200 = 175,2 \text{ mm}^2/\text{m}$.

NÁVRH: třmínek čtyřštížný $\emptyset 10 \text{ mm po } 160 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 2199,11 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Rozdělovací výztuž v kotevním bloku je navržena $\emptyset 10 \text{ mm po } 150 \text{ mm}$.

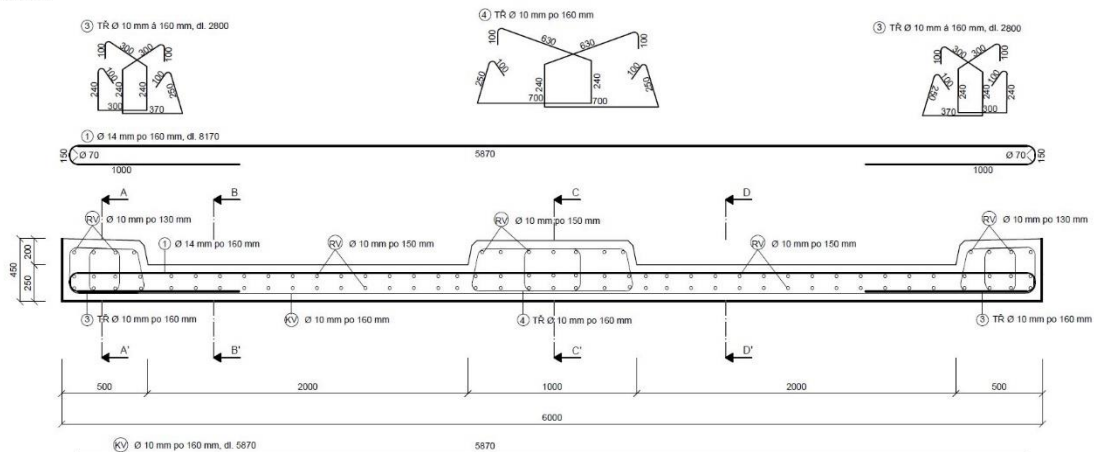
Obdobný postup návrhu byl proveden i pro monolitické římsy, které byly též započítány do účinků zatížení na mostovku. Minimální hodnota vyztužení říms je shodná jako u středového bloku. Hodnota $\rho_{w,min}$ je rovna $0,000\ 876$. Šířka říms b_w je 500 mm . Statická účinná výška d_T se rovná $450 - 50 - 14 - 14 - 10 - \frac{10}{2} = 357 \text{ mm}$. Vzdálenost třmíneků s je rovna minimální hodnotě z $(0,75 \cdot d_T; 400 \text{ mm})$. Po dosazení je vzdálenost třmíneků $s \leq 267 \text{ mm}$. Byla navržena podélná osová vzdálenost třmíneků rovna 200 mm . Vzdálenost mezi jednotlivými větvemi je větší než maximální, tj. $0,75 \cdot d_T = 267 \text{ mm}$, proto je nutné navrhnout víceštížné třmínky. Potřebná plocha třmíneků A_{sw} je rovna $0,000\ 876 \cdot 500 \cdot 200 = 87,6 \text{ mm}^2/\text{m}$. Pro vyztužení říms by stačily profily $\emptyset 8 \text{ mm}$, ale aby na stavbě nedošlo k záměně profilů, doporučuje se navrhovat \emptyset profilů minimálně o jednu velikost rozdílnou.

NÁVRH: třmínek čtyřštížný $\emptyset 10 \text{ mm po } 160 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 2199,11 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Rozdělovací výztuž v římsách je navržena $\emptyset 10 \text{ mm po } 130 \text{ mm}$.

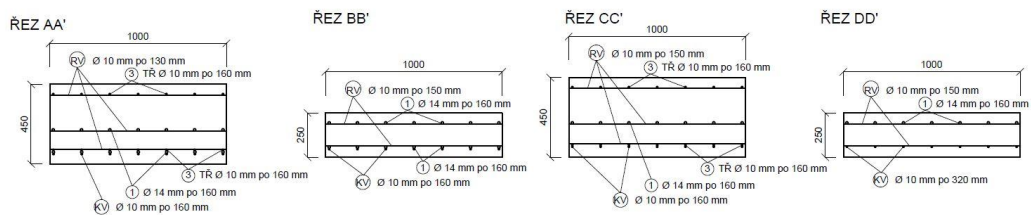
Kotevní délka třímínků musí být minimálně $10 \cdot \varnothing$ třímínku. V řešeném případě musí být minimálně 100 mm .

PŘÍČNÝ ŘEZ



Obr. 163: Výkres výztuže desky v příčném směru

PODÉLNÉ ŘEZY



Obr. 164: Výkres výztuže desky v podélném směru na metr běžný

4.11.3 Posouzení návrhu

Mezní stav únosnosti

Při posouzení musí být splněna podmínka, zda je navržená výztuž schopna přenést příslušný ohybový moment, který působí na mostovku. Nejprve byla zjištěna skutečná velikost ramene vnitřních sil, která se stanoví jako $d - 0,4 \cdot x$. Výška tlačené oblasti x byla vypočtena z rovnosti sil působících v tažené a tlačené části betonu.

$$F_c = F_a$$

$$\lambda \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}}$$

$$x = \frac{923,6 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 1,0 \cdot 20}$$

$$x = 25,11 \text{ mm}$$

Dle uvedeného vzorce pro výpočet skutečné velikosti ramene sil byla získána hodnota rovna 182,96 mm.

Nyní je možné vypočítat ohybový moment únosnosti m_{Rd} .

$$m_{Rd} = 923,6 \cdot 435 \cdot 182,96 \cdot 10^{-6}$$

$$m_{Rd} = 73,51 \text{ kNm/m}' \geq m_{Ed} = 72,32 \text{ kNm/m}'$$

Podmínka je splněna. Vyztužená deska mostovky vyhoví.

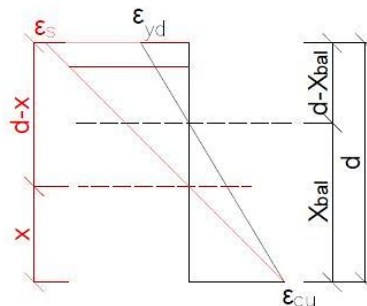
Také je důležité ověřit, zda dojde k dostatečnému protažení výztuže, které nás varuje před náhlým kolapsem konstrukce. Protažení výztuže se stanoví z Hookova zákona. Napětí ve výztuži je rovno návrhové mezi kluzu oceli f_{yd} a modul pružnosti betonářské výztuže je roven 200 000 MPa. Protažení betonářské výztuže je rovno $\frac{435}{200\,000} = 2,175 \text{ ‰}$. Následně je ověřena poměrná výška tlačené oblasti ξ_{bal} , která musí být menší než 0,45.

$$\xi_{bal} = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,45$$

$$\xi_{bal} = \frac{25,11}{193} \leq \xi_{max} = 0,45$$

$$\xi_{bal} = 0,13 \leq \xi_{max} = 0,45$$

Podmínka je splněna. Výztuž v mezním stavu únosnosti je za mezí kluzu. Z podobnosti trojúhelníka je dopočítáno skutečné protažení výztuže (Obr. 165).



Obr. 165: Vykreslení protažení výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - x)}{x}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5 \cdot (193 - 2 \cdot 25,11)}{25,11}$$

$$\varepsilon_s = 19,9 \text{ ‰}$$

Mezní stav použitelnosti

Tahové napětí ve výztuži je stanoveno z následujícího vzorce:

$$\sigma_s = n_{L,ST} \cdot \frac{M_{char}}{I_{cr,ST}} \cdot (d - x_{cr,ST}),$$

kde $n_{L,ST}$ je pracovní součinitel při krátkodobém zatížení, který je stanoven z poměru modulu pružnosti výztuže E_s a modulu pružnosti betonu E_{cm} . M_{char} je ohybový moment od charakteristické kombinace zatížení na mostovku. Jeho hodnota je rovna 51,9 kNm. $I_{cr,ST}$ je moment setrvačnosti ideálního průřezu v trhlině, d je statická účinná výška průřezu stanovená v kapitole 4.11.1 a $x_{cr,ST}$ je výška tláčené oblasti betonu.

Výška tláčené oblasti je stanovena:

$$x_{cr,ST} = \frac{\frac{E_s}{E_{cm}} \cdot a_{s,prov}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 \cdot b \cdot d)}{\frac{E_s}{E_{cm}} \cdot a_{s,prov}}} \right)$$

$$x_{cr,ST} = \frac{\frac{200000}{33000} \cdot 923,6}{1000} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 \cdot 1000 \cdot 193)}{\frac{200000}{33000} \cdot 923,6}} \right)$$

$$x_{cr,ST} = 41,221 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu při krátkodobém zatížení s trhlinami je stanoven:

$$I_{cr,ST} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{cr,ST}^3 + a_{s,prov} \cdot n_{L,ST} \cdot (d - x_{cr,ST})^2$$

$$I_{cr,ST} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 41,221^3 + 923,6 \cdot \frac{200000}{33000} \cdot (193 - 41,221)^2$$

$$I_{cr,ST} = 152\,297\,769,9 \text{ mm}^4$$

Po dosazení vypočtených hodnot je napětí vyjádřeno:

$$\sigma_s = \frac{200000}{33000} \cdot \frac{51,9 \cdot 10^6}{152\,297\,769,9} \cdot (193 - 41,221)$$

$$\sigma_s = 313,47 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži musí splňovat podmínku:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$$

$$313,47 < 0,8 \cdot 500$$

$$313,47 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Dalším mezní stavem je mezní stav trhlin, kdy se musí stanovit maximální průměr profilu výztuže a maximální rozteče mezi jednotlivými profily. Tento stav lze určit omezením trhlin bez přímého výpočtu šířky dle Tab. 30 a Tab. 31.

Napětí ve výztuži σ_s (N/mm ²)	Největší průměr výztužného prutu ϕ^* pro návrhovou šířku trhliny w_k		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tab. 30: Největší průměry prutů výztuže s vysokou soudržností [37]

Napětí ve výztuži σ_s (N/mm ²)	Největší vzdálenost výztužných prutů pro návrhovou šířku trhliny w_k		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tab. 31: Největší vzdálenosti prutů výztuže s vysokou soudržností [37]

Nejdříve bylo nutné stanovit mezní napětí šířky trhlin, jež je definováno následovně:

$$\sigma_{SK} = n_{L,LT} \cdot \frac{M_{kvz}}{I_{cr,LT}} * (d - x_{cr,LT}),$$

kde $n_{L,LT}$ je pracovní součinitel při dlouhodobém zatížení, který je stanoven dle vzorce:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \phi_t)$$

Základní pracovní součinitel n_0 je definován poměrem modulu pružnosti výztuže E_s a modulu pružnosti betonu E_{cm} . Ostatní veličiny byly spočítány v Tab. 25 v kapitole 4.9.2. Pracovní součinitel je roven:

$$n_L = \frac{200000}{33000} \cdot (1 + 1,1 \cdot 1,31)$$

$$n_L = 14,79$$

M_{kvz} je ohybový moment od kvazistálé kombinace zatížení na mostovku. Jeho hodnota je rovna 36,9 kNm. $I_{cr,LT}$ je moment setrvačnosti ideálního průřezu v trhlině, d je statická účinná výška průřezu stanovená v kapitole 4.11.1 a $x_{cr,LT}$ je výška tlačené oblasti betonu.

Výška tlačené oblasti se stanoví:

$$x_{cr,LT} = \frac{n_{L,DL} \cdot a_{s,prov}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 \cdot b \cdot d)}{n_{L,LT} \cdot a_{s,prov}}} \right)$$

$$x_{cr,LT} = \frac{14,79 \cdot 923,6}{1000} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{(2 \cdot 1000 \cdot 193)}{14,79 \cdot 923,6}} \right)$$

$$x_{cr,LT} = 60,234 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu při dlouhodobém zatížení s trhlinami je stanoven:

$$I_{cr,LT} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{cr,LT}^3 + a_{s,prov} \cdot n_{L,LT} \cdot (d - x_{cr,LT})^2$$

$$I_{cr,LT} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 660,234^3 + 923,6 \cdot 14,79 \cdot (193 - 60,234)^2$$

$$I_{cr,LT} = 313\,628\,700,2 \text{ mm}^4$$

Po dosazení vypočtených hodnot je napětí šířky trhlin vyjádřeno:

$$\sigma_{SK} = 14,79 \cdot \frac{36,9 \cdot 10^6}{313\,628\,700,2} \cdot (193 - 60,234)$$

$$\sigma_s = 231,03 \text{ MPa}$$

Na základě znalosti napětí šířky trhlin se určí maximální profil výztuže a maximální rozteč výztuže.

- Maximální profil výztuže pro šířku trhliny $w_k = 0,3 \text{ mm}$ dle Tab. 30:

$$\max \varnothing 16 \text{ mm}$$

- Maximální osová rozteč mezi jednotlivými pruty pro šířku trhliny $w_k = 0,3 \text{ mm}$ dle Tab. 31:

$$\max 200 \text{ mm}$$

Navržené profily hlavní tahové výztuže $\varnothing 14 \text{ mm}$, konstrukční výztuže $\varnothing 10 \text{ mm}$ a konstrukčních třmínek $\varnothing 10 \text{ mm}$ splňují dané podmínky.

V kapitole 4.9.2 byla stanovena normálová napětí betonové desky v okamžiku uvedení lávky do provozu a na konci životnosti lávky. Z Tab. 27 v kapitole 4.9.2 je patrné, že pro napětí v betonové desce je rozhodující stav na konci životnosti. Maximální tlakové napětí je rovno hodnotě $-0,754 \text{ MPa}$.

Omezení tlakových napětí v betonu vyvolaných charakteristickou kombinací zatížení musí být splněna podmínka:

$$|\sigma_{c,max}| \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

$$|-0,754| \leq 0,6 \cdot 30$$

$$0,754 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa}$$

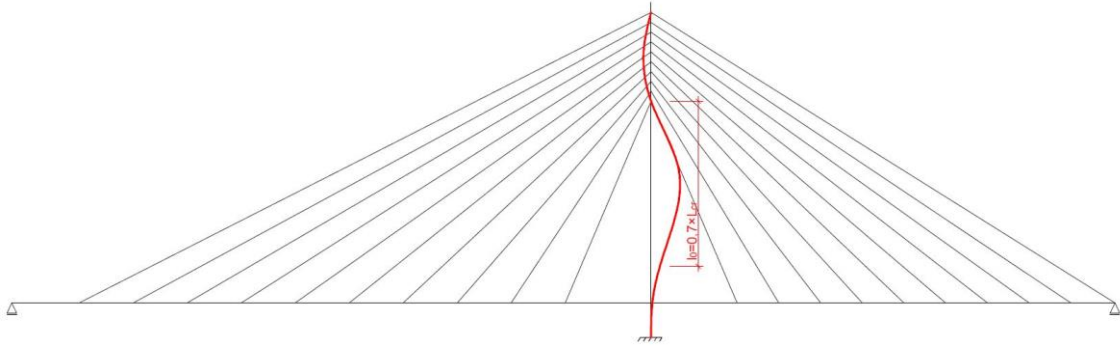
VYHOVUJE

4.12 Návrh a posouzení výztuže pylonu

Před návrhem výztuže pylonu bylo nutné ověřit, zda se nejedná o štíhlý prvek. Tento posudek byl proveden pomocí poměrné štíhlosti pylonu λ , jež musí být menší než limitní štíhlost pylonu λ_{lim} . Poměrná štíhlost pylonu se vypočte z účinné délky l_0 a poloměru setrvačnosti průřezu i .

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

Účinná délka je stanovena na základě statického působení pylonu. Pylon je vetknutý do základů a poloha horní části jakožto celku je poměrně silně fixovaná závěsy. Z hlediska výpočtu štíhlosti je rozhodující vybočení volné části bez závěsů (Obr. 166).



Obr. 166: Účinná délka pylonu pro určení štíhlosti

Účinná délka pylonu je rovna $0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 23\,000 = 16\,100\text{mm}$.

Poloměr setrvačnosti je roven 433 mm , který byl získán z průřezových charakteristik v programu SCIA Engineer. Poměrná štíhlost pylonu je stanovena jako:

$$\lambda = \frac{16100}{433}$$

$$\lambda = 37,18$$

Limitní štíhlost pylonu λ_{lim} se stanoví dle vzorce $\frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$. Parametr A zohledňuje vliv dotvarování betonu, uvažuje se hodnota 0,7. Parametr B zohledňuje vliv stupně vyztužení podélnou výztuží, uvažuje se hodnota 1,1. Parametr C zohledňuje vliv ohybových momentů včetně momentů vyvolaných geometrickou imperfekcí. Hodnota se spočítá ze vzorce $1,7 - \frac{M_{(01)}}{M_{(02)}}$.

Následně byly spočítány momenty I. řádu s vlivem geometrické imperfekce v hlavě a patě pylonu.

Geometrická imperfekce je stanovena ze vzorce:

$$e_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{l_0}{2}$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ zároveň } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{16,1}} = 0,50 \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

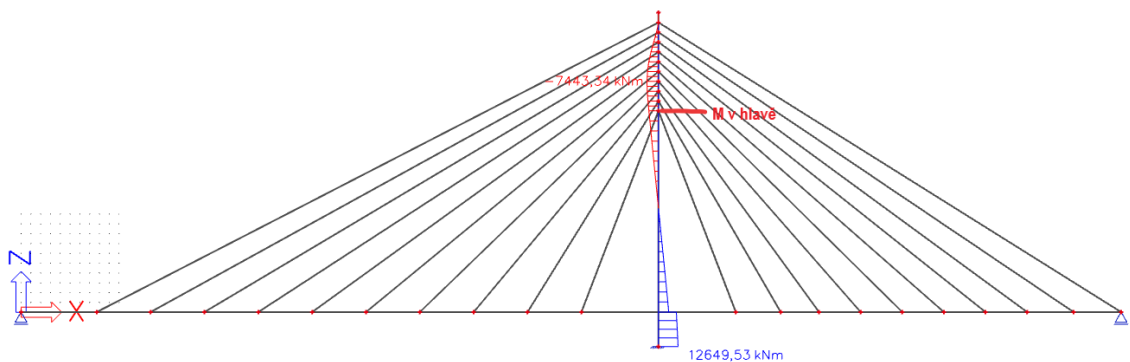
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{1}\right)} = 1$$

$$e_i = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot \frac{29000}{2}$$

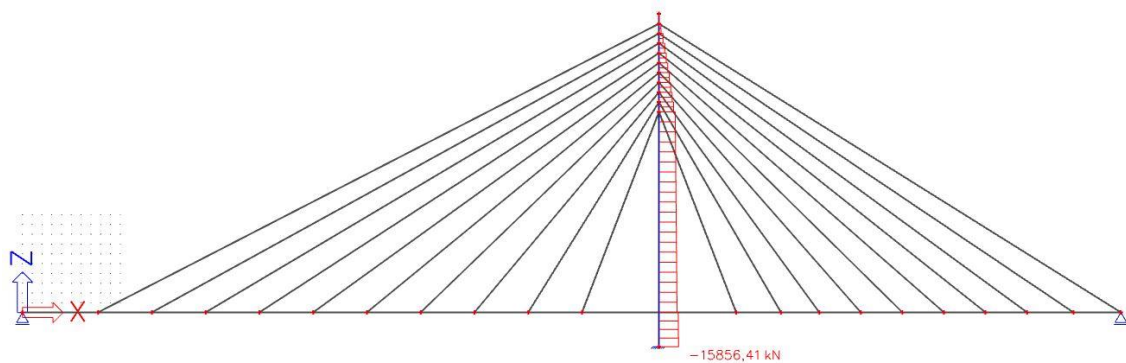
$$e_i = 48,333 \text{ mm}$$

Uvažované momenty v hlavě a v patě pylonu jsou vyobrazeny na Obr. 167.



Obr. 167: Vykreslení ohybového momentu v pylonu

Moment v patě pylonu je roven $12\,649,53 \text{ kNm}$ a moment v hlavě pylonu je roven $-6199,89 \text{ kNm}$.



Obr. 168: Vykreslení normálové síly v pylonu

Normálová síla je rovna $-15\,856,41 \text{ kN}$ (Obr. 168).

$$M_{02} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_i \cdot N_{Ed} \quad M_{01} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_i \cdot N_{Ed}$$

$$M_{02} = 12649,53 + 0,0483 \cdot |-15856,41| \quad M_{01} = |-6199,89| + 0,0483 \cdot |-15856,41|$$

$$M_{02} = 13\,415,39 \text{ kNm}$$

$$M_{01} = |-6965,75| \text{ kNm}$$

Parametr C je po dosazení hodnot je roven 2,22. Poměrná normálová síla n je stanovena z následujícího vzorce:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n = \frac{15856,41 \cdot 10^3}{1500^2 \cdot 20}$$

$$n = 0,352$$

Limitní hodnota λ_{lim} je rovna $\frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,22}{\sqrt{0,352}} = 57,62$.

$$\lambda = 37,18 < \lambda_{lim} = 57,62 \text{ zároveň } \lambda = 37,18 < 75$$

Poměrná štíhlost sloupu je menší než limitní štíhlost. To znamená, že se jedná o masivní prvek. Při návrhu se uvažuje pouze moment I. řádu.

4.12.1 Návrh podélné výztuže

Byl navržen profil hlavní výztuže $\emptyset_s = 32 \text{ mm}$ a profil třmíneků $\emptyset_{TŘ} = 12 \text{ mm}$.

Návrh je proveden pomocí nomogramů. Pro volbu nomogramu je nutné určit poměr d_1/h , kde d_1 je rovno $c + \emptyset_{TŘ} + \frac{\emptyset_s}{2} = 50 + 12 + \frac{32}{2} = 78 \text{ mm}$ a h je půdorysný rozměr pylonu ve směru vybočení, v mém případě se rovná 1500 mm .

Poměr je roven hodnotě $\frac{78}{1500} = 0,05$. Na základě poměru a umístění výztuže je zvolen nomogram 12.1. [38]

Pro získání hodnoty ω je nutno zjistit poměrné využití průřezu normálovou silou ν a poměrné využití průřezu ohybovým momentem μ .

Poměrné využití průřezu normálovou silou je definováno:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{15856,41 \cdot 10^3}{1500 \cdot 1500 \cdot 20}$$

$$\nu = 0,352$$

Poměrné využití průřezu ohybovým momentem je definováno:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{13415,39 \cdot 10^6}{1500^3 \cdot 20}$$

$$\mu = 0,199$$

Dle nomogramu 12.1 je veličina ω rovna hodnotě 0,17. [38]

Následně byla navržena potřebná plocha výztuže v pylonu:

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{\sigma_s}$$

Napětí ve výztuži σ_s je rovno hodnotě $E_{c2} \cdot E_s = 0,002 \cdot 200\,000 = 400 \text{ MPa}$.

$$A_{s,req} = \frac{0,17 \cdot 1500^2 \cdot 20}{400}$$

$$A_{s,req} = 19125 \text{ mm}^2$$

NÁVRH: $2 \times 20 \times \text{Ø}25 \text{ mm}$ ($A_{s,prov} = 19\,634,95 \text{ mm}^2$)

Následně byla provedena kontrola konstrukčních zásad.

Musí být dodržena minimální vzdálenost mezi jednotlivými pruty:

$$s_l \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot \text{Ø}_s; D_{\max} + 5 \text{ mm})$$

$$150 - 25 \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot 25; 22 + 5 \text{ mm})$$

$$s_l = 125 \text{ mm} \geq \max(20 \text{ mm}; 30; 27 \text{ mm})$$

VYHOVUJE

Dále musí být dodržena minimální a maximální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max \left(0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c \right)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max \left(0,1 \cdot \frac{15856,41 \cdot 10^3}{435}; 0,002 \cdot 1500^2 \right)$$

$$19634,95 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = \max(3645,15; 4500) \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$$19634,5 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot 1500^2 = 90\,000 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Návrh splňuje konstrukční zásady.

4.12.2 Posouzení návrhu

Mezní stav únosnosti

Posouzení průřezu pylonu bylo provedeno pomocí interakčního diagramu, který se sestavuje pomocí 6 základních bodů do souřadnicového systému, kde osa x představuje ohybový moment a osa y představuje normálovou sílu. Po spojení těchto bodů tvoří hranici. Pokud body leží uvnitř interakčního diagramu, znamená to, že je průřez schopen přenést dané návrhové zatížení.

Jednotlivé body se stanoví na základě výpočtu normálové síly a ohybového momentu.

Bod 0= dostředný tlak

Normálová síla v dostředném tlaku se vypočte jako:

$$N_{Rd0} = b \cdot h \cdot f_{cd} + \sum A_{si} \cdot \sigma_s$$

Jednotlivé veličiny jsou známy z předchozích kapitol.

$$N_{Rd0} = -(1500 \cdot 1500 \cdot 20 + 19\,634,95 \cdot 400) = -52,854 \text{ MN}$$

K čistému dostřednému tlaku ve skutečnosti nikdy nedojde, protože norma stanovuje hodnotu minimální náhodné excentricity e_0 , která je definována jako:

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

$$e_0 = \max\left(\frac{1500}{30}; 20 \text{ mm}\right) \rightarrow e_0 = 50 \text{ mm}$$

Návrhový moment se stanoví dle vzorce:

$$M_0 = |N_{Rd0}| \cdot e_0$$

$$M_0 = 52,854 \cdot 0,050 = 3,151 \text{ MNm}$$

Bod 1= celý průřez je tlačěn

Normálová síla odpovídá:

$$N_{Rd1} = b \cdot \lambda \cdot d \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd1} = -(1500 \cdot 0,8 \cdot 1413 \cdot 20 + \frac{19\,634,95}{2} \cdot 435) = -38,182 \text{ MN}$$

Ohybový moment odpovídá:

$$M_{Rd1} = b \cdot \lambda \cdot d \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_2$$

$$M_{Rd1} = 1500 \cdot 0,8 \cdot 1413 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot (1500 - 0,8 \cdot 1413) + \frac{19\,634,95}{2} \cdot 435 \cdot 663$$

$$M_{Rd1} = 9,098 \text{ MNm}$$

Bod 2 = $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd}$

Normálová síla odpovídá:

$$N_{Rd,\xi_{bal}} = b \cdot \lambda \cdot \xi_{bal} \cdot d \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd,\xi_{bal}} = 1500 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 1413 \cdot 20 + 0$$

$$N_{Rd,\xi_{bal}} = 20,924 \text{ MN}$$

Ohybový moment odpovídá:

$$M_{Rd,\xi_{bal}} = b \cdot \lambda \cdot \xi_{bal} \cdot d \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \xi_{bal} \cdot d) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_2 + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1$$

$$M_{Rd,\xi_{bal}} = 1500 \cdot 0,8 \cdot 0,617 \cdot 1413 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot (1500 - 0,8 \cdot 0,617 \cdot 1413) + 19\,634,95 \cdot 435 \cdot 663$$

$$M_{Rd,\xi_{bal}} = 14,059 \text{ MNm} > M_{Ed} = 13,415 \text{ MNm}$$

Ověření protažení výztuže:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal}} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x_{bal} - d_2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (x_{bal} - d_2)}{x_{bal}}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0,0035 \cdot (0,617 \cdot 1413 - 87)}{0,617 \cdot 1413}$$

$$\varepsilon_{s2} = 3,15 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = \frac{435}{200\,000} = 2,175 \text{ ‰}$$

Bod 3= prostý ohyb, uvažováno s tlačnou výztuží

Normálová síla odpovídá:

$$N_{Rd,3} = 0 \text{ MN}$$

Ohybový moment odpovídá:

$$M_{Rd,3} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1$$

Napětí σ_{s2} se stanoví z kvadratické rovnice:

$$\sigma_{s2}^2 \cdot A_{s2} - \sigma_{s2} \cdot (A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_s) + \varepsilon_{cu} \cdot E_s \cdot (A_{s1} \cdot f_{yd} - 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot d_2) = 0$$

$$\sigma_{s2}^2 \cdot 9817,48 - \sigma_{s2} \cdot (9817,48 \cdot 435 + 9817,48 \cdot 0,0035 \cdot 200000) + 0,0035 \cdot 200000 \cdot (9817,48 \cdot 435 - 0,8 \cdot 1500 \cdot 20 \cdot 87) = 0$$

$$\sigma_{2,1} = 5125,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2,2} = 31,878 \text{ MPa}$$

Výška tlačené oblasti betonu se určí z rovnováhy sil:

$$F_c + F_{s2} = F_{s1}$$

$$x \cdot \lambda \cdot b \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = A_{s1} \cdot f_{yd} \rightarrow x = (A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2}) / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd})$$

$$x = (9817,48 \cdot 435 - 9817,48 \cdot 31,878) / (0,8 \cdot 1500 \cdot 20)$$

$$x = 164,9 \text{ mm}$$

Po dosažení vypočtených hodnot je ohybový moment vyjádřen:

$$M_{Rd,3} = 1500 \cdot 0,8 \cdot 164,9 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot (1500 - 0,8 \cdot 164,9) + 9817,48 \cdot 31,878 \cdot 663 \\ + 9817,48 \cdot 435 \cdot 663$$

$$M_{Rd,3} = 5,746 \text{ MNm}$$

Bod 4=ε_{s2} = 0, uvažováno s tlačnou oblastí betonu

Normálová síla odpovídá:

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} - b \cdot \lambda \cdot d_2 \cdot f_{cd}$$

$$N_{Rd,4} = 9817,48 \cdot 435 - 1500 \cdot 0,8 \cdot 87 \cdot 20$$

$$N_{Rd,4} = 2,183 \text{ MN}$$

Ohybový moment odpovídá:

$$M_{Rd,4} = b \cdot \lambda \cdot d_2 \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d_2) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1$$

$$M_{Rd,4} = 1500 \cdot 0,8 \cdot 87 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot (1500 - 0,8 \cdot 87) + 9817,48 \cdot 435 \cdot 663$$

$$M_{Rd,4} = 4,306 \text{ MNm}$$

Bod 5= prostý tah

Normálová síla odpovídá:

$$N_{Rd,5} = A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd}$$

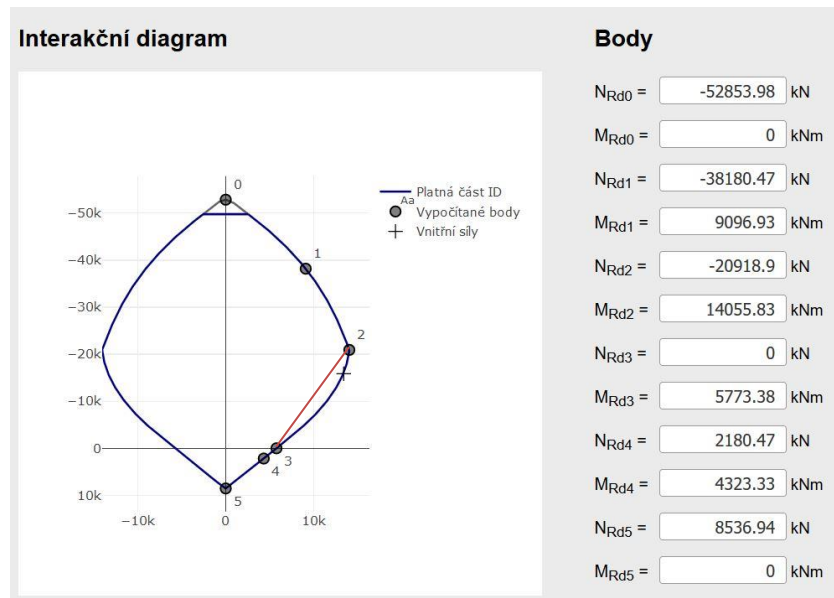
$$N_{Rd,5} = 9817,48 \cdot 435 + 9817,48 \cdot 435$$

$$N_{Rd,5} = 8,541 \text{ MN}$$

Ohybový moment odpovídá:

$$M_{Rd,5} = 0 \text{ MNm}$$

Na Obr. 169 je vykreslen interakční diagram, který byl sestaven v programu InDiOn (=Interakční Diagram Online) prostřednictvím navržené výztuže a vnitřních sil působících v pylonu.



Obr. 169: Interakční diagram včetně bodů [39]

Vypočtené hodnoty se liší řádově o desetiny procenta s ručně vypočtenými. V interakčním diagramu je zakreslena souřadnice $[M_{Ed}; N_{Ed}]$. Bod leží na křivce interakčního diagramu. Pokud by byl bod 2 a 3 spojen přímkou, souřadnice $[M_{Ed}; N_{Ed}]$ by neležela v interakčním diagramu a tedy by nevyhověla podmínka MSÚ. V rámci bezpečnosti je vhodné navrhnout větší množství výztuže.

NÁVRH: $2 \times 20 \times \emptyset 28 \text{ mm}$ ($A_{s,prov} = 24630,09 \text{ mm}^2$)

Bylo provedeno ověření konstrukčních zásad.

Musí být dodržena minimální vzdálenost mezi jednotlivými pruty:

$$s_l \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot \emptyset_s; D_{\max} + 5 \text{ mm})$$

$$150 - 28 \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot 28; 22 + 5 \text{ mm})$$

$$s_l = 122 \text{ mm} \geq \max(20 \text{ mm}; 33,6; 27 \text{ mm})$$

VYHOVUJE

Dále musí být dodržena minimální a maximální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{15856,41 \cdot 10^3}{435}; 0,002 \cdot 1500^2\right)$$

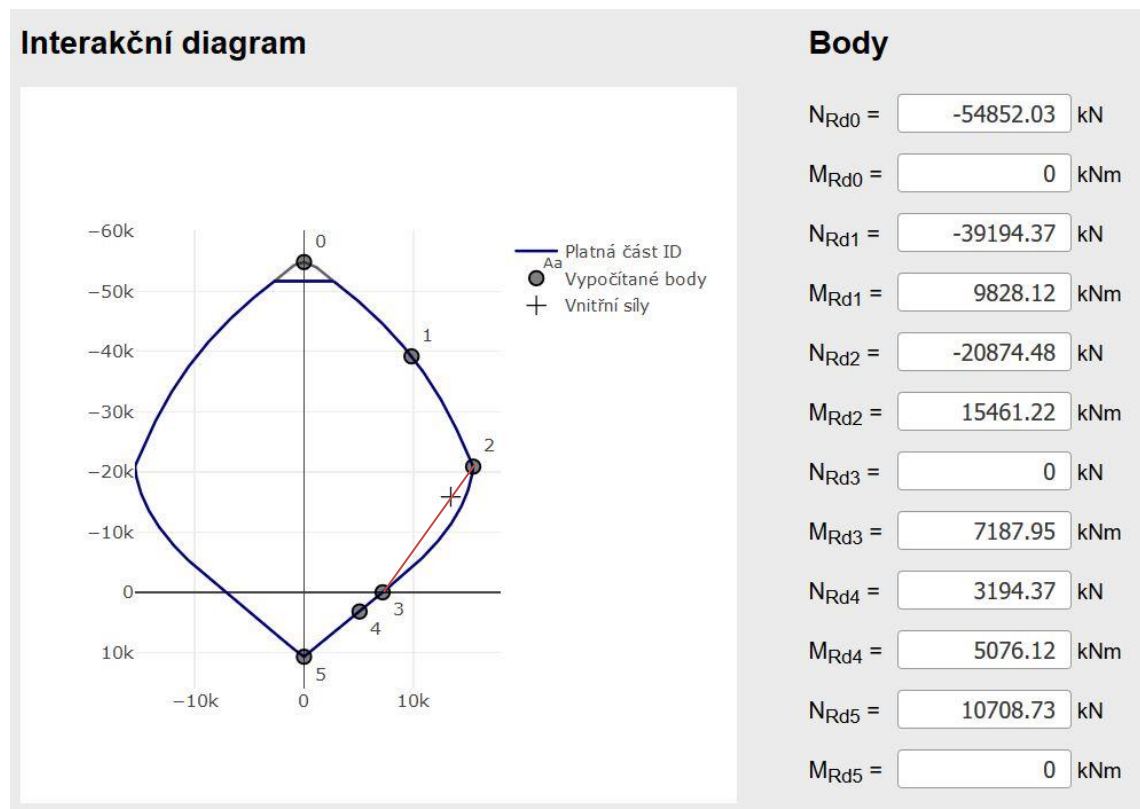
$$24630,09 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = \max(3645,15; 4500) \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$$24630,09 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot 1500^2 = 90\,000 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Návrh splňuje konstrukční zásady.

Postup posouzení je obdobný jako při prvotním návrhu. Při prvotním návrhu byly ověřeny výsledky s programem InDiOn. Postup výpočtu nebude proveden ručně, výsledky jsou převzaty z programu InDiOn.



Obr. 170: Interakční diagram po návrhu většího množství výztuže [39]

Na Obr. 170 je nakreslen interakční diagram příslušící nově vyztuženému pylonu. Zároveň je do interakčního diagramu doplněna spojnice mezi bodem 2 a 3. Souřadnice $[M_{Ed}; N_{Ed}]$ leží na přímce, bod je v interakčním diagramu vyznačen šedým křížkem.

Ověření maximální únosnosti pylonu:

$$M_{Rd} = M_{Rd,3} + \frac{M_{Rd,\xi bal} - M_{Rd,3}}{N_{Rd,\xi bal} - N_{Rd,3}} \cdot (N_{Ed} - N_{Rd})$$

$$M_{Rd} = 7187,95 + \frac{15461,22 - 7187,95}{20874,48 - 0} \cdot (15856,41 - 0)$$

$$M_{Rd} = 13\,472,39 \text{ kNm} > M_{Ed} = 13\,415,39 \text{ kNm}$$

Podmínka je splněna. Lze tedy říci, že pylon v mezním stavu únosnosti vyhovuje.

4.12.3 Návrh konstrukční výztuže

Konstrukční třmínky

V předchozí kapitole 4.12.1 byl navržen profil třmínku $\varnothing 12 \text{ mm}$.

Pro třmínky musí být dodrženy konstrukční zásady:

$$s_l \leq \min(15 \cdot \varnothing_s; \min(b; h); 300 \text{ mm})$$

$$s_l \leq \min(15 \cdot 28; \min(1500; 1500); 300 \text{ mm})$$

$$s_l = 300 \text{ mm}$$

V místě stykování musí být třmínky zahuštěny a musí platit podmínka:

$$s_2 = 0,6 \cdot s_l$$

$$s_2 = 0,6 \cdot 300$$

$$s_2 = 180 \text{ mm}$$

NÁVRH: třmínek víceřizný $\varnothing 12 \text{ mm po } 300 \text{ mm}$

Na volných stranách průřezu byla navržena konstrukční výztuž, která musí mít minimální plochu výztuže 25% z podélné výztuže.

$$a_{s,roz} \geq 0,25 \cdot a_{s,prov}$$

$$a_{s,roz} \geq 0,25 \cdot 24\,630,09$$

$$a_{s,roz} \geq 6157,52 \text{ mm}^2$$

NÁVRH: $2 \times 8 \times \varnothing 22 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 6182,12 \text{ mm}^2/\text{m}$)

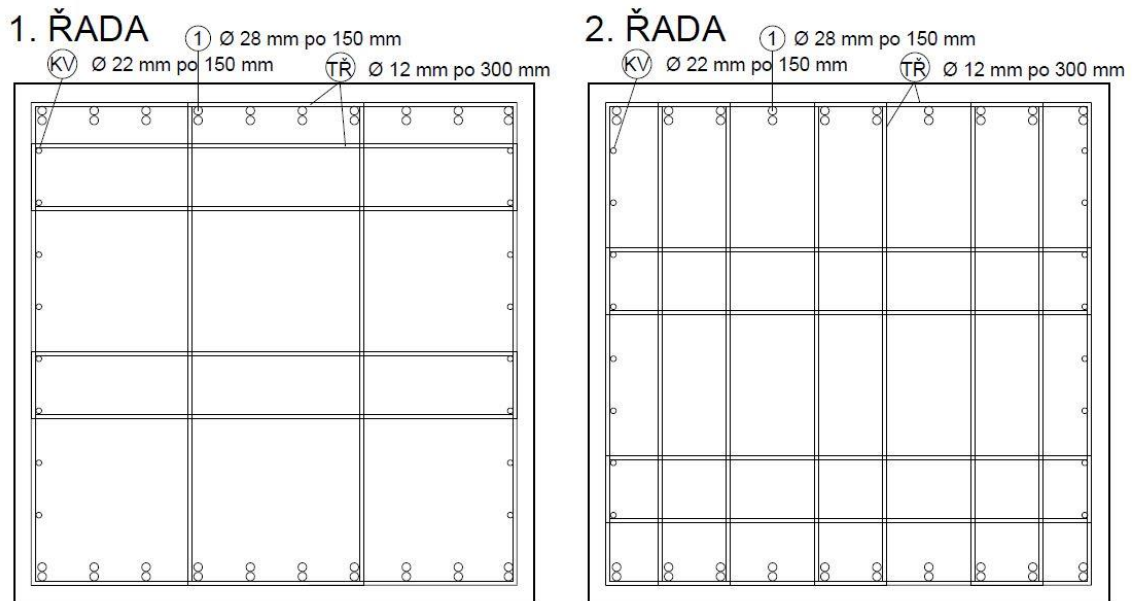
Osová vzdálenost byla zvolena na základě zamezení trhlin v betonu.

Konstrukční výztuž musí také splňovat maximální osové vzdálenosti mezi jednotlivými pruty.

$$s_{roz} \leq \min(3 \cdot h; 400)$$

$$150 \leq \min(3 \cdot 1500; 400)$$

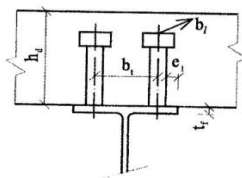
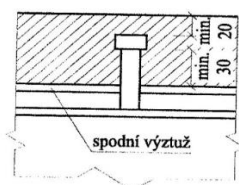
Výztuž splňuje danou podmínku



Obr. 171: Schéma výztuže pylonu

4.13 Návrh a posouzení spřažení

Spřažení mezi betonovou a ocelovou částí je zajištěno pomocí spřahovacích trnů. Spřahovací trny byly navrženy z oceli S235. Konstrukční parametry trnů jsou uvedeny na Obr. 172. [37]



Průměr trnu d : 19,22,25 mm
 Výška trnu h_{sc} : 150 ÷ 200 mm
 Osová vzdálenost trnů b_t : min 4d mm
 Osová vzdálenost trnů b_l :
 min(5d; 100 mm); max 200 mm
 Vzdálenost e_t : min 20 mm

Obr. 172: Konstrukční parametry spřahovacích trnů [37]

Dle výše uvedených konstrukčních zásad byly zvoleny spřahovací trny $\varnothing 22$ mm a výšky 150 mm. V příčném směru byly rozteče trnů navrženy 110 mm a vzdálenost k líci profilu je 110 mm. V podélném směru byly trny navrženy s roztečí 130 mm.

V místě kotvení závěsů do styčnickového plechu jsou navrženy trny s příčnou roztečí 220 mm, tzn. že v tomto místě jsou navrženy pouze 2 spřahovací trny. V místech mimo kotvení závěsů jsou zachovány vzdálenosti, jak byly výše uvedeny. V těchto místech jsou navrženy 3 spřahovací trny.

Charakteristická únosnost trnů byla posouzena ve stříhu a v otláčení betonu. Únosnost ve stříhu se spočítá z požadované meze pevnosti trnu a jeho plochy průřezu. Mez pevnosti oceli S235 je rovna hodnotě 360 MPa.[37]

$$P_{R,K,1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$P_{R,K,1} = 0,8 \cdot 360 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4}$$

$$P_{R,K,1} = 109\,478,22\, N$$

Únosnost v otláčení betonu se spočítá na základě štíhlosti trnu, průměru trnu a charakteristické pevnosti betonu. [37]

$$P_{R,K,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}$$

Štíhlost trnu α je rovna 1, protože poměr výšky k průměru trnu je větší než 4. Charakteristická pevnost betonu a modul pružnosti betonu jsou uvedeny v kapitole 4.1.

$$P_{R,K,2} = 0,29 \cdot 1 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{30 \cdot 33000}$$

$$P_{R,K,2} = 139\,656,44\, N$$

Návrhová únosnost je stanovena z minimální hodnoty ($P_{R,K,1}; P_{R,K,2}$) vydělenou součinitelem spolehlivost γ_v , která je pro spřahovací trny rovna 1,25. Návrhová hodnota únosnosti trnu P_{Rd} je rovna $\frac{109\,478,22}{1,25} = 87\,582,58\, N$.

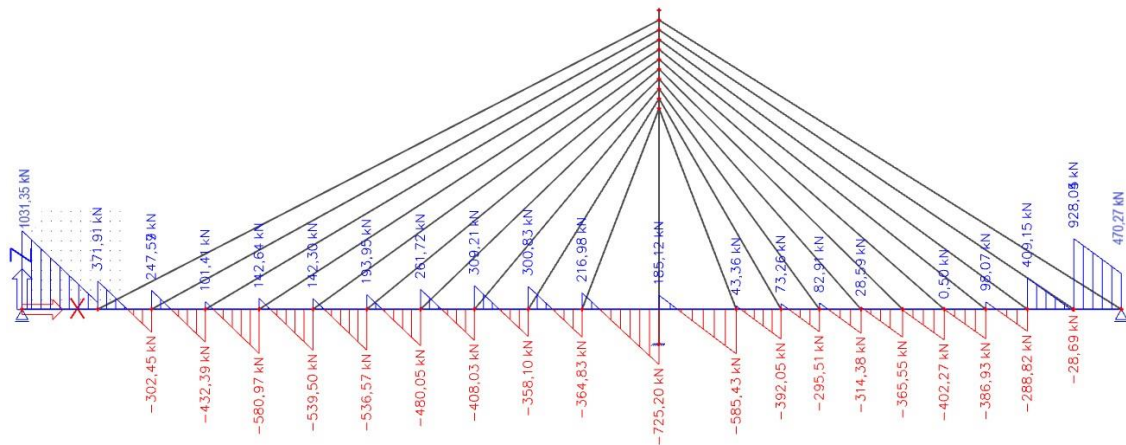
Únosnost spřahovacího trnu v mezním stavu únosnosti je rovna hodnotě 87 582,58 N.

Únosnost spřahovacího trnu v mezním stavu použitelnosti je rovna hodnotě 75% z $\min(P_{R,K,1}; P_{R,K,2})$. Hodnota únosnosti v MSP jednoho trnu je 82 311,17 N.

4.13.1 Posouzení sprážen

Mezní stav únosnosti

Posouzení trnů bylo provedeno konzervativním pružným posudkem. Posouzení trnů se provádí na základě posouvajících sil (Obr. 173). Maximální návrhová síla vzniká nad opěrou v levém poli. Její hodnota je rovna 1031,35 kN.



Obr. 173: Vykreslení posouvající síly od kombinace zatížení pro MSÚ v nosné vodorovné konstrukci

Pro mosty se užívá plné sprážení. Navržené spráhovací prostředky musí přenést sílu mezi ocelovou pánsnicí a betonovou deskou. Podélná smyková síla mezi pánsnicí a deskou je stanoven dle uvedeného vzorce:

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_{y,k}}{I_{y,k}}$$

kde V_{Ed} je návrhová posouvající síla, $S_{y,k}$ je statický moment desky k těžišťové ose a $I_{y,k}$ je moment setrvačnosti spráženého průřezu stanovený v kapitole 4.9.2. Jeho hodnota je rovna $4,6905 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$.

Statický moment desky je stanoven:

$$S_{y,k} = \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n_{L,KR}} \cdot \left(z_{tk} - \frac{h_c}{2} \right)$$

Efektivní šířka desky je uvažována hodnotou 6000 mm $Z_{t,k}$ je těžiště krátkodobého spráženého průřezu, jenž je uvedeno v Tab. 26 v kapitole 4.9.2. Pracovní součinitel $n_{L,KR}$ byl podrobně stanoven v kapitole 4.9.2. Výška desky h_c je rovna 250 mm.

Statický moment desky je vyjádřen:

$$S_{y,k} = \frac{6000 \cdot 250}{6,36} \cdot \left(369 - \frac{250}{2}\right)$$

$$S_{y,k} = 57\,547\,169,81 \text{ mm}^3$$

Posouvající síla po dosazení hodnot je:

$$V_{L,Ed} = 1031,35 \cdot 10^3 \cdot \frac{57\,547\,169,81}{5,8090 \cdot 10^{10}} = 1021,71 \text{ N/mm}$$

Síla působící na koncovou trojici trnů je:

$$N_{E,P,d} = V_{L,Ed} \cdot e_{podelné} = 1021,71 \cdot 130 = 132,823 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Dále musí být splněna podmínka:

$$N_{E,P,d} < n \cdot P_{Rd}$$

$$132\,823 < 3 \cdot 87\,582,58$$

$$132\,823 \text{ N} < 262\,747,74 \text{ N}$$

VYHOVUJE

Počet tažných prvků při úplném spřažení dle teorie plasticity je stanoven:

$$n_f = \frac{N_{cf}}{P_{Rd}}$$

kde N_{cf} je síla, kterou je nutno přenést spřahovacími prvky a P_{Rd} je návrhová pevnost jednoho trnu.

Síla mezi pásnicí a betonovou deskou je stanoven ze vzorce:

$$N_{cf} = 0,85 \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}$$

$$N_{cf} = 0,85 \cdot 250 \cdot 6000 \cdot 20 = 25\,500\,000 \text{ N}$$

Potřebný počet trnů:

$$n_f = \frac{25\,500\,000}{87\,582,58} = 291,15 \rightarrow 292 \text{ trnů}$$

Navržený počet trnů:

$$\text{Levé pole: } n_{\text{navržený}} = \frac{L \cdot n}{e_{\text{podelny}}} = \frac{65116 \cdot 3}{130} = 1502 - 10 = 1492 \text{ trnů}$$

$$\text{Pravé pole: } n_{\text{navržený}} = \frac{L \cdot n}{e_{\text{podelny}}} = \frac{47234 \cdot 3}{130} = 1091 - 10 = 1081 \text{ trnů}$$

Následně musí platit:

$$n_f < n_{\text{navržený}}$$

Levé pole:

Pravé pole:

$$292 \text{ trnů} < 1492 \text{ trnů}$$

$$292 \text{ trnů} < 1081 \text{ trnů}$$

V obou případech jsou podmínky splněny.

Mezní stav použitelnosti

Mezní stav použitelnosti se posuzuje na charakteristickou hodnotu maximální posouvající síly. Maximální posouvající síla vzniká v levé opěře a je rovna 752,10 kN. Podélná smyková síla mezi pásnicí a deskou se stanoví dle uvedeného vzorce:

$$V_{L,k} = V_k \cdot \frac{S_{y,k}}{I_{y,k}}$$

kde V_k je charakteristická posouvající síla, $S_{y,k}$ je statický moment desky k těžišťové ose a $I_{y,k}$ je moment setrvačnosti spřaženého průřezu stanovený v kapitole 4.9.2. Jeho hodnota je rovna $4,6905 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$.

Statický moment desky byl podrobně spočítán v mezním stavu použitelnosti této kapitoly. Jeho hodnota je $57\,547\,169,81 \text{ mm}^3$.

Posouvající síla po dosazení hodnot je:

$$V_{L,Ed} = 752,10 \cdot 10^3 \cdot \frac{57\,547\,169,81}{5,8090 \cdot 10^{10}} = 745,072 \text{ N/mm}$$

Síla působící na koncovou trojici trnů je:

$$N_{E,P,K} = 745,072 \cdot 0,15 = 111,76 \text{ kN.}$$

Poté musí být splněna podmínka:

$$N_{E,P,K} < n \cdot P_{Rk} \cdot K_S$$

$$111\,760 < 3 \cdot 109\,478,22 \cdot 0,75$$

$$111\,760\,N < 246\,326,0\,N$$

VYHOVUJE

4.14 Návrh svarů

Návrh svařovaných spojů byl navržen dle [40]. V místě svařovaných spojů byl navržen tupý svar plně provařený. Návrhová únosnost tupého svaru je rovna návrhové únosnosti slabší ze spojovaných částí. Tupé svary se neposuzují.

4.15 Posouzení příčných trubek

Pro posouzení příčných ocelových trubek, které byly navrženy pro zamezení kroucení je nutné sestrojít 3D model. Po dohodě s vedoucím práce je od výpočtu posouzení upuštěno.

4.16 Posouzení dynamických účinků

Nejdříve bylo nutné stanovit vlastní frekvence konstrukce. Pokud první vlastní frekvence bude větší než: 5,0 Hz pro svislé vibrace a 2,5 Hz pro vodorovné a torzní vibrace, bude nutné provést dynamickou analýzu systému. [29]

V programu SCIA Engineer byly vytvořeny kombinace hmot pro výpočet vlastních frekvencí konstrukce. Do kombinace byly zařazeny tyto zatěžovací stavy:

- vlastní tíha nedefinovaných prvků (hlavní nosník, mostovka, závěsy a pylon)
- ostatní stálé zatížení

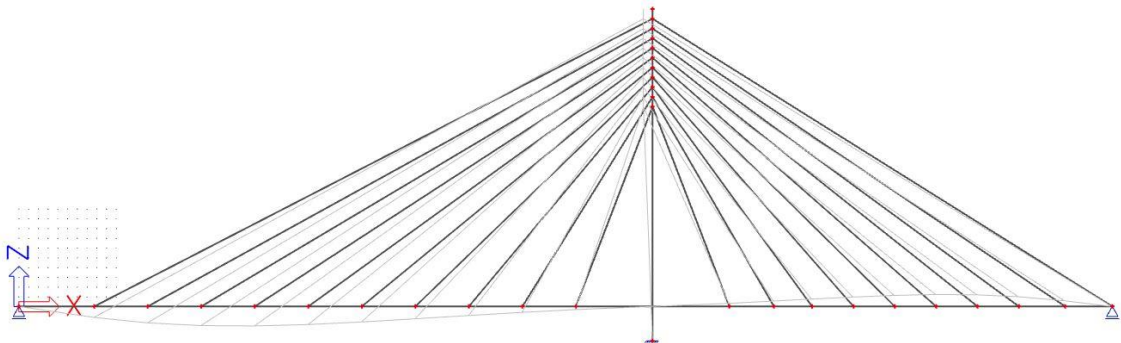
Výpočet byl proveden s předpětím závěsů. Tento výpočet byl proveden na základě sekvenční analýzy, která definuje fázový výpočet, tzn. že druhý výpočet začíná tam, kde první výpočet skončil. Tuto metodu lze použít pro dynamický výpočet, který je proveden po nelineárním výpočtu.

Při výpočtu byly uvažovány pouze svislé účinky. Výpočet byl proveden pro prvních 10 vlastních frekvencí. V Tab. 32 jsou sepsány vlastní frekvence výpočtu.

S uvažováním předpětí závěsů				
Vlastní frekvence				
N	f	ω	ω^2	T
	[Hz]	[1/s]	[1/s ²]	[s]
1	0,94	5,88	34,52	1,07
2	1,08	6,77	45,88	0,93
3	1,31	8,21	67,33	0,77
4	1,36	8,56	73,35	0,73
5	1,58	9,91	98,19	0,73
6	1,64	10,33	106,73	0,63
7	1,85	11,63	135,16	0,61
8	1,89	11,85	140,36	0,54
9	1,90	11,92	142,07	0,53
10	1,92	12,04	144,91	0,53

Tab. 32: Tabulka vlastních frekvencí s vlivem předpětí závěsů

Na Obr. 174 je vykreslen 1. vlastní tvar s vlivem předpětí.



Obr. 174: Vykreslení 1. vlastního tvaru s vlivem předpětí závěsů

Vliv předpětí závěsů přispívá ke zvýšení vlastní frekvence, ale stále je 1. vlastní frekvence nižší než 5 Hz, proto bude nutné provést podrobnou dynamickou analýzu systému.

Dynamická analýza konstrukce není náplní bakalářské práce. Dynamická analýza by se věnovala vynucenému kmitání, kdy by se hledala skutečná velikost amplitudy k příslušné budící síle. Vlastní frekvence byly získány modální analýzou, která uvádí pouze poměr amplitud.

Změnou tuhosti, změnou hmotnosti nebo instalací pohlcovače kmitání by mohlo dojít dynamické ke snížení poddajnosti lávky a ke snížení vlastních frekvencí.

5 Závěr

Tato práce se zabývala návrhem lávky pro pěší na Podskalí ve Strakonících. Podskalí je městský park, kterým teče řeka Otava. Přes řeku Otavu vedou dvě lávky, které spojují město s chatařskou oblastí a Ostrovem. Tyto lávky byly postaveny v 80. letech 20. století a v současnosti jsou ve špatném technickém stavu. Proto byl vytvořen návrh nové lávky nahrazující stávající přemostění.

Cílem této bakalářské práce byla studie variant přemostění, parametrická studie s vlivem výstavby a návrh a posouzení konstrukce lávky pro pěší na Podskalí.

V textu práce byla popsána lokalita, ve které je návrh lávky řešen. Následně byl popsán současný stav lávek a jejich problematika. S ohledem na okolní prostředí byly zpracovány různé varianty nosných systémů, stručně byly shrnuty vlastnosti navržených variant a poté byla vybrána varianta pro podrobnější studii.

Dále byla práce zaměřena na popis zavěšených mostů a lávek a na chování nosného systému zavěšených konstrukcí. Poté byly uvedeny příklady podobných technických řešení.

Byl sestaven zjednodušený výpočtový model lávky ve SCIA Engineer pro určení vnitřních sil a návrh a posouzení jednotlivých částí konstrukce. V další části byla vybraná varianta podrobena zjednodušenému posouzení s ohledem na výstavbu. Následně byla provedena parametrická studie s vlivem chování závěsů a nosné vodorovné konstrukce. Parametrická studie se zabývala dimenzováním závěsů a jejich umístěním, vlivem výšky pylonu a určením rozměrů hlavního trubkového nosníku. Byla navržena výztuž desky mostovky a pylonu. Bylo navrženo spřažení mezi ocelovou a betonovou částí mostovky. Poté se práce věnovala posouzení jednotlivých částí a úpravě konstrukčních prvků tak, aby vyhověly. Byly vypočítány vlastní frekvence lávky. A bylo rozhodnuto, zda je potřeba provést dynamickou analýzu systému. Dynamická analýza nebyla součástí této práce. Dále byly nakresleny základní výkresy lávky – příčný řez, podélný řez a vodorovný řez.

Byl navržen postup výstavby lávky se zohledněním přístupových komunikací, výstavba je realizovatelná. Lokalita je dostupná pro těžkou mechanizaci, a proto byla navržena monolitická mostovka.

Výpočty ve 2D jsou zjednodušené, proto by bylo vhodné provést výpočty ve 3D v další fázi návrhu, který už není součástí této práce.

6 Použitá literatura a zdroje

- [1] ČÚZK. *Základní mapy ČR (WMTS)* [online]. [vid. 2019-12-07]. Dostupné z: <https://geoportal.cuzk.cz/geoprohlizec/>
- [2] SEZNAM.CZ A.S. *Naučná stezka Podskalí (Naučná stezka) • Mapy.cz* [online]. [vid. 2019-12-08]. Dostupné z: <https://mapy.cz/turisticka?x=13.8934474&y=49.2588919&z=16&l=0&source=base&iid=2129980>
- [3] TENSION SYSTEMS S.R.O. *Táhla Macalloy | Tension systems* [online]. 2014 [vid. 2019-12-08]. Dostupné z: <http://www.tension.cz/produkty/tahla-macalloy>
- [4] ČSN 73 6200 *Mosty - Terminologie a třídění*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. 2011
- [5] *Charles Bridge - Wikipedia* [online]. [vid. 2020-03-02]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Charles_Bridge#/media/File:Charles_Bridge_-_Prague,_Czech_Republic_-_panoramio.jpg
- [6] *REALIZOVANÉ STAVBY | jdkdzstavby* [online]. [vid. 2020-03-02]. Dostupné z: <https://www.jdkdzs.com/referencni-stavby?lightbox=dataItem-k2da7ysk1>
- [7] *Dopravní stavby | VPÚ DECO PRAHA a. s.* [online]. [vid. 2020-03-02]. Dostupné z: <http://www.vpupraha.cz/reference/dopravni-stavby/lavka-u-strakonickeho-hradu>
- [8] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. Praha: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [9] PODOLNY, WALTER; SCALZI, John B. *Construction and design of cable-stayed bridges*. 1976. ISBN 0-471-75625-3.
- [10] HRDOUŠEK, Vladislav a kolektiv. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika, Nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-x.
- [11] SVENSSON, Holger. *Cable-stayed bridges: 40 years of experience worldwide*. Berlin: Ernst, 2012. ISBN 978-3-433-02992-3.
- [12] *Cable-stayed bridge - Wikipedia* [online]. [vid. 2020-03-05]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Cable-stayed_bridge

- [13] *ESDEP LECTURE NOTE [WG15B]* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg15b/10800.htm>
- [14] *Components of parallel strand cables (images courtesy of Liuzhou OVM... / Download Scientific Diagram* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/figure/Components-of-parallel-strand-cables-images-courtesy-of-Liuzhou-OVM-Machinery-Co-Ltd_fig2_276078251
- [15] RYJÁČEK, Pavel, Patrik KOTAS a Petr VÍTEK. Lávka pro pěší v Praze na Barrandově. 2006 [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/lavka-pro-pesi-v-praze-na-barrandove/>
- [16] *Dopravní stavby | VPÚ DECO PRAHA a. s.* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://www.vpupraha.cz/reference/dopravni-stavby/lavka-pres-ulici-k-barrandovu>
- [17] ZAPLETALOVÁ, Lenka, Petr MOJZÍK, Jiří STRÁSKÝ a Peter PITOŇÁK. Zavěšená lávka přes dálnici D1 v Bohumíně. 04/2012. nedatováno.
- [18] STRÁSKÝ, Hustý a partneři s.r.o. *Lávka pro pěší v Uherském Brodě* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://www.shp.eu/strasky-husty-a-partneri/projekty/mosty/lavky-pro-pesi/zavesene-konstrukce/lavka-pro-pesi-v-uherskem-brode/>
- [19] *Fotogalerie: Nová lávka spojující dva břehy Uherského Brodu, která získala titul stavba roku.* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: https://www.idnes.cz/zlin/zpravy/foto/KOL3f3eec_lavka_bmp.jpg
- [20] STRÁSKÝ, Hustý a partneři s.r.o. *Lávka přes Freeway I-5, Eugene, Oregon, USA* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://www.shp.eu/strasky-husty-a-partneri/projekty/mosty/lavky-pro-pesi/zavesene-konstrukce/lavka-pres-freeway-i-5-eugene-oregon-usa/>
- [21] STRÁSKÝ, JIŘÍ; NEČAS, RADIM; KOLÁČEK, JAN; KALÁB, Pavel. *Dvě zavěšené lávky pro pěší ve městě Eugene, Oregon, USA | 06-07/2012 | časopis Stavebnictví | Expodata Brno* [online]. [vid. 2020-03-08]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/dve-zavesene-lavky-pro-pesi-ve-meste-eugene-oregon-usa_N5090
- [22] *ČSN EN 206 + A1 (73 2403) Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.* Praha: Česká agentura pro standardizaci. 2018

- [23] ČSN EN 1992-1-1- Eurokód 2- Navrhování betonových konstrukcí-Část 1-1- Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut. 2006
- [24] ČSN EN 1992-2- Eurokód 2- Navrhování betonových konstrukcí- Část 2- Betonové mosty- Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut. 2007
- [25] ČSN EN 10025-3- Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí- Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované cvařitelné jemnozrnné konstrukční oceli. Praha: Český normalizační institut. 2005
- [26] ČSN EN 1993-1-1: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí- Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut. 2006
- [27] ČSN EN 1991-2- Eurokód 1: Zatížení konstrukcí- Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut. 2005
- [28] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut. 2004
- [29] ČSN EN 1990 Změna A1-Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut. 2007
- [30] Základní • Mapy.cz [online]. [vid. 2020-04-19]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=13.8900195&y=49.2601666&z=16>
- [31] SL/SLA 4 Technical data Model SL 4 / SLA 4 [online]. nedatováno [vid. 2020-04-19]. Dostupné z: www.cifa.com
- [32] Povolené rozměry vozidel v ČR [online]. [vid. 2020-04-19]. Dostupné z: <http://www.doprovody.eu/index.php/cs/home/legislativa-25149/59-rozmary-vozidel>
- [33] GRP PERMADEC PANELS [online]. [vid. 2020-04-28]. Dostupné z: <http://www.emjplastics.com/assets/files/permadec-technical-literature-1.pdf>
- [34] VRANÝ, Tomáš a František WALD. *OCELOVÉ KONSTRUKCE, Tabulky*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2004. ISBN 80-01-03140-3.
- [35] ČSN EN 1993-1-11- Eurokód 3- Navrhování ocelových konstrukcí- Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků. Praha: Český normalizační institut. 2008
- [36] TIPKA, Martin. *Návrh a posouzení výztuže desky* [online]. [vid. 2020-04-29]. Dostupné

- z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB_soubory/05_navod-vyztuz_desky.pdf
- [37] ČSN EN 1994-2- Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí- Obecná pravidla a pravidla pro mosty. Praha: Český normalizační institut. 2007
- [38] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. NAVRHOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ, Příklady a postupy. Praha: nakladatelství ČVUT, 2018. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [39] HOLA, Jakub a Radek ŠTEFAM. InDiOn- Interakční Diagram Online [online]. 2018 [vid. 2020-05-17]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/program/>
- [40] ČSN EN 1993-1- 8- Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí- Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha: Český normalizační institut. 2006

7 Seznamy

7.1 Seznam obrázků

Obr. 1: Situace města Strakonice M 1:25000 [1]	12
Obr. 2: Situace – Podskalí M 1:1000 [1].....	13
Obr. 3: Situace – Podskalí Strakonice M1:2000 [1].....	13
Obr. 4: Naučná stezka Podskalí [2].....	14
Obr. 5: Historický stav- před vznikem lávek M 1:1000 [1]	15
Obr. 6: Lávka 1- spojující levý břeh s Ostrovem	16
Obr. 7:Lávka 2- spojující Ostrov s pravým břehem.....	16
Obr. 8: Pohled na lávky.....	17
Obr. 9: Ukázka svařovaných nosných U profilů a dřevěné mostovky	17
Obr. 10: Elastomerové ložisko	18
Obr. 11: Železobetonový blok.....	18
Obr. 12: Zanedbaná antikorozní ochrana	18
Obr. 13: Dřevěná mostovka – ztrouchnivělá.....	18
Obr. 14: Půdorys obloukové varianty	19
Obr. 15: Schématický příčný řez obloukovou variantou.....	20
Obr. 16: Schématický podélný řez obloukovou variantou	20
Obr. 17: Půdorys zavěšené varianty	21
Obr. 18: Schématický příčný řez pylonem zavěšené varianty	22
Obr. 19: Schématické příčné řezy zavěšené varianty.....	23
Obr. 20: Schématický podélný řez zavěšenou variantou	23
Obr. 21: Půdorys Viereendelova nosníku	24
Obr. 22: Schématický příčný řez Viereendelovým nosníkem.....	25
Obr. 23: Schématický podélný řez Viereendelovým nosníkem.....	25
Obr. 24: Půdorys příhradové varianty	26
Obr. 25: Schématický příčný řez příhradovou variantou	27
Obr. 26: Schématický podélný řez příhradovou variantou	27
Obr. 27: Půdorys zavěšené varianty.....	28
Obr. 28: Schématický příčný řez pylonem zavěšené varianty	29
Obr. 29: Schématické příčné řezy zavěšenou variantou	30
Obr. 30: Schématický podélný řez zavěšenou variantou	30
Obr. 31: Názorný příklad mostu [5].....	32
Obr. 32: Názorný příklad propustku [6].....	32
Obr. 33: Názorný příklad lávky [7].....	32
Obr. 34: Základní části mostního objektu [8]	33
Obr. 35: Hlavní části zavěšených mostů [8]	33
Obr. 36: použití zavěšených konstrukcí v závislosti na rozpětí [11].....	34
Obr. 37: porovnání momentů na trémovém mostě a zavěšeném mostě [11]	34
Obr. 38: Porovnání výstavby obloukových, visutých a zavěšených konstrukcí [11].....	34
Obr. 39: Symetrické kotvení závěsů [9].....	35
Obr. 40: Asymetrické kotvení závěsů[9]	35
Obr. 41: Svislé roviny závěsů [9].....	36
Obr. 42: Šikmé roviny závěsů [9]	36
Obr. 43: vějířové uspořádání závěsů [11]	37
Obr. 44: Harfové uspořádání závěsů [11]	37
Obr. 45: Polo-harfové uspořádání závěsů [11].....	38
Obr. 46: Tvary pylonů pro jednu rovinu závěsů [10].....	38

Obr. 47: Tvary pylonů pro dvě roviny závěsů [10].....	38
Obr. 48: Vhodný poměr výšky pylony k délce hlavního pole [11].....	39
Obr. 49: Jednotlivé části závěsů [13].....	40
Obr. 50: Locked coil rope [11].....	40
Obr. 51: Parralel wire cable [13].....	41
Obr. 52: Parralel strand cable [14].....	42
Obr. 53: Průběh ohybových momentů na vodorovné nosné konstrukci [8].....	42
Obr. 54: Průběh normálové síly na vodorovné nosné konstrukci [8].....	43
Obr. 55: Kotvení závěsů v pylonu [8].....	44
Obr. 56: Příčné profily pro jednu rovinu závěsů [10].....	45
Obr. 57: Příčné profily pro dvě roviny závěsů [10].....	45
Obr. 58: Příčný řez lávky [15].....	46
Obr. 59: Pohled na mostovku [16].....	46
Obr. 60: Pohled na nosnou konstrukci lávky [16].....	47
Obr. 61: Příčný řez mostovky [17].....	47
Obr. 62: Ocelové přípravky ke kotvení závěsů [17].....	47
Obr. 63: Lávka přes dálnici D1 v Bohumíně [17].....	48
Obr. 64: Lávka pro pěší v Uherském Brodě [19].....	48
Obr. 65: Lávka před Freeway I-5 Eugene, Oregon, USA [20].....	49
Obr. 66: Průřezové charakteristiky pylonu.....	51
Obr. 67: Třídy průřezu ocelové trubky [26].....	52
Obr. 68: Průřezové charakteristiky vodorovné nosné konstrukce s přivařenými profily L.....	52
Obr. 69: Průřezové charakteristiky příčného ztužení.....	53
Obr. 70: Průřezové charakteristiky mostovky s římsami a kotevním blokem.....	53
Obr. 71: Napětí v ocelové nosné konstrukci při zatížení betonovou mostovkou.....	56
Obr. 72: 2D prutový model.....	56
Obr. 73: 2D renderovaný model lávky.....	56
Obr. 74: Zatěžovací stav 2.....	57
Obr. 75: Zatěžovací stav 4.....	57
Obr. 76: Zatěžovací stav 5.....	58
Obr. 77: Zatěžovací stav 6.....	58
Obr. 78: Zatěžovací stav 7.....	58
Obr. 79: Zatěžovací stav 8.....	59
Obr. 80: Schéma konstrukce s vyznačenými řezy.....	59
Obr. 81: Průběh normálové síly ve vodorovné nosné konstrukci.....	59
Obr. 82: Průběh ohybové momentu ve vodorovné nosné konstrukci.....	60
Obr. 83: Průběh normálové síly ve vodorovné nosné konstrukci.....	60
Obr. 84: Průběh ohybového momentu ve vodorovné nosné konstrukci.....	60
Obr. 85: Průběh normálové síly od zatěžovacího stavu 3.....	61
Obr. 86: Průběh ohybového momentu od zatěžovacího stavu 3.....	61
Obr. 87: Průběh normálové síly od zatěžovacího stavu 4.....	61
Obr. 88: Průběh ohybového momentu od zatěžovacího stavu 4.....	62
Obr. 89: Průběh normálové síly od zatěžovacího stavu 5.....	62
Obr. 90: Průběh ohybového momentu od zatěžovacího stavu 5.....	62
Obr. 91: Průběh normálové síly.....	63
Obr. 92: Průběh ohybového momentu.....	63
Obr. 93: Průběh normálové síly.....	63
Obr. 94: Průběh ohybového momentu.....	64
Obr. 95: Průběh ohybového momentu od 1. kombinace zatížení.....	67
Obr. 96: Průběh ohybového momentu od 2. kombinace zatížení.....	68
Obr. 97: Průběh ohybového momentu od 3. kombinace zatížení.....	68
Obr. 98: Průběh ohybového momentu od 4. kombinace zatížení.....	69

Obr. 99: Průběh ohybového momentu od 1. charakteristické kombinace.....	71
Obr. 100: Průběh ohybového momentu od 2. charakteristické kombinace.....	72
Obr. 101: Průběh ohybového momentu od 3. charakteristické kombinace.....	72
Obr. 102: Průběh ohybového momentu od 4. charakteristické kombinace.....	73
Obr. 103: Průběh ohybového momentu od 1. časté kombinace.....	74
Obr. 104: Průběh ohybového momentu od 2. časté kombinace.....	75
Obr. 105: Průběh ohybového momentu od 3. časté kombinace.....	75
Obr. 106: Průběh ohybového momentu od 4. časté kombinace.....	76
Obr. 107: Průběh ohybového momentu od kvazistálé kombinace.....	77
Obr. 108: Maximální napětí od 2. kombinace zatížení dle výrazu 6.10.....	78
Obr. 109: Maximální průhyb lávky od kvazistálé kombinace zatížení.....	79
Obr. 110: Nelinearita na prutu typu lano	80
Obr. 111: Nelinearita na prutu typu počáteční napětí	80
Obr. 112: Vykreslení svislých průhybů konstrukce	81
Obr. 113: Vykreslení svislých průhybů konstrukce	81
Obr. 114: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSÚ v nosné vodorovné konstrukci ..	82
Obr. 115: Vykreslení ohybového momentu od kombinace pro MSÚ v nosné vodorovné konstrukci.....	83
Obr. 116: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSÚ v lichých závěsech	83
Obr. 117: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSÚ v sudých závěsech.....	83
Obr. 118: Vykreslení normálové síly od kombinace pro MSP v nosné vodorovné konstrukci ..	84
Obr. 119: Vykreslení ohybového momentu od kombinace pro MSP v nosné vodorovné konstrukci	84
Obr. 120: Maximální napětí od kombinace pro MSÚ dle výrazu 6.10.....	85
Obr. 121: Maximální průhyb lávky od kombinace pro MSP.....	85
Obr. 122: Varianta 1- změna vzdáleností závěsů v pravém poli.....	87
Obr. 123: Varianta 2- změna průměru závěsů v pravém poli	87
Obr. 124: Varianta 3- změna průměru závěsů i v levém poli	87
Obr. 125: Varianta 4- změna vzdáleností závěsů v levém poli.....	88
Obr. 126: Varianta 5- změna průměru závěsů v pravém poli při změně vzdáleností v levém poli	88
Obr. 127: Varianta 6- změna průměru závěsů v levém poli při změně vzdáleností v levém poli.....	89
Obr. 128: Varianta 7- změna výšky pylonu	89
Obr. 129: Varianta 8- změna průměru závěsů v pravém poli po změně výšky pylonu	89
Obr. 130: Varianta 9- změna průměru závěsů i v levém poli po změně výšky pylonu	90
Obr. 131: Příjezdová cesta k pravému břehu řeky [30].....	91
Obr. 132: Viadukt	91
Obr. 133: Příjezdová cesta na Ostrov [30]	92
Obr. 134: Kamenný jez	92
Obr. 135: Příjezdová cesta k levému břehu řeky [30].....	93
Obr. 136: Fáze 1- vrtání pilot.....	94
Obr. 137: Fáze 2- betonáž krajních opěr a základu středového pylonu	94
Obr. 138: Fáze 3: Betonáž středového pylonu	94
Obr. 139: Fáze 4: Osazení hlavního nosníku	95
Obr. 140: Fáze 5: Montáž a předeprnutí závěsů.....	95
Obr. 141: Fáze 6: Osazení sklokarbonátového ztraceného bednění.....	95
Obr. 142: Fáze 7: Betonáž mostovky	96
Obr. 143: Fáze 8: Provedení ramp a pochozí izolace, osazení zábradlí.....	96
Obr. 144: Vzorový příčný řez v místě kotvení závěsů.....	97
Obr. 145: Vzorový příčný řez mimo kotvení závěsů	97
Obr. 146: Vzorový příčný řez nad opěrou	98
Obr. 147: Vzorový příčný řez v místě pylonu.....	99

Obr. 148: Vykreslení normálové síly v nosné vodorovné konstrukci.....	99
Obr. 149: Vykreslení ohybového momentu v nosné vodorovné konstrukci.....	100
Obr. 150: Vzpěrná délka v rovině.....	101
Obr. 151: Vzpěrná délka z roviny.....	101
Obr. 152: Vykreslení normálové síly v nosné vodorovné konstrukci po změně rozměrů průřezu.....	104
Obr. 153: Vykreslení ohybového momentu v nosné vodorovné konstrukci po změně rozměrů průřezu.....	105
Obr. 154: Ideální průřezy v jednotlivých fázích montáže.....	109
Obr. 155: Průhyb nosné vodorovné konstrukce od kvazistálé kombinace.....	112
Obr. 156: Vykreslení normálových sil v závěsech $\varnothing 60 \text{ mm}$ v MSÚ.....	114
Obr. 157: Vykreslení normálových sil v závěsech $\varnothing 82 \text{ mm}$ v MSÚ.....	114
Obr. 158: Vykreslení normálových sil v závěsech $\varnothing 60 \text{ mm}$ v MSP.....	115
Obr. 159: Vykreslení normálových sil v závěsech $\varnothing 82 \text{ mm}$ v MSP.....	116
Obr. 160: Statické schéma mostovky v místě mimo kotvení závěsů.....	116
Obr. 161: Vykreslení největšího ohybového momentu v místě mimo kotvení závěsů.....	117
Obr. 162: Minimální délka lemovací výztuže [36].....	120
Obr. 163: Výkres výztuže desky v příčném směru.....	123
Obr. 164: Výkres výztuže desky v podélném směru na metr běžný.....	123
Obr. 165: Vykreslení protažení výztuže.....	124
Obr. 166: Účinná délka pylonu pro určení štíhlosti.....	129
Obr. 167: Vykreslení ohybového momentu v pylonu.....	130
Obr. 168: Vykreslení normálové síly v pylonu.....	130
Obr. 169: Interakční diagram včetně bodů [39].....	137
Obr. 170: Interakční diagram po návrhu většího množství výztuže [39].....	138
Obr. 171: Schéma výztuže pylonu.....	140
Obr. 172: Konstrukční parametry spráhovacích trnů [37].....	140
Obr. 173: Vykreslení posouvající síly od kombinace zatížení pro MSÚ v nosné vodorovné konstrukci.....	142
Obr. 174: Vykreslení 1. vlastního tvaru s vlivem předpětí závěsů.....	146

7.2 Seznam tabulek

Tab. 1: Definice sestav zatížení [27].....	55
Tab. 2: Souhrnná tabulka normálových sil ve vodorovné nosné konstrukci.....	64
Tab. 3: Souhrnná tabulka posouvajících sil ve vodorovné nosné konstrukci.....	64
Tab. 4: Souhrnná tabulka ohybových momentů ve vodorovné nosné konstrukci.....	65
Tab. 5: Součinitele spolehlivosti zatížení [28].....	66
Tab. 6: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce [29].....	66
Tab. 7: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10.....	67
Tab. 8: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10.....	67
Tab. 9: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10.....	68
Tab. 10: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce dle výrazu 6.10.....	69
Tab. 11: Souhrnná tabulka kombinací zatížení pro MSÚ dle výrazu 6.10.....	69
Tab. 12: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 1. charakteristické kombinace....	71
Tab. 13: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 2. charakteristické kombinace....	71
Tab. 14: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 3. charakteristické kombinace...	72
Tab. 15: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 4. charakteristické kombinace...	73
Tab. 16: Souhrnná tabulka charakteristických kombinací zatížení pro MSP.....	73
Tab. 17: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 1. časté kombinace.....	74
Tab. 18: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 2. časté kombinace.....	74

Tab. 19: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 3. časté kombinace	75
Tab. 20: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od 4. časté kombinace	76
Tab. 21: Souhrnná tabulka častých kombinací zatížení pro MSP	76
Tab. 22: Ohybové momenty vodorovné nosné konstrukce od kvazistálé kombinace	77
Tab. 23: Souhrnná tabulka napětí v jednotlivých řezech pro všechny kombinace	78
Tab. 24: Souhrnná tabulka parametrické studie závěsů	90
Tab. 25: Výpočet pracovních součinitelů.....	109
Tab. 26: Výpočet průřezových charakteristik	110
Tab. 27: Výpočet normálových napětí v MSP v levém poli	111
Tab. 28: Výpočet normálových napětí v MSP v pravém poli.....	111
Tab. 29: Souhrnná tabulka ohybových momentů v mostovce	117
Tab. 30: Největší průměry prutů výztuže s vysokou soudržností [37].....	126
Tab. 31: Největší vzdálenosti prutů výztuže s vysokou soudržností [37]	126
Tab. 32: Tabulka vlastních frekvencí s vlivem předpětí závěsů	146

7.3 Seznam příloh

- Vzorový příčný řez v místě kotvení závěsů
- Vzorový příčný řez mimo kotvení závěsů
- Vzorový příčný řez opěrou OP1
- Vzorový příčný řez opěrou OP2
- Vzorový příčný řez pylonem
- Podélný řez osou lávky
- Vodorovný řez nosnou konstrukcí
- Výkresy výztuže desky