

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební



Katedra betonových a zděných konstrukcí

DIPLOMOVÁ PRÁCE

**Vliv konstrukčního uspořádání betonových mostů na
celkové náklady na provedení a údržbu během jejich
životnosti**

Influence of the detailing arrangement of concrete bridges
on total costs of execution and maintenance during their
service life

Vypracoval: Martin Vlk

Vedoucí práce: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021/2022

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Vlk</u>	Jméno: <u>Martin</u>	Osobní číslo: <u>458813</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí (K133)</u>		
Studijní program: <u>N3607 - Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>3607T009 - Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:	<u>Vliv konstrukčního uspořádání betonových mostů na celkové náklady na provedení a údržbu během jejich životnosti</u>		
Název diplomové práce anglicky:	<u>Influence of the detailing arrangement of concrete bridges on total costs of execution and maintenance during their service life</u>		
Pokyny pro vypracování:	<ul style="list-style-type: none">- základní teoretická rešerše studované problematiky- analýza získaných dat o vybraných mostních konstrukcích- návrh metodiky hodnocení- vzorový návrh konstrukčního řešení a příklad hodnocení		
Seznam doporučené literatury:			
Jméno vedoucího diplomové práce:	<u>doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.</u>		
Datum zadání diplomové práce:	<u>20.9.2021</u>	Termín odevzdání diplomové práce:	<u>2.1.2022</u>
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>			
Podpis vedoucího práce		Podpis vedoucího katedry	

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

<u>20.9.2021</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že tuto diplomovou práci jsem vypracoval samostatně a veškeré podklady a citace jsou uvedeny na konci práce.

V Praze dne 2. 1. 2022

.....

Martin Vlček

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat trpělivému vedoucímu mé diplomové práce doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D., za poskytnutí odborných konzultací a zprostředkování kontaktů. Současně věnuji poděkování SSKHK, TSK-Praha a IBR Consulting, s.r.o. za poskytnutí podkladů. Poděkování patří také TU Graz, zejména panu Dr.techn. Ing. Dirkovu Schlickemu za cenné rady z pozice zahraničního vedoucího práce a všem svým blízkým, kteří mi byli oporou při psaní této diplomové práce.

Martin Vlk

Abstrakt

Hlavním cílem této diplomové práce je analýza vlivu konstrukčního uspořádání silničních betonových mostů na náklady na jejich pořízení a na jejich údržbu. Tyto náklady může velkou měrou ovlivnit to, jestli je most integrovaný nebo dilatovaný. Pro účely definování výhod a nevýhod různých konstrukčních řešení je provedena multikriteriální analýza databází mostních objektů. Na základě této analýzy dochází k vyhodnocení ideálních uspořádání, která jsou pak aplikována na návrh běžného dálničního nadjezdu a porovnána s obdobným, ale konvenčním řešením. V rámci práce je též předloženo základní teoretické pozadí návrhu integrovaných mostů. Součástí práce je hrubý návrh dilatovaného mostu a podrobnější návrh integrovaného mostu s příslušnými výkresy.

Klíčová slova

Betonový most, pořizovací náklady, náklady na údržbu, multikriteriální analýza, integrovaný most, semi-integrovaný most, dilatovaný most, konstrukční uspořádání, systém hospodaření s mosty

Abstract

The main goal of the master thesis is an analysis of an influence of the detailing arrangement road concrete bridges on their initial costs and maintenance costs. Those costs can be highly affected by the fact, if the bridge is integral, semi-integral or expanding. For the purpose of definition of advantages and disadvantages of different detailing arrangement, the multi-criteria analysis of bridge databases is done. Based on this analysis, an evaluation of the ideal arrangement is done. This arrangement is then used for a design of an ordinary highway overbridge and compared with a similar but conventional solution. There is a basic theoretical background of a design of an integral bridge performed within this work. A rough design of the expanding bridge and more elaborate design with relevant drawings of the integral bridge are part of this work, too.

Key words

Concrete bridge, initial costs, maintenance costs, multi-criteria analysis, integral bridge, semi-integral bridge, expanding bridge, detailing arrangement, bridge management system

Obsah

1.	Úvod.....	3
1.1	Motivace	3
1.2	Správa mostních objektů v ČR	4
2.	Stav mostů.....	4
2.1	Klasifikace	4
2.2	Stav mostů v České republice.....	5
2.2.1	Přehled stavu mostů napříč ČR.....	6
2.2.2	Přehled stavu mostů ŘSD	7
2.2.3	Přehled stavu mostů vlastněných krajskými správci.....	9
2.2.4	Přehled stavu mostů vlastněnými obecními správci	11
2.2.5	Shrnutí.....	12
3.	Životnost	14
3.1	Životnost stavebních konstrukcí	14
3.2	Životnost mostních dilatačních závěrů	15
3.3	Životnost ložisek.....	16
3.4	Protikorozi ochrana ocelových částí	17
3.5	Životnost mostů jako soustavy dílčích prvků	17
4.	Integrace spodní stavby a nosné konstrukce.....	18
4.1	Podmínky integrace	21
5.	Analýza dat ze systémů správy mostních objektů	23
5.1	Systémy.....	24
5.1.2	Bridge Management System	24
5.1.3	Mostař	25
5.2	Výběr cílové skupiny	26
5.2.1	Definování cílové skupiny	27

5.2.2 Ocenění mostů	27
5.2.3 Finanční význam cílové skupiny	30
5.3 Hodnocení cílové skupiny	33
5.3.1 Míra integrace	34
5.3.2 Materiál spodní stavby	35
5.3.3 Materiál nosné konstrukce	36
5.3.4 Cena za 1 m ²	37
5.3.5 Údržba	37
5.3.6 Rychlost výstavby	42
5.3.7 Technologická náročnost	43
5.4 Multikriteriální analýza	44
5.4.1 Multikriteriální analýza se všemi kritérii	47
5.4.2 Multikriteriální analýza pouze s objektivními kritérii	50
5.5 Závěr analýzy dat ze systémů správy mostních objektů	53
6. Návrh mostu na základě výsledků analýzy	54
6.1 Možnost integrace	54
6.2 Dilatovaný most	55
6.3 Integrovaný most	56
6.4 Porovnání variant	56
7. Závěr	57
Seznam zdrojů	60
Seznam obrázků	61
Seznam tabulek	61
Seznam příloh	62

1. Úvod

Tato diplomová práce se zabývá betonovými mosty na pozemních komunikacích. Hlavní pozornost je pak upřena na mosty malých a středních délek, na jejich návrh, údržbu a životnost. Cílem je zanalyzovat zpřístupněné databáze mostů a pokusit se najít problematická konstrukční řešení. Na základě těchto dat pak bude předložen vzorový návrh betonového jednopolevého mostu.

1.1 Motivace

Stav silniční dopravní infrastruktury v České republice je v poslední době velmi diskutované téma. Po nedávných haváriích ve světě i na našem území se pozornost obrátila i na stav mostů na těchto komunikacích. Řeší se otázky počtu mostů ve špatném stavu, financování oprav a náročnost údržby. Investoři tak začínají dbát při zadávání požadavků na nový mostní objekt nejen na cenu pořizovací, ale též na cenu údržby během dlouhé návrhové životnosti mostu. Tento krok lze vnímat vcelku pozitivně. Na druhou stranu je ale nutné si uvědomit, že mostní inženýři navrhují mosty na 100 let, což znamená, že se víceméně nemají šanci dožít konce návrhové životnosti svého díla. Není tu tak možnost jít a podívat se, jak se vlastnímu dílu daří ke konci jeho životnosti, jestli navržené detaily opravdu fungují i po tak dlouhé době, nebo jestli snad most bez problémů vydrží dalších 100 let. Zkušenosti a informace musí tak být předávány z osoby na osobu, z generace na generaci. Je proto nutné vést podrobnou dokumentaci mostního objektu od počátku návrhu, přes proces výstavby, během jeho provozu až po případnou demolici. Doba provozu je pak jednoznačně ta nejdelší a na celkovou životnost mostu má tak klíčový vliv.

Nemělo by být opomenuto, že mosty se skládají z různých dílčích prvků. Ty podléhají různým vlivům degradace a mají různou životnost. Volbou správných detailů a vhodných konstrukčních řešení lze výrazně ovlivnit náročnost na údržbu nebo výměnu prvků s rychlejší degradací. Ideálním přístupem je pak snaha se těmto problematickým částem úplně vyvarovat. To vede pak k usnadnění práce správcům mostů a ušetření výrazného množství financí. A to nejen přímo vynaložených na údržbu, ale také nepřímo spojených s dopravními omezeními.

1.2 Správa mostních objektů v ČR

V České republice můžeme komunikace a tím i k nim náležící mosty rozdělit podle jejich vlastníků a správců. Toto rozdělení je přehledně zobrazeno v následující tabulce.

Kategorie komunikace	Vlastník	Správce
Dálnice	Stát	ŘSD
Silnice I. třídy	Stát	ŘSD
Silnice II. třídy	Kraj, na jehož území se komunikace nachází	Správa komunikací daného kraje
Silnice III. třídy	Kraj, na jehož území se komunikace nachází	Správa komunikací daného kraje
Místní komunikace	Obec, na jejímž území se komunikace nachází	Správa komunikací dané obce
Účelové komunikace	Právnícká nebo fyzická osoba	Právnícká nebo fyzická osoba

Tabulka 1 - Správa mostů v ČR

Z tabulky lze snadno vyčíst podle umístění mostu na komunikaci příslušné kategorie, kdo je vlastníkem a správcem daného mostního objektu. Státní správu ve věcech dálnice, silnice, místní komunikace a veřejné účelové komunikace vykonávají silniční správní úřady. Nejvyšším takovým úřadem je Ministerstvo dopravy. Dále to jsou krajské úřady a nakonec úřady obcí s rozšířenou působností. (1)

Z tabulky lze také vyčíst, že jsou mosty spravovány mnoha různými správci. Bohužel to stále vede k tomu, že neexistuje jednotná databáze všech mostů v České republice. Máme tu systém jako Bridge management system (BMS), který aktivně používá například Technická správa komunikací Praha (TSK Praha), dále Centrální evidence vad (CEV) používaná ŘSD pro správu komunikací včetně objektů na nich, nebo třeba systém Mostař, používaný například Královehradeckým krajem. Je pravdou, že v systému BMS lze najít asi největší množství objektů, ale jejich aktuálnost je sporná. Přesto mají data určitou vypovídající hodnotu.

2. Stav mostů

2.1 Klasifikace

V České republice jsou mosty rozděleny do 7 klasifikačních stupňů podle aktuálního stavu konstrukce. Přehled tohoto rozdělení nabízí následující tabulka.

Klasifikační stupeň	Stav konstrukce	Vady a poruchy
I	Bezvadný	Bez zjevných závad, poruch a/nebo nedodělků.
II	Velmi dobrý	Lokální vzhledové závady a poruchy, které nepředstavují zvýšené riziko z hlediska zajištění dlouhodobé spolehlivosti mostu (nad 10 let).
III	Dobrý	Závady a poruchy většího rozsahu, které neovlivňují spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu do 10 let.
IV	Uspokojivý	Závady a poruchy, které nemají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu 5 let.
V	Špatný	Závady a poruchy, které mají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak jsou odstranitelné bez významnějších zásahů do nosné konstrukce mostu.
VI	Velmi špatný	Závady a poruchy, které mají zásadní vliv na spolehlivost konstrukce a jsou odstranitelné pouze významnými zásahy do nosné konstrukce mostu.
VII	Havarijní	Závady a poruchy ovlivňující spolehlivost konstrukce takovou měrou, že vyžadují okamžitá opatření pro odvrácení havárie (např. uzavření nebo podepření mostu).

Tabulka 2 - Klasifikace stavů mostů (2)

První 4 klasifikační stupně charakterizují stav konstrukce, který nevyžaduje okamžité zásahy. V rámci této diplomové práce jsou tedy občas nazvány jako uspokojivý souhrnný klasifikační stupeň konstrukce. Další 3 klasifikační stupně konstrukce již znamenají okamžitý problém, proto jsou v této diplomové práci pro určité zjednodušení a názornost občas označeny jako špatný souhrnný klasifikační stupeň konstrukce.

V závislosti na určeném klasifikačním stupni konstrukce se odvíjí četnost prohlídek na konkrétním mostě. Zároveň s tím se rozhodne o ponechání stávající zatížitelnosti případně nutnosti jejího přepočtu. Těmito tématy se však tato diplomová práce nezabývá.

2.2 Stav mostů v České republice

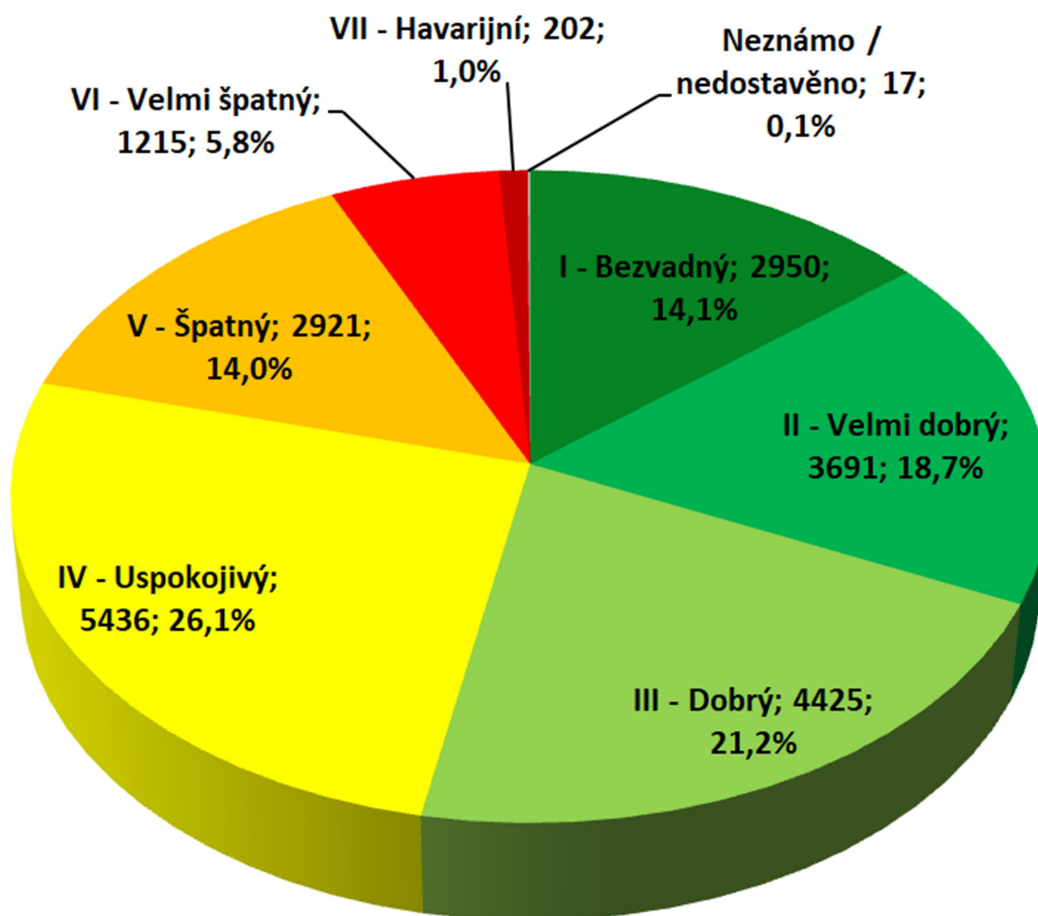
Pro účely této diplomové práce se mi podařilo získat přístup do systému BMS pro mosty spravované TSK Praha a do systému Mostar.cz od Královohradeckého kraje. Analýza je tedy založena na datech z těchto systémů.

V systému BMS se v době vytváření této diplomové práce nacházelo 20857 zaznamenaných mostů z celé republiky. Na základě těchto dat si lze udělat hrubou

představu o tom, v jakém stavu jsou mosty napříč celou zemí. Je nutné si ale připustit, že se nejedná o kompletní přehled všech mostů v Česku. Proto hlavně souhrnná čísla od všech správců dohromady (obce, kraje, ŘSD) mohou být zkreslená.

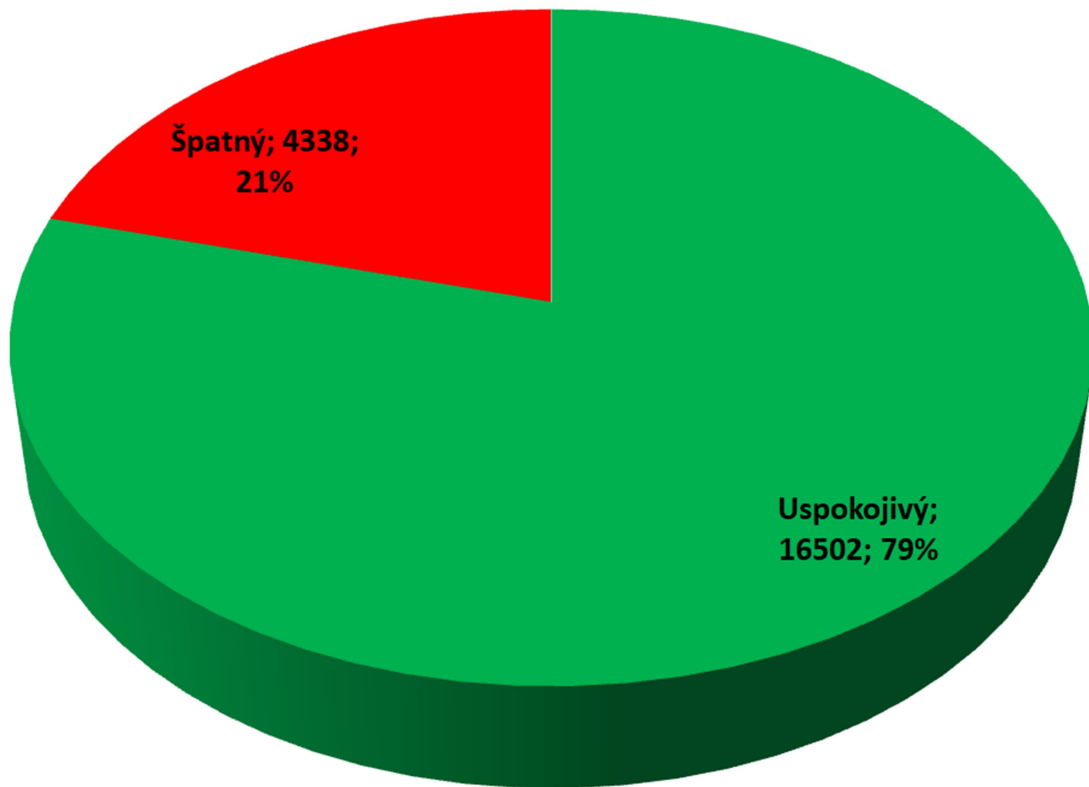
2.2.1 Přehled stavu mostů napříč ČR

Následující graf tedy zobrazuje přehled všech mostů ze systému BMS rozřazených podle aktuálního stavu.



Obrázek 1 - Všechny mosty z BMS, všechny klas. stupně

Pokud navíc rozdělíme mosty do zmiňovaných dvou skupin, tedy na mosty souhrnně označené jako v uspokojivém stavu (stupeň I - IV), a na mosty ve špatném stavu (stupeň V - VII), získáme následující přehled.

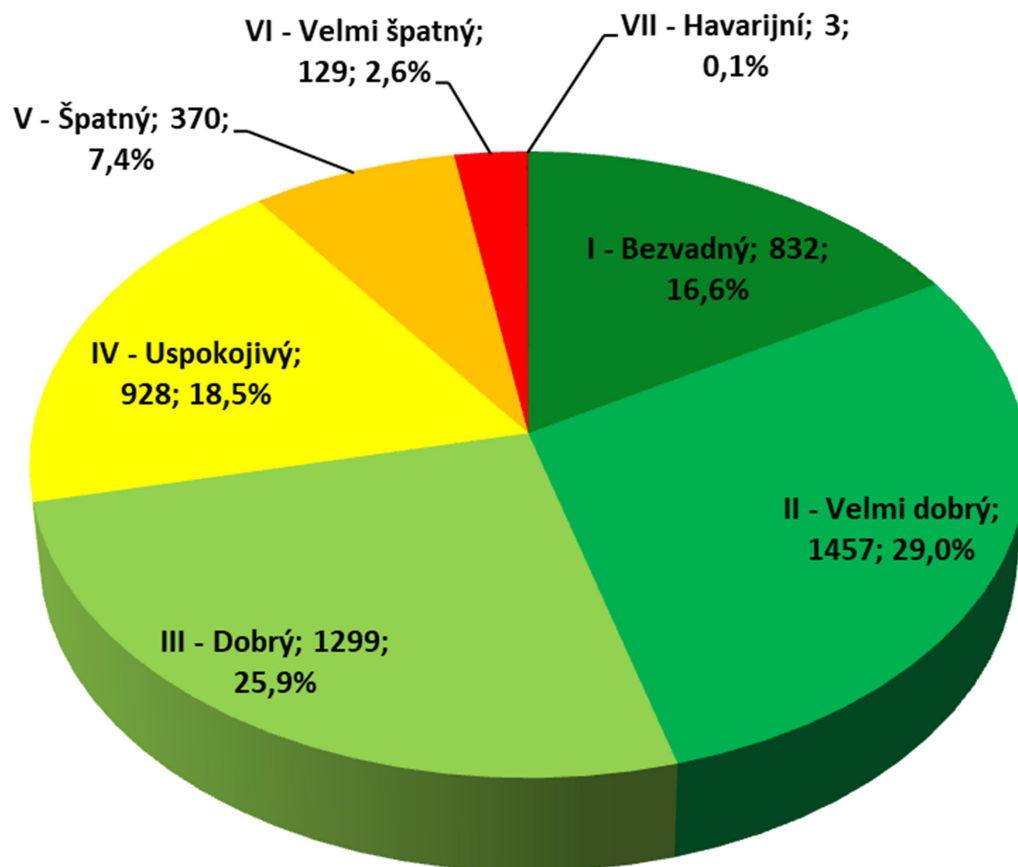


Obrázek 2 - Všechny mosty z BMS, souhrnné klas. stupně

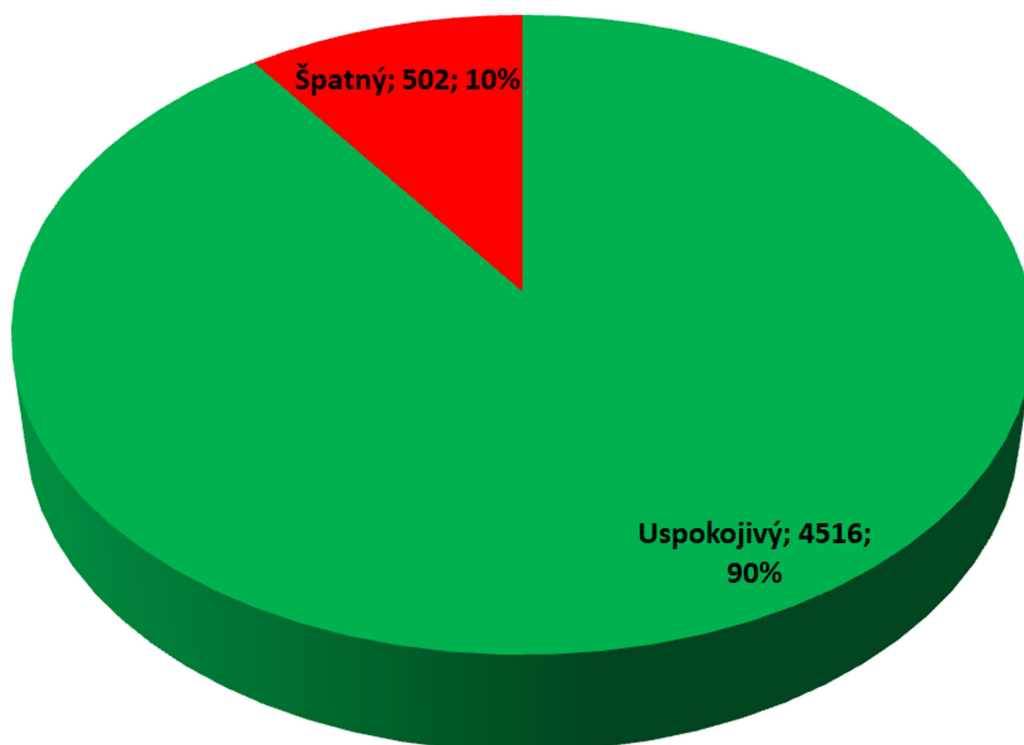
Z grafů je vidět, že téměř 80% mostů je ve stavu, který nevyžaduje okamžitý zásah. Dále si povšimněme, že více jak čtvrtina z nich je ve IV. klasifikačním stupni. Tento stav již může znamenat snížení zatížitelnosti mostu, zejména pokud se budeme řídit odhadem na základě normy ČSN 73 6221 - Prohlídky mostů pozemních komunikací. Tato norma uvádí snížení zatížitelnosti mostu ve IV. klasifikačním stupni stavebního stavu – uspokojivý - koeficientem 0,8. Uspokojivý stavební stav mostu také znamená, že během dalších pěti let bude pravděpodobně nutný zásah pro zajištění spolehlivosti konstrukce.

2.2.2 Přehled stavu mostů ŘSD

U mostů spravovaných ŘSD ze systému BMS můžeme vidět mnohem lepší rozložení stavů mostů než je republikový průměr.



Obrázek 3 - Mosty ŘSD z BMS, všechny klas. stupně

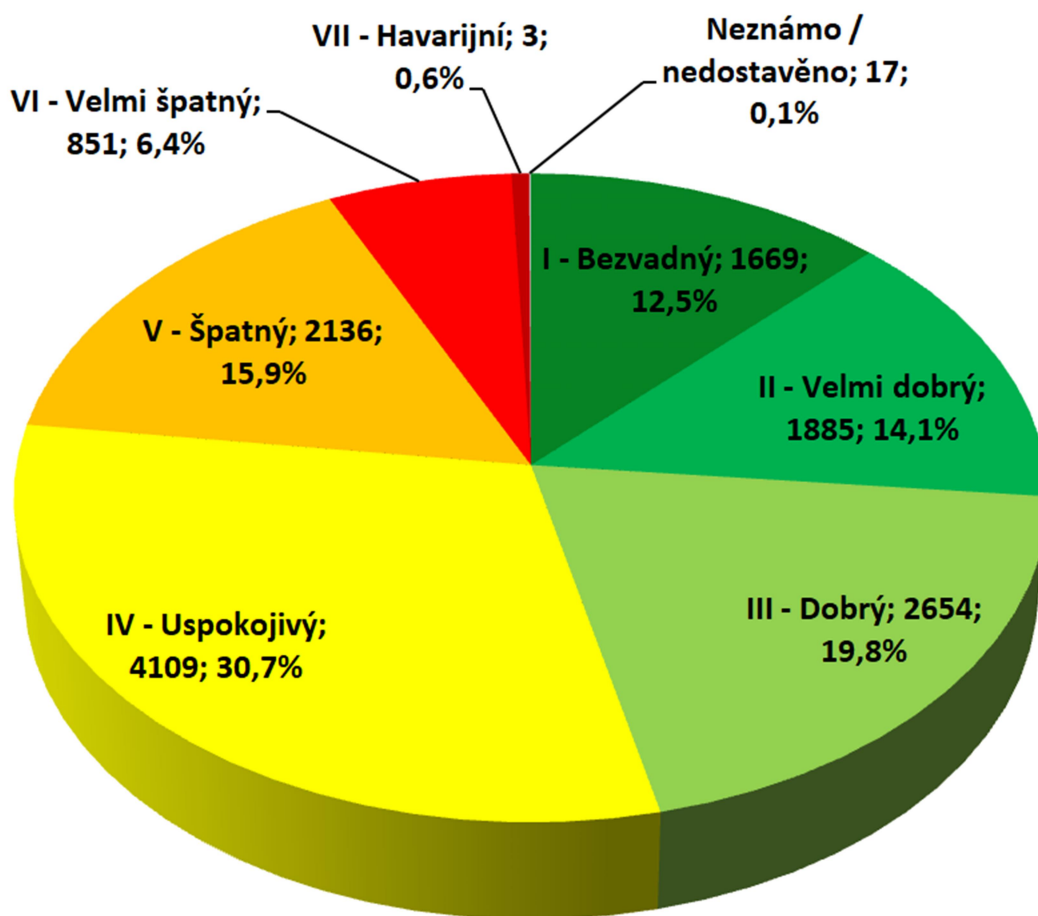


Obrázek 4 - Mosty ŘSD z BMS, souhrnné klas. stupně

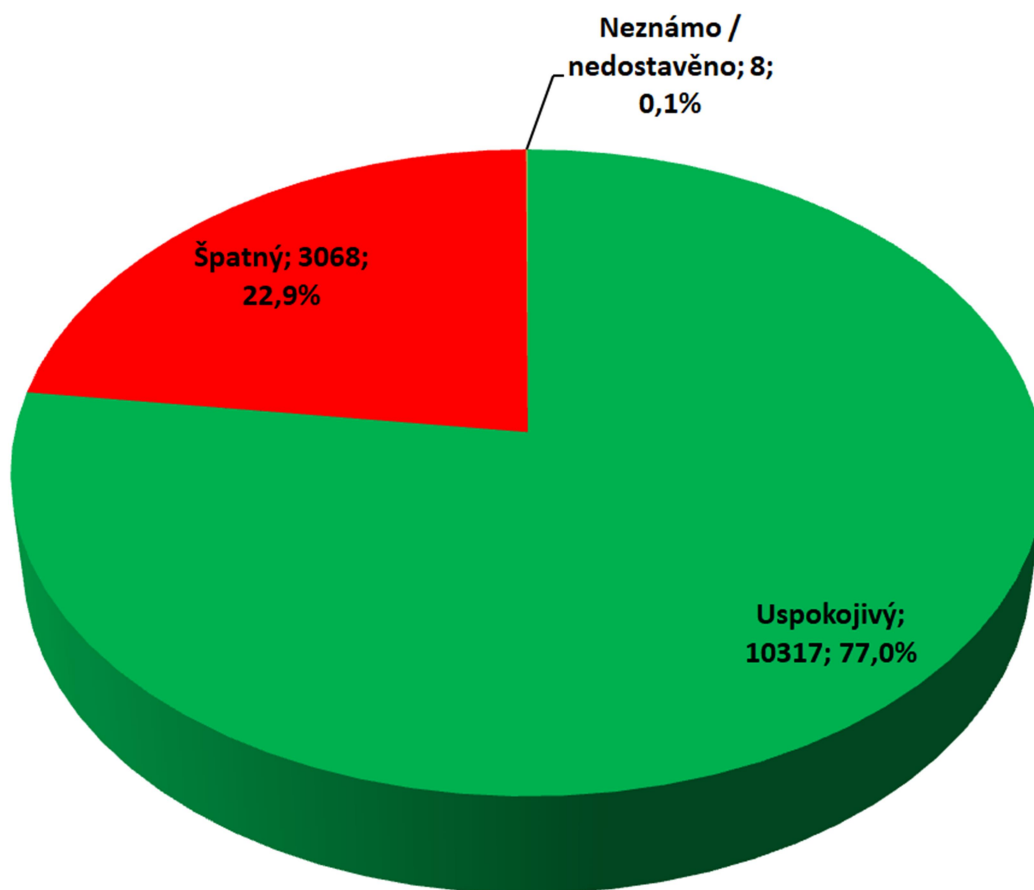
Dostáváme se na 90% objektů v souhrnném klasifikačním stupni - uspokojivý. Navíc největší skupinou v detailním rozřazení je skupina II. klasifikačního stupně. IV. klasifikační stupeň tvoří ani pětinu ze všech mostů.

2.2.3 Přehled stavu mostů vlastněných krajskými správci

U mostů vlastněných krajskými správci vidíme již značné zhoršení situace. Nejen, že souhrnné rozdělení mostů kopíruje víceméně republikový průměr, ale zároveň přes 30% mostů se nachází ve IV. klasifikačním stupni. To je zhoršení téměř o 5 procent oproti republikovému průměru.



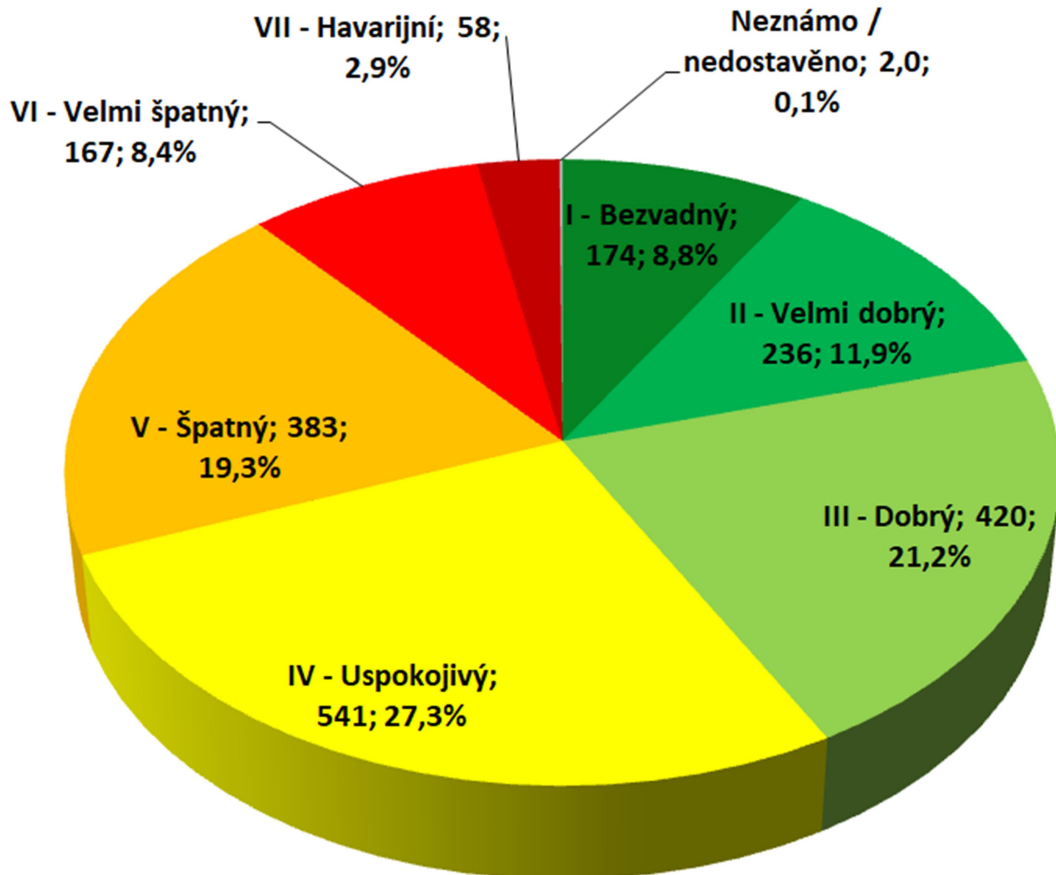
Obrázek 5 - Mosty krajů z BMS, všechny klas. stupně



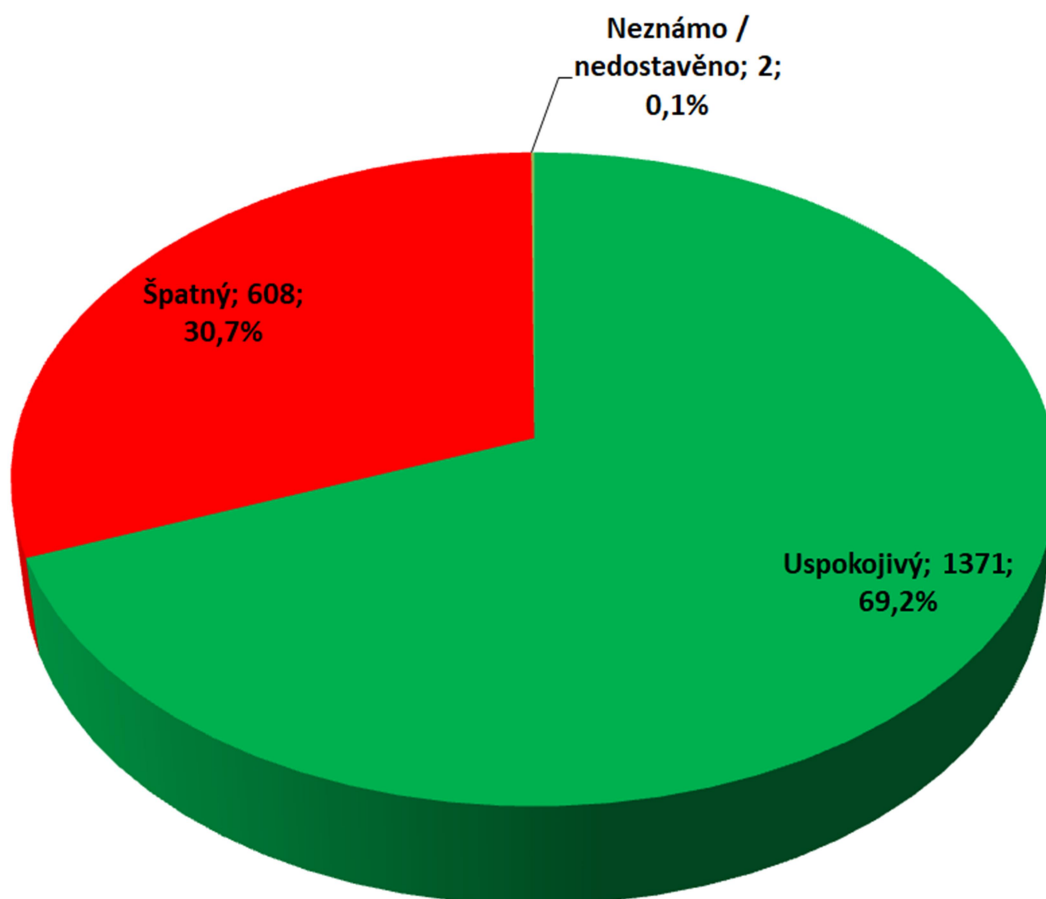
Obrázek 6 - Mosty krajů z BMS, souhrnné klas. stupně

2.2.4 Přehled stavu mostů vlastněnými obecními správci

Nejhorší situace nastává u drobných správců mostů, jakými jsou obce. Systému BMS využívá pouze zlomek obcí, přesto to něco vypovídá o jakémsi rozložení sil správců mostů v ČR. V seznamech se nacházejí obce a města jako například Praha, Plzeň, Brno, Trutnov, Sokolov, Kolín nebo Blatná. Výčet tedy pokrývá několik velkých měst, ale zároveň v něm lze nalézt i zástupce malých obcí.



Obrázek 7 - Mosty obcí z BMS, všechny klas. stupně



Obrázek 8 - Mosty obcí z BMS, souhrnné klas. stupně

Z grafů je patrné, že situace se zhoršila i oproti krajům. Víceméně třetina mostů se nachází ve špatném souhrnném klasifikačním stupni. 27,3% mostů ve IV. klasifikačním stupni pak také zaostává za republikovým průměrem.

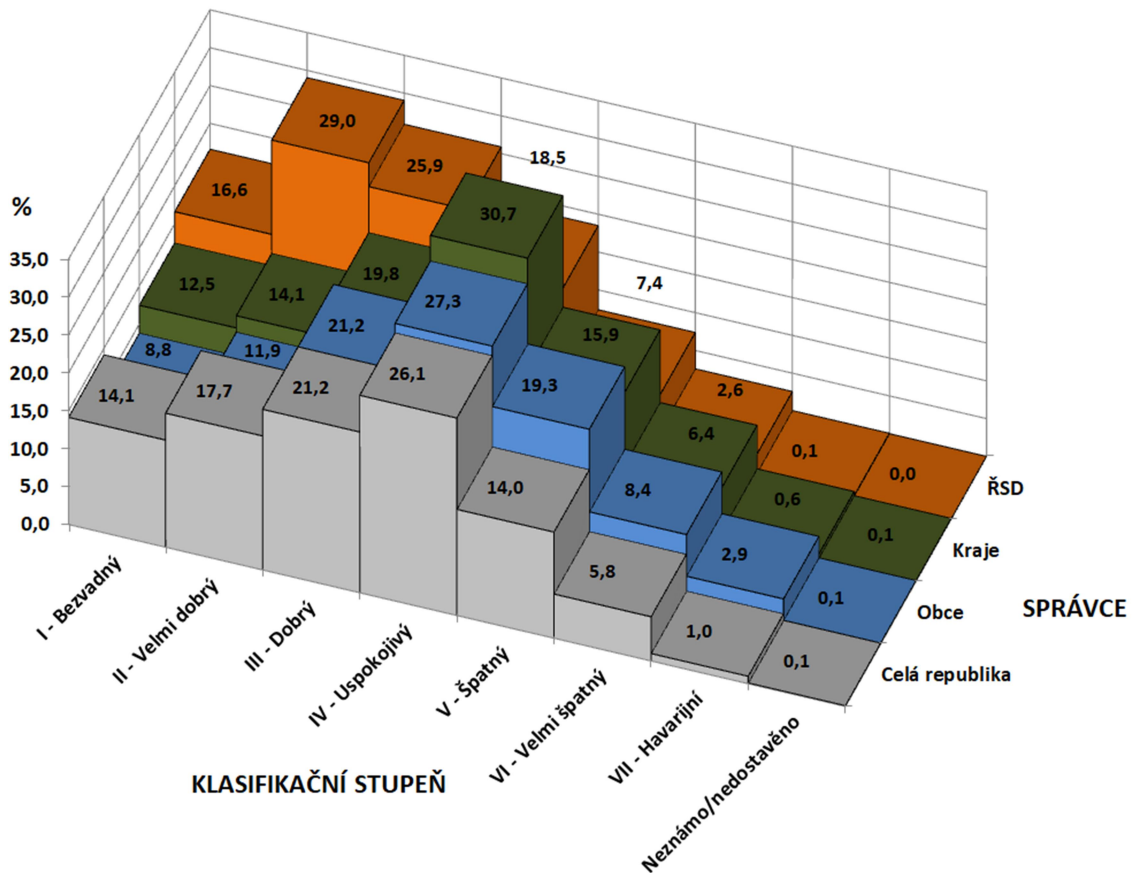
2.2.5 Shrnutí

Nejvyšší kontrolní úřad ČR (NKÚ) zmapoval meziroční vývoj stavu mostů v ČR k 1. 1. 2020 na základě silniční databanky ŘSD. Do tohoto průzkumu byly zahrnuty komunikace ve správě právě ŘSD, tedy dálnice a silnice I. třídy, společně se silnicemi II. a III. třídy spadající pod správu krajů. Mosty na místních a účelových komunikacích zahrnuty nejsou. Vyjmuty jsou také mosty pod správou TSK Praha.

Výsledky průzkumu NKÚ naznačují, že dochází k lehkému meziročnímu zlepšení celkové situace na těchto komunikacích. Změna je to však velice pomalá. Nejhorší stav je dle NKÚ na silnicích II. a III. třídy, tedy ve správě krajů. S přihlédnutím k tomu, že jsou vyjmuty mosty na území měst a obcí, které dle

průzkumu v systému BMS v rámci této diplomové práce vykazovaly nejhorší výsledky, může být celá situace ještě horší.

Obecně by se dalo říci, že stav mostů koresponduje s důležitostí komunikace. Nejlépe jsou na tom mosty ve správě ŘSD. Následují mosty na komunikacích II. a III. třídy ve správě krajů. Nejhorší jsou na tom pak mosty na území měst a obcí. Porovnání těchto dat s republikovým průměrem z dat z BMS lze najít v následujícím grafu. (3)



Obrázek 9 - Shrnutí stavu mostů dle BMS

Je proto klíčové pomoci drobným správcům mostů, jakými jsou kraje, města a obce. Ti mají často problém vůbec ufinancovat výstavbu mostu, po které už jim zbydou pouze omezené prostředky na následnou údržbu. Pokud by se jim dařilo stavět mosty, jež nevyžadují náročnou údržbu, mohlo by to jejich situaci výrazně pomoci. Jako důležité shledávám to, aby úřady správy komunikací a tím pádem i mostních objektů na nich byly vedeny odborníky. Ti pak mají dostatečné vzdělání na to, aby se zajímali nejen o počáteční náklady, ale zároveň i o náklady na údržbu mostu. Ty si mohou

vyžádat již při výběrovém řízení na stavbu nového mostu a provést tak výběr vítězného řešení na základě celoživotních nákladů na daný most.

Zároveň je důležitý svědomitý monitoring aktuálního stavu mostu. To, jestli je systém prohlídek mostů v ČR nastaven správně, není předmětem zkoumání této diplomové práce. Zabývá se však systémy pro správu mostů neboli zaznamenávání výsledků z kontrolních prohlídek. A tady vnímám velkou rezervu a potenciál do budoucna. Věřím, že pokud by existoval jednotný systém pro celou ČR, došlo by k zlepšení hned v několika palčivých bodech problému. Nejočividnějším pokrokem by bylo zjednodušení přehledu nad celkovým stavem mostů v ČR. V dnešní době neexistuje systém s přehledem všech mostů v ČR. Dalším přínosem by bylo rozhodně zjednodušení sdílení zkušeností, možnost řešení problémů na podobných mostech ve vlastnictví různých správců či jednoduše možnost analýzy veškerých mostů v zemi.

3. Životnost

3.1 Životnost stavebních konstrukcí

Jedním ze základních požadavků na konstrukce obecně je požadavek na jejich životnost. Podle normy ČSN EN 1990 musí být konstrukce navržena a provedena tak, aby během předpokládané životnosti s příslušným stupněm spolehlivosti a hospodárnosti odolala všem zatížením a vlivům, které se mohou vyskytnout při provádění a používání a zároveň aby sloužila požadovanému účelu. Současně s tím musí konstrukce zaručovat odpovídající únosnost, použitelnost a trvanlivost. (4)

Návrhová životnost se stanovuje na základě následující tabulky.

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	dočasné konstrukce ⁽¹⁾
2	10 až 25	vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	15 až 30	zemědělské a obdobné stavby
4	50	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

⁽¹⁾ Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.

Tabulka 3 – Životnost (4)

Navíc je ještě navrhování životnosti konstrukcí doplněno informativní národní přílohou, která tabulku rozšiřuje ještě o šestou kategorii návrhové životnosti.

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	Dočasné konstrukce ¹⁾
2	10 - 25	Vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky
3	25 - 50	Zemědělské a obdobné stavby, stavby pro energetiku, věže a stožáry
4	50	Budovy bytové, občanské a další běžné stavby, budovy pro výrobu a služby, pro těžbu paliv a rud, vodojemy a zásobníky, vodní hospodářství
5	100	Mosty a jiné inženýrské konstrukce
6	120	Monumentální stavby, tunely, tunelové podzemní konstrukce, hráze

¹⁾ Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.

Tabulka 4 - Životnost dle NA (4)

Složité konstrukce, jakými mosty mohou být, se však skládají z několika dílčích částí a ne všechny tyto části mají životnost stejnou. Vždy záleží na možnostech výměny či opravy dané části. Čím složitější výměna prvku je, tím větší důraz na jeho delší životnost je kladen. Ideálním přístupem by byla snaha vyvarovat se problematickým prvkům úplně, a to již při návrhu. Mezi tyto problematické detaily patří hlavně mostní závěry a ložiska mostu. Proto se v dalších odstavcích zaměřím na definování životnosti právě těchto prvků. (5)

3.2 Životnost mostních dilatačních závěrů

Mostní dilatační závěry jsou prvky umožňující plynulý přejezd vozidel přes dilatační spáru mostu. Jsou považovány za součást nosné konstrukce, která dovoluje konstrukci volný pohyb z důvodů hlavně teplotních objemových změn většinou v podélném směru. Dalším důvodem může být například rozdílné sedání podpor.

Životnost součástí mostního závěru je dle TP 86, změna č. 1 – Mostní závěry uvažována následujícím způsobem:

- 25 let pro ty součásti mostního závěru, které je možno vyměnit pouze při dlouhodobém uzavření celého mostu nebo některých jízdních pruhů.
- 10 let pro ty součásti mostního závěru, které je možno vyměnit při krátkodobém uzavření celého mostu nebo některých jízdních pruhů na mostě. Jednotlivé prvky jsou uvedeny v technické dokumentaci výrobce pro certifikaci výrobku, mohou být u různých druhů a typů mostních závěrů odlišné.

Životnost mostního závěru jako celku je pak definována v následující tabulce.

Druh mostního závěru	Stanovená minimální životnost mostního závěru	
	celková	dílčí vyměnitelné prvky ^{c)}
1. Volná dilatační spára	100 ^{a)}	-
2. Podpovrchový mostní závěr	25 ^{b)}	-
3. Elastický mostní závěr	5	-
4. Mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry	25	10
5. Kobercový mostní závěr	10	-
6. Hřebenový mostní závěr	25	10
7. Podporovaný mostní závěr ^{d)}	-	-
8. Lamelový mostní závěr	25	10

Tabulka 5 - Životnost MDZ (6)

- a) Podle životnosti mostu.
- b) Podle životnosti krytu vozovky.
- c) Prvky jsou určeny podle výrobce mostního závěru v technické dokumentaci pro certifikaci výrobku, mohou být rozdílné u jednotlivých druhů/typů mostních závěrů.
- d) V ČR se nepoužívá (7)

Jak je zřejmé z tabulky výše, existuje několik druhů mostních dilatačních závěrů. Liší se svojí konstrukcí, délkou dilatační spáry, kterou jsou schopny překlenout a vhodností užití v závislosti na typu převáděné komunikace. Technické podmínky Politiky jakosti pozemních komunikací určují vhodnost použití konkrétních druhů mostních závěrů pouze informativně.

3.3 Životnost ložisek

Ložiska jsou prvky, které přenášejí síly z nosné konstrukce do spodní stavby nebo výjimečně z jedné části nosné konstrukce do další. Dle zvoleného statického systému mostu ložiska umožňují pootočení a posun v jednom či více směrech většinou ve vodorovné rovině. Podobně jako mostní závěry i ložiska se používají pro umožnění konstrukci pohybu a tím omezení vzniku nežádoucích napětí. (8)

Životnost ložisek se podle TP 262 – Ložiska mostů pozemních komunikací předpokládá v závislosti na typu následovně:

- elastomerová ložiska 25 let
- hrncová ložiska 30 let
- kalotová a cylindrická ložiska 50 let
- vahadlová ložiska 50 let
- válcová ložiska 50 let
- (pevná) vodící ložiska 50 let

Uvedená životnost platí pro zmíněné druhy včetně kombinace s kluznými prvky a vodícími konstrukcemi. Životnost kluzných prvků se snižuje se vzrůstající velikostí posunu v ložisku. Uvedená životnost platí za předpokladu údržby v souladu s Předpisem pro údržbu a opravu mostu. (9)

3.4 Protikorozní ochrana ocelových částí

Další klíčovou položkou na účtu za údržbu mostu může být částka za novou protikorozní ochranu (PKO). Životnost se přitom pohybuje okolo 25 let. Tím pádem se dá předpokládat, že k obnově řádné PKO dojde opět několikrát během životnosti mostu.

Tato diplomová práce se nezabývá jednotlivými typy PKO, zejména kvůli tomu, že v databázích mostních objektů nejsou dostupná data o typu PKO na konkrétním mostě. Analýza a definování výhodnosti jednotlivých typů PKO tak není možná.

3.5 Životnost mostů jako soustavy dílčích prvků

Z předchozích odstavců vyplývá, že mosty jsou navrhovány na 100 let, avšak jejich dílčí komponenty mohou být během této doby několikrát vyměněny. Výměna zmiňovaných částí – ložisek a mostních závěrů – rozhodně nepatří mezi nejjednodušší operace. Proto je v poslední době tendence se těmito prvky úplně vyvarovat, a pokud je to možné most navrhnout bez nich. Nátěry a obecně obnova PKO je pak technologicky výrazně jednodušší, přesto však nezanedbatelná akce.

Další položkou, která je často vyměňována během sto leté návrhové životnosti mostu, je mostní vybavení. Tato diplomová práce je však zaměřena zejména na konstrukční řešení nosné konstrukce a spodní stavby, nikoli na vybavení mostu. Výměna či oprava vybavení mostu navíc neznamená většinou tak problematickou operaci jako zásahy do nosné konstrukce, spodní stavby nebo výměna mostního závěru nebo ložisek.

4. Integrace spodní stavby a nosné konstrukce

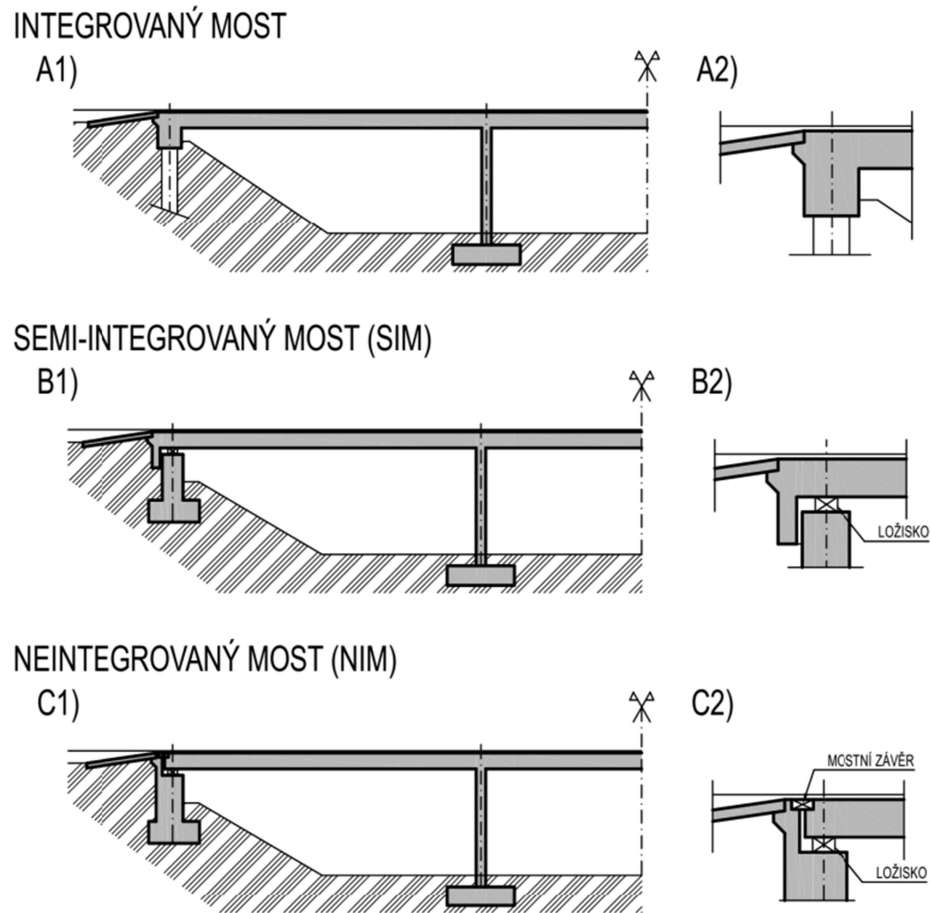
Jedním ze způsobů, jak snížit náklady na údržbu betonových mostů, může být snaha vyloučit z konstrukce prvky náchylné na rychlou degradaci vzhledem k celkové životnosti mostu. Jak je již zmíněno výše, takovými částmi konstrukce bývají zejména mostní závěry a ložiska. Způsobem jak se vyhnout těmto detailům v návrhu mostu je integrace spodní stavby a nosné konstrukce. Spojením obou částí odpadne sice nutnost zřizovat ložiska a mostní závěry, na druhou stranu ale rostou požadavky na provedení jiných částí mostní konstrukce. Náklady na údržbu jsou tak závislé hlavně na kvalitě provedení přechodových oblastí a založení konstrukce. (5)

Je nutné si také uvědomit, že integraci nosné konstrukce a spodní stavby není možné provést za každých okolností a u každého mostu. Faktory ovlivňující to, jak hodně můžeme nosnou konstrukci spojit se spodní stavbou, jsou zejména:

- dilatační pohyby
- nerovnoměrné sedání
- šikmost
- požadavky na ochranu konstrukce proti vlivu bludných proudů

V technických podmínkách (dále TP) se pak hovoří o tom, že pokud lze vyloučit výše zmíněné faktory, měl by most být navržen jako integrovaný v co největší míře. V TP 261 – Integrované mosty jsou definovány tři hlavní druhy mostů z hlediska míry integrace nosné konstrukce se spodní stavbou.

- **Integrovaný most** – most, jehož nosná konstrukce je neposuvně spojena se spodní stavbou a v důsledku toho nejsou na mostě provedena ložiska ani mostní závěry.
- **Semi-integrovaný most** – integrovaný most, jehož opěry jsou buď provedeny s ložisky bez mostních závěrů, nebo bez ložisek a s mostními závěry
- **Neintegrovaný (dilatovaný) most** – běžný most, který má spodní stavbu oddělenou od nosné konstrukce pomocí ložisek a mostních závěrů. (10)



Obrázek 10 - typy integrace nosné konstrukce do spodní stavby (10)

Vzhledem k tomu, že na životnost a návrh mostů obecně má velký vliv zatížení dopravou, definuje TP 261 v opravě č. 1 výkonové třídy komunikace (VT). Tento pojem je jakýmsi ukazatelem dopravního významu a zatížení převáděné komunikace. Jsou rozlišeny 2 výkonové třídy:

Výkonová třída komunikace	Třída dopravního zatížení podle TP 170	Návrhová úroveň porušení vozovky podle TP 170	Obvyklé skupiny komunikací
VT1	S, I a II (výjimečně III)	D0	Dálnice, rychlostní místní komunikace a silnice I. třídy
VT2	III až VI	D1 a D2	Ostatní komunikace nezařazené do VT1

Tabulka 6 - Výkonové třídy komunikace (10)

Pro specifikaci požadavků na provádění, kontrolu a údržbu integrovaných a semi-integrovaných mostů se zavádí pojem třída provádění konstrukce (TPr). Mosty

jsou rozřazeny do 4 skupin na základě míry integrace, dilatující délky, materiálu nosné konstrukce a výkonové třídy komunikace dle následujících tabulek.

Výkonová třída komunikace	Třída provádění konstrukce	Materiál hlavní nosné konstrukce / Dilatující délka L_{BE} [m]			
		Monolitický železobeton	Spřažené konstrukce beton-beton *)	Monolitický předpjatý beton	Spřažené konstrukce ocel-beton
VT1	TPr1	< 15 m	< 15 m	-	< 15 m
	TPr2	15 – 25 m	15 – 30 m	< 25 m	15 – 35 m
	TPr3	25 – 40 m	30 – 45 m	25 – 40 m	35 – 50 m
	TPr4	> 40 m	> 45 m	> 40 m	> 50 m
VT2	TPr1	< 20 m	< 20 m	-	< 20 m
	TPr2	20 – 35 m	20 – 40 m	< 35 m	20 – 45 m
	TPr3	35 – 50 m	40 – 55 m	35 – 50 m	45 – 60 m
	TPr4	> 50 m	> 55 m	> 50 m	> 60 m

*) Železobetonové i předpjaté prefabrikáty spřažené s monolitickou deskou mostovky

Tabulka 7 – Zatřídění integrovaných mostů do tříd provádění (10)

Třída provádění konstrukce	Materiál hlavní nosné konstrukce / Dilatující délka L_{BE} [m]			
	Monolitický železobeton	Spřažená konstrukce beton-beton *)	Monolitický předpjatý beton	Spřažená konstrukce ocel-beton
TPr1	< 25 m	< 30 m	< 20 m	< 30 m
TPr2	25 – 50 m	30 – 50 m	20 – 40 m	30 – 60 m
TPr3	> 50 m	> 50 m	> 40 m	> 60 m

*) Železobetonové i předpjaté prefabrikáty spřažené s monolitickou deskou mostovky

Tabulka 8 – Zatřídění semi-integrovaných mostů do tříd provádění (10)

Tabulky výše počítají se šikmostí mostu $> 70^\circ$. Další komplikace může představovat výrazně nesymetrický podélný řez, velice tuhé uložení konstrukce v podélném směru nebo například výrazně rozdílná tuhost založení jednotlivých podpor. V těchto případech dochází k ponížení hraniční dilatující délky o 5 m.

TP 261 dále říká, že jak při návrhu nové konstrukce tak i při rekonstrukcích těch stávajících se má primárně počítat s tím, že konstrukce bude integrovaná se spodní stavbou. Zejména se jedná o mosty s délkou do 35 metrů v případě, jedná-li se o výkonovou třídu 1 převáděné komunikace a třídy provádění konstrukce 1 a 2. Řekněme tedy, že toto pravidlo platí pro důležitější a více dopravně zatížené mosty. Dále se jedná také o mosty do délky nosné konstrukce 60 m spadající do výkonové třídy 2 a třídy provádění konstrukce 1 až 3. V tomto případě se tedy jedná o méně důležité mosty

s menším dopravním zatížením. Při nutnosti volby dilatovaného mostu by pak projektant měl dbát na to, aby minimalizoval počet ložisek a mostních závěrů. (10)

4.1 Podmínky integrace

Jak již bylo zmíněno výše, podle platných předpisů, doporučení a certifikovaných metodik by měl projektant volit takový postup návrhu, který vede na realizaci integrovaného nebo hůře semi-integrovaného mostu. Až když ani jeden z těchto typů nelze použít, měl by se uchýlit k návrhu klasického dilatovaného mostu. Pokud geometrie mostu i prostorové uspořádání pod ním dovolují navrhnout integrovaný most, musíme zajistit, že konstrukční systém dokáže přenést podélné namáhání. Tím se rozumí podélné deformace a vodorovné síly. Rozhodujícím faktorem pak zůstává velikost vodorovného posunu Δ_h mezi čelem nosné konstrukce a zásypem, která dle certifikované metodiky návrhu integrovaných mostu závisí zejména na následujících parametrech:

- Dilatující délka - L_{BE}
- Materiál nosné konstrukce
- Půdorysný tvar mostu (šikmost a zakřivení)
- Typ a tvar nosného systému mostu (vodorovné posuny od zatížení dopravou)
- Provedení a tuhost spodní stavby mostu a přechodových oblastí
- Tuhost založení (podloží)
- Postup výstavby
- Příčná ohybová tuhost (u půdorysně zakřivených mostů)

Konkrétně se Δ_h stanoví na základě následujících dvou hodnot, přičemž se vybere ta větší z nich.

1. Celková velikost monotónního (jednosměrného) vodorovného posunu konce mostu od okamžiku provedení vozovky v občasné kombinaci zatížení. To zahrnuje vodorovné posuny od:
 - a. Stálých zatížení - $\Delta_{h,G}$
 - b. Účinků předpětí - $\Delta_{h,P}$
 - c. Reologického chování materiálu, tedy dotvarování a smršťování nosné konstrukce - $\Delta_{h,C+S}$

- d. Nedopravních zatížení - $\Delta_{h,Q,i}$ (zejména zatížení teplotou $\Delta_{h,Q,T}$, které bývá také rozhodující nedopravní zatížení)

Pak se Δ_h stanoví jako:

$$\Delta_h = \Delta_{h,G} + \Delta_{h,P} + \Delta_{h,C+S} + \psi_{1,infq,T} * \Delta_{h,Q,T} + \Sigma(\psi_{2,i} * \Delta_{h,Q,i}) \quad (1)$$

kde: $\psi_{1,infq,T} = 0,8$

Ostatní hodnoty součinitele $\psi_{2,i}$ se určí dle přílohy A2 k ČSN EN 1990.

2. Celková velikost (rozkmit) cyklických pohybů v časté kombinaci zatížení.

To zahrnuje vodorovné posuny od:

- a. Proměnného nedopravního zatížení jako rozdíl maximální a minimální výchylky $\Delta_{h,Q,NTr} = \Delta_{h,Q,Tmax} - \Delta_{h,Q,Tmin}$, přičemž $\Delta_{h,Q,Tmax}$ a $\Delta_{h,Q,Tmin}$ jsou posuny konce mostu v extrémních hodnotách většinou korespondující s extrémny teplot – oteplení respektive ochlazení mostu. Pro samotné teplotní zatížení lze rovnici přepsat jako: $\Delta_{h,T} = \Delta_{h,Tmax} - \Delta_{h,Tmin}$, která se dále řídí pravidly z ČSN EN 1991-1-5.

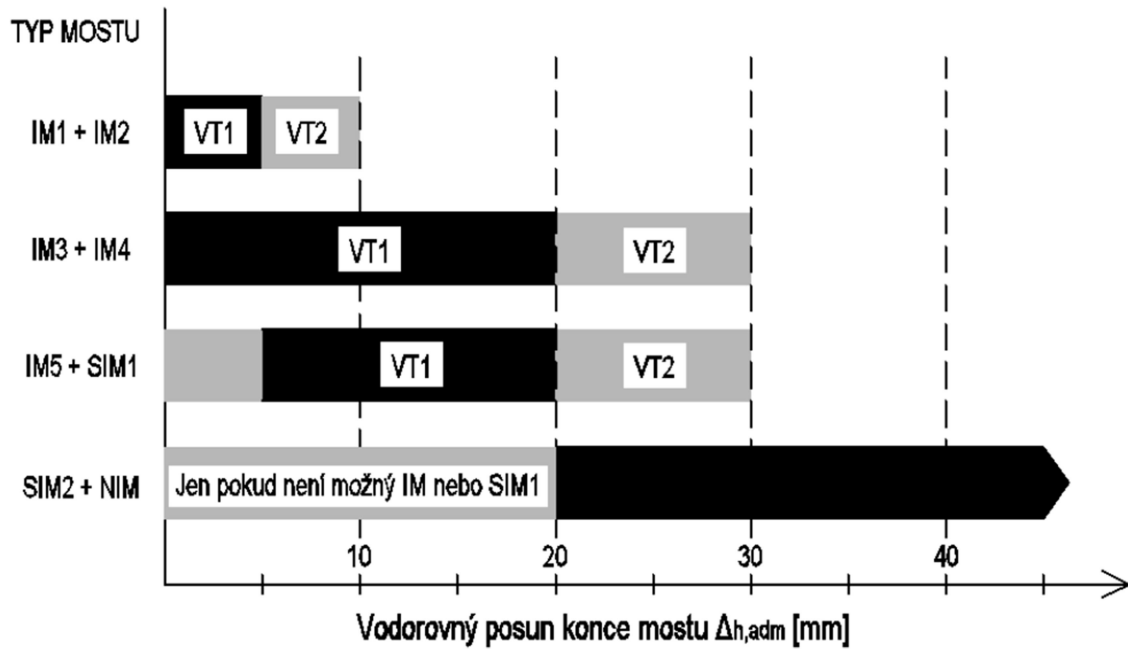
- b. Proměnného dopravního zatížení $\Delta_{h,Q,Tr}$

Pokud je rozhodujícím nedopravním zatížením cyklická změna teploty, stanoví se celková velikost vodorovného posunu Δ_h jako:

$$\Delta_h = \psi_{1,T} * \Delta_{h,T} + \Sigma(\psi_{2,i} * \Delta_{h,Q,i}) + \psi_{2,Q,Tr} * \Delta_{h,Q,Tr}$$

kde se hodnoty kombinačních součinitelů určují dle přílohy A2 k ČSN EN 1990.

Hodnota velikosti vodorovného posunu Δ_h se následně porovná s maximálním přípustným vodorovným posunem $\Delta_{h,adm}$. Ten je v závislosti na typu mostu a výkonové třídě definován v následujícím obrázku. Nutno podotknout, že se jedná o obvyklé meze. Jak již bylo zmíněno několikrát v předchozích odstavcích, problematika návrhu integrovaného mostu není závislá pouze na jedné veličině (ač je vodorovný posun Δ_h tou klíčovou). Proto se meze mohou pro konkrétní most s netradičními podmínkami například založení mírně lišit.



Obrázek 11 - Možnosti integrace (10)

Metodika dále rozvádí různé typy mostů dle míry způsobu provedení integrace. V této diplomové práci jsou zjednodušeně sloučeny některé typy do následujících kategorií:

- IM1 + IM2 = plně integrované mosty bez přechodové desky
- IM3 + IM4 = plně integrované mosty s přechodovou deskou
- IM5 = zakřivené plně integrované mosty s tuhými opěrami
- SIM1 = semi-integrované mosty s ložisky
- SIM2 = semi-integrované mosty s dilatačními závěry
- NIM = neintegrované (dilatované) mosty

5. Analýza dat ze systémů správy mostních objektů

Jedním z hlavních cílů této diplomové práce je statistická analýza databází mostů. Role studenta poskytuje jedinečnou možnost nahlédnout do různých úřadů správy mostních objektů. Lidé, kteří s databázemi pracují, jsou také většinou ochotni studentovi vysvětlit, co a jak funguje. Navíc výsledky analýzy mohou být přínosné také pro samotné správce mostů. Záměrem analýzy je totiž pokusit se vyhodnotit, jaká konstrukční řešení, jaké detaily a jaké typy mostů jsou z hlediska celoživotních nákladů na konstrukci ty nejlepší a kterým se naopak spíše vyvarovat.

5.1 Systémy

Jak již bylo zmíněno výše, podařilo se mi získat přístup do dvou systémů správy mostů. Jedním z nich je systém Bridge management system, který používá TSK Praha. V rámci tohoto systému jsem tedy byl schopen plně nahlédnout do mostních listů pražských mostů. Druhým z nich je pak systém Mostař. Do něj jsem nahlédl za spolupráce se Správou silnic Královehradeckého kraje.

Ač se oba systémy od pohledu liší, mají svojí podstatu velice podobnou. Jedná se o databázi mostních listů. V databázi se pak dají filtrovat a exportovat data dle uživatelské potřeby. V následujících dvou kapitolách se zaměřím na stručný popis obou systémů.

5.1.2 Bridge Management System

Systém hospodaření s mosty, neboli bridge management system, je výsledek projektu výzkumu a vývoje financovaného z prostředků Ministerstva dopravy. Vytvořilo ho „Sdružení PONTEX VARS-Viapoint“ a v současné době se na něm stále pracuje. Jedná se o expertní systém s celorepublikovou působností napříč všemi správci mostních objektů. Bohužel se doposud nepodařilo všem správcům na BMS přejít. Rozhodně však v tomto systému vidím potenciál do budoucna pod podmínkou, že se podaří dosáhnout právě toho, že všichni správci začnou tento systém používat.

V současné době systém nabízí několik rozhraní, jako například evidenci objektů, mapu objektů, modul údržby, atd. Pro mé potřeby byla klíčová záložka Evidence objektů. V této záložce se dají vyhledávat objekty podle různých kritérií, která lze zadat do filtru, viz následující obrázek.

Obrázek 12 – BMS (11)

Po vyhledání zájmových objektů se zobrazí seznam vyhovujících objektů. V něm lze pak rozkliknout konkrétní objekt a uživateli se zobrazí detailní přehled dané konstrukce. V případě mostních objektů se zobrazí mostní list obsahující správní údaje,

návrhové a konstrukční charakteristiky, části mostu, provozní charakteristiky, provozní záznamy, doklady a historii evidenčního čísla. V tuto chvíli dle mého názoru nastává těžko řešitelný problém. U nezanedbatelného množství objektů, ke kterým jsem měl přístup, nejsou uvedeny všechny informace. Dalším nemilým fenoménem bývá různé pojmenování stejných věcí. Je to logické, mostní listy vyplňují různí lidé v různé době. Z vlastní zkušenosti musím však zmínit, že to značně komplikuje analýzu dat. Příkladem může být například označení typu uložení, kdy u jednoho mostu je položka „2.2 Ložiska, klouby“ vyplněna jako „KLOUB, typ: VRUBOVY KLOUB-2KS“ , kdyžto u druhého mostu je vyplněna stejná položka jako „VR.KLOUB“. Očividně se jedná o stejný typ uložení pomocí vrubového kloubu, avšak při filtrování velkého množství dat je možné, že jeden či druhý most propadnou filtrem do špatné skupiny. Doplňovat a sjednotit všechny údaje u všech mostů vyžaduje bez pochyby velké úsilí a hodně práce, ale jsem přesvědčen, že by pak systém fungoval mnohem lépe.

Filtrované objekty se dají jednoduše exportovat do Excelu, což je rozhodně zásadní výhoda pro další práci s daty. V exportu se nacházejí postupně ve sloupcích všechna data z konkrétních mostních listů jednotlivých mostů.

Další drobný nedostatek vnímám v tom, že se v systému nevyskytuje žádná informace o technologii výstavby. Celkem systém ale považuji za krok správným směrem a doufám, že se podaří do budoucna sjednotit správu mostních objektů pod jeden systém, ať už BMS nebo nějaký jiný. Rozdělení jednotlivých správců se pak dá řešit na úrovni oprávnění uživatelů prohlížet a měnit jen objekty v jejich správě.

5.1.3 Mostař

Mostař je webová databázová aplikace pro správu mostů od společnosti DUMO Solutions. Je určena zejména pro vedení mostního pasportu mostů a propustků větších obcí nebo měst, ale je použitelná i pro evidenci mostů na silnicích II. a III. tříd, tedy ve správě krajských správců. Dle dostupných informací tento systém používá z významnějších uživatelů Správa silnic Královehradeckého kraje a Správa s údržba silnic Pardubického kraje. (12)

Tento systém také nabízí několik hlavních rozhraní, ve kterých může uživatel pracovat. Jsou jimi Zdroj dat (výběr okresu a správce), Nový objekt, Objekty, Tabulkový prohlížeč, Sestavy a Nastavení. Pro účely této práce byla klíčová tři poslední

zmíněná rozhraní. Tabulkový prohlížeč, který funguje víceméně jako seznam mostních objektů s implementovaným filtrem, slouží také k vyhledávání zájmových objektů. Opticky působí velice podobně jako Excel, což může na některé uživatele působit příjemným dojmem.

Evidenční číslo	Hist. název	Délka přemostění [m]	SS spodní stavby	SS horní konstrukce	Rok postavení	Druh objektu	Fotka
Most 308-008 308-008	Křín - přes Metuji	25.15	1 - Bezdáný	1 - Bezdáný	1973	Most	
Most 285-008 285-008	přes řeku Úpu Jaroměř	23.02	1 - Bezdáný	1 - Bezdáný	1974	Most	

Obrázek 13 – Mostář (12)

Co je nepopíratelně výhodnou vlastností tohoto systému, je to, že si uživatel může nastavit, jaké aspekty chce filtrovat. Někdy je výhodné filtrovat objekty podle jejich délky a roku postavení, jindy však uživatel může potřebovat spíše například šířku mostu a materiál spodní stavby. To vše se dá nastavit v položce Nastavení, kde si uživatel tvoří vlastní „sestavy“, které se mu zobrazují na obrazovce v Tabulkovém prohlížeči. Nevýhodou pak je to, že lze zobrazit pouze 8 aspektů najednou. Pouze těchto 8 aspektů bude totiž součástí exportované tabulky v excelu. Chce-li uživatel tedy exportovat více dat, musí si vytvořit více sestav a data k sobě přiřadit až po exportu.

Bohužel i v tomto systému nejsou data kompletní u všech mostů a také dochází k pojmenování stejných věcí různými názvy. To následně komplikuje nejen postprocesuální analýzu, ale zároveň i filtrování v samotném systému. Naopak výhodou je možnost vkládání jednoduše zobrazitelných fotek a také mobilní aplikace pro zadávání dat přímo z terénu.

5.2 Výběr cílové skupiny

Celkem se z obou systémů dohromady podařilo získat 1448 mostních objektů s dostatečným množstvím informací pro to, aby byly použitelné pro následnou analýzu. Z toho jich je 576 z databáze BMS a 872 ze systému Mostář. Tato skupina objektů obsahuje mosty rozpětí od 2 do téměř 700 metrů. Vyskytují se v ní mosty jednopólové i vícepólové, postavené z různých materiálů v různé době. Zkrátka se jedná o skupinu velice heterogenní. Bylo by proto velice obtížné a hlavně zavádějící provádět hodnotnou analýzu na takto velké a různorodé skupině. Z toho důvodu bylo nutné

vyselektovat určitou podskupinu, ve které si budou mosty v rámci možností podobné. Tuto skupinu v rámci diplomové práce nazývám cílová skupina.

5.2.1 Definování cílové skupiny

Cílová skupina byla vybrána tak, aby si objekty v ní obsažené byly podobné svým chováním ale zároveň i tak, aby skupina měla svou důležitost v rámci celkového spektra mostů. Byly nakonec zvoleny následující kritéria:

- Jednopolová konstrukce
- Délka od 10 do 45 metrů

Kritérium jednopolové konstrukce omezuje výběr statickým působením. Ve většině případů je tím definován kladný ohybový moment uprostřed pole. Zároveň spodní stavba mostu bude logicky tvořena pouze opěrami, které by mohly být hůře porovnatelné s mezilehlými pilíři. Kritérium délky mostu pak vylučuje na jedné straně výjimečně dlouhé mosty, které mají spoustu specifik a jsou těžko porovnatelné a kategorizovatelné. Navíc těchto mostů není zejména na silnicích II. a III. tříd velké množství. Na druhé straně vylučuje i krátké mosty, které ze statického hlediska nejsou příliš zajímavé.

5.2.2 Ocenění mostů

Je důležité ověřit, zda výběr cílové skupiny byl proveden racionálně a má své opodstatnění. Proto byl vytvořen přehled počtu mostů v cílové skupině a těch mimo ni. Navíc bylo u všech mostů, ke kterým byl získán přístup, odhadnuta jejich cena. Následně byl proveden podobný přehled, nyní ale založen na celkové ceně mostů v cílové skupině a mimo ni. Tím by se měla ověřit důležitost cílové skupiny.

Odhad ceny byl proveden za pomoci programu Aspe od společnosti IBR Consulting, s.r.o. Program totiž nabízí cenové soustavy různých stavebních konstrukcí a součástí. Ze seznamů lze tedy získat cenu za určitou měrnou jednotku dané položky. Zároveň se zde nacházejí i ceny ložisek, mostních dilatačních závěrů či protikorozních nátěrů. Ceny jsou určeny na základě dlouholetých zkušeností a lze je považovat minimálně za přiměřené.

Mosty byly tedy nejprve rozříděny podle materiálu nosné konstrukce a spodní stavby. Třídění bylo nutné zejména kvůli již výše zmíněnému problému

s pojmenováváním stejných věcí různými názvy. Bylo tedy nutné sjednotit mosty se stejným materiálem nosné konstrukce, respektive spodní stavby, aby jim následně bylo možné přiřadit nějakou jednotkovou cenu. Z rozměrů mostu pak byla dopočítána cena za nosnou konstrukci, respektive spodní stavbu. K tomu byla následně připočtena cena za ložiska a mostní dilatační závěry v případě, že se na konstrukci vyskytují. U těchto součástí pak byly rozlišovány i typy, jelikož se liší nejen svoji pořizovací cenou, ale také životností a tím i cenou za údržbu během dlouhé životnosti mostu, což bude součástí analýzy později.

Základy a mostní vybavení bylo v ceně zanedbáno. Stejně tak i náklady na zřízení vozovky. Relevantnost výsledků nacenění pak vyplývá z toho, že všechny mosty byly naceněny stejnou metodou. Poměr mezi cenami objektů by tak měl být směrodatný. Dalším faktorem je naladění oceňování podle objektů, kde je skutečná částka známá. V tomto případě mohly do výpočtu vstoupit i další faktory, jakými je například proměnlivá cena vzhledem k měnící se délce pole nosné konstrukce tak, aby cena odpovídala skutečnosti. Tyto změny byly pak aplikovány na všechny objekty, aby nebyla omezena relevantnost z prvního bodu. Pro běžný most probíhalo ocenění zhruba následujícím způsobem:

1. Nosná konstrukce
 - 1.1. Rozměry
 - 1.2. Materiál
 - 1.3. Jednotková cena
 - 1.4. Cena za NK
2. Spodní stavba
 - 2.1. Počet pilířů
 - 2.2. Rozměry
 - 2.3. Jednotková cena
 - 2.4. Cena za SS
3. Ložiska
 - 3.1. Počet ložisek
 - 3.2. Typ ložisek
 - 3.3. Cena za 1 ložisko daného typu
 - 3.4. Cena za ložiska na celém mostě

4. Mostní dilatační závěry
 - 4.1. Počet mostních dilatačních závěrů
 - 4.2. Typ mostních dilatačních závěrů
 - 4.3. Jednotková cena daného typu
 - 4.4. Cena za mostní dilatační závěry
5. Celková cena
 - 5.1. Celková cena sečtením výše zmíněných položek
 - 5.2. Plocha mostu
 - 5.3. Cena za 1 m²

Klíčovým faktorem ověření reálnosti výsledků byla pak cena za 1 m² mostu po započtení všech zmíněných aspektů. Tato hodnota by totiž měla být pro typově shodné mosty velice podobná. Kontrolou ceny za 1 m² se tedy daly odhalit chyby v algoritmu výpočtu ceny.

V tabulkách níže jsou zobrazeny přehledy cen za určité položky použité do výpočtu cen mostních objektů v rámci této diplomové práce.

Materiál NK	Měrná jednotka	Cena za jednotku [Kč]
Cihly	m ³	5 000
Kámen	m ³	4 000
Ocel	m ²	15 500
Předpjatý beton	m ³	12 000
Spřažený beton	m ²	14 000
Železobeton	m ³	10 000

Tabulka 9 - Ocenění nosné konstrukce

Materiál SS	Měrná jednotka	Cena za jednotku [Kč]
Cihly	m ³	4 340
Kámen	m ³	4 500
Železobeton	m ³	5 000

Tabulka 10 - Ocenění spodní stavby

Typ ložiska	Cena za kus [Kč]	Životnost [roky]
Elastomerová	33 400	25
Hrncová	108 500	30
Kalotová	91 000	50
Ocelová	135 800	50

Tabulka 11 - Ocenění ložisek

Typ mostního dilatačního závěru	Cena za 1 m délky [Kč]	Životnost [roky]
Elastický	12 000	5
Hřebenový	18 100	25
Kobercový	18 100	10
Lamelový	18 100	25
S jednoduchým těsněním	100	25
Podpovrchový	9 950	25
Povrchový	18 100	25
Volná dilatační spára	-	100
Proříznutá spára	100	50

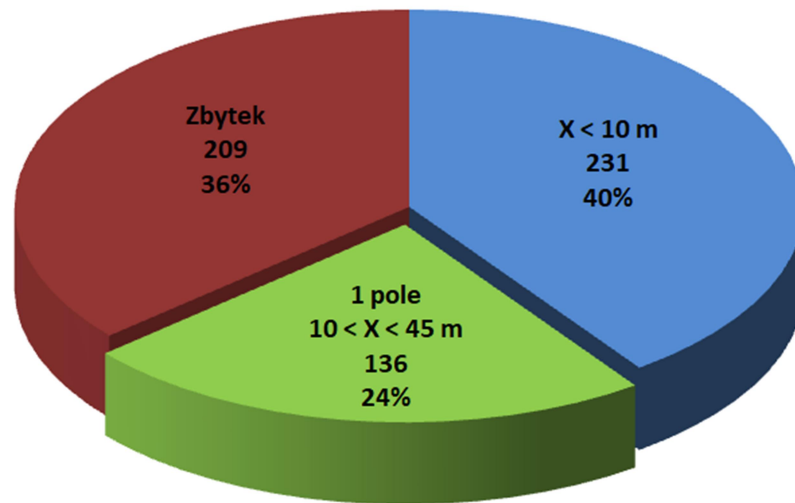
Tabulka 12 - Ocenění mostních dilatačních závěrů

U ocenění mostních dilatačních závěrů je nutné podotknout, že ceny v tabulce výše se týkají pouze nejmenších rozpětí. S rozpětím mostu roste i velikost dilatačního posunu a tím se i zvětšují rozměry dilatačního závěru a tím nakonec roste i jeho cena. Zvyšování ceny s rostoucím dilatačním posunem bylo do výpočtu zahrnuto v 5 kategoriích dle délky mostu: do 60 m, 60 až 100 m, 100 až 160 m, 160 až 240 m a mosty delší než 240 m.

5.2.3 Finanční význam cílové skupiny

Když se podíváme na cílovou skupinu rozdělenou podle správců na pražské a královehradecké mosty, vidíme určité rozdíly ve složení těchto dvou podskupin.

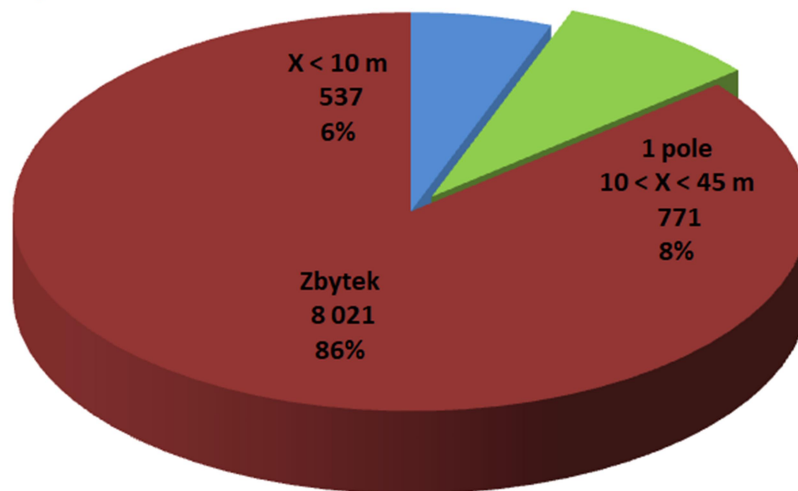
Nejprve se zaměříme na mosty ve správě pražské TSK. V grafu níže vidíme počty mostů v této podskupině, které spadají do cílové skupiny a pak také ty, které jsou mimo ni.



Obrázek 14 - Počet mostů v cílové skupině, TSK

Graf ukazuje, že cílová skupina označená zelenou barvou je nejmenší část z celého výběru. Největší zastoupení mají malé mostky s délkou do 10 metrů. Více jak třetinu pak tvoří mosty delší než 45 metrů nebo vícepolové mosty. Pokud se podíváme na rozložení mostů podle jejich ceny, získáme následující graf.

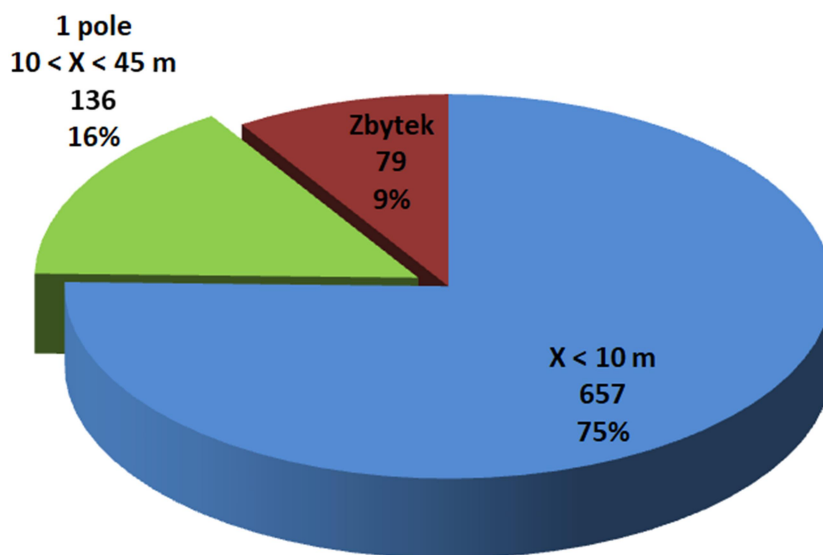
Hodnoty v milionech Kč



Obrázek 15 - Cena mostů v cílové skupině, TSK

Rozložení se výrazně změnilo. Nejmenší skupinou jsou nyní mosty do 10 m délky, kterých je sice hodně, ale jejich cena je mnohem menší, než u delších mostů. Cílová skupina se dostala na druhé místo, avšak s pouhými 8% z celkové sumy. Největší hodnotu pak mají mosty delší než 45 metrů nebo vícepolové mosty delší než 10 m. Když se zamyslíme nad důvodem této proměny rozložení, nabídne se jednoduché odůvodnění. TSK spravuje mosty v Praze, kde teče řeka Vltava, která má v hlavním městě šířku většinou přes 150 m. Praha je také kopcovité město, tudíž se na jejím území nachází mnoho mostů přes široká údolí.

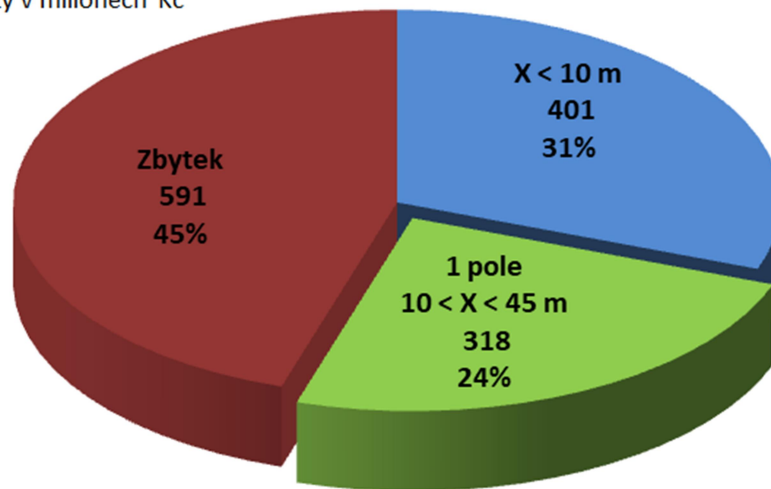
Když se zaměříme na mosty Správy silnic Královehradeckého kraje, uvidíme, jestli a jak se změní spektrum mostů v kraji oproti hlavnímu městu.



Obrázek 16 - Počet mostů v cílové skupině, HK

Výrazně nejpočetnější skupina jsou nyní mosty kratší než 10 m. Jedná se o malé mostky přes různé potůčky v intravilánu i extravilánu. Cílová skupina tvoří zhruba 16 % ze všech mostů. Pouhých 9 % zde zaujímají mosty delší než 45 metrů nebo vícepolové mosty. Graf můžeme porovnat s cenovým rozložením.

Hodnoty v milionech Kč



Obrázek 17 - Cena mostů v cílové skupině, HK

Cílová skupina narostla o téměř 10 %. Nejrazantnější změna však nastala u malých mostů s délkou do 10 m, kde se výběr zmenšil o více než 40 %. Naopak dlouhé mosty nabraly na významnosti, a i když jich bylo jen 9 %, co se počtu týče, jsou nejvýznamnější skupinou, co se finanční hodnoty týče.

Závěrem této kapitoly je konstatování toho, že cílová skupina má své opodstatnění ať už v počtu mostů do ní spadajících v Praze, tak svou finanční důležitostí v Králověhradeckém kraji. Z grafů lze také vyčíst, že napříč Českou republikou bude pravděpodobně mít nejpočetnější obsazení skupina krátkých mostů. Pokud se však podíváme na jejich hodnotu, jejich důležitost klesá. To může být zásadní problém v jejich údržbě. Komunikace je totiž stejně neprůjezdná, pokud na jejím úseku dojde ke kolapsu krátkého mostu, jako když dojde ke kolapsu dlouhého mostu. Delší mosty jsou však mnohem zajímavější a je jim věnována větší pozornost než těm krátkým. Ty pak bývají často dlouhodobě zanedbávány a jejich údržba může být výrazně podfinancována. Cílová skupina vybraná v rámci této diplomové práce se pak nachází na rozhraní mezi krátkými a dlouhými mosty.

5.3 Hodnocení cílové skupiny

Ze všech mostů z obou zpřístupněných databází byla tedy vybrána cílová skupina. Ta sestává z mostů, které mají alespoň nějakým způsobem podobné vlastnosti. Lze tedy snáze porovnávat mosty z této skupiny mezi sebou. V této kapitole se zaměřím

na popis kritérií, na jejichž základě byly mosty z cílové skupiny porovnávány. Zároveň jsou tato kritéria součástí multikriteriální analýzy v další kapitole.

Celkem bylo zvoleno 7 kritérií hodnocení. Pět z nich je pak objektivně odvozeno na základě dat ze systému správy mostních objektů. Poslední dvě kritéria jsou jakýmsi způsobem subjektivní a vždy záleží na konkrétním objektu, jaká důležitost a jaké nastavení se u nich aplikuje.

5.3.1 Míra integrace

To, jestli je most plně integrovaný, semi-integrovaný anebo dilatovaný může mít vliv na jeho životnost a náklady na údržbu během ní. Mosty cílové skupiny tak byly rozčleněny do čtyř kategorií:

- Mosty plně integrované
- Mosty pouze s ložisky
- Mosty pouze s dilatačními závěry
- Mosty dilatované (s ložisky i mostními dilatačními závěry)

U každé kategorie pak bylo spočteno procento mostů, které byly rekonstruovány, vzhledem k celkovému počtu mostů v kategorii. Tím vyšel najevo první přehled toho, jak si mosty z jednotlivých kategorií stojí. Bohužel však také vyšlo najevo, že průměrné stáří mostů ve čtyřech kategoriích není shodné. Bylo tedy nutno zakomponovat do hodnocení také stáří mostů v kategorii, jelikož to má významný vliv na potenciální rekonstrukci objektu. Za předpokladu návrhové stoleté životnosti mostu bylo spočteno tedy jakési naplnění životnosti, které nabývá hodnot $<0; 1>$. To pak vstoupilo do výpočtu následujícím způsobem:

$$\text{Výsledné procento rekonstrukcí} = \frac{\frac{\text{Počet rekonstrukcí}}{\text{Celkový počet mostů}} * 100}{1 + \text{Naplnění životnosti}}$$

Dle vzorce zobrazeného výše bylo tedy u všech kategorií vypočteno procento rekonstrukcí dané kategorie vzhledem k celkovému počtu mostů se zahrnutím vlivu stáří mostu v dané kategorii. Následující tabulka pak zobrazuje výsledky ze všech 4 kategorií.

Míra integrace	Procento rekonstrukcí [%]	Naplnění životnosti [-]	Procento rekonstrukcí s vlivem naplnění životnosti [%]
Plná integrace	10,62	0,547	6,87
Ložiska	28,57	0,609	17,76
Mostní dilatační závěry	26,32	0,358	19,38
Dilatace	42,31	0,350	31,35

Tabulka 13 - Míra integrace

Čím nižší hodnoty v druhém a čtvrtém sloupci, tím lépe na tom konkrétní varianta je. V rámci této diplomové práce jsou považovány za směrodatné hodnoty v posledním sloupci, tedy procento rekonstrukcí s vlivem naplnění životnosti. Nejlépe tedy vychází plná integrace, naopak nejhůře si stojí dilatované neboli konvenční mosty.

5.3.2 Materiál spodní stavby

To, z čeho je postavena spodní stavba může mít opět vliv na náklady na údržbu mostu do budoucna. Zaměřil jsem se tedy i na zkoumání vlivu materiálu spodní stavby na stav konstrukce. Cílová skupina byla pro tyto účely rozdělena na 3 podskupiny podle stáří mostu:

- Mosty postavené před rokem 1945
- Mosty postavené mezi léty 1945 a 1989
- Mosty postavené po roce 1989

Hraniční roky těchto podskupin byly zvoleny s ohledem na významné milníky v historii českého státu. V těchto podskupinách se pak dá říci, že byly mosty postaveny za podobné situace ve státě a že jsou svým stářím srovnatelné. Tím se eliminuje problém toho, že starší mosty jsou logicky často v horším stavu než ty novější. V rámci těchto podskupin pak byl zkoumán stav spodní stavby vzhledem k materiálu, ze kterého je spodní stavba realizována. Vznikla tedy tabulka s průměrnými stavy mostů v dané podskupině v závislosti na materiálu spodní stavby. Z databází pak do cílové skupiny spadají pouze mosty se spodní stavbou z kamene nebo z železobetonu.

SS Materiál	Průměrný stav v podskupině			Průměr
	< 1945	1945 < 1989	1989 >	
Kámen	3,11	3,05	1,90	2,687
ŽB	3,48	3,44	2,56	3,162

Tabulka 14 - Materiál spodní stavby

Nakonec byl vytvořen průměr z hodnot z časových podskupin, čímž se získalo finální hodnocení materiálů. Čím nižší číslo v tabulce, tím lepší hodnocení pro materiál. Vychází se totiž z klasifikačních stupňů stavu mostu, kdy stupeň 1 je nejlepší – most v bezvadném stavu, a stupeň 7 je nejhorší – most v havarijním stavu. Nejlépe vychází hodnoty pro spodní stavbu z kamene. Náskok před železobetonovou spodní stavbou však není tak markantní.

5.3.3 Materiál nosné konstrukce

Materiál nosné konstrukce má zcela nepochybně vliv na to, jak se bude most chovat v průběhu své životnosti. Hodnocení výhodnosti použití různých materiálů bylo provedeno obdobně jako u spodní stavby v předcházející kapitole. Cílová skupina zůstala rozdělena podle stáří mostů do 3 skupin a v každé z těchto skupin se vytvořil průměrný stav nosné konstrukce v závislosti na materiálu. Na závěr se vytvořila tabulka se všemi průměrnými hodnotami od všech materiálů ze všech skupin. Výsledným hodnocením je pak průměr stavu mostů od daného materiálu napříč podskupinami. U nosné konstrukce jsou rozlišovány následující materiály: cihly, kámen, ocel, předpjatý beton (PB), spřažený beton (SB) a železobeton (ŽB).

NK Materiál	Průměrný stav v podskupině			Průměr
	X < 1945	1945 < 1989	1989 < X	
Cihly	-	4,00	-	4,000
Kámen	3,25	4,00	-	3,625
Ocel	4,17	3,79	2,29	3,413
PB	4,00	3,59	2,56	3,381
SB	3,50	4,04	2,87	3,469
ŽB	3,59	3,44	1,86	2,965

Tabulka 15 - Materiál nosné konstrukce

Opět platí, že čím menší číslo ve sloupci „Průměr“ pro daný materiál, tím lépe si materiál stojí. Nejlépe si tedy stojí nosná konstrukce z železobetonu následovaná

předpjatým betonem. Naopak nejhůře je na tom nosná konstrukce zděná, a to buď kamenná anebo ještě hůře cihelná.

5.3.4 Cena za 1 m²

Dalším kritériem hodnocení mostů v cílové skupině je cena za 1 m² mostovky v závislosti na materiálu nosné konstrukce. V rámci předcházejících kapitol byla spočtena celková cena mostu. Ta je ale neporovnatelná, protože logicky narůstá s velikostí objektu. Proto byla celková cena vydělena plochou mostovky. Tím vznikla cena za jeden metr čtvereční mostovky. Pokud budeme vycházet z toho, že každý materiál nosné konstrukce má jinou cenu za určitou jednotku, je zřejmé, že se cena mostu za 1 m² bude lišit podle materiálu nosné konstrukce. U objektů v cílové skupině tedy byla zjištěna průměrná cena za 1 m² v závislosti na materiálu nosné konstrukce. Z toho pak vznikla následující tabulka.

Materiál	Průměr [Kč]
Kámen	7 413,1
Železobeton	12 795,8
Cihly	13 051,7
Předpjatý beton	15 757,1
Spřažená betonová mostovka	17 350,3
Ocel	18 634,3

Tabulka 16 - Cena za 1 m²

Samozřejmě zde platí, že čím nižší cena, tím výhodnější materiál.

5.3.5 Údržba

Jedním z již zmíněných kritérií je cena mostu za 1 m². Tato hodnota by se dala nazvat pořizovací cenou vztaženou na určitou jednotku velikosti mostu. Důležitým aspektem je však také cena na údržbu mostu v průběhu jeho životnosti. Ta by neměla být zanedbávána a měla by být považována již při návrhu mostu.

V rámci této diplomové práce byly z aspektů vstupujících do nákladů na údržbu uváženy následující:

- Výměna ložisek
- Výměna mostních dilatačních závěrů
- Protikorozní ochrana

- Kombinace zmíněných

Výměna či oprava vozovky není uvažována. Je předpokládáno, že by se prováděla ve stejné periodě na všech typech mostních konstrukcí. Stejně tak je zanedbáno mostní vybavení, které se může instalovat a opravovat bez vlivu na nosnou konstrukci mostu.

Hodnocení hlediska údržby bylo stanoveno na základě poměru ceny mostu bez započítání údržby a ceny mostu po 100 letech se započítáním údržby. Následující vzorec znázorňuje výpočet.

$$\text{Náročnost údržby} = \frac{\text{Celková cena mostu po 100 letech s údržbou}}{\text{Celková pořizovací cena mostu}}$$

Z výsledků tohoto vzorce byly stanoveny průměrné hodnoty poměrů pro skupiny mostů s ložisky, mostními dilatačními závěry (MDZ) a mosty, které potřebují udržovat ochranný nátěr proti korozi. Navíc byly poměry sečteny pro příslušné kombinace výše zmíněných aspektů. Výsledné hodnoty jsou vidět v následující tabulce. Platí, že číslo ve sloupci „Poměr“ reprezentuje náročnost údržby. Pokud bychom vynásobili tímto číslem původní cenu, získáme cenu mostu po 100 letech údržby.

Údržba	Poměr
Nic	1,00
Ložiska	1,20
MDZ	1,39
Nátěr	1,40
Ložiska + MDZ	1,59
Nátěr + ložiska	1,60
Nátěr + MDZ	1,79
Nátěr + ložiska + MDZ	1,99

Tabulka 17 - Údržba

Zajímavé u tohoto kritéria je také se podívat na grafy vývoje ceny za most v čase. Cena mostu totiž roste v čase v závislosti na periodě výměny, opravy či obnovy prvků s nižší životností než má most jako celek. V této diplomové práci byly sestrojeny 2 grafy, jeden relativní a druhý absolutní.

Relativní graf zobrazuje násobky pořizovací ceny mostu během životnosti. Nejnižší hodnota je tedy 1, nejvyšší není teoreticky omezena. Grafy všech mostů přitom

začínají ve stejném bodě a rozdělují se až po uplynutí určitého času, respektive vypršení životnosti prvních dílčích součástí.

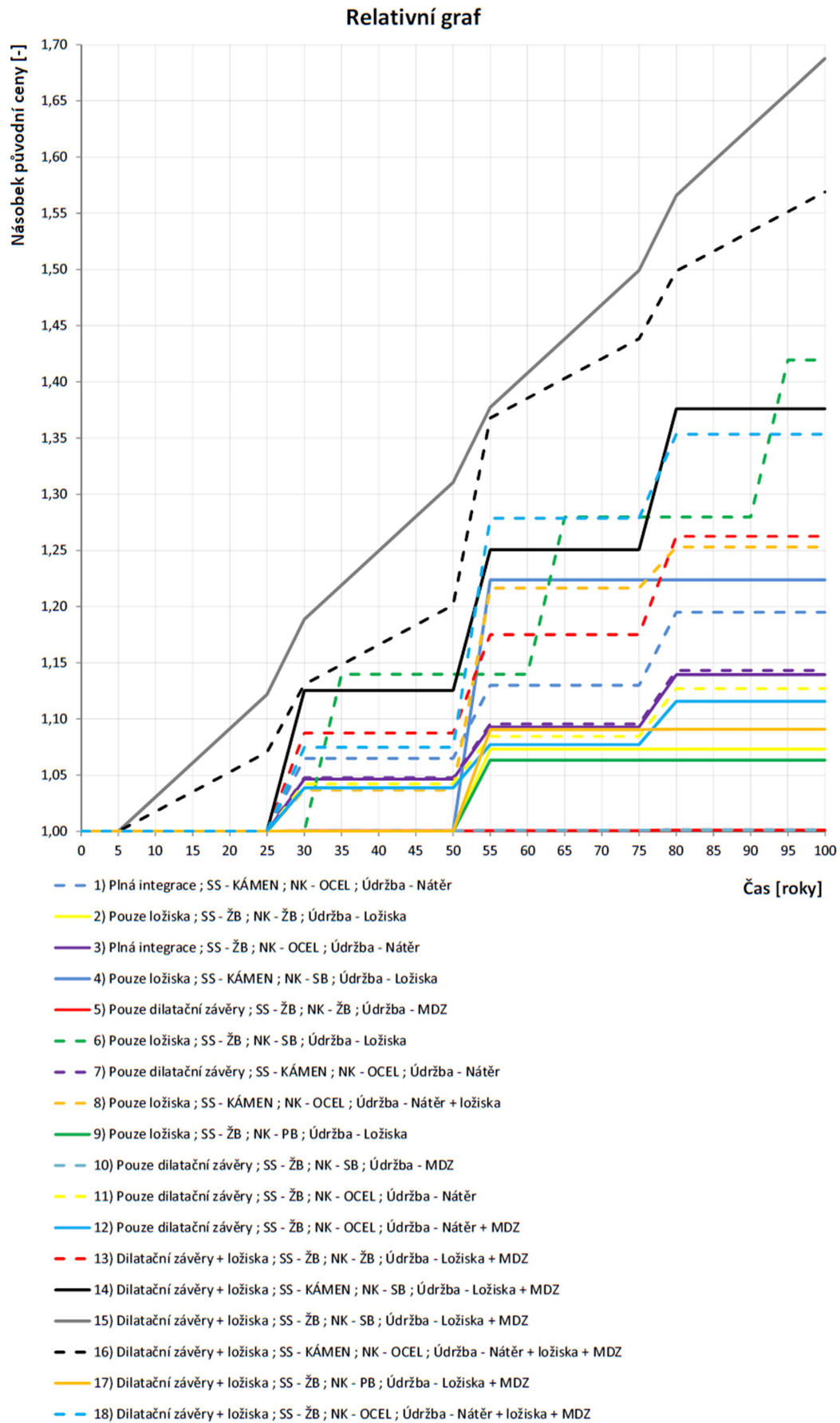
Absolutní graf znázorňuje pořizovací cenu v absolutní hodnotě v korunách a můžeme v něm sledovat vývoj této ceny v čase.

Jelikož v cílové skupině je celkem 272 mostů, nebylo by příliš přehledné zobrazit všechny mosty najednou. Grafy jsou proto vytvořeny vždy pouze pro jeden most určitého typu. To znamená, že pokud je v cílové skupině například několik integrovaných mostů s železobetonovou mostovkou a železobetonovou spodní stavbou, bude v grafu zobrazen pouze jeden zástupce této skupiny mostů. Celkem v cílové skupině vzniklo 31 typů mostů, které budou více rozebrány v další kapitole. Navíc z nich byly pro názornost ještě vybrány pouze ty mosty, které vykazují náklady na údržbu v čase. Počet mostů v grafu je tedy snížen na 18.

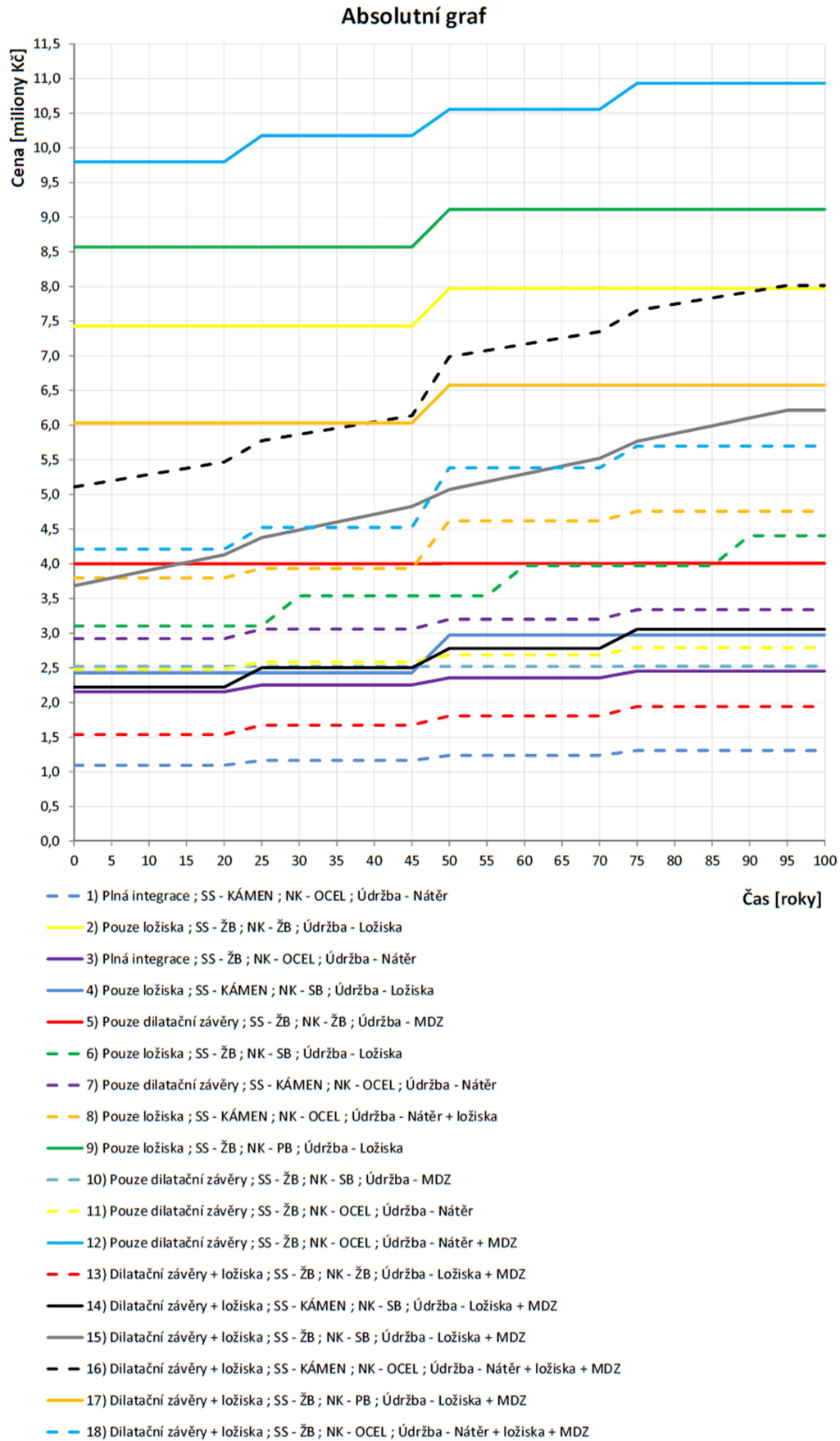
Křivky v grafech mění strmost svého stoupání v průběhu času. Nejčastějšími časovými hodnotami takových změn jsou roky 25, 50 a 75. To je ovlivněno periodou obnovy protikorozní ochrany, ale také výměny ložisek či mostních dilatačních závěrů. Mnoho z těchto činností má periodu právě 25 let. Můžeme pozorovat však i křivky stoupající hned po pěti letech provozu. To jsou objekty s elastickým mostním závěrem, jehož životnost je právě 5 let. Takové mosty jsou mnohdy levnější na počátku, ale relativně rychle se kvůli údržbě prodraží.

Vysvětlivky:

- SS – spodní stavba
- NK – nosná konstrukce
- ŽB – železobeton
- SB – spřažená mostovka beton-beton
- PB – předpjatý beton
- MDZ – mostní dilatační závěr



Obrázek 18 - Relativní graf vývoje nákladů na údržbu



Obrázek 19 - Absolutní graf vývoje nákladů na údržbu

5.3.6 Rychlost výstavby

Rychlost výstavby je nezanedbatelným faktorem při návrhu mostu. Jsou případy, kdy právě rychlé zprovoznění převáděné komunikace převáží všechny ostatní faktory a stane se tím klíčovým hodnocením. Důležitost tohoto faktoru se však liší u každého objektu a nedá se tedy jednoznačně a univerzálně stanovit. Z databázi dostupných pro potřeby této diplomové práce také není možné získat jakákoliv data o rychlosti výstavby. Proto je rychlost výstavby zařazena právě mezi subjektivní kritérium.

Aby bylo toto kritérium aplikovatelné na mosty z databázi v cílové skupině, aplikuje se hodnocení na mosty vzhledem k materiálu nosné konstrukce. U toho je nutné zmínit, že i konstrukce ze stejného materiálu mohou být prováděny různou technologií ovlivňující rychlost výstavby. Pokud se na problematiku podíváme ale z hlediska průměrných rychlostí výstavby a drobného zjednodušení, můžeme odhadnout, z jakého materiál se dá zhotovit mostovka nejrychleji a z kterého naopak nejpomaleji. Navíc fakt, že podrobujeme analýze již jakýmsi způsobem selektované mosty cílové skupiny podobného rozpětí a bez mezilehlých podpor, nám dovoluje domnívat se, že i technologie výstavby se nebudou lišit diametrálně. S uvážením výše zmíněného získáme tedy následující tabulku.

Materiál	Pořadí
Ocel	1
SB	1
PB	2
ŽB	3
Cihly	4
Kámen	4

Tabulka 18 - Rychlost výstavby

Ocel a sřážený beton byly zařazeny na první místo s nejkratší dobou výstavby. U těchto technologií dochází ve značné míře k prefabrikaci a na stavbu jsou dováženy velké části konstrukce vcelku. Ty se pak na stavbě následně smontují, sřáhnou nebo zmonolitní, čímž je nosná konstrukce víceméně hotová. Na druhou příčku byly zařazeny konstrukce z předpjatého betonu. Ten má výhodu oproti klasickému železobetonu, že je většinou zhotoven z kvalitnějších betonů s rychlejším nárůstem pevnosti. Spolu s tím, že se v dnešní době předpínají konstrukce někdy již po době v řádech desítek hodin, po čemž je možné konstrukci odbednit, jedná se rozhodně o materiál s rychlejším

způsobem výstavby, než je právě železobeton. Ten se tím pádem ocitá na třetí pozici vzhledem k rychlosti výstavby. Jako materiály s nejpomalejším tempem výstavby byly zvoleny materiály, které se zdí, tedy kámen a cihly. Konstrukce z těchto materiálů jsou navíc většinou obloukové, takže narůstá i časová náročnost zhotovení skruže.

Jak již bylo zmíněno výše, hodnoty přiřazené jednotlivým materiálům nejsou žádným způsobem spočteny či odvozeny. Jedná se o odhad, který se může lišit pro různé konstrukce s různou technologií výstavby.

5.3.7 Technologická náročnost

Druhým kritériem, které nebylo stanoveno na základě jasných čísel z databází správy mostních objektů, je technologická náročnost. Ta může výrazně ovlivnit náklady na objekt a někdy i jeho proveditelnost. Toto kritérium je však také velice subjektivní a stejně jako rychlost výstavby záleží na konkrétním případě. Patří tedy také do kategorie spíše subjektivních hodnocení mostů. Stejně jako rychlost výstavby, bude hodnocení provedeno pro materiály nosné konstrukce stanovením pořadí technologické náročnosti v následující tabulce.

Materiál	Pořadí
Ocel	3
SB	3
PB	3
ŽB	2
Cihly	1
Kámen	1

Tabulka 19 - Technologická náročnost

Pořadí se víceméně otočilo oproti rychlosti výstavby, což má své opodstatnění. Začneme-li od těch technologicky nejméně náročných materiálů, budeme mluvit o zdění kameny nebo cihlami. Tato technologie nevyžaduje žádné speciální strojní vybavení ani speciálně školené pracovníky. Druhým nejméně náročným materiálem byl zvolen železobeton. U něj je již potřeba instalovat výztuž, ale opět se nejedná o technologicky náročný proces. Nejkomplikovanějšími technologiemi byly zvoleny technologie pro zhotovení předpjatého betonu, spráženého betonu a ocelových konstrukcí. Mosty sprážené beton-beton nebo ocel-beton mají společnou určitou míru prefabrikace. Ta vyžaduje zázemí továrny, převoz většinou nadměrně velkých prvků z továrny na stavbu a nakonec jejich instalaci těžkými jeřáby. Tento proces je tedy považován za

technologicky náročný. U předpjatého betonu technologická náročnost ještě výrazně závisí na konkrétní technologii výstavby. V rámci naší cílové skupiny se ale dají některé z nich předem vyloučit, jako například letmá betonáž. Přesto je u aplikace předpjatého betonu nutná technologická kázeň specializovaných pracovníků. Klade se také větší důraz na přesnost a kvalitu materiálů.

Stejně jako u rychlosti výstavby i zde je vhodné zmínit, že hodnoty přiřazené jednotlivým materiálům nejsou žádným způsobem výpočetně podloženy. Jedná se o odhad a jako k takovému je nutno k tomuto kritériu přistupovat.

5.4 Multikriteriální analýza

V předchozí kapitole bylo uvedeno 7 kritérií, na jejichž základě je možné posoudit výhodnost volby určitého konstrukčního a materiálového uspořádání mostu vzhledem k danému kritériu. Často je však nutné se rozhodovat na základě více kritérií. Z toho důvodu byla v rámci této diplomové práce provedena multikriteriální analýza, která se pokusí vyhodnotit jaký typ mostu je nejvýhodnější vzhledem k více kritériím.

Vzhledem k tomu, že budou porovnávána různá kritéria, která jsou ze své podstaty neporovnatelná přímo, je nutno učinit ještě následující mezikrok. Je nutné převést hodnoty z jednotlivých kritérií vypovídající jako kdyby v různých jazycích na společnou řeč. Hodnoty průměrných stavů spodní stavby musejí být porovnatelné s cenou za 1 m^2 a procentuálním vyjádřením počtu rekonstrukcí na daném typu mostů. Toho bude dosaženo následujícím způsobem:

1. Nalezení nejhorší hodnoty daného kritéria
2. Vydělení všech hodnot (i hodnoty samé) touto hodnotou
3. Vynásobení 10 pro lepší přehlednost hodnocení

Jako příklad bude názorně předvedeno vytvoření porovnatelného hodnocení u ceny mostu za 1 m^2 .

Materiál	Průměr [Kč]	Poměr k nejhorší hodnotě	Výsledné hodnocení
Kámen	7 413,1	0,398	3,98
Železobeton	12 795,8	0,687	6,87
Cihly	13 051,7	0,700	7,00
Předpjatý beton	15 757,1	0,846	8,46
Spřažená betonová mostovka	17 350,3	0,931	9,31
Ocel	18 634,3	1,000	10,00

Tabulka 20 - Sjednocení hodnocení kritérií

Tučně je zvýrazněna nejhorší hodnota - v tomto případě nejvyšší průměrná cena za 1 m² mostovky. Jedná se tedy o vyjádření toho, kolikrát lepší jsou ostatní hodnoty než hodnota nejhorší. Díky tomuto systému je zachován poměr mezi nejhorší hodnotou a ostatními hodnotami. V tomto konkrétním případě můžeme psát následující rovnici pro například mostovku z kamene:

$$\frac{7413,1}{18634,3} = 0,398 = \frac{3,98}{10}$$

Do výsledného hodnocení multikriteriální analýzy tak vstupují hodnoty od 10 – nejhorší, do 0 – nejlepší. Tento postup byl proveden u prvních pěti kritérií, tedy u kritérií, která můžeme považovat za objektivně stanovená. Zbylým dvěma kritériím – rychlosti výstavby a technologické náročnosti – jsou ponechány hodnoty z tabulek z kapitol výše. Lze je však povýšit vahou, kterou lze měnit u všech kritérií v závislosti na důležitosti těchto kritérií pro investora. Váha kritérií je tedy další číslo, které vstupuje do multikriteriální analýzy a lze pomocí něj měnit důležitost jednotlivých kritérií. Je to násobitel výsledného hodnocení daného kritéria.

#	Kritérium	Možnosti	Body	Váha	Hodnocení
1	Integrace	Plná integrace	2,19	1	2,19
		Pouze dilatační závěry	6,18		6,18
		Pouze ložiska	5,67		5,67
		Dilatační závěry + ložiska	10,00		10,00
2	Materiál spodní stavby	Kámen	8,50	1	8,50
		ŽB	10,00		10,00
3	Materiál nosné konstrukce	Cihly	10,00	1	10,00
		Kámen	9,06		9,06
		Ocel	8,53		8,53
		PB	8,45		8,45
		SB	8,67		8,67
		ŽB	7,41		7,41
4	Cena za 1 m ² mostu, materiál NK	Cihly	7,00	1	7,00
		Kámen	3,98		3,98
		Ocel	10,00		10,00
		PB	8,46		8,46
		SB	9,31		9,31
		ŽB	6,87		6,87
5	Údržba	Nátěr	7,03	1	7,03
		MDZ	6,98		6,98
		Ložiska	6,02		6,02
		Nátěr + ložiska	8,03		8,03
		Nátěr + MDZ	8,99		8,99
		Ložiska + MDZ	7,99		7,99
		Nátěr + ložiska + MDZ	10,00		10,00
		Nic	5,02		5,02
6	Rychlost výstavby	Cihly	4,00	2,5	10,00
		Kámen	4,00		10,00
		Ocel	1,00		2,50
		PB	2,00		5,00
		SB	1,00		2,50
		ŽB	3,00		7,50
7	Technologická náročnost	Cihly	1,00	3,33	3,33
		Kámen	1,00		3,33
		Ocel	3,00		10,00
		PB	3,00		10,00
		SB	3,00		10,00
		ŽB	2,00		6,67

Tabulka 21 - Multikritériální analýza – kritéria 1

U prvních pěti kritérií, tedy u těch objektivních, je váha ponechána na hodnotě 1 a toto nastavení není doporučeno měnit. Všechna tato kritéria byla stanovena výpočtem, převedena na porovnatelné hodnoty a poměry v rámci jednotlivých kritérií jsou zachovány. Tím pádem není důvod zvýhodňovat jedno kritérium před jiným. U posledních dvou kritérií je pak doporučeno váhu nastavit tak, aby reprezentovala význam daného kritéria. Nyní je nastavena tak, aby nejhorší hodnota odpovídala číslu 10 stejně tak, jako tomu je u prvních 5 kritérií. Tím pádem si jsou jednotlivá kritéria svou důležitostí rovna.

V následujících kapitolách budou provedeny 2 multikriteriální analýzy, jedna pro všech 7 kritérií s nastavením vah tak, jak je to vidět v tabulce výše, a druhá pouze s prvními pěti kritérii, tedy s vahou 0 u rychlosti výstavby a technologické náročnosti.

5.4.1 Multikriteriální analýza se všemi kritérii

V tomto případě bylo nastavení analýzy pomocí bodů a vah přesně takové, jako v tabulce výše. Všechna kritéria jsou teda nastavena tak, aby ovlivňovala výsledek stejnou měrou – u všech kritérií je nejhorší hodnota 10 a ostatní hodnoty klesají směrem k nule.

Na základě bodového hodnocení vzniklo 31 typů mostů s tím, že každý z těchto typů má jiné celkové bodové ohodnocení. Tabulka níže ukazuje všech 31 typů mostů s jejich konstrukčními specifiky a bodovým hodnocením přiřazeným na základě systému pospaného výše.

ANALÝZA SE ZAHRNUTÍM RYCHLOSTI VÝSTAVBY A TECHNOLOGICKÉ NÁROČNOSTI													
#	Typ mostu					Bodové ohodnocení							Σ
	Ložiska	MDZ	SS	NK	Údržba	Integrace	SS	NK	Kč / 1 m ²	Údržba	Rychlost	Náročnost	
1	/	/	KÁMEN	KÁMEN	/	2,19	8,50	9,06	3,98	5,02	10,00	3,33	42,08
2	/	/	ŽB	KÁMEN	/	2,19	10,00	9,06	3,98	5,02	10,00	3,33	43,58
3	/	/	KÁMEN	ŽB	/	2,19	8,50	7,41	6,87	5,02	7,50	6,67	44,15
4	/	/	ŽB	ŽB	/	2,19	10,00	7,41	6,87	5,02	7,50	6,67	45,65
5	/	/	KÁMEN	SB	/	2,19	8,50	8,67	9,31	5,02	2,50	10,00	46,18
6	/	/	KÁMEN	OCEL	/	2,19	8,50	8,53	10,00	5,02	2,50	10,00	46,73
7	/	/	ŽB	CIHLY	/	2,19	10,00	10,00	7,00	5,02	10,00	3,33	47,54
8	/	/	KÁMEN	PB	/	2,19	8,50	8,45	8,46	5,02	5,00	10,00	47,61
9	/	/	ŽB	SB	/	2,19	10,00	8,67	9,31	5,02	2,50	10,00	47,68
10	/	/	KÁMEN	OCEL	Nátěr	2,19	8,50	8,53	10,00	7,03	2,50	10,00	48,75
11	/	/	ŽB	PB	/	2,19	10,00	8,45	8,46	5,02	5,00	10,00	49,11
12	/	Prořiznutá spára	ŽB	ŽB	/	6,18	10,00	7,41	6,87	5,02	7,50	6,67	49,64
13	Ocelová	/	ŽB	ŽB	Ložiska	5,67	10,00	7,41	6,87	6,02	7,50	6,67	50,14
14	/	/	ŽB	OCEL	Nátěr	2,19	10,00	8,53	10,00	7,03	2,50	10,00	50,25
15	Ocelová	/	KÁMEN	SB	Ložiska	5,67	8,50	8,67	9,31	6,02	2,50	10,00	50,67
16	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	ŽB	MDZ	6,18	10,00	7,41	6,87	6,98	7,50	6,67	51,61
17	/	Prořiznutá spára	ŽB	SB	/	6,18	10,00	8,67	9,31	5,02	2,50	10,00	51,67
18	Hrncová	/	ŽB	SB	Ložiska	5,67	10,00	8,67	9,31	6,02	2,50	10,00	52,17
19	/	Prořiznutá spára	KÁMEN	OCEL	Nátěr	6,18	8,50	8,53	10,00	7,03	2,50	10,00	52,74
20	/	Prořiznutá spára	ŽB	PB	/	6,18	10,00	8,45	8,46	5,02	5,00	10,00	53,10
21	Ocelová	/	KÁMEN	OCEL	Nátěr + ložiska	5,67	8,50	8,53	10,00	8,03	2,50	10,00	53,23
22	Ocelová	/	ŽB	PB	Ložiska	5,67	10,00	8,45	8,46	6,02	5,00	10,00	53,60
23	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	SB	MDZ	6,18	10,00	8,67	9,31	6,98	2,50	10,00	53,64
24	/	Prořiznutá spára	ŽB	OCEL	Nátěr	6,18	10,00	8,53	10,00	7,03	2,50	10,00	54,24
25	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	OCEL	Nátěr + MDZ	6,18	10,00	8,53	10,00	8,99	2,50	10,00	56,20
26	Elastomer	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	ŽB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	7,41	6,87	7,99	7,50	6,67	56,43
27	Elastomer	Lamelový mostní závěr	KÁMEN	SB	Ložiska + MDZ	10,00	8,50	8,67	9,31	7,99	2,50	10,00	56,97
28	Elastomer	Elastický mostní závěr	ŽB	SB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,67	9,31	7,99	2,50	10,00	58,47
29	Ocelová	Elastický mostní závěr	KÁMEN	OCEL	Nátěr + ložiska + MDZ	10,00	8,50	8,53	10,00	10,00	2,50	10,00	59,53
30	Ocelová	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	PB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,45	8,46	7,99	5,00	10,00	59,90
31	Ocelová	ostatní	ŽB	OCEL	Nátěr + ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,53	10,00	10,00	2,50	10,00	61,03

Tabulka 22 - Multikriteriální analýza se všemi kritérii – výsledky 1

Jako nejlepší se jeví mosty kamenné, železobetonové nebo kombinované z těchto dvou materiálů ve spodní stavbě a nosné konstrukci. Ideálním případem podle výsledků analýzy pak je to, když je takový most plně integrován. Dá se usuzovat, že integrované mosty mají velkou výhodu oproti semi-integrovaným a dilatovaným

konvenčním mostům, jelikož se jako 11 nejlepších typů mostů ukázaly být vždy mosty bez ložisek a MDZ. Tyto části konstrukce vstupují nejen do nákladů pořizovacích a nákladů na údržbu. Vykazují také určitou souvislost s rychleji se zhoršujícím stavem konstrukce.

Naopak nejhůře si vedly mosty s ložisky i mostními dilatačními závěry zároveň. Ocelová mostovka se také vyskytuje spíše v nižších patrech tabulky, hlavně kvůli nutnosti její údržby a technologické náročnosti výstavby.

Nutno podotknout, že zařazení například rychlosti výstavby jako klíčový faktor rozhodování by mohlo zamíchat pořadím. Pokud například ponecháme prvních 5 kritérií s váhou 1, technologická náročnost výstavby pro nás není problém a přiřadíme ji taktéž váhu 1 a nakonec rychlost výstavby oceníme váhou 3, protože je pro nás naprosto zásadním kritériem, dostaneme pořadí zcela jiné. Na prvních příčkách se nacházejí mosty spřažené beton-beton následované mosty s ocelovou mostovkou. Stále však horní patra okupují mosty integrované před mosty konvenčními. Pořadí typů mostů s tímto nastavením analýzy můžeme vidět v následující tabulce.

ANALÝZA SE ZAHRNUTÍM RYCHLOSTI VÝSTAVBY A TECHNOLOGICKÉ NÁROČNOSTI													
#	Typ mostu					Bodové ohodnocení							Σ
	Ložiska	MDZ	SS	NK	Údržba	Integrace	SS	NK	Kč / 1 m ²	Údržba	Rychlost	Náročnost	
1	/	/	KÁMEN	SB	/	2,19	8,50	8,67	9,31	5,02	3,00	3,00	39,69
2	/	/	KÁMEN	OCEL	/	2,19	8,50	8,53	10,00	5,02	3,00	3,00	40,24
3	/	/	ŽB	SB	/	2,19	10,00	8,67	9,31	5,02	3,00	3,00	41,19
4	/	/	KÁMEN	OCEL	/	2,19	8,50	8,53	10,00	7,03	3,00	3,00	42,25
5	/	/	KÁMEN	PB	/	2,19	8,50	8,45	8,46	5,02	6,00	3,00	41,62
6	/	/	KÁMEN	ŽB	/	2,19	8,50	7,41	6,87	5,02	9,00	2,00	40,99
7	/	/	ŽB	OCEL	Nátěr	2,19	10,00	8,53	10,00	7,03	3,00	3,00	43,75
8	/	/	ŽB	PB	/	2,19	10,00	8,45	8,46	5,02	6,00	3,00	43,12
9	Ocelová	/	KÁMEN	SB	Ložiska	5,67	8,50	8,67	9,31	6,02	3,00	3,00	44,17
10	/	/	ŽB	ŽB	/	2,19	10,00	7,41	6,87	5,02	9,00	2,00	42,49
11	/	/	KÁMEN	KÁMEN	/	2,19	8,50	9,06	3,98	5,02	12,00	1,00	41,75
12	/	Proříznutá spára	ŽB	SB	/	6,18	10,00	8,67	9,31	5,02	3,00	3,00	45,18
13	Hrncová	/	ŽB	SB	Ložiska	5,67	10,00	8,67	9,31	6,02	3,00	3,00	45,67
14	/	Proříznutá spára	KÁMEN	OCEL	Nátěr	6,18	8,50	8,53	10,00	7,03	3,00	3,00	46,24
15	/	/	ŽB	KÁMEN	/	2,19	10,00	9,06	3,98	5,02	12,00	1,00	43,25
16	Ocelová	/	KÁMEN	OCEL	Nátěr + ložiska	5,67	8,50	8,53	10,00	8,03	3,00	3,00	46,73
17	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	SB	MDZ	6,18	10,00	8,67	9,31	6,98	3,00	3,00	47,14
18	/	Proříznutá spára	ŽB	OCEL	Nátěr	6,18	10,00	8,53	10,00	7,03	3,00	3,00	47,74
19	/	Proříznutá spára	ŽB	PB	/	6,18	10,00	8,45	8,46	5,02	6,00	3,00	47,11
20	/	Proříznutá spára	ŽB	ŽB	/	6,18	10,00	7,41	6,87	5,02	9,00	2,00	46,48
21	Ocelová	/	ŽB	PB	Ložiska	5,67	10,00	8,45	8,46	6,02	6,00	3,00	47,60
22	Ocelová	/	ŽB	ŽB	Ložiska	5,67	10,00	7,41	6,87	6,02	9,00	2,00	46,97
23	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	OCEL	Nátěr + MDZ	6,18	10,00	8,53	10,00	8,99	3,00	3,00	49,70
24	/	/	ŽB	CIHLY	/	2,19	10,00	10,00	7,00	5,02	12,00	1,00	47,21
25	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	ŽB	MDZ	6,18	10,00	7,41	6,87	6,98	9,00	2,00	48,44
26	Elastomer	Lamelový mostní závěr	KÁMEN	SB	Ložiska + MDZ	10,00	8,50	8,67	9,31	7,99	3,00	3,00	50,47
27	Elastomer	Elastický mostní závěr	ŽB	SB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,67	9,31	7,99	3,00	3,00	51,97
28	Ocelová	Elastický mostní závěr	KÁMEN	OCEL	Nátěr + ložiska + MDZ	10,00	8,50	8,53	10,00	10,00	3,00	3,00	53,03
29	Ocelová	ostatní	ŽB	OCEL	Nátěr + ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,53	10,00	10,00	3,00	3,00	54,53
30	Ocelová	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	PB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,45	8,46	7,99	6,00	3,00	53,90
31	Elastomer	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	ŽB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	7,41	6,87	7,99	9,00	2,00	53,27

Tabulka 23 - Multikriteriální analýza se všemi kritérii - výsledky 2

5.4.2 Multikriteriální analýza pouze s objektivními kritérii

Po analýze se všemi kritérii se nabízí udělat ještě jednu, ale tentokrát pouze s objektivními kritérii. Tato analýza tedy nebude ovlivněna nastavením vah a všechna

kritéria jsou vypočtena na základě dat ze systémů správy mostních objektů. Hodnocení jednotlivých mostů bylo provedeno na základě následující tabulky.

#	Kritérium	Možnosti	Hodnocení
1	Integrace	Plná integrace	2,19
		Pouze dilatační závěry	6,18
		Pouze ložiska	5,67
		Dilatační závěry + ložiska	10,00
2	Materiál spodní stavby	Kámen	8,50
		ŽB	10,00
3	Materiál nosné konstrukce	Cihly	10,00
		Kámen	9,06
		Ocel	8,53
		PB	8,45
		SB	8,67
		ŽB	7,41
4	Cena za 1 m ² mostu, materiál NK	Cihly	7,00
		Kámen	3,98
		Ocel	10,00
		PB	8,46
		SB	9,31
		ŽB	6,87
5	Údržba	Nátěr	7,03
		MDZ	6,98
		Ložiska	6,02
		Nátěr + ložiska	8,03
		Nátěr + MDZ	8,99
		Ložiska + MDZ	7,99
		Nátěr + ložiska + MDZ	10,00
		Nic	5,02

Tabulka 24 - Multikritériální analýza - kritéria 2

Po přiřazení bodového ohodnocení jednotlivým mostním objektům vzniklo opět 31 typů objektů, kdy každý typ se od ostatních něčím liší. Rozdílem může být typ mostního dilatačního závěru nebo například materiál nosné konstrukce. V následující tabulce můžeme vidět právě tyto typy mostů seřazené od nejlepších výsledků z multikritériální analýzy až po ty nejhorší.

ANALÝZA POUZE S OBJEKTIVNÍMI KRITÉRII											
#	Typ mostu					Bodové ohodnocení					Σ
	Ložiska	MDZ	SS	NK	Údržba	Integrace	SS	NK	Kč / 1 m ²	Údržba	
1	/	/	KÁMEN	KÁMEN	/	2,19	8,50	9,06	3,98	5,02	28,75
2	/	/	KÁMEN	ŽB	/	2,19	8,50	7,41	6,87	5,02	29,99
3	/	/	ŽB	KÁMEN	/	2,19	10,00	9,06	3,98	5,02	30,25
4	/	/	ŽB	ŽB	/	2,19	10,00	7,41	6,87	5,02	31,49
5	/	/	KÁMEN	PB	/	2,19	8,50	8,45	8,46	5,02	32,62
6	/	/	KÁMEN	SB	/	2,19	8,50	8,67	9,31	5,02	33,69
7	/	/	ŽB	PB	/	2,19	10,00	8,45	8,46	5,02	34,12
8	/	/	ŽB	CIHLY	/	2,19	10,00	10,00	7,00	5,02	34,21
9	/	/	KÁMEN	OCEL	/	2,19	8,50	8,53	10,00	5,02	34,24
10	/	/	ŽB	SB	/	2,19	10,00	8,67	9,31	5,02	35,19
11	/	Prořiznutá spára	ŽB	ŽB	/	6,18	10,00	7,41	6,87	5,02	35,48
12	Ocelová	/	ŽB	ŽB	Ložiska	5,67	10,00	7,41	6,87	6,02	35,97
13	/	/	KÁMEN	OCEL	Nátěr	2,19	8,50	8,53	10,00	7,03	36,25
14	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	ŽB	MDZ	6,18	10,00	7,41	6,87	6,98	37,44
15	/	/	ŽB	OCEL	Nátěr	2,19	10,00	8,53	10,00	7,03	37,75
16	/	Prořiznutá spára	ŽB	PB	/	6,18	10,00	8,45	8,46	5,02	38,11
17	Ocelová	/	KÁMEN	SB	Ložiska	5,67	8,50	8,67	9,31	6,02	38,17
18	Ocelová	/	ŽB	PB	Ložiska	5,67	10,00	8,45	8,46	6,02	38,60
19	/	Prořiznutá spára	ŽB	SB	/	6,18	10,00	8,67	9,31	5,02	39,18
20	Hmčová	/	ŽB	SB	Ložiska	5,67	10,00	8,67	9,31	6,02	39,67
21	/	Prořiznutá spára	KÁMEN	OCEL	Nátěr	6,18	8,50	8,53	10,00	7,03	40,24
22	Ocelová	/	KÁMEN	OCEL	Nátěr + ložiska	5,67	8,50	8,53	10,00	8,03	40,73
23	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	SB	MDZ	6,18	10,00	8,67	9,31	6,98	41,14
24	/	Prořiznutá spára	ŽB	OCEL	Nátěr	6,18	10,00	8,53	10,00	7,03	41,74
25	Elastomer	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	ŽB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	7,41	6,87	7,99	42,27
26	/	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	OCEL	Nátěr + MDZ	6,18	10,00	8,53	10,00	8,99	43,70
27	Elastomer	Lamelový mostní závěr	KÁMEN	SB	Ložiska + MDZ	10,00	8,50	8,67	9,31	7,99	44,47
28	Ocelová	MDZ s jedn. těsněním	ŽB	PB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,45	8,46	7,99	44,90
29	Elastomer	Elastický mostní závěr	ŽB	SB	Ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,67	9,31	7,99	45,97
30	Ocelová	Elastický mostní závěr	KÁMEN	OCEL	Nátěr + ložiska + MDZ	10,00	8,50	8,53	10,00	10,00	47,03
31	Ocelová	ostatní	ŽB	OCEL	Nátěr + ložiska + MDZ	10,00	10,00	8,53	10,00	10,00	48,53

Tabulka 25 - Multikriteriální analýza s pouze objektivními kritérii - výsledky

Výsledky z obou analýz s neutrálním nastavením kritérií spolu až na pár výjimek víceméně korespondují. Opět vychází nejlépe mosty integrované s tím, že se mění pouze materiál nosné konstrukce a spodní stavby. Nejhůře jsou na tom mosty na

ložiskách a s mostními dilatačními závěry. Ocelová mostovka se opět pohybuje na spodních patrech tabulky.

5.5 Závěr analýzy dat ze systémů správy mostních objektů

V této rozsáhlé kapitole byla zpracována data ze dvou systémů správy mostních objektů – BMS a Mostaře. Tato data poskytl TSK v Praze a Správa silnic Královéhradeckého kraje. Z celkem 1448 mostních objektů byly selektovány mosty spadající do cílové skupiny této diplomové práce. Těch nakonec bylo 272. Výběr mostů v cílové skupině je považován za víceméně homogenní, díky čemuž je možné mezi sebou navzájem porovnávat. Výsledky analýzy jsou každopádně vztažené výhradně jen k mostům spadajícím do cílové skupiny a nelze je vztahovat na mosty obecně.

Z analýzy můžeme vyčíst několik závěrů, které jsou shrnuty v bodech níže:

- Integrované mosty vykazují menší počet velkých rekonstrukcí
- Vyřazením mostních dilatačních závěrů a ložisek se snižují pořizovací náklady i náklady na údržbu
- Ocelová mostovka zvyšuje náklady na údržbu
- Kámen a železobeton se jeví jako nejlepší materiály pro spodní stavbu i nosnou konstrukci jak z hlediska trvanlivosti, tak z hlediska pořizovací ceny za 1 m²
- Celková cena mostu po 100 letech běžné údržby může dosahovat i dvojnásobku pořizovací ceny
- Bodové hodnocení je potřeba naladit pro potřeby uživatele, výsledky se totiž mohou lišit právě na stanovení důležitosti jednotlivých kritérií.

I přes homogenizaci cílové skupiny je nutné si uvědomit, že různé technologie mají své limity. Mosty se staví vždy ve specifických podmínkách a ne vždy lze uplatnit konstrukční řešení dle libosti projektanta. Železobetonový trémový most na rozpětí 45 metrů bude pravděpodobně horší řešení než mostovka spřažená ocel-beton. A to i přes fakt, že ocel bude nákladnější na údržbu. Pokud se však bavíme o mostu dlouhém 10 metrů, situace se pravděpodobně úplně obrátí a projektant sáhne spíše po jednoduchém železobetonovém rámu než po spřažené ocelové konstrukci.

Přesto věřím, že výsledky analýzy by mohly pomoci hlavně investorům při vybírání ideálního projektu pro jejich most. Vzhledem k tomu, jaká data byla k dispozici, předpokládám, že by podobná analýza mohla být přínosná právě krajským a obecním správcům mostních objektů. Mohou se rozhodnout, jaké kritérium je pro ně klíčové a na něj klást větší důraz pomocí váhy v bodování kritérií. Typy mostů, které jsou ideální pro jejich objekt, jim pak ukážou cestu, kterou by se měli ubírat při výběru vítězného projektu.

6. Návrh mostu na základě výsledků analýzy

Multikritériální analýza poskytla závěry, jimiž je inspirován návrh mostu v této kapitole. Jedná se o integrovaný rámový betonový dálniční nadjezd. Nejprve je však hrubě spočten klasický dilatovaný most přes stejnou překážku, který je s mostem integrovaným porovnán.

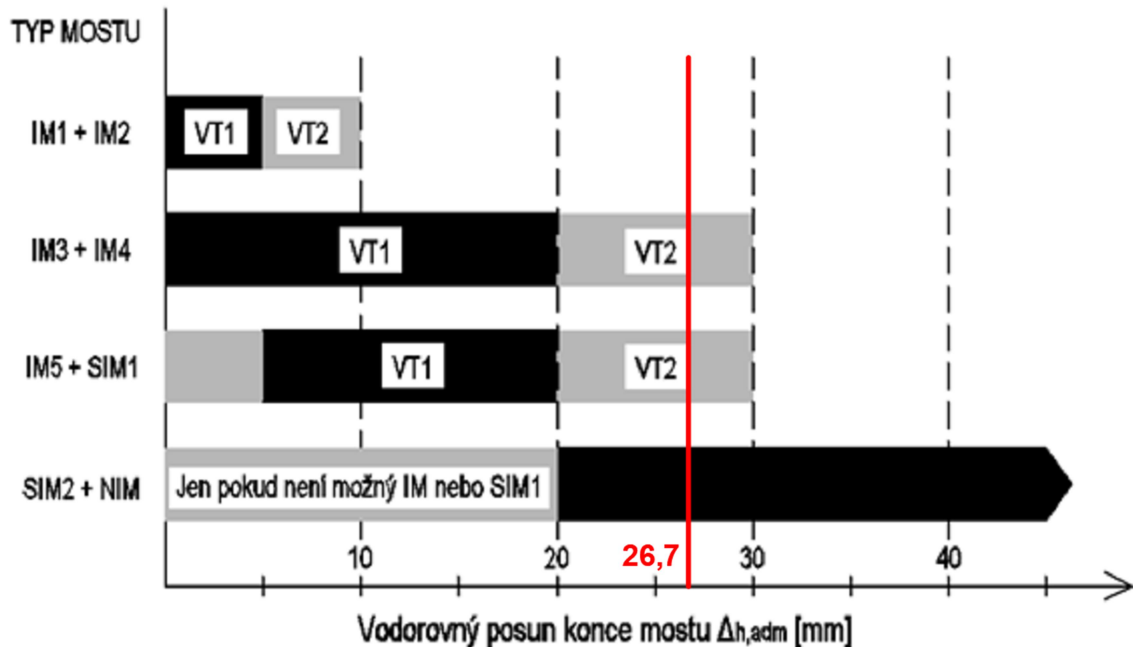
6.1 Možnost integrace

Oba zmíněné mosty mají rozpětí 45 metrů a vedou přes dálnici o třech pružích v každém směru. Délka 45 metrů byla zvolena ze dvou důvodů. Prvním je fakt, že dálničních nadjezdů existuje celá řada. Se zvyšujícími se intenzitami dopravy lze předpokládat, že značná část nově stavěných nadjezdů bude muset splňovat kritéria na možnost rozšíření komunikace pod ním právě na tři pruhy v jednom nebo v obou směrech. Nebo budou přemostovat šesti proudou dálnici hned od svého postavení. Délka mostu 45 metrů tento požadavek splňuje. Druhým důvodem je to, že se most s délkou 45 m nachází přesně na horní hranici délky mostů v cílové skupině analýzy databází v předcházející kapitole. Jde tedy o jakési ověření, že zvolené rozpětí ještě stále umožňuje stavět jak dilatované, tak plně integrované mosty.

Kapitola 4 je zakončena grafem, který ukazuje možnosti integrace na základě vodorovného posunu konce mostu. Lze tedy ověřit, zda je podle metodiky zmíněné v kapitole 4 vhodné provést výše popsané přemostění jako integrovaný, semi-integrovaný nebo dilatovaný nadjezd. Maximální skutečný vodorovný posun počítaného integrovaného rámového mostu s účinky stálých zatížení, předpětí, amplitudy nedopravních zatížení i dopravních zatížení je rovna:

$$\Delta_h = 26,7 \text{ mm}$$

Navrhovaný most převádí silnici III. třídy, protože ta by spadala do správy krajského správce, jehož databáze byla analyzována v této práci. Tím pádem spadá do výkonové třídy VT2. Nyní lze již hodnoty porovnat s grafem.



Obrázek 20 - Vodorovný posun konce mostu

Pro tyto hodnoty se nabízí buď plně integrovaný most s poddajnými opěrami a přechodovou deskou, nebo plně integrovaný most s tuhými opěrami (pokud by byl most výrazně zakřiven), anebo semi-integrovaný most v provedení s ložisky a přechodovou deskou. Možností je také dilatovaný most, ostatně jako ve všech případech. V této práci byl zvolen most plně integrovaný s poddajnými stojkami a přechodovou deskou. Porovnáván je pak s dilatovaným mostem.

6.2 Dilatovaný most

Hrubý statický výpočet této varianty dálničního nadjezdu je ukázán v příloze 1. Výpočet má za úkol ověřit proveditelnost takového mostu s určenými dimenzemi, ale nezabývá se konkrétními problémy, jako například rozdělení betonářské výztuže v nosné konstrukce atd.

Dilatovaný most ze své podstaty obsahuje ložiska a mostní dilatační závěry. Amplituda vodorovných posunů byla spočtena na hodnotu $\Delta_h = 39,4$ mm na konci konstrukce tam, kde se nacházejí podélně posuvná ložiska. Ložiska a dilatační závěr budou navržena na posun 50 mm. Byl zvolen povrchový dilatační závěr umožňující

posun do 60 mm s životností 25 let a cenou 18 100 Kč za 1 m délky na jedné straně a na druhé je myšlena volná dilatační spára. Ložiska byla zvolena elastomerová pro zatížení přes 5 MN s cenou 125 100 Kč za 1 kus a životností 25 let. Toto řešení je nejlevnější v ohledu na pořizovací cenu.

6.3 Integrovaný most

Statický výpočet této varianty přemostění je schován v příloze číslo 2. V dalších přílohách se pak nacházejí výkresy doplňující výpočty pro tuto variantu.

6.4 Porovnání variant

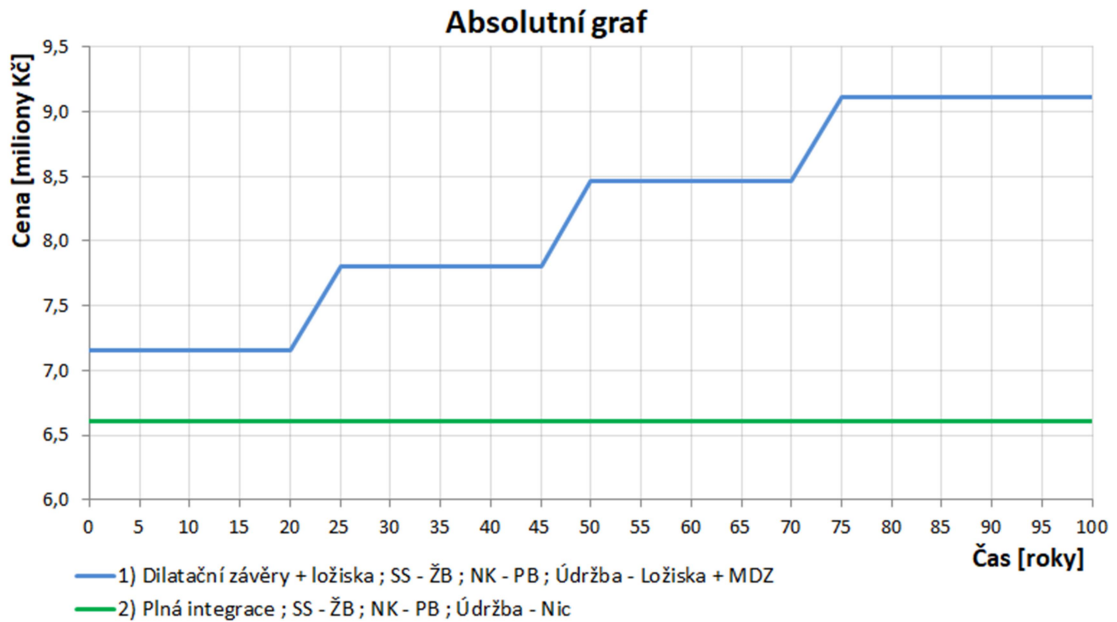
Obě varianty dálničního nadjezdu zmíněné výše budou v této kapitole porovnány. Oba mosty jsou naceněny stejným způsobem, jakým bylo provedeno nacenění mostů v kapitole 5. Budou porovnány náklady na jejich postavení i údržbu během stoleté návrhové životnosti.

Víceméně všechny dimenze obou mostů jsou shodné, až na vedení předpětí. Proto se v tabulce níže liší cena za nosnou konstrukci.

	Dilatovaný most		Integrovaný most	
Cena za NK	5 820 495	Kč	5 923 305	Kč
Cena za SS	680 000	Kč	680 000	Kč
Cena za ložiska	500 400	Kč	-	Kč
Cena za MDZ	153 850	Kč	-	Kč
Pořizovací cena	7 154 745	Kč	6 603 305	Kč
Cena s údržbou	9 117 495	Kč	6 603 305	Kč
Skóre v bodování				
5 kritérií	40,57	bodů	34,12	bodů
7 kritérií	45,57	bodů	39,12	bodů

Tabulka 26 - Porovnání variant

Následující graf znázorňuje vývoj nákladů na most v čase.



Obrázek 21 - Vývoj nákladů na jednotlivé varianty

Z tabulky i grafu výše vidíme, že integrovaný most vychází lépe a to jak ve finančním zhodnocení, tak i dle hodnocení multikriteriální analýzy. Je samozřejmě naivní, že by náklady na údržbu integrovaného mostu byly nulové po celých 100 let. Tyto náklady by však zastihly pravděpodobně i most dilatovaný. Výsledky tohoto porovnání je dobré brát s rozmyslem, ale je nepopiratelné, že určitou vypovídající hodnotu mají.

7. Závěr

V rámci této diplomové práce byly nastíněny faktory ovlivňující životnost silničních mostů. Jako dva hlavní, pokud se zaměříme na mosty betonové, se ukázaly být ložiska a mostní dilatační závěry. Jejich životnost je totiž většinou kratší než návrhová životnost mostu jako takového. Tím pádem musí docházet v průběhu času k jejich opravám nebo výměnám. Mosty, které pak tyto prvky neobsahují, se nazývají integrované mosty. Jejich nosná konstrukce je pevně spojena se spodní stavbou. Možnosti takového provedení jsou rozebrány v kapitole 4. Klíčovým faktorem je zde dilatující délka mostu, na které přímo závisí vodorovný posun konce mostu. Ten pak ovlivňuje způsob provedení integrovaného, respektive semi-integrovaného mostu. Samozřejmě jsou však případy, kdy projektantovi nezbyde nic jiného, než most

navrhnout jako dilatovaný, i přesto, že by dle dostupné metodiky mohl být navržen jako integrovaný.

V další části jsou analyzovány dvě reálné databáze systémů hospodaření s mosty. Mosty z nich jsou kategorizovány a oceněny. Detailnějšímu zkoumání jsou podrobeny mosty z cílové skupiny, které jsou vybrány tak, aby měli podobné vlastnosti a byly tak porovnatelné. Tato vybraná skupina objektů je základem multikriteriální analýzy, která si klade za cíl definovat nejvhodnější konstrukční řešení na základě 7 kritérií. Těmi jsou:

- Míra integrace
- Materiál spodní stavby
- Materiál nosné konstrukce
- Cena za 1 m²
- Údržba
- Rychlost výstavby
- Technologická náročnost

Výsledky analýzy jsou přímo závislé na zvolené důležitosti jednotlivých kritérií. Je předloženo doporučené nastavení těchto důležitostí a jsou prezentovány výsledky takto nastavené analýzy. V ní se jako nejlepší jeví mosty integrované z jakékoliv kombinace materiálů železobeton-kámen pro nosnou konstrukci a spodní stavbu. Nejhůře naopak vycházejí mosty ocelové s dilatačními závěry i ložisky. Je důležité si uvědomit, že tato analýza je vytvořená speciálně pro cílovou skupinu a její aplikace na mosty mimo tuto skupinu je minimálně diskutabilní. Třeba právě ocelové dilatované mosty jsou často nejlepším a někdy i jediným řešením, pokud se bavíme o několikaset metrových rozpětích.

Nutno zmínit také to, že kvalita provedení mostu, která bezesporu ovlivňuje jeho trvanlivost a náklady na budoucí údržbu, je závislá také na konkrétních lidech, kteří daný most navrhují a realizují. Kvalifikace projektantů i dělníků zde hraje určitě velkou roli. Kritéria a nastavení vah v této práci tak rozhodně není jediným možným způsobem hodnocení mostních konstrukcí.

V poslední části diplomové práce jsou navrženy a porovnány dva mosty. Oba jsou betonové a přemostují dálnici o třech pružích pro každý směr. Jeden z nich je však

dilatovaný a druhý plně integrovaný, přičemž na návrh integrovaného mostu je kladen větší důraz, kdežto most dilatovaný slouží hlavně k možnosti porovnání. To je provedeno oceněním obou mostů a porovnáním cen pořizovacích a celoživotních. Oba mosty jsou také ohodnoceny body z multikriteriální analýzy. V obou případech vychází lépe most integrovaný, což koreluje s obecným názorem, že pokud to jde, je lepší navrhovat mosty jako integrované.

Seznam zdrojů

1. rsd.cz. *ŘSD ČR*. [Online]
2. *ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
3. NKÚ. [Online] Nejvyšší kontrolní úřad, 24. 8 2020. [Citace: 2. 11 2021.] <https://www.nku.cz/cz/kontrola/analyzy/stav-mostu-id11407/>.
4. *ČSN EN 1990 ed. 2: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha : Česká agentura pro standardizaci, 2021. str. 100.
5. **Michal Drahorád, Marek Foglar**. *Metodika návrhu integrovaných mostů - Metodický základ TP Integrované mosty*. Praha : ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2015.
6. Technické podmínky - TP 86 Mostní závěry, změna č. 1. www.pjpk.cz. [Online] únor 2019.
7. *Technické podmínky - TP 86 Mostní závěry, změna č. 1*. Praha : Ministerstvo dopravy, 2019.
8. *Technické podmínky - TP 262 Ložiska mostů pozemních komunikací*. Praha : Ministerstvo dopravy, 2018.
9. Technické podmínky - TP 262 Ložiska mostů pozemních komunikací. www.pjpk.cz. [Online] květen 2018.
10. *Technické podmínky - TP 261 Integrované mosty*. Praha : Ministerstvo dopravy, 2017.
11. **a.s., VARS BRNO**. CleveRA - VARS.cz. [Online] webProgress, 2021. <http://www.vars.cz/hospodareni>.
12. DUMO Solutions. [Online] 2017. <http://www.dumo.cz/>.
13. *Technické podmínky - TP 86 Mostní závěry*. Praha : Ministerstvo dopravy, 2009.

14. *Technické podmínky - TP 261 Integrované mosty, oprava č. 1.* Praha : Ministerstvo dopravy, 2017.

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Všechny mosty z BMS, všechny klas. stupně.....	6
Obrázek 2 - Všechny mosty z BMS, souhrnné klas. stupně	7
Obrázek 3 - Mosty ŘSD z BMS, všechny klas. stupně.....	8
Obrázek 4 - Mosty ŘSD z BMS, souhrnné klas. stupně	8
Obrázek 5 - Mosty krajů z BMS, všechny klas. stupně	9
Obrázek 6 - Mosty krajů z BMS, souhrnné klas. stupně.....	10
Obrázek 7 - Mosty obcí z BMS, všechny klas. stupně	11
Obrázek 8 - Mosty obcí z BMS, souhrnné klas. stupně.....	12
Obrázek 9 - Shrnutí stavu mostů dle BMS	13
Obrázek 10 - typy integrace nosné konstrukce do spodní stavby (10)	19
Obrázek 11 - Možnosti integrace (10)	23
Obrázek 12 – BMS (11).....	24
Obrázek 13 – Mostář (12)	26
Obrázek 14 - Počet mostů v cílové skupině, TSK	31
Obrázek 15 - Cena mostů v sílové skupině, TSK	31
Obrázek 16 - Počet mostů v cílové skupině, HK	32
Obrázek 17 - Cena mostů v cílové skupině, HK.....	33
Obrázek 18 - Reálný graf vývoje nákladů na údržbu	40
Obrázek 19 - Absolutní graf vývoje nákladů na údržbu	41
Obrázek 20 - Vodorovný posun konce mostu.....	55
Obrázek 21 - Vývoj nákladů na jednotlivé varianty	57

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Správa mostů v ČR.....	4
Tabulka 2 - Klasifikace stavů mostů (2).....	5
Tabulka 3 – Životnost (4).....	14
Tabulka 4 - Životnost dle NA (4).....	15

Tabulka 5 - Životnost MDZ (6).....	16
Tabulka 6 - Výkonové třídy komunikace (10)	19
Tabulka 7 – Zatřídění integrovaných mostů do tříd provádění (10)	20
Tabulka 8 – Zatřídění semi-integrovaných mostů do tříd provádění (10).....	20
Tabulka 9 - Ocenění nosné konstrukce	29
Tabulka 10 - Ocenění spodní stavby	29
Tabulka 11 - Ocenění ložisek	30
Tabulka 12 - Ocenění mostních dilatačních závěrů	30
Tabulka 13 - Míra integrace	35
Tabulka 14 - Materiál spodní stavby	36
Tabulka 15 - Materiál nosné konstrukce	36
Tabulka 16 - Cena za 1 m ²	37
Tabulka 17 - Údržba.....	38
Tabulka 18 - Rychlost výstavby	42
Tabulka 19 - Technologická náročnost	43
Tabulka 20 - Sjednocení hodnocení kritérií	45
Tabulka 21 - Multikriteriální analýza – kritéria 1	46
Tabulka 22 - Multikriteriální analýza se všemi kritérii – výsledky 1.....	48
Tabulka 23 - Multikriteriální analýza se všemi kritérii - výsledky 2	50
Tabulka 24 - Multikriteriální analýza - kritéria 2	51
Tabulka 25 - Multikriteriální analýza s pouze objektivními kritérii - výsledky.52	
Tabulka 26 - Porovnání variant	56

Seznam příloh

- Příloha 1 – Statický výpočet – dilatovaný most
- Příloha 2 – Statický výpočet – integrovaný most
- Příloha 3 – Výkres 1 – Půdorys
- Příloha 4 – Výkres 2 – Podélný řez
- Příloha 5 – Výkres 3 – Příčný řez
- Příloha 6 – Výkres 4 – Schéma předpětí

STATICKÝ VÝPOČET - DILATOVANÝ MOST

Příloha 1 diplomové práce na téma:

Vliv konstrukčního uspořádání betonových mostů na celkové náklady na provedení a údržbu během jejich životnosti

Vypracoval: **Martin Vlk**
Rok: **2021**
Katedra: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Vedoucí DP: **doc. Ing. Lukáš Vráblik, Ph.D.**

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE

0. OBSAH

1. VSTUPNÍ HODNOTY

- 1.1 DEFINOVÁNÍ MOSTNÍHO OBJEKTU
 - 1.1.1 SCHÉMA PODÉLNÉHO ŘEZU
 - 1.1.2 SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU
- 1.2 MATERIÁLY
 - 1.2.1 BETON SPODNÍ STAVBY A ZÁKLADŮ
 - 1.2.2 BETON NOSNÉ KONSTRUKCE
 - 1.2.3 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ
 - 1.2.4 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

2. ZATÍŽENÍ

- 2.1 ZATĚŽOVACÍ STAVY
 - 2.1.1 VLASTNÍ TÍHA
 - 2.1.2 OSTATNÍ STÁLÉ
 - 2.1.3 DOPRAVA
 - 2.1.4 ZEMNÍ TLAKY
 - 2.1.5 PŘÍTÍŽENÍ RUBU OPĚRY
- 2.2 KOMBINACE ZATÍŽENÍ
 - 2.2.1 MSP
 - 2.2.2 MSÚ

3. NOSNÁ KONSTRUKCE

- 3.1 MODEL
- 3.2 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPĚTÍ
 - 3.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE
 - 3.2.2 POSOUZENÍ

4. SPODNÍ STAVBA

- 4.1 MODEL
- 4.2 POSOUZENÍ
 - 4.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE
 - 4.2.2 ZATÍŽENÍ
 - 4.2.3 ŠTÍHLOSTNÍ KRITÉRIUM
 - 4.2.4 ÚČINKY II. ŘÁDU
 - 4.2.5 POSOUZENÍ V INTERAKČNÍM DIAGRAMU

5. ZÁKLADY

5.1 ÚNOSNOST ZÁKLADOVÉ SPÁRY

5.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

5.1.2 ZATÍŽENÍ

5.1.3 POSOUZENÍ

5.2 POSOUZENÍ ZÁKLADU NA OHYB

5.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

5.2.2 VÝPOČET

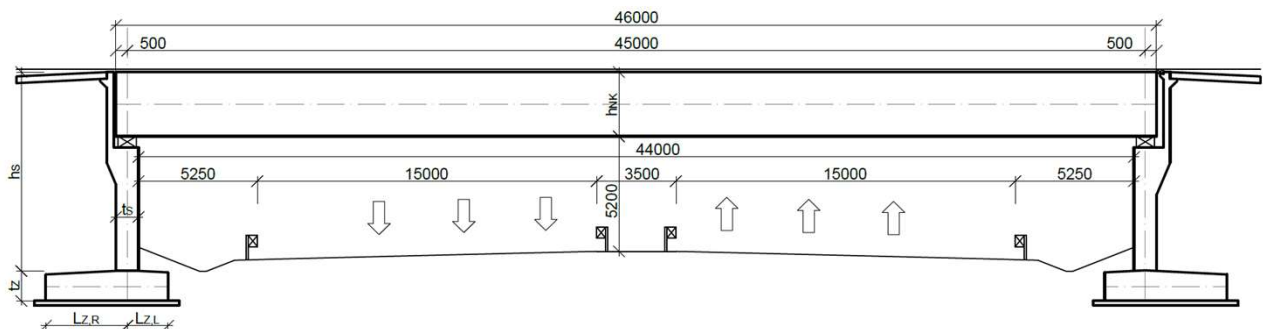
5.2.3 POSOUZENÍ

1. VSTUPNÍ HODNOTY

1.1 DEFINOVÁNÍ MOSTNÍHO OBJEKTU

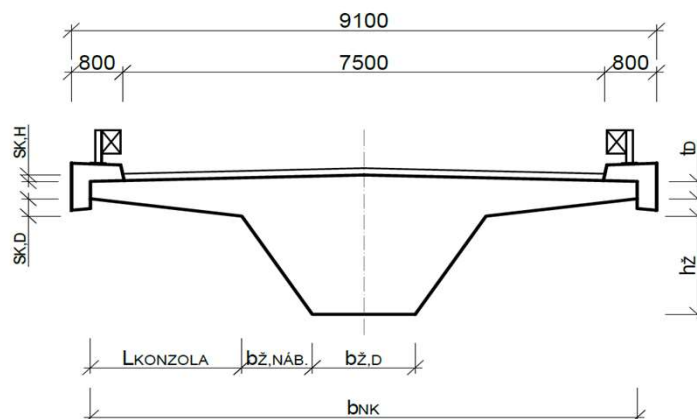
Most je navržen jako obecný nadjezd dálnice o třech pruzích v každém směru v přímém úseku. Cílem není detailní návrh, ale spíše posouzení realizovatelnosti mostu s danými rozměry. Nosná konstrukce je modelována jako prostý nosník. Následně dojde k porovnání s obdobným objektem, který je však navržen jako rámová konstrukce v Příloze 2. V rámci tohoto předběžného návrhu dojde k prvotnímu návrhu dimenzí nosné konstrukce, stojek spodní stavby a plošných základů. Most převádí komunikaci 3. třídy kategorie S7,5, tím pádem by spadl pod krajského správce silnic na území daného kraje.

1.1.1 SCHÉMA PODÉLNÉHO ŘEZU



Základ	Délka líce	$L_{z,L} =$	3 m
	Délka rubu	$L_{z,R} =$	6,5 m
	Celková délka	$L_z =$	9,5 m
	Šířka	$b_z =$	12 m
	Tloušťka	$t_z =$	1 m
Stojka	Výška	$h_s =$	8 m
	Tloušťka	$t_s =$	1 m
	Šířka	$b_s =$	8,5 m
NK	Délka nosné konstrukce	$L_{NK} =$	46 m
	Délka prostého nosníku	$L_{NK'} =$	45 m
	Přesahy	$L_x =$	0,5 m

1.1.2 SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU



Tloušťka desky	$t_D =$	300 mm	
Horní sklon (na půlce kce)	$s_{K,H} =$	110 mm	
Spodní náběh konzoly	$s_{K,D} =$	200 mm	300
Výška žebra	$h_Z =$	2200 mm	2300
Celková výška	$h_{NK} =$	2810 mm	
Šířka žebra dole	$b_{Z,D} =$	1900 mm	2000
Šířka náběhu žebra	$b_{Z,NÁB.} =$	1000 mm	
Celková šířka	$b_{NK} =$	8500 mm	
Délka konzoly	$L_{KONZOLA} =$	2300 mm	
Šířka žebra nahoře	$b_{Z,H} =$	3900 mm	
Celková plocha průřezu	$A_{NK} =$	10637500 mm ²	
Poloha T od shora	$T_H =$	1073 mm	
Poloha T od spodu	$T_D =$	1737 mm	
Moment setrvačnosti	$I_{NK} =$	6,72041 m ⁴	

1.2 MATERIÁLY

Pracovní diagramy materiálů spolu s klíčovými hodnotami jsou určeny na základě ČSN EN 1992-1-1

1.2.1 BETON SPODNÍ STAVBY A ZÁKLADŮ

C 30 / 37

Cl 0,1 D_{max} 22 mm S4

$f_{ck} = 30$ MPa

$\gamma_M = 1,5$

$\alpha_{cc} = 1,0$

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M$

$f_{cd} = 20$ MPa

$E_{cm} = 33$ GPa

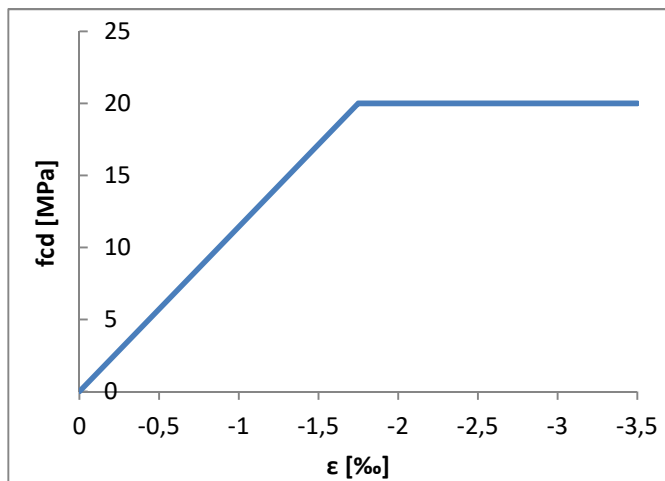
$\epsilon_{c3} = -1,75$ ‰

$\epsilon_{cu3} = -3,5$ ‰

$f_{ctm} = 2,9$ MPa

$f_{ctk,0,05} = 2$ MPa

$f_{ctk,0,95} = 3,8$ MPa



Tíha

$G = 25$ kN/m³

$G_{mokrý} = 26$ kN/m³

Teplotní roztažnost

$\alpha_T = 0,00001$ 1 / °C

Krycí vrstva

$c_{nom} = 50$ mm

1.2.2 BETON NOSNÉ KONSTRUKCE

C 45 / 55

Cl 0,1

 D_{max} 22 mm

S4

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

$\gamma_M = 1,5$

$\alpha_{cc} = 1,0$

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M$

$f_{cd} = 30 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$

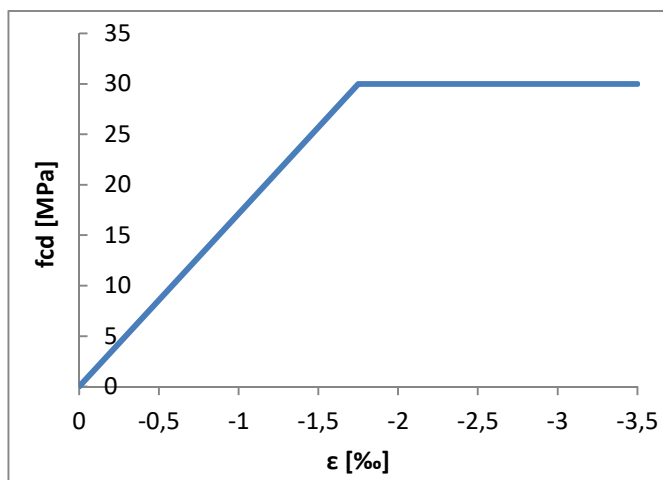
$\epsilon_{c3} = -1,75 \text{ ‰}$

$\epsilon_{cu3} = -3,5 \text{ ‰}$

$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

$f_{ctk,0,05} = 2,7 \text{ MPa}$

$f_{ctk,0,95} = 4,9 \text{ MPa}$



Tíha

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

$G_{mokrý} = 26 \text{ kN/m}^3$

Teplotní roztažnost

$\alpha_T = 0,00001 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Krycí vrstva

$c_{nom} = 50 \text{ mm}$

1.2.3 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

B 500 B

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

$\gamma_S = 1,15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$

$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$

$E_s = 200 \text{ GPa}$

$\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$

$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \times 0,9$

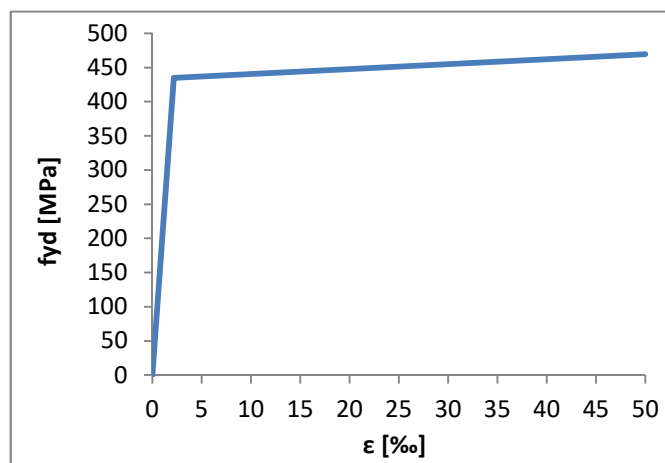
$\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$

$k = 1,08$

$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$

$\epsilon_{yd} = 2,174 \text{ ‰}$

$f_{ud} = 465,929 \text{ MPa}$



1.2.4 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

Y 1860 S7 - 15,7

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

$$f_{p0,1k} = 1640$$

$$d = 15,7$$

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$

$$f_{pd} = 1426,09 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 22,2 \text{ ‰}$$

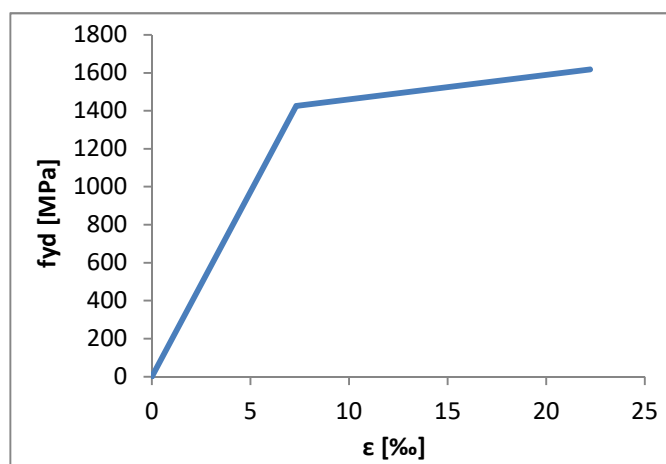
$$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \times 0,9$$

$$\epsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\epsilon_{yd} = 7,3 \text{ ‰}$$

$$f_{ud} = 1588,88 \text{ MPa}$$



2. ZATÍŽENÍ

2.1 ZATĚŽOVACÍ STAVY

1. Vlastní tíha
2. Ostatní stálé
3. Doprava - TS, UDL, brzdné síly
4. Zemní tlaky
5. Přetížení rubu opěry

Zatížení teplotou není v tomto případě klíčové a není tak pro zjednodušení uvažováno.

2.1.1 VLASTNÍ TÍHA

Mostovka

Plocha příčného řezu mostovky	$A_{NK} =$	10,6375 m ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení mostovky	$g_{MOSTOVKA,k} =$	265,938 kN/m

Stojky

Tloušťka	$t_S =$	1 m
Šířka	$b_S =$	8,5 m
Plocha	$A_S =$	8,5 m ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení stojky	$g_{STOJKA,k} =$	212,50 kN/m

Základy

Tloušťka	$b_Z =$	1 m
Šířka	$t_Z =$	12 m
Plocha	$A_Z =$	12 m ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení základu	$g_{ZÁKLAD,k} =$	300,00 kN/m

2.1.2 OSTATNÍ STÁLÉ

Římsa

Plocha průřezu 1 římsy	$A_{ŘÍMSA} =$	384109 mm²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení od 1 římsy	$g_{1 ŘÍMSA,k} =$	9,603 kN/m
Liniové zatížení od obou říms	$g_{ŘÍMSA,k} =$	19,21 kN/m

Vozovka

Tloušťka	$t_{VOZOVKA} =$	120 mm
Rezerva 20% tloušťky vozovky	$t_{VOZOVKA} =$	144 mm
Šířka vozovky	$w_{VOZOVKA} =$	7,5 m
Plocha vozovky v příšném směru	$A_{VOZOVKA} =$	1,08 m ²
Objemová tíha asfaltové směsi	$\gamma_{asfalt} =$	24 kN/m³
Liniové zatížení od vozovky	$g_{VOZOVKA,k} =$	25,92 kN/m

Celkem ostatní stálé $g_{ost.st.,k} = 45,13 \text{ kN/m}$

2.1.3 DOPRAVA

Jako zatížení dopravou je uvažována soustava LM1.

Šířka vozovky	$w_{VOZOVKA} =$	7,5 m
1. pruh	$q_1 =$	9 kN/m ²
	$w_1 =$	3 m
	$Q_1 =$	300 kN
2. pruh	$q_2 =$	6 kN/m ²
	$w_2 =$	3 m
	$Q_2 =$	200 kN
3. pruh	$q_3 =$	3 kN/m ²
	$w_3 =$	1,5 m
	$Q_3 =$	0 kN
Celkové liniové zatížení	$q_{doprava,k} =$	49,5 kN/m
Celk. bodové zatížení 1 nápravy (2 nápravy celkem ve vzdálenosti 1,2 m za sebou)	$Q_{doprava,k} =$	500 kN

Pozice dvounápravy na mostě je určena dle Winklerova kritéria

Vzdálenost mezi nápravami	$a =$	1,2 m
Vzdálenost výslednice sil od 1. síly 1/2 vzdálenosti mezi výslednicí a rozhodující silou	$b =$	0,6 m
	$c =$	0,3 m
Vzdálenost od počátku NK k 1. síle	$d = 46/2 - 0,3 =$	22,7 m
Vzdálenost od počátku NK k 2. síle	$e =$	23,9 m

Brzdné síly

Poměr TS		60 %
Poměr UDL		10 %
	TS = 2 x	300 kN
	UDL =	9 kN/m ²
Šířka pruhu UDL	$w_1 =$	3 m
Délka NK	$L_{NK} =$	46 m
	$Q_{brzd,k} = 0,6 * 2 * 300 + 0,1 * 9 * 3 * 46$	
	$Q_{brzd,k} =$	484,2 kN

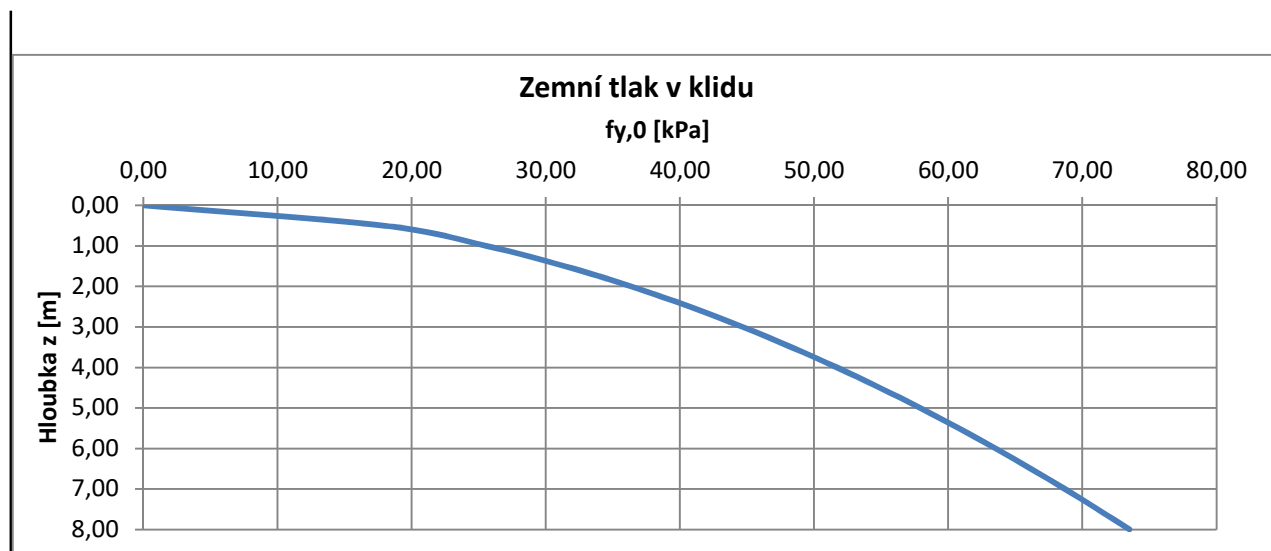
2.1.4 ZEMNÍ TLAKY

Konstrukce je navržena jako prostý nosník. Dilatací je tedy zamezeno přenosu podélných deformací z nosné konstrukce do spodní stavby. Můžeme tedy vyloučit pasivní a aktivní zemní tlak z působení na spodní stavbu. Do modelu zavedeme pouze klidový zemní tlak.

Zásyp za opěrou

Nesoudržná zemina		S3
Objemová tíha	$\gamma =$	17,5 kN/m ³
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef} =$	29,5 °
Soudržnost zeminy	$c_{ef} =$	0 kPa
Třecí úhel zem.-kce.	$\delta =$	0 °
Zemní tlak v klidu	$f_{y,0} = K_0 * z * \gamma_z$	
Součinitel zem. tlaku v klidu	$K_0 = (1 - \sin\varphi) * OCR^{\sin\varphi} < K_p$	
Součinitel překonsolidace	$OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}}$	
Max. svislé dosažené napětí (hutnění po vrstvách 300 mm)	$\sigma_{z,max} = \max (150 \text{ kPa}; \sigma_{z,max})$	
Oprávdové svislé napětí	$\sigma_{z,real} = \gamma_z * z$	
Souč. pasivního zem. tlaku	$K_p = \text{tg}^2 * (45^\circ + \varphi/2)$	
	$K_p = \text{tg}^2 * (45^\circ + 29,5/2)$	
	$K_p =$	2,94

#	z [m]	$\sigma_{z,real}$ [kPa]	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	OCR [-]	K_0 [-]	$f_{y,0}$ [kPa]
0	0,00	0,00	150		0,00	0,00
1	0,50	8,75	150	17,14	2,06	18,00
2	1,00	17,50	150	8,57	1,46	25,59
3	1,50	26,25	150	5,71	1,20	31,43
4	2,00	35,00	150	4,29	1,04	36,37
5	2,50	43,75	150	3,43	0,93	40,74
6	3,00	52,50	150	2,86	0,85	44,69
7	3,50	61,25	150	2,45	0,79	48,32
8	4,00	70,00	150	2,14	0,74	51,71
9	4,50	78,75	150	1,90	0,70	54,90
10	5,00	87,50	150	1,71	0,66	57,91
11	5,50	96,25	150	1,56	0,63	60,78
12	6,00	105,00	150	1,43	0,61	63,53
13	6,50	113,75	150	1,32	0,58	66,16
14	7,00	122,50	150	1,22	0,56	68,70
15	7,50	131,25	150	1,14	0,54	71,15
16	8,00	140,00	150	1,07	0,53	73,52



2.1.5 PŘÍTÍŽENÍ RUBU OPĚRY

Výška klínu (omezeno výškou dřívku)	$h = L_{z,R} * \operatorname{tg} (90 - \varphi) =$	8,00 m
Přítížení	$f_z = b_z * h * \gamma_z =$	12 * 8 * 17,5
	$f_z =$	1680 kN/m
Dosažení plné výšky klínu	$a = L_{z,R} * \operatorname{cotg} (90 - \varphi) =$	1,97 m od dřívku

2.2 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení jsou určeny na základě ČSN EN 1990

2.2.1 MSP

Kombinace MSP se použijí pro předběžný návrh předpětí v nosné konstrukci. Proto jsou uvažovány pouze takové zatěžovací stavy, které jsou pro tuto část konstrukce důležité.

Charakteristická kombinace zatížení

Typ zatížení	Zatěžovací stav	Kombinační součinitel
Stálé	Vlastní tíha	1
	Ostatní stálé	1
Předpětí	Předpětí	1
Proměnné	Doprava TS	0,75
	UDL	0,4

Častá kombinace zatížení

Typ zatížení	Zatěžovací stav	Kombinační součinitel
Stálé	Vlastní tíha	1
	Ostatní stálé	1
Předpětí	Předpětí	1
Proměnné	Doprava TS	0,75
	UDL	0,4

Quasi-stable combination of loads

Typ zatížení	Zatěžovací stav	Kombinační součinitel
Stálé	Vlastní tíha	1
	Ostatní stálé	1
Předpětí	Předpětí	1
Proměnné	Doprava TS	0
	UDL	0

2.2.2 MSÚ

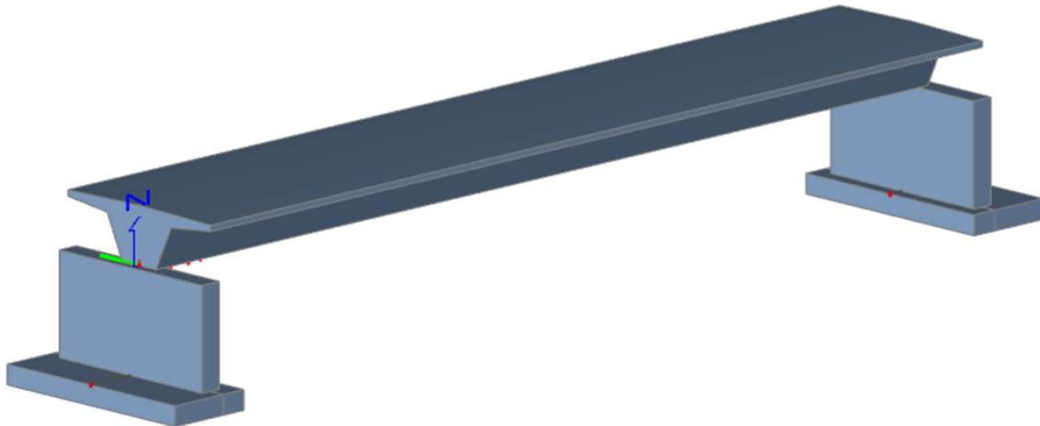
Combination MSÚ is used for the design of the lower structure and foundations. Because in combinations occur such loading states, which play an important role for these parts of the structure.

KOMBINACE ZATÍŽENÍ		Typ zatížení							
		Zem. Tlak		Stálé		LM1 - TS		LM1 - UDL	
Způsob působení		-	+	-	+	-	+	-	+
Souč. zatížení	γ_F	1,20	0	1,35	1,0	1,35	0	1,35	0
Souč. kombinace	ψ_0	-	-	-	-	0,75	-	0,40	-
Redukční souč.	ζ_g	-	-	0,85	-	-	-	-	-
Kombinace	6.10a	1,20	1,35	1,00	1,35 x 0,75 =		1,35 x 0,4 =		
					1,01		0,54		
	6.10b	1,20	(1,35 or 1)x0,85=		1,35		1,35		
				1,15	0,85				

3. NOSNÁ KONSTRUKCE

3.1 MODEL

Výpočetní model nosné konstrukce je proveden jako prutová konstrukce na pružných liniových podporách. Spojení NK a SS je u jedné podpory kloubové neposuvné a na druhé kloubové posuvné. Statický výpočet nosné konstrukce se zabývá pouze MSP pro předběžný návrh předpětí. MSÚ není řešeno z důvodu zjednodušení práce a zároveň se jedná pouze o orientační návrh, kde je cílem získat reálné dimenze konstrukce a ověřit její rámcovou proveditelnost.



Základová zemina

Tuhost zákl. půdy	$k' =$	105 MN/m ³
(tato hodnota tuhosti byla odhadnuta jako odpovídající pro běžné vrstevnaté podloží)		
Svislá tuhost	$k = k' * b = 105 * 12 =$	1260 MN/m ²

3.2 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPĚTÍ

3.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Průřez: Výška průřezu		2810 mm
Průměr kanálku		100 mm
Minimální krytí		150 mm
Těžiště - dolní vlákna		1737 mm
Těžiště - horní vlákna		-1073 mm
Excentricita předpětí	$e_p =$	1493 mm
Plocha průřezu		10,638 m ²
Moment setrvačnosti průřezu		6,72041 m ⁴
Největší rozměr kameniva		22 mm
Min. světlná vzdálenost kanálků		100 mm
Min. osová vzdálenost kanálků		200 mm
Rozměr průřezu v místě předp.		1900 mm
Počet lan v kabelu	$n =$	19 ks
Počet kabelů	$m =$	15 ks
Max. počet kabelů v 1 řadě		8 ks
Počet řad		1,875

Počet kabelů v 1. řadě		8 ks
Počet kabelů ve 2. řadě		7 ks
Počet kabelů ve 3. řadě		0 ks
Počet kabelů ve 4. řadě		0 ks
Těžiště předpětí od spodu průřezu		243 mm
Předpínací výztuž:		
Plocha 1 lana	$A_p =$	0,00015 m ²
Char. mez pevnosti	$f_{pk} =$	1860 MPa
Char. mez kluzu	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
Součinitele předpětí	$k_1 =$	0,8
(dle ČSN EN 1992-1-1)	$k_2 =$	0,9
	$k_7 =$	0,75
	$k_8 =$	0,85
Předpínací napětí	$\sigma_{p,max} = \min(k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k})$ $\sigma_{p,max} = \min(0,8 * 1860; 0,9 * 1640)$	1476 MPa
Napětí za provozu	$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k})$ $\sigma_{p,m0} = \min(0,75 * 1860; 0,85 * 1640)$	1394 MPa
Celkem lan	$n_{celk.} = m * n =$	285 ks
Předpínací síla	$F_p =$	-63099 kN
Odhad ztrát předpětí		20 %
Norm. síla od předp. po ztrátách	$N_p = F_p * 0,8 =$	-50479 kN
Moment od předpětí ve středu rozpětí	$M_p = N_p * e_p$ $M_p = -50479,2 * 1,493$	-75365 kNm
Napětí:		
Napětí od předpětí ve spodních vláknech		-24,22 MPa
Napětí od předpětí v horních vláknech		7,29 MPa
Napětí v průřezu od zatížení		
	Spodní vlákna	Charakteristická 25,6 MPa Častá 25,6 MPa Kvazistálá 22,2 MPa
	Horní vlákna	Charakteristická -15,9 MPa Častá -15,9 MPa Kvazistálá -13,7 MPa
Celk. napětí ve spodních vláknech	Charakteristická Častá Kvazistálá	1,4 MPa 1,4 MPa -2,0 MPa
Celkové napětí v horních vláknech	Charakteristická Častá Kvazistálá	-8,61 MPa -8,61 MPa -6,41 MPa

3.2.2 POSOUZENÍ

Minimální tahová pevnost betonu	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa
Tlaková pevnost betonu	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa

Maximální tahové napětí

Kombinace	Povolené		Skutečné	
Charakteristická	2,7 MPa	>	1,4 MPa	VYHOVUJE
Častá	2,7 MPa	>	1,4 MPa	VYHOVUJE
Kvazistálá	0,0 MPa	>	-2,0 MPa	VYHOVUJE

Maximální tlaková napětí

Kombinace	Povolené		Skutečné	
Charakteristická	-27,0 MPa	<	-8,6 MPa	VYHOVUJE
Častá	-27,0 MPa	<	-8,6 MPa	VYHOVUJE
Kvazistálá	-20,3 MPa	<	-6,4 MPa	VYHOVUJE

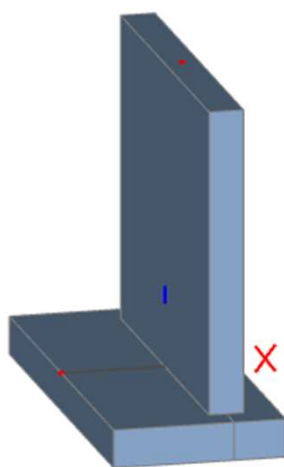
4. SPODNÍ STAVBA

4.1 MODEL

Spodní stavba je modelována jako prutová konstrukce s danou šířkou a na pružné liniové podpoře. Vzhledem k velké šířce opěry konstrukce vykazuje prvky stěnového působení. To je zde však z důvodu zjednodušení zanedbáno a konstrukce je počítána pouze jako prutová. Jedná se pouze o orientační návrh, proto lze toto zjednodušení považovat za vhodné.

Základová zemina

Tuhost zákl. půdy	$k' =$	105 MN/m ³
Svislá tuhost	$k = k' * b = 105 * 12 =$	1260 MN/m ²



4.2 POSOUZENÍ

4.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Rozměry průřezu:	Výška	$h_s =$	8 m	
	Tloušťka	$t_s =$	1 m	
	Šířka	$b_s =$	8,5 m	
	Plocha průřezu	$A_c =$	8,5 m ²	
Beton	Char. Pevnost	$f_{ck} =$	30 MPa	
	Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	20,0 MPa	
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	33 GPa	
	Velikost kameniva	$d_g =$	22 mm	
Výztuž	Krycí vrstva	$c_{nom} =$	50 mm	
	Průměr třmínku	$\phi_{tr} =$	16 mm	
Horní výztuž S1	1. řada	Průměr prutů	$\phi_{S11} =$	32 mm
		Počet prutů	$n_{S11} =$	46 ks
	2. řada	Průměr prutů	$\phi_{S12} =$	32 mm
		Počet prutů	$n_{S12} =$	0 ks

Spodní výztuž S2

1. řada	Průměr prutů	$\varnothing_{S21} =$	32 mm
	Počet prutů	$n_{S21} =$	46 ks
2. řada	Průměr prutů	$\varnothing_{S22} =$	32 mm
	Počet prutů	$n_{S22} =$	0 ks
Vzdálenost mezi řadami		$s =$	100 mm

4.2.2 ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení			
#	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN/m]	$M_{E,kvazi}$ [kN/m]
1	-12538,46	-447,30	-331,33
2	-8104,07	-331,33	-331,33
3	-12155,25	-3778,71	-331,33
4	-6888,46	-281,63	-331,33

4.2.3 ŠTÍHLOSTNÍ KRITÉRIUM

Limitní štíhlost $\lambda_{lim} > \lambda$ Skutečná štíhlost

Limitní štíhlost
$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}}$$

Koeficienty dle normy ČSN EN 1992-1-1

A =	0,7
B =	1,1
C =	0,7

Poměrná normálová síla
$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}$$

Maximální návrhové zatážení	$N_{Ed} =$	12,538 MN
	$A_c =$	8,5 m ²
	$f_{cd} =$	20,0 MPa
	$n =$	0,074
	$\lambda_{lim} =$	39,69

Skutečná štíhlost
$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i}$$

Vzpěrná délka $L_{vz} = 2 * h_s =$ 16 m

(dokonalé vetknutí - vetknutí má hodnotu 0,5 * L;
zde se uvažuje nedokonalé vetknutí - vetknutí)

Poloměr setrvačnosti
$$i = \frac{I}{A}$$

Moment setrvačnosti $I = 1/12 b * h^3 =$ 0,70833 m⁴

Poloměr setrvačnosti $i =$ 0,08333 m²

$\lambda =$ 192

Štíhlostní kritérium

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

$$39,69 < 192$$

Je potřeba vyšetřit účinky II. řádu

4.2.4 ÚČINKY II. ŘÁDU

Účinky druhého řádu budou vyšetřeny pomocí metody založené na jmenovité tuhosti (dle normy ČSN EN 1992-1-1)

Jmenovitá tuhost

$$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s$$

Beton

Součinitel zahrnující vliv trhlin, dotvarování atd. betonu

$$K_c = \frac{k_1 * k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

Součinitele

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck} [MPa]}{20}}$$

$$k_1 = 1,22474$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} * \frac{\lambda}{170}$$

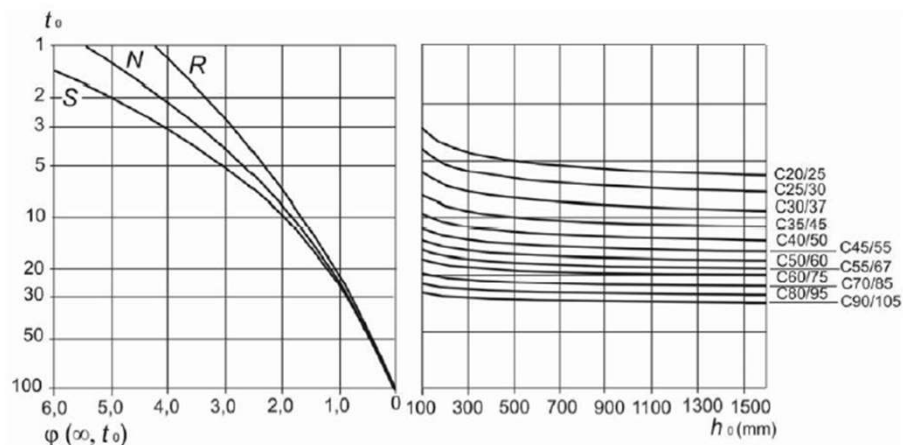
$$k_2 = \frac{12,538}{8,5 * 20} * \frac{192}{170}$$

$$k_2 = 0,0833$$

Efektivní součinitel dotvarování

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{0, Egp}}{M_{0, Ed}}$$

Součinitel dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ byl odečten z grafu na základě následujících dat



b) vnější prostředí – RH = 80 %

Stáří betonu v okamžiku zatížení

$$t_0 = 20 \text{ dní}$$

Náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = 2 * A_c / u$$

Vysychající obvod

$$u = 19 \text{ m}$$

$$h_0 = 2 * 8,5 / 19 = 895 \text{ mm}$$

Třída cementu

N

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,9$$

Moment 1. řádu od kvazistálé kombinace zatížení

$$M_{0,Eqp} = 331 \text{ kNm}$$

Moment 1. řádu od návrhové kombinace zatížení

$$M_{0,Ed} = 447 \text{ kNm}$$

$$\varphi_{ef} = 1,9 * \frac{331,33}{447,3}$$

$$\varphi_{ef} = 1,407$$

$$K_c = \frac{1,22474}{1} * \frac{0,0833}{1,407}$$

$$K_c = 0,04238$$

Návrhová hodnota modulu pružnosti $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$

Součinitel

$$\gamma_{cE} = 1,2$$

$$E_{cd} = 27,5 \text{ GPa}$$

Moment setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin

$$I_c = 0,70833 \text{ m}^4$$

Výztuž

Součinitel vlivu výztuže pro $\rho \geq 0,002$ je roven 1

$$\rho = A_s / A_c$$

$$\text{Plocha výztuže } A_s = 0,07399 \text{ m}^2$$

$$\text{Plocha betonu } A_c = 8,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Poměr } \rho = 0,074 / 8,5 = 0,0087$$

$$\rightarrow K_s = 1$$

Modul pružnosti oceli

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

Moment setrvačnosti výztuže

$$I_s = 0,0130 \text{ m}^4$$

Jmenovitá tuhost

$$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s$$

$$EI = 0,0424 * 27,5 * 0,7083 + 1 * 200 * 0,013$$

$$EI = 3426,25 \text{ MN}$$

Vzpěrné břemeno

$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} * EI$$

$$N_B = \frac{\pi^2}{16^2} * 3426,2$$

$$N_B = 132,093 \text{ MN}$$

Celkový návrhový ohybový moment druhého řádu se určí jako:

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} * \left(1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right)$$

Moment prvního řádu obsahující vliv imperfekcí

$$M_{0Ed} = N_{Ed} * (e_f + e_i)$$

Excentricita zatížení $e_f = M_{Ed} / N_{Ed} = 447 / 12538$

$$e_f = 0,03567 \text{ m}$$

Náhodná excentricita $e_i = 20 \text{ mm}$

$$M_{0Ed} = 12538,46 * (0,0357 + 0,02)$$

$$M_{0Ed} = 698,069 \text{ kNm}$$

Součinitel beta závisící na rozdělení momentů prvního a druhého řádu

$$\beta = \pi^2 / c_0$$

$$c_0 = 9,6$$

$$\beta = 1,02808$$

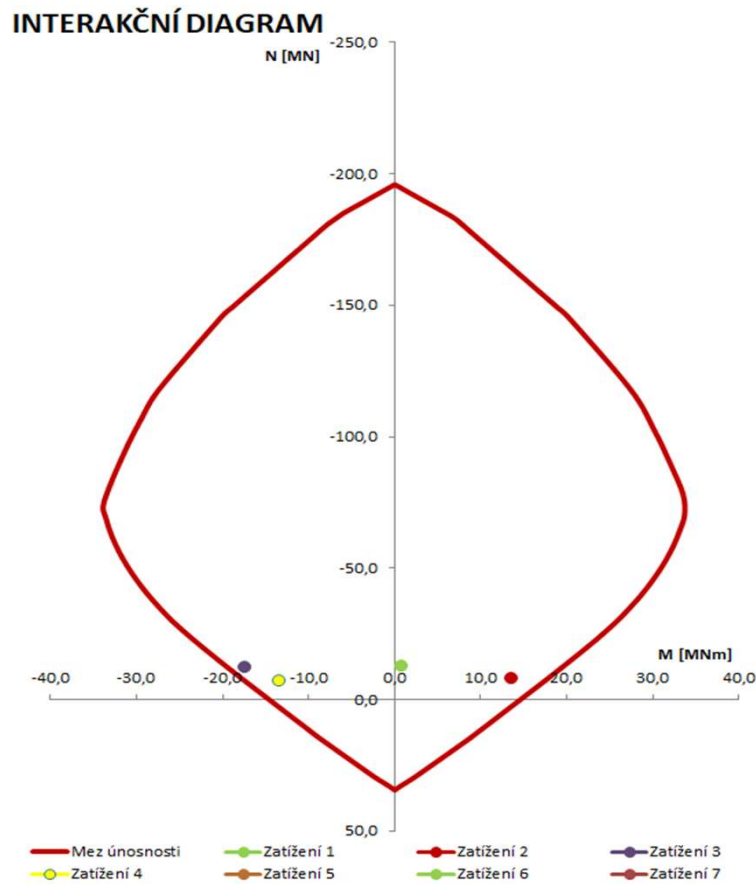
Výsledný návrhový moment s účinky II. řádu $M_{Ed} = 698,1 * \left(1 + \frac{1,0281}{\frac{132,093}{12,538} - 1} \right)$

$$M_{Ed} = 773,337 \text{ kNm}$$

Přehled všech momentů II. řádu v kombinaci s příslušnou normálovou silou

Kombinace zatížení		
#	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN/m]
1	-12538,46	773,34
2	-8104,07	13578,85
3	-12155,25	-17442,08
4	-6888,46	-13458,73

4.2.5 POSOUZENÍ V INTERAKČNÍM DIAGRAMU



Z interakčního diagramu je patrné, že takto navržený průřez s výztuží vyhovuje.

Konstrukční zásady

Minimální vzdálenost prutů

$$s_{\min} = \max (d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 1,2 * \varnothing)$$

$$s_{\min} = \max (27; 20 \text{ mm} ; 38,4)$$

$$s_{\min} = 38,4 \text{ mm}$$

Využitelná šířka průřezu

$$y = b - 2 * c_{\text{nom}} - 2 * \varnothing_{\text{tr}}$$

$$y = 8500 - 2 * 50 - 2 * 16$$

$$y = 8368 \text{ mm}$$

Skutečná světlá vzdálenost prutů

$$s_{\text{real}} = \frac{y - n_{\text{prov}} * \varnothing}{n_{\text{prov}} - 1}$$

$$s_{\text{real}} = 154 \text{ mm}$$

NÁVRH: Oboustranné vyztužení 46 x \varnothing 32 à 180mm

5. ZÁKLADY

5.1 ÚNOSNOST ZÁKLADOVÉ SPÁRY

V této kapitole dojde k předběžnému posouzení možnosti plošného založení u navrhovaného mostu.

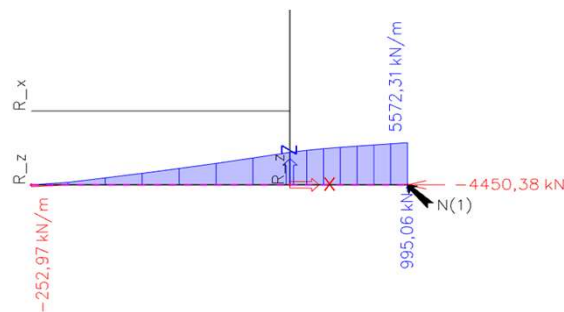
5.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Svislá únosnost základové půdy (tato hodnota je odhadnuta pro běžné podloží)				300 kPa
Úhel vnitřního tření				29,5 °
Rozměry základů	Délka líce	$L_{Z,L} =$		3 m
	Délka rubu	$L_{Z,R} =$		6,5 m
	Celková délka	$L_Z =$		9,5 m
	Šířka	$b_Z =$		12 m
	Tloušťka	$t_Z =$		1 m
	Plocha	$A_Z =$		114 m ²

5.1.2 ZATÍŽENÍ

Kombinace	σ'_1 [kN/m]	σ'_2 [kN/m]	H_{Ed} [kN]
1	4233,35	-234,89	4450,38
2	3142,69	-83,24	3961,34
3	4149,94	-286,16	4615,01
4	2890,31	-68,81	3961,34

Příklad rozložení napětí na základové spáře



5.1.3 POSOUZENÍ

Napětí		$(\sigma_1; \sigma_2) = (\sigma'_1; \sigma'_2) / b_Z$
Napětí od normálové síly		$\sigma_N = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$
Napětí od momentu		$\sigma_M = \text{abs}(\sigma_N - \sigma_2)$
Normálová síla		$N = \sigma_N \cdot A$
Ohybový moment		$M = \sigma_M \cdot W$
Průřezový modul	$W = 1/6 \cdot b \cdot L^2 =$	$1/6 \cdot 12 \cdot 9,5^2 = 180,5 \text{ m}^3$
Excentricita zatížení		$e = M / N$
Efektivní délka základu		$L' = L - 2e$
Rovnoměrné svislé napětí v základové spáře		$\sigma_{Ed} = N / (b \cdot L')$
Vodorovná únosnost základové spáry		$H_{Rd} = N \cdot \text{tg } \varphi$

Kombinace	1	2	3	4
σ_1 [kPa]	352,78	261,89	345,83	240,86
σ_2 [kPa]	-19,57	-6,94	-23,85	-5,73
σ_N [kPa]	166,60	127,48	160,99	117,56
σ_M [kPa]	186,18	134,41	184,84	123,30
N_M [kPa]	18992,69	14532,39	18352,96	13402,13
M_M [kPa]	33604,89	24261,68	33363,17	22255,05
e [m]	1,77	1,67	1,82	1,66
L' [m]	5,96	6,16	5,86	6,18
σ_{Ed} [kPa]	265,50	196,56	260,80	180,75
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,885	0,655	0,869	0,603
H_{Ed} [kN]	4450,38	3961,34	4615,01	3961,34
H_{Rd} [kN]	10745,54	8222,03	10383,60	7582,56
H_{Ed} / H_{Rd}	0,41	0,48	0,44	0,52
Posouzení	VYHOVUJE			

5.2 POSOUZENÍ ZÁKLADU NA OHYB

5.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Rozměry základů:	Délka líce	$L_{Z,L} =$	3,0 m
	Délka rubu	$L_{Z,R} =$	6,5 m
	Celková délka	$L_Z =$	9,5 m
	Šířka	$b_Z =$	12,0 m
	Tloušťka	$t_z =$	1,0 m
Výztuž	Průměr třmínků	$\phi_{tr} =$	16 mm
	Průměr ohybové výztuže	$\phi =$	28 mm
	Pevnost	$f_{yd} =$	434,783 MPa
Beton	Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
	Největší rozměr kameniva	$d_{g,max} =$	22 mm
	Pevnost	$f_{cd} =$	20 MPa

5.2.2 VÝPOČET

Účinná výška průřezu	$d = t_z - c_{nom} - \phi/2 - \phi_{tr} =$	1000 - 50 - 14 - 16
	$d =$	920 mm
Rameno vnitřních sil	$z = 0,9 * d =$	0,9 * 920 → z = 828 mm
Zatížení		$M_{Ed} = 15139,6$ kNm
Podmínka	$M_{Rd} > M_{Ed}$	
	$A_{s,rqd} * f_{yd} * z > M_{Ed}$	
Potřebná plocha výztuže		$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z}$
Potřebná plocha výztuže		$A_{s,rqd} = 42054,4$ mm ²
Potřebný počet prutů		$n_{rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{\pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}$

Potřebný počet prutů	$n_{rd} =$	68,2977 ks
Navržený počet prutů	$n_{prov} =$	69 ks
Navržená plocha výztuže	$A_{s,prov} =$	42486,9 mm ²

5.2.3 POSOUZENÍ

Výpočet ramene vnitřních sil	$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}}$
	$x =$ 96,21 mm
$z = d - 0,4 * x =$	$920 - 0,4 * 96,21 \rightarrow z =$ 881,516 mm
Moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z =$ 42486,9 * 434,78 * 881,516
Moment únosnosti	$M_{Rd} =$ 16283,9 kNm
$M_{Rd} =$ 16283,9 kNm	$> M_{Ed} =$ 15139,6 kNm

VYHOVUJE

Konstrukční zásady

Minimální vzdálenost prutů	$s_{min} = \max (d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 1,2 * \phi)$
	$s_{min} = \max (27; 20 \text{ mm} ; 33,6)$
	$s_{min} =$ 33,6 mm
Využitelná šířka průřezu	$y = b - 2 * c_{nom} - 2 * \phi_{tr}$
	$y =$ 12000 - 2 * 50 - 2 * 16
	$y =$ 11868 mm
Skutečná světlá vzdálenost prutů	$s_{real} = \frac{y - n_{prov} * \phi}{n_{prov} - 1}$
	$s_{real} =$ 148 mm

NÁVRH: 69 x Ø 28 à 170mm

STATICKÝ VÝPOČET - INTEGROVANÝ MOST

Příloha 2 diplomové práce na téma:

Vliv konstrukčního uspořádání betonových mostů na celkové náklady na provedení a údržbu během jejich životnosti

Vypracoval: **Martin Vlk**
Rok: **2021**
Katedra: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Vedoucí DP: **doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.**

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE

0. OBSAH

1. VSTUPNÍ HODNOTY

- 1.1 DEFINOVÁNÍ MOSTNÍHO OBJEKTU
 - 1.1.1 SCHÉMA PODÉLNÉHO ŘEZU
 - 1.1.2 SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU
- 1.2 MATERIÁLY
 - 1.2.1 BETON SPODNÍ STAVBY A ZÁKLADŮ
 - 1.2.2 BETON NOSNÉ KONSTRUKCE
 - 1.2.3 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ
 - 1.2.4 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ
- 1.3 ZEMINY
 - 1.3.1 ZÁKLADOVÉ PODLOŽÍ
 - 1.3.2 ZÁSYPOVÁ ZEMINA

2. ZATÍŽENÍ

- 2.1 ZATĚŽOVACÍ STAVY
 - 2.1.1 VLASTNÍ TÍHA
 - 2.1.2 OSTATNÍ STÁLÉ
 - 2.1.3 DOPRAVA
 - 2.1.4 TEPLOTA
 - 2.1.5 ZEMNÍ TLAKY
 - 2.1.6 PŘÍTÍŽENÍ RUBU OPĚRY
- 2.2 KOMBINACE ZATÍŽENÍ
 - 2.2.1 MSP
 - 2.2.2 MSÚ

3. VÝPOČETNÍ MODELY

- 3.1 DEFINITIVNÍ MODELY
- 3.2 FÁZOVÝ MODEL
 - 3.2.1 ČASOVÁ OSA VÝSTAVBY
 - 3.2.2 JEDNOTLIVÉ FÁZE VÝSTAVBY

4. PŘÍČNÝ ŘEZ NOSNÉ KONSTRUKCE

- 4.1 OVĚŘENÍ KONZOLY
 - 4.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE
 - 4.1.2 ZATÍŽENÍ
 - 4.1.3 VÝPOČET
 - 4.1.4 POSOUZENÍ

5. NOSNÁ KONSTRUKCE - MSP

5.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

5.1.1 PRŮŘEZ

5.1.2 BETON

5.2 PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE

5.2.1 PŘEDPÍNÁNÍ

5.2.2 ODSTRANĚNÍ PODPOR

5.2.3 ZÁSYP OPĚR

5.2.4 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

5.2.5 UVEDENÍ DO PROVOZU

5.2.6 KONEC ŽIVOTNOSTI

5.3 PRŮŘEZ NAD OPĚROU

5.3.1 PŘEDPÍNÁNÍ

5.3.2 ODSTRANĚNÍ PODPOR

5.3.3 ZÁSYP OPĚR

5.3.4 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

5.3.5 UVEDENÍ DO PROVOZU

5.3.6 KONEC ŽIVOTNOSTI

5.4 PRŮŘEZ V 1/4 ROZPĚTÍ

5.4.1 PŘEDPÍNÁNÍ

5.4.2 ODSTRANĚNÍ PODPOR

5.4.3 ZÁSYP OPĚR

5.4.4 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

5.4.5 UVEDENÍ DO PROVOZU

5.4.6 KONEC ŽIVOTNOSTI

5.5 SOUHRN NÁVRHU

6. NOSNÁ KONSTRUKCE - MSÚ

6.1 PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE - Kladný moment

6.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

6.1.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

6.1.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

6.1.4 SÍLY V MATERIÁLECH

6.1.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

6.1.6 POSOUZENÍ

6.2 PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE - Záporný moment

6.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

6.2.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

6.2.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

6.2.4 SÍLY V MATERIÁLECH

6.2.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

6.2.6 POSOUZENÍ

6.3 PRŮŘEZ NAD OPĚROU - Kladný moment

6.3.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

6.3.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

6.3.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

6.3.4 SÍLY V MATERIÁLECH

6.3.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

6.3.6 POSOUZENÍ

6.4 PRŮŘEZ NAD OPĚROU - ZÁPORNÝ MOMENT

6.4.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

6.4.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

6.4.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

6.4.4 SÍLY V MATERIÁLECH

6.4.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

6.4.6 POSOUZENÍ

7. NOSNÁ KONSTRUKCE - SMYK

7.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

7.1.1 PRŮŘEZ

7.1.2 ZATÍŽENÍ

7.2 PRŮŘEZ NAD OPĚROU

7.2.1 ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

7.2.2 ÚNOSNOST VE SMYKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

7.2.3 ÚNOSNOST SYMKOVÉ VÝZTUŽE

7.3 PRŮŘEZ V POLI

7.3.1 ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

7.3.2 ÚNOSNOST VE SMYKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

7.3.3 NÁVRH KONSTRUKČNÍHO VYZTUŽENÍ

8. SPODNÍ STAVBA

8.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

8.1.1 PRŮŘEZ

8.1.2 ZATÍŽENÍ

8.2 VYŠETŘENÍ VZPĚRU

8.2.1 ŠTÍHLOSTNÍ KRITÉRIUM

8.2.2 ÚČINKY II. ŘÁDU

8.3 POSOUZENÍ V INTERAKČNÍM DIAGRAMU

9. ZÁKLADY

9.1 ÚNOSNOST ZÁKLADOVÉ SPÁRY

9.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

9.1.2 ZATÍŽENÍ

9.1.3 POSOUZENÍ

9.2 POSOUZENÍ ZÁKLADU NA OHYB

9.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

9.2.2 VÝPOČET

9.2.3 POSOUZENÍ

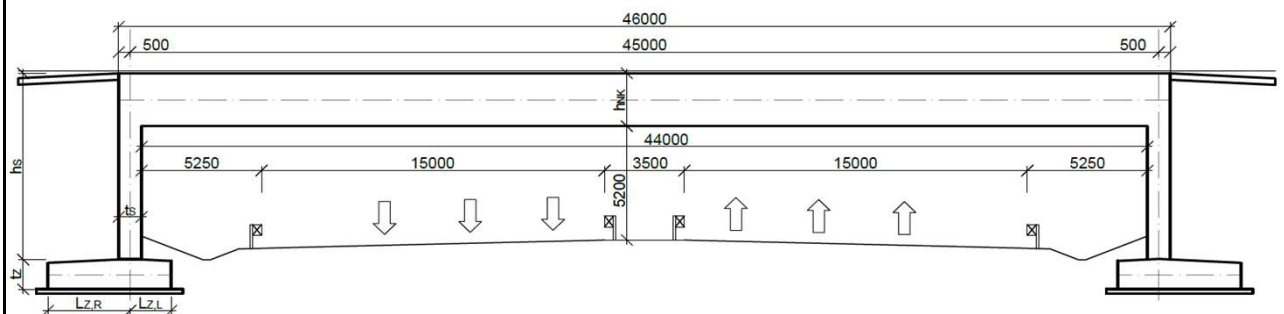
1. VSTUPNÍ HODNOTY

1.1 DEFINOVÁNÍ MOSTNÍHO OBJEKTU

Jedná se o obecný nadjezd přes dálnici v přímém úseku o třech pružích pro každý jízdní směr bez mezilehlé podpory. Most převádí komunikaci 3. třídy kategorie S7,5. Tím pádem by spadl pod krajského správce silnic na území daného kraje.

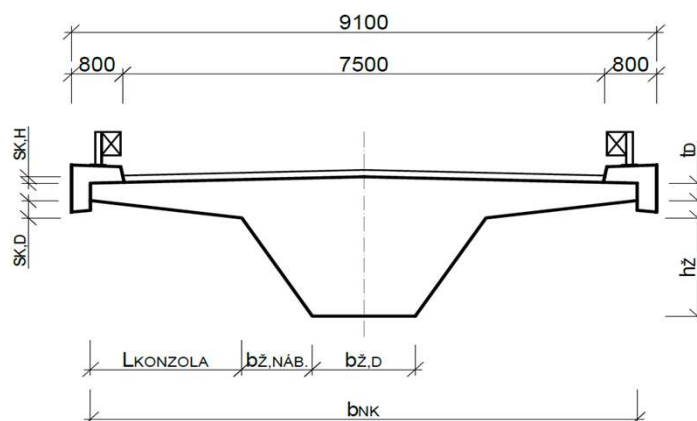
Most je navržen jako rámová betonová konstrukce. Je tedy plně integrován - nosná konstrukce a spodní stavba budou spojeny. Vzhledem k rozpětí bude nosná konstrukce dodatečně předpjatá. Založení je navrženo jako plošné.

1.1.1 SCHÉMA PODÉLNÉHO ŘEZU



Základ	Délka líce	$L_{z,L} =$	3 m
	Délka rubu	$L_{z,R} =$	6,5 m
	Celková délka	$L_z =$	9,5 m
	Šířka	$b_z =$	12 m
	Tloušťka	$t_z =$	1 m
Stojka	Výška	$h_s =$	8 m
	Tloušťka	$t_s =$	1 m
	Šířka	$b_s =$	8,5 m
NK	Délka nosné konstrukce	$L_{NK} =$	46 m
	Osová délka NK	$L_{NK'} =$	45 m
	Přesahy	$L_x =$	0,5 m

1.1.2 SCHÉMA PŘÍČNÉHO ŘEZU



Tloušťka desky	$t_D =$	300 mm
Horní sklon (na půlce kce)	$s_{K,H} =$	110 mm
Spodní náběh konzoly	$s_{K,D} =$	200 mm
Výška žebra	$h_{\bar{z}} =$	2200 mm
Celková výška	$h_{NK} =$	2810 mm
Šířka žebra dole	$b_{\bar{z},D} =$	1900 mm
Šířka náběhu žebra	$b_{\bar{z},NÁB.} =$	1000 mm
Celková šířka	$b_{NK} =$	8500 mm
Délka konzoly	$L_{KONZOLA} =$	2300 mm
Šířka žebra nahoře	$b_{\bar{z},H} =$	3900 mm
Celková plocha průřezu	$A_{NK} =$	10637500 mm ²
Poloha T od shora	$T_H =$	1073 mm
Poloha T od spodu	$T_D =$	1737 mm
Moment setrvačnosti	$I_{NK} =$	6,72041 m ⁴

1.2 MATERIÁLY

Pracovní diagramy materiálů spolu s klíčovými hodnotami jsou určeny na základě ČSN EN 1992-1-1

1.2.1 BETON SPODNÍ STAVBY A ZÁKLADŮ

C 30 / 45

Cl 0,1 D_{max} 22 mm S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

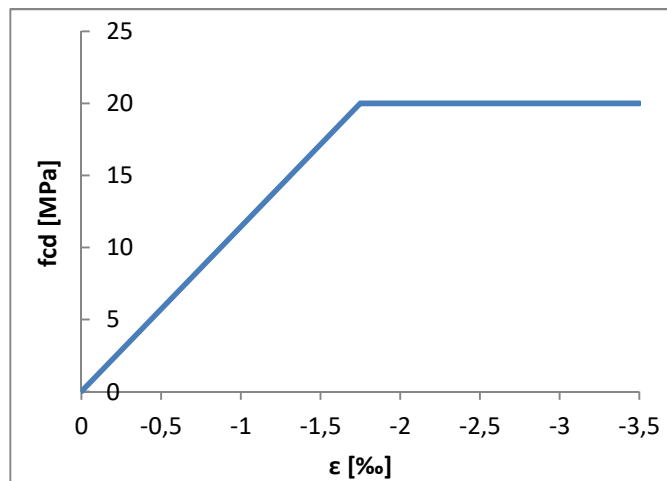
$$\epsilon_{c3} = -1,75 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu3} = -3,5 \text{ ‰}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,95} = 3,8 \text{ MPa}$$



Tíha

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

$$G_{\text{mokrý}} = 26 \text{ kN/m}^3$$

Teplotní roztažnost

$$\alpha_T = 0,00001 \text{ 1 / } ^\circ\text{C}$$

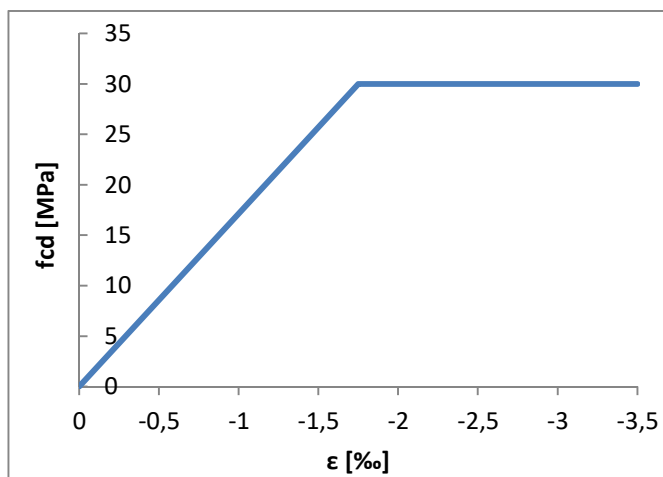
Krycí vrstva

$$c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$$

1.2.2 BETON NOSNÉ KONSTRUKCE

C	45	/	55
f_{ck}	= 45 MPa		
γ_M	= 1,5		
α_{cc}	= 1,0		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M$			
f_{cd}	= 30 MPa		
E_{cm}	= 36 GPa		
ϵ_{c3}	= -1,75 ‰		
ϵ_{cu3}	= -3,5 ‰		
f_{ctm}	= 3,8 MPa		
$f_{ctk,0,05}$	= 2,7 MPa		
$f_{ctk,0,95}$	= 4,9 MPa		

Cl 0,1 D_{max} 22 mm S4



Tíha

G	=	25 kN/m ³
G _{mokrý}	=	26 kN/m ³

Teplotní roztažnost

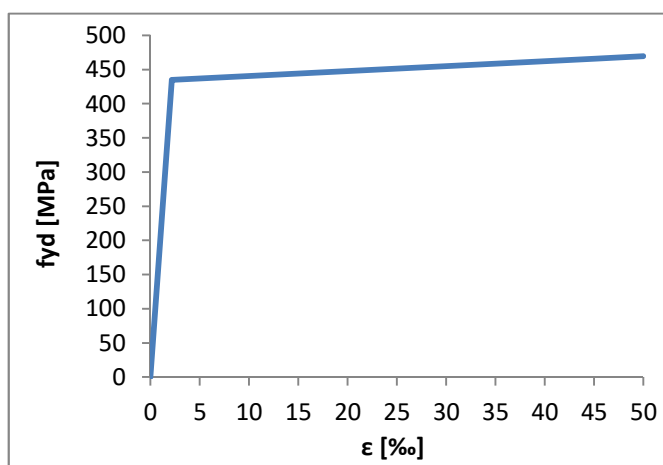
α_T	=	0,00001 1 / °C
------------	---	----------------

Krycí vrstva

c_{nom}	=	50 mm
-----------	---	-------

1.2.3 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

B	500	B
f_{yk}	= 500 MPa	
γ_S	= 1,15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$		
f_{yd}	= 434,783 MPa	
E_s	= 200 GPa	
ϵ_{uk}	= 50 ‰	
$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \times 0,9$		
ϵ_{ud}	= 45 ‰	
k	= 1,08	
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$		
ϵ_{yd}	= 2,174 ‰	
f_{ud}	= 465,929 MPa	



1.2.4 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

Y 1860 S7 - 15,7

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

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$$

$$d = 15,7$$

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$

$$f_{pd} = 1426,09 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 22,2 \text{ ‰}$$

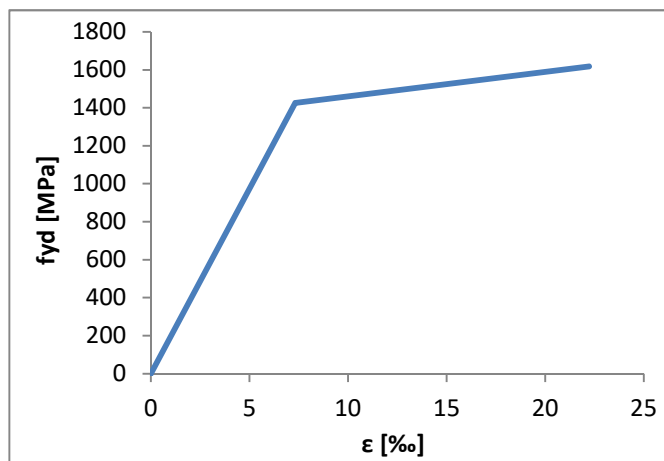
$$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \times 0,9$$

$$\epsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$\epsilon_{yd} = 7,3 \text{ ‰}$$

$$f_{pud} = 1588,88 \text{ MPa}$$



1.3 ZEMINY

1.3.1 ZÁKLADOVÉ PODLOŽÍ

Běžné blíže nespecifikované vrstevnaté podloží

Tuhost $k = 105 \text{ MN/m}^3$

1.3.2 ZÁSYPOVÁ ZEMINA

Zemina: Písek s příměsí jemnozrné zeminy
Středně ulehlá zemina
Třída S3

Modul K_h určen dle ČSN 73 1004

$$K_h = 8,61 \text{ MN/m}^3$$

Objemová tíha $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 29,5^\circ$

Soudržnost zeminy $c_{ef} = 0 \text{ kPa}$

Třecí úhel zem.-kce. $\delta = 0^\circ$

2. ZATÍŽENÍ

2.1 ZATĚŽOVACÍ STAVY

1. Vlastní tíha
2. Ostatní stálé
3. Doprava - TS, UDL, brzdné síly, doprava mimo most
4. Teplota - Rovnoměrné ochlazení a oteplení
5. Zemní tlaky - Aktivní, pasivní a klidový zemní tlak
6. Přetížení rubu opěry

2.1.1 VLASTNÍ TÍHA

Mostovka

Plocha příčného řezu mostovky	$A_{NK} =$	10,6375 m ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení mostovky	$g_{MOSTOVKA,k} =$	265,938 kN/m

Stojky

Tloušťka	$t_s =$	1 m
Šířka	$b_s =$	8,5 m
Plocha	$A_s =$	8,5 m ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení stojky	$g_{STOJKA,k} =$	212,50 kN/m

Základy

Tloušťka	$b_z =$	1 m
Šířka	$t_z =$	12 m
Plocha	$A_z =$	12 m ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení základu	$g_{ZÁKLAD,k} =$	300,00 kN/m

2.1.2 OSTATNÍ STÁLÉ

Římsa

Plocha průřezu 1 římsy	$A_{ŘÍMSA} =$	384109 mm ²
Objemová tíha betonu	$\gamma_{beton} =$	25 kN/m ³
Liniové zatížení od 1 římsy	$g_{1 ŘÍMSA,k} =$	9,603 kN/m
Liniové zatížení od obou říms	$g_{ŘÍMSA,k} =$	19,21 kN/m

Vozovka

Tloušťka	$t_{VOZOVKA} =$	120 mm
Rezerva 20% tloušťky vozovky	$t_{VOZOVKA} =$	144 mm
Šířka vozovky	$w_{VOZOVKA} =$	7,5 m
Plocha vozovky v přísném směru	$A_{VOZOVKA} =$	1,08 m ²
Objemová tíha asphaltové směsi	$\gamma_{asfalt} =$	24 kN/m ³
Liniové zatížení od vozovky	$g_{VOZOVKA,k} =$	25,92 kN/m

Celkem ostatní stálé

$g_{ost.st.,k} =$	45,13 kN/m
-------------------	-------------------

2.1.3 DOPRAVA

Jako zatížení dopravou je uvažována soustava LM1.

Šířka vozovky	$w_{\text{VOZOVKA}} =$	7,5 m
1. pruh	$q_1 =$	9 kN/m ²
	$w_1 =$	3 m
	$Q_1 =$	300 kN
2. pruh	$q_2 =$	6 kN/m ²
	$w_2 =$	3 m
	$Q_2 =$	200 kN
3. pruh	$q_3 =$	3 kN/m ²
	$w_3 =$	1,5 m
	$Q_3 =$	0 kN
Celkové liniové zatížení	$q_{\text{doprava,k}} =$	49,5 kN/m
Celk. bodové zatížení 1 nápravy (2 nápravy celkem ve vzdálenosti 1,2 m za sebou)	$Q_{\text{doprava,k}} =$	500 kN

Pozice dvounápravy na mostě je určena dle Winklerova kritéria

Vzdálenost mezi nápravami	$a =$	1,2 m
Vzdálenost výslednice sil od 1. síly	$b =$	0,6 m
1/2 vzdálenosti mezi výslednicí a rozhodující silou	$c =$	0,3 m
Vzdálenost od počátku NK k 1. síle	$d = 46/2 - 0,3 =$	22,7 m
Vzdálenost od počátku NK k 2. síle	$e =$	23,9 m

Brzdné síly

Poměr TS		60 %
Poměr UDL		10 %
	TS = 2 x	300 kN
	UDL =	9 kN/m ²
Šířka pruhu UDL	$w_1 =$	3 m
Délka NK	$L_{\text{NK}} =$	46 m
	$Q_{\text{brzd,k}} = 0,6 * 2 * 300 + 0,1 * 9 * 3 * 46$	
	$Q_{\text{brzd,k}} =$	484,2 kN

Doprava mimo most

Souč. zemního tlaku v klidu	$K_0 = (1 - \sin\varphi)$	
	$K_0 = (1 - \sin 29,5^\circ) =$	0,508
Rozměry přechodové desky	$b_{\text{pd}} =$	7,5 m
	$L_{\text{pd}} =$	5 m
Plocha	$A_{\text{pd}} =$	37,5 m ²
Zatížení	TS =	1000 kN
	UDL = 49,5 * 5 =	247,5 kN
Celkem	1000 + 247,5 = $F_d =$	1247,5 kN

Odpovídající svislé přetížení	$= F_d/A_{pd} = 1247,5 / 37,5 =$	33,27 kPa
Liniové svislé přetížení	$= 33,27 * b_{pd} = 33,27 * 7,5 =$	249,5 kN/m
Odpovídající vodorovné přetížení	$= K_0 * 33,27 =$	16,89 kPa
Liniové vodorovné přetížení	$= 16,89 * b_{pd} =$	126,64 kN/m

2.1.4 TEPLOTA

Maximální teplota	$T_{max} =$	40 °C
Minimální teplota	$T_{min} =$	-36 °C
Max. teplota konstrukce	$T_{e,max} =$	56 °C
Min. teplota konstrukce	$T_{e,min} =$	-28 °C
Základní teplota NK	$T =$	10 °C
Max. oteplení	$\Delta T_{max} =$	46 °C
Max. Ochlazení	$\Delta T_{min} =$	-38 °C
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha_T =$	0,00001 1/°C

2.1.5 ZEMNÍ TLAKY

Zásyp za opěrou

Nesoudržná zemina		S3
Objemová tíha	$\gamma =$	17,5 kN/m ³
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef} =$	29,5 °
Soudržnost zeminy	$c_{ef} =$	0 kPa
Třecí úhel zem.-kce.	$\delta =$	0 °

Aktivní zemní tlak

Souč. aktivního zem. Tlaku	$K_a = \text{tg}^2 * (45^\circ - \varphi/2)$
	$K_a = \text{tg}^2 * (45^\circ - 29,5/2)$
	$K_a = 0,34$

Pasivní zemní tlak

Souč. mobilizovaného pasivního zemního tlaku	$K_{p,mob}(z) = K_0 + (K_p - K_0) * \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z}$
--	--

Souč. pasivního zem. tlaku	$K_p = \text{tg}^2 * (45^\circ + \varphi/2)$
	$K_p = \text{tg}^2 * (45^\circ + 29,5/2)$
	$K_p = 2,94$

Vzd. Od horní hrany opěry z (proměnná hodnota)

Vodorovná deformace opěry $v(z) = s_h * (1 - \frac{z}{h})$

Hodnota vodorovného posunutí na horní hraně opěry

$s_h = \Delta T_{max} * L/2 * \alpha_T =$	
$s_h = 46 * 46 / 2 * 0,00001 =$	0,0106 m
$s_h < 0,01 * H_D = 0,01 * 8 =$	0,08 m
$\rightarrow s_h =$	0,0106 m

Součinitel zohledňující charakter zásypu

$a = 0,02$

Zemní tlak v klidu

$$f_{y,0} = K_0 * z * \gamma_z$$

Součinitel zem. tlaku v klidu

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) * OCR^{\sin\varphi} < K_p$$

Součinitel překonsolidace

$$OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}}$$

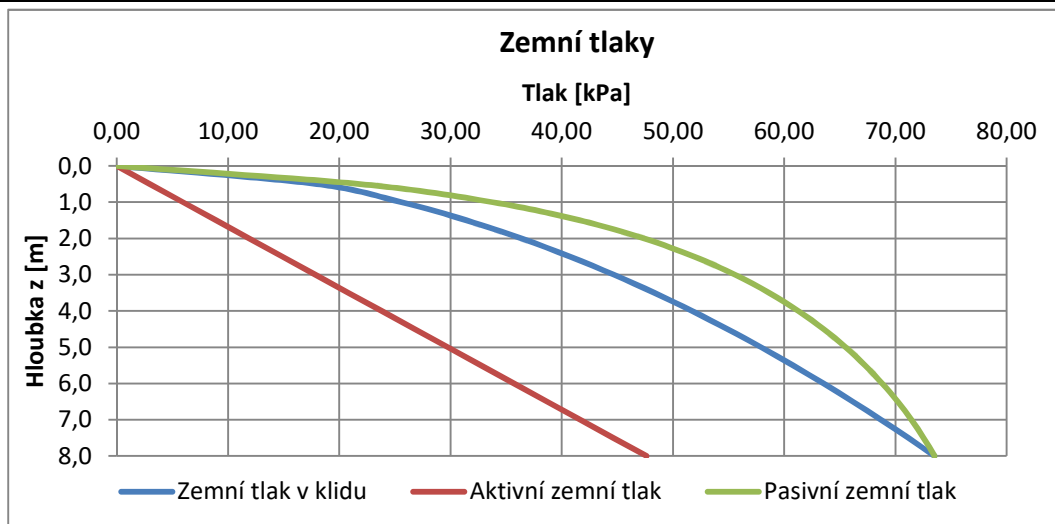
Max. svislé dosažené napětí
(hutnění po vrstvách 300 mm)

$$\sigma_{z,max} = \max(150 \text{ kPa}; \sigma_{z,max})$$

Opravdové svislé napětí

$$\sigma_{z,real} = \gamma_z * z$$

#	z [m]	$\sigma_{z,real}$ [kPa]	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	OCR	K_0	v(z) [m]	$K_{p,mob}$	$f_{y,0}$ [kPa]	$f_{y,a}$ [kPa]	$f_{y,p}$ [kPa]
0	0,0	0,00	150		0,00	0,01	2,94	0,00	0,00	0,00
1	0,5	8,75	150	17,14	2,06	0,01	2,50	18,00	2,98	21,85
2	1,0	17,50	150	8,57	1,46	0,01	1,93	25,59	5,95	33,77
3	1,5	26,25	150	5,71	1,20	0,01	1,59	31,43	8,93	41,62
4	2,0	35,00	150	4,29	1,04	0,01	1,35	36,37	11,90	47,39
5	2,5	43,75	150	3,43	0,93	0,01	1,19	40,74	14,88	51,90
6	3,0	52,50	150	2,86	0,85	0,01	1,06	44,69	17,86	55,57
7	3,5	61,25	150	2,45	0,79	0,01	0,96	48,32	20,83	58,65
8	4,0	70,00	150	2,14	0,74	0,01	0,88	51,71	23,81	61,27
9	4,5	78,75	150	1,90	0,70	0,00	0,81	54,90	26,78	63,54
10	5,0	87,50	150	1,71	0,66	0,00	0,75	57,91	29,76	65,52
11	5,5	96,25	150	1,56	0,63	0,00	0,70	60,78	32,73	67,27
12	6,0	105,00	150	1,43	0,61	0,00	0,66	63,53	35,71	68,82
13	6,5	113,75	150	1,32	0,58	0,00	0,62	66,16	38,69	70,20
14	7,0	122,50	150	1,22	0,56	0,00	0,58	68,70	41,66	71,43
15	7,5	131,25	150	1,14	0,54	0,00	0,55	71,15	44,64	72,53
16	8,0	140,00	150	1,07	0,53	0,00	0,53	73,52	47,61	73,52



2.1.6 PŘITÍŽENÍ RUBU OPĚRY

Výška klínu

$$h = L_{z,R} * \operatorname{tg}(90 - \varphi) = 8,00 \text{ m}$$

(omezeno výškou dřívku)

Přetížení

$$f_z = b_z * h * \gamma_z = 12 * 8 * 17,5$$

$$f_z = 1680 \text{ kN/m}$$

Dosažení plné výšky klínu

$$a = L_{z,R} * \operatorname{cotg}(90 - \varphi) = 1,97 \text{ m} \quad \text{od dřívku}$$

2.2 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení jsou určeny na základě ČSN EN 1990

Přehled koeficientů	MSP				MSÚ		
	Stálá zatížení	Proměnná zat			Nepříz. γ_i	Příznivé γ_i	Redukce ξ
		ψ_0	ψ_1	ψ_2			
Vlastní tíha	1	-	-	-	1,35	1	0,85
Ostatní stálé	1	-	-	-	1,35	1	0,85
Předpětí	1	-	-	-	1	1	-
TS	-	0,75	0,75	0	1,35	0	-
Doprava UDL	-	0,4	0,4	0	1,35	0	-
Brzdy	-	0	0	0	1,35	0	-
Dopr. mimo most	-	0,75	0,75	0	1,35	0	-
Teplota	-	0,6	0,6	0,5	1,5	0	-
Zemní tlaky	-	0	0	0	1,5	0	-
Přítížení opěry	1	-	-	-	1,35	1	0,85

2.2.1 MSP

Kombinace MSP se použijí pro návrh předpětí v nosné konstrukci. Proto jsou uvažovány pouze takové zatěžovací stavy, které jsou pro tuto část konstrukce důležité.

Tyto kombinace se použijí jak v deinitivním modelu, tak ve fázovaném modelu konstrukce.

Charakteristická kombinace zatížení

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

Doprava je hlavní proměnné zatížení - gr1

Typ zatížení	Zatěžovací stav	Kombinační součinitel	
Stálé	Vlastní tíha	1	
	Ostatní stálé	1	
	Přítížení opěry	1	
Předpětí	Předpětí	1	
Proměnné	Hlavní	TS	1
		Doprava UDL	1
		Brzdy	0
	Vedlejší	Teplota	0,6

Doprava je hlavní proměnné zatížení - gr2

Typ zatížení		Zatěžovací stav	Kombinační součinitel
Stálé		Vlastní tíha	1
		Ostatní stálé	1
		Přetížení opěry	1
Předpětí		Předpětí	1
Proměnné	Hlavní	Doprava TS	0,75
		UDL	0,4
		Brzdy	1
	Vedlejší	Teplota	0,6

Teplota je hlavní proměnné zatížení

Typ zatížení		Zatěžovací stav	Kombinační součinitel
Stálé		Vlastní tíha	1
		Ostatní stálé	1
		Přetížení opěry	1
Předpětí		Předpětí	1
Proměnné	Hlavní	Teplota	1
	Vedlejší	Doprava TS	0,75
		UDL	0,4
		Brzdy	0

Častá kombinace zatížení

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

Doprava je hlavní proměnné zatížení

Typ zatížení		Zatěžovací stav	Kombinační součinitel
Stálé		Vlastní tíha	1
		Ostatní stálé	1
		Přetížení opěry	1
Předpětí		Předpětí	1
Proměnné	Hlavní	Doprava TS	0,75
		UDL	0,4
		Brzdy	0
	Vedlejší	Teplota	0,5

Teplota je hlavní proměnné zatížení

Typ zatížení	Zatěžovací stav	Kombinační součinitel		
Stálé	Vlastní tíha	1		
	Ostatní stálé	1		
	Přetížení opěry	1		
Předpětí	Předpětí	1		
Proměnné	Hlavní	Teplota	0,6	
	Vedlejší	TS	0	
		Doprava	UDL	0
		Brzdy	0	

Kvazistálá kombinace zatížení

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

Nezáleží na hlavním a vedlejším proměnném zatížení

Typ zatížení	Zatěžovací stav	Kombinační součinitel	
Stálé	Vlastní tíha	1	
	Ostatní stálé	1	
	Přetížení opěry	1	
Předpětí	Předpětí	1	
Proměnné	Doprava	TS	0
		UDL	0
		Brzdy	0
	Teplota	0,5	

2.2.2 MSÚ

Kombinace MSÚ se použijí pro návrh spodní stavby a základů a pro posouzení nosné konstrukce. Proto se v kombinacích vyskytují takové zatěžovací stavy, které pro tyto části konstrukce hrají důležitou roli.

Pro zkoumání MSÚ byly vybrány kombinace zatížení ze souboru B normy konkrétně 6.10a) a 6.10b)

Výraz 6.10a) $\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

Výraz 6.10b) $\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

Součinitele pro stálá zatížení byla uvažována jak ve své charakteristické hodnotě pro případ, kdy působí příznivě, tak i ve své zvětšené hodnotě koeficientem 1,35 pro případ, kdy působí nepříznivě.

Předpětí je uvažováno se součinitelem $\gamma_P = 1$

Přehled součinitelů uvažovaných v kombinacích v rámci tohoto výpočtu je v následující tabulce.

Zatížení	Působení	Koeficienty			6.10a		6.10b	
		γ_F	ψ_0	ζ_g	Hlavní	Vedlejší	Hlavní	Vedlejší
Stálé	-	1,35		0,85	1,35	-	1,15	-
	+	1			1,00	-	0,85	-
Předpětí	-	1			1,00	-	1,00	-
	+	1			1,00	-	1,00	-
TS	-	1,35	0,75		1,01	1,01	1,35	1,01
	+	0			0,00	0,00	0,00	0,00
UDL	-	1,35	0,4		0,54	0,54	1,35	0,54
	+	0			0,00	0,00	0,00	0,00
Brzdy / rozjezd	-	1,35	0		0,00	0,00	1,35	0,00
	+	0			0,00	0,00	0,00	0,00
Doprava mimo most	-	1,35	0,75		1,35	1,01	1,35	1,01
	+	0			0,00	0,00	0,00	0,00
Teplota	-	1,5	0,6		1,50	0,90	1,50	0,90
	+	0			0,00	0,00	0,00	0,00
Zemní tlak	-	1,5	0		1,50	0,00	1,50	0,00
	+	0			0,00	0,00	0,00	0,00

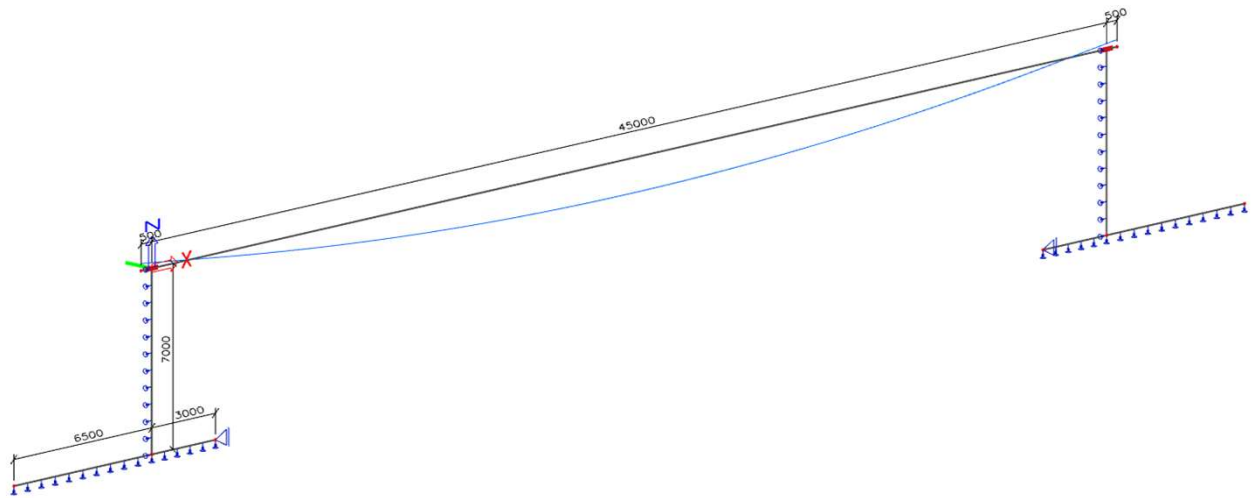
Dle klíče z tabulky výše bylo vytvořeno 13 kombinací zatížení. Ty byly dále ještě rozřazeny podle toho, zda se u nich konstrukce roztahuje či zkracuje, aby jim byl přiděleno správné působení okolní zeminy.

3. VÝPOČETNÍ MODELY

Pro potřeby statických výpočtů konstrukce byly sestaveny 2 hlavní modely. První model řeší hotovou konstrukci se všemi zatíženími. Druhý model řeší konstrukci během výstavby se všemi aspekty k tomu náležícími. Oba modely jsou prutové 2D zhotovené v programu SCIA Engineer. Stěnové působení opěr je zanedbáno.

3.1 DEFINITIVNÍ MODELY

Pro vyšetřování účinků zatížení dopravou, teplotou a zemními tlaky byl vytvořen definitivní model konstrukce. Modely byly vytvořeny dva víceméně stejné. Jeden z nich je použit pro kombinace zatížení, kdy se most roztahuje a je tedy nutné modelovat odpor zásypové zeminy pomocí pružných podpor stojek viz obrázek níže.



Tuhost zeminy zásypu byla vypočtena na základě z vedlejšího zařazení zeminy v programu GEO5, kde byl zjištěn modul K_h . Na jeho základě pak je spočtena vodorovná tuhost pružného podepření.

Zásypová zemina	Třída	S3
	Modul $K_h =$	8,61 MN/m ³
Vodorovná tuhost	$k_v = K_h * b_s = 8,61 * 8,5 =$	73,19 MN/m ²

Druhý model slouží pro vyšetřování konstrukce v kombinacích, kdy se konstrukce stahuje a pružné podepření tedy nemůže ovlivňovat konstrukci. Je tedy úplně odstraněno.

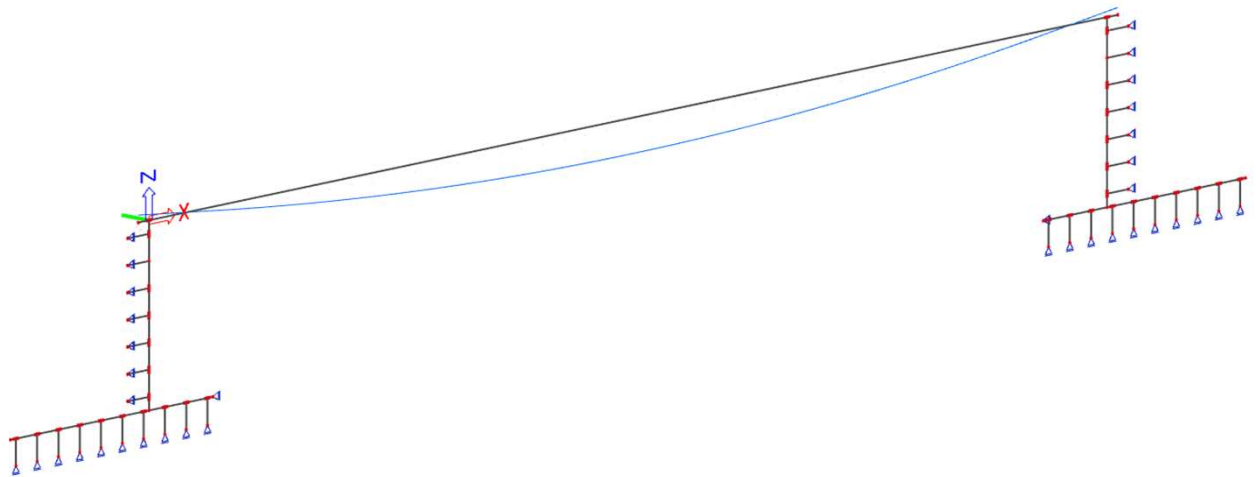
U obou modelů je pak modelováno založení na pružných podporách s tuhostí získanou z následujícího výpočtu.

Tuhost základové půdy	$k' =$	105 MN/m ³
(tato hodnota tuhosti byla odhadnuta jako odpovídající pro běžné vrstevnaté podloží)		
Svislá tuhost	$k = k' * b_z = 105 * 12 =$	1260 MN/m ²

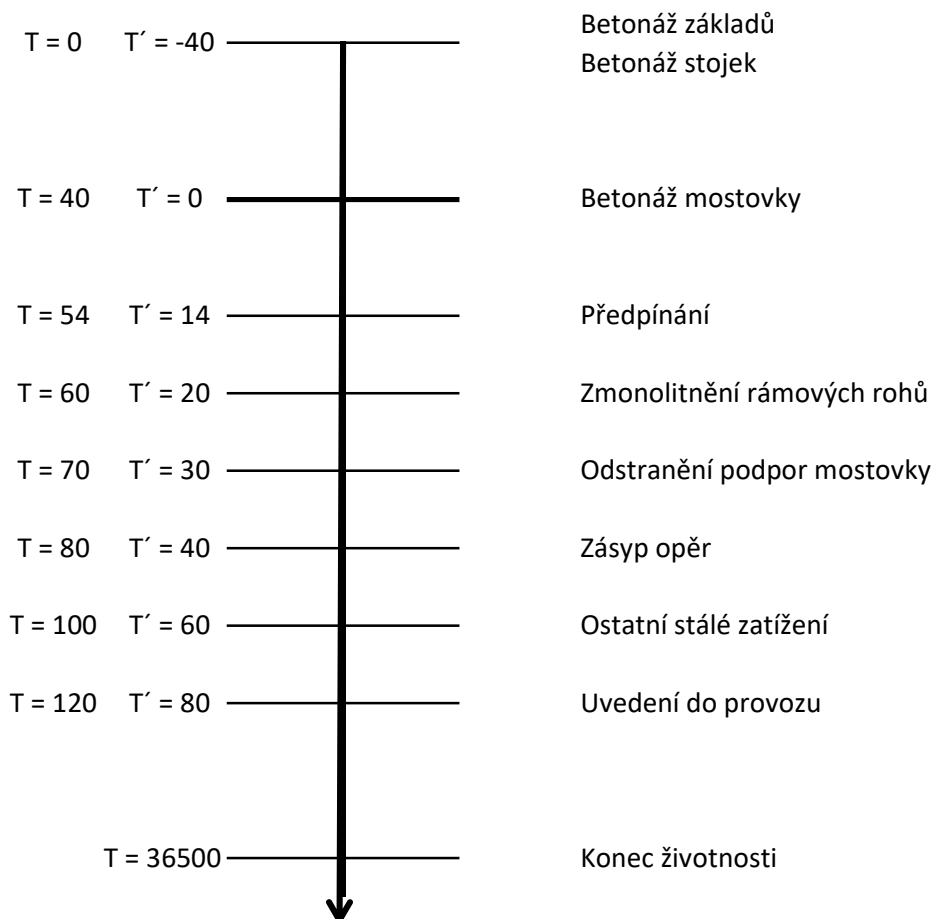
V obou modelech je vytvořeno vedení předpětí.

3.2 FÁZOVÝ MODEL

Fázový model byl vytvořen zejména pro zkoumání účinků dotvarování a smršťování. Jedná se tedy o časově závislou analýzu konstrukce. To s sebou v programu SCIA Engineer přináší různá omezení funkcionality. Pružné podpory nejsou již více podporovány a je nutné tedy podepření modelovat jinak. Byl tedy do programu zanesen fiktivní materiál s modulem pružnosti takovým, aby dílec při daných rozměrech (1 * 1 * 1 m) vykazoval odpor přesně takový, jaký potřebujeme. Vzhledem ke zmíněným rozměrům je modul pružnosti roven tuhosti pružného založení z definitivních modelů pod podmínkou rozmístění těchto dílců po 1 metru. Jejich uložení je pak posuvné kloubové.

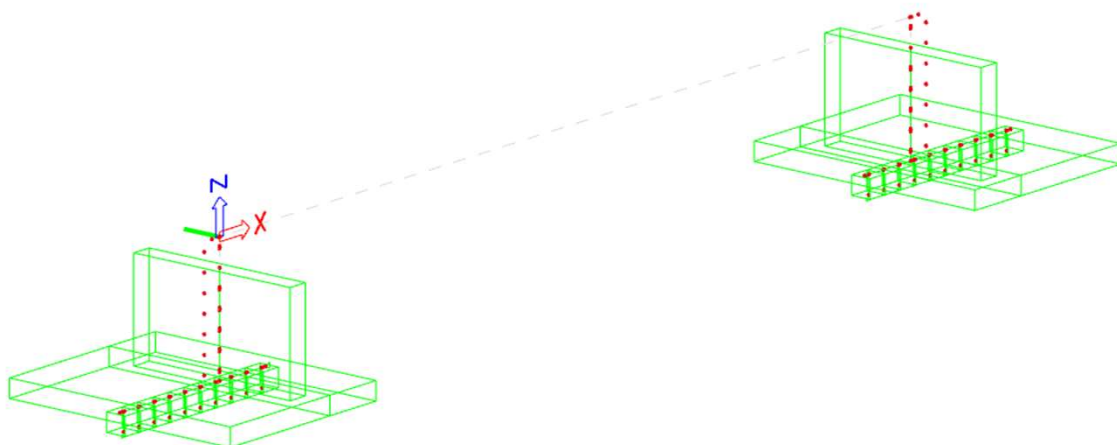


3.2.1 ČASOVÁ OSA VÝSTAVBY

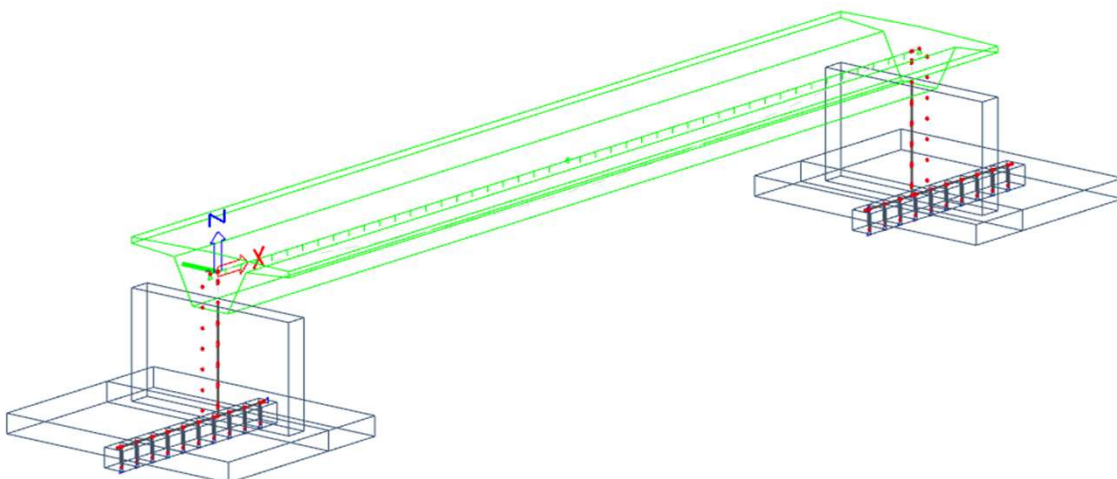


3.2.2 JEDNOTLIVÉ FÁZE VÝSTAVBY

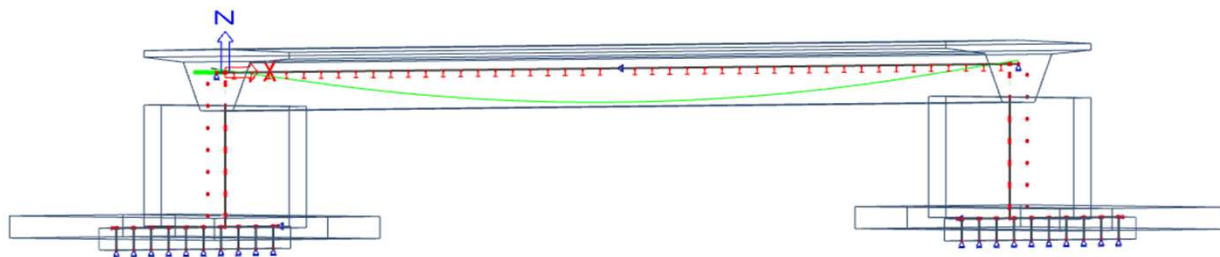
1. Fáze $T =$ 0 dní Základy + spodní stavba



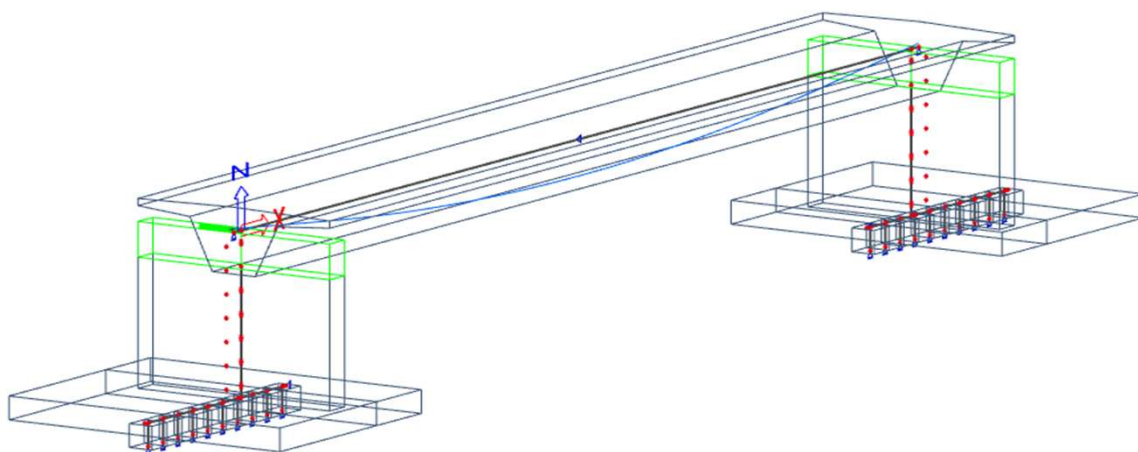
2. Fáze $T =$ 40 dní Betonáž mostovky



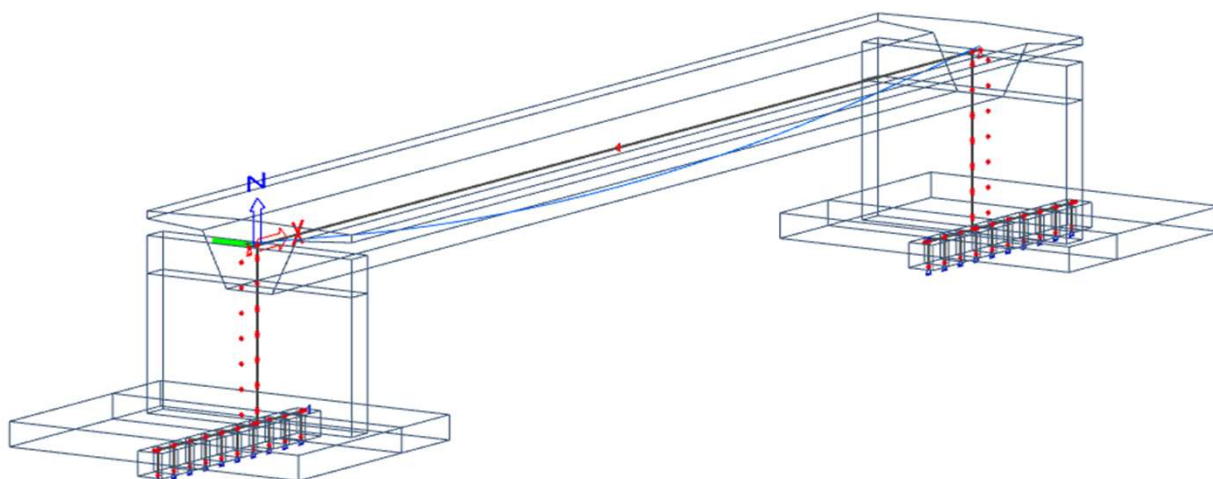
3. Fáze $T =$ 54 dní Předpínání mostovky



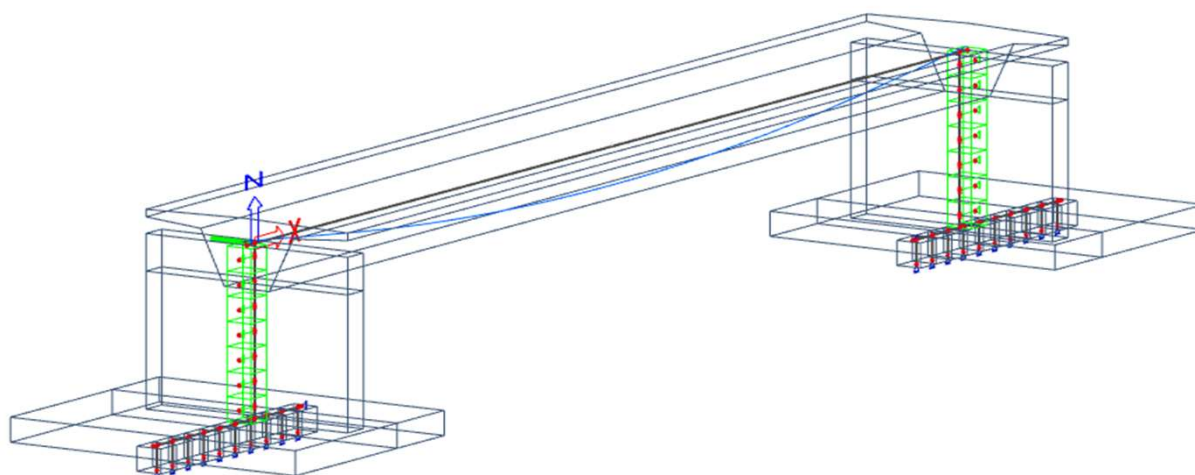
4. Fáze $T = 60$ dní Zmonolitnění rámových rohů



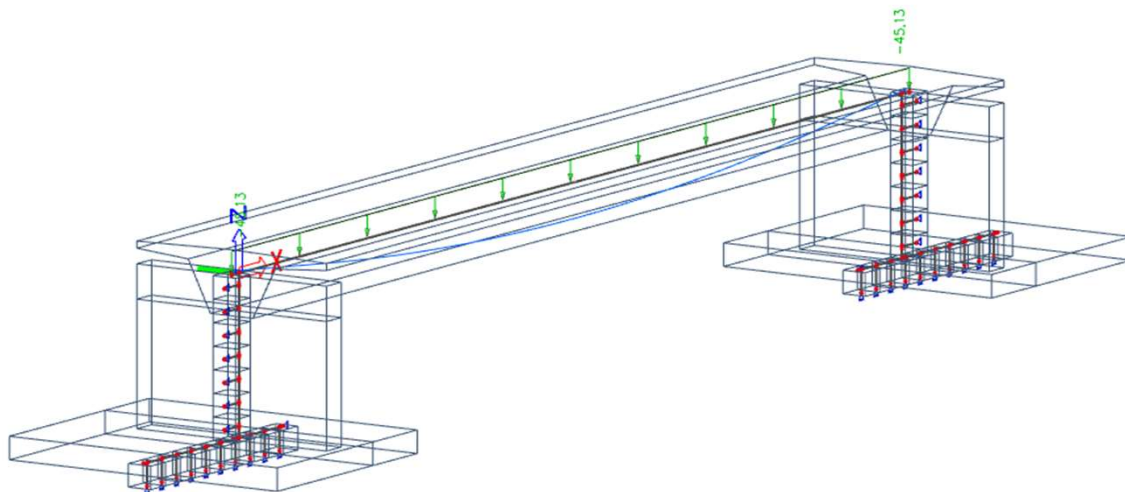
5. Fáze $T = 70$ dní Odstranění podpor



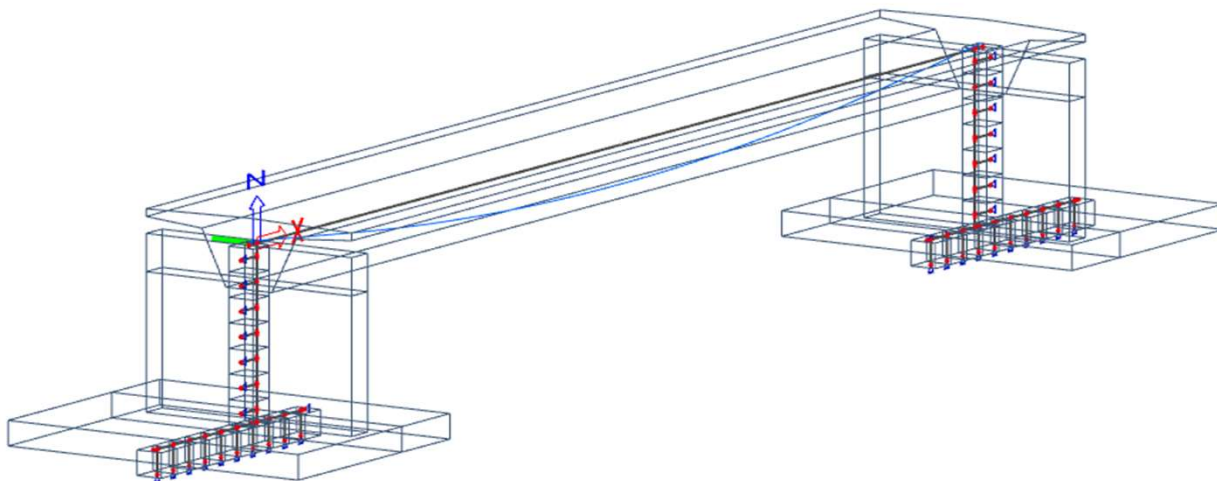
6. Fáze $T = 80$ dní Zásyp opěr



7. Fáze T = 100 dní Ostatní stálé zatížení



8. Fáze T = 120 dní Uvedení do provozu



9. Fáze T = 36500 dní Konec životnosti



4. PŘÍČNÝ ŘEZ NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1 OVĚŘENÍ KONZOLY

4.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Beton	Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
	Největší rozměr kameniva	$d_{g,max} =$	22 mm
	Pevnost	$f_{cd} =$	30,0 MPa
Rozměry	Délka konzoly	$L_{KONZOLA} =$	2300 mm
	Tloušťka konzoly na kraji	$t_{D1} =$	300 mm
	Tloušťka konzoly u trámu	$t_{D2} =$	560 mm
	Počítáno na 1 běžný metr	$b =$	1000 mm
Výztuž	Průměr výztuže	$\phi_{tr} =$	18 mm
	Pevnost	$f_{yd} =$	434,783 MPa

4.1.2 ZATÍŽENÍ

Zatížení bude počítáno na 1 metr délky mostu

Vlastní tíha konzoly

Plocha	$A_k =$	1,060 m ²
Těžiště od trámu	$T =$	1497 mm
Tíha konzoly	$G_{KONZOLA,k} =$	26,49 kN

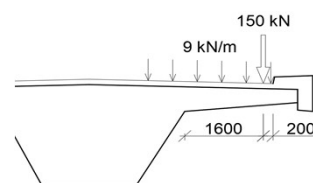
Ostatní stálé

Římsa - liniové zatížení	$g_{ŘÍMSA,k} =$	19,21 kN/m
Vzd. působíště od trámu	$T =$	2300 mm
Tíha římsy	$G_{ŘÍMSA,k} =$	19,21 kN

Vozovka nad konzolou	$w =$	1800 mm
Tloušťka	$t_{VOZOVKA} =$	144 mm
Vzd. působíště od trámu	$T =$	900 mm
Tíha vozovky	$G_{VOZOVKA,k} =$	6,22 kN

Doprava

Rozmístění dopravního zatížení pro model LM1:



LM1	Hodnota zatížení	$Q_{TS,k} =$	150 kN
	Vzd. působíště od trámu	$T =$	1600 mm
	Hodnota zatížení	$UDL =$	9 kN/m
	Tíha od UDL	$Q_{UDL,k} =$	16,2 kN
	Vzd. působíště od trámu	$T =$	900 mm

Zatížení	Síla [kN]	Rameno [m]	M_{Ek} [kNm]	Souč. [-]	M_{Ed} [kNm]	Souč. [-]	M_{Ed} [kNm]
VI. Tíha	26,49	1,497	39,6651	1,35	53,55	1,15	45,52
Římsa	19,21	2,300	44,1726	1,35	59,63	1,15	50,69
Vozovka	6,22	0,900	5,59872	1,35	7,56	1,15	6,42
LM1	TS	150,00	1,600	240	1,01	243,00	324,00
	UDL	16,20	0,900	14,58	0,54	7,87	19,68
				Σ	371,61	Σ	446,31

Návrhový moment $M_{Ed} = 446,31$ kNm

4.1.3 VÝPOČET

Účinná výška průřezu	$d = t_{D2} - c_{nom} - \phi_{tr}/2 =$	560 - 50 - 9
	$d =$	501 mm
Rameno vnitřních sil	$z = 0,9 * d =$	$0,9 * 501 \rightarrow z = 450$ mm
Zatížení		$M_{Ed} = 446$ kNm
Podmínka	$M_{Rd} > M_{Ed}$	
	$A_{s,rqd} * f_{yd} * z > M_{Ed}$	
Potřebná plocha výztuže		$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z}$
Potřebná plocha výztuže		$A_{s,rqd} = 2278,73$ mm ²
Potřebný počet prutů		$n_{rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{\pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}$
Potřebný počet prutů		$n_{rqd} = 8,95486$ ks
Navržený počet prutů		$n_{prov} = 9$ ks
Navržená plocha výztuže		$A_{s,prov} = 2290,22$ mm ²

4.1.4 POSOUZENÍ

Výpočet ramene vnitřních sil	$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}}$	$x = 41,49$ mm
	$z = d - 0,4 * x =$	$501 - 0,4 * 41,49 \rightarrow z = 483,933$ mm
Moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z =$	$2290 * 434,78 * 484$
Moment únosnosti	$M_{Rd} =$	481,9 kNm
	$M_{Rd} = 481,9$ kNm	$> M_{Ed} = 446,3$ kNm

VYHOVUJE

Konstrukční zásady

Minimální vzdálenost prutů

$$s_{\min} = \max (d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 1,2 * \varnothing)$$

$$s_{\min} = \max (27; 20 \text{ mm} ; 21,6)$$

$$s_{\min} = 27 \text{ mm}$$

Využitelná šířka průřezu

$$y = b - 2 * c_{\text{nom}}$$

$$y = 1000 - 2 * 50$$

$$y = 900 \text{ mm}$$

Skutečná světlá vzdálenost prutů

$$s_{\text{real}} = \frac{y - n_{\text{prov}} * \varnothing}{n_{\text{prov}} - 1}$$

$$s_{\text{real}} = 95 \text{ mm}$$

VYHOVUJE**NÁVRH:** 9 x \varnothing 18 à 110mm

na běžný metr

5. NOSNÁ KONSTRUKCE - MSP

5.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

5.1.1 PRŮŘEZ

Plocha lana	$A_p =$	150 mm ²
Charakteristická mez pevnosti	$f_{pk} =$	1860 MPa
Charakteristická mez kluzu	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
Součinitele předpětí	$k_1 =$	0,8
(dle ČSN EN 1992-1-1)	$k_2 =$	0,9
	$k_7 =$	0,75
	$k_8 =$	0,85
Předpínací napětí	$\sigma_{p,max} = \min(k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k})$	
	$\sigma_{p,max} = \min(0,8 * 1860; 0,9 * 1640)$	
	$\sigma_{p,max} =$	1476 MPa
Napětí za provozu	$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k})$	
	$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 * 1860; 0,85 * 1640)$	
	$\sigma_{p,m0} =$	1394 MPa
Počet lan v kanálku	$n =$	19 ks
Počet kanálků	$m =$	16 ks
Celková plocha lan	$A_{p,celk} =$	45600 mm ²
Průměr kanálku		100 mm
Minimální krytí		150 mm
Největší rozměr kameniva		22 mm
Min. světlá vzdálenost kanálků		100 mm
Min. osová vzdálenost kanálků		200 mm
Rozměr průřezu v místě předp.		1900 mm
Max. počet kanálků v 1 řadě		8 ks
Počet řad		2
Počet kanálků v 1. řadě		8 ks
Počet kanálků ve 2. řadě		8 ks
Počet kanálků ve 3. řadě		0 ks
Počet kanálků ve 4. řadě		0 ks
Těžiště předpětí od spodu průřezu (ve středu rozpětí)	$T_D =$	250 mm

5.1.2 BETON

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Průměrná tlaková pevnost	$f_{cm} =$	-53,00 MPa
Časově závislá tlaková pevnost	$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$	
Součinitel závisící na stáří betonu	$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\}$	
Koeficient druhu cementu	$s =$	0,25 pro CEM 42,5 N

Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,7 MPa
Střední tahová pevnost	$f_{ctm} =$	3,8 MPa
Maximální tahová pevnost	$f_{ctk,0,95} =$	4,9 MPa

Časově závislá tahová pevnost	$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} * f_{ctm}$		
	$\alpha =$	1	pro $t < 28$ dní

5.2 PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE

5.2.1 PŘEDPÍNÁNÍ

$T' =$ 14 dní

Součinitel závisící na stáří betonu	$\beta_{cc}(t) =$	0,90163
Časově závislá tlaková pevnost	$f_{cm}(t) =$	-47,786 MPa
Výpočet prováděn s menší z hodnot f_{ck} a $f_{cm}(t) \rightarrow$		-45,00 MPa
Časově závislá tahová pevnost	$f_{ctm}(t) =$	3,43 MPa
Výpočet prováděn s menší z hodnot $f_{ctk,0,05}$ a $f_{ctm}(t) \rightarrow$		2,70 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-1,6	-1,6	-1,6
	$\sigma_- =$	-13,9	-13,9	-13,9
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.2.2 ODSTRANĚNÍ PODPOR

$T' =$ 30 dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-1,2	-1,2	-1,2
	$\sigma_- =$	-11,5	-11,5	-11,5
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.2.3 ZÁSYP OPĚŘ

T' = 40 dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-1,8	-1,8	-1,8
	$\sigma_- =$	-12,0	-12,0	-12,0
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.2.4 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

T' = 60 dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-3,2	-3,2	-3,2
	$\sigma_- =$	-10,0	-10,0	-10,0
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.2.5 UVEDENÍ DO PROVOZU

T' = 80 dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace					
		kvazi	častá 1	častá 2	char. 1	char. 2	char. 3
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-2,6	-2,6	-2,4	-2,4	-2,4	-1,9
	$\sigma_- =$	-11,4	-11,4	-11,7	-11,7	-11,7	-13,1
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.2.6 KONEC ŽIVOTNOSTI

$$T' = 36500 \text{ dní}$$

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace					
		kvazi	častá 1	častá 2	char. 1	char. 2	char. 3
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-0,3	-1,9	0,0	0,0	-1,6	-0,5
	$\sigma_- =$	-7,9	-7,1	-8,0	-8,0	-7,4	-8,8
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.3 PRŮŘEZ NAD OPĚROU

5.3.1 PŘEDPÍNÁNÍ

$$T' = 14 \text{ dní}$$

Součinitel závisící na stáří betonu	$\beta_{cc}(t) =$	0,90163
Časově závislá tlaková pevnost	$f_{cm}(t) =$	-47,786 MPa
Výpočet prováděn s menší z hodnot f_{ck} a $f_{cm}(t) \rightarrow$		-45,00 MPa
Časově závislá tahová pevnost	$f_{ctm}(t) =$	3,43 MPa
Výpočet prováděn s menší z hodnot $f_{ctk,0,05}$ a $f_{ctm}(t) \rightarrow$		2,70 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-3,3	-3,3	-3,3
	$\sigma_- =$	-7,3	-7,3	-7,3
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.3.2 ODSTRANĚNÍ PODPOR $T' = 30$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-4,0	-4,0	-4,0
	$\sigma_- =$	-6,6	-6,6	-6,6
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.3.3 ZÁSYP OPĚŘ $T' = 40$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-3,3	-3,3	-3,3
	$\sigma_- =$	-7,0	-7,0	-7,0
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.3.4 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ $T' = 60$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-4,2	-4,2	-4,2
	$\sigma_- =$	-6,5	-6,5	-6,5
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.3.5 UVEDENÍ DO PROVOZU

T' = 80 dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace					
		kvazi	častá 1	častá 2	char. 1	char. 2	char. 3
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-2,3	-2,3	-2,0	-2,0	-2,0	-0,8
	$\sigma_- =$	-7,8	-7,2	-8,2	-8,2	-7,3	-8,7
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.3.6 KONEC ŽIVOTNOSTI

T' = 36500 dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace					
		kvazi	častá 1	častá 2	char. 1	char. 2	char. 3
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-0,2	-0,2	0,1	0,1	0,1	1,3
	$\sigma_- =$	-7,3	-7,3	-7,4	-7,4	-7,4	-7,9
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.4 PRŮŘEZ V 1/4 ROZPĚTÍ

5.4.1 PŘEDPÍNÁNÍ

$T' = 14$ dní

Součinitel závisící na stáří betonu	$\beta_{cc}(t) =$	0,90163
Časově závislá tlaková pevnost	$f_{cm}(t) =$	-47,786 MPa
Výpočet prováděn s menší z hodnot f_{ck} a $f_{cm}(t) \rightarrow$		-45,00 MPa
Časově závislá tahová pevnost	$f_{ctm}(t) =$	3,43 MPa
Výpočet prováděn s menší z hodnot $f_{ctk,0,05}$ a $f_{ctm}(t) \rightarrow$		2,70 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-3,4	-3,4	-3,4
	$\sigma_- =$	-10,1	-10,1	-10,1
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.4.2 ODSTRANĚNÍ PODPOR

$T' = 30$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-2,8	-2,8	-2,8
	$\sigma_- =$	-8,9	-8,9	-8,9
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.4.3 ZÁSYP OPĚR

$T' = 40$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-3,4	-3,4	-3,4
	$\sigma_- =$	-9,5	-9,5	-9,5
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.4.4 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ $T' = 60$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace		
		kvazi	častá	char.
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-4,3	-4,3	-4,3
	$\sigma_- =$	-8,1	-8,1	-8,1
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK

5.4.5 UVEDENÍ DO PROVOZU $T' = 80$ dní

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace					
		kvazi	častá 1	častá 2	char. 1	char. 2	char. 3
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-3,7	-3,7	-3,5	-3,5	-3,5	-3,0
	$\sigma_- =$	-9,6	-9,6	-10,0	-10,0	-10,0	-11,4
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.4.6 KONEC ŽIVOTNOSTI

$$T' = 36500 \text{ dní}$$

Tlaková pevnost ve 28 dnech	$f_{ck} =$	-45,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,6 * f_{ck} =$	-27,00 MPa
Omezená tlaková pevnost betonu	$0,45 * f_{ck} =$	-20,25 MPa
Minimální tahová pevnost	$f_{ctk,0,05} =$	2,70 MPa

		Kombinace					
		kvazi	častá 1	častá 2	char. 1	char. 2	char. 3
Napětí od zatížení [MPa]	$\sigma_+ =$	-0,9	-1,7	-0,6	-0,6	-1,5	-0,3
	$\sigma_- =$	-7,4	-6,7	-7,5	-7,5	-6,9	-7,7
Povolené napětí [MPa]	$\sigma_+ =$	0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	$\sigma_- =$	-20,25	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00	-27,00
Posouzení	Horní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Dolní vl.	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.5 SOUHRN NÁVRHU

Navržený průřez s daným předpětím vyhovuje ve všech kombinacích zatížení na kritéria MSP.

NÁVRH: 16 x kabel \varnothing 100 mm; každý s 19 lany Y1860S7 - 15,7; každé s $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Geometrie vedení kabelu:

Následující hodnoty jsou vztaženy k těžišti skupiny kabelů:

Kotvení nad opěrou (odspodu průřezu) $h = 1900 \text{ mm}$
 - tato hodnota byla zvolena tak, aby kotvení leželo v jádře průřezu a zároveň tak, aby bylo co nejvýhodnější pro vykrytí namáhání průřezu

Poloha výztuže v poli (odspodu průřezu) $h = 250 \text{ mm}$

Vedení kabelu bylo modelováno jako polygon se 4 body - 2 body pro kotvení nad opěrami
 - 2 body jako vrcholy kružnicových oblouků s poloměrem 8,5 m

Ideální vedení by bylo parabolické, avšak s takovými poloměry, jaké se vyskytují v tomto případě lze parabolu nahradit kružnicovým obloukem bez vážnějších rozdílů v geometrii.

Výpočet ztrát předpětí byl proveden v rámci fázového modelu v programu SCIA Engineer.

Zpočteny byly následující ztráty: Ztráty třením
 Ztráty pokluzem
 Ztráty dlouhodobou relaxací

Kabely budou napínány z obou konců

6. NOSNÁ KONSTRUKCE - MSÚ

Únosnost konstrukce je ověřena metodou mezních přetvoření. U této metody se uvažuje porušení konstrukce při dosažení limitní hodnoty přetvoření u alespoň jednoho z materiálu průřezu.

Vyšetřováno na konci životnosti uprostřed pole a nad opěrou.

#	Střed pole	Nad opěrou
1	29300,6 kNm	-10744 kNm
2	20410,5 kNm	6103 kNm
3	35176,7 kNm	-17857 kNm
4	34976,9 kNm	-18057 kNm
5	16555 kNm	14044 kNm
6	7625,04 kNm	6359 kNm
7	19015 kNm	15345 kNm
8	28360,9 kNm	-9572 kNm
9	24835,9 kNm	-12162 kNm
10	-17913 kNm	19061 kNm
11	-35696 kNm	33696 kNm
12	-28850 kNm	27608 kNm
13	-18181 kNm	18794 kNm

Maximální kladný moment **35176,7 kNm** **33696,4 kNm**
 Maximální záporný moment **-35696 kNm** **-18057 kNm**

6.1 PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE - Kladný moment

6.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Beton

Char. Pevnost	$f_{ck} =$	45 MPa
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} =$	36 GPa
Návrhový modul pružn.	$E_{cd} = f_{cd} / \epsilon_{c3} =$	17,14 GPa
Přetvoření při max napětí	$\epsilon_{c3} =$	-0,0018
Mezní přetvoření	$\epsilon_{cu3} =$	-0,0035
Poloha těžiště odspodu	$T_{cd} =$	1737 mm
Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
Výška průřezu	$h_{NK} =$	2810 mm
Šířka NK	$b_{NK} =$	8500 mm
Šířka žebra dole	$b_{zD} =$	1900 mm
Šířka žebra nahoře	$b_{z,H} =$	3900 mm
Výška žebra	$h_z =$	2200 mm
Tloušťka desky	$t_D =$	300 mm
Horní sklon (na půlce kce)	$s_{K,H} =$	110 mm
Spodní náběh konzoly	$s_{K,D} =$	200 mm

Betonářská výztuž

Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa
Návrhová mez kluzu	$f_{yd} =$	434,783 MPa
Mez pevnosti	$f_{ud} =$	465,929 MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} =$	200 GPa
Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00217
Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,04500
Průměr třmíneků	$\varnothing_{tř} =$	18 mm
Průměr hlavní výztuže	$\varnothing =$	25 mm
Počet profilů	$n =$	0 ks
Poloha výztuže odspodu	$T_{sd} =$	80,5 mm

Předpínací výztuž

Smluvní pevnost	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
Mez kluzu	$f_{pd} =$	1426,09 MPa
Mez pevnosti	$f_{pud} =$	1588,88 MPa
Modul pružnosti	$E_p =$	195 GPa
Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00731
Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,02000
Poloha T_p odspodu	$T_{pd} =$	250 mm
Plocha jednoho lana	$A_1 =$	150 mm ²
Počet lan v 1 kabelu	$n =$	19 ks
Počet kabelů	$m =$	16 ks

6.1.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

Přetvoření v betonu vypočteno z napětí na průřezu v kvazistálé kombinaci zatížení.

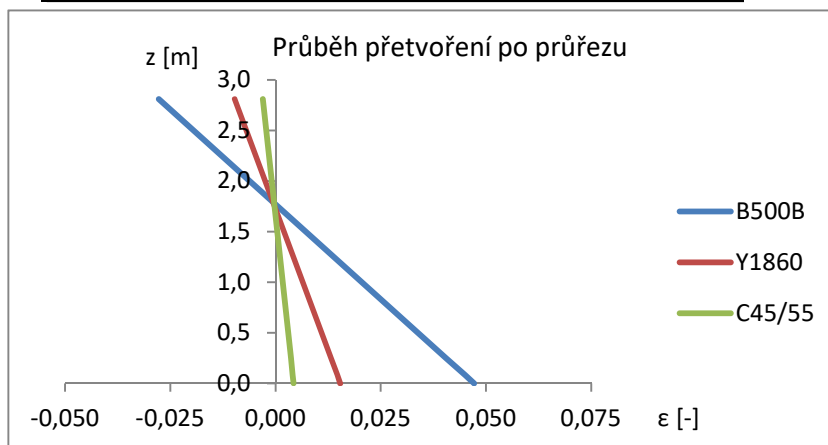
z [m]	E_{cd} [GPa]	σ [MPa]	$\epsilon_{c,in}$ [-]
2,810	17,14	-7,900	-0,00046
0,250	17,14	-0,976	-0,00006
0,081	17,14	-0,518	-0,00003
0,000	17,14	-0,300	-0,00002

Počáteční přetvoření předpínací výztuže

Napětí ve výztuži po krátkodobých ztrátách	$\sigma_{p,st} =$	1389,85 MPa
Dlouhodobé ztráty	$\sigma_{l,it} =$	-64,12 MPa
Napětí ve výztuži	$\sigma_{p,it} =$	1325,73 MPa
Přetvoření výztuže	$\epsilon_{p,in} = \sigma_{p,it} / E_p =$	0,0068

6.1.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

Rozhodující materiál	B500B	Y1860	C45/55
Rozhodující vlákna	0,0805	0,2500	2,8100
Rozhodující přetvoření	0,0450	0,0132	-0,0030
Poloha N.O.	1,7702	1,7281	1,6486



6.1.4 SÍLY V MATERIÁLECH

Betonářská výztuž		B500B	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Profil	∅ [mm]		25	25	25
Poloha	z [m]		0,0805	0,0805	0,0805
Počet	n [ks]		0	0	0
Plocha	A_s [mm ²]		0	0	0
Poč. přetvoření	$\epsilon_{s,in}$ [-]		-0,00003	-0,00003	-0,00003
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_s$ [-]		0,0450	0,0147	0,0041
Celk. přetvoření	$\epsilon_{s,celkem}$ [-]		0,04500	0,01469	0,00407
Napětí	σ_s [MPa]		465,929	447,637	436,228
Síla	F_s [kN]		0,0	0,0	0,0
Rameno	e_s [m]		1,6897	1,6476	1,5681
Moment	M_s [kNm]		0,00	0,00	0,00

Přepínací výztuž		Y1860	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Plocha 1 lana	A_1 [mm ²]		150	150	150
Poloha	z [m]		0,250	0,250	0,250
Počet	n*m [ks]		304	304	304
Plocha	A_p [mm ²]		45600	45600	45600
Poč. přetvoření	$\epsilon_{p,in}$ [-]		0,0068	0,0068	0,0068
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_p$ [-]		0,0405	0,0132	0,0037
Celk. přetvoření	$\epsilon_{p,celkem}$ [-]		0,04731	0,02000	0,01046
Napětí	σ_p [MPa]		1588,88	1588,88	1466,44
Síla	F_p [kN]		72453	72453	66870
Rameno	e_p [m]		1,52024	1,47806	1,3986
Moment	M_p [kNm]		110145	107090	93524

Plocha, excentricita a ostatní hodnoty jsou u výpočtu sil v betonu proměnné s výškou průřezu. Ten byl rozdělen na díly po 0,01 m a hodnoty spočteny pro tyto dílky. V tabulce níže jsou proto uvedeny jen výsledné hodnoty sum sil a momentů z těchto dílků.

Beton	C45/55	Rozhoduje		
		B500B	Y1860	C45/55
Síla	F_s [kN]	-72453	-72453	-66870
Moment	M_s [kNm]	35821	38760	42320

6.1.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

Rozhoduje betonářská výztuž B500B

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
0,0	+	72452,8	+	-72452,8	=	0,0

Rozhoduje předpínací výztuž Y1860

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
0,0	+	72452,8	+	-72452,8	=	0,0

Rozhoduje předpínací beton C45/55

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
0,0	+	66869,9	+	-66869,9	=	0,0

6.1.6 POSOUZENÍ

O únosnosti průřezu rozhoduje beton. Moment únosnosti tak bude vypočten pro tento případ.

Maximální moment od zatížení

$$M_{Ed} = 35176,7 \text{ kNm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = 135844 \text{ kNm}$$

<

VYHOVUJE

NÁVRH: Pouze konstrukční výztuž

6.2 PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE - ZÁPORNÝ MOMENT

6.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Beton	Char. Pevnost	$f_{ck} =$	45 MPa
	Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	36 GPa
	Návrhový modul pružn.	$E_{cd} = f_{cd} / \epsilon_{c3} =$	17,14 GPa
	Přetvoření při max napětí	$\epsilon_{c3} =$	-0,0018
	Mezní přetvoření	$\epsilon_{cu3} =$	-0,0035
	Poloha těžiště odspodu	$T_{cd} =$	1737 mm
	Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
	Výška průřezu	$h_{NK} =$	2810 mm
	Šířka NK	$b_{NK} =$	8500 mm
	Šířka žebra dole	$b_{zD} =$	1900 mm
	Šířka žebra nahoře	$b_{z,H} =$	3900 mm
	Výška žebra	$h_z =$	2200 mm
	Tloušťka desky	$t_D =$	300 mm
	Horní sklon (na půlce kce)	$s_{K,H} =$	110 mm
Spodní náběh konzoly	$s_{K,D} =$	200 mm	
Betonářská výztuž	Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa
	Návrhová mez kluzu	$f_{yd} =$	434,783 MPa
	Mez pevnosti	$f_{ud} =$	465,929 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	200 GPa
	Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00217
	Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,04500
	Průměr třmínků	$\varnothing_{tř} =$	18 mm
	Průměr hlavní výztuže	$\varnothing =$	32 mm
	Počet profilů	$n =$	40 ks
Poloha výztuže odspodu	$T_{sd} =$	2671 mm	
Předpínací výztuž	Smluvní pevnost	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
	Mez kluzu	$f_{pd} =$	1426,09 MPa
	Mez pevnosti	$f_{pud} =$	1588,88 MPa
	Modul pružnosti	$E_p =$	195 GPa
	Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00731
	Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,02000
	Poloha T_p odspodu	$T_{pd} =$	250 mm
	Plocha jednoho lana	$A_1 =$	150 mm ²
	Počet lan v 1 kabelu	$n =$	19 ks
Počet kabelů	$m =$	16 ks	

6.2.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

Přetvoření v betonu vypočteno z napětí na průřezu v kvazistálé kombinaci zatížení.

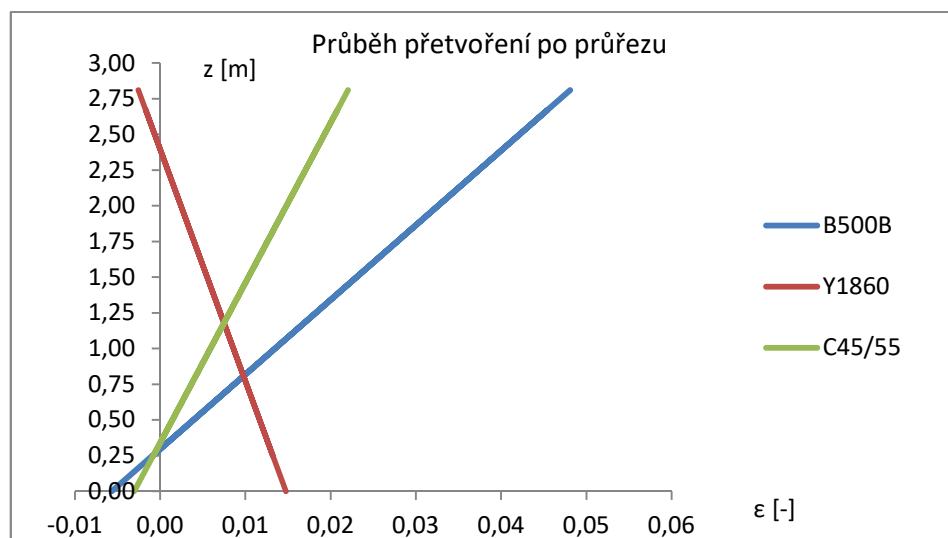
z [m]	E_{cd} [GPa]	σ [MPa]	$\epsilon_{c,in}$ [-]
2,810	17,14	-7,900	-0,00046
2,671	17,14	-7,524	-0,00044
0,250	17,14	-0,976	-0,00006
0,000	17,14	-0,300	-0,00002

Počáteční přetvoření předpínací výztuže

Napětí ve výztuži po krátkodobých ztrátách	$\sigma_{p,st} =$	1389,85 MPa
Dlouhodobé ztráty	$\sigma_{l,it} =$	-64,12 MPa
Napětí ve výztuži	$\sigma_{p,it} =$	1325,73 MPa
Přetvoření výztuže	$\epsilon_{p,in} = \sigma_{p,it} / E_p =$	0,0068

6.2.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

Rozhodující materiál	B500B	Y1860	C45/55
Rozhodující vlákna	2,6710	0,2500	0,0000
Rozhodující přetvoření	0,0454	0,0132	-0,0030
Poloha N.O.	0,2962	2,3942	0,3404



6.2.4 SÍLY V MATERIÁLECH

Betonářská výztuž		B500B	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Profil	\varnothing	[mm]	32	32	32
Poloha	z	[m]	2,671	2,671	2,671
Počet	n	[ks]	40	40	40
Plocha	A_s	[mm ²]	32169,9	32169,9	32169,9
Poč. přetvoření	$\epsilon_{s,in}$	[-]	-0,00044	-0,00044	-0,00044
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_s$	[-]	0,0454	-0,0017	0,0208
Celk. přetvoření	$\epsilon_{s,celkem}$	[-]	0,04500	-0,0021	0,0204
Napětí	σ_s	[MPa]	465,929	-0,4286	457,787
Síla	F_s	[kN]	14988,9	-13,8	14727,0
Rameno	e_s	[m]	-2,3748	-0,2768	-2,3306
Moment	M_s	[kNm]	-35595	4	-34322

Přepínací výztuž		Y1860	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Plocha 1 lana	A_1	[mm ²]	150	150	150
Poloha	z	[m]	0,250	0,250	0,250
Počet	n*m	[ks]	304	304	304
Plocha	A_p	[mm ²]	45600	45600	45600
Poč. přetvoření	$\epsilon_{p,in}$	[-]	0,0068	0,0068	0,0068
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_p$	[-]	-0,0009	0,0132	-0,0008
Celk. přetvoření	$\epsilon_{p,celkem}$	[-]	0,0059	0,02000	0,00599
Napětí	σ_p	[MPa]	1,15322	1588,88	1,16831
Síla	F_p	[kN]	53	72453	53
Rameno	e_p	[m]	0,04624	2,14421	0,09042
Moment	M_p	[kNm]	2	155354	5

Plocha, excentricita a ostatní hodnoty jsou u výpočtu sil v betonu proměnné s výškou průřezu. Ten byl rozdělen na díly po 0,01 m a hodnoty spočteny pro tyto dílky. V tabulce níže jsou proto uvedeny jen výsledné hodnoty sum sil a momentů z těchto dílků.

Beton		C45/55	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Síla	F_s	[kN]	-15041	-72439	-14780
Moment	M_s	[kNm]	-2529	14814	-3086

6.2.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

Podmínka rovnováhy je vždy vypočtena pro případ, kdy rozhoduje jeden materiál a přetvoření ostatních se odvíjí od něj.

O únosnosti průřezu rozhoduje beton. Moment únosnosti tak bude vypočten pro tento případ.

Rozhoduje betonářská výztuž B500B

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
14988,9	+	52,6	+	-15041,5	=	0,0

Rozhoduje předpínací výztuž Y1860

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
-13,8	+	72452,8	+	-72439,0	=	0,0

Rozhoduje předpínací beton C45/55

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
14727,0	+	53,3	+	-14780,3	=	0,0

6.2.6 POSOUZENÍ

Maximální moment od zatížení

$$M_{Ed} = -35696 \text{ kNm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = -37403 \text{ kNm}$$

>

VYHOVUJE

NÁVRH: 40 x Ø32 mm

6.3 PRŮŘEZ NAD OPĚROU - KLADNÝ MOMENT

6.3.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Beton	Char. Pevnost	$f_{ck} =$	45 MPa
	Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	36 GPa
	Návrhový modul pružn.	$E_{cd} = f_{cd} / \epsilon_{c3} =$	17,14 GPa
	Přetvoření při max napětí	$\epsilon_{c3} =$	-0,0018
	Mezní přetvoření	$\epsilon_{cu3} =$	-0,0035
	Poloha těžiště odspodu	$T_{cd} =$	1737 mm
	Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
	Výška průřezu	$h_{NK} =$	2810 mm
	Šířka NK	$b_{NK} =$	8500 mm
	Šířka žebra dole	$b_{zD} =$	1900 mm
	Šířka žebra nahoře	$b_{z,H} =$	3900 mm
	Výška žebra	$h_z =$	2200 mm
	Tloušťka desky	$t_D =$	300 mm
	Horní sklon (na půlce kce)	$s_{K,H} =$	110 mm
Spodní náběh konzoly	$s_{K,D} =$	200 mm	
Betonářská výztuž	Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa
	Návrhová mez kluzu	$f_{yd} =$	434,783 MPa
	Mez pevnosti	$f_{ud} =$	465,929 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	200 GPa
	Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00217
	Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,04500
	Průměr třmínků	$\varnothing_{tř} =$	18 mm
	Průměr hlavní výztuže	$\varnothing =$	32 mm
	Počet profilů	$n =$	122 ks
Poloha výztuže odspodu	$T_{sd} =$	276 mm	
Předpínací výztuž	Smluvní pevnost	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
	Mez kluzu	$f_{pd} =$	1426,09 MPa
	Mez pevnosti	$f_{pud} =$	1588,88 MPa
	Modul pružnosti	$E_p =$	195 GPa
	Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00731
	Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,02000
	Poloha T_p odspodu	$T_{pd} =$	1841 mm
	Plocha jednoho lana	$A_1 =$	150 mm ²
	Počet lan v 1 kabelu	$n =$	19 ks
Počet kabelů	$m =$	16 ks	

6.3.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

Přetvoření v betonu vypočteno z napětí na průřezu v kvazistálé kombinaci zatížení.

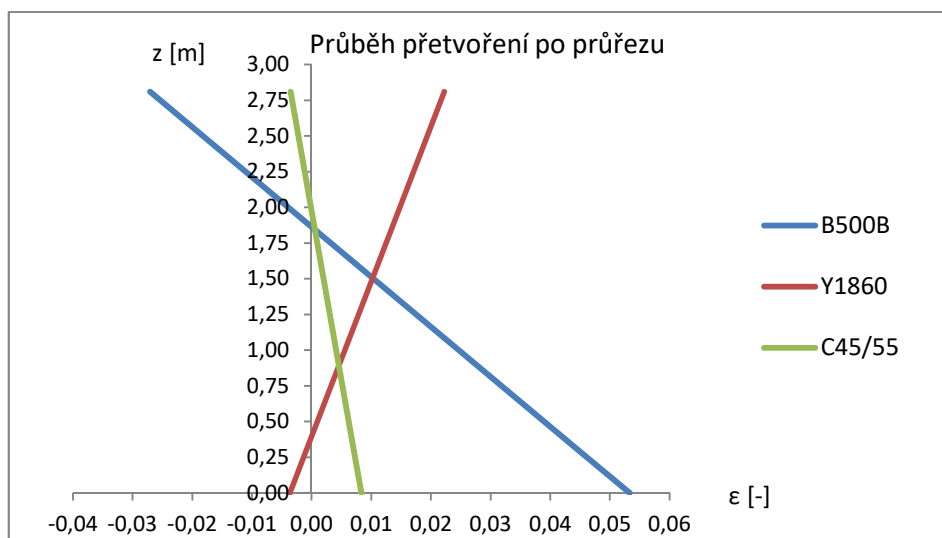
z [m]	E_{cd} [GPa]	σ [MPa]	$\epsilon_{c,in}$ [-]
2,810	17,14	-0,200	-0,00001
1,841	17,14	-2,648	-0,00015
0,276	17,14	-6,603	-0,00039
0,000	17,14	-7,300	-0,00043

Počáteční přetvoření předpínací výztuže

Napětí ve výztuži po krátkodobých ztrátách	$\sigma_{p,st} =$	1356,41 MPa
Dlouhodobé ztráty	$\sigma_{l,it} =$	-54,02 MPa
Napětí ve výztuži	$\sigma_{p,it} =$	1302,39 MPa
Přetvoření výztuže	$\epsilon_{p,in} = \sigma_{p,it} / E_p =$	0,00668

6.3.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

Rozhodující materiál	B500B	Y1860	C45/55
Rozhodující vlákna	0,2760	1,8410	2,8100
Rozhodující přetvoření	0,0454	0,0133	-0,0035
Poloha N.O.	1,8632	0,3933	1,9802



6.3.4 SÍLY V MATERIÁLECH

Betonářská výztuž		B500B	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Profil	\varnothing	[mm]	32	32	32
Poloha	z	[m]	0,276	0,276	0,276
Počet	n	[ks]	122	122	122
Plocha	A_s	[mm ²]	98118,2	98118,2	98118,2
Poč. přetvoření	$\epsilon_{s,in}$	[-]	-0,00039	-0,00039	-0,00039
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_s$	[-]	0,0454	-0,0011	0,0072
Celk. přetvoření	$\epsilon_{s,celkem}$	[-]	0,0450	-0,0015	0,0068
Napětí	σ_s	[MPa]	465,929	-0,2929	438,535
Síla	F_s	[kN]	45716,1	-28,7	43028,3
Rameno	e_s	[m]	1,5872	0,1173	1,7042
Moment	M_s	[kNm]	72560	-3	73329

Přepínací výztuž		Y1860	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Plocha 1 lana	A_1	[mm ²]	150	150	150
Poloha	z	[m]	1,841	1,841	1,841
Počet	n*m	[ks]	304	304	304
Plocha	A_p	[mm ²]	45600	45600	45600
Poč. přetvoření	$\epsilon_{p,in}$	[-]	0,0067	0,0067	0,0067
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_p$	[-]	0,0006	0,0133	0,0006
Celk. přetvoření	$\epsilon_{p,celkem}$	[-]	0,0073	0,02000	0,00726
Napětí	σ_p	[MPa]	1426,09	1588,88	1,4165
Síla	F_p	[kN]	65030	72453	65
Rameno	e_p	[m]	0,02218	-1,4477	0,13921
Moment	M_p	[kNm]	1443	-104890	9

Plocha, excentricita a ostatní hodnoty jsou u výpočtu sil v betonu proměnné s výškou průřezu. Ten byl rozdělen na díly po 0,01 m a hodnoty spočteny pro tyto dílky. V tabulce níže jsou proto uvedeny jen výsledné hodnoty sum sil a momentů z těchto dílků.

Beton		C45/55	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Síla	F_s	[kN]	-64391	-72424	-43093
Moment	M_s	[kNm]	29316	-14332	20429

6.3.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

Podmínka rovnováhy je vždy vypočtena pro případ, kdy rozhoduje jeden materiál a přetvoření ostatních se odvíjí od něj.

O únosnosti průřezu rozhoduje beton. Moment únosnosti tak bude vypočten pro tento případ.

Rozhoduje betonářská výztuž B500B

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
45716,1	+	65029,6	+	-64390,9	=	46354,8

Rozhoduje předpínací výztuž Y1860

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
-28,7	+	72452,8	+	-72424,0	=	0,0

Rozhoduje předpínací beton C45/55

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
43028,3	+	64,6	+	-43092,9	=	0,0

6.3.6 POSOUZENÍ

Maximální moment od zatížení

$$M_{Ed} = 33696,4 \text{ kNm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = 93767 \text{ kNm}$$

<

VYHOVUJE

NÁVRH: 122 x Ø32 mm

6.4 PRŮŘEZ NAD OPĚROU - ZÁPORNÝ MOMENT

6.4.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Beton	Char. Pevnost	$f_{ck} =$	45 MPa
	Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	36 GPa
	Návrhový modul pružn.	$E_{cd} = f_{cd} / \epsilon_{c3} =$	17,14 GPa
	Přetvoření při max napětí	$\epsilon_{c3} =$	-0,0018
	Mezní přetvoření	$\epsilon_{cu3} =$	-0,0035
	Poloha těžiště odspodu	$T_{cd} =$	1737 mm
	Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
	Výška průřezu	$h_{NK} =$	2810 mm
	Šířka NK	$b_{NK} =$	8500 mm
	Šířka žebra dole	$b_{zD} =$	1900 mm
	Šířka žebra nahoře	$b_{z,H} =$	3900 mm
	Výška žebra	$h_z =$	2200 mm
	Tloušťka desky	$t_D =$	300 mm
	Horní sklon (na půlce kce)	$s_{K,H} =$	110 mm
Spodní náběh konzoly	$s_{K,D} =$	200 mm	
Betonářská výztuž	Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa
	Mez kluzu	$f_{yd} =$	434,783 MPa
	Návrhová mez pevnosti	$f_{ud} =$	465,929 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	200 GPa
	Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00217
	Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,04500
	Průměr třmínků	$\varnothing_{tř} =$	18 mm
	Průměr hlavní výztuže	$\varnothing =$	32 mm
	Počet profilů	$n =$	0 ks
Poloha výztuže odspodu	$T_{sd} =$	2671 mm	
Předpínací výztuž	Smluvní pevnost	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
	Návrhová mez kluzu	$f_{pd} =$	1426,09 MPa
	Mez pevnosti	$f_{pud} =$	1588,88 MPa
	Modul pružnosti	$E_p =$	195 GPa
	Přetvoření na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} =$	0,00731
	Přetv. na mezi pevnosti	$\epsilon_{ud} =$	0,02000
	Poloha T_p odspodu	$T_{pd} =$	1841 mm
	Plocha jednoho lana	$A_1 =$	150 mm ²
	Počet lan v 1 kabelu	$n =$	19 ks
Počet kabelů	$m =$	16 ks	

6.4.2 POČÁTEČNÍ PŘETVOŘENÍ

Přetvoření v betonu vypočteno z napětí na průřezu v kvazistálé kombinaci zatížení.

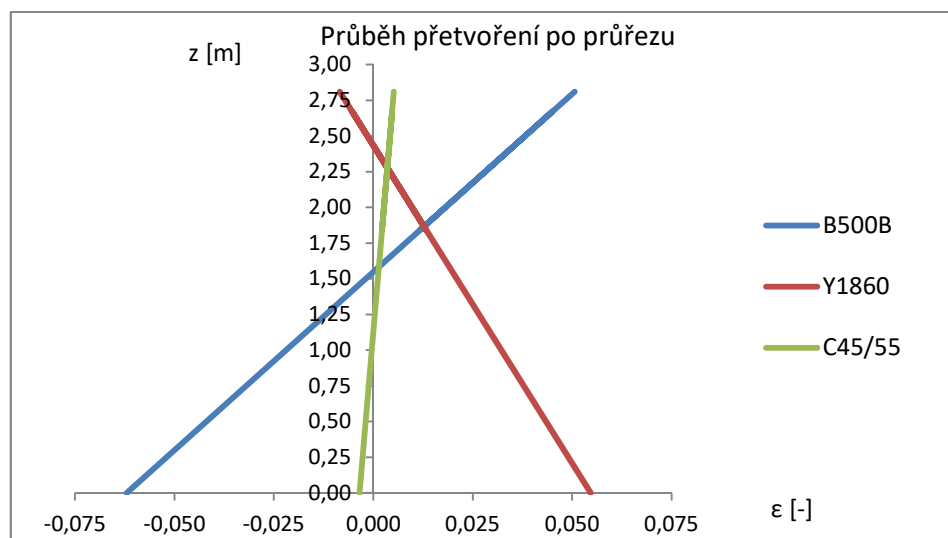
z [m]	E_{cd} [GPa]	σ [MPa]	$\epsilon_{c,in}$ [-]
2,810	17,14	-0,200	-0,00001
2,671	17,14	-0,551	-0,00003
1,841	17,14	-2,648	-0,00015
0,000	17,14	-7,300	-0,00043

Počáteční přetvoření předpínací výztuže

Napětí ve výztuži po krátkodobých ztrátách	$\sigma_{p,st} =$	1356,41 MPa
Dlouhodobé ztráty	$\sigma_{l,lt} =$	-54,02 MPa
Napětí ve výztuži	$\sigma_{p,lt} =$	1302,39 MPa
Přetvoření výztuže	$\epsilon_{p,in} = \sigma_{p,lt} / E_p =$	0,00668

6.4.3 POLOHA NEUTRÁLNÉ OSY

Rozhodující materiál	B500B	Y1860	C45/55
Rozhodující vlákna	2,6710	1,8410	0,0000
Rozhodující přetvoření	0,0450	0,0133	-0,0035
Poloha N.O.	1,5470	2,4347	1,1351



6.4.4 SÍLY V MATERIÁLECH

Betonářská výztuž		B500B	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Profil	\varnothing	[mm]	32	32	32
Poloha	z	[m]	2,671	2,671	2,671
Počet	n	[ks]	0	0	0
Plocha	A_s	[mm ²]	0	0	0
Poč. přetvoření	$\epsilon_{s,in}$	[-]	-0,00003	-0,00003	-0,00003
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_s$	[-]	0,0450	-0,0053	0,0047
Celk. přetvoření	$\epsilon_{s,celkem}$	[-]	0,0450	-0,0053	0,0047
Napětí	σ_s	[MPa]	465,929	-1,0668	436,725
Síla	F_s	[kN]	0	0,0	0
Rameno	e_s	[m]	-1,1240	-0,2363	-1,5359
Moment	M_s	[kNm]	0	0	0

Přepínací výztuž		Y1860	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Plocha 1 lana	A_1	[mm ²]	150	150	150
Poloha	z	[m]	1,841	1,841	1,841
Počet	n*m	[ks]	304	304	304
Plocha	A_p	[mm ²]	45600	45600	45600
Poč. přetvoření	$\epsilon_{p,in}$	[-]	0,0067	0,0067	0,0067
Rozd. Přetvoření	$\Delta\epsilon_p$	[-]	0,0118	0,0133	0,0022
Celk. přetvoření	$\epsilon_{p,celkem}$	[-]	0,0185	0,02000	0,00885
Napětí	σ_p	[MPa]	2603,45	1588,88	1445,78
Síla	F_p	[kN]	118718	72453	65928
Rameno	e_p	[m]	-0,294	0,5937	-0,7059
Moment	M_p	[kNm]	-34908	43015	-46539

Plocha, excentricita a ostatní hodnoty jsou u výpočtu sil v betonu proměnné s výškou průřezu. Ten byl rozdělen na díly po 0,01 m a hodnoty spočteny pro tyto dílky. V tabulce níže jsou proto uvedeny jen výsledné hodnoty sum sil a momentů z těchto dílků.

Beton		C45/55	Rozhoduje		
			B500B	Y1860	C45/55
Síla	F_s	[kN]	-118717	-72453	-65928
Moment	M_s	[kNm]	-85085	12614	-40847

6.4.5 PODMÍNKA ROVNOVÁHY

Podmínka rovnováhy je vždy vypočtena pro případ, kdy rozhoduje jeden materiál a přetvoření ostatních se odvíjí od něj.

O únosnosti průřezu rozhoduje beton. Moment únosnosti tak bude vypočten pro tento případ.

Rozhoduje betonářská výztuž B500B

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
0,0	+	118717,5	+	-118717,5	=	0,0

Rozhoduje předpínací výztuž Y1860

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
0,0	+	72452,8	+	-72452,8	=	0,0

Rozhoduje předpínací beton C45/55

Síla od B500B		Síla od Y1860		Síla od betonu		Součet
0,0	+	65927,7	+	-65927,7	=	0,0

6.4.6 POSOUZENÍ

Maximální moment od zatížení

$$M_{Ed} = -18057 \text{ kNm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = -87385 \text{ kNm}$$

>

VYHOVUJE

NÁVRH: Pouze konstrukční výztuž

7. NOSNÁ KONSTRUKCE - SMYK

7.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

7.1.1 PRŮŘEZ

Beton

Výška průřezu	$h_{NK} =$	2810 mm
Šířka žebra dole	$b_{zD} =$	1900 mm
Plocha průřezu	$A_c =$	10,638 m ²
Charakteristická pevnost	$f_{ck} =$	45 MPa
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa
Redukční součinitel	$\gamma_M =$	1,5
Modul pružnosti	$E_{cm} =$	36 GPa

$$\text{Souč. smykové pevnosti} \quad v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$v_1 = 0,492$$

Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
-------	-------------	-------

Smyková výztuž

Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa	
Mez kluzu	$f_{ywd} =$	434,783 MPa	
Profil třmínků	$\emptyset_{tr} =$	18 mm	
Vzdálenost mezi třmínky			
Nad opěrou	$s_{w1} =$	170 mm	4 - střížný
Ve středu pole	$s_{w2} =$	400 mm	4 - střížný
Sklon tlačené diagonály	$\cot \theta =$	1,25	
Sklon výztuže	$\cot \alpha =$	0	
Plocha třmínku	$A_{sw,opěra} =$	1018 mm ²	
	$A_{sw,pole} =$	1018 mm ²	

Ohybová výztuž

Profil	$\emptyset =$	32 mm
Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa
Mez kluzu	$f_{yd} =$	434,783 MPa
Modul pružnosti	$E_s =$	200 GPa
Statická výška	$d =$	2726 mm
Rameno vnitřních sil	$z =$	2453 mm
Počet: Nad opěrou	$n =$	122 ks
V poli	$n =$	9 ks
Plocha: Nad opěrou	$A_s =$	98118,2 mm ²
V poli	$A_s =$	7238 mm ²

7.1.2 ZATÍŽENÍ

#	Střed pole		Nad opěrou	
	V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]
1	753,69	-68222	7930	57884
2	753,69	-63757	7930	61867
3	753,69	-71431	7930	55295
4	753,69	-71792	7930	55656
5	232,16	-67683	7412	65744
6	232,16	-62983	7412	61093
7	697,92	-58871	7393	-56403
8	890,00	-59546	7413	57656
9	657,47	-56090	7393	54200
10	484,64	-59788	7334	57898
11	484,64	-53376	7334	51486
12	484,64	-56387	7334	54497
13	484,64	-60270	7334	58380
MAX	890,0	-59546	7930,0	-55295

7.2 PRŮŘEZ NAD OPĚROU

7.2.1 ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

Únosnost tlačené diagonály	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$
Součinitel zohledňující stav napětí	$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{pro } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ $\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{pro } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ $\alpha_{cw} = 2,5 * \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{pro } 0,5 < \sigma_{cp} \leq 1 f_{cd}$
Napětí betonu v tlaku	$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c + A_s * \frac{E_s}{E_c}}$ $\sigma_{cp} = 5,17854 \text{ GPa}$ $0,25 * f_{cd} = 7,5 \text{ GPa}$ $\alpha_{cw} = 1,17262$
Únosnost tlačené diagonály	$V_{Rd,max} = 39356 \text{ kN}$
Posouzení	$V_{Rd,max} = 39356 \text{ kN} > V_{Ed} = 7930 \text{ kN}$ <p style="text-align: center;">VYHOVUJE</p>

7.2.2 ÚNOSNOST VE SMYKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže je rovna menší z hodnot

$$V_{Rd,c,1} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_p] b_w d$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_p) b_w d$$

Součinitel $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$

$$k = 1 + (200 / d)^{0,5}$$

$$k = 1,27086$$

Stupeň vyztužení tahovou výztuží $\rho_1 = A_s / A_c = 0,00922$

Součinitel $k_1 = 0,15$

$$V_{Rd,c,1} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_p] b_w d$$

$$V_{Rd,c,1} = 6758,11 \text{ kN}$$

Součinitel $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

$$v_{min} = 0,33637$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_p) b_w d$$

$$V_{Rd,c,min} = 5765,48 \text{ kN}$$

Únosnost bez výztuže $V_{Rd,c} = \min(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,min})$

$$V_{Rd,c} = 5765,48 \text{ kN}$$

Posouzení

$$V_{Rd,max} = 5765 \text{ kN} < V_{Ed} = 7930 \text{ kN}$$

NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ

7.2.3 ÚNOSNOST SYMKOVÉ VÝZTUŽE

Únosnost smykové výztuže

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

$$V_{Rd,s} = 7983,56 \text{ kN}$$

Posouzení

$$V_{Rd,max} = 7984 \text{ kN} > V_{Ed} = 7930 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

NÁVRH: Třmínek 4 - střižný $\emptyset 18$ à 170 mm

7.3 PRŮŘEZ V POLI

7.3.1 ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

Únosnost tlačené diagonály

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

Součinitel zohledňující stav napětí

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{pro } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{pro } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

Napětí betonu v tlaku

$$\alpha_{cw} = 2,5 * \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{pro } 0,5 < \sigma_{cp} \leq 1 f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c + A_s * \frac{E_s}{E_c}}$$

$$\sigma_{cp} = 5,5767 \text{ GPa}$$

$$0,25 * f_{cd} = 7,5 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1,18589$$

Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Rd,max} = 39801,4 \text{ kN}$$

Posouzení

$$V_{Rd,max} = 39801 \text{ kN} > V_{Ed} = 890 \text{ kN}$$

VYHOVUJE**7.3.2 ÚNOSNOST VE SMYKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE**

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže je rovna menší z hodnot

$$V_{Rd,c,1} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_p] b_w d$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_p) b_w d$$

Součinitel

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{0,5}$$

$$k = 1,27086$$

Stupeň vyztužení tahovou výztuží

$$\rho_1 = A_s / A_c = 0,00922$$

Součinitel

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c,1} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_p] b_w d$$

$$V_{Rd,c,1} = 7067,45 \text{ kN}$$

Součinitel

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0,33637$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_p) b_w d$$

$$V_{Rd,c,min} = 6074,81 \text{ kN}$$

Únosnost bez výztuže

$$V_{Rd,c} = \min(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,min})$$

$$V_{Rd,c} = 6074,81 \text{ kN}$$

Posouzení

$$V_{Rd,max} = 6075 \text{ kN} > V_{Ed} = 890 \text{ kN}$$

NENÍ NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ, STAČÍ KONSTRUKČNÍ**7.3.3 NÁVRH KONSTRUKČNÍHO VYZTUŽENÍ**

Konstrukční smyková výztuž - kritérium

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Plocha třmínků	$A_{sw,pole} =$	1018 mm ²
Vzdálenost mezi třmínky	$s_{w2} =$	400 mm
Šířka konstrukce dole	$b_{zD} =$	1900 mm
Sklon výztuže	$\sin \alpha =$	1
Skutečné vyztužení	$\rho_w =$	0,00134
Charakteristická pevnost	$f_{ck} =$	45 MPa
Char. Pevnost	$f_{yk} =$	500 MPa
Minimální vyztužení	$\rho_{w,min} =$	0,00107

Posouzení

$$\rho_w = 0,00134 \text{ kN} > \rho_{w,min} = 0,00107 \text{ kN}$$

VYHOVUJE**NÁVRH:** Třmínek 4 - střižný $\varnothing 18$ à 400 mm

8. SPODNÍ STAVBA

8.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

8.1.1 PRŮŘEZ

Rozměry průřezu:	Výška	$h_s =$	8 m
	Tloušťka	$t_s =$	1 m
	Šířka	$b_s =$	8,5 m
	Plocha průřezu	$A_c =$	8,5 m ²
Beton	Char. Pevnost	$f_{ck} =$	30 MPa
	Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	20,0 MPa
	Modul pružnosti	$E_{cm} =$	33 GPa
	Velikost kameniva	$d_g =$	22 mm
Výztuž	Krycí vrstva	$c_{nom} =$	50 mm
	Průměr třmínku	$\phi_{tr} =$	16 mm
Horní výztuž S1			
1. řada	Průměr prutů	$\phi_{S11} =$	32 mm
	Počet prutů	$n_{S11} =$	72 ks
2. řada	Průměr prutů	$\phi_{S12} =$	25 mm
	Počet prutů	$n_{S12} =$	36 ks
Spodní výztuž S2			
1. řada	Průměr prutů	$\phi_{S21} =$	32 mm
	Počet prutů	$n_{S21} =$	72 ks
2. řada	Průměr prutů	$\phi_{S22} =$	25 mm
	Počet prutů	$n_{S22} =$	36 ks
Vzdálenost mezi řadami		$s =$	100 mm

8.1.2 ZATÍŽENÍ

Budou vyšetřovány pouze 4 nejnejpříznivější kombinace N + M.

Kombinace zatížení			
#	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN/m]	$M_{0\ Eqp}$ [kN/m]
1	-6077,44	27448,54	-13235,35
2	-11774,62	-24150,95	-13235,35
3	-9336,51	-18523,15	-13235,35
4	-13940,52	-19985,84	-13235,35

8.2 VYŠETŘENÍ VZPĚRU

8.2.1 ŠTÍHLOSTNÍ KRITÉRIUM

Limitní štíhlost	λ_{lim}	>	λ	Skutečná štíhlost
Limitní štíhlost	$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}}$			
Koeficienty dle normy ČSN EN 1992-1-1				
	A =			0,7
	B =			1,1
	C =			0,7
Poměrná normálová síla	$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}$			
Maximální návrhové zatážení	$N_{Ed} =$			6,077 MN
	$A_c =$			8,5 m ²
	$f_{cd} =$			20,0 MPa
	n =			0,036
	$\lambda_{lim} =$			57,01
Skutečná štíhlost	$\lambda = \frac{L_{vz}}{i}$			
Vzpěrná délka	$L_{vz} = 0,6 * h_s =$			4,8 m
(dokonalé vetknutí - vetknutí má hodnotu 0,5 * L; zde se uvažuje nedokonalé vetknutí - vetknutí)				
Poloměr setrvačnosti	$i = \frac{I}{A}$			
Moment setrvačnosti	$I = 1/12 b * h^3 =$			0,70833 m ⁴
Poloměr setrvačnosti	i =			0,08333 m ²
	$\lambda =$			57,6
Štíhlostní kritérium	λ_{lim}	>	λ	
	57,01	<	57,6	
Je potřeba vyšetřit účinky II. řádu				

8.2.2 ÚČINKY II. ŘÁDU

Účinky druhého řádu budou vyšetřeny pomocí metody založené na jmenovité tuhosti (dle normy ČSN EN 1992-1-1)

Jmenovitá tuhost	$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s$			
Beton				
Součinitel zahrnující vliv trhlin, dotvarování atd. betonu	$K_c = \frac{k_1 * k_2}{1 + \varphi_{ef}}$			

Součinitele

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}[MPa]}{20}}$$

$$k_1 = 1,22474$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} * \frac{\lambda}{170}$$

$$k_2 = \frac{6,077}{8,5 * 20} * \frac{57,6}{170}$$

$$k_2 = 0,01211$$

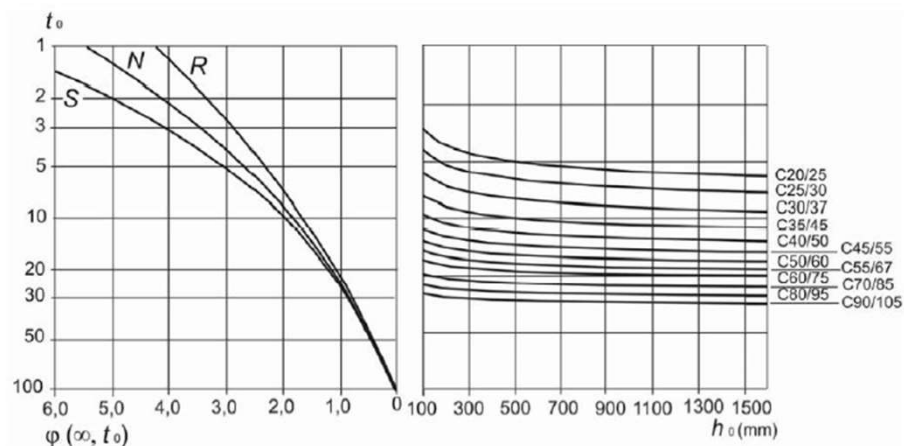
Efektivní součinitel dotvarování

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{0,Egp}}{M_{0,Ed}}$$

Součinitel dotvarování

 $\varphi(\infty, t_0)$

byl odečten z grafu na základě následujících dat



b) vnější prostředí – RH = 80 %

Stáří betonu v okamžiku zatížení

$$t_0 = 20 \text{ dní}$$

Náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = 2 * A_c / u$$

Vysychající obvod

$$u = 19 \text{ m}$$

$$h_0 = 2 * 8,5 / 19 = 895 \text{ mm}$$

Třída cementu

N

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,8$$

Moment 1. řádu od kvazistálé kombinace zatížení

$$M_{0,Eqp} = 13235,4 \text{ kNm}$$

Moment 1. řádu od návrhové kombinace zatížení

$$M_{0,Ed} = 27448,5 \text{ kNm}$$

$$\varphi_{ef} = 1,8 * \frac{13235,4}{27448,5}$$

$$\varphi_{ef} = 0,868$$

$$K_c = \frac{1,22474}{1} * \frac{0,01211}{0,868}$$

$$K_c = 0,00794$$

	Návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$	
	Součinitel	$\gamma_{cE} =$	1,2
		$E_{cd} =$	27,5 GPa
	Moment setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin	$I_c =$	0,70833 m ⁴
Výztuž	Součinitel vlivu výztuže pro $\rho \geq 0,002$ je roven 1		
		$\rho =$	A_s / A_c
	Plocha výztuže	$A_s =$	0,15115 m ²
	Plocha betonu	$A_c =$	8,5 m ²
	Poměr	$\rho = 0,1512 / 8,5 =$	0,01778
	→	$K_s =$	1
	Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200 GPa
	Moment setrvačnosti výztuže	$I_s =$	0,0239 m ⁴
Jmenovitá tuhost		$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s$	
		$EI = 0,0079 * 27,5 * 0,7083 + 1 * 200 * 0,0239$	
		$EI =$	4944,66 MN
Vzpěrné břemeno		$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} * EI$	
		$N_B = \frac{\pi^2}{4,8^2} * 4944,7$	
		$N_B =$	2118,13 MN
	Celkový návrhový ohybový moment druhého řádu se určí jako:		
		$M_{Ed} = M_{0,Ed} * \left(1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right)$	
	Moment prvního řádu obsahující vliv imperfekcí	$M_{0Ed} = N_{Ed} * (e_f + e_i)$	
	Excentricita zatížení	$e_f = M_{Ed} / N_{Ed} =$	27448,5 / 6077
		$e_f =$	4,51646 m
	Náhodná excentricita	$e_i =$	20 mm
		$M_{0Ed} = 6077,44 * (4,5165 + 0,02)$	
		$M_{0Ed} =$	27570,1 kNm

Součinitel beta závisící na rozdělení momentů prvního a druhého řádu

$$\beta = \pi^2 / c_0$$

$$c_0 = 9,6$$

$$\beta = 1,02808$$

$$\text{Výsledný návrhový moment s účinky II. řádu } M_{Ed} = 27570,09 * \left(1 + \frac{1,0281}{\frac{2118,13}{6,077} - 1} \right)$$

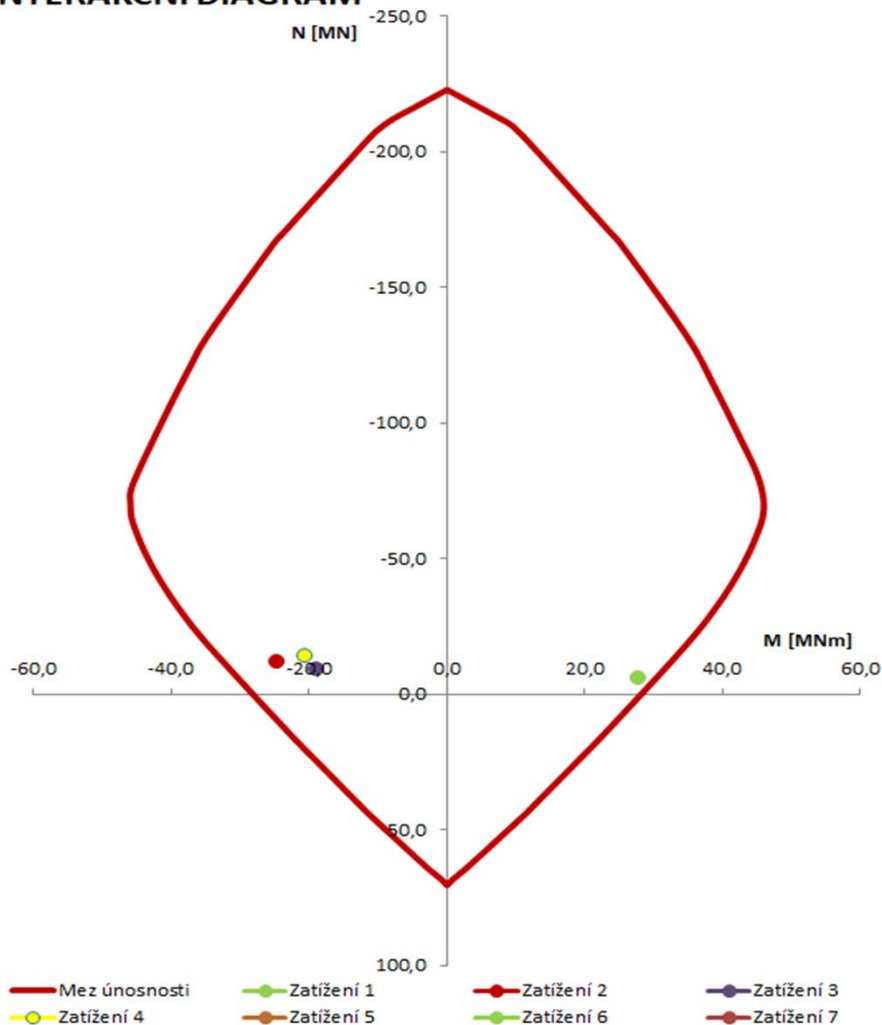
$$M_{Ed} = 27651,6 \text{ kNm}$$

Přehled všech momenů II. řádu v kombinaci s příslušnou normálovou silou

Kombinace zatížení		
#	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kN/m]
1	-6077,44	27651,65
2	-11774,62	-24523,06
3	-9336,51	-18794,37
4	-13940,52	-20398,65

8.3 POSOUZENÍ V INTERAKČNÍM DIAGRAMU

INTERAKČNÍ DIAGRAM



Konstrukční zásady

Minimální vzdálenost prutů

$$s_{\min} = \max (d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 1,2 * \varnothing)$$

$$s_{\min} = \max (27; 20 \text{ mm} ; 38,4)$$

$$s_{\min} = 38,4 \text{ mm}$$

Využitelná šířka průřezu

$$y = b - 2 * c_{\text{nom}} - 2 * \varnothing_{\text{tr}}$$

$$y = 8500 - 2 * 50 - 2 * 16$$

$$y = 8368 \text{ mm}$$

Skutečná světlá vzdálenost prutů

$$s_{\text{real}} = \frac{y - n_{\text{prov}} * \varnothing}{n_{\text{prov}} - 1}$$

První řada

$$s_{\text{real}} = 86 \text{ mm}$$

Druhá řada

$$s_{\text{real}} = 214 \text{ mm}$$

NÁVRH: 1. řada: oboustranné vyztužení 72 x \varnothing 32 à 115mm2. řada: oboustranné vyztužení 36 x \varnothing 25 à 230mm

9. ZÁKLADY

9.1 ÚNOSNOST ZÁKLADOVÉ SPÁRY

V této kapitole dojde k předběžnému posouzení možnosti plošného založení u navrhovaného mostu.

9.1.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

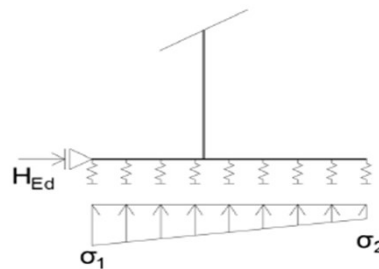
Svislá únosnost základové půdy (tato hodnota je odhadnuta pro běžné podloží)				300 kPa
Úhel vnitřního tření				29,5 °
Rozměry základů	Délka líce	$L_{Z,L} =$		3 m
	Délka rubu	$L_{Z,R} =$		6,5 m
	Celková délka	$L_Z =$		9,5 m
	Šířka	$b_Z =$		12 m
	Tloušťka	$t_Z =$		1 m
	Plocha	$A_Z =$		114 m ²

9.1.2 ZATÍŽENÍ

Kombinace	σ'_1 [kN/m]	σ'_2 [kN/m]	H_{Ed} [kN]
1	4046,56	-68,24	6305,56
2	4543,49	198,83	2998,29
3	4622,72	297,77	3510,43
4	4248,63	112,34	3948,59

11 zkr
3 zkr
4 zkr
9 zkr

Je počítáno s následujícím rozložením napětí na základové spáře



9.1.3 POSOUZENÍ

Napětí		$(\sigma_1; \sigma_2) = (\sigma'_1; \sigma'_2) / b_Z$
Napětí od normálové síly		$\sigma_N = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$
Napětí od momentu		$\sigma_M = \text{abs}(\sigma_N - \sigma_2)$
Normálová síla		$N = \sigma_N \cdot A$
Ohybový moment		$M = \sigma_M \cdot W$
Průřezový modul	$W = 1/6 \cdot b \cdot L^2 =$	$1/6 \cdot 12 \cdot 9,5^2 = 180,5 \text{ m}^3$
Excentricita zatížení		$e = M / N$
Efektivní délka základu		$L' = L - 2e$
Rovnoměrné svislé napětí v základové spáře		$\sigma_{Ed} = N / (b \cdot L')$
Vodorovná únosnost základové spáry		$H_{Rd} = N \cdot \text{tg } \varphi$

Kombinace	1	2	3	4
σ_1 [kPa]	337,21	378,62	385,23	354,05
σ_2 [kPa]	-5,69	16,57	24,81	9,36
σ_N [kPa]	165,76	197,60	205,02	181,71
σ_M [kPa]	171,45	181,03	180,21	172,35
N_M [kPa]	18897,02	22526,02	23372,33	20714,61
M_M [kPa]	30946,73	32675,46	32527,23	31108,35
e [m]	1,64	1,45	1,39	1,50
L' [m]	6,22	6,60	6,72	6,50
σ_{Ed} [kPa]	252,98	284,47	289,98	265,72
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,843	0,948	0,967	0,886
H_{Ed} [kN]	6305,56	2998,29	3510,43	3948,59
H_{Rd} [kN]	10691,42	12744,61	13223,43	11719,76
H_{Ed} / H_{Rd}	0,59	0,24	0,27	0,34
Posouzení	VYHOVUJE			

9.2 POSOUZENÍ ZÁKLADU NA OHYB

9.2.1 VSTUPNÍ ÚDAJE

Rozměry základů:	Délka líce	$L_{Z,L} =$	3,0 m
	Délka rubu	$L_{Z,R} =$	6,5 m
	Celková délka	$L_Z =$	9,5 m
	Šířka	$b_Z =$	12,0 m
	Tloušťka	$t_z =$	1,0 m
Výztuž	Průměr třmínků	$\phi_{tr} =$	16 mm
	Průměr ohybové výztuže	$\phi =$	32 mm
	Pevnost	$f_{yd} =$	434,783 MPa
Beton	Krytí	$c_{nom} =$	50 mm
	Největší rozměr kameniva	$d_{g,max} =$	22 mm
	Pevnost	$f_{cd} =$	20 MPa

9.2.2 VÝPOČET

Účinná výška průřezu	$d = t_z - c_{nom} - \phi/2 - \phi_{tr} =$	1000 - 50 - 16 - 16
	$d =$	918 mm
Rameno vnitřních sil	$z = 0,9 * d =$	0,9 * 918 → z = 826,2 mm
Zatížení		$M_{Ed} = 23667$ kNm
Podmínka	$M_{Rd} >$	M_{Ed}
	$A_{s,rqd} * f_{yd} * z >$	M_{Ed}
Potřebná plocha výztuže		$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z}$
Potřebná plocha výztuže		$A_{s,rqd} = 65884,8$ mm ²
Potřebný počet prutů		$n_{rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{\pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}$

Potřebný počet prutů	$n_{rd} =$	81,9211 ks
Navržený počet prutů	$n_{prov} =$	85 ks
Navržená plocha výztuže	$A_{s,prov} =$	68361,1 mm ²

9.2.3 POSOUZENÍ

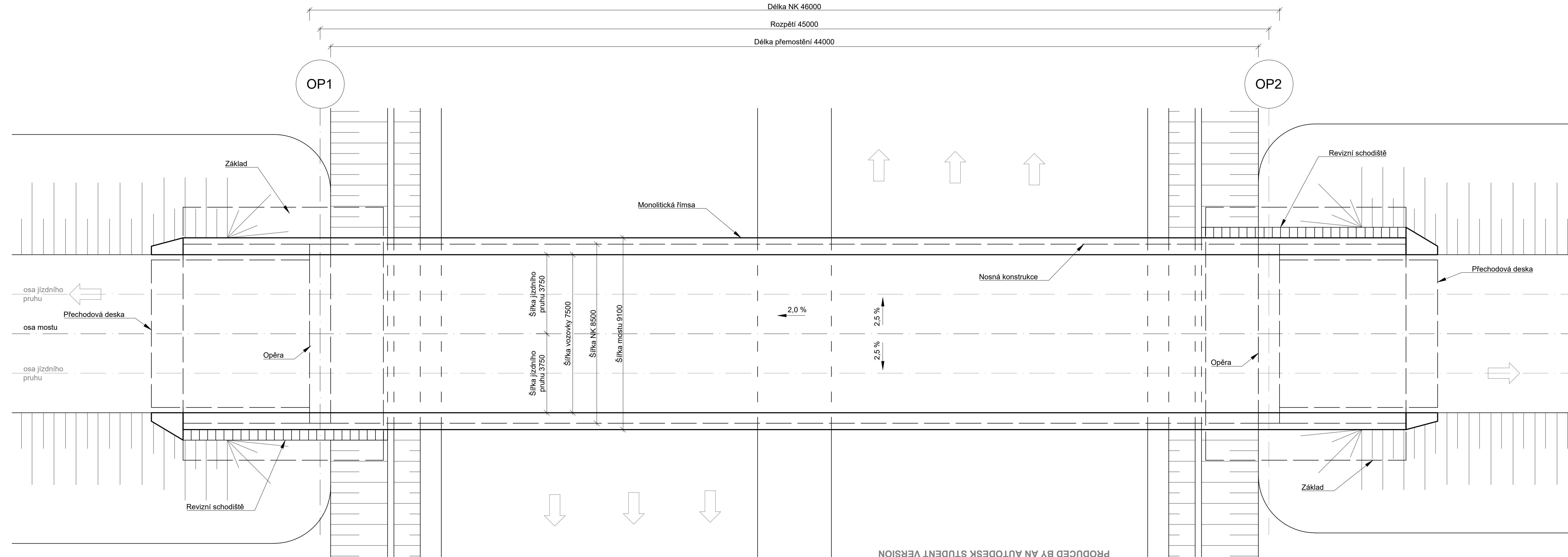
Výpočet ramene vnitřních sil	$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}}$	$x =$	154,8 mm		
	$z = d - 0,4 * x =$	$918 - 0,4 * 154,8 \rightarrow z =$	856,08 mm		
Moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z =$		68361,06 * 434,78 * 856,08		
Moment únosnosti	$M_{Rd} =$		25445 kNm		
	$M_{Rd} =$	25445 kNm	$>$	$M_{Ed} =$	23667 kNm

VYHOVUJE

Konstrukční zásady

Minimální vzdálenost prutů	$s_{min} = \max (d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 1,2 * \varnothing)$	
	$s_{min} = \max (27; 20 \text{ mm} ; 38,4)$	
	$s_{min} =$	38,4 mm
Využitelná šířka průřezu	$y = b - 2 * c_{nom} - 2 * \varnothing_{tr}$	
	$y =$	12000 - 2 * 50 - 2 * 16
	$y =$	11868 mm
Skutečná světlá vzdálenost prutů	$s_{real} = \frac{y - n_{prov} * \varnothing}{n_{prov} - 1}$	
	$s_{real} =$	110 mm

NÁVRH: 85 x \varnothing 32 à 140mm na běžný metr



BETON
Nosná konstrukce C45/55 XF3
Spodní stavba C30/37 XF4
Římsy C30/37 XF4

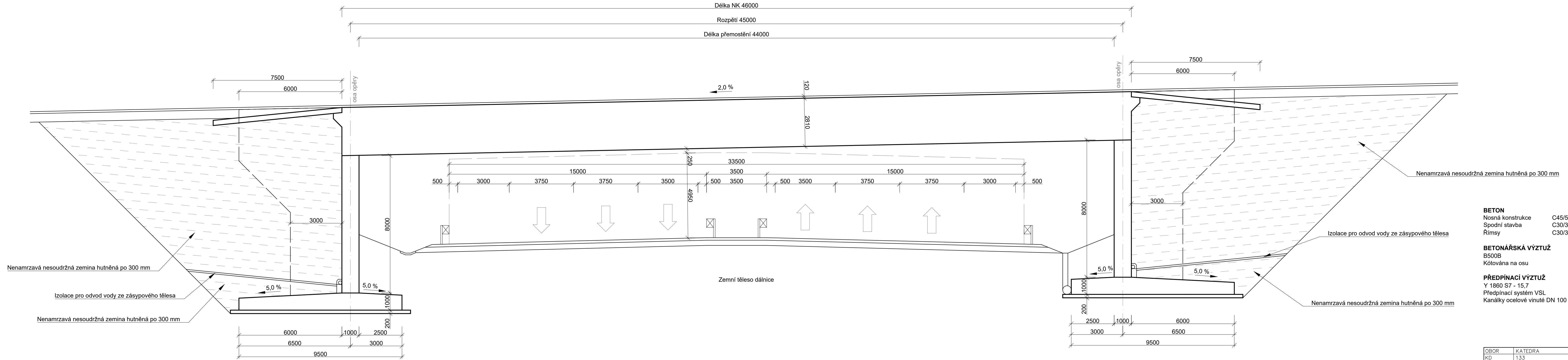
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ
B500B
Kótována na osu

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ
Y 1860 S7 - 15,7
Předpínací systém VSL
Kanálky ocelové vinuté DN 100 mm

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA		
KD	133	MARTIN VLK		
ROČNÍK	VEDOUČÍ DP			
2	Doc.Ing. LUKÁŠ VRÁBLIK, Ph.D.			
AKCE :				
INTEGROVANÝ RÁMOVÝ MOST			FORMÁT	5 x A4
			MĚŘÍTKO	1:100
OBSAH :			DATUM	31.12.2021
			Č. VÝKR.	1
PŮDORYS				

PODÉLNÝ ŘEZ
M 1:100

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



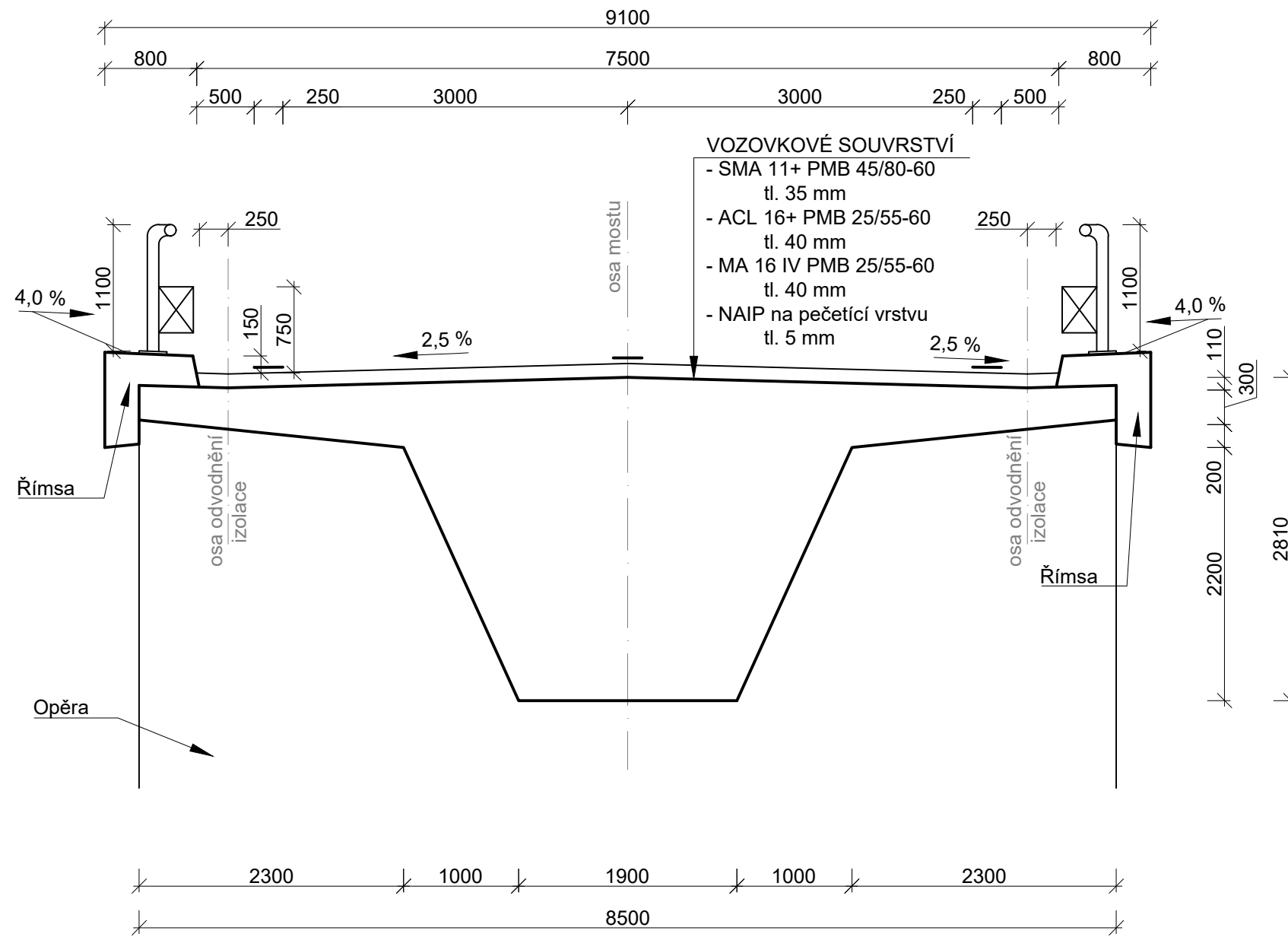
- BETON**
 Nosná konstrukce C45/55 XF3
 Spodní stavba C30/37 XF4
 Římsy C30/37 XF4
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ**
 B500B
 Kótována na osu
- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ**
 Y 1860 S7 - 15,7
 Předpínací systém VSL
 Kanálky ocelové vinuté DN 100 mm

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA		
KD	133	MARTIN VLK		
ROČNÍK	VEDOUČÍ DP			
Z	Doc.Ing. LUKÁŠ VRÁBLÍK, Ph.D.			
AKCE :			FORMÁT	5 x A4
INTEGROVANÝ RÁMOVÝ MOST			MĚŘÍTKO	1:100
			DATUM	31.12.2021
OBSAH :			Č. VÝKR.	2
			PODÉLNÝ ŘEZ	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PŘÍČNÝ ŘEZ
M 1:50



BETON
Nosná konstrukce C45/55 XF3
Spodní stavba C30/37 XF4
Římsy C30/37 XF4

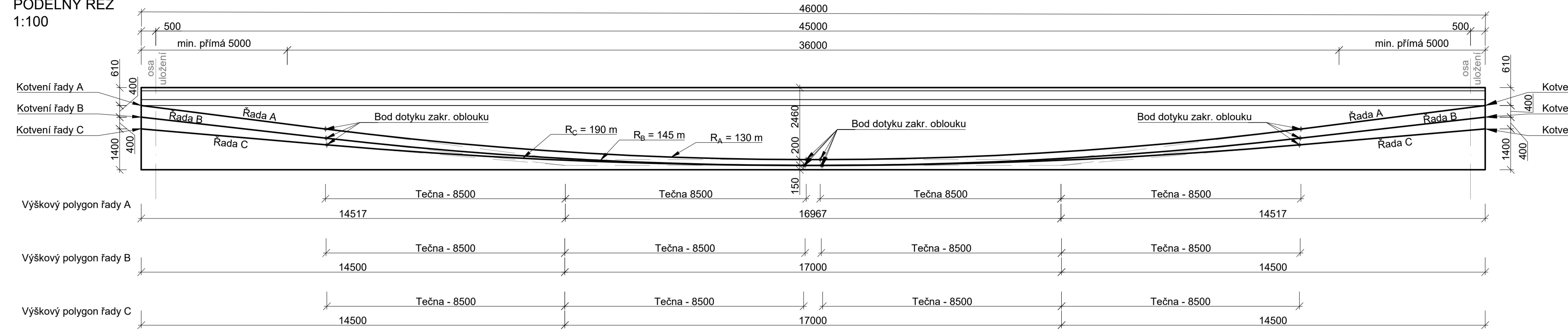
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ
B500B
Kótována na osu

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ
Y 1860 S7 - 15,7
Předpínací systém VSL
Kanálky ocelové vinuté DN 100 mm

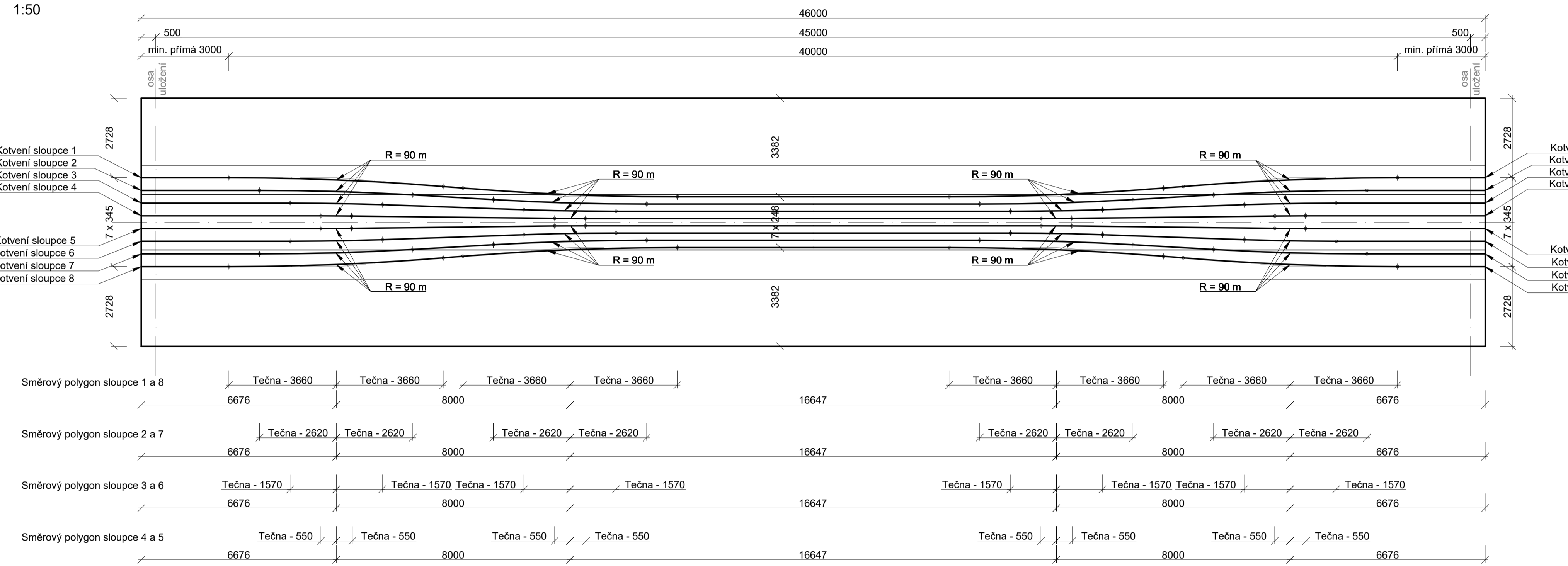
OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	
KD	133	MARTIN VLK	
ROČNÍK	VEDOUČÍ DP		
2	Doc.Ing. LUKÁŠ VRÁBLÍK, Ph.D.		
AKCE :			
INTEGROVANÝ RÁMOVÝ MOST			
OBSAH :			
PŘÍČNÝ ŘEZ			
FORMÁT		A3	
MĚŘÍTKO		1:50	
DATUM		31.12.2021	
Č. VÝKR.		3	

SCHEMA PŘEDPĚTÍ

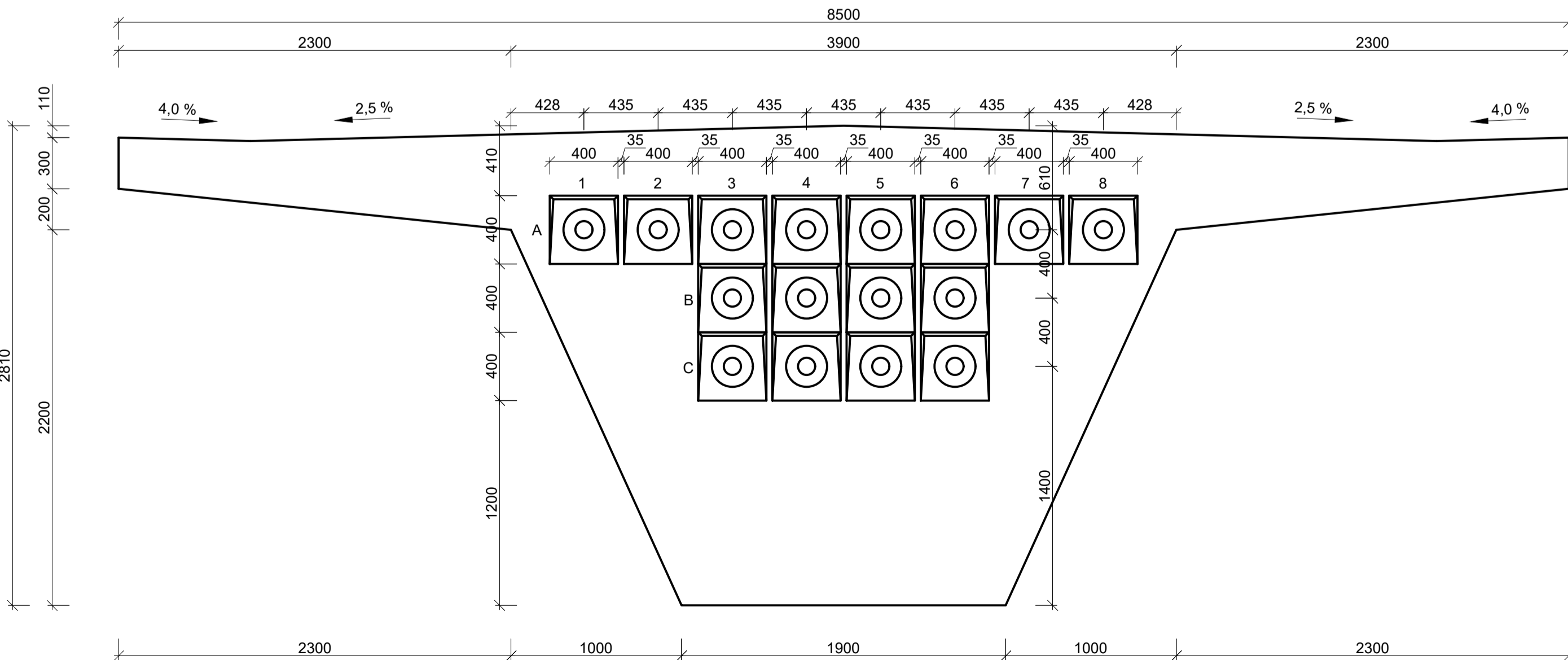
PODÉLNÝ REZ
1:100



PŮDORYS - ŘADA A
1:50

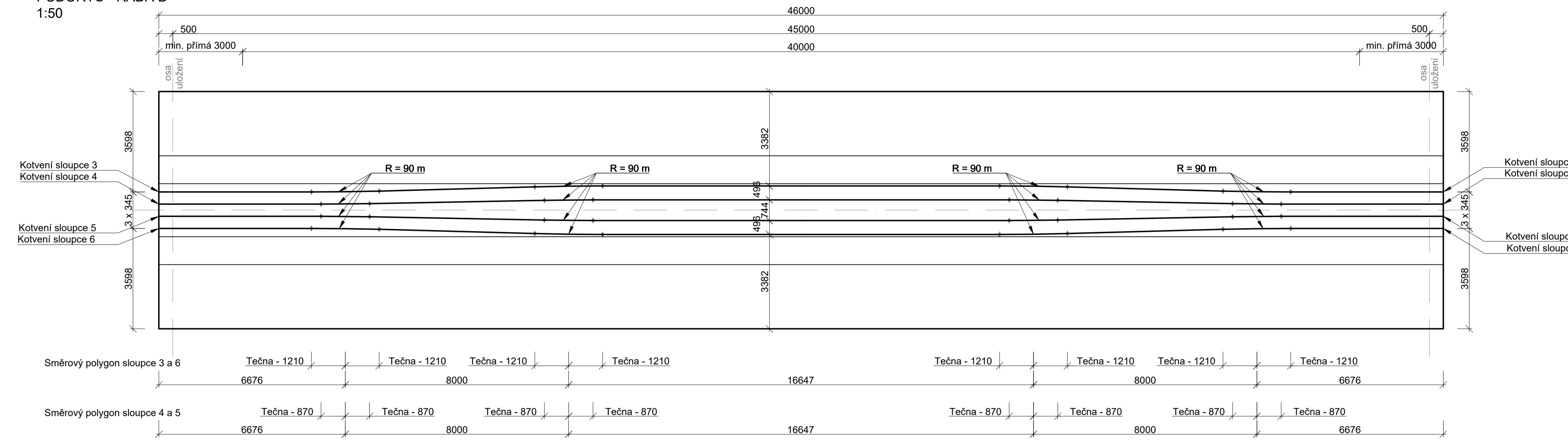


PŘÍČNÝ REZ NAD OPĚROU
1:25

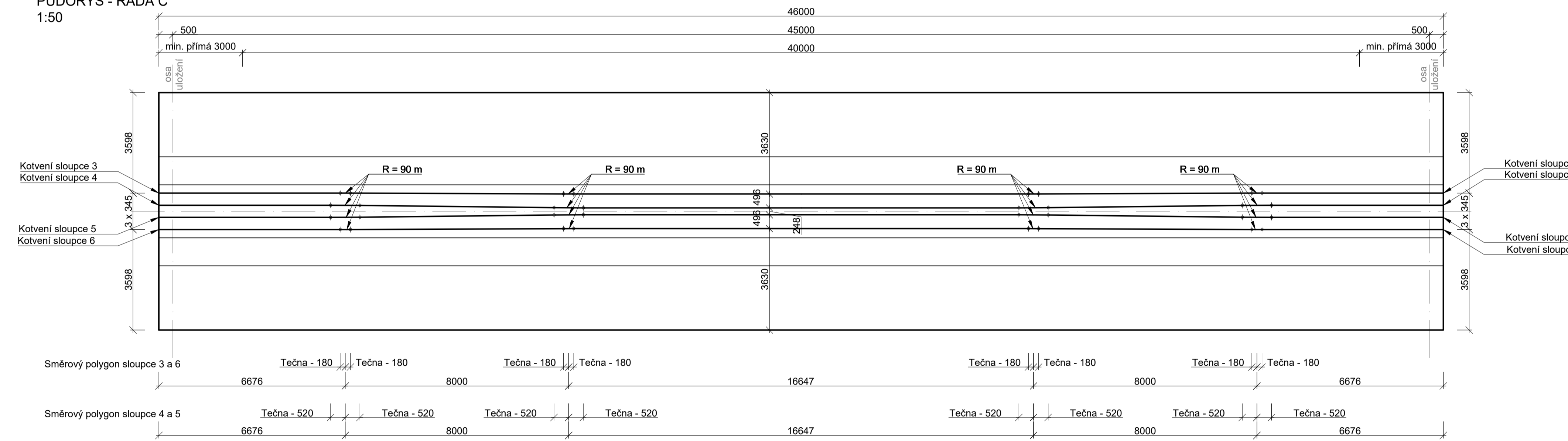


PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

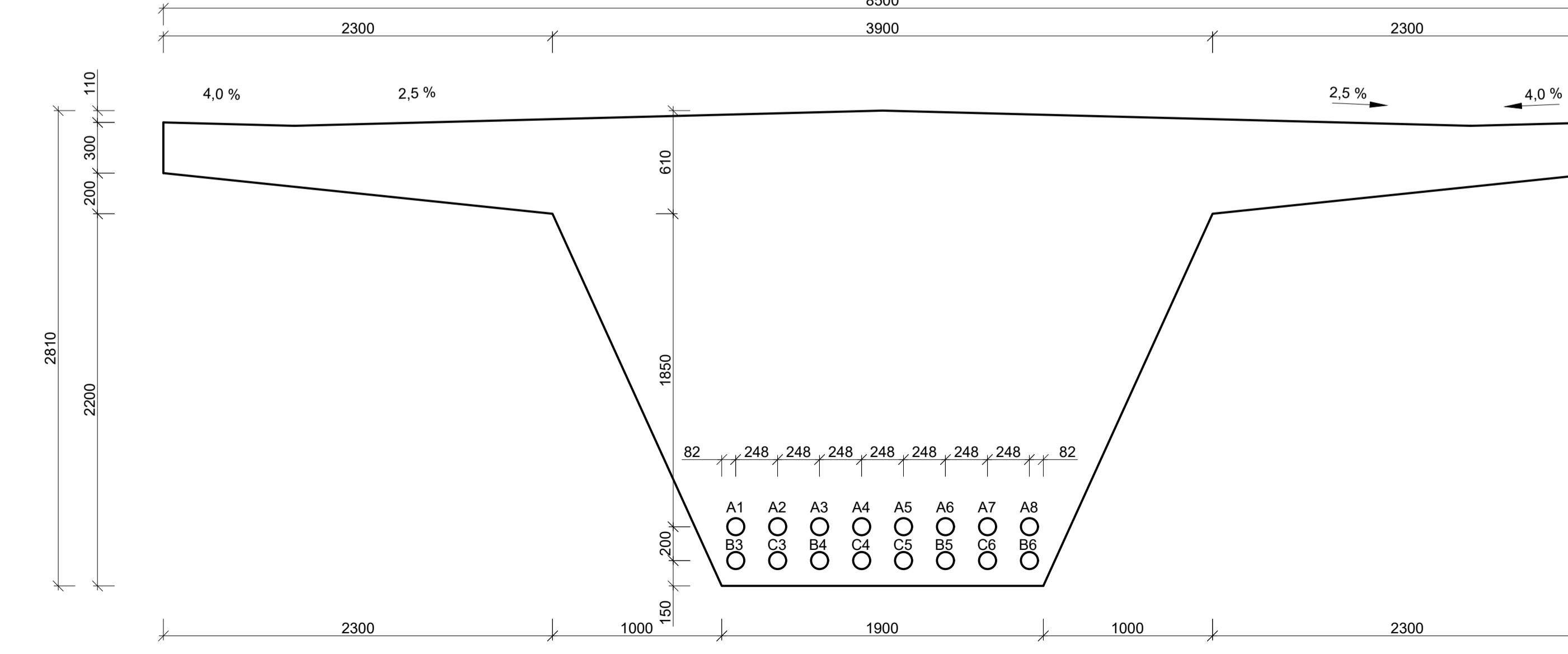
PŮDORYS - ŘADA B
1:50



PŮDORYS - ŘADA C
1:50



PŘÍČNÝ REZ V POLI
1:25



PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

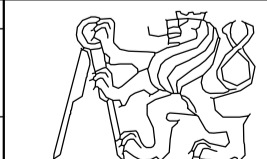
BETON
C 45/55 XF3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ
B500B
KOTOVANÁ NA OSU

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ
Y 1880 S7 0.6' S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM VSL
KANÁLKY OCELOVÉ VINUTÉ DN 100 mm

DĚLKA LAN PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE
16 x 19 LAN 15.7 → 46 m + PŘESAHY (1 m + 1 m)
= 16 x 19 x 48 m = 14 592 m

POSTUP NAPÍNÁNÍ
Napnutí kabelů bude provedeno ve stáří min 14 dní a po dosažení průměrné vlačové pevnosti minimálně hodnoty 85% 28 denní vlačové pevnosti. Napínání bude prováděno z obou konců s tím, že se částečně provede z jedné strany a následně dokončí ze strany druhé. Při napínání z druhé strany bude finální napětí poříženo po dobu 5 min. Napínání bude provedeno na hodnotu napětí 1476 MPa. Následně budou kabelové kanálky zainjektovány předepsanou maltou.

OBR : KATEDRA : JMÉNO STUDENTA	
PO : 133	
ROČNÍK : VEDOUCÍ DP : MARTIN VLK	FORMÁT : 14 x A4 MĚŘÍTKO : 1:100/1:25 DATUM : 31.12.2021 Č. VÝRR. : 4
P : Doc. Ing. LUKÁŠ VRÁBLÍK, Ph.D.	
PŘÍLOHA :	
INTEGROVANÝ RÁMOVÝ MOST	
SCHEMA PŘEDPĚTÍ	