

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**



**Dynamická analýza mostní konstrukce na vysoké rychlosti**

**The dynamic analysis of the bridge for high speed**

**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

**Vojtěch Dinybyl**

**Praha 2022**

Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby  
Zaměření: Ocelové a dřevěné konstrukce  
Akademický rok: 2021/2022

Vedoucí práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, PhD.



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Dynybyl</u>	Jméno: <u>Vojtěch</u>	Osobní číslo: _____
Zadávací katedra: <u>K134</u>	_____	
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>	_____	
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>	_____	

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Dynamická analýza mostní konstrukce na vysoké rychlosti</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>The dynamic analysis of the bridge for high speed</u>	
Pokyny pro vypracování: Tvorba numerického modelu zvoleného mostu na trati Brno Přerov a jeho analýza pro pojezd vysokými rychlostmi, prověření kritické rychlosti.	
Seznam doporučené literatury: - ČSN EN 1991-2 - ČSN EN 1993-2	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>16.2.2022</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>15.5.2022</u>
_____	_____
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

_____	_____
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, s výjimkou poskytnutých konzultací vedoucím práce. Veškeré použité podklady, ze kterých jsem čerpal informace, jsou uvedeny v seznamu použité literatury a citovány v textu podle normy ČSN ISO 690.

V Praze dne .....

Vojtěch Dinybyl

## PODĚKOVÁNÍ

Děkuji doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, PhD. za odborné vedení této práce, za veškerý čas při konzultacích, za ochotu a trpělivost při odpovědích na mé otázky a za zapojení do reálného projektu.

Děkuji také mé rodině za její podporu při psaní této práce.

# **Abstrakt**

Cílem této práce je provedení dynamické analýzy zvoleného mostu na trati Brno Přerov. Pro dosažení cíle je vytvořen 3D numerický model mostu, který je zatěžován modelovými vlaky. Na základě modelu jsou stanovena maximální zrychlení konstrukce v závislosti na rychlosti modelového vlaku až do 360 km/h. Tato zrychlení jsou následně porovnána s mezní hodnotou zrychlení dle normy a je navržena optimalizace mostu.

## **Klíčová slova**

dynamická analýza, zrychlení, kritická rychlost, vlastní frekvence, vlastní tvary, železniční most, vysokorychlostní trať, spřažená konstrukce, příhradový nosník, CSI Bridge, HSLM, Typy vlaků pro únavu, numerický model

# **Abstract**

The aim of this bachelor thesis is conducting a dynamic analysis of selected bridge on railway Brno Přerov. A 3D numerical model of this bridge, which is loaded down with model trains, is developed to achieve the aim. Based on the numerical model maximum accelerations are determined depending on the speed of model trains up to 360 km/h. These accelerations are then compared with a limit value in accordance with a norm and an optimalization of the bridge is suggested.

# **Keywords**

dynamic analysis, acceleration, critical speed, natural frequency, vibration modes, railway bridge, high-speed railway, composite construction, lattice girder, CSI Bridge, HSLM, Types of trains for fatigue, numerical model

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod.....</b>	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>Cíle práce .....</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>Vysokorychlostní tratě.....</b>	<b>10</b>
3.1	Vysokorychlostní tratě v ČR.....	10
3.2	Přínosy Vysokorychlostních tratí.....	12
<b>4</b>	<b>Specifika návrhu mostů pro VRT.....</b>	<b>13</b>
4.1	Zatěžovací modely .....	13
4.1.1	Model zatížení HSLM.....	13
4.1.2	Model skutečný vlak .....	15
4.2	Zkroucení hlavní nosné konstrukce.....	15
4.3	Průhyby .....	16
4.4	Svislé zrychlení nosné konstrukce mostu.....	17
4.5	Posouzení na dynamické účinky vysokorychlostních vlaků .....	17
<b>5</b>	<b>Představení projektovaného mostu .....</b>	<b>18</b>
5.1	Umístění stavby.....	18
5.2	Geotechnické podmínky.....	19
5.3	Popis konstrukce .....	19
5.3.1	Nosná konstrukce.....	19
5.3.2	Mostní svršek a vybavení.....	21
5.3.3	Spodní stavba .....	21
<b>6</b>	<b>Tvorba numerického modelu .....</b>	<b>22</b>
6.1	Popis modelu.....	22
6.1.1	Podklad pro model .....	22
6.1.2	Modelování prutů a deskostěny.....	23
6.1.3	Podpěření .....	24
6.1.4	Stanovení dráhy.....	25
6.1.5	Výsledný model .....	26
6.1.6	Útlum .....	27
6.2	Rozbor zatížení modelu.....	28
6.2.1	Stálé.....	28
6.2.2	Zatížení dopravou.....	31

6.2.3	Stanovení rychlostí.....	34
6.3	Specifikace výpočtu dynamické analýzy v programu.....	35
6.4	Finální podoba výpočtů.....	37
<b>7</b>	<b>Výstupy z modelu .....</b>	<b>38</b>
7.1	Kontrola výsledků .....	38
7.2	Vlastní frekvence a vlastní tvary.....	40
7.2.1	Modální charakteristiky pro dolní mez odhadu hmotnosti.....	41
7.2.2	Modální charakteristiky pro horní mez odhadu hmotnosti .....	44
7.3	Zrychlení konstrukce.....	46
7.3.1	Zrychlení pro dolní mez odhadu hmotnosti kolejového lože.....	47
7.3.2	Zrychlení pro horní mez odhadu hmotnosti kolejového lože.....	49
7.3.3	Posouzení výsledných zrychlení .....	50
7.3.4	Vykreslení zrychlení a průhybů v závislosti na čase.....	50
7.4	Optimalizace konstrukce.....	52
7.4.1	Zrychlení pro dolní mez odhadu hmotnosti kolej. lože-optimalizace .....	53
7.4.2	Zrychlení pro horní mez odhadu hmotnosti kolej. lože-optimalizace.....	54
7.5	Shrnutí výsledných zrychlení.....	55
<b>8</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>57</b>
<b>9</b>	<b>Literatura.....</b>	<b>58</b>
<b>10</b>	<b>Seznam tabulek .....</b>	<b>59</b>
<b>11</b>	<b>Seznam obrázků .....</b>	<b>60</b>



# 1 Úvod

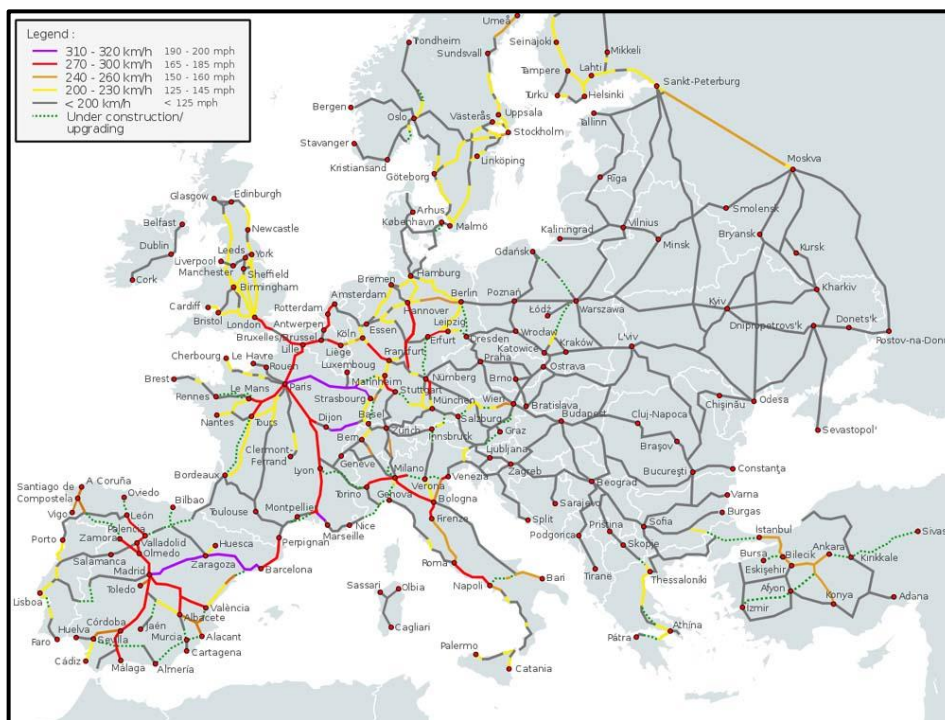
Již desítky let se v Evropě budují vysokorychlostní tratě s cílem rychlého a k životnímu prostředí šetrnějšího pohybu obyvatel v rámci jednotlivých států. Jsou i snahy o vytvoření celoevropské sítě, která by konkurovala ostatním druhům dopravy. Česká republika v tomto ohledu zaostává a až v dnešní době můžeme být svědky postupného rozvoje vysokorychlostních tratí u nás. Ocitáme se však zatím ve fázi projektování. Velkým specifickým projektem vysokorychlostních tratí nejsou jen přísnější hodnoty pro podélné sklony, vyšší poloměry oblouků pro průjezd vlaků vysokou rychlostí nebo vyloučení železničních přejezdů apod., ale i návrhy mostů především na dynamické účinky rychle jedoucích vlaků. Je také pochopitelné, že osa vysokorychlostní tratě nemůže z výše uvedených důvodů tak dobře sledovat vlnění terénu. Proto u těchto staveb zpravidla dochází ke zvýšení počtu mostů. Rostou a zpřísňují se také nároky na jednotlivá posouzení mostů. V rámci projektované sítě *Rychlých spojení* se připravuje i modernizace úseku Brno Přerov, na kterém se nachází most, jenž bude předmětem této bakalářské práce. Bude podrobně popsán, namodelován a bude prováděna dynamická analýza pro pojezdy vlaků vysokými rychlostmi.

## 2 Cíle práce

Hlavním cílem této práce je ověření dynamické odezvy projektovaného mostu na úseku výhledově modernizované trati Brno Přerov s ohledem na mezní dovolené hodnoty zrychlení konstrukce. Úkol práce bude tedy vytvoření numerického 3D modelu mostu, uspořádání jednotlivých zatěžovacích stavů a následné sestavení grafů průběhů zrychlení a shrnující tabulky s hodnotami zrychlení konstrukce. Hodnoty zrychlení budou na závěr porovnány s mezní hodnotou zrychlení dle normy. Výsledná tabulka zrychlení bude sloužit jako kontrola správnosti návrhu mostu.

## 3 Vysokorychlostní tratě

Vysokorychlostní tratě lze zařadit mezi takzvané moderní tratě. Ty se dělí na speciálně postavené vysokorychlostní tratě vybavené pro rychlosti rovné nebo vyšší než 250 km/h, na speciálně zmodernizované rychlostní tratě vybavené pro rychlost do 200 km/h a na speciálně modernizované rychlostní tratě, které mají zvláštní charakter vyplývající z topografie terénu nebo překážek ve městě. [1] První vysokorychlostní trať v Evropě byla trať z Paříže do Lyonu, která v celé své délce zahájila provoz v roce 1983. Tato trať byla také počátkem francouzské vysokorychlostní železniční sítě, kterou známe pod názvem TGV. [1] Mezi další země Evropy, které mají vybudovanou rozsáhlou síť, lze pak dále zařadit Německo, Itálii nebo Španělsko.

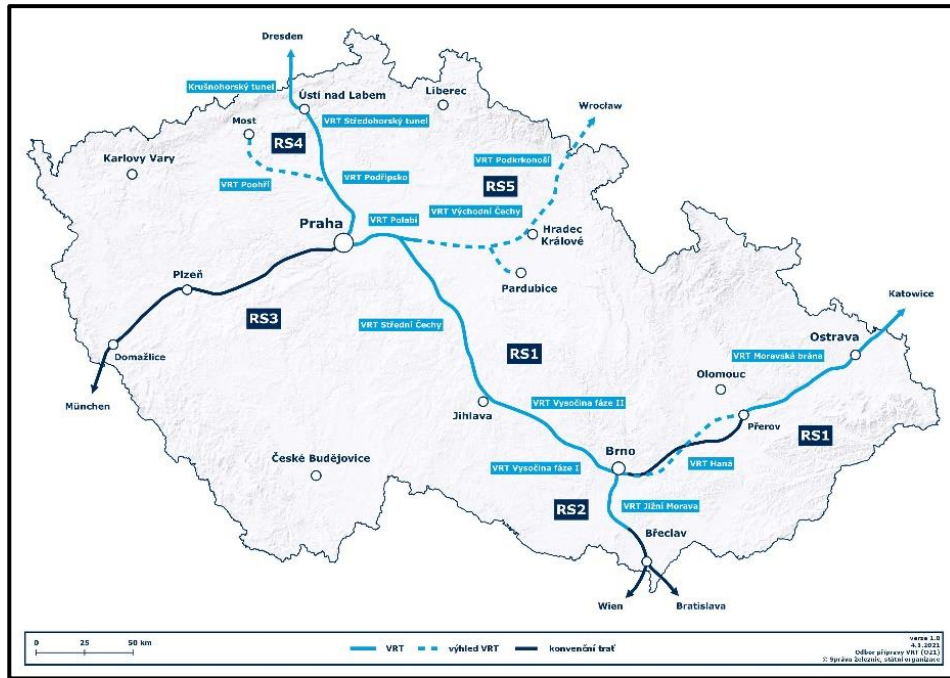


**Obrázek 1: Mapa Vysokorychlostních tratí v Evropě [2]**

Ve světě se pak jedná především o Čínu a Japonsko, které jsou v celosvětovém měřítku v oblasti vysokorychlostních tratí velmocemi.

### 3.1 Vysokorychlostní tratě v ČR

Situace v České republice je odlišná. Nacházíme se ve fázi příprav, studií a vytváření podkladů pro různé úrovně dokumentace. Vysokorychlostní tratě se v České republice plánují jako součást *Rychlých spojení*, což je provozně-infrastrukturní systém rychlé železnice na území ČR zahrnující novostavby vysokorychlostních tratí (VRT), tratě vysokorychlostní modernizované i modernizované konvenční tratě vyšších parametrů včetně vozidlového parku a provozního konceptu. [3]



**Obrázek 2: Mapa pokrytí VRT v ČR [4]**

Z mapy a z definice pojmu *Rychlé spojení* (RS) lze odvodit, že tedy některé úseky sítě budou nově budovány jako VRT (na mapě světle modrá barva) a některé úseky budou jen modernizované konvenční tratě (na mapě tmavě modrá barva). Úseky VRT naznačené v mapě přerušovanou čarou jsou plánované v pozdějších fázích výstavby. Dle mapy lze popsat i jednotlivé trasy neboli linky.

Linka RS1 bude hlavní linkou spojující největší města České republiky, tedy Prahu, Brno a Ostravu. Většina délky linky RS1 je plánovaná jako VRT, ale pro úsek Brno Přerov se pro první fázi výstavby RS počítá jen s modernizací stávající konvenční tratě. Cestující by se v budoucnu díky lince RS1 měli dostat z Prahy do Brna za jednu hodinu a do Ostravy do dvou hodin [5]. Linka RS2 bude pak odbočkou z linky RS1 se směrem na Vídeň a Bratislavu a bude tak důležitou tratí pro dokončení propojení se sousedními státy. Tato linka bude zhruba z poloviny své délky projektována jako VRT a z poloviny se bude jednat o modernizaci stávající konvenční tratě. Linka RS3 bude propojení Prahy a německého Mnichova přes Plzeň. Zde se plánuje pouze modernizace konvenčních tratí. Velkou investicí ale bude plánovaný tunel dlouhý přibližně 25 km spojující Prahu a Beroun, který by měl nahradit stávající trať s omezenou traťovou rychlostí z důvodu procházení skrz údolí řeky Berounky [6]. Linka RS4 bude spojovat hlavní město se Saskem. Tato linka se v celé své délce plánuje jako VRT. Cesta z Prahy do Drážďan by pak mohla vysokorychlostním soupravám trvat necelou hodinu [5]. Zajímavostí této linky jsou plánovaný Středohorský tunel o délce kolem 18 km [7] a Krušnohorský tunel měřící v celé své délce (více než polovina délky tunelu bude již na území Německa) podle zdrojů minimálně 26 km [8]. Linka RS5 je součástí až dalších fází výstavby RS. Měla by v budoucnu zajistit spojení Prahy s krajskými městy Pardubice a Hradec Králové, které by přineslo zkrácení doby jízdy na půl hodiny [5]. Tato linka by měla z Hradce Králové pokračovat až do polské Wroclawi.

## **3.2 Přínosy vysokorychlostních tratí**

Prvním důležitým přínosem je bezpochyby zapojení do celoevropského systému. Plánované vysokorychlostní tratě na našem území by totiž zajistily napojení na evropský vysokorychlostní systém TEN-T [9]. Dalším velkým pozitivem je zkrácení přepravních časů (jak na vnitrostátní úrovni, tak právě na té mezinárodní) [9], a tím zvýšení konkurenceschopnosti pro ostatní druhy dopravy. Určitě lze také mluvit o výhodě v nezávislosti železniční dopravy na dopravní situaci na silničních komunikacích, kde se často setkáváme s dopravními kolonami. V porovnání s dálkovou autobusovou dopravou zajišťují vysokorychlostní vlaky i vyšší komfort jízdy pro cestující [10]. Dále vysokorychlostní tratě přináší rozvoj regionů, které budou lépe a rychleji dostupné, a to povede k většímu zapojení regionů na trhu například z důvodů větší atraktivity regionů pro investory [9]. Dalším přínosem VRT, který bude mít pozitivní vliv na dopravní situaci v ČR, je podle Správy železnic převedení části železniční dálkové dopravy na nové tratě a uvolnění části stávajících tratí pro nákladní dopravu. To bude mít za následek větší kapacity pro nákladní dopravu a její zatraktivnění [10].

S přihlédnutím k životnímu prostředí je budování vysokorychlostních tratí určitě přínosem v tom smyslu, že vlaky jsou obecně neekologičtější dopravní prostředek s ohledem na produkci skleníkových plynů [11]. Přesunutí cestujících z jejich osobních automobilů do systému železniční přepravy by tak mělo pozitivní dopad snížení této produkce. V dnešní době k tomuto přesunu cestujících dochází dle mého názoru jen v malé míře a to proto, že stávající železniční doprava zpravidla není v rychlosti přepravy osobním automobilům konkurenceschopná. Změnu by však mohly přinést právě vysokorychlostní vlaky, které by zajistily rychlejší přepravu cestujících. V otázce ekologie je zde ale třeba na druhou stranu připomenout i mnohé problémy, které s sebou budování vysokorychlostních tratí nese. Jsou jimi například fragmentace území, tedy estetické znehodnocení krajiny, bariérový efekt (přerušování migračních tras pro živočichy), zábor půdy a degradace biotopů [12].

## 4 Specifika návrhu mostů pro VRT

Na úvod této kapitoly je dobré si uvědomit, že specifika nepřináší jen návrhy mostů pro vysokorychlostní tratě, ale i návrh vysokorychlostních tratí jako takových. Již v úvodu byla nějaká specifika zmíněna, ale zde budou ještě více upřesněny.

Správa železnic udává návrhové parametry vysokorychlostních tratí v rámci *Rychlých spojení*. Poloměr oblouků nesmí být menší než 7150 m a při použití limitních parametrů menší než 6025 m. Podélný sklon nesmí překročit 20 ‰ a standartní osová vzdálenost kolejí je požadována 4,70 m. Dále dochází například k vyloučení možnosti stanice v místech, kde osobní vlaky nezastavují. [9] Podle normy EN 13803 je pak pro nově budované vysokorychlostní tratě doporučená limitní hodnota nedostatku převýšení 100 mm pro rychlosti mezi 250 km/h a 300 km/h a pro tratě s rychlostí nad 300 km/h pouze 80 mm [13].

Obecně lze konstatovat, že požadavky na vysokorychlostní tratě jsou přísnější než pro klasické konvenční železniční tratě. Analogicky to samé můžeme říci o mostech pro vysokorychlostní tratě v porovnání s mosty na klasických železničních tratích. V následujících podkapitolách budou podrobněji popsána některá konkrétní specifika navrhování mostů na vysokorychlostních tratích.

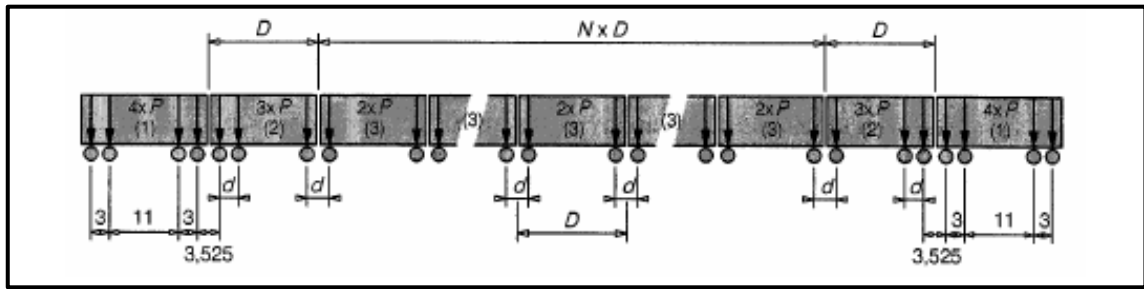
### 4.1 Zatěžovací modely

Zásadním specifikem pro navrhování mostů na vyšší rychlosti je použití speciálních zatěžovacích modelů vlaků. Norma ČSN EN 1991-2 totiž udává, že dynamická analýza na mostech navrhovaných pro mezinárodní tratě, kde platí evropská vysokorychlostní kritéria pro interoperabilitu, se musí provést s využitím modelu zatížení HSLM (High-speed train load model) a také s využitím charakteristických hodnot zatížení stanovených ze skutečných vlaků [14]. Důležité je zmínit také vliv rychlosti přejíždění modelů HSLM a skutečných vlaků na most. Při dynamické analýze se musí uvažovat řada rychlostí od nuly až do maximální návrhové rychlosti, kdy se jako maximální návrhová rychlost uvažuje 1,2násobek maximální traťové rychlosti na daném mostu [14].

#### 4.1.1 Model zatížení HSLM

Model zatížení HSLM se podle normy dělí na dva samostatné univerzální modelové vlaky HSLM-A a HSLM-B. Norma dále udává, že pro rozpětí mostu větší než 7 m nebo pro rozpětí menší než 7 m v případě spojitě nebo složitě konstrukce se má pro analýzu použít modelový vlak HSLM-A a pro rozpětí menší než 7 m v případě prostě uloženého pole se má použít modelový vlak HSLM-B [14].

Modelový vlak HSLM-A je definován takto:



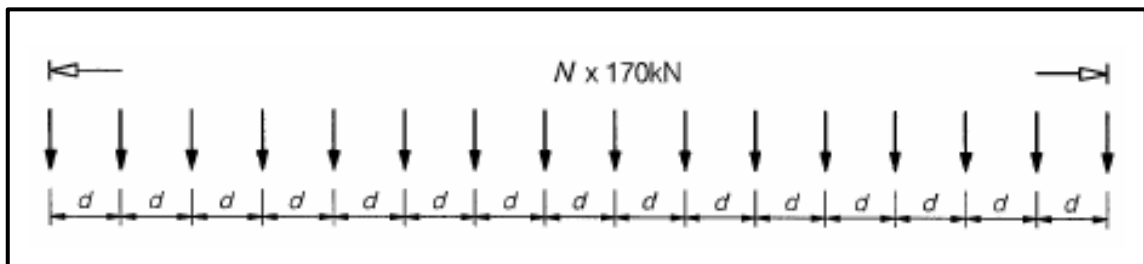
**Obrázek 3: Modelový vlak HSLM-A [14]**

Modelový vlak HSLM-A má několik variant (A1 až A10), které se od sebe liší počtem mezilehlých vagónů, délkou vagónů, vzdáleností náprav v podvozku a velikostí osamělých sil P [14]. Z obrázku lze vidět, že hnací vozidlo (přední a zadní vozidlo) nemění v závislosti na variantě modelu svoji délku ani vzdálenost náprav. Koncové vagóny pak oproti mezilehlým vagónům mají na straně přilehlé k hnacím vozidlům dvojnápravy. Z normy lze vyčíst, že pro rozpětí mostu větší než 7 m se mají pro analýzu použít všechny varianty modelového vlaku HSLM-A [14].

**Tabulka 1: Varianty modelového vlaku HSLM-A [14]**

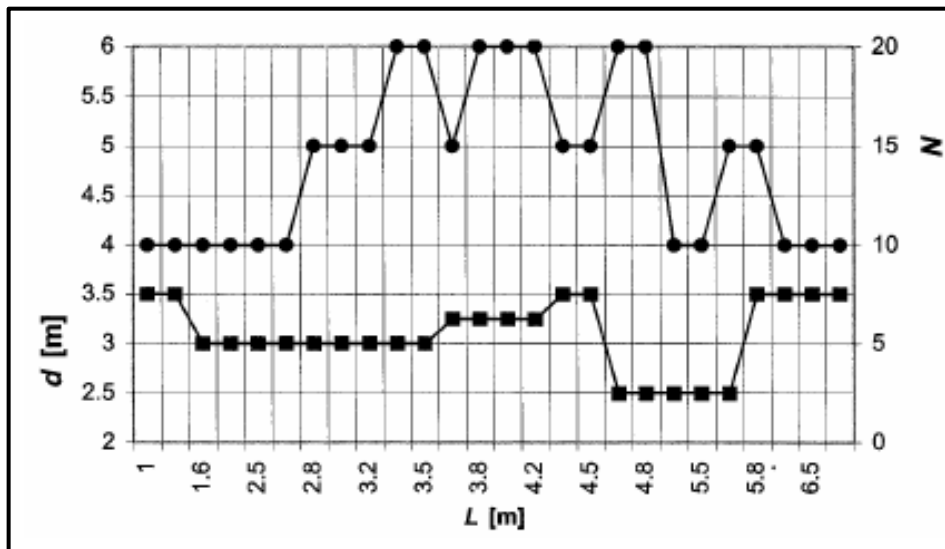
Univerzální vlak	Počet mezilehlých vagónů $N$	Délka vagónu $D$ [m]	Vzdálenost náprav v podvozku $d$ [m]	Osamělá síla $P$ [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Druhý modelový vlak je pak HSLM-B. Skládá se z osamělých sil o velikosti 170 kN. Tyto síly jsou oproti HSLM-A v konstantním rozestupu. Modelový vlak HSLM-B je definován takto:



**Obrázek 4: Modelový vlak HSLM-B [14]**

Rozestupy sil a jejich počet se stanovuje na základě diagramu, který lze nalézt v normě:



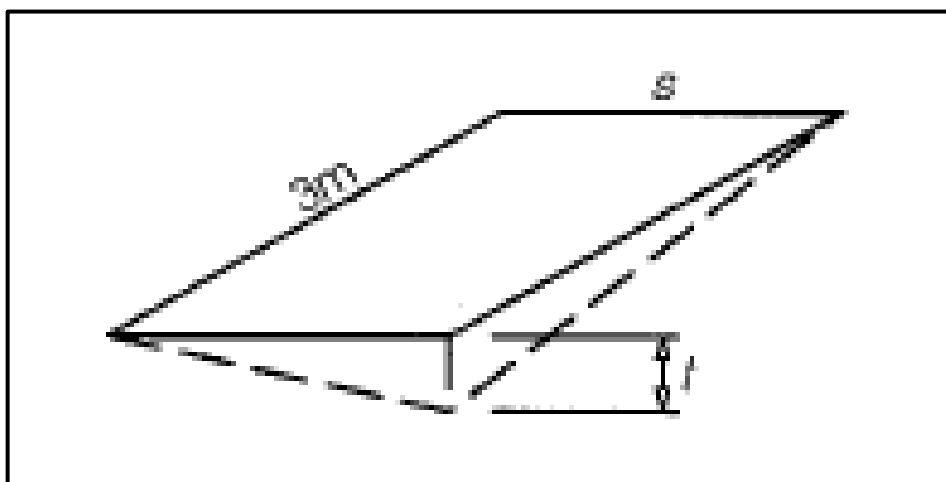
Obrázek 5: Stanovení počtu osamělých sil  $N$  a rozestupu  $d$  v závislosti na rozpětí pole [14]

#### 4.1.2 Model skutečný vlak

Dle normy musí výběr skutečných vlaků uvažovat každé přípustné nebo předvídatelné uspořádání každého typu vysokorychlostního vlaku, jehož přejezdění po konstrukci rychlostí nad 200 km/h je přípustné a předvídatelné [14]. Norma předkládá možnost využít šest typů skutečných vlaků. Jednotlivé typy skutečných vlaků jsou pak v normě graficky popsány. Jednotlivé typy se od sebe liší velikostí nápravové síly, délkou vagónů a vzdáleností náprav podvozku, podobně jako u variant modelu HSLM-A.

#### 4.2 Zkroucení hlavní nosné konstrukce

Požadavek na zkroucení hlavní nosné konstrukce není ve své podstatě specifickým mostů pro vysoké traťové rychlosti, ale je jedním z určujících požadavků při návrhu mostu. Sledovaný parametr je v normě ČSN EN 1990 ed.2 vodorovné pootočení nosné konstrukce mostu podél střednice každé koleje vyjádřené v jednotkách mm/3 m.



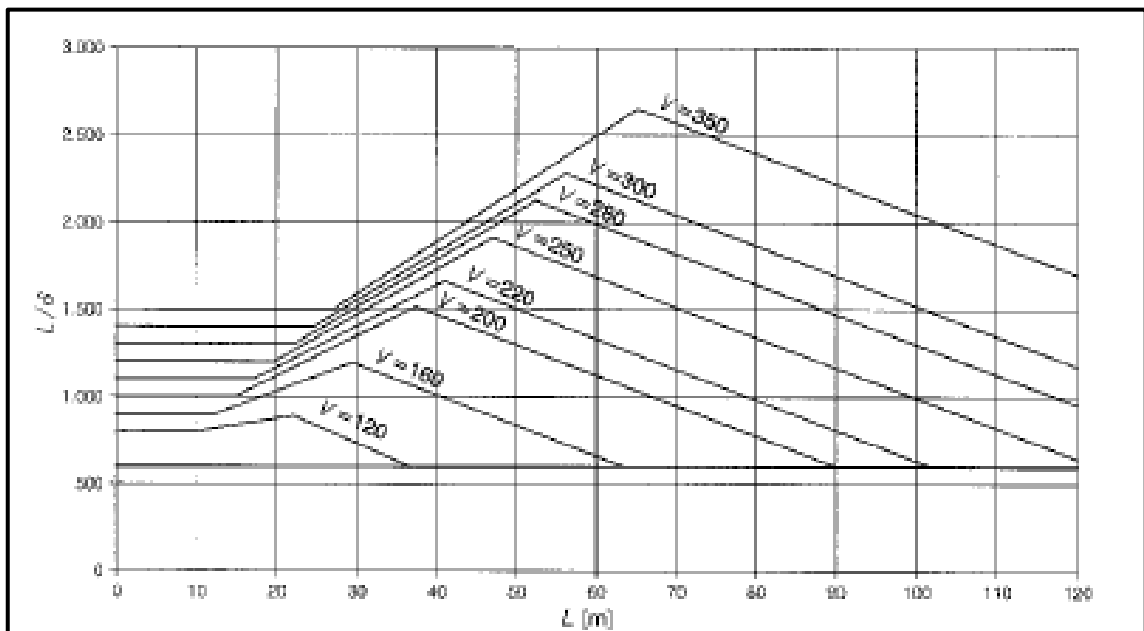
Obrázek 6: Definice zkroucení hlavní nosné konstrukce [15]

Na obrázku je vzdálenost  $s$  rovna rozchodu, tedy pro normální rozchod 1435 mm. Důvodem požadavku na zkroucení koleje je nebezpečí vykolejení vlaku z důvodu rozhoupání v příčném směru a možné narušení pohody cestujících. Mezní hodnoty tohoto parametru je obtížné dodržet především u velmi šikmých mostů, kdy jedna strana nápravy vlaku je podepírána ještě tuhou opěrou a druhá strana nápravy již vjela na poddajnou nosnou konstrukci mostu. Pro vysoké rychlosti (nad 200 km/h) je hodnota zkroucení pouhých 1,5 mm/3 m.

### 4.3 Průhyby

Prvním kritériem pro průhyby jsou svislá přetvoření hlavní nosné konstrukce. Norma ČSN EN 1990 ed.2 udává pro všechna uspořádání konstrukce, která je zatížena klasifikovaným charakteristickým zatížením, limitní hodnotu  $L/600$  [15]. Tímto kritériem se má zajistit přijatelné zakřivení konstrukce.

Z hlediska návrhu mostních konstrukcí pro vysoké rychlosti jsou ale zásadnější mezní hodnoty průhybů z hlediska pohody cestujících, protože zde vstupuje do posouzení rychlost jízdy vlaku. Mezní hodnoty průhybů se v tomto posouzení stanovují z důvodů omezení zrychlení vozidla. Zde do výpočtu vstupuje charakteristické zatížení modelu LM71 násobené dynamickým součinitelem.



*Obrázek 7: Diagram pro posouzení maximální možné rychlosti vozidla [15]*

Pokud by bylo tedy například potřeba zajistit rychlost vozidla 300 km/h na mostě o délce 60 m, pak by maximální průhyb nosné konstrukce mohl dosahovat hodnoty zhruba 25 mm.



#### **4.4 Svislé zrychlení nosné konstrukce mostu**

Dalším významným kritériem je svislé zrychlení nosné konstrukce mostu. Důvodem tohoto kritéria je bezpečnost dopravy z hlediska nepřijatelného snížení kontaktních sil mezi koly vozidla a kolejnicemi. Toto posouzení je vyžadováno při dynamické analýze. Zde vstupuje do posouzení znovu problematika vysokorychlostních tratí, protože pro přímo pojížděnou trať s kolejí a konstrukčními prvky navrženými pro vysokorychlostní dopravu je maximální návrhová hodnota zrychlení  $5 \text{ m/s}^2$ . Pro kolej s kolejovým ložem je pak maximální návrhová hodnota  $3,5 \text{ m/s}^2$ . Mezní hodnoty musí být splněny za všech frekvencí až do maxima z 30 Hz, 1,5násobku vlastní frekvence příslušející prvnímu vlastnímu tvaru kmitání uvažovaného prvku nebo frekvence příslušející ke třetímu vlastnímu tvaru kmitání prvku [15].

#### **4.5 Posouzení na dynamické účinky vysokorychlostních vlaků**

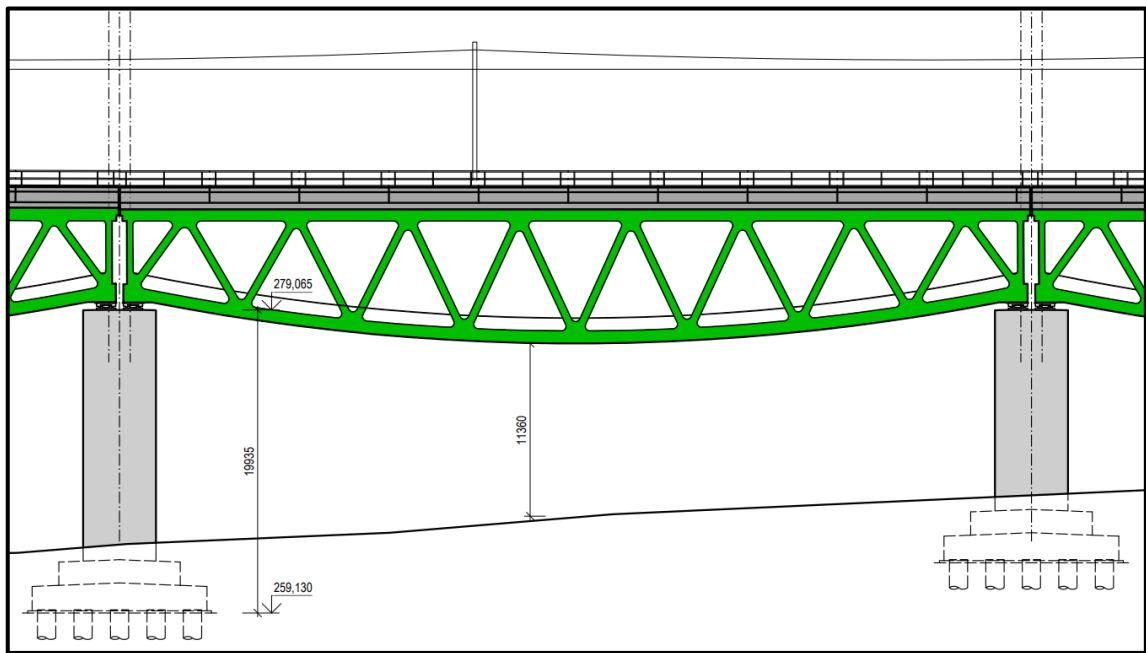
Podle normy ČSN EN 1991-2 je pro model zatížení HSLM a pro zatížení skutečnými vlaky vyloučeno stanovení dynamických účinků mostní konstrukce pomocí dynamického součinitele, jako je to možné u modelu LM71 [14]. Nelze tedy použít zjednodušený postup výpočtů pomocí dynamického součinitele, který je následně při vytváření kombinací přidán k součiniteli spolehlivosti, kombinačnímu součiniteli a klasifikačnímu součiniteli. Z toho vyplývá, že pro stanovení dynamických účinků lze v případě mostů pro vysokorychlostní tratě postupovat pouze dynamickou analýzou.

## 5 Představení projektovaného mostu

Most je projektován jako součást modernizovaného úseku v rámci linky RS1, který bude v dalších fázích výstavby *Rychlých spojení* podle vize Správy železnic nahrazen vysokorychlostní tratí. Modernizací se v tomto případě nemyslí oprava kolejového svršku či spodku, nebo například úprava geometrických parametrů koleje, ale změna vedení tratě z důvodu napřímování osy, odstranění oblouků malých poloměrů apod. Všechny údaje o mostu, které budou v této kapitole prezentovány, byly vyhledány v projektové dokumentaci [16].

Tento most je navržen jako dvoukolejná mostní estakáda o deseti prostých polích o délce 60 m. Jedná se o spřaženou konstrukci s horní mostovkou. Celková délka mostu je podle dokumentace 632,92 m a celkové rozpětí nosné konstrukce je 598,60 m. Směrové vedení trati na mostě je projektováno v oblouku o poloměru 3000 m a výškové vedení ve sklonu 5 ‰. Projektovaná traťová rychlost je 200 km/h. Volný manipulační prostor VMP je stanoven na 3,5 m.

Na následujícím obrázku je možné vidět výstřížek jednoho pole mostu z podélného řezu v projektové dokumentaci.



*Obrázek 8: Podélný řez jednoho pole mostem*

### 5.1 Umístění stavby

Jak již bylo řečeno, projektovaný most se bude nacházet na úseku Brno Přerov, konkrétně u obcí Nemojany a Luleč nedaleko města Vyškov. Most převádí trať přes potok Rakovec, pozemní komunikaci spojující obce Nemojany a Tučapy a další místní komunikace.

## 5.2 Geotechnické podmínky

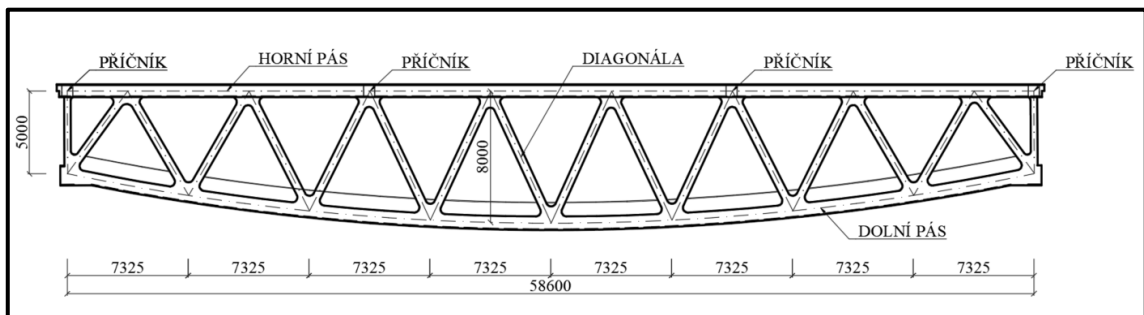
Podle projektové dokumentace je na základě provedených průzkumných prací a jejich vyhodnocení pro stavební objekt stanovena nejnepříznivější 3. geotechnická kategorie. Hladina podzemní vody je podle realizovaných sond ustálena v hloubce 6,40 – 7,45 m pod terémem, je volná a závislá na dotacích atmosférických srážek. Agresivita prostředí byla stanovena podle ČSN 03 8375 jako velmi vysoká – stupeň IV. Korozní průzkum také prokázal přítomnost stejnosměrných bludných proudů. Z hlediska geologie se podloží skládá převážně z jílu o různé plasticitě a konzistenci. Lze tedy konstatovat, že geotechnické podmínky jsou velmi náročné a projeví se při návrhu spodní stavby.

## 5.3 Popis konstrukce

### 5.3.1 Nosná konstrukce

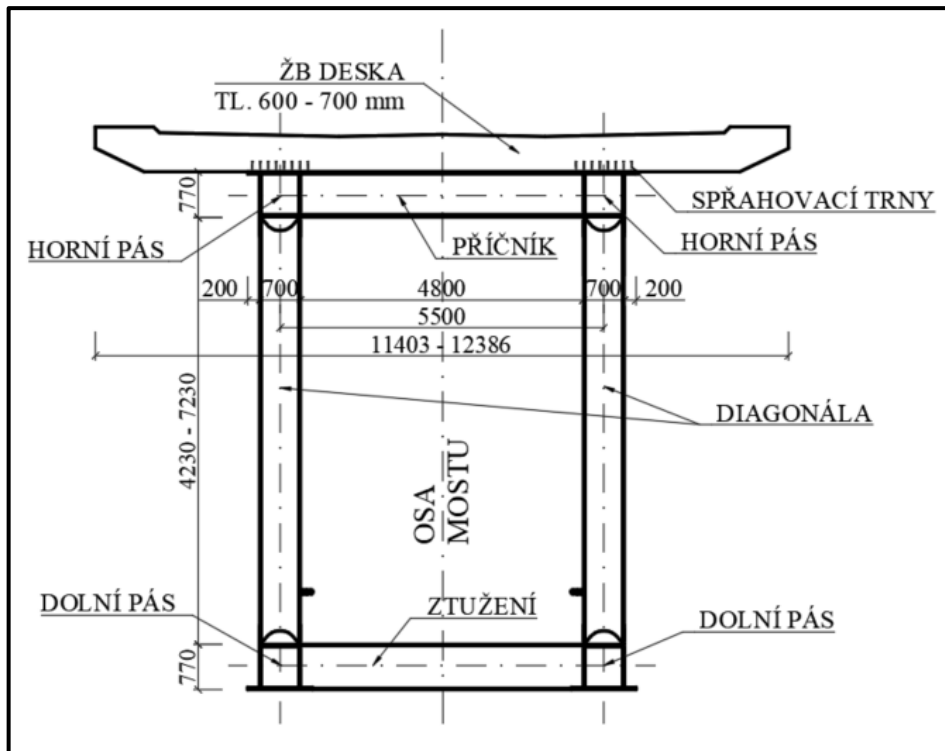
Jednotlivá pole jsou přemostována ocelovými příhradovými nosníky bezsvislicové soustavy se zakřiveným dolním pasem. Nosníky jsou v půdorysu navrženy jako přímé. Nosníky jsou provedeny jako celosvařované z oceli S355 a železobetonová monolitická mostovka z betonu C35/45. Pro uložení nosníků jsou uvažována kalotová ložiska. Výška nosníku je navržena nad podporou 5 m a uprostřed rozpětí 8 m.

Rozpětí příhradového nosníku je navrženo na 58,6 m. Dolní pasy nosníků jsou podélně ztuženy kombinací příhradového a rámového ztužení. V příčném směru jsou nosníky ztuženy na krajích a ve třetinách rozpětí pomocí příčnicků na úrovni horních pasů a nad ložisky pomocí příčného příhradového ztužení.



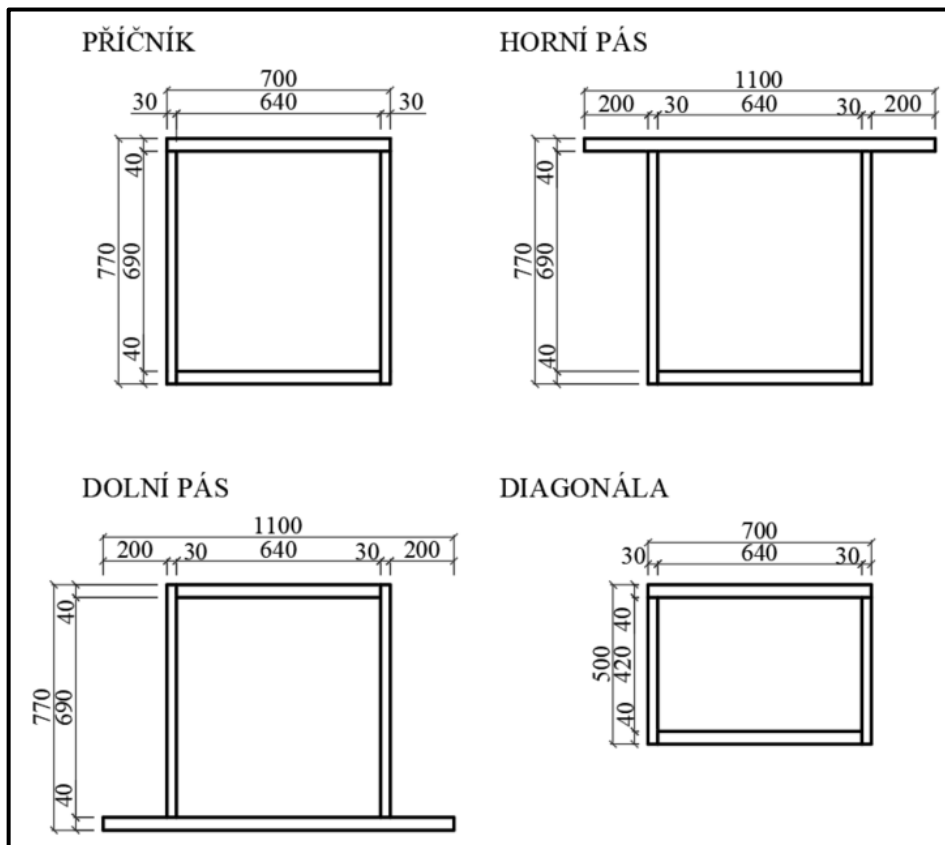
**Obrázek 9: Podélný řez ocelového nosníku**

Vzdálenost příhradových nosníků v příčném směru je projektována 5,5 m. Tyto nosníky jsou pomocí trnů spřaženy s betonovou mostovkou o proměnné tloušťce 600 až 700 mm, která je vyspádovaná v příčném směru ve sklonu 2 % a v podélném směru k odvodňovačům.



**Obrázek 10: Příčný řez nosné konstrukce**

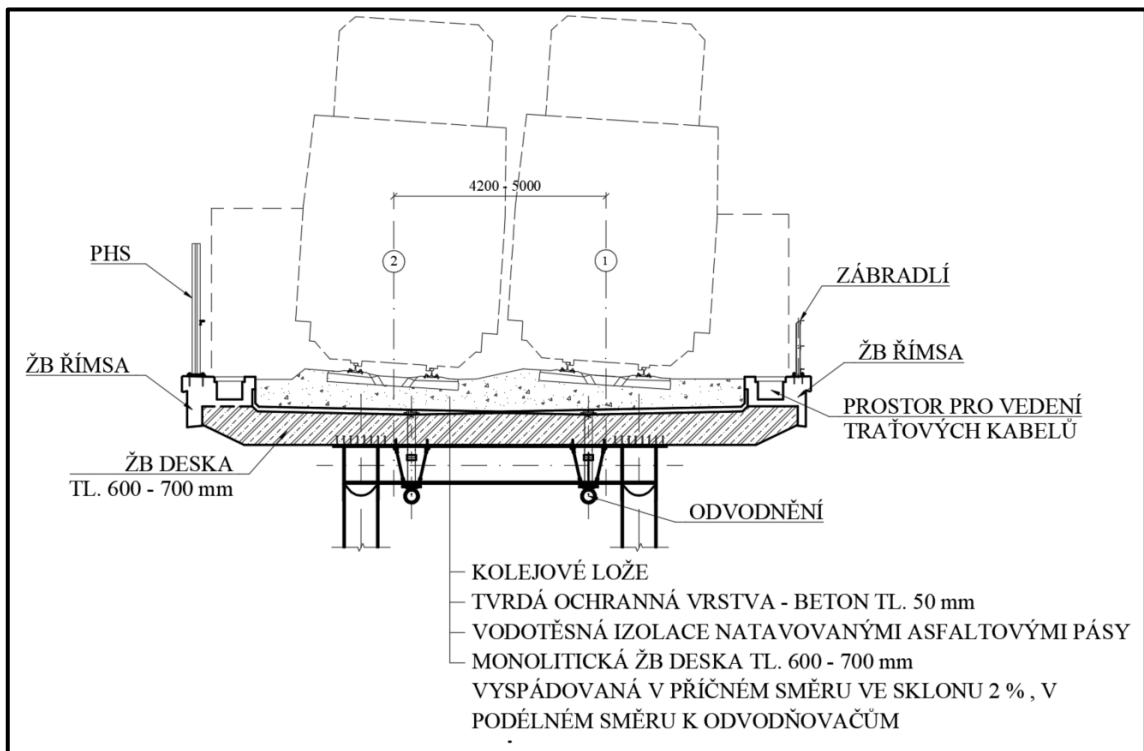
Průřezy částí příhradového nosníku jsou navrženy jako uzavřené, průřezy dolního a horního pasu jako uzavřené truhlíkové. Geometrie průřezů je znázorněna na následujícím obrázku:



**Obrázek 11: Geometrie průřezů hlavního nosníku**

### 5.3.2 Mostní svršek a vybavení

Mostní svršek se odspoda skládá z vodotěsné izolace z natavovaných asfaltových pásů, z tvrdé ochranné vrstvy z betonu tloušťky 50 mm a z kolejového lože s betonovými pražci. Izolace je chráněna separační fólií a ochranou geotextilií. Na konzoly železobetonové desky mostovky jsou osazeny monolitické železobetonové římsy tvořící boční stěny kolejového lože. V římsách je navržen prostor pro vedení traťových kabelů. Na levou římsu je umístěna protihluková stěna z důvodu zvukového znečištění přilehlých obcí a na pravou římsu standartní úhelníkové trojmadlové zábradlí výšky 1,1 m. Na desku mostovky je zavěšen podélný odvodňovací systém tvořený z nerezových horizontálních a svislých plastových potrubí o průměru DN 200. Systém odvodnění je sveden k pilířům, kterými je voda odvedena dolů k povrchu terénu.



**Obrázek 12: Příčný řez mostu s popisem mostního svršku a vybavení**

### 5.3.3 Spodní stavba

Hlavní nosná konstrukce je uložena na železobetonové dvoudřívové pilíře se společným prahem a na krajních polích na opěry. Nejvyšší pilíř dosahuje výšky 24,57 m. Z důvodu náročných geotechnických podmínek je navrženo hlubinné založení všech podpěr na velkopřůměrových pilotách. Kvůli mělkému výskytu hladiny podzemní vody a nepříznivým vlastnostem podloží je nutné vrtání pilot pod ochranou ocelových výpažnic. Podle statického výpočtu projektanta se pracuje s návrhem založení pilířů na 30 pilotách průměru 1,2 m a délky 20 m.

## 6 Tvorba numerického modelu

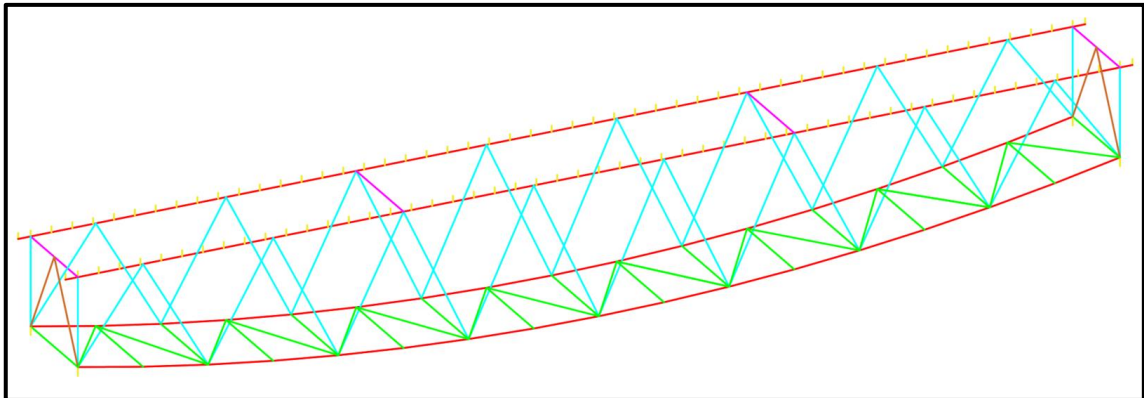
Pro numerický model byl využit program CSI Bridge. Tento program zaměřený na analýzu mostních konstrukcí byl vybrán z důvodu možného řešení dynamických účinků od přejíždění v programu namodelovaných vlaků různou rychlostí. V tomto programu tedy lze vyhodnocovat hodnoty vnitřních sil, průhybů i zrychlení v každém časovém kroku přejezdu vlaku. Je možné taky sledovat chování konstrukce (její dokmitávání) po přejetí modelového vlaku.

### 6.1 Popis modelu

V následující podkapitole bude podrobně popsáno, jak se postupovalo při vytváření modelu, k jakým zjednodušováním bylo přistupováno, jaká byla uvažována zatížení apod. Byl vytvořen model pouze pro jedno pole s předpokladem, že se jedná o mostní estakádu, kde všechna pole jsou ze statického hlediska prostě podepřená, samostatná a nejedná se o spojitý nosník.

#### 6.1.1 Podklad pro model

Nejprve byl v programu AutoCad vytvořen geometrický podklad. Prvky příhradového nosníku, příčnice a ztužení byly namodelovány jako přímky ležící v těžišti průřezů. Délky jednotlivých prutů byly stanoveny v souladu s projektovou dokumentací. Zakřivený dolní pás o daném poloměru byl nahrazen přímými pruty.

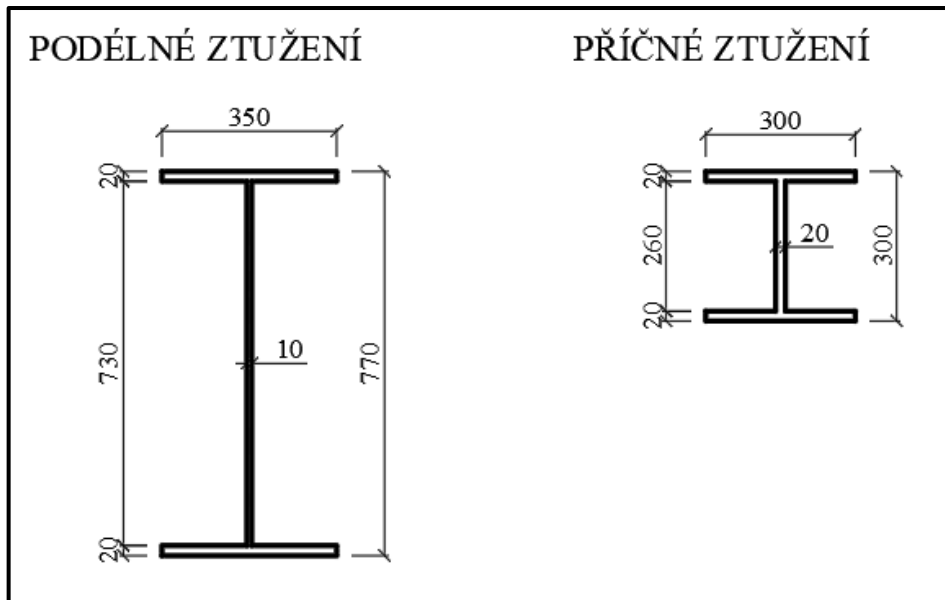


*Obrázek 13: Podklad pro model vytvořený v programu AutoCad*

Na obrázku jsou červeně vyznačeny horní a dolní pás, tyrkysovou barvou diagonály a krajní svislice a růžovou barvou příčnice. Všem těmto prvkům byla definována geometrie podle projektové dokumentace (geometrie průřezů vyznačena v podkapitole 5.3.1). Žlutou barvou jsou pak vyznačeny fiktivní pruty. Fiktivní pruty jsou vytvořeny v místě podepření nosníků, kde budou simulovat tuhou vazbu mezi nosníkem a ložiskem. Další skupina fiktivních prutů, která bude zajišťovat spolupůsobení železobetonové desky a ocelových nosníků, je umístěna na horní pásy. Délka nosné konstrukce (vzdálenost krajních příčniců) je 58 600 mm. Když tuto délku podělíme padesáti dostaneme vzdálenost 1172 mm, což se blíží hodnotě 1 m, která je zhruba optimální pro následné rozdělování betonové desky na segmenty přibližně čtvercových rozměrů. Proto byly fiktivní pruty na horních pasech namodelovány v rozmezí 1172 mm. Jejich délka byla nastavena na 325 mm, tedy na polovinu průměrné tloušťky železobetonové desky. Jak je možné si všimnout na obrázku, horní pásy jsou vykonzolovány za koncové příčnice. Délka těchto konzol je

stanovena na základě projektové dokumentace na hodnotu 700 mm. Na konci horních pasů se nachází ještě další fiktivní pruty, které již nesplňují pravidelný interval 1172 mm, ale jsou na krajích pásu, tedy ve vzdálenosti 700 mm od předposledních fiktivních prutů.

Dále je na obrázku vidět zeleně podélné ztužení a hnědě příčné ztužení. Tato ztužení nejsou v projektové dokumentaci přesně definována. Na základě prozkoumání podobných konstrukcí byly zvoleny tyto průřezy ztužujících prutů:

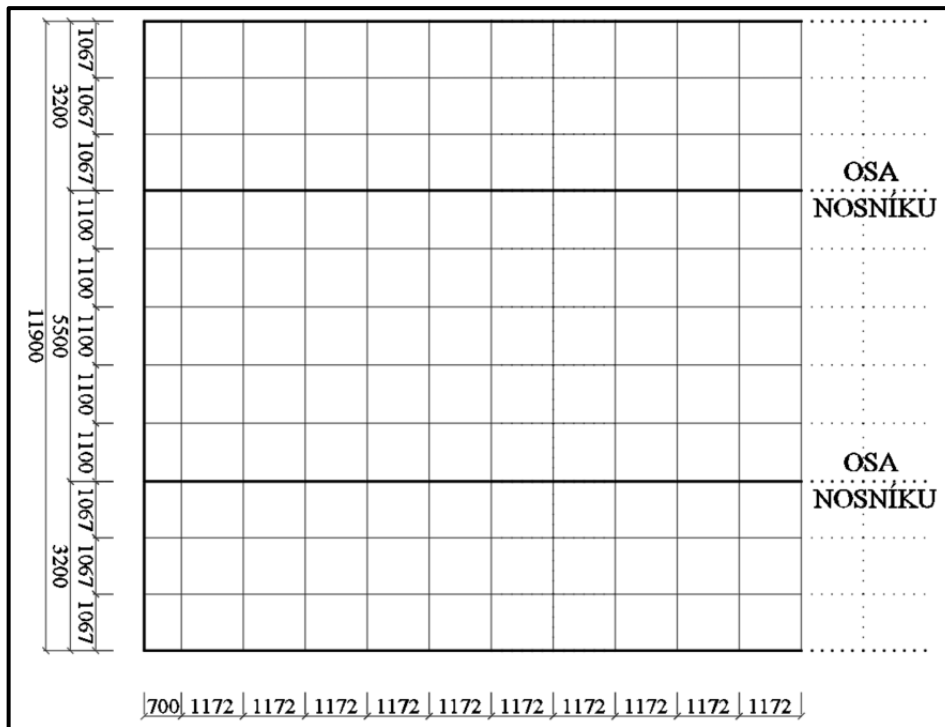


*Obrázek 14: Průřezy ztužujících prvků*

### **6.1.2 Modelování prutů a deskostěny**

Podklad vytvořený v programu AutoCad byl následně naimportován do programu CSI Bridge. V tomto programu byly pak v Section Designer geometricky nadefinovány všechny průřezy podle předlohy z kapitol 5.3.1 a 6.1.1. Průřezům byly také přiděleny materiálové charakteristiky, tedy ocel S355 s modulem pružnosti 210 000 MPa a objemová hmotnost 8500 kg/m<sup>3</sup> (nadhodnoceno z důvodů zohlednění přídavné hmotnosti od výztuh, styčnickových plechů apod.) Fiktivním prutům byla pomocí geometrických rozměrů přidělena ve srovnání s ostatními průřezy obrovská tuhost, aby zajišťovaly tuhé vazby, a také nulová objemová hmotnost, aby nezkreslovaly svojí nereálnou hmotností výsledky modelu.

Dále byla namodelována železobetonová deska jako deskostěna. Byla tedy vytvořena síť dílců zachovávající přibližně pravidlo čtvercových rozměrů o straně zhruba 1 m, respektive 1000 mm.



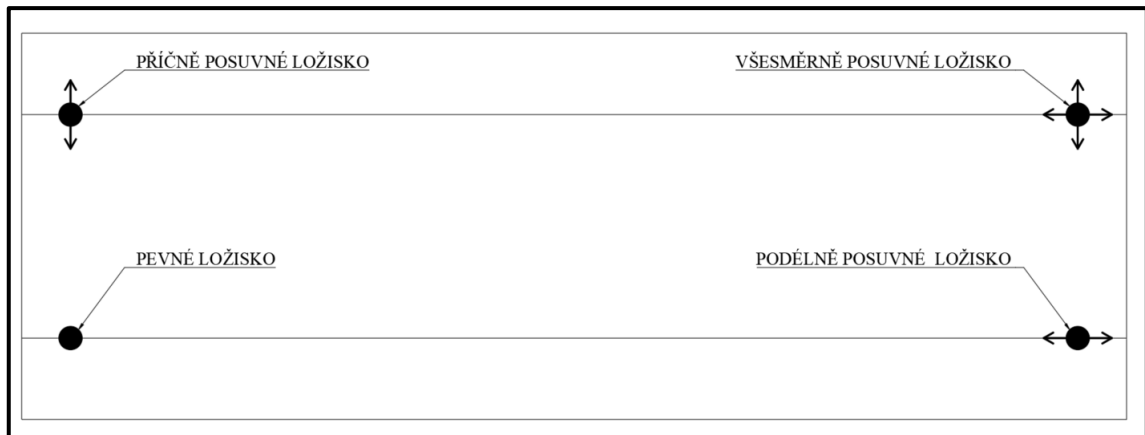
**Obrázek 15:** Vytvořená síť pro modelování železobetonové desky

Šířka železobetonové desky byla definována jako průměr z mezních hodnot podle projektové dokumentace, tedy 11900 mm. Délka konzol byla obdobným způsobem stanovena na hodnotu 3200 mm. Vzdálenost nosníků byla zachována přesně podle projektové dokumentace, tedy 5500 mm. Deska byla v příčném směru rozdělena na segmenty tak, aby se jejich šířky přibližovaly 1 000 mm, proto byla deska v místě příčných konzol rozčleněna na tři díly o šířce 1067 mm a v místě mezi nosníky na pět dílů o šířce 1100. Zachováním hranice dílců přesně na ose hlavních nosníků bylo docíleno vytvoření uzlů, kde se na desku přesně napojují fiktivní pruty zajišťující spolupůsobení desky a horních pasů nosníků. Všem dílcům sítě byly stejně jako prutům přiděleny materiálové charakteristiky, tedy podle projektové dokumentace beton třídy pevnosti C 35/45, objemová hmotnost  $2500 \text{ kg/m}^3$ . Dále byla všem dílcům přidělena tloušťka 0,65 m, což je průměr z proměnlivé tloušťky desky vyčtený také z projektové dokumentace.

### **6.1.3 Podepření**

Následně bylo definováno podepření konstrukce. Nosníky jsou prostě podepřené, proto byla v modelu na jedné straně konstrukce využita jedna podpora pevná, jedna příčně posuvná a podélně pevná a na druhé straně konstrukce jedna podpora podélně posuvná a příčně pevná a jedna podpora všesměrně posuvná. Takovéto rozmístění podpor zajišťuje prosté uložení, statickou určitost konstrukce, a tedy i možnost dilatace a zamezení vzniku napětí z důvodu teplotních změn. Ve všech podporách je možné pootočení v jakémkoli směru. Na obrázku je schématicky zakresleno rozmístění ložisek:

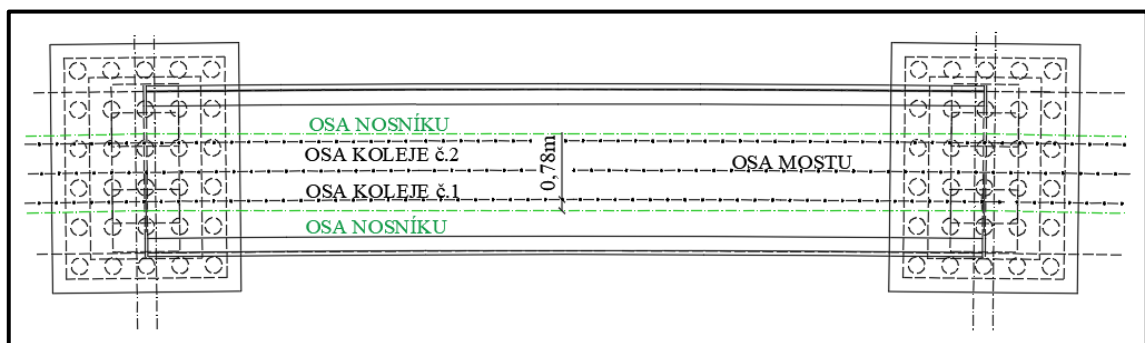




**Obrázek 16: Rozmístění ložisek**

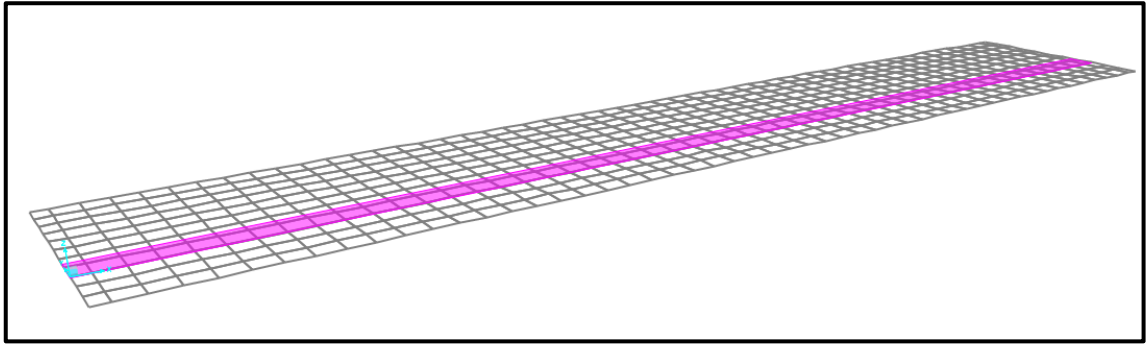
### 6.1.4 Stanovení dráhy

Do modelu byla přidána dráha, po které se budou pohybovat modelové vlaky při analýze dopravního zatížení. Most je v oblouku o poloměru 3000 m, proto je možné zakřivení os kolejí zanedbat a uvažovat zatížení dopravou po přímce, jejíž poloha bude vybrána s maximální excentricitou vzhledem k osám hlavních nosníků, které nejsou půdorysně zakřivené. Maximální excentricita bude uprostřed rozpětí nosníků, kde bude největší vzepětí kružnicových oblouků vůči přímkám nosníků. Z dostupných výkresů byla odměřena maximální hodnota excentricity 0,78 m. Na obrázku je vyznačena daná excentricita:



**Obrázek 17: Půdorysné schéma mostu s vyznačenou maximální excentricitou**

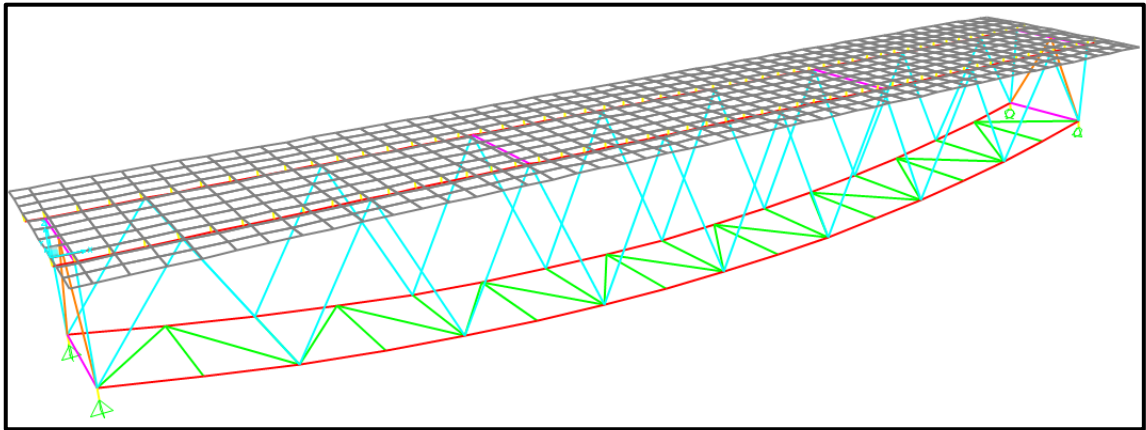
Po určení maximální excentricity byla v programu definována dráha vozidel s délkou 60 m, což odpovídá celkové délce modelu (včetně konzol). Šířka dráhy 1,6 m byla stanovena tak, aby všechna vozidla šířkově bezpečně vyhověla a opravdu zatěžovala konstrukci. Dráha byla umístěna s excentricitou 0,78 m od osy pravého nosníku. Byla vytvořena pouze jedna dráha souladu se zněním normy, že při dynamické analýze dvoukolejného mostu se uvažuje pohyb vozidel pouze po jedné koleji [14].



**Obrázek 18:** Vyznačení dráhy vozidel

### 6.1.5 Výsledný model

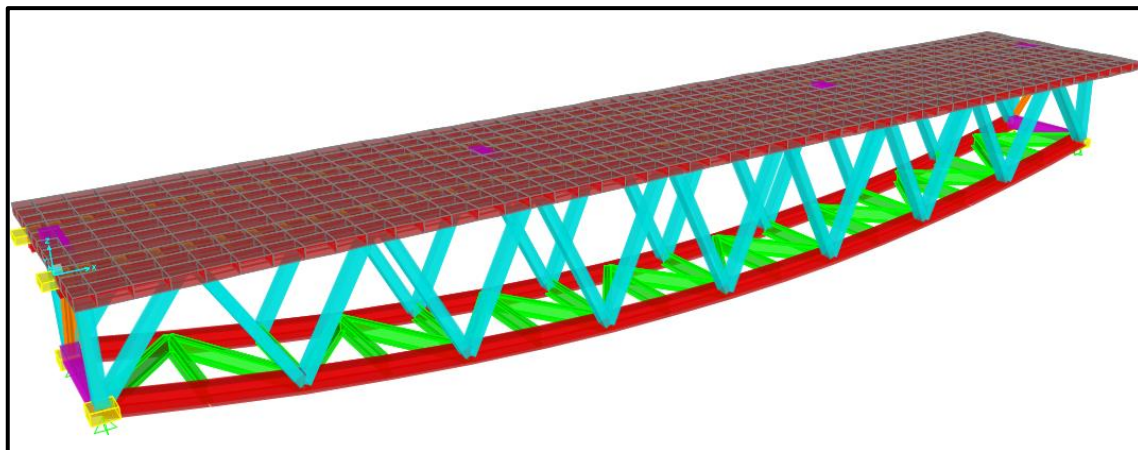
Po vytvoření konstrukce, určení podepření a stanovení dráhy modelových vlaků byl dokončen model. Na obrázku lze vidět finální podobu modelu:



**Obrázek 19:** Finální podoba numerického modelu

Barvy jednotlivých prvků konstrukce byly zachovány v souladu s podkladem, tedy horní a dolní pás je vyznačen červeně, diagonály tyrkysově, fiktivní prvky žlutě, podélné ztužení zeleně a příčné ztužení oranžově. Šedivou barvou je znázorněna železobetonová deska, která je v modelu rozdělena na dílce, jak bylo popsáno v podkapitole 6.2.1. Dále lze na obrázku vidět ložiska, kde ve směru trojúhelníku je zabráněno posunutí a ve směru kruhu je posunutí dovoleno.

Pro zběžnou kontrolu skutečných rozměrů jednotlivých prvků je model dále ukázán i v extrudované formě.



**Obrázek 20: Finální podoba extrudovaného numerického modelu**

Na obrázku si lze dobře všimnout zdánlivě chybné geometrie žlutých prvků. Jedná se ale o dříve zmíněné fiktivní pruty, kterým byly záměrně definovány větší rozměry s cílem namodelovat násobně větší tuhost prvku oproti ostatním prvkům.

### 6.1.6 Útlum

Pro odezvu na dynamické namáhání konstrukce bylo dále důležité definovat útlum konstrukce, který zajistí po přejetí modelového vlaku postupné snižování amplitud výchylek na původní hodnoty před přejezdem vozidla. Bez stanovení útlumu by totiž konstrukce po vybuzení periodickou silou od náprav teoreticky nepřestala kmitat nikdy. Díky útlumu se ale každá stavební konstrukce po nějaké době vrátí do klidové polohy.

Pro určení hodnoty útlumu byla využita norma ČSN EN 1991-2, kde se nachází tabulka definující hodnoty útlumu podle typu mostu a podle rozpětí mostu. Důvodem byla neznalost konkrétní hodnoty útlumu pro posuzovaný most.

**Tabulka 2: Hodnoty útlumu předpokládané pro účely návrhu [14]**

Typ mostu	$\zeta$ dolní mez procenta kritického útlumu [%]	
	rozpětí $L < 20$ m	rozpětí $L \geq 20$ m
ocelové a spřažené	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
předpjatý beton	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
zabetonované ocelové nosníky a železobeton	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Tabulka udává, že pro ocelové a spřažené mosty s rozpětím větším než 20 m se má uvažovat hodnota dolní meze procenta kritického útlumu 0,5 %. Do modelu byla tedy nahrána hodnota 0,005. Tato hodnota je dolní mez útlumu konstrukce, a proto lze předpokládat výsledky modelu v souvislosti s útlumem na straně bezpečné.

## 6.2 Rozbor zatížení modelu

### 6.2.1 Stálé

Stálé zatížení je zpravidla rozděleno na zatížení vlastní tíhou konstrukce a na ostatní stálé zatížení. Program automaticky zahrnuje do výpočtu zatížení od vlastní tíhy konstrukce na základě definování parametrů jednotlivých prvků. Podle stanovené geometrie prutů či desek a zadané objemové tíhy daného materiálu program sám počítá zatížení konstrukce od vlastní tíhy. Jak již bylo zmíněno v předchozích kapitolách, objemová tíha železobetonu byla uvažovaná  $25 \text{ kN/m}^3$  a objemová tíha ocele  $85 \text{ kN/m}^3$

Ostatní stálé zatížení, mezi které patří například zatížení kolejovým ložem, římsami, záchytným systémem apod., nebylo do modelu zanášeno jako přídavné lokální či spojitě vnější zatížení, ale bylo modelováno jako hmota o dané tíze, která byla přidána k hmotnosti nosné konstrukce. Tento přístup je z hlediska dynamické analýzy zásadní, protože hmotnost mostu jako celku určuje spolu s jeho celkovou tuhostí výsledné modální charakteristiky jako vlastní frekvence a vlastní tvary. Celková hmotnost mostu má tedy i vliv na výsledné kmitání mostu, jeho amplitudy výchylek a na zrychlení konstrukce. Je nutné doplnit, že v modelu bylo zanedbáno zvýšení tuhosti konstrukce díky spolupůsobení říms, kolejového lože, ochranné betonové vrstvy s nosnou konstrukcí. Nicméně změna tuhosti celé konstrukce díky přidání tuhosti těchto částí mostu by nebyla tak zásadní jako právě změna hmotnosti mostu, která ve výsledcích modelu hraje velkou roli.

Pro rozbor ostatního stálého zatížení se musí podle normy uvažovat dva specifické případy. Prvním případem je dolní mez odhadu hmotnosti, při které se použije minimální objemová hmotnost pravděpodobně čistého a suchého kolejového lože. Tento případ je stanoven pro prognózu maximálního zrychlení mostovky. Druhým případem je horní mez odhadu hmotnosti. Zde je počítáno s maximální objemovou hmotností vodou nasyceného a znečištěného kolejového lože s přídavkem na budoucí zvednutí koleje. Díky těmto dvěma případům bude i celý rozbor ostatního stálého zatížení rozdělen na dvě různé varianty hmotností.

Jako ostatní stálé zatížení bylo v modelu uvažováno štěrkové lože, ochranná betonová vrstva, římsy, kolejnice, pražce, zábradlí a protihlukové stěny. V následující tabulce jsou specifikovány jejich tíhy:

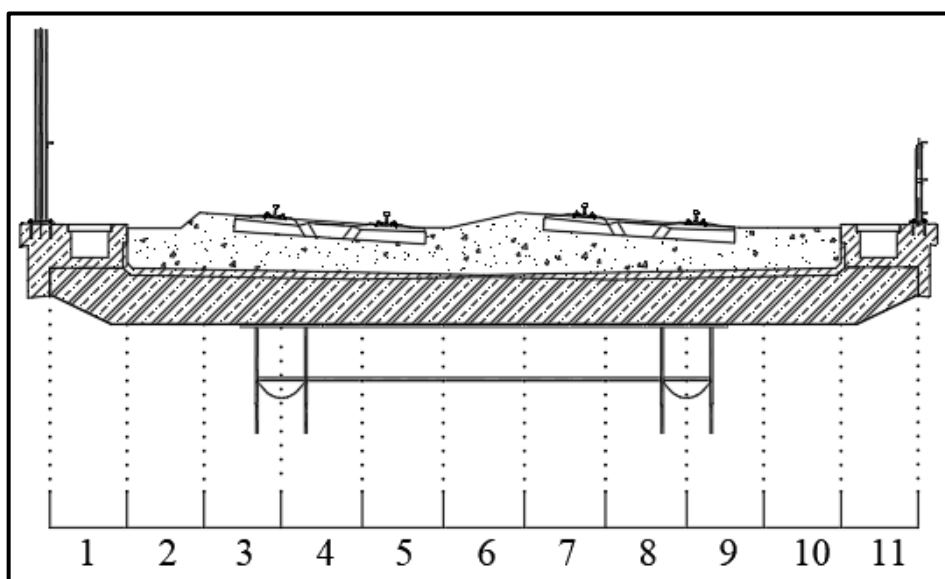
*Tabulka 3: Uvažované tíhy částí konstrukce*

štěrkové lože	17/26	$\text{kN/m}^3$
ochranná betonová vrstva	22	$\text{kN/m}^3$
římsa	25	$\text{kN/m}^3$
ksolečnice UIC 60	0,6	$\text{kN/m}$
pražce	4,8	$\text{kN/m}$
zábradlí	1	$\text{kN/m}$
PHS	1,5	$\text{kN/m}$

Jak je možné si v tabulce všimnout, u štěrkového lože jsou dvě varianty objemové hmotnosti. Hodnota  $17 \text{ kN/m}^3$  je dána normou jako dolní mez odhadu hmotnosti, pokud se při konkrétním projektu nestanovují alternativní hodnoty. Hodnota  $26 \text{ kN/m}^3$ , horní mez odhadu hmotnosti, byla

stanovena jako 30% navýšení zpravidla používané objemové hmotnosti kolejového lože 20 kN/m<sup>3</sup>.

V programu CSI Bridge je možné danému dílci přisoudit přídavné zatížení, které program bere jako další hmotu zvyšující hmotnost celé konstrukce. Proto bylo nutné stanovit konkrétní hodnoty přídavných zatížení na jednotlivé dílce. Dílce pro uvažování ostatního stálého zatížení byly brány shodně s dílci, na které byla v modelu rozdělena železobetonová deska. Pro výpočet přídavné hmotnosti na jednotlivý dílec byly tedy uvažovány zatěžovací délky pro krajní dílce v podélném směru 0,700 m a pro mezilehlé dílce 1,172 m. Dále pak bylo nutné stanovit zatěžovací plochy v příčném směru. Proto byla konstrukce v příčném směru rozdělena na 11 dílců v souladu s příčným rozdělením železobetonové desky na dílce v modelu.



**Obrázek 21: Rozdělení konstrukce na díly**

Dále byla v programu AutoCad odměřena celková plocha kolejového lože, betonové ochranné vrstvy, levé a pravé římsy. Celková plocha kolejového lože a betonové ochranné vrstvy byla vydělena počtem dílců, na kterých se tyto části konstrukce nacházejí. Různé tloušťky kolejového lože a ochranné betonové vrstvy byly tedy zanedbány a jejich plochy byly brány jako totožné na všech devíti dílcích. Tíha od levé římsy pak byla přidělena k prvnímu dílci a tíhou pravé římsy byl zatížen jedenáctý dílec.

**Tabulka 4: Přepočítání ploch na jeden dílec**

	Celková plocha	počet dílců	plocha 1 dílu
část konstrukce	[m <sup>2</sup> ]	[ks]	[m <sup>2</sup> ]
šterkové lože	6,483	9	0,720
betonová ochranná vrstva	0,846	9	0,094
levá římsa	0,681	1	0,681
pravá římsa	0,541	1	0,541

Tyto plochy pak byly spolu s měrnými tíhami jednotlivých částí konstrukce využity pro výpočet celkové přídavné hmotnosti od ostatního stálého zatížení na jeden dílec. V následující tabulce je

naznačen postup výpočtu na příkladu dílců 3,5,7 a 9, které obsahovaly, jak je možné vyčíst z obrázku 21, zatížení od kolejového lože, betonové ochranné vrstvy, prážců a kolejnice. Pro tuto tabulku je uvažována horní mez odhadu hmotnosti (objemová tíha kolejového lože 26 kN/m<sup>3</sup>) a pozice dílce jako mezilehlá (zatěžovací délka 1,172 m).

**Tabulka 5: Příklad vyčíslení celkové přídavné hmotnosti na dílec**

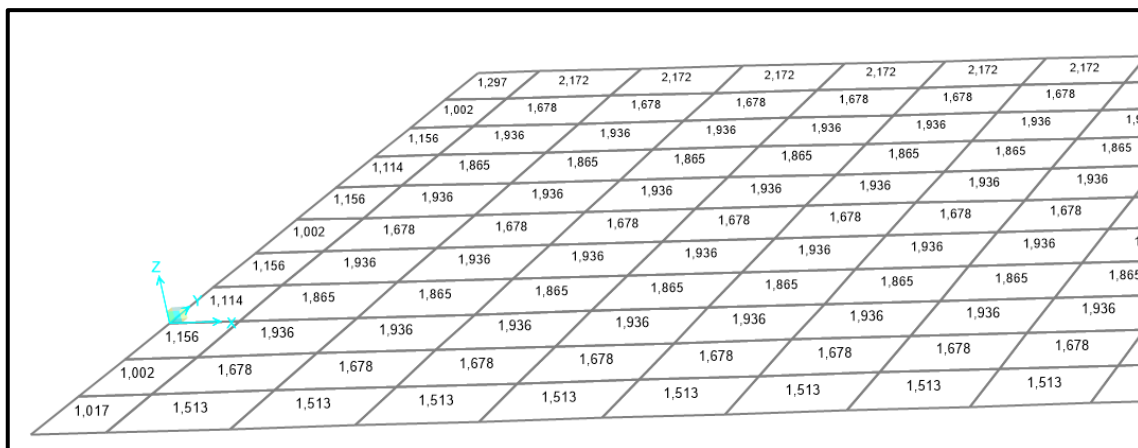
Díl 3,5,7,9	plocha	zatěž. délka	objemová/liniová tíha	tíha	hmotnost
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ] / [kN/m]	[kN]	[t]
šterkové lože	0,7204	1,172	26,00	21,952	2,195
bet. ochranná vrstva	0,0941	1,172	22,00	2,426	0,243
pražce	-	1,172	1,60	1,875	0,188
kolejnice	-	1,172	0,60	0,703	0,070
<b>Celková hmotnost</b>					<b>2,696</b>

Zatížení 4,8 kN/m od prážců bylo v tabulce pro zjednodušení rovnoměrně rozděleno na tři dílce, tíha od prážce na jeden dílec pak činila 1,6 kN/m. V následující tabulce jsou vyčísleny všechny přídavné hmotnosti v závislosti na zvoleném odhadu meze (horní a dolní) a na pozici dílce v podélném směru mostu (krajní a mezilehlý).

**Tabulka 6: Vyčíslení přídavných hmotností**

Horní mez odhadu mezilehlé dílce		Horní mez odhadu krajní dílce		Dolní mez odhadu mezilehlé dílce		Dolní mez odhadu krajní dílce	
Díl	Hmotnost [t]	Díl	Hmotnost [t]	Díl	Hmotnost [t]	Díl	Hmotnost [t]
1	2,172	1	1,297	1	2,172	1	1,297
2	2,438	2	1,456	2	1,678	2	1,002
3	2,696	3	1,610	3	1,936	3	1,156
4	2,625	4	1,568	4	1,865	4	1,114
5	2,696	5	1,610	5	1,936	5	1,156
6	2,438	6	1,456	6	1,678	6	1,002
7	2,696	7	1,610	7	1,936	7	1,156
8	2,625	8	1,568	8	1,865	8	1,114
9	2,696	9	1,610	9	1,936	9	1,156
10	2,438	10	1,456	10	1,678	10	1,002
11	1,513	11	1,017	11	1,513	11	1,017

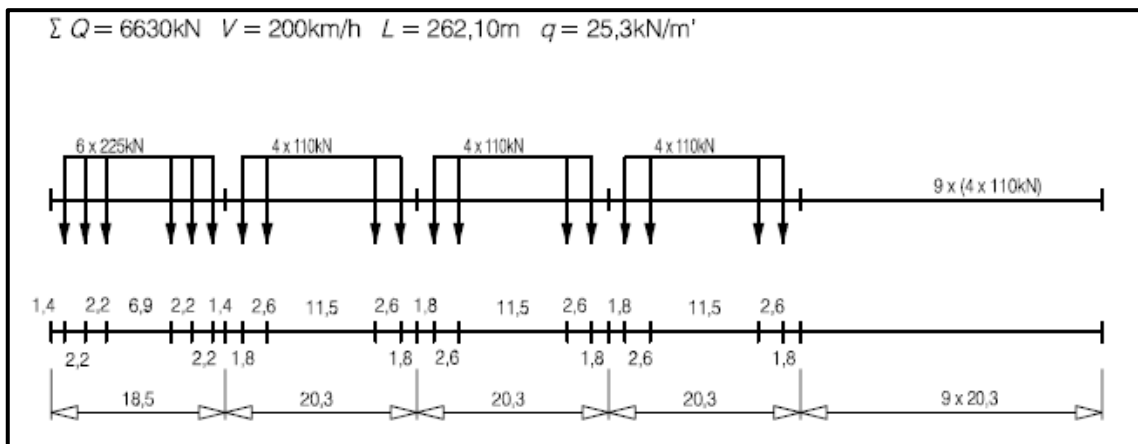
Tyto hodnoty přídavných hmotností byly následně zahrnuty do modelu. Pro výpočty modelů byly pak měněny přídavné hmotnosti podle toho, jestli se při analýze uvažovala horní nebo dolní mez odhadu hmotnosti. Na obrázku je vyznačené nadefinování přídavných hmotností na jednotlivé dílce sítě betonové mostovky v modelu:



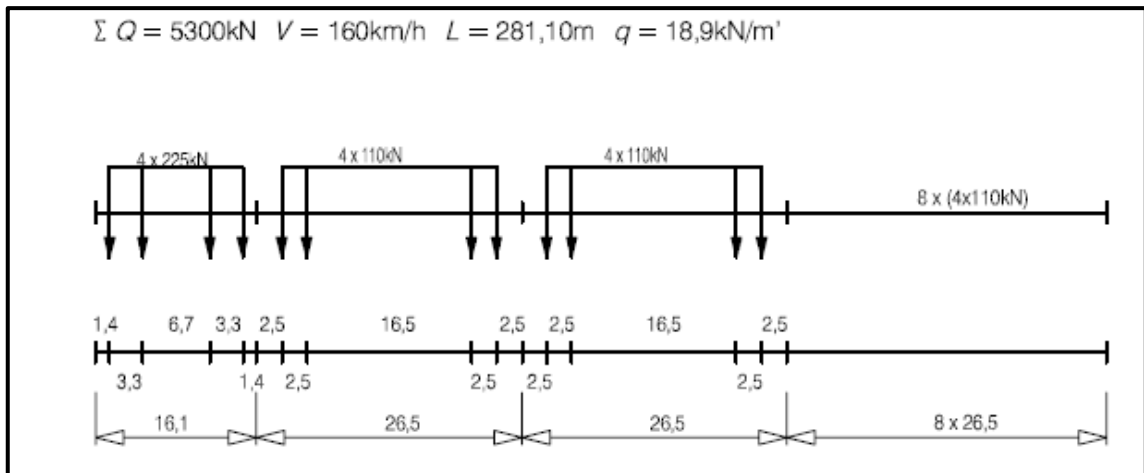
**Obrázek 22: Vložení přídatných hmotností do modelu**

### 6.2.2 Zatížení dopravou

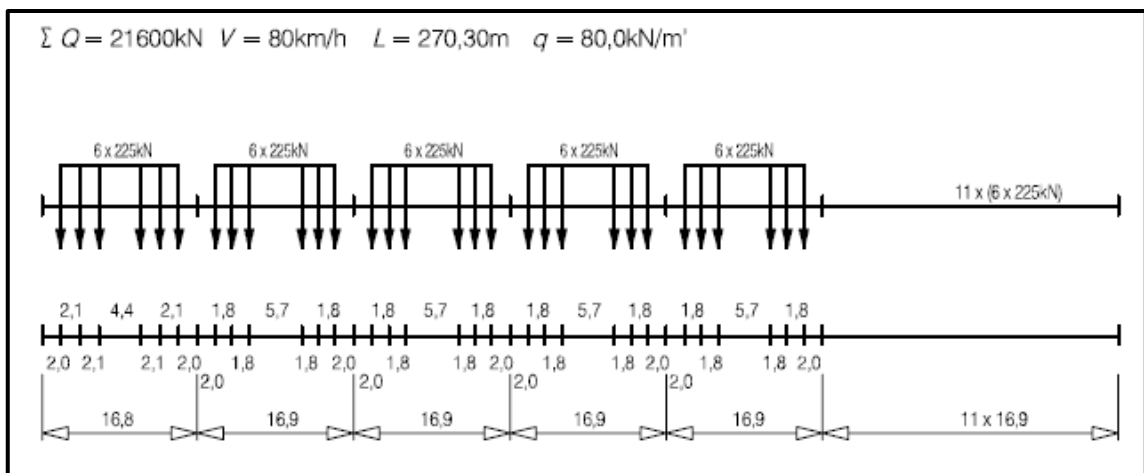
Pro modelování zatížení dopravou byly využity dva typy zatěžovacích modelů vlaků. Most je projektovaný na maximální rychlost 200 km/h, ale model byl pojížděn i vyššími rychlostmi z důvodů prověření dynamického chování konstrukce pro možné zvýšení traťové rychlosti. Pro rychlosti vyšší než 200 km/h byly využity zatěžovací modely vlaků HSLM-A pro vysokorychlostní tratě, a to ve všech deseti variantách. Modely skutečných vlaků nebyly aplikovány. Pro rychlosti menší než 200 km/h byly v souladu s normou ČSN EN 1991-2 využity *Typy vlaků pro únavu* definované v Příloze D, konkrétně Typ 1 a 2 pro osobní dopravu, Typ 5,6,7 a 8 pro nákladní dopravu a Typ 11 a 12 pro těžkou nákladní dopravu. Schémata zatěžovacích modelů vlaků HSLM-A byla již popsána v podkapitole 4.1.1, schémata vlaků pro únavu jsou znázorněna na následujících obrázcích:



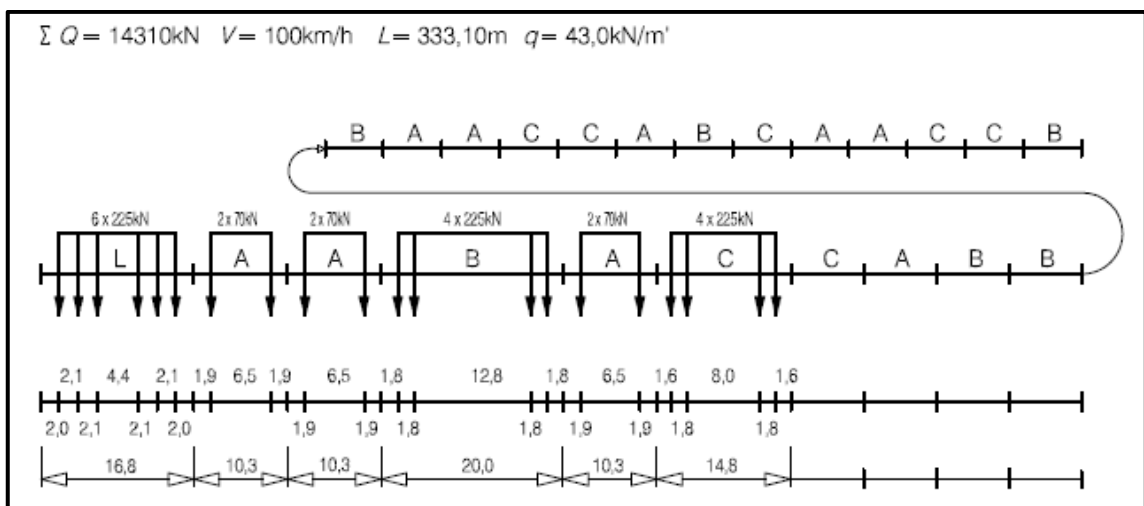
**Obrázek 23: Typ 1 - Osobní vlak tažený lokomotivou [14]**



**Obrázek 24: Typ 2 - Osobní vlak tažený lokomotivou [14]**

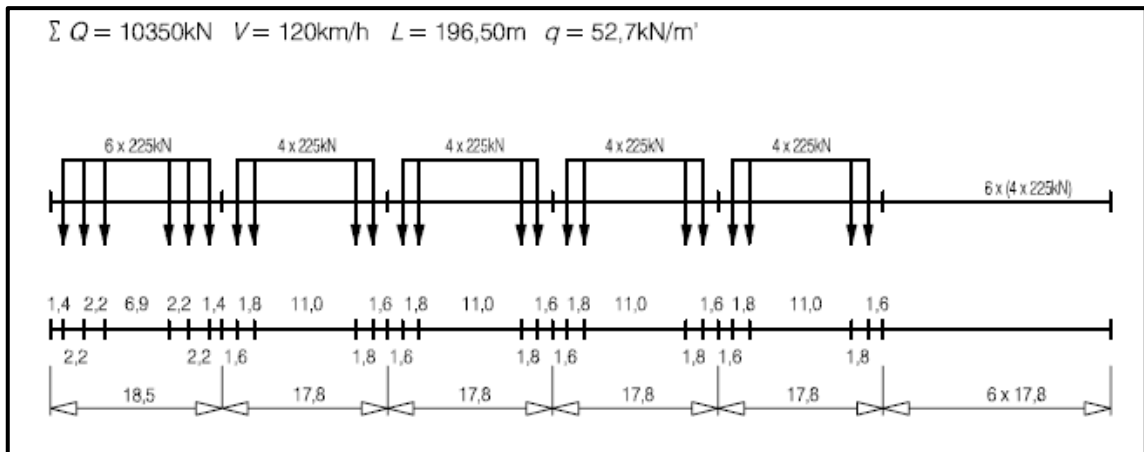


**Obrázek 25: Typ 5 - nákladní vlak tažený lokomotivou [14]**

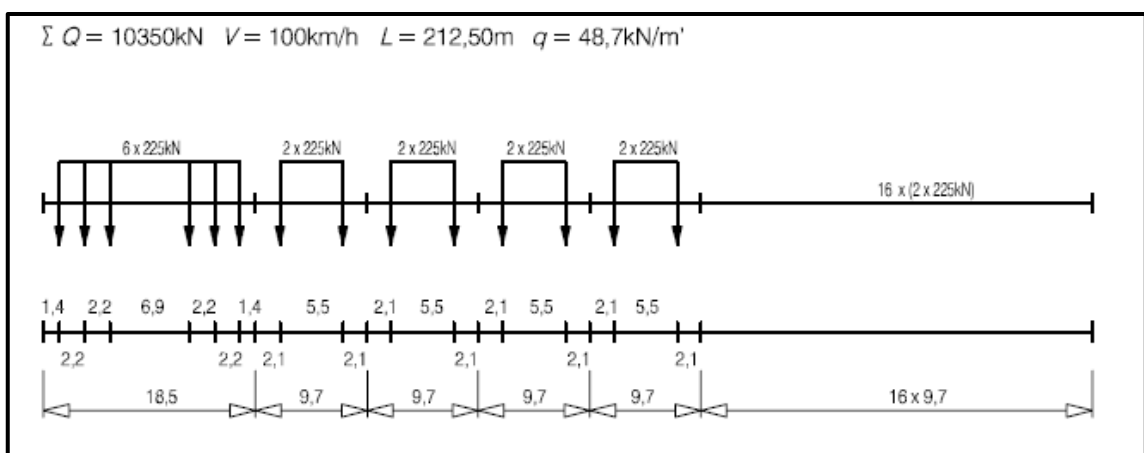


**Obrázek 26: Typ 6 - Nákladní vlak tažený lokomotivou [14]**

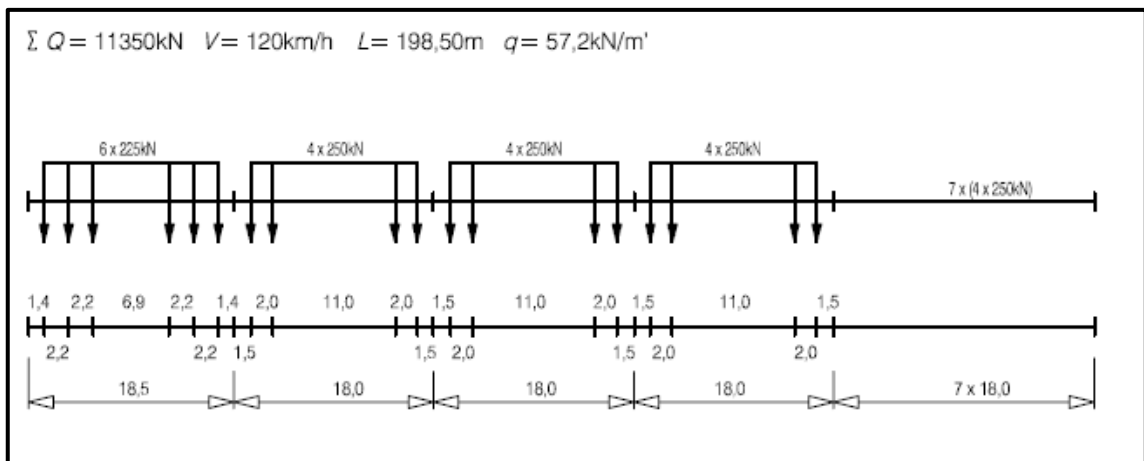




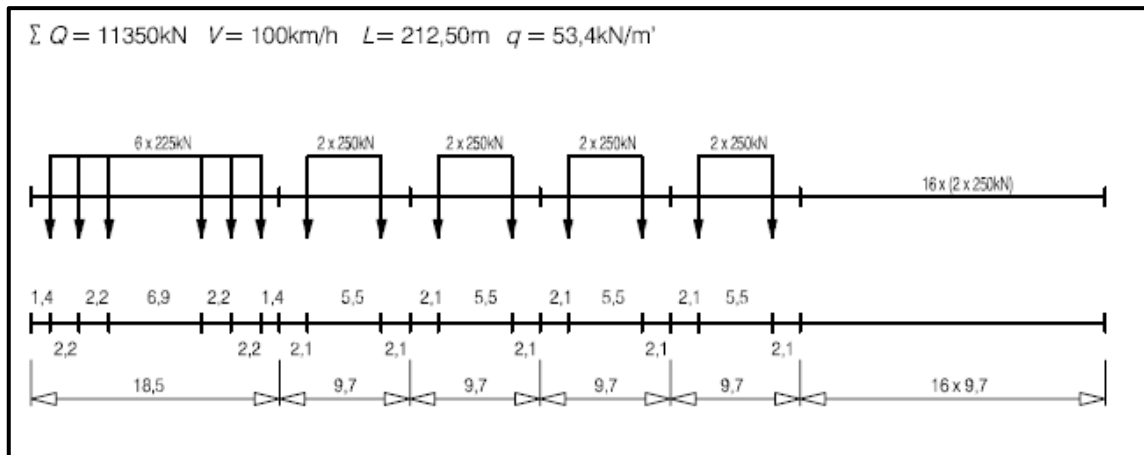
**Obrázek 27: Typ 7 – Nákladní vlak tažený lokomotivou [14]**



**Obrázek 28: Typ 8 – Nákladní vlak tažený lokomotivou [14]**



**Obrázek 29: Typ 11 – Nákladní vlak tažený lokomotivou [14]**



**Obrázek 30: Typ 12 – Nákladní vlak tažený lokomotivou [14]**

Jak modely vlaků HSLM-A, tak modely vlaků *Typy vlaků pro únavu* byly v programu CSI Bridge namodelovány pomocí definování pozice náprav (jejich vzájemnou vzdáleností) a velikostí nápravových zatížení.

### 6.2.3 Stanovení rychlostí

Důležitým parametrem pro dynamickou analýzu je rychlost vozidel, která budou mostní konstrukci přejíždět. V závislosti na dané rychlosti by mohlo totiž dojít k tomu, že daný pohybující se modelový vlak se se svojí frekvencí přejezdu přiblíží k vlastní frekvenci mostu. To by mělo za následek rezonanční chování mostní konstrukce, a tedy i vysoké hodnoty výchylek a zrychlení, které by nesplňovaly mezní hodnoty udávané normou. Je tedy potřebné stanovit rychlosti, kterými budou modelové vlaky mostní konstrukci v numerickém modelu pojíždět. Norma také udává, že se musí pro dynamickou analýzu prověřit 1,2násobek maximální traťové rychlosti [14]. Zatěžovací modely vlaků HSLM-A budou v modelu pojíždět most rychlostí 200 km/h až 360 km/h (maximální uvažovaná traťová rychlost pro VRT 300 km/h) a *Typy vlaků pro únavu* budou pojíždět most v případě nákladních vlaků do rychlosti 120 km/h a v případě osobní dopravy do rychlosti 240 km/h (maximální traťová rychlost osobní dopravy 200 km/h). Tím bude pokryté celé spektrum rychlostí od těch nejnižších až po maximální myšlené rychlosti v rámci budování vysokorychlostních tratí v ČR. Příkládaná tabulka shrnuje zvolené rychlosti modelových vlaků:

**Tabulka 7: Zvolené rychlosti poježdění modelových vlaků podle typu**

HSLM-A	Typ 1,2	Typ 5,6,7,8,11,12
[m/s]	[m/s]	[m/s]
55,6	10	10
60	20	20
65	25	25
70	30	30
75	35	33,3
80	40	-
85	45	-
90	50	-
95	55	-
100	60	-
-	66,6	-

Pro modelové vlaky HSLM-A bylo tedy vytvořeno celkem 100 zatěžovacích stavů, pro vlaky pro únavu typu 1 a 2 celkem 22 zatěžovacích stavů a pro vlaky pro únavu typu 5,6,7,8,11 a 12 celkem 30 zatěžovacích stavů. Dohromady bylo tedy v rámci dynamické analýzy řešeno 152 zatěžovacích stavů. V průběhu analýzy byly navíc přidávány další zatěžovací stavy pro přesnější stanovení průběhu zrychlení konstrukce v místech vyšších hodnot zrychlení. Například pokud byl pro modelový vlak HSLM-A1 zjištěn extrém zrychlení při rychlosti 80 m/s, byly následně prověřeny i hodnoty zrychlení pro rychlosti 77,5 m/s a 82,5 m/s s cílem zkontrolovat, zdali hodnota zrychlení v těchto přidavných stavech není ještě vyšší.

### **6.3 Specifikace výpočtu dynamické analýzy v programu**

Pro výpočet odezvy konstrukce na pohyblivé zatížení, tedy přeježdění modelových vlaků, je v programu CSI Bridge možné vybrat z více možností. Program nabízí variantu Multi-step static, kdy se ale nejedná o dynamickou analýzu, protože výpočet probíhá po krocích, kdy se pohyblivé zatížení postupně posouvá po konstrukci a v každém kroku proběhne výpočet od statického zatížení. Dále je pak v programu možné využít variantu klasické modální analýza, variantu Time history nebo variantu Moving load. U poslední varianty výpočtu se analýza provádí pomocí příčinkových čar, kdy program uvažuje zatížení pouze na jejich přitěžujících částech. Tento způsob se využívá především pro návrh mostu. Varianta Time history je pak analýzou dynamického pohyblivého zatížení. Pro model zkoumaného mostu byla vybrána varianta Time history. Pro analýzu pomocí Time history je dále potřebné vybrat z různých způsobů řešení výpočtu. Jako možné způsoby řešení jsou v programu nabízeny modální analýza, kdy program pracuje na základě rozkladu zatížení do vlastních tvarů, anebo přímá integrace, kdy program postupně integruje účinky od pohyblivého zatížení. Pro model byl zvolen způsob řešení pomocí modální analýzy. Následně bylo ještě také rozhodnuto o lineárním typu analýzy z důvodu složitých a časově náročných výpočtů nelineární analýzou.

Při definování zatěžovacích stavů nebylo zapotřebí definovat jen typ modelového vlaku a jeho rychlost přeježdění, jak bylo popsáno v předchozí podkapitole, ale i další parametry stanovující výpočet pomocí analýzy Time history. Pro každý zatěžovací stav bylo nutné určit parametr

stanovující délku trvání zatížení modelového vlaku na konstrukci. Pro výpočet doby zatížení byla spočítána délka jednotlivých modelových vlaků na základě údajů z normy. Dráha potřebná pro přejetí celého modelového vlaku přes most pak byla součtem délky modelu vlaku a délky mostu. V následující tabulce jsou vyznačeny celkové délky modelových vlaků a dráhy potřebné pro přejetí celého modelového vlaku přes most.

**Tabulka 8: Celkové délky modelových vlaků a dráhy potřebné pro přejetí mostu**

Varianta modelového vlaku	Celková délka modelového vlaku	Dráha pro přejetí celého vlaku přes most
	[m]	[m]
HSLM A1	394,0	454,0
HSLM A2	395,0	455,0
HSLM A3	394,0	454,0
HSLM A4	391,0	451,0
HSLM A5	386,0	446,0
HSLM A6	379,0	439,0
HSLM A7	394,0	454,0
HSLM A8	384,0	444,0
HSLM A9	372,0	432,0
HSLM A10	385,0	445,0
typ 1	262,1	322,1
typ 2	281,1	341,1
typ 5	270,3	330,3
typ 6	333,1	393,1
typ 7	196,5	256,5
typ 8	212,5	272,5
typ 11	198,5	258,5
typ 12	212,5	272,5

Pomocí dráhy pro přejetí celého vlaku přes most a rychlosti definované pro každý zatěžovací stav byla spočtena potřebná doba trvání zatížení, se kterou bude program počítat. Do doby trvání zatížení byla navíc ještě připočítána doba 2 sekund pro analýzu průběhu dokmitávání konstrukce po přejetí vlaku.

Dalším parametrem pro definování zatěžovacích stavů bylo stanovení časového intervalu určujícího, jak často má program diskretizovat zatížení. Tento parametr byl dopočítán tak, aby diskretizace zatížení probíhala v délkových intervalech blízkých se délce dílců železobetonové desky. Hodnota délkového intervalu byla stanovena na 1,2 m, což zhruba odpovídá délce jednoho dílce 1,172 m. Podílem délkového intervalu a rychlosti projíždění v daném zatěžovacím stavu byl vypočten časový interval. Tento parametr nebyl závislý na typu modelového vlaku. Hodnoty časového intervalu se pohybovaly v závislosti na rychlosti od 0,120 s pro rychlosti 10 m/s až po 0,012 pro rychlosti 100 m/s.

V poslední fázi bylo zapotřebí do programu zadat počet výstupních časových kroků, který bude prověřovat. Počet těchto kroků lze jednoduše získat jako podíl doby trvání zatížení a

časového intervalu. Hodnoty počtu kroků byly v rozmezí od 300 ks pro modelový vlak typu 7 a rychlost 10 m/s až po 546 ks pro modelový vlak HSLM-A2 a rychlost 100 m/s.

V následující tabulce je uveden příklad stanovení hodnot všech parametrů pro HSLM-A1:

**Tabulka 9: Příklad stanovení parametrů**

Rychlost	Délka trvání zatížení	Časový interval	Délkový interval	Počet výstupních časových kroků
[m/s]	[s]	[s]	[m]	[ks]
55,6	10,165	0,022	1,2	471
60	9,567	0,020	1,2	478
65	8,985	0,018	1,2	487
70	8,486	0,017	1,2	495
75	8,053	0,016	1,2	503
80	7,675	0,015	1,2	512
85	7,341	0,014	1,2	520
90	7,044	0,013	1,2	528
95	6,779	0,013	1,2	537
100	6,540	0,012	1,2	545

V tabulce byly stanoveny parametry jen pro 10 zatěžovacích stavů, ale stejným způsobem byly definovány parametry i ostatním zatěžovacím stavům včetně těch, které byly v druhé fázi výpočtu přidány pro upřesnění průběhu zrychlení konstrukce v okolí extrémů.

## 6.4 Finální podoba výpočtů

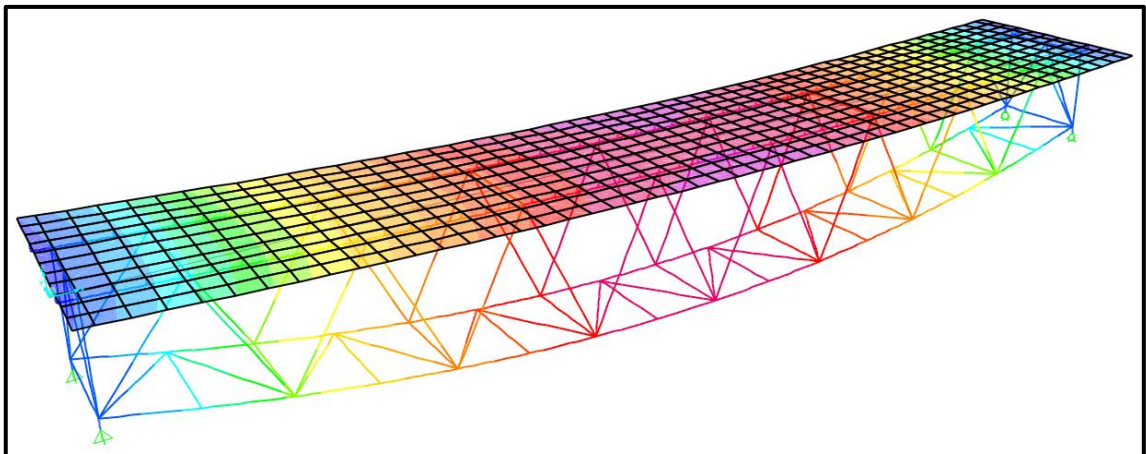
Celý výpočet modelu byl ve finále rozdělen na dva samostatné výpočty, kdy při prvním výpočtu byla uvažována horní mez odhadu hmotnosti kolejového lože a při druhém výpočtu byla uvažována dolní mez odhadu hmotnosti kolejového lože. Ve všech ostatních parametrech se výpočty nelišily. Byla tedy zachována v obou výpočtech stejná geometrie konstrukce, stejná dráha pro modelové vlaky, všechno ostatní stálé zatížení (kromě kolejového lože), útlum, všechny zatěžovací stavy a parametry specifikující dynamickou analýzu v programu.

## 7 Výstupy z modelu

Cílem dynamické analýzy numerického modelu bylo nejprve stanovení vlastních frekvencí a vlastních tvarů konstrukce. Dále pak bylo cílem určit maximální zrychlení konstrukce při přejezdech různých typů modelových vlaků pojíždějících konstrukci různými rychlostmi a porovnání těchto zrychlení s maximální povolenou hodnotou dle normy.

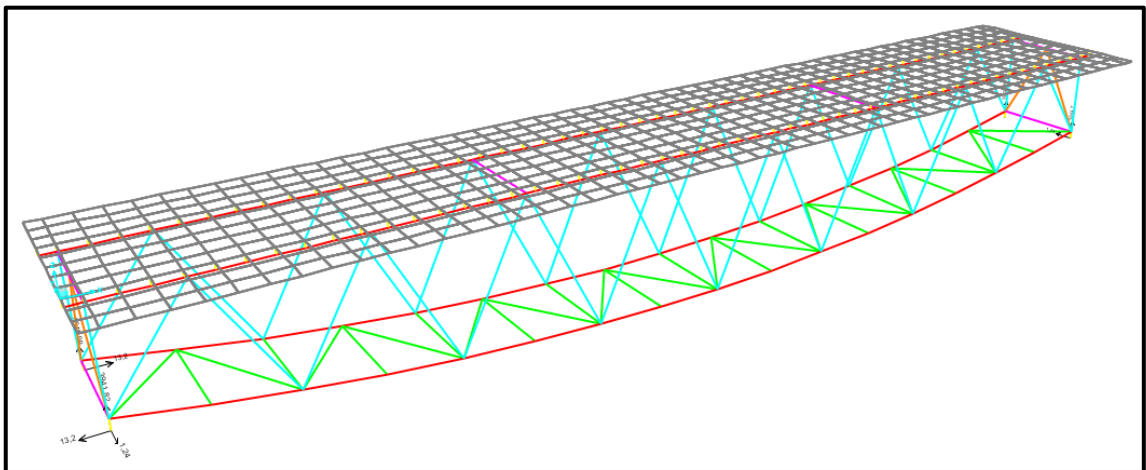
### 7.1 Kontrola výsledků

Po dopočítání programu byla provedena jednoduchými způsoby kontrola výsledků. První kontrolou bylo chování konstrukce při zatížení pouze vlastní vahou. Bylo prověřeno, že konstrukce se chová podle očekávání. Maximální svislý průhyb konstrukce byl uprostřed rozpětí a jeho hodnota, která byla po konzultaci s vedoucím práce vyhodnocena jako reálná, byla 22,1 mm.



*Obrázek 31: Deformovaný stav mostu od zatížení vlastní tíhou*

Dále byly přezkoumány reakce v jednotlivých podporách od zatížení vlastní tíhou s předpokladem, že velikosti svislých reakcí se budou z důvodu prostého uložení rovnat, vodorovné reakce v zabráněných směrech budou v podstatě nulové a vodorovné reakce v nezabráněných směrech nebudou žádné.

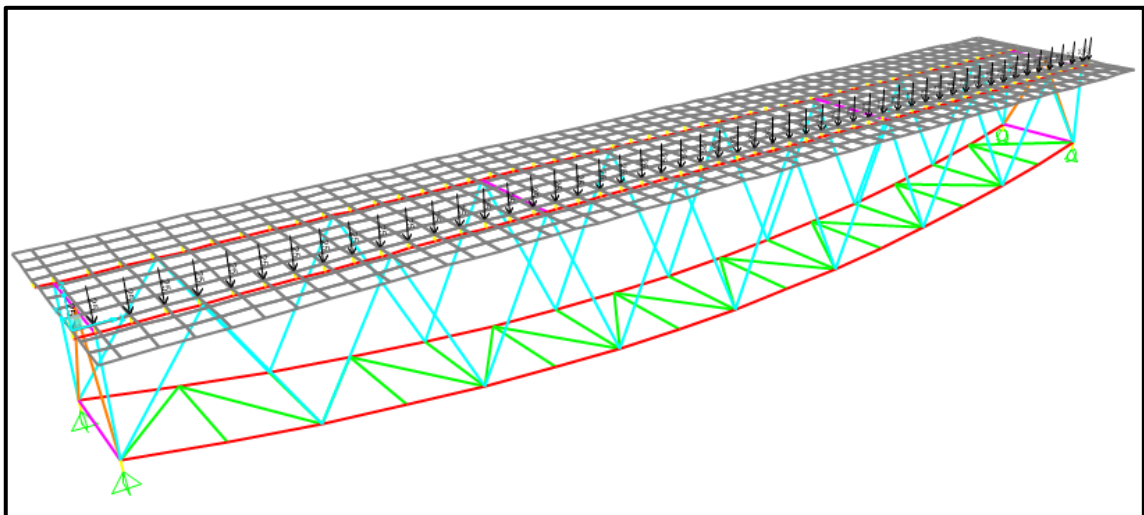


*Obrázek 32: Vykreslení reakcí v podporách od stálého zatížení*

Hodnoty svislých zatížení nebyly přesně shodné, ale pohybovaly se plus minus 3 kN kolem hodnoty 3942 kN. Tento rozdíl byl vyhodnocen jako evidentně zanedbatelný a vyhovující. Vodorovné reakce v zabráněných směrech dosahovaly maximálně hodnoty 13,2 kN, což bylo také posouzeno jako správné výsledky.

Dalším důležitým krokem bylo prověření chování konstrukce při přejíždění modelovými vlaky. Zjednodušeně řečeno, jestli je konstrukce opravdu zatížena modelovými vlaky a jestli její deformace odpovídají aktuálnímu umístění náprav. Program CSI Bridge umožňuje vykreslení deformací po krocích. Při kontrole vybraného modelového vlaku byla v prvním kroku konstrukce nedeformovaná a při posouvání do dalších kroků bylo možné vizuálně zkontrolovat, že vlak najíždí na konstrukci a ta se pod jeho tíhou začíná deformovat.

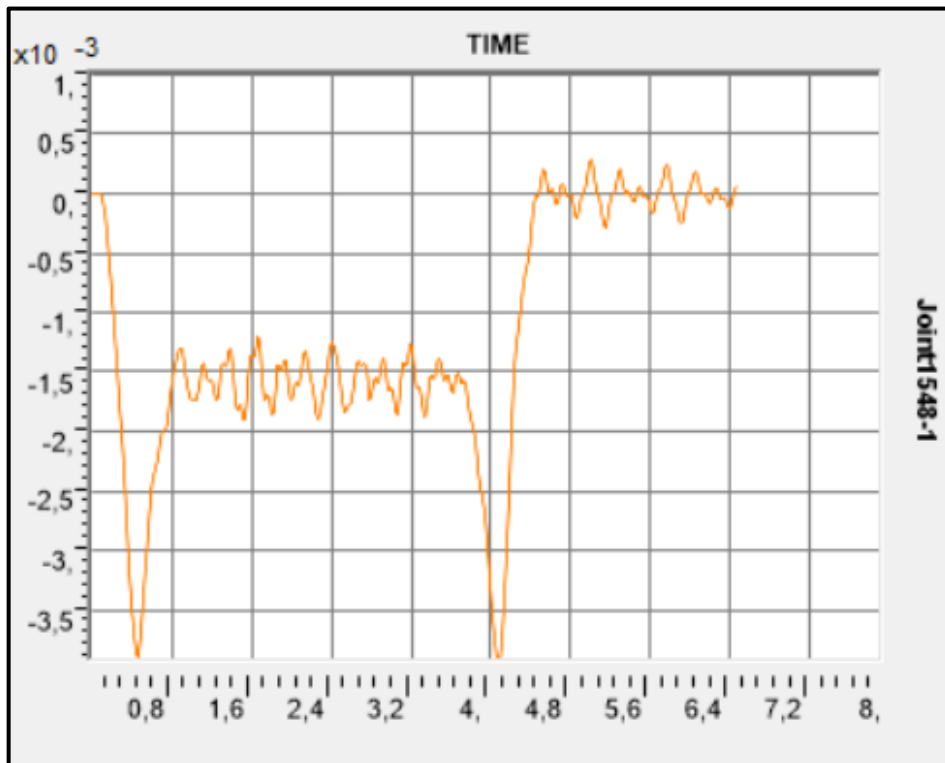
V programu bylo také prověřováno, zda deformace od modelových vlaků nabývají reálných hodnot. Do modelu byly přidány na všechny uzly nad pravým nosníkem lokální síly o intenzitě 25 kN., které měly nahrazovat statické zatížení od modelového vlaku HSLM-A1. Intenzita těchto sil byla stanovena ze zjednodušeného postupu, kdy byly nápravové síly z modelového vlaku HSLM-A1 rozpočítány na kN/délku dílce.



**Obrázek 33: Přidání sil do uzlů nahrazující zatížení od HSLM-A1**

Od tohoto zatížení dosáhl průhyb konstrukce 2,6 mm. Maximální průhyb od pohybujícího se modelového vlaku HSLM-A1 byl v programu vypočítán na 3,6 mm, což lze se zohledněním přírůstku průhybu z důvodu dynamického chování chápat jako souhlasící si hodnoty.

Poslední provedenou kontrolou bylo prověření průběhu průhybů konstrukce při přejezdu vlaku. Pro kontrolu byl vybrán zatěžovací stav pro model HSLM-A10 a rychlost 100 m/s.



**Obrázek 34: Průběh průhybů při přeježdění modelového vlaku**

Při najetí modelového vlaku na most bylo dosaženo špičky průhybu kolem 3,9 mm a pak se při přeježdění jednotlivých vagónů kmitání mostu pohybovalo kolem hodnoty průhybu 1,5 mm. Podle výpočtů, ze kterých se stanovovaly parametry pro dynamickou analýzu (viz Tabulka 9), byla doba přejetí mostu pro tento zatěžovací stav 4,45 s, což přesně odpovídá průběhu na obrázku, kdy graf dosáhne špičky v čase 4,1 s a v čase 4,45 s se hodnota průhybu vrátí k nule a konstrukce kolem této hodnoty dokmitává. Vykreslení dokmitávání je pouze na čas 2 s, tedy do 6,45 s, v souladu s se zadáváním parametrů v podkapitole 6.3. Předpoklad ale je, že konstrukce by se vlivem útlumu po nějaké době vrátila do klidové polohy. Průběh průhybů v grafu byl posouzen jako reálný a logický.

## 7.2 Vlastní frekvence a vlastní tvary

Jako první program při výpočtu stanovuje modální analýzou vlastní frekvence a vlastní tvary. Tyto modální charakteristiky jsou důležité pro stanovení kritických frekvencí, kdy nastává riziko rezonančních jevů v případě podobné budící frekvence. Vlastní tvary pak definují způsob kmitání při dosažení vlastních frekvencí. Vlastní tvary byly prověřeny až do hodnoty vlastní frekvence 30 Hz.

Modální charakteristiky konstrukce závisejí na její hmotnosti, proto se budou lišit v případě výpočtu pro horní a dolní meze odhadu hmotnosti kolejového lože. Pro připomenutí, pro horní mez byla uvažována tíha kolejového lože 26 kN/m<sup>3</sup> a pro dolní mez 17 kN/m<sup>3</sup>. Podle projektové dokumentace je hodnota první vlastní frekvence 2,280 Hz při tíze kolejového lože 20 kN/m<sup>3</sup>.



Vlastní frekvence vypočítaná programem v rámci bakalářské práce byla pro dolní mez 2,328 Hz a pro horní mez 2,161 Hz. Tedy vlastní frekvence podle projektové dokumentace se nachází mezi vlastními frekvencemi mezí, což je i v souladu s tíhou kolejového lože podle projektové dokumentace, která též spadá do intervalu tíh mezí. Zajímavým výsledkem modální analýzy byly vodorovné první vlastní tvary. Až druhé vlastní tvary měly typický průběh půlvlny ve svislém směru. Vlastní tvary s průběhem celé vlny byly pak páté.

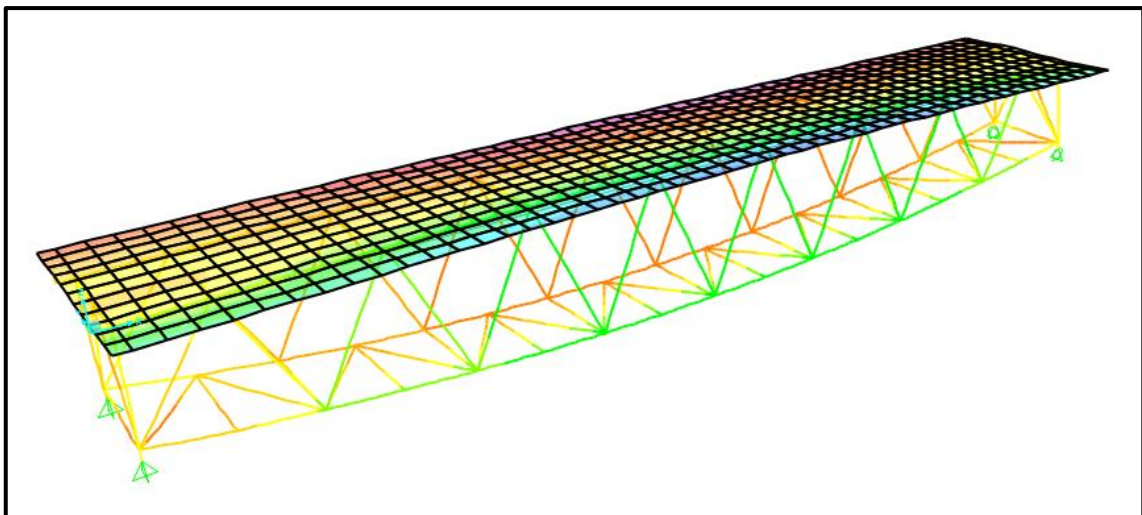
V následující tabulce budou shrnuty hodnoty prvních šesti vlastní frekvence (v závislosti na uvažování meze odhadu hmotnosti kolejového lože) a tvary kmitání:

**Tabulka 10: Tabulka prvních šesti vlastních frekvencí**

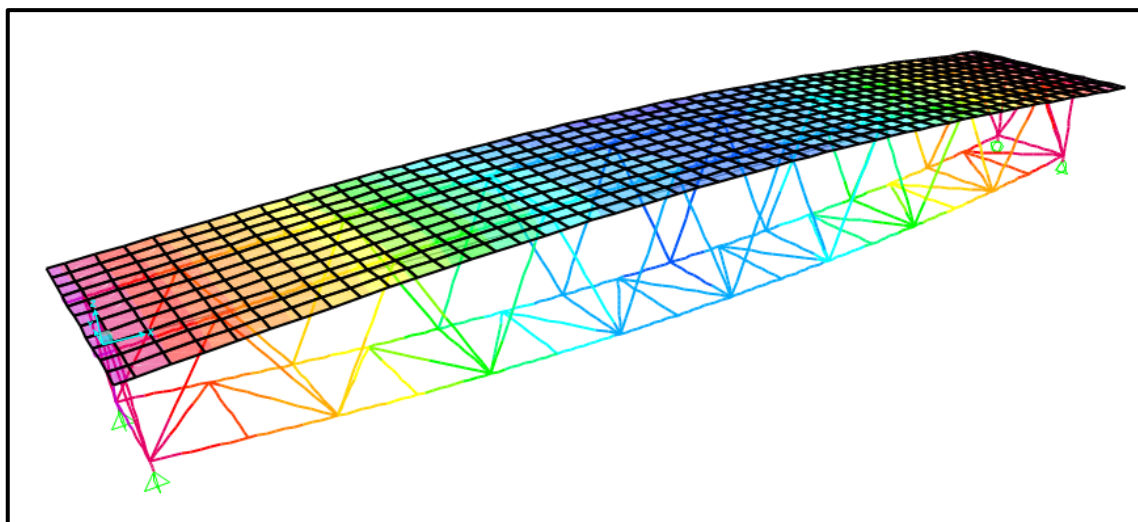
[Hz]	Dolní mez	Horní mez	Tvar kmitání
1. vl. frekvence	2,328	2,161	vodorovný
2. vl. frekvence	2,652	2,471	svislý
3. vl. frekvence	3,932	3,767	kroucení
4. vl. frekvence	4,575	4,247	kroucení
5. vl. frekvence	5,006	4,660	svislý
6. vl. frekvence	7,121	6,673	svislý podél jedné strany

### 7.2.1 Modální charakteristiky pro dolní mez odhadu hmotnosti

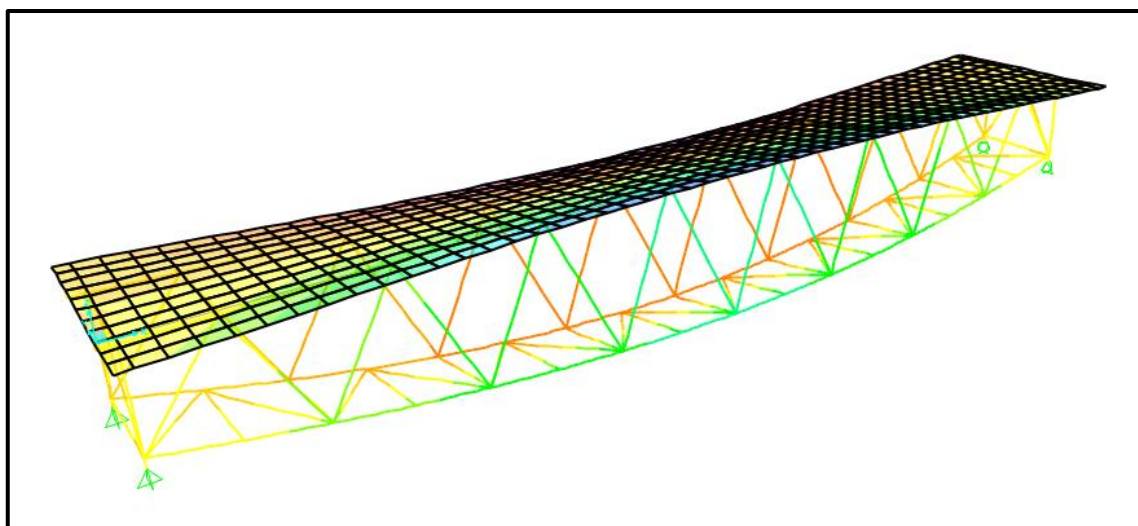
V nadcházející podkapitole bude na obrázcích znázorněno prvních šest vlastních tvarů i s hodnotami příslušných vlastních frekvencí pro dolní mez odhadu hmotnosti kolejového lože:



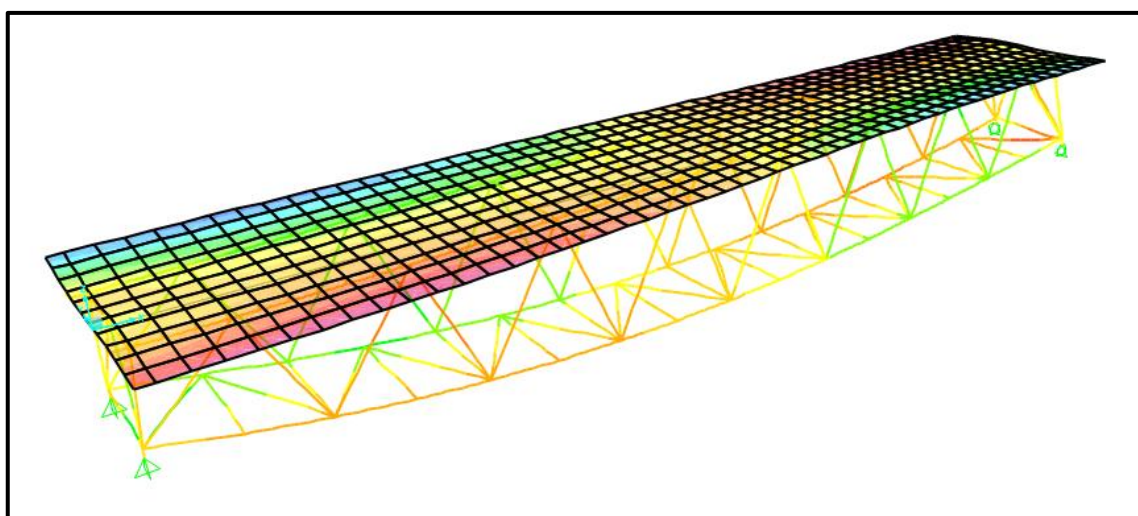
**Obrázek 35: První vlastní tvar, vlastní frekvence 2,328 Hz**



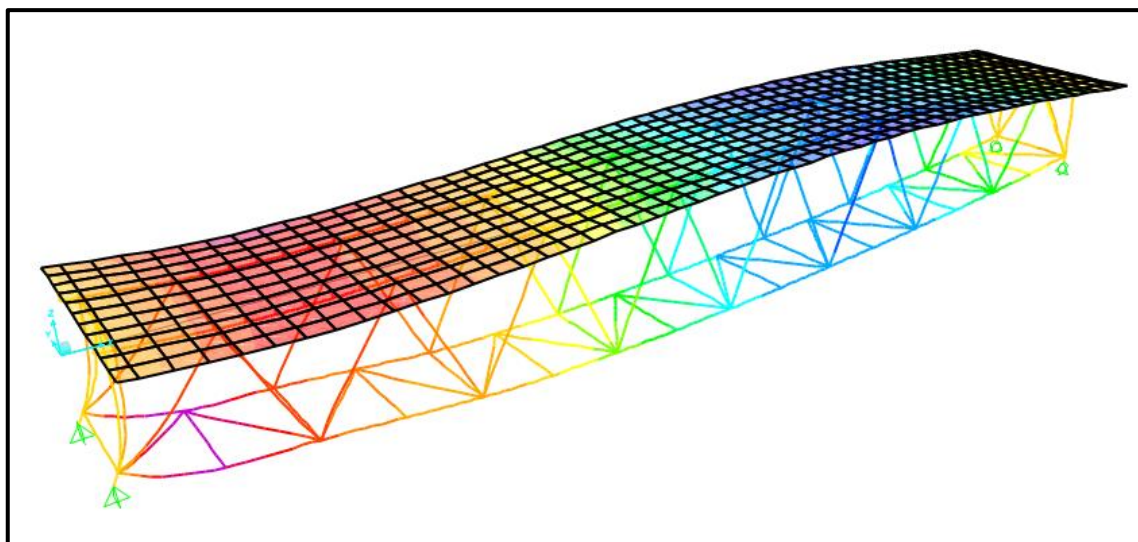
*Obrázek 36: Druhý vlastní tvar, vlastní frekvence 2,652 Hz*



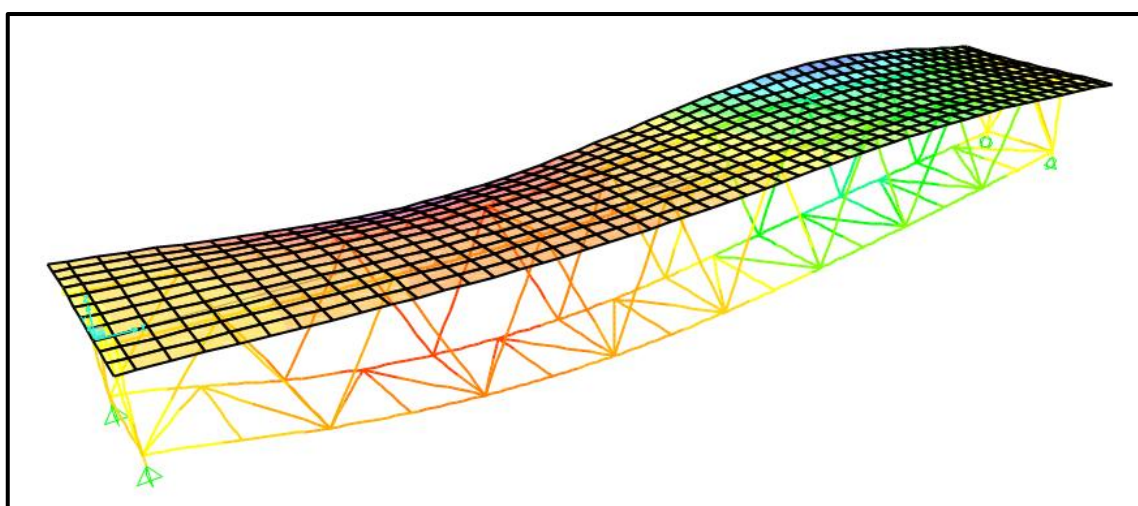
*Obrázek 37: Třetí vlastní tvar, vlastní frekvence 3,932 Hz*



*Obrázek 38: Čtvrtý vlastní tvar, vlastní frekvence 4,575 Hz*



*Obrázek 39: Pátý vlastní tvar, vlastní frekvence 5,006 Hz*

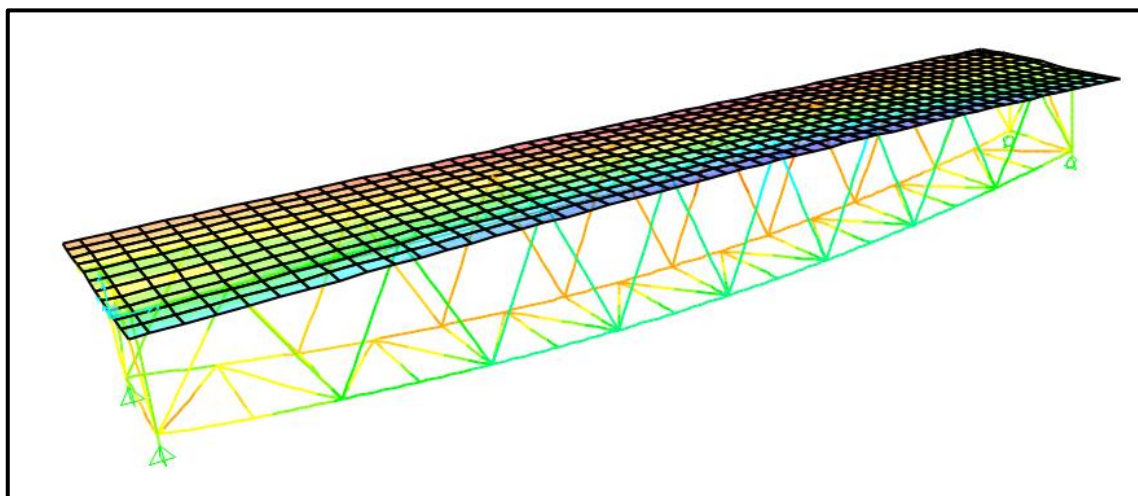


*Obrázek 40: Šestý vlastní tvar, vlastní frekvence 7,121 Hz*

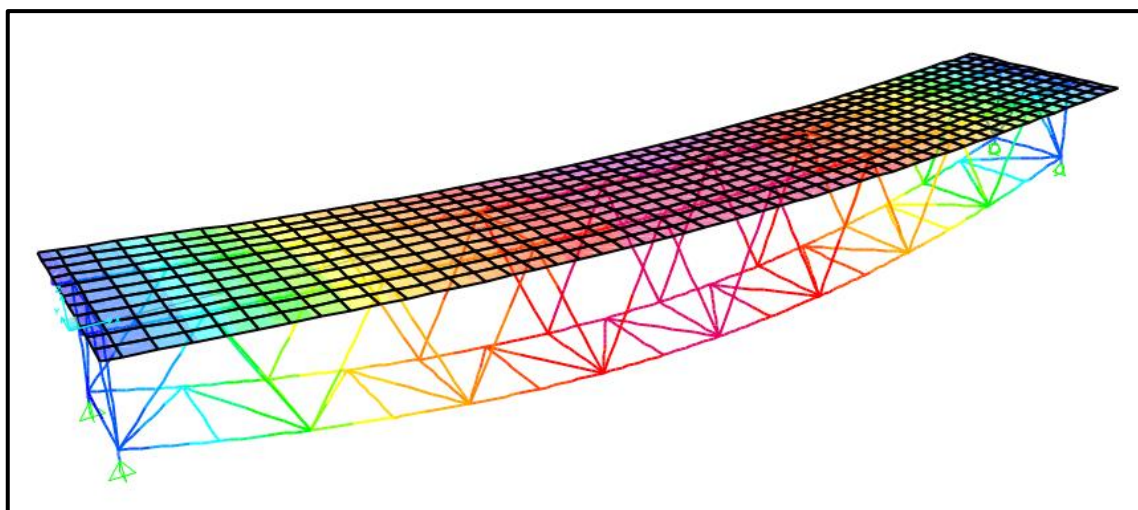


## 7.2.2 Modální charakteristiky pro horní mez odhadu hmotnosti

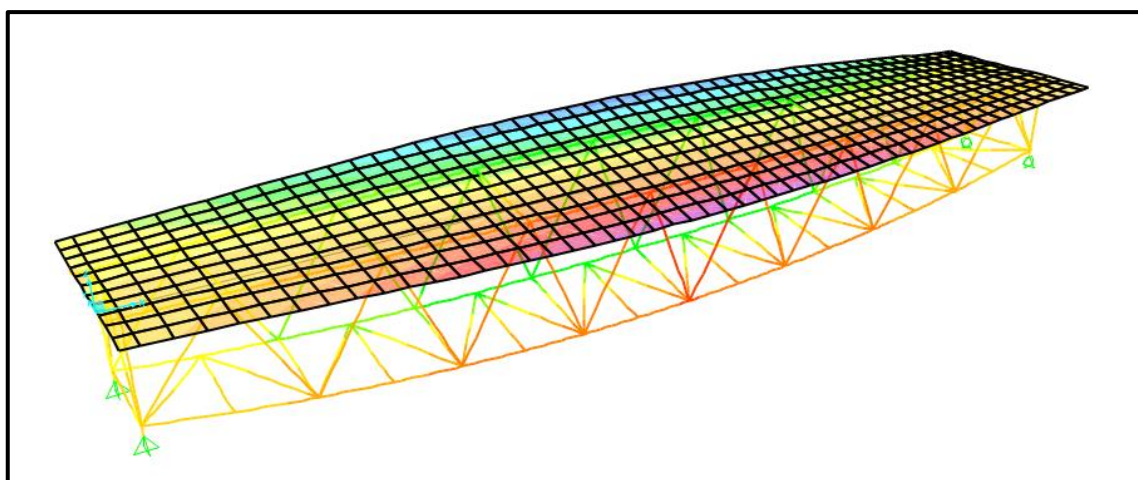
V následující podkapitole bude na obrázcích znázorněno prvních šest vlastních tvarů i s hodnotami příslušných vlastních frekvencí pro horní mez odhadu hmotnosti kolejového lože:



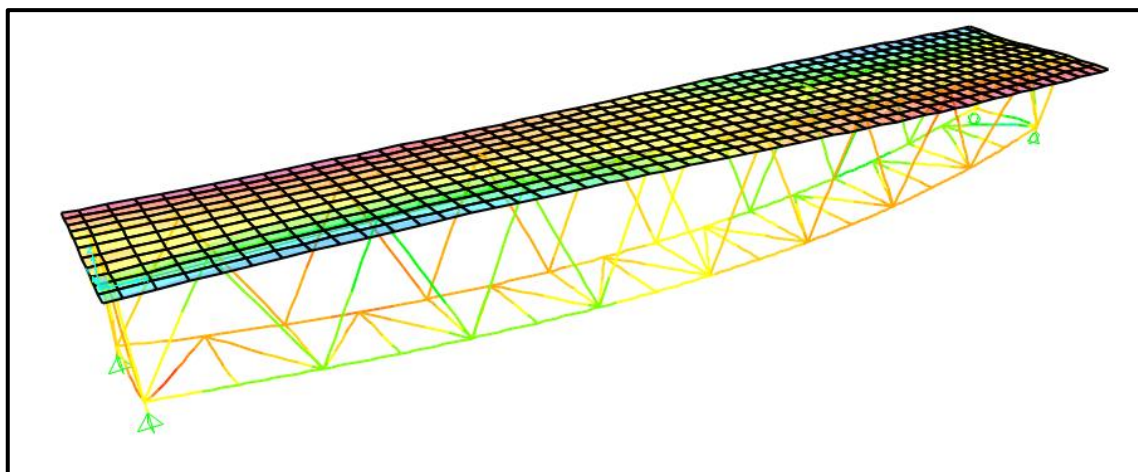
*Obrázek 41: První vlastní tvar, vlastní frekvence 2,161 Hz*



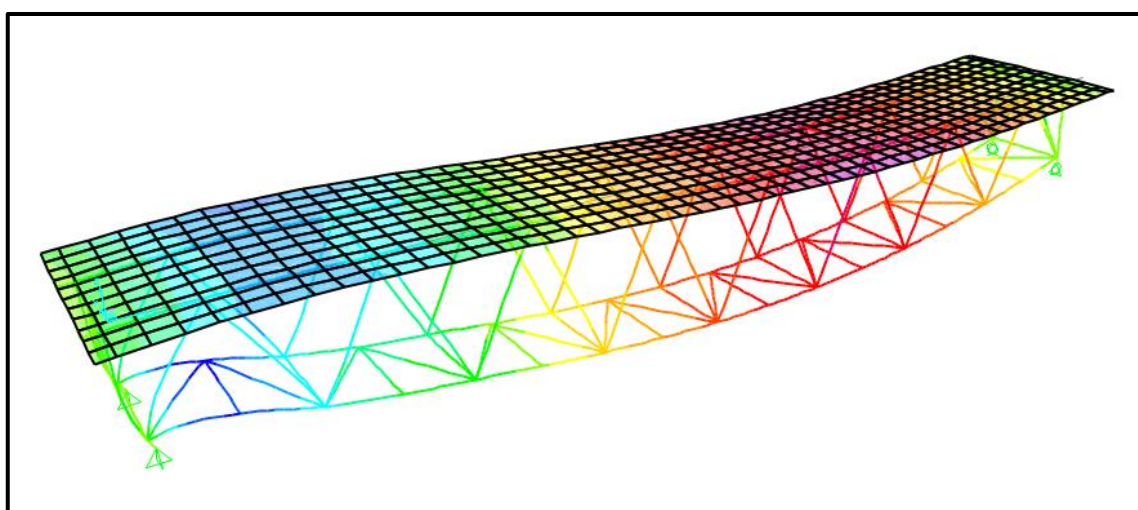
*Obrázek 42: Druhý vlastní tvar, vlastní frekvence 2,471 Hz*



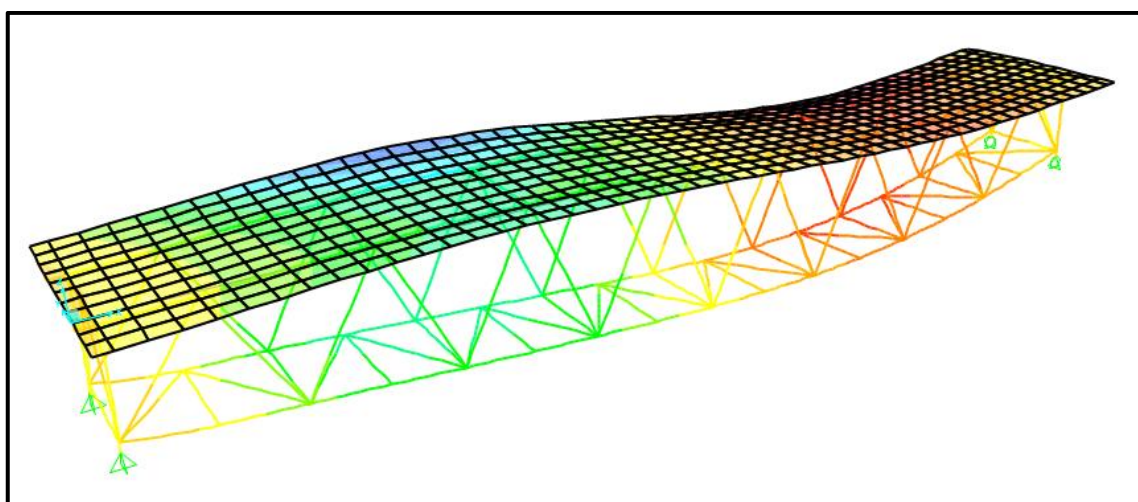
*Obrázek 43: Třetí vlastní tvar, vlastní frekvence 3,767 Hz*



*Obrázek 44: Čtvrtý vlastní tvar, vlastní frekvence 4,247 Hz*



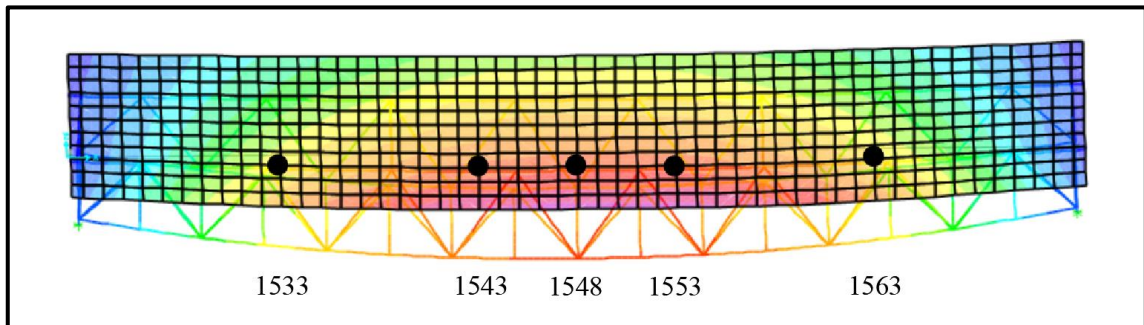
*Obrázek 45: Pátý vlastní tvar, vlastní frekvence 4,660 Hz*



*Obrázek 46: Šestý vlastní tvar, vlastní frekvence 6,673 Hz*

### 7.3 Zrychlení konstrukce

Hlavním cílem dynamické analýzy bylo určení maximálních zrychlení konstrukce a přezkoumání, zda hodnoty těchto zrychlení nepřekračují mezní hodnotu  $3,5 \text{ m/s}^2$  (pro most s kolejovým ložem) stanovenou normou [15]. Pro posuzování bylo nutné stanovit body, ve kterých se bude zrychlení vyšetřovat. Na základě konzultace s vedoucím práce bylo vybráno pět bodů:

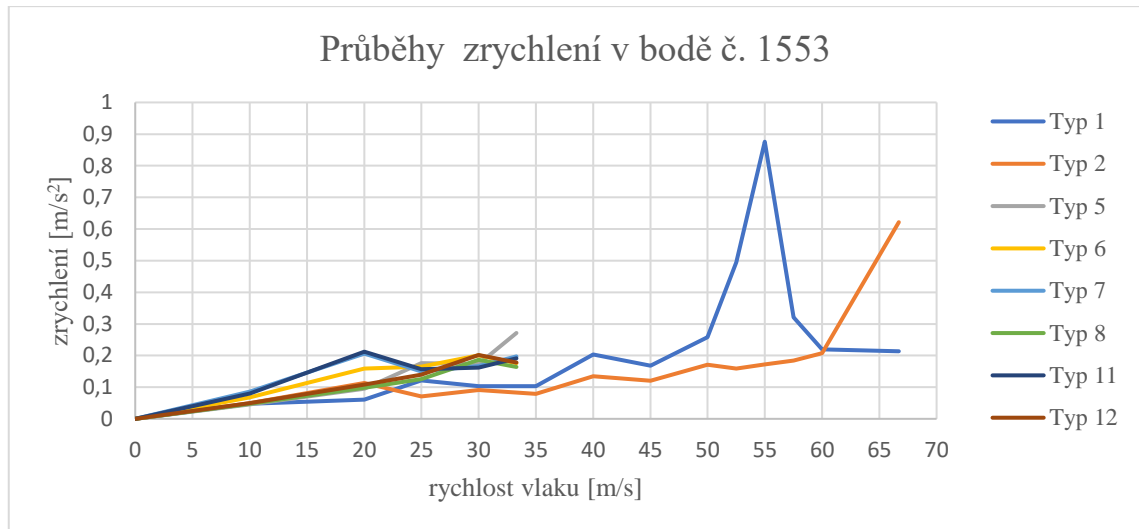


*Obrázek 47: Rozmístění bodů pro vyšetřování zrychlení*

Body byly rozmístěny v intervalech pětín rozpětí. Tedy první bod č. 1533 byl umístěn v  $0,2L$  zleva, druhý bod č. 1543 v  $0,4L$ , třetí bod č. 1553 v  $0,6L$  a čtvrtý bod č. 1563 v  $0,8L$ . Pátý bod č. 1548 byl pak situován do poloviny rozpětí. Co se týče umístění bodů po výšce, byly vloženy do těžiště betonové desky, tedy do uzlů fiktivních prutů na horním pasu ocelového nosníku a sítě betonové desky. Program analyzuje chování ve všech bodech na konstrukci, ale pro export dat z programu byly využity pouze tyto s předpokladem dostatečného poznání chování konstrukce.

Export dat o zrychlení konstrukce probíhal z programu CSI Bridge pomocí tabulek ve formátu programu Microsoft Excel. V tomto programu byly tabulky následně upravovány a byly vytvořeny grafy znázorňující průběhy zrychlení.

Pro prezentování jednotlivých grafických výsledků je zapotřebí specifikovat upřesňující informace o datech pro konkrétní případ grafu. První specifikací je informace, zda se jedná o případ dolního či horního odhadu hmotnosti kolejového lože. Grafy byly také rozděleny podle toho, zda se analyzuje chování konstrukce při přejezdu modelových vlaků HSLA-A anebo *Typů vlaků pro únavu*. Dále je také nutné zmínit, že daný graf znázorňuje pouze průběh zrychlení v jednom z pěti vybraných bodů. Na příloženém obrázku je příklad typického grafického výstupu zrychlení v daném bodě:



**Obrázek 48: Graf průběhu zrychlení v bodě 1553, dolní mez odhadu hmotnosti**

Tento příklad grafu znázorňuje průběhy zrychlení pro dolní mez odhadu hmotnosti kolejového lože. Popisuje pouze průběhy zrychlení od přejezdu modelových vlaků *Typy vlaků pro únavu* a zrychlení je sledováno pouze v bodě č. 1553. Na svislé ose je vyneseno zrychlení konstrukce v jednotkách  $\text{m/s}^2$  a na vodorovné ose rychlost přejezdu modelových vlaků v jednotkách  $\text{m/s}$ . Graf tedy vykresluje průběhy zrychlení konstrukce v závislosti na rychlosti přejezdu a na typu modelového vlaku. Z grafu je také patrné, že vynášecí čáry typů modelových vlaků pro nákladní dopravu (Typ 5 až Typ 12) jsou ukončeny při rychlosti 33,3  $\text{m/s}$ , tedy 120  $\text{km/h}$  v souladu se vstupními parametry zatěžovacích stavů modelu.

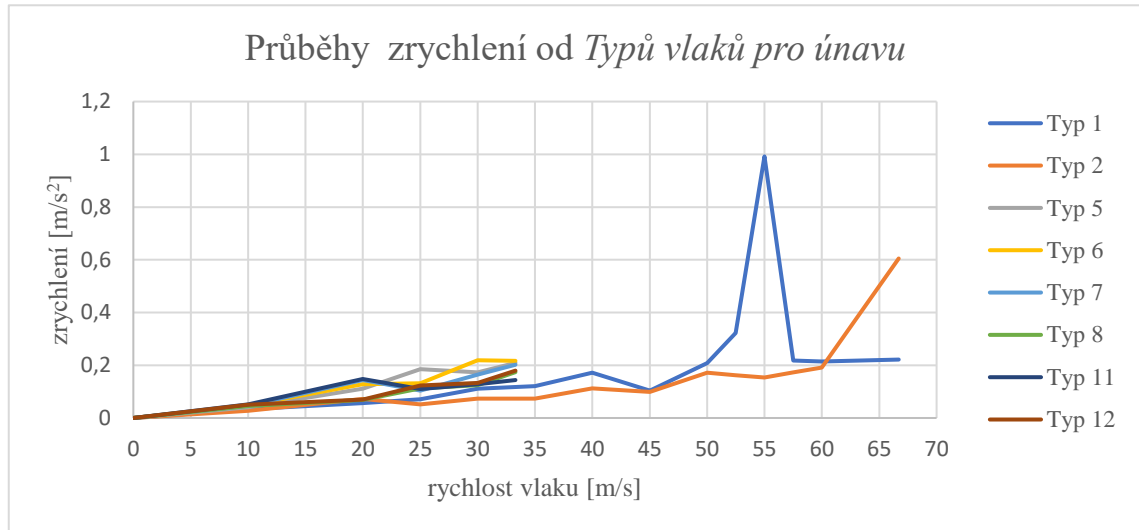
Typickým úkazem je průběh zrychlení modelového vlaku Typu 1, kdy při rychlosti 55  $\text{m/s}$  dochází k výraznému zvýšení hodnoty zrychlení. Tento jev nastává z důvodu přiblížení budící frekvence přejíždějícího vozidla k vlastní frekvenci mostu. Při každém zjištění takového extrému v jakémkoli případě byly následně do modelu doplněny další zatěžovací stavy s rychlostmi o 2,5  $\text{m/s}$  větší a o 2,5  $\text{m/s}$  menší než rychlost příslušící danému extrému. Důvodem bylo prověření, zda hodnoty extrému nemohou být ještě vyšší. V tomto konkrétním případě byly tedy prověřeny rychlosti 52,5  $\text{m/s}$  a 57,5  $\text{m/s}$ , a bylo tím potvrzeno, že extrémní hodnotou zůstává opravdu zrychlení při rychlosti 55  $\text{m/s}$ .

### **7.3.1 Zrychlení pro dolní mez odhadu hmotnosti kolejového lože**

V následující podkapitole budou graficky prezentovány průběhy zrychlení konstrukce při uvažování dolní meze odhadu hmotnosti kolejového lože. Rozděleny budou podle typů modelového vlaku. Vybrán bude vždy jen graf pro bod, kde dochází k maximálnímu zrychlení.



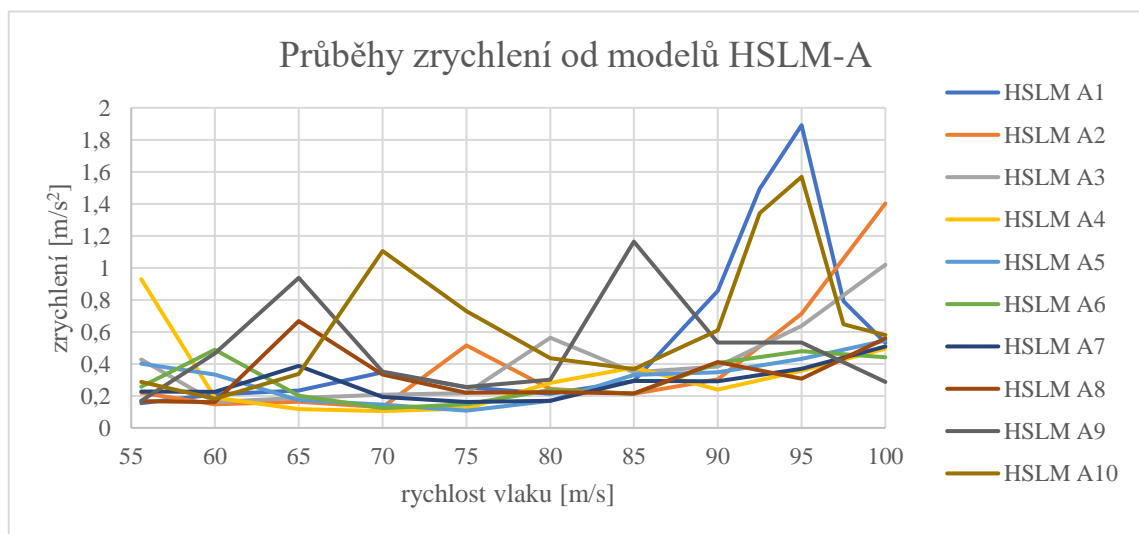
Na následujícím obrázku je vykreslen graf průběhu zrychlení od přejezdu *Typů vlaků pro únavu* v bodě č. 1563, kde byla zjištěna extrémní hodnota zrychlení  $0,9921 \text{ m/s}^2$  při přejezdu Typem 1 rychlostí  $55 \text{ m/s}$ . Dovolená hodnota maximálního zrychlení podle normy nebyla překročena.



**Obrázek 49: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, dolní mez odhadu hmotnosti**

Byly zkontrolovány hodnoty zrychlení pro modelový vlak Typ 1 kolem rychlosti  $55 \text{ m/s}$  a nebyly zjištěny vyšší extrémy. Zrychlení od nákladních vlaků byla zanedbatelná. Zajímavé při analýze průběhů zrychlení od modelových vlaků bylo zjištění, že k maximální hodnotě dochází v bodě 1563, tedy (v rámci výběru bodů pro analýzu) v krajním. Bylo totiž očekáváno, že maximálních hodnot bude zrychlení nabývat uprostřed rozpětí mostu.

Dalším grafem bude znázorněn průběh zrychlení od přejezdu modely HSLM A. Maximální hodnota zrychlení  $1,8911 \text{ m/s}^2$  byla určena při přejezdu varianty HSLM-A1 v bodě č. 1548, tedy uprostřed rozpětí mostu. Jedná se o téměř dvakrát vyšší hodnotu zrychlení než v případě *Typů vlaků pro únavu*, ale i přesto je hodnota maximálního zrychlení s dostatečnou rezervou menší než hodnota normou přípustná.



**Obrázek 50: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, dolní mez odhadu hmotnosti**

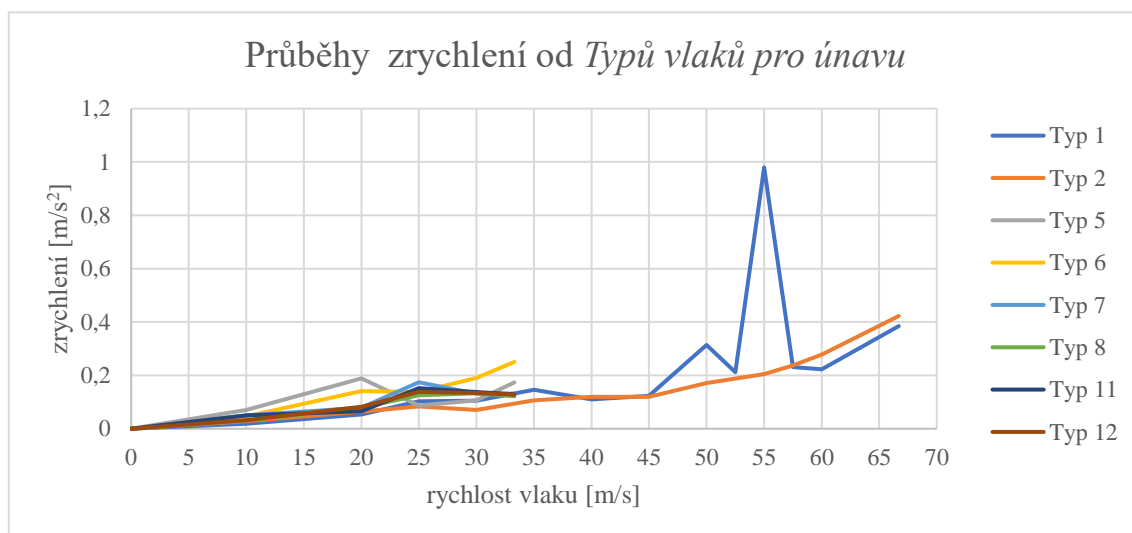


V grafu lze vidět, že dochází k extrémům průběhu zrychlení u více variant modelových vlaků než v případě předchozího grafu. Dva lokální extrémy lze pozorovat pro variantu HSLM-A9 při rychlostech 65 m/s a 85 m/s, dva pro variantu HSLM-A10 při rychlostech 70 m/s a 95 m/s a jeden pak o nižších zrychleních u variant HSLM-A2, HSLM-A3 a HSLM-A8. Pro maximální hodnotu extrému ( u varianty HSLM-A1) a pro extrém varianty HSLM-A10 při rychlosti 95 m/s byly dodatečně prověřeny rychlosti v okolí extrémů a byly potvrzeny původní extrémy jako maximální.

### 7.3.2 Zrychlení pro horní mez odhadu hmotnosti kolejového lože

Nyní budou graficky prezentovány průběhy zrychlení konstrukce při uvažování horní meze odhadu hmotnosti kolejového lože. Byly očekávány příznivější výsledky zrychlení než při analýze pro dolní mez odhadu hmotnosti kolejového lože z důvodu zvýšení hmotnosti konstrukce. Podobně jako v předchozí podkapitole budou nyní z množství výstupních grafů vybrány ty s maximálními hodnotami zrychlení.

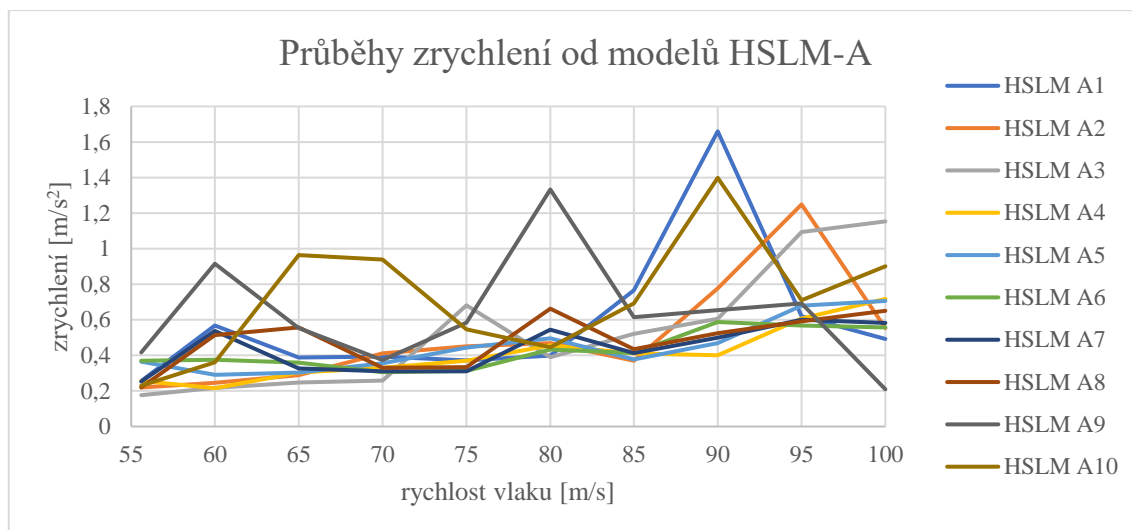
Na následujícím obrázku je vykreslen graf průběhu zrychlení konstrukce při přejezdu modelovými vlaky *Typy vlaků pro únavu*. Hodnota extrémního zrychlení  $0,9793 \text{ m/s}^2$  byla zjištěna v bodě č. 1563 při přejezdu modelovým vlakem Typu 1 rychlostí 55 m/s.



**Obrázek 51: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, horní mez odhadu hmotnosti**

Jedná se tedy o stejný bod a o shodný zatěžovací stav jako v případě extrémního zrychlení při uvažování dolní meze odhadu hmotnosti kolejového lože. Překvapivé je zjištění, že maximální hodnota zrychlení je téměř totožná s extrémem zrychlení pro dolní mez. I v případě tohoto grafu byly v modelu dodatečně zkontrolovány hodnoty zrychlení v blízkosti extrému.

Dalším grafem bude ukázán průběh zrychlení konstrukce od přejezdu modely HSLM-A. Extrémního zrychlení  $1,6601 \text{ m/s}^2$  bylo dosaženo stejně jako u dolní meze při přejezdu modelem HSLM-A1 v bodě č. 1548. Lišily se však rychlosti přejezdů, protože zatímco u dolní meze odhadu hmotnosti nabývalo zrychlení extrému při rychlosti 95 m/s, u horní meze nastávalo maximální zrychlení při rychlosti 90 m/s.



**Obrázek 52: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, horní mez odhadu hmotnosti**

Jak je dále možné vidět v grafu, docházelo i k dalším významným lokálním extrémům při přejezdu variantami modelových vlaků HSLM-A2, HSLM-A9 a HSLM-A10. I u těchto variant modelových vlaků (stejně jako u modelového vlaku HSLM-A1) nastávaly maximální hodnoty zrychlení oproti výsledkům při uvažování dolního odhadu meze při jiných rychlostech přejezdu.

### 7.3.3 Posouzení výsledných zrychlení

V následující tabulce jsou shrnuty extrémní hodnoty zrychlení v závislosti na typu modelového vlaku a na uvažované mezi hmotnosti kolejového lože.

**Tabulka 11: Výsledná zrychlení konstrukce**

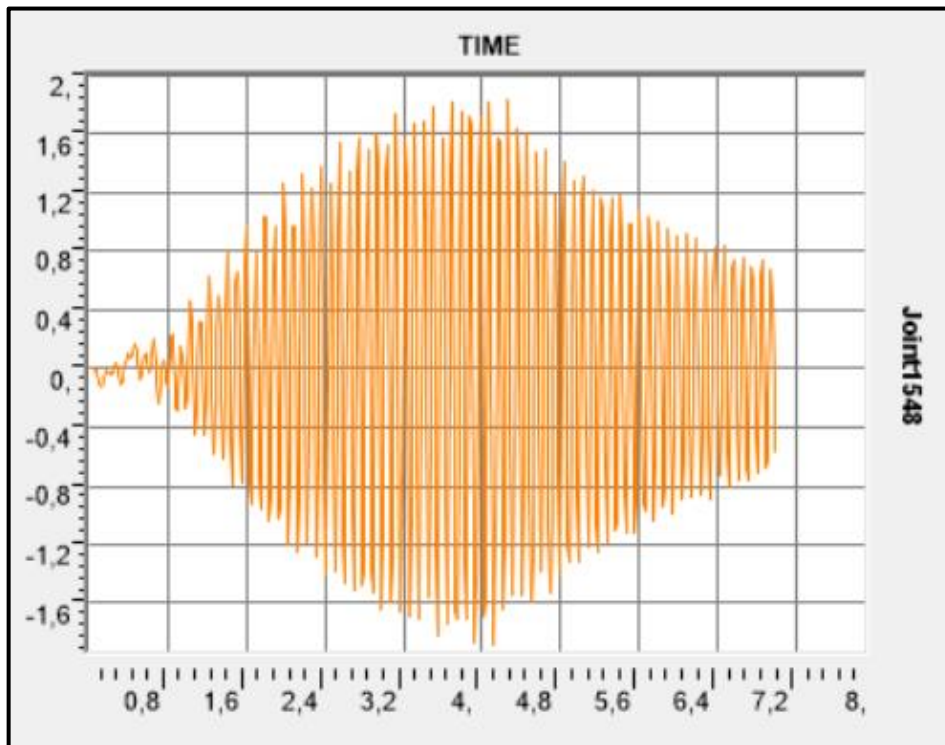
Výsledné zrychlení [m/s <sup>2</sup> ]	Dolní mez		Horní mez	
	Typy vlaků pro únavu	HSLM-A	Typy vlaků pro únavu	HSLM-A
	0,9921	1,8911	0,9793	1,6601

Jak je možné vidět v tabulce, všechny hodnoty jsou menší než mezní hodnota 3,5 m/s<sup>2</sup> stanovená normou [15]. Proto lze konstatovat, že most v posouzení na maximální zrychlení konstrukce při přejezdech modelových vlaků vyhovuje.

### 7.3.4 Vykreslení zrychlení a průhybů v závislosti na čase

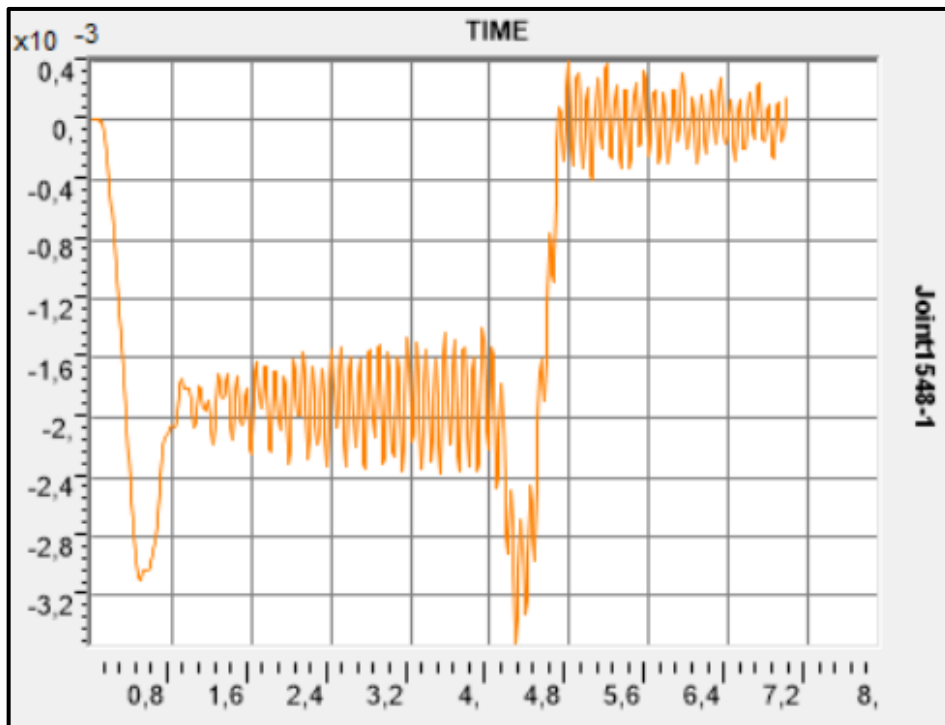
V následující podkapitole budou vykresleny průběhy zrychlení a průhybů ve stavu, kdy docházelo k extrémní hodnotě zrychlení. Grafy budou tedy znázorňovat průběhy v bodě č. 1548 v zatěžovacím stavu, ve kterém byl most pojížděn modelem HSLM-A1 rychlostí 95 m/s při uvažování dolní meze hmotnosti kolejového lože.

První graf znázorňuje průběh zrychlení konstrukce v tomto zatěžovacím stavu. K maximálnímu zrychlení konstrukce dochází zhruba v čase 4 s.



**Obrázek 53: Průběh zrychlení mostu od HSLM-A1 při rychlosti 95 m/s**

Na dalším grafu je pro tento zatěžovací stav vykreslen i průběh průhybů konstrukce. Charakter průběhu se podobá grafu popsanému v podkapitole 7.1.



**Obrázek 54: Průběh průhybů mostu od HSLM-A1 při rychlosti 95 m/s**

## 7.4 Optimalizace konstrukce

Na základě příznivých výsledků maximálních zrychlení pro všechny zatěžovací stavy, kdy extrémní zrychlení dosahovalo (při uvažování dolní meze odhadu hmotnosti kolejového lože a přejezdu modelem HSLM-A1) hodnoty  $1,8911 \text{ m/s}^2$ , byla navržena optimalizace konstrukce. Cílem optimalizace bylo snížení hmotnosti konstrukce, tedy její zefektivnění, a vyčerpání zbytečně velké rezervy mezi maximální skutečnou hodnotou zrychlení  $1,8911 \text{ m/s}^2$  zjištěnou z výpočtu modelu a maximálním dovoleným zrychlením  $3,5 \text{ m/s}^2$  stanoveném normou [15]. Byly předpokládány výsledky horší než v případě prvních výpočtů, ale hodnoty zrychlení neměly přesahovat mezní hodnoty. Po dohodě s vedoucím práce byla optimalizace modelu zjednodušeně provedena v podobě zmenšení tloušťky železobetonové desky mostovky z původních 650 mm na 500 mm. Navazující úpravy délky fiktivních prutů a polohy horního pasu byly s ohledem na charakter modelu a cíl ověření zanedbány.

Zajímavým zjištěním optimalizace byl fakt, že maximální hodnoty zrychlení konstrukce ve všech čtyřech případech grafů (zrychlení od *Typu vlaků pro únavu* pro dolní i horní mez a zrychlení od modelových vlaků HSLM-A pro dolní i horní mez) byly nižší než u původních výpočtů. Tedy předpoklad optimalizace nebyl splněn a výsledky optimalizace byly příznivější než první výsledky při uvažování tloušťky betonové desky mostovky 650 mm. Jinými slovy zeslabení konstrukce vedlo k lepší odezvě na dynamické zatížení. Pravděpodobným důvodem těchto výsledků bylo příznivější naladění budících frekvencí s vlastními frekvencemi mostu a také snížení tuhosti konstrukce. Optimalizací by tedy bylo ušetřeno na materiálu, a tato změna by tudíž přinesla nižší náklady na stavbu. Navíc, a to především, by z hlediska dynamické analýzy mostu bylo zajištěno lepšího chování konstrukce při pojezdu vlaků.

V příložené tabulce jsou shrnuty vlastní frekvence v závislosti na mezi odhadu hmotnosti kolejového lože a na tom, zde se jednalo o první výpočet nebo výpočet v rámci optimalizace:

**Tabulka 12: Shrnutí vlastních frekvencí**

[Hz]	První výpočet		Optimalizace	
	Dolní mez odhadu	Horní mez odhadu	Dolní mez odhadu	Horní mez odhadu
1. vl. frekvence	2,328	2,161	2,343	2,159
2. vl. frekvence	2,652	2,471	2,731	2,530
3. vl. frekvence	3,932	3,767	3,931	3,753
4. vl. frekvence	4,575	4,247	4,706	4,336
5. vl. frekvence	5,006	4,660	5,177	4,789
6. vl. frekvence	7,121	6,673	6,999	6,590

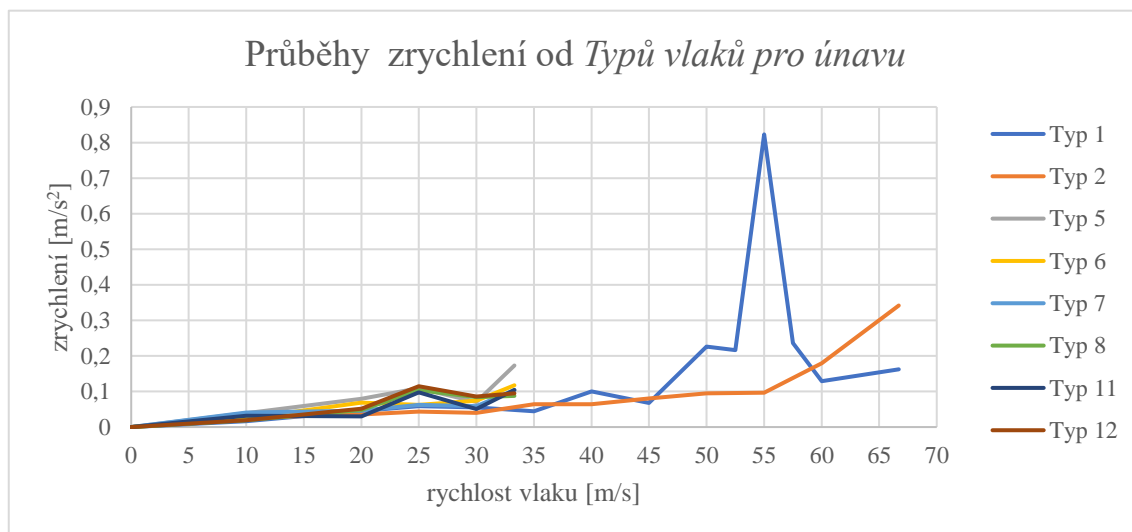
V tabulce je možné porovnat výsledky vlastních frekvencí při prvním výpočtu s výsledky výpočtu v rámci optimalizace. Je zajímavé, že zatímco v případě druhé, čtvrté, páté a šesté vlastní frekvence se hodnoty zvyšovaly zhruba o jednu až dvě desetiny Hz, v případě první a třetí frekvence hodnoty zůstávaly velmi podobné.

V následujících podkapitolách budou graficky prezentovány výsledné průběhy zrychlení konstrukce. Stejně jako v případě vykreslování původních výsledků zde budou vybrány pouze

grafy v daném bodě, kde docházelo k maximálnímu zrychlení. Grafy budou i nyní rozděleny podle uvažované meze odhadu hmotnosti a podle typu modelového vlaku.

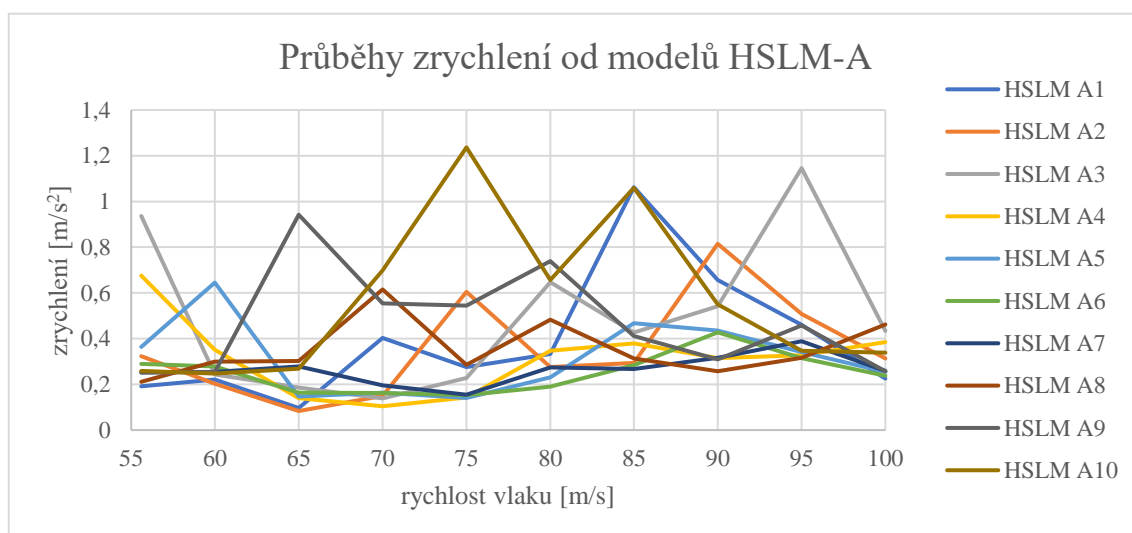
### 7.4.1 Zrychlení pro dolní mez odhadu hmotnosti kolej. lože-optimalizace

Prvním grafem je znázorněno maximální zrychlení v bodě č. 1563 pro *Typy vlaků pro únavu*, které dosahuje hodnoty  $0,8228 \text{ m/s}^2$ . I v případě optimalizace k maximálnímu zrychlení od Typu 1 a při rychlosti 55 m/s. Ostatní typy vlaků jsou pro vyhodnocování nepodstatné.



**Obrázek 55: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, dolní mez odhadu hmotnosti, optimalizace**

Na následujícím obrázku jsou vykresleny průběhy zrychlení od modelů HSLM-A v bodě č. 1548. V tomto případě lze vidět, že podobně jako u předchozích grafů modelů HSLM-A nelze mluvit o jedné dominantní variantě modelu HSLM-A, ale více variant modelů se podílí na relativně vysokých špičkách zrychlení.



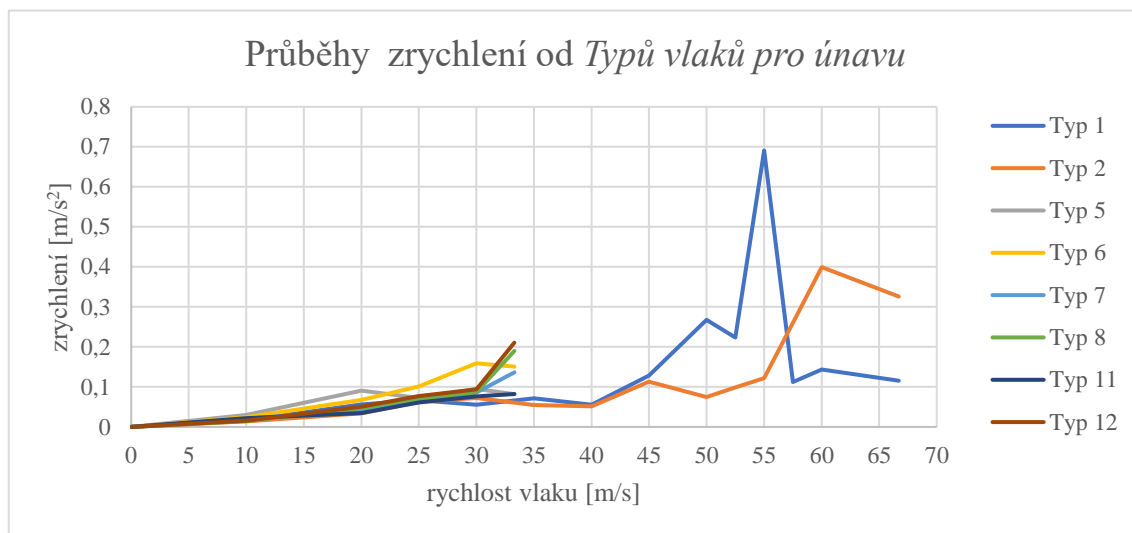
**Obrázek 56: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, dolní mez odhadu hmotnosti, optimalizace**

Maximální zrychlení je při rychlosti 75  $\text{m/s}$  u varianty HSLM-A10  $1,2363 \text{ m/s}^2$ . Zde dochází ke změně oproti původním výsledkům, kdy bylo špičky dosaženo u varianty HSLM-A1 při

rychlosti 95 m/s. Další významnější extrémy lze pozorovat u variant HSLM-A1, HSLM-A2, HSLM-A3, HSLM-A5 a HSLM-A9.

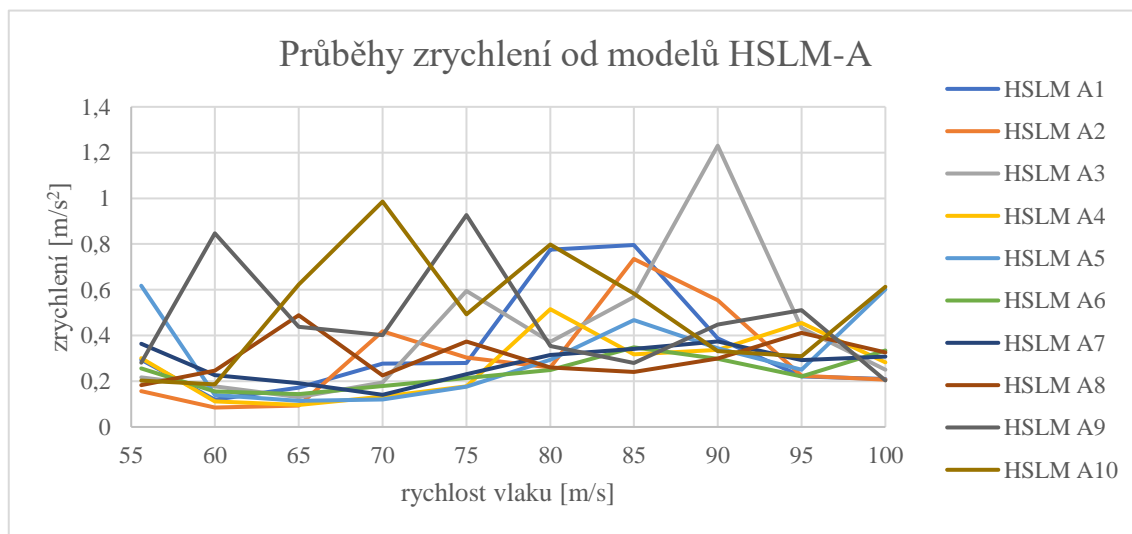
#### 7.4.2 Zrychlení pro horní mez odhadu hmotnosti kolej. lože-optimalizace

Nadcházející graf demonstruje extrémní zrychlení od *Typů vlaků pro únavu*, které nastalo v bodě č. 1563. Oproti zrychlení u dolní meze se hodnota maxima snížila na 0,6907 m/s<sup>2</sup>. Průběhy zrychlení od jednotlivých typů zachovávají podobný charakter jako u průběhu při uvažování dolní meze.



Obrázek 57: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, horní mez odhadu hmotnosti, optimalizace

Další graf ukazuje průběhy zrychlení od modelů HSLM-A v bodě č. 1548. Extrémní zrychlení 1,2303 m/s<sup>2</sup> nastalo od přejezdu varianty HSLM-A3 při rychlosti 90 m/s. Tato varianta nikdy předtím nezapříčinila maximální zrychlení. Zajímavé je, že rozdíly zrychlení při přejezdu modelů HSLM-A jsou mezi dolní a horní mezí odhadu hmotnosti kolejového lože v podstatě nulové.



Obrázek 58: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, horní mez odhadu hmotnosti, optimalizace

Další varianty modelů HSLM-A, které se podílí na lokálních extrémech, jsou podobně jako při uvažování dolní meze HSLM-A1, HSLM-A2, HSLM-A9, HSLM-A10.

## 7.5 Shrnutí výsledných zrychlení

V následující tabulce budou shrnuta výsledná maximální zrychlení v závislosti na typu modelového vlaku, na mezi hmotnosti kolejového lože a na tom, zda se jednalo o první výpočet nebo výpočet v rámci optimalizace konstrukce.

**Tabulka 13: Porovnání zrychlení v prvním výpočtu a v optimalizaci**

Výsledná zrychlení [m/s <sup>2</sup> ]	Dolní mez		Horní mez	
	Typy vlaků pro únavu	HSLM-A	Typy vlaků pro únavu	HSLM-A
První výpočet	0,9921	1,8911	0,9793	1,6601
Optimalizace	0,8228	1,2363	0,6907	1,2303

Ve všech zatěžovacích stavech, v případě prvních výpočtů i v případě výpočtů v rámci optimalizace konstrukce maximální hodnoty zrychlení nepřesahovaly mezní hodnotu 3,5 m/s<sup>2</sup> stanovenou normou. Most lze tedy z hlediska odezvy na dynamické namáhání od pojíždějících modelových vlaků posoudit jako vyhovující.

Na základě zkoumání průběhů zrychlení v jednotlivých grafech lze dále učinit několik závěrů. Obecně je možné říci, že při zvyšování rychlostí přejezdů modelových vlaků dochází ke zvyšování hodnot zrychlení konstrukce. Tento trend je dobře vidět na postupném, pozvolném a plynulém navyšování zrychlení u *Typů vlaků pro únavu* (kromě Typu 1) v závislosti na rychlosti. K tomuto jevu nedochází, pokud se budící frekvence modelových vlaků přibližuje k vlastní frekvenci mostu. V takovém případě dochází k typickým lokálním špičkám zrychlení, jak je možné zřetelně pozorovat ve všech zatěžovacích stavech modelového vlaku Typu 1. Zajímavé je, že poloha těchto špiček zrychlení se v grafech u *Typů vlaků pro únavu* neměnila. K maximum tedy docházelo vždy při rychlosti 55 m/s a vždy se jednalo o Typ 1. Dokonce ani nehrálo roli, zda se uvažovala dolní či horní mez hmotnosti kolejového lože, a i po optimalizaci byly špičky zrychlení v grafu lokalizovány na shodných místech. Tuto pravidelnost nelze sledovat u modelů HSLM-A, kde docházelo ke změnám poloh špiček. V závislosti na uvažované mezi hmotnosti kolejového lože a v závislosti na tom, zda se jednalo o první výpočet nebo výpočet v rámci optimalizace, se kritické rychlosti vlaků a varianty kritických modelových vlaků měnily.

Dalším zajímavým závěrem je fakt, že snížení hmotnosti konstrukce nemusí vést k méně příznivým výsledným zrychlením. Sice v rámci srovnání dolní a horní meze hmotnosti kolejového lože tomu tak bylo, ale v případě snížení hmotnosti v rámci optimalizace konstrukce v podobě zmenšení tloušťky betonové desky mostovky se konstrukce z hlediska dynamické odezvy na přejezdějí modelové vlaky chovala příznivěji. Velkou roli zde totiž hraje naladění budící a vlastní frekvence. Dále je nutné si uvědomit, že zmenšení tloušťky desky vedlo také ke snížení tuhosti konstrukce. I tento faktor měl vliv na nižší hodnoty maximálních zrychlení.

Neméně zajímavým poznatkem je stejná poloha bodů, kde bylo programem vypočteno maximální zrychlení. Na základě výstupů z modelu lze totiž konstatovat, že pro *Typy vlaků pro únavu* bylo extrémní zrychlení zjištěno vždy v bodě č. 1563 a pro modely HSLM-A se extrémní zrychlení nacházelo vždy v bodě č. 1548. Vliv na to, v jakém bodě se projevila maxima zrychlení, neměla dokonce ani optimalizace konstrukce. K poloze nejvyšších zrychlení v různých bodech je dobré si také uvědomit, že zatímco u přejezdů modely HSLM-A byl extrém zrychlení v bodě

č. 1548, tedy uprostřed mostu, u přejezdu *Typy vlaků pro únavu* byl extrém v krajním bodě č. 1563. Tento bod se pro připomenutí nachází v 0,8L mostu, byl tedy ve směru dráhy vozidel posledním sledovaným bodem. Maximální zrychlení v tomto bodě by mohlo souviset s maximálními výchylkami daného vlastního tvaru kmitání mostu. Jinými slovy, že při přejezdu kritického modelového vlaku kritickou rychlostí se budící frekvence přiblížila k určité vlastní frekvenci mostu, při které most kmitá v takovém vlastním tvaru, kdy extrémní hodnoty výchylek jsou právě v okolí sledovaného bodu.

Posledním pozoruhodným faktem je, že u *Typů vlaků pro únavu* se jednalo vždy o Typ 1, u kterého docházelo ke špičkám zrychlení a ostatní typy v podstatě nehrály žádnou větší roli. Důvodem mohlo být omezení rychlosti nákladní dopravy na reálnou hodnotu 33,3 m/s, tedy 120 km/h. Pokud by byly v programu modelovány i zatěžovací stavy s vyššími rychlostmi nákladních vlaků, pravděpodobně by byly nalezeny špičky zrychlení i od přejezdů těchto vlaků. U modelových vlaků HSLM-A na rozdíl od *Typů vlaků pro únavu* docházelo k extrémům zrychlení od různých variant modelů. Varianty se měnily v závislosti jak na mezi odhadu kolejového lože, tak na rozlišení prvního a optimalizovaného výpočtu.



## 8 Závěr

Cílem této bakalářské práce byla dynamická analýza mostu na projektované trati Brno Přerov připravované v rámci realizace *Rychlých spojení*. Účelem analýzy bylo prověření maximálních zrychlení konstrukce od dynamických účinků přejíždějících vlaků vysokými rychlostmi, jejich porovnání s mezní hodnotou zrychlení dle normy a následné poskytnutí výsledků projektantům daného mostu jako součást expertních posudků.

V rámci práce byl nejprve vytvořen 3D numerický model mostu. Dále pak bylo sestaveno zhruba 150 zatěžovacích stavů, které se od sebe lišily typem modelového zatěžovacího vlaku a rychlostí pojezdění mostu. Pro analýzu byly využívány modelové vlaky HSLM-A, které most pojížděly rychlostmi od 200 km/h do 360 km/h, a modelové vlaky *Typy vlaků pro únavu*, jejichž rychlosti se pohybovaly od 10 km/h do 240 km/h. Byla prověřována maximální zrychlení konstrukce i se zohledněním odhadů hmotnosti kolejového lože v souladu s normou.

Byly identifikovány extrémní hodnoty zrychlení a pro zatěžovací stavy zahrnující tato maxima byly vytvořeny grafy znázorňující průběhy zrychlení konstrukce v závislosti na typu modelového vlaku a na rychlosti. U *Typů vlaků pro únavu* byla zaznamenána postupná a plynulá zvyšování zrychlení konstrukce v závislosti na rychlosti pojezdění modelovými vlaky. Výjimkou tohoto trendu byl Typ 1, u kterého docházelo ve všech zatěžovacích stavech k typickým špičkám zrychlení při jedné určité rychlosti z důvodu přiblížení budící frekvence modelového vlaku k vlastní frekvenci mostu. U modelů HSLM-A docházelo ke špičkám zrychlení u více variant modelů, tedy nebylo možné mluvit o jedné dominantní variantě. V rámci analýzy bylo docíleno vůbec nejvyššího zrychlení konstrukce od varianty modelu HSLM-A1.

Výsledná extrémní zrychlení byla posouzena srovnáním s mezní hodnotou zrychlení dle normy. Ve všech případech posouzení bezpečně vyhovělo. Proto bylo na základě konzultace s vedoucím práce rozhodnuto o optimalizaci konstrukce s cílem přiblížit se mezní hodnotě zrychlení, a tím eliminovat zbytečně velkou rezervu. Optimalizace byla provedena zeslabením konstrukce v podobě snížení tloušťky betonové desky mostovky z původních 650 mm na 500 mm s předpokladem, že snížení hmotnosti mostu povede k méně příznivým výsledkům zrychlení, které ale stále budou splňovat mezní hodnoty.

V rámci optimalizace bylo docíleno zajímavých výsledků, protože snížení hmotnosti betonové desky mostovky, a tím i celého mostu, mělo za následek nižší extrémy hodnot zrychlení. Předpoklad optimalizace byl tedy vyvrácen a optimalizace vedla k ještě bezpečnějším výsledným zrychlením než v případě prvních výpočtů, a to napříč všemi zatěžovacími stavy. Tato optimalizace byla v rámci jednání projektantům navržena.

## 9 Literatura

- [1] KREJČEŘÍKOVÁ, Hana. *Železniční stavby: Vysokorychlostní tratě Doplnkové skriptum*. Praha: ČVUT, 2003. ISBN 978-80-01-02846-9
- [2] *Mapa plánovaných tras Rychlých spojení v ČR*. [online]. Praha: Správa železnic, © 2022 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/vrt/co-je-vrt/vrt-v-cr>
- [3] *Vysokorychlostní tratě* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy, 2017 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Vysokorychlostn%C3%AD\\_tra%C5%A5](https://cs.wikipedia.org/wiki/Vysokorychlostn%C3%AD_tra%C5%A5)
- [4] *Mapa vysokorychlostních tratí v Evropě*. [online]. San Francisco: Wikipedia, 2022 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Vysokorychlostni\\_trati](https://cs.wikipedia.org/wiki/Vysokorychlostni_trati)
- [5] *Aktuální informace k přípravě vysokorychlostních tratí* [online]. Praha: Svaz Měst a obcí České republiky, 2021 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: <https://www.smocr.cz/cs/cinnost/doprava/a/aktualni-informace-k-priprave-vysokorychlostnich-trati-vrt>
- [6] *Základní informace Novostavba trati Praha-Smíchov – Beroun* [online]. Praha: Správa železnic, © 2022 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/praha-beroun/zakladni-informace>
- [7] *Středohorský tunel*. [online]. Praha: Správa železnic, © 2022 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/vrt/stredohorsky-tunel>
- [8] *Krušnohorský tunel*. [online]. Praha: Správa železnic, © 2022 [citováno 2022 22.2.]; Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/vrt/krusnohorsky-tunel>
- [9] BREJCHA, Radim. *Rychlá spojení*. Velim, 2014. [citováno 2022 24.2.]; Dostupné z: <https://www.sizi.cz/file.php?nid=14068&oid=4665874>
- [10] *Proč vysokorychlostní železnice* [online]. Praha: Správa železnic, © 2022 [citováno 2022 24.2.]; Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/vrt/co-je-vrt/proc-vrt>
- [11] *Životní prostředí* [online]. Praha: Správa železnic, © 2022 [citováno 2022 24.2.]; Dostupné z: <https://www.spravazeleznice.cz/vrt/priprava-a-technologie/zivotni-prostredi>
- [12] TÝFA, Lukáš. Nejnovější trendy v oblasti infrastruktury vysokorychlostních tratí. In: *Odborná konference Vysokorychlostní železniční doprava ve světě a v České republice [CD-ROM]*. 2007.
- [13] ČSN 13803. *Železniční aplikace – Kolej – Parametry návrhu polohy koleje – Kolej rozchodu 1 435 mm a širšího*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018
- [14] ČSN EN 1991-2 ed. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [15] ČSN EN 1990 ed. 2. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [16] Szíkora L., Niko I., *Žst. Luleč-Železniční most v km 38,592, Dokumentace pro územní rozhodnutí*. 2022, Praha: AFRY CZ s.r.o.

## **10 Seznam tabulek**

Tabulka 1: Varianty modelového vlaku HSLM-A .....	14
Tabulka 2: Hodnoty útlumu předpokládané pro účely návrhu .....	27
Tabulka 3: Uvažované tíhy částí konstrukce.....	28
Tabulka 4: Přepočítání ploch na jeden dílec .....	29
Tabulka 5: Příklad vyčíslení celkové přídavné hmotnosti na dílec.....	30
Tabulka 6: Vyčíslení přídavných hmotností .....	30
Tabulka 7: Zvolené rychlosti poježdění modelových vlaků podle typu .....	35
Tabulka 8: Celkové délky modelových vlaků a dráhy potřebné pro přejetí mostu.....	36
Tabulka 9: Příklad stanovení parametrů .....	37
Tabulka 10: Tabulka prvních šesti vlastních frekvencí.....	41
Tabulka 11: Výsledná zrychlení konstrukce .....	50
Tabulka 12: Shrnutí vlastních frekvencí .....	52
Tabulka 13: Porovnání zrychlení v prvním výpočtu a v optimalizaci .....	55

## 11 Seznam obrázků

Obrázek 1: Mapa Vysokorychlostních tratí v Evropě .....	10
Obrázek 2: Mapa pokrytí VRT v ČR .....	11
Obrázek 3: Modelový vlak HSLM-A .....	14
Obrázek 4: Modelový vlak HSLM-B .....	14
Obrázek 5: Stanovení počtu osamělých sil $N$ a rozestupu $d$ v závislosti na rozpětí pole.....	15
Obrázek 6: Definice zkroucení hlavní nosné konstrukce .....	15
Obrázek 7: Diagram pro posouzení maximální možné rychlosti vozidla .....	16
Obrázek 8: Podélný řez jednoho pole mostem.....	18
Obrázek 9: Podélný řez ocelového nosníku .....	19
Obrázek 10: Příčný řez nosné konstrukce .....	20
Obrázek 11: Geometrie průřezů hlavního nosníku .....	20
Obrázek 12: Příčný řez mostu s popisem mostního svršku a vybavení .....	21
Obrázek 13: Podklad pro model vytvořený v programu AutoCad.....	22
Obrázek 14: Průřezy ztužujících prvků.....	23
Obrázek 15: Vytvořená síť pro modelování železobetonové desky.....	24
Obrázek 16: Rozmístění ložisek.....	25
Obrázek 17: Půdorysné schéma mostu s vyznačenou maximální excentricitou .....	25
Obrázek 18: Vyznačení dráhy vozidel .....	26
Obrázek 19: Finální podoba numerického modelu .....	26
Obrázek 20: Finální podoba extrudovaného numerického modelu.....	27
Obrázek 21: Rozdělení konstrukce na díly .....	29
Obrázek 22: Vložení přidavných hmotností do modelu.....	31
Obrázek 23: Typ 1 - Osobní vlak tažený lokomotivou .....	31
Obrázek 24: Typ 2 - Osobní vlak tažený lokomotivou .....	32
Obrázek 25: Typ 5 – nákladní vlak tažený lokomotivou .....	32
Obrázek 26: Typ 6 – Nákladní vlak tažený lokomotivou .....	32
Obrázek 27: Typ 7 – Nákladní vlak tažený lokomotivou .....	33
Obrázek 28: Typ 8 – Nákladní vlak tažený lokomotivou .....	33
Obrázek 29: Typ 11 – Nákladní vlak tažený lokomotivou .....	33
Obrázek 30: Typ 12 – Nákladní vlak tažený lokomotivou .....	34
Obrázek 31: Deformovaný stav mostu od zatížení vlastní tíhou .....	38
Obrázek 32: Vykreslení reakcí v podporách od stálého zatížení .....	38
Obrázek 33: Přidání sil do uzlů nahrazující zatížení od HSLM-A1.....	39
Obrázek 34: Průběh průhybů při přejíždění modelového vlaku.....	40
Obrázek 35: První vlastní tvar, vlastní frekvence 2,328 Hz.....	41
Obrázek 36: Druhý vlastní tvar, vlastní frekvence 2,652 Hz .....	42
Obrázek 37: Třetí vlastní tvar, vlastní frekvence 3,932 Hz .....	42
Obrázek 38: Čtvrtý vlastní tvar, vlastní frekvence 4,575 Hz.....	42
Obrázek 39: Pátý vlastní tvar, vlastní frekvence 5,006 Hz .....	43
Obrázek 40: Šestý vlastní tvar, vlastní frekvence 7,121 Hz.....	43

Obrázek 41: První vlastní tvar, vlastní frekvence 2,161 Hz.....	44
Obrázek 42: Druhý vlastní tvar, vlastní frekvence 2,471 Hz .....	44
Obrázek 43: Třetí vlastní tvar, vlastní frekvence 3,767 Hz .....	44
Obrázek 44: Čtvrtý vlastní tvar, vlastní frekvence 4,247 Hz .....	45
Obrázek 45: Pátý vlastní tvar, vlastní frekvence 4,660 Hz .....	45
Obrázek 46: Šestý vlastní tvar, vlastní frekvence 6,673 Hz.....	45
Obrázek 47: Rozmístění bodů pro vyšetřování zrychlení .....	46
Obrázek 48: Graf průběhu zrychlení v bodě 1553, dolní mez odhadu hmotnosti.....	47
Obrázek 49: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, dolní mez odhadu hmotnosti.....	48
Obrázek 50: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, dolní mez odhadu hmotnosti.....	48
Obrázek 51: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, horní mez odhadu hmotnosti .....	49
Obrázek 52: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, horní mez odhadu hmotnosti .....	50
Obrázek 53: Průběh zrychlení mostu od HSLM-A1 při rychlosti 95 m/s.....	51
Obrázek 54: Průběh průhybů mostu od HSLM-A1 při rychlosti 95 m/s .....	51
Obrázek 55: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, dolní mez odhadu hmot., optimalizace .....	53
Obrázek 56: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, dolní mez odhadu hmot., optimalizace .....	53
Obrázek 57: Graf průběhu zrychlení v bodě 1563, horní mez odhadu hmot., optimalizace.....	54
Obrázek 58: Graf průběhu zrychlení v bodě 1548, horní mez odhadu hmot., optimalizace.....	54