



# **Studie proveditelnosti Nového železničního spojení Praha - Drážďany**

**Mosty**

**Ing. Jiří Velebil**

---

**10. prosince 2020**



# Obsah

Seznam zkratek .....	5
1 Úvod .....	6
1.1 Specifika mostů na VRT .....	6
1.2 Specifika navrhování mostů na VRT .....	6
1.3 Kategorizace mostů VRT .....	7
2 Obecně .....	7
2.1 Vztah mostu a geometrického vedení koleje .....	7
2.2 Prostorové uspořádání na mostu .....	8
2.2.1 Prostorové uspořádání s kolejovým ložem .....	9
Prostorové uspořádání s PJD .....	10
3 Navrhování mostů VRT .....	11
3.1 Zatížení .....	11
3.2 Mezní stavy únosnosti .....	13
3.3 Mezní stavy použitelnosti .....	13
4 Konstrukce mostů VRT .....	14
4.1 Nosná konstrukce .....	14
4.1.1 Betonové konstrukce .....	14
4.1.2 Ocelovo-betonové konstrukce .....	14
4.2 Spodní stavba .....	15
4.3 Přejížděcí oblast .....	15
4.4 Dilatace mostních objektů na VRT .....	15
4.4.1 Ložiska .....	15
4.4.2 Podmínky pro převedení bezстыkové koleje .....	16
5 Mosty krátkých rozpětí .....	16
5.1 Uplatnění a charakteristika .....	16
5.2 Prosté nosníky ze železobetonu .....	16
5.3 Železobetonové rámové konstrukce .....	17
5.4 Rámové konstrukce z předpjatého betonu .....	17
5.5 Mosty se zabetonovanými nosníky .....	18
5.6 Problematika mostů krátkých rozpětí .....	18
5.7 Popis typového řešení .....	18
6 Mosty středních rozpětí .....	19
6.1 Uplatnění a charakteristika .....	19
6.2 Betonové mosty – typová řešení .....	19
6.3 Ocelobetonové mosty – typová řešení .....	20
7 Mosty velkých rozpětí .....	21
7.1 Uplatnění a charakteristika .....	21
7.2 Betonové mosty – typová řešení .....	21
7.3 Ocelové mosty – typová řešení .....	22

7.4	Speciální řešení pro velmi dlouhá rozpětí .....	23
8	Nadjezdy .....	23
8.1	Uplatnění a charakteristika .....	23
8.2	Typové objekty .....	24
9	Ekodukty .....	24
10	Mosty ve stanicích .....	25
10.1	Podchody .....	25
10.2	Nadchody .....	25
11	Přehled navrhovaných mostních objektů .....	26
12	Přílohy .....	28

Fotografie na titulní straně: zdroj SNCF

# Seznam zkratek

<b>DE</b>	Německo, německý
<b>FR</b>	Francie
<b>IT</b>	Itálie
<b>KDZ</b>	kolejové dilatační zařízení
<b>TPS</b>	Technicko-provozní studie
<b>VRT</b>	Vysokorychlostní trať

# 1 Úvod

V rozsahu studie proveditelnosti nového železničního spojení Praha – Drážďany jsou navrhovány mosty všech uváděných kategorií. Mostní objekty, estakády a nadjezdy jsou zpravidla výšky 10 - 25 m nad terénem. Konfigurace terénu v zájmové oblasti je relativně plochá, terénní hřbety a pohoří jsou překonávány tunely.

Výstavba VRT je v současnosti nejčastěji zmiňovanou cestou vedoucí ke zkvalitnění železniční dopravy v ČR. V geografických podmínkách ČR charakterizovaných členitým terénem krajiny na většině území a hustou sítí stávajících komunikací bude nezbytné vést podstatnou část VRT nad terénem pomocí nově vybudovaných přemostění. Mnohé z těchto mostních staveb bude nutné navrhnout v dimenzích, s nimiž se doposud nebylo možné u železničních staveb v ČR setkat. Již samotný rozsah mostů pro VRT bude pro českou inženýrskou praxi velkou výzvou, do níž navíc vstupuje nutnost vypořádat se s přenesením komplexních účinků zatížení od vysokorychlostních vlakových souprav, vysoké nároky na přesnost návrhu a použití v českých podmínkách nových technologií.

Zkušenosti s výstavbou mostů VRT v Evropě nicméně zahrnují období téměř půl století. Za tuto dobu se v jednotlivých zemích vypořádali se specifickými požadavky na jejich návrh a výstavbu vývojem mnohdy odlišných konstrukčních řešení. Tak jako v jiných oborech i v případě mostů VRT se během posledních let jejich technická řešení neustále vyvíjela a do praxe byly uváděny inovativní nápady. Ani v současnosti nelze vývoj mostů na vysokorychlostní železnici považovat za ukončený. Pro jejich návrh a následnou výstavbu v podmínkách ČR je proto nutné důkladně zanalyzovat zahraniční zkušenosti a vycházet z technických řešení používaných v současnosti. S ohledem na ekonomickou stránku projektu VRT v ČR, reálnou dobu jeho realizace a současný stav dotčené legislativy je v tuto chvíli nutné zpracovat důkladnou koncepci pro optimalizaci navrhování a výstavby mostů na VRT.

## 1.1 Specifika mostů na VRT

Mosty na VRT se ve srovnání s mosty na konvenční železnici obecně vyznačují mohutnějšími rozměry, které vyplývají v první řadě z potřeby přímějšího trasování VRT při překonávání širokých údolí, chráněných území nebo stávající sítě komunikací. Ve větší míře se zde proto uplatňují dlouhé estakády i na železnici méně obvyklá přemostění dlouhých rozpětí. Mosty na VRT se však od „běžných“ železničních mostů neodlišují pouze délkou, ale také ostatními rozměry. K tomu, aby jejich konstrukce spolehlivě odolaly dominantnímu dynamickému zatížení a zároveň vyhověly přísným požadavkům na dovolené deformace, je nezbytné patřičně dimenzovat průřezy nosných konstrukcí, které jsou proto rovněž mohutnější. S tím je úzce spjata potřeba dostatečně únosné spodní stavby a založení, které musí přenést zatížení od těžké nosné konstrukce.

## 1.2 Specifika navrhování mostů na VRT

Rozhodující vliv na výslednou podobu mostů VRT má splnění požadavků na jejich dynamické chování a dodržení limitních hodnot povolených deformací konstrukce. Musí být proto uplatněn odlišný návrhový přístup než u konvenčních železničních mostů. Při posouzení mostů VRT zpravidla nerozhoduje mezní stav únosnosti (MSÚ), nýbrž přísná kritéria mezního stavu použitelnosti (MSP) stanovená s ohledem na bezpečnost přejezdu vysokorychlostních vlakových souprav a dosažení požadované úrovně pohody cestujících.

Pro návrh mostů na VRT je klíčové posouzení odezvy konstrukce na dynamické zatížení, což je mnohem komplexnější problém než posouzení statických účinků, protože výsledná odezva je ovlivněna nejen velikostí zatížení a rychlostí projíždějícího vlaku, ale také geometrickým rozložením zatížení (rozmístěním náprav vlaku), hmotností a tuhostí nosné konstrukce mostu, jejím geometrickým uspořádáním a rozměry. Mezi rychlostí zatěžovacího vlaku a vyvozovanými dynamickými účinky na konstrukci mostu přitom nelze vysledovat přímou závislost a takovou konstrukci tedy není možné relevantně posoudit bez provedení dynamické analýzy.

## 1.3 Kategorizace mostů VRT

Škála typů mostů používaných na VRT je velmi široká a zahrnuje různá tvarová, materiálová i konstrukční řešení. Pro účely této studie (včetně parametrické studie) byly mosty určené pro převedení VRT roztrženy do 3 základních kategorií dle rozpětí:

- mosty krátkých rozpětí (10 - 25 m)
- mosty středních rozpětí (25 - 40 m)
- mosty dlouhých rozpětí (45 - 55 m)

do dvou základních materiálových variant:

- betonové mosty (železobetonové a z předpjatého betonu)
- spřažené ocelobetonové mosty

a do dvou variant dle počtu kolejí:

- jednokolejné mosty
- dvoukolejné mosty

Tyto kategorie odpovídají možnostem zařazení navržených typových řešení mostů a v zásadě odpovídají možnému rozsahu použití jednotlivých konstrukčních typů. Další skupinou mostních objektů řešených v rámci této TPS jsou přemostění nad VRT a podchody pod VRT. Pro tyto konstrukce byly zpracovány návrhy typových řešení pro:

- - nadjezd – pro VRT umístěnou v zářezu
- - v násypu pro VRT v rovinatém terénu
- - podchod v železniční stanici
- - nadjezd s nadchodem pro přemostění stanice VRT

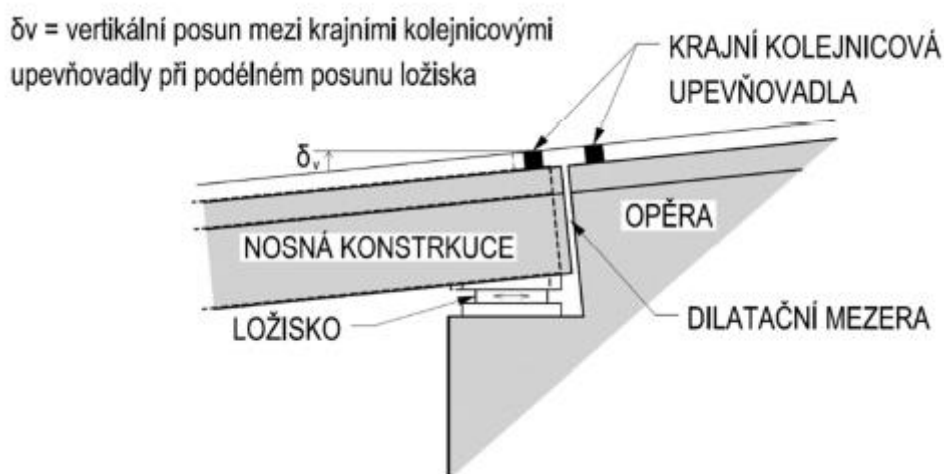
## 2 Obecně

### 2.1 Vztah mostu a geometrického vedení koleje

Požadavky na omezení podélného sklonu tratí závisí především na druhu převáděné dopravy. Obecně platí, že na VRT s čistě osobní dopravou (tzn. s výhradním provozem „lehkých“ osobních souprav) jsou dovolené podélné sklony vyšší, (až 35‰) než na tratích s kombinovanou dopravou, kde je umožněn provoz těžkých nákladních souprav a jejich podélný sklon je omezen ve sledovaných zemích zpravidla na 12,5‰.

Vedení VRT v podélném sklonu nevylučuje existenci přemostění na této trati. Z hlediska vlivu na samotnou konstrukci není podélný sklon trati omezující. Problematickým místem vyžadujícím zvláštní pozornost jsou ovšem přechody nad dilatacemi mostních objektů, a to jak mezi jednotlivými nosnými konstrukcemi, tak při přechodu z NK na opěru či naopak. Ze statického hlediska jsou tyto deformace významné pro posouzení namáhání kolejnic a jejich upevňovadel přilehlých k dilatační mezeře. Ještě významnější je ovšem požadavek na plynulý průběh trasy kolejí VRT, při němž je třeba držet se velmi přísných limitů změn sklonu a dovolených deformací, což je alfa a omega pro splnění bezpečnosti a požadované úrovně jízdního komfortu v soupravách projíždějících rychlostí přesahující 300 km/h.

Omezení deformací je dáno jednak max. dovolenou hodnotou vzájemného vertikálního posunu protějších konců dilatační mezery a jednak z požadavku na dovolený průhyb nosné konstrukce, od něhož lze odvodit maximální hodnotu pootočení převísleho konce nosné konstrukce vůči pevnému bodu na opěře. Vedení trati v podélném sklonu má za následek nárůst těchto nepříznivých deformací (viz obr. 1).



**Obrázek 1 Vertikální posun mezi krajními kolejnicovými upevňovacími nad dilatační mezerou způsobený podélným dilatačním pohybem ložiska na mostě s podélným sklonem koleje**

Vyřešit problém nadměrných vertikálních deformací nad dilatací a dodatečného namáhání kolejnic a jejich upevňovacích lze například instalací ložisek, jejichž kluzná rovina má sklon shodný s podélným sklonem trati v příslušném místě. Pro návrh mostní konstrukce je nicméně příznivější, pokud je kluzná rovina ložisek umístěna v přirozené vodorovné poloze.

Ještě o úroveň náročnější může být řešení výše popsané problematiky v případě, že most převádějící VRT má být umístěn do lomu sklonu její trasy. Obecně lze konstatovat, že lomy podélného sklonu trati v úseku nacházejícím se na mostě jsou nežádoucí, protože přinášejí značné komplikace při návrhu a pravděpodobně zásadním způsobem ovlivní podobu celého mostního díla. Při nutnosti převést trať s měnícím se sklonem lze požadované limity lomů v oblastech dilatací často dodržet pouze při rozdělení konstrukce do mnoha kratších dilatačních celků, např. vytvořením dlouhé estakády z jednotlivě dilatujících prostě uložených polí.

## 2.2 Prostorové uspořádání na mostu

Prostorové uspořádání VRT zásadním způsobem ovlivňuje šířku mostní konstrukce, která trať převádí, stejně jako výšku a délku mostního objektu, který VRT překračuje. Má tedy podstatný vliv na ekonomiku mostních staveb na VRT a vyžaduje proto důkladné posouzení navrhované koncepce. Obecně lze tento vliv ilustrovat na skutečnosti, že každých 13 cm šířky dvukolejného mostu na VRT znamená zhruba 1% stavebních nákladů.

Hodnota osové vzdálenosti kolejí na mostě vychází z požadavků převáděné trati a závisí u VRT především na aerodynamických požadavcích vycházejících z maximální návrhové rychlosti. Přejít přes mostní konstrukci neklade na hodnotu osové vzdálenosti zvláštní požadavky. V typových výkresech uvádíme hodnotu osové vzdálenosti 4,70 m, která odpovídá doporučení pro maximální traťovou rychlost 300 - 350 km/h.

Další rozměry šířkového uspořádání závisí na:

- návrhové rychlosti převáděné trati a z ní plynoucích rozměrů použitého VMP,
- hodnotě převýšení koleje,
- umístění a dimenzích stožárů trakčního vedení,
- způsobu využití a šířce revizního chodníku pro pracovníky údržby trati a jeho pozici vzhledem ke stožárům TV,
- velikosti a poloze kabelovodů pro vedení zabezpečovacího, sdělovacího a silnoproudého zařízení trati,
- eventuálně na poloze prvků nosné konstrukce zasahujících nad mostovku.



Vyšší návrhová rychlost na VRT ovlivňuje nejen osovou vzdálenost kolejí, ale klade vyšší nároky i na velikost bočního odstupej pevných částí od osy koleje. Takovými pevnými překážkami v bezprostřední blízkosti průjezdného profilu jsou nejčastěji stožáry trakčního vedení, případně části nosné konstrukce apod. Pokud má navíc kolej na mostě nenulové převýšení, roste s jeho hodnotou i velikost požadovaného bočního odstupej.

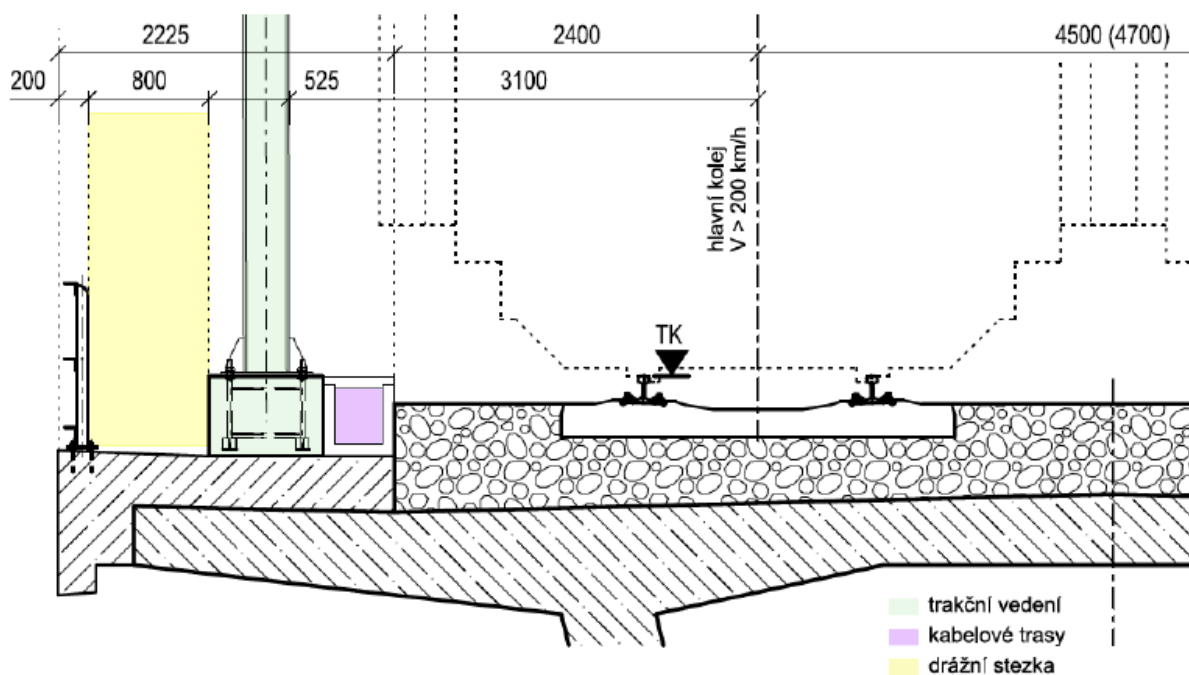
Usazení a poloha stožárů trakčního na mostě je úzce spjata s umístěním revizního chodníku a není zcela jednoznačná, neboť v zemích s provozem VRT je možné setkat se s pozicí sloupů TV na vnější nebo na vnitřní straně revizního chodníku. Je třeba zhodnotit výhody jednotlivých řešení. Umístění revizní stezky na vnitřní straně stožárů TV dovoluje zúžit celkovou šířku konstrukce mostu díky možnému ukotvení stožárů trakce do výklenků říms i díky menší hodnotě nutné šířky revizní stezky. Zúžení konstrukce může dosáhnout až cca 10 % šířky mostu (tj. zhruba do 1,5 m), přičemž k zúžení dochází v krajní, zpravidla konzolové části nosné konstrukce, která nese pouze vlastní tíhu a příslušné vybavení trati. Nelze tedy zobecnit úsporu materiálu analogicky ke zmenšení šířky, protože dimenzí hlavních nosných prvků mostní konstrukce se změna nedotkne. Očekávat lze úsporu nákladů max. v řádu jednotek procent. Naproti tomu uspořádání se stožáry TV na vnitřní straně revizního chodníku sice vyžaduje prostorově velkorysejší šířkové uspořádání, u dlouhých přemostění nebo typizovaných estakád, často probíhajících desítky metrů vysoko nad terénem, však taková dispozice povede ke snížení nákladů na kontrolu a údržbu díky možnosti snadného použití mobilních revizních lávek, kterých je v zahraničí využíváno při revizích a opravách konstrukcí bez nutnosti přerušování nebo omezení dopravy na mostě. Obr. 2 a 3 schematicky zobrazují různá technická řešení těchto mobilních zařízení používaná v /DE/, resp. /FR/. Pro použití v ČR se proto doporučuje zejména u mostů středních a dlouhých rozpětí preferovat uspořádání s revizním chodníkem umístěným vně stožárů TV a dimenzovaným pro použití mobilní revizní lávky, tzn. min. šířku chodníku cca 1,20 m (záleží ovšem na konstrukci mobilní lávky) a dostatečnou únosnost konzol NK.

S ohledem na zvolené rozmístění vybavení mostu doporučujeme umístit stožáry TV v osové vzdálenosti 3,25 m od osy koleje. Minimální světlá vzdálenost od osy koleje k vnitřní hraně stožáru TV tak činí 3,10 m. U mostů vyžadujících použití mobilních revizních lávek následuje revizní chodník o šířce min. 1,20 m. Tam, kde se mobilní revizní zařízení neuplatní, lze šířku revizního chodníku snížit na 0,8 m nezávisle na tom, zda je na kraji římsy umístěno zábradlí nebo protihluková stěna.

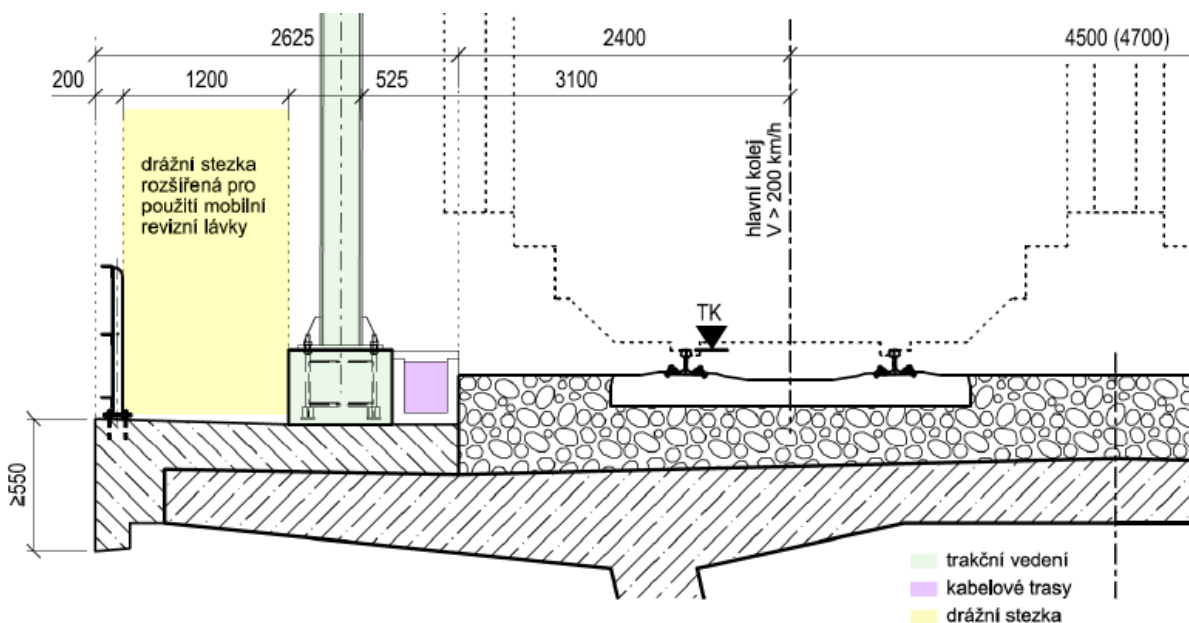
Díky tomu, že zvolená světlá vzdálenost stožárů TV od osy koleje o délce 3,10 m již zahrnuje prostorovou rezervu pro rozšíření plynoucí z převýšení koleje na vnitřní straně oblouku, není nutné upravovat polohu trakčních stožárů vzhledem ke koleji ve směrových obloucích. Stanovená hodnota byla zvolena s ohledem na potřeby železničního svršku s kolejovým ložem. Pro účely této studie je totožná poloha trakčních stožárů vůči koleji zvolena i při použití pevné jízdní dráhy, u níž by díky přesnějšímu směrovému vedení kolejí bylo možné vzdálenost zmenšit, nicméně některé zahraniční předpisy toho využívají k navýšení maximální dovolené hodnoty převýšení.

### 2.2.1 Prostorové uspořádání s kolejovým ložem

Následující ilustrace znázorňují prostorové uspořádání na polovině dvoukolejného mostu se šterkovým kolejovým ložem a doporučeným umístěním revizní stezky vně sloupů TV, a to s minimální šířkou drážní stezky (obr. 4) a rozšířenou stezkou (obr. 5) umožňující použití pojezd mobilní revizní lávky s horním zavěšením.



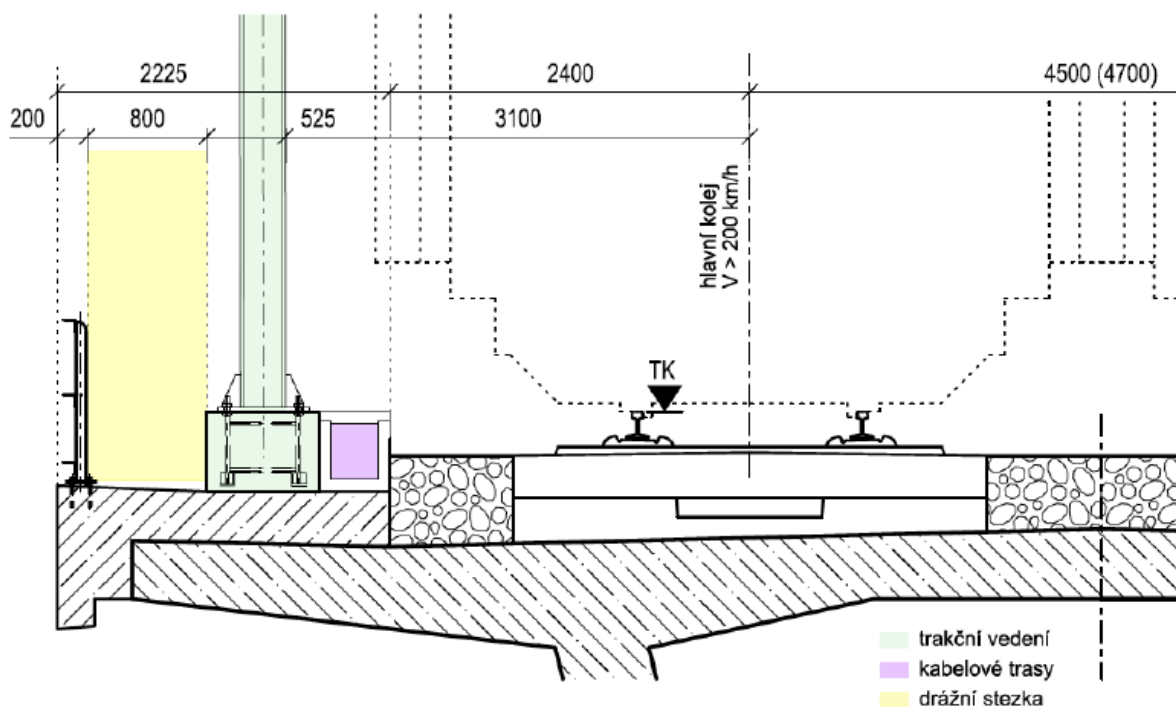
**Obrázek 2** Prostorové uspořádání mostu s kolejovým ložem a revizním chodníkem na vnější straně stožárů TV



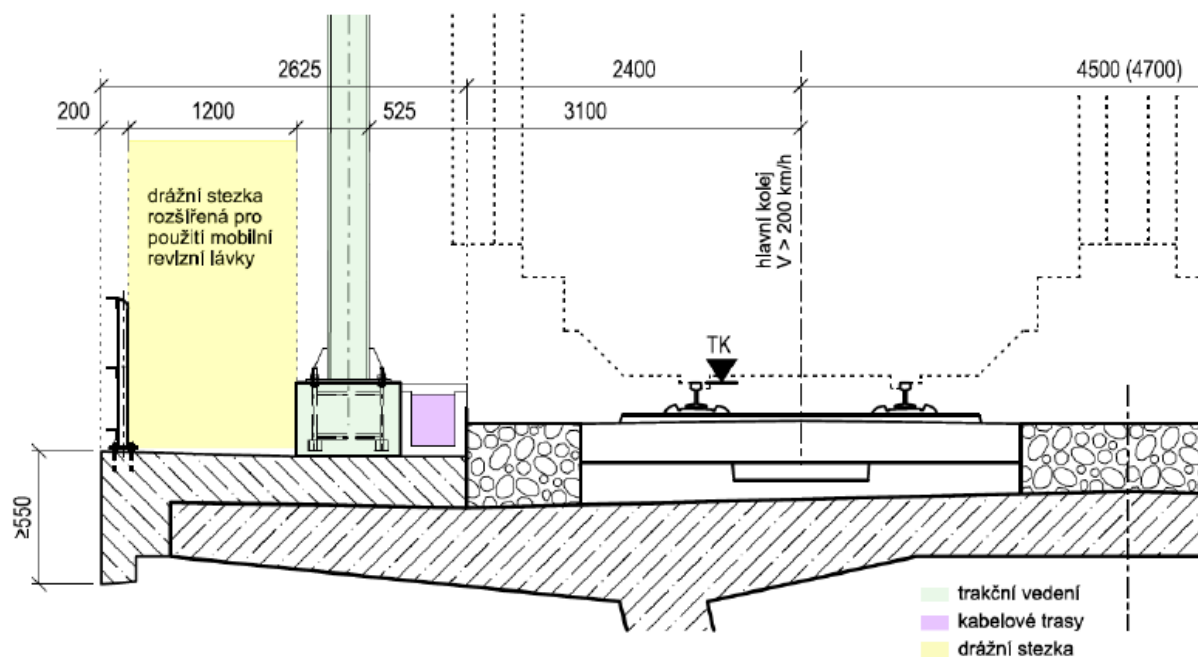
**Obrázek 3** Prostorové uspořádání mostu s kolejovým ložem a revizním chodníkem na vnější straně stožárů TV

## Prostorové uspořádání s PJD

Rozměry zvolené pro šířkové uspořádání na mostech s pevnou jízdní dráhou vychází z uspořádání na mostech s kolejovým ložem. Obr. 2.7 resp. 2.8 uvádějí prostorové uspořádání na polovině dvoukolejného mostu s minimální šířkou drážní stezky resp. s jejím rozšířením pro použití mobilního revizního zařízení.



**Obrázek 4** Prostorové uspořádání mostu s PJD a revizním chodníkem na vnější straně stožárů TV



**Obrázek 5** Prostorové uspořádání mostu s PJD a rozšířeným revizním chodníkem

## 3 Navrhování mostů VRT

### 3.1 Zatížení

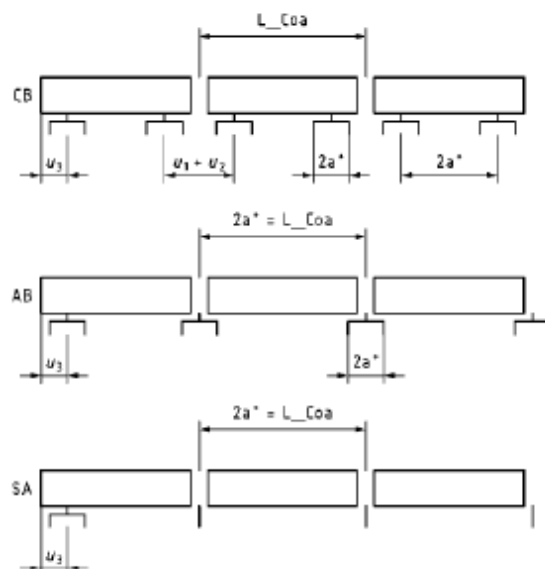
Zatížení mostů VRT se při jejich návrhu do určité míry kryje s postupem používaným u konvenčních železničních mostů. V mezním stavu únosnosti (MSÚ) je třeba i u těchto mostů posoudit zatížení statickými zatěžovacími vlaky uvedenými v ČSN EN 1991-2: modely LM71,

Figure 1 is a schematic diagram of a test specimen. It shows a horizontal beam with various loads and dimensions. The beam is divided into three main sections. The left section has a total length of 3.525, with sub-sections of 3, 11, and 3. The middle section has a total length of  $N \times D$ , with sub-sections of  $2 \times P$  (3) and  $2 \times P$  (3). The right section has a total length of 3.525, with sub-sections of 3, 11, and 3. The diagram also shows the distribution of loads (4 x P (1), 3 x P (2), 2 x P (3)) and the dimensions D and d.

Univerzální vlak	Počet mezilehlých vagonů N	Délka vagonu 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

12

MU skupiny	MU třídy
Konvenční podvozky (CB)	CB_1
	CB_2
Jakobsovy podvozky (AB)	AB_1
	AB_2
	AB_3
	AB_4
bezpodvozkové (SA)	SA_1
	SA_2
Individuální vlaky: viz Poznámka.	



**Obrázek 7 Přehled MU tříd seřazených do MU skupin a definice jejich parametrů**

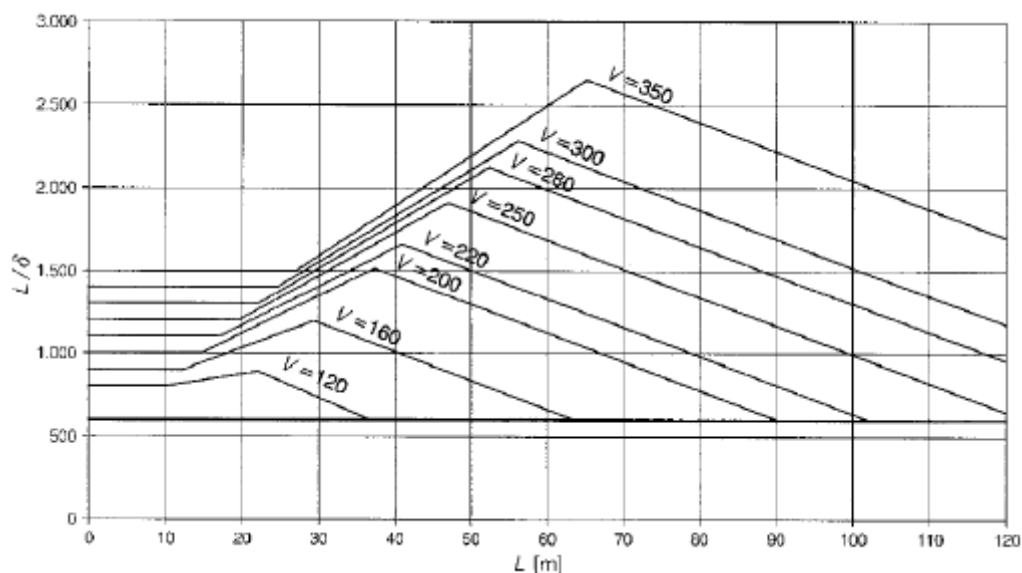
### 3.2 Mezní stavy únosnosti

Posouzení mostů VRT v MSÚ se neliší od běžné praxe posuzování mostů na konvenční železnici. Na rozdíl od mostů konstruovaných pro nízké traťové rychlosti však u mostů VRT často není MSÚ rozhodující. To platí zvláště u mostů kratších a středních rozpětí (cca do 35 m), kde zpravidla při posouzení konstrukce rozhoduje MSP.

### 3.3 Mezní stavy použitelnosti

Splnění kritérií použitelnosti zajišťuje, že doprava bude bezpečná a pohodlná pro cestující. Omezení průhybů, zkroucení a kmitání zaručuje, že při přejezdu vlaku nedojde k vykolejení a zranění cestujících. Konstrukce nebude při přejezdu vlaku přetěžována a nebude tak zkrácena její životnost. Požadavky MSP na konstrukci jsou přísnější než MSÚ, pro železniční mosty vysokorychlostních tratí je proto rozhodující zpravidla mezní stav použitelnosti (MSP). Jeho sledovanými kritérii jsou tedy průhyb a pootočení (resp. zkroucení), čili parametry deformace konstrukce, ale také zrychlení konstrukce. Konstrukce mostu smí (dle ČSN EN 1991-2) dosáhnout zrychlení do hodnoty 3,5 m/s<sup>2</sup> při použití kolejového lože nebo 5 m/s<sup>2</sup> při přímo poježděné trati a pevné jízdni dráze.

Velmi dobrá úroveň pohody znamená maximální svislé zrychlení uvnitř vlaku do 1 m/s<sup>2</sup>. Velmi dobré úrovně pohody odpovídají hodnoty maximálních svislých průhybů mostní konstrukce (obr. 8). Svislý průhyb konstrukce závisí na rychlosti vlaku  $V$  [km/h], rozpětí [m], počtu polí a statickém uspořádání mostu. Uvedené jsou zde hodnoty pro most o více než třech mostních polích prostě uložených. Pro nosník o jednom nebo dvou polích násobíme  $L/\delta$  hodnotou 0,7; spojitý nosník o třech a více polích násobíme hodnotou 0,9. (ČSN EN 1990)



**Obrázek 8** Limitní svislý průhyb pro danou rychlost  $V$  a rozpětí  $L$  na mostu o třech a více polích prostě podepřených

## 4 Konstrukce mostů VRT

### 4.1 Nosná konstrukce

#### 4.1.1 Betonové konstrukce

Betonové nosné konstrukce nacházejí uplatnění na mostech VRT všech kategorií rozpětí a nejrůznějších konstrukčních řešení. Zcela běžné je použití železobetonu pro rámové konstrukce a prostě uložené desky používané pro přemostění krátkých rozpětí. Pro rozpětí o délkách větších, než zhruba 25 m se používají konstrukce z betonu předpjatého, a to jak předem předpjaté, tak dodatečně předepnuté. Tvarově jsou nejběžnější dvoutrámové a komorové průřezy nosníků, méně často se uplatní speciálně tvarované betonové průřezy, jako např. nosníky typu „Omega“. Pro extrémně dlouhá přemostění se betonové průřezy používají při stavbě obloukových mostů s horní mostovkou.

#### 4.1.2 Ocelovo-betonové konstrukce

Na již postavených mostech VRT po celém světě bychom dlouho hledali čistě ocelovou nosnou konstrukci. Takové konstrukce mají totiž vzhledem ke svým rozměrům (dosahovaným rozpětím) příliš nízkou hmotnost, která nedokáže účinně bránit rozkmitávání konstrukce od projíždějících vysokorychlostních vlakových souprav. Proto se ocelové konstrukce na VRT zpravidla vyskytují ve spojení s betonovými konstrukčními prvky, většinou jako konstrukce spřažené. Výhodou ocelových, resp. ocelobetonových konstrukcí na VRT je, tak jako u jiných komunikací, větší rychlost výstavby ve srovnání s betonovými mosty díky vysokému stupni prefabrikace, eventuálně u určitých typech konstrukce možnost využít při výstavbě technologii vysouvání.

Nejběžnější jsou spřažené dvoutrámové ocelobetonové mosty použitelné pro rozpětí cca 30–50 m, méně často jsou navrhovány konstrukce čtyřtrámové. Zejména ve /FR/ bylo na VRT postaveno i několik trámových ocelových mostů s dolní mostovkou. I tyto mosty, vhodné rovněž pro „střední“ rozpětí mají mostovkovou část vyztuženou betonovou deskou. Mosty kratších rozpětí do cca 25 m je možné i na VRT stavět jako konstrukce se zabetonovanými nosníky. Pro rozpětí delší, než zhruba 50 m se většinou uplatní spřažené mosty komorového průřezu s horní betonovou deskou. Ocelové konstrukce se často používají pro přemostění velmi dlouhých rozpětí, kde jsou neodmyslitelnou součástí tvarově rozmanitých konstrukčních řešení, jako jsou obloukové mosty, Langerovy trámy, příhradové konstrukce atd. Doporučení týkající

se ocelobetonových mostů na VRT v ČR jsou uvedeny v dalších kapitolách a příslušných výkresových přílohách.

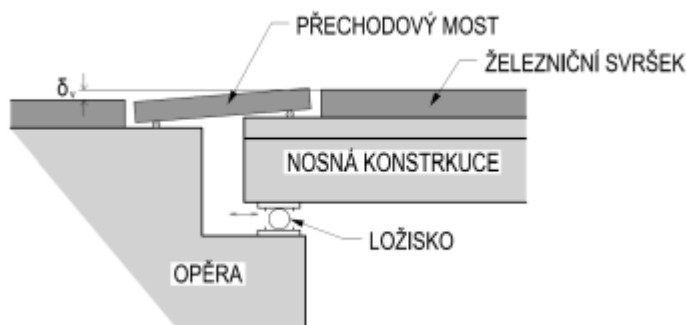
## 4.2 Spodní stavba

Spodní stavba mostů VRT je jako u většiny železničních mostů zhotovena z železobetonu. Opěry se od opěr běžných železničních mostů příliš neliší. Hned při prvním pohledu na mostní pilíře však musí být i málo trénovanému oku pozorovatele zřejmé, že sleduje podpěry nesoucí VRT. Dimenze těchto pilířů totiž přesahují rozměry běžné u mostů na konvenční železnici a jejich neobvyklá mohutnost může být překvapující. Opodstatnění této mohutnosti pramení z nutnosti přenést větší stálé zatížení od hmotnější nosné konstrukce, odolat budícím silám od projíždějícího vlaku vyvolujícím kmitání konstrukce a často také přenést do podloží značné podélné síly od teplotních změn a brzdících vlakové soupravy, aniž by došlo k nadměrným deformacím konstrukce. Pro zachycení horizontálních sil jsou někdy navrhovány konstrukčně odlišné pilíře nesoucí pevná ložiska, tzv. brzdné pilíře, které mají větší únosnost v podélném směru. U některých mostů bývá k tomuto účelu využito oblouku podpírajícího konstrukci.

Naproti tomu tam, kde je použita technologie integrálních či semi-integrálních mostů, je nutné, aby pilíře, které nejsou určené k přenosu horizontálních sil, byly poddajné a jejich štíhlost může být naopak neobvykle velká. I u těchto konstrukcí ovšem platí pro pilíře určené k přenosu podélných sil výše uvedené.

## 4.3 Přechodová oblast

Při návrhu přechodových oblastí mostů VRT je hlavním kritériem dodržení přísných kritérií dovolených deformací. Proto musí být přechodové oblasti navrhovány jako dostatečně tuhé a konsolidované, většinou vybavené přechodovou deskou. V případech, kdy by v přechodové oblasti docházelo k příliš velkým pootočením vlivem deformací nosné konstrukce nebo dilatačních pohybů (zejména v kombinaci s podélným sklonem trati), doporučuje se navrhnout v daném místě tzv. kompenzační desku, čili přechodový most (viz obr. 9), který umožní dodržet stanovené limity.



**Obrázek 9 Schematické zobrazení kompenzační desky na železniční trati s pevnou jízdni dráhou**

## 4.4 Dilatace mostních objektů na VRT

### 4.4.1 Ložiska

Na stávajících VRT v zahraničí byla v minulosti většinou používána hrncová ložiska. V současnosti se však i na mostech VRT prosazují modernější a sofistikovanější kalotová ložiska. Ta přinášejí několik výhod jako menší rozměry (nejsou limitovány únosností elastomerové části, jako u hrncových ložisek), přesný a okamžitý přenos horizontálních sil (bez nutnosti uvažování přidavných momentů pramenících z tuhosti elastomerového bloku), stálost návrhových parametrů v průběhu životnosti a delší životnost. Navíc je možné u kalotových ložisek přednastavit počáteční natočení, čehož se s výhodou využívá např. při výstavbě mostů



VRT z prefabrikovaných betonových nosníků v /IT/. Tyto prefabrikáty značných rozměrů totiž vykazují výrobní rozměrové odchylky, které je možné právě přednastavením pootočení ložisek jednoduše a účinně eliminovat při osazení prefabrikátů.

Vlivem budících sil, které jsou způsobované průjezdem vysokorychlostního vlaku, by i přes splnění předpisy požadovaných dynamických charakteristik konstrukce, při určitých rychlostech průjezdu některých vlakových souprav, mohlo i v geografických podmínkách ČR (s minimálním vlivem seismického zatížení) docházet k takovému rozkmitávání konstrukce, při němž by hrozilo nadzdvihávání v ložiscích. Z toho důvodu se na VRT v odůvodněných případech uplatní i ložiska s konstrukční ochranou proti nadzdvihování nosné konstrukce.

Problematiku mostních ložisek zevrubně řeší ČSN EN 1337 a uvedená pravidla jsou platná i pro mosty VRT.

#### 4.4.2 Podmínky pro převedení bezстыkové koleje

Nutnost použití kolejového dilatačního zařízení se váže k dosažení maxima dovoleného napětí dosaženého v bezстыkové koleji vlivem namáhání v důsledku dilatačních změn. Hodnota dovoleného přídatného napětí v kolejnici od kombinované odezvy koleje a mostu je předepsána normou ČSN EN 1991-2 v čl. 6.5.4.5.1 a je omezena na hodnoty:

- 92 N/mm<sup>2</sup> pro tahové namáhání
- 72 N/mm<sup>2</sup> pro tlakové namáhání

- v /DE/ je místními předpisy pro PJD dovoleno tlakové namáhání 92 N/mm<sup>2</sup>

Obecně však platí, že při dodržení určitých dilatačních délek konstrukce je možné navrhovat bezстыkovou kolej na mostě bez nutnosti posouzení výpočtem. Doplnková napětí v kolejnici z kombinované odezvy mostu a koleje zůstávají v povolených mezích a neohrožují polohovou stabilitu koleje nebo tahovou pevnost koleje, pokud dilatační délka mostu (dále označená AL) nepřekročí následující hodnoty:

- pro betonové a spřažené mosty 90 m
- pro ocelové mosty 60 m

Použitím různých statických systémů a umístěním pevných a podélně posuvných ložisek u řetězců po sobě následujících mostních konstrukcí však lze dosáhnout výrazně delších konstrukcí bez nutnosti náročného výpočtu napětí v kolejnici či bez použití KDZ.

## 5 Mosty krátkých rozpětí

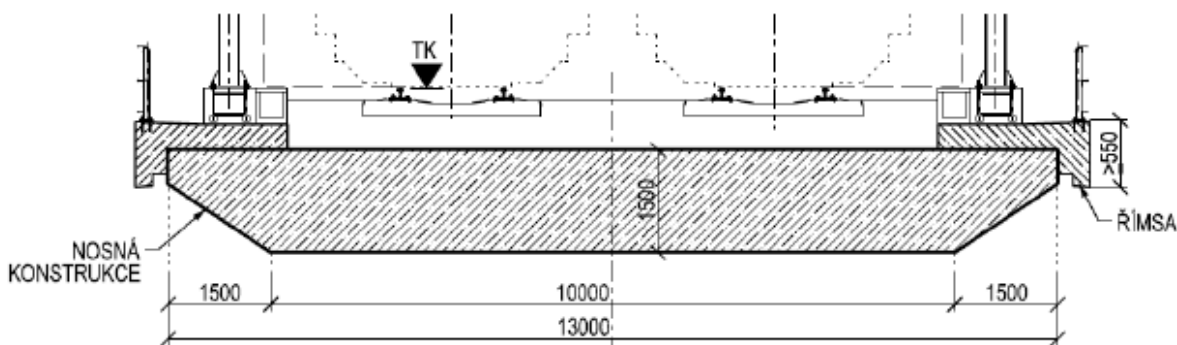
### 5.1 Uplatnění a charakteristika

Mosty malých rozpětí se v této studii rozumí všechny mostní konstrukce o rozpětí do 25 m, které se uplatní zejména při překonávání stávajících komunikací (silnic, polních cest, chodníků, cyklostezek), menších vodních toků a migračních tras zvěře. Zvláštním typem spadajícím do této kategorie jsou rámové mosty sloužící jako přemostění železničních tratí nebo dálnic pod malým úhlem křížení. Kategorie mostů krátkých rozpětí zahrnuje široké spektrum typů konstrukcí, které však spojuje použití železobetonu nebo předpjatého betonu, jako hlavního konstrukčního materiálu.

### 5.2 Prosté nosníky ze železobetonu

Většina konstrukcí této kategorie se vyznačuje pouze 1 mostním otvorem, proto bylo jako typové vybráno běžné řešení mostu o 1 poli s rozpětím 15,0 m využívající statického schématu prostého nosníku s nosnou konstrukcí o průřezu desky ze železobetonu (příčný řez viz obr. 10). Výška takto koncipované nosné konstrukce by měla být volena v závislosti na rozpětí v rozmezí L/8 pro konstrukce kratší, než 10 m až L/12 pro konstrukce o délce okolo 20 m.





**Obrázek 10 Příčný řez dvoukolejnou železobetonovou deskovou konstrukcí pro krátká rozpětí**

### 5.3 Železobetonové rámové konstrukce

Z dalších běžných konstrukčních řešení mostů krátkých rozpětí je třeba věnovat pozornost rámovým železobetonovým konstrukcím vhodným zejména pro velmi krátká rozpětí zhruba do 15 m, a to včetně propustků (tj. objektům o rozpětí do 2,0 m). Propustky bývají jak na konvenční železnici, tak i na VRT často řešené pomocí prefabrikovaných uzavřených rámových průřezů. Stejně jako v případě ekvivalentních objektů na konvenční železnici bývají rámové mosty a propustky často řešeny jako objekty přesypané, přičemž tam, kde to prostorové poměry dovolují, se s výhodou využívá zvýšené přesypávky k utlumení nepříznivých dynamických účinků od vysokorychlostní kolejové dopravy. Výška přesypávky je variabilní, minimální tloušťka činí 0,6 m. Určení účinků zatížení dopravou je však u rámových mostů na VRT nutné provést s využitím dynamické analýzy bez ohledu na to, zda se jedná o mostní objekty s přesypávkou, nebo bez ní. Jak dokládají i výsledky parametrické studie, mosty krátkých rozpětí vykazují vysokou citlivost na dynamické účinky zatížení dopravou, proto ani u betonových rámových objektů nelze tento návrhový postup opomenout. V dalších částech se však proces návrhu neliší od běžné praxe uplatňované u srovnatelných objektů na konvenční železnici.

Rámové mostní objekty navržené podle požadavků VRT se liší od objektů pro konvenční tratě pouze masivnějšími dimenzemi. U železobetonových rámových mostů do rozpětí max. cca 10 m odpovídá tloušťka horní desky nosné konstrukce zhruba 1/10 rozpětí. Srovnatelná je i střední hodnota tloušťky rámových stojek, které jsou často u rozměrnějších objektů v patní části rozšířené (orientačně o 10 %). Tloušťka dolní desky u uzavřených rámových mostů a propustků se rovněž volí rovna cca 1/10 rozpětí.

Mostní objekty menšího rozsahu s rámovou konstrukcí (typicky propustky, v některých případech také podchody) bývají často sestavovány z prefabrikovaných dílů, zatímco rozměrnější objekty jsou většinou navrženy jako monolitické. Prefabrikace úzce souvisí se snahou o unifikaci těchto často navrhovaných mostních objektů, kterou lze zaznamenat ve všech sledovaných zemích. Výraznou míru typizace rámových mostů krátkých rozpětí dokládá existence typových řešení betonových rámových železničních mostů.

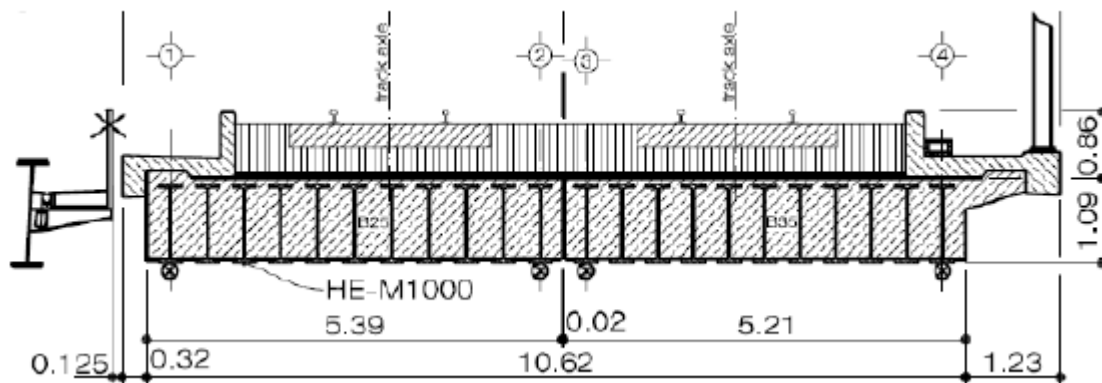
### 5.4 Rámové konstrukce z předpjatého betonu

Pro rámové mosty o rozpětí větším, než zhruba 10 m může být výhodné použití technologie předpjatého betonu. Typicky jsou z předpjatého betonu navrhovány mohutné rámové mostní konstrukce na mimoúrovňových křižnicích VRT s další tratí, odbočnou větví trati nebo dálnicí.

Uvedené rámové objekty se vyznačují značnou šířkou a nerovnoměrným zatížením šikmo převáděné trati. Prostorová tuhost rámových konstrukcí a přijatelné nároky na stavební výšku jsou proto důvodem častého uplatnění těchto staveb na VRT. U některých objektů lze sledovat snahu o vylehčení značně masivních konstrukcí pomocí otvorů ve stěnách, nebo náhradou stěn pomocí sloupů tvořících galerie, a to především v méně zatížených partiích.

## 5.5 Mosty se zabetonovanými nosníky

Pro rozpětí do 25 m (ev. až do 30 m) je při nutnosti snížení stavební výšky či urychlení stavebního postupu vhodné i na VRT použití železobetonové desky vyztužené pomocí zabetonovaných nosníků (viz obr. 11). V tomto případě se nejčastěji uplatní statické schéma prostého nosníku, pro menší rozpětí (cca do 20 m) může být vhodné i konstrukční řešení rámové či polorámové.



**Obrázek 11 Podélný řez a příčný řez nosnou konstrukcí ze zabetonovaných nosníků**

## 5.6 Problematika mostů krátkých rozpětí

Charakteristickým problémem společným pro všechna konstrukční řešení mostů VRT o krátkých rozpětích je velká náchylnost k problematickým rezonancím při průjezdech vlaků tzv. „kritickou rychlostí“. Krátké mosty totiž nemají dostatečně velkou vlastní setrvačnou hmotnost, která by bránila rozkmitávání konstrukce budícími silami projíždějícího vlaku a v tomto ohledu jejich návrh citlivější na přesnost numerického modelování a relevantní posouzení dynamického chování, než v případě (konstrukčně srovnatelných) mostů dlouhých rozpětí. S tím souvisí i nutnost posuzovat mosty o rozpětí kratším, než 7 m s použitím zvláštního zatěžovacího modelu HSLM-B.

Zároveň do návrhu mostů krátkých rozpětí vstupují proměnné parametry podmínek založení, které i v případě krátkých mostů musí splnit přísné požadavky na dovolené celkové deformace konstrukce. Vzhledem k tomu, že základací podmínky jsou pro každý objekt specifické, a že proces posouzení dynamického chování konstrukce nelze u žádných mostů na VRT opomenout, není unifikace mostů krátkých rozpětí pro VRT ani zdaleka snadnou záležitostí.

## 5.7 Popis typového řešení

Přehledné výkresy typových řešení jsou zpracovány v příloze 1 pro jednokolejný most a příloze 2 pro dvoukolejný most. Obě varianty jsou zpracovány jako prosté nosníky o shodném rozpětí 15,0 m a příčném řezu monolitické železobetonové desky. Výška nosné konstrukce byla u dvoukolejné varianty zvolena 1,5 m, pro jednokolejný most byla stanovena výška 1,55 m (na základě stanovení ekvivalentní tuhosti). Příčné řezy navržených konstrukcí jsou v méně zatížených konzolových částech náběhovány pro úsporu materiálu. U jednokolejného mostu je ve vzorovém řešení ponechán prostor pro betonový blok kotvení sloupu TV po obou stranách (variabilně). Jednokolejné konstrukce jsou ve všech případech typových řešení analogicky navrženy jako osově symetrické, což může usnadnit výrobu v případě prefabrikace, či použití stejného bednění. Nicméně v tomto případě lze návrh optimalizovat dle minimálních požadavků prostorového uspořádání za účelem úspory stavebních nákladů.

V obou vzorových variantách mostů krátkých rozpětí je použito řešení s kolmými křídly opěr. Jedná se pouze o ilustrativní řešení, které může být podle potřeby zaměněno za rovnoběžná, či šikmá křídla.

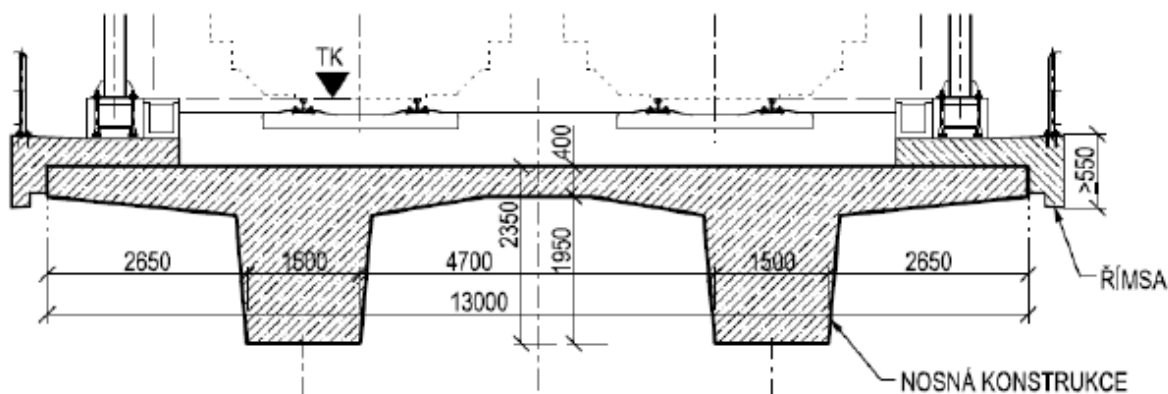
## 6 Mosty středních rozpětí

### 6.1 Uplatnění a charakteristika

Mosty kategorie středních rozpětí, s délkou rozpětí 30-40 m, se na zahraničních VRT nejčastěji používají k přemostění více dopravních komunikací pomocí jedné konstrukce, k překročení širších vodních toků a úzkých relativně mělkých údolí. Mosty středních rozpětí mají často více než jedno pole, využívají proto mnohdy statické schéma spojitého nosníku. Nicméně téměř stejně časté (v závislosti na zvyklostech v konkrétní zemi) je použití statického schématu prostého nosníku, přičemž jednotlivé nosníky jsou řetězeny za sebou a společně tvoří mostní estakádu. Takové řešení klade větší nároky na pevnost založení a spodní stavby, ale omezuje dilatační délku mostní konstrukce, čímž umožňuje snazší převedení bezстыkové koleje bez použití KDZ. U mostů středních rozpětí se uplatní jak konstrukce z předpjatého betonu, tak ocelové nosné konstrukce, které jsou zpravidla spřažené s betonovou deskou. Typickou konstrukcí pro uvedený rozsah rozpětí je u obou materiálových variant dvoutrámový nosník.

### 6.2 Betonové mosty – typová řešení

Za účelem volby typového řešení dvoukolejného mostu byla vybrána pro střední délku přemostění typická dvoutrámová nosná konstrukce z předpjatého betonu (viz příloha 4). Příčný řez mostu tvoří dvojice masivních trámů širokých min. 1500 mm a betonová deska o tloušťce min. 400 mm. Osová vzdálenost navržených trámů je 6,2 m, celková výška nosné konstrukce navržené pro rozpětí 35 m měří 2,35 m a konzolové části nosné konstrukce jsou při uspořádání s drážní stezkou o min. šířce 0,8 m dlouhé 2,65 m.



**Obrázek 12 Typický příčný řez dvoukolejného betonového dvoutrámového mostu VRT**

Konstrukční řešení jednokolejného mostu o středním rozpětí délky 35 m (viz příloha 3) je navrženo jako jednotrámové / deskové, pro zvolené dimenze typičtější.

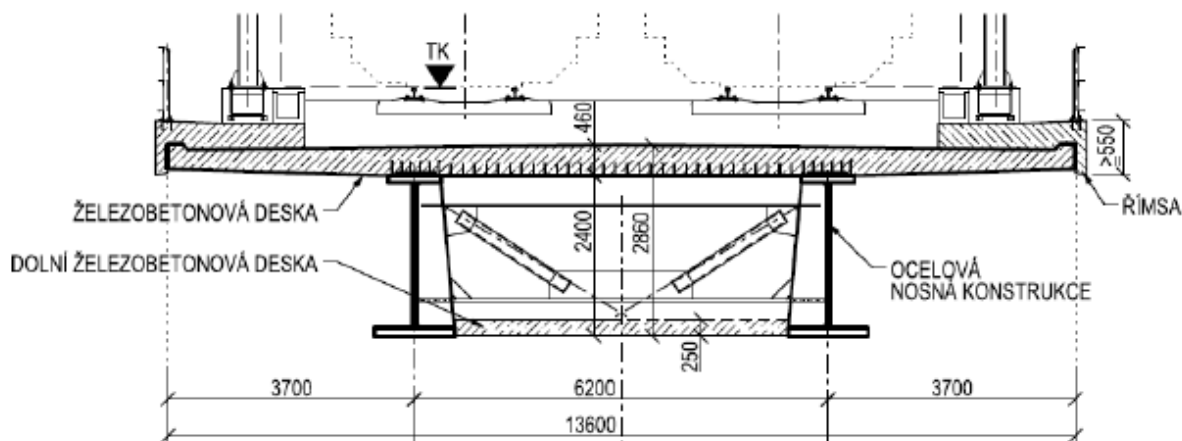
Průřez tvoří plnostěnný betonový monolitický trám o výšce 2,0 m a min. šířce 4,0 m. Krajní části průřezu, které nepodírají kolej, jsou vykonzolovány v délce 2,15 m při základním symetrickém prostorovém uspořádání. Jednokolejná i dvoukolejná varianta typového řešení mostu středního rozpětí jsou shodně řešeny jako spojitý nosník o třech mostních otvorech délky 0,8.L+L+0,8. L, tj. 28-35-28 m.

Pro dvoukolejnou variantu je navíc navrženo i typové řešení tvořeného trojicí po sobě následujících prostých nosníků (viz příloha 5). Příčný řez je řešen obdobně jako u varianty spojitého nosníku, výška průřezu je však v tomto případě zvětšena na 2,8 m, což odpovídá  $L/12,5$  pro nejdelší rozpětí. V této kapitole uvedená typová řešení byla navržena na základě konstrukcí typických zejména pro VRT v /DE/ a /AT/. V /IT/ jsou pro mosty středních rozpětí ve větší míře používány betonové konstrukce z prefabrikovaných předem předpjatých betonových nosníků tvaru písmene V nebo I spřažených s monolitickou betonovou deskou. V

/ES/ a zejména ve /FR/ jsou v posledních letech pro přemostění střední délky hojně používány spřažené dvoutrámové ocelobetonové konstrukce.

### 6.3 Ocelobetonové mosty – typová řešení

Vzorové řešení, které je obsahem přílohy 6, je navrženo jako spřažená ocelobetonová konstrukce typická pro VRT ve /FR/. Tento typ mostu využívá statické schéma spojitého nosníku s pevným ložiskem zpravidla umístěným na jedné z opěr. Příčný řez, patrný z obr. 13, je tvořen dvojicí plnostěnných ocelových nosníků vyrobených zpravidla z oceli tř. S355, které jsou spřaženy s horní betonovou deskou mostovky. Deska má zpravidla při osovém rozpětí nosníků 6,2 - 6,3 m tloušťku 0,4 m.



**Obrázek 13 Příčný řez dvukolejného spřaženého ocelobetonového dvoutrámového mostu VRT**

Výška ocelových nosníků odpovídá u těchto spojitých mostních konstrukcí zhruba  $L/15$  (vztaženo k nejdelšímu rozpětí). Pro zvýšení setrvačné hmotnosti na poměry mostů VRT lehké konstrukce bývají tyto mosty většinou doplněny o dolní betonovou desku, která jednak žádoucím způsobem mění dynamickou odezvu konstrukce, a jednak ztužuje konstrukci proti kroucení. Dolní deska má tloušťku 0,25 - 0,4 m. Nad podporami se nachází mohutná ocelová příčná ztužidla, dolní a horní příčné ztužení pomocí příčniců je použito ve vzdálenostech odpovídajícím zhruba  $3 \cdot h$ , kde  $h$  je výška ocelového nosníku.

Typové řešení využívá statického schématu spojitého nosníku o třech polích dlouhých 28-35-28 m, čemuž odpovídá konstrukční výška 2,86 m, z čehož 0,46 m připadá na desku mostovky a 2,4 m na výšku ocelových nosníků. Pilíře mohou být duté nebo štíhlejší plnostěnné, pokud nenesou podélně pevná ložiska přenášející brzdné síly. Vzorové řešení bylo zpracováno pouze pro dvukolejný most. Příčný řez jednokolejného mostu by byl při zmenšených dimenzích konstrukčně totožný.

Výstavba mostů s ocelobetonovou nosnou konstrukcí je nákladnější, jejich výhodou je ovšem větší rychlost výstavby, která při překračování stávajících komunikací, na nichž jsou nežádoucí a nákladné výluky provozu, může být rozhodujícím faktorem pro volbu konstrukčního systému. Z tohoto důvodu bylo ve /FR/ na VRT dokončených v posledních letech postaveno také několik ocelových mostů s plnostěnnými nosníky a dolní prvkovou mostovkou vyztuženou pomocí betonové desky. Takové konstrukce lze totiž postavit v blízkosti finálního mostního otvoru, následně je na příslušné místo vysunout a dostavět bez dalšího omezení dopravy na komunikaci pod mostem.

## 7 Mosty velkých rozpětí

### 7.1 Uplatnění a charakteristika

Jako mosty velkých rozpětí jsou v této studii označeny konstrukce o rozpětí zhruba 45-55 m. Jsou to takové konstrukce, u nichž se již neuplatní dvoutrámové konstrukce, protože jejich stavební výška by byla příliš velká. Naproti tomu tyto mosty využívají komorových průřezů, a to jak betonových, tak spřažených ocelobetonových.

### 7.2 Betonové mosty – typová řešení

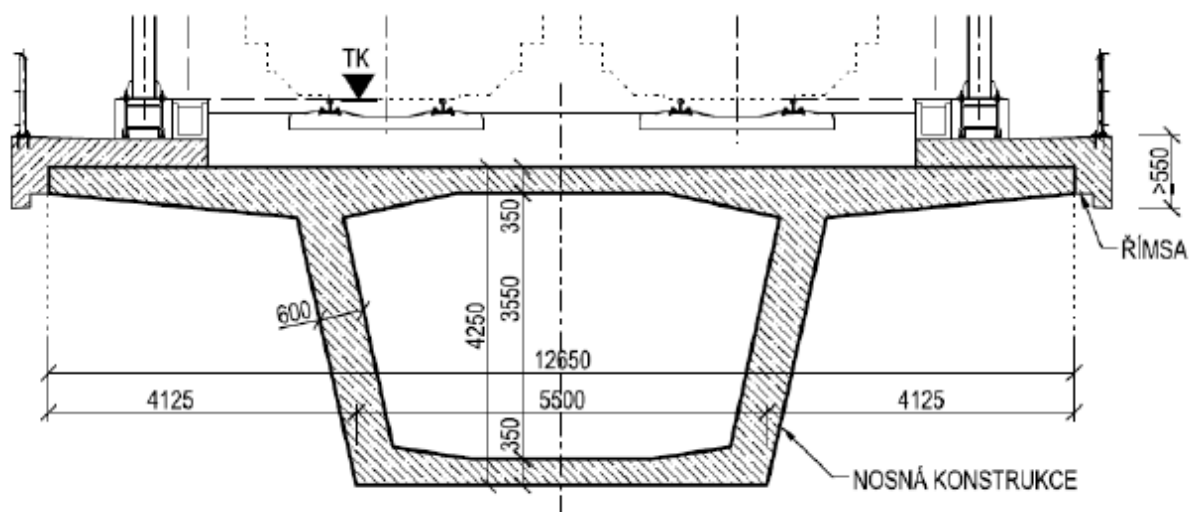
Betonové komorové mosty využívají technologii dodatečně předpjatého betonu. Mohou být buď monolitické, betonované přímo na místě uložení, nebo prefabrikované a osazené na podpěry dodatečně pomocí speciálního zavážecího zařízení. Takové řešení je výhodné při vysokém stupni typizace budovaných konstrukcí, např. při výstavbě dlouhých estakád o polích jednotného rozpětí.

Podobně jako u mostů středních rozpětí je u komorových betonových mostů možné použít statické schéma spojitého nosníku i prostých nosníků s identickými výhodami a nevýhodami popsány v kap. výše. V /DE/ se nicméně podařilo najít technické řešení pro odstranění hlavní nevýhody rozdělení dlouhých estakád na více nosných konstrukcí, totiž namáhání pilířů vodorovnými podélnými silami od brzdících a rozjezdových sil a teplotních změn. Řešení spočívá v přenosu výhradně podélné síly mezi jednotlivými nosnými konstrukcemi pomocí spřahovacích tyčí, jimiž jsou jednotlivé konstrukce propojeny.

Komorové mosty z předpjatého betonu se s výhodou uplatní u dvoukolejných konstrukcí díky tomu, že uzavřený komorový průřez dobře odolává excentrickému svislému zatížení (v tomto případě zatížení v jedné koleji). To ovšem nevylučuje jejich použití na jednokolejných mostech. Použití komorových betonových průřezů lze proto doporučit i pro tratě s kombinovanou rychlou osobní a těžkou nákladní dopravou. Deformace komorových průřezů jsou díky jejich velké tuhosti přijatelné i při velkém zatížení. Komorové průřezy navíc umožňují snadné přizpůsobení jejich dimenzí potřebám konkrétního řezu nosné konstrukce pomocí změny tloušťky desek a stěn (typicky odlišné průřezy nad podporami a nad mostními otvory). Betonové komorové průřezy mostů VRT mají zpravidla rozměry umožňující pohodlný průchod uvnitř komory, což usnadňuje výstavbu i inspekční činnost během životnosti stavby. V /DE/ se díky této vlastnosti využívá prostor uvnitř komory k přesunu osob a materiálu při kontrolách a údržbě konstrukce. Přístup dovnitř komory je zajištěn z prostoru uvnitř mohutných krabicových opěr. Tento prostor je uzamčen proti vniknutí nepovolaných osob a slouží jako sklad inspekčních zařízení (např. mobilní revizní lávky). Doporučené typové řešení zpracované v rámci této TPS vychází ze vzoru mostních objektů postavených na VRT v /DE/. Příloha 7 znázorňuje vzorové řešení jednokolejného spojitého mostu o 5 polích a maximálním rozpětí 50 m. Komorový průřez má celkovou šířku 8,3 m, přičemž šířka samotné komory se pohybuje od 3,8 m do 5,4 m kvůli zkoseným stěnám. Celková výška nosné konstrukce navržené z předpjatého betonu je 4,65 m, horní deska průřezu v poli má minimální tloušťku 350 mm, dolní deska min. 300 mm a stěny komory mají tloušťku 600 mm. Opěry této vzorové stavby jsou řešeny jako krabicové, umožňující přístup do komory nosné konstrukce.

Dvoukolejná varianta mostu má stejné uspořádání v podélném směru (5 mostních otvorů o rozpětích 40-50-50-50-40 m) a totožné je také konstrukční řešení spodní stavby. Pro dvoukolejný most komorového průřezu z betonu byly zpracovány 2 verze lišící se statickým schématem – spojitý nosník (viz příloha 8) a 5 oddílatovaných prostých nosníků (příloha 9). Nosná konstrukce, jejíž příčný řez ilustruje obr. 14, přísluší spojitému nosníku a má výšku 4,25 m, tzn., že štíhlost NK je  $L/11,8$ . Výška prostého nosníku pro rozpětí 50 m je 4,50 m (štíhlost  $L/11,1$ ). Tloušťky stěn a desek jsou zvoleny shodně s jednokolejnou variantou.



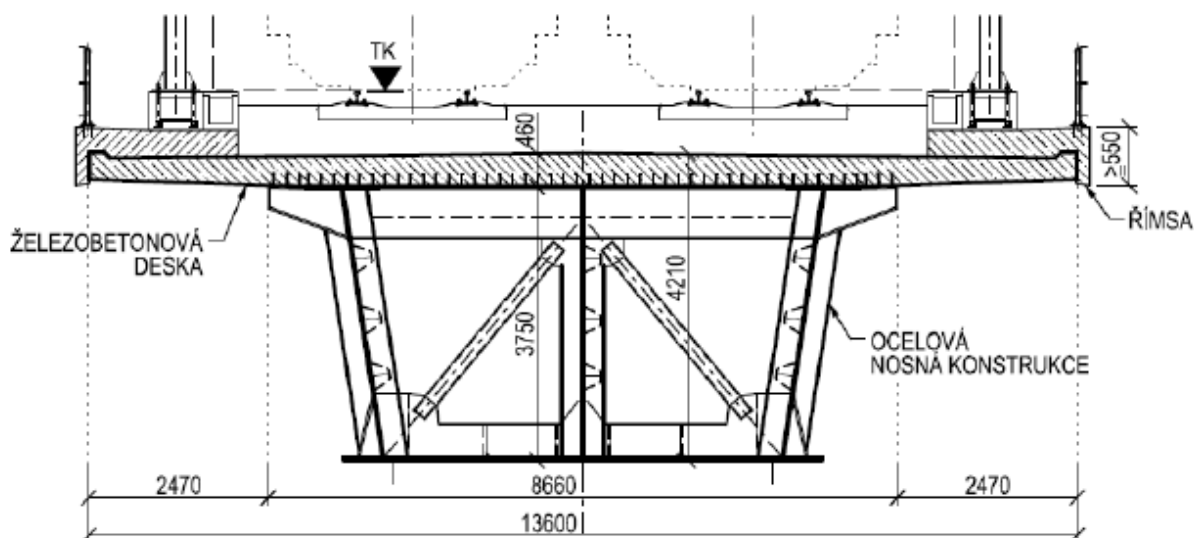


**Obrázek 14 Příčný řez nosnou konstrukcí dvoukolejného betonového komorového mostu**

U mostů velkých rozpětí, nadto masivních betonových, totiž jejich vlastní tíha pomáhá tlumit kmitání buzené projíždějícím vysokorychlostním vlakem natolik efektivně, že dynamické chování nemusí mít rozhodující vliv na dimenze průřezu, které jsou potom stanoveny na základě požadavků MSÚ. Při návrhu těchto typových řešení bylo proto přihlédnuto ke zkušenostem ze zahraničí a dostatečnému množství dostupných dat o konstrukcích stejného typu postavených v /DE/. Nutno však na tomto místě zmínit, že takto navržené konstrukce odpovídají potřebám smíšené vysokorychlostní osobní a těžké nákladní dopravy.

### 7.3 Ocelové mosty – typová řešení

Pro přemostění rozpětí okolo 50 m se v Evropě běžně používají dvoutrámové spřažené ocelobetonové konstrukce typu popsaného v kapitole výše. Pro účely této studie je uvažováno s konstrukcí typického rozpětí 45 – 55 m.



**Obrázek 15 Příčný řez nosnou konstrukcí dvoukolejného ocelobetonového komorového mostu**

Typové řešení uvedené v příloze 10 a na obr. 7.5 představuje dvoukolejný spřažený trámový most navržený jako spojitý nosník s 5 poli o rozpětích 40-50-50-50-40 m. Štíhlost nosné konstrukce se u obdobně řešených spojitých mostních konstrukcí pohybuje v rozmezí

L/15 – L/17. Pro vzorové řešení byl zvolen průřez o celkové výšce 4,21 m, z níž 3,75 m tvoří ocelová část komory a zbývajících 0,46 m je max. tloušťka desky mostovky, která je s ocelovou částí spojena pomocí spřahovacích trnů. V nadpodporových oblastech je konstrukce zpevněna příčnými ztužidly uvnitř komory, další ztužidla se nachází v mostních polích ve vzdálenostech cca  $3xh$ , kde  $h$  je výška NK. Komora je i v tomto případě řešena jako průchozí pro usnadnění revize vnitřních prostor, transport materiálu prostorem ocelové komory nicméně znesnadňují uvedená mohutná ztužidla.

Obecně je tento typ konstrukce nejvhodnější použít tam, kde je žádoucí urychlení výstavby či minimální poškození oblasti pod mostem stavební činností, protože jej lze stavět metodou výsunu. Ocelobetonová komorová mostní konstrukce na VRT může mít statické schéma spojitého i prostého nosníku. Typická rozpětí se v praxi pohybují mezi 50 – 70 m, u dvoukomorových konstrukcí může rozpětí přesahovat 70 m. Návrh jednokolejného mostu tohoto konstrukčního typu je možný, nicméně hospodárnost takového návrhu je značně diskutabilní. Proto nebyla v rámci typových řešení taková varianta zpracována.

## 7.4 Speciální řešení pro velmi dlouhá rozpětí

Pro přemostění o rozpětí zhruba 70 m a delším již není vhodné na VRT navrhovat typové trémové mosty, ale takové konstrukce již vyžadují individuální řešení. V Evropě existují různé přístupy k řešení velmi dlouhých přemostění a do značné míry závisí na tom, jaký stavební materiál je v příslušných státech upřednostňován. Pro rozpětí cca 70-100 metrů je často využíváno ocelových konstrukcí typu Langerova trámu, tj. prostý nosník vyztužený obloukem, který je kromě patních částí spojen s trámy pomocí ocelových závěsů. Deska mostovky bývá u těchto mostů na VRT vyrobena z betonu pro zajištění požadované úrovně vlastního útlumu konstrukce. Tyto konstrukce většinou nacházejí uplatnění tam, kde je třeba překonat delší rozpětí v rámci estakád, které nevedou příliš vysoko nad terénem.

V místech, kde je nutné překlenout velmi dlouhá rozpětí vysoko nad terénem, je výhodné navrhovat obloukové mosty s horní mostovkou. Toto řešení je vhodné pro přemostění hlubokých údolí, rozlehlých překážek a též bývá používáno k zachycení a přenesení vodorovných sil do podloží u vysokých estakád. Obloukové mosty s horní mostovkou bývají většinou betonové. Oblouk přitom podpírá trám, jehož průřez bývá typizovaný dle zvyklostí v příslušné zemi, nejčastěji jde o komorový průřez z předpjatého betonu.

# 8 Nadjezdy

## 8.1 Uplatnění a charakteristika

Nadjezdy čili mosty pozemních komunikací překračující VRT pro účely této studie rozdělujeme do dvou základních kategorií:

- nadjezdy nad VRT situovanou v zářezu
- nadjezdy nad VRT v rovině terénu / na náspu

Pro obě varianty nadjezdů nad VRT byla zpracována typová řešení, viz výkresové přílohy č. 11 resp. 12.

Po stránce technologie výstavby lze pro nadjezdy využít různé typy konstrukcí. Jejich výběr závisí především na délce požadovaného rozpětí. U nadjezdů nad VRT vedoucích v zářezu je zpravidla požadováno kratší rozpětí, a proto se v těchto případech často uplatní monolitické betonové rámové konstrukce, většinou konstruované s kolmými nebo šikmými křídly opěr. Další možností je využití schématu prostého nosníku, jaké má i typové řešení v příloze 11, v neposlední řadě lze použít spojitý nosník o třech polích.

Minimální podjezdnou výšku nadjezdů VRT doporučujeme stanovit na 7,2 m (nad TK) na základě požadavků navrhovaného vedení trakce a příslušných hodnot používaných v evropských zemích. Pro horizontální uspořádání nadjezdů jsou v zahraničí uplatňována různá

pravidla. Minimální dovolené vzdálenosti podpor nadjezdů jsou u mostů VRT vyšší, než na konvenčních tratích.

Pro ochranu podpor před nárazem vykolejeného vlaku lze zejména u mostů umístěných v zářezu považovat svahový kužel o výšce alespoň 2,5 m. Další variantou řešení této návrhové situace jsou šikmá křídla opěr usměrňující pohyb vykolejeného vlaku.

Pro rámové konstrukce o velké délce přemostující VRT lze při návrhu vycházet z požadavků na dimenze tunelových konstrukcí s ohledem na splnění aerodynamických požadavků a bezpečnostních odstupů stavebních částí od koleje.

Konstrukce překračující VRT musí být vybaveny svodidly případně jiným zádržným zařízením vylučujícím možnost pádu vozidla na trať.

## 8.2 Typové objekty

V příloze 11 zpracovaný typový objekt uvádí jedno z možných řešení přemostění VRT umístěné v zářezu na příkladu nadjezdu pozemní komunikace šířkového uspořádání S 7,5. Přemostění je navrženo jako betonová konstrukce složená z prefabrikovaných předpjatých betonových nosníků, které jsou spřaženy s monolitickou betonovou deskou. Opěry jsou betonové s rovnoběžnými křídly. Rozpětí nadjezdu je 25,6 m, min. vzdálenost od osy přilehlé koleje je 10,35 m a min. podjezdná výška činí 7,2 m.

Příloha 12 řeší nadjezd pozemní komunikace v násypu nad tratí vedenou v rovinatém terénu. Konstrukčně se objekt v principu neliší od přílohy 11. Pro ilustraci další možnosti materiálového řešení nadjezdů nad VRT je v tomto případě použita prostě uložená spřažená ocelobetonová nosná konstrukce tvořená 6 ks ocelových svařovaných nosníků spřažených s betonovou deskou. Opěry jsou i v tomto případě betonové s rovnoběžnými křídly. Rozpětí navrženého objektu činí 27,0 m, nejmenší vzdálenost od osy koleje je 10,4 m a min. podjezdná výška je 7,2 m.

## 9 Ekodukty

Ekodukty, tedy speciální mostní stavby budované v migračních trasách divoké zvěře, slouží pro překonání překážky v podobě liniových staveb, kterou je pro migrující živočichy i VRT s její oboustranně oplocenou železniční tratí. Zejména v rovinatém území, tedy tam, kde volně žijící zvířata nemohou využít k prostupu přes VRT území nad tunely nebo pod dlouhými mosty VRT překračujícími údolí, přichází ke slovu speciálně navržené ekodukty. Jako ekodukty mohou sloužit jednak podchody, či propustky pod tratí, které využívají zejména drobní savci, plazi, obojživelníci a bezobratlí a jejichž primární účel je zpravidla jiný, jako např. převedení trvalé či občasné vodoteče, průjezd polní cesty apod. Podrobněji byly tyto mostní objekty popsány v kapitole 5.1 a jedná se zpravidla o rámové železobetonové konstrukce. Typickými ekodukty jsou ovšem nadchody budované pro migrující zvěř v úrovni nad tratí. Tyto objekty mají vytvářet bezpečný přechod zejména pro vyšší savce. Proto jsou zpravidla pokryty vegetací simulující přirozené prostředí a chráněny vysokými ploty od překračované komunikace.

Z technického hlediska jsou ekodukty - nadchody navrhovány zpravidla jako přesýpané betonové rámové nebo skořepinové konstrukce s tunelovým průjezdným profilem pod mostem. Konstrukčně se ekodukty nad VRT neliší od dálničních ekoduktů, které jsou v ČR běžně budovány. Zásadní odlišností je tedy pouze velikost průjezdného profilu pod ekoduktem, který by měl být totožný, jako u tunelových staveb. Další rozměrové parametry jako šířka a délka ekoduktů vychází ze specifických požadavků odborníků na životní prostředí pro splnění posudku vlivu stavby na životní prostředí (EIA), které jsou předmětem individuálního posouzení.



# 10 Mosty ve stanicích

## 10.1 Podchody

Podchody na VRT se konstrukčně příliš neliší od analogických staveb na konvenční železnici, přesto je při jejich návrhu třeba dbát do jisté míry odlišných návrhových kritérií. V první řadě je i v případě podchodů na trati s rychlostí vyšší než 200 km/h nutné posoudit dynamickou odezvu konstrukce provedením dynamické analýzy. I u mostů malých rozpětí, mezi něž spadají i podchody, nabývá posouzení dynamických účinků zatížení rozhodujícího významu pro stanovení dimenzí konstrukce. To je ostatně důvodem, proč jsou tloušťky stěn i stropů podchodů na VRT znatelně masivnější, než u staveb na konvenční železnici.

Jedním z řešení, které pomáhá snížit dynamické účinky na konstrukci podchodu, je jeho větší zahloubení, čímž se díky vyšší přesypávce nad objektem zvýší útlum kmitání buzeného průjezdem vysokorychlostní vlakové soupravy. V /DE/ je proto předepsáno volit přesypávku o výšce 0,6 – 1,8 m. Pro ČR doporučujeme zvolit srovnatelné omezení. Snížit účinky kmitání a zároveň zmenšit výšku přesypávky lze také použitím antivibračních rohoží.

Typové řešení podchodu zpracované v příloze 13 zobrazuje příklad podchodu ve stanici na VRT, kterou mohou vlaky na hlavních kolejích projíždět plnou traťovou rychlostí. Podchod je navržen jako uzavřený betonový rám plně izolovaný od podzemní vody. Účinky kmitání pomáhají snížit antivibrační rohože položené nad nosnou konstrukcí podchodu.

## 10.2 Nadchody

Návrhové principy pro nadchody nad VRT vycházejí z předpisů používaných pro stavbu nadchodů na konvenční železnici. Obecně se nedoporučuje umisťovat podpěry nadchodů ve stanicích do blízkosti hlavních kolejí, kde není snížena traťová rychlost. V takovém případě by totiž muselo být i pro takové nadchody dodrženo pravidlo stability objektu při ztrátě podpěry přilehlé ke koleji, což by vedlo k nevhodnému návrhu. Pro popsany případ je vhodnější umístit podpěry nadchodu až za předjízdnu kolej a navrhnout tak stavbu s větším rozpětím. Popsaný princip řešení byl aplikován při návrhu kombinovaného nadchodu/nadjezdu nad stanicí VRT v příloze č. 12.

V rámci této studie se nenavrhují konkrétní typy mostních konstrukcí. Následuje přehled uvažovaných lokalit, kde bude detailní výškové řešení značně závislé na odborné kvalitě mostního projektanta.

# 11 Přehled navrhovaných mostních objektů

V rámci této studie se nenavrhují konkrétní typy konstrukcí. Následuje přehled uvažovaných hlavních mostních objektů. Návrh a dimenze konkrétních konstrukcí budou obsahem dalšího zpracování.

Úsek	Typ	Staničení [km]	Délka [m]	Šířka [m]	Poznámka
1. úsek Praha-Balabenka		4,450	66	6	železniční most - kolej Pha Vysočany - Pha-Mas.n
	estakáda	4,675	310	26	
	estakáda	5,260	120	6	Libeň
	estakáda	5,260	295	6	kolej na Vysočany (horem)
	estakáda	5,260	120	12	hl. trať
2. Praha-Balabenka - Roudnice n/L	estakáda	5,260	120	12	koleje do Vysočan
	žel. most	10,250	4	12,6	přes vodoteč
	žel. most	11,480	8	12,6	přes vodoteč + cesta
	žel. most	16,535	50	12,6	silnice I/9
	žel. most	16,935	4	12,6	přes vodoteč
	žel. most	19,600	8	12,6	přes vodoteč + cesta
	žel. most	21,500	8	12,6	přes vodoteč + cesta
	žel. most	23,110	4	12,6	přes vodoteč
	žel. most	23,360	12	12,6	silnice II/522
	žel. most	24,800	4	12,6	přes vodoteč
	žel. most	26,600	12	12,6	silnice III
	žel. most	29,750	16	12,6	silnice III + vodoteč
	žel. most	35,300	8	12,6	přes vodoteč + cesta
	žel. most	39,150	4	12,6	přes vodoteč
	žel. most	40,620	16	12,6	železnice
	žel. most	41,250	16	12,6	železnice
	žel. most	41,440	12	12,6	silnice III
	žel. most	42,580	4	12,6	vodoteč
	žel. most	43,400	8	12,6	přes vodoteč + cesta
	estakáda	11,115	210	12,6	estakáda před D0
	estakáda	25,850	450	12,6	Černávka a železniční trať
	estakáda	32,525	1165	12,6	Vltava
	nadjezd	10,000	30	15	ulice Kostelecká
	nadjezd	10,110	15	15	ulice Řepná
	nadjezd	12,630	5	15	cesta
	nadjezd	15,780	12	30	silnice III
	nadjezd	16,030	12	30	silnice II
	nadjezd	16,770	5	15	cesta
	nadjezd	17,730	5	15	cesta
	nadjezd	18,350	5	15	cesta
	nadjezd	19,080	10	30	silnice III
	nadjezd	19,930	10	30	silnice III
	nadjezd	21,000	5	15	cesta
	nadjezd	22,600	10	30	silnice III
	nadjezd	27,525	5	15	cesta
	nadjezd	28,900	5	15	cesta
	nadjezd	29,250	12	30	silnice II/101
	nadjezd	31,040	5	15	cesta
	nadjezd	33,950	5	15	cesta
	nadjezd	34,080	15	30	silnice I/16
	nadjezd	39,020	5	15	cesta
	nadjezd	40,220	10	30	silnice III
	nadjezd	43,830	5	15	cesta
	nadjezd	44,710	5	15	cesta
3. ŽST Roudnice nad Labem VRT	žel. most	45,230	4	12,6	vodoteč
	nadjezd	45,800	15	80	silnice II/240
	podchod	45,955	40	4	
4. Roudnice nad Labem VRT - Židovice	estakáda	49,200	300	12,6	přes údolí Čepel
	estakáda	50,300	700	12,6	přes údolí
	nadjezd	48,270	12	30	silnice II/246
	nadjezd	51,755	10	30	silnice III
5. sjezd do Lovosic	estakáda	1,890	120	11	přes údolí
	žel. most	2,695	8	11	přes vodoteč + cesta
	žel. most	3,535	8	20,5	přes vodoteč + cesta
6. Židovice - Polepy	estakáda	53,350	100	12,6	přes silnici Hrodce-Rohatce
	estakáda	53,740	1460	12,6	přes trať 090 a údolí Labe
	žel. most	58,520	15	12,6	Úštěcký potok
	nadjezd	55,250	10	15	silnice III
	nadjezd	55,570	10	15	silnice III
	nadjezd	56,150	5	15	cesta
	nadjezd	58,280	10	30	silnice II/240
	nadjezd	59,100	10	30	silnice II/240
7. Polepy	žel. most	60,780	65	12	přes trať 072
	žel. most	61,565	4	13	přes vodoteč
	žel. most	62,670	80	13	přes trať 072
	žel. most	61,825	40	8	přes silnici
	žel. most		12	18	přes silnici v ŽST Polepy
	žel. most		4	15	přes vodoteč (Lit - Polepy) - stanice
	žel. most		4	6	přes vodoteč (Lit - Polepy)
	žel. most		4	6	přes vodoteč (Pha - Lit)
	žel. most		40	6	přes koleje (RS4 - Polepy)
	žel. most		4	6	přes vodoteč (RS4 - Polepy)
8. Polepy - Ústí n/L	nadjezd		10	35	silnice III
	žel. most	63,540	4	32	přes vodoteč

Úsek	Typ	Staničení [km]	Délka [m]	Šířka [m]	Poznámka
9. Ústí n/L (2)	nadjezd	81,035	30	12	ulice Železničářská
	nadjezd		45	12	ulice Železničářská, stará trať
	estakáda	81,330	510	13	přes vodoteč
10. Ústí n/L (1)	estakáda	1,200	120	15	přes trať Lovosice a dálnici, Bílinu
	estakáda	84,560	260	7	kolej č.1
	estakáda	84,560	260	7	kolej č.2
	podchod	82,110	150	6	
	podchod	82,250	150	6	
	žel most	82,460	130	6	
	žel most	83,100	30	6	starý podchod
	žel most	2,555	16	6	starý podchod (část)
	žel most	2,745	9	13	starý podchod (část)
	žel most	4,100	40	24	most k myčce
11. Ústí n/L - Stradov	žel most	84,645	35	18	koleje nákladní
					koleje směr Trmice
	estakáda	85,240	200	7	kolej č.1
	estakáda	85,690	250	7	kolej č.1
	estakáda	86,340	450	7	kolej č.1
	estakáda	88,620	200	12	kolej č.1 přes dálnici D8
	žel most	85,330	15	7	kolej č.2
	estakáda		190	18	estakáda Předlice
	žel most	88,000	40	12	kolej č.1
	žel most	88,000	40	12	kolej č.2
	žel most	88,160	40	12	kolej č.1
	žel most	88,160	40	12	kolej č.2
	žel most	88,245	40	12	kolej č.1
	žel most	88,245	40	12	kolej č.2
	nadjezd		30	16	silnice III
	nadjezd	87,250	80	16	silnice III
12. ŽST Stradov	žel. most	88,985	40	7	kolej č.1
	žel. most	88,985	40	6	kolej č.1 - Chabařovice
	žel. most	88,985	40	12	kolej č.2
	žel. most	89,900	80	12	koleje Chabařovice
	žel. most	89,950	40	10	kolej č.2
	žel. most	90,480	40	38	přes silnici
	estakáda	89,590	430	7	kolej č.1
	estakáda	90,740	300	18	kolej č.1
	estakáda	90,740	300	18	kolej č.2
13. Chabařovice - Německo	estakáda		175	12	koleje Chabařovice
	žel. most		50	12	silnice II/253
	žel. most		5	6	vodoteč - kolej č.1
	žel. most		5	6	vodoteč - kolej č.1
	estakáda		125	6	kolej č.2
	nadjezd	91,640	15	20	silnice I/13

## 12 Přílohy

- 1. Krátké přemostění varianta 1
- 2. Krátké přemostění varianta 2
- 3. Přemostění střední délky varianta 1
- 4. Přemostění střední délky varianta 2a
- 5. Přemostění střední délky varianta 2b
- 6. Přemostění střední délky varianta SP
- 7. Dlouhé přemostění varianta 1
- 8. Dlouhé přemostění varianta 2a
- 9. Dlouhé přemostění varianta 2b
- 10. Dlouhé přemostění varianta SP
- 11. Nadjezd v zářezu
- 12. Nadjezd v násypu
- 13. Podchod ve stanici

## Seznam obrázků

Obrázek 1 Vertikální posun mezi krajními kolejnicovými upevňovacími nad dilatační mezerou způsobený podélným dilatačním pohybem ložiska na mostě s podélným sklonem koleje.....	8
Obrázek 2 Prostorové uspořádání mostu s kolejovým ložem a revizním chodníkem na vnější straně stožárů TV.....	10
Obrázek 3 Prostorové uspořádání mostu s kolejovým ložem a revizním chodníkem na vnější straně stožárů TV.....	10
Obrázek 4 Prostorové uspořádání mostu s PJD a revizním chodníkem na vnější straně stožárů TV.....	11
Obrázek 5 Prostorové uspořádání mostu s PJD a rozšířeným revizním chodníkem.....	11
Obrázek 6 Model HSLM-A a jemu příslušející tabulka hodnot pro zatěžovací vlaky HSLM-A1 až A10 .....	12
Obrázek 7 Přehled MU tříd seřazených do MU skupin a definice jejich parametrů.....	13
Obrázek 8 Limitní svislý průhyb pro danou rychlost V a rozpětí L na mostu o třech a více polích prostě podepřených .....	14
Obrázek 9 Schematické zobrazení kompenzační desky na železniční trati s pevnou jízdní dráhou .....	15
Obrázek 10 Příčný řez dvoukolejnou železobetonovou deskovou konstrukcí pro krátká rozpětí .....	17
Obrázek 11 Podélný řez a příčný řez nosnou konstrukcí ze zabetonovaných nosníků .....	18
Obrázek 12 Typický příčný řez dvoukolejného betonového dvoutrámového mostu VRT .....	19
Obrázek 13 Příčný řez dvoukolejného spřaženého ocelobetonového dvoutrámového mostu VRT .....	20
Obrázek 14 Příčný řez nosnou konstrukcí dvoukolejného betonového komorového mostu .....	22
Obrázek 15 Příčný řez nosnou konstrukcí dvoukolejného ocelobetonového komorového mostu.....	22

**Správa železnic, státní organizace**  
**Název organizační jednotky**  
**Dlážděná 1003/7**  
**110 00 Praha 1**

**© 2020**

Datum tisku  
2020-12-10