

METODIKA ŘEŠENÍ

KOMBINOVANÉ ODEZVY KONSTRUKCE A KOLEJE

(METODICKÝ ZÁKLAD MVL 150)

25/10/2015

Zpracováno v rámci řešení projektu Technologické agentury ČR TA03031099 „*Optimalizace návrhu staveb dopravní infrastruktury s ohledem na zvýšení jejich trvanlivosti a bezpečnosti provozu*“

V Praze 25.10.2015

Vypracoval: Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů

.....

Kontroloval: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D., ČVUT v Praze, Fakulta stavební

.....



Obsah

1. CÍL METODIKY	3
1.1 ÚVOD DO ŘEŠENÍ PROBLEMATIKY KOMBINOVANÉ ODEZVY	3
1.2 CÍLE PROJEKTU	4
2. METODIKA ŘEŠENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY KONSTRUKCE A KOLEJE.....	5
2.1 ÚVOD DO PROBLEMATIKY KOMBINOVANÉ ODEZVY	5
2.1.1 Kolej v trati	5
2.1.2 Kolej na mostním objektu.....	5
2.1.3 Únosnost železničního svršku.....	6
2.1.4 Kombinovaná odezva mostní konstrukce a koleje.....	6
2.2 POSOUZENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY DLE ČSN EN 1991-2 ČL. 6.5.4	8
2.2.1 Úvod do posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje dle ČSN EN 1991-2	8
2.2.2 Návrhová kritéria kombinované odezvy konstrukce a koleje dle ČSN EN 1991-2.....	8
2.2.3 Modelování kombinované odezvy konstrukce a koleje dle ČSN EN 1991-2.....	9
2.3 POSOUZENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY DLE NA K ČSN EN 1991-2	11
2.3.1 Úvod k alternativním návrhovým kritériím v NA k ČSN EN 1991-2	11
2.3.2 Metoda „Komplexní analýzy“.....	13
2.3.3 Metoda „Mezních přírůstků“	19
2.4 APLIKACE METODIKY ŘEŠENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY PŘI NÁVRHU MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	21
2.4.1 Úvod k návrhu dispozice mostní konstrukce	21
2.4.2 Metodický postup při návrhu dispozice mostní konstrukce	22
2.4.3 Metodický postup při posouzení kombinované odezvy dle ČSN EN 1991-2.....	24
2.4.4 Metodický postup při posouzení kombinované odezvy dle NA k ČSN EN 1991-2.....	26
2.4.5 Postupy při úpravách statického působení mostní konstrukce	28
3. SROVNÁNÍ NOVOSTI POSTUPŮ	30
4. UPLATNĚNÍ CERTIFIKOVANÉ METODIKY.....	31
4.1 OBECNĚ.....	31
4.2 IDENTIFIKACE SUBJEKTU	31
4.3 OBSAH MVL 150 - KOMBINOVANÁ ODEZVA KONSTRUKCE A KOLEJE	31
5. EKONOMICKÉ ASPEKTY	32
6. SEZNAM POUŽITÉ SOUVISEJÍCÍ LITERATURY	34
7. SEZNAM PODKLADŮ.....	35
7.1 SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ.....	35
7.2 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK.....	35
8. DEDIKACE	36
9. Oponenti	37

1. CÍL METODIKY

1.1 ÚVOD DO ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY KOMBINOVANÉ ODEZVY

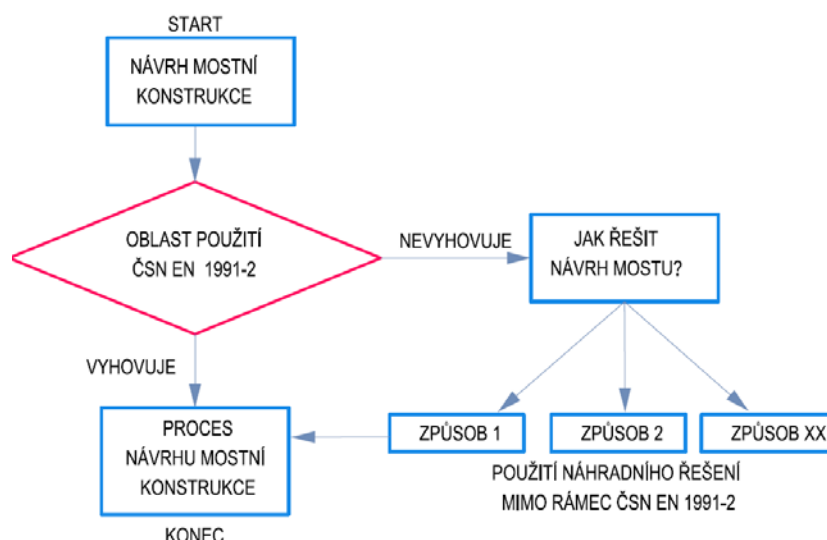
Problematika koleje na mostech je aktuální zejména v souvislosti s interoperabilitou evropské železniční infrastruktury. Aktuální vyhláška pro interoperabilitu subsystému infrastruktura Nařízení Komise (EU) č. 1299/2014 (TSI 1299/2014/EU) [1.3] je platná od 1. 1. 2015. Tato vyhláška striktně požaduje dodržení předemných článků norem s ohledem na zajištění interoperability železniční sítě, což je dáno směrnicí Evropského parlamentu a Rady 2008/57/ES. Nově se požadavky vztahují na **celou síť státních drah** a ne jenom na tratě v soustavě TEN-T.

Oblast interakce koleje a mostní konstrukce zahrnuje poměrně širokou problematiku definování základních vstupních parametrů, které jsou v současné době předmětem zkoumání v rámci výzkumných úkolů zaměřených na tuto problematiku. Zejména se jedná o měření na stávajících mostních objektech, numerické modely apod.

Dosud používaný předpis SŽDC S3 - Železniční svršek [1.1] pro posouzení kombinované odezvy neodpovídá metodice posouzení dle ČSN EN 1991-2. I přes tuto skutečnost je třeba uvést, že zásady posouzení kombinované odezvy dle tohoto předpisu jsou prověřeny mnohaletými zkušenostmi na realizovaných mostech a experimentálním měřením, což je vhodné využít při tvorbě navazujících návrhových postupů.

Dle požadavků normy ČSN EN 1991-2 je nutné při návrhu mostní konstrukce posoudit tzv. **kombinovanou odezvu mostní konstrukce a koleje na proměnná zatížení**, tzn. vyšetřit vzájemný přenos silových účinků z koleje do mostní konstrukce a naopak. V požadavcích ČSN EN 1991-2 se jedná o stanovení mezních přírůstků napětí od proměnných zatížení a mezních přetvoření mostní konstrukce.

Pro návrh mostní konstrukce je použití článků ČSN EN 1991-2 ke kombinované odezvě konstrukce a koleje podmíněno řadou vstupních předpokladů, což velmi omezuje jejich širší využití. V normě však chybí stanovení dalšího jednotného postupu pro případy, kdy nejsou předpoklady splněny. Při použití v inženýrské praxi, tak často dochází k použití náhradních způsobů řešení, které nejsou koncepčně jednotné a více či méně mimo rámec platnosti ČSN EN 1991-2 viz schéma postupu návrhu mostu uvedené na Obr.1. Jedná se o náhradní řešení inženýrského problému, který je způsoben absencí normativních postupů.



Obr. 1 Schéma základního postupu návrhu mostní konstrukce v inženýrské praxi

Pro aplikaci v inženýrské praxi je tedy nutné vytvoření jednotné metodiky, která by komplexně a koncepčně řešila problematiku kombinované odezvy dle zásad uvedených v ČSN EN s uvážením podmínek provozu železnice na území ČR a tím zajistila odpovídající spolehlivost železniční dopravní cesty.

1.2 CÍLE PROJEKTU

Jak již bylo uvedeno v předchozí kapitole, hlavním důvodem vzniku metodiky je absence normativních postupů k dané problematice, které by řešily širší spektrum možných případů. Současné požadavky normy ČSN EN 1991-2 vyplývající z posouzení vzájemného působení mostu a koleje vedou ke konstrukčním problémům při návrhu spodní stavby včetně jejího založení. Navrhovaná technická řešení mostních konstrukcí (zejména mostní konstrukce s velkými dilatačními délkami) jsou často na hranici technických možností použitých materiálů, konstrukčního řešení a geotechnických poměrů. Pro možnost efektivně řešit tyto složitější případy mostních konstrukcí je potřebné zpracovat i odpovídající metodické postupy, které umožní optimalizaci jejich návrhu. Sjednocení návrhových postupů v dané problematice přispěje k zvýšení bezpečnosti železniční dopravní cesty, k zvýšení efektivity technického řešení mostní konstrukce, k snížení investičních nákladů na mostní konstrukce a v neposlední řadě i k snížení negativních dopadů železniční dopravy na životní prostředí.

Tvorba metodiky řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje navazuje na připravovanou změnu Z4 k ČSN EN 1991-2 (předpoklad platnosti od 1.1.2016). Návrh změny národní přílohy NA k této normě (Změna Z4 je řešena v rámci TNK 38), byl zpracován roce 2014 v rámci úkolu technického rozvoje [ÚTR] pro SŽDC s.o. (ISPROFOND 5006210082) [10.1]. V rámci ÚTR byla řešena oblast kapitol normy ČSN EN 1991-2 týkajících se zatížení mostů dopravou. Zpracovatelem ÚTR byla společnost SUDOP PRAHA a.s, která je řešitel i tohoto projektu Technologické agentury ČR TA03031099 (TAČR). V rámci tohoto projektu TAČR tedy dochází k metodickému zpracování jednotlivých článků připravované změny Z4 k ČSN EN 1991-2 v oblasti kombinované odezvy.

Cílem projektu je vytvoření jednotné obecné metodiky dle principů uvedených v ČSN EN 1991-2 s uvážením podmínek provozu železnice na území ČR a tím zajištění jednotného a efektivního postupu při posuzování kombinované odezvy konstrukce a koleje v inženýrské praxi. Na základě této metodiky bude možné zahájit přípravu konkrétních postupů v rámci definovaných algoritmů posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje s následným využitím pro při přípravě technického dokumentu. Ve struktuře technických dokumentů vlastníka státních drah SŽDC s.o. se jedná o tzv. mostní vzorový list (MVL).

2. METODIKA ŘEŠENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY KONSTRUKCE A KOLEJE

2.1 ÚVOD DO PROBLEMATIKY KOMBINOVANÉ ODEZVY

2.1.1 Kolej v trati

Dříve se koleje stavěly pouze jako stykované z kolejnic délky do 25 m. Kolejnicový styk umožňoval volnou dilataci do určité teploty kolejnic a v kolejnicových pásech vlivem teplotních změn nevznikaly při teplotách pod cca 30°C žádné osově síly. Kolejnicový styk však byl zdrojem dynamických rázových účinků v důsledku snížení svislé ohybové tuhosti kolejnicových pásů, s tím spojeného vzniku vibrací, většího hluku a snížení komfortu jízdy. Vývojem postupů svařování kolejnic se postupně přešlo na zřizování průběžně svařovaných kolejnicových pásů. Kolej s průběžně svařenými kolejnicemi v kolejích i výhybkách s délkou delší než 150 m je považována za **Bezстыkovou kolej** (*Continuous Welded Rail CWR*). Při jízdě vozidla po bezстыkové koleji (dále jen BK) nevznikají dynamické rázy na kolejnicových stycích, což zvyšuje komfort jízdy, snižuje dynamické namáhání konstrukce železničního svršku i spodku, snižuje náklady na údržbu koleje, zvyšuje bezpečnost provozu na trati a ve výsledku vede i k nižším provozním nákladům.

Na druhou stranu z hlediska návrhu přináší zřizování BK určitá specifika, která je nutné řešit při jejím návrhu. Základním faktorem ovlivňující spolehlivost BK je teplotní změna v kolejnicových pásech, která vyvolává značné podélné síly, což je dáno omezením podélných posunutí kolejového roštu. Proti posunutí koleje v podélném směru působí podélný odpor koleje, tvořený odporem proti posunutí kolejnic v uzlech upevnění a kolejového roštu v kolejovém loži. K částečnému pohybu BK dochází pouze na začátku a na konci BK na délku cca 75 m. Tato místa jsou nazývána jako tzv. dýchající konce bezстыkové koleje. Dále může docházet k posunutí BK v oblastech změn soustav železničního svršku, na mostních konstrukcích a v dalších situacích, kdy z různých důvodů se mění velikost podélných sil v koleji např. v důsledku různých teplot vzduchu nebo oslunění kolejnic (např. přechod do železničních tunelů).

Při kladné změně teploty (ohřátí) vznikají tlakové síly, což představuje zvýšené riziko ztráty stability konstrukce koleje, které nazýváme vybočení koleje. Při záporné změně teploty (ochlazení) vznikají v BK tahové síly, což představuje zvýšené riziko lomu kolejnice. Dále vlivem teplotních změn v kolejnicových pásech vznikají ve směrových obloucích radiální příčné síly, které jsou nepřímo úměrné velikosti poloměru směrového oblouku. Proti vybočení koleje působí příčný odpor koleje, který je zajištěn zejména správným zřízením kolejového lože. Příčný odpor proti posunu pražce lze zvýšit použitím např. pražcových kotev nebo zpevněním kolejového lože pryskyřicí.

2.1.2 Kolej na mostním objektu

Na mostě je umístění styků v koleji v současné době zakázáno z důvodu omezení dynamických rázů, které by nepříznivě působily na nosnou konstrukci. Na mostním objektu jsou tedy kolejnice průběžně svařené bez kolejnicových styků. V místech přechodů koleje z nosné konstrukce na drážní těleso, případně v místě přechodu z dilatačního celku nosné konstrukce na navazující konstrukci lze umístit kolejové dilatační zařízení (dále jen KDZ), které odděluje konstrukci koleje v trati od konstrukce koleje na mostním objektu. Podle velikosti dilatačního pohybu se rozlišují na malá KDZ (MKDZ) s pohybem do 100 mm, velké KDZ (VKDZ) s pohybem do 330 mm a velmi velké KDZ (VVKDZ) s pohybem nad 330 mm.

Z hlediska provozu jsou KDZ místa se zvýšenými nároky na údržbu. V současné době je tedy snaha o zřízení BK bez nutnosti umístění KDZ do koleje. Základním faktorem ovlivňující použití nepřerušené BK (bez KDZ) na mostním objektu je velikost podélného posunutí (délkové změny) nosné konstrukce v úrovni kolejnic resp. rozdíl mezi podélným posunutím koleje a nosné konstrukce mostního objektu. Proti rozdílnému posunutí koleje a mostní konstrukce v podélném směru působí stejně jako v trati podélný odpor koleje. Podélná posunutí mostní konstrukce jsou dána teplotní změnou mostní konstrukce, pootočením a posunutím konců nosné konstrukce vlivem svislého průhybu a účinky podélných sil od dopravy (brzděné a rozjezdové síly).

Obecně platí, že u mostních objektů, u kterých dochází pouze k malým podélným posunutím (např. klenbové konstrukce, rámové konstrukce apod.) je tedy možné předpokládat převedení BK bez větších technických problémů. Naopak u mostních objektů, u kterých dochází k větší délkovým změnám v podélném směru (např. trámové konstrukce) je nutné možnost převedení BK posoudit, protože vlivem délkových rozdílů mezi kolejí a nosnou konstrukcí vznikají přídavná namáhání koleje a mostu.

2.1.3 Únosnost železničního svršku

Základní předpisem, který se zabývá posouzením únosnosti železničního svršku v běžné trati je předpis **SŽDC S3 Železniční svršek - díl IV Kolejnice** [1.1]. Dle tohoto předpisu je třeba v konkrétních případech vyšetřit namáhání kolejnic za daných nebo předpokládaných podmínek provozu.

Při posouzení v běžné trati je výsledná hodnota mechanického napětí v kolejnicovém pásu součtem účinků zatížení dopravou (svislá nápravová síla), teplotního rozdílu a zbytkového napětí vznikajícího při výrobě (dle [1.1] se uvažuje 100 MPa). Dynamické účinky zatížení dopravou jsou stanoveny v závislosti na rychlosti. Dále je třeba v kolejnicích v oblouku s poloměrem $R < 1000$ m uvažovat ještě napětí ze zatížení, které je způsobeno silovým působením v zakřivené koleji. Při posouzení únosnosti kolejnic se uváží vzdálenost pražců a svislá tuhost kolejové jízdní dráhy v závislosti na kvalitě podloží (od kvality velmi špatná až po kvalitu tuhé podloží). Pro posouzení únosnosti kolejnice se dle předpisu SŽDC S3 uvažuje napětí v patě kolejnice. Při výpočtu únosnosti kolejnic dle předpisu SŽDC S3 se vychází z předpokladu pružného působení kolejnicového pásu a je použita metodika mezních stavů s parciálními součiniteli spolehlivosti materiálu a zatížení. Průřezové charakteristiky kolejnice jsou uvažovány dle velikosti tzv. srovnaného výškového ojetí. Metodicky postup uvedený v tomto předpise vychází z původního souboru norem ČSN z doby před zavedením soustavy norem ČSN EN.

Posouzení prvku jako je kolejnice železničního svršku není v předmětu žádné normy řady EC3 - Ocelové konstrukce. Z požadavku normy ČSN EN 1991-2 je možno na kolejnici na mostě nahlížet jako na součást mostní konstrukce a jako takovou ji tedy posoudit, tzn. aplikovat články uvedené v ČSN EN 1993-2 a dalších norem z řady ČSN EN 1990 až ČSN EN 1994. Zároveň je nutné respektovat i požadavky uvedené v předpise SŽDC S3 a to zejména pružné působení průřezu kolejnicového pásu.

Primárně jsou tedy kolejnice navrhovány na účinky zatížení v běžné trati tzn. bez uvažování dalších namáhání např. od spolupůsobení s mostní konstrukcí. Návrhové rezervy v únosnosti kolejnice pro další přídavná namáhání jsou proto omezené a činí v závislosti na tvaru kolejnice (S49, UIC60, R65) cca **80 MPa až 100 MPa**.

S ohledem na tuto relativně malou hodnotu návrhové rezervy v únosnosti kolejnice na přídavná namáhání od spolupůsobení koleje a mostního objektu je zřejmá potřeba **současně s návrhem mostní konstrukce posoudit vliv tohoto spolupůsobení**.

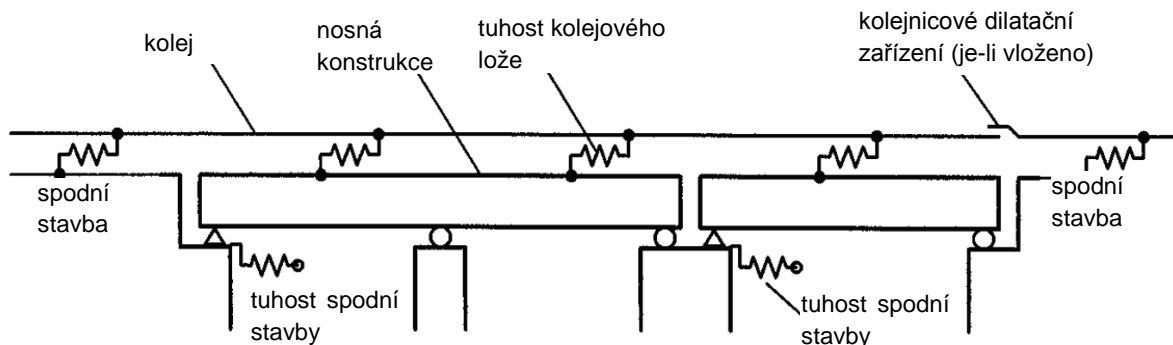
Požadavky na tato posouzení jsou uvedeny v normě ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4. **Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení**. Norma ČSN EN 1991-2 požaduje, aby při návrhu mostní konstrukce byla tato odezva posouzena. Cílem posouzení je jednak ověření zda umístěním mostního objektu do trati nevzniknou porušení koleje tzn. ztráta stability koleje nebo lom kolejnice a jednak stanovení silových účinků na mostní konstrukci od vzájemného spolupůsobení a zajištění jejich spolehlivého přenosu do podloží.

2.1.4 Kombinovaná odezva mostní konstrukce a koleje

Zřízením koleje na mostním objektu dochází ke vzájemnému silovému spolupůsobení a ovlivňování (tzv. interakci) mostní konstrukce a koleje, která je popisována jako "**Kombinovaná odezva mostní konstrukce a koleje**". Velikost tohoto silového ovlivňování je závislé zejména na způsobu oddělení koleje od mostního objektu pomocí kolejnicových dilatačních zařízení (KDZ), na konstrukčním upořádání mostního objektu (rámová konstrukce, trámová konstrukce mostu apod.) a na statickém uspořádání mostního objektu (integrální most, řetězce dilatačních celků, spojitý nosník apod.).

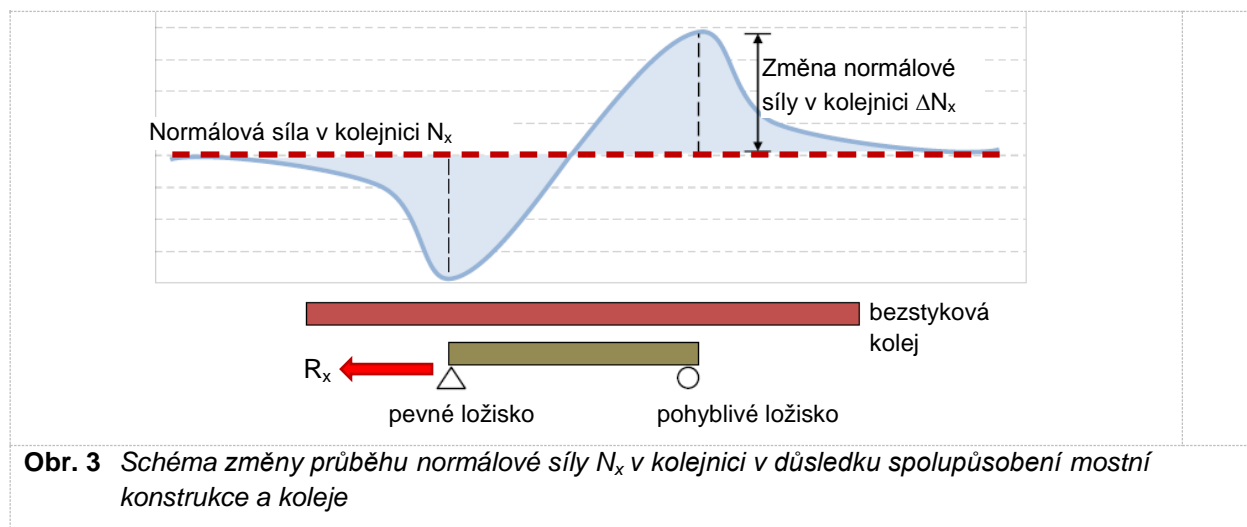
Silové ovlivňování mezi kolejí a mostní konstrukcí vzniká při vzájemném rozdílu podélného posunutí mezi kolejí a mostním objektem. Ve vazbě na velikost rozdílu podélného posunutí je část silových účinků

přenášena do mostního objektu a zbylá část zatížení přechází dále kolejí mimo mostní objekt, kde je postupně přenášena do tělesa železničního spodku. Při zanedbatelném rozdílu podélného posunutí dochází pouze k ovlivňování od přenosu brzdných nebo rozjezdových sil z koleje do mostní konstrukce obdobně jako v trati mimo mostní objekt. V ostatních případech dochází k dalšímu ovlivňování od teplotní změny nosné konstrukce, v důsledku průhybu mostní konstrukce (pootočení koncových průřezů) od zatížení dopravou a silovým působením na kolej mimo mostní objekt (např. brzdné a rozjezdové síly před nebo za mostním objektem). Základní statické schéma kombinovaného systému konstrukce mostu a koleje je uvedeno na Obr. 2.



Obr. 2 Základní statické schéma spolupůsobení systému mostní konstrukce a koleje

Je tedy zřejmé, že zřízením nepřerušené bezстыkové koleje na mostním objektu vznikají v koleji další přídatná napětí od silových účinků od spolupůsobení koleje a mostní konstrukce. Mostní konstrukce tedy vytváří úsek v trati, kde dochází ke změnám podélných sil v koleji a s tím souvisejících napětí v kolejnici a k silovému namáhání vlastní mostní konstrukce viz Obr. 3.



2.2 POSOUZENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY DLE ČSN EN 1991-2 ČL. 6.5.4

2.2.1 Úvod do posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje dle ČSN EN 1991-2

Obecně lze popsat posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje jako ověření napjatosti v kolejnicích tzn. ověření, že napětí v kolejnici nepřekračuje stanovené mezní hodnoty. Předmětem posouzení je tedy ověření, zda umístěním mostní konstrukce v trati nedojde k porušení koleje (lom kolejnice/vybočení koleje - ztráta stability).

Z posouzení kombinované odezvy lze vyhodnotit následující údaje, které jsou nezbytné pro návrh mostní konstrukce:

- požadavky na ekvivalentní vodorovnou tuhost spodní stavby v podélném směru K_x , která je stanovována v úrovni podepření NK, tedy obvykle v úrovni ložisek,
- součinitele přenosu vodorovné reakce od teplotních změn NK ξ_D a od brzdných/rozjezdových sil ξ_B resp. ξ_A , které vyjadřují poměr přenosu těchto vodorovných sil mezi kolejí a mostem,
- stanovení provozních podmínek BK na mostě (požadavky mezní srovnané ojetí kolejnice, požadavky na teplotu NK při zřízení BK na mostě, požadavky na mezní provozní odchylky GPK, požadavky na stabilizaci koleje apod.)

2.2.2 Návrhová kritéria kombinované odezvy konstrukce a koleje dle ČSN EN 1991-2

V metodice ČSN EN 1991-2 se požaduje stanovení **mezních přírůstků napětí** a **mezních deformací** od proměnných zatížení. Metodika je platná pouze pro omezené předpoklady, což limituje její širší využití. Předpoklady platnosti metodiky uvedené v ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.5 (**Návrhová kritéria**) :

- kolejnice UIC60 s pevností **> 900 MPa**
- kolej v **přímé** nebo oblouku **R > 1500 m**
- kolejové lože tl. **> 300 mm** s betonovými pražci

Mezní přírůstky napětí v kolejnici od kombinované odezvy koleje a mostu jsou v ČSN EN 1991-2 omezeny pro tah na **92 MPa** a pro tlak **72 MPa**. Nižší hodnota pro tlak je stanovena z důvodu omezení možnosti vybočení kolej (ztráty stability) a vychází ze vzpěrné únosnosti koleje. Mezní hodnoty přírůstků napětí byly do ČSN EN 1991-2 převzaty ze Směrnice UIC 774-3 R (Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations) [2.1], která se zaměřuje na tuto problematiku. Hodnoty mezních přírůstků vychází ze závěrů pracovní skupiny European Rail Research Institute (ERRI) D213 Committee a byly odvozeny v metodice dovolených namáhání z mezních normálových sil v kolejnicových pásech. V metodice mezních stavů výše uvedené hodnoty mezních přírůstků odpovídají meznímu stavu použitelnosti (Serviceability limit state - SLS). Mezní stav únosnosti kolejnicového pásu tedy není v metodice ČSN EN 1991-2 řešen. Mezní stav únosnosti se uplatní až pro vlastní návrh mostní konstrukce.

Mezní hodnota relativního podélného posunutí od brzdných/rozjezdových sil je omezena dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.5.2 (1)P na $\delta_B = 5 \text{ mm}$ nebo při použití KDZ $\delta_B = 30 \text{ mm}$.

Mezní hodnota svislého posunutí konce NK dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.5.2 (3)P je omezena na $\delta_V = 2 \text{ mm}$ (pro $V > 160 \text{ km}^{-1}$) resp. $\delta_V = 3 \text{ mm}$ (pro $V \leq 160 \text{ km}^{-1}$).

Mezní hodnota podélného posunutí horního povrchu NK dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.5.2 (2)P $\delta_H = 8 \text{ mm}$ nebo při použití KDZ $\delta_H = 10 \text{ mm}$ v závislosti na použití KDZ.

Dále norma ČSN EN 1991-2 podmiňuje platnost metodiky pro posouzení kombinované odezvy uvedené v příloze G omezením dilatující délky mostní konstrukce L_T . S ohledem na platnost metodiky by pro ocelové mostní objekty měla být dilatující délka $L_T < 60 \text{ m}$ a pro spřažené resp. betonové mosty $L_T < 90 \text{ m}$.

Poznámka:

Z hlediska dnešního poznání chování vzájemného spolupůsobení mostu a koleje není rozdíl v mezních délkách dle druhu materiálu opodstatněný. S ohledem na fyzikální podstatu problému lze očekávat, že druh materiálu bude mít na napjatost v koleji jen malý částečný vliv, který se bude zmenšovat se vzrůstající dilatující délkou L_T .

Posouzení kombinované odezvy lze u mostů s dilatující délkou $L_T < 40$ m provést pomocí tzv. **Zjednodušené výpočetní metody pro jednotlivou NK**. Použití této metody je podmíněno splněním návrhových kritérií ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.5 (viz kap. 2.2.2 výše) a splněním požadavku na relativní podélné posunutí nosné konstrukce $\delta_B \leq 5$ mm od účinků brzdných resp. rozjezdových sil a požadavku na mezní podélné posunutí horního povrchu nosné konstrukce $\delta_H \leq 5$ mm od svislých zatížení dopravou.

V ostatních případech lze při splnění omezujících předpokladů (viz výše) použít výpočetní metoda uvedená v příloze G této normy.

Návrhová kritéria a omezující požadavky uvedené v ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4 jsou z větší části převzaty ze směrnice UIC 774-3 R [2.1]. Z hlediska současného poznání v oblasti interakce konstrukce a koleje lze konstatovat, že některé vstupní požadavky jsou pro konvenční železniční svršek tvořený pražci a kolejovým ložem až příliš konzervativní, což omezuje využití této metody pro delší mostní objekty (estakády, mosty velkých rozpětí apod.).

Poznámka:

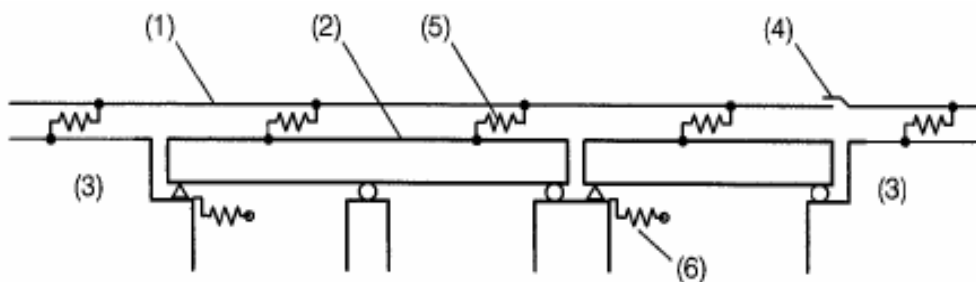
Pro možnost širšího použití v podmínkách ČR je zcela nezbytné připravit metodiku pro posouzení kombinované odezvy, která by reflektovala poslední výzkum v této oblasti a komplexně řešila danou problematiku. Železniční síť v ČR byla budována již od druhé poloviny 19. století a je charakteristická svojí velkou hustotou. S ohledem na členitost území ČR jsou časté menší směrové poloměry (okolo 500 m). Na mnoha tratích je v současnosti standardně používána kolejnice typu S49.

2.2.3 Modelování kombinované odezvy konstrukce a koleje dle ČSN EN 1991-2

Pro posouzení kombinované odezvy jsou v ČSN EN 1991-2 uvedeny zásady pro numerické modelování systému kolej/most viz Obr. 4.

Ve výpočetních modelech je nahrazen podélný odpor koleje nelineárními pružinami propojujícími kolej a most. Hodnoty tuhosti kolejového lože jsou uvedeny na Obr. 5.

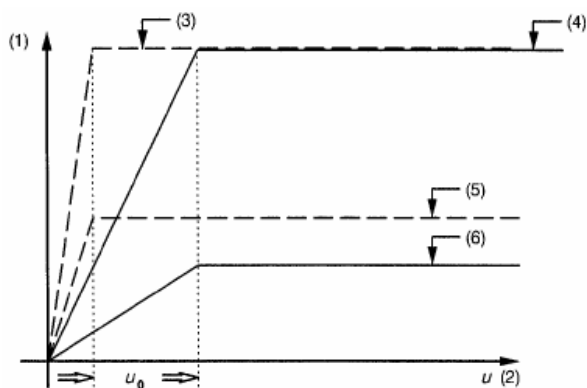
Tuhost spodní stavby v úrovni ložisek je nahrazena ekvivalentní lineárně pružnou vazbou. Pro ověření předpokladů výpočtu kombinované odezvy je nutná podrobná tuhostní analýza spodní stavby tzn. stanovení ekvivalentních vodorovných podélných tuhostí $K_{x,i}$ (tuhost v úrovni podepření NK). Při stanovení se uvaží deformace dřívku podpěry (průhyb), deformaci základu včetně založení (posun a pootočení) a případný možný posun v uložení nosné konstrukce (např. vůle v ložiskách apod.) viz Obr. 6.



- 1) kolej
- 2) nosná konstrukce
- 3) spodní stavba
- 4) KDZ
- 5) nelineární pružina (odpor kolejového lože)
- 6) pružina (ekvivalentní tuhost spodní stavba)

Obr. 4 Schéma výpočetního modelu dle ČSN EN 1991-2¹

Závislost podélné síly na relativním podélném posunutí mezi kolejí a podkladem. Zjednodušený bilineární průběh dle ČSN EN 1991-2.



- 1) podélná smyková síla
- 2) posunutí koleje vůči povrchu
- 3) odpor pro přímé upevnění bez lože (zatížená kolej) viz pozn.
- 4) odpor kolejového lože 20 kN.m^{-1} (nezatížená kolej)
- 5) odpor pro přímé upevnění bez lože (nezatížená kolej) viz pozn.
- 6) odpor kolejového lože 60 kN.m^{-1} (zatížená kolej)

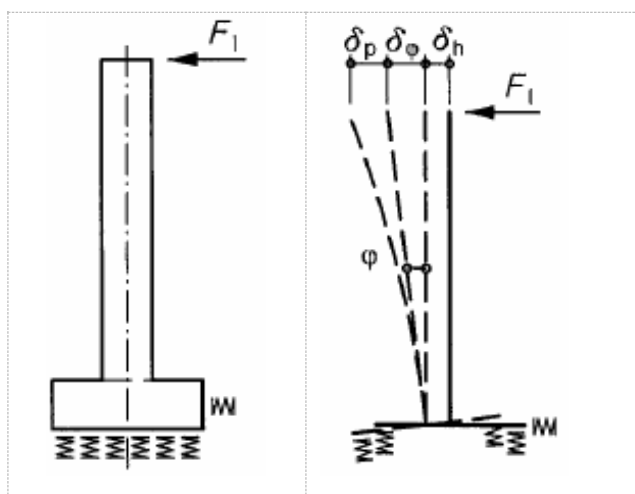
Podélné odpory platí pro kolej s kolejovým ložem s běžným systémem upevnění kolejnice

V návrhu NA Změna Z4 je definováno:

$u_0 = 2 \text{ až } 3 \text{ mm}$ (posunutí na mezi ustáleného podélného odporu)

Poznámka: hodnota odporu a mezní hodnota u_0 pro přímé upevnění kolejnic nebyly normativně stanoveny. Obvyklá hodnota u_0 je okolo $0,5 \text{ mm}$ a hodnota podélného odporu pro moderní pružná upevnění jsou obdobná jako u kolejového lože (např. upevnění DFF 300 Vössloch)

Obr. 5 Graf tuhosti kolejového lože – bilineární model dle ČSN EN 1991-2¹



Obr. 6 Schéma výpočetního modelu – spodní stavba¹

Při stanovení tuhosti podloží je nutné dále uvážit vliv deformace podloží v závislosti na rychlosti zatížení. Dle rychlosti zatížení lze na krátkodobá zatížení pohlížet jako na:

- **krátkodobá zatížení** (doba trvání několik hodin - zatížení např. teplotní změnou)
- **krátkodobá náhlá zatížení** (doba trvání několik sekund - zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami)

Poznámka:

rozdělení krátkodobých zatížení dle rychlosti zatížení není normativně dáno. Uvedené označení je definováno pro účely rozlišení v popise problematiky

¹ obrázky převzaty z [3.3] ČSN EN 1991-2

V závislosti na typu zemin v podloží bude rozdílná deformace při krátkodobém náhlém zatížení a při krátkodobém zatížení. Pro konkrétní projekt se tedy dle výsledků geotechnického průzkumu stanoví tuhostní parametry zemin pro výše uvedené typy krátkodobých zatížení. Obecně lze očekávat zvýšení tuhosti u jemnozrnných soudržných zemin a velmi navětralých hornin, kde zvýšení tuhostních parametrů pro náhlá zatížení bude v intervalu **2-krát až 3-krát**. U hrubozrnných nesoudržných zemin a méně navětralých hornin nebude vliv rychlosti zatížení na velikost tuhosti podloží významný.

Poznámka:

uvedené údaje k vlivu náhlých zatížení na tuhostní parametry zemin byly zjištěny konzultací se specialistou na zakládání Doc. Ing. Janem Masopustem. Bylo by vhodné tento empirický předpoklad ověřit sadou měření.

Výpočet kombinovaného systému je možné provádět odděleně (superponovat) pro zatíženou a nezatíženou kolej a následně výsledky nelineárních výpočtů lineárně sčítat, což je mírně na stranu bezpečnou. Přesnějších výsledků lze dosáhnout pomocí speciálních výpočetních programů, které umožňují modelovat změnu nelineárního chování v průběhu výpočtu tzn. modelovat změnu tuhosti nezatížené koleje na tuhost zatížené koleje v částech modelu, kde působí svislé zatížení.

Výsledky výpočtu kombinované odezvy konstrukce a koleje jsou platné pro uvažované okrajové podmínky ve výpočetním modelu, tzn. zejména pro uvažovanou vodorovnou tuhost spodní stavby K_x a hodnoty podélných odporů železničního svršku.

2.3 POSOUZENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY DLE NA K ČSN EN 1991-2

2.3.1 Úvod k alternativním návrhovým kritériím v NA k ČSN EN 1991-2

Současné požadavky na návrh mostních objektů vyžadují komplexní přístup k posouzení vzájemného působení mostu a koleje.

Norma ČSN EN 1991-2 v **Příloze G** uvádí postup posouzení kombinované odezvy bez bližších specifikací. Odvození hodnot parametrů předpokladů platnosti není z textu normy zřejmé. Při aplikaci jednotlivých článků normy v projekční praxi vznikala celá řada nezodpovězených otázek a nejistot např.:

- jaké součinitele spolehlivosti zatížení byly použity?
- pro jaké části kolejnice se napětí stanovuje?
- přírůstek napětí se stanovuje pro základní nebo ojetý tvar kolejnice?
- pro jakou upínací teplotu jsou přírůstky platné?
- platí přírůstky napětí pro hodnotu vlastního pnutí v kolejnici dle předpisu SŽDC S3?
- pro jaké svislé zatížení platí byly přírůstky napětí stanoveny?

V rámci řešení změny národní přílohy k ČSN EN 1991-2 [10.1] byly provedeny úpravy tak, aby bylo možné provést analýzu kombinované odezvy konstrukce a koleje dle **alternativních návrhových kritérií**. S ohledem na široký rozsah problematiky však nebylo možné stanovit bez dalších analýz a měření některé parametry. Definovány byly základní principy, z kterých lze při posuzování odezvy vycházet. Alternativní návrhová kritéria vychází ze zásad uvedených v ČSN EN s uvážením podmínek provozu železnice na území ČR.

Poznámka:

Předpoklady platnosti návrhových kritérií uvedených v ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4. jsou pro podmínky trasování železničních tratí v ČR velmi obtížně splnitelná s výjimkou nově modernizovaných úseků na přeložkách koridorových tratí. Proto je pro praktické použití v podmínkách ČR zcela nezbytné, připravit pro projekční praxi použitelný postup pro posouzení kombinované odezvy, který by řešil komplexně danou problematiku.

Posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje lze analyzovat pomocí metody tzv. "**Kompletní analýzy**" (metoda uvedená v návrhu NA ve změně Z4, ČSN EN 1991-2 čl. NA.2.76 [10.1]), která řeší celkové napětí v kolejnici.

Základním principem je posouzení celkového napětí v kolejnici v oblasti mostní konstrukce shodně s principy metodiky posouzení napětí v kolejnici v běžné trati dle předpisu SŽDC S3 a nikoli jen přírůstků od proměnných zatížení dle postupů v ČSN EN 1991-2.

Metoda "**Kompletní analýzy**" je obecná a lze jí řešit prakticky jakékoli dispoziční uspořádání mostní konstrukce a koleje na mostě. Na druhou stranu je náročná na dobu vlastního zpracování posouzení.

Pro praktické použití lze řadu typových případů uspořádání mostní konstrukce a koleje pomocí této metody "**Kompletní analýzy**" analyzovat a z výsledků analýz sestavit určitá zjednodušení. Zjednodušení mohou být na úrovni postupů v ČSN EN 1991-2 tzn. např. ve formě **mezních přírůstků** a **mezních deformací** (metoda "**Mezních přírůstků**").

2.3.2 Metoda „Komplexní analýzy“

2.3.2.1 Popis metodiky

Použití alternativních návrhových kritérií je uvedeno v návrhu změny Z4 ČSN EN 1991-2 čl. NA.2.76 Článek 6.5.4.5 Návrhová kritéria. V ČR se pro posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje stanovují tato alternativní návrhová kritéria:

- pro posouzení kombinované odezvy lze použít **kompletní analýzu** s uvážením působení železniční dopravy při vjezdu na most, při přejezdu mostu, při odjezdu z mostu na přiléhající těleso železničního spodku s uvážením nejnepříznivějších účinků zatížení,
- základem **kompletní analýzy** je posouzení celkového napětí v kolejnici od všech účinků dle zásad ČSN EN 1993-2,
- při posouzení napětí se uváží:
 - 1) napětí od vlastního pnutí od výroby kolejnice lze uvažovat hodnotou **+/-100 MPa**,
 - 2) napětí od teplotní změny kolejnice lze uvažovat pro teplotní rozsah $\Delta T_R = -53^\circ\text{C}$ až $+43^\circ\text{C}$,
 - 3) napětí od teplotní změny konstrukce mostu ΔT_D a reologických změn betonu,
 - 4) globální a lokální účinky zatížení dopravou. Pro zatížení dopravou se použije klasifikační součinitel $\alpha = 1,0$, pokud není pro konkrétní projekt stanoveno jinak,
 - 5) vliv půdorysného zakřivení koleje pro poloměr oblouku **$R < 1000$ m**,
 - 6) průřezové charakteristiky kolejnice se zohledněním srovnaného ojetí kolejnice¹⁾,

Teplotní změny konstrukce mostu ΔT_D je nutné uvažovat od okamžiku zřízení BK na mostě. Obvykle se teplota pohybuje v intervalu **+10 °C až +15 °C**. Požadavky na teplotu NK při zřízení BK na mostě je nutné specifikovat v konkrétním projektu.

Poznámka 1):

Mezní hodnotu srovnaného ojetí kolejnice je nutné předepsat v konkrétním projektu. Doporučená hodnota srovnaného ojetí kolejnice byla zvolena 12 mm, což je cca 60% mezní hodnoty ojetí. Tato hodnota na jedné straně již dává v provozní praxi reálný předpoklad možnosti výměny kolejnice za novou a na druhé straně dostatečně zohledňuje vliv ojetí na změnu napjatosti při posouzení interakce (cca +10%). Bezpečně lze uvážit mezní hodnotu srovnaného ojetí kolejnice tzn. cca 20 mm, resp. předepsat pouze dodržení předpisu SŽDC S3. Průřezové charakteristiky kolejnic s uvážením srovnaného ojetí jsou uvedeny např. v předpise SŽDC S3, díl IV - Kolejnice.

- Pro návrh mostní konstrukce se musí uvažovat příčné zatížení od teplotní změny v bezстыkové koleji²⁾:

$$q = 5 \cdot \Delta T_R \cdot A/r \text{ [kN.m}^{-1}\text{]}$$

kde, r - poloměr oblouku v [mm]

A - plocha jedné kolejnice [mm²] např. UIC 60 $A = 7686$ mm²

ΔT_R - změna teploty kolejnice³⁾ [°C]

Poznámka 2):

Pro kolej s kolejnicovým dilatačním zařízením se příčná síla lineárně zvyšuje od dilatačního zařízení na obě strany. Pro kolej s průběžným kolejovým ložem lze uvažovat, že nárůst příčné síly na plnou hodnotu je na vzdálenosti 50 m od dilatačního zařízení,

Poznámka 3):

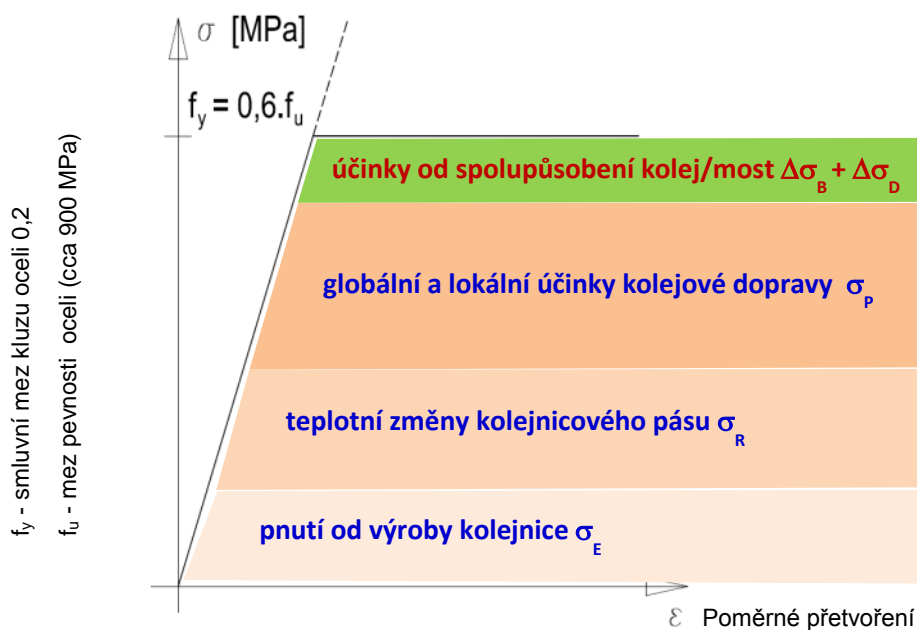
Pro použití v ČR lze použít $\Delta T_{R,MIN} = -53^\circ\text{C}$ a $\Delta T_{R,MAX} = +43^\circ\text{C}$. Tyto hodnoty teplotních rozdílů odpovídají upínací teplotě při zřizování BK +17°C až +23 °C a intervalu teplotních mezí - 30°C až +60°C.

2.3.2.2 Přehled dílčích složek napětí v kolejnici

Při stanovení celkového napětí v kolejnici se uvažují tyto dílčí složky napětí:

- vlastní pnutí od výroby: σ_E
- napětí od teplotní změny koleje v trati: σ_R
- **napětí od teplotní změny mostu:** σ_D
- **napětí od brzdných a rozjezdových sil:** σ_B
- napětí od svislých lokálních účinků zatížení dopravou na mostě: $\sigma_{P.lok}$
- napětí od svislých globálních účinků zatížení dopravou na mostě: $\sigma_{P.glob}$

Grafické znázornění jednotlivých složek napětí je uvedeno na následujícím obrázku pracovního diagramu oceli.



Obr. 7 Dílčí složky napětí v kolejnici - schéma pracovního diagramu oceli

Z hlediska posouzení napětí kolejnici je zásadní definování odpovídající úrovně zatížení dopravou pro kolej nezávisle na mostní konstrukci. Základní hodnota je zvolena na úrovni nápravového tlaku **25 t** tzn. klasifikační součinitel zatížení $\alpha = 1,0$. Pro konkrétní projekt lze stanovit jinou hodnotu ve vazbě na nápravový tlak posuzované trati (např. pro **22,5 t** -> $\alpha = 0,91$; **20,0 t** -> $\alpha = 0,83$).

U lokálních účinků zatížení dopravou je nutné uvážit odpovídající dynamické účinky. Dynamický součinitel ϕ norma ČSN EN 1991-2 pro účinky na kolej neřeší. Alternativně by bylo možné použít dynamický součinitel pro mosty s náhradní délkou $L_\phi =$ vzdálenost pražců. Zohlednění lokálních dynamických účinků na kolejnici je uvedeno např. v předpise SŽDC S3 díl IV pro posouzení kolejnici v trati. Odpovídající hodnotu dynamických účinků je třeba zvolit dle typu železničního svršku (kolejové lože, pevná jízdní dráha, přímé upevnění, uložení na mostnicích apod.).

Zatížení kolejovou dopravou (svislé i vodorovné) dle ČSN EN 1991-2 bylo vytvořeno jako idealizace skutečného zatížení kolejovou dopravou pro potřeby návrhu mostního objektu. Při přímé aplikaci na vlastní kolejový rošt by se jednalo o příliš konzervativní přístup, který by znemožňoval využití rezervy pro přídavná namáhání v kolejnících pro účinky kombinované odezvy konstrukce mostu a koleje. Pro stanovení napjatosti v kolejnici jsou proto přijata náhradní ustanovení, která vyplývají ze zkušeností s reálným provozem kolejové dopravy a zajišťují odpovídající hladinu spolehlivosti kolejového roštu.

Excentricita svislých zatížení mezi kolejnicovými pásy dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.5 se při stanovení lokálních účinků neuplatní na základě níže uvedených předpokladů:

- excentricita svislých zatížení je požadována s ohledem na odolnost mostní konstrukce a zahrnuje nejen určitou nejistotu v rozdělení svislých zatížení na nápravě, ale i možnou nejistotu v poloze koleje na mostě,
- reálné možnosti změny kolových sil na jedné nápravě se snižují se vzrůstající hodnou nápravové síly tzn., že rozdíl kolových sil na jedné nápravě při uvažování její největší hodnoty bude minimální,
- určitá nejistota v přerozdělení nápravové síly na jedné nápravě je pokryta součinitelem spolehlivosti zatížení,

Excentricita svislých zatížení v důsledku odstředivých sil a převýšení koleje dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.6 se při stanovení lokálních účinků neuplatní na základě níže uvedených předpokladů:

- excentricita svislých zatížení při uvažování návrhové rychlosti je vyrovnávána převýšením koleje (viz poznámka) tzn., že oba kolejnicové pásy jsou zatěžovány rovnoměrně. Roznos kolových sil na nápravě bude s minimálním rozdílem, který může způsobovat tzv. nedostatek nebo přebytek převýšení s ohledem na rychlost v daném úseku,

Poznámka:

Hodnota převýšení koleje jako výškový rozdíl obou kolejnicových pásů vztažený k vodorovné rovině je stanovena s ohledem na návrhovou rychlost všech skupin vlaků a na hospodárnost provozu a údržby koleje tzn., že v daném úseku trati by měl reálný provoz optimálně a rovnoměrně zatěžovat oba kolejnicové pásy bez větších rozdílů.

- pomalejší jízda než návrhovou rychlostí nebo případné zastavení vlaku bude na kolejový rošt působit menšími dynamickými účinky. Přerozdělení nápravové síly na jedné nápravě v důsledku převýšení koleje je pro tyto případy pokryto dynamickým součinitelem a součinitelem spolehlivosti zatížení,

Účinky bočního rázu dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.2 se v kombinaci s brzdnými nebo rozjezdovými silami při stanovení napětí v kolejnici neuváží. Jedná se o částečné zjednodušení, které vyplývá z těchto předpokladů:

- velikost účinku bočního rázu daná normou jako osamělá síla je idealizací všech příčných účinků kolejové dopravy vyskytujících se na mostním objektu a slouží k zajištění jeho odpovídající odolnosti
- reálné účinky bočního rázu na kolejnici mezi pražci resp. mezi body podepření budou tedy výrazně nižší a v kombinaci s plnou brzdou silou je lze zanedbat

Celkové napětí $\Sigma\sigma_x$ nesmí přestoupit mez kluzu materiálu kolejnice f_y :

- smluvní mez kluzu kolejnice $f_{y,k} = 0,6 \cdot f_u$

kde,

f_u je mez pevnosti oceli (např. pro kolejnici UIC 60 $f_u = 880$ MPa)

Při výpočtu celkového napětí v kolejnici $\Sigma\sigma_x$ lze použít vztah dle ČSN EN 1993-2 čl. 6.2.10.2 pro průřez třídy 3 tzn. výraz:

$$\Sigma\sigma_x < f_y / \gamma_{M0}$$

Při namáhání všemi složkami zatížení včetně lokálního svislého zatížení dopravou se v posuzovaném místě mezi podporami uložení kolejnice nejedná o vzpěrný tlak příp. ohyb se ztrátou stability. Posouzení na ohyb a osový tlak dle ČSN EN 1993-2 čl. 6.3.3 se tedy neuplatní. Toto lze uvážit i pro kolej s kolejovým ložem, kdy je kolejový rošt hustě podepřen v místě pražců.

Dle metodiky odvozené prof. L. Frýbou uvedené v publikaci Dynamika železničních mostů [4.1] je podmínka stability zajištěna dodržáním požadavku na nepřekročení meze kluzu oceli $f_y \sim 600$ MPa. Tento předpoklad platí pro kolej v přímé nebo směrovém oblouku s poloměrem $R > 1000$ m.

Poznámka:

Výše uvedená metodika [4.1] byla použita pro předpis SŽDC S3 Železniční svršek - díl XII Železniční svršek na mostních objektech, která definuje největší přípustné dilatující délky L_T nosných konstrukcí viz zejména tab. 1 tohoto předpisu.

Pro menší poloměry směrových oblouků $R < 1000$ m je nutné zohlednit možnou ztrátu stability koleje. Postup výpočtu kritické síly v bezстыkové koleji při ztrátě stability není normou ČSN EN 1991-2 ani jiným předpisem definován. Níže je uvedeno analytické vyjádření vztahu pro výpočet kritické síly v oblouku. Toto posouzení se týká pouze železničního svršku s průběžným kolejovým ložem. Pro ostatní případy, kdy nehrozí vybočení koleje, není nutné provádět.

Kritická síla N_k pro kolej v oblouku²:

$$N_k = -\frac{8EI_z}{R \cdot v_0} + \sqrt{\left(\frac{8EI_z}{R \cdot v_0}\right)^2 + \frac{16EI_z \cdot r_y}{v_0}}, [\text{N}]$$

kde

- R je poloměr směrového oblouku [m],
- E je modul pružnosti oceli kolejnice
- r_y je příčný odpor proti posunutí koleje [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$]
- I_z je moment setrvačnosti koleje (kolového roštu v příčném směru) [m^4],
- v_0 je amplituda počáteční deformace polohy [m].

Pro posouzení ztráty stability koleje se použije vztah dle ČSN EN 1993-2 čl. 6.3.3 pro průřez třídy 3, přičemž se lokální účinky kolejové dopravy neuváží, protože ke ztrátě stability nedochází pod zatížením. Nejčastěji dochází ke ztrátě stability koleje v důsledku tzv. přední zdvihové vlny, která je před jedoucím vlakem. Kolejový rošt se v důsledku zdvihové vlny odlehčí a tím se sníží příčný odpor kolejového lože.

Ohybový moment M_z v příčném směru je závislý na poloměru směrového oblouku R a příčné ohybové tuhosti kolejového roštu I_z jako členěného prutu. Pro posouzení se uváží součinitele interakce k_{yy} , k_{zz} , k_{yz} , k_{zy} a součinitel klopení χ_{LT} uvedené ČSN EN 1993-2 čl. 6.3.3 rovny **1,0**.

Poznámka:

Kolejový rošt jako členěný prut působí v příčném směru jako Vierendeelův nosník příp. jako příhradovina (pro ocelové Y pražce). Jeho příčná ohybová tuhost I_z roštu je závislá zejména na tuhosti spojení mezi pražcem a kolejnicí. Informace k těmto tuhostem lze získat od výrobců žel. svršku (Vössloch apod.), případně experimentálním ověřením.

² Vzorec převzat z [4.2]

2.3.2.3 Součinitele spolehlivosti zatížení a kombinace

Pro posouzení napětí v kolejnici se použijí součinitele spolehlivosti a kombinace dle ČSN EN:

Pro stanovení celkového napětí v kolejnici ¹⁾:

součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,0$	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M1} = 1,1$	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
součinitel spolehlivosti zatížení ²⁾ :	$\gamma_F = 1,45$	dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)
souč. spolehlivosti zatížení teplotu:	$\gamma_T = 1,0$	dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.3 (2)
součinitelé kombinace	$\psi_{0,i} = 1,0$	dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.4 (4)P

Pro stanovení vodorovné reakce Rx:

součinitel spolehlivosti zatížení ²⁾ :	$\gamma_F = 1,45$	dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)
souč. spolehlivosti zatížení teplotu:	$\gamma_T = 1,5$	dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)
součinitelé kombinace	$\psi_{0,i}$ dle ČSN EN 1990/A1	dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.4 (4)P

Poznámka 1):

Při přepočtech mostních objektů lze uplatnit součinitele spolehlivosti materiálu a zatížení dle Přílohy F Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů [1.3] pro odpovídající úroveň spolehlivosti s ohledem na předpokládanou zbytkovou životnost .

Poznámka 2):

Celková spolehlivost konstrukcí na železnici se dlouhodobě pohybuje na úrovni ~1,45. Dle předpisu SŽDC S3 se jedná o součin součinitelů $\gamma_M = 1,15$ a $\gamma_F = 1,25$ tzn. $1,15 \cdot 1,25 = 1,44$ tedy shodně s dnes užívaným dle ČSN EN $\gamma_M \cdot \gamma_F = 1,0 \cdot 1,45 = 1,45 \approx 1,44$. Použité součinitele dle norem ČSN EN tedy zajišťují shodnou úroveň spolehlivosti jako u postupů dle předpisu SŽDC S3, který vychází z původního souboru ČSN.

2.3.2.4 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

Vnitřní síly od jednotlivých zatěžovacích stavů se stanoví na výpočetním modelu s odpovídajícími tuhostmi železničního svršku (svislé/vodorovné). Výpočet je nutné provádět nelineárně s ohledem na zvolené funkce tuhostí. Výpočet se doporučuje provádět postupnou změnou tuhostí v rámci jednoho kompletního výpočetního modelu. Alternativně lze výpočet provádět v rámci více oddělených výpočetních modelů dle tuhostí.

Do výpočtu napjatosti vstupují zatěžovací stavy vztažené k okamžiku zřízení bezстыkové koleje na mostě. Teplotní změny konstrukce mostu ΔT_D je nutné uvažovat od této počáteční teploty mostní konstrukce $T_{D,0}$, která se obvykle pohybuje mezi +10 °C až +15 °C.

Zatěžovací stav - nelineární komb.

Uvažovaný podélný smykový odpor KL

1) Teplotní změny kolejnice	nezatížená kolej
2) Teplotní změny NK mostu	nezatížená kolej
3) Brzdné/rozjezdové síly	v úseku zatížení zatížená kolej a zbylá část nezatížená
4.1) Svislá zatížení - kolejovou dopravou (lokální účinek)	v úseku zatížení zatížená kolej a zbylá část nezatížená
4.2) Svislá zatížení - kolejovou dopravou (globální/celkový účinek)	poloha zatížení odpovídá brzdným/rozjezdovým silám

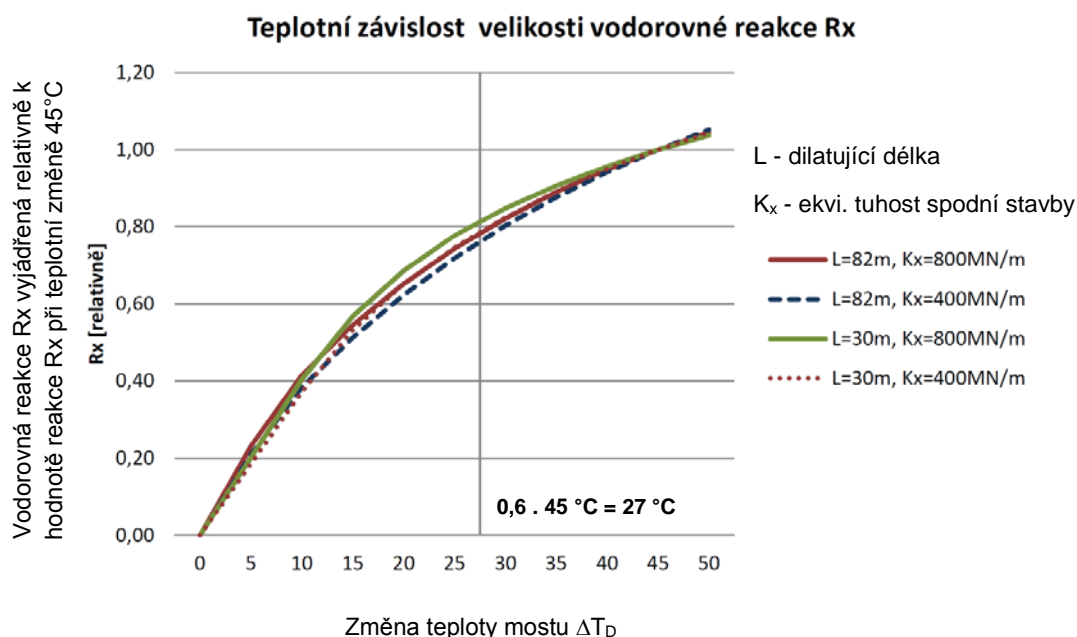
Výsledky z těchto nelineárních zatěžovacích stavů lze sčítat tzn., že i přes zadanou nelinearitu platí s dostatečnou přesností lineární superpozice zatěžovacích stavů. Důvodem platnosti superpozice je

skutečnost, že jednotlivé zatěžovací stavy se vzájemně významně neovlivňují případně vznikají v různých časových okamžicích tzn., že k vzájemnému ovlivnění nedochází ani v reálném působení. Toto je také v souladu s postupy v ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.4 (5) a (6). Z provedených výpočtů kombinované odezvy mostní konstrukce a koleje v rámci projektu "Úprava národní přílohy k ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí; Část 2: Zatížení mostů dopravou", SUDOP PRAHA a.s. [10.1], které byly provedeny přímým nelineárním výpočtem kombinace zatěžovacích stavů se změnou tuhosti podélných odporů kolejového lože v průběhu výpočtu, vyplývá, že hodnoty zjištěné dle výše uvedeného postupu superpozice nelineárních stavů jsou mírně na straně bezpečné, tzn. s rozdílem do 5 %.

Při uvažování brzdných sil je nutné vždy uvážit i svislé zatížení koleje (globální účinek). Doporučená hodnota součinitele pro vícesložkové zatížení v **Sestavě zatížení** (grX3) tzn. pro maximální podélnou sílu je pro svislé zatížení dopravou **1,0** viz ČSN EN 1991-2 tab. 6.11.

Z hlediska požadavků normy ČSN EN 1991-2 je nutné rozlišovat kombinace zatěžovacích stavů pro stanovení napětí v kolejnici a kombinace pro stanovení vodorovných reakcí na mostní konstrukci (spodní stavbu, ložiska apod.). Rovněž tak, je nutné vytvořit u brzdných a rozjezdových sil zatěžovací stavby pro největší účinek v kolejnici a největší účinek na konstrukci mostu. Extrémy účinků těchto zatěžovacích stavů ve většině případů vznikají pro jinou polohu vodorovného zatížení (rozdíl těchto extrémních účinků je cca 5% až 10%).

Dle ČSN EN 1991-2 se musí hodnota součinitele kombinace pro jednotlivé zatěžovací stavy při posouzení kolejnice uvažovat $\psi_{0,i}=1,0$. Pro stanovení účinků na mostní konstrukci se řídí součinitel kombinace $\psi_{0,i}$ požadavky ČSN EN 1990/A1. Tato norma ČSN EN 1990/A1 však neuvádí součinitel kombinace pro teplotní účinky způsobené interakcí mostní konstrukce a koleje. Z výsledků výpočtu provedených v rámci projektu "Úprava národní přílohy k ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí; Část 2: Zatížení mostů dopravou" [10.1] byla odvozena hodnota součinitele kombinace pro účinky od teplotních změn mostní konstrukce způsobené kombinovanou odezvou $\psi_0 = 0,75$ až **0,8** viz Obr. 8. Tato hodnota byla odvozena pro teplotní změnu mostní konstrukce odpovídající součiniteli kombinace pro teplotní zatížení $\psi_0 = 0,60$, který je dán v ČSN EN 1990/A1 tab. A.2.3 Doporučené hodnoty součinitelů ψ železničních mostů. Odpovídající hodnotu teplotní změny mostní konstrukce s uvážením součinitele kombinace lze uvažovat $0,6 \times 45^\circ\text{C} = 27^\circ\text{C}$.



Obr. 8 Graf závislosti vodorovné reakce R_x (vyjádřené relativně) na teplotní změně mostu ΔT_D ³

³ Zdroj obrázku: projekt [10.1] "Úprava národní přílohy k ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí; Část 2: Zatížení mostů dopravou", SUDOP PRAHA a.s.

2.3.3 Metoda „Mezních přírůstků“

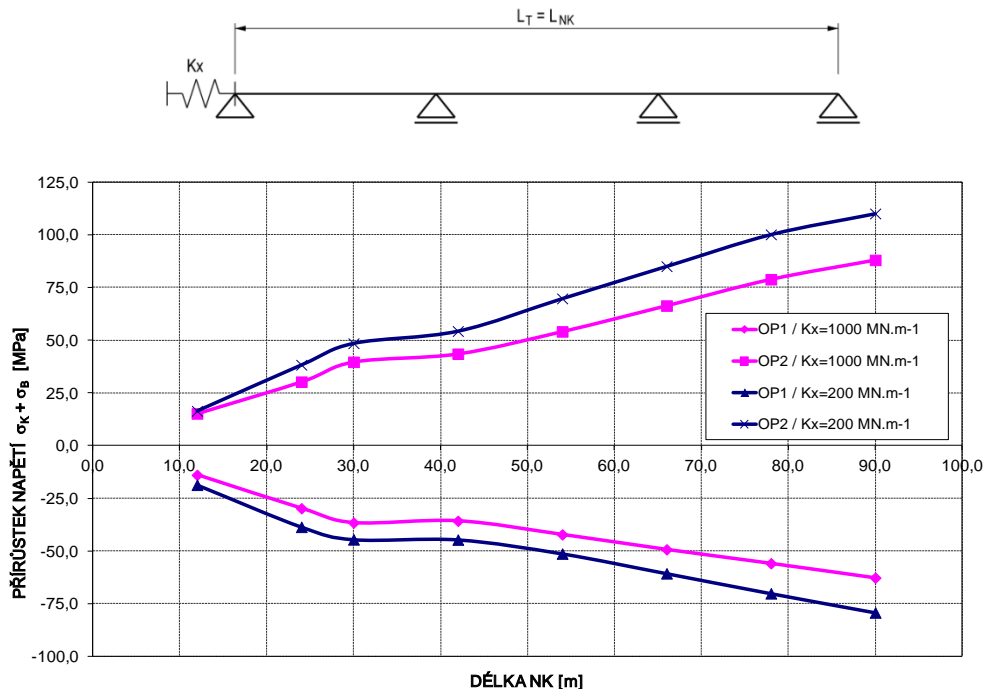
Z výsledků výpočtu provedených metodou "**Kompletní analýzy**" na různých typech mostních konstrukcí by bylo možné stanovit mezní hodnoty přírůstků, které by byly platné pro konkrétní vstupní předpoklady tak, jak je tomu u kritérií obsažených v ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4. Hodnoty mezních přírůstků se tedy mohou lišit dle těchto předpokladů platnosti. Předpoklady platnosti bude nutné volit tak, aby více odpovídaly běžným případům v síti státních drah např.:

- tvar kolejnice (UIC60, S49, R65),
- velikost nápravové síly (dle traťových tříd 22,5 t, 20 t, 18 t),
- poloměr zakřivení ($R > 1000$ m, $R > 500$ m, $R > 300$ m...),
- způsob uložení koleje na konstrukci (kolejové lože, přímé upevnění, mostnice),
- typ nosné konstrukce (dle materiálu, polohy mostovky),
- statické schéma NK mostu,
- tuhosti spodní stavby,

Posouzení kombinované odezvy tímto způsobem lze označit za posouzení metodou "**Mezních přírůstků**" tzn. porovnání přírůstků napětí od proměnných zatížení s mezní hodnotou tohoto přírůstku. Metoda "**Mezních přírůstků**" je zjednodušením metody "**Kompletní analýzy**".

Mezní přírůstky lze stanovit výpočtem shodně s metodou "**Kompletní analýzy**". Pro typová řešení lze pomocí parametrických analýz sestavit např. grafy nebo tabulky, kde by byly uvedeny hodnoty přírůstků napětí. Možné zobecnění je uvedeno na následujícím příkladu.

Příklad: ocelobetonová trémová spojitá konstrukce o délce **od 12,0 m do 90,0 m** s pevným ložiskem na opěře, ekvivalentní tuhosti spodní stavby $K_x = 200 \text{ MN.m}^{-1}$ a 1000 MN.m^{-1}



Obr. 9 Celková hodnota přírůstku napětí od proměnných zatížení dle tuhosti K_x a délky NK

Obdobně jako u přírůstků napětí by k těmto typovým řešením byly vyhodnoceny příslušné součinitele přenosu vodorovné reakce a to v závislosti na délce NK a tuhosti spodní stavby viz příklad na Obr. 10. Jednalo by se o zpřesnění tabulky 6.9 uvedené v ČSN EN 1991-2.

Délka NK mostu $L_{NK}^{1)}$ [m]	Součinitel přenosu vodorovné reakce R_x					
	$K_x = 1000$			$K_x = 200$		
	ξ_D	ξ_B	ξ_A	ξ_D	ξ_B	ξ_A
12,0	0,88	0,51	0,95	0,55	0,34	0,63
24,0	0,77	0,59	0,67	0,45	0,38	0,43
30,0	0,74	0,61	0,58	0,43	0,39	0,37
42,0	0,74	0,66	0,66	0,42	0,41	0,41
54,0	0,73	0,73	-	0,42	0,43	-
66,0	0,72	0,72	-	0,41	0,43	-
78,0	0,70	0,70	-	0,40	0,44	-
90,0	0,69	0,69	-	0,41	0,44	-

1) Dilatující délka L_T = délka NK mostu L_{NK}

Obr. 10 Součinitele přenosu vodorovné reakce od proměnných zatížení dle tuhosti K_x a délky NK

2.4 APLIKACE METODIKY ŘEŠENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY PŘI NÁVRHU MOSTNÍ KONSTRUKCE

2.4.1 Úvod k návrhu dispozice mostní konstrukce

Návrh dispozice železniční mostní konstrukce je dán zejména:

- vedením trasy železniční trati
- přemostňovanými překážkami
- dostupnou stavební výškou
- požadavky na kolej na mostě (např. požadavky na kolejnicová dilatační zařízení KDZ)
- možnostmi návrhu spodní stavby (geologické poměry, tvar údolí apod.)

Ve vazbě na vliv kombinované odezvy konstrukce a koleje je nutné stanovit požadavky na spodní stavbu a statické schéma mostní konstrukce (viz poznámka). **První kroky při návrhu železniční mostní konstrukce se soustředí na možnosti návrhu spodní stavby**, kde je sledován parametr vodorovné tuhosti K_x v podélném směru v úrovni ložisek. V metodice posouzení kombinované odezvy je tato tuhost označována jako ekvivalentní tuhosti spodní stavby K_x . Následně je voleno statické schéma a konstrukční uspořádání mostní konstrukce. Tento postup je pro většinu projektantů železničních mostních konstrukcí dosud **netypický** a při projektové přípravě **může být zdrojem chyb** koncepčního charakteru, kterým je nutné předcházet.

Poznámka:

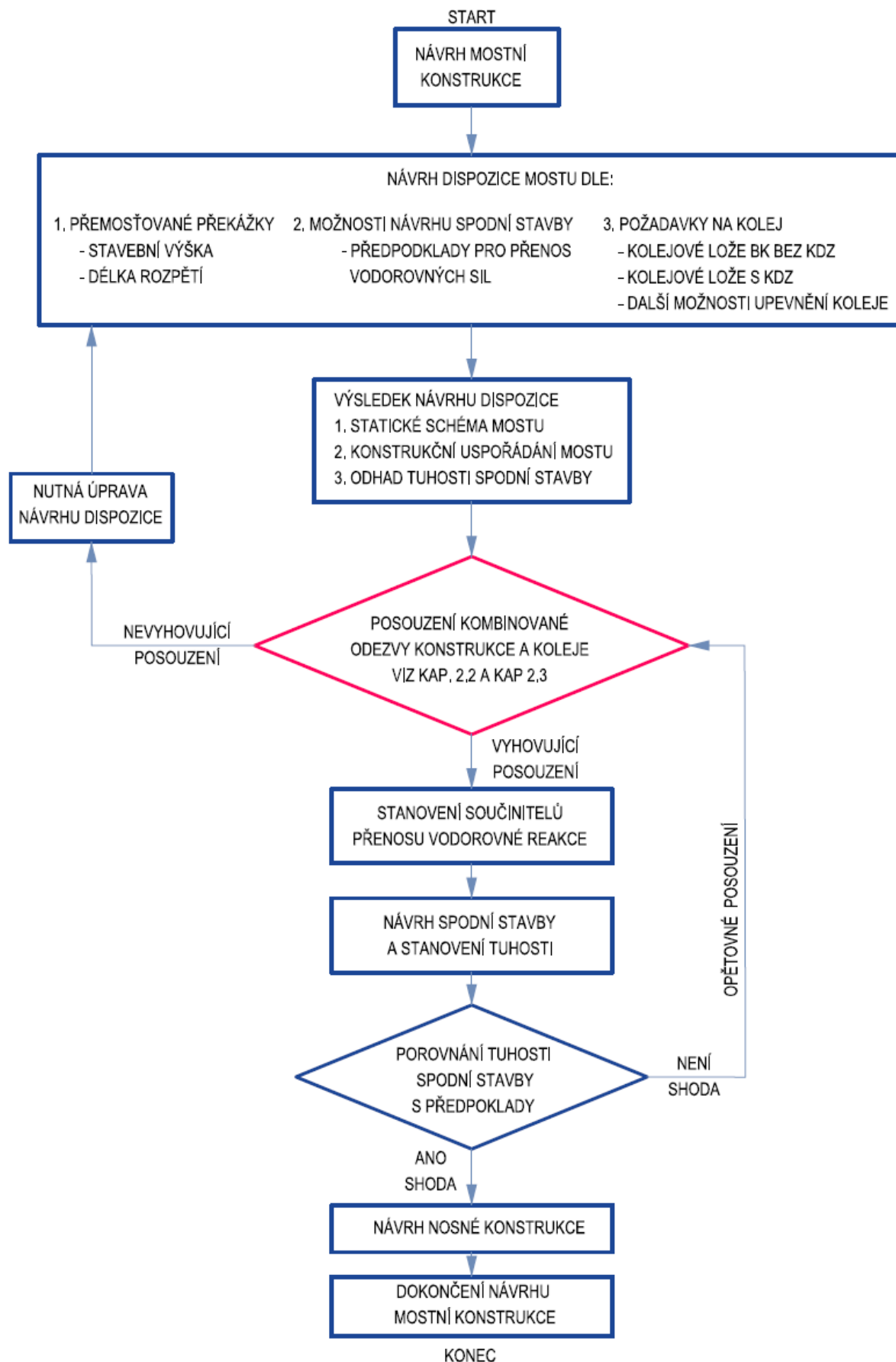
Aktuálním trendem při navrhování železničních mostů v ČR i zahraničí je převedení nepřerušené bezстыkové koleje bez nutnosti vkládat do koleje kolejnicová dilatační zařízení (KDZ), což zajišťuje zvýšený komfort jízdy a snížení nákladů na údržbu koleje. Zajištění toho požadavku obvykle klade zvýšené nároky na vlastní návrh mostní konstrukce.

Proces návrhu mostní konstrukce tedy začíná návrhem dispozice, tzn. stanovením polohy možné spodní stavby s volbou konstrukčního řešení nosné konstrukce.

Výsledkem návrhu dispozice mostního objektu je také předpokládané statické schéma. Z konstrukčního řešení spodní stavby a geologických poměrů lze předběžně stanovit očekávanou ekvivalentní tuhost spodní stavby v podélném směru $K_{x,i}$ pro jednotlivé podpěry.

Podrobný popis postupu při návrhu dispozice železniční mostní konstrukce včetně vývojového diagramu je uveden na Obr. 11. Dodržení tohoto postupu má zásadní význam pro **koncepčně správný návrh** dispozice mostní konstrukce.

2.4.2 Metodický postup při návrhu dispozice mostní konstrukce



Obr. 11 Vývojový diagram postupu návrhu železniční mostní konstrukce

Popis postupu návrhu železniční mostní konstrukce (viz Obr. 11):

1. Jak již bylo uvedeno v úvodu, celý proces návrhu železniční mostní konstrukce začíná **návrhem dispozice** na základě daných okrajových podmínek (přemostovaná překážka, požadavky na vedení koleje, možnosti návrhu spodní stavby).
2. Výsledkem návrhu dispozice je statické schéma mostní konstrukce, konstrukční uspořádání mostu a odhad ekvivalentní tuhosti spodní stavby v podélném směru K_x .
3. Po návrhu dispozice je dalším krokem posouzení "**Kombinované odezvy mostní konstrukce a koleje**" (viz kap. 2.2 nebo kap. 2.3).
4. V případě **nevyhovujícího posouzení** kombinované odezvy je nutné upravit návrh dispozice mostního objektu tzn. **krok zpět na bod 1**. Úpravy obvykle spočívají ve změně statického schématu, zvýšení tuhosti spodní stavby K_x nebo případně i ve změně vstupních okrajových podmínek např. požadavků na železniční svršek (např. možnost vložení KDZ), použití moderních prvků konstrukce železničního svršku apod. Rozsah úprav je nutné vyhodnotit na základě výsledků posouzení kombinované odezvy.

Pozn.: Tento postup se opakuje, než je dosaženo vyhovujícího posouzení kombinované odezvy,

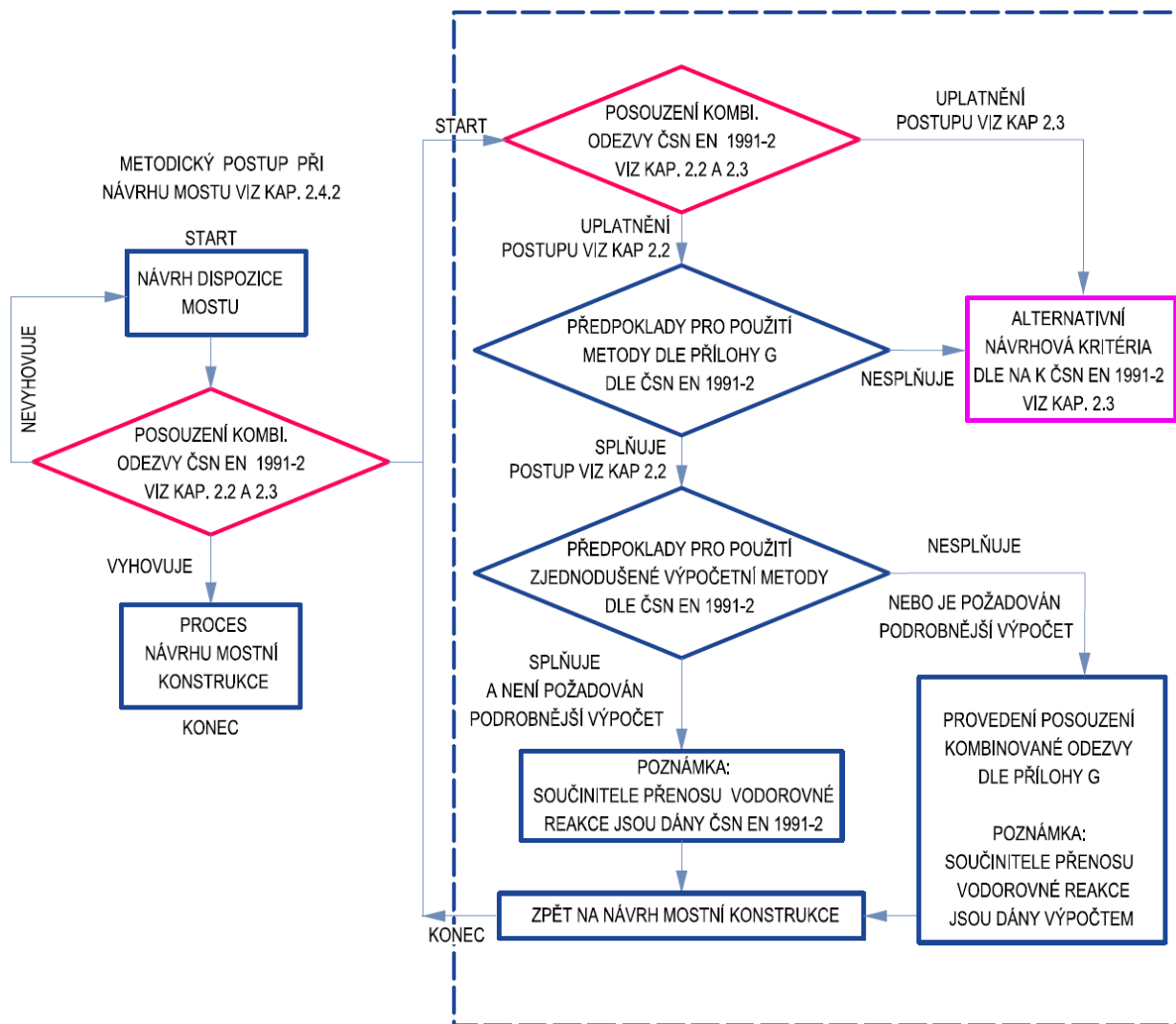
5. V případě **vyhovujícího posouzení** kombinované odezvy následuje ověření vstupních parametrů, které sloužily pro její provedení. Pro návrh spodní stavby mostu je nutné vyhodnotit **součinitele přenosu vodorovné reakce** ξ pro jednotlivé účinky proměnných zatížení (brzdné/rozjezdové síly, teplotní změny mostu a deformace mostní konstrukce od provozních zatížení).
6. Ze zjištěných vodorovných reakcí lze navrhnout spodní stavbu a stanovit její ekvivalentní tuhost K_x (podélná tuhost spodní stavby v úrovni podepření nosné konstrukce (ložisek), která zahrnuje jak vliv deformace vlastního dířku, tak deformaci základu a založení).
7. Stanovené parametry tuhosti je nutné porovnat s předpoklady, protože na jejich hodnotách je závislá velikost vodorovných reakcí použitých pro návrh spodní stavby. V případě menší tuhosti dochází k většímu přenosu vodorovných účinků kolejí a tedy ke snížení vodorovné reakce na spodní stavbu a v opačném případě, kdy je tuhost vyšší dochází ke zmenšení přenosu vodorovných účinků kolejí a tedy ke zvýšení vodorovné reakce na spodní stavbu.
8. V případě **nevyhovující shody** parametrů tuhosti spodní stavby je nutné provést opětovné posouzení kombinované odezvy, tzn. **krok zpět na bod 3**
Pozn.: tento postup se opakuje, než je dosaženo shody tuhostí spodní stavby s předpoklady posouzení kombinované odezvy.
9. V případě **vyhovující shody** parametrů tuhosti spodní stavby je možné dokončit návrh mostní konstrukce.

Celý postup návrhu dispozice mostního objektu je tedy iterační a v jeho průběhu může docházet i k výrazným změnám v uspořádání mostního objektu. S tímto faktem musí projektant počítat při odhadu náročnosti výpočtu i jeho možných dopadů. Posouzení kombinované odezvy není možné provádět až na závěr projekčních prací, ale vzhledem k jeho koncepčnímu dopadu hned na jeho začátku.

2.4.3 Metodický postup při posouzení kombinované odezvy dle ČSN EN 1991-2

Jedním z klíčových procesů v rámci návrhu dispozice železniční mostní konstrukce je posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje. V rámci zpracování NA (národní příloha) k ČSN EN 1991-2 byla definována "**Alternativní návrhová kritéria**" viz kap. 2.3, která umožňují provedení posouzení kombinované odezvy v případech, kdy nejsou splněna základní návrhová kritéria uvedená v normě ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.

Komentář k vývojovému diagramu je uveden na následující straně.



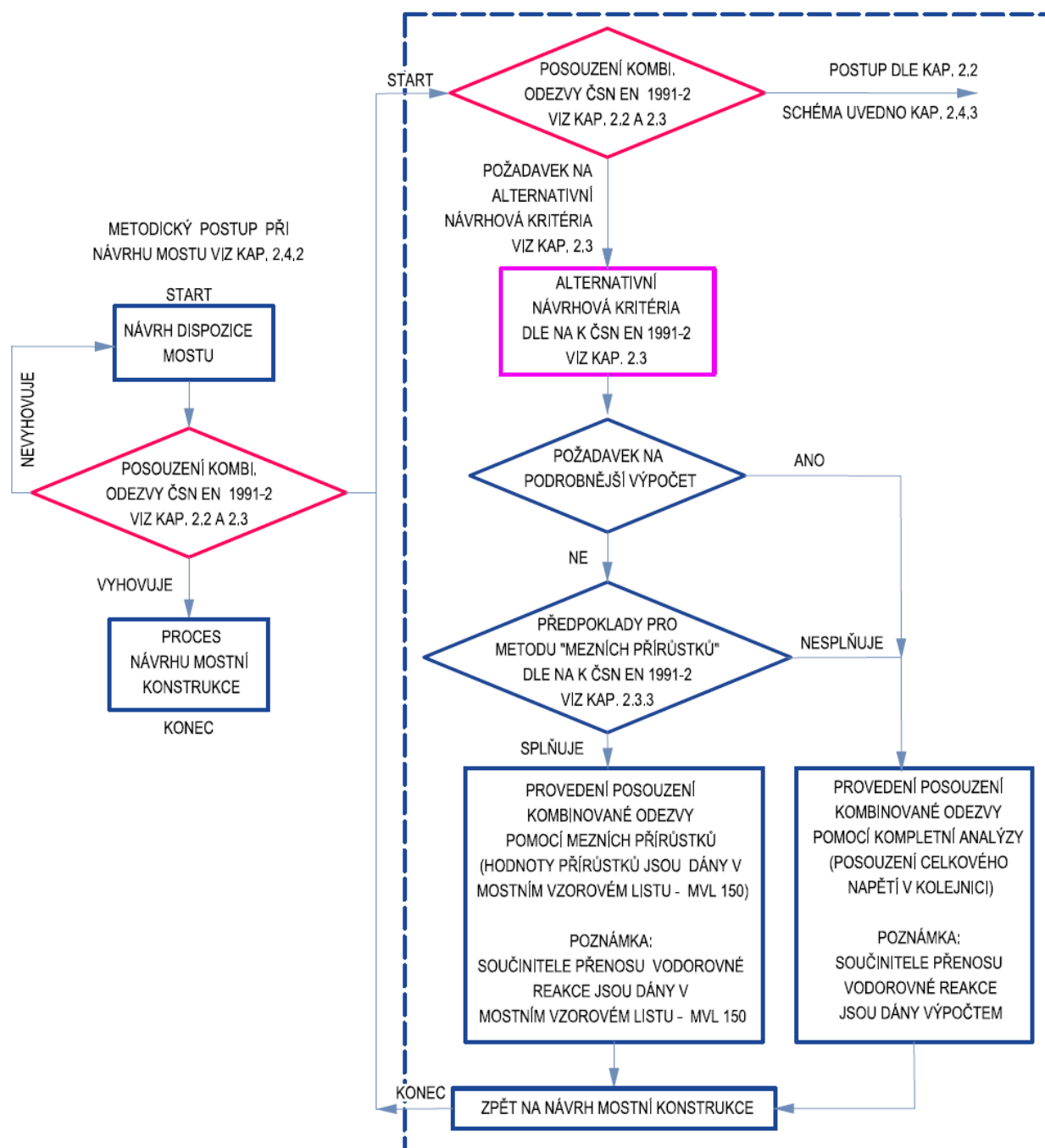
Obr. 12 Vývojový diagram postupu posouzení kombinované odezvy dle ČSN EN 1991-2

Popis postupu posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje (viz Obr. 12):

1. Rozhodnutí způsobu posouzení kombinované odezvy konstrukce mostu a koleje. Kombinovanou odezvu lze řešit dle ČSN EN 1991-2 viz kap. 2.2 nebo dle Národní přílohy k ČSN EN 1991-2 viz kap. 2.3.
2. Dle návrhu dispozice mostu a konstrukčního řešení železničního svršku se provede porovnání s předpoklady platnosti metody pro posouzení kombinované odezva uvedené v příloze G k ČSN EN 1991-2.
Pozn: Je nutné předpokládat, že pro množství případů některý s předpokladů platnosti metody v příloze G nebude splněn. Zejména se jedná o typ mostovky nebo parametr poloměru směřového oblouku R, který je dosahován obvykle jen na přeložkách koridorových tratí.
3. V případě **nesplnění** vstupních předpokladů lze pro posouzení kombinované odezvy použít "**Alternativní návrhová kritéria**" uvedená v NA k ČSN EN 1991-2 2 čl. NA.2.76 viz kap. 2.3.
4. V případě **splnění** vstupních předpokladů se provede porovnání s předpoklady použití "**Zjednodušené výpočetní metody pro jednotlivou NK**" viz kap. 2.2.1. Deformační kritéria pro použití této zjednodušené metody je nutné stanovit z předpokladů tuhosti spodní stavby a nosné konstrukce,
5. V případě **splnění** předpokladů pro použití této zjednodušené metody, a není-li požadován podrobnější výpočet, se posouzení kombinované odezvy provede dle této zjednodušené metody,
6. V případě **nesplnění** předpokladů pro použití této zjednodušené metody nebo při požadavku na podrobnější výpočet, se posouzení kombinované odezvy provede dle metody uvedené v příloze G k ČSN EN 1991-2.
7. Součinitele přenosu vodorovné reakce jsou buďto dány v normě ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.6.1 nebo jsou stanoveny výpočtem v rámci posouzení kombinované odezvy. Platnost těchto součinitelů je však podmíněna tuhostními parametry spodní stavby tzn., že součinitele jsou platné pouze pro dané hodnoty tuhosti spodní stavby.
8. Návrat k návrhu mostní konstrukce.

2.4.4 Metodický postup při posouzení kombinované odezvy dle NA k ČSN EN 1991-2

V případech, kdy není možné použít posouzení kombinované odezvy dle metody u vedené v příloze G k ČSN EN 1991-2 byla definována v národní příloze této normy "Alternativní návrhová kritéria"⁴ Komentář k vývojovému diagramu je uveden na následující straně.



Obr. 13 Vývojový diagram postupu posouzení kombinované odezvy dle NA k ČSN EN 1991-2

⁴ [3.4], Návrh změny Z4 k ČSN EN 1991-2, verze červen 2015

Popis postupu posouzení kombinované odezvy dle NA k ČSN EN 1991-2 (viz Obr. 13):

1. Rozhodnutí způsobu posouzení kombinované odezvy konstrukce mostu a koleje. Kombinovanou odezvu lze řešit dle ČSN EN 1991-2 viz kap. 2.2 nebo dle Národní přílohy k ČSN EN 1991-2 viz kap. 2.3.
2. Pro případy, kdy není možné použít metodu uvedenou v příloze G k ČSN EN 1991-2 viz kap. 2.2, byla definována v národní příloze NA k ČSN EN 1991-2 **Alternativní návrhová kritéria** viz kap. 2.3.
3. V případě požadavku na podrobný výpočet se posouzení provede metodu "**Kompletní analýzy**" viz kap. 2.3.2. Metoda "Mezních přírůstků" se v daném případě nepoužije.
4. Dle návrhu dispozice mostu a konstrukčního řešení železničního svršku se provede porovnání s předpoklady platnosti zjednodušené metody "Mezních přírůstků" uvedené ve vzorovém listě MVL 150 Kombinovaná odezva konstrukce a koleje.

Pozn.: Vznik nového vzorového listu MVL 150 je v úvodní fázi tvorby. Metodika uvedená v tomto dokumentu je metodickým základem tohoto MVL. Předpokladem je, že pro projekční praxi budou zpracovány typové příklady, pro které budou stanoveny jednak limitní hodnoty dilatujících délek a jednak pro konkrétní dispoziční uspořádání součinitele přenosu vodorovné reakce viz příklad uvedení kapitole 2.3.3 - Metoda "Mezních přírůstků". Předpokládaný obsah MVL150 je uveden v kap. 4.3 tohoto dokumentu.

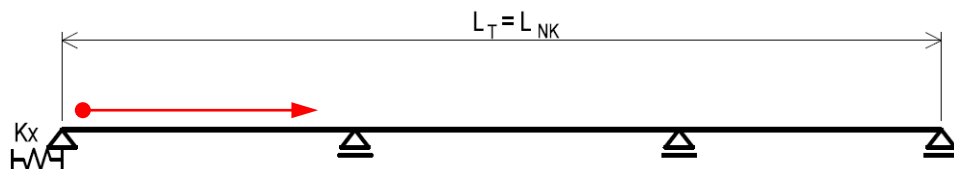
5. V případě **splnění** předpokladů se posouzení kombinované odezvy provést dle této metody "**Mezních přírůstků**" viz kap. 2.3.3.
6. V případě **nesplnění** předpokladů pro použití této zjednodušené metody "Mezních přírůstků" se posouzení kombinované odezvy provede metodu "**Kompletní analýzy**" viz kap. 2.3.2.
7. Součinitele přenosu vodorovné reakce jsou buďto dány v MVL 150 u metody "Mezních přírůstků" nebo jsou stanoveny výpočtem v rámci posouzení kombinované odezvy u metody "**Kompletní analýzy**". Platnost těchto součinitelů je podmíněna parametry tuhosti spodní stavby.
8. Návrat k návrhu mostní konstrukce.

2.4.5 Postupy při úpravách statického působení mostní konstrukce

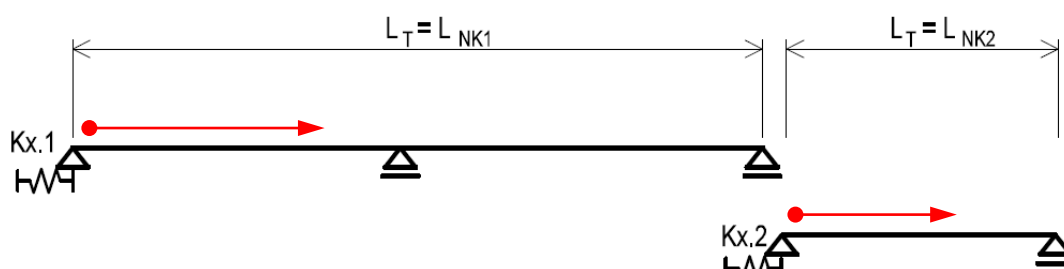
Velikosti přídavných napětí v kolejnicích lze ovlivnit vhodnou úpravou konstrukčního řešení mostního objektu případně úpravou konstrukčního řešení železničního svršku. Možnosti úprav konstrukčního řešení mostního objektu jsou uvedeny na následujících příkladech.

Velikost přírůstku napětí v kolejnicích od teplotní změny mostu lze omezit např. zmenšením dilatující délky L_T viz Obr. 14 rozdělením na více dilatačních celků (směr dilatace mostu je zobrazen červenou šipkou).

statické schéma před úpravu



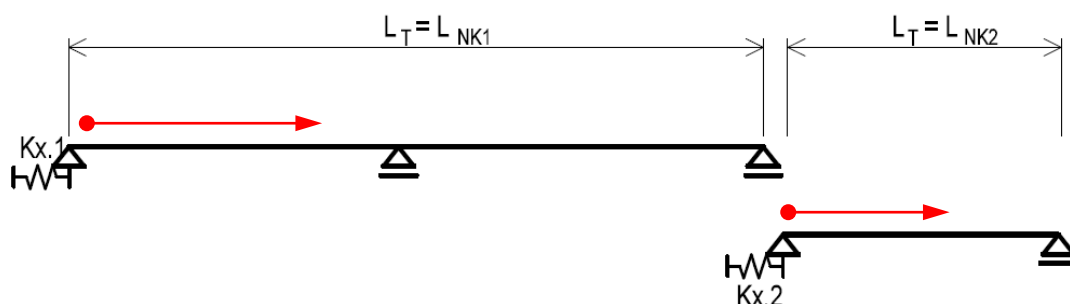
statické schéma po úpravě



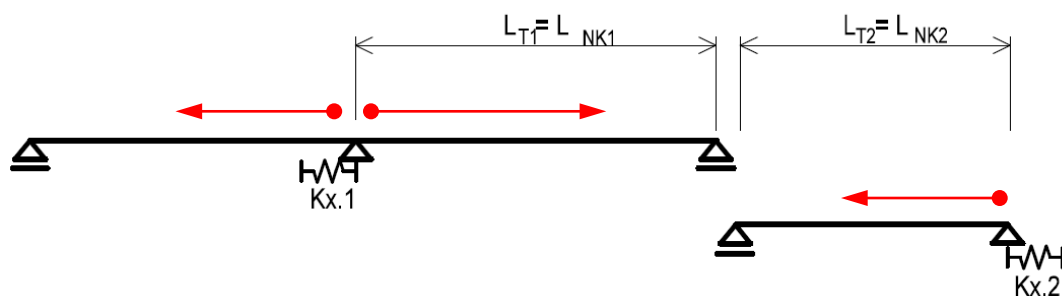
Obr. 14 Příklad redukce účinků od teplotní změny NK- zmenšení dilatující délky L_T

Další možností jak zmenšit velikost přídavných napětí od teplotní změny mostu je změna směru dilatačního pohybu navazujících částí mostu viz Obr. 15.

statické schéma před úpravu



statické schéma po úpravě

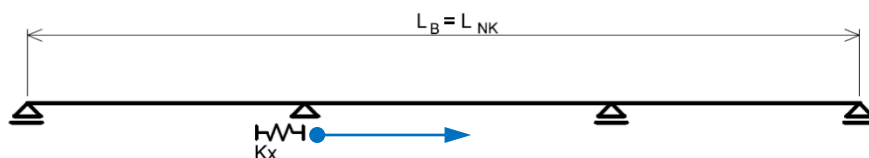


Obr. 15 Příklad redukce účinků od teplotní změny NK- protisměrná dilatace konců NK

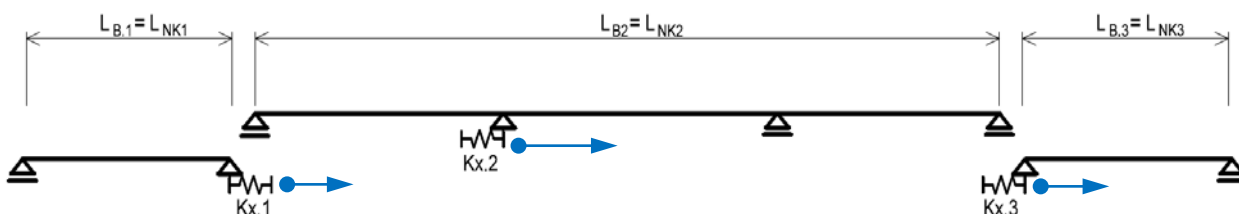
Přírůstky napětí od účinků brzdných resp. rozjezdových sil lze redukovat např. zvýšením vodorovné podélné tuhosti spodní stavby K_x v úrovni ložisek. Zvýšením vodorovné tuhosti spodní stavby K_x dojde ke zmenšení rozdílu podélného posunutí mezi mostem a kolejí a tím i k redukcí přírůstku napětí v kolejnicích. Na druhé straně však dojde ke zvýšení vodorovné podélné reakce na spodní stavbu v důsledku její vyšší tuhosti.

Další možností jak zmenšit velikost přírůstků napětí od účinků brzdných resp. rozjezdových sil je, obdobně jako u teplotní změny mostní konstrukce rozdělení mostní konstrukce na více dilatačních celků⁵, vložením tzv. přechodových polí nebo návrhem systému tzv. "Řídící tyče" (viz Obr.16) (směr přenosu vodorovné síly zobrazen modrou šipkou).

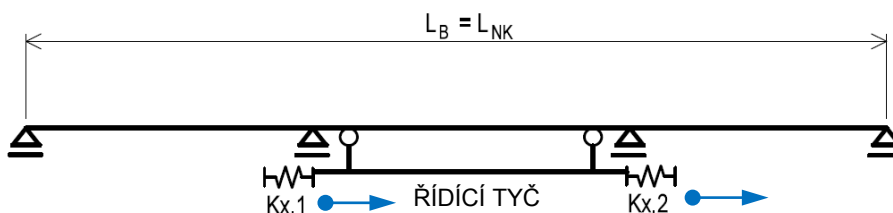
statické schéma před úpravu



statické schéma po úpravě s přechodovými poli



statické schéma po úpravě se systémem tzv. "Řídící tyče"



Obr. 16 Příklad redukce od účinků brzdných sil - "přechodovými poli" a systém "Řídící tyče"

Tyto uvedené úpravy konstrukčního řešení mostního objektu charakterizovat jako **změny statického schématu** mostní konstrukce.

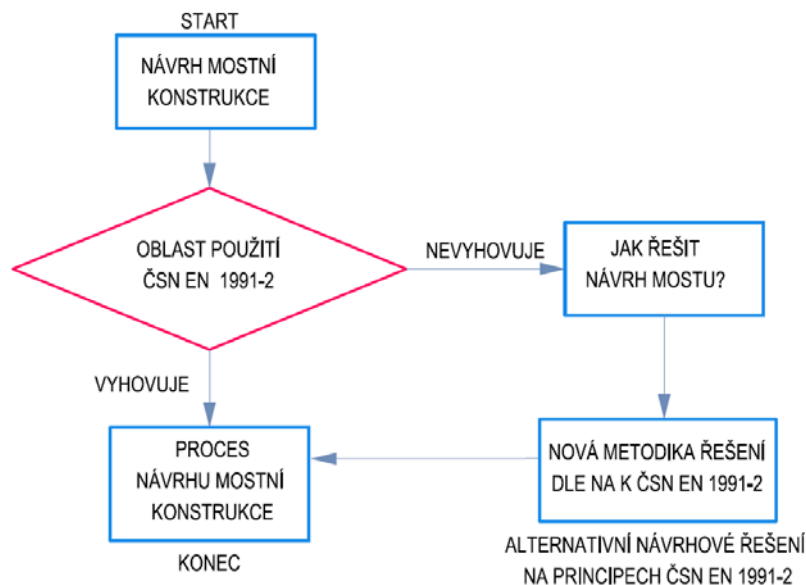
Pokud však těmito úpravami nedojde k dostatečné redukcí velikosti přírůstku napětí v kolejnicích, je nezbytné vložení dilatačního zařízení v koleji KDZ tzn. upravit konstrukční řešení železničního svršku.

Z výše uvedeného je zřejmé, že vliv kombinované odezvy mostní konstrukce a koleje ovlivňuje vlastní návrh statického působení mostní konstrukce. Uvedenou problematiku je tedy **nutné sledovat vždy již v prvotních fázích projektové přípravy**, kdy se volí statické schéma mostní konstrukce a umísťuje spodní stavba. Podcenění nebo nedostatečné zohlednění těchto specifických požadavků vede v dalších fázích projektové přípravy ke značným problémům, protože už není možné ve většině případů výrazně změnit polohu spodní stavby s ohledem na majetkoprávní vazby dané předchozím stupněm projektové přípravy.

⁵ Rozdělení větších vodorovných účinků na více podpěr tak, jak je tomu běžné u delších spojitých estakád mostů pozemních komunikací, nelze u železničních mostů využít z důvodu zajištění vysoké tuhosti spodní stavby v podélném směru K_x .

3. SROVNÁNÍ NOVOSTI POSTUPŮ

Uvedená metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje metodicky zpracovává jeden z možných postupů při posuzování kombinované odezvy konstrukce a koleje v případech, kdy nejsou splněna kritéria použití ČSN EN 1991-2 nebo je požadováno přesnější řešení dané problematiky viz schéma postupu na Obr. 17.



Obr. 17 Schéma základního postupu při návrhu mostní konstrukce s využitím metodiky

Metodika rozpracovává předmětné články změny Z4 Národní přílohy k ČSN EN 1991-2 [10.1]. Dále jsou v rámci metodiky přijaty určité zjednodušující předpoklady a definovány základní okrajové podmínky pro její aplikaci. Metodika tak nově poskytuje možnost v projekční praxi jednoduše řešit oblast fyzikálně známých jevů, pro které norma neposkytuje způsoby řešení.

4. UPLATNĚNÍ CERTIFIKOVANÉ METODIKY

4.1 OBECNĚ

Zpracovaná metodika kombinované odezvy konstrukce a koleje bude následně tvořit metodický základ směrnice SŽDC. V souboru předpisů a směrnic v rámci struktury vlastníka státních drah SŽDC s.o. se jedná o tzv. mostní vzorový list (MVL). Struktura těchto MVL je pevně dána a v rámci projednání osnovy nového MVL s SŽDC bylo přiděleno označení MVL 150 - Kombinovaná odezva konstrukce a koleje. Základním odborem, který má toto MVL v gesci je SŽDC s.o., GŘ, Odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů. Předpokládaná osnova MVL 150 je uvedena v následující kapitole 4.3.

Hlavním důvodem vzniku MVL je tedy vytvoření jednoznačného postupu při posuzování kombinované odezvy v projekční praxi na základech certifikované metodiky. S ohledem na rozsah problematiky je však nutné uvažovat s fázovou tvorbou tohoto MVL. V první fázi se bude jednat o tvorbu obecné části MVL. V dalších navazujících fázích se pak bude jednat o definování parametrů pro konkrétní specifické oblasti (např. mostní konstrukce s kolejovým ložem, umístění bezstykové koleje na stávající mostní objekt, speciální druhy železničního svršku, pevnou jízdní dráhu, přímé upevnění koleje na mostě apod.).

4.2 IDENTIFIKACE SUBJEKTU

Identifikace subjektu: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace,
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1
IČ: 70994234, DIČ: CZ70994234
zapsaná v obchodní rejstříku vedeném Městským soudem v Praze, oddíl A, vložka 48384

Kontaktní osoba subjektu: Ing. Václav Podlipný, podlipny@szdc.cz
Nadřízený orgán subjektu: Ministerstvo dopravy, Nábřeží L. Svobody 12, 110 00 Praha 1

4.3 OBSAH MVL 150 - KOMBINOVANÁ ODEZVA KONSTRUKCE A KOLEJE

Textová část MVL bude zaměřena na teoretický rozbor problematiky kombinované odezvy mostu a koleje na proměnná zatížení. Při zpracování MVL však bude snaha komplikované teoretické problémy upravit pro praktické použití v praxi a to jak projekční, tak provozní při správě mostních objektů. V MVL budou uvedeny zásady umístění koleje na nové mostní objekty, technická doporučení k volbě statického působení mostu. Pro stávající mostní objekty budou uvedena technická doporučení a zásady řešení při změnách uspořádání železničního svršku na stávajících mostních objektech (klenbové mosty, ocelové mosty s prvkovou mostovkou apod.).

Z hlediska metodiky posouzení kombinované odezvy bude v MVL řešena alternativní metoda "**Kompletní analýzy**" (metoda uvedená v návrhu Změny Z4, ČSN EN 1991-2 [3.4]), která řeší celkové napětí v kolejnicích a metoda "**Mezních přírůstků**", která řeší pouze přírůstek napětí od proměnných zatížení (rozšířená aplikace metody uvedené v ČSN EN 1991-2). Pro určité vstupní předpoklady by měly být stanoveny zjednodušující metody posouzení kombinované odezvy. Vstupní předpoklady budou více odpovídat běžným případům v síti státních drah (tvar kolejnice, poloměr zakřivení apod.). V MVL budou také uvedeny zásady tvorby výpočetních modelů pro posouzení kombinované odezvy, aplikace zatížení, jeho kombinace apod.

V přílohách navazujících na textovou část MVL 150 budou specifikovány konkrétní hodnoty pro provedení kombinované odezvy případně vhodná zjednodušení. Pro jednotlivé typy železničního svršku na mostě jsou předpokládány především tyto přílohy:

PŘÍLOHA A - KONSTRUKCE S PRŮBĚŽNÝM KOLEJOVÝM LOŽEM

PŘÍLOHA B - KONSTRUKCE S PŘÍMÝM UPEVNĚNÍM KOLEJE

PŘÍLOHA C - KONSTRUKCE S PEVNOU JÍZDNÍ DRÁHOU

PŘÍLOHA D - KONSTRUKCE S MOSTNICEMI

PŘÍLOHA E - KONSTRUKCE S KONTINUÁLNĚ PODEPŘENOU KOLEJNICÍ

5. EKONOMICKÉ ASPEKTY

Již delší dobu se v konstrukci železničního svršku navrhuje bezстыková kolej [BK], která je méně náročná na údržbu (úspora nákladů), má delší životnost, zvyšuje komfort jízdy a bezpečnost železničního provozu. Tento trend se postupně uplatňuje i na regionální tratě, kde je ve většině případů spojen s převedením přes stávající mostní objekty. V poslední době je standardem navrhovat řešení mostních objektů tak, aby nebylo nutné vkládat do trati kolejnicová dilatační zařízení (KDZ).

Trend ve zřizování bezстыkové koleje klade větší nároky na vlastní posouzení v oblasti mostních objektů, kde dochází ke vzájemnému spolupůsobení s kolejí.

Ekonomické přínosy metodiky řešení kombinované odezvy konstrukce a mostu lze očekávat v oblastech:

1. železničního svršku, zejména s bezстыkovou kolejí,
2. přípravy novostavby mostního objektu, přesnější stanovení účinků vede k jeho hospodárnějšímu návrhu,
3. návrhu rekonstrukce mostního objektu, přesnější stanovení účinků vede k jeho hospodárnějšímu návrhu nebo v krajním případě k jeho ponechání v trati bez nutnosti výměny,
4. údržby, snížení nároků na údržbu
5. železničního provozu, zvýšení bezpečnosti provozu
6. železničního provozu, šetrnější provoz pro kolejová vozidla
7. dopadů železniční dopravy na životní prostředí

Kvantifikování ekonomických přínosů je provedeno na základě údajů o přepravních kapacitách v železniční síti SŽDC, z předpokladu investiční výstavby ČR a z předpokladu nároků na správu železniční dopravní cesty. Podklady byly získány konzultací s pracovníky SŽDC GŘ v Praze.

V železniční síti je aktuálně 609 ks malých kolejnicových dilatačních zařízení a 59 ks velkých kolejnicových dilatačních zařízení. Při aplikaci metodiky řešení kombinované odezvy v projekční praxi lze očekávat úsporu v požadavku na vložení KDZ na jednom nově navrhovaném mostním objektu a třech rekonstruovaných mostních objektech v průběhu jednoho roku.

Z celkového počtu přepravovaných osob je podíl železniční osobní dopravy přibližně 20 %. Hlavní část cestujících je na páteřních koridorových tratích, kde dosahuje intenzita v průměru 10.000 osob/den (špičky přepravy do 30.000 osob/den). Na ostatní síti vč. regionální je intenzita menší a dosahuje v průměru okolo 1.000 osob/den. Průměrná hodnota ztrátového času cestujícího bez rozlišení pracovního času a klidového času činí cca 315,- Kč/osobu/den v cenové úrovni pro rok 2016. Náhrada výlukových časů se v průměru pohybuje na úrovni cca 250.000,- Kč/den/kolej a náhrada za pomalé jízdy se v průměru pohybuje na úrovni cca 10.000,- Kč/den/kolej.

V průměru si správa vloženého KDZ vyžádá 10 hod pomalých jízd za rok. Výměna vloženého KDZ si vyžádá 5 hod výlukového času trati jednou cca za 30 let na jednokolejných tratích. U dvoukolejných tratí je dopad na výlukové časy a z toho vyplývající zdržení minimální.

Zavedení řešených postupů si ze strany SŽDC vyžádá zpracování MVL 150 - Kombinovaná odezva konstrukce a kolej vč. školení při uvádění do praxe. Pro získání dalších údajů k přílohám tohoto MVL bude nutné provést další experimentální měření. V nákladech dále je nutné uvažovat s aktualizacemi a správou tohoto MVL.

Celkově náklady na zavedení metodiky do praxe mohou dosahovat cca 5.000,- tis. Kč. Přičemž je nutné uvažovat s ročním paušálem cca 100,- tis. Kč/rok na jeho správu. Zavedením metodiky do praxe mohou ekonomické přínosy pro uživatele SŽDC, s.o. dosahovat v průměru cca 10.000,-tis. Kč/rok.

Vyčíslení předpokládaných ekonomických aspektů vyplývajících ze zavedení řešené metodiky je uvedeno v následující tabulce.

Přehledná tabulka ekonomických aspektů**Náklady na zavedení postupů uvedených v metodice**

Pol.	Popis	Výpočet	Celkem [tis. Kč]	Poznámka
1.	Zpracování MVL 150		2 000	
2.	Experimentální měření		1 500	
3.	Náklad s vydáním MVL150		500	
			4 000	tis. Kč

Roční náklady na údržbu zavedených postupů uvedených v metodice

Pol.	Popis	Výpočet	Celkem [tis. Kč/rok]	Poznámka
4.	Správa a aktualizace MVL 150		100	
			100	tis. Kč/rok

Přínosy za zavedení postupů uvedených v metodice

Pol.	Popis	Výpočet	Celkem [tis. Kč/rok]	Poznámka
1.	úspora VKDZ - koridor 2 koleje	2 koleje * 1 ks VKDZ = 2 ks	14 000	(VKDZ + MKDZ) á 7.000,-tis. Kč
2.	úspora MKDZ - regionální trať 1 kolej	1 kolej * 3 ks MKDZ = 3 ks	6 000	MKDZ á 2.000,-tis. Kč
3.	správa KDZ	2%*(14.000+6.000)	400	2% z nákladů
4.	pomalé jízdy - zvýšená údržba KDZ	10 hod * 3*10	300	pouze regionální tratě
5.	výluka tratě - výměna	1 den *3 *250/30	25	pouze regionální tratě 1 x 30 let
6.	návrh nového mostního objektu	1 most * 5%*20 mil. Kč	1 000	5% z ceny spodní stavby mostu cena spodní stavby mostu 20 mil. Kč
7.	návrh rekonstrukce mostního objektu	10 mil Kč/5 let	2 000	jeden most v hodnotě 10 mil. Kč za 5 let
8.	časové ztráty cestujících	1000*0,315*3 ks*1 hod	945	10 hod pomalých jízd vyvolá zdržení cca 1 hod
9.	zvýšení bezpečnosti dopravní cesty			
10.	šetnější provoz vozidel	nehodnoceno		přínosy lze obtížně kvantifikovat
11.	zlepšení dopadů na životní prostředí			
			24 670	tis. Kč/rok

6. SEZNAM POUŽITÉ SOUVISEJÍCÍ LITERATURY

- [1.1] předpis SŽDC S 3 Železniční svršek, Schváleno generálním ředitelem SŽDC, 3.6.2008, Č.j.: 9675/08-OP, Účinnost od 1. října 2008
- [1.2] předpis SŽDC (ČD) S 3/2 Bezstyková kolej, Schváleno generálním ředitelem SŽDC, 24. května 2013, Č.j.: S11167/2013-OTH, Účinnost od 1. září 2013
- [1.3] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, Schváleno generálním ředitelem SŽDC, 31. 7. 2015, č.j.: S 30135/2015-O13, Účinnost od 1. září 2015
- [1.4] Nařízení Komise (EU) č. 1299/2014 (**TSI 1299/2014/EU**)
- [2.1] Směrnice UIC 774-3 R (Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations), 2nd edition, October 2001, ISBN 2-7461-0257-9
- [3.1] ČSN EN 1990, *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, v aktuálním znění
- [3.2] ČSN EN 1991-1-1, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, v aktuálním znění
- [3.3] ČSN EN 1991-2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*, v aktuálním znění
- [3.4] TNK 38: Návrh změny Z4 k ČSN EN 1991-2, verze červen 2015
- [3.5] ČSN EN 1993-1-1, *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, v aktuálním znění
- [3.6] ČSN EN 1993-2, *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty*, v aktuálním znění
- [4.1] Frýba, L., *Dynamika železničních mostů*. Vyd. 1., ACADEMIA, 1992, 328 s., ISBN 80-200-0262-6
- [4.2] Plášek, O.: *Železniční stavby: železniční spodek a svršek*. Vyd. 1. Brno, Akademické nakladatelství CERM, 2004, 291 s., ISBN 80-214-2620-9

7. SEZNAM PODKLADŮ

7.1 SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

- [10.1] Úkol technického rozvoje, SŽDC s.o., ISPROFOND 5006210082
Návrh změny národní přílohy NA k ČSN EN 1991-2, Část 2: Zatížení mostů dopravou,
03/2014, SUDOP PRAHA a.s.,

7.2 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK

α	klasifikační součinitel zatížení
BK	bezstyková kolej
KDZ	kolejnicové dilatační zařízení
KL	kolejové lože
MVL	Mostní vzorový list
NA	národní příloha k evropské normě ČSN EN
R	poloměr směrového oblouku
ÚTR	úkol technického rozvoje SŽDC
f_y	mez kluzu oceli
f_u	mez pevnosti oceli
K_x	ekvivalentní vodorovná tuhost spodní stavby v podélném směru
L_T	dilatující délka nosné konstrukce
Φ	dynamický součinitel
L_Φ	náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele
ξ	součinitel přenosu vodorovné reakce od proměnných zatížení (změna teploty a dopravní zatížení)
ΔT_D	teplotní změny konstrukce mostu od této počáteční teploty mostní konstrukce $T_{D,0}$,
$T_{D,0}$	počáteční teplota mostní konstrukce při zřízení bezstykové koleje na mostě

INDEX

D	nosná konstrukce (deck)
R	kolejnice (rail)
A	rozjezdové síly (acceleration forces)
B	brzdné síly (breaking forces)

8. DEDIKACE

Tato metodika byla zpracována v rámci řešení projektu Technologické agentury ČR TA03031099 „Optimalizace návrhu staveb dopravní infrastruktury s ohledem na zvýšení jejich trvanlivosti a bezpečnosti provozu“

9. OPONENTI

1. **Doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.**, VPÚ Deco Praha, a.s.
2. **Ing. Miroslav Teichman, SŽDC, s.o.**, Generální ředitelství,



Praha 15. prosince 2015
Č. j.: 97/2015-710-VV/1

v y d á v á

OSVĚDČENÍ

o uznání uplatněné certifikované metodiky
v souladu s podmínkami „Metodiky hodnocení výsledků výzkumu a vývoje“

„Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje“

ŘEŠITEL

SUDOP PRAHA a.s.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Autor:

Ing. Martin Vlasák,
Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Dedikace:

Vypracované v rámci výzkumného projektu č. TA03031099 názvem „Optimalizace návrhu staveb dopravní infrastruktury s ohledem na zvýšení jejich trvanlivosti a bezpečnosti provozu“ financovaného za podpory TA ČR.

Zpracovatelé 2 nezávislých oponentních posudků:

- **Doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., VPÚ Deco Praha, a.s.**
- **Ing. Miroslav Teichman, SŽDC, s.o., GŘ**


JUDr. Václav Kobera
Ředitel

Odbor ITS, kosmických aktivit a VaVal

