

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera

Návrh železobetonového integrovaného mostu o jednom poli – převedení silnice
II/286 H přes silnici III/2861

Bakalářská práce

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera
Akademický rok: 2021/2022

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

(projektu, uměleckého díla, uměleckého výkonu)

Jméno a příjmení: **Lukáš Kosovský**
Osobní číslo: **D18235**
Studijní program: **B3607 Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Dopravní stavitelství**
Téma práce: **Návrh železobetonového integrovaného mostu o jednom poli – převedení silnice II/286 H přes silnici III/2861**
Zadávací katedra: **Katedra dopravního stavitelství**

Zásady pro vypracování

Bakalářská práce bude vypracována v následujícím rozsahu:

1. Úvod

- Stručný popis výchozí akce: II/286 Jičín, Robousy –Valdice –přeložka

- Cíle bakalářské práce

2. Integrované mosty – teorie

- základní pojmy, termíny, názvosloví, definice

- dělení integrovaných mostů

- rozdíly od „klasických“ mostů

- zásady navrhování, vliv šikmosti, vliv směrového oblouku

- popis zemních tlaků, interakce se spodní stavbou mostu

- navrhování přechodových oblastí a přechodových desek

- zatížení teplotou, dopravou, smršťováním a dotvarováním betonu, nerovnoměrné sedání a zhodnocení účinků od zatížení větrem

- analýza integrovaných mostů a zásady modelování

3. Praktická část

1. Technické zpráva

2. Přehledný výkres nového stavu

3. Příčné řezy v lících opěr

4. Tvar a schéma výztuže pilot

5. Výkres tvaru rámové konstrukce

6. Schéma výztuže rámové konstrukce

7. Postup výstavby

8. Statický výpočet

9. Rozpočet

4. Závěr

Porovnání stávajícího mostu s nově navrženým s ohledem na náročnost výstavby technologickou či časovou, náročnost na provoz a údržbu, a srovnání ekonomické.

Rozsah pracovní zprávy:
Rozsah grafických prací:
Forma zpracování bakalářské práce: **tištěná/elektronická**

Seznam doporučené literatury:

ČSN 73 6200. *Mosty – Terminologie a třídění* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 48 s.
ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů* Praha: Český normalizační institut, 2008, 76 s.
ČSN EN 1990
ČSN EN 1991
ČSN EN 1992
TP 261. *Integrované mosty*. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, 2017, 109 s. č. j. 157/2017-120-TN/1
VL4. *Mosty*. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, 2021, 151 s. č. j. MD-5181/2021-120/2
Adalší dle pokynů vedoucího práce

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.**
Katedra dopravního stavitelství

Datum zadání bakalářské práce: **26. října 2021**
Termín odevzdání bakalářské práce: **17. května 2022**

L.S.

doc. Ing. Libor Švadlenka, Ph.D.
děkan

Ing. Aleš Šmejda, Ph.D.
vedoucí katedry

V Pardubicích dne 28. října 2020

Prohlašuji:

Práci s názvem „Návrh železobetonového integrovaného mostu o jednom poli – převedení silnice II/286 H přes silnici III/2861“ jsem vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury. Byl jsem seznámen s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů, zejména se skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu, je Univerzita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Beru na vědomí, že v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, a směrnicí Univerzity Pardubice č. 7/2019 Pravidla pro odevzdávání, zveřejňování a formální úpravu závěrečných prací, ve znění pozdějších dodatků, bude práce zveřejněna prostřednictvím Digitální knihovny Univerzity Pardubice.

V Pardubicích dne

Lukáš Kosovský v. r.

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu bakalářské práce Ing. Pavlu Jiříčkovi, Ph.D. za odborné konzultace, cenné rady a za vedení od výběru tématu až po jeho dokončení. Poděkování patří rovněž firmě Valbek spol. s r.o. za poskytnuté podklady potřebné k této práci. V neposlední řadě si nesmírně vážím trpělivosti a podpory mojí manželky a dětí, bez jejich obětavosti a pochopení by tato práce nevznikla.

ANOTACE

Bakalářská práce se v úvodní teoretické části zabývá obecným popisem integrovaných mostů, popisu odlišností a specifik od mostů tradičních. Druhá, praktická část obsahuje výkresy konkrétního návrhu integrovaného mostu včetně statického výpočtu. Závěrem budou porovnány dvě odlišná technická řešení z pohledu životnosti a ekonomické náročnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

integrovaný most, dilatace, zatížení, zemní tlak, přechodová deska, přechodová oblast

TITLE

Design of concrete integrated bridge with one span – transfer of road II/286 H over road III/2861

ANNOTATION

In the introductory theoretical part, the bachelor thesis deals with a general description of integral bridges, describing the differences and specifics from traditional bridges. The second practical part contains drawings of a specific design of an integral bridge including a static calculation. Finally, two different technical solutions will be compared in terms of durability and economic performance.

KEYWORDS

integral bridge, dilatation, load, ground pressure, transition slab, transition area

OBSAH

| | |
|---|----|
| SEZNAM ILUSTRACÍ A TABULEK..... | 10 |
| SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK | 11 |
| 1. ÚVOD..... | 13 |
| 1.1. Popis výchozí akce | 13 |
| 1.2. Seznam podkladů..... | 14 |
| 2. TEORETICKÁ ČÁST – INTEGROVANÉ MOSTY | 15 |
| 2.1. Základní názvosloví..... | 15 |
| 2.2. Rozdílnost integrovaných a dilatovaných konstrukcí..... | 15 |
| 2.3. Specifika návrhu integrovaných mostů | 16 |
| 2.3.1. Vodorovné posuny | 16 |
| 2.3.2. Geometrické uspořádání – vliv šikmosti a půdorysného zakřivení | 17 |
| 2.4. Zemní tlaky..... | 18 |
| 2.4.1. Zemní tlak v klidu | 18 |
| 2.4.2. Aktivní zemní tlak..... | 19 |
| 2.4.3. Pasivní zemní tlak | 20 |
| 2.5. Úprava součinitelů pro IM..... | 20 |
| 2.6. Interakce zeminy s opěrou v přechodových oblastech | 21 |
| 2.6.1. Cyklické zatěžování zemin | 21 |
| 2.6.2. Zlepšení únosnosti zemin za opěrou | 22 |
| 2.6.3. Parametry zemin v přechodových oblastech..... | 22 |
| 2.7. Přechody mostů – oblasti, desky | 23 |
| 2.8. Zatížení | 24 |
| 2.8.1. Stálé zatížení (G)..... | 24 |
| 2.8.2. Proměnné zatížení (Q)..... | 25 |
| 2.9. Návrhové přístupy a kombinace zatížení | 28 |
| 2.9.1. Návrhové přístupy | 28 |
| 2.9.2. Kombinace zatížení | 29 |
| 2.9.3. Sestavy zatížení dopravou..... | 29 |
| 2.10. Analýza konstrukce a zásady modelování | 30 |
| 2.10.1. Zásady modelování..... | 30 |
| 2.10.2. Založení integrovaného mostu | 30 |
| 2.10.3. Redukce ohybových momentů nad podporou | 30 |
| 2.10.4. Redistribuce momentů..... | 30 |

| | |
|---|----|
| 3. SROVNÁNÍ VARIANT | 32 |
| 3.1. Popis stávajícího mostu | 32 |
| 3.1.1. Fotodokumentace stávajícího stavu | 33 |
| 3.2. Popis nově navržené konstrukce | 34 |
| 3.3. Multikriteriální analýza | 35 |
| 3.3.1. Ekonomická náročnost | 35 |
| 3.3.2. Životnost a nároky na údržbu | 36 |
| 3.3.3. Časová náročnost na výstavbu | 36 |
| 3.3.4. Vliv na související stavební objekty | 36 |
| 4. ZÁVĚR | 37 |
| POUŽITÉ ILUSTRACE | 38 |
| POUŽITÁ LITERATURA | 38 |
| ELEKTRONICKÉ ZDROJE | 39 |

SEZNAM ILUSTRACÍ A TABULEK

| | |
|--|----|
| Obr. 1 - Širší vztahy akce II/286 Jičín, Robousy – Valdice – přeložka [1] | 13 |
| Obr. 2 - Základní rozdělení integrovaných mostů [2] | 15 |
| Obr. 3 - Deformace stojky rámového rohu a přechodové oblasti [4] | 16 |
| Obr. 4 - Vliv šikmosti integrovaného mostu [2] | 18 |
| Obr. 5 – Výslednice zemního tlak v klidu | 19 |
| Obr. 6 - Aktivní zemní tlak v soudržných zeminách | 19 |
| Obr. 7 - Pasivní zemní tlak v soudržných zeminách..... | 20 |
| Obr. 8 - Rozložení součinitele zemního tlaku [5] | 21 |
| Obr. 9 – Působení zemních tlaků v průběhu cyklického zatížení [2] | 21 |
| Obr. 10 - Vliv cyklického zatížení na zeminu v přechodové oblasti IM [2] | 22 |
| Obr. 11 - Úprava zeminy v přechodové oblasti geotextilií [2] | 22 |
| Obr. 12 - Detail vrubového kloubu vlečené přechodové desky [14] | 23 |
| Obr. 13 - Příklad vyztužení přechodové desky (Valbek spol. s r.o.) | 24 |
| Obr. 14 - Nelineární změna teploty pro betonové nosné konstrukce (TYP 3) [10]..... | 26 |
| Obr. 15 – Schéma podélného řezu (Valbek spol. s r.o.) | 32 |
| Obr. 16 – Schéma příčného řezu (Valbek spol. s r.o.) | 32 |
| Obr. 17 - Pohled na výstavbu SO203 (Valbek spol. s r.o.)..... | 33 |
| Obr. 18 - Pohled na OP01 během výstavby (Valbek spol. s r.o.) | 33 |
| Obr. 19 - Pohled na dokončený most – stávající stav (Valbek spol. s r.o.) | 34 |
| Obr. 20 - Schéma podélné řezu (praktická část – příloha č. 2)..... | 34 |
| Obr. 21 - Schéma příčného řezu v poli (praktická část – příloha č. 2) | 35 |
| | |
| Tab. 1 - Poměrná přetvoření [2]..... | 25 |
| Tab. 2 - Hodnoty zatížení load modelu 1 [16] | 27 |
| Tab. 3 - Zvláštní vozidla LM3 [16] | 28 |
| Tab. 4 - Dílčí součinitele DA2/DA3 [2] | 29 |
| Tab. 5 - Sestavy zatížení dopravy [16] | 29 |
| Tab. 6 - Cenové srovnání | 35 |

SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK

| | |
|------------------|--|
| $G_{k,j}$ | Zatížení stálá a ostatní stálá. |
| K_a | Součinitel zemního tlaku aktivního. |
| K_0 | Součinitel zemního tlaku v klidu. |
| K_p | Součinitel zemního tlaku pasivního. |
| K^* | Modifikovaný součinitel zemního tlaku. |
| $L_{BE,adm}$ | Maximální přípustná dilatující délka. |
| P | Reprezentativní hodnota od předpětí. |
| P_k | Charakteristická hodnota od předpětí. |
| $Q_{k,1}$ | Charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení. |
| $Q_{k,i}$ | Charakteristická hodnota vedlejšího proměnného zatížení. |
| Q_{1k} | Charakteristická hodnota nápravového zatížení. |
| Q_{lk} | Vodorovná složka dopravního zatížení. |
| S_a | Výslednice aktivního zemního tlaku. |
| S_0 | Výslednice tlaku v klidu. |
| S_p | Výslednice pasivního zemního tlaku. |
| $T_{e,max}$ | Maximální složka rovnoměrné teploty. |
| $T_{e,min}$ | Minimální složka rovnoměrné teploty. |
| T_{min} | Minimální teplota vzduchu ve stínu. |
| T_0 | Počáteční teplota konstrukce. |
| c | Soudržnost zeminy. |
| k_1 | Součinitel pro redistribuci momentů v oblasti lineárně pružné analýzy. |
| k_2 | Součinitel pro redistribuci momentů v oblasti lineárně pružné analýzy. |
| Δ_h | Celkový vodorovný posun konstrukce. |
| $\Delta_{h,adm}$ | Maximální přípustný pohyb konce mostu. |
| $\Delta_{h,C+S}$ | Vodorovná posun od vlivu smršťování a dotvarování. |
| $\Delta_{h,G+P}$ | Vodorovný posun od vlivu stálých zatížení a předpětí. |
| $\Delta_{h,Q}$ | Vodorovný posun od vlivu dopravního zatížení. |

| | |
|------------------------|---|
| $\Delta_{h,T}$ | Vodorovný posun od vlivu teplotního zatížení. |
| $\Delta_{h,T,max}$ | Vodorovný posun od vlivu ohřátí konstrukce. |
| $\Delta_{h,T,min}$ | Vodorovný posun od vlivu ochlazení konstrukce. |
| ΔT_{cool} | Charakteristická hodnota nerovnoměrného ochlazení. |
| ΔT_{heat} | Charakteristická hodnota nerovnoměrného ohřátí. |
| $\Delta T_{N,cool}$ | Charakteristická hodnota rovnoměrného ochlazení. |
| $\Delta T_{N,exp}$ | Charakteristická hodnota rovnoměrného oteplení. |
| α_{Q1} | Součinitel dopravního zatížení náprav – TS. |
| α_{q1} | Součinitel dopravního zatížení spojitého zatížení – UDL. |
| γ | Objemová tíha zeminy. |
| δ | Třecí úhel mezi zeminou a konstrukcí. |
| $\varepsilon_{NK,max}$ | Odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce. |
| ξ_j | Redukční součinitel. |
| σ_a | Vodorovné napětí od zemního tlaku aktivního. |
| σ_0 | Vodorovné napětí od zemního tlaku v klidu. |
| σ_p | Vodorovné napětí od zemního tlaku pasivního. |
| σ_z | Svislé napětí od zemního tlaku. |
| φ | Úhel vnitřního tření zeminy. |
| ψ_0 | Součinitel pro kombinační hodnotu poměrného zatížení. |
| ψ_1 | Součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení. |
| ψ_2 | Součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení. |
| ω_M | Součinitel při společném působení rovnoměrné a nerovnoměrné složky. |
| ω_N | Součinitel při společném působení rovnoměrné a nerovnoměrné složky. |

1. ÚVOD

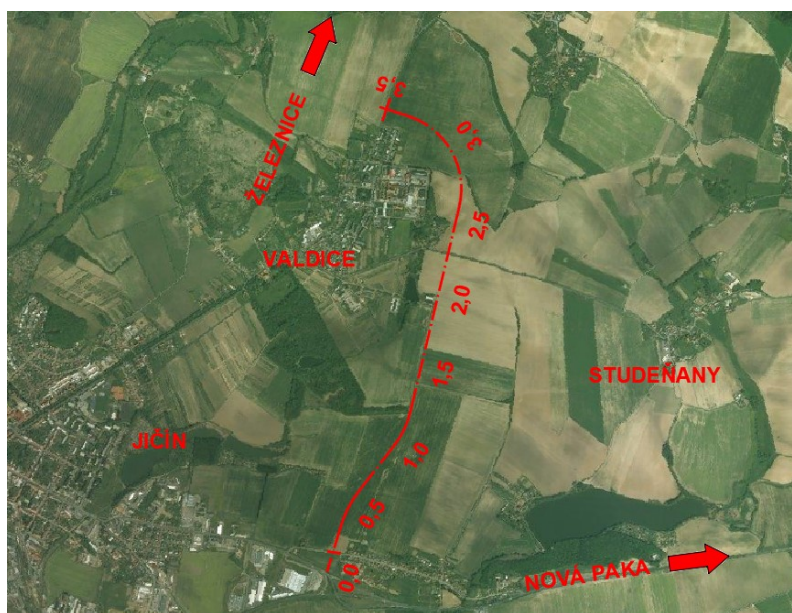
Tato bakalářská práce spočívá v návrhu železobetonové integrované mostní konstrukce na silnici II/286 H, jihovýchodně od obce Valdice, okres Jičín. V současné době se v zájmovém území nachází stávající most o jednom poli s nosnou konstrukcí z předem předpjatých MK-T nosníků, které jsou spřaženy železobetonovou deskou a monolitickými příčníky spojeny se spodní stavbou. Dilatace je řešena povrchovými mostními závěry s jednoduchým těsněním. Cílem této práce je navrhnout železobetonovou integrovanou mostní konstrukci bez použití předpjatého betonu a následně porovnat dvě odlišná technická řešení.

Práce je rozdělena do jednotlivých částí. V úvodní části je představena výchozí akce „II/286 Jičín, Robousy – Valdice – přeložka“ a seznam dostupných podkladů pro vyhotovení této práce. Následuje teoretická část, která se zabývá problematikou a rozdílností integrovaných mostů od tradičních. Zejména je řešena interakce spodní stavby se zeminou v přechodové oblasti, způsob výpočtu zemních tlaků, konstrukční řešení přechodů mostů, popis zatížení dle platných eurokódů a v neposlední řadě analýza konstrukce. V praktické části je řešen samotný návrh integrovaného mostu zahrnující technickou zprávu, výkresy, statický výpočet a zjednodušený rozpočet obsahující hlavní položky konstrukce.

Závěrem jsou blíže popsány a vyhodnoceny obě technická řešení multikriteriální analýzou. Mezi hodnocená kritéria patří ekonomická náročnost, životnost konstrukce, nároky na údržbu, rychlost výstavby a vliv technického řešení mostního objektu na návrh hlavní trasy.

1.1. Popis výchozí akce

Výchozím podkladem je akce „II/286 Jičín, Robousy – Valdice – přeložka“ (Obr. 1), jejímž investorem byl Královéhradecký kraj. Přeložka začíná ve východní části města Jičín, v délce přibližně 3,5 km míjí obec Valdice a napojuje se okružní křižovatkou na stávající II/286. Silnice II/286 H byla slavnostně otevřena 25.05.2021.



Obr. 1 - Širší vztahy akce II/286 Jičín, Robousy – Valdice – přeložka [1]

1.2. Seznam podkladů

Společností Valbek spol, s r.o. (zpracovatel dokumentace pro provádění stavby) byly pro studijní účely poskytnuty níže uvedené podklady:

- Zaměření stávajícího stavu (Valbek spol. s r.o., r. 2017)
- Inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum (GeoTec-GS, a.s. r. 2017)
- Směrové a výškové vedení hlavní trasy – SO101 (Valbek spol. s r.o., r. 2017)
- Fotodokumentace (Valbek spol. s r.o., r. 2020, 2021)

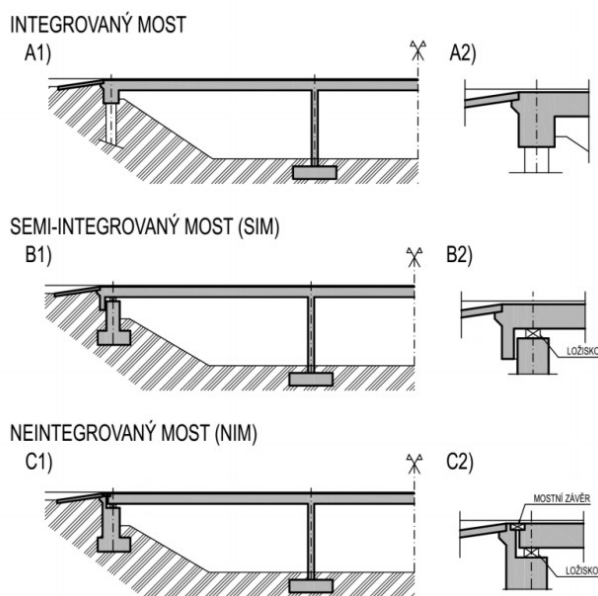
2. TEORETICKÁ ČÁST – INTEGROVANÉ MOSTY

2.1. Základní názvosloví

Integrovaný most: Nosná konstrukce je tuze spojena se spodní stavbou, mostní konstrukce působí jako jeden celek. Integrovaný most je navržen bez ložisek a dilatačních závěrů. Zemina v přechodových oblastech, v závislosti na tuhosti spodní stavby, přímo ovlivňuje chování celé konstrukce. [2] (Obr. 2 – A1/A2)

Semi-integrovaný most: Mostní konstrukce není na opěrách pevně spojena se spodní stavbou. Na úložném prahu jsou osazena ložiska, která zajišťují vodorovný pohyb konstrukce. Závěrná zídka je součástí nosné konstrukce a její líc je až za hranou rubu opěry. Vzdálenost líce závěrné zídky a rubu opěry závisí na předpokládané dilataci mostu. Zemní tlaky, které působí na spodní stavbu, nemají vliv na ostatní části konstrukce. [2] (Obr. 2 – B1/B2)

Neintegrováný (Dilatovaný): Dilatované mosty patří k tradičním technickým řešením. Spodní stavba je od nosné konstrukce oddělena ložisky stejně jako u předešlého semi-integrovaného typu, nicméně závěrná zídka je součástí opěry. Mezi závěrnou zídkou a nosnou konstrukcí je osazen mostní dilatační závěr, který společně s ložisky mostu umožňují podélné i příčné posuny konstrukce. [2] (Obr. 2 – C1/C2)

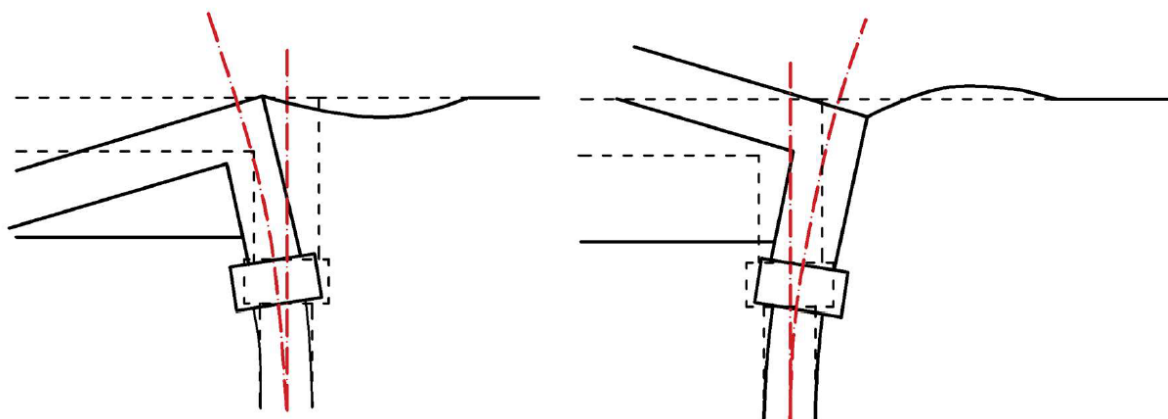


Obr. 2 - Základní rozdělení integrovaných mostů [2]

2.2. Rozdílnost integrovaných a dilatovaných konstrukcí

Jak bylo výše popsáno, hlavním rozdílem integrovaných mostů je absence zařízení, která umožňují vodorovné a příčné posuny. Jedním z klíčových faktorů je spolupůsobení rámových stojek se zemínou v přechodových oblastech. V letních měsících, kdy se vlivem ohřátí konstrukce zvětšuje její délka, dochází k zatlačování rámových stojek do zeminy v přechodové oblasti. V danou chvíli působí na konstrukci pasivní zemní tlak. V opačném případě, když se konstrukce zkracuje vlivem ochlazením či smršťováním betonu, působí na konstrukci tlak aktivní. Níže na Obr. 3 je schematicky znázorněna deformace rámových stojek. [3] Tyto opakované změny v deformacích rámových stojek zapříčiňují postupné dohutňování zásypu v přechodových oblastech a mohou způsobit svislou deformaci vozovkového souvrství.

Vzhledem k těmto skutečnostem se na konstrukci přechodové oblasti kladou větší nároky než u tradičních mostů. [3]



Obr. 3 - Deformace stojky rámového rohu a přechodové oblasti [4]

V posledních letech jsou integrované mosty navrhovány stále častěji. Mezi jejich hlavní výhody se řadí: [3] , [5]

- Větší trvanlivost, delší životnost a zároveň nižší nároky na údržbu.
- V mezním stavu únosnosti dochází k redistribuci vnitřních sil, tím se snižuje riziko přetížení konstrukce.
- Tuhým spojením nosné konstrukce a spodní stavby vzniká rámový roh, díky kterému je snížen ohybový moment v poli nosné konstrukce.
- U vícepolové konstrukce je možné zkrátit délku krajních polí, jelikož zde nevzniká požadavek minimální přitlačné síly na mostní ložiska.
- Jednotlivá pole mohou být různých (nepoměrných) délek. Příkladem může být nadjezd SO2203 přes silnici I/48 o rozpětí 21,5+30,5+12,0 m. [6]

Mezi nevýhody mostních konstrukcí, kterým není umožněn dilatační pohyb ložisky a mostními závěry bezpochyby patří: [2] , [3] , [7]

- Maximální délka integrovaného mostu je ovlivněna maximální přípustnou vodorovnou deformací rámových stojek.
- Při návrhu je třeba uvažovat s nerovnoměrným sedáním spodní stavby jako s dalším zatěžovacím stavem.
- Rámový roh není dokonale tuhý během celé své životnosti, dochází k redistribuci záporného ohybového momentu rámového rohu do kladného ohybového momentu v poli nosné konstrukce.

2.3. Specifika návrhu integrovaných mostů

2.3.1. Vodorovné posuny

Maximální přípustná velikost vodorovného posunu konce mostu se stanoví na základě použitého typu integrovaného mostu, resp. navrženého způsobu přechodu mostu na těleso komunikace. Doporučené maximální hodnoty vodorovných posunů mezi čelem nosné konstrukce a zásypem plně integrovaného mostu (IM) na dálnicích, rychlostních komunikacích,

rychlostních místních komunikacích a silnicích I. třídy je až ± 20 mm, pro ostatní komunikace s nižším dopravním zatížením je doporučený maximální posun ± 30 mm. [8]

Faktory ovlivňující celkovou velikost vodorovného pohybu:

Vliv stálých a reologických vlastností materiálů (předpětí, smršťování, dotvarování) a vliv proměnných nedopravních zatížení (ohřátí, ochlazení konstrukce) [2] , [8] se v občasně kombinaci stanoví výrazem:

$$\Delta_h = \Delta_{h,G+P} + \Delta_{h,C+S} + \Delta_{h,T} , \quad (2.1)$$

Občasná kombinace pro betonové mosty [9] je dána vztahem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,infq} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} Q_{k,i} , \quad (2.2)$$

kde $\psi_{1,infq}$ je součinitel kombinace stanovený na hodnotu 0,8.

Vliv cyklických pohybů v časté kombinaci způsobené nedopravním zatížením (teplota) [4] se stanoví výrazem:

$$\Delta_{h,T} = |\Delta_{h,T,max}| + |\Delta_{h,T,min}| , \quad (2.3)$$

Vodorovné posuny v časté kombinaci způsobené nedopravním i dopravním zatížením jsou dány výrazem:

$$\Delta_h = \Delta_{h,T} + \Delta_{h,Q} , \quad (2.4)$$

Častá kombinace je dána vztahem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (2.5)$$

Při stanovení vodorovných posunů lze obvykle zanedbat účinky brzdných a rozjezdových sil, jelikož jimi vyvolané deformace dosahují nízkých hodnot. V řadě případů je tedy maximální hodnota Δ_h stanovena na základě účinků zatížení teplotou. Hodnoty ohřátí a ochlazení konstrukce vycházejí z ČSN EN 1991-1-5, počáteční teplota konstrukce T_0 je uvažována $+10$ °C. [8] , [10]

2.3.2. Geometrické uspořádání – vliv šikmosti a půdorysného zakřivení

U mostních integrovaných konstrukcí, které jsou v přímé, případně v mírném směrovém oblouku, se uvažuje vodorovný posun totožný jako u dilatované konstrukce. Příčinou tohoto chování je velká tuhost konstrukce v podélném směru. Snížení velikosti vodorovných posunů můžeme docílit zvýšením tuhosti spodní stavby. Avšak, u přímých a mírně zakřivených mostů je snížení posunů téměř zanedbatelné. [8] Zvýšené napětí v konstrukci, způsobené interakcí rámových stojek se zemí v přechodových oblastech, je nutné posoudit individuálně s ohledem na uspořádání konstrukce a odporu přechodové oblasti. [2]

Při výrazném zakřivení integrovaného mostu dochází vlivem omezení dilatačních pohybů ke vzniku příčných ohybových momentů a poklesu normálové síly. Současně se vlivem zakřivení konstrukce, na úkor příčné deformace a souvisejících přídatných namáhání, redukuje posuny konců mostu. [2] Mezi parametry, které výrazně ovlivňují chování zakřivených mostů, patří: [8]

- Poměr rozpětí pole nosné konstrukce k poloměru jeho zakřivení.
- Poměr tuhosti nosné konstrukce v podélném a příčném směru.

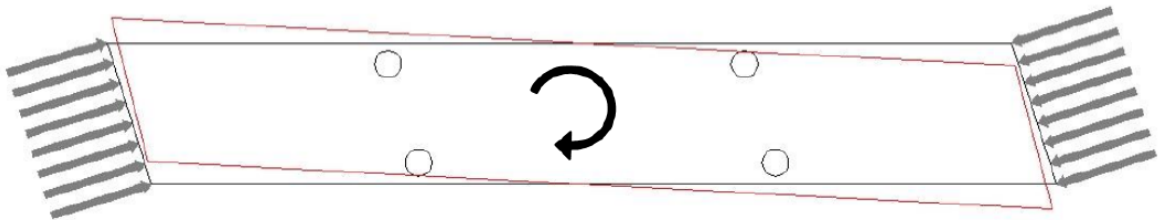
- Poměr tuhosti spodní stavby v podélném a příčném směru.

Mezní hodnota zanedbatelného zakřivení mostu je dána vztahem: [2]

$$R * \left(1 - \cos \frac{L}{2R}\right) \leq \frac{B}{3}, \quad (2.6)$$

kde je B šířka nosné konstrukce
L délka nosné konstrukce
R poloměr směrového oblouku

Dalším geometrickým prvkem, který významně ovlivňuje chování nedilatovaných konstrukcí, je šikmost mostu. Zásadní změna, oproti kolmým konstrukcím, je výrazné zvýšení tuhosti spodní stavby v podélném směru, s čímž souvisí ovlivnění napětí v konstrukci. Dále vlivem šikmosti mostu dochází ke vzniku mimostředného zatížení, které v kombinaci s poddajnými stojkami rámu způsobují pootočení celé konstrukce viz Obr. 4. [2] Z obrázku je patrné, že rozhodující vodorovný posun je ve směru kolmém na rub opěry (osu uložení mostu). [2]



Obr. 4 - Vliv šikmosti integrovaného mostu [2]

2.4. Zemní tlaky

Mezi zeminou a stavební konstrukcí působí síly, které nazýváme zemními tlaky. Velikost těchto sil závisí na stabilitních parametrech zemin (objemová tíha, úhel vnitřního tření, soudržnost) a na typu stavební konstrukce a její tuhosti. Níže uvedené vztahy jsou v souladu s Rankinovou teorií zemních tlaků, která neuvažuje tření mezi konstrukcí a zeminou. [11]

2.4.1. Zemní tlak v klidu

Zatížení působící na konstrukci, které vyvolá nulovou deformaci. Nedochází k posunům ani k pootočení. Vodorovné napětí je dáno vztahem: [11]

$$\sigma_0 = \sigma_z * K_0, \quad (2.7)$$

kde σ_z je svislé napětí od zeminy v závislosti na její hloubce.
 K_0 je koeficient zemního tlaku v klidu.

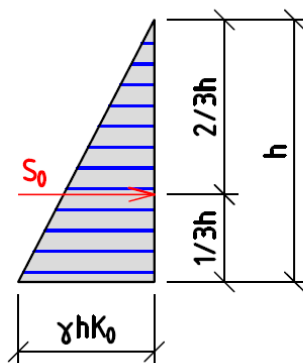
Pro výpočet součinitele zemního tlaku v klidu se v praxi používá empirický vzorec dle Jákyho z roku 1944, který vystihuje nehomogenitu prostředí: [11]

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (2.8)$$

kde φ je úhel vnitřního tření zeminy.

Výslednice těchto tlaků působí ve dvou třetinách hloubky (Obr. 5) a je dána vztahem:

$$S_0 = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_0, \quad (2.9)$$



Obr. 5 – Výslednice zemního tlak v klidu

2.4.2. Aktivní zemní tlak

Vliv zemního tlaku na opěrnou konstrukci vyvolává deformaci, dochází k posunu či k pootočení. Konstrukce je poddajná. Vodorovné napětí je dáno vztahem: [11]

$$\sigma_a = \sigma_z * K_a , \quad (2.10)$$

kde σ_z je svislé napětí od zeminy v závislosti na její hloubce. K_a je součinitel aktivního zemního tlaku.

Součinitel zemní tlaku se vypočítá dle vzorce:

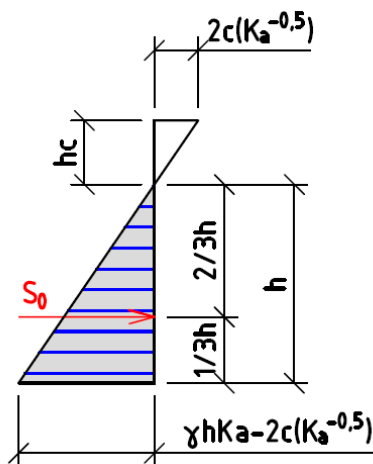
$$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) , \quad (2.11)$$

Následně se výslednice aktivního zemního tlaku pro nesoudržné zeminy stanoví výrazem:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a , \quad (2.12)$$

V zeminách soudržných dochází ke snížení vodorovného napětí: (Obr. 6)

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2c\sqrt{K_a} , \quad (2.13)$$



Obr. 6 - Aktivní zemní tlak v soudržných zeminách

2.4.3. Pasivní zemní tlak

Zemní tlak pasivní působí na konstrukci, která je vlivem vnější síly deformována směrem k zemině. Vodorovné napětí je dáno vztahem: [11]

$$\sigma_p = \sigma_z * K_p, \quad (2.14)$$

kde σ_z je svislé napětí od zemině v závislosti na její hloubce. K_p je součinitel pasivního zemního tlaku.

Součinitel zemní tlaku se vypočítá dle vzorce:

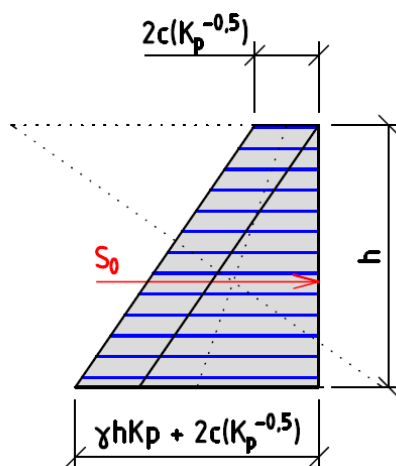
$$K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2), \quad (2.15)$$

Následně výslednice pasivního zemního tlaku pro nesoudržné zemině stanoví:

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p, \quad (2.16)$$

V zeminách soudržných dochází ke zvýšení vodorovného napětí: (Obr. 7)

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p + 2c\sqrt{K_p}, \quad (2.17)$$



Obr. 7 - Pasivní zemní tlak v soudržných zeminách

2.5. Úprava součinitelů pro IM

Výše uvedené výpočty sil zemních tlaků jsou teoretická minima (tlak aktivní) a maxima (tlak pasivní). V praxi se součinitele zemních tlaků pohybují v intervalu K_a až K_p [5] s ohledem na navrženou spodní stavbu a její vodorovné posuny od teplotní roztažnosti. V případě zemních tlaků působících na rámové stojky je potřeba vyjádřit rozložení součinitele K po výšce konstrukce. Zavádí se tzv. modifikovaný součinitel zemního tlaku, který je dán vztahem:

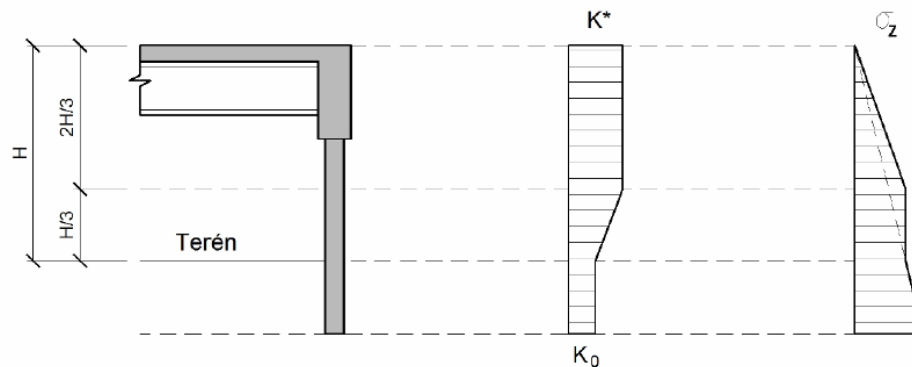
$$K^* = K_0 + \left(\frac{d}{0,03H}\right)^{0,6} K_p, \quad (2.18)$$

kde: d je vodorovný posun vrcholu opěry vlivem teplotních změn.

H výška opěry.

Rozložení součinitele je znázorněno níže Obr. 8. Na horní 2/3 výšky rámové stojky působí konstantní součinitel K^* , ve zbývajících 1/3 výšky opěry se koeficient K^* lineárně snižuje

až k hodnotě součinitele K_0 , této hodnoty nabývá ve výšce upraveného terénu na lici opěry či pilotové stěně. [5]

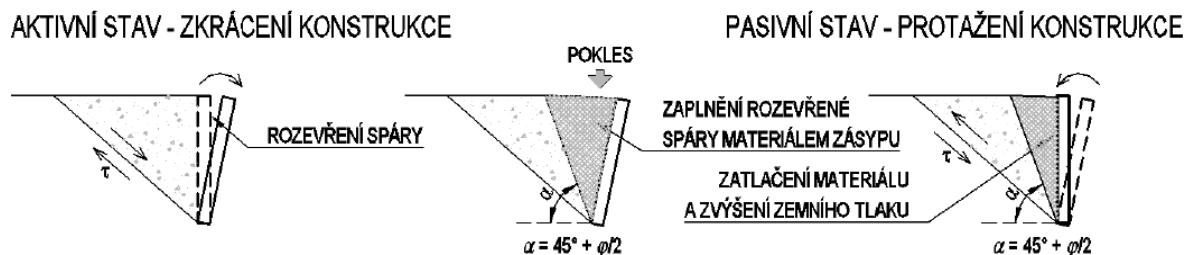


Obr. 8 - Rozložení součinitele zemního tlaku [5]

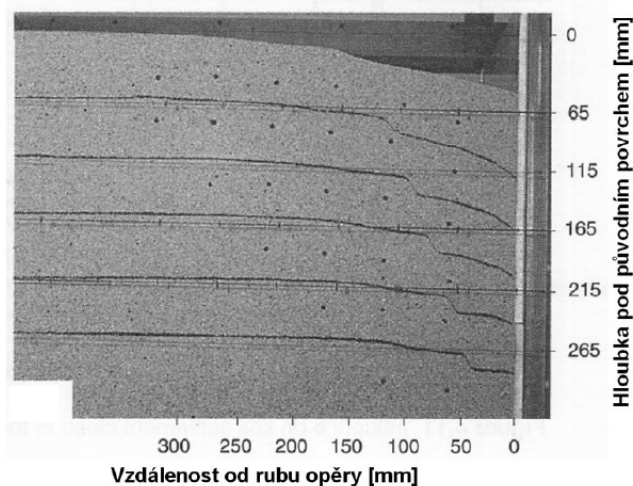
2.6. Interakce zeminy s opěrou v přechodových oblastech

2.6.1. Cyklické zatěžování zemin

Zemina v přechodových oblastech je vlivem teplotní roztažnosti konstrukce cyklicky namáhána. Provedené experimenty na Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College v Londýně [12] dokazují, že cyklické zatěžování způsobují vytváření klínů za rubem opěr integrovaných mostů. Klín se od rubu paty opěry šíří přibližně pod úhlem 30° od svislice, viz Obr. 9 [2]. Při opakujícím se vodorovném pohybu konstrukce se neustále střídá působení zemního tlaku aktivního a zemního tlaku pasivního, znázorněno na Obr. 10. [2] Zemina se za rubem opěry postupně dohutňuje a dochází k sedání zásypového materiálu. Po mnoha cyklech nadále pokračuje svislá deformace jednotlivých vrstev zeminy, nicméně míra zhutnění se již nemění, tento jev se nazývá tok zeminy. Dalším vyskytujícím se jevem, který v přechodových oblastech integrovaných mostů nastává je vytlačení zeminy. [12] V zimních měsících, kdy dochází vlivem ochlazení konstrukce k jejímu zkrácení, se oddělí rub opěry od zeminy v přechodové oblasti. Nesoudržná zemina prostor vyplní a při následném ohřátí a prodloužení konstrukce v letních měsících vzniká větší tlak na přechodovou desku, který může vést až k jejímu porušení. [12]



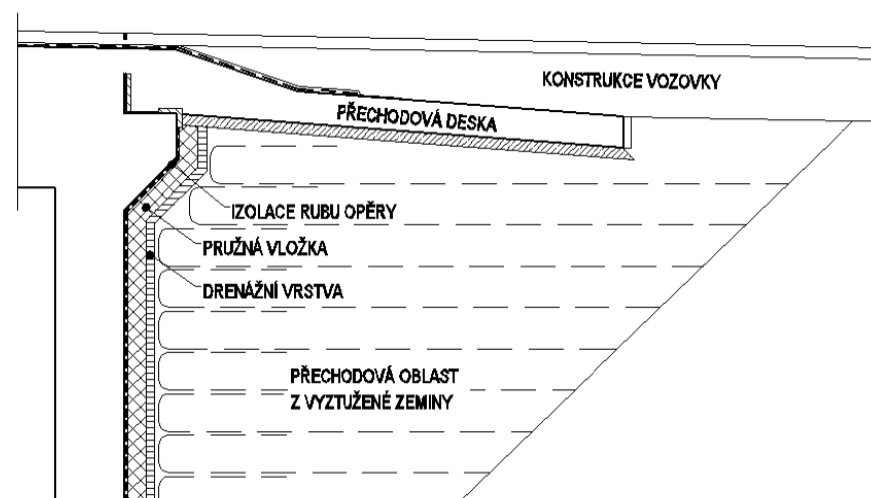
Obr. 9 – Působení zemních tlaků v průběhu cyklického zatížení [2]



Obr. 10 - Vliv cyklického zatížení na zeminu v přechodové oblasti IM [2]

2.6.2. Zlepšení únosnosti zemin za opěrou

Za účelem odstranění výše popsaných nežádoucích jevů je potřeba navrhnout taková opatření, aby se nesoudržná zemina v přechodové oblasti stala samonosnou a nedocházelo tak k dohutňování zeminy a k následným deformacím. [12] Toho lze dosáhnout např. vyztužením zeminy geotextílií nebo geomříží v kombinaci s extrudovaným polystyrenem viz níže Obr. 11. [12]



Obr. 11 - Úprava zeminu v přechodové oblasti geotextílií [2]

Pružná vložka XPS CS (10/Y)100 se navrhuje o tloušťce 100-200 mm. [2] Funkce geotextílií a geomříží se dá popsat jako tahová výztuž zeminy, která zajišťuje stabilitu při zkrácení konstrukce a vytvoření prostoru mezi rubem opěry (XPS) a zeminou. Při ohřátí konstrukce a následných vodorovných posunů směrem do přechodové oblasti funguje pružná vložka jako mostní závěr a nedochází tak k zatlačování (deformování) zeminy. [12]

2.6.3. Parametry zemin v přechodových oblastech

Orientační parametry zásypových materiálů v přechodových oblastech integrovaných mostů jsou popsány v TP261 [2]. Tímto předpisem je zemina dělena do základních třech skupin:

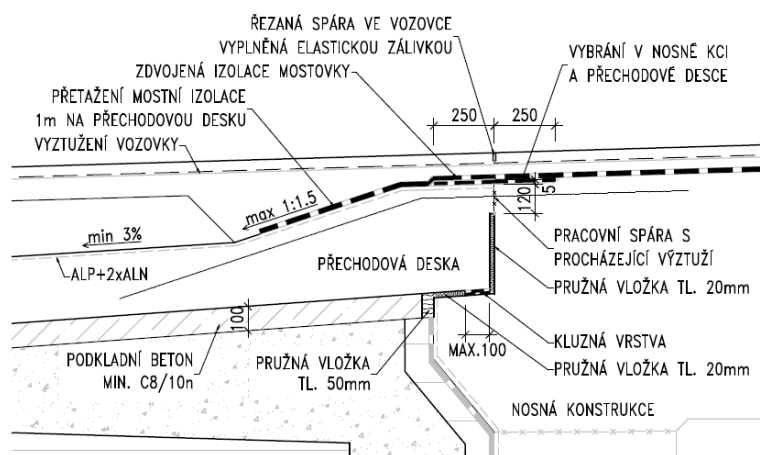
- A – dobře zrněný písek frakce 0,5 – 2,0 mm
objemová tíha $\gamma = 19,0 - 20,0 \text{ kN/m}^3$
úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 27,0 - 30,0^\circ$
soudržnost $C = 0 \text{ kPa}$
- B – štěrkokodrt' 0,0 – 32,0 mm ŠD_A
objemová tíha $\gamma = 19,0 - 23,0 \text{ kN/m}^3$
úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 30,0 - 45,0^\circ$
soudržnost $C = 0 \text{ kPa}$
- C – štěrkokodrt' 0,0 – 32,0 mm ŠD_A vyztužená geomříží 30x30 mm s minimální únosností 40 kN/m v podélném i příčném směru
objemová tíha $\gamma = 19,0 - 23,0 \text{ kN/m}^3$
úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 30,0 - 45,0^\circ$
soudržnost $C = 10,0 - 30,0 \text{ kPa}$

Úhel tření mezi betonovou konstrukcí a zeminou je pro všechny tři kategorie zeminy uvažován vztahem: [5]

$$\delta = \frac{1}{2} \varphi_{ef}, \quad (2.19)$$

2.7. Přechody mostů – oblasti, desky

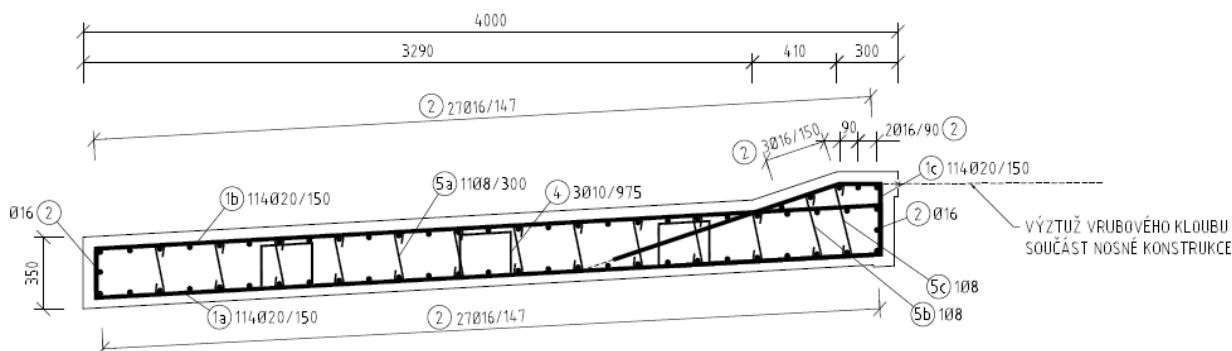
U tradičních dilatovaných mostních konstrukcí je hlavní funkce přechodové desky zamezení nerovnoměrného sedání krajní opěry a vozovky v místě přechodové oblasti. Přechodová deska integrovaného mostu, mimo jiné, přenáší vodorovné posuny nosné konstrukce do tělesa násypu. Tyto desky se nazývají vlečené, spojení je v rámovém rohu provedeno pomocí vrubového kloubu viz Obr. 12. Tento typ spoje zajistí přenos vodorovných sil mezi deskou a nosnou konstrukcí. [13] Pro svislý přenos sil je na rubu opěry navržen ozub, na kterém je deska uložena kluzně. V místě vrubového kloubu je výztuž chráněna nátěrem proti korozi. Níže na Obr. 13 je znázorněn příklad vyztužení vlečené přechodové desky.



Obr. 12 - Detail vrubového kloubu vlečené přechodové desky [14]

Dle velikosti vodorovných posunů se následně upravuje skladba vozovky, která kromě přenosu svislého a vodorovného zatížení od dopravy musí být schopna přenést síly vyvolané pohybem přechodové desky. Pokud je očekávaný vodorovný posun rámové stojky vyšší než 10 mm a jedná se o mostní konstrukci na dálnicích, rychlostních komunikacích,

rychlostních místních komunikacích a silnicích I. třídy, je nutné vozovkovou skladbu vyztužit. Pro mosty převádějící ostatní komunikace nižších tříd je třeba navrhovat vyztužené vozovky od pohybů nad 15 mm. [2] Tato úprava vozovkové skladby se provádí na celou délku přechodové oblasti včetně kotevní délky min. 1,0m. Materiál použitý pro vyztužení se vkládá pod obrusnou vrstvu a musí být odolný teplotě 230 °C. Vyztužení vozovek musí být provedeno dle TP115.



Obr. 13 - Příklad vyztužení přechodové desky (Valbek spol. s r.o.)

2.8. Zatížení

2.8.1. Stálé zatížení (G)

Definice: Zatížení, které působí po celou referenční dobu stavby, jehož proměnlivost je zanedbatelná a mění se pouze v jednom smyslu, než dosáhne určité mezní hodnoty. [9]

Příklady: Vlastní tíha konstrukce, mostní vybavení, příslušenství, konstrukce vozovky, zemní tlaky, smršťování dotvarování betonu a nerovnoměrné sedání. [9]

Výchozím podkladem pro stanovení vlastní tíhy materiálu použitého v návrhu je ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – Příloha A. Níže jsou uvedeny objemové tíhy relevantních materiálů. [15]

- | | |
|---|-------------------------------|
| • Beton obyčejný: | 24,0 kN/m ³ |
| • Beton pro běžné procento vyztužení a pro předpínací výztuž: | 25,0 kN/m ³ |
| • Beton neztvrdlý | 26,0 kN/m ³ |
| • Ocel | 78,5 kN/m ³ |
| • Lítý asfalt a asfaltový beton | 24,0 – 25,0 kN/m ³ |
| • Asfaltový mastix | 18,0 – 22,0 kN/m ³ |

Kromě vlastní tíhy, jak bylo výše zmíněno, se do stálých zatížení řadí smršťování a dotvarování betonu jehož účinky se mění dle stáří konstrukce. Tento zatěžovací stav je nutné uvážit v mezních stavech použitelnosti. Zahrnout tento zatěžovací stav v mezním stavu únosnosti je nutné, dochází-li k významným účinkům druhého řádu. [7] Velikost účinků od smršťování a dotvarování přímo závisí na volbě cementu, resp. zvolení rychlosti vývoje počátečních pevností, na tvaru konstrukce a vlhkosti okolního prostředí. Postup výpočtu velikosti účinků je uveden v ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [7], avšak pro koncepční návrh integrovaných mostů je v TP261 kap. 3.6 [2] uveden postup zjednodušený. Uváděná zjednodušená metodika

lze použít za předpokladu, že se jedná o mostní objekt v přímé či v mírném směrovém oblouku a šikmost mostu je větší než 60°. [2]

Zjednodušený postup vychází z teorie, že pevné spojení nosné konstrukce se spodní stavbou ovlivňuje vodorovný posun na rozdíl od tradičně dilatovaných konstrukcí jen v minimální míře, viz výše popsané v kapitole „Vodorovné posuny“. Za těchto předpokladů je odhad maximálního možného smrštění a dotvarování konstrukce stanoven výrazem:

$$\varepsilon_{NK,max} \leq \frac{\Delta_{h,adm}}{L_{BE,adm}} \Rightarrow L_{BE,adm} \leq \frac{\Delta_{h,adm}}{\varepsilon_{NK,max}}, \quad (2.20)$$

kde je $\varepsilon_{NK,max}$ odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce

$\Delta_{h,adm}$ maximální přípustný pohyb konce mostu

$L_{BE,adm}$ maximální přípustná dilatující délka

Střední hodnoty poměrných přetvoření jsou uvedeny níže v Tab. 1. [2]

| | Betonová monolitická konstrukce | Spražená konstrukce beton-beton | Spražená konstrukce ocel-beton |
|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Smrštění od hydratace (beton) | -0,10 ‰ | - 0,10 ‰ . K_{cc} | - 0,10 ‰ . K_{sc} |
| Autogenní smršťování (beton) | -0,08 ‰ | - 0,08 ‰ . K_{cc} | - 0,08 ‰ . K_{sc} |
| Smrštění od vysychání (beton) | -0,30 ‰ | - 0,30 ‰ . K_{cc} | - 0,30 ‰ . K_{sc} |
| Oteplení konstrukce | | + 0,01 ‰ / K | |
| Ochlazení konstrukce | | - 0,01 ‰ / K | |

Tab. 1 - Poměrná přetvoření [2]

Celkové poměrné smršťování se skládá ze dvou částí. Autogenní smršťování vznikající během tvrdnutí betonu a smrštění od vysychání, které se vyvíjí menší rychlostí, jelikož se jedná o funkci ztráty vody ztvrdlým betonem. [7]

2.8.2. Proměnné zatížení (Q)

Definice: Zatížení, jehož velikost má v čase nezanedbatelnou proměnlivost a není monotónní. [9]

Příklady: Rovnoměrné a nerovnoměrné působení teplotních změn, zatížení dopravou, vítr.

Pro výpočet zatížení od teplotního zatížení je výchozím podkladem ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – část 1–5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. [10]

Teplotní zatížení na mostní konstrukce se dělí do tří základních skupin dle typu nosné konstrukce – ocelová, ocelobetonová, železobetonová. Dle výše zmíněného Eurokódu se předpokládá působení dvou typů složek teplotního zatížení – rovnoměrné, nerovnoměrné.

Charakteristická hodnota rovnoměrného ochlazení konstrukce je dána vztahem:

$$\Delta T_{N,cool} = T_0 - T_{e,min}, \quad (2.21)$$

kde T_0 je počáteční teplota konstrukce dle EC stanovena na 10,0 °C

$T_{e,min}$ představuje minimální složku rovnoměrné teploty, která se pro betonové mosty stanoví vztahem:

$$T_{e,min} = T_{min} + 8, \quad (2.22)$$

kde T_{min} je minimální teplota vzduchu ve stínu

Charakteristická hodnota rovnoměrného ohřátí konstrukce je dána vztahem:

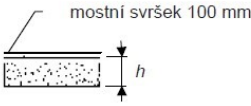
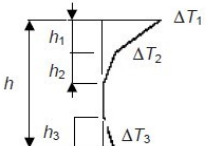
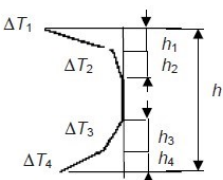

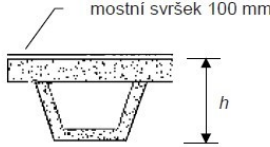
$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0, \quad (2.23)$$

kde $T_{e,max}$ představuje maximální složku rovnoměrné teploty, která se pro betonové mosty stanoví vztahem:

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5, \quad (2.24)$$

kde T_{max} je maximální teplota vzduchu ve stínu

Zatížení od nerovnoměrné složky teploty zahrnuje podmínky, kdy sluneční paprsky zahřívají horní povrch konstrukce, kdežto spodní povrch konstrukce zůstává stejný, resp. změna teploty nastává výrazně pomaleji. Na stejném principu je uvažováno s nerovnoměrným ochlazením. Eurokód udává dva možné postupy stanovení těchto účinků – lineární, nelineární. V pořadí druhý zmíněný postup je znázorněn níže na Obr. 14. [10]

| Typ konstrukce | Rozdíly teplot ΔT | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|---|--------------|--------------|--------------|---|----|--|--|------------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|------|-----|-----|------------|------|-----|-----|--|-----|--------------|--------------|--------------|--------------|---|----|--|--|--|------------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------------|------|------|------|------|
| | (a) oteplení | (b) ochlazení | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  <p>mostní svršek 100 mm</p> <p>Typ 3.a: betonová desková konstrukce</p> |  <p>$h_1 = 0,3 h$, avšak $\leq 0,15$ m $h_2 = 0,3 h$, avšak $\geq 0,10$ m avšak $\leq 0,25$ m $h_3 = 0,3 h$, avšak $\leq (0,10 + \text{tloušťka mostního svršku v m})$ pro tenké desky je h_3 omezeno $h - h_1 - h_2$</p> |  <p>$h_1 = h_4 = 0,20 h$, avšak $\leq 0,25$ m $h_2 = h_3 = 0,25 h$, avšak $\leq 0,20$ m</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  <p>mostní svršek 100 mm</p> <p>Typ 3.b: betonový nosník</p> | <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th colspan="3">°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>$\geq 0,8$</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table> | h | ΔT_1 | ΔT_2 | ΔT_3 | m | °C | | | $\leq 0,2$ | 8,5 | 3,5 | 0,5 | 0,4 | 12,0 | 3,0 | 1,5 | 0,6 | 13,0 | 3,0 | 2,0 | $\geq 0,8$ | 13,0 | 3,0 | 2,5 | <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> <th>ΔT_4</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th colspan="4">°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td>$\geq 1,5$</td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table> | h | ΔT_1 | ΔT_2 | ΔT_3 | ΔT_4 | m | °C | | | | $\leq 0,2$ | -2,0 | -0,5 | -0,5 | -1,5 | 0,4 | -4,5 | -1,4 | -1,0 | -3,5 | 0,6 | -6,5 | -1,8 | -1,5 | -5,0 | 0,8 | -7,6 | -1,7 | -1,5 | -6,0 | 1,0 | -8,0 | -1,5 | -1,5 | -6,3 | $\geq 1,5$ | -8,4 | -0,5 | -1,0 | -6,5 |
| h | ΔT_1 | ΔT_2 | ΔT_3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| m | °C | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\leq 0,2$ | 8,5 | 3,5 | 0,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,4 | 12,0 | 3,0 | 1,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,6 | 13,0 | 3,0 | 2,0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\geq 0,8$ | 13,0 | 3,0 | 2,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| h | ΔT_1 | ΔT_2 | ΔT_3 | ΔT_4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| m | °C | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\leq 0,2$ | -2,0 | -0,5 | -0,5 | -1,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,4 | -4,5 | -1,4 | -1,0 | -3,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,6 | -6,5 | -1,8 | -1,5 | -5,0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,8 | -7,6 | -1,7 | -1,5 | -6,0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1,0 | -8,0 | -1,5 | -1,5 | -6,3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\geq 1,5$ | -8,4 | -0,5 | -1,0 | -6,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  <p>mostní svršek 100 mm</p> <p>Typ 3.c: betonový komorový nosník</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Obr. 14 - Nelineární změna teploty pro betonové nosné konstrukce (TYP 3) [10]

Současné působení rovnoměrného a nerovnoměrné teplotního zatížení je dáno vztahy: [10]

$$\Delta T_{heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp}, \quad (2.25)$$

$$\Delta T_{cool} + \omega_N * \Delta T_{N,cool}, \quad (2.26)$$

$$\omega_M * \Delta T_{heat} + \Delta T_{N,exp}, \quad (2.27)$$

$$\omega_M * \Delta T_{cool} + \Delta T_{N,cool}, \quad (2.28)$$

Součinitele ω , které jsou výše uvedeny pro výpočet společného působení obou složek teplotního zatížení jsou stanoveny příslušným eurokódem na hodnoty:

$$\omega_N = 0,35, \quad (2.29)$$

$$\omega_M = 0,75, \quad (2.30)$$

Mezi další, jedno z nejvýznamnějších, zatížení na mostní konstrukci se řadí zatížení dopravou, které je definované ČSN EN 1991-2 (73 6203): Zatížení konstrukcí – část 2: Zatížení mostů dopravou. ed. 2. [16] Pro běžnou návrhovou situaci jsou eurokódem stanoveny čtyři zatěžovací modely, které nepředstavují skutečná zatížení od reálných vozidel, nýbrž zatížení smluvní, kalibrované tak, aby jejich účinek odpovídal v co největší míře skutečnosti. [16]

Model zatížení dopravou 1 (LM1) se skládá ze dvou typů zatížení – nápravové (TS) a rovnoměrné (UDL) působící v zatěžovacích pruzích šířky 3,0 m, které jsou rozmístěny v celé ploše vozovky na mostě. Maximálně je možné uvažovat se třemi zatěžovacími pruhy. V případě širších mostních konstrukcích je na zbylé ploše uvažováno pouze rovnoměrné zatížení. Hodnoty zatížení jsou uvedeny v Tab. 2. [16]

| Umístění | Dvojnáprava (TS) | | | Rovnoměrné zatížení (UDL) | | |
|------------------|----------------------|---------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------|---|
| | Q _{ik} [kN] | α _{Qi} [-] | α _{Qi} .Q _{ik} [kN] | q _{ik} [kN/m ²] | α _{qi} [-] | α _{qi} .q _{ik} [kN/m ²] |
| Pruh č. 1 | 300,0 | 1,0 | 300,0 | 9,0 | 1,0 | 9,0 |
| Pruh č. 2 | 200,0 | 1,0 | 200,0 | 2,5 | 2,4 | 6,0 |
| Pruh č. 3 | 100,0 | 1,0 | 100,0 | 2,5 | 1,2 | 3,0 |
| Zbývající plocha | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,5 | 1,2 | 3,0 |

Tab. 2 - Hodnoty zatížení load modelu 1 [16]

Vzdálenost sil (náprav) v příčném směru je 2,0 m, v podélném 1,2 m. V běžných případech (globálního modelu) je poloha vozidla uvažována v ose zatěžovacího pruhu. Pro případ lokálního ověření je možné nápravu uvažovat s excentricitou. Nejbližší vzdálenost náprav dvou sousedních zatěžovacích pruhů je 0,5 m. Dotyková plocha, reprezentující kolo vozidla, je 0,4 x 0,4 m. [16]

Model zatížení dopravou 2 (LM2) se stává významným zpravidla na mostech menší délky, popřípadě pro situace, kdy je nutné lokální posouzení. Charakteristická hodnota nápravové síly je 400 kN. Dotyková plocha je obdélníková 0,6 x 0,35 m. Vzdálenost jednotlivých sil náprav je v příčném směru rovněž 2,0 m. [16]

Model zatížení dopravou 3 (LM3) definuje zatížení zvláštními vozidly. Poloha vozidla je uvažována dle zatěžovacích pruhů LM1, nicméně vozidlo působí pouze v jednom z těchto pruhů tak, aby nastala nejméně příznivá situace. Celková tíha zvláštního vozidla a vzdálenost náprav je odvislá na základě převážené komunikace viz Tab. 3. [16]

| Komunikace | Celková tíha vozidla [kN] | Počet náprav [n x kN] | Vzdálenost náprav [m] |
|----------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| D, R | 3000 | 1 x 120 + 12 x 240 | 1.5 |
| I. a II. třída | 1800 | 9 x 200 | 1.5 |
| III. třída | 900 | 6 x 150 | 1.5 |

Tab. 3 - Zvláštní vozidla LM3 [16]

Model zatížení dopravou 4 (LM4) definuje zatížení davem lidí na mostě. Dav lidí je charakterizován plošným zatížením o hodnotě 5,0 kN/m². [16] Vodorovné účinky (brzděné a rozjezdové síly) jsou reprezentovány osamělou podélnou silou působící v úrovni vozovky. Velikost síly pro LM1 je dána vztahem (2.31). Výsledná hodnota je omezena v intervalu 180 až 900 kN.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{q1}(2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1}q_{1k}wL, \quad (2.31)$$

kde L je délka nosné konstrukce

w je šířka příslušného zatěžovacího pruhu

q je plošné zatížení (UDL) příslušného zatěžovacího pruhu

Vodorovné účinky pro LM3 jsou dány vztahem (2.32). Výsledná hodnota je omezena v intervalu 180 až 600 kN. [16]

$$Q_{lk} = 0,6Q_{LM3} + 0,1\alpha_{q2}q_{2k}wL, \quad (2.32)$$

Dalším výše uvedeným proměnným zatížením je vítr. Obecně se definování tohoto zatěžovacího stavu řídí dle ČSN EN 1991-1-4 (73 0035): Zatížení konstrukcí – část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Ed. 2. [17] Při koncepčním návrhu integrovaných mostů se však vodorovné (podélné) zatížení od větru projeví minimálním zvětšením zemních tlaků v přechodových oblastech. Z toho důvodu se působení větru neuvažuje. [8] Pevným spojením nosné konstrukce se spodní stavbou zároveň narůstá prostorová tuhost a zvyšuje se odolnost konstrukce na kroucení, které vyvolává boční vítr na konstrukci a vítr působící na jedoucí vozidla. [13] Z těchto důvodů se působení bočního větru rovněž neuvažuje.

2.9. Návrhové přístupy a kombinace zatížení

2.9.1. Návrhové přístupy

V rámci návrhu a posouzení integrovaného mostu je zpravidla nutné řešit dvě různé geotechnické úlohy. Jak bylo výše popsáno, jedná se o interakci stojky rámové konstrukce se zemí v přechodové oblasti a o samotný návrh založení mostu. Pro obě úlohy obecně platí doporučení použití stejných návrhových přístupů, které jsou definovány v ČSN EN 1997-1. Návrhový přístup 1 (DA1) spočívá v posouzení dvou odlišných sad vstupních parametrů a vybrání nejméně příznivé situace. Pro návrh integrovaných mostů není tento přístup vhodný. [2] Návrhové přístupy 2 a 3 (DA2, DA3) vychází pouze z jedné sady vstupních

parametrů. Rozdíl mezi přístupy nastává v dílčích součinitelích pro příznivá a nepříznivá zatížení, úhlu vnitřního tření zeminy a soudržnosti zemin, viz Tab. 4 níže. [2]

| Návrhový přístup | Dílčí součinitele pro zatížení | | Dílčí součinitele pro materiál | |
|------------------|--------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|------------|
| | Stálé (nepříznivé/příznivé) | Proměnné (nepříznivé/příznivé) | Úhel vnitřního tření | Soudržnost |
| DA2 | 1,35 / 1,00 | 1,50 / 0,00 | 1,00 | 1,00 |
| DA3 | 1,00 | 1,30 / 0,00 | 1,25 | 1,25 |

Tab. 4 - Dílčí součinitele DA2/DA3 [2]

Rozdíly mezi těmito návrhovými přístupy závisí na geometrii konstrukce a parametrech zeminy. Pro běžné zásypové materiály (viz výše) je zpravidla přístup DA2 rozhodujícím. [2]

2.9.2. Kombinace zatížení

Mezní stav únosnosti je dán výrazem: [7]

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.33)$$

alternativně pro mezní stavy STR a GEO méně příznivá kombinace z následujících výrazů:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.34)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.35)$$

Mezní stavy použitelnosti jsou dány výrazy: [7]

$$\text{pro charakteristickou kombinaci: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2.36)$$

$$\text{pro častou kombinaci: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (2.37)$$

$$\text{pro kvazistálou kombinaci: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (2.38)$$

2.9.3. Sestavy zatížení dopravou

Sestavy zatížení dopravou na mostních konstrukcích definuje ČSN EN 1991-2 ed. 2. [16] Relevantní sestavy, týkající se konstrukce řešené v této práci, jsou uvedeny v Tab. 5 níže.

| Zatěžovací systém | Svislé síly | | Vodorovné síly | |
|-------------------|--------------------------|-----|--------------------------|-----|
| | LM1 | LM3 | LM1 | LM3 |
| gr1a | charakteristické hodnoty | | | |
| gr2 | časté hodnoty | | charakteristické hodnoty | |
| gr5 | charakteristické hodnoty | | charakteristické hodnoty | |

Tab. 5 - Sestavy zatížení dopravy [16]

2.10. Analýza konstrukce a zásady modelování

2.10.1. Zásady modelování

Přístup k modelům musí být takový, aby v co největší možné míře odpovídal skutečnému chování konstrukce při působení zmíněných zatěžovacích stavů, a to po celou dobu životnosti konstrukce. Pro simulaci skutečného stavu je nutné uvažovat s fázemi výstavby. [2] Tím se zohlední změna vlastností materiálů v čase a rovněž i různé zatěžovací stavy působící během životnosti mostu.

2.10.2. Založení integrovaného mostu

Integrované rámové mosty o jednom poli založeny plošně na širších základových pasech se uvažují jako vetknuté. V případě nepříznivých základových poměrů se navrhuje založení hlubinné skládající se z jedné nebo dvou řad pilot pod každou podpěrou. Při návrhu jedné řady pilot pod stojkou rámu je nutné uvažovat s částečným vetknutím. [18] K určení základních dimenzí rámových stojek a velkopřůměrových pilot je třeba vypočítat vodorovnou deformaci paty podpěry (bez vlivu založení) a zvláště provést výpočet vodorovné deformace hlavy piloty. [18] V případě zjištění, že větší část vodorovných sil přenáší piloty, je třeba zvětšit jejich průměr. K analýze pilotového založení integrovaného mostu lze použít Winklerův model. [11] Po výšce piloty se stanoví průběh vodorovných deformací, ohybových momentů a napětí v betonu. Na základě vzniklé deformace danou silou v patě podpěry se stanoví tuhost piloty. Použitím zjištěných tuhostí ve výpočetním softwaru je dosaženo chování konstrukce odpovídající ve velké míře skutečnosti.

2.10.3. Redukce ohybových momentů nad podporou

Při tuhém spojení nosné konstrukce se spodní stavbou lze dle EC 1992-1-1 uvažovat s redukcí ohybových momentů nad podporou. Hodnotu návrhového (redukovaného) ohybového momentu lze stanovit odečtením hodnoty v místě líce podpory. [7] Velikost redukovaného ohybového momentu musí být větší než 65% původní (neredukované) velikosti. V případě integrovaných mostů o více polích nastává v redukcí ohybových momentů rozdíl v závislosti na způsobu spojení spodní stavby (pilířů) s nosnou konstrukcí. V případě vetknutí pilířů do nosné konstrukce lze k redukcí přistoupit způsobem, který je popsán výše. [19] Změna nastává při spojení konstrukcí pomocí vrubových kloubů, jelikož se dá uvažovat, že takové spojení umožní volné pootočení v místě podpory. [19] Redukce spojitě nosné konstrukce v místě podpory je dána vztahem: [4]

$$\Delta M_{ED} = F_{ED,sup} * \frac{t}{8}, \quad (2.39)$$

kde je $F_{ED,sup}$ návrhová hodnota podporové reakce

t je rozměr uložení na podporou

2.10.4. Redistribuce momentů

Lineární analýzu prvků, vycházející z teorie pružnosti, lze použít jak při řešení úloh v mezním stavu použitelnosti, tak i v mezním stavu únosnosti, za předpokladu neporušení průřezu trhlinami a lineární závislosti napětí ku poměrnému přetvoření. Ve skutečnosti však ke vzniku trhlin dochází v místech, kde je konstrukce nejvíce namáhána (např. rámový roh). Vznik trhlin způsobuje snížení tuhosti prvku a přerozdělení vnitřních sil. Moment nad podporou během životnosti klesá a přesouvá se do pole nosné konstrukce. K redistribucí lze tedy

přistoupit při analýze prvků v mezním stavu únosnosti. [7] Za splnění podmínek uvedených ve výše citovaném EC lze vyjádřit poměr redistribuovaného momentu k ohybovému momentu vztahem:

$$\delta_r \geq k_1 + k_2 x_u / d, \quad (2.40)$$

kde je δ_r poměr redistribuce

x_u vzdálenost neutrální osy od tlačného okraje konstrukce

d účinná výška průřezu

Hodnoty k_1 a k_2 jsou eurokódem stanoveny následovně:

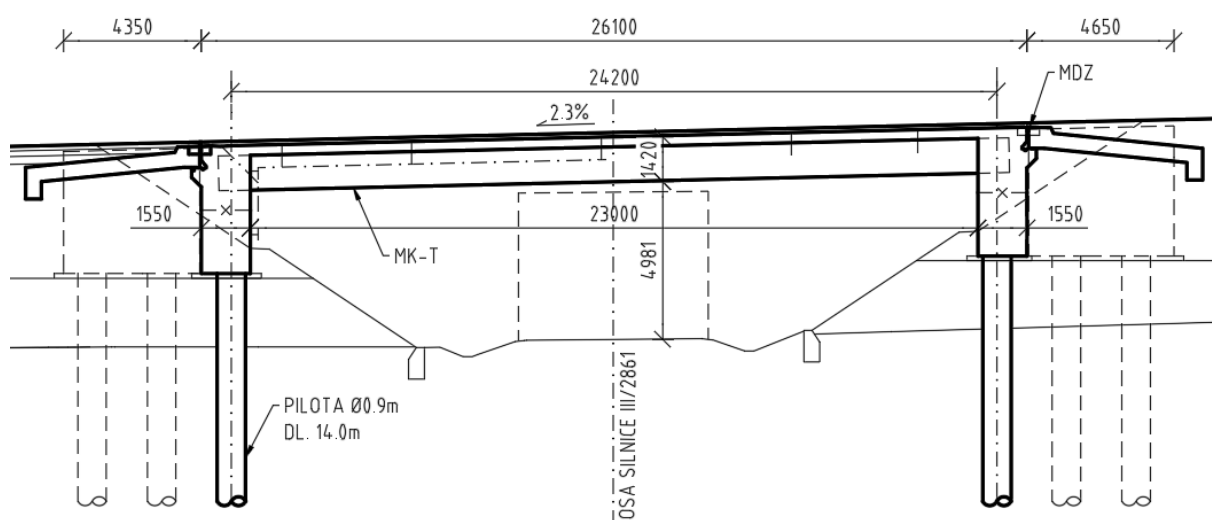
$$k_1 = 0,44, \quad (2.41)$$

$$k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}), \quad (2.42)$$

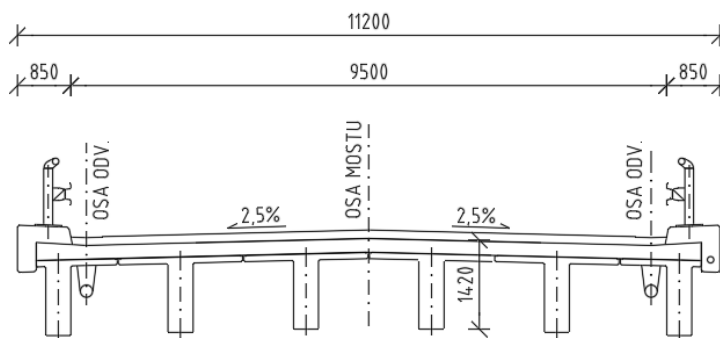
3. SROVNÁNÍ VARIANT

3.1. Popis stávajícího mostu

Přemostění silnice III/2861, která je spojnicí obcí Valdice a Studeňany, je ve stávajícím stavu řešeno mostním objektem o jednom poli s teoretickým rozpětím 24,2 m. Nosná konstrukce je navržena z prefabrikovaných předem předpjatých MK-T nosníků, které jsou spřažené železobetonovou monolitickou deskou. Železobetonové koncové příčnický jsou vetknuty do spodní stavby mostu. Konstrukční výška mostu je 1,42 m. Založení je hlubinné na velkopřůměrových pilotách. Křídla jsou rovnoběžná s osou mostu, dilatovaná, založena na hlubinných základech. Schémata podélného a příčného řezu stávajícího mostu jsou znázorněna níže na Obr. 15, Obr. 16. Fotografie (Obr. 17, Obr. 18) ukazují mostní konstrukci v průběhu výstavby, následující fotografie (Obr. 19) zobrazuje most dokončený.



Obr. 15 – Schéma podélného řezu (Valbek spol. s r.o.)



Obr. 16 – Schéma příčného řezu (Valbek spol. s r.o.)

3.1.1. Fotodokumentace stávajícího stavu



Obr. 17 - Pohled na výstavbu SO203 (Valbek spol. s r.o.)



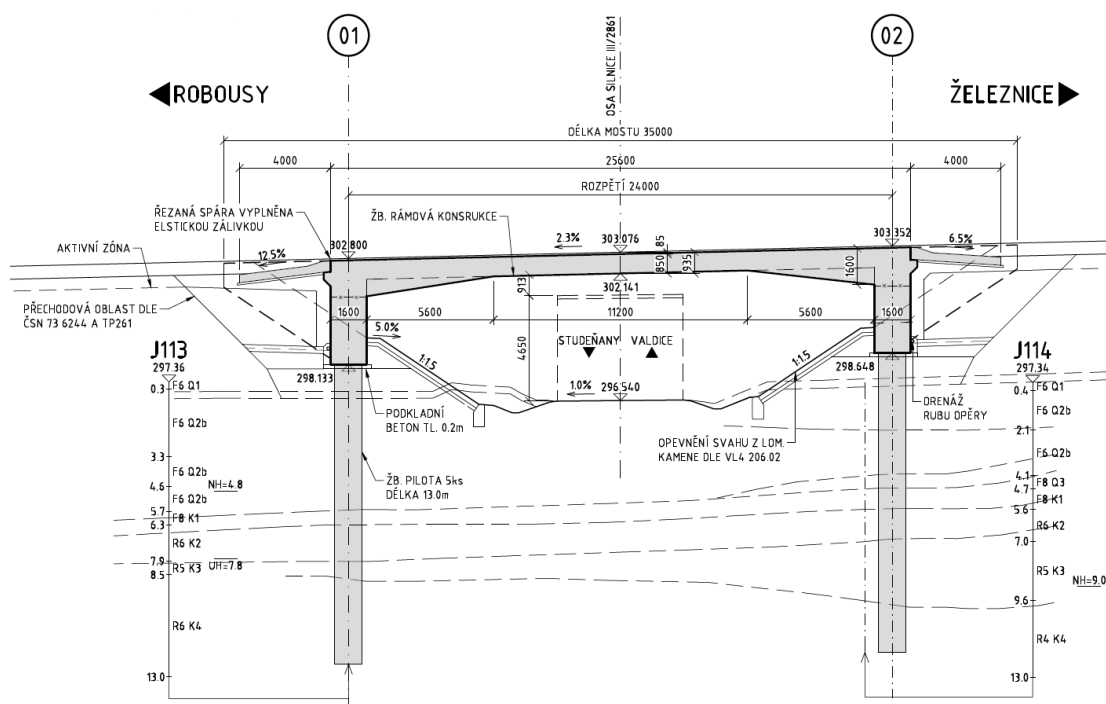
Obr. 18 - Pohled na OP01 během výstavby (Valbek spol. s r.o.)



Obr. 19 - Pohled na dokončený most – stávající stav (Valbek spol. s r.o.)

3.2. Popis nově navržené konstrukce

Jedná se o železobetonovou integrovanou mostní konstrukci o jednom poli. Teoretické rozpětí je 24,0 m. Konstrukční výška je proměnná, uprostřed rozpětí 0,85 m, směrem k mostním podpěrám se výška vlivem podélných náběhů zvyšuje na 1,60 m. V příčném směru je nosná konstrukce ve tvaru desky upravena na lichoběžníkový tvar. Založení mostu je hlubinné na velkopřůměrových pilotách. Mostní křídla jsou zavěšená, rovnoběžná s osou mostu. Schéma navržené konstrukce je znázorněno níže na Obr. 20, Obr. 21. Navržená konstrukce je blíže specifikována v praktické části obsahující technickou zprávu, výkresovou část, statický výpočet a rozpočet hlavních položek pro umožnění zhodnocení ekonomické náročnosti.



Obr. 20 - Schéma podélné řezu (praktická část – příloha č. 2)

Cenový rozdíl hlavních položek mostní konstrukce činí 1 154 730,0 Kč. Je třeba podotknout, že uvedené ceny stávajícího mostního objektu jsou z roku 2017. Při aplikování aktuálního ceníku OTSKP bude cena přibližně o 17% vyšší.

3.3.2. Životnost a nároky na údržbu

Návrhová životnost betonových mostních konstrukcí je 100 let. [21] Mezi prvky, který tento předpoklad ovlivňují patří např. mostní ložiska, mostní závěry a odvodňovací zařízení, především pak údržba těchto zařízení. Obě varianty mají nosnou konstrukci pevně spojenou se spodní stavbou, a proto nejsou ani v jednom případě použity mostní ložiska. Životnost ložisek (elastomerových, hrncových, kalotových), za předpokladu plnění plánu údržby, je 50 let. [22] Z toho důvodu jsou v obou případech sníženy nároky na údržbu a také náklady na případnou rekonstrukci nebo výměnu ložisek. Rozdíl v řešeních nastává v uložení přechodové desky. Stávající most, na rozdíl od navrženého v praktické části této práce, umožňuje vodorovné posuny pomocí povrchových mostních závěrů s jednoduchým těsněním. Životnost tohoto prvku je 30 let. [22] Špatná funkčnost mostních závěrů může být zároveň příčinou dalších poruch na mostní konstrukci. Jejich případná výměna znamená zásah do betonových částí mostu. V rámci srovnání je vhodné rovněž zmínit, že řešení s vlečenou přechodovou deskou může zapříčinit vznik trhlin v ohrubné vrstvě vozovky a tím i její častější obnovu.

3.3.3. Časová náročnost na výstavbu

Významným rozdílem u porovnávaných variant je změna technologie výstavby nosné konstrukce. U nově navrhovaného řešení lze předpokládat, že by betonáž nosné konstrukce probíhala na pevné skruži situované pod mostovkou. [23] Celý proces betonáže, od zhotovení podpěrné konstrukce, bednění, přípravy armatury, prodlužuje dobu výstavby. Zároveň roste riziko vzniku vady z důvodů technologické nekázně, např. vznik kaveren z nedostatečného zhutnění betonové směsi či nedokonalého očištění povrchu bednění.

3.3.4. Vliv na související stavební objekty

Mezi poslední kritéria, která tato práce řeší, je vliv technického řešení mostu na související objekty, především vliv na hlavní trasu navrhované přeložky II/286 H. Stávající mostní objekt z MK-T nosníků má konstrukční výšku 1,42 m, volná výška pod mostem je 4,98 m (bez započítání průhybů) viz Obr. 15. Nové řešení s podélnými náběhy umožní snížení konstrukční výšky v poli na 0,85 m a tím zároveň vzroste volná výška pod mostem na 5,56 m. Trasa přeložky vedoucí v násypu, přibližné délky 600 m, by tak mohla být snížena a výrazně tak ovlivněna cena zemních prací při budování zemního tělesa.

4. ZÁVĚR

Dle výše popsaných kritérií, které byly obsaženy v této analýze, vyplývá, že navržené řešení železobetonového integrovaného mostu je ekonomicky méně náročné. Jak z hlediska nákladů na výstavbu, tak i z hlediska následné údržby a živostnosti mostní konstrukce. Ačkoliv změnou technologie lze předpokládat prodloužení doby výstavby, mohlo v tomto konkrétním případě dojít ke snížení nivelety hlavní trasy a tím i k úspoře stavebního materiálu při budování zemního tělesa.

Závěrem je nutné zdůraznit skutečnost, že studentská práce je svým rozsahem neúměrná rozsahu zadávací dokumentace, která byla poskytnuta jako podklad. V rámci statického posouzení nebyl řešen mezní stav použitelnosti, tudíž není ověřeno omezení napětí, šířka trhlin a průhyby nosné konstrukce. Stejně tak nebylo součástí posouzení na únavu. Z těchto důvodů by při detailnější statické analýze mohlo dojít k úpravě navržených průřezů, s čímž by souvisela i změna ceny a dalších souvisejících parametrů.

POUŽITÉ ILUSTRACE

- [1] *Esri: GIS Mapping Software* [online]. [cit. 2021-10-30]. Dostupné z: <https://www.arcgis.com/>
- [2] *TP 261: INTEGROVANÉ MOSTY*. 157/2017-120-TN/1. www.pjpk.cz: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2017.
- [4] SEHNALOVÁ, Pavlína. *Úloha geotechniky při návrhu integrovaných mostů*. Praha, 2017. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze. Vedoucí práce Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc.
- [5] KŘÍŽEK, Jaromír. *INTEGROVANÉ MOSTY: INTEGRAL BRIDGES*. Praha, 2009. DISERTAČNÍ PRÁCE. ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE – FAKULTA STAVEBNÍ. Vedoucí práce Prof. Ing. Jiří STUDNIČKA, DrSc.
- [10] *ČSN EN 1991-1-5 (73 0035): Zatížení konstrukcí - část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. 44 stran. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [14] *VZOROVÉ LISTY STAVEB POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ: VL 4 – MOSTY*. MD-5181/2021-120/2. www.pjpk.cz: Ministerstvo dopravy, 2021.

POUŽITÁ LITERATURA

- [2] *TP 261: INTEGROVANÉ MOSTY*. 157/2017-120-TN/1. www.pjpk.cz: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2017.
- [3] ŠAFÁŘ, Roman. *BETONOVÉ MOSTY 2: Přednášky*. 1. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [4] SEHNALOVÁ, Pavlína. *Úloha geotechniky při návrhu integrovaných mostů*. Praha, 2017. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze. Vedoucí práce Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc.
- [5] KŘÍŽEK, Jaromír. *INTEGROVANÉ MOSTY: INTEGRAL BRIDGES*. Praha, 2009. DISERTAČNÍ PRÁCE. ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE – FAKULTA STAVEBNÍ. Vedoucí práce Prof. Ing. Jiří STUDNIČKA, DrSc.
- [6] *BETON – Technologie, Konstrukce, Sanace: Mosty. Osmý*. Praha: BETON TKS, 2008. ISSN 1213-3116.
- [7] *ČSN EN 1992-1-1 (731201): Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019.
- [8] *CERTIFIKOVANÁ METODIKA. Metodika návrhu integrovaných mostů: Metodický základ TP Integrované mosty*. 66/2015-710-VV/1. Praha: Michal Drahorád, Marek Foglar, 2015.
- [9] *ČSN EN 1990 (73 0002): Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2, 100 stran. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [10] *ČSN EN 1991-1-5 (73 0035): Zatížení konstrukcí - část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. 44 stran. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [11] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí*. 2. Praha: INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT, 2018. ISBN 978-80-88265-12-2.
- [12] ROLLER, Filip. *OCELOBETONOVÉ INTEGROVANÉ MOSTY*. Praha, 2006. DISERTAČNÍ PRÁCE. ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE – FAKULTA STAVEBNÍ. Vedoucí práce Prof. Ing. Jiří STUDNIČKA, DrSc.
- [13] *RU - INTEGROVANÉ MOSTY NA CESTÁCH A DIALNICIACH*. 1. Bratislava: doc. Ing. Viktor Borzovič, PhD., Slovenská technická univerzita v Bratislave Stavebná fakulta, 2019.

- [15] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035): *Zatížení konstrukcí - část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 44 stran. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [16] ČSN EN 1991-2 (73 6203): *Zatížení konstrukcí - část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2, 158 stran. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2018.
- [17] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035): *Zatížení konstrukcí - část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Ed. 2, 124 stran. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2020.
- [18] KUBÍČEK, Josef. *Výpočet vodorovně zatížených jednořadých pilotových základů a základů integrálních a semiintegrálních mostů: Valbek Liberec, TI-04*. Liberec, Rok vydání neuveden.
- [19] ČSN EN 1992-2 (73 6208): *Navrhování betonových konstrukcí - část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. 90 Stran. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [21] 2/2016-120-TN/2. *TECHNICKÉ KVALITATIVNÍ PODMÍNKY STAVEB POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ: Kapitola 18 BETONOVÉ KONSTRUKCE A MOSTY*. 2. Praha: MINISTERSTVO DOPRAVY Odbor pozemních komunikací, 2016.
- [22] 107/2013-120-TN/1. *Kapitola 19 PROTIKOROZNÍ OCHRANA OCELOVÝCH MOSTŮ A KONSTRUKCÍ: ČÁST B*. 2. Praha: MINISTERSTVO DOPRAVY Odbor pozemních komunikací, 2013.
- [23] STRÁSKÝ, Jiří. *BETONOVÉ MOSTY: TK 21*. Praha: ŠEL, spol. s r.o., 2001. ISBN 80-86426-05-X.

ELEKTRONICKÉ ZDROJE

- [20] *Státní fond dopravní infrastruktury: Cenová databáze* [online]. [cit. 2022-05-07]. Dostupné z: <https://www.sfdi.cz/pravidla-metodiky-a-ceniky/cenove-databaze/>