

INTEGROVANÉ MOSTY
SPOLUPŮSOBENÍ SE ZEMINOU

Jaromír Křížek

PŘEDMLUVA

Příručka “Integrované mosty - spolupůsobení se zeminou“ je praktickou pomůckou k projektování integrovaných mostů. Integrované mosty jsou mostní konstrukce bez ložisek a mechanických mostních závěrů, přičemž hlavní nosná konstrukce je se spodní stavbou obvykle propojena tuhým rámovým rohem. Proto se tyto mosty taktéž označují jako rámové. Kvůli spojitosti mezi hlavní nosnou konstrukcí a spodní stavbou dochází u integrovaných mostů k výraznému spolupůsobení s přilehlou zeminou v podloží a v zásypu za opěrami. Při teplotní expanzi je spodní stavba společně s nosnou konstrukcí zatlačována do přilehlé zeminy. Zemina představuje pružnoplastický materiál, jehož vlastnosti ovlivňují vnitřní síly v konstrukci integrovaného mostu. Proto je nutné vliv zeminy při návrhu integrovaných mostů správně zohlednit. To je jedním z hlavních problémů při projektování integrovaných mostů v praxi. Způsob, jak se s tímto problémem vypořádat, přináší tato příručka.

V příručce je popsána metoda, pomocí které lze přilehlou zeminu nahradit soustavou pružných podpor umístěných na prvky spodní stavby. Je zde uveden podrobný návod, pomocí kterého lze vypočítat konkrétní hodnoty tuhosti vodorovného a svislého pružného podepření opěr a plošných základů integrovaných mostů v závislosti na rozměrech nosné konstrukce, spodní stavby a parametrech přilehlé zeminy v podloží a v zásypu za opěrami. Vypočtené hodnoty lze následně použít ve statickém modelu integrovaného mostu jako tuhosti svislých a vodorovných pružných podpor umístěných na prvky spodní stavby.

Přestože se integrované mosty v řadě zemí osvědčily, jejich použití v České republice je dosud spíše výjimečné. Důvodem je mimo jiné i absence pomůcek pro návrh a nedostatek zkušeností s tímto typem konstrukce. Věřím, že se tato příručka stane užitečnou pomůckou při praktickém navrhování integrovaných mostů a přispěje tak k jejich hojnějšímu použití.

Autor

OBSAH

SEZNAM SYMBOLŮ A ZKRATEK	4
1 ÚVOD	7
1.1 POJEM INTEGROVANÝ MOST.....	7
1.2 KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ.....	7
1.3 STATICKÉ PŮSOBENÍ.....	8
1.4 NÁVRH.....	9
1.5 POUŽITÍ A VÝHODY INTEGROVANÝCH MOSTŮ.....	10
2 METODA VÝPOČTU MODULŮ REAKCE PODLOŽÍ	12
3 VÝPOČET MODULŮ REAKCE k_h	14
3.1 PRŮBĚHY MODULŮ REAKCE k_h PO VÝŠCE OPĚRY.....	14
3.2 VÝPOČET BODŮ NA KŘIVKÁCH T, R A M.....	15
3.3 MODULY k_h U ŠIKMÝCH MOSTŮ.....	16
3.4 ROZSAH PLATNOSTI A POUŽITÍ METODY.....	17
4 VÝPOČET MODULŮ REAKCE k_z A k_x	18
4.1 SVISLÉ MODULY REAKCE k_z PRO HOMOGENNÍ PODLOŽÍ.....	18
4.2 VODOROVNÉ MODULY REAKCE k_x PRO HOMOGENNÍ PODLOŽÍ.....	18
4.3 SVISLÉ A VODOROVNÉ MODULY REAKCE PRO VRSTEVNATÉ PODLOŽÍ.....	19
4.4 MODULY k_z A k_x U ŠIKMÝCH MOSTŮ.....	20
4.5 ROZSAH PLATNOSTI A POUŽITÍ METODY.....	21
5 PŘÍKLADY	22
5.1 PŘÍKLAD 1.....	22
5.2 PŘÍKLAD 2.....	24
5.3 PŘÍKLAD 3.....	28
5.4 PŘÍKLAD 4.....	41
PŘÍLOHA A – CHARAKTERISTIKY ZEMIN	46
PŘÍLOHA B – SOUČINITELE A, B, C, D	47
PŘÍLOHA C – SOUČINITELE K, L, M, N	48
PŘÍLOHA D – SOUČINITELE P, Q, R, S, T, U	50
PŘÍLOHA E – SOUČINITELE w_z A w_x	53
PŘÍLOHA F – MOCNOSTI ZEMNÍCH TĚLES H_s	54
PŘÍLOHA G – LIMITNÍ NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE	55
LITERATURA	56
NORMY A PŘEDPISY.....	56
PUBLIKACE.....	56

SEZNAM SYMBOLŮ A ZKRATEK

c	[kPa]	Soudržnost zeminy.
f	[kN/m ²]	Napětí na kontaktní ploše mezi tělesem zatlačovaným do zeminy a zeminou.
f_{cd}	[MPa]	Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku.
f_{S0}	[kN/m]	Vodorovné zatížení působící na opěry od zemních tlaků v klidu.
f_{UDL}	[kN/m]	Spojité rovnoměrné zatížení na mostě od rovnoměrného zatížení dopravou.
f_x	[kN/m ²]	Vodorovné napětí v základové spáře.
$f_{x, lim}$	[kN/m ²]	Limitní vodorovné napětí v základové spáře.
f_{yd}	[MPa]	Návrhová hodnota meze kluzu oceli.
f_z	[kN/m ²]	Svislé napětí v základové spáře.
$f_{z, lim}$	[kN/m ²]	Limitní svislé napětí v základové spáře.
h_i	[m]	Mocnost i-té vrstvy.
k	[MN/m ³]	Modul reakce podloží.
k_h	[MN/m ³]	Vodorovný modul reakce podloží na opěrách.
k_x	[MN/m ³]	Vodorovný modul reakce podloží pod plošným základem.
k_{xi}	[MN/m ³]	Vodorovný modul reakce i-té vrstvy podloží pod plošným základem.
k_{xs}	[MN/m ³]	Celkový vodorovný modul reakce vrstevnatého podloží.
k_z	[MN/m ³]	Svislý modul reakce podloží pod plošným základem.
k_{zi}	[MN/m ³]	Svislý modul reakce i-té vrstvy podloží pod plošným základem.
k_{zs}	[MN/m ³]	Celkový svislý modul reakce vrstevnatého podloží.
n	[-]	Pracovní součinitel.
u	[m]	Zatlačení tělesa do zeminy.
u_r	[-]	Relativní posun.
u_{rBx}	[-]	Relativní vodorovný posun na dolním konci i-té vrstvy.
u_{rBz}	[-]	Relativní svislý posun na dolním konci i-té vrstvy.
u_{rTx}	[-]	Relativní vodorovný posun na horním konci i-té vrstvy.
u_{rTz}	[-]	Relativní svislý posun na horním konci i-té vrstvy.
u_B	[m]	Vodorovný posun dolního konce opěry.
u_T	[m]	Vodorovný posun horního konce opěry.
z	[m]	Hloubka pod terénem.
z_2	[m]	Hloubka bodu 2R a 2T a 2M pod terénem.
z_B, z_T	[m]	Hloubka bodu B a T pod terénem.
z_r	[-]	Relativní hloubka pod terénem.
z_{rB}, z_{rT}	[m]	Relativní hloubka bodu B a T pod terénem.
A, B, C, D	[-]	Součinitele pro výpočet vodorovného modulu reakce na opěrách.
A_i	[m ²]	Plocha ideálního průřezu.

B_f	[m]	Šířka plošného základu.
E_a	[MPa]	Modul pružnosti oceli.
E_c'	[MPa]	Účinný modul pružnosti betonu.
E_{cm}	[MPa]	Sečnový modul pružnosti betonu.
E_{ref}	[MPa]	Referenční deformační modul zeminy.
F_{TS}	[kN]	Zatížení od dvojnáprav.
G	[-]	Zatěžovací stav od vlastní tíhy.
G_a	[-]	Zatěžovací stav od vlastní tíhy ocelového nosníku.
G_c	[-]	Zatěžovací stav od vlastní tíhy železobetonové desky.
G_{ref}	[MPa]	Referenční smykový deformační modul zeminy.
G_{fin}	[-]	Zatěžovací stav od ostatního zatížení stálého.
G_k	[-]	Zatížení stálé.
H_a	[m]	Výška opěry.
H_s	[m]	Mocnost zemního tělesa.
HPV	[m]	Úroveň hladiny podzemní vody.
I_D	[-]	Relativní hutnost zeminy.
I_{iy}	[m ⁴]	Momenty setrvačnosti ideálního průřezu okolo osy y.
K, L, M, N	[-]	Součinitele pro výpočet svislého modulu reakce podloží pod plošným základem.
K_h	[MN/m ²]	Vodorovná tuhost pružné liniové podpory umístěné na prut opěry.
K_x	[MN/m ²]	Vodorovná tuhost pružné liniové podpory umístěné na prut základu.
K_z	[MN/m ²]	Svislá tuhost pružné liniové podpory umístěné na prut základu.
L	[m]	Rozpětí nosné konstrukce.
L_{tot}	[m]	Celková délka mostu.
L_f	[m]	Délka plošného základu.
P, Q, R, S, T, U	[-]	Součinitele pro výpočet vodorovného modulu reakce podloží pod plošným základem.
Q_{k1}, Q_{k2}	[-]	Dominantní nahodilé zatížení a ostatní nahodilá zatížení.
S_0	[-]	Zatěžovací stav od zemních tlaků v klidu.
S_r	[-]	Stupeň saturace.
T_0	[°C]	Výchozí teplota mostu v čase zabudování.
T_{max}	[°C]	Maximální teplota vzduchu ve stínu.
$T_{e, max}$	[°C]	Maximální rovnoměrná složka teploty mostu.
TEM	[-]	Zatěžovací stav od zatížení teplotou.
TS	[-]	Zatěžovací stav od zatížení dvojnápravami vyvolávající maximální účinek v polovině rozpětí mostu.

TS_1, \dots, TS_{30}	[-]	Zatěžovací stavy od zatížení dvojnápravami vyvolávající maximální účinky v jednotlivých řezech nosné konstrukce mostu.
TS_{env}	[-]	Obálka zatěžovacích stavů TS_1 až TS_{30} .
UDL	[-]	Zatěžovací stav od rovnoměrného zatížení dopravou.
W_x	[-]	Součinitel podzemní vody pro vodorovné moduly reakce podloží pod plošným základem.
W_z	[-]	Součinitel podzemní vody pro svislé moduly reakce podloží pod plošným základem.
α_{q1}, α_{q2}	[-]	Regulační součinitele pro zatížení mostu dopravou – rovnoměrné zatížení.
$\alpha_{Q1}, \alpha_{Q2}, \alpha_{Q3}$	[-]	Regulační součinitele pro zatížení mostu dopravou – zatížení dvojnápravami.
α_t	[K ⁻¹]	Součinitel teplotní roztažnosti oceli a betonu.
γ	[kN/m ³]	Objemová tíha zeminy.
ΔL	[mm]	Prodloužení mostu.
$\Delta T_{n, exp}$	[°C]	Maximální teplota pro výpočet prodloužení mostu.
ν	[-]	Poissonovo číslo.
φ	[°]	Úhel vnitřního tření zeminy.
σ_{max}	[MPa]	Maximální dosažené napětí působící v ocelovém nosníku, výztuži a betonu.
ψ_1, ψ_2	[-]	Kombinační součinitele.

1 ÚVOD

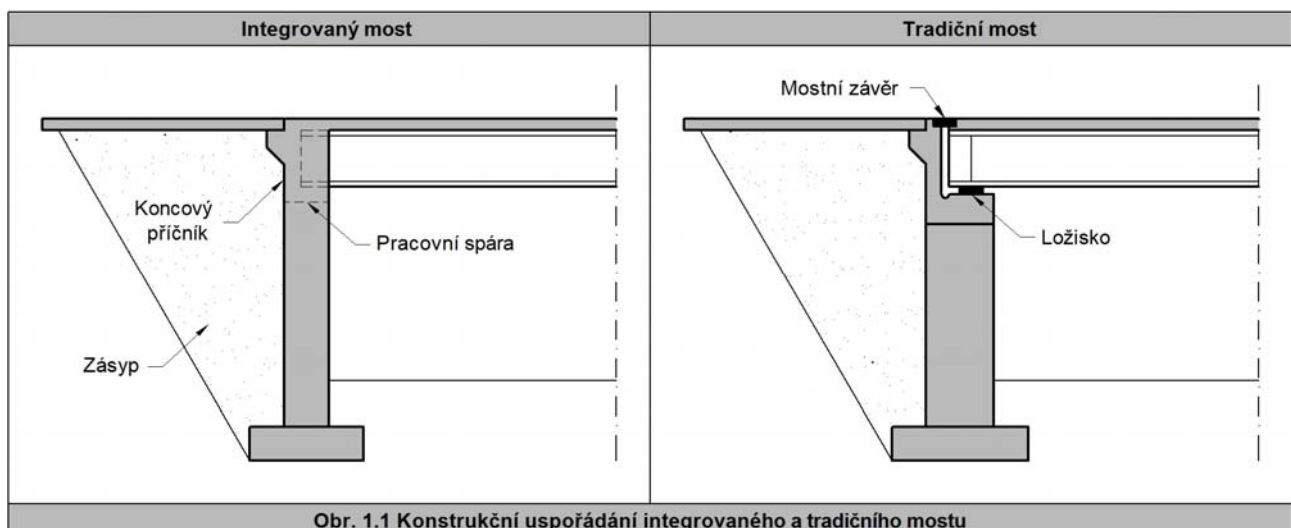
1.1 Pojem integrovaný most

Po staletí byly mosty budovány bez jakýchkoliv pohyblivých mostních závěrů a ložisek. To se změnilo na přelomu 19. a 20. století, kdy se pro návrh mostních konstrukcí začaly hojněji užívat více či méně zjednodušené výpočetní modely a kdy byl kámen, jakožto tradiční stavební materiál, stále více nahrazován ocelí a betonem. Nedílnou součástí mostů se staly mostní závěry a ložiska, které oddělují nosnou konstrukci od spodní stavby a umožňují jejich vzájemné dilatační posuny. Životnost mostních závěrů a ložisek je výrazně nižší než životnost mostu jako celku. Tyto konstrukční prvky často přinášejí problémy spojené s jejich údržbou nebo případnou výměnou. Snaha o snížení provozních nákladů vede v řadě vyspělých zemí k takovým konstrukčním řešením, která použití mostních závěrů a ložisek eliminují. Pro označení mostní konstrukce, která mostní závěry a ložiska neobsahuje, se používá pojem **“integrovaný most“** [6]. Vyloučení ložisek a mechanických mostních závěrů je hlavní předností integrovaných mostů, výrazně snižující jejich stavební a provozní náklady. Protože napojení nosné konstrukce na spodní stavbu je zpravidla rámové, jsou integrované mosty též nazývány mosty rámovými [11]. Integrované mosty se staly v řadě zemí velice populární. Hojně se používají ve Velké Británii [12], Německu [7], [8], [18], [19], [20], [21], Švédsku [9], [17], USA a jiných zemích. Nahrazují tradiční trémové mosty o jednom či více polích krátkých a středních rozpětí.

1.2 Konstrukční uspořádání

Jak již bylo zmíněno, integrované mosty jsou v porovnání s tradičními trémovými mosty specifické v tom, že neobsahují mostní závěry a ložiska. Vyloučení těchto konstrukčních prvků oddělujících nosnou konstrukci od spodní stavby vede k řadě odlišností mezi integrovanými a tradičními trémovými mosty. Typické konstrukční uspořádání tradičních a integrovaných mostů lze porovnat na obr. 1.1. Za nejdůležitější rozdíly v konstrukčním uspořádání tradičních a integrovaných mostů lze považovat tyto:

- 1) Spojení nosné konstrukce a opěr do jednoho celku,
- 2) Přejechod vozovky mezi mostem a přilehlým zemním tělesem.



V případě tradičních trémových mostů je nosná konstrukce osazena na opěry prostřednictvím ložisek. U integrovaných mostů jsou hlavní nosníky zpravidla zakončeny koncovým příčnickem, který je monoliticky spojen s opěrou a tvoří tak rámový roh. Co se týče přechodu vozovky mezi mostem a přilehlým zemním tělesem je v případě tradičních mostů nutné překlenout příčnou dilatační spáru mezi hlavní nosnou konstrukcí a opěrou pomocí mostního závěru, který umožňuje dilatační pohyby mostní konstrukce. U integrovaných mostů příčná dilatační spára odpadá.

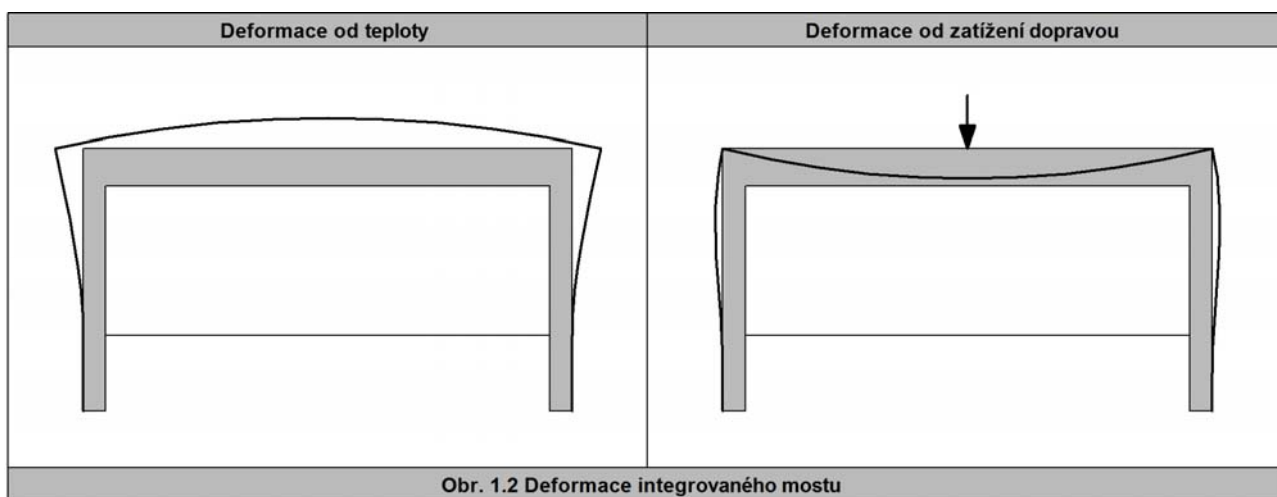
1.3 Statické působení

Odlišnosti v konstrukčním uspořádání integrovaných mostů oproti tradičním trémovým mostům vedou i k odlišnostem ve statickém působení. Mezi nejdůležitější z nich lze zařadit:

- 1) Vytvoření rámového rohu mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou,
- 2) Spolupůsobení nosné konstrukce se spodní stavbou a zemínou,
- 3) Omezení volných dilatací hlavní nosné konstrukce.

U tradičních mostů je nosná konstrukce zpravidla osazena na ložiskách, která umožňují volné natočení konců mostu a tím reprezentují kloubové uložení nezávislé na geometrii opěr. Mostní závěry a ložiska jsou zpravidla uspořádány tak, aby umožnily volné dilatační posuny v podélném a někdy i příčném směru v důsledku teplotních změn. K tomu je použito vhodné kombinace pevných, jednosměrně nebo obousměrně posuvných ložisek a pohyblivých mostních závěrů.

Vzhledem k tomu, že nosná konstrukce je u integrovaných mostů rámově spojena se spodní stavbou, přenášejí se veškeré posuny a natočení nosné konstrukce do spodní stavby, viz obr. 1.2.



Při teplotním rozpínání mostu jsou opěry zatlačovány do přilehlé zeminy, což způsobuje rozvoj pasivních zemních tlaků působících na opěry. Pohyby nosné konstrukce jsou omezeny tuhostí opěr a působením zemních tlaků na opěry. To má za následek vzájemné spolupůsobení nosné konstrukce, spodní stavby a zeminy. Dilatace nosné konstrukce jsou částečně omezeny tuhostí opěr a odporem přilehlé zeminy.

1.4 Návrh

Pokud vezmeme v úvahu konstrukční uspořádání a statické působení integrovaných mostů, můžeme základní odlišnosti v návrhu oproti tradičním mostům shrnout takto:

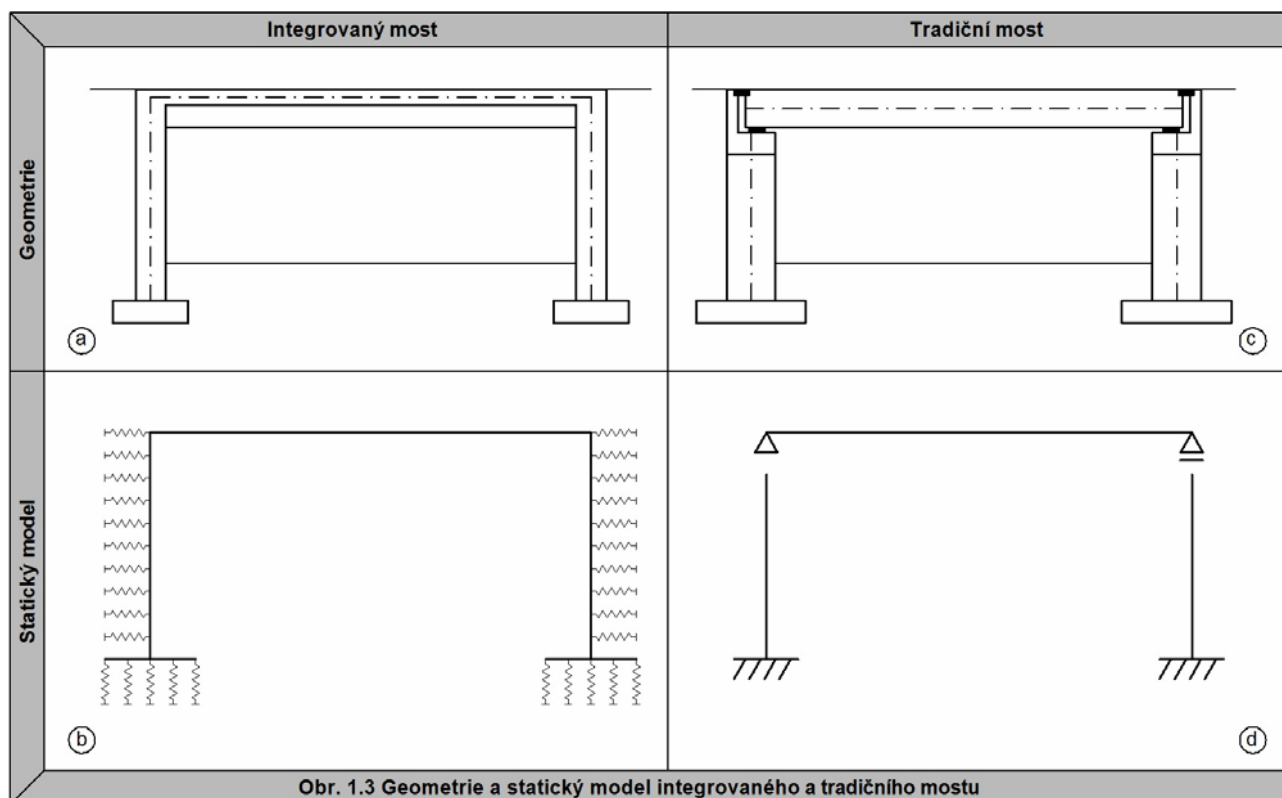
- 1) Zahnutí spodní stavby a přilehlé zeminy do statického modelu konstrukce,
- 2) Výrazný vliv teplotních změn na napjatost konstrukce.

Vzhledem k tomu, že napojení nosné konstrukce na opěry je u tradičních mostů zpravidla kloubové a mostní závěry a ložiska umožňují vzájemné dilatační pohyby mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou, lze nosnou konstrukci a spodní stavbu modelovat odděleně, viz obr. 1.3d.

V případě integrovaných mostů, kde spodní stavba prostřednictvím rámového rohu výrazně spolupůsobí s nosnou konstrukcí, je při globální analýze nezbytné zahrnout její vliv do výpočetního modelu. Opěry svou tuhostí výrazně ovlivňují rozložení vnitřních sil v nosné konstrukci, ale i v opěrách samotných. Spodní stavbu je proto třeba modelovat společně s nosnou konstrukcí jako jeden celek, viz obr. 1.3b.

Podobně jako spodní stavbu je u integrovaných mostů nutné zahrnout do modelu konstrukce též vliv přilehlé zeminy v zásypu za opěrami. Při pohybu opěr v důsledku teplotní roztažnosti dochází za opěrami ke stlačování zeminy a tím k ovlivnění napjatosti celé mostní konstrukce. Vliv zeminy zásypu lze v modelu zohlednit například zavedením pružného podepření ve vodorovném směru na opěry.

Statickým modelem integrovaného mostu je staticky neurčitá rámová konstrukce, jejíž vnitřní síly jsou výrazně ovlivněny případnými poklesy podpěr. Je-li zvoleno plošné založení, je vhodné vyjádřit jeho poddajnost pomocí pružných podpěr ve svislém a vodorovném směru umístěných na plošné základy.



1.5 Použití a výhody integrovaných mostů

Integrované mosty nacházejí široké uplatnění v praxi. Díky nižším nákladům na výstavbu, údržbu a dalším výhodám se v řadě zemí prosadily v ekonomické soutěži. Integrované mosty se dnes běžně používají v Německu, Švédsku, Velké Británii, USA a dalších zemích. Dle britské normy [1] jsou integrované mosty přednostně doporučeny pro případy, kdy délka nosné konstrukce nepřesáhne 60 m a šikmost mostu je větší než 60°. Důvodem omezení délky nosné konstrukce je absence ložisek a mostních závěrů. Toto konstrukční uspořádání by při větších rozpětích mohlo způsobovat problémy v přechodových oblastech. Nutno ovšem podotknout, že mostů jejichž délka nepřesahuje 60 m se v praxi vyskytuje nejvíce. Existují ale i integrované mosty, kde je celková délka nosné konstrukce větší než 60 m. V takových případech je vhodné použít integrované konstrukce doplněné o mostní závěry.

Integrované mosty mají celou řadu podob a široký rozsah použití. Najdou uplatnění jako silniční mosty [21], železniční mosty [8], ale i jako lávky pro chodce. Z hlediska počtu polí existují konstrukce o jednom nebo více polích [18]. Nosná konstrukce může být z monolitického železobetonu [11], předpjatých betonových prefabrikátů [13], [16], eventuelně spřažená se železobetonovou mostovkou a plnostěnnými [10] nebo příhradovými ocelovými nosníky [11]. Základní principy popsané v úvodu i metoda pro výpočet pružného podepření (viz dále) však platí pro všechny typy integrovaných mostů.

Hlavní výhody integrovaných mostů lze shrnout takto:

- 1) **Vyloučení mostních závěrů a ložisek:** Eliminace mostních závěrů a ložisek vede ke snížení nákladů na výstavbu mostu. Vzhledem k tomu, že mostní závěry a ložiska mají obecně nižší životnost než hlavní mostní konstrukce, vyžadují pravidelnou údržbu a musí se v průběhu existence mostu několikrát vyměňovat. Tento problém u integrovaných mostů odpadá. Tím se výrazně redukuje provozní náklady mostu a omezují se výluky v důsledku oprav [17], [22].
- 2) **Zjednodušení spodní stavby:** Nosná konstrukce je monoliticky spojena s opěrami. Tím odpadají podložiskové bloky, závěrná zídka a příčná dilatační spára, neboť vše je sloučeno do koncového příčnicku. Kromě toho jsou opěry rozepřeny nosnou konstrukcí a tím podepřeny přiléhajícím zemním tělesem. To vede k výrazně vyšší stabilitě spodní stavby, k možnosti návrhu štíhlejších opěr, redukcí plošných základů a v případě založení na pilotách k návrhu pouze jedné řady pilot u každé opěry. Tato zjednodušení spodní stavby výrazně sníží spotřebu materiálu, objemy zemních prací a ve svém důsledku i náklady na výstavbu.
- 3) **Zrychlení a zjednodušení výstavby:** U integrovaných mostů odpadají práce spojené s dodržением přesné geometrie polohy ložisek a osazováním mechanických mostních závěrů. To společně se zjednodušením spodní stavby vede ke zrychlení a zjednodušení výstavby integrovaného mostu.
- 4) **Štíhlejší nosná konstrukce:** Díky rámovému působení se ohybové momenty částečně přesouvají z pole k opěrám. To vede v porovnání s prostě podepřenými mosty k návrhu štíhlejších nosných konstrukcí a k redukcí stavební výšky.

- 5) **Kratší a nižší nájezdové rampy:** U mostů na mimoúrovňových kříženích v rovinatém terénu přináší výše zmíněná redukce stavební výšky zkrácení a snížení nájezdových ramp a násypů, což vede k omezení zemních prací při budování přilehlých zemních těles [11].
- 6) **Zlepšení komfortu jízdy:** Díky odstranění mostních závěrů je dosaženo plynulého napojení vozovky na most. Pokud je pro příslušné rozpětí mostu zvolena správná konstrukce přechodové oblasti, nemělo by docházet k jejím poruchám.
- 7) **Odstranění problémových detailů:** U tradičních mostů jsou reakce z nosné konstrukce přenášeny do spodní stavby prostřednictvím ložisek. To vede k výrazné koncentraci napětí v podložiskových blocích a úložných prazích. V případě integrovaných mostů tento problém částečně odpadá, neboť přenos zatížení je díky zabetonování hlavních nosníků do koncového příčnicku rovnoměrnější. Další výhodou je odstranění nebezpečí zatékání do spodní stavby netěsnostmi v mostních závěrech [15].
- 8) **Robustnější konstrukce:** Díky propojení nosné konstrukce se spodní stavbou je zvýšena statická neurčitost a tím i robustnost konstrukce. Integrované mosty jsou díky vyšší duktilitě konstrukce odolnější proti seizmicitě a dalším mimořádným zatížením, například nárazům vozidel do opěr, posunům opěr v důsledku povodní, či teroristickým útokům.

2 METODA VÝPOČTU MODULŮ REAKCE PODLOŽÍ

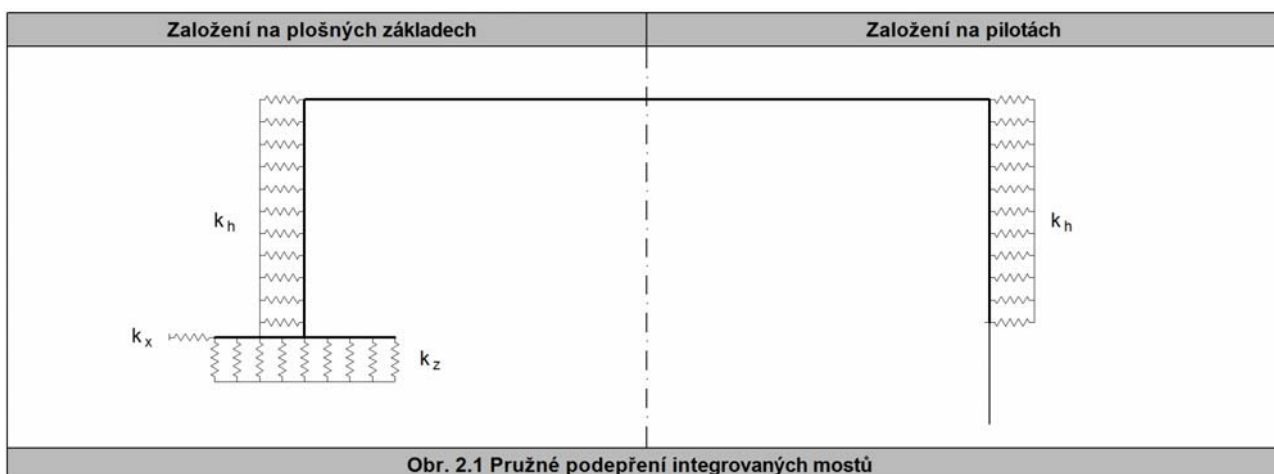
Jedním z hlavních problémů při praktickém navrhování integrovaných mostů je odpovídající zohlednění přilehlé zeminy, na které je mostní konstrukce založena. Nahradíme-li zeminu pružným podepřením těch prvků spodní stavby, které jsou v kontaktu se zeminou (viz obr. 1.3b), nastává otázka, jak správně stanovit tuhosti těchto pružných podpor. Právě k tomu slouží metoda, která se výpočtem tuhosti pružného podepření zabývá a která je popsána dále.

Tuhosti pružného podepření jsou v metodě vyjádřeny pomocí modulů reakce podloží. Modul reakce podloží si lze představit jako tuhost plošné pružiny podepírající plochy a tělesa. Definice modulu reakce podloží k je potom následující:

$$k = \frac{f}{u} \quad (2.1)$$

kde: f je napětí na kontaktní ploše mezi tělesem zatlačovaným do zeminy a zeminou,
 u zatlačení tělesa do zeminy.

Moduly reakce podloží, jejichž hodnoty lze pomocí této metody vypočítat, jsou znázorněny na obr. 2.1. Pružným podepřením pilot se metoda nezabývá. K jeho stanovení je možné použít jiné metody.



- k_h je modul reakce podloží na opěrách ve vodorovném směru vyjadřující odpor zeminy zásypového klínu při zatlačování opěr do zeminy,
- k_z je modul reakce podloží pod plošným základem ve svislém směru vycházející ze stlačitelnosti zeminy v podloží,
- k_x je modul reakce podloží pod plošným základem ve vodorovném směru vyjadřující odpor základové spáry proti vodorovným posunům.

Moduly reakce k_h se vypočítají v závislosti na těchto parametrech:

- 1) Výška opěry,
- 2) Délka nosné konstrukce a z ní vyplývající posuny opěry vlivem teplotní roztažnosti,
- 3) Typ a třída zeminy v zásypu za opěrou.

Moduly reakce k_z a k_x se pomocí metody vypočítají v závislosti na těchto parametrech:

- 1) Rozměry plošných základů,
- 2) Svislé a vodorovné zatížení plošného základu,
- 3) Typ a třída zeminy v podloží pod plošným základem,
- 4) Úroveň hladiny podzemní vody v podloží.

Typy, třídy a parametry zemín, které jsou potřebné pro výpočet modulů reakce k_h , k_z a k_x , shrnuje příloha A. Příloha A vychází z klasifikace zemín uvedené v [2].

Na základě stanovených modulů reakce podloží k_h , k_z a k_x je možné určit konkrétní hodnoty tuhosti pružného podepření integrovaného mostu^{2.1}. Tyto tuhosti lze vložit do statického modelu sloužícího pro návrh, viz obr. 2.1.

Popisovaná metoda je použitelná zcela obecně pro široké spektrum integrovaných mostů. Lze jí aplikovat na integrované mosty o jednom či více polích s libovolným typem nosné konstrukce, tj. na mosty ocelové, ocelobetonové, železobetonové a předpjaté v provedení monolitickém a prefabrikovaném. Moduly reakce k_h je možné použít pro železobetonové opěry, u kterých nenastávají výrazné ohybové deformace vlivem vodorovných zemních tlaků. Vypočtené hodnoty modulů reakce k_h lze aplikovat na opěry založené na plošných základech nebo pilotách.

Poznámka 2.1: Zemina je obecně nelineární pružnoplastický materiál. Pokud dojde k deformaci zeminy, má tato deformace vždy pružnou a plastickou složku. U zemín je obtížné tyto složky oddělit, neboť pružná a plastická deformace nastávají současně. Tato skutečnost je zohledněna i v předkládané metodě pro výpočet modulů reakce k_h , k_z a k_x . Moduly reakce vypočtené pomocí této metody zahrnují pružné i plastické deformace zeminy a vystihují tak její nelineární chování. Při praktickém použití metody se z vypočtených modulů reakce stanoví tuhosti pružin, které se vloží do statického modelu mostu. Pružiny použité ve statickém modelu se v praxi nejčastěji uvažují jako lineární, to znamená, že jejich tuhost je konstantní, nezávislá na velikosti zatížení. I přes toto zjednodušení se použití lineárních pružin v praxi považuje za dostatečně výstižné a pro modelování pružného podepření integrovaných mostů postačující. V řadě případů je vhodné provést návrh integrovaného mostu tak, aby plastické deformace zeminy (například zeminy v záсыpu) byly co nejmenší. Pomocí metody lze míru zplastizování zeminy stanovit postupem uvedeným v poznámce 5.1 a 5.2.

3 VÝPOČET MODULŮ REAKCE k_h

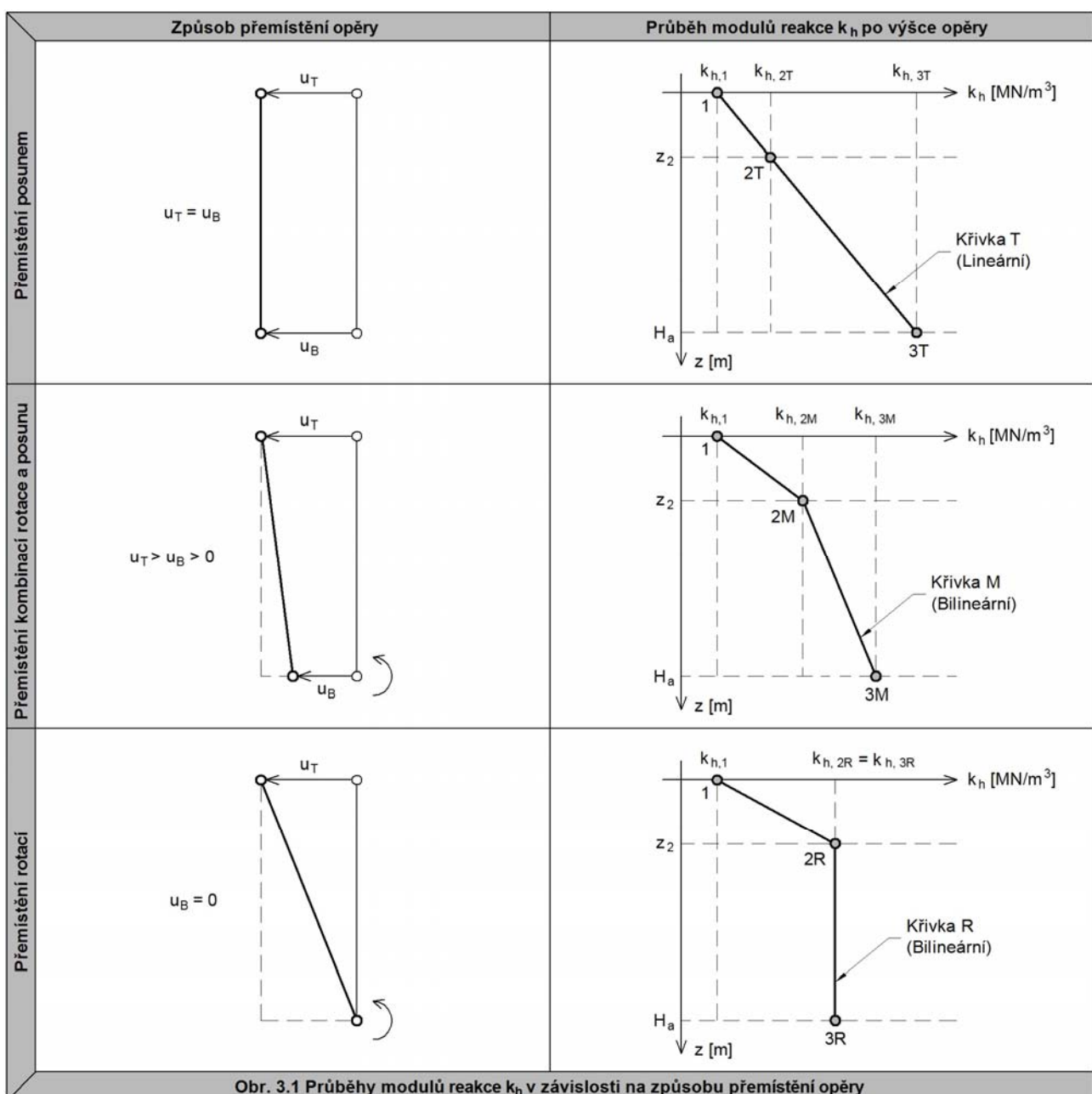
V této kapitole je vysvětlen způsob výpočtu modulů reakce k_h . Je zde uveden obecný postup, s jehož pomocí lze stanovit průběhy modulů reakce k_h po výšce opěry.

3.1 Průběhy modulů reakce k_h po výšce opěry

Průběhy modulů k_h závisí na způsobu přemístění opěry do zásypu vlivem teplotních a jiných účinků. Způsob a velikost přemístění opěry jsou definovány těmito dvěma parametry:

- 1) Vodorovným posunem horního konce opěry u_T ,
- 2) Vodorovným posunem dolního konce opěry u_B .

Průběhy modulů reakce k_h po výšce opěry ukazuje obr. 3.1. Na vodorovných osách jsou vyneseny hodnoty modulů reakce k_h , na svislých osách hloubky z pod terémem.



Obr. 3.1 Průběhy modulů reakce k_h v závislosti na způsobu přemístění opěry

V závislosti na způsobu přemístění opěry se rozlišují tři typy průběhů modulů reakce k_h :

- 1) **Přemístění opěry posunem:** zde platí $u_T = u_B$. Průběh modulů reakce k_h se v tomto případě popisuje pomocí lineární **křivky T**, která je definovaná bodem 1 na horním konci opěry a bodem 3T na dolním konci opěry. Mezi body 1 a 3T se v hloubce z_2 nachází mezilehlý bod 2T.
- 2) **Přemístění opěry rotací:** zde platí $u_B = 0$. Průběh modulů reakce k_h je v tomto případě vyjádřen pomocí bilineární **křivky R**, která je definovaná body 1, 2R a 3R. Bod 1 je společný s křivkou T, bod 2R se nachází ve stejné hloubce pod terénem z_2 jako bod 2T. Bod 3R se nachází na spodním konci opěry a leží na svislici pod bodem 2R.
- 3) **Přemístění opěr kombinací posunu a rotace:** zde platí $u_T > u_B > 0$. Průběhy modulů reakce jsou zobecněny bilineárními **křivkami M**, které leží v rozmezí křivek T a R. Křivky M jsou definovány body 1, 2M a 3M. Hloubka bodu 2M pod terénem z_2 je shodná s body 2T a 2R. Polohu bodů 2M mezi body 2T a 2R lze získat lineární interpolací dle hodnoty posunu u_B , nacházejícího se v rozmezí od nuly do u_T . Bod 3M leží na dolním konci opěry. Jeho polohu lze získat interpolací mezi body 3T a 3R.

3.2 Výpočet bodů na křivkách T, R a M

Aby bylo možné křivky T, R a M pro konkrétní případ stanovit, je nutné definovat body 1, 2R a 3T. U každého z výše uvedených bodů je nutné určit modul reakce k_h , u bodu 2R ještě hloubku z_2 . K tomu slouží následující vztahy:

$$k_h = \frac{A E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B E_{ref}}{10^2} + \frac{C u_T}{10^2} + D \quad (3.1)$$

$$z_2 = \frac{A E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B E_{ref}}{10^2} + \frac{C u_T}{10^2} + D \quad (3.2)$$

kde: k_h je modul reakce v MN/m^3 ve vodorovném směru v příslušném bodě,
 z_2 hloubka bodů 2R a 2T v metrech,
A až D součinitele pro výpočet vodorovného modulu reakce k_h na opěrách, viz tab. B.1 a B.2 přílohy B,
 E_{ref} referenční deformační modul zeminy zásypu v MPa ve zhuštěném stavu za předpokladu, že $I_D > 0,75$
 u_T vodorovný posun horního konce opěry v mm.

Součinitele A, B, C a D lze pro jednotlivé body 1, 2R, 3T a hloubku z_2 odečíst z tab. B.1 a B.2 přílohy B v závislosti na výšce opěry H_a a typu zeminy (písčité nebo štěrkovité). Bod 2T leží na spojnici bodů 1 a 3T v hloubce z_2 . Bod 3R leží na svislici pod bodem 2R. Křivky M pro kombinaci přemístění opěry posunem a rotací lze získat interpolací mezi příslušnými křivkami R a T. Výpočet modulů reakce k_h a hloubek z bodů 1, 2T, 2R, 2M, 3T, 3R a 3M je shrnut v tab. 3.1.

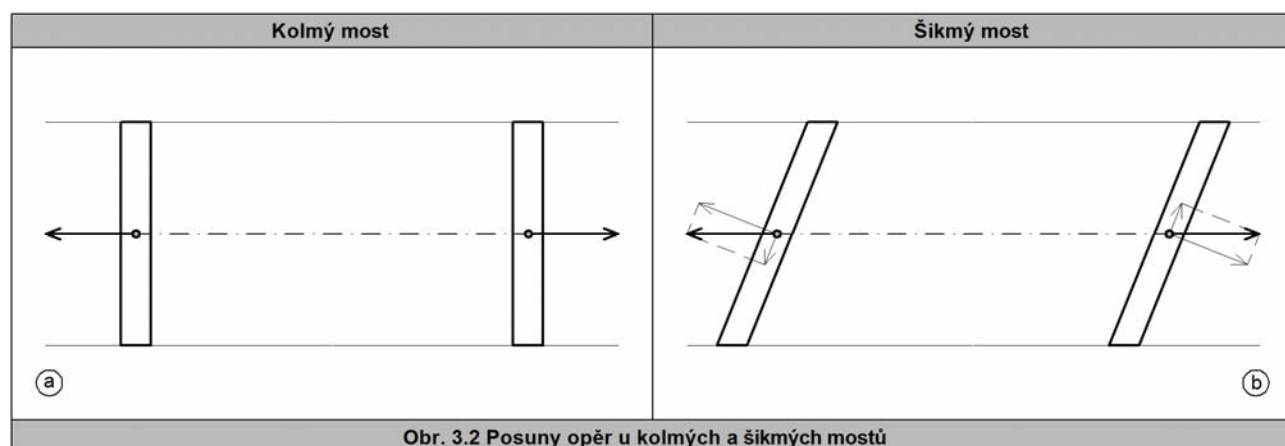
Tab. 3.1 Body na křivkách T, R a M		
Bod	k_h [MN/m ³]	z [m]
1	$k_{h,1} = \frac{A_1 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_1 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_1 u_T}{10^2} + D_1$ (3.3)	0
2T	$k_{h,2T} = k_{h,1} + \frac{(k_{h,3T} - k_{h,1}) z_2}{H_a}$ (3.4)	$z_2 = \frac{A_z E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_z E_{ref}}{10^2} + \frac{C_z u_T}{10^2} + D_z$ (3.10)
2R	$k_{h,2R} = \frac{A_2 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_2 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_2 u_T}{10^2} + D_2$ (3.5)	
2M	$k_{h,2M} = k_{h,2R} - \frac{(k_{h,2R} - k_{h,2T}) u_B}{u_T}$ (3.6)	
3T	$k_{h,3T} = \frac{A_3 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_3 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_3 u_T}{10^2} + D_3$ (3.7)	H_a
3R	$k_{h,3R} = k_{h,2R}$ (3.8)	
3M	$k_{h,3M} = k_{h,3R} - \frac{(k_{h,3R} - k_{h,3T}) u_B}{u_T}$ (3.9)	

Součinitele A, B, C a D se pro jednotlivé body odečítají z tab. B.1 a B.2 přílohy B.
Referenční deformační modul zeminy E_{ref} v suchém stavu se dosazuje v [MPa].
Vodorovné posuny u_T a u_B se dosazují v [mm].

3.3 Moduly k_h u šikmých mostů

Výše uvedené postupy platí pro případ kolmých mostů, to jest tam, kde posun opěry nastává ve směru kolmém k jejímu rubu, viz obr. 3.2a. U mostů šikmých lze očekávat, že posun opěr v důsledku tepelné roztažnosti a dalších účinků nastane převážně ve směru osy mostu, viz obr. 3.2b. Tento posun lze rozložit do dvou směrů:

- 1) **Kolmo k rubu opěry:** Odpor zeminy vyvolaný tímto posunem lze stanovit pomocí pružného podepření vyjádřeného moduly reakce k_h . Pro výpočet modulů reakce k_h dle odstavců 3.1 a 3.2 se použijí vodorovné posuny ve směru kolmém k rubu opěry.
- 2) **Rovnoběžně s rubem opěry:** Při tomto posunu závisí odpor zeminy na tření mezi rubem opěry a zásypem. Stanovením odporu zeminy vlivem tření se výše popsaná metoda nezabývá. Pokud je šikmost mostu větší než 60°, odpor třením je možné zanedbat. V opačném případě je třeba uvážit, zda odpor nemá významnější vliv na spolupůsobení mostní konstrukce se zásypem.



Obr. 3.2 Posuny opěr u kolmých a šikmých mostů

3.4 Rozsah platnosti a použití metody

Metoda sloužící ke stanovení průběhů modulů reakce k_h po výšce opěry je platná za těchto předpokladů:

- 1) **Nosná konstrukce integrovaného mostu:** Metoda platí pro všechny typy nosných konstrukcí, tj. pro integrované mosty ocelové, ocelobetonové, železobetonové a předpjaté v provedení monolitickém a prefabrikovaném.
- 2) **Rozpětí, počet polí a délka mostu:** V klimatických poměrech České republiky a dalších zemí s podobným klimatem je metoda použitelná pro mosty celkové délky do $130 \text{ m}^{3.1}$. Pro země kde jsou maximální letní teploty stanovené platnými normami vyšší se maximální celková délka mostu snižuje tak, aby byly splněny předpoklady bodu 7, viz níže. Počet polí a jejich rozpětí mohou být libovolné.
- 3) **Šikmost mostu:** Výše popsanou metodu lze s dostatečnou přesností použít pro mosty se šikmostí nad 60° , viz odstavec 3.3. Pro šikmosti do 60° je třeba uvážit, zda šikmost nemá významnější vliv na spolupůsobení mostní konstrukce se zásypem.
- 4) **Opěry mostu:** Metoda byla odvozena pro tuhé železobetonové opěry, které se při zatlačování do zásypu deformují velice málo. Výška opěr se pohybuje v rozsahu 2-15 m.
- 5) **Založení mostu:** Metoda platí v případě plošného i hlubinného založení opěr, tj. pro založení na plošných základech a pilotách.
- 6) **Zeminy v zásypech:** Pro zásyp se předpokládají nesoudržné, nenamrzavé písčité nebo štěrkovité zeminy tříd S1-S5 a G1-G5. Metoda platí v rozsahu parametrů zemin uvedených v příloze A. Dále se předpokládá, že zásyp je odvodněný a zhutněný na hodnotu relativní hutnosti $I_D = 0,75$ a vyšší.
- 7) **Vodorovná přemístění opěr směrem do zásypu:** Metoda je platná pro přemístění opěr do zásypu vodorovným posunem, rotací kolem paty opěry a kombinacemi těchto pohybů. Přitom se předpokládá, že se vodorovné posuny horního a dolního konce opěry u_t a u_b pohybují v rozmezí $0-36 \text{ mm}^{3.1}$.
- 8) **Součinitele A, B, C a D** se pro jednotlivé body 1, 2R, 3T, hloubku z_2 a typy zemin odečítají z tab. B.1 a B.2 přílohy B. Pro mezilehlé výšky opěr lze v tab. B.1 a B.2 interpolovat.
- 9) **Vodorovné posuny horního konce opěry u_T** se dosazují v mm. Přestože se body 2R a 3T nenacházejí na horním konci opěry, do vzorců (3.1) až (3.10) se vždy dosazuje vodorovný posun horního konce u_T .
- 10) **Referenční deformační modul E_{ref}** se dosazuje v MPa. Nejsou-li k dispozici přesnější hodnoty, lze pro jednotlivé zeminy použít hodnoty v rozsazích uvedených v tab. A.1 a A.2 přílohy A.

Při dodržení výše zmíněných předpokladů vycházejí ve vzorcích z tab. 3.1 hodnoty modulů reakce k_h v MN/m^3 . Způsob, kterým byla tato metoda odvozena, je podrobně popsán v [14].

Poznámka 3.1: Metoda byla odvozena pro přemístění horního a dolního konce opěry v rozsahu $0-36 \text{ mm}$, viz bod 7. Předpokládáme-li, že se most rozpíná na obou koncích stejně, znamená to maximální prodloužení mostu $\Delta L = 72 \text{ mm}$. Maximální teplota pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N, \text{exp}}$ se pro ocelové mosty dle [4] uvažuje 46° . Pro mosty betonové a ocelobetonové je tato hodnota nižší. Celková délka mostu L_{tot} se vypočítá ze vztahu $L_{\text{tot}} = \Delta L / (\alpha_t \Delta T_{N, \text{exp}}) = 0,072 / (12 \cdot 10^{-6} \cdot 46) = 130 \text{ m}$. Z toho vyplývá kritérium maximální délky mostu uvedené v bodu 2. Jiná statická nebo konstrukční omezení toto kritérium nezohledňuje.

4 VÝPOČET MODULŮ REAKCE k_z a k_x

V této kapitole je popsána metoda výpočtu modulů reakce k_z a k_x pro homogenní a vrstevnaté podloží pod plošným základem. Vztahy, které jsou zde uvedeny, vycházejí z předpokladu, že rozložení modulů reakce je po celé ploše základu konstantní. Ve vztazích je zohledněn vliv podzemní vody.

4.1 Svislé moduly reakce k_z pro homogenní podloží

Vztah (4.1) pro výpočet modulů reakce k_z vychází z předpokladu, že podloží pod plošným základem je tvořeno zeminou jedné třídy. Přitom je použita klasifikace zemin uvedená v příloze A vycházející z [2]. Modul reakce k_z se vypočte takto:

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{\text{ref}}}{N} W_z \quad (4.1)$$

kde: k_z je modul reakce v MN/m^3 ve svislém směru pro homogenní prostředí s vlivem podzemní vody,
 K, L, M, N součinitele závislé na rozměrech základu a typu zeminy, viz tab. C.1 až C.4 přílohy C,
 W_z součinitel zohledňující úroveň hladiny podzemní vody, viz tab. E.1 přílohy E,
 E_{ref} referenční deformační modul zeminy podloží v MPa,
 f_z svislé napětí v základové spáře v kN/m^2 uvažované po celé její ploše konstantní hodnotou.

4.2 Vodorovné moduly reakce k_x pro homogenní podloží

Vztah (4.2) pro výpočet modulů reakce k_x vychází z předpokladu, že podloží pod plošným základem je tvořeno zeminou jedné třídy. Podobně jako u modulu reakce k_z je i zde použita klasifikace zemin uvedená v příloze A vycházející z [2]. Modul reakce k_x se vypočte takto:

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x \quad (4.2)$$

kde: k_x je modul reakce v MN/m^3 ve vodorovném směru pro homogenní prostředí s vlivem podzemní vody,
 P až U součinitele závislé na rozměrech základu a typu zeminy viz tab. D.1 až D.4 přílohy D,
 W_x součinitel zohledňující úroveň hladiny podzemní vody viz tab. E.1 přílohy E,
 G_{ref} referenční smykový deformační modul zeminy podloží v MPa,
 f_z a f_x svislé a vodorovné napětí v základové spáře v kN/m^2 uvažované po celé její ploše konstantní hodnotou.

V případě jemnozrnných zemin tříd F3 až F6 je vliv vodorovného napětí v základové spáře f_x na modul reakce k_x zanedbatelný. Vztah (4.2) se v tomto případě dá zredukovat na tvar:

$$k_x = (-S f_z + T) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x \quad (4.3)$$

4.3 Svislé a vodorovné moduly reakce pro vrstevnaté podloží

Vztahy uvedené v odstavcích 4.1 a 4.2 platí za předpokladu, že je podloží pod základem je tvořeno zeminou pouze jedné třídy. V praxi však nastávají případy, kdy je podloží pod základy vrstevnaté, to znamená že je tvořeno zeminami různých tříd. V tomto odstavci je popsán způsob, pomocí kterého je možné vypočítat svislé a vodorovné moduly reakce k_{zs} a k_{xs} pro vrstevnaté podloží pod plošným základem. Přitom se vychází z obecného principu, že převrácená hodnota celkového modulu reakce vrstevnatého podloží se rovná součtu převrácených hodnot modulů jednotlivých vrstev. Skládá-li se vrstevnaté podloží z n vrstev, výsledné moduly reakce k_{zs} a k_{xs} vrstevnatého podloží se vypočtou takto:

$$k_{zs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{zi}} \right)^{-1} \quad (4.4)$$

$$k_{xs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{xi}} \right)^{-1} \quad (4.5)$$

kde: k_{zi} a k_{xi} jsou svislé a vodorovné moduly reakce i -té vrstvy podloží.

Moduly reakce jednotlivých vrstev k_{zi} a k_{xi} se vypočtou dle vzorců:

$$k_{zi} = \frac{k_z}{u_{rTz} - u_{rBz}} \quad (4.6)$$

$$k_{xi} = \frac{k_x}{u_{rTx} - u_{rBx}} \quad (4.7)$$

kde: k_z a k_x jsou svislé a vodorovné moduly reakce určené dle vzorců (4.1) až (4.3) pro případ, kdy je celé podloží pod základem tvořeno pouze zeminou i -té vrstvy.

u_{rTz} a u_{rTx} relativní svislý a vodorovný posun na horním okraji i -té vrstvy (bod T, obr. 4.1),

u_{rBz} a u_{rBx} relativní svislý a vodorovný posun na dolním okraji i -té vrstvy (bod B, obr. 4.1).

Pro stanovení relativních posunů u_{rTz} , u_{rTx} , u_{rBz} a u_{rBx} slouží jednotkový graf závislosti relativních posunů u_r na relativních hloubkách z_r , viz obr. 4.1. Je-li i -tá vrstva omezena body T a B ležících v hloubkách z_T a z_B pod terénem, lze relativní hloubky bodů T z_{rT} a B z_{rB} stanovit takto:

$$z_{rT} = \frac{z_T}{H_s} \quad (4.8)$$

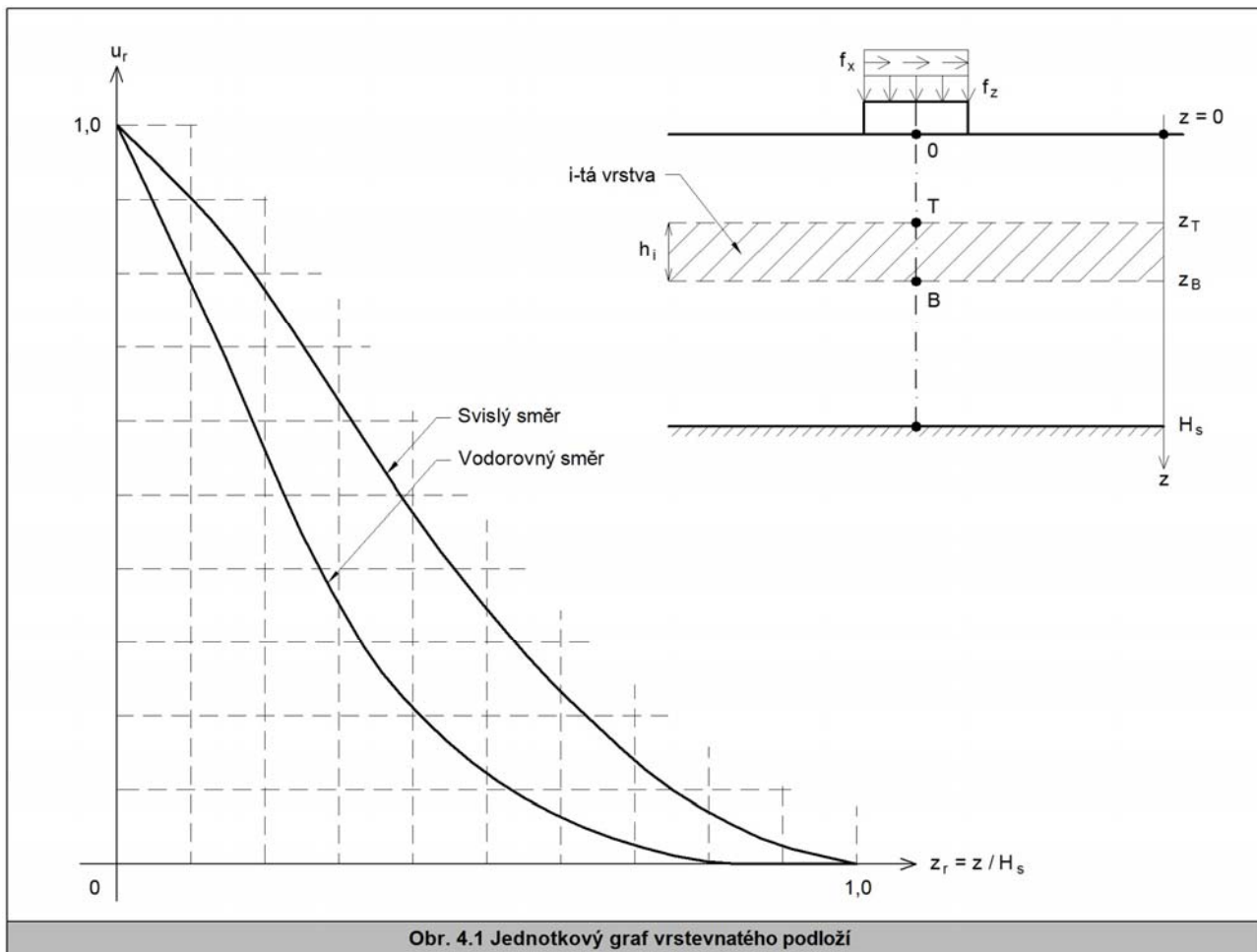
$$z_{rB} = \frac{z_B}{H_s} \quad (4.9)$$

kde: z_T a z_B jsou hloubky bodů T a B pod základovou spárou omezující i -tou vrstvou, viz obr. 4.1,

H_s mocnost zemního tělesa, viz tab. F.1 přílohy F.

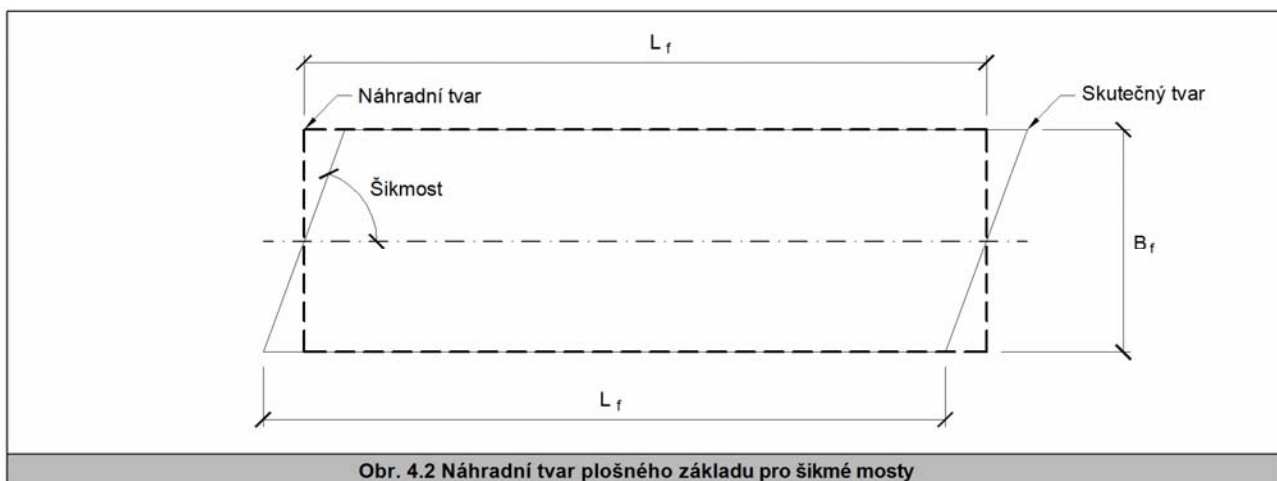
Mocnosti zemních těles H_s jsou pro jednotlivé třídy zemin, hodnoty normálového napětí v základové spáře a rozměry základu tabelovány v tab. F.1 přílohy F. Mocnost zemního tělesa H_s vyjadřuje stlačitelnou vrstvu pod základem, ve kterém dochází k nezanedbatelným deformacím vyvolaným zatížením základu.

Na základě relativních hloubek z_{rT} a z_{rB} i-té vrstvy lze z jednotkového grafu odečíst relativní posuny u_{rT} a u_{rB} . Relativní posuny u_{rTz} a u_{rBz} pro výpočet svislých modulů reakce k_{zi} se odečítají z větve grafu pro svislý směr, relativní hloubky u_{rTx} a u_{rBx} pro výpočet vodorovných modulů reakce k_{xi} z větve pro vodorovný směr.



4.4 Moduly k_z a k_x u šikmých mostů

Metoda pro výpočet modulů reakce k_z a k_x platí v případě kolmých mostů s plošným základem obdélníkového půdorysu o šířce B_f a délce L_f . Metodu lze použít i pro šikmé mosty se šikmostí nad 60° . Je-li plošný základ kosodélníkového půdorysu, nahradí se pro výpočet modulů reakce obdélníkovým základem dle obr. 4.2.



4.5 Rozsah platnosti a použití metody

Metoda sloužící ke stanovení průběhů modulů reakce k_z a k_x , respektive k_{zs} a k_{xs} , popsaná v kapitole 4, je platná za těchto předpokladů:

- 1) **Půdorysné rozměry základů:** 3x6 až 8x32 m^{4.1}.
- 2) **Šikmost mostu:** Výše popsanou metodu lze s dostatečnou přesností použít pro mosty se šikmostí nad 60°, viz odstavec 4.4. Pro šikmosti pod 60° je třeba uvážit, zda šikmost nemá významnější vliv na hodnoty modulů reakce k_z a k_x .
- 3) **Zeminy v podloží:** Písčité zeminy tříd S1-S5, štěrkovité zeminy tříd G1-G5 a jemnozrnné zeminy tříd F1-F6. Metoda platí v rozsahu parametrů zemin uvedených v tab. A.1 až A.3 přílohy A. Předpokládá se, že zemina v podloží je zhutněna na hodnotu relativní hutnosti $I_D = 0,75$ a vyšší. V případě jemnozrnných zemin se předpokládá pevná konzistence.
- 4) **Úrovně hladiny podzemní vody:** Vliv hladiny podzemní vody je zohledněn pomocí součinitelů W_z a W_x . Nachází-li se podzemní voda v hloubce $2B_f$ a větší, hodnoty modulů reakce k_z a k_x neovlivňuje. Součinitele W_z a W_x se dosadí z tab. E.1 přílohy E. Pro mezilehlé hodnoty úrovně hladiny podzemní vody lze v tabulkách lineárně interpolovat.
- 5) **Svislá a vodorovná napětí v základové spáře:** Svislá napětí v základové spáře f_z jsou pro jednotlivé zeminy omezeny hodnotami $f_{z, \text{lim}}$ uvedenými v tab. G.1 přílohy G. Podobně jsou omezeny i vodorovná napětí f_x hodnotami $f_{x, \text{lim}}$. Hodnoty $f_{x, \text{lim}}$ jsou taktéž shrnuty v tab. G.1. Svislá a vodorovná napětí f_z a f_x se do vzorců 4.1 až 4.3 dosazují v kN/m² a uvažují se po celé ploše základu konstantní.
- 6) **Součinitele K, L, M, N a P, Q, R, S, T, U** se dosazují z tab. C.1 až C.4 přílohy C a z tab. D.1 až D.4 přílohy D. Pro mezilehlé rozměry základů je možné v těchto tabulkách interpolovat. Podobně lze interpolovat mezi jednotlivými třídami zemin. V případě jemnozrnných zemin se pro dlouhodobé účinky zatížení použijí součinitele pro efektivní parametry (tab. C.3 a D.3), pro krátkodobé účinky součinitele pro totální parametry (tab. C.4 a D.4).
- 7) **Referenční deformační moduly E_{ref} a G_{ref}** se do dosazují v MPa. Nejsou-li k dispozici přesnější hodnoty, lze pro jednotlivé zeminy použít hodnoty v rozsazích uvedených v tab. A.1 až A.3 přílohy A. V případě jemnozrnných zemin se pro krátkodobé účinky zatížení použijí totální parametry, pro dlouhodobé účinky efektivní parametry, viz tab. A.3 přílohy A.

Při dodržení výše zmíněných předpokladů vycházejí ve vzorcích (4.1) až (4.7) hodnoty modulů reakce v MN/m³. Způsob, kterým byla tato metoda odvozena, je podrobně popsán v [14].

Poznámka 4.1: Pro rozsah rozměrů základů 3x6 až 8x32 m byla metoda odvozena a byly tabelovány součinitele K, L, M, N a P, Q, R, S, T, U. Jiná statická nebo konstrukční omezení toto kritérium nezohledňuje.

5 PŘÍKLADY

5.1 Příklad 1

Stanovte průběh modulů reakce k_h po výšce opěry. Geometrii opěry znázorňuje obr. 5.1. Opěra má výšku $H_a = 7,5$ m, zásyp za opěrou je tvořen písčitou zeminou třídy S2 s deformačním modulem $E_{ref} = 40$ MPa. Vodorovný posun horního konce opěry $u_T = 6,0$ mm, vodorovný posun dolního konce opěry $u_B = 3,0$ mm.

Přemístění opěry nastává kombinací posunu a rotace. Průběh modulů reakce je v takovém případě vyjádřen bilineární křivkou M, viz obr 3.1. Její průběh se nachází mezi lineární křivkou T pro $u_T = u_B = 6,0$ mm (přemístění posunem) a bilineární křivkou R pro $u_T = 6,0$ mm a $u_B = 0,0$ mm (přemístění rotací). Stanovení průběhu modulů reakce bude proto provedeno v těchto krocích:

- 1) Stanovení lineární křivky T pro $u_T = u_B = 6,0$ mm vyjadřující průběh modulů reakce k_h při přemístění opěry posunem,
- 2) Stanovení bilineární křivky R pro $u_T = 6,0$ mm a $u_B = 0,0$ mm vyjadřující průběh modulů reakce k_h při přemístění opěry rotací,
- 3) Stanovení bilineární křivky M pro $u_T = 6,0$ mm a $u_B = 3,0$ mm vyjadřující průběh modulů reakce k_h při přemístění opěry kombinací posunu a rotace.

1. Lineární křivka T

Pro stanovení křivky T, viz obr 3.1, je nutné vypočítat hodnoty $k_{h,1}$, $k_{h,2T}$, $k_{h,3T}$ a z_2 dle vzorců v tab. 3.1. Součinitele A, B, C a D se pro jednotlivé body křivky T získají z tab. B.1 přílohy B. V tabulce se interpoluje mezi hodnotami pro výšky opěr H_a 7 a 8 m.

$$k_{h,1} = \frac{A_1 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_1 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_1 u_T}{10^2} + D_1 = \frac{-6,0 \cdot 40 \cdot 6,0}{10^4} + \frac{4,45 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 6,0}{10^2} + 0,0 = 1,6 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3T} = \frac{A_3 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_3 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_3 u_T}{10^2} + D_3 = \frac{-16,0 \cdot 40 \cdot 6,0}{10^4} + \frac{16,5 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,05 \cdot 6,0}{10^2} + 0,55 = 6,8 \text{ MN/m}^3$$

$$z_2 = \frac{A_z E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_z E_{ref}}{10^2} + \frac{C_z u_T}{10^2} + D_z = \frac{1,25 \cdot 40 \cdot 6,0}{10^4} + \frac{0,25 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,4 \cdot 6,0}{10^2} + 0,7 = 0,9 \text{ m}$$

$$k_{h,2T} = k_{h,1} + \frac{(k_{h,3T} - k_{h,1}) z_2}{H_a} = 1,6 + \frac{(6,8 - 1,6) 0,9}{7,5} = 2,2 \text{ MN/m}^3$$

2. Bilineární křivka R

Pro stanovení křivky R, viz obr 3.1, je nutné vypočítat hodnoty $k_{h,1}$, $k_{h,2R}$, $k_{h,3R}$ a z_2 dle vzorců v tab. 3.1. Součinitele A, B, C a D se pro jednotlivé body křivky R získají z tab. B.1 přílohy B. V tabulce se interpoluje mezi hodnotami pro výšky opěr H_a 7 a 8 m.

$$k_{h,1} = 1,6 \text{ MN/m}^3 \quad (\text{viz lineární křivka T})$$

$$k_{h,2R} = \frac{A_2 E_{ref} u_t}{10^4} + \frac{B_2 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_2 u_t}{10^2} + D_2 = \frac{-6,2 \cdot 40 \cdot 6,0}{10^4} + \frac{14,9 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 6,0}{10^2} + 0,75 = 6,6 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3R} = k_{h,2R} = 6,6 \text{ MN/m}^3$$

$$z_2 = 0,9 \text{ m} \quad (\text{viz lineární křivka T})$$

3. Bilineární křivka M

Pro stanovení křivky M, viz obr 3.1, je nutné vypočítat hodnoty $k_{h,1}$, $k_{h,2M}$, $k_{h,3M}$ a z_2 . Tyto hodnoty se stanoví interpolací mezi křivkami T a R pomocí vzorců z tab. 3.1.

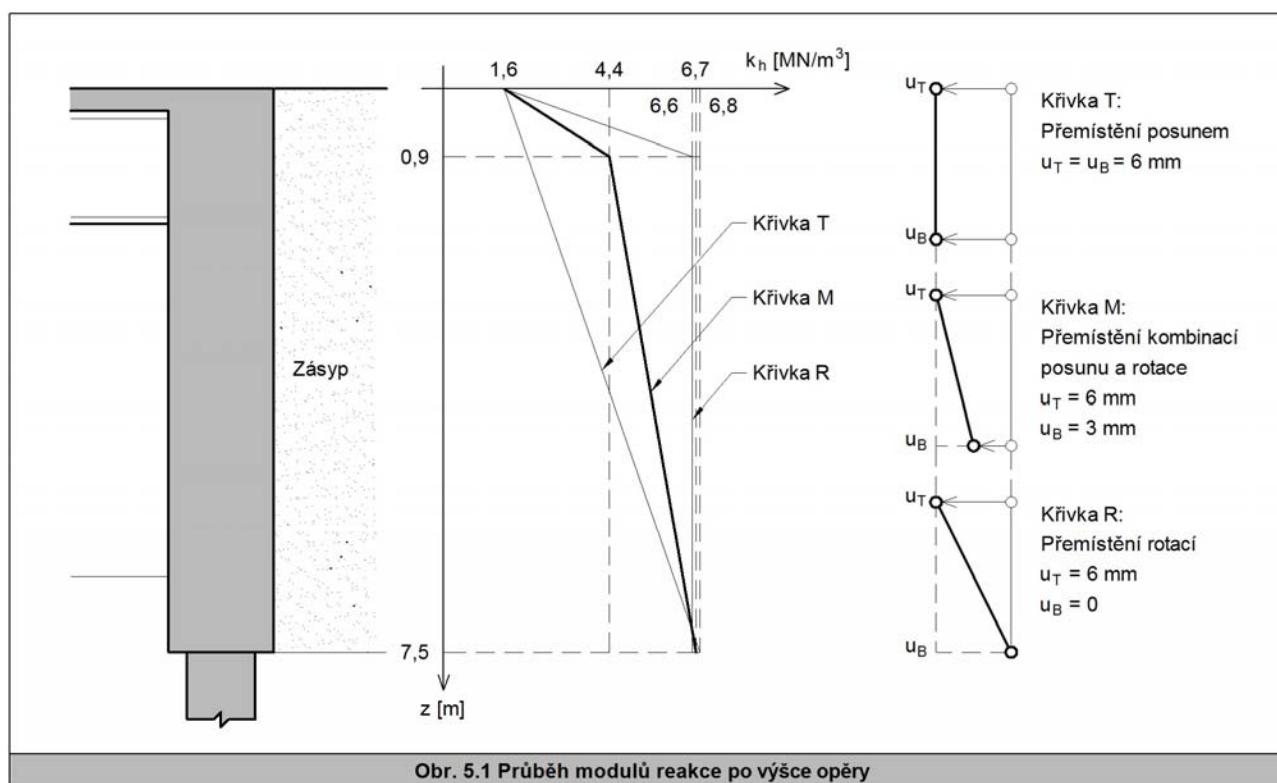
$$k_{h,1} = 1,6 \text{ MN/m}^3 \quad (\text{viz lineární křivka T})$$

$$k_{h,2M} = k_{h,2R} - \frac{(k_{h,2R} - k_{h,2T}) u_B}{u_T} = 6,6 - \frac{(6,6 - 2,3) 3,0}{6,0} = 4,4 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3M} = k_{h,3R} - \frac{(k_{h,3R} - k_{h,3T}) u_B}{u_T} = 6,6 - \frac{(6,6 - 6,8) 3,0}{6,0} = 6,7 \text{ MN/m}^3$$

$$z_2 = 0,9 \text{ m} \quad (\text{viz lineární křivka T})$$

Výsledný průběh modulů reakce k_a po výšce opěry je vykreslen tučně na obr. 5.1 (křivka M)^{5.1}. Kromě toho jsou zobrazeny i pomocné křivky T a R.



Obr. 5.1 Průběh modulů reakce po výšce opěry

Poznámka 5.1: Deformace zásypu vyvolané posunem opěry mají pružnou a plastickou složku, viz poznámka 2.1. Při návrhu zásypu by však měla být snaha, aby při cyklickém pohybu opěr vlivem teplotních změn byla plastická složka deformace zásypu co nejmenší. Moduly reakce k_h vypočtené touto metodou zohledňují pružnoplastické chování zeminy. Díky tomu lze míru zplastizování zeminy v zásypu pro uvažované posuny opěry u_T a u_B stanovit, a to následujícím způsobem. Nejprve vypočítáme průběhy modulů reakce k_h pro posuny u_T a u_B . Následně vypočítáme průběhy k_h pro jiné hodnoty posunů, například pro posuny poloviční, tj. $u_T/2$ a $u_B/2$. Pokud jsou průběhy k_h v obou případech přibližně stejné, lze konstatovat, že převažuje pružné chování zeminy, neboť tuhost zásypu se příliš nemění v závislosti na působícím zatížení vyvolaném posunem opěry. Pokud se průběhy k_h výrazněji liší, znamená to, že dochází k výraznějšímu zplastizování zásypu. Materiál zásypu, spodní stavbu nebo konstrukci mostu je v takovém případě vhodné upravit a plastické deformace zásypu tím omezit.

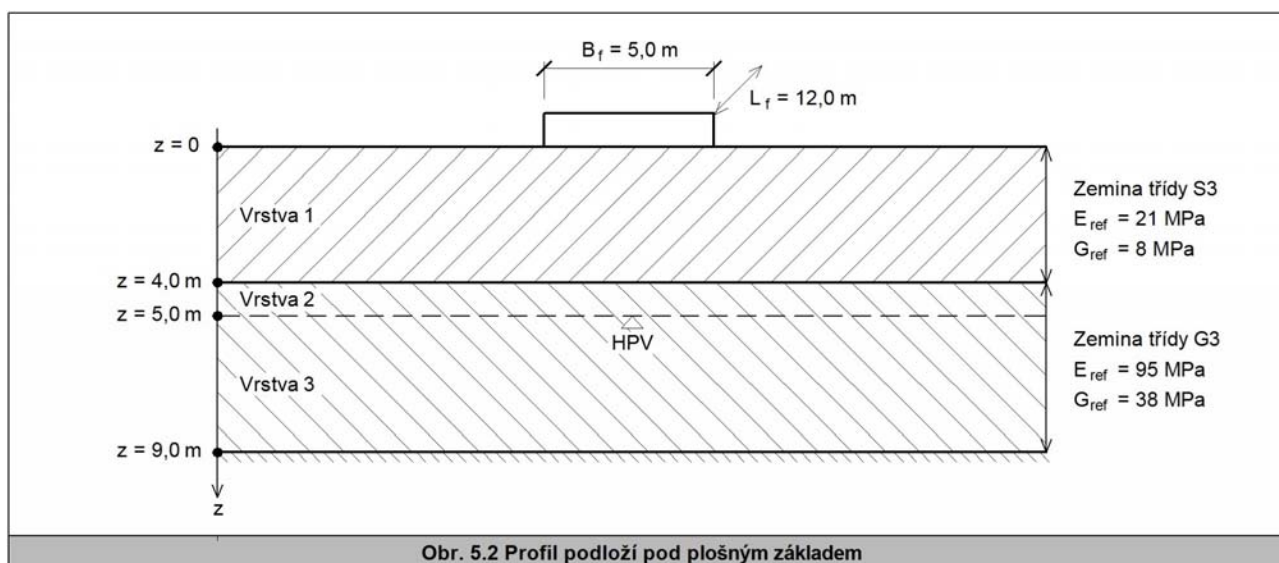
5.2 Příklad 2

Vypočítejte svislý a vodorovný modul reakce k_{zs} a k_{xs} u plošného základu obdélníkového půdorysu s geometrií viz obr. 5.2. Plošný základ má šířku $B_f = 5,0$ m a délku $L_f = 12,0$ m. V základové spáře působí svislé normálové napětí $f_z = 200$ kN/m² a vodorovné smykové napětí $f_x = 15$ kN/m². Podloží pod základovou spárou je tvořeno vrstvou zeminy třídy S3 o mocnosti 4,0 m. Deformační modul zeminy $E_{ref} = 21,0$ MPa, smykový deformační modul $G_{ref} = 8,0$ MPa. Pod vrstvou zeminy S3 se nachází zemina třídy G3 o mocnosti 5,0 m. Deformační modul zeminy $E_{ref} = 95,0$ MPa, smykový deformační modul $G_{ref} = 38,0$ MPa. Pod vrstvou zeminy G3 je skalní podloží. Hladina podzemní vody leží v hloubce 5,0 m pod základovou spárou.

Pro výpočet modulů reakce rozdělíme podloží do tří vrstev:

- 1) Vrstva zeminy třídy S3 o mocnosti 4,0 m (vrstva 1),
- 2) Vrstva zeminy třídy G3 nad hladinou podzemní vody o mocnosti 1,0 m (vrstva 2),
- 3) Vrstva zeminy třídy G3 pod hladinou podzemní vody o mocnosti 4,0 m (vrstva 3),

Výpočet modulů reakce k_{zs} a k_{xs} provedeme ve 4 krocích. V prvních třech krocích vypočítáme dílčí moduly reakce k_{zi} a k_{xi} jednotlivých vrstev. Ve čtvrtém kroku stanovíme výsledné moduly reakce k_{zs} a k_{xs} .



1. Vrstva 1

Nejprve pomocí vzorců (4.1) a (4.2) určíme moduly reakce k_z a k_x za předpokladu, že je podloží pod základem tvořeno pouze zeminou třídy S3. Součinitele K , L , M , N stanovíme z tab. C.1 a C.2 přílohy C. V tabulkách interpolujeme mezi délkou a šířkou základu. Výsledné interpolované hodnoty součinitelů pro rozměry základu 5x12 m jsou:

$$K = 1204,0 \quad L = 36,0 \quad M = 1,66 \quad N = 21,0$$

Součinitel W_z stanovíme z tab. E.1 přílohy E. Vrstva 1 se nachází nad hladinou podzemní vody.

$$W_z = 1,00$$

Dosazením do (4.1) dostáváme:

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{\text{ref}}}{N} W_z = \left(\frac{1204,0}{36,0 + 200} + 1,66 \right) \frac{21,0}{21,0} 1,0 = 6,8 \text{ MN/m}^3$$

Součinitele P, Q, R, S, T, U stanovíme z tab. D.1 přílohy D, přičemž v tabulce interpolujeme mezi délkou a šířkou základu. Výsledné interpolované hodnoty součinitelů pro rozměry základu 5x12 m jsou:

$$P = 0,0055 \quad Q = 2,9 \quad R = 50,0 \quad S = 0,0082 \quad T = 6,7 \quad U = 8,1$$

Součinitel W_x stanovíme z tab. E.1 přílohy E, přičemž víme, že se vrstva 1 je nad hladinou podzemní vody:

$$W_x = 1,0$$

Dosazením do (4.2) dostáváme:

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x = \left(\frac{0,0055 \cdot 15 \cdot 200 - 2,9 \cdot 15}{50,0} - 0,0082 \cdot 200 + 6,7 \right) \frac{8,0}{8,1} 1,0 = 4,5 \text{ MN/m}^3$$

Z tab. F.1 přílohy F stanovíme mocnost zemního tělesa H_s . Vycházíme z předpokladu, že je zemní těleso tvořeno pouze zeminou třídy S3. V tab. F.1 interpolujeme mezi šířkou a délkou základu. Výsledná interpolovaná hodnota mocnosti zemního tělesa pro rozměry základu 5x12 m a svislé zatížení 200 kN/m² je:

$$H_s = 7,2 \text{ m}$$

Vrstva 1 má mocnost 4,0 m a nachází se v hloubce 0 až 4 m pod základovou spárou. Z toho vyplývá:

$$z_T = 0,0 \text{ m} \quad z_B = 4,0 \text{ m}$$

Dosazením do vzorců (4.8) a (4.9) vypočítáme relativní hloubky z_{rT} a z_{rB} horního a dolního okraje vrstvy 1:

$$z_{rT} = \frac{z_T}{H_s} = \frac{0,0}{7,2} = 0,0 \quad z_{rB} = \frac{z_B}{H_s} = \frac{4,0}{7,2} = 0,56$$

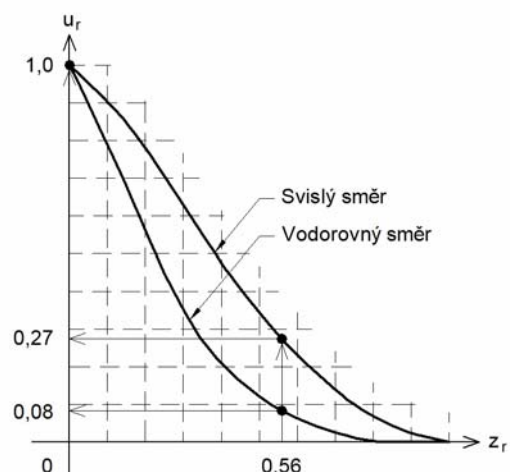
Z jednotkového grafu vrstevnatého podloží na obr. 4.1 odečteme na základě relativních hloubek relativní svislé a vodorovné posuny na horním a dolním okraji vrstvy 1:

$$u_{rTz} = 1,0 \quad u_{rBz} = 0,27 \quad u_{rTx} = 1,0 \quad u_{rBx} = 0,08$$

Ze vzorců (4.6) a (4.7) vypočítáme svislé a vodorovné moduly reakce vrstvy 1:

$$k_{z1} = \frac{k_z}{u_{rTz} - u_{rBz}} = \frac{6,8}{1,0 - 0,27} = 9,3 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{x1} = \frac{k_x}{u_{rTx} - u_{rBx}} = \frac{4,5}{1,0 - 0,08} = 4,9 \text{ MN/m}^3$$



2. Vrstva 2

V případě vrstvy 2 postupujeme analogicky jako u vrstvy 1. Součinitele K, L, M, N stanovíme interpolací v tab. C.2 přílohy C, součinitel W_z získáme z tab. E.1 přílohy E.

$$K = 7108,0 \quad L = 81,7 \quad M = 7,0 \quad N = 95,0 \quad W_z = 1,00$$

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{\text{ref}}}{N} W_z = \left(\frac{7108,0}{81,7 + 200} + 7,0 \right) \frac{95,0}{95,0} 1,00 = 32,2 \text{ MN/m}^3$$

Obdobně analogickým způsobem postupujeme i v případě součinitelů P, Q, R, S, T, U, W_x a modulu k_x .

$$P = 0,0122 \quad Q = 12,2 \quad R = 100,0 \quad S = 0,0158 \quad T = 25,3 \quad U = 38,0 \quad W_x = 1,0$$

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x - S f_z + T}{R} \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x = \left(\frac{0,0122 \cdot 15 \cdot 200 - 12,2 \cdot 15}{100,0} - 0,0158 \cdot 200 + 25,3 \right) \frac{38,0}{38,0} 1,0 = 20,7 \text{ MN/m}^3$$

Při stanovení mocnosti zemního tělesa předpokládáme, že je zemní těleso tvořeno pouze zeminou třídy G3.

Interpolací v tab. F.1 získáváme:

$$H_s = 6,6 \text{ m}$$

Vrstva 2 má mocnost 1,0 m a nachází se v hloubce 4 až 5 m pod základovou spárou. Z toho vyplývá:

$$z_T = 4,0 \text{ m} \quad z_B = 5,0 \text{ m}$$

Dosazením do vzorců (4.8) a (4.9) vypočítáme relativní hloubky z_{rT} a z_{rB} horního a dolního okraje vrstvy 2:

$$z_{rT} = \frac{z_T}{H_s} = \frac{4,0}{6,6} = 0,61 \quad z_{rB} = \frac{z_B}{H_s} = \frac{5,0}{6,6} = 0,76$$

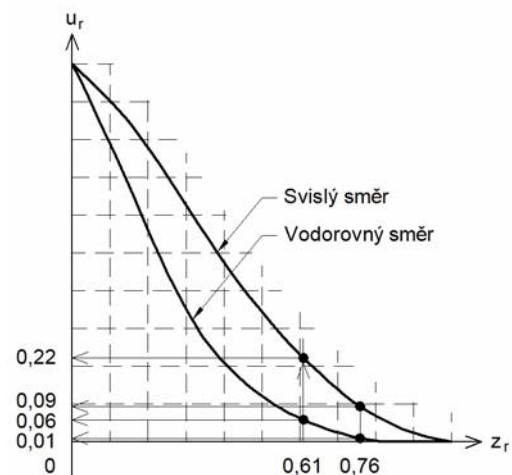
Z jednotkového grafu vrstevnatého podloží dostáváme:

$$u_{rTz} = 0,22 \quad u_{rBz} = 0,09 \quad u_{rTx} = 0,06 \quad u_{rBx} = 0,01$$

Ze vzorců (4.6) a (4.7) vypočítáme svislé a vodorovné moduly reakce vrstvy 2:

$$k_{z2} = \frac{k_z}{u_{rTz} - u_{rBz}} = \frac{32,2}{0,22 - 0,09} = 247,7 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{x2} = \frac{k_x}{u_{rTx} - u_{rBx}} = \frac{20,7}{0,06 - 0,01} = 414,0 \text{ MN/m}^3$$



3. Vrstva 3

V případě vrstvy 3 postupujeme analogicky jako u vrstvy 1 a 2. Součinitele K, L, M, N a P, Q, R, S, T, U jsou stejné jako u vrstvy 2. Vrstva 3 se nachází pod hladinou podzemní vody. Z tab. E.1 přílohy E vyplývá:

$$W_z = 0,75 \quad W_x = 0,80$$

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{\text{ref}}}{N} W_z = \left(\frac{7108,0}{81,7 + 200} + 7,0 \right) \frac{95,0}{95,0} 0,75 = 24,2 \text{ MN/m}^3$$

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x - S f_z + T}{R} \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x = \left(\frac{0,0122 \cdot 15 \cdot 200 - 12,2 \cdot 15}{100,0} - 0,0158 \cdot 200 + 25,3 \right) \frac{38,0}{38,0} 0,80 = 16,5 \text{ MN/m}^3$$

Mocnost zemního tělesa opět vychází stejná jako v případě vrstvy 2, tj. $H_s = 6,6$ m. Vrstva 3 má mocnost 4,0 m a nachází se v hloubce 5 až 9 m pod základovou spárou. Z toho vyplývá:

$$z_T = 5,0 \text{ m} \quad z_B = 9,0 \text{ m}$$

Spodní okraj vrstvy leží v hloubce $z_B = 9,0$ m. To je více, než kolik činí mocnost zemního tělesa $H_s = 6,6$ m, ve kterém dochází k nezanedbatelným deformacím. Část vrstvy 3 se tedy nachází v nestlačitelné zóně. Proto budeme počítat pouze s její stačitelnou částí sahající do hloubky 6,6 m. Proto položíme $z_B = 6,6$ m.

$$z_{rT} = \frac{z_T}{H_s} = \frac{5,0}{6,6} = 0,76 \quad z_{rB} = \frac{z_B}{H_s} = \frac{6,6}{6,6} = 1,0$$

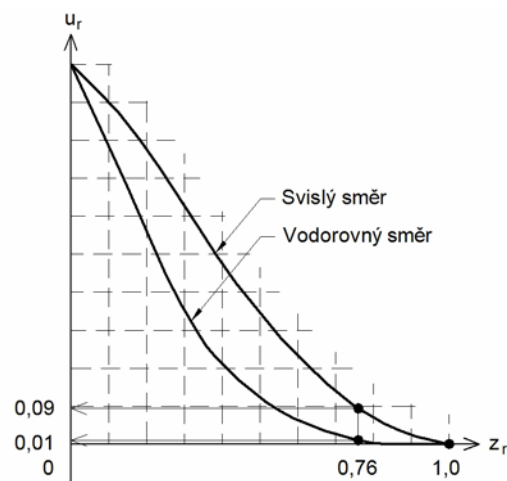
Z jednotkového grafu vrstevnatého podloží dostáváme:

$$u_{rTz} = 0,09 \quad u_{rBz} = 0,0 \quad u_{rTx} = 0,01 \quad u_{rBx} = 0,0$$

Ze vzorců (4.6) a (4.7) vypočítáme svislé a vodorovné moduly reakce vrstvy 2:

$$k_{z3} = \frac{k_z}{u_{rTz} - u_{rBz}} = \frac{24,2}{0,09 - 0,0} = 268,9 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{x3} = \frac{k_x}{u_{rTx} - u_{rBx}} = \frac{16,5}{0,01 - 0,0} = 1650,0 \text{ MN/m}^3$$



4. Výsledné moduly reakce

Výsledné moduly reakce k_{zs} a k_{xs} vypočítáme ze vzorců (4.4) a (4.5)^{5.2}:

$$k_{zs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{zi}} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{9,3} + \frac{1}{247,7} + \frac{1}{268,9} \right)^{-1} = 8,7 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{xs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{xi}} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{4,9} + \frac{1}{414,0} + \frac{1}{1650,0} \right)^{-1} = 4,8 \text{ MN/m}^3$$

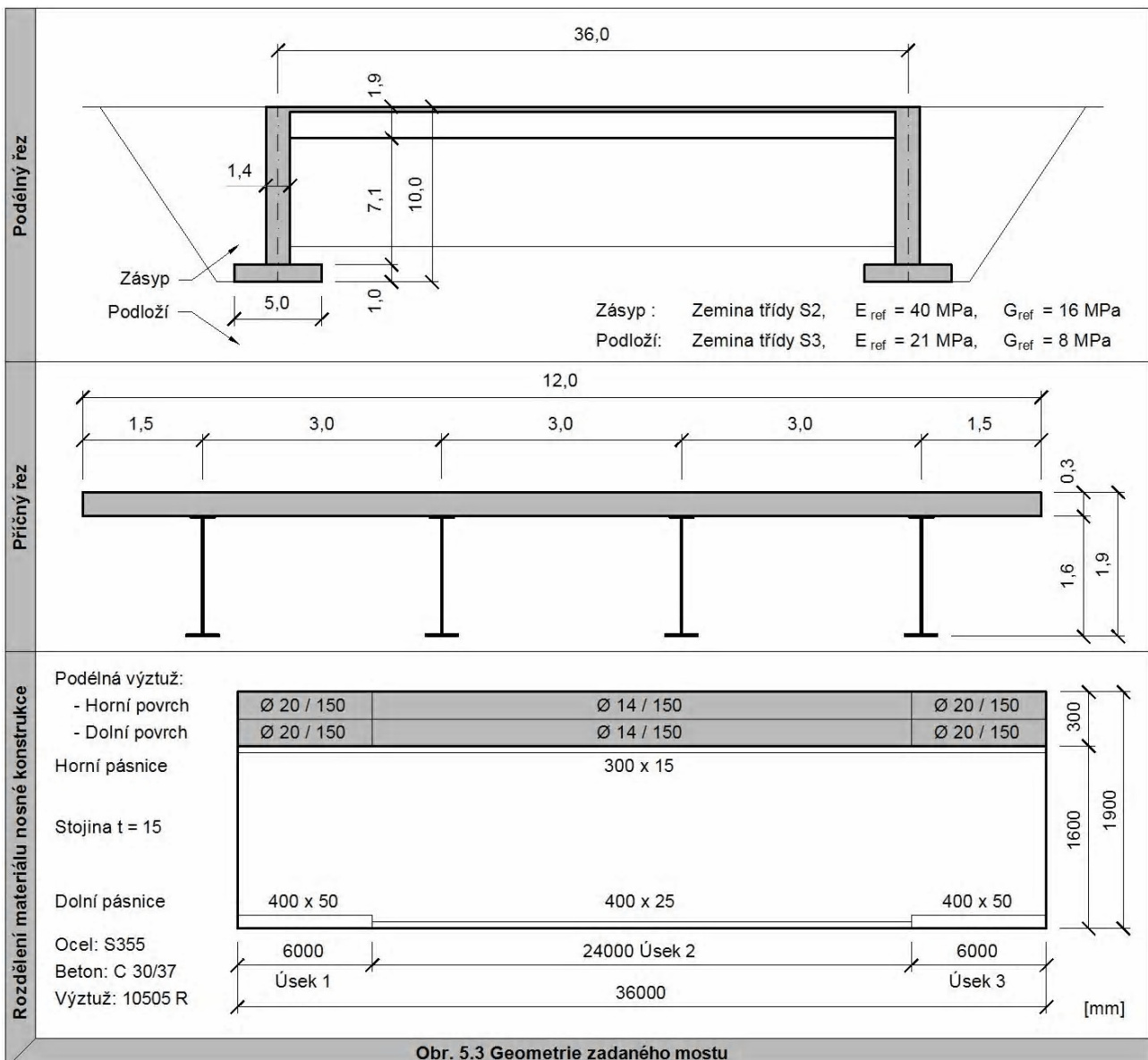
Poznámka 5.2: Deformace zeminy pod plošným základem mají pružnou a plastickou složku, viz poznámka 2.1. V některých případech může být snaha plastické deformace vyvolané svislým a vodorovným zatížením základu omezit. Moduly reakce k_z a k_x vypočtené touto metodou zohledňují pružnoplastické chování zeminy. Díky tomu lze míru zplastizování zeminy pod základem pro uvažovaná zatížení f_z a f_x stanovit, a to následujícím způsobem. Nejprve vypočítáme moduly reakce k_z a k_x pro zatížení f_z a f_x . Následně vypočítáme moduly reakce k_z a k_x pro jiné hodnoty zatížení, například pro zatížení poloviční, tj. $k_z/2$ a $k_x/2$. Pokud jsou moduly k_z a k_x v obou případech přibližně stejné, lze konstatovat, že převažuje pružné chování zeminy, neboť tuhost podloží se příliš nemění v závislosti na působícím zatížení základu. Pokud se moduly k_z a k_x výrazněji liší, znamená to, že dochází k výraznějšímu zplastizování zeminy pod základem.

5.3 Příklad 3

Řeší se silniční trémový integrovaný most o jednom poli se spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí. Geometrie mostu je znázorněna na obr. 5.3. Most se nachází v přímé s podélným sklonem 2%. Rozpětí mostu činí 36 m, výška opěr 10 m. Most je založen na plošných základech šířky 5 m. Nosnou konstrukci tvoří 4 ocelové nosníky v osové vzdálenosti 3 m a železobetonová deska šířky 12 m. Všechny ocelové nosníky jsou shodné. Rozdělení materiálu v železobetonové desce odpovídá obr. 5.3 po celé šířce desky. Most je na komunikaci skupiny 1. Zásyp za opěrami je tvořen písčitou zemínou třídy S2. Pod základem se nachází vrstva ulehlé písčité zeminy třídy S3 o mocnosti 9 m, pod ní je nestlačitelné skalní podloží. Hladina podzemní vody leží v hloubce 7 m pod základovou spárou.

Stanovte:

- Průběhy modulů reakce k_h po výšce opěry,
- Moduly reakce podloží k_z a k_x pod plošným základem ve svislém a vodorovném směru,
- Tuhosti pružného podepření integrovaného mostu, které se použijí ve výsledném statickém modelu.



Obr. 5.3 Geometrie zadaného mostu

Řešení rozdělíme do tří částí:

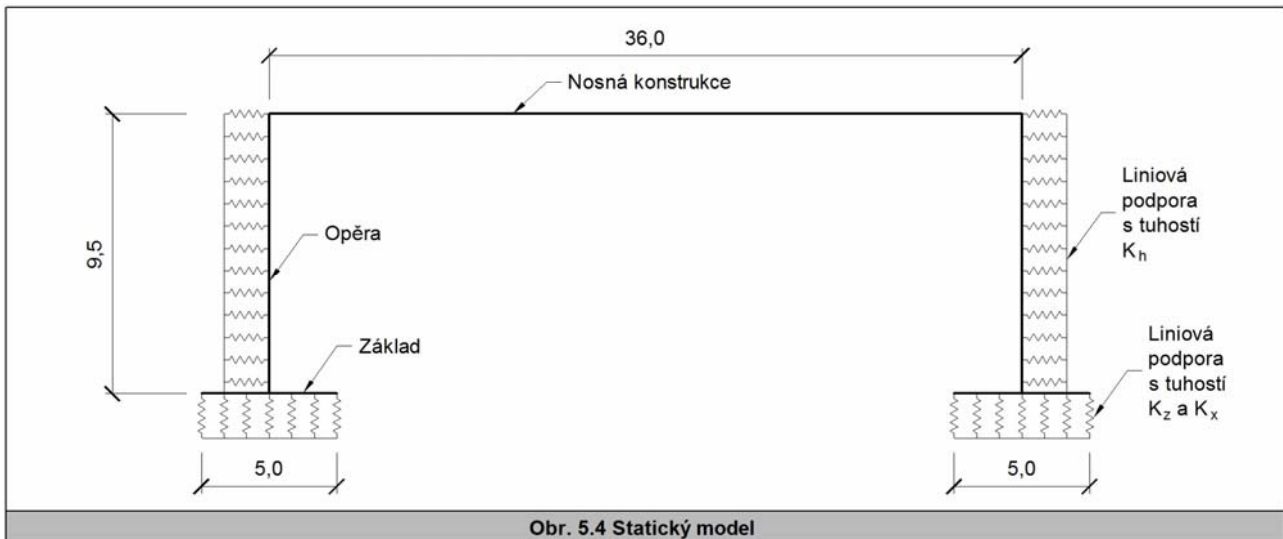
- 1) Na základě zadané geometrie vytvoříme statický model integrovaného mostu,
- 2) Stanovíme rozhodující zatížení pro výpočet modulů reakce k_h , k_z a k_x ,
- 3) S pomocí statického modelu a rozhodujícího zatížení vypočítáme moduly reakce k_h , k_z a k_x a tuhosti pružných podpor K_h , K_z a K_x .

1. Statický model integrovaného mostu

Vzhledem k tomu, že je nosná konstrukce pevně propojená se spodní stavbou, lze napojení nosné konstrukce na spodní stavbu považovat za rámové. Statický model bude proto zahrnovat nosnou konstrukci i spodní stavbu, které vzájemně spolupůsobí. Přilehlá zemina bude zohledněna pomocí pružných podpor umístěných na prvky spodní stavby.

Pro výpočet modulů reakce k_h , k_z a k_x bude dostačovat rovinný statický model znázorněný na obr. 5.4. Rovinný model představuje podélný výřez z konstrukce mostu. Výřez má šířku 3 m a obsahuje:

- Prut nosné konstrukce s průřezem podle obr. 5.5a,
- Pruty opěr a základů s průřezy podle obr. 5.5b a 5.5c,
- Pružné liniové podpory s tuhostí K_h ve vodorovném směru umístěné na opěry, viz obr. 5.4,
- Pružné liniové podpory s tuhostí K_z ve svislém směru a tuhostí K_x ve vodorovném směru umístěné na plošné základy, viz obr. 5.4.



Nosná konstrukce

Průřez nosnou konstrukcí je ukázán na obr. 5.5a. Skládá se z ocelového nosníku z oceli S355 a betonové desky z betonu C30/37. Vzhledem k rozpětí je zřejmé, že s ocelovým nosníkem spolupůsobí celá šířka betonové desky. Pro výpočet stanovíme ideální průřezové veličiny. Vzhledem k tomu, že výpočet modulů reakce zahrnuje dlouhodobé i krátkodobé účinky, uvažujeme účinný modul pružnosti betonu přibližně:

$$E_c' = E_{cm} / 2 = 32\,000 / 2 = 16\,000 \text{ MPa}$$

Pracovní součinitel n potom vychází:

$$n = E_a / E'_c = 210\,000 / 16\,000 = 13,1$$

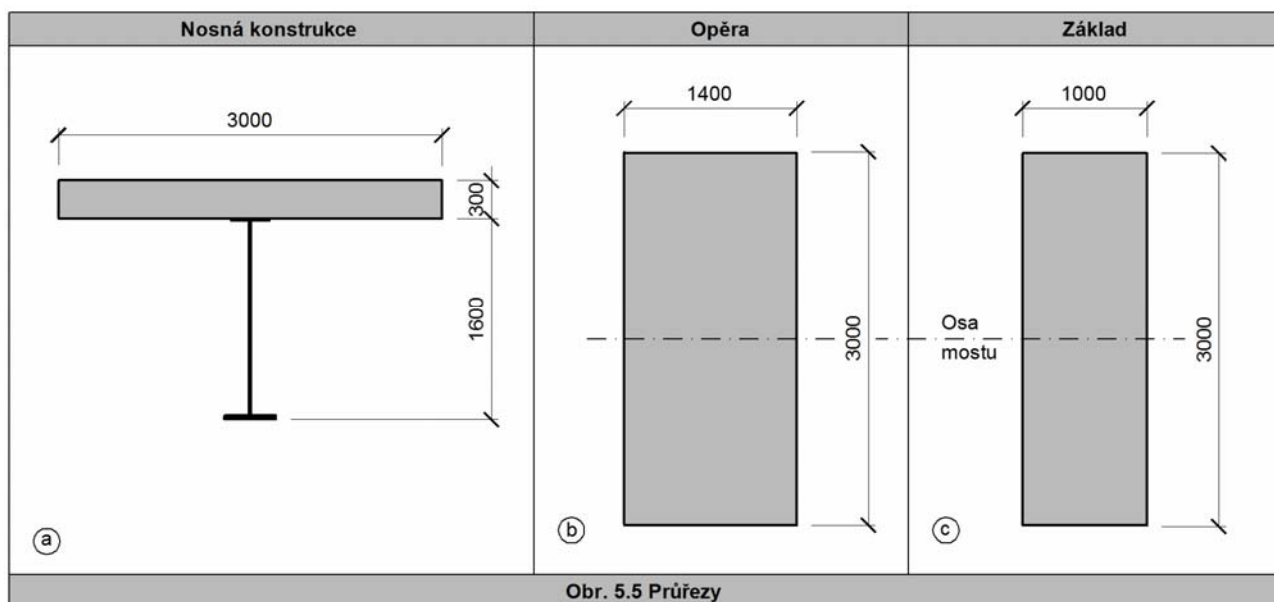
Vyčíslíme potřebné ideální průřezové charakteristiky nosné konstrukce. Vyloučení železobetonové desky v oblastech záporných ohybových momentů u opěr můžeme pro účely výpočtu modulů reakce zanedbat. Výztuž v železobetonové desce zanedbáme také. Po celé délce nosné konstrukce počítáme tedy s plným ocelobetonovým průřezem bez vlivu výztuže v železobetonové desce. Ideální průřezové charakteristiky nosné konstrukce potom v úsecích 1, 2 a 3 vycházejí takto:

$$\text{Úsek 1 a 3} \quad A_i = 0,116 \text{ m}^2 \quad I_{iy} = 57,014 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Úsek 2} \quad A_i = 0,106 \text{ m}^2 \quad I_{iy} = 41,282 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Opěra a základ

Průřez opěry a základu ukazuje obr. 5.6b a 5.6c. Materiál obou průřezů je beton C25/30 s modulem pružnosti $E_{cm} = 30\,500 \text{ MPa}$.



Pružné liniové podpory na opěrách a základech

Tuhosti pružných liniových podpor umístěných na opěry a plošné základy lze obecně vypočítat z modulů reakce podloží. Jak již bylo zmíněno v kapitole 2, moduly reakce podloží fyzikálně vyjadřují tuhost plošné podpory podepírající plošné prvky. V našem případě rovinného modelu však pracujeme s liniovými podporami podepírajícími prvky opěr a základů. Tuhosti liniových pružných podpor získáme vynásobením modulů reakce podloží uvažovanou šířkou, v našem případě šířkou 3 m.

Liniová pružina na opěrách účinkuje ve vodorovném směru, tj kolmo na opěru, pokud dochází k zatlačování opěry směrem do zasypu. Vzhledem k tomu, že hodnota k_h je po výšce opěry proměnná, viz kapitola 3, je proměnná i tuhost liniové podpory K_h . Tuhost liniové pružiny K_h se v každém místě opěry rovná:

$$K_h = k_h \cdot 3,0$$

Liniová pružina umístěná na pruty základu účinkuje ve dvou na sebe kolmých směrech:

- Ve svislém směru, tj. kolmo na základ. Její tuhost K_z ve svislém směru se vypočte takto:

$$K_z = k_z \cdot 3,0$$
- Ve vodorovném směru, tj. rovnoběžně se základem. Její tuhost K_x ve vodorovném směru se vypočte:

$$K_x = k_x \cdot 3,0$$

Ke stanovení tuhostí K_h , K_z a K_x je třeba znát moduly reakcí k_h , k_z a k_x . Ty však v tuto chvíli neznáme, neboť jsou předmětem tohoto výpočtu. Proto v prvním kroku nahradíme pružné liniové podpory na plošných základech pevnými bodovými podporami a pružné podepření na opěrách zanedbáme. Statický model pro první krok výpočtu ukazuje obr. 5.12.

2. Zatížení

Při výpočtu modulů reakce k_h , k_z a k_x budeme uvažovat ta zatížení, která se významně podílí na vodorovných a svislých napětích v základové spáře a na vodorovných posunech opěry směrem do zásypu. Mezi ně patří:

- Zatížení od vlastní tíhy (G),
- Rovnoměrná zatížení od dopravy (UDL) dle [5],
- Zatížení od dvojnáprav (TS) dle [5],
- Zatížení od teploty (TEM) dle [4].

Zatížení od vlastní tíhy (G)

Do zatížení od vlastní tíhy je zahrnuta vlastní tíha základů, opěr a nosné konstrukce včetně ostatního zatížení stálého. Zatížení vztahujeme na podélný výřez mostem o šířce 3,0 m zahrnující jeden hlavní nosník. Zatížení od vlastní tíhy vyjádříme jako spojitá rovnoměrná zatížení, viz následující tabulky:

Nosná konstrukce a ostatní stálé zatížení na pruh šířky 3 m

Železobetonová deska	$0,3 \cdot 25 \cdot 3,0 =$	22,5 kN/m
Ocelový nosník: úsek 1 a 3	$0,0475 \cdot 78,5 =$	3,7 kN/m
úsek 2	$0,0379 \cdot 78,5 =$	3,0 kN/m
Vozovka a izolace	$0,09 \cdot 25 \cdot 3,0 =$	6,8 kN/m
Celkem: úsek 1 a 3		33,0 kN/m
úsek 2		32,3 kN/m

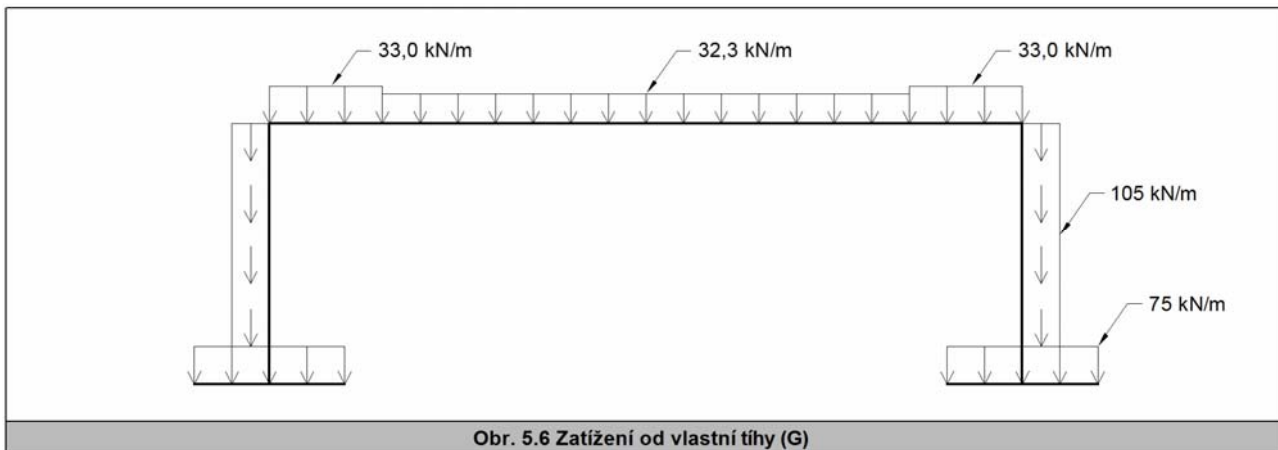
Opěry na pruh šířky 3 m

Dřík opěry	$1,4 \cdot 25 \cdot 3,0 =$	105,0 kN/m
------------	----------------------------	-------------------

Základ na pruh šířky 3 m

Základ	$1,0 \cdot 25 \cdot 3,0 =$	75,0 kN/m
--------	----------------------------	------------------

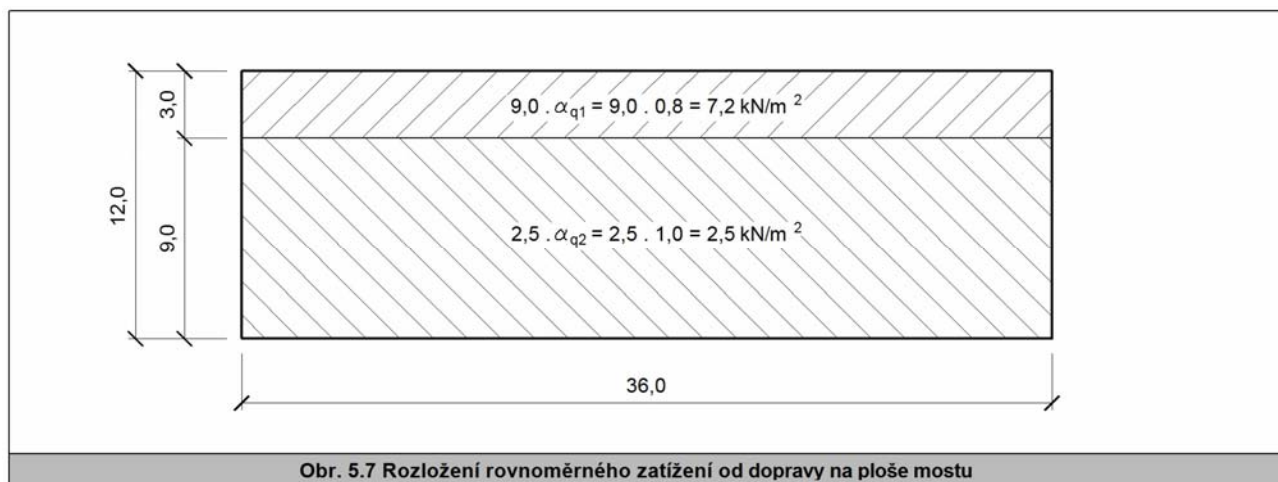
Výsledné schéma zatížení vlastní tíhou ukazuje obr. 5.6.



Obr. 5.6 Zatížení od vlastní tíhy (G)

Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL)

Rozložení rovnoměrného zatížení na ploše mostu dle [5] ukazuje obr. 5.7. Regulační součinitele jsou pro skupinu pozemních komunikací I uvažovány hodnotami $\alpha_{q1} = 0,8$ a $\alpha_{q2} = 1,0$.

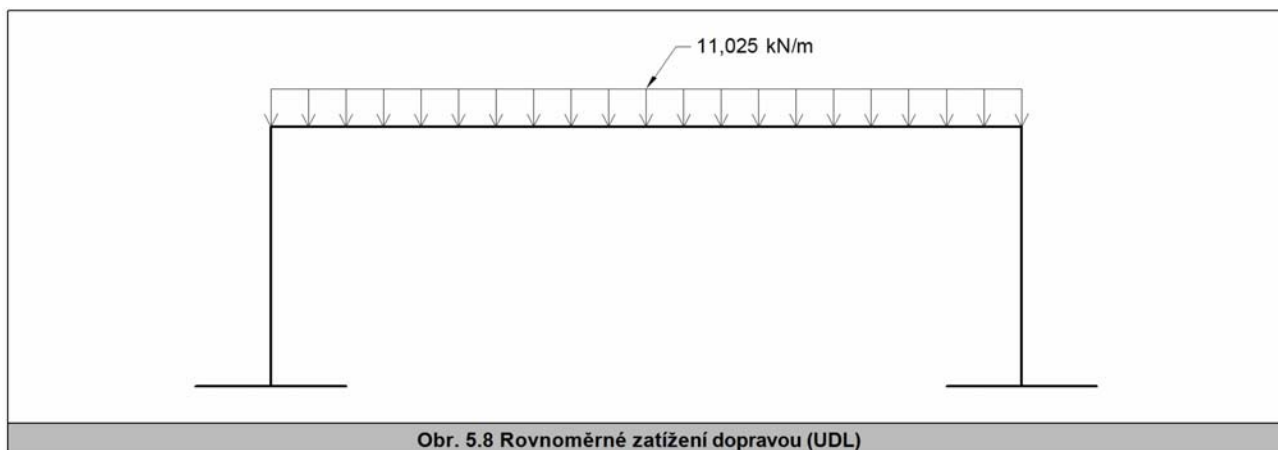


Obr. 5.7 Rozložení rovnoměrného zatížení od dopravy na ploše mostu

Pro účely výpočtu napětí v základové spáře je možno plošné zatížení zprůměrovat a vyjádřit jako liniové zatížení f_{UDL} připadající na pruh šířky 3 m.

$$f_{UDL} = \left(\frac{7,2 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 9,0}{12,0} \right) \cdot 3,0 = 11,025 \text{ kN/m}$$

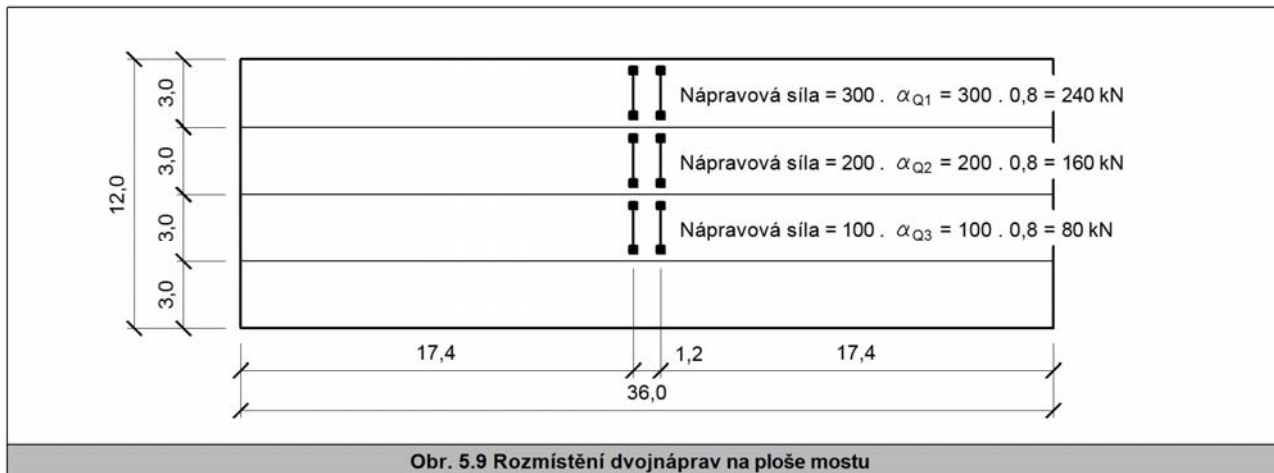
Výsledné schéma rovnoměrného zatížení dopravou ukazuje obr. 5.8.



Obr. 5.8 Rovnoměrné zatížení dopravou (UDL)

Zatížení od dvojnáprav (TS)

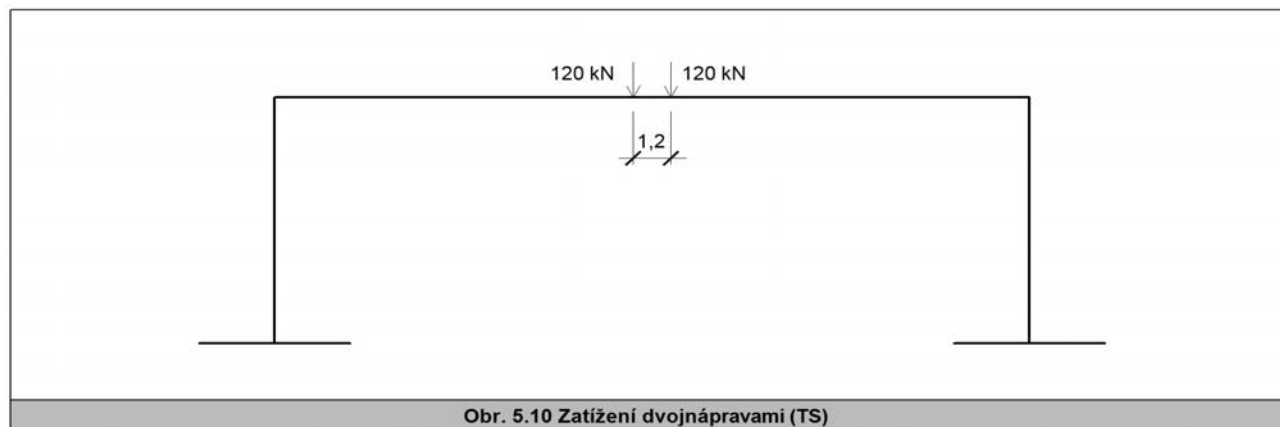
Rozmístění dvojnáprav na ploše mostu dle [5] ukazuje obr. 5.9. Vzhledem k tomu, že se snažíme stanovit “globální“ tuhost pružného podepření stejnou pro všechny polohy pohyblivého zatížení, umístíme dvojnápravy tak, aby vyvolaly maximální účinek na hlavní nosnou konstrukci, tj. do poloviny rozpětí. Regulační součinitele pro skupinu pozemních komunikací 1 uvažujeme hodnotami $\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 0,8$.



Pro účely výpočtu napětí v základové spáře je možno zatížení od náprav zprůměrovat a vyjádřit jako osamělá břemena F_{TS} připadající na pruh šířky 3 m.

$$F_{TS} = \left(\frac{240 + 160 + 80}{12,0} \right) \cdot 3,0 = 120 \text{ kN}$$

Výsledné schéma zatížení dvojnápravami ukazuje obr. 5.10.



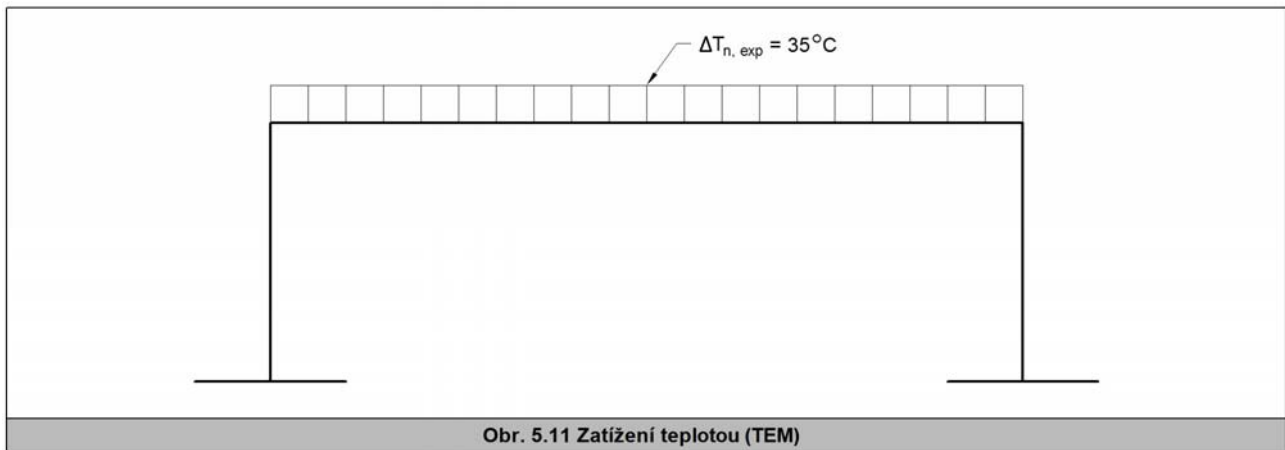
Zatížení teplotou (T)

Maximální teplotu pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N, \text{exp}}$ stanovíme dle [4]. Maximální teplotu vzduchu ve stínu uvažujeme hodnotou $T_{\text{max}} = 40^\circ\text{C}$. Maximální rovnoměrná složka teploty mostu je pro ocelobetonové mosty rovna $T_{e, \text{max}} = 45^\circ\text{C}$. Výchozí teplotu mostu v čase zabudování položíme $T_0 = 10^\circ\text{C}$.

Maximální teplota pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N, \text{exp}}$ se vypočítá:

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \text{max}} - T_0 = 45 - 10 = 35 \text{ }^\circ\text{C}$$

Výsledné schéma zatížení teplotou ukazuje obr. 5.11.



Kombinace zatížení

Při výpočtu modulů reakce podloží budeme vycházet z časté kombinace zatížení^{5.3} dle [3]. V našem případě tato kombinace nabývá tvaru:

$$G_k + \psi_1 \cdot Q_{k1} + \psi_2 \cdot Q_{k2}$$

- kde: G_k je stálé zatížení,
 Q_{k1} dominantní nahodilé zatížení,
 Q_{k2} ostatní nahodilá zatížení,
 ψ_1 a ψ_2 kombinační součinitele.

Z výše uvedených zatěžovacích stavů sestavíme dvě reálné kombinace zatížení:

- 1) **Kombinace 1** se použije pro výpočet modulů reakce k_h . Nahodilé zatížení teplotou budeme považovat za dominantní s kombinačním součinitelem $\psi_1 = 0,6$ a zatížení dopravou za ostatní s kombinačním součinitelem $\psi_2 = 0,0$. Vzhledem k tomu, že deformace od zatížení stálého z velké části proběhnou před vytvořením záspy, nebudeme stálé zatížení v kombinaci 1 uvažovat. Kombinace 1 potom nabývá tvaru:

$$\text{Kombinace 1} = 0,6 \text{ TEM}$$

- 2) **Kombinace 2** se použije pro výpočet modulů reakce k_z a k_x . Nahodilé zatížení dopravou budeme považovat za dominantní s kombinačním součinitelem $\psi_1 = 0,75$ pro TS a $\psi_1 = 0,4$ pro UDL. Zatížení teplotou považujeme za ostatní s kombinačním součinitelem $\psi_2 = 0,5$. Kombinace 2 nabývá tvaru:

$$\text{Kombinace 2} = G + 0,75 \text{ TS} + 0,4 \text{ UDL} + 0,5 \text{ TEM}$$

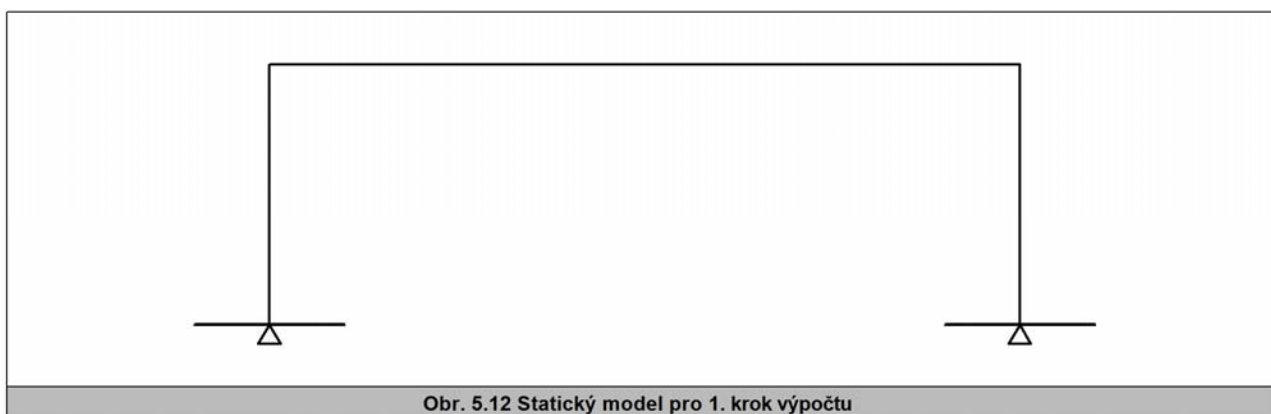
Poznámka 5.3: Příklad jednoduchým způsobem demonstruje, jak v praktickém případě postupovat při výpočtu modulů reakce podloží a tuhostí pružného podepření integrovaného mostu. Proto je uvažována pouze jedna “reprezentativní” kombinace zatížení pro výpočet tuhostí K_h a jedna kombinace pro výpočet tuhostí K_z a K_x . Pružiny modelující pružné podepření mostu jsou lineární, viz poznámka 2.1 Častá kombinace zatížení byla pro výpočet tuhostí pružin vybrána proto, že reprezentuje “častý” případ zatížení mostu. Navíc se častá kombinace zatížení používá pro posouzení únosnosti základové půdy. Tuhosti K_h , K_z a K_x vypočítané z časté kombinace zatížení jsou v příkladu použity univerzálně pro všechny další kombinace, které se při posouzení mostu uvažují. Tento postup však není obecným pravidlem. Pro výpočet tuhostí K_h , K_z a K_x lze použít i jiné kombinace zatížení v závislosti na konkrétním případě a úvaze projektanta. Pokud by se v daném případě jedna reprezentativní hodnota K_h , K_z a K_x nezdála být dostatečně výstižná, lze postupovat například tak, že se stanoví dvě mezní hodnoty těchto tuhostí: tuhé a měkké. Při dimenzování se pak uvažuje obálka výsledků z modelu s tuhým a měkkým podepřením. Tento postup je v praxi často používán. Zohledňuje skutečné nelineární pružnoplastické chování zeminy a kompenzuje obecnou nejistotu při stanovení modulů reakce podloží.

3. Výpočet tuhostí pružného podepření

Protože tuhosti pružného podepření K_h , K_z a K_x závisejí na vodorovných posunech opěr, respektive na napětí v základové spáře, bude výpočet tuhosti pružného podepření proveden v několika krocích, kdy se na základě výsledků z předchozího kroku výpočtu určí K_h , K_z a K_x pro následující krok výpočtu.

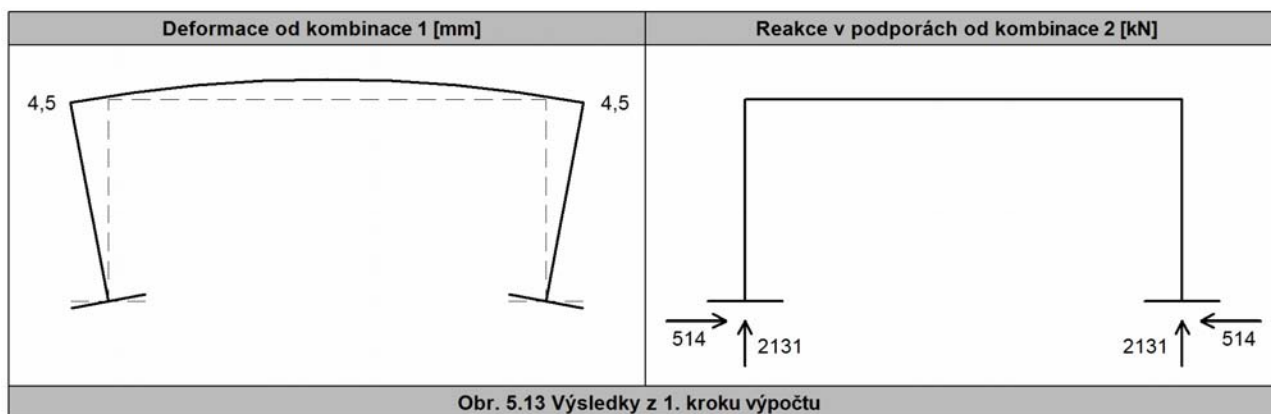
1. krok výpočtu

Protože v tuto chvíli neznáme vodorovné posuny opěr pro výpočet K_h , nebudeme v prvním kroku výpočtu pružné podepření na opěrách ve statickém modelu uvažovat. Vzhledem k tomu, že neznáme ani napětí v základové spáře pro výpočet K_z a K_x , budeme podepření základu ve svislém a vodorovném směru považovat za dokonale tuhé. Statický model pro první krok výpočtu ukazuje obr. 5.12.



Obr. 5.12 Statický model pro 1. krok výpočtu

Výsledky výpočtu potřebné pro výpočet modulů reakce k_h , k_z a k_x ukazuje obr. 5.13.



Obr. 5.13 Výsledky z 1. kroku výpočtu

Nyní stanovíme moduly reakce k_h a z nich vyplývající tuhosti pružného podepření K_h . Z výsledků výpočtu je patrné, že vodorovný posun na horním konci opěry $u_T = 4,5$ mm a vodorovný posun na dolním konci opěry $u_B = 0,0$ mm. Jedná se tedy o přemístění opěry rotací. Průběh modulů reakce bude odpovídat bilineární křivce R. Pro stanovení křivky R, viz obr. 3.1, je nutné vypočítat hodnoty $k_{h,1}$, $k_{h,2R}$, $k_{h,3R}$ a z_2 dle vzorců v tab. 3.1. Součinitele A, B, C a D se pro jednotlivé body křivky R získají z tab. B.1 přílohy B. Vzhledem k tomu, že výška opěry H_a v našem statickém modelu činí 9,5 m, interpolujeme tabulce B.1 mezi hodnotami pro výšky opěr H_a 9 a 10 m.

$$k_{h,1} = \frac{A_1 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_1 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_1 u_T}{10^2} + D_1 = \frac{-3,3 \cdot 40 \cdot 4,5}{10^4} + \frac{3,5 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 4,5}{10^2} + 0,0 = 1,3 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,2R} = \frac{A_2 E_{\text{ref}} u_T}{10^4} + \frac{B_2 E_{\text{ref}}}{10^2} + \frac{C_2 u_T}{10^2} + D_2 = \frac{-0,85 \cdot 40 \cdot 4,5}{10^4} + \frac{11,25 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 4,5}{10^2} + 0,55 = 5,0 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3R} = k_{h,2R} = 5,0 \text{ MN/m}^3$$

$$z_2 = \frac{A_z E_{\text{ref}} u_T}{10^4} + \frac{B_z E_{\text{ref}}}{10^2} + \frac{C_z u_T}{10^2} + D_z = \frac{1,85 \cdot 40 \cdot 4,5}{10^4} + \frac{0,15 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,0 \cdot 4,5}{10^2} + 0,95 = 1,1 \text{ m}$$

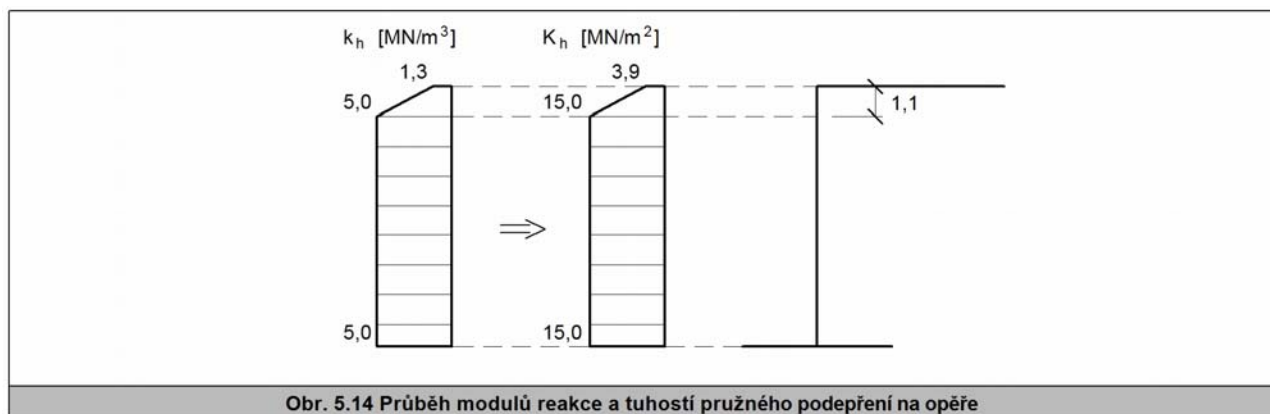
Tuhosti liniových pružin umístěných na opěrách potom vycházejí:

$$K_{h,1} = k_{h,1} \cdot 3,0 = 1,3 \cdot 3,0 = \mathbf{3,9 \text{ MN/m}^2}$$

$$K_{h,2R} = k_{h,2R} \cdot 3,0 = 5,0 \cdot 3,0 = \mathbf{15,0 \text{ MN/m}^2}$$

$$K_{h,3R} = k_{h,3R} \cdot 3,0 = 5,0 \cdot 3,0 = \mathbf{15,0 \text{ MN/m}^2}$$

Výsledný průběh modulů reakce k_h a tuhostí pružného podepření K_h po výšce opěry je vykreslen na obr. 5.14.



Dále pomocí vzorců (4.1) a (4.2) určíme moduly reakce k_z a k_x za předpokladu, že je podloží pod základem tvořeno pouze zeminou třídy S3. Součinitele K, L, M, N stanovíme z tab. C.1 přílohy C, přičemž v tabulce interpolujeme mezi délkou a šířkou základu. Výsledné interpolované hodnoty součinitelů pro rozměry základu 5x12 m jsou:

$$K = 1204,0 \quad L = 36,0 \quad M = 1,66 \quad N = 21,0$$

Svislé napětí v základové spáře vypočteme ze získaných výsledků z kombinace 2:

$$f_z = \frac{2131}{3,0 \cdot 5,0} = 142 \text{ kN/m}^2$$

Z tab. F.1 přílohy F stanovíme mocnost zemního tělesa H_s . Opět vycházíme z předpokladu, že je zemní těleso tvořeno zeminou třídy S3. V tab. F.1 interpolujeme mezi šířkou základu, délkou základu a napětím f_z v základové spáře. Výsledná interpolovaná hodnota mocnosti zemního tělesa pro rozměry základu 5x12 m a svislé zatížení 142 kN/m² je:

$$H_s = 6,1 \text{ m}$$

Vrstva zeminy třídy S3 má mocnost 9,0 m. Z toho vyplývá, že se celé zemní těleso, ve kterém dochází k nezanedbatelným deformacím, skládá pouze ze zeminy třídy S3. Hladina podzemní vody je v hloubce 7,0 m a nachází se tedy mimo stlačitelnou zónu. Lze konstatovat, že vliv podzemní vody není nutné uvažovat. Pro stanovení W_z z tab. E.1 přílohy E vyplývá:

$$W_z = 1,0$$

Dosazením do (4.1) dostáváme:

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{\text{ref}}}{N} W_z = \left(\frac{1204,0}{36,0 + 142} + 1,66 \right) \frac{21,0}{21,0} 1,0 = 8,4 \text{ MN/m}^3$$

Součinitele P, Q, R, S, T, U stanovíme z tab. D.1 přílohy D, přičemž v tabulce interpolujeme mezi délkou a šířkou základu. Výsledné interpolované hodnoty součinitelů pro rozměry základu 5x12 m jsou:

$$P = 0,0055 \quad Q = 2,9 \quad R = 50,0 \quad S = 0,0082 \quad T = 6,7 \quad U = 8,1$$

Součinitel W_x stanovíme z tab. E.1 přílohy E. Jak již bylo zmíněno, hladina podzemní vody leží mimo stlačitelnou zónu. Z tab. E.1 tedy vyplývá:

$$W_x = 1,0$$

Vodorovné napětí v základové spáře vypočteme ze získaných výsledků z kombinace 2:

$$f_x = \frac{514}{3,0 \cdot 5,0} = 34 \text{ kN/m}^2$$

Dosazením do (4.2) dostáváme:

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x = \left(\frac{0,0055 \cdot 34 \cdot 142 - 2,9 \cdot 34}{50,0} - 0,0082 \cdot 142 + 6,7 \right) \frac{8,0}{8,1} 1,0 = 4,0 \text{ MN/m}^3$$

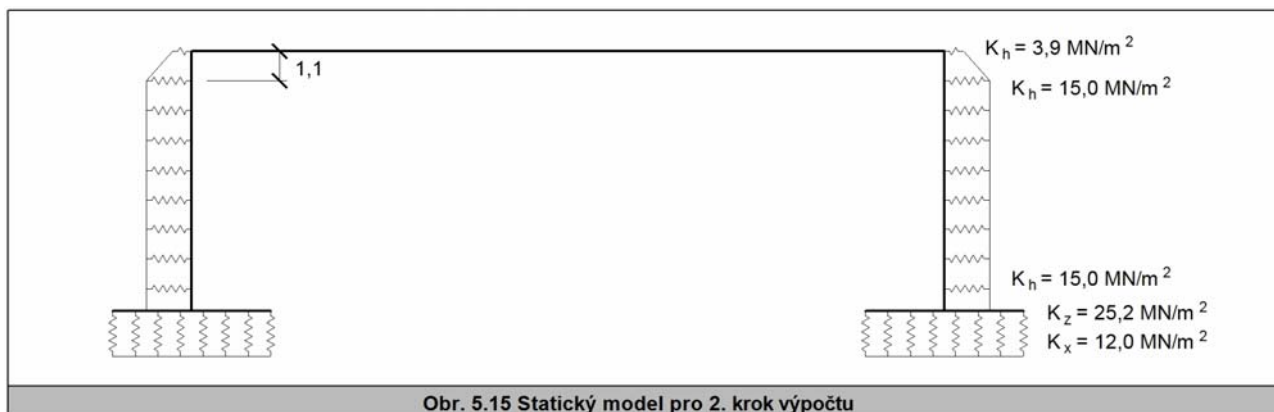
Nyní již můžeme vypočítat tuhosti liniových pružin umístěných na základech:

$$K_z = k_z \cdot 3,0 = 8,4 \cdot 3,0 = \mathbf{25,2 \text{ MN/m}^2}$$

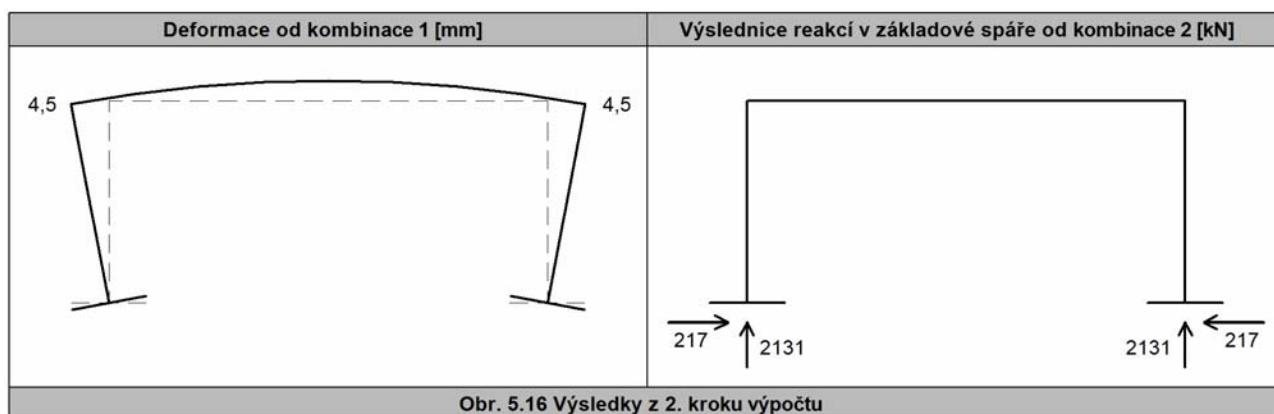
$$K_x = k_x \cdot 3,0 = 4,0 \cdot 3,0 = \mathbf{12,0 \text{ MN/m}^2}$$

2. krok výpočtu

Statický model pro druhý krok výpočtu ukazuje obr. 5.15. Tuhosti pružných liniových podpor byly vypočítány v prvním kroku výpočtu.



Výsledky výpočtu ukazuje obr. 5.16. Z nich opět stanovíme moduly reakce k_h , k_z a k_x .



Z výsledků výpočtu vyplývá, že $u_T = 4,4$ mm a $u_B = 0,0$ mm. Vzhledem k tomu, že se tyto hodnoty prakticky neliší od prvního kroku, budeme uvažovat moduly reakce k_h a tuhosti liniových podpor K_h stejné jako v prvním kroku. Modul reakce k_z zůstává také stejný. Výpočet modulu reakce k_x provedeme analogicky jako v prvním kroku. Součinitele P, Q, R, S, T, U a W_x se při tom nemění.

$$f_x = \frac{217}{3,0 \cdot 5,0} = 14,5 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x = \left(\frac{0,0055 \cdot 14,5 \cdot 142 - 2,9 \cdot 14,5}{50,0} - 0,0082 \cdot 142 + 6,7 \right) \frac{8,0}{8,1} 1,0 = 4,9 \text{ MN/m}^3$$

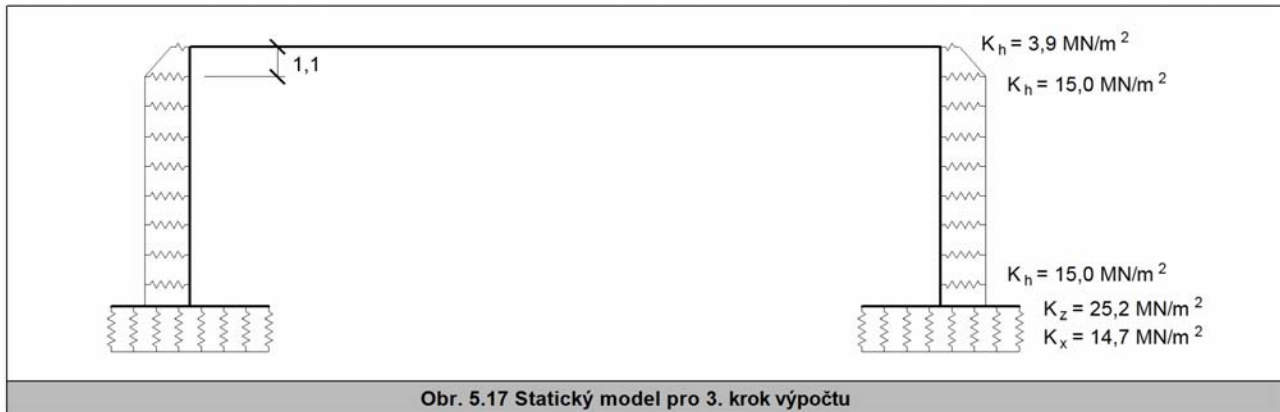
Podobně jako v prvním kroku výpočtu můžeme konstatovat, že se celé zemní těleso skládá pouze ze zeminy třídy S3. Tuhosti liniových pružin umístěných na základech potom vycházejí:

$$K_z = k_z \cdot 3,0 = 8,4 \cdot 3,0 = 25,2 \text{ MN/m}^2$$

$$K_x = k_x \cdot 3,0 = 4,9 \cdot 3,0 = 14,7 \text{ MN/m}^2$$

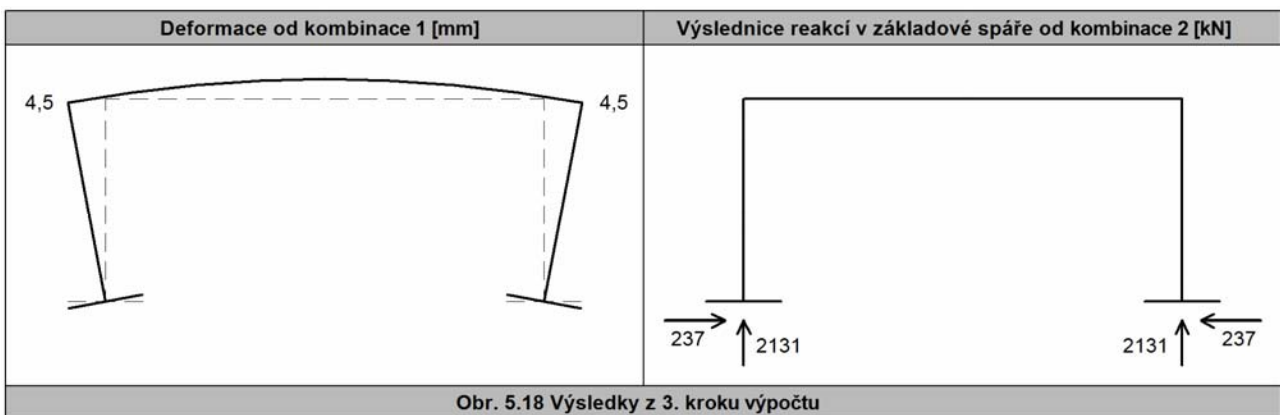
3. krok výpočtu

Statický model pro třetí krok výpočtu ukazuje obr. 5.17. Tuhosti pružných liniových podpor byly stanoveny v druhém kroku výpočtu.



Obr. 5.17 Statický model pro 3. krok výpočtu

Výsledky výpočtu ukazuje obr. 5.18. Z nich opět vypočteme moduly reakce k_h , k_z a k_x .



Obr. 5.18 Výsledky z 3. kroku výpočtu

Z vodorovných posunů opěry vidíme, že průběh modulů reakce k_h zůstane i ve třetím kroku neměnný. Také modul reakce k_z zůstává stejný. Výpočet modulu reakce k_x provedeme analogicky jako v prvním a druhém kroku. Součinitele P, Q, R, S, T, U a W_x se při tom nemění.

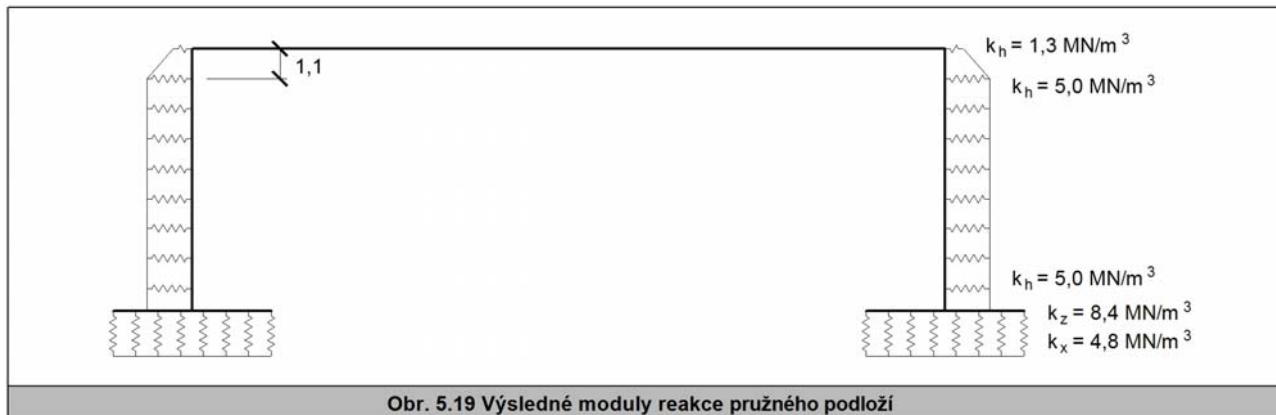
$$f_x = \frac{237}{3,0 \cdot 5,0} = 15,8 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{\text{ref}}}{U} W_x = \left(\frac{0,0055 \cdot 15,8 \cdot 142 - 2,9 \cdot 15,8}{50,0} - 0,0082 \cdot 142 + 6,7 \right) \frac{8,0}{8,1} 1,0 = 4,8 \text{ MN/m}^3$$

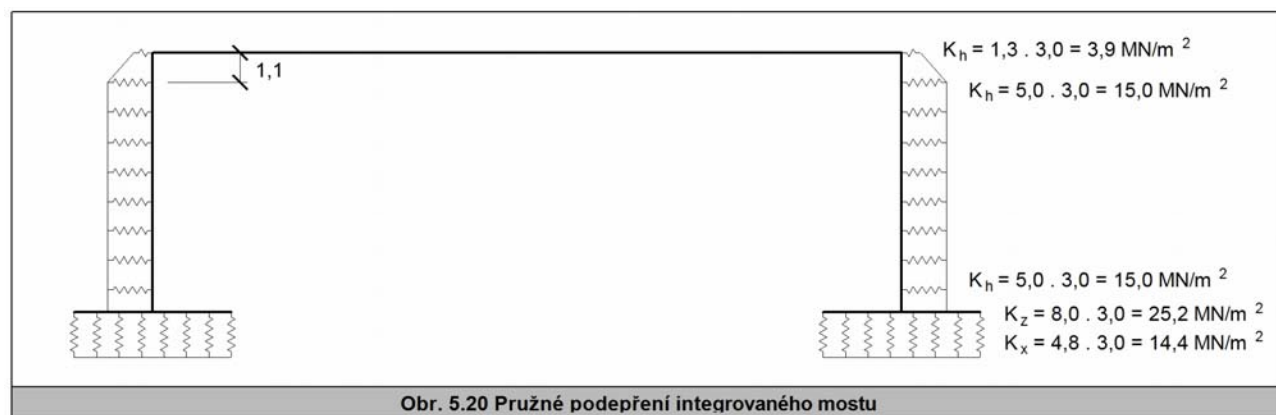
Porovnáme-li moduly reakce k_h , k_z a k_x z druhého a třetího kroku výpočtu, docházíme k závěru, že jsou prakticky shodné. Moduly reakce ze třetího kroku výpočtu můžeme považovat za konečné a výpočet tímto ukončit.

4. Závěr

Výsledné hodnoty a rozložení modulů reakce podloží k_h , k_z a k_x shrnuje obr. 5.19. Tyto hodnoty lze použít jako parametry pružného podloží při modelování řešeného integrovaného mostu. Přitom předpokládáme, že moduly reakce budou uvažovány “univerzálně“ stejnými výše stanovenými hodnotami pro všechny polohy pohyblivého zatížení.



Pokud bychom pro další dimenzování použili stejný rovinný statický model jako v tomto příkladě, tj. podélný výřez šířky 3 m z konstrukce mostu, budou tuhosti liniových pružin umístěných na prvky spodní stavby nabývat hodnot dle obr. 5.20.



5.4 Příklad 4

Nosnou konstrukci integrovaného mostu z příkladu 3 posuďte v mezním stavu únosnosti.

1. Předpoklady

Při posouzení vycházíme z těchto předpokladů a zjednodušení^{5,4}:

- 1) Při posouzení předpokládáme montáž bez lešení. Jednotlivé fáze montáže zohledníme ve výpočtu, viz odstavec 2.
- 2) Posouzení provedeme pružným výpočtem za předpokladu pružného rozdělení napětí po průřezu. Smykové ochabnutí pásnic a boulení stěn zanedbáme. Pracujeme pouze s plnými průřezovými charakteristikami.
- 3) Vliv smršťování a dotvarování betonu zanedbáme. Zatížení nerovnoměrnou změnou teploty a poklesem podpor neuvažujeme.

2. Statický model a průběh výstavby

Obdobně jako v příkladu 3 použijeme zjednodušený rovinný statický model. Rovinný model představuje podélný výřez z konstrukce mostu. Výřez šířky 3 m zahrnuje jeden hlavní nosník. Šířka výřezu odpovídá vzdálenosti ocelových nosníků. Statický model integrovaného mostu zahrnuje nosnou konstrukci a spodní stavbu, neboť obě tyto části vzájemně spolupůsobí. Průřez nosné konstrukce, opěry a základu se uvažuje dle obr. 5.5, viz příklad 3. Statický model se při výpočtu mění dle fáze výstavby, přičemž v každé fázi působí různé zatěžovací stavy. Přilehlá zemina je v závislosti na fázi výstavby zohledněna pomocí zatížení a pružných liniových podpor umístěných na prvky spodní stavby. Tuhost těchto pružných podpor je vypočtena v příkladu 3. V případě integrovaného mostu rozdělíme průběh výstavby do čtyř fází, viz obr. 5.21:

- 1) V první fázi výstavby jsou na opěry osazeny ocelové nosníky. Napojení nosné konstrukce na opěry je kloubové. Pružné podpory jsou umístěny pouze na základy, neboť zásyp za opěrami ještě není vytvořen. Konstrukce je zatížena vlastní tíhou ocelového nosníku (G_a). Vlastní tíhu spodní stavby neuvažujeme, neboť nemá vliv na nosnou konstrukci. Účinným průřezem nosné konstrukce je pouze ocelový nosník.
- 2) Ve druhé fázi výstavby se vybetonují koncové příčníky, čímž dojde ke zmonolitnění nosné konstrukce a spodní stavby. Následně je vybetonována železobetonová deska. Konstrukce je zatížena vlastní tíhou železobetonové desky (G_c). Účinným průřezem nosné konstrukce je stále pouze ocelový nosník.
- 3) Ve třetí fázi výstavby se po zatvrdnutí železobetonové desky vytvoří zásypy za oběma opěrami. Zасыpávání a hutnění zásypu se provádí po vrstvách střídavě u jedné a druhé opěry tak, aby nevznikala výrazná nesymetrická zatížení vodorovnými zemními tlaky. Opěry jsou zatíženy zemními tlaky v klidu (S_0). Ve střední části nosné konstrukce (úsek 2), kde předpokládáme kladné ohybové momenty, působí plný spřažený ocelobetonový průřez.

Poznámka 5.4: Uvedené předpoklady jsou pouze zjednodušeními použitými v tomto konkrétním příkladu, aby byl výpočet stručný a přehledný. Nejedná se o obecně platná pravidla, která je při posuzování integrovaných mostů nutné vždy dodržet.

V podporových oblastech (úsek 1 a 3) působí pouze ocelový nosník a výztuž železobetonové desky. Délku podporových oblastí, kde dojde k potrhání betonu desky vlivem záporných ohybových momentů, předpokládáme pro všechny následné zatěžovací stavy rovnu 6 m. Tato délka byla stanovena odhadem jako 1/6 rozpětí nosné konstrukce.

- 4) Ve čtvrté fázi výstavby se dokončí vozovka a další mostní vybavení. Do statického modelu se vloží pružné liniové podepření umístěné na opěry zohledňující vliv zásypu. Konstrukce je zatížena ostatním stálým zatížením (G_{fin}), rovnoměrným zatížením od dopravy (UDL), zatížením od dvojnáprav vyvolující maximální účinky v jednotlivých řezech nosné konstrukce (TS_1 až TS_{30}) a zatížení rovnoměrnou změnou teploty (TEM). Účinné průřezy nosné konstrukce uvažujeme jako ve fázi 3.

	Statický model	Zatížení	Účinný průřez
1. Fáze		Vlastní tíha ocelového nosníku (G_a)	Ocelový nosník
2. Fáze		Vlastní tíha železobetonové desky (G_c)	
3. Fáze		Zemní tlak v klidu (S_0)	Úsek 2 (v poli): Spřažený průřez
4. Fáze		Ostatní stálé zatížení (G_{fin}) Rovnoměrné zatížení dopravou (UDL) Zatížení od dvojnáprav (TS_1 , až TS_{30}) Rovnoměrná změna teploty (TEM)	Úsek 1 a 3 (u opěr): Ocelový nosník a výztuž

Obr. 5.21 Fáze výstavby integrovaného mostu

3. Zatížení

Zatěžovací stavy uvedené na obr. 5.21 jsou specifikovány v tomto odstavci. Schémata jednotlivých zatěžovacích stavů s uvedenými hodnotami zatížení shrnuje obr. 5.22.

Zatížení od vlastní tíhy, teploty a rovnoměrného zatížení dopravou (G_a , G_c , TEM, UDL)

Hodnoty zatížení pro zatěžovací stavy G_a , G_c , TEM, UDL jsou převzaty z příkladu 3.

Ostatní stálé zatížení (G_{fin})

V zatěžovacím stavu G_{fin} zjednodušeně uvažujeme pouze zatížení od vozovky a izolace. Hodnotu zatížení převezmeme z příkladu 3.

Zatížení zemními tlaky v klidu (S_0)

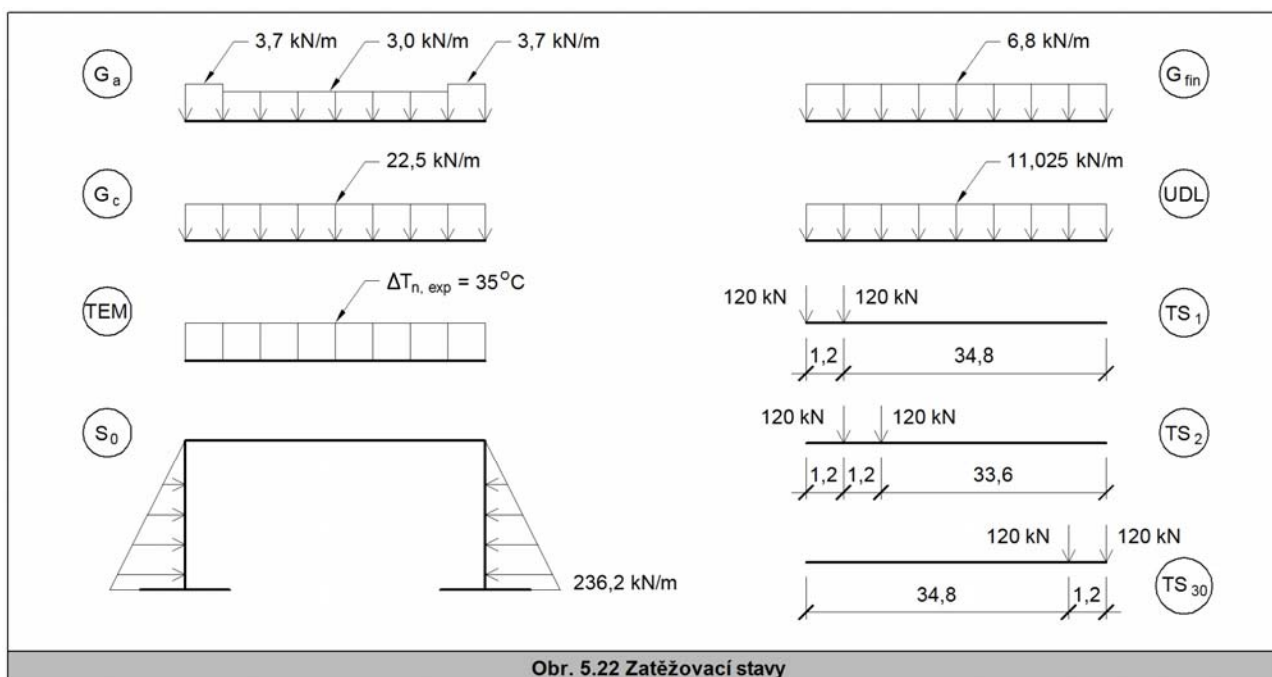
Pro zásyp třídy S2, uvažujeme objemovou tíhu zeminy hodnotou $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ a úhel vnitřního tření $\varphi = 35,5^\circ$. Zemní tlaky v klidu uvažujeme jako spojité trojúhelníkové zatížení působící na opěry ve vodorovném směru. Hodnota zatížení vztažená na podélný výřez mostem o šířce 3,0 m je na horním konci opěry nulová, na spodním nabývá hodnoty:

$$f_{S0} = (1 - \sin \varphi) \cdot H_a \cdot \gamma \cdot 3,0 = (1 - \sin 33,5) \cdot 9,5 \cdot 18,5 \cdot 3,0 = 236,2 \text{ kN/m}$$

Výsledné schéma zatížení zemními tlaky v klidu ukazuje obr. 5.22.

Zatížení od dvojnáprav (TS_1 až TS_{30})

V zatěžovacích stavech TS_1 až TS_{30} jsou dvojnápravy umístěny tak, aby vyvolaly maximální ohybový moment v jednotlivých řezech nosné konstrukce integrovaného mostu. V zatěžovacím stavu TS_1 je dvojnáprava umístěna na levé opěře, v každém dalším zatěžovacím stavu TS_2 až TS_{30} je dvojnáprava posunuta vždy o 1,2 m směrem k pravé opěře. Velikosti nápravových sil jsou převzaty z příkladu 3. Výsledná schémata zatěžovacích stavů TS_1 , TS_2 a TS_{30} ukazuje obr. 5.22.



Obr. 5.22 Zatěžovací stavy

Kombinace zatížení pro posouzení mezního stavu únosnosti

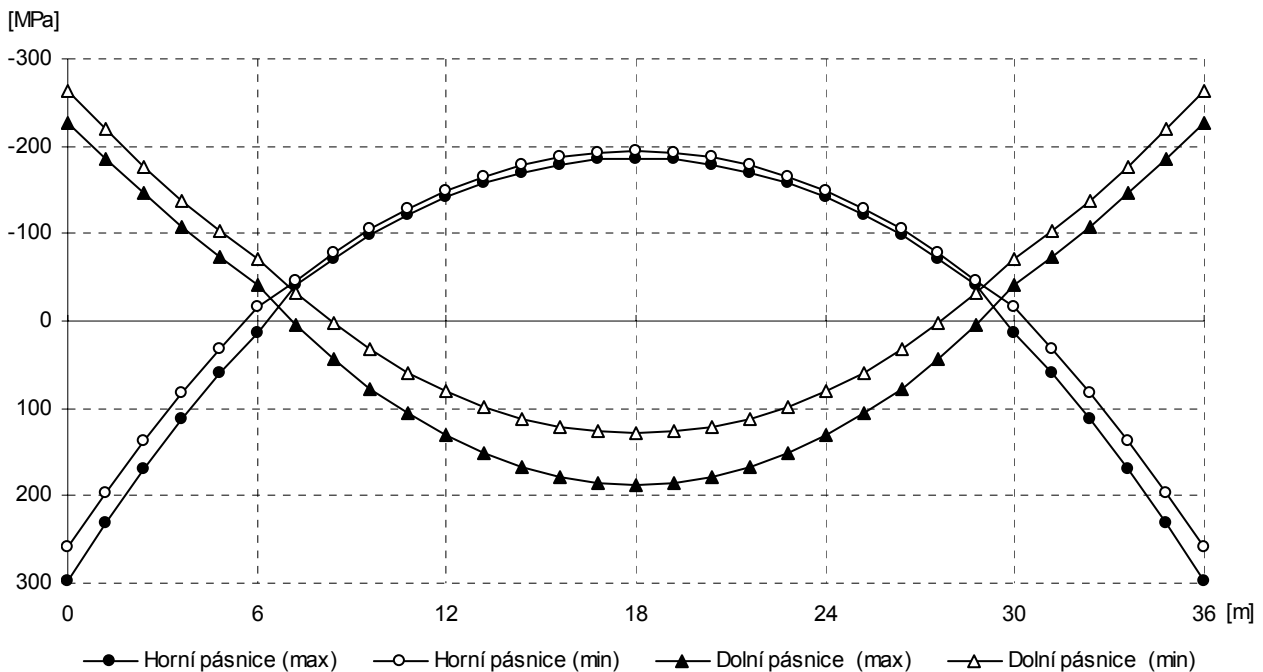
Pro posouzení v mezním stavu únosnosti sestavíme kombinaci zatížení dle [3], přičemž za hlavní proměnné zatížení považujeme zatížení dopravou. Kombinace vypadá takto:

$$MSÚ = 1,35 \cdot (G_a + G_c + S_0 + G_{fin}) + 1,5 \cdot (UDL + TS_{env}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot TEM$$

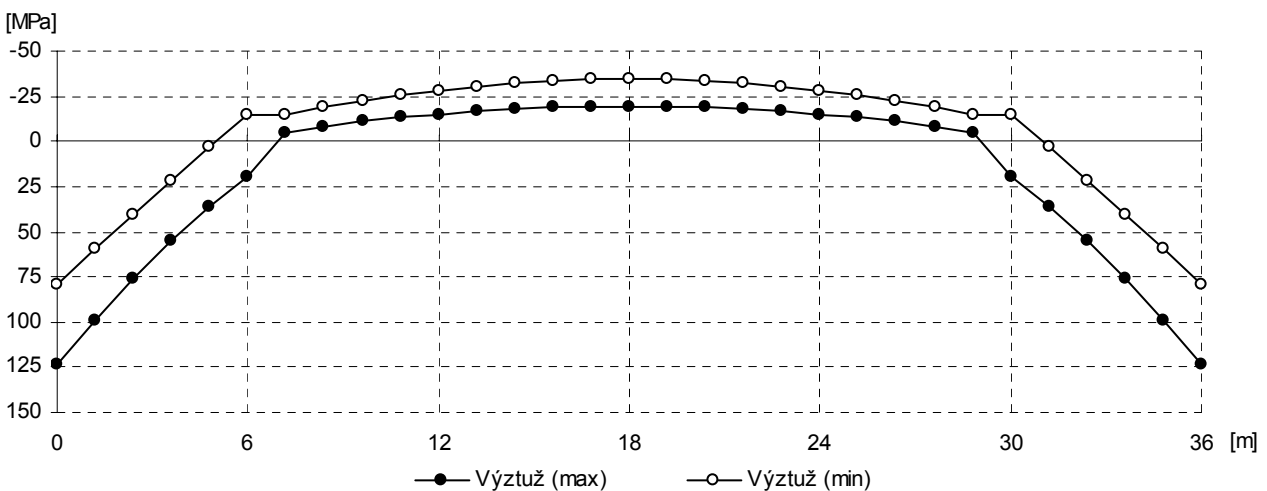
kde: TS_{env} je obálka zatěžovacích stavů TS_1 až TS_{30} .

4. Výsledky

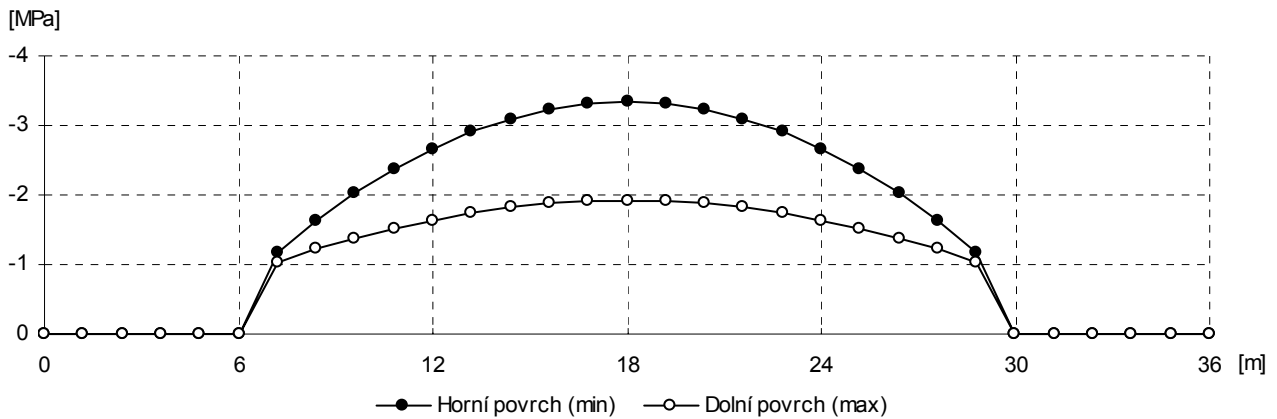
Pro jednotlivé zatěžovací stavy byl proveden lineární výpočet. Výsledky pro mezní stav únosnosti byly získány superpozicí jednotlivých zatěžovacích stavů G_a , G_c , S_0 , G_{fin} , UDL , TEM a obálky TS_{env} . Průběhy normálových napětí v ocelovém nosníku, výztuži a betonu jsou po délce nosné konstrukce od kombinace $MSÚ$ znázorněny na obr. 5.23, 5.24 a 5.25. Vzhledem k tomu, že je do kombinace $MSÚ$ zahrnuta obálka TS_{env} , jsou průběhy normálových napětí rozděleny do větví s maximálními a minimálními hodnotami.



Obr. 5.23 Průběh normálových napětí v horní a dolní pásnici ocelového nosníku



Obr. 5.24 Průběh normálových napětí ve výztuži železobetonové desky



Obr. 5.10 Průběh normálových napětí v betonu železobetonové desky

Na základě získaných výsledků můžeme provést posouzení ocelového nosníku, výztuže a betonu:

- Ocelový nosník: $f_{yd} = 335 / 1,0 = 335,0 \text{ MPa} > \sigma_{\max} = 296,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$
- Výztuž: $f_{yd} = 490 / 1,0 = 490,0 \text{ MPa} > \sigma_{\max} = 124,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$
- Beton: $f_{cd} = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17,0 \text{ MPa} > \sigma_{\max} = 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

5. Závěr

Výpočet prokázal, že nosná konstrukce integrovaného most v mezním stavu únosnosti vyhovuje. Nutno podotknout, že výpočet byl proveden na základě zjednodušujících předpokladů uvedených v odstavci 1 na začátku příkladu. Při detailním posouzení je nutné zahrnout vliv smršťování a dotvarování železobetonové desky, boulení stojiny a smykové ochabnutí pásnic ocelového nosníku. Ve výpočtu je taktéž potřeba zohlednit zatížení poklesem podpor a zatížení nerovnoměrnou změnou teploty. Kromě mezního stavu únosnosti je nutné provést posouzení v mezním stavu použitelnosti. U integrovaných mostů je důležitým a často rozhodujícím kritériem mezní stav šířky trhlin železobetonové desky v oblastech záporných ohybových momentů.

PŘÍLOHA A – CHARAKTERISTIKY ZEMIN

Tab. A.1 Písčité zeminy

Třída	Symbol	γ [kN/m ³]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]	E_{ref} [MPa]	G_{ref} [MPa]
S1	SW	20,0	0,28	37 - 42	0	50 - 100	19 - 39
S2	SP	18,5	0,28	34 - 37	0	30 - 50	12 - 20
S3	SF	17,5	0,30	30 - 33	0	17 - 25	6 - 10
S4	SM	18,0	0,30	28 - 30	0 - 10	5 - 15	2 - 6
S5	SC	18,5	0,35	26 - 28	4 - 12	4 - 12	1,5 - 4,5

Charakteristiky zemín v tabulce A.1 odpovídají relativní hutnosti $I_D > 0,67$

Tab. A.2 Štěrkovité zeminy

Třída	Symbol	γ [kN/m ³]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]	E_{ref} [MPa]	G_{ref} [MPa]
G1	GW	21,0	0,20	39 - 44	0	360 - 500	150 - 210
G2	GP	20,0	0,20	36 - 41	0	170 - 250	70 - 104
G3	GF	19,0	0,25	33 - 38	0	90 - 100	36 - 40
G4	GM	19,0	0,30	30 - 35	0 - 8	60 - 80	23 - 31
G5	GC	19,5	0,30	28 - 32	2 - 10	40 - 60	15 - 23

Charakteristiky zemín v tabulce A.2 odpovídají relativní hutnosti $I_D > 0,67$

Tab. A.3 Jemnozrné zeminy

Třída	Symbol	Stav zeminy	γ [kN/m ³]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]	E_{ref} [MPa]	G_{ref} [MPa]
F1	MG	EFF-D ¹⁾	19,0	0,35	26 - 32	12 - 16	15 - 30	5,6 - 11,1
		EFF-W ²⁾	10,9			8 - 16	12 - 21	4,4 - 7,8
		TOT-D ³⁾	19,0			70 - 80	30 - 60	11,1 - 22,2
		TOT-W ⁴⁾	19,0			70	24 - 42	8,9 - 15,6
F2	CG	EFF-D	19,5	0,35	24 - 30	18 - 36	18 - 25	6,7 - 9,3
		EFF-W	11,5			10 - 18	10 - 12	3,7 - 4,4
		TOT-D	19,5			60 - 70	36 - 50	13,3 - 18,5
		TOT-W	19,5			60	20 - 24	7,4 - 8,9
F3	MS	EFF-D	18,0	0,35	24 - 29	20 - 40	12 - 15	4,4 - 5,6
		EFF-W	9,8			12 - 20	8 - 12	3,0 - 4,4
		TOT-D	18,0			60 - 70	24 - 30	8,9 - 11,1
		TOT-W	18,0			60	16 - 24	5,9 - 8,9
F4	CS	EFF-D	18,5	0,35	22 - 27	22 - 44	8 - 12	3,0 - 4,4
		EFF-W	10,4			14 - 22	5 - 8	1,9 - 3,0
		TOT-D	18,5			70 - 80	16 - 24	5,9 - 8,9
		TOT-W	18,5			70	10 - 16	3,7 - 5,9
F5	ML, MI	EFF-D	20,0	0,40	19 - 23	20 - 40	7 - 10	2,5 - 3,5
		EFF-W	12,0			12 - 20	5 - 8	1,8 - 2,9
		TOT-D	20,0			70 - 80	14 - 20	5,0 - 7,0
		TOT-W	20,0			70	10 - 16	3,6 - 5,6
F6	CL, CI	EFF-D	21,0	0,40	17 - 21	20 - 40	8 - 12	2,9 - 4,3
		EFF-W	13,1			12 - 20	6 - 8	2,1 - 2,9
		TOT-D	21,0			80 - 90	16 - 24	5,7 - 8,6
		TOT-W	21,0			80	12 - 16	4,3 - 5,7

Charakteristiky zemín v tabulce A.3 platí pro jemnozrné zeminy s pevnou konzistencí.

¹⁾ Efektivní parametry pro stupeň saturace $S_r < 0,8$

²⁾ Efektivní parametry pro stupeň saturace $S_r > 0,8$

³⁾ Totální parametry pro stupeň saturace $S_r < 0,8$

⁴⁾ Totální parametry pro stupeň saturace $S_r > 0,8$

PŘÍLOHA B – SOUČINITELE A, B, C, D

Tab. B.1 Součinitele A, B, C, D pro písčité zeminy třídy S1-S5												
Bod	Souč.	Výška opěry H_a [m]										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15
1	A ₁	-34,0	-25,0	-16,0	-12,3	-8,5	-6,8	-5,2	-3,9	-2,7	-1,3	-0,3
	B ₁	15,5	12,1	8,7	7,1	5,5	4,8	4,1	3,7	3,3	2,7	2,3
	C ₁	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D ₁	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2R	A ₂	-73,0	-53,0	-33,0	-23,8	-14,6	-9,0	-3,4	-1,7	0,0	0,0	0,0
	B ₂	42,5	34,7	27,0	23,0	19,0	16,3	13,5	12,0	10,5	9,0	7,8
	C ₂	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D ₂	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,3	0,0
3T	A ₃	-67,1	-52,0	-37,0	-29,3	-21,6	-17,9	-14,1	-11,6	-9,1	-5,2	-0,9
	B ₃	36,0	30,0	23,9	21,3	18,7	17,2	15,8	14,8	13,9	12,3	10,6
	C ₃	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	0,8	0,7	0,4	0,0
	D ₃	1,0	0,9	0,8	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,4	0,2	0,0
z ₂	A _z	-0,4	-0,1	0,2	0,5	0,8	1,1	1,4	1,7	2,0	2,6	3,5
	B _z	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	-0,1
	C _z	2,7	2,5	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,1	0,9	0,4	-0,3
	D _z	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5

Tab. B.2 Součinitele A, B, C, D pro štěrkovité zeminy třídy G1-G5												
Bod	Souč.	Výška opěry H_a [m]										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15
1	A ₁	-11,9	-11,1	-10,3	-9,5	-8,7	-7,9	-7,1	-6,2	-5,4	-3,8	-1,4
	B ₁	4,3	4,2	4,0	3,9	3,7	3,6	3,4	3,3	3,1	2,8	2,4
	C ₁	-14,0	-9,7	-5,5	-3,0	-0,6	0,7	2,0	2,2	2,3	1,4	-0,7
	D ₁	5,0	3,9	2,8	2,1	1,4	0,9	0,5	0,4	0,3	0,3	0,5
2R	A ₂	-73,2	-61,7	-50,2	-40,8	-31,5	-25,4	-19,2	-15,6	-12,0	-5,9	0,0
	B ₂	27,2	24,1	21,0	18,6	16,3	14,9	13,4	12,4	11,4	9,9	8,5
	C ₂	-2,2	1,3	4,8	5,8	6,8	6,5	6,2	5,4	4,5	2,8	0,0
	D ₂	10,4	7,6	4,8	3,6	2,3	1,7	1,0	0,5	0,0	0,0	0,0
3T	A ₃	-55,6	-52,1	-48,7	-45,2	-41,8	-41,8	-41,8	-34,9	-28,1	-21,2	-10,9
	B ₃	22,7	21,7	20,7	19,7	18,7	18,7	18,7	16,7	14,7	12,7	9,7
	C ₃	-24,1	-12,2	-0,3	4,4	9,1	9,1	9,1	10,9	12,7	9,8	4,5
	D ₃	12,1	8,5	4,8	3,2	1,6	1,6	1,6	1,1	0,7	1,1	2,5
z ₂	A _z	-0,3	-0,1	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9	1,1	1,3	1,7	2,3
	B _z	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	C _z	2,8	2,7	2,6	2,4	2,3	2,2	2,1	1,9	1,8	1,6	1,2
	D _z	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5

PŘÍLOHA C – SOUČiniteLE K, L, M, N

Tab. C.1 Součinitele K, L, M, N pro písčité zeminy										
Zemina	Součinitel	Rozměry základu $B_f \times L_f$ [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
S1 (SW)	K	773	766	752	738	499	498	496	493	10
	L	95	103	120	137	65	78	103	128	1
	M	11,32	8,70	7,51	6,90	9,26	7,11	5,32	4,46	1
	N	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	1
S2 (SP)	K	308	307	304	301	225	218	203	189	10
	L	57	62	71	80	56	56	57	58	1
	M	4,68	4,01	3,40	2,94	3,95	3,20	2,49	2,24	1
	N	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	1
S3 (SF)	K	128	128	129	130	95	94	93	91	10
	L	29	33	40	47	29	32	37	41	1
	M	2,00	1,91	1,63	1,36	1,95	1,49	1,12	0,98	1
	N	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	1
S4 (SM)	K	68	67	65	63	48	46	43	41	10
	L	21	25	31	37	15	17	22	26	1
	M	0,84	0,80	0,74	0,67	0,75	0,69	0,57	0,44	1
	N	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	1
S5 (SC)	K	68	67	65	63	48	46	43	41	10
	L	21	25	31	37	15	17	22	26	1
	M	0,84	0,80	0,74	0,67	0,75	0,69	0,57	0,44	1
	N	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	1

Tab. C.2 Součinitele K, L, M, N pro štěrkovité zeminy										
Zemina	Součinitel	Rozměry základu $B_f \times L_f$ [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
G1 (GW)	K	3970	3900	3750	3610	2190	2210	2260	2320	10
	L	130	134	142	150	68	81	106	132	1
	M	51,20	42,18	34,57	31,35	43,76	33,05	22,50	19,62	1
	N	430,0	430,0	430,0	430,0	430,0	430,0	430,0	430,0	1
G2 (GP)	K	1600	1600	1600	1610	920	920	930	940	10
	L	100	109	127	144	58	67	84	101	1
	M	21,15	17,63	14,32	12,44	18,73	15,73	10,89	8,64	1
	N	210,0	210,0	210,0	210,0	210,0	210,0	210,0	210,0	1
G3 (GF)	K	780	780	780	780	480	480	480	480	10
	L	70	79	97	115	48	54	67	80	1
	M	9,06	7,86	6,87	6,53	7,50	6,80	4,78	4,00	1
	N	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0	95,0	1
G4 (GM)	K	633	631	627	624	403	395	379	363	10
	L	52	59	74	88	36	40	50	60	1
	M	6,72	6,18	5,08	3,99	6,42	5,77	4,48	3,18	1
	N	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0	1
G5 (GC)	K	391	409	444	479	251	256	266	276	10
	L	28	38	59	80	14	23	40	58	1
	M	4,73	4,03	2,62	1,22	4,51	3,92	2,74	1,56	1
	N	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	1

Tab. C.3 Součinitele K, L, M, N pro jemnozrné zeminy s efektivními parametry

Zemina	Součinitel	Rozměry základu B _r x L _r [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
F1 (MG)	K	136	128	112	96	111	101	82	63	10
	L	62	57	46	36	54	48	36	25	1
	M	6,88	5,49	4,44	4,19	4,72	3,86	3,15	2,58	1
	N	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	1
F2 (CG)	K	136	128	112	96	111	101	82	63	10
	L	62	57	46	36	54	48	36	25	1
	M	6,88	5,49	4,44	4,19	4,72	3,86	3,15	2,58	1
	N	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	1
F3 (MS)	K	79	74	64	55	60	56	47	37	10
	L	62	57	46	36	54	48	36	25	1
	M	4,46	3,59	2,80	2,70	3,25	2,62	1,96	1,72	1
	N	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	1
F4 (CS)	K	67	62	52	43	51	45	35	24	10
	L	62	57	46	36	54	48	36	25	1
	M	2,90	2,20	1,76	1,80	2,13	1,70	1,40	1,29	1
	N	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	1
F5 (ML, MI)	K	67	62	52	43	51	45	35	24	10
	L	62	57	46	36	54	48	36	25	1
	M	2,90	2,20	1,76	1,80	2,13	1,70	1,40	1,29	1
	N	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	1
F6 (CL, CI)	K	67	62	52	43	51	45	35	24	10
	L	62	57	46	36	54	48	36	25	1
	M	2,90	2,20	1,76	1,80	2,13	1,70	1,40	1,29	1
	N	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	1

Tab. C.4 Součinitele K, L, M, N pro jemnozrné zeminy s totálními parametry

Zemina	Součinitel	Rozměry základu B _r x L _r [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
F1 (MG)	K	233	217	184	151	173	161	138	114	10
	L	46	41	31	21	41	37	28	20	1
	M	15,71	12,30	10,31	9,59	11,42	8,95	6,72	5,78	1
	N	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	1
F2 (CG)	K	233	217	184	151	173	161	138	114	10
	L	46	41	31	21	41	37	28	20	1
	M	15,71	12,30	10,31	9,59	11,42	8,95	6,72	5,78	1
	N	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	43,0	1
F3 (MS)	K	146	135	114	92	118	108	89	70	10
	L	46	41	31	21	41	37	28	20	1
	M	9,76	7,56	6,23	5,95	6,77	5,50	4,11	3,59	1
	N	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	1
F4 (CS)	K	99	91	76	60	78	72	60	48	10
	L	46	41	31	21	41	37	28	20	1
	M	7,41	5,83	4,71	4,47	5,40	4,38	3,18	2,69	1
	N	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	1
F5 (ML, MI)	K	99	91	76	60	78	72	60	48	10
	L	46	41	31	21	41	37	28	20	1
	M	7,41	5,83	4,71	4,47	5,40	4,38	3,18	2,69	1
	N	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	1
F6 (CL, CI)	K	99	91	76	60	78	72	60	48	10
	L	46	41	31	21	41	37	28	20	1
	M	7,41	5,83	4,71	4,47	5,40	4,38	3,18	2,69	1
	N	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	20,5	1

PŘÍLOHA D – SOUČINITELE P, Q, R, S, T, U

Tab. D.1 Součinitele P, Q, R, S, T, U pro písčité zeminy										
Zemina	Součinitel	Rozměry základu $B_f \times L_f$ [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
S1 (SW)	P	9,77	6,74	5,35	4,64	6,53	4,45	3,17	2,25	0,001
	Q	13,40	9,01	6,35	5,28	9,53	6,31	3,92	3,06	1
	R	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	1
	S	12,6	9,5	8,1	7,5	9,0	7,1	5,7	5,0	0,001
	T	29,3	23,5	19,8	18,0	22,2	18,4	14,5	12,3	1
	U	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3
S2 (SP)	P	9,77	6,74	5,35	4,64	6,53	4,45	3,17	2,25	0,001
	Q	8,10	5,88	4,63	3,63	5,87	4,35	2,95	2,05	1
	R	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	1
	S	12,6	9,5	8,1	7,5	9,0	7,1	5,7	5,0	0,001
	T	16,4	13,2	11,3	10,3	12,6	10,3	8,2	7,1	1
	U	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6
S3 (SF)	P	9,77	6,74	5,35	4,64	6,53	4,45	3,17	2,25	0,001
	Q	4,85	3,65	2,55	2,05	3,50	2,63	1,85	1,23	1
	R	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	1
	S	12,6	9,5	8,1	7,5	9,0	7,1	5,7	5,0	0,001
	T	9,4	7,7	6,5	5,9	7,3	6,0	4,8	4,1	1
	U	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
S4 (SM)	P	9,77	6,74	5,35	4,64	6,53	4,45	3,17	2,25	0,001
	Q	1,50	0,98	0,90	0,71	1,16	0,95	0,65	0,41	1
	R	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	1
	S	12,6	9,5	8,1	7,5	9,0	7,1	5,7	5,0	0,001
	T	5,0	4,1	3,5	3,3	3,9	3,3	2,6	2,3	1
	U	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8
S5 (SC)	P	9,77	6,74	5,35	4,64	6,53	4,45	3,17	2,25	0,001
	Q	1,50	0,98	0,90	0,71	1,16	0,95	0,65	0,41	1
	R	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	1
	S	12,6	9,5	8,1	7,5	9,0	7,1	5,7	5,0	0,001
	T	5,0	4,1	3,5	3,3	3,9	3,3	2,6	2,3	1
	U	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8

Tab. D.2 Součinitele P, Q, R, S, T, U pro štěrkovité zeminy

Zemina	Součinitel	Rozměry základu B _f x L _f [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
G1 (GW)	P	37,2	34,5	29,2	23,8	24,3	22,5	18,9	15,4	0,001
	Q	73,4	56,0	44,2	34,9	47,8	40,6	30,5	23,5	1
	R	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	150,0	1
	S	40,1	38,4	35,0	31,6	24,7	24,1	22,8	21,5	0,001
	T	152,7	121,7	105,7	96,4	106,9	89,8	74,6	64,7	1
	U	179,2	179,2	179,2	179,2	179,2	179,2	179,2	179,2	1
G2 (GP)	P	27,5	24,7	19,3	13,9	15,7	14,6	12,4	10,2	0,001
	Q	41,1	30,0	23,1	19,2	25,4	21,1	16,9	13,2	1
	R	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0	1
	S	31,6	29,0	23,9	18,7	18,4	17,4	15,5	13,5	0,001
	T	76,9	61,1	52,3	48,2	53,7	45,4	37,9	32,7	1
	U	87,5	87,5	87,5	87,5	87,5	87,5	87,5	87,5	1
G3 (GF)	P	16,6	14,9	11,7	8,5	10,4	9,4	7,3	5,1	0,001
	Q	19,6	14,8	11,4	9,5	13,1	10,9	7,9	6,1	1
	R	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	1
	S	20,2	18,6	15,4	12,2	13,8	12,7	10,6	8,5	0,001
	T	36,0	29,0	24,7	22,7	26,7	22,6	17,9	15,3	1
	U	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	1
G4 (GM)	P	11,3	10,4	8,6	6,8	6,8	6,1	4,8	3,4	0,001
	Q	13,2	10,1	7,7	5,9	9,3	7,4	5,0	3,4	1
	R	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	1
	S	20,2	18,6	15,4	12,2	13,8	12,7	10,6	8,5	0,001
	T	29,6	24,0	20,3	18,3	22,6	18,7	14,9	12,4	1
	U	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	1
G5 (GC)	P	8,4	7,4	5,4	3,4	3,2	3,2	3,1	3,1	0,001
	Q	7,5	5,7	3,8	3,0	5,4	4,3	2,5	2,2	1
	R	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	1
	S	20,2	18,6	15,4	12,2	13,8	12,7	10,6	8,5	0,001
	T	23,6	19,4	16,0	14,7	17,6	15,2	11,8	10,2	1
	U	19,2	19,2	19,2	19,2	19,2	19,2	19,2	19,2	1

Tab. D.3 Součinitele P, Q, R, S, T, U pro jemnozrné zeminy s efektivními parametry

Zemina	Součinitel	Rozměry základu $B_f \times L_f$ [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
F1 (MG)	P	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
	Q	0,89	0,73	0,40	0,07	0,77	0,63	0,34	0,05	1
	R	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	1
	S	6,6	6,1	5,2	4,2	5,1	4,7	3,9	3,0	0,001
	T	9,6	7,8	6,3	5,7	7,5	6,2	4,6	4,0	1
	U	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	1
F2 (CG)	P	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
	Q	0,89	0,73	0,40	0,07	0,77	0,63	0,34	0,05	1
	R	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	1
	S	6,6	6,1	5,2	4,2	5,1	4,7	3,9	3,0	0,001
	T	9,6	7,8	6,3	5,7	7,5	6,2	4,6	4,0	1
	U	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	1
F3 (MS)	S	6,6	6,1	5,2	4,2	5,1	4,7	3,9	3,0	0,001
	T	5,9	4,9	4,0	3,6	4,7	3,8	3,0	2,6	1
	U	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	1
F4 (CS)	S	6,6	6,1	5,2	4,2	5,1	4,7	3,9	3,0	0,001
	T	4,4	3,6	3,0	2,7	3,6	2,8	2,2	1,9	1
	U	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	1
F5 (ML, MI)	S	6,6	6,1	5,2	4,2	5,1	4,7	3,9	3,0	0,001
	T	3,8	3,1	2,6	2,4	3,0	2,4	1,9	1,5	1
	U	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	1
F6 (CL, CI)	S	6,6	6,1	5,2	4,2	5,1	4,7	3,9	3,0	0,001
	T	3,8	3,1	2,6	2,4	3,0	2,4	1,9	1,5	1
	U	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	1

Tab. D.4 Součinitele P, Q, R, S, T, U pro jemnozrné zeminy s totálními parametry

Zemina	Součinitel	Rozměry základu $B_f \times L_f$ [m]								Násobitel
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32	
F1 (MG)	P	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
	Q	1,10	0,93	0,58	0,24	1,05	0,86	0,46	0,07	1
	R	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	1
	S	13,2	12,3	10,5	8,6	9,7	9,0	7,7	6,4	0,001
	T	19,5	15,5	12,6	11,5	15,0	12,3	9,5	7,9	1
	U	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	1
F2 (CG)	P	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
	Q	1,10	0,93	0,58	0,24	1,05	0,86	0,46	0,07	1
	R	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	1
	S	13,2	12,3	10,5	8,6	9,7	9,0	7,7	6,4	0,001
	T	19,5	15,5	12,6	11,5	15,0	12,3	9,5	7,9	1
	U	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	1
F3 (MS)	S	13,2	12,3	10,5	8,6	9,7	9,0	7,7	6,4	0,001
	T	12,1	9,6	7,8	7,1	9,2	7,5	5,8	4,9	1
	U	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	1
F4 (CS)	S	13,2	12,3	10,5	8,6	9,7	9,0	7,7	6,4	0,001
	T	9,0	7,3	5,9	5,3	7,0	5,8	4,3	3,7	1
	U	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	1
F5 (ML, MI)	S	13,2	12,3	10,5	8,6	9,7	9,0	7,7	6,4	0,001
	T	7,5	6,1	5,2	4,7	5,9	4,8	3,8	3,4	1
	U	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	1
F6 (CL, CI)	S	13,2	12,3	10,5	8,6	9,7	9,0	7,7	6,4	0,001
	T	7,5	6,1	5,2	4,7	5,9	4,8	3,8	3,4	1
	U	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	1

PŘÍLOHA E – SOUČiniteLE W_z A W_x

Tab. E.1 Součinitele W_z a W_x				
Zemina	W_z		W_x	
	Nad HPV	Pod HPV	Nad HPV	Pod HPV
S1 (SW)	1,00	0,65	1,00	0,75
S2 (SP)	1,00	0,65	1,00	0,75
S3 (SF)	1,00	0,70	1,00	0,80
S4 (SM)	1,00	0,75	1,00	0,85
S5 (SC)	1,00	0,75	1,00	0,85
G1 (GW)	1,00	0,70	1,00	0,75
G2 (GP)	1,00	0,70	1,00	0,80
G3 (GF)	1,00	0,75	1,00	0,80
G4 (GM)	1,00	0,75	1,00	0,80
G5 (GC)	1,00	0,75	1,00	0,85
F1 (MG) ¹⁾	1,00	0,55	1,00	0,65
F2 (CG) ¹⁾	1,00	0,40	1,00	0,45
F3 (MS) ¹⁾	1,00	0,60	1,00	0,65
F4 (CS) ¹⁾	1,00	0,50	1,00	0,55
F5 (ML, MI) ¹⁾	1,00	0,60	1,00	0,65
F6 (CL, CI) ¹⁾	1,00	0,55	1,00	0,60
F1 (MG) ²⁾	1,00	0,70	1,00	0,75
F2 (CG) ²⁾	1,00	0,50	1,00	0,50
F3 (MS) ²⁾	1,00	0,75	1,00	0,75
F4 (CS) ²⁾	1,00	0,65	1,00	0,65
F5 (ML, MI) ²⁾	1,00	0,75	1,00	0,75
F6 (CL, CI) ²⁾	1,00	0,70	1,00	0,70

¹⁾ Zemina s efektivními parametry, ²⁾ Zemina s totálními parametry

PŘÍLOHA F – MOCNOSTI ZEMNÍCH TĚLES H_s

Tab. F.1 Mocnosti zemních těles H_s [m]									
Zemina	f_z [kPa]	Rozměry základů $B_f \times L_f$ [m]							
		3x6	4x6	6x6	8x6	3x32	4x32	6x32	8x32
S1 (SW)	200	4,9	5,5	6,4	7,1	6,4	7,2	8,5	9,4
	400	6,5	7,4	8,5	9,4	8,5	9,5	11,3	12,6
	800	8,6	9,8	11,3	12,5	11,3	12,7	15,1	16,8
S2 (SP)	150	4,9	5,5	6,4	7,1	5,6	6,3	7,5	8,3
	300	6,1	7,0	8,1	8,9	7,6	8,6	10,2	11,3
	600	7,7	8,8	10,2	11,3	10,4	11,6	13,9	15,4
S3 (SF)	100	4,1	4,7	5,4	6,0	4,9	5,5	6,5	7,2
	200	5,7	6,4	7,4	8,2	6,5	7,3	8,7	9,7
	400	7,8	8,8	10,2	11,3	8,8	9,8	11,7	13,0
S4 (SM)	75	3,4	3,8	4,4	4,9	3,9	4,3	5,2	5,7
	150	4,7	5,4	6,2	6,9	5,5	6,1	7,3	8,1
	300	6,7	7,6	8,7	9,7	7,7	8,6	10,3	11,4
S5 (SC)	50	2,6	3,0	3,4	3,8	3,4	3,8	4,5	5,0
	100	3,7	4,2	4,9	5,4	4,8	5,4	6,4	7,1
	200	5,3	6,0	6,9	7,7	6,9	7,7	9,2	10,2
G1 (GW)	300	5,6	6,7	7,6	8,3	7,1	8,2	9,4	10,7
	600	7,2	8,5	9,7	10,6	9,5	11,0	12,6	14,3
	1200	9,1	10,8	12,3	13,6	12,8	14,7	16,8	19,2
G2 (GP)	250	5,6	6,7	7,6	8,3	7,1	8,2	9,4	10,7
	500	7,0	8,3	9,5	10,4	9,6	11,0	12,6	14,4
	1000	8,8	10,4	11,8	13,1	12,8	14,7	16,9	19,2
G3 (GF)	200	4,9	5,8	6,6	7,2	6,4	7,3	8,4	9,6
	400	6,5	7,6	8,7	9,6	8,7	10,1	11,5	13,1
	800	8,5	10,1	11,5	12,7	12,0	13,8	15,8	18,0
G4 (GM)	150	4,9	5,8	6,6	7,2	5,6	6,5	7,4	8,5
	300	6,5	7,7	8,7	9,6	7,4	8,5	9,8	11,2
	600	8,7	10,3	11,7	12,8	9,8	11,3	12,9	14,7
G5 (GC)	100	4,1	4,9	5,6	6,1	4,9	5,6	6,4	7,3
	200	5,5	6,6	7,5	8,2	6,5	7,5	8,6	9,7
	400	7,4	8,8	10,0	11,0	8,6	9,9	11,4	13,0
F1 (MG)	100	4,9	5,7	6,3	7,1	5,6	6,5	7,5	8,4
	200	6,5	7,7	8,4	9,4	7,5	8,6	10,0	11,1
	400	8,7	10,2	11,2	12,5	9,9	11,4	13,2	14,8
F2 (CG)	75	4,1	4,9	5,3	6,0	4,9	5,6	6,5	7,3
	150	5,7	6,7	7,4	8,2	6,6	7,6	8,8	9,9
	300	7,9	9,3	10,2	11,4	9,0	10,3	12,0	13,4
F3 (MS)	75	4,1	4,9	5,3	6,0	4,9	5,6	6,5	7,3
	150	5,6	6,6	7,3	8,2	6,8	7,7	9,0	10,1
	300	7,7	9,1	10,0	11,2	9,4	10,7	12,5	13,9
F4 (CS)	75	4,1	4,9	5,3	6,0	4,9	5,6	6,5	7,3
	150	5,7	6,7	7,4	8,3	6,7	7,7	8,9	10,0
	300	7,9	9,3	10,2	11,4	9,2	10,6	12,3	13,7
F5 (ML, MI)	75	4,1	4,9	5,3	6,0	4,9	5,6	6,5	7,3
	150	5,7	6,7	7,3	8,2	6,6	7,5	8,8	9,8
	300	7,7	9,1	10,0	11,2	8,9	10,2	11,8	13,2
F6 (CL, CI)	50	3,4	4,0	4,4	4,9	4,1	4,7	5,5	6,1
	100	4,7	5,5	6,1	6,8	5,8	6,6	7,7	8,6
	200	6,5	7,7	8,4	9,4	8,1	9,3	10,8	12,0

PŘÍLOHA G – LIMITNÍ NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE

Tab. G.1 Limitní svislé a vodorovné napětí v základové spáře $f_{z, \text{lim}}$ a $f_{x, \text{lim}}$		
Zemina	$f_{z, \text{lim}}$ [kPa]	$f_{x, \text{lim}}$ [kPa]
S1 (SW)	800	100,0
S2 (SP)	600	75,0
S3 (SF)	400	50,0
S4 (SM)	300	37,5
S5 (SC)	200	25,0
G1 (GW)	1200	150,0
G2 (GP)	1000	125,0
G3 (GF)	800	100,0
G4 (GM)	600	75,0
G5 (GC)	400	50,0
F1 (MG)	400	50,0
F2 (CG)	300	37,5
F3 (MS)	300	37,5
F4 (CS)	300	37,5
F5 (ML, MI)	300	37,5
F6 (CL, CI)	200	25,0

LITERATURA

Normy a předpisy

- [1] **BA 42/96 Part 12:** The Design of Integral Bridges, Highways Agency, 2003.
- [2] **ČSN 73 1001:** Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy, Český normalizační institut, 1987.
- [3] **ČSN EN 1990:** Zásady navrhování konstrukcí, Český normalizační institut, 2004.
- [4] **ČSN EN 1991-1-5:** Zatížení konstrukcí. Obecná zatížení-Zatížení teplotou, Český normalizační institut, 2005.
- [5] **ČSN EN 1991-2:** Zatížení konstrukcí. Zatížení mostů dopravou, Český normalizační institut, 2005.

Publikace

- [6] **Biddle, A. R. – Iles, D. C. – Yandzio, E.:** Integral Steel Bridges – Design Guidance, The Steel Construction Institute, 1997.
- [7] **Braun, A. – Seidl, G. – Weizenegger, M.:** Rahmentragwerke im Brückenbau – Konstruktion, Berechnung und Volkswirtschaftliche Betrachtung, Beton- und Stahlbetonbau, 2006, roč. 101, č. 3, str. 187 – 197.
- [8] **Buba, R. – Stumpf, D.:** Integrované železniční mosty v SRN a jejich výhody pro minimalizaci doby výluk, Sborník konference Železniční mosty a tunely, 2007, str. 25-30.
- [9] **Collin, P. – Lundmark, T.:** Competitive Swedish Composite Bridges, IABSE Melbourne, 2002.
- [10] **Collin, P. – Stoltz, A. – Moller, M.:** Innovative Prefabricated Composite Bridges, IABSE Melbourne, 2002.
- [11] **Engelsmann, S. – Schlaich, J. – Schäfer, K.:** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager, Beuth Verlag, 1999.
- [12] **Iles, D. C. – Yandzio, E.:** Integral Bridges in the UK, The Steel Construction Institute, 2006.
- [13] **Jung, J. H. – Jang, W. S. – You, S. K. – Kim, Y. H. – Yoon, S. J.:** Development of Preflex Composite Beam-Stub Abutment Integral Bridge System, International Journal of Steel Structures, 2006, roč. 6, č. 3, str. 175 – 181.
- [14] **Křížek, J.:** Integrované mosty, Disertační práce, Praha, 2009.
- [15] **Lamboj, L. – Studnička, J.:** Integrované ocelobetonové silniční mosty. Stavební obzor, 1999, č. 2.
- [16] **Nicholson, B. A.:** Integral Abutments for Prestressed Beam Bridges, Prestressed Concrete Association, 1998.
- [17] **Petursson, H. – Collin, P.:** Composite Bridges with Integral Abutments Minimizing Lifetime Costs, Sborník symposia IABSE, Melbourne, 2002.
- [18] **Schmitt, V. – Buba, R.:** Innovative Building Methods for Bridges with Small and Medium Spans – VFT and VFT-WIB, Sborník konference Steel Bridges, Praha, 2006, str. 66 – 74.
- [19] **Schüller, M.:** Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken – Entwicklung, Bedeutung und Beispiele, Beton- und Stahlbetonbau, 2004, roč. 99, č. 10, str. 774 – 789.

- [20] **Strauß, P – Hensel, B.:** Schiefes, Vorgespanntes Rahmentragwerk an der Anschlussstelle Erfurt-West der BAB 4, Sborník 11. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden, 2001, str. 61 – 77.
- [21] **Weizenegger, M.:** Hybrid Frame Bridge, River Saale, Merseburg, Germany, Structural Engineering International, IABSE, 2003, roč. 13, č. 3, str. 179 – 181.
- [22] **Zordan, T. – Briseghella, B.:** Attainment of an integral Abutment Bridge through the Refurbishment of a Simply Supported Structure, Structural Engineering International, IABSE, 2007, roč. 17, č. 3, str. 228-234.