

ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

2/2009

Ročník XXI



- **MOST PŘES LOCHKOVSKÉ ÚDOLÍ**
- PROBLEMATIKA ZALOŽENÍ STAVBY
- **MĚSTSKÝ OKRUH – STAVBA Č. 0080**
PRAŠNÝ MOST – ŠPEJCHAR
- **TUNEL PRACKOVICE**
– ZAJIŠTĚNÍ PRAŽSKÉHO PORTÁLU
- **PROTIPOVODŇOVÁ OCHRANA**
HLAVNÍHO MĚSTA PRAHY,
ETAPA 0006: ZBRASLAV – RADOTÍN





Ocelová konstrukce mostu vysunutá přes Lochkovské údolí podepřená na provizorních svislých žb. bárkách

MOST PŘES LOCHKOVSKÉ ÚDOLÍ – VLIV TUHOS TI ZALOŽENÍ SPODNÍ STAVBY NA NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

Výškou mostu 65 m nad údolím, šířkou přes 35 m a rozpětím vzpěradlového rámu 157 m se most přes Lochkovské údolí řadí k výjimečným mostním dílům nejen pražského okruhu. K jednomu z náročných konstrukčních detailů mostu patřil i návrh založení šikmých podpěr ve velmi složitých geotechnických podmínkách, který byl proveden pomocí nejmodernějších výpočetních postupů.

Vývoj a koncepce mostní konstrukce

Trasa SOKP (Silniční okruh kolem Prahy) 514 Lahovice–Slivenec překračuje údolí Lochkovského potoka ve výšce cca 65 m. Z vedení trasy SOKP 514 vyplynula délka mostu 461 m. Základní dispozice objektu byla dána polohou strmých svahů údolí. Na základě požadavků objednatele a závěrů z projednání při územním řízení byla v roce 2003 zpracována firmou SUDOP Praha, a. s., dokumentace pro stavební povolení a následně v roce 2004 i dokumentace pro výběr zhotovitele stavby pro variantu celoocelového vzpěradlového rámu společného pro oba jízdní pásy SOKP s proměnou výškou hlavního nosníku.

Po výběru zhotovitele mostu byly v roce 2006 zahájeny práce na realizační dokumentaci (RDS), kterou zpracovalo Sdružení RD Lochkov (SUDOP Praha, a. s., a PONT-TEX, s. r. o. – odpovědný projektant Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s.). Části speciálního zakládání pro toho sdružení zpracovala firma FG Consult, s. r. o., pod vedením doc. Ing. J. Masopusta. Na základě požadavků zhotovitele (Sdružení Most Lochkov – Strabag, a. s., Hochtief Construction AG, Max Bögl & Josef Krýsl, k. s.) bylo řešení mostu modifikováno; ortotropní mostovka byla nahrazena spráženou železobetonovou mostovkou, nosník proměnné výšky byl nahrazen nosníkem konstantní výšky a šik-

mé ocelové podpěry byly nahrazeny železobetonovými. Tyto, na první pohled pouze konstrukční změny, měly zásadní vliv na návrh založení mostní konstrukce. Změny se netýkaly pouze výrazného nárůstu vlastní hmotnosti mostu, ale výrazně se změnil i poměr tuhostí mezi hlavním nosníkem a šikmou podpěrrou, tedy mezi stojkami a příčlím vzpěradlového rámu. V montážních stavech se jednalo až o řádovou změnu tuhostí (stavy bez desky mostovky). Pro bezpečný přenos reakcí musely být původně navrhované rovnoběžné samostatné lamely podzemních stěn nahrazeny únosnější krabicovou konstrukcí podzemních stěn. V průběhu zpracování RDS byly ze strany zhotovitele požadovány konstrukční úpravy, které vycházely z paralelně zpracovávané RDS firmou LAP Dresden (SRN). Jedním z jejích požadavků bylo i nahrazení krabicového základu pilotovým. Na kontrolním výpočtu bylo prokázáno, že se jedná o tuhostně a dimenzačně podhodnocené řešení. Zhotovitel ve snaze zlevnit výstavbu mostu navrhoval v průběhu zpracování RDS obdobně



Stavební jámy podpěr mostu na jižním svahu Lochkovského údolí

nevhodná konstrukční a technologická řešení z dokumentace zpracovávané firmou LAP Dresden. I přes snahu projektantů Sdružení RD Lochkov navrhnout moderní a spolehlivou konstrukci byly realizovány konstrukční detaily, které bohužel nebyly dány statickými požadavky mostní konstrukce, ale pouze ekonomickými hledisky. Po odevzdání konceptu RDS část – Nosná konstrukce v únoru roku 2008 nás zhotovitel vyzval k zapracování závěrů firmy LAP Dresden. S požadavkem jsme se nemohli ztotožnit, protože obsahoval některé odchylky od elementárních zásad stavební mechaniky. Za poněkud zvláštních okolností se dalšího zpracování RDS ujala firma SHP, s. r. o., která v průběhu našeho zpracování RDS působila jako kontrolní expert zhotovitele. Z dostupných informací o současném vývoji výstavby mostu je zřejmé, že očekávaných úspor nebylo dosaženo.

Popis nosné konstrukce mostu

Nosná konstrukce byla navržena jako rámová vzpěradlová ocelová jednodukomorová, společná pro oba jízdní pásy SOKP, se spřaženou železobetonovou deskou mostovky. Nosná konstrukce má 5 polí o rozpětích 70,0 + 79,85 + 99,3 + 93,85 + 80,5 = 423,5 m a vodorovnou vzdálenost patek šikmých podpěr 157,1 m. Sklon šikmých podpěr je 57°. Konstrukce mostu je ve směrovém oblouku $R = 747,5$ m. Stavební výška konstrukce je 5,035 m. Šířka mostní konstrukce je v základním profilu 35,20 m. Z důvodu napojení na MÚK Lochkov je na slivenecké straně nosná konstrukce rozšířena o 1,0 m vlevo a 0,7 m vpravo, tzn. na šířku 36,90 m. Základní výška komorového nosníku včetně desky mostovky činí v ose nosné konstrukce 4,80 m. Šířka komory hlavního nosníku je u dolního povrchu 11,0 m a u horního povrchu 14,0 m.

Konzoly železobetonové mostovky jsou podpírány v místech podélníků trubkovými vzpěrami.

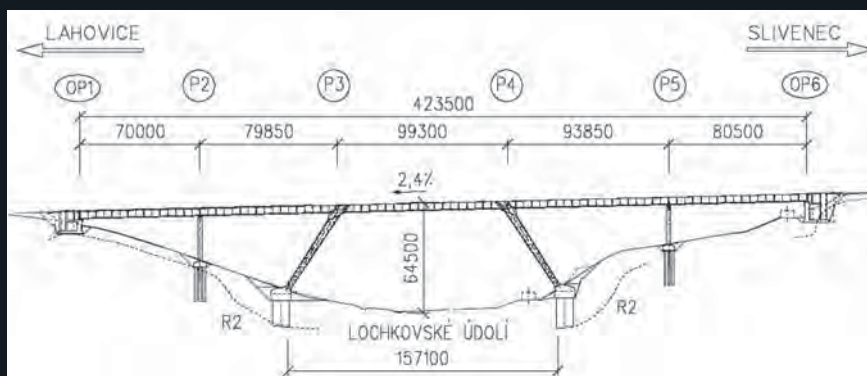
Geotechnické podmínky

Podmínky pro založení mostního objektu byly vzhledem k rozmanitosti geologických poměrů a obtížné přístupnosti území mimořádně složité (3. geotechnická kategorie dle ČSN P ENV 1997-1). Pokryvné útvary jsou tvořeny

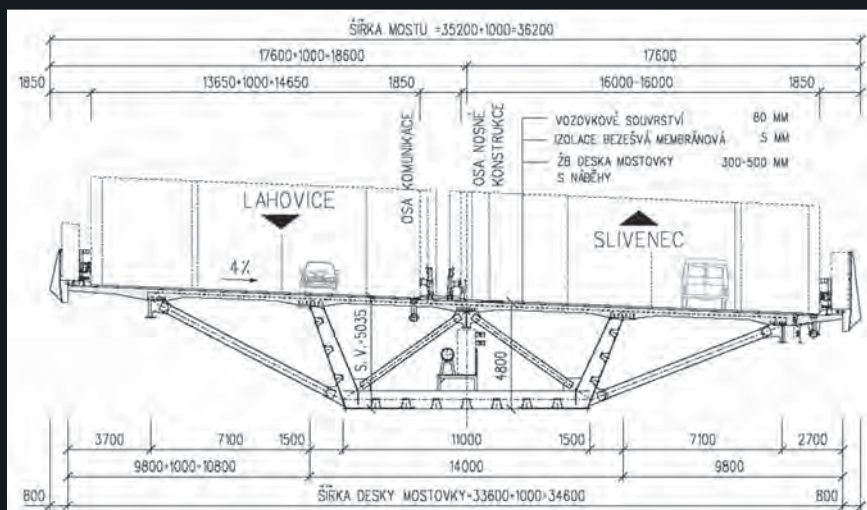
svahovými hlínami s polohami sutí. Skalní podloží je tvořeno vápenci souvrství pražského, vápnatými břidlicemi až vápenci souvrství požárského, vápnatými břidlicemi až vápenci souvrství kopaninského a lokálně se zde vyskytují ložní žíly výlevných hornin (diabasy). Souvrství se v dotčeném území zlomově střídají a sklon vrstev je proměnný. V rámci RDS byl proveden doplňkový geotechnický průzkum. Důvodem byly časté tektonické zlomy, které mohly být lokalizovány sondami v mezních vzdálenostech 8–10 m. Zdravou horninu R2 u podpěr P3 a P4 bylo možné očekávat až v hloubce cca 18–20 m.

Vliv tuhosti založení spodní stavby na návrh mostní konstrukce

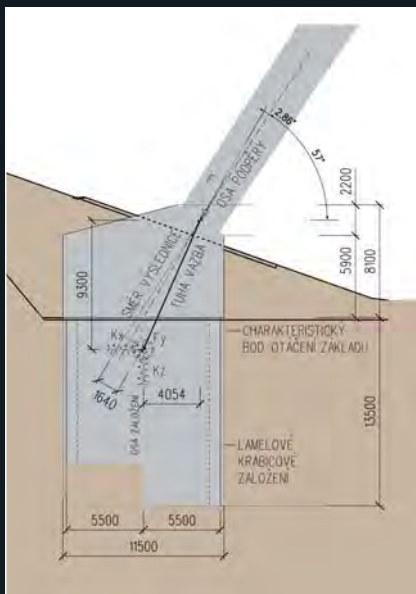
S ohledem na rámové působení mostní konstrukce bylo velmi důležité správně vystihnout tuhost založení šikmých podpěr P3 a P4. Tuhost založení ovlivňovala zejména průběh ohybových momentů v rovině mostu M_y . U založení šikmých podpěr P3 a P4 bylo nutné vystihnout zejména natočení základu, způsobené normálovou silou a smykovou silou v rovině rámové konstrukce. Tuhost podpor byla odvozena z matice poddajnosti stanovené na samostatném 3D deskostěnovém modelu krabicového založení, kde byla modelována interakce hlubinného krabicového základu s okolní horninou.



Podélný řez mostní konstrukcí



Příčný řez mostní konstrukcí (rozšíření 1,0 m vlevo)



Hloubení lamel krabicového založení podpěry P3

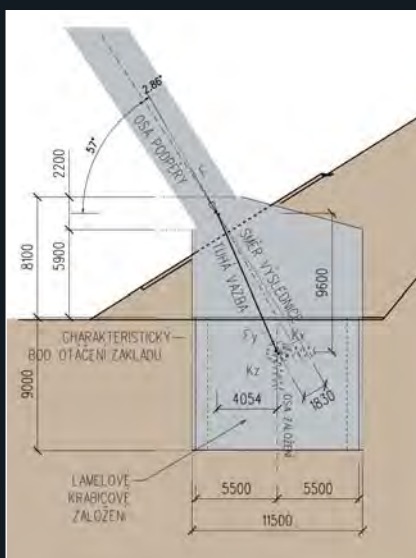


Schéma modelu ekvivalentního základu podpěry P3 a P4

Z matice poddajnosti v referenčním bodě (místo připojení šikmých podpěr k základu) vyplynulo, že výslednice sil (osové a smykové) působící na základ v patě šikmé podpěry výrazně ovlivňuje celkové natočení základu. Hodnota natočení základu byla tedy dána součtem účinku vodorovné síly R_x , svislé

síly R_z a ohybového momentu v rovině rámu M_y . Poměr velikosti účinků od jednotkových impulsů na velikost pootočení základu byl: $R_x : R_z : M_y \Leftrightarrow 10 : 5 : 2$. Skutečný bod otáčení základu podpěr P3 a P4 byl pro každý lineární zatěžovací stav jiný a jeho souřadnice se výrazně odlišovaly, což bylo dáno excentricitou paty šikmých podpěr od místa přenosu zatížení do horniny (reakce na krabicové založení). Chování základu již tedy nebylo možné vystihnout pouze bodovým pružným podepřením v patě šikmých podpěr. Pro globální výpočetní model mostní konstrukce byl základ nahrazen tzv. tuhou vazbou, spojující patu šikmých podpěr s lineárněpružnou podporou, umístěnou do bodu otáčení základu tzv. charakteristického bodu. Poloha charakteristického bodu otáčení základu byla stanovena tak, aby při dominantním ohybovém momentu M_y bylo pootočení dáno tímto účinkem a při dominantním silovém účinku bylo pootočení dáno výslednicí sil R_x a R_z . Jednotlivé tuhosti ekvivalentního podepření byly stanoveny pro rozhodující kombinace vnitřních sil odpovídajících meznímu stavu použitelnosti a pro ně vypočtených

deformací, tzn. posunů a pootočení. Snahou tedy bylo, aby výsledné celkové deformace odpovídaly konečným deformacím základu, stanoveným superpozicí jednotlivých lineárních zatěžovacích stavů.

Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s., středisko 209 – mostů

Bridge over the Lochkov Valley – impact of substructure foundation stiffness on a bridge structure design

Stretching to the length of 65m over a valley, with the width of 35m and strut-frame span of 157m, the bridge over the Lochkov Valley lists among extraordinary bridge structures not only within the Prague City Ring. The project of foundation of inclined struts in rather demanding geotechnical conditions became one of the most complicated constructional details. It was carried out using the most up-to-date computing methods.

Hodnoty tuhosti ekvivalentního podepření podpěr P3 a P4 v globálním výpočetním modelu			
Směr podepření podpěry	Podpěra P3	Podpěra P4	Jednotky
podélný vodorovný X	10 000	10 000	MN.m ⁻¹
příčný vodorovný Y	5000	5000	MN.m ⁻¹
svislý Z	15 000	15 000	MN.m ⁻¹
příčný ohybový okolo osy X	650 000	600 000	MNm.rad ⁻¹
příčný ohybový okolo osy Y	450 000	450 000	MNm.rad ⁻¹
vodorovný okolo osy Z	700 000	550 000	MNm.rad ⁻¹





Lochkovské údolí překlenuté ocelovou konstrukcí mostu provizorně podepřenou na svislých žb. bárkách

STATIKA KRABICOVÝCH ZÁKLADŮ ŠIKMÝCH PODPĚR MOSTU PŘES ÚDOLÍ LOCHKOVSKÉHO POTOKA

Článek informuje o založení šikmých podpěr mostu přes Lochkovské údolí. Zaměřuje se na statické řešení ‚krabicových‘ základů, které zde byly použity. Poukazuje na souvislost mezi tuhostí základu a jeho zatížením. Proto návrh probíhal v několika postupných krocích, kdy statik mostu upřesňoval zatížení základu v závislosti na jeho tuhosti.

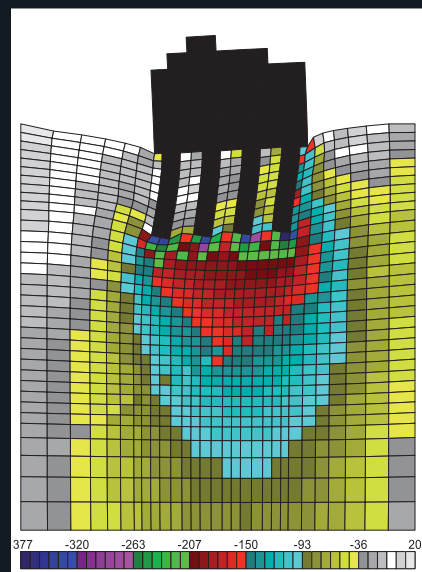
Most je součástí silničního okruhu kolem Prahy a svými rozměry, zejména výškou, je ojedinělý. Založení šikmých podpěr je výjimečné, šikmé zatížení zde dosahuje až 102 MN. Podpěra je se základem monoliticky spojena a vnáší do něj i prostorové otáčivé účinky, až 262 MNm.

Podloží základů tvoří skalní a poloskalní horniny třídy R5 až R2. Šikmé vrstvy mají u pilíře P4 sklon asi 30° od vodorovné, u pilíře P3 asi 25°. Vrstvy patří do Kopaninského souvrství siluru a zhruba kopírují tvar údolí. Podpěry mají směr blízky kolmici k vrstvám. Poloha

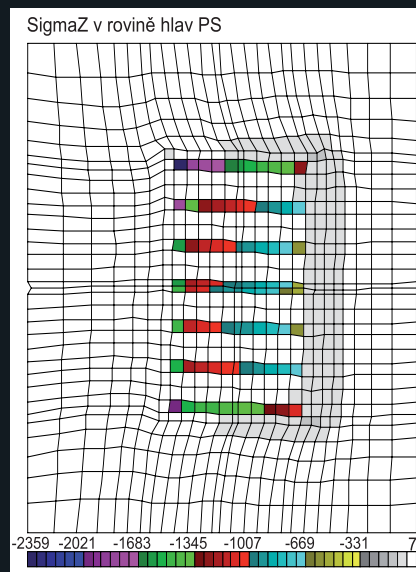
vrstev podloží vůči základu je zobrazena i na obr. 6, kde jsou také zapsány tuhostní parametry $E\mu$ pro jednotlivé vrstvy podloží základu opěry P3.

Volba způsobu založení

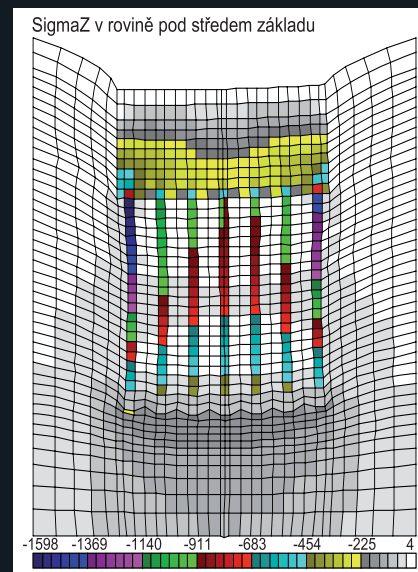
V úvahu přicházely především podzemní stěny. Byl modelován i pilotový základ, ale ukázal se jako příliš měkký viz obr. 1. Podzemní stěny nabízejí více půdorysných uspořádání. Nejprve byla řešena sedmice žeber rovnoběžných s osou mostu a spojených v hlavách mohutným trámem, který je společný



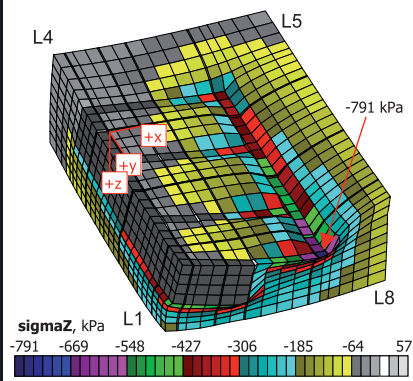
Obr. 1: Řez krajní řadou pilot, napětí $\Sigma\sigma_z$, deformace zvětšeny 200x



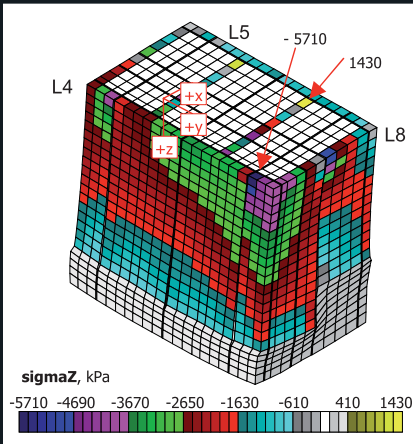
Obr. 2, 3: Výňatek z modelu založení na sedmi žebrech podzemních stěn



Největší svislý tlak v podloží, pata lamely L8, skupina 'Mezní únosnost', kombinace 8



Obr. 7: Ukázka průběhu napětí v podloží základu



Obr. 8: Ukázka průběhu napětí v PS základu

nejprve nutno vybrat jen oblasti, které nás zajímají a pak je zobrazit buď tabelárně, nebo graficky. Tabulkou lze zobrazit jen rovinné oblasti (řezu), graficky je možno zobrazit povrch 3D oblasti a využít barev k odlišení velikosti zobrazených hodnot. Obojí postup byl zde použit, ukázky axon. grafiky jsou na obr. 7 a 8.

Závěr

Základy P3, P4 byly podrobně posouzeny jak po stránce tuhosti, tak i pevnosti. Deformace vztažného bodu byly vyčísleny pro 6 skupin zatížení, v každé skupině pro 12 zatěžovacích kombinací. Největší výsledný posun vztažného bodu byl spočten 12,32 mm u P3 a 11,44 mm u P4. Napětí bylo počítáno v betonu lamel ze zatěžovacích skupin „Celkové zatížení“ a „Montážní zatížení lamely“ po 3 zatěžovacích kombinacích. V podloží pak bylo počítáno ze skupin „Mez únosnosti“, „Montážní zatížení“, a to rovněž po 3 kombinacích. Stojí za zmínku, že velkému objemu modelových výpočtů pro závěrečné posouzení (pro dokument „Statikový výpočet“) vždy předchází násobně větší objem výpočtů při hledání rozměrů navrhované konstrukce a případně při hledání koncepce založení, jako tomu bylo v daném případě.

Je snad zřejmé, že výpočty tu nejsou samoúčelné. Jedná se spíše o jedinou metodu, jak

se při velkých rozměrech, hmotách a silách dobrat rozumného a bezpečného návrhu.

Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.

Literatura:

Bittnar – Šejnoha: Numerické metody mechaniky, ČVUT 1992.

Hurych: Modely hlubokých základů pro mostní pilíře, časopis Zakládání staveb 1/2006.

Kolář – Němec – Kanický: Principy a praxe metody konečných prvků, Comp. press 1997.

Kolář – Němec: Modelling of Soli-Structure Interaction, ACADEMIA 1989.

Statics of box-like foundations of inclined struts of the bridge over the Lochkov Stream Valley

This article deals with foundation of inclined struts of the bridge built over the Lochkov Stream Valley.

It mainly focuses on static design of „box-like“ foundations used here. The text refers to interconnection between foundation stiffness and its load.

That was why this project was carried out step by step and the bridge statics engineer specified foundation load depending upon its stiffness.

iMateriály

Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace o stavebních materiálech a výrobcích a způsobech jejich použití; upozorňuje na poruchy vzniklé chybnou volbou technologie či nesprávným postupem; publikuje průzkumy stavebních materiálů.

www.imaterialy.cz

www.zakladani.cz
www.zakladani.com



ZAKLÁDÁNÍ
STAVEB



ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.
K jezu 1, P.O. Box 21
143 01 Praha 4
tel.: 244 004 111
fax: 241 773 713
e-mail: mailbox@zakladani.cz
www.zakladani.cz
www.zakladani.com