

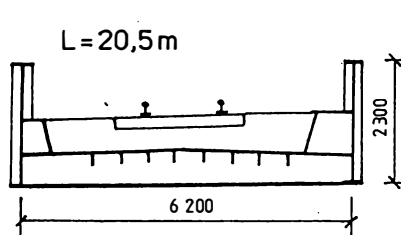
TESTS ON RAILWAY STEEL BRIDGES IN SITU
EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ IN SITU NA OCELOVÝCH
ŽELEZNIČNÍCH MOSTECH

Tomica V., Vičan J., Hric M.

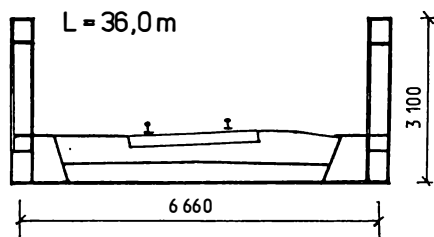
The development trends in modern steel-bridge design contain superstructures with ballast on simple orthotropic plate. The numerical methods of assessment are tested in situ on existing new bridges during the first loading test according to our standard. Some experiences obtained in tests on two bridges are presented.

Pro zlepšení jízdních vlastností a usnadnění udržovacích prací na železničním svršku se doporučuje u nových mostů použití průběžného kolejového lože. Ocelové mosty s dolní mostovkou umožní použití kolejového lože i pro menší stavební výšky.

Charakteristický tvar příčného řezu plnostěnného mostu s průběžným kolejovým ložem na dolní deskové mostovce ukazuje obr.1. Obr.2 prezentuje možný způsob uspořádání příčného řezu



Obr. 1



Obr. 2

pro případ nízké stavební výšky, kdy je desková mostovka vyztužena pouze příčnými výztuhami. Styčné připojení mostovky na hlavní příhradové nosníky zajišťuje podélné roznášecí nosníky, který současně ohraničuje štěrkové lože.

V obou uvedených případech představuje konstrukční řešení nosnou prostorovou konstrukci. Výpočetní modely přesahují běžné výpočetní postupy a experimentální ověření je žádoucí. Prakticky jediná možnost jak prověřit na skutečné konstrukci experimentálně výpočetní model je v rámci zatěžovací zkoušky mostu. Protože experimentální měření nebývá součástí návrhu konstrukce a o jeho provedení bývá rozhodnuto až těsně před uvedením mostu do provozu, je kvalita experimentálních výsledků poznačena jak rozsahem měřených míst (např. nepřístupnost plechu pod štěrkovým ložem), tak časem ve kterém je možno měření provést (roční období, den-noc, omezená délka výluky tratí).

Kvalita měření závisí v těchto případech na měřených relativních deformacích, které jsou u ocelových mostů snímány odporovými tenzometry. U nosné konstrukce navržené z oceli řady 37 (výpočtová pevnost $R_d = 200$ MPa) byl hlavní nosník navržen projektantem s 10 %-ní rezervou tj. $\max \sigma = 180$ MPa. Zatížení stálé a nahodilé dlouhodobé (vlastní tíha, štěrka, kolejničky, pražce) se na tomto napětí podílí asi 30-ti %. Pokud použijeme zkušební zatížení s 50 % účinností (minimální možné podle normy [1]), pak největší napětí od zkušebního zatížení bude přibližně 60 MPa. Při tomto optimálním postavení zkušebního zatížení z hlediska statické zatěžovací zkoušky budou v ostatních místech na konstrukci napětí menší. Procentuálně vyjádřeno, pro potřebné ověření prostorového chování konstrukce ve sledovaných 45-ti místech byla hladina napětí následující:

	25-30%	20-25%	15-20%	10-15%	méně než 10%
počet míst	4	9	4	12	16

Procenta jsou vztažena na výpočtovou pevnost (200 MPa), $\max \sigma = 58$ MPa je 29 %, méně než 10 % přísluší napětím menším než 20 MPa. Zvýšení napětí ve sledovaných místech vyžaduje změnu zatěžovací polohy a tedy zvětšení doby pro zatěžovací zkoušku.

Nevhodné načasování zatěžovací zkoušky z hlediska měření možno dokumentovat měřením na mostě, jehož příčný řez je na obr.1. Měření proběhlo v létě mezi 13 a 17 hodinou a rozdíly

teplot na konstrukčních částech pod kolejovým ložem a mimo něho byly min 10 °C.

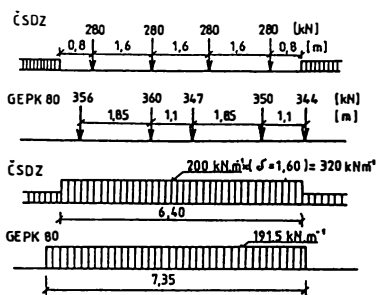
Zkušební zatížení. Běžnými provozními lokomotivami a vozy nelze při statické zkoušce dosáhnout ani minimální požadované účinnosti [1]. Používají se proto jako zkušební zatížení zpravidla kolejové jeřáby. U mostů uvedených na obr. 1 a 2 byly použity v jednom případě dva jeřáby EDK, ve druhém konzolový jeřáb GEK 80 se zavěšeným protizávažím. Při použití jeřábu GEK 80 u mostu o rozpětí 20,5 m navrženém na normový vlak Z ČSD, byla z hlediska hlavních nosníků dosažena účinnost téměř sto-procentní. Seskupením náprav s velkými nápravovými silami se toto zatěžovací schéma přibližuje normovému schématu (obr.3). Nahradíme-li účinky osových sil rovnoměrným zatížením pod štěrkovým ložem, dostaneme přibližně stejné rovnoměrné zatížení ($200 \text{ kNm}^{-1} \approx 191,5 \text{ kNm}^{-1}$). Zvětšením normového zatěžovacího schéma o dynamický součinitel na mostovce ($\delta \approx 1,60$), klesne účinnost zkušebního zatížení na 60 %. Tato účinnost se sníží dále nemožností vynechat odlehčující účinky zkušebního zatížení, jak to při návrhu předepisuje postup při zatěžování normovým zatížením.

V obou sledovaných případech byla na mostě umístěna kolej v oblouku. Měření si v takovém případě vyžaduje sledování konstrukce pod vnitřní i vnější částí oblouku koleje. V tab. 1 jsou uvedeny některé výsledky z měření průhybů uprostřed rozpětí hlavních nosníků u mostu o rozpětí 20,5 m. Uvedeny jsou pružné průhyby y_e , trvalé průhyby y_r a poměr y_e/y_{cal} , kde y_{cal}

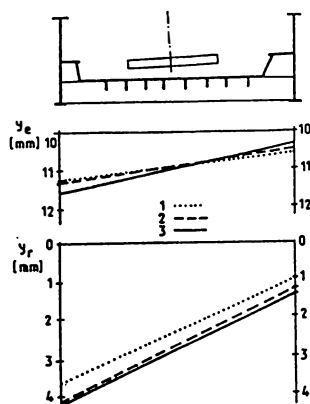
tab.1

	1.nájezd		2.nájezd		3.nájezd	
	vnější	vnitřní	vnější	vnitřní	vnější	vnitřní
y_e mm	10,68	11,23	10,43	11,29	10,34	11,59
y_r mm	1,00	3,62	0,30	0,59	0,19	0,12
y_e/y_{cal}	0,96	1,00	0,94	1,01	0,93	1,03

je pružný průhyb vypočtený pro zkušební zatížení stejným postupem jaký byl použit při návrhu konstrukce. Z tabulky je patrné, že byly provedeny 3 nájezdy zkušebním zatížením. Důvodem pro třetí nájezd byl velký trvalý průhyb.



Obr. 3



Obr. 4

Na obr. 4 jsou vyznačeny pružné i trvalé průhyby. V průběhu prvního nájezdu narůstal průhyb a po odlehčení zůstal poměrně velký průhyb trvalý. Při opakovaných nájezdech se mírně zvětšoval pružný průhyb na vnitřním nosníku a úměrně tomuto zvětšení klesal průhyb vnějšího nosníku. Obojí nasvědčuje tomu, že štěrka v době zatěžovací zkoušky nebyl ještě dostatečně konsolidován. Přetížení vnitřního kolejového pásu, včetně vodorovné síly na převyšžené koleji způsobilo toto chování. Lze usuzovat, že i naměřený trvalý průhyb je do značné míry průhybem pružným od přetížení štěrkovým ložem. Tuto skutečnost ovlivní kriteria posuzování a bude ji třeba respektovat při revizi normy pro zatěžovací zkoušky.

Literatura:

- [1] ČSN Zatěžovací zkoušky mostů 1980
- [2] Závěrečná zpráva o zatěžovací zkoušce mostu v tr. Olomouc - Opava km 114,818
- [3] ŠERTLER, H. - TOMICA, V. - VIČAN, J. - HRIC, M.: Analýza chování ocelové mostní konstrukce s extrémní nízkou stavební výškou. Inž.stavby č.5, 1993

Vladimír Tomica, Prof.Ing.CSc.

Josef Vičan, Ing.CSc. - Milan Hric, Ing.

VŠDS Žilina, Moyzesova 20, 010 26 Žilina

tel.: 21781, 21326, FAX: 089/54384