

Most z předpjatého betonu ve směrovém oblouku

Projekt, provdění a vyzkoušení mostu neobvyklé konstrukce. Navržená nosná konstrukce. Statické řešení horizontálně zakřiveného nosníku. Průběh stavby mostu a provedená měření na konstrukci. Technicko-ekonomické zhodnocení.

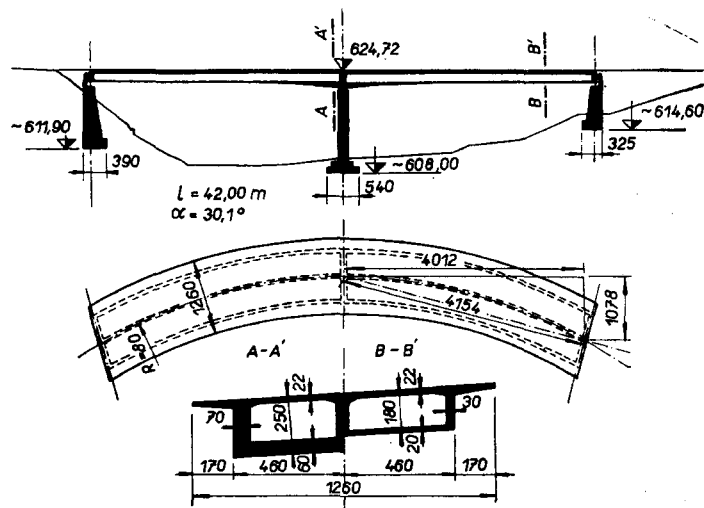
Při moderním projektování silnic je nutno mostní objekty podříditi požadavku plynulého vedení trasy, a to i za cenu, že je nutno postavit most ve směrovém oblouku. Při řešení přeložky mezinárodní silnice Praha—Wrocław v Krkonoších v Kořenově měl projektant vyřešit přemostění hlubokého a poměrně širokého údolí Jizery se strmými svahy na obou březích. Ekonomicky nejvhodnější a přitom funkčně ještě vyhovující se zdála trasa, která přecházela údolí ve směrovém oblouku s poloměrem 80 m. Ovšem řešení půdorysně značně zakřiveného mostu při délce přes 80 m a ve výšce 16 m nad dnem balvanitého koryta horské řeky bylo dosti obtížným úkolem.

Půdorysně zakřivených mostů bylo již postaveno mnoho, ne však s tak malým poloměrem křivosti při větším rozpětí. Středové úhly polí s rozpětím 2×42 m byly $2 \times 30,1^\circ$, což byla v roce 1965 — pokud je známo z dostupné literatury — vedle mostu v Caracasu ve Venezuele [3] druhá rekordní stavba toho druhu na světě a první v Evropě.

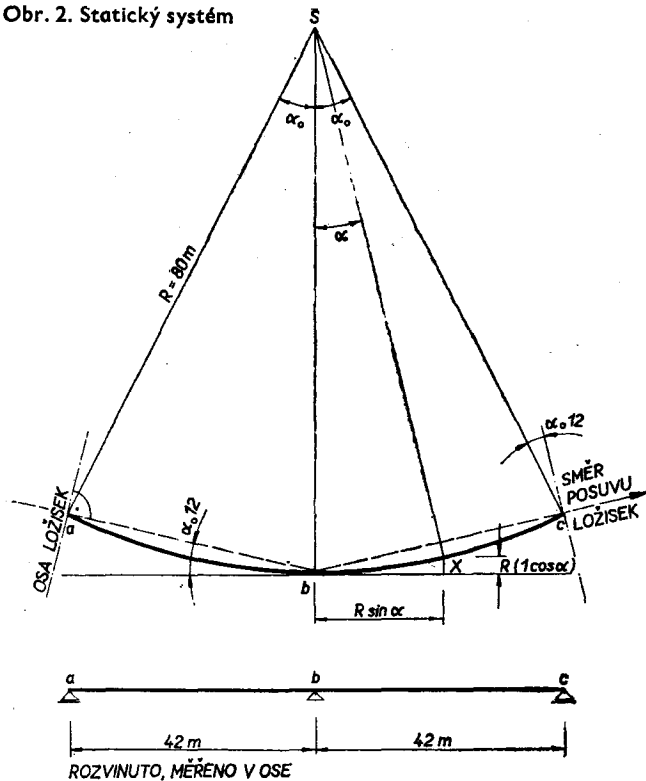
Volba typu konstrukce

S ohledem na poměrně značnou výšku nivelety nad dnem údolí nebylo vhodné navrhovat větší počet krátkých polí, u nichž by bylo možné i pro konstrukci v oblouku užít přímých typových prefabrikátů. Bylo by jistě nevhodné navrhnout mostní podpory do balva-

nitého koryta horské řeky s velkým spádem a průtokem stoleté velké vody $210 \text{ m}^3/\text{s}$. Pokus řešit objekt se třemi poli, což by bylo pro danou délku přemostění celkem vhodné, ztroskotat na excentrické poloze koryta řeky u pravého svahu údolí. Celkem jednoznačně pak vyplynulo rozvržení mostu na dvě pole s jediným pilířem uprostřed údolí. Pravobřežní opěra musela být přitom



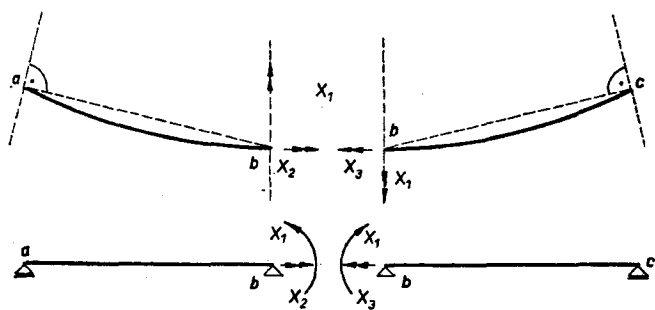
Obr. 1. Schéma mostu



situována tak, aby nenarušila funkci vodovodního potrubí velkého průměru položeného ve svahu a aby zůstalo dost místa pro vytvoření křižovatky se silnicí probíhající rovnoběžně s řekou. Pro konstrukci byl zvolen spojitý nosník se dvěma stejnými poli, se štíhlým středním pilířem mimo řečiště Jizery. Nosník byl navržen monolitický, betonovaný na skruži. Letmá betonáž ze středního pilíře byla zamítnuta vzhledem na poměrně malé rozpětí pro tento způsob výstavby a pro těžkosti, jež by byly vyvolány směrovým zakřivením.

■ Navržená nosná konstrukce

Nosnou konstrukci mostu dimenzovaného na zatížení třídy A tvoří zakřivený spojitý nosník z předpjatého betonu zn. 400 (obr. 1), který sleduje kruhový oblouk trasy s poloměrem 80 m a má dvě pole rozpětí 2×42 m (měřeno po oblouku v ose mostu). Středový úhel je $2 \times 30,1^\circ$, vyložení osy mostu od tětivy pole uprostřed rozpětí je 2,74 m. Šířka mostu mezi zábradlím je 13,20 m, z toho vozovka 10,70 m. Nosník je uložen na středním pilíři výšky 13 m nad dnem údolí na pevném ložisku, tvořeném vrubovým kloubem. Na krajních opěrách je uložen posuvně na ocelolitinových válečkových ložiskách. Tato ložiska však nejsou uspořádána v normále



Obr. 3. Základní soustava

oblouku, nýbrž kolmo na tětivu pole. Most je tedy současně se zakřivením i šikmý. Šikmé uspořádání opěr má tyto výhody: Umožňuje volné dilatování konstrukce od středního pilíře jako pevného bodu ve směru tětivy, zmenšuje krouticí momenty, neboť ohyb nosníků vyvozuje kolem os ložisek pootočení, které má vzhledem k šikmosti opěry krouticí složku; opěry se lépe přimykají ke vzájemně rovnoběžným svahům údolí, čímž se zmenší zemní práce.

Vzhledem k velkým krouticím momentům vznikajícím u horizontálně zakřiveného mostu nebylo možné provést příčný řez jinak než jako uzavřený průřez, vytvořený dvojitou komůrkou se třemi stěnami. Šířka komůrky je 9,20 m a z ní jsou vyloženy chodníkové konzoly 1,70 m. Výška komůrky je 1,80 m v poli ($1/23$ rozpětí) a 2,50 m nad střední podporou, k níž přechází dolní deska parabolickými náběhy od středů polí. Tloušťka horní desky je 0,22 m, tloušťka dolní desky je 0,20 m v poli a 0,30 m nad střední podporou. Stěny mají tloušťku proměnnou od 0,30 m v poli do 0,70 m nad podporami, nad nimiž jsou příčné ztužující stěny. Celý příčný řez je zkosen shodně s jednostranným příčným sklonem v oblouku 6 %.

Předpínací výztuž tvoří kabely z 24 \varnothing Pz 7 mm, uspořádané souměrně k ose mostu a kotvené při napětí 11 500 kp/cm². Vzhledem k zakřivení, jež silně zvětšuje ztráty třením, je vhodné navrhovat kabely podle možnosti krátké. Jsou proto kotveny též v poli a dělí se podle původního návrhu do tří systémů (obr. 5):

a) Zdvíhané kabely (a, a') ve stěnách v počtu $2 \times 3 \times 6 = 36$ probíhají od čela nosníku za střední podporu, kde se kotví zesponu stěn. Napínají se oboustranně, protilehlé se uprostřed kříží.

b) Kabely u střední podpory v horní desce a konzolách (b) v počtu $2 \times (11 + 4) = 30$, které se napínají jednostranně a kotví na příčných prazích jednak zevnitř, jednak z dočasně vynechaných otvorů v horní desce komůrkového nosníku.

c) Kabely v dolní desce (c) v počtu $2 \times 2 \times 14 = 56$, napínané jednostranně z čel nosníků. Druhé konce se kotví do prahů.

Celkem je podle původního návrhu nad podporou uprostřed mostu 66, v polích 46 kabelů.

Ocelolitinová ložiska — nad každou opěrou čtyři — jsou rozložena nesouměrně k ose mostu, a to po jednom ložisku pod stěnami uprostřed a na vnitřní straně oblouku a dvě ložiska pod stěnami na vnější straně oblouku. Důvodem pro nesouměrné umístění jsou značné krouticí momenty, odlehčující ložiska na vnitřní straně oblouku a přitěžující ložiska na vnější straně oblouku.

■ Statické řešení horizontálně zakřiveného nosníku

Ve statickém výpočtu byl nosník uvažován jako tenkostěnný prut s tuhým příčným řezem s obvyklými hypotézami stavební mechaniky — zachování rovinných a kolmých řezů při ohybu. Kroucení nosníku uzavřeného průřezu bylo uvažováno podle teorie prostého kroucení, tj. podle Bredtových vzorců, kdy se uvažují pouze smyková napětí od kroucení a vázané kroucení s deplanací průřezů a podélnými normálními napětími od kroucení bylo zanedbáno stejně jako deformace příčného řezu. Zjistilo se, že je možno zanedbat šikmost ohybu průřezů způsobenou jejich zkosením i excentricitu těžiště délkových elementů nosníku nebo zatěžovací plochy mostu vůči ose nosníku (cca 5 cm), danou tím, že u zakřiveného nosníku dva sousední

průřezy nejsou rovnoběžné, ale sbíhají se do středu oblouku.

Uzavřený nosník se dvěma poli je pro svislé zatížení, které nevyvolává žádné vodorovné síly, prostorově třikrát staticky neurčitý, neboť podepření skýtá v každé podpoře tři složky reakcí: Svislou a vodorovnou sílu a příčný moment k ose nosníku (obr. 2). Přitom je třeba si uvědomit, že ani předpínací kabely nevyvozují staticky neurčité vodorovné síly, neboť jsou symetrické k ose mostu a předpětí je tedy půdorysně centrické.

Kotevní tlaky kabelů se vlivem radiálních sil ve směrovém zakřivení kabelů vynášejí jako ve vodorovné klenbě tak, že tlaková čára jde stále v ose nosníku, až na malé odchylky způsobené třením kabelů. Půdorysně excentrické kabely jsou vhodné u horizontálně zakřiveného rámu [3], aby rušily vodorovné ohybové momenty. (Poznamenáváme, že u zakřiveného nosníku je třeba uvažovat síly i momenty jako vektory v prostoru, které mají v každém průřezu jiný směr.) Ohybový moment se přenáší do sousedního průřezu též krouticí složkou a naopak.

Za staticky neurčité veličiny X_1, X_2, X_3 byly zvoleny ohybový moment nad střední podporou a krouticí momenty, působící zde na pole ba resp. bc (viz obr. 3).

Pro určení účinků byly vypočteny příčinkové čáry (viz [1]), a to jako ohybové čáry nosníku odpovídající hodnotám vnitřních sil, vyvolaných deformací velikosti -1 ve smyslu příslušné staticky neurčité veličiny na soustavě $(n-1)$ krát staticky neurčité. Tyto vnitřní síly byly počítány silovou metodou. Příčinkové čáry jsou dvojího druhu — jednak pro zatížení jednotkovým břemenem, jednak pro zatížení jednotkovým krouticím momentem. Na obr. 4 jsou znázorněny příčinkové čáry krouticích momentů pro zatížení svislým břemenem. Staticky neurčité vnitřní síly od předpětí byly vypočteny přímo silovou metodou. (Podrobně o statickém řešení viz [1].)

Pro představu o velikosti vnitřních sil uvedeme některé hlavní hodnoty pro dimenzování podle původního výpočtu k zadávacímu projektu:

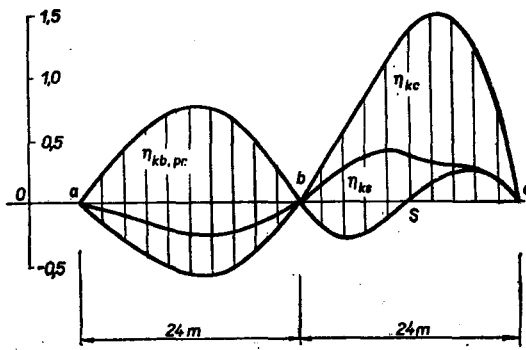
Největší ohybové momenty	Hlavní zatížení	Stálé zatížení	Druhotné účinky předpětí
nad střední podporou	-8650 Mpm	-2490 Mpm	810 Mpm
v poli	4330 Mpm	1570 Mpm	370 Mpm

Největší krouticí momenty	Hlavní zatížení	Stálé zatížení	Druhotné účinky předpětí
nad střední podporou	320 Mpm	500 Mpm	-420 Mpm
nad krajní podporou	760 Mpm	570 Mpm	-190 Mpm

Hodnoty ohybových momentů se příliš neliší od případu přímého nosníku, získaného rozvinutím osy do přímky.

Z porovnání vidíme značnou velikost krouticích momentů. Na krouticí momenty má příznivý účinek předpětí nosníku, neboť vyvolává momenty opačného znaménka než vnější zatížení. To je způsobeno tím, že předpětí působí „proti“ stálému zatížení, tj. „zvedá“ nosník.

Ztráty předpětí za provozu v čase nekonečno byly vypočteny zhruba na 26 %, takže provozní napětí kabelu je 8500 kp/cm^2 . Z toho při koeficientu tření $f=0,30$ činí průměrné ztráty třením 12,2 % nad střední podporou, resp. 9,0 % v poli, postupné napínání



Obr. 4. Příčinkové čáry krouticích momentů

4,5 %, relaxace 7,5 % a dotvarování spolu se smršťováním betonu 8 %. Největší podíl mají tedy ztráty třením, k čemuž přispívá hlavně vodorovné zakřivení kabelů, sledujících křivost mostu.

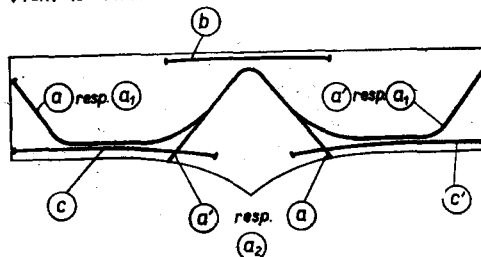
Pro největší zatížení za provozu v čase nekonečno jsou normální napětí nad střední podporou v horních vláknech -18 kp/cm^2 , v dolních vláknech -111 kp/cm^2 a v poli -92 kp/cm^2 resp. -31 kp/cm^2 . Dovoleno je -135 kp/cm^2 .

Dovolená namáhání nejsou zcela využita, a to v poli proto, že nelze snížit počet kabelů vzhledem na stupeň bezpečnosti proti dosažení meze únosnosti, který je požadován 2,0, a nad střední podporou proto, že větší tlakové napětí je výhodné pro snížení hlavního napětí v tahu. Napětí bezprostředně po předepnutí konstrukce vyhovují s rezervou.

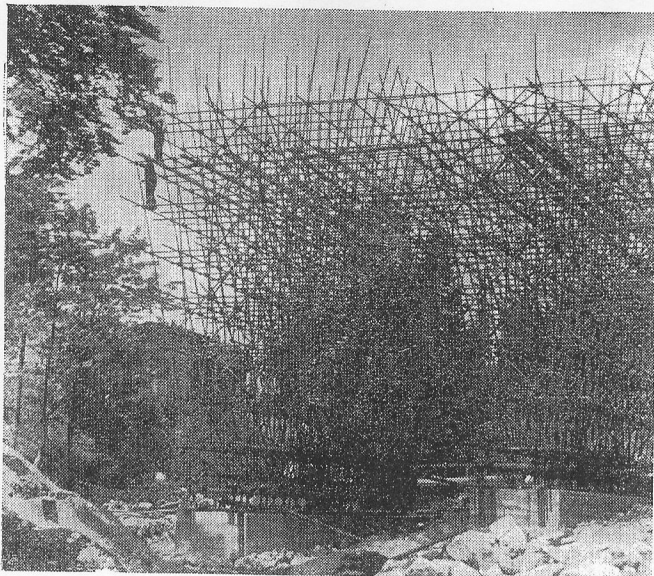
Smyková napětí jsou součtem napětí od posouvajících sil a od kroucení. Smyková napětí od posouvajících sil se snižují u podpor redukci vlivem zdvihových kabelů a u střední podpory též náběhem, tj. sklonem dolní desky (klenbové vynášení skloněnou neutrálnou osou). Díky uzavřenému průřezu nejsou smyková napětí od kroucení příliš velká. V poli a nad krajní podporou, kde je kroucení největší, jsou přibližně stejně velká jako od posouvajících sil, nad vnitřní podporou jsou menší. Celková smyková napětí dosahují nejvýše 23 kp/cm^2 (nad krajní podporou). Největší hlavní napětí je $8,8 \text{ kp/cm}^2$ (nad krajní podporou v dolní desce). Posouzení hlavního napětí v tahu na mezi únosnosti se ukázalo nejostřejším kritériem (nad podporami dosahuje až 39 kp/cm^2 , dovoleno $40,5 \text{ kp/cm}^2$) a bylo třeba zachytit je zvláštní měkkou výztuží. V ostatních místech je smyková výztuž jen konstrukční povahy, neboť napětí nepřesahuje 27 kp/cm^2 .

Pro bezpečnost proti nadzdvížení konstrukce z ložisek rozhodovalo zatížení nesymetrické, tj. rovnoměrné zatížení mostu na polovině na vnější straně oblouku, které se snaží nadzdvíhovat krajní ložisko v ostrém rohu u šikmé opěry. Požadovaná bezpečnost 1,35 byla splněna.

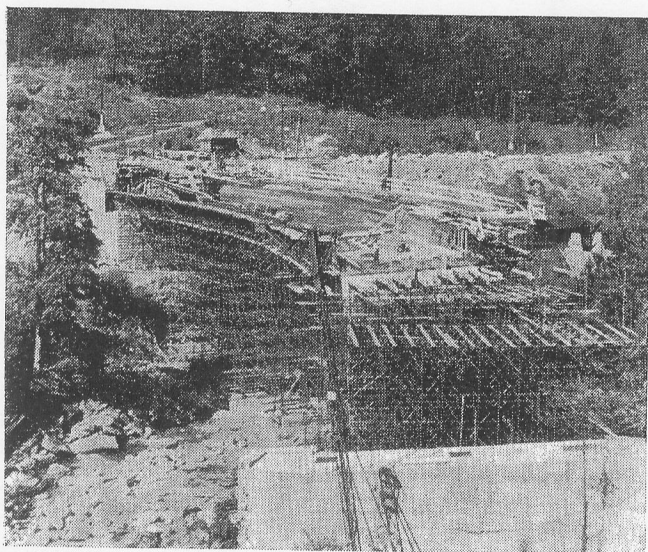
VÝŠKY 10x PŘEVÝŠENY



Obr. 5. Schéma vedení kabelů

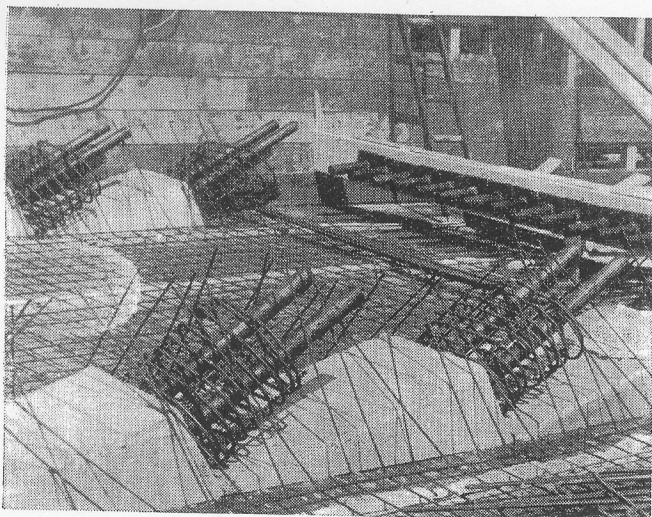


Obr. 6. Montáž trubkové skruže



Obr. 7. Příprava bednění

Obr. 8. Detail bednění a měkké výztuže u kotvení neprůběžných kabelů



Vodorovné radiální síly kabelů uložených v krajní stěně na vnitřní straně oblouku v poli by mohly způsobit jejich vytržení z průřezu. Proto jsou tyto kabely zakotveny měkkou výztuží, která je obytná. Ohyb stěny od radiálních tlaků kabelů je zanedbatelný.

Zjednodušení nosníku na tenkostěnný prut (jednorozměrný problém) s hypotézou o dokonale tuhém příčném řezu je při poměru šířky komůrky k délce 1 : 4,6 jistě dosti hrubé. Další odchylky též způsobuje deplanace průřezů při kroucení. S ohledem na výjimečnost konstrukce a potřebu bližšího ověření vlivu těchto zjednodušení provedl r. 1962 Ing. Tibor Jávora, CSc. se spolupracovníky ve Výzkumném ústavu inženýrských staveb v Bratislavě modelové měření, které poskytlo údaje hlavně o rozdělení podélných normálních napětí, o vlivu deformace a ohybu příčného řezu (přechod k roštovému působení) a o deplanaci průřezů, méně již o smykových napětích. Byla provedena tenzometrická měření spolu s přímým měřením průhybů na prostorovém modelu z akrylonu v měřítku 1 : 44, zatěžovaném závaží. Při zatížení osamělým břemenem v ose mostu v jednom poli byla takto zjištěna napětí pod krajní a střední stěnou v poměru 1,8 : 1 v zatěžovaném poli a 1,4 : 1 ve druhém poli. Pro rovnoměrné zatížení jsou tyto rozdíly mnohem menší. Příčná normální napětí od deformace příčného řezu při osamělém břemeni nad stěnou dosahují asi 20 až 50 % napětí podélných. Porovnání s měřením ukázalo, že provedený výpočet poskytl vyhovující údaje pro dimenzování. (Statický výpočet s ohledem na deplanaci průřezu viz [2], [2a, b].)

Při zpracování prováděcího projektu došlo k některým menším změnám, které vyplynuly z praktických požadavků. Hlavní změna byla v systému kabelů ad a). Tyto zdvihané kabely ve stěnách byly rozděleny na kabely dlouhé (a_1), probíhající po celé délce mostu, a na kabely krátké (a_2) probíhající pouze nad střední podporou (obr. 5). Tím se vyloučilo křížení kabelů, nutné při provedení podle původního návrhu.

■ Provádění stavby

S ohledem na omezenou stavební sezonu v horách byla stavba mostu rozvržena na dva roky. Koncem roku 1963 byly provedeny pouze masivní betonové opěry, založené v otevřených stavebních jamách. Na jaře 1964 byl vybudován betonový střední pilíř a začalo se s montáží skruže z trubek $\varnothing 48$ a 60 mm na betonových základech (obr. 6). V poli přes vlastní koryto řeky byly vybudovány mohutnější základové pásy pro skruž, aby mohly vzdorovat případné velké vodě.

Skruž byla o 3 m širší než obrys mostu. Tím se získal dopravní prostor vedle konstrukce mostu a skruž byla v příčném směru stabilnější. Výstavba skruže s obestaveným prostorem $14\ 000\ m^3$ trvala šest měsíců a spotřebovalo se na ni asi $50\ 000\ m$ trubek.

V září 1964 byly zahájeny práce na bednění nosné konstrukce s celkovou výměrou $3100\ m^2$ (obr. 7). Šlo o náročnou práci, protože spodní desku konstrukce tvořily zborcené plochy, stěny truhlíků byly zakřivené, bylo třeba vybednit hnízda, příčné prahy pro kotvení krátkých kabelů apod. (obr. 8).

Rovněž uložení výztuže (667 q betonářské oceli R 40 průměrného profilu 10 mm, 394 q patentované oceli v kabelech po $24\ \varnothing 7\ mm$) bylo obtížnější než u obdobných konstrukcí v přímé trase. Kabely byly uloženy v ocelových silnostěnných trubkách, aby se s ohledem na jejich značné prostorové zakřivení co nejvíce omezily

ztráty třením. Protože i tak nebyla jistota, zda součinitel tření 0,30, uvažovaný ve výpočtech, nebude ve skutečnosti větší, rozhodli projektanti zvětšit počet kabelů oproti výpočtům z 30 na 34 ks v horní desce nad střední podporou a z 28 na 32 ks v dolní desce v obou polích.

Při betonáži bylo třeba uložit do nosné konstrukce 630 m³ betonové směsi tohoto složení:

cement PO 450 z Prachovic	380 kg/m ³
písek 0/8 mm	39 %
granulovaná drť 15/25 mm	61 %
plastifikátor S	1,9 l/m ³
voda (poměr v : c = 0,38)	145 l/m ³

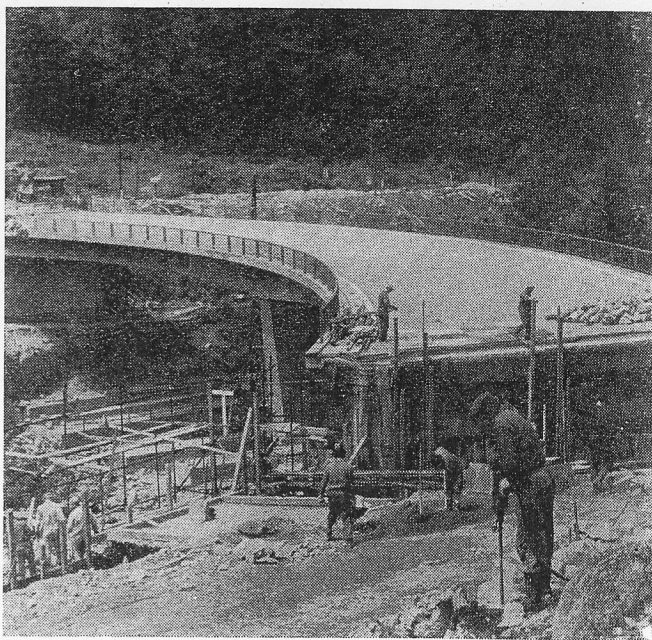
Návrh vyžadoval krychelnou pevnost betonu 400 kp/cm². Při pravidelných zkouškách na krychlích bylo dosaženo průměrné pevnosti 560 kp/cm².

Betonová směs se vyráběla v betonárce na hlavním stavebním dvoře a dovážela se k mostu auty na vzdálenost 1,5 km. Na místo uložení se dopravovala směs japonsky. Hutnilo se ponornými vibrátory. Postupně byla vybetonována spodní deska, potom stěny a konečně — po vybednění dutin truhlíků — i horní deska, v níž byly za příčnými prahy pro kotvení krátkých kabelů nad střední podporou vynechány otvory mezi stěnami na délku 2,5 m pro přístup ke kotvám. Zároveň s nosným průřezem se vybetonovaly i římsy, aby nebylo nutno stavět nákladně zavěšené lešení pro jejich betonáž po demontáži skruže. Římsy byly rozděleny spárami, aby nepůsobily spolu s nosným průřezem.

Vzhledem k tomu, že část betonáže probíhala za nepříznivého a chladného počasí, kamenivo i voda pro betonovou směs se předehřívaly a beton byl po zpracování chráněn slaměnými rohožemi. Dutiny mostního nosníku byly vyhřívány horkým vzduchem až do zatvrdnutí betonu.

Betonáž nosné konstrukce skončila začátkem prosince 1964 a v lednu 1965 byly zahájeny přípravy k napínání kabelů. Nejdříve se zkušebně napínal jeden dlouhý kabel, probíhající ve střední stěně po celé délce mostu, a měřilo se jeho protažení jednak u obou napínacích lisů na koncích kabelu, jednak v průřezech 12,5 m od střední podpory. Celkové protažení kabelu dosáhlo 87,5 % teoretické hodnoty, to znamená průměrnou ztrátu převážně třením 12,5 %. Protažení úseku dlouhého 25 m nad střední podporou činilo 74,5 % teoretické hodnoty při prvním, resp. 78,5 % při druhém napínání, tedy průměrnou ztrátu v tomto úseku asi 25,5 %. Porovnáním s teoreticky vypočtenými ztrátami třením podle vzorce $\Delta\sigma_a = \sigma_a (1 - e^{-f\alpha})$ pro $f = 0,30$ jsme zjistili, že průměrná ztráta napětí v celém kabelu byla o 13 % větší než výpočtová, ve středním úseku byla větší dokonce o 18 %. Zvětšení počtu kabelů oproti původnímu návrhu bylo tedy správné a umožnilo dosáhnout požadované předpínací síly v jednotlivých průřezích konstrukce.

Vlastní napínání kabelů pomocí Horelova stotunového lisu bylo zahájeno koncem ledna. Nejdříve se napínaly krátké kabely v horní desce nad střední podporou, kotvené v příčných prazích. Napínaly se jednostranně — liché kabely z jedné, sudé z druhé strany. Potom se z čel nosníků napínaly krátké kabely dolní desky. Po napnutí všech krátkých kabelů v deskách se vyarmo- valy a zabetonovaly dočasně vynechané otvory v horní desce, čímž se úplně uzavřela truhlíková nosná konstrukce a mohlo se začít s napínáním kabelů ve stě-

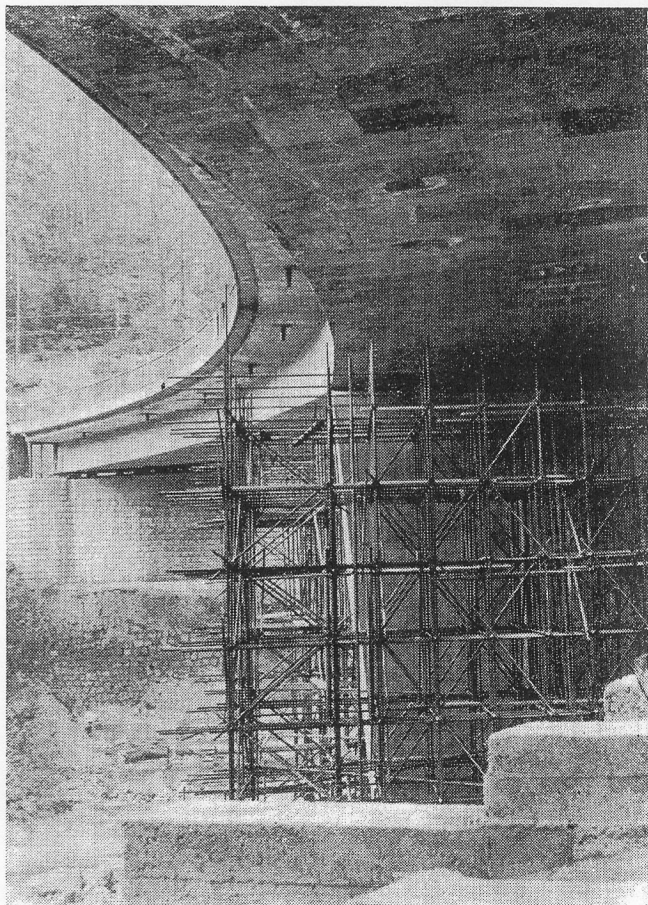


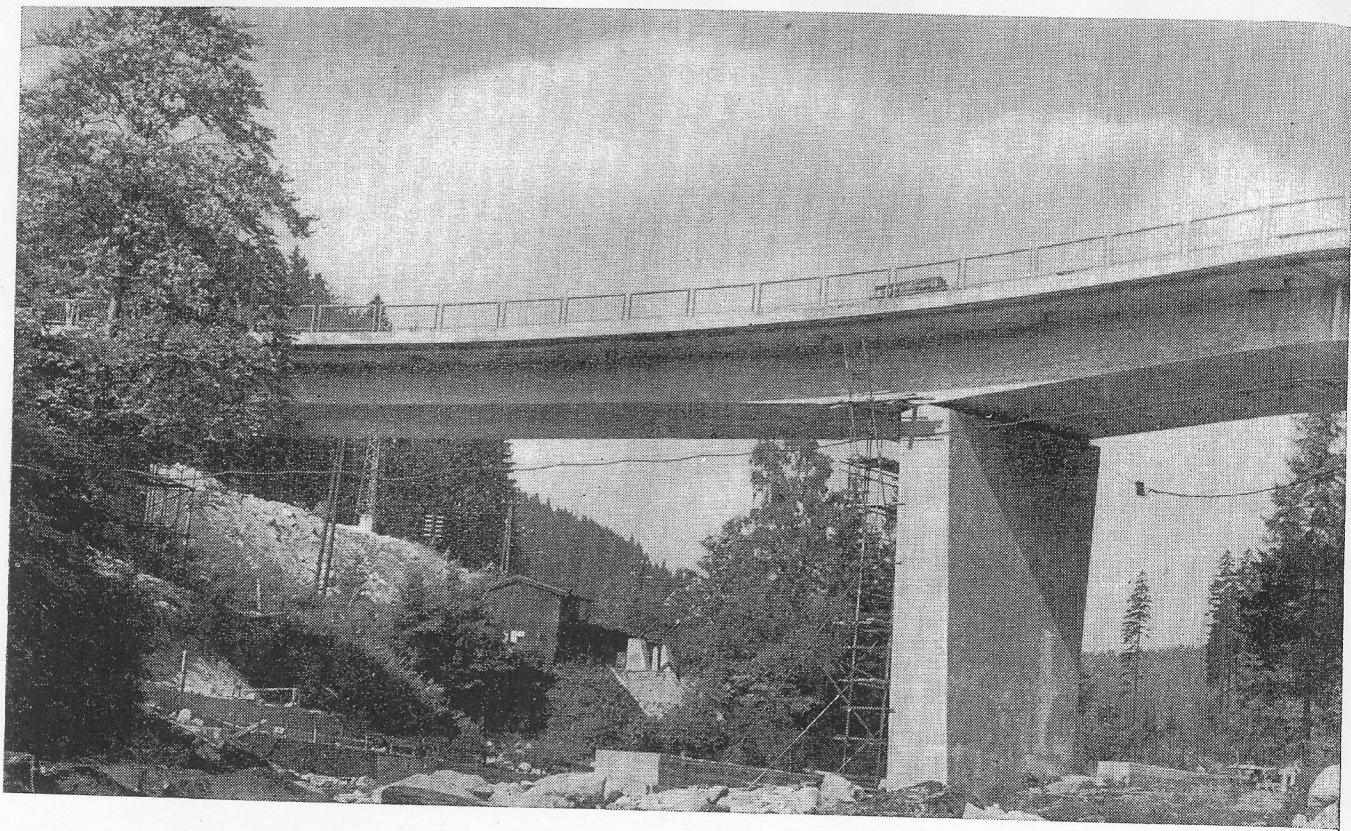
Obr. 9. Pohled na most z levého břehu

nách. Dlouhé kabely se napínaly oboustranně; nejdříve z jedné strany tak dlouho, až byl na druhém konci zaznamenán pohyb, potom analogicky z druhé strany. Teprve po zjištění, že je celý kabel uvolněn, byl popouštěn a po odlehčení se napnul definitivně a zakotvil.

Po napnutí všech kabelů se začalo s demontáží skruže. Kabelové dutiny byly zainjektovány později, až po skončení období mrazů.

Obr. 10. Pohled od levobřežní opěry





Obr. 11. Hotový most — pohled proti vodě

■ Měření na konstrukci

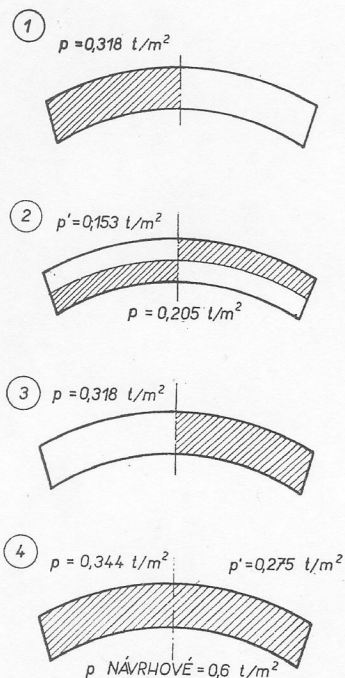
Již před zahájením stavby bylo rozhodnuto sledovat dlouhodobá přetvoření nosné konstrukce. Tento úkol převzalo Výzkumné a vývojové pracoviště pro předpjatý beton n. p. Stavby silnic a železnic ve spolupráci se Stavebním ústavem ČVUT. Do konstrukce byly zabudovány speciální strunové tenzometry ve střední stěně v nejvíce namáhaných průřezech nad střední podporou a v poli. Do říms byly osazeny hřebové značky pro přesnou nivelaci. Pro měření zdvihání kabelů ve

stěnách byla při betonáži vynechána okénka ve vzdálenosti 12,5 m od středu mostu, takže bylo možno měřit jednak protažení na úseku délky 25 m, jednak přímo místní protažení tenzometry.

První měření se uskutečnilo při napínání kabelů. Měření na prvním dlouhém kabelu bylo použito pro ověření výpočtem stanovených ztrát třením a podle jeho výsledků bylo stanoveno napětí, při kterém je třeba kabely kotvit. U všech kabelů se pak měřilo jejich protažení při předpínání u kotev, u dlouhých zdvihacích kabelů i u střední podpory. Měření ověřilo, že bylo při napínání dosaženo předpínací síly podle požadavků výpočtu.

Další měření probíhalo při zatěžkáci zkoušce v polovině července 1965. Konstrukce se zatěžovala po kompletním dokončení vozovky nákladními auty ve čtyřech polohách podle obr. 14, v něm je uvedeno i odpovídající rovnoměrné zatížení, které bylo podstatně menší než návrhové. Měřila se poměrná přetvoření betonu nad střední podporou (průřez 0—0) a v poli (průřez 6—6) ve vzdálenosti 0,4 od krajní podpory, a to jednak zabudovanými tenzometry, jednak příložnými tenzometry, jejichž poloha je zřejmá z obr. 13. Oba systémy tenzometrů měly samostatné snímače pro kompenzaci změny teploty. Hodnoty poměrných přetvoření se odčítaly automatickou měřicí aparaturou, navrženou a zhotovenou ve Stavebním ústavu ČVUT.

Vzhledem k nízkému stupni zatížení konstrukce a z toho vyplývajícím nízkým hodnotám měřených deformací byly výsledky měření zhodnoceny pouze pro účinky namáhání samotným ohybem. Pro zhodnocení účinků kroucení nejsou měřené hodnoty dostatečně spolehlivé. Z hodnot měřených v místech souměrně položených podle osy mostu byly vypočteny průměrné hodnoty, o nichž bylo předpokládáno, že odpovídají přibližně hodnotám od účinků rovinného ohybu bez



Obr. 12. Polohy a velikosti zatížení při zkoušce

kroucení. Naměřené hodnoty přetvoření byly porovnány s hodnotami teoretickými, vypočtenými pro dané zatížení s použitím průřezových hodnot a příčinkových čar ze statického výpočtu a za předpokladu modulu pružnosti $E_b = 360 \text{ Mp/cm}^2$ podle normy pro beton zn. 400. Výsledky porovnání (obr. 14) ukázaly, že skutečná tuhost konstrukce je až dvojnásobně větší než teoretická. Lze to vysvětlit nízkým stupněm namáhání při zatěžkáci zkoušce, vyšší hodnotou modulu pružnosti, podstatně větší pevností betonu (v den zkoušky byla na krychlích zjištěna pevnost min. 614 kp/cm^2) a dále též spolupůsobením dlažby, izolace, říms s teoreticky uvažovaným nosným průřezem, jak to potvrdila změněná poloha neutrálné osy vykonstruované z naměřených deformací. Velký vliv na zmenšení přetvoření nad střední podporou měl i mohutný příčník a svislé tlaky u vrubového kloubu.

Průhyby konstrukce, měřené při zatěžkáci zkoušce pěti průhyboměry v každém poli, dosáhly při zatížení jednoho pole těchto průměrných hodnot:

v pravém poli	v levém poli
celkový 7,96 mm	celkový 7,91 mm
trvalý 0,70 mm	trvalý 0,53 mm
pružný 7,26 mm	pružný 7,38 mm

Teoretický průhyb pro dané zatížení je 8,8 mm, tedy větší než průhyby naměřené.

Z hlediska normových požadavků mostní konstrukce při zatěžkáci zkoušce plně vyhověla, neboť trvalá přetvoření i průhyby byly zanedbatelně malé a pružná přetvoření, resp. průhyby byly podstatně menší než teoretické.

■ Technicko-ekonomické zhodnocení

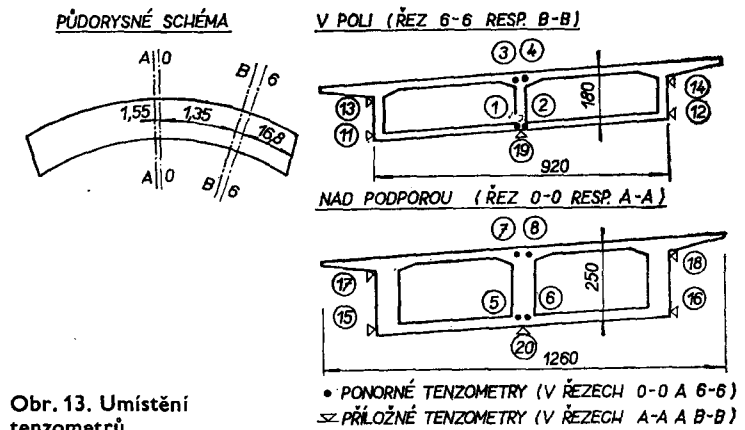
Pro porovnání s jinými mostními objekty obdobné koncepce uvádíme základní technicko-ekonomické ukazatele pro popisovaný most a zároveň rozpočtové ukazatele pro úvodní projekty z roku 1965:

	Popisovaný most v oblouku	Ukazatel pro ÚP mostů světlosti 40 m
Náklad na horní stavbu	2280 Kčs/m ²	1959 Kčs/m ²
na spodní stavbu	1480 Kčs/m ²	1300 Kčs/m ²
na celý objekt	3760 Kčs/m ²	
Spotřeba oceli na nosnou konstrukci		
betonářská výztuž	64 kg/m ²	50 kg/m ²
patentovaná ocel	36,5 kg/m ²	36 kg/m ²
celkem	100,5 kg/m ²	86 kg/m ²
Beton nosné konstrukce	0,58 m ³ /m ²	0,70 m ³ /m ²

Vyšší náklady na nosnou konstrukci byly způsobeny větší pracností, dražším bedněním, větší spotřebou měkké výztuže pro zachycení napětí v kroucení a především náklady na vybudování vysoké a komplikované skruže. Cenu spodní stavby podstatně ovlivnily obtížné podmínky zakládání na balvanitém podloží v těžko přístupném údolí a v těsné blízkosti starého velkoprotifového vodovodu a kamenný obklad viditelných ploch obou opěr i křídel.

■ Závěr

Úspěšné dokončení stavby této neobvyklé mostní konstrukce, obtížné po stránce projekční i z hlediska provádění, dokazuje, že lze vyhovět zvýšeným nárokům moderního projektování silnic i tehdy, vyžaduje-li plynulé vedení trasy návrh šikmého nebo jinak

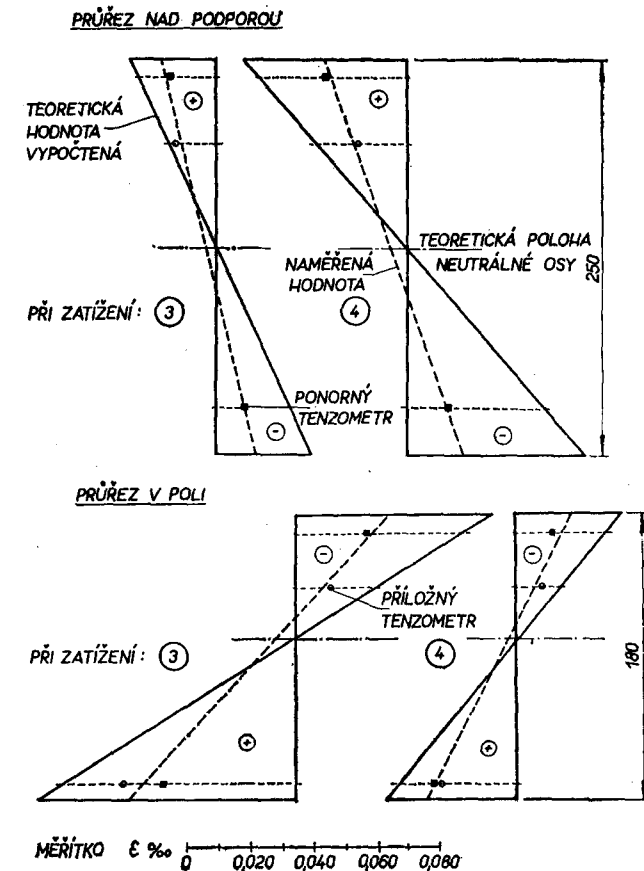


Obr. 13. Umístění tenzometrů

složitého objektu. Vždy však jsou s tím spojeny mimořádné nároky na všechny zúčastněné složky. Nelze také využít výhod typizace a prefabrikace a při individuálním řešení je nutno počítat s menší produktivitou práce a vyššími náklady, které u nás běžný způsob rozpočtování nemůže plně postihnout.

LITERATURA

- [1] Bažant, Z. P.: Příčinkové čáry půdorysně zakřivených mostů. Stavebnický časopis SAV XII, 1964, č. 1, 18—39
- [2] Bažant, Z. P.: Nonuniform torsion of thin-wall bars of variable section. Mémoires A. I. P. C., 1966
- [2a] Bažant, Z. P.: Tenkostěnné pruty proměnného tuhého průřezu. Inženýrské stavby (v tisku)
- [2b] Bažant, Z. P.: Prostorové působení mostních nosníků. Učební texty pro V. roč., katedra bet. konstr., stav. fak. ČVUT, 1965
- [3] Johansson J.: Räumlich gekrümmte Rahmenbrücke in Caracas. Beton u. Stahlbetonbau 1960, H. 1, 1—6



Obr. 14. Poměrná přetvoření