

# TP- 144

**MINISTERSTVO DOPRAVY**  
**Odbor silniční infrastruktury**

## **Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK**

**Technické podmínky**

Schváleno MD-OSI č.j. 224/10-910-IPK/1  
ze dne 16.3.2010, s účinností od 1.dubna 2010,  
se současným zrušením TP 144 schválených MDS-OPK  
č.j. 16393/01-120 ze dne 11.1.2001.

Praha, březen 2010

# Obsah

	Str.
Všeobecně	3
A. Letmo betonované mosty	
1. Úvod	4
2. Koncepční návrh	5
3. Výpočet konstrukce	6
4. Vstupní data	9
5. Uspořádání předpětí	12
6. Konstrukční zásady	13
7. Sledování mostů během provozu	14
8. Závěr	14
B. Analýza konstrukcí	
1. Deskové konstrukce	15
2. Trámové	18
3. Klenby	21
C. Zemní tlak, interakce konstrukce a zeminy	24
D. Zásady rekonstrukce mostů pro omezení nadměrných průhybů	29
E. Dlouhodobé sledování mostů	32
F. Závěr	38
Literatura	39
<b>Příloha 1</b> – C&S Výpočetní program pro stanovení účinků dotvarování a smršťování betonu podle modelu B3	
<b>Příloha 2</b> - OPTI 1.1 Výpočetní program pro optimalizaci vedení předpětí	
<b>Příloha 3</b> - Časový vývoj namáhání půdorysně zakřivených mostních konstrukcí měnících během výstavby statických systém	
<b>Příloha 4</b> - Stanovení účinků diferenčního smršťování na mostních konstrukcích	
<b>Příloha 5</b> - Výpočetní nástroj pro modelování vlivu ochabnutí smykem na průhyby předpjatých komorových mostů redukcí průřezové plochy stěn komorového průřezu	
<b>Příloha 6</b> - Vliv teploty na dvoutrámové plnostěnné konstrukce	

## Všeobecně

Tyto technické podmínky (TP) jsou výstupem výzkumných projektů:

1. **„Zpřesnění výpočtových modelů staveb mostů“** (řešen v letech 1996-2000)
2. **„Analýza příčin a návrh opatření pro zabránění vzniku nadměrných průhybů předpjatých mostů velkých rozpětí“** (řešen v letech 2005-2008)
3. **„Odezva mostů na zatížení teplotou a dopravou“** (řešen v letech 2004-2007)

TP jsou zaměřeny na oblasti:

- letmo betonované mosty,
- analýza konstrukcí pro malé a střední mosty,
- interakci konstrukce se zeminou,
- rekonstrukci předpjatých mostů velkých rozpětí,
- sledování mostů.

Další typy mostů nejsou předmětem těchto TP, přestože některá jejich ustanovení jsou obecnějšího charakteru.

Hlavním úkolem TP je:

- i) upozornit na problémy průhybů letmo betonovaných mostů,
- ii) stanovit příčiny, proč dochází k odchylkám výsledků výpočtů a zjištěného chování reálných konstrukcí,
- iii) doporučit vhodné postupy, pro návrh konstrukcí, které by zjištěné problémy a rozpory vylučovaly nebo alespoň redukovaly.

Problematika nadměrných průhybů velkých mostů i stanovení únosnosti a zatížitelnosti malých mostů je ve světovém měřítku stále předmětem výzkumu, a proto formulovat konečné, plně určující předpisy pro navrhování mostů dosud nelze.

Obecná sdělení mají informovat projektanta o stavu problematiky a oprávněnosti konkrétních požadavků. Další doporučení se týkají úpravy konstrukce a postupu výpočtů. Tato doporučení je v mnoha případech nutno specifikovat pro jednotlivé projekty podle jejich konkrétních podmínek.

Doporučení v těchto TP vycházejí ze sledování mostů v ČR a dalších informací získaných ze zahraničí. TP jsou proto základem otevřeného systému, který by se měl dále ověřovat, rozvíjet a upravovat na základě získávání dalších údajů, aby mohl sloužit svému cíli – tj. navrhování bezpečných mostů, které budou splňovat uživatelské parametry v požadované době životnosti a zároveň nebudou vyžadovat nadměrné náklady na jejich údržbu.

Úsilí je třeba zaměřit na minimalizaci celkových nákladů, tj. nákladů pro celý životní cyklus mostu již v procesu projektování. Malá opominutí v projektu nebo ve fázi výstavby mohou vést k velkým problémům a vysokým nákladům v průběhu životního cyklu mostu při zachování jeho provozuschopnosti.

## A. LETMO BETONOVANÉ MOSTY

### 1. Úvod

Tato kapitola je založena jak na zkušenostech z dlouhodobého sledování mostů stavěných betonováním letmo v ČR a v zahraničí, tak na poznatcích získaných na základě teoretických analýz. Průhyby sledovaných mostů jednoznačně dokazují, že je nutné k návrhu přistupovat velmi zodpovědně a sledovat nové poznatky z výzkumu, který se rozvíjí rychleji než tvorba norem a technických podmínek.

V ČR jsou dlouhodobě sledovány téměř všechny mosty stavěné letmým betonováním. Některé starší mosty s nadměrnými průhyby byly již rekonstruovány, jiné vykazují dlouhodobý nárůst deformací a jejich rekonstrukce je pouze otázkou času. Na mostech realizovaných v poslední době je zřetelný vliv přesnějších výpočtů a nových návrhových metod, které dlouhodobé průhyby alespoň částečně eliminují. Při dlouhodobém sledování letmo betonovaných mostů je nutné vždy porovnat změřené průhyby s výsledky výpočtů založených na předpokládaném chování nosné konstrukce a v případě zjištění podstatných rozdílů mezi těmito hodnotami hledat příčiny a případně uvážit opravu mostu.

Příčiny a mechanismus dlouhodobého nárůstu průhybů nebyly dosud plně objasněny; proto je nutné při navrhování nových konstrukcí postupovat tak, aby byly respektovány dosud známé faktory ovlivňující nárůst průhybů. Je zřejmé, že vyšší ohybová tuhost konstrukce a obvykle i vyšší stupeň *vhodně uspořádaného* předpětí přispívají ke zmenšení průhybů. Proto se doporučuje při návrhu letmo betonovaných mostů postupovat spíše konzervativně než se doštát na hranice možností současných návrhových předpisů.

Pro zdůraznění závažnosti problému deformací je třeba si uvědomit, že pokud průhyby sledují jiný průběh než je dán výpočtem, potom u staticky neurčitých konstrukcí jsou *nepřesné i výsledky výpočtu vnitřních sil*, neboť plynou z jejich redistribuce, současně obvykle při změnách statického systému konstrukce během výstavby. Výpočet má poskytnout nejen vývoj průhybů (které je možno vidět, měřit a zaznamenávat), ale i redistribuci vnitřních sil v konstrukci a v průřezu. Pokud však předpoklady řešení jsou odlišné od skutečnosti, jak prokazuje porovnání výsledků výpočtů a výsledků měření průhybů na některých mostech, jsou u staticky neurčitých konstrukcí nesprávné i hodnoty vnitřních sil a z nich stanovených napětí. Znamená to, že v těchto případech byla *konstrukce dimenzována na nesprávné hodnoty* a její skutečné chování je jiné než předpokládal výpočet.

Vlivy vnějšího zatížení a předpětí působí proti sobě, výsledek je rozdílem velkých čísel a relativně malá odchylka od předpokládané hodnoty některého z nich má pro výsledek velký význam. Použití výpočetních postupů zanedbávajících nebo nevystihujících věrně všechny účinky a prostorové působení proto může vést k chybným závěrům, zejména z hlediska predikce průhybů, neboť i jen malá odchylka v jednotlivých dílčích složkách průhybu může vést ke značným rozdílům výsledků od skutečnosti.

V případě půdorysně zakřivených mostů je nutno mít na paměti, že redistribuce vnitřních sil v důsledku postupné výstavby probíhá nejen v rámci ohybových a smykových účinků jako u přímých mostů, ale do interakce vstupují i účinky krouticí - jde tedy o jeden stupeň vyšší úroveň redistribuce. U těchto mostů se prokazuje závažnost vlivu změny statického systému zejména ve významně se měnícím průběhu krouticích momentů, kdy vyvolané změny mohou být zcela zásadní; na změny ohybových momentů však má půdorysné zakřivení (v rozsahu obvyklém pro mosty) vliv menší. Z toho plyne pro projektovou praxi možnost (s tolerovatelnou chybou) stanovit časový vývoj *ohybových účinků*, s respektováním jak skutečného tvarového uspořádání konstrukce tak i skutečného stáří betonu v jednotlivých částech konstrukce, použitím výsledků výpočtu konstrukce přímé. Naopak časový vývoj *krouticích účinků*, jehož

časové změny jsou zásadní, je nutné sledovat speciálním výpočtem. Avšak vzhledem k tomu, že krouťicí účinky se při obvyklém způsobu podepření do sousedních polí přes podpory v zásadě nepřenesají, stačí se přibližně omezit na jednotlivá mostní pole tvořená spojenými konzolami. Pro tyto analýzy buď postačí použít vztahy uvedené v **Příloze 3**, nebo je nutno provést výpočet konkrétního řešení uspořádání s uvažováním půdorysného zakřivení a změn statického systému mostní konstrukce.

Jako zásadní pro správný návrh konstrukce a predikci jejího dlouhodobého chování je otázka správných materiálových charakteristik, zejména se jedná o modul pružnosti betonu a jeho časový vývoj (stárnutí betonu). Při řešení takovýchto konstrukcí je tak nutná úzká spolupráce projektanta s dodavatelem stavby a sladění návrhu s harmonogramem prací.

Projektování velkých mostů je společensky závažná a zodpovědná činnost, která musí být prováděna a kontrolována zkušenými projektanty, jejíž uspokojivý výsledek je podmíněn uplatněním nových poznatků výzkumu, ověřených metod analýzy a použitím reálných vstupních dat.

## 2. Koncepční návrh

Koncepční návrh má stanovit základní tvar konstrukce a její statický systém. Bere v úvahu hlediska bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti a v neposlední řadě estetické působení konstrukce. Ekonomické zhodnocení je součástí koncepčního návrhu – je třeba se zaměřit na minimalizaci *celkových nákladů*, tj. *nákladů pro celý životní cyklus mostu* již v procesu projektování. Nelze doporučit navrhování konstrukcí extrémně štíhlých, které využívají vlastnosti materiálů na mezi přípustných hodnot. Přestože takovéto konstrukce mohou působit dojem vysoké kvality při značné úspornosti, mohou se u nich vyskytovat problémy (trhliny, nadměrné deformace, dynamické jevy, apod.), které musí být pak opravovány při vynaložení značných nákladů a omezování funkce konstrukce. Je třeba si uvědomit závažný vliv náhodných tvarových imperfekcí. U letmo betonovaných nosných konstrukcí i malé imperfekce různého druhu mohou vést k průhybům značně odlišným od hodnot předpokládaných v projektu. V poslední době se doporučuje navrhovat tzv. robustní konstrukce. Nejde o konstrukce s nadměrnými rozměry průřezu nebo tloušťkami, ale o konstrukce s malou citlivostí na odchylky podmínek působení od předpokládaných parametrů. Robustní konstrukce mají pak lepší předpoklad splnit požadavky uživatele bez nutnosti oprav a úprav, které vedou k omezování jejich provozu a tím k nefunkčnosti konstrukce pro uživatele.

Mosty je třeba navrhovat a posuzovat jak z hlediska napětíových stavů (což náleží k požadavkům únosnosti), tak z hlediska jejich přetvoření včetně časového vývoje průhybů (což je součástí požadavků použitelnosti). Jde však o dva aspekty na rozdílných úrovních. Zatímco splnění napětíových relací je třeba zajistit *v každém jednotlivém bodě konstrukce*, pro zajištění přijatelnosti průhybů celé konstrukce postačuje splnit požadavek přípustných průhybů a jejich časového vývoje pouze *v několika typických průřezích* (např. ve středech rozpětí hlavních polí). Také je rozdílný charakter *napětíových veličin* (ohybové, popř. i krouťicí momenty, normálové a smykové síly a jim odpovídající napětí) na jedné straně a *průhybů* na straně druhé průhyby jsou z hlediska nosníkové statiky o dvě úrovně výše. Zatímco napětíové veličiny v jednom průřezu naznačují jen málo o jejich hodnotách v jiných průřezích, u průhybů můžeme z jejich hodnot v několika charakteristických průřezích usuzovat dosti dobře o průběhu celé průhybové čáry – souvisí to s procesem integrování, který vyhlazuje lomy a nespojitosti a urychluje konvergenci.

### 3. Výpočet konstrukce

#### 3.1 Předběžná rozvaha

Cílem předběžného výpočtu (DÚR, DSP) je ověřit staticky nutné dimenze průřezů vzhledem k požadovanému rozpětí, prostorové úpravě a zatěžovací třídě komunikace na mostě a vzhledem k průjezdným průřezům nebo plavebním profilům všech přemostovaných překážek.

U mostů s jedním velkým hlavním polem má výškové řešení trasy přihlídnout k vlastnostem konstrukce a materiálu, které se projevují nutným časovým vývojem průhybu - místo přímé nivelety je vhodné navrhnout zřetelné parabolické nadvýšení v hlavním poli. Nedoporučuje se navrhovat extrémně subtilní (z hlediska konstrukční výšky mezipodporového průřezu) letmo betonované nosné konstrukce, protože i malá nepřesnost ve vstupních datech vede k průhybům značně jiným než předpokládaným v dokumentaci. Za mezní poměr výšky nosné konstrukce vzhledem k rozpětí se doporučuje ve středu pole 1:40, nad podporou 1:18. U spojitých nosníků má rozpětí krajního pole činit nejméně 65% rozpětí středního pole. Dále je třeba pečlivě stanovit:

- reálnou velikost stálého zatížení,
- správný předpoklad dlouhodobého vývoje velikosti předpětí,
- reálný harmonogram postupu výstavby,
- konstanty pro popis reologického chování betonu a výztuže.

I když letmo betonovaná konstrukce je z hlediska únosnosti často naprosto v pořádku, její citlivost na deformace však může vyvolat následující problémy:

- nedodržení projektované nivelety,
- provozně nepřijatelné lomy a průhyby na vozovce,
- nedostatečné sklony pro odvodnění,
- nutné přetížení vyrovnávacími vrstvami (často negativně ovlivňujícími trvanlivost nosné konstrukce),
- esteticky nepříznivé vnímání mostu a pocit snížené únosnosti.

Doporučuje se také v konstrukcích navrhnout volné rezervní průchody v deviátorech a rezervní kotevní místa pro případnou dodatečnou instalaci volných kabelů.

#### 3.2 Výpočet pro stádium výstavby

Během výstavby, na jejíž rychlost se v současné době klade důraz, se projevuje dominantní vliv krátkodobých deformací (průhybů) vyvolaných zatížením vlastní tíhou a předpětím mladého betonu. Dlouhodobá (zpožděná) složka průhybu je relativně menší, neboť jde o krátké časové úseky.

Význam výstižnosti výsledků výpočtu pro stádium výstavby však nelze podceňovat. Výpočet pro stádium výstavby je totiž prvním krokem celé časové analýzy mostu; z důvodů návaznosti a kompatibility výsledků je vhodné použít pro tato stadia tytéž výpočetní nástroje jako pro výpočet v dalších obdobích existence mostu.

Stádium výstavby představuje první část doby existence mostu, s tím že analýza vývoje vnitřních sil i přetvoření je kontinuální proces nutně zahrnující celou historii zatěžování a zásahů do podepření a geometrie. Význam co nejvýstižnější predikce vývoje průhybů v průběhu výstavby a v ranných stádiích existence mostu spočívá, kromě jiného, zejména v možnosti



kalibrace a upřesnění parametrů materiálových modelů (*updating*) pro výpočty v dalších obdobích - je neustále sledován soulad měření a výpočtu a materiálové parametry jsou průběžně upravovány. Proto je vhodné i pro období výstavby ve výpočtech použít pokročilé modely – jak materiálové (zejména pro stanovení vývoje dotvarování a smršťování betonu), tak i modely zahrnující statické působení reálného 3D uspořádání komorové konstrukce. V konzolových stádiích výstavby je třeba též uvážit jev diferenčního smršťování, tj. rozdílné smršťování horní a spodní desky průřezu komorových mostů, které v počátečních stádiích (během výstavby) redukuje průhyb od vlastní tíhy konzoly. Tuto složku průhybu je třeba separovat od průhybu vyvolaného dotvarováním betonu, neboť shora zmíněný *updating* parametrů dotvarování by tím byl ovlivněn. Ocenění závažnosti složky průhybu vyvolaného diferenčním smršťováním umožňuje nástroj uvedený v **Příloze 4**.

Je třeba co nejvýstižněji zjistit a uvažovat skutečné materiálové charakteristiky včetně popisu reologického chování betonu a výztuže, zejména relaxace předpínací výztuže. Ani ve výpočtech pro stádium výstavby není žádný důvod použít překonané modely vývoje dotvarování a smršťování betonu. Zejména je třeba opustit postupy založené na překonané teorii stárnutí (Dischingerově). Kromě jediné výhody, spočívající v proveditelnosti analytických řešení s výsledky v uzavřeném tvaru (neboť úlohy bylo možno převést na diferenciální rovnice), neposkytovala teorie stárnutí žádné jiné přednosti. Není použitelná pro beton zatížený ve vyšším stáří, nezahrnuje jev zpožděné pružnosti, zanedbává vratnost části přetvoření, není schopna vystihnout stav po odtížení, a ve vyjádření, v nichž je užívána, vůbec nerespektuje nejvýznamnější parametry (složení betonu a pevnost betonu, tvar průřezu, vlhkostní relace, atd.).

Proto jak při předběžných, tak i při nejpodrobnějších výpočtech je třeba používat výhradně dokonalejší materiálové modely vývoje dotvarování a smršťování betonu; jde zejména o modely B3 a Eurokód. K dispozici jsou výpočtové pomůcky (např. **Příloha 1**), založené na těchto nejnovějších poznatcích, poskytující výsledky automaticky, bez nutnosti jakékoliv vyčíslování vzorců: po vyplnění údajů o použitém betonu a časových údajů (doba ošetřování, stáří betonu při zatížení a stáří betonu v němž požaduje výsledky) se získají hodnoty deformací vyvolaných smršťováním a dotvarováním, dále hodnoty funkce poddajnosti a součinitele dotvarování. Práce je mnohem snazší než s dříve používanými modely, které jsou k dispozici obvykle ve formě vzorců, které je nutno vyčíslovat.

Výpočetní metoda nutně musí být schopna zahrnout jevy plynoucí z povahy prostorového působení komorových mostů; sem náleží též vlivy smykových účinků, a to smykové deformace stěn komorových průřezů a deformace vyvolané smykovým ochabnutím v deskách komorových průřezů - smykové ochabnutí vyvolává mj. snížení tuhosti konstrukce a nerovnoměrné rozložení normálových napětí v deskách komorových průřezů. Ve snaze respektovat faktor ochabnutí smykem v praktických výpočtech komorových nosníků se někdy používá koncepce spolupůsobících šířek. Smykové ochabnutí se v tomto přístupu převádí na redukci průřezu: namísto skutečných šířek desek komorového nosníku se zavedou *spolupůsobící šířky*. Je však prokázáno, že zejména v případě negativního smykového ochabnutí (typického pro konzolová stadia výstavby) je koncepce spolupůsobících šířek nepoužitelná, neboť napětí v rohu průřezu je nejmenší, nebo dokonce opačného znaménka. Je třeba si též uvědomit, že vliv smykových deformací (smykových deformací stěn a ochabnutí smykem v deskách komorových mostů) se projevuje u ohybových účinků jinak pro předpětí a jinak pro stálé zatížení. Pro účinky normálových sil se neprojevuje vůbec. U předpětí je vyvozené smykové namáhání konstrukce v naprosté většině případů podstatně menší, je jiného charakteru anebo dokonce vůbec nemusí vznikat. Proto se redukce průřezu podle koncepce spolupůsobících šířek u předpjatých komorových mostů nedoporučuje v podrobných výpočtech použít. Postup založený na použití spolupůsobících šířek by mohl znamenat v některých případech zatížení redukcí ohybové tuhosti průřezu v oblasti bez posouvající síly (např. v celém poli nosníku se zatíženými převislými

konci nebo v nosníku zatíženém pouze předpětím přímými kabely nebo poblíž středu rozpětí symetrického nosníku zatíženého mimo tuto oblast). Spolupůsobící šířky, obvykle přebírané z různých norem a doporučení, zřídka zahrnují oblast nosníku, pro kterou platí, nerozlišují k jakému typu zatížení (svislé nebo předpětí) a jeho rozložení přísluší. Dalším důvodem k opatrnosti je skutečnost, že na rozdíl od výpočtu krajních hodnot napětí v průřezu vyvolaných daným ohybovým momentem změny tuhosti v *jednotlivých průřezích ovlivňují průhyby celé konstrukce*.

Vzhledem k vytvoření nových pokročilých výpočetních nástrojů není v současné době důvod, proč by i pro výpočty počátečních stadií působení mostu měly být aplikovány některé překonané metody. Pokud není použito prostorových modelů (např. deskostěnové modely), lze v orientačních výpočtech pro zahrnutí účinků smyku použít zjednodušený postup, který aproximuje projevy ochabnutí smykem prostřednictvím redukované smykové plochy průřezu (**Příloha 5**).

Výpočetní nástroje musí umožnit správně zadat účinky předpětí včetně všech ztrát, změny statického systému, změny postupně vytvářených průřezů, časové změny vlastností betonu a výztuže (změna modulu pružnosti vlivem tvrdnutí betonu, vývoj smršťování, dotvarování, relaxace). Během výstavby je nutné provádět průběžná měření, na základě kterých mohou být prováděny rektifikace nastavení vozíků pro další lamely. Vyhodnocení výsledků měření je třeba provádět s uvážením reálné ustálené teploty a jejího vlivu na deformaci realizované konstrukce.

### 3.3 Výpočet pro stádium provozu mostu

Výpočtové analýzy nosných konstrukcí mostů se řídí **obecně platnými normami a předpisy**. V některých ustanoveních jsou však normy již zastaralé nebo **neberou v úvahu nově získané poznatky ovlivňující návrh**.

Ve výpočtu je nutné vždy zohlednit vliv postupné výstavby konstrukce podle nejaktuálnějších dostupných informací, a to i s ohledem na podmínky podepření a působení všech zatížení. Postup výstavby zahrnuje postupný vznik a vývoj konstrukce, postup předpinání a postup zatěžování a změny okrajových podmínek (zásahy do geometrie, dočasné podpěry a změny způsobu definitivního podepření). **Požadavky na výpočetní metodu jsou obdobné jako pro stádía výstavby**. Výpočet pro stádium provozu mostu je dalším krokem celé časové analýzy mostu. Z důvodů návaznosti a kompatibility výsledků je vhodné použít pro všechna stádía stejné výpočetní nástroje jako pro výpočet v předchozích obdobích existence mostu.

Je třeba zhodnotit závažnost vlivu diferenčního smršťování v deskách průřezů komorového nosníku, a to jak na velikosti a vývoj průhybů, tak i na vznik doplňkových napětí v konstrukci v definitivním statickém systému. Rozdílné smršťování horní a spodní desky průřezu komorových mostů ovlivňuje i v provozním stavu vývoj průhybu. Jestliže ve stádiu konzolové výstavby vznikalo v důsledku tohoto diferenčního smršťování průhyb směrem nahoru, v dalších fázích provozu mostu se tento trend zastaví a u některých statických systémů může nastat opačný trend: průhyb mostu směrem dolů, který se superponuje na ostatní složky průhybu. Tím může dojít ke zvětšení dlouhodobých průhybů. Vývoj průhybu vyvolaného diferenčním smršťováním na konečném statickém systému je výrazně odlišný jde-li o konstrukci s klouby uprostřed polí (typ Zvíkov), nebo o konstrukci typu spojitý nosník – zde je třeba zhodnotit míru závažnosti doplňkových podélných normálových napětí (zejména v průřezích s malou ohybovou tuhostí ve středech mostních polí) vzniklých z důvodu omezení volného průběhu deformace vyvolané diferenčním smršťováním.



Pro podrobné výpočetní analýzy takovýchto konstrukcí je vhodné zohlednit i vliv cyklicky se opakujícího zatížení (teplotní změny a účinky dopravy) na snížení velikosti modulu pružnosti betonu. Přitom je ale třeba uvážit vliv stárnutí betonu.

Současné výpočty účinků objemových změn betonu předpokládají princip linearitu a z něho plynoucí princip superpozice deformací a namáhání vyvolaných jednotlivými účinky. Uplatnitelnost tohoto principu je dána velikostí napětí v konstrukci a je kontrolována přípustnými hodnotami v rámci posouzení konstrukce v MSP (mezním stavu použitelnosti).

Předpjaté mostní konstrukce velkých rozpětí je proto nutné navrhovat s rezervou, snažit se výše zmíněné vlivy omezit zajištěním optimálního uspořádání a intenzity předpětí a volbou konstrukčního systému s malou citlivostí na faktory vykazující velký rozptyl (např. objemové změny betonu).

Pro mimořádné návrhové situace lze použít pravděpodobnostní metodu SBRA (výsledek projektu 1F45D/013/120-mostdim). Metoda SBRA (Simulation-Based Reliability Assessment) nabízí zpracování posudku bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti na základě pravděpodobnostního výpočtu, což je ilustrováno příklady v [18]. Zavedení metody SBRA vyžaduje změnu přístupu od dosavadního převážně deterministického k pravděpodobnostnímu. Pravděpodobnostní pojetí posudku spolehlivosti konstrukcí vyžaduje osvojení odlišných zásad, než na jaké jsme dosud zvyklí.

## 4. Vstupní data

### 4.1 Vstupní data pro předběžný výpočet

#### 4.1.1 Materiálové vlastnosti

Materiálové vlastnosti v předběžných výpočtech se předpokládají v závislosti na pevnostní třídě navrhovaného betonu podle ČSN EN 1992-1-1, pokud nejsou podrobnější údaje k dispozici. Podkladem mohou být obecně uznávané předpisy nebo doporučení světových/evropských organizací.

Moduly pružnosti betonu úzce souvisejí s dlouhodobými deformacemi. Pro výpočet průhybů vyvolaných účinky krátkodobých zatížení lze použít moduly pružnosti podle ČSN EN 1992-1-1. Je však bezpodmínečně nutné zohlednit časový vývoj modulu pružnosti.

Pro účinky dlouhodobých zatížení se při výpočtu průhybů používá modul pružnosti  $E_c(t_0)$  podle Přílohy KK ČSN EN 1992-2. Pro výpočet dlouhodobého průhybu se pak použije ČSN EN 1992-1-1 čl. 3.1.4, kde  $E_c$  je hodnota tečnového modulu pružnosti. Hodnota tečnového modulu  $E_c(t_0)$ , který je závislý na stáří betonu, má být stanovena na základě zkoušek, případně výpočtem podle pevnosti betonu.

Hodnoty součinitele dotvarování a hodnoty deformace vyvolané smršťováním se doporučuje stanovit buď podle ČSN EN 1992-1-1, Příloha B, nebo použít model B3 doporučovaný RILEM [1].

Hodnoty deformací vyvolaných dotvarováním a smršťováním betonu lze velmi pohodlně získat použitím webu na adrese <http://concrete.fsv.cvut.cz/> anebo použitím **Přílohy 1**.

Všechny údaje o materiálu by se měly upřesňovat podle skutečností získaných během postupu projektování, např. konkretizací druhu betonu a jeho složení, výsledků krátkodobých zkoušek, atd. V pozdějších stádiích výstavby se doporučuje moduly pružnosti a objemové změny betonu upravit podle výsledků měření na konstrukci během výstavby.

Hodnoty relaxace napětí předpínací výztuže se doporučuje určit podle ČSN EN 1992-1-1, pokud nejsou k dispozici přesnější údaje dané dodavatelem systému (např. v Evropském technickém osvědčení – ETA).

**Poznámka:** Pro DSP a následující stupně PD rozpracované před 1.4.2010 lze použít ustanovení ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Jinak se použijí Eurokódy.

#### 4.1.2 Zatížení konstrukce

Pro výpočet průhybů se zavádí stálé zatížení, předpětí, provozní zatížení (během výstavby mechanizační prostředky betonovací vozíky apod.) a fyzikální zatížení (teplota, smršťování betonu).

#### 4.1.3 Geometrie konstrukce

Geometrie konstrukce se zadává podle projektové dokumentace. U mostů s proměnným průřezem se bere v úvahu vliv zakřivení střednice.

#### 4.1.4 Postup výstavby

Postup výstavby se uvažuje podle předpokládaného harmonogramu výstavby.

### 4.2 Vstupní data pro podrobný výpočet ve stádiu provozu mostu

Podrobný výpočet dlouhodobých průhybů a jejich nárůstu během provozu mostu lze provádět v několika stádiích:

- a) ve stádiu realizační dokumentace stavby, před vlastním zahájením stavby
- b) ve stádiu během výstavby, příp. před dokončením stavby k ověření vlivu změn proti původnímu plánu výstavby,
- c) v případě rekonstrukcí, sanací a úprav pro ověření způsobu jejich provedení.

#### 4.2.1 Materiálové parametry

Po dokončení mostu je konstrukce přitěžována již pouze proměnným (užitným) zatížením. Na vývoj dlouhodobých deformací mají vliv objemové změny betonu (od stálého zatížení) a další faktory jako např. opakované zatěžování provozem, teplotními změnami, apod. Pro analýzu průhybů je nutné využít znalosti na nejvyšším stupni poznání a i to v řadě případů nezaručuje, že výpočty budou plně odpovídat dosud známým výsledkům sledování vývoje průhybů.

Moduly pružnosti a průběhy dotvarování a smršťování se při nedostatku podrobnějších údajů uvažují stejně jako v čl. 4.1.1. Jsou-li k dispozici podrobnější údaje (výsledky laboratorních zkoušek, nebo výsledky měření na části již postavené konstrukce), je nutné moduly pružnosti i předpis pro vývoj dotvarování a smršťování betonu upravit tak, aby byla dosažena přiměřená shoda výsledků výpočtu a existujících měření. Výstižně lze postupovat, je-li použit model B3, který obsahuje 5 násobných konstant, které se upřesní z naměřených údajů. Konkrétní postup je uveden např. v [1], [3].

Rovnici (2.21), která je uvedena v ČSN EN 1992-1-1 lze upravit např. takto:

$$J(t, t_0) = k_1 \frac{1}{E_c(t_0)} + k_2 \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (1)$$

kde  $t$ ,  $t_0$  jsou stáří betonu v uvažovaném okamžiku, resp. v okamžiku začátku působení zatížení,  $J(t, t_0)$  je funkce dotvarování,  $E_c(t_0)$ ,  $E_{c28}$  jsou tečnové moduly pružnosti ve stáří betonu  $t_0$ , resp. 28 dní,  $\varphi(t, t_0)$  je součinitel dotvarování vztažený k pružnému přetvoření ve stáří betonu 28 dní a  $k_1$  a  $k_2$  jsou konstanty určené tak, aby přiměřená shoda výpočtu a měření byla dosažena. Lze postupovat např. metodou nejmenších čtverců.

Hodnoty relaxace napětí předpínací výztuže se doporučuje určit podle ČSN EN 1992-1-1, pokud nejsou k dispozici přesnější údaje dané dodavatelem systému.

#### 4.2.2 Zatížení konstrukce

Stálá zatížení se uvažují upřesněnými hodnotami podle skutečně zjištěné objemové hmotnosti betonu a dalších materiálů. Zatížení dalšími součástmi mostu (vozovka, obrubníky, svodidla, římsy, osvětlení, atd.) se uvažují podle upřesněných údajů v projektové dokumentaci nebo podle skutečného stavu.

#### 4.2.3 Geometrie konstrukce

Rozměry se předpokládají ve výpočtu podle projektové dokumentace, jsou-li známy odchylky, je nutné je zohlednit. U starších konstrukcí se ověří rozměry konstrukce kontrolním měřením a do výpočtu se zavedou reálné hodnoty.

#### 4.2.4 Postup výstavby

Ve výpočtu se uvažuje postup výstavby podle nejnovějších dostupných informací tak, aby se co nejvíce přibližoval postupu skutečnému. Přitom je nutné co nejvýstižněji definovat vývoj konstrukce i s ohledem na podmínky podepření a působení deformačních zásahů.

### 4.3 Doporučené zkoušky a měření pro stanovení materiálových parametrů betonu

Před zahájením výstavby se doporučuje provést zkoušky betonu uvažovaného pro výstavbu. Kromě běžných vlastností (pevnost, moduly pružnosti) se vybetonují vzorky pro měření objemových změn (smršťování a dotvarování) betonu. Objemové změny lze měřit na hranolech (150 x 150 x 600 resp. 700 mm, příp. 100 x 100 x 400 mm) na odměrné délce 100 až 150 mm umístěné uprostřed vzorku (ČSN 73 1320). Doporučuje se měřit objemové změny pomocí zabetonovaných tenzometrů (např. strunových), neboť se tak významně eliminuje vliv okamžitých změn vlhkosti a teploty prostředí. Vzorky se rozdělí do dvou skupin min. po 6 kusech, z nichž jedna skupina se zkouší v laboratoři za konstantních podmínek (vlhkost a teplota) a druhá skupina se umístí do prostředí shodného s prostředím mostu (např. uvnitř komory mostu). Každá z těchto skupin se dále ještě rozdělí na dvě části – první část není zatížena a slouží k měření vývoje smršťování betonu, druhá část je zatížena v tlakovém režimu a poskytne deformace vyvolané současným účinkem dotvarování a smršťování betonu; postačuje napětí cca 3-5 MPa. Doporučuje se zatěžovat vzorky min. ve dvou stářích betonu a to *a)* ve stáří odpovídající napínání (cca 3-7 dní) a *b)* ve stáří 28 dní.

Kromě laboratorních vzorků se musí měřit průhyby konzoly během výstavby a vyhodnocovat z naměřených průhybů shodu s výpočtem. Přitom je nutné sledovat vývoj teplot a tento vliv na průhyby kompenzovat.

#### 4.4 Materiálové parametry předpínací výztuže

Ztráty předpětí a velikost relaxace jsou ovlivněny vysokým napětím předpínací výztuže při předpínání, nerovnoměrností vneseného předpětí (vliv lokální napjatosti) a možným poskluzem při zakotvení jednotlivých lan. Na základě zkušeností (a také ČSN EN 1992-1-1) se doporučuje:

1. Předpětí navrhnout tak, aby maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení nepřesahovalo hodnotu 90% meze  $f_{p0,1k}$ , u letmo betonovaných mostů 85%  $f_{p0,1k}$ .
2. Ztráty předpětí v  $t = \infty$  při maximálním napětí uvažovat hodnotou danou výrobcem předpínací výztuže, pokud však není známa, lze přibližně postupovat podle ČSN EN 1992-1-1.
3. Časový průběh ztráty relaxací uvažovat podle údajů výrobce předpínací výztuže, není-li známa lze využít ČSN EN 1992-1-1.

**Poznámka:** Celkové hodnoty a průběh relaxace předpínací výztuže byly podle ČSN 73 6207 značně podhodnoceny zejména pro výztuže s nízkou a velmi nízkou relaxací. Zatímco výrobci obvykle udávají relaxaci za dané teploty a napětí v 1000 hod. a odhadovaný nárůst po dobu životnosti mostu činí až 3 násobek, časová funkce podle dříve platné ČSN 73 6207 udává pro období od 1000 hod. do 1 roku (konečná hodnota) ztráty menší než 20%.

#### 5. Uspořádání předpětí

Průhyby jsou závislé na velikosti předpětí a zejména na jeho účinnosti. Např. centrické předpětí může být značné, ale jeho účinnost na omezení nárůstu průhybů je nulová.

Orientačně lze účinnost předpětí kvantifikovat stupněm vyrovnání deformací konstrukce  $\beta$ , tj. poměrem průhybů  $w_p$  od předpětí a průhybů  $w_g$  od kvazistálé kombinace zatížení (podle ČSN EN 1992-2).

$$\beta = \frac{w_p}{w_g}$$

Tab.1 Doporučené hodnoty součinitele  $\beta$  pro různé typy konstrukcí a požadavky na spolehlivost v mezním stavu použitelnosti [5].

Typ konstrukce	Zvýšené požadavky*)	Běžné požadavky
Mosty na pozemních komunikacích	0,9	0,8
Drážní mosty	1,1	1,0

\*) Všechny mosty stavěné betonováním letmo a ostatní mosty, které mají rozpětí hlavního pole větší než 100 m.

Při rozhodování o počtu, rozmístění, geometrii a ukotvení předpínacích kabelů je nutno mít na paměti nejen co nejefektivnější řešení napěťových relací, ale i účinnost takto uspořádaných kabelů pro minimalizaci nárůstu průhybů mostu v pozdějších obdobích jeho funkce. Některé kabely, které byly vysoce účinné v některých fázích, a to jak pro dosažení požadovaných napěťových relací, tak pro redukci průhybu, nemusí být po spojení do definitivního statického systému již vůbec účinné - dokonce mohou být z hlediska omezení průhybů škodlivé – mohou dlouhodobě průhyby zvyšovat (tj. naopak *napomáhat k nárůstu průhybu*). Je proto třeba varianty uspořádání kabelů bedlivě posoudit: snadno se může stát, že ze dvou nepříliš rozdílných uspořádání těchto kabelů (z nichž obě jsou velmi účinná pro redukci hodnot napětí) jedno z nich průhyb na konečném statickém systému snižuje, druhé naopak zvyšuje. Je proto třeba vybrat tu variantu, která bude nejúčinnější i pro redukci dlouhodobého nárůstu průhybů. Pro-

gramový nástroj pro optimální uspořádání předpětí tak, aby nedocházelo k použití průhyb zvyšujících kabelů, je uveden v **Příloze 2**.

Pro řízení velikosti a vývoje průhybů proto nevede cesta jen zvyšováním předpětí určeného pro řízení napětových stavů. K doporučením, která uvádějí že pro zabránění nepříjemného nárůstu dlouhodobých průhybů stačí pouze pokrýt předpětím vysokou část napětových účinků vnějšího svislého zatížení, která však neříkají nic o uspořádání předpětí (nevhodně umístěné kabely – jak bylo ukázáno - se na redukci průhybů nemusí vůbec projevit nebo je mohou dokonce zvyšovat) a která ani nerozlišují kabely zavedené na stavebních stádiích a na konstrukci v konečném statickém systému, je třeba přistupovat obezřetně.

Předpjaté konstrukce se často navrhují podle kritérií vztažených k hodnotám napětí v průřezu. Plné předpětí znamená vyloučení tahového napětí v průřezu i pro proměnné zatížení. Tento požadavek zdánlivě silného předpětí však nezaručuje, že průhyby nebudou narůstat. Zejména u konstrukcí s velkým rozpětím, kde proměnné zatížení tvoří jen menší podíl z celkového zatížení, plné předpětí neznamena automaticky zajištění konstrukce proti nárůstu průhybů.

V předpjaté konstrukci působí jednak ohybové účinky vyvolané vnějším svislým zatížením a předpětím a dále axiální síly vyvolané předpětím. Hodnoty napětí betonu a jejich průběh po výšce průřezu vyplývají ze společného působení obou těchto faktorů. Pro vývoj průhybů jsou však samozřejmě rozhodující ohybové, nikoliv však axiální účinky. Proto, jak je zmíněno v předchozím odstavci, ani vysoké hodnoty předpětí pokud mají velkou axiální složku (které postačí pro vyloučení tahového napětí v průřezu) nemusí zajistit vyloučení problémů s nárůstem průhybu mostu.

Lze tedy shrnout, že předpětí, které je účinné pro redukci průhybů mostních polí není svými intenzitami ani uspořádáním obecně totožné s předpětím účinným pro redukci napětí v průřezích a naopak. Pro řízení velikosti a vývoje průhybů proto nevede cesta jen zvyšováním předpětí určeného pro řízení napětových stavů. Návrh předpětí pro řízení průhybů je samostatná úloha, která není podřízena úloze řízení napětových stavů.

Předepnout konstrukci „správně“ neznamena ji předepnout co nejvíce, ale inteligentně tak, aby oběma úrovním posuzování bylo vyhověno. Úkolem projektanta je sladit uspořádání předpětí tak, aby bylo co nejefektivnější pro splnění kritérií obou úrovní.

Tato doporučení neznamena úplný odsudek přístupu k návrhu předpětí vycházejícímu z metody vyrovnání zatížení – pouze poukazují na existenci mnoha dalších řešení, která se mohou prokázat jako velmi efektivní.

## **6. Konstrukční zásady**

### **6.1 Vyztužení betonářskou výztuží**

Betonářská výztuž plní dvě funkce, a to funkci nosnou a funkci konstrukční.

Funkce nosná se projeví, je-li výztuž využita pro přenášení sil s uplatněním ve vyšších napětových režimech, zejména u částečně předpjatých částí konstrukce. Množství výztuže je pak určeno výpočtem.

Funkce konstrukční výztuže znamená, že betonářská výztuž zachycuje napětí od dalších vlivů, jako nerovnoměrné smršťování, teplotní účinky, lokální napětí, atd. Tato výztuž se obvykle nedimenzuje na základě výpočtu, ale navrhuje se podle konstrukčních zásad. Pokud se dimenzuje a vychází silná, obvykle to znamená, že konstrukce je citlivá na vnucené deforma-



ce. V takových případech je nutné buď konstrukci silně vyztužit nebo uvažovat o uvolnění vazeb, aby vznikající silové účinky byly redukovány.

Pro letmo betonované mosty by se měla navrhovat betonářská výztuž taková, aby byla zajištěna odolnost proti vzniku trhlin (více slabších profilů s malými vzájemnými vzdálenostmi, nepřesahujícími 150 mm). Zásadně musí být vyztuženy všechny části konstrukce při obou površích. Všechny pracovní spáry je nutné překlenout výztuží.

## **6.2 Dodatečné dopínání konstrukce**

Letmo betonované předpjaté konstrukce se doporučuje navrhnout konstrukčně pro další případné doplnění předpětí pro případ, že by se taková nutnost během doby životnosti mostu projevila. Dodatečné předpětí se předpokládá vnějšími kabely. V konstrukci se připraví pro tyto kabely deviátory a kotevní bloky. Přitom je třeba ověřit, zda tímto zásahem nebudou překročena přípustná tlaková napětí betonu.

## **7. Sledování mostů během provozu**

Letmo betonované mosty jsou zpravidla konstrukce větších rozpětí. Jejich počet v ČR není velký, a proto se doporučuje všechny tyto mosty během provozu sledovat. Nejjednodušší postup sledování je měření průhybů optickou nivelací. Takto jsou dnes průhyby významných mostů sledovány a vyhodnocovány [7]. Měření průhybů je třeba vždy doplnit údajem o teplotě prostředí a popř. betonové konstrukce. Pro zlepšení kvality experimentálních dat je vhodné vybavit mosty i tenzometry pro sledování poměrných deformací. Pro dlouhodobé sledování jsou též vhodné nové přístroje využívající optická vlákna. Jejich výhodou je možnost dlouhých odměrných délek, nezávislost měření na teplotě a dlouhá životnost; při dostatečném počtu mohou sloužit i ke zjištění průběhu průhybové čáry.

Měření napětí v předpínacích kabelech pomocí magnetoelastické metody již bylo použito na mostech přes Ohři a přes Vltavu a poskytuje cenné informace o skutečném napětí v kabelech.

Plán sledování významných mostů má být součástí projektové dokumentace a náklady na sledování mají být vyčleněny již při plánování výstavby podobně jako náklady na zatěžovací zkoušku.

## **8. Závěr**

Tato doporučení jsou stručným vodítkem pro projektování letmo betonovaných mostů se záměrem omezení nadměrných průhybů. Jejich respektování dává pouze předpoklad, ne však garanci, že nadměrné průhyby budou vyloučeny. Příznivé působení konstrukcí je dáno především vhodnou volbou konstrukčního systému (včetně řady detailů) a účinným uspořádáním předpětí, a nikoliv pouhým splněním normových předpisů či jiných doporučení. Proto největší tíha odpovědnosti leží na projektantovi, který musí uvážit dopad svých rozhodnutí o tvaru, vyztužení a předepnutí mostu. Nechť tato doporučení jsou pomůckou, která mu může pomoci vyhnout se nejzávažnějším problémům. Předpokládá se, že doporučení budou doplňována a formulována s postupem výzkumných prací v oboru předpjatých mostů. Lze též předpokládat, že pokud budou splněny výše uvedené požadavky, bude k dispozici větší soubor poznatků o skutečném působení mostů a tím i položen lepší základ ke tvorbě zpřesněných doporučení.

## **B. ANALÝZA KONSTRUKCÍ**

### **1. Deskové konstrukce**

#### **1.1 Všeobecně**

1.1.1 Pro deskové nosné konstrukce mostního stavitelství je charakteristické jejich působení jako rovinných prvků. Jejich průřezy se volí buď plné nebo vylehčené (duté, žebírkové nebo kazetové). Ve dvou ortogonálních směrech  $x, y$  vznikají v průřezích konstrukce ohybové momenty  $M_x$ ,  $M_y$  a kroutící moment  $M_{xy}$ , z nichž lze stanovit směry a velikosti hlavních momentů.

Mostní desky jsou uloženy buď jen liniově po dvou protilehlých stranách obrysu, po celém obrysu nebo jeho části, popř. bodově. Oblast použitelných rozpětí je až asi do 35m.

Deskové konstrukce se obvykle navrhují jako železobetonové nebo částečně předpjaté. V tažených oblastech průřezů tedy obvykle vznikají trhliny, které mohou výrazně zmenšit tuhost v zasažených oblastech desky. To se pak projeví v namáhání celé desky a je proto třeba (tam kde je to významné) k této skutečnosti při výpočtu přihlídnout. S polohou a velikostí proměnného zatížení od dopravy se mění i tvar a rozloha oblastí oslabených trhlínami. Při návrhu lze též vycházet z mezní únosnosti s přihlédnutím k redistribuci momentů a posouvajících sil vlivem změn ohybové tuhosti a tuhosti v kroucení při vzniku trhlin.

V případech, kdy se odchylují směry výztuže od směrů hlavních momentů a nebo kdy směry výztuže nejsou na sebe kolmé, je třeba příčnou výztuž dimenzovat; nestačí pouze konstrukční výztuž odvozená jako určité procento z plochy výztuže v hlavním směru.

#### **1.2 Zatížení, roznášení svislých účinků kol**

1.2.1 Pro stanovení svislých účinků zatížení vozidly se má, při modelování deskové konstrukce konečnými prvky, uvažovat roznášení zatížení, které vyvolávají kola vozidel, všemi vrstvami vozovky, avšak jen do střednice nosné desky, což je v souladu s ČSN EN 1991-2. Lze také postupovat podle 1.3.2.1.

1.2.2 Obecně je nutné určit jak maximální, tak i minimální účinky pohyblivého zatížení.

1.2.3 Zvláště u šikmých mostů je obtížné stanovit takovou polohu proměnných zatížení od dopravy a jejich plošný rozsah, při kterých by vznikly extrémní účinky a při kterých by nebyly zatěžovány ty části konstrukce, které danému místu odlehčují. Lze postupovat tak, že se vypočtou účinky pohyblivého zatížení ve vybraných průřezích pro vybrané polohy zatížení, které se za provozu na mostě mohou vyskytovat [14]. Výběr vyžaduje jistou zkušenost, popř. pro danou deskovou konstrukci a pro vybrané body použití příčinkových ploch.

## 1.3 Statický výpočet

### 1.3.1 Výstižná řešení – finitními metodami (obvykle metoda konečných prvků)

1.3.1.1 Pro stanovení účinků zatížení obvykle postačí lineární výpočtový model. Pro určení vnitřních sil lze použít model předpokládající izotropní materiál (tj. bez zahrnutí vlivu výztuže a bez přihlédnutí k vlivu trhlin, nebo při výztuži a trhlínách v obou směrech přibližně stejných), popř. model předpokládající ortotropní materiál (se zahrnutím vlivu rozdílné výztuže, pokud je známa a rozdílného uspořádání trhlin). Vliv výztuže je možno zahrnout i úpravou členů matice tuhosti deskového prvku, pokud to použitý software umožňuje.

Výhodou lineárního výpočtu je, že lze superponovat jednotlivé zatěžovací stavy, tj. nalézt extrémy vnitřních sil pomocí prosté kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů.

1.3.1.2 Nereálné špičky napětí (resp. vnitřních sil) v okolí singularit (bodové geodetické podpory-sloupy, náhlé změny průřezu a pod.), které komplikují a znehodnocují řešení lze odstranit :

- a) úpravou modelu zavedením poddajného podepření s tuhostí odpovídající reálnému podepření na místo pevné podpory, které automaticky „vyhladí“ singulární špičky napětí,
- b) použitím průměrné hodnoty napětí (popř. průměrné hodnoty vnitřní síly) z okolí místa singularity,
- c) roznesením podepření do více uzlů poddajnými vazbami.

1.3.1.3 Řešení lze zpřesnit použitím vrstvičkového modelu, který umožňuje:

- modelovat různé materiály po výšce průřezu,
- zavést ortotropii (po vrstvách, modelovat výztuž),
- zjistit rozložení napětí po výšce průřezu (pro každou vrstvu),
- získat hodnoty tahového napětí (síly) pro dimenzování výztuže v dané vrstvě a ve zvoleném směru.

1.3.1.4 Vliv trhlin (v závislosti na jejich předpokládaném směru a rozsahu) lze zohlednit ve výpočtovém modelu desky např.:

- zmenšením celkové tloušťky desky. To je vhodné pouze pro jednoduché případy jednosměrně pnutých desek, kde se neuplatní tuhost v příčném směru a tuhost v kroucení,
- upravením vlastností materiálu ( $E_x$ ,  $E_y$ ), popř. upravením tloušťky ve dvou ortogonálních směrech,
- úpravou matice tuhosti prvků,
- změkčením konstrukce v místech s trhlínami (např. v tupém rohu u šikmých desek).

1.3.1.5 Při nelineárním výpočtu je třeba zavést do výpočtu nelineární chování materiálů včetně množství výztuže v jednotlivých vrstvách. Řešení umožňuje:

- předpovědět vznik a šíření trhlin v závislosti na určité úrovni zatížení,
- automatickou redukci tuhosti desky pomocí vybraného konstitutivního vztahu,
- redistribuci namáhání.

Nelineární model je třeba definovat nejen z hlediska zatížení, ale také s ohledem na pořadí vnášení zatížení a odlehčování konstrukce, včetně uvážení doby působení zatížení a s ohledem na projevy dotvarování betonu.

**Poznámka 1:** Protože směr a hloubka trhlin není předem známa, musí algoritmus řešení obsahovat též kritérium pro vznik trhlin a stanovení ideálních průřezových charakteristik po vzniku trhlin. Redukce průřezových charakteristik způsobí redistribuci vnitřních sil a nutnost opakovaného posouzení na vznik trhlin.

**Poznámka 2:** Při výpočtu nelze použít superpozice jednotlivých zatěžovacích stavů, je třeba řešit konstrukci pro zvolenou kombinaci. Řešení probíhá v iteračních cyklech řešením soustavy rovnic pro rovnováhu konstrukce, což může přinést (podle povahy konstrukce a softwaru) značné zvýšení časových nároků na výpočet i s ohledem na použitý konstitutivní vztah.

1.3.1.6 Nelineární řešení lze za cenu značné přibližnosti zjednodušit tím, že se řeší náhradní nosník nebo se nelineární výpočet aplikuje jen na určitou oblast.

### 1.3.2 Přibližná řešení

1.3.2.1 Pro přibližné řešení desek (při úhlu křížení  $60^\circ - 90^\circ$ ) lze použít náhradní nosníkový model. Tato metoda může sloužit pro ověření výsledků zjištěných např. MKP a popř., v jednodušších případech, k návrhu výztuže.

Pokud je deska vyztužena při obou površích a konstrukční výztuž u každého povrchu je alespoň 25% výztuže nosné, pak lze také pro výpočet účinků vozidel použít předpoklad vzdorující šířky desky.

Vzdorující šířku  $b$  lze stanovit (pokud to uspořádání mostu dovoluje) maximální hodnotou

- a) při výpočtu účinku posouvajících sil

$$b = b_1 + 2 \cdot x/3$$

- b) při výpočtu účinku ohybových momentů oboustranně uložených desek

$$b = b_1 + 2 \cdot l/6$$

- c) při výpočtu účinku ohybových momentů na konzolových deskách se stanoví vzdorující šířka podle bodu a)

kde

$b_1$  je roznášecí šířka; lze předpokládat roznášení zatížení z dosedací plochy kola až do úrovně výztuže

$l$  rozpětí desky

$x$  vzdálenost břemene od bližší podpory.

1.3.2.2 Pro přibližný výpočet deskové konstrukce lze použít také metodu náhradního roštu.

1.3.2.3 Pro předběžnou představu o průběhu ohybových momentů šikmé desky lze použít náhradní model ve tvaru spojitého nosníku o třech polích. Rozpětí krajních polí jsou rovna délce liniového podepření a střední pole tvoří spojnice mezi tupými rohy [15].

## 1.4 Dimenzování výztuže při namáhání ohybovým momentem

1.4.1 Řešení deskové konstrukce obvykle probíhá v pravoúhlém souřadném systému  $x$ - $y$ , který zpravidla není shodný se směry nosné výztuže (výjimkou jsou pravoúhlé desky). Vnitřní síly vyplývající z řešení deskové konstrukce je třeba transformovat do směrů výztuže.

1.4.2 Pro transformaci lze doporučit následující postup:

- nalézt směry hlavních napětí a provést transformaci momentů ze systému  $x$ - $y$  do hlavních směrů (získáme hlavní momenty),
- provést rozklad hlavních momentů do směrů výztuže

**Poznámka:** Teoretický rozbor tohoto řešení je podán ve stati T. Baumanna : „Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken (Der Bauingenieur 47 (1972), Heft 10). Z tohoto řešení vychází další autoři a dostupné software. Teoretický manuál pro dimenzování stěn, desek a skořepin, který zpracoval v roce 1998 prof. Ing. Vladimír Kolář, DrSc, obsahuje „dimenzovací postup pro šikmou a trojsměrnou výztuž“ desek (str. 59 – 60 manuálu).

1.4.3 Množství nutné betonářské výztuže vzrůstá s její odchylkou od směru hlavních momentů. Z hlediska hospodárnosti se doporučuje, aby tato odchylka nebyla větší než  $20^{\circ}$ . Pokud je to účelné a z konstrukčních důvodů vhodné, pak při větších odchylkách se doporučuje navrhnout výztuž ve třetím směru.

1.4.4 Při deskách s nepravidelným tvarem, šikmých deskách a deskách velkého rozpětí se doporučuje použít předpětí. Výztuž je třeba uspořádat, pokud je to možné, podle převládajících směrů a velikosti hlavních momentů pro nejúčinnější zatěžovací stav na základě statického výpočtu. V příčném směru se zpravidla navrhuje betonářská výztuž.

1.4.5 Výztuž (betonářskou i předpínací) je třeba uspořádat tak, aby betonářská výztuž co nejhospodárněji přenášela tahová napětí v průřezích desky a aby se průběh ohybových účinků od předpětí co nejvíce podobal ohybovým účinkům od stálého zatížení s opačným znaménkem.

## 2. Trámové konstrukce

### 2.1 Všeobecně

2.1.1 Roštové železobetonové konstrukce byly častou nosnou konstrukcí železobetonových mostů malých rozpětí, kterými se vytvářely mosty s nosníky o jednom poli, s nosníky s převislými konci, popř. se spojitými nosníky a rámové konstrukce.

2.1.2 Tradičním řešením příčného řezu bylo uspořádání podélných trámů s malou osovou vzdáleností a se ztužidly, které splňovalo podmínky pro zjednodušený návrh desky mostovky, tj. vzdálenost ztužidel max. 5 m a osová vzdálenost trámů většinou do 2,5 m.

2.1.3 Řešení příčného řezu se dvěma nebo více trámy bez příčných ztužidel přineslo zásadní obrat v navrhování těchto konstrukcí až do rozpětí 45 m, výjimečně na rozpětí větší. K takto uspořádanému příčnému řezu bylo nutné pro hospodárný návrh vyřešit důležité teoretické otázky, tj. podíl jednotlivých trámů na přenášení nesymetrického zatížení při vynechání ztuži-



del (obvykle kromě ztužidel nad opěrami), stanovení namáhání desky mostovky a stanovení spolupůsobící šířky desky, kterou je třeba zohlednit jak při výpočtu vnitřních sil, tak při návrhu a posouzení průřezu.

## 2.2 Výpočtové modely

2.2.1 Při statické analýze je třeba, pokud je to významné, tj. především u konstrukcí bez příčných ztužidel v polích, zahrnout:

- a) ohybovou, smykovou a torzní tuhost všech prvků konstrukce (typické při výpočtu spolupůsobení trámů a roznášení zatížení),
- b) excentricitu horní desky vzhledem k podélným trámům,
- c) ochabnutí smykem v deskových pásech mezi nosníky,
- d) membránovou (stěnovou) tuhost horní desky bránící nezávislému natáčení průřezů jednotlivých trámů (typické při výpočtu spolupůsobení trámů a roznášení zatížení). Zanedbání tohoto faktoru znamená podcenění vlivu desky mostovky na spolupůsobení trámů,
- e) rozdílné stáří jednotlivých částí konstrukce
  - prefabrikovaných trámů a s nimi spřažené desky,
  - jednotlivých trámů.

Poznámka: Respektování požadavků a) až e) závisí na možnostech zvoleného výpočetního modelu a je obvykle kritériem vhodnosti jeho užití.

2.2.2 Pro statickou analýzu konstrukce obvykle postačí lineární výpočet.

2.2.3 Pro výpočet trámových konstrukcí lze použít, podle požadavků na výstižnost a přesnost řešení, tyto modely:

1) model ortotropní desky, kdy tvarové a tuhostní charakteristiky jsou „rozmazány“ v rozsahu půdorysu mostní konstrukce. Model je pouze omezeně použitelný pro hustou síť trámů v obou směrech, kdy je možné stanovit odpovídající tuhost desky.

Přednosti	Nedostatky	Výstižnost
Zdánlivá názornost, Možnost použití tabulek, příčinkových ploch a množství dostupných výpočetních programů	Nejasné modelování působení jednotlivých částí konstrukce. Problematické přiřazování hodnot vnitřních sil příslušných skutečným jednotlivým prvkům konstrukce	Nejsou respektovány body b), c), d) 2.2.1

2) roštový rovinný model složený z prutových prvků vykazujících ohybové, smykové a torzní působení. Těmito prvky jsou idealizovány podélné trámy, příčná ztužidla, i příčné (popř. i podélné) působení desky. Model je vhodný pro kolmé a půdorysně málo šikmé konstrukce.

Přednosti	Nedostatky	Výstižnost
Názornost. Použitelné i pro šikmé a zakřivené konstrukce, snadné vyhodnocení výsledků, možnost zahrnout změnu průřezu během	Nutné stanovení odpovídajících průřezových charakteristik náhradních prutů.	Nejsou obvykle respektovány body b), c) a částečně d) 2.2.1

postupu výstavby		
------------------	--	--

3) prostorový model složený z prutových prvků vykazujících ohybové, smykové a torzní působení. Těmito prvky jsou idealizovány podélné trámy, příčná ztužidla i příčné (popř. podélné) působení desky. Jednotlivé prvky neleží v jedné rovině, jsou propojovány tak, aby byla respektována excentricita trámů vůči desce (bod 2.2.1 b)

Přednosti	Nedostatky	Výstižnost
Názornost. Použitelné i pro šikmé a zakřivené konstrukce, snadné vyhodnocení výsledků, možnost zahrnout změnu průřezu během postupu výstavby	Nutné stanovení odpovídajících průřezových charakteristik náhradních prutů.	Nerespektování bodu c) a částečně d) 2.2.1

4) model deskostěnový pro použití metody lomenic založené na exaktní matematické teorii deskového i stěnového působení prvků prostorové soustavy.

Přednosti	Nedostatky	Výstižnost
Přesná metoda řešení. Konstrukce modelována jako prostorový systém. Snadné zadání.	Efektivně použitelná jen pro kolmé mosty stálého průřezu, popř. jednoduché šikmé	Splňuje požadavky a) až e) 2.2.1

5) model z deskových prvků a vložených prutových prvků

Model využívá deskového řešení, které je doplněno o prutové prvky modelující výztužné trámy s respektováním excentricity prutů.

Přednosti	Nedostatky	Výstižnost
Výpočetně méně náročné než řešení deskostěnovými prvky	Pro návrh je nutno zahrnout vnitřní síly z prutu i desky	Dobře vystiženo rozložení zatížení i u šikmých konstrukcí. Splňuje požadavky 2.2.1

6) modely pro aplikaci finitních metod, zejména metody konečných prvků

- idealizace deskostěnovými (skořepinovými) konečnými prvky

- použití prostorových konečných prvků

Přednosti	Nedostatky	Výstižnost
Úplná obecnost. Použitelné i pro šikmé a zakřivené konstrukce stálého a proměnného průřezu. Rutinní přístup.	Závislost výsledků na způsobu diskretizace konstrukce. Časové nároky na přípravu, výpočet a zpracování výsledků.	Dobrá, volbou modelu a způsobem diskretizace lze dosáhnout požadovaných parametrů výstižnosti. Splňuje požadavky 2.2.1

2.2.4 Pro řešení časového vývoje vnitřních sil a deformací konstrukce lze doporučit:

postupy využívající:

- metodu efektivních modulů závislých na stáří
- relaxační metodu

- c) postupy vyžadující specializované programové vybavení, založené obvykle na časové diskretizaci.

2.2.5 V jednoduchých případech a pro kontrolu výsledků podle 2.2.3 lze použít tabulek pro rozdělení zatížení na jednotlivé trámy v závislosti na roštové tuhosti (např. [18]).

## **2.3 Spolupůsobící šířka desky**

2.3.1 Při výpočtech, u nichž se nevyžaduje velká přesnost lze použít spolupůsobící šířku podle ČSN EN 1992-2.

Poznámka: Podrobněji je problematika spolupůsobících šířek popsána v části A, odst. 3.2.

2.3.2 Celou spolupůsobící šířku desky s trámem lze přibližně uvažovat pokud vzdálenost trámů je menší než  $1/5$  vzdálenosti míst nulových hodnot ohybových momentů na nosníku (trámu).

2.3.3 Pokud se použijí modely deskostěnové a vyšší úrovně, je problematika spolupůsobících šířek v takovém řešení již zahrnuta.

2.3.4 Při výpočtu konstrukce se doporučuje zavést proměnu momentu setrvačnosti s ohledem na trhliny. Zahrnutí vlivu trhlin však vyžaduje iterační postup.

## **2.4 Ověřování výpočetního modelu zatěžovací zkouškou**

2.4.1 V současné době navrhované trémové konstrukce za pomoci modelů podle 2.2.3 prokazují při zatěžovacích zkouškách dobrou shodu s výpočtovým modelem. Pokud shody není dosaženo, je třeba hledat příčiny.

2.4.2 Při přepočtu starších konstrukcí lze stanovit podíl přenášení zatížení jednotlivými trámy na základě zatěžovací zkoušky nebo modální analýzou konstrukce.

Před zatěžovací zkouškou je třeba vykonat hlavní prohlídku mostu, popř. provést diagnostický průzkum konstrukce. Dále se doporučuje stanovit porovnávacím statickým výpočtem před zatěžovací zkouškou přibližně zatížitelnost mostu a s ohledem na ni stanovit zatěžovací stupně (hmotnosti zatěžovacích vozidel) při zatěžovací zkoušce. V průběhu zatěžovací zkoušky je třeba průběžně vyhodnocovat naměřené hodnoty (obvykle svislé deformace) a sledovat vznik a rozvoj trhlin.

## **3. Klenby**

### **3.1 Všeobecně**

a) Pro navrhování a posuzování zděných kleneb platí ČSN 73 6213 (připravuje se revize), která navazuje na ČSN EN 1996. Přitom se postupuje podle metodiky mezních stavů.

- b) Pro navrhování a posuzování kleneb z betonu platí ČSN EN 1992-2 a ČSN EN 1992-1-1. Volba pevnostní třídy betonu musí odpovídat požadavkům TKP pro betonové konstrukce v závislosti na agresivitě prostředí.
- c) Pro posouzení a stanovení zatížitelnosti stávajících zděných kleneb platí TP 199.

### **3.2 Materiály**

3.2.1 Pro nově navrhované zděné konstrukce musí být splněny požadavky ČSN EN 1996, popř. ČSN 73 6213 (v revizi).

3.2.2 Návrhové materiálové charakteristiky zdiva se uvažují podle ČSN EN 1996.

3.2.3 Materiálové charakteristiky betonu se uvažují podle ČSN EN 1992-1-1.

### **3.3 Zatížení, dynamické účinky**

3.3.1 Pro zatížení stálá, teplotou, větrem, nárazy, při výstavbě a dopravou platí ČSN EN 1991.

3.3.2 Lze předpokládat, že se zatížení z dosedací plochy kola roznáší max. pod úhlem 45° od svislice všemi vrstvami vozovky a nadnásypu až do střednice nosné klenby.

3.3.3 Při návrhu pro zatížení dopravou podle ČSN EN 1991-2 jsou dynamické účinky již zahrnuty v hodnotě zatížení. Pro jejich stanovení lze přibližně použít ČSN 73 6222. Při celkové tloušťce nadnásypu a vozovky větší než 1 m, lze popř. uvažít redukci dynamických účinků dopravy.

3.3.4 Zemní tlaky se uvažují podle ČSN EN 1997-1, popř. kap. C těchto TP.

### **3.4 Statický výpočet**

3.4.1 Betonové a zděné konstrukce kleneb lze navrhovat jako konstrukce ze stejnorodého materiálu s vlastnostmi podle 3.2.

3.4.2 Pro mezní stav únosnosti zděných kleneb jsou podmínky spolehlivosti definovány v ČSN EN 1996.

Poznámka: Pro zděné mosty pravděpodobně nebude EN a proto bude zpracována revize ČSN 73 6213.

3.4.3 Doporučuje se, aby napětí zdiva v provozních stavech nepřekročila hodnoty uvedené v Tab. 3.1. Napětí se počítají za vyloučeného tahu. Otevření spáry nesmí být větší než 1/2 plochy průřezu.

3.4.4 Při posuzování stávajících konstrukcí je třeba přihlídnout k ČSN ISO 13822. U nadměrně vlhkého zdiva je třeba stanovit hodnoty pevnosti, popř. další charakteristiky zdiva.

Tab. 3.1 Přípustné (dovolené) namáhání zdiva

Prvek zdiva	Materiál	Přípustné namáhání při zatížení hlavním v MPa		Modul pružnosti v MPa
		v tlaku	ve smyku	
Kvádrové zdivo	žula, čedič, porfyr	6,0	0,4	25 000
				12 000
	vápenec	5,0		12 000
	pískovec	4,0		
Řádkové zdivo	bez rozdílu druhu kamene	3,0	0,3	viz kvádrové zdivo
Zdivo lomové	vrstvené	2,0	0,2	10 000
	obyčejné	1,5		6 000
Cihly	P 600	2,5		10 000
	P 350	1,5		3 000



## C. ZEMNÍ TLAK, INTERAKCE KONSTRUKCE A ZEMINY

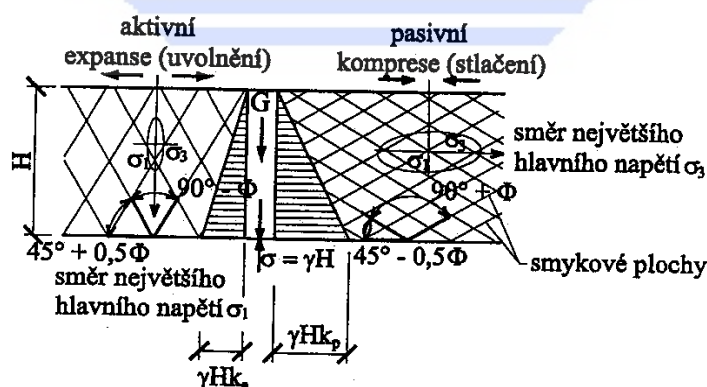
### 1 Zemní tlaky

1.1 Velikost a rozdělení zemního tlaku lze stanovit:

- početně nebo graficky na základě vyšetřování mezní rovnováhy zemního masívu,
- numerickým modelováním,
- experimentálně (není zde popisováno).

Uvedené postupy jsou zakotveny v ČSN 73 0037 "Zemní tlak na stavební konstrukce" (připravuje se zbytková ČSN) a odpovídají i ustanovením předběžné evropské normy ČSN EN 1997-1 "Navrhování geotechnických konstrukcí". Ve stejném pojetí jsou formulována i ustanovení pro určení horninového tlaku v ČSN 73 7501 "Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů".

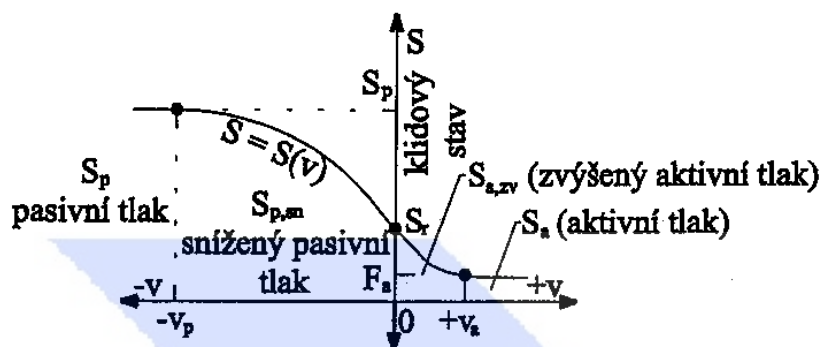
1.2 Z vyšetřování mezní rovnováhy zemního tělesa vyplývá, že při vyčerpání smykové pevnosti na smykové ploše dochází k porušení zeminy dvojím způsobem. Při uvolnění (expansi) má menší z hlavních napětí hodnotu aktivního zemního tlaku a při stlačení (kompresi) má větší z hlavních napětí hodnotu pasivního zemního tlaku. Obě tato hlavní napětí vytvářejí se svislým hlavním napětím kombinace, které vedou k porušení zemního tělesa soustavou smykových ploch (obr.), jež vždy svírají s 1. hlavní rovinou (rovina kolmá k většímu z hlavních napětí) oboustranně symetricky úhly  $45^\circ + \varphi/2$ . Rovinné smykové plochy vznikají pouze u zemin nesoudržných nebo se zanedbatelnou kohezí, u soudržných zemin se vytvářejí zakřivené smykové plochy.



Obr.1 Rankinův stav mezní rovnováhy zemního tělesa

Známa závislost velikosti zemních tlaků na deformaci elementu, který zprostředkovává interakci je na obr.2. Obvykle se na této závislosti dokumentuje poměr velikostí tří druhů zemních

tlaků a velikosti deformace potřebné pro vznik mezních hodnot tlaku aktivního i tlaku pasivního. Tato křivka však dobře vystihuje závislost obecnější, a to jakýsi staticky neurčitý charakter problematiky určování zemních tlaků. Pro určení staticky neurčitých veličin se vyžaduje formulace přetvárných výminek. Analogicky tomuto faktu je velikost a rozdělení zemního tlaku na stavební element funkcí velikosti a charakteru jeho deformace. Absolutní velikosti mezních hodnot bočních zemních tlaků jsou také závislé na velikosti smykových parametrů  $\tau$  a na objemové tíze zeminy  $\gamma$  (v čase je možná i závislost na vývoji fyzikálního stavu zeminy). Všechny mezilehlé hodnoty tlaků (teoreticky nekonečné množství) nelze při použití klasických výpočetních postupů explicitně vyjádřit a určují se pouze přibližně s využitím obvyklé velikosti deformace potřebné ke vzniku některé z mezních hodnot tlaků.

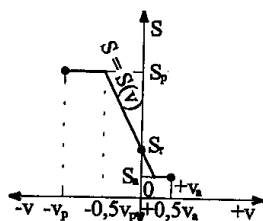


Obr. 2 Závislost velikosti zemních tlaků na deformaci

**Poznámka:** Nalezení výstižné funkce pro závislost  $S = S(v)$  je velmi obtížné a ve skutečných podmínkách nereálné, takže uplatnit ji exaktně při určování zemního tlaku v závislosti na deformaci prakticky nelze. Byla však navržena řada aproximačních funkcí, které při znalosti mezních posunů  $v_a$ ,  $v_p$  umožňují v závislosti na deformaci určení jiných hodnot zemního tlaku než hodnot mezních, tzn. určení zvýšeného aktivního zemního tlaku  $S_{a,zv}$  a sníženého pasivního tlaku  $S_{p,sn}$ .

### 1.3 Aproximační funkce

a) trilineární závislost  $S = S(v)$  - Dembicki 1976 (viz obr.3),

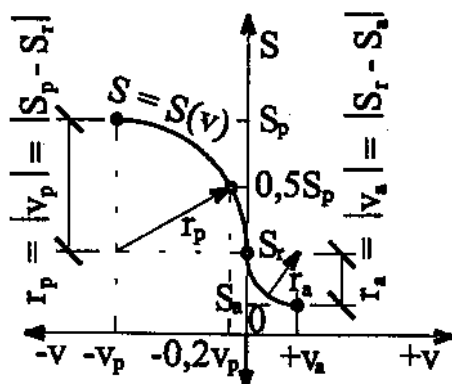


pro $v \in (0,5v_p; 0)$	$S_{p,sn} = S_r + v (S_p - S_r)/0,5v_p$
pro $v \in (0; 0,5v_a)$	$S_{a,zv} = S_r - v (S_r - S_a)/0,5v_a$
pro $v > 0,5v_a$	$S = S_a$
pro $v < 0,5v_p$	$S = S_p$

Obr. 3 Aproximační funkce

b) aproximační závislost  $S = S(v)$  ve tvaru kružnic o různých poloměrech - Nendza - Klein 1974 (viz obr. 4).

Obr. 4 Aproximační závislost Nendza - Klein



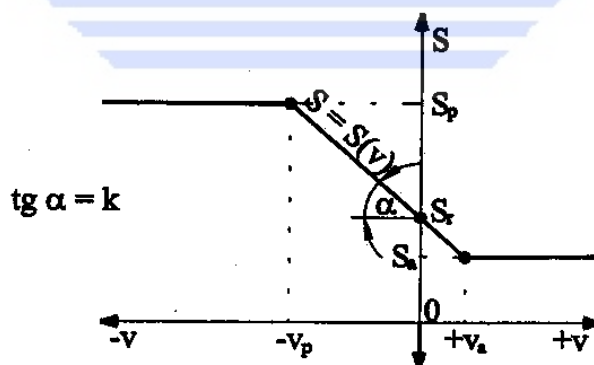
$$0,5S_p \cong (15 \text{ až } 20\%) v_p$$

$$0,33S_p \cong (6 \text{ až } 8\%) v_p$$

**Poznámka:** Z této aproximace poprvé vyplynul poznatek o možnosti ( a také nutnosti) redukovat velikosti pasivního zemního tlaku při výpočtu stavebních konstrukcí. Úplná mobilizace pasivního zemního tlaku, odpovídajícího dosažení stavu mezní rovnováhy, vyžaduje poměrně značná posunutí 2 až 5% výšky konstrukce, což např. při výšce stěny 4,0 m činí 8 až 20 cm!). Taková posunutí však mohou již ohrožovat stabilitu konstrukce a přilehlých objektů. Byla tudíž nasnadě otázka, lze-li se vůbec bezpečně spolehnout na síly odpovídající meznímu zemnímu tlaku, když jejich mobilizace vyžaduje tak značná posunutí. Stav mezní rovnováhy byl analyzován na základě matematické teorie pružnosti, platící pouze pro pružná homogenní a izotropní tělesa, přičemž se tento postup dosti kuriozně (vzhledem k tomu, že neexistovalo lepší řešení a přes nedostatek experimentálních potvrzení) aplikoval i na prostředí pružnoplastická, heterogenní a anizotropní.

Z aproximace vyplynulo velmi důležité zjištění, že využití poloviční hodnoty zemního tlaku vyžaduje méně než pětinou deformaci oproti mezní hodnotě  $v_p$ , využití třetinové hodnoty pasivního tlaku vyžaduje méně než desetinu mezní deformace. To ve svém důsledku znamená (při využití ve statických výpočtech) významné zvýšení spolehlivosti konstrukcí, u nichž některé z podpor jsou tvořeny pružnoplastickým zemním či horninovým masivem.

c) trilineární závislost vycházející z definice ideální pružnoplastické Winklerovy hmoty (obr.5) je nejčastěji používaná aproximační funkce



Obr.5 Trilineární aproximační funkce

Velikost zemních tlaků v jednotlivých deformačních intervalech lze stanovit z výrazů:

pro $v \in \langle v_a, v_p \rangle$	$S = k \cdot v + S_r$
pro $v < v_a$	$S = S_a$
pro $v > v_p$	$S = S_p$

**Poznámka:** Pro použití této aproximace je nutno znát parametr  $\alpha$ , který jednoznačně určuje velikost zemních tlaků mezi hodnotami  $S_a$  a  $S_p$ . Tangenta úhlu  $\alpha$  se nazývá modulem reakce prostředí a je konstantou úměrnosti ve Winklerově hypotéze  $\alpha = k$ .  $v$  (její fyzikální význam představuje pérovou konstantu winklerovských pružin). Jde o veličinu, kterou je nutno stanovit experimentálně, neboť jde o charakteristiku zemin a hornin, která je závislá na tvaru a velikosti zatěžované plochy. Existují však výpočetní postupy, které určují modul reakce prostředí jako funkci modulu deformace zemin  $E_{def}$  a rozsahu deformační zóny pružného poloprostoru při působení zemního tlaku.

#### c) jiné aproximace

Mohou být použity i křivky vyššího řádu (hyperbolická tangenta - Křístek, 1985; hyperbola - Hurych, 1984).

1.4 Numerické modelování využívá univerzální postupy určování napjatosti a deformací zemních těles, zejména MKP či u diskontinuitních horninových masívů metodu oddělených prvků (DEM).

Vhodný je model respektující závislost mezi velikostí zemního tlaku a deformací poddajné konstrukce. Tento model převádí určení velikosti a rozdělení horninových tlaků z oblasti vstupu do oblasti výstupu statického řešení, takže i konečné určení vnitřních sil konstrukce je nezatížitelné subjektivní volbou zatěžovacího obrazce.

1.5 Výchozím předpokladem je aplikace globální závislosti velikosti zemních tlaků na deformaci na diskrétní body konstrukce. V každém bodě konstrukce je zemní tlak určen podle některého z výše uvedených aproximačních průběhů v závislosti na deformaci konstrukce. Opakovanými iteracemi je posléze dosaženo shody mezi deformacemi poddajné konstrukce a tlaky působícími v jednotlivých diskretizovaných bodech: Průběh zatížení na celou konstrukci (zatěžovací obrazec) je dán vypočtenými poradnicemi zemních tlaků v těchto bodech.

**Poznámka:** Tento postup také nejvýrazněji odlišuje numerické určování velikosti a průběhu zemních tlaků u poddajných konstrukcí od klasického postupu u konstrukcí tuhých, kdy je stanovena předem celková velikost zemního tlaku v závislosti na velikosti deformace a předem určen i tvar zatěžovacího obrazce v závislosti na charakteru deformace (tzv. redistribuce zatížení). Je zřejmé, že nesprávný tvar zatěžovacího obrazce (i při jeho správné velikosti) v důsledku neprovedení nebo naopak při neuváženě provedené redistribuci zemního tlaku může mít velmi podstatný (a negativní) vliv na výpočet vnitřních sil v konstrukci a její výslednou spolehlivost.

## 2 Zemní tlaky na přesýpané klenbové konstrukce

2.1 Přesýpané tenkostěnné klenbové konstrukce vesměs získávají svou nosnou schopnost díky spolupůsobení s postupně po tenkých vrstvách prováděným zásypem, kvalitně hutněným s důslednou kontrolou.

2.2 Všechny tenkostěnné přesýpané konstrukce vyžadují velmi pečlivou statickou analýzu velikosti vnitřních sil, vznikajících v konstrukci během zasypávání. Jejich velikost je určena především velikostí působícího zemního tlaku při provádění obsypu a zásypu, včetně účinků hutnění hutněními mechanismy.

Zásyp zeminou po vrchol klenby musí působit symetricky z obou stran konstrukce. Tomuto požadavku musí odpovídat materiál zásypu a postup zasypávání a hutnění (i když úplná sy-

metrie není prakticky možná). Největší možný rozdíl v nesymetrii zásypu je třeba prokázat statickým výpočtem.

2.3 Při zasypávání konstrukce po vrchol klenby dochází k deformaci střednice v boční části směrem dovnitř, a tím k uvolňování (expanzi) zeminy na bocích. Vodorovný tlak zeminy se obvykle uvažuje přibližně jako zvýšený aktivní tlak  $\sigma_{a,zv} = \gamma \cdot h_i \cdot (K_a + K_r)/2$ . Tuto hodnotu je možno zpřesňovat při dalších iteracích výpočtu deformací konstrukce.

**Poznámka:** Deformace střednice tenkostěnných klenbových konstrukcí při zasypávání lze částečně omezit vhodně umístěnými dočasnými táhly nebo podpěrami

2.4 V horní části dílčích etap zásypu je třeba vodorovný tlak zvětšit o vliv zhutňování [1], [2].

2.5 Zatížení zeminou nad vrcholem klenby deformuje konstrukci opačně než při zasypávání po vrchol.

Velikost svislého zatížení zeminou se rovná tíze zeminy. Při zasypávání nad vrcholem klenby dochází ke stlačování (kompresi) zeminy v bocích konstrukce, nikoliv však v míře potřebné pro vznik plné hodnoty (mezní) pasivního zemního tlaku. Vodorovný tlak  $\sigma_{p,sn}$  tudíž leží v rozmezí  $\sigma_{a,zv} < \sigma_{p,sn} < \sigma_p$ .

**Poznámka:** Stávající výpočetní postupy využívají pro tyto konstrukce aproximaci Winklerovým pružinovým modelem. Vodorovný tlak v místech zatlačení konstrukce do násypu je pak dán vztahem (při běžně používaném výchozím stavu od nedeformované střednice)  $\sigma_{p,sn} = \sigma_r + k \cdot v$ , což odpovídá tlakové části aproximačního modelu ideální pružnoplastické Winklerovy hmoty. (U zasypávaných konstrukcí se nepředpokládá tahové působení pružin; ty jsou naopak v průběhu iteračního výpočtu vylučovány.)

2.6 Tuhé přesypané klenbové konstrukce jsou méně citlivé na postup při provádění zásypu, větší nesymetrie se však nedoporučují. Hutnění násypu nemá rozhodující význam pro dosažení dostatečné únosnosti konstrukce; parametry hutnění jsou obvykle dány požadavky na kvalitu hutnění zemního tělesa pro komunikaci.

Svislá zatížení těchto konstrukcí jsou při nižších výškách zásypu dána tíhou nadložených vrstev, při vyšších nadložích se stanoví v závislosti na typu obsypu a způsobu založení konstrukce s uvážením koncentračního faktoru vyjadřujícího vliv svislého tření mezi objektem (včetně zeminy nad ním) a sousedícím zemním masívem.

Vodorovné zatížení při zasypávání se budou vzhledem k tuhosti klenby blížit více hodnotě tlaku v klidu, takže je vhodné uvažovat koeficient zvýšeného aktivního tlaku hodnotou  $K_{a,zv} = (K_a + 2 K_r)/3$ .

Při přesypávání vrcholu v podstatě nedojde u tuhé klenby k mobilizaci pasivního zemního tlaku vzhledem k velmi malým deformacím. Pokud není použit některý z přesnějších numerických modelů, doporučuje se při stanovení hodnoty bočního zemního tlaku uvažovat tzv. pasivní tlak v klidu (s koeficientem  $K_{rp} = \tan(45 + \varphi/2)$ ) a počítat vnitřní síly v klenbě na zadané vnější zatížení bez uvažování spolupůsobení s násypem.



## **D. ZÁSADY REKONSTRUKCÍ MOSTŮ PRO OMEZENÍ NADMĚRNÝCH PRŮHYBŮ**

Na mnoha stávajících letmo betonovaných mostech jsou diagnostikovány nadměrné průhyby s jen malou nebo žádnou tendencí k ustalování jejich nárůstů. Tyto nadměrné průhyby jsou vnímány uživateli velmi negativně, vyvolávají dojem statické nedostatečnosti (byť tomu tak být nemusí) a v některých případech stimulují poškození některých konstrukčních prvků. Ve všech takových případech, a navíc v případech, kdy je diagnostikována větší míra poškození předpínací výztuže, je třeba přistoupit k rekonstrukci objektu. U některých konstrukcí byla zjištěna snaha řešit negativní projevy vzniklých nadměrných deformací (a to též již během výstavby) dodatečnými vyrovnávacími vrstvami, které však problém dlouhodobě jen zhoršují.

Cílem rekonstrukce letmo betonované konstrukce nesmí být vyrovnání stávajících nadměrných průhybů na původní niveletu (značná část deformací je totiž trvalá, a tudíž bez zásadního přemáhání konstrukce opačným směrem nevratná), ale jen částečné omezení těchto průhybů a hlavně odstranění nebo alespoň významné omezení nárůstů průhybů do budoucna. Další cílem takové rekonstrukce musí být, kromě případně potřebného obnovení statické dostatečnosti, též odstranění poruchových detailů.

Výchozím podkladem pro návrh takové rekonstrukce musí být podrobný diagnostický průzkum, který ověří kvalitu betonu, stav betonářské a zejména předpínací výztuže. Dále je třeba zjistit stav ložisek, příp. vnitřních kloubů. Zatékající dilatace jsou častou příčinou koroze vnitřních kloubů, ložisek a předpínací výztuže umístěných pod nimi. Zvláštní pozornost je třeba věnovat (a příp. užít speciální diagnostické metody) stavu předpínací výztuže u starších konstrukcí, kde je předpětí vedeno ve žlabech nebo položeno na horní, resp. dolní desce a obetonováno ochranným betonem. Zatékání izolace kolem odvodňovačů nebo porucha odvodňovacích svodů uvnitř komory mostu zde mohou mít za následek zásadní poškození předpínací výztuže korozí a přímé ohrožení únosnosti konstrukce (přitom neplatí, že takové poškození konstrukce se musí projevit nadměrným průhybem - záleží na tuhosti konstrukce, rozložení poškození výztuže a dalších faktorech).

### **Návrh rekonstrukce mostu vykazujícího nadměrné průhyby**

Návrh má vycházet z následujících zásad:

1. Proveďte se kontrolní přepočty konstrukce, kde se jako vstupní hodnoty použijí veškerá dostupná data o konstrukci – jak geometrická, dále materiálová (viz diagnostický průzkum), tak také data o skutečném postupu výstavby a zatížení. Dále se pro modelování chování konstrukce v provozu užijí současné poznatky, uplatňované též pro návrh nových konstrukcí (funkce dotvarování, smršťování, moduly pružnosti betonu, relaxace předpínací výztuže apod.). Doporučuje se provést tento výpočet intervalovým způsobem na základě zjištěného rozptylu vstupních dat. Míra výstižnosti provedeného výpočtu se projeví v míře shody vypočtených a ve skutečnosti zjištěných deformací. Výsledkem takového výpočtu je pak posouzení statické dostatečnosti stávající konstrukce s možností predikce dalšího chování a zároveň tento model slouží jako základní pro návrh rekonstrukce.
2. Rozhodne se o příp. změnách statického systému – zásadně se doporučuje odstranit případné vnitřní klouby jejich zmonolitněním (zde je však třeba studovat vliv změny static-

- kého systému na namáhání stojek rámu, a přijmout event. další opatření jako rozpírání konzol mostu před zmonolitněním, event. dodatečné změkčení stojek – např. vytvořením vrubových kloubů v patě jako u Zvíkovského mostu přes Vltavu).
3. Zjistí se možnosti minimalizace stálého zatížení – vždy je při rekonstrukci třeba odstranit veškeré původní příslušenství a vyrovnávací vrstvy a nové příslušenství mostu tíhově minimalizovat – zásadně se zbytkový průhyb konstrukce po rekonstrukci přiznává a nevyrovnává se balastními vyrovnávacími vrstvami; někdy lze významně ulehčit konstrukci odstraněním zbytných konstrukčních prvků, jako např. diafragmat a příčníků uvnitř rozhodujících polí mostu.
  4. Rozhodne se o event. odstranění koroze napadeného stávajícího předpětí a o postupu jeho odstraňování v souvislosti s jeho náhradou novým předpětím.
  5. Na novém modelu konstrukce (zahrnujícím případné změny stat. systému, změny stálého zatížení, úpravu stávajícího předpětí) se provede návrh nového dodatečného předpětí:
    - a. navrhuje se externí předpětí z kabelů bez soudržnosti (volných kabelů)
    - b. kabelové dráhy jsou vedeny tak, aby byl maximalizován záporný momentový účinek těchto kabelů v hlavním poli/hlavních polích – typicky se jedná o zvedané kabely uvnitř komory mostu s co největším vzepětím, které vnitřní rozměr komory umožní; přitom je vždy třeba kontrolovat, zda přidáváním volného předpětí nadměrně neroste tlakové namáhání betonu zejména v horní desce uprostřed pole (ve světě je znám případ havárie letmo betonovaného mostu po jeho rekonstrukci volnými kabely), případně namáhání průřezů v krajních polích – v případě potřeby je jedním z mála možných řešení vyvedení externího předpětí až pod komoru mostu (a tím dosažení maximalizace momentového účinku kabelů při minimalizaci potenciálně negativního nárůstu normálové síly) – příkladem takového konceptu řešení je rekonstrukce mostů přes Labe v DěčíněDnes se často používá menší počet větších předpínacích jednotek.
  6. V závislosti na požadavcích na stupeň ochrany externího předpětí (podle prostředí), na případnou dopínatelnost a vyměnitelnost kabelů je třeba zvolit typ konstrukce externího kabelu – v zásadě se vždy jedná o kabel v chrániče z HDPE, přičemž jednotlivá lana jsou v ní buď uložena přímo a po napnutí jsou dodatečně injektována injektážní maltou (alt. jsou uložena v tuku, event. vosku) – tzv. kabel typu I – nebo jsou v chrániče uložena jednotlivá lana v PE obalech s tukovou výplní (tzv. lana typu Monostrand), přičemž kabel se injektuje před napínáním – tzv. kabel typu II. Alternativou ke kabelům typu II mohou být usměrněné kabely ve tvaru pásů, kde jsou PE obaly jednotlivých lan s tukovou výplní pevně usazeny do řady v ploché vnější PE chrániče – kabel typu IIa. Tyto kabely se neinjektují. Pro výběr typu kabelu jsou podstatná následující hlediska:
    - Z hlediska ochrany kabelů proti působení prostředí se za dostatečný v běžném prostředí uvnitř komory mostu považuje kabel typu I, pokud se kabel nachází v částečně agresivním prostředí – typicky vně komory pod mostem – doporučuje se užití kabelu typu II (IIa).
    - Dodatečně dopínatelné jsou pouze kabely typu II (IIa). Pro dopínání kabelů je však třeba ponechat dostatečné přesahy lan za kotvou, případně zvolit speciální konstrukci kotvy. Dříve se často požadovala dopínatelnost kabelů z důvodu pouhé kontroly napětí v kabelu, dnes lze pro tyto účely použít též měřicí techniku (např. elastomagnetické snímače instalované na lanech pod kotvou, event. metody založené na vyhodnocení dynamických charakteristik kabelu). Pausální uplatňování požadavku na dopínatelnost kabelů není v běžných případech opodstatněné.
    - Vyměnitelnost kabelů separátně po jednotlivých lanech je teoreticky možná u typu IIa, v praxi se však běžně neprovádí. Kabely typu I i II (IIa) lze v případě potřeby vyměňovat jako celek, je však třeba tomuto požadavku přizpůsobit zejména konstrukci průchodu kabelu deviátorem, příčníky a též detaily kotvení.

- Při volbě typu kabelu záleží též na jeho délce a tvaru dráhy – vzhledem k nižším ztrátám předpětí třením u kabelu typu II (IIa) oproti typu I lze kabely typu II (IIa) doporučit pro dlouhé, případně mnohonásobně zvedané dráhy.
  - Zejména u železničních mostů se bude možné v budoucnu setkat s požadavky na elektroizolační vlastnosti kabelů – tyto lze již dnes řešit za pomoci speciálních detailů, zvláště v kotvení.
7. Zásadní pozornost je třeba věnovat správnému konstrukčnímu řešení klíčových detailů pro instalaci externího předpětí – tedy konstrukci vnitřních deviátorů, zřízení průchodů příčníky a zřízením kotevních bloků. Zejména je třeba vzít v úvahu, že původní konstrukce nebývá v místech deviátorů a kotevních bloků navržena na přenos sil vznikajících z působení externího předpětí.
- Deviátory slouží k vychýlení dráhy kabelu do potřebného směru. Navrhují se železobetonové (zejména v případech, kdy slouží ke změně směru více kabelů zároveň), event. ocelové (spíše pro menší počet kabelů). Přenos sil z deviátoru do původní konstrukce se zajišťuje pomocí předpínacích tyčí, VP šroubů, příp. vzepřením konstrukce deviátoru o strop/dno/stěnu komory, event. kombinací těchto způsobů. Značnou pozornost je třeba věnovat konstrukci vlastního průchodu kabelu deviátorem – v případě betonových deviátorů se jedná často o ocelové průchodky individuálního tvaru, které musí být na vstupech a výstupech kabelu z deviátoru navrženy tak, aby již zde nedocházelo ke kontaktu kabelu s průchodkou.
  - Průchody stávajícími příčníky se vrtají, potřebné změny směru kabelů se řeší před/za příčníkem pomocí deviátorů, často v podobě železobetonových bloků přibetonovaných k příčníku.
  - Kotevní bloky pro kabely se navrhují téměř výhradně jako železobetonové masivní bloky. Vzhledem k potřebě přenosu značných sil do původní konstrukce se doporučuje provést tyto bloky jako opřené o stávající příčníky uvnitř mostu nebo zvnějšku o koncová čela na opěrách event. v kombinaci s připnutím pomocí předpínacích tyčí.

V závislosti na volných délkách kabelů mezi deviátory, resp. kotevními bloky se doporučuje navrhnout případná antioscilační zařízení, která omezí případné nežádoucí kmitání externích kabelů během provozu. Tato zařízení se navrhují při volných délkách kolem 12-20m ve formě lehkých ocelových přípravků, dodatečně fixujících kabel ke stěně/desce komory nebo k sousednímu kabelu o jiné volné délce navzájem.

Náročnost projektové a další přípravy je u rekonstrukcí mostů vyžadujících zesílení externími kabely značná a často přesahuje tyto nároky u novostaveb. Např. speciální technologii a odbornou erudici vyžaduje zaměření přesného tvaru stávajícího vnitřku komor mostu, potřebného pro detailní návrh tvaru kabelových drah, vytyčení vrtů příčníky, vytyčení poloh kabelových průchodů v deviátorech apod.

Mírou úspěšnosti rekonstrukce je pak míra shody předpokládaného deformačního chování konstrukce s naměřenou skutečností, a to nejen v průběhu rekonstrukce, ale zejména v dalším provozu.

## E. DLOUHODOBÉ SLEDOVÁNÍ MOSTŮ

### 1. Účel dlouhodobého sledování (monitorování)

Účelem dlouhodobého sledování vybraných mostů (nebo konstrukčních prvků mostů) je zejména zjištění jejich skutečného chování a vlastností a jejich změn v čase. Lze provádět například sledování:

- A) účinků dopravy (zejména účinků těžké nákladní dopravy),
- B) účinků změn teploty,
- C) nárůstu nevratných přetvoření mostu v závislosti na čase v důsledku dotvarování a smršťování mostů z předpjatého betonu,
- D) změn osových sil (předpínacích sil) ve vnějších kabelech mostů z předpjatého betonu a v závěsech zavěšených mostů.

### 2. Cíle dlouhodobého sledování:

#### 2.1 Základní cíle dlouhodobého sledování mostních objektů na účinky dopravy:

- a) Získávání podkladů pro návrhové normy předepisující zatížení mostů dopravou.
- b) Sledování změn v měřené odezvě sledované nosné konstrukce v průběhu času - změny mohou být periodické a trvalé, sledovány mohou být změny kvazistatické odezvy od jednotkového zatížení, změny úrovně dynamické odezvy, změny vlastních frekvencí. Při zjištění podstatné změně odhalit příčinu této změny a stanovit důsledky pro zatížitelnost sledovaného mostního objektu.
- c) Ověření použitého teoretického modelu konstrukce.
- d) Sledování rozdílů v odezvě změněné nosné konstrukce (například v důsledku rekonstrukce mostu, závady mostu nebo změny intenzity proměnného zatížení).
- e) Sledování úrovně únavového namáhání mostu způsobeného účinky dopravy.

#### 2.2 Základní cíle dlouhodobého sledování mostních objektů na účinky teploty:

- a) Získávání podkladů pro návrhové normy předepisující zatížení mostů teplotou.
- b) Získávání podkladů o odezvě nosné konstrukce na změnu rovnoměrné složky teploty, získávání podkladů o velikosti délkové změny dilatačních celků, získávání podkladů o změnách šířky dilatační spáry.

#### 2.3 Základní cíle dlouhodobého sledování nárůstu nevratných přetvoření mostů v důsledku dotvarování a smršťování betonu:

- a) Ověření použitého teoretického modelu konstrukce,
- b) Údaje o skutečných hodnotách nárůstu nevratných přetvoření mostů, které jsou důležitým údajem ovlivňujícím přerozdělování namáhání v čase, zejména u mostů budovaných letmou betonáží.

#### 2.4 Základní cíle dlouhodobého sledování změn osových sil (předpínacích sil) v kabelech a závěsech mostů:

- a) Údaje o změnách velikosti osových sil (předpínacích sil) v kabelech a závěsech mostů, které jsou důležitým údajem ovlivňujícím únosnost mostu,
- b) Ověření teoretického modelu konstrukce použitého pro výpočet ztrát předpínací síly.

#### 2.5 Vedle cílů uvedených výše se při dlouhodobém sledování mostů sbírají například i údaje využitelné pro:

- a) stanovení zbytkové životnosti konstrukce,



- b) plánování termínů preventivních prohlídek a oprav.

### 3. Metodika sledování

Dlouhodobé sledování mostních objektů může být prováděno v různých režimech:

- a) Kontinuální sledování – sledování je prováděno spojitě v čase, naměřená data jsou v tomto režimu uchovávána na paměťovém médiu měřicí ústředny (tzv. dataloggeru) nebo řídicího počítače, odkud jsou přenášena při pravidelných kontrolních návštěvách sledovaného mostu, nebo pomocí dálkového přenosu přes internet na pokyn z řídicího centra.
- b) Periodické sledování – sledování je prováděno v pravidelných intervalech. Měření může být spouštěno automaticky měřicí ústřednou na základě nastavených parametrů, nebo obsluhou měřicí linky na pokyn z řídicího centra pomocí internetu, nebo obsluhou měřicí linky přímo na sledovaném mostě. Délka intervalu může být pro různé experimenty značně rozdílná. Jako příklad velmi krátkého intervalu periodického sledování lze uvést sledování dynamické odezvy mostu na účinky dopravního proudu spojitě po dobu 15 minut, které je periodicky spouštěno každou hodinu, příkladem dlouhého intervalu periodického sledování je interval běžných případně hlavních prohlídek mostů.
- c) Příležitostné sledování – sledování, které je opakováno nepravidelně s velkou časovou prodlevou mezi experimenty.
- d) Jednorázový experiment.

*Ad A) - dlouhodobého sledování mostních objektů na účinky dopravy:*

Sledování velikosti zatížení mostu dopravním proudem:

- a) Přímé sledování zatížení mostu dopravou pomocí silniční váhy WIM (weight in motion) – silniční váha umožňuje stanovit pro každé projíždějící vozidlo čas průjezdu, jízdní pruh, ve kterém se vozidlo pohybuje, rychlost jízdy, počet náprav, zatížení jednotlivých náprav, celkovou hmotnost vozidla, kategorii vozidla. Údaje o vozidlech jsou dále tříděny podle kategorie projíždějícího vozidla a jeho celkové hmotnosti a následně zpracovávány do sumačních tabulek. Z hlediska namáhání mostu jsou zajímavé především údaje o četnosti, celkové hmotnosti a seskupení nákladních vozidel kategorie 6, 7, 9 (tzv. kamiony) a 13 (zvláštní soupravy).

Tento způsob měření je zpravidla prováděn v režimu kontinuálního sledování.

- b) Nepřímé sledování velikosti zatížení mostu dopravou na základě sledování velikosti odezvy vybraného prvku nosné konstrukce mostu (např. sledování poměrných deformací na spodním povrchu hlavních nosníků uprostřed rozpětí pomocí tenzometrů, sledování průhybů mostu uprostřed rozpětí pomocí relativních snímačů průhybu) – lze provést kalibraci měřicího systému na základě několika průjezdů typického nákladního vozidla o známé hmotnosti, na základě této kalibrace lze pak z výsledků měření provádět odhad celkové hmotnosti projíždějících nákladních vozidel. U tohoto způsobu sledování závisí spolehlivost identifikace jednotlivých nákladních vozidel a odhadu jejich celkové hmotnosti na typu a konstrukčním řešení mostu a také na konkrétní konfiguraci vozidel na mostě.

Toto uspořádání měření umožňuje sledovat pouze průjezd nákladních vozidel, nelze sledovat zatížení jednotlivých náprav vozidla a nelze stanovit ani kategorii projíždějícího nákladního automobilu.

Tento způsob měření je zpravidla prováděn v režimu kontinuálního sledování, nebo v režimu periodického sledování s velmi krátkým intervalem.



Sledování dynamické a kvazi statické odezvy mostů na účinky projíždějících vozidel:

- a) Dynamická odezva mostů může být sledována v měřítku výchylek (průhybů, posunů), pootočení, poměrných deformací, rychlostí a zrychlení. Dynamické výchylky mostu lze sledovat pomocí relativních snímačů výchylek a absolutních snímačů výchylek. Relativní snímače zaznamenávají kombinaci kvazistatické a dynamické složky odezvy, absolutní snímače výchylek jsou schopné sledovat pouze dynamickou složku odezvy. Minimální frekvence kmitání, kterou je schopen absolutní snímač výchylek ještě nezkresleně zachytit, závisí na konstrukci snímače. Poměrné deformace lze měřit pomocí tenzometrů, rychlost kmitání se měří pomocí absolutních snímačů rychlosti a zrychlení se zaznamenává absolutními snímači zrychlení.

Tento způsob měření je možné provádět v režimu kontinuálního sledování, nebo v režimu periodické sledování s krátkým intervalem.

- b) Kvazistatická odezva mostů může být sledována v měřítku výchylek (posunů, průhybů) a poměrných deformací. Kvazistatické průhyby mostu lze sledovat pouze pomocí relativních snímačů průhybu. Kvazistatické poměrné deformace lze měřit pomocí tenzometrů.

Dynamická i kvazistatická odezva mostu je měřena jako odezva na zatížení od všech vozidel nacházejících se v daný okamžik na sledovaném mostním objektu závisející i na jejich konkrétním vzájemném rozmístění na mostu.

*Ad B) Sledování účinků změn teploty:*

- a) Měření teploty musí být na sledovaných mostech uspořádáno tak, aby z výsledků měření bylo možné vyhodnotit všechny základní složky zatížení teplotou [viz ČSN EN 1991-1-5] (zejména pak rovnoměrnou složkou a rozdílovou složkou teploty ve svislém směru).

Měření teploty se na mostech provádí ve vybraných průřezích, ve kterých se snímače teploty rozmístí tak, aby bylo možné jednotlivé složky zatížení teplotou spolehlivě vyhodnotit. Rozmístění snímačů v průřezu se liší podle typů sledované nosné konstrukce mostu (deskový most, trámový most, komorový most). Pro měření teploty se na mostech používají především odporové termočlánky (např. Pt 100, Pt 1000, Ni 1000).

Měření teploty nosné konstrukce mostu je potřebné doplnit o sledování teploty vzduchu ve stínu v blízkém okolí sledovaného mostu, u komorového mostu je vhodné měřit i teplotu vzduchu v komoře.

Sledování teploty na mostech je vhodné navázat na měřené údaje o klimatických jevech (zejména pak o teplotě vzduchu) prováděných blízkým pracovištěm ČHMÚ.

- b) Při sledování odezvy nosné konstrukce mostu na změnu rovnoměrné složky teploty - získávání podkladů o změnách šířky dilatační spáry je potřebné použít takové uspořádání měření posunů v dilatační spáře, které je dlouhodobě stabilní a které umožní pokračování měření i v případě přerušení napájení měřicí linky. K tomu jsou vhodné indukční snímače dráhy nebo potenciometry.

*Ad C) Dlouhodobé sledování nárůstu nevratných přetvoření mostů v důsledku dotvarování a smršťování betonu:*

- a) Měření postupného nárůstu průhybů mostu lze provádět geodeticky (optickými nivelačními přístroji) v režimu periodické sledování.

- b) Pro sledování postupné změny poměrných deformací je vhodné použít optovláknové extenzometry a strunové tenzometry v režimu periodického nebo kontinuálního sledování.

U tohoto experimentu je důležité, aby sledování bylo zahájeno co nejdříve již během výstavby mostu.

*Ad D) Sledování změn osových sil (předpínacích sil) ve vnějších kabelech a závěsech mostů:*

- a) Určení osově síly pomocí magnetoelastické metody [viz [www.projstar.sk](http://www.projstar.sk)] – jedná se o přímou nedestruktivní metodu pro měření mechanického napětí v ocelových lanech, tyčích a kabelech, použitý magnetoelastický snímač musí být vyroben přímo pro typ sledovaného prvku, snímač musí být kalibrován v závislosti na velikosti mechanického napětí (osové síly) v sledovaném prvku a v závislosti na teplotě prvku, při které je měření prováděno.
- b) Určení osově síly na základě změřených vlastních frekvencí příčného kmitání sledovaného prvku – jedná se o nepřímou nedestruktivní metodu měření osových sil. Osová síla je vyhodnocována na vhodném matematickém modelu (na prutovém modelu, strunovém modelu) na základě vztahu mezi osovou silou a vlastními frekvencemi příčného kmitání sledovaného prvku. Měření vlastních frekvencí lze provést pomocí běžných snímačů kmitání, jejichž frekvenční rozsah vyhovuje potřebám konkrétního experimentu.
- c) Sledování osově síly na základě tenzometrického měření deformací části sledovaného prvku, pokud má být pomocí tenzometrů stanovena absolutní hodnota osově síly, musí být tenzometry na sledovaný prvek instalovány již před zahájením předpínání.

Výhodou postupů a) a b) je, že pomocí magnetoelastického snímače a pomocí změřených vlastních frekvencí příčného kmitání sledovaného prvku lze stanovit absolutní velikost osově síly ve sledovaném prvku v jakémkoliv období životnosti zkoumaného mostu bez nutnosti navázat na jiná měření (tzn. není nutné provádět měření před zahájením nebo v průběhu předpínání sledovaného prvku).

*Zatěžovací zkoušky mostů:*

Zatěžovací zkoušky mostů jsou popsány v ČSN 73 6209. Podle způsobu zatěžování se dělí na:

- a) statické zatěžovací zkoušky mostů,
- b) dynamické zkoušky mostů - modální analýza, dynamická zatěžovací zkouška.

Modální analýza je vedle ČSN 73 6209 podrobněji popsána v TP 215. Výsledkem experimentální modální analýzy jsou charakteristiky vlastního kmitání zkoumaného mostu (vlastní frekvence, vlastní tvary a k nim příslušný útlum). Modální analýzu je vhodné využít při verifikaci výpočtového modelu nosné konstrukce. Dlouhodobé sledování změn charakteristik vlastního kmitání mostu pak lze použít při sledování (kontrolu) změn okrajových podmínek uložení mostu, prokazování poruch mostního objektu nebo posuzování kvality oprav. Možnosti využití závisí na vazbě mezi sledovaným jevem a vyšetřovanými charakteristikami, které se liší pro různé typy nosné konstrukce mostu (ocelová, ocelobetonová, železobetonová, spřažená beton-beton, z předpjatého betonu).

Nedoporučuje se použít modální analýzu pro přesýpané a integrální mostní objekty.

Před zahájením dlouhodobého sledování určité mostní konstrukce je vhodné provést ověření výpočtového modelu mostu pomocí statické a/nebo dynamické zkoušky. Ideální je, pokud jsou zkoušky provedeny již před uvedením mostu do provozu.

### *Snímače pro měření odezvy konstrukce:*

#### - Snímače pro sledování dynamické odezvy konstrukce:

Relativní snímače průhybu – tyto snímače měří odezvu určitého bodu zkoumaného mostu vůči vztažnému bodu, který leží mimo sledovanou konstrukci (například vůči povrchu terénu pod mostem) (příklad relativního snímače – induktivní snímač dráhy, sledovaný bod mostu a vztažný bod jsou navzájem propojeny ocelovou strunou), toto uspořádání měření zachycuje kombinaci kvazistatické a dynamické odezvy mostu.

Absolutní snímače výchylek - absolutní snímače výchylek jsou schopné sledovat pouze dynamickou složku odezvy. Minimální frekvence kmitání, kterou je schopen absolutní snímač výchylek ještě nezkrasleně zachytit, závisí na konstrukci snímače.

Absolutní snímače rychlosti.

Absolutní snímače zrychlení – pro experimenty prováděné na mostech jsou vhodné piezoelektrické snímače zrychlení, induktivní snímače zrychlení, kapacitní snímače zrychlení.

Tenzometry - pro sledování dynamické odezvy (poměrné deformace, relativní deformace, relativního přetvoření) mostu lze použít odporové tenzometry.

#### - Snímače pro sledování statické (kvazistatické) odezvy konstrukce:

Relativní snímače průhybu (popis je uveden výše).

Geodetické přístroje (zejména nivelační přístroje).

Tenzometry - pro sledování statické odezvy (poměrné deformace, relativní deformace, relativního přetvoření) mostu lze použít odporové tenzometry, strunové tenzometry a optovláknové extenzometry.

#### - Snímače pro sledování teploty:

Odporové termočlánky – u těchto snímačů je využito závislosti jejich teploty a velikosti elektrického odporu materiálu, ze kterého je snímač vyroben (používají se např. platinové teploměry (Pt 100, Pt 1000), niklové teploměry (Ni 1000)).

### *Další přístrojové vybavení:*

- Přístrojové vybavení pro dlouhodobý záznam měřených údajů – pro dlouhodobé měření je potřebné použít měřicí ústřednu (tzv. datalogger), která umožňuje uchovávat naměřená data v dostatečném objemu na vestavěném paměťovém médiu, nebo měřicí linku, kde jsou naměřená data uchovávána na pevném disku řídicího počítače. Naměřená data jsou pak přenášena při pravidelných kontrolních návštěvách sledovaného mostu, nebo pomocí dálkového přenosu přes internet na pokyn z řídicího centra.

- Přenosové zařízení pro dálkový přenos změřených údajů – naměřená data je možné přenášet z místa měření do řídicího centra pomocí internetu. V ideálním případě je připojení k internetu realizováno přímým napojením měřicí ústředny nebo řídicího počítače na pevnou internetovou síť, ta ale většinou na sledovaném mostu není k dispozici. Jiný způsob připojení k internetu může být realizován pomocí pevné telefonní linky, nebo prostřednictvím GSM telefonní sítě některého z mobilních operátorů technologií vysokorychlostních datových přenosů GPRS.

- Vyhodnocovací zařízení – k vyhodnocení naměřených dat se zpravidla použije počítač s nainstalovaným balíčkem speciálních programů, které jsou přizpůsobeny použité měřicí ústředně, účelu prováděného experimentu apod.

#### 4 Měřené veličiny

- Deformace (posuny, výchylky, průhyby, popř. pootočení) – k měření se používají relativní snímače průhybu, absolutní snímače výchylek, pootočení je měřeno náklonoměry.
- Rychlost kmitání – k měření se používají absolutní snímače rychlosti.
- Zrychlení – k měření se používají absolutní snímače zrychlení.
- Poměrná deformace (relativní deformace, relativní přetvoření) – k měření poměrných deformací se používají tenzometry.
- Frekvence – pro vyhodnocení frekvencí lze použít záznam kmitání mostu pořízený relativními snímači průhybů, absolutními snímači výchylek, absolutními snímači rychlosti, absolutními snímači zrychlení a tenzometry. Pro frekvenční zpracování naměřeného kmitání mostu se většinou používá FFT (Fast Fourier Transform, rychlá Fourierova transformace) – matematický algoritmus, který naměřená data převede z časové do frekvenční oblasti a tak se získá informace o frekvenčním složení naměřeného kmitání a o dominantních frekvencích odezvy.
- Vlastní frekvence, vlastní tvary – charakteristiky vlastního kmitání (modální charakteristiky) mostu, při jejich určování se používá speciální postup – modální analýza, který je podrobněji popsán v TP 215.
- Teplota (teplota nosné konstrukce mostu, teplota vzduchu) – k měření teploty se na mostech zpravidla používají odporové termočlánky.
- Popřípadě vlhkost (vlhkost vzduchu, vlhkost konstrukce) – k měření vlhkosti betonu se většinou používají odporové měřiče vlhkosti.

## F. ZÁVĚR

Rozvoj výpočetních metod přinesl nové možnosti v projektování a opačně navrhování složitých a náročných konstrukcí vyvolalo potřebu vytvoření rutinních nebo speciálních softwarů jak z oblasti lineárních, tak nelineárních výpočtů. Zároveň však tento rozvoj přinesl i potřebu zjednodušených metod výpočtů a přibližných řešení, kterými by se ověřily rozsáhlé výstupy z výpočtů na počítačích. Současně s těmito trendy se zavádí do výpočtu betonových mostů postupně metodika mezních stavů, která přináší zčásti i nová kritéria hodnocení průřezů a konstrukcí.

S rozvojem předpjatého betonu došlo k rozšíření oblastí s poruchami napjatosti, tzv. D-oblastí, pro jejichž posuzování lze úspěšně použít metodu MKP. K objasnění napjatosti přispívají modely využívající metodu „táhlo – vzpěra“, kterou lze využít i ke kontrole výsledků a k návrhu uspořádání výztuže.

Vzhledem k vlivu prostředí se dostávají do popředí otázky trvanlivosti a chování konstrukcí za provozu (v mezním stavu použitelnosti). Pokud reálné zatížení od provozu je relativně menší vzhledem k návrhovému, tj. že působení konstrukce je ve většině případů v oblasti pružného namáhání, pak lineární metody dávají dostatečně výstižné výsledky.

Z hlediska zatížitelnosti zpřesněné výpočtové modely přispívají k upřesnění účinků zatížení i v oblastech, které jsou zjednodušenými metodami těžko postihnutelné.



## **Související předpisy a literatura k části A**

- [1] Bažant, Z. P., Baweja, S in collaboration with RILEM Committee TC 107-GCS „Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures – model B3“, (RILEM Recommendation). Materials and Structures (RILEM-Paris) 28, 1995, pp. 357-365; with errata Vol.29 (March 1996), p.126
- [2] Bažant, Z.P., Baweja, S.: „Justification and refinement of Model B3 for concrete creep and shrinkage. 1. Statistics and sensitivity“ Materials and Structures (RILEM, Paris), 28, 1995, pp. 415-430
- [3] Bažant, Z.P., Baweja, S.: „Justification and refinement of Model B3 for concrete creep and shrinkage. 2. Updating and theoretical basis“, Materials and Structures (RILEM, Paris), 28,1995, pp. 488-495
- [4] Bažant, Z.P., Baweja, S.: „Short form of creep and shrinkage prediction model B3 for structures of medium sensitivity.“ Materials and Structures (RILEM, Paris), 29, 1996, pp. 587-593
- [5] Favre, R., Burdet, O.: „Amount of Prestressing Based on Serviceability Requirements.” IABSE Symposium Structures for the Future – The Search for Quality. Rio de Janeiro, August 25-27, 1999 pp. 594-601
- [6] CEB-FIP Model Code 1990, CEB Bulletin d’Information No. 213/214 CEB. Lausanne 1993
- [7] Vodsoň, J.: Časový vývoj trvalých průhybů velkých mostů z předpjatého betonu. Zpráva pro MDS ČR, Odbor pozemních komunikací, Praha 1999.
- [8] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (73 1201)
- [9] ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí. Část 2-2: Betonové mosty (73 6208)
- [10] Křístek, V., Vráblík, L.: Zpřesněná metoda statického řešení prostorově působících mostních konstrukcí se změnami statického systému, Betonářské dny 2006
- [11] Křístek, V., Vráblík, L.: Časový vývoj namáhání v půdorysně zakřivených mostech měnicích v průběhu výstavby statický systém, časopis Beton 5/2007
- [12] Křístek, V., Vráblík, L.: Optimisation of tendon layout to avoid excessive deflections of long-span prestressed concrete bridges, Concrete Engineering International, Vol. 11, No.1
- [13] Vráblík, L., Křístek, V., Kohoutková, A.: Jak vedení kabelů ovlivní průhyby předpjatých betonových mostů velkých rozpětí, Sborník symposia MOSTY 2006, Brno, duben 2006
- [14] Vráblík, L., Křístek, V.: K otázce řízení průhybů mostů z předpjatého betonu, Časopis Beton 4/2005
- [15] Křístek, V., Bažant Z.P., Zich, M., Kohoutková, A.: Box Girder Bridge Deflections - Why is the initial trend deceptive?; American Concrete Institute International, January 2006
- [16] Marek P., Guštar M., a T. T.: „Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers“ autorů. Vydavatel CRC Press. Inc., Boca Raton, Florida, 1995, ISBN 0-8493-8286-6. Výsledky výzkumu a příklady aplikací viz [www.sbra-anthill.com](http://www.sbra-anthill.com) .

## **Související předpisy a literatura k části B:**

- [1] ČSN EN 1990 (73 0002) Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí,. Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [3] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [4] ČSN EN 1992-2 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 2-2: Betonové mosty-Navrhování a konstrukční zásady
- [5] ČSN EN 1996-2 (73 1101) Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva
- [6] ČSN EN 1997-1 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla
- [7] ČSN EN 1997-2 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy
- [8] ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce
- [9] ČSN ISO 13822 (73 0038) Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [10] ČSN 73 6213 Navrhování zděných mostních konstrukcí
- [11] ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací
- [12] ČSN 73 6222 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací
- [13] ON 73 6231 Navrhování šikmých deskových konstrukcí železničních mostů - zrušena
- [14] Rüsch H.: Berechnungstafeln für schiefwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1967. Heft 166
- [15] Mörsch E.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton. Stuttgart 1958
- [16] Wunsch E.: Železobetonové deskové mosty. Praha, VTN 1951
- [17] Kolář V.: Beton 1. Systém programů pro dimenzování železobetonových stěn, desek a skořepin. Teoretický manuál. Brno 1998, 2000
- [18] Kolář V., Sobota J. : Stavební mechanika IIB. Praha, SNTL 1965
- [19] Baumann T.: Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken. Der Bauingenieur 47 (1972), No.10
- [20] Kuyt B.: Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken. Beton – und Stahlbetonbau, 59, (1964), No. 7.
- [21] Wood R. H.: The reinforcement of slabs in accordance with a predetermined field of moments. Concrete 2, 1968
- [22] Křístek V.: Teorie výpočtu komorových nosníků. Praha, SNTL 1974
- [23] Pacholík L.: Zjednodušené řešení roštových soustav. Praha, Prometheus 1947
- [24] Leonhardt F.: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung. Berlin 1940
- [25] Červenka V.: Modeling of Structural Concrete. fib Symposium, Prague 1999
- [26] Margoldova J., Červenka V., Pukl R.: Applied Brittle Analysis. Concrete Engineering International, Vol. 2, 1998, No. 8
- [27] Schäfer k., Schlaich J., Jennewein M.: Strut-and-tie Modelling of Structural Concrete. IABSE Colloquium, Stuttgart 1991
- [28] Reineck K.H.: Towards a Modern Design Concept for Structural Concrete. fib Symposium, Prague 1999
- [29] Hambly E.C.: Bridge Deck Behaviour. London, Spon 1991
- [30] [www. fsv.cvut.cz/~kristek](http://www.fsv.cvut.cz/~kristek)

- [31] Šmerda Z., Křístek V.: Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí. Praha, SNTL 1987
- [32] Novák M.: Calculation and handling of concrete slabs with reinforcement in multiple directions. Praha 2000 - neuveřejněno
- [33] BD 21/97 Part 3. The Assessment of Highway Bridges and Structures. London 1997
- [34] Vyhláška UIC č. 788-3 Doporučení pro hodnocení zatížitelnosti existujících klenutých mostů ze zdiva a betonu
- [35] TP 199 Zatížitelnost zděných klenbových mostů. MD 2008
- [36] TP 200 Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN

#### **Související předpisy a literatura k části C:**

- [1] Broms B.: Lateral Earth Pressure Due to Compaction of Cohesionless Soils. Proc. of the 4-th CSMFE, Budapest 1971
- [2] Pruška L.: Zjednodušený výpočet tlaku zhutněného násypu ze sypkých zemin na nepoddajnou stěnu. Inženýrské stavby, 1978, č. 5
- [3] TP 157 Mostní objekty pozemních komunikací s použitím trub z vlnitého plechu
- [4] TP 177 Mostní objekty pozemních komunikací s použitím korugovaných plastových trub

#### **Související předpisy a literatura k části D:**

- [1] TP 201 Měření a dlouhodobé sledování trhlin v betonových konstrukcích. MD 2008
- [2] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou

#### **Související předpisy a literatura k části E:**

- [1] TP 215 Využití modální analýzy pro návrh, posouzení, opravy, kontrolu a monitorování mostů PK. MD 2009
- [2] EM System for Determining of Stresses in Prestressing Steel. [www.projstar.sk](http://www.projstar.sk)



## PŘÍLOHA 1

## C&amp;S Výpočetní program pro stanovení účinků dotvarování a smršťování betonu podle modelu B3

## 1 Informace o programu

Vytvořený program **C&S** umožňuje na základě modelu B3 provádět výpočet základních parametrů smršťování a dotvarování (v daném čase i celém intervalu mezi zadanými mezemi), výpočet relaxace (pro prvek z prostého i vyztuženého betonu), stanovení napjatosti a přetvoření železobetonového prvku v čase při působení axiální síly a analýzu napjatosti prvku při zabránění volného přetvoření od smršťování (typické například pro základové desky).



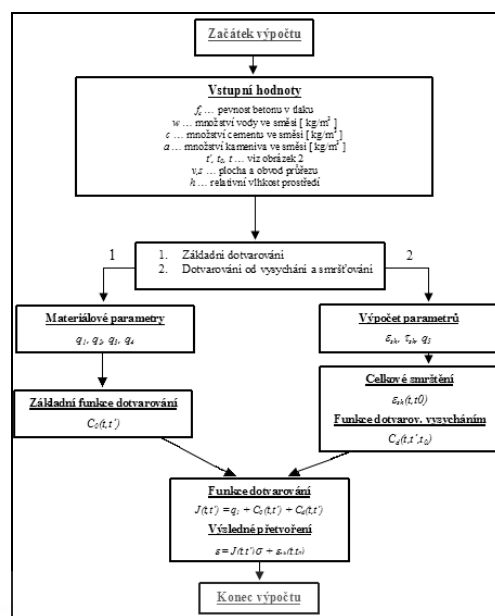
Obr. 1 Úvodní stránka programu

Ovládání programu a zadávání vstupních hodnot je jednoduché a intuitivní, výsledky ve formě konkrétních dat, popřípadě sady hodnot v časovém intervalu, je možné dále pomocí výstupních souborů zpracovávat přenesením do jiných uživatelských programů (např. Microsoft Excel). Pro základní představu o podstatě zkoumaného jevu je možné využít funkce kreslení grafů základních veličin přímo v programu. Program **C&S** je vytvořen v dvojjazyčné verzi (česká a anglická).

## 2 Popis výpočtu

Stanovení základních parametrů smršťování a dotvarování je založeno na formulacích modelu B3 - na obr. 3 je ukázáno zjednodušené schéma postupu výpočtu; výsledkem tohoto procesu je určení velikosti funkce dotvarování  $J(t, t')$ , resp. výsledného přetvoření  $\varepsilon(t)$ .

Obr. 2 Okno pro zadání vstupních dat



Obr. 3 Schéma výpočtu parametrů dotvarování a smršťování podle modelu B3

Vývoj velikosti modulu pružnosti betonu  $E_c$  v čase je definován vztahem:

$$E_c = \frac{1}{J(t' + \Delta, t')}, \quad \Delta = 0,01 \text{ dne.}$$

Obr. 4 Okno s výsledky výpočtu

## 3 Závěr

Širší odborné veřejnosti a projektové praxi je poskytnut volně dostupný výpočetní nástroj založený na nejmodernějších přístupech k predikci reologického chování betonu. Jeho používání je velice jednoduché a umožňuje rychlé sledování vlivu jednotlivých parametrů a optimalizovaný návrh konstrukcí pro zabránění negativních projevů reologických vlastností betonu.

Program je doplněn o jednoduchý manuál, který popisuje veškeré jeho funkce a stručně informuje o použitých matematických formulacích. Ovládání je velice snadné, jednoduše použitelné pro širokou odbornou veřejnost.



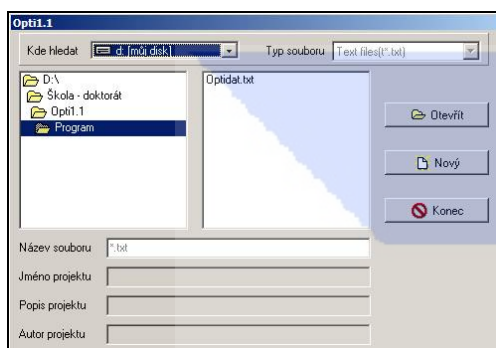
## PŘÍLOHA 2

### OPTI 1.1 Výpočetní program pro optimalizaci vedení předpětí

#### 1 Informace o programu

Jako pomůcku pro optimalizaci uspořádání kabelů pro efektivní omezení průhybů byl vytvořen výpočetní program **OPTI 1.1**.

Projektant zadá řadu realistických a výrobně přijatelných tvarů kabelové dráhy včetně jejich ukotvení a výpočet mu poskytne hodnoty průhybu (popřípadě jiné statické veličiny) zadaného průřezu mostu příslušné k jednotlivým variantám kabelové dráhy. Výpočet je velmi rychlý – ve velmi krátké době je schopen zpracovat stovky variant tvarů kabelové dráhy. Projektant se tedy nemusí z hlediska počtu těchto variant nijak omezovat a velmi snadno může interaktivně, postupnými úpravami dospět k optimálnímu tvaru kabelové dráhy.



Obr. 1 Program OPTI 1.1

Program **OPTI 1.1** je vytvořen v dvojazyčné verzi (česká a anglická).

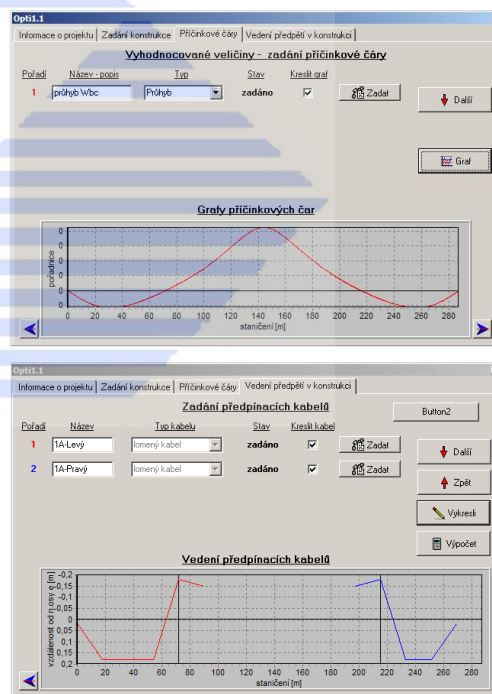
#### 2 Popis výpočtu

Předpokládá se, že projektant má k dispozici základní statický výpočet mostní konstrukce zahrnující příčinkovou čáru průhybu (příslušné statické veličiny) sledovaného průřezu (např. středu rozpětí mostního pole). Vychází se z předpokladů:

- výpočet pořadnic příčinkové čáry se provede velmi snadno jako jeden z mnoha dalších řešených zatěžovacích stavů mostní konstrukce
- výpočet pořadnic příčinkové čáry by se měl provádět stejným nástrojem (výpočetním programem) jako celý ostatní výpočet. Jinak, i při malých odchylkách výsledků rozdílných programových produktů, mohou vzniknout závažné chyby, neboť při jejich kombinacích může jít o rozdíly velkých čísel.
- výpočetní program by měl být schopen respektovat smykové účinky (smykové deformace stěn komorového průřezu a aspoň přibližně ochabnutí smykem)

Při výpočtu použitím programu OPTI 1.1 se zadává:

- poloha posuzovaného průřezu a hledaná statická veličina – kromě průhybu je možné vyhodnocovat i jiné statické veličiny na konstrukci (záleží pak pouze na zadání příslušné příčinkové čáry), sledovat je tak možné vliv vedení kabelů na redukci průhybu a zároveň jeho vliv na napjatost
- poloha průřezů, kde je kabel kotven
- způsob vedení kabelu – lomený, přímý, parabolický, kombinace lomeného a parabolického
- excentricity v jednotlivých bodech kabelu u lomeného kabelu, parametry paraboly u parabolického kabelu
- velikosti předpínací síly v jednotlivých úsecích mezi zadanými průřezů (tj. respektování ztrát předpětí třením)
- pořadnice příčinkové čáry průhybu (popřípadě jiné statické veličiny) v jednotlivých bodech konstrukce; hodnoty derivate příčinkové čáry jsou následně programem OPTI 1.1 automaticky dopočítány



Obr. 2 Ukázka výpočtu

#### 3 Závěr

Projektové praxi je poskytnut volně dostupný výpočetní nástroj pro optimalizaci návrhu předpětí – správný návrh vedení a míst kotvení předpínací výztuže s cílem nejen splnit napěťová kritéria, ale i aktivně ovlivnit a redukovat nežádoucí deformace konstrukce.

## PŘÍLOHA 3

## Časový vývoj namáhání půdorysně zakřivených mostních konstrukcí měnících během výstavby statický systém

## 1 Úvod

V případě půdorysně zakřivených konstrukcí se změna ni statického systému se vzhledem k mostům přímým jedná o jeden stupeň vyšší úroveň redistribuce vnitřních sil v konstrukci, neboť probíhá nejen v rámci ohybových účinků, ale do interakce vstupují i účinky krouticích. Pro analýzu takovýchto konstrukcí byly odvozeny analytické vzorce pro snadné použití v návrhové praxi. Řešení je pro snadné použití shrnuto ve výpočetním nástroji pracujícím v prostředí Microsoft Excel.

## 2 Postup výpočtu

Pro řešení vlivu změny statického systému na vývoj vnitřních sil a deformací je použita metoda relaxační. Odvozené vzorce jsou stanoveny pro konstrukci konstantního průřezu o velkém počtu polí stavěnou letmo jako konzoly od vnitřních podpor, které jsou následně spojeny do finálního konstrukčního uspořádání. Řešení je provedeno na vybraném (středním) mostním poli, vetknutém v koncových průřezích, což odpovídá plně zatíženému mostu o větším počtu polí. Pro namáhání kroucením tyto podmínky uložení konců odpovídají realitě ještě lépe, neboť podporové krouticí momenty jsou podstatnou měrou zachycovány přímo reakcemi v jednotlivých podporách, takže se do sousedních polí přenášejí minimálně.

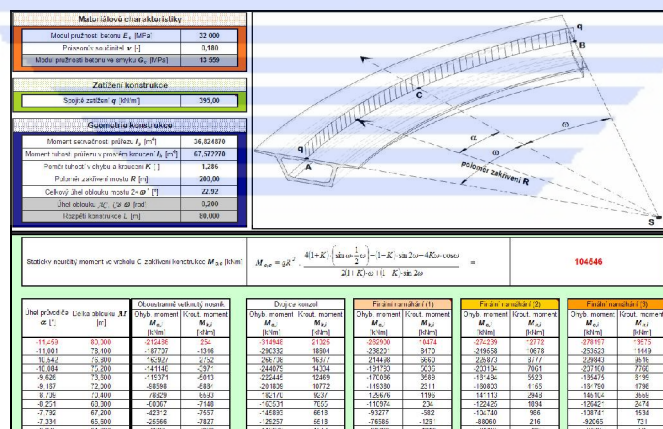
Při použití relaxační metody je možné vyjádřit časový vývoj v takovémto půdorysně zakřiveném nosníku měnícím v průběhu výstavby statický systém vzorci pro:

- ohybový moment v průřezu  $\alpha$  ve stáří betonu  $t$   
 $M_o(\alpha, t) = \{ [1 - r(t)] [(\mu + 1) \cos \alpha] + r(t) \cos \alpha - 1 \} q R^2$

- krouticí moment v průřezu  $\alpha$  ve stáří betonu  $t$   
 $M_k(\alpha, t) = \{ [1 - r(t)] [(\mu + 1) \sin \alpha] + r(t) \sin \alpha - \alpha \} q R^2$

Součinitel relaxace  $r(t)$  je dán vztahem:  $r = 1 - \frac{\varphi(t, t_0) - \varphi(t, t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)}$

$$\text{Staticky neurčitý ohyb. moment : } \mu = \frac{4(1+K) \cdot \left( \sin \omega - \frac{1}{2} \omega \right) - (1-K) \cdot \sin 2\omega - 4K\omega \cdot \cos \omega}{2(1+K) \cdot \omega + (1-K) \cdot \sin 2\omega}$$



Obr. 1 Ukázka výpočetního programu

## 3 Závěr

U půdorysně zakřivených mostů se prokazuje závažnost vlivu změny statického systému zejména v zásadě se měnícím průběhu krouticích momentů. Časový vývoj **ohybových momentů** je možné stanovit použitím výsledků výpočtu konstrukce přímé, časový vývoj **krouticích momentů**, jehož časové změny jsou zásadní, je nutné sledovat speciálním výpočtem. Vzhledem k tomu, že krouticí účinky se při obvyklém způsobu podepření do sousedních polí přes podpory v zásadě nepřenášejí, stačí se přibližně omezit na jednotlivá mostní pole tvořená v různých časech spojenými konzolami.

Pro projektování jako velmi praktické se ukazuje, že pro široký rozsah běžně používaných průřezů (od širokých, vícekomorových, až po vysoké) není popisovaná redistribuce vnitřních sil poměrem ohybových a torzních tuhostí významněji ovlivněna.

Program je volně přístupný ke stažení na internetových stránkách:

[http://concrete.fsv.cvut.cz/veda/konstrukce\\_theorie/tkonstrukce.php](http://concrete.fsv.cvut.cz/veda/konstrukce_theorie/tkonstrukce.php)

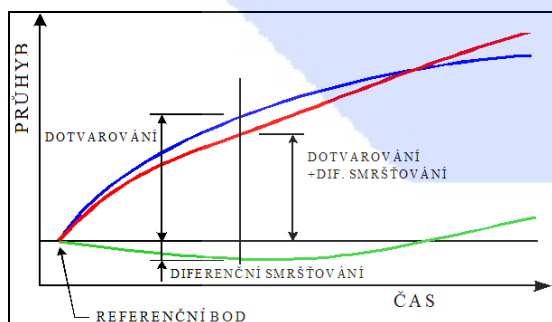
## PŘÍLOHA 4

## Stanovení účinků diferenčního smršťování na mostních konstrukcích

## 1 Úvod

Jedním z jevů ovlivňující vývoj průhybů a napjatost betonových komorových mostů je diferenční smršťování.

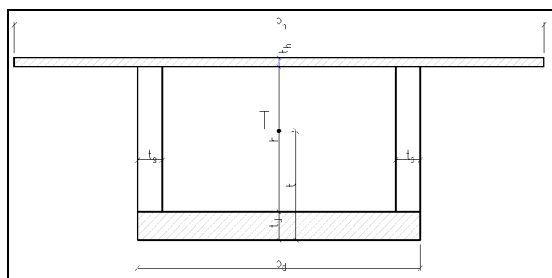
Deformace vyvolané smršťováním a dotvarováním betonu jsou závislé na tloušťce prvků – u tenkých jsou výraznější a naopak. U typické konstrukce komorového betonového mostu je tloušťka horní desky po celé délce konstantní, zatímco tloušťka spodní desky je značná poblíž podpor a naopak malá uprostřed rozpětí. Dochází tak k doprovodnému zakřivení střednice ve svislé rovině → vzniká doplňkový průhyb konstrukce. Pro zakřivení mostu je rozhodující rozdíl ve smrštění horní a dolní desky (tento rozdíl může být dán rozdílnou tloušťkou desek, popřípadě rozdílnými časy betonáže a podmínkami, ve kterých se nacházejí).



Obr. 1 Vliv dif. smršťování na průhyby konstrukce

## 2 Popis výpočtu

Pro přesné řešení komorového nosníku (s parametry dle obr. 2) byla odvozena metoda a na jejím základě zpracován výpočetní program pro predikci účinků diferenčního smršťování na konstrukci.



Obr. 2 Příčný řez mostu uvažovaný ve výpočtu

Metoda řešení účinků diferenčního smršťování na konstrukci je založena na časové diskretizaci – spočívá v rozdělení časového úseku na  $n$  intervalů, v kterých hledáme takové fiktivní zatížení (působící napětí), které by na konstrukci vyvolalo stejnou deformaci jednotlivých částí průřezu jako jejich smršťování. Od tohoto zatížení pak na konstrukci získáme průběh deformací,

respektive po uvedení do finálního statického systému napětí na konstrukci vznikající z důvodů omezení volné deformace.

Výpočet přírůstku napětí  $\Delta\sigma_1$ :

čas  $t_1$  ... smrštění  $\varepsilon_{shr,t1}$

$$\frac{\Delta\sigma_1}{E(\tau_1)} \cdot [1 + \varphi(t_1, \tau_1)] = \varepsilon_{shr,t1}$$

$$\Delta\sigma_1 = \varepsilon_{shr,t1} \cdot \frac{E(\tau_1)}{1 + \varphi(t_1, \tau_1)}$$

čas  $t_2$  ... smrštění  $\varepsilon_{shr,t2}$

$$\frac{\Delta\sigma_1}{E(\tau_1)} \cdot [1 + \varphi(t_2, \tau_1)] + \frac{\Delta\sigma_2}{E(\tau_2)} \cdot [1 + \varphi(t_2, \tau_2)] = \varepsilon_{shr,t2}$$

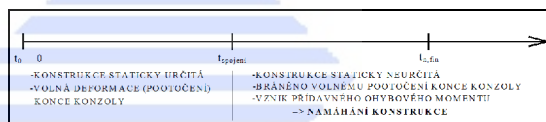
$$\Delta\sigma_2 = \left[ \varepsilon_{shr,t2} - \frac{\Delta\sigma_1}{E(\tau_1)} \cdot (1 + \varphi(t_2, \tau_1)) \right] \cdot \frac{E(\tau_2)}{1 + \varphi(t_2, \tau_2)}$$

čas  $t_n$  ... smrštění  $\varepsilon_{shr,tn}$

$$\Delta\sigma_n = \left[ \varepsilon_{shr,tn} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta\sigma_i}{E(\tau_i)} \cdot (1 + \varphi(t_n, \tau_i)) \right] \cdot \frac{E(\tau_n)}{1 + \varphi(t_n, \tau_n)}$$

Od jednotlivých přírůstků napětí  $\Delta\sigma_{i,j,\varepsilon}$  (v čase  $i$  v  $j$ -tém segmentu v jeho dílčí části  $\varepsilon$ ) vznikají normálové síly.

Na konstrukci tak působí přírůstek ohybového momentu  $\Delta M_{i,j}$  (od času  $\tau_i$ ) daný součtem součinů změn normálových sil v jednotlivých částech průřezu a vzdáleností těžiště dané části od těžiště celého průřezu.



Obr. 3 Časová analýza působení konstrukce

U konstrukce, která změní své statické působení – přechází z konzolového stavu (staticky určitá) do finálního (spojitý nosník, konstrukce staticky neurčitá) dochází vlivem omezení deformace ke vzniku přídatného namáhání.

Ve středu rozpětí je z důvodů spojitosti konstrukce nulové pootočení. Vlivem diferenčního smršťování vzniká na konci konzoly (ve středu rozpětí) fiktivní pootočení, kterému je bráněno ohybovým momentem. Tento moment je konstantní a působí po celé délce konzoly. V konstrukci tak vzniká přídatné napětí.

$$M_{n,fin} = - \frac{\varphi_{fik, koneckonzoly}^{t_{n,fin}} \cdot E(t_{n,fin})}{\sum_{j=1}^m \frac{L_j}{I_j}}$$

## 3 Závěr

Odvozená metoda umožňuje řešit účinky diferenčního smršťování na konstrukcích měnící statický systém. Byl i vytvořen výpočetní program pro jednoduché a rychlé sledování vlivu

TP 144 Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK

## **PŘÍLOHA 4**

Stanovení účinků diferenčního smršťování na mostních konstrukcích

---

diferenčního smršťování na deformaci a napjatost konstrukce.



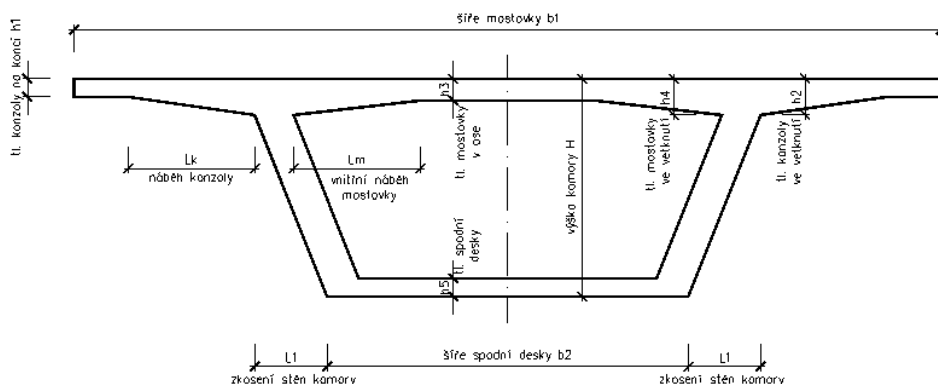
Program je volně přístupný ke stažení na internetových stránkách:

[http://concrete.fsv.cvut.cz/veda/konstrukce\\_teorie/tkonstrukce.php](http://concrete.fsv.cvut.cz/veda/konstrukce_teorie/tkonstrukce.php)

TP 144 Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK

# PŘÍLOHA 5

Výpočetní nástroj pro modelování vlivu ochabnutí smykem na průhyby předpjatých komorových mostů redukcí průřezové plochy stěn komorového průřezu



## Geometrie komorového průřezu:

### základní geometrie

- šíře mostovky:  $b_1 = 12.000$  m
- šíře spodní desky:  $b_2 = 5.000$  m
- výška komory:  $H = 3.000$  m
- zkosení stěn komory:  $L_1 = 1.000$  m (hodnota 0 -> stěny svislé)

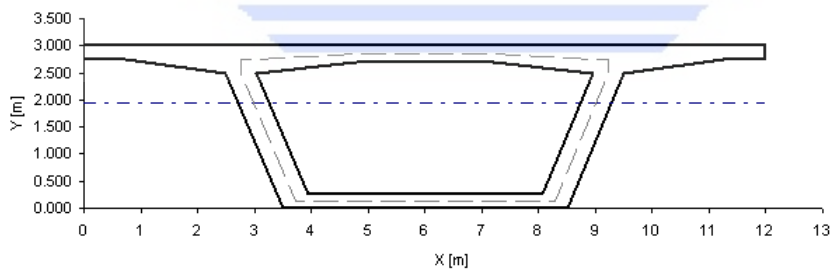
### Tloušťky jednotlivých částí:

- konzola na konci:  $h_1 = 0.250$  m
- konzola ve vetknutí:  $h_2 = 0.500$  m
- deska mostovky v ose:  $h_3 = 0.300$  m
- deska mostovky-vetknutí:  $h_4 = 0.500$  m
- spodní deska:  $h_5 = 0.250$  m
- stěny:  $ts_1 = 0.500$  m

### doplňková geometrie

- náběh konzoly:  $L_k = 1.750$  m (hodnota 0 -> lineární změna tl.)  $\max L_k = 2.5$  m !!
- vnitřní náběh mostovky:  $L_m = 1.750$  m  $\max L_m = 2.96$  m !!
- lineární vnitřní náběh (A/N)?  $0$  (0 - lineární změna, 1 - skoková změna)

### zobrazení průřezu



## Redukce smykové plochy průřezu:

$$A_{sr} = \rho A_s \dots \dots \text{redukováná plocha stěn}$$

redukční součinitel:

$$\rho_v = \frac{1}{96(1+\nu)} \left( \frac{1}{\beta \cdot I_{yd} + I_{ys}} + \frac{1}{I_{yd} + I_{ys}} \right) \quad \beta = e^{-\frac{h}{L} \left( \frac{11\pi h}{L} \right)^{\frac{4}{5}}}$$

- rozpětí pole:  $L = 60.00$  m
- $\nu = 0.20$

- součinitel  $\beta$ :  $0.79076$
- součinitel  $\rho$ :  $0.61380$

- výsledná redukováná plocha stěn:  $1.487$  m<sup>2</sup>

Redukovaná šíře stěn:  $0.3069$  m

Program je volně přístupný ke stažení na internetových stránkách:

[http://concrete.fsv.cvut.cz/veda/konstrukce\\_teorie/tkonstrukce.php](http://concrete.fsv.cvut.cz/veda/konstrukce_teorie/tkonstrukce.php)



## PŘÍLOHA 6

### Vliv teploty na dvoutrámové plnostěnné konstrukce

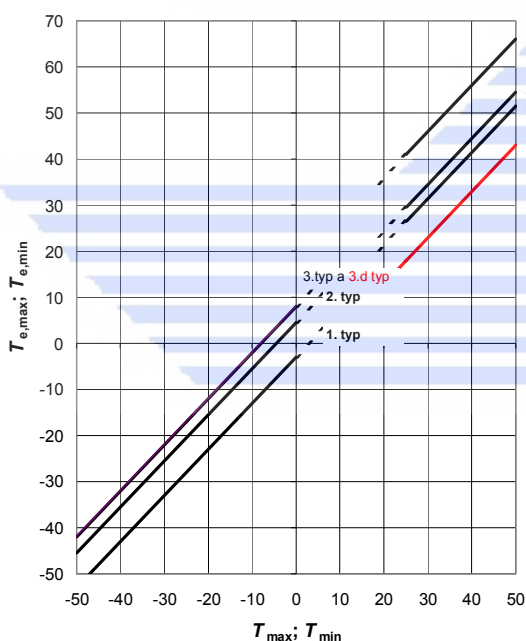
Na základě dlouhodobého sledování teploty v rámci e-projektu MD se doporučuje zatížení teplotou uvažovat pro trámové konstrukce – označení typu konstrukce 3d. takto:

- |   |  |
|---|--|
| 1. typ: ocelová nosná konstrukce          | – ocelový komorový nosník                                |
|   | – ocelový příhradový nebo plnostěnný nosník              |
| 2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce    |  |
| 3. typ: betonová desková konstrukce       | – na betonovém komorovém nosníku                         |
| betonová mostovka                         | – na betonových příhradových nebo plnostěnných nosnících |
| <u>3d. typ: betonová nosná konstrukce</u> | <u>- betonový plnostěnný trámový nosník</u>              |

Pro další typy nosných konstrukcí a použité materiály se jednotlivé složky teploty specifikují na základě zásad této normy a informací z Českého hydrometeorologického ústavu.

#### K článku 6.1.3.1: Rovnoměrná složka teploty – Všeobecně, odstavec (4) a NA.2.4

Maximální a minimální rovnoměrné složky teploty  $T_{e,max}$  a  $T_{e,min}$  lze stanovit podle doplněného grafu na obrázku 6.1, který vychází z denního rozsahu teplot  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$  a je použitelný pro většinu území ČR.



POZNÁMKA 1 Hodnoty na obrázku 6.1 vycházejí z denního rozsahu teplot  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Pro většinu členských států lze uvažovat, že je tento rozsah přiměřený.

POZNÁMKA 2 U ocelových příhradových a plnostěnných nosníků lze maximální hodnoty uvedené pro 1. typ snížit o  $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

POZNÁMKA 3 Pro záporné teploty platí pro 3. a 3d. typ stejná přímka.

**Obrázek 6.1 – Vztah mezi minimální/maximální teplotou vzduchu ve stínu ( $T_{min}/T_{max}$ ) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ( $T_{e,min}/T_{e,max}$ )**

## PŘÍLOHA 6

### Vliv teploty na dvoutrámové plnostěnné konstrukce

Maximální rovnoměrnou složku teploty  $T_{e, \max}$  a minimální rovnoměrnou složku teploty  $T_{e, \min}$  lze vypočítat z následujících vztahů pro tři typy nosných konstrukcí odvozených z obrázku 6.1:

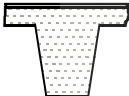
$$\left. \begin{array}{l} 1. \text{ typ } T_{e, \max} = T_{\max} + 16 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 2. \text{ typ } T_{e, \max} = T_{\max} + 4,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 3. \text{ typ } T_{e, \max} = T_{\max} + 1,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ 3d. \text{ typ } T_{e, \max} = T_{\max} - 7,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{array} \right\} \text{ pro } 30 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T_{\max} \leq 50 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \left. \begin{array}{l} T_{e, \min} = T_{\min} - 3 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 4,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 8 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 8 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{array} \right\} \text{ pro } -50 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T_{\min} \leq 0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Pro stavby umístěné ve specifických klimatických oblastech, jako jsou mrazové kotliny, se mají získat a vyhodnotit doplňující informace.

#### K článku 6.1.4.2: Svislé složky teploty s nelineárními účinky a NA 2.3

Hodnoty svislých rozdílů teplot uvedené na obrázcích 6.2a – 6.2c (také NA.2.3) ČSN EN 1991-1-5. se nemění.

POZNÁMKA – Tabulky v obrázku 6.2c ČSN EN 1991-1-5 – Rozdíly teplot pro nosné konstrukce pro typ 3.c betonový komorový nosník platí i pro betonový plný trám – typ 3d.

Typ konstrukce	Rozdíly teplot $\Delta T$																																																																				
	(a) oteplení	(b) ochlazení																																																																			
<div><p>mostní svršek 100 mm</p><p><math>h</math></p></div> <p>Typ 3d.: betonový plný trám</p>	<table><tr><th><math>h</math></th><th><math>\Delta T_1</math></th><th><math>\Delta T_2</math></th><th><math>\Delta T_3</math></th></tr><tr><th>m</th><th colspan="3">°C</th></tr><tr><td><math>\leq 0,2</math></td><td>8,5</td><td>3,5</td><td>0,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>12,0</td><td>3,0</td><td>1,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,0</td></tr><tr><td><math>\geq 0,8</math></td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,5</td></tr></table>	$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	m	°C			$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<table><tr><th><math>h</math></th><th><math>\Delta T_1</math></th><th><math>\Delta T_2</math></th><th><math>\Delta T_3</math></th><th><math>\Delta T_4</math></th></tr><tr><th>m</th><th colspan="4">°C</th></tr><tr><td><math>\leq 0,2</math></td><td>-2,0</td><td>-0,5</td><td>-0,5</td><td>-1,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>-4,5</td><td>-1,4</td><td>-1,0</td><td>-3,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>-6,5</td><td>-1,8</td><td>-1,5</td><td>-5,0</td></tr><tr><td>0,8</td><td>-7,6</td><td>-1,7</td><td>-1,5</td><td>-6,0</td></tr><tr><td>1,0</td><td>-8,0</td><td>-1,5</td><td>-1,5</td><td>-6,3</td></tr><tr><td><math>\geq 1,5</math></td><td>-8,4</td><td>-0,5</td><td>-1,0</td><td>-6,5</td></tr></table>				$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$	m	°C				$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$																																																																		
m	°C																																																																				
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																																		
0,4	12,0	3,0	1,5																																																																		
0,6	13,0	3,0	2,0																																																																		
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																																		
$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$																																																																	
m	°C																																																																				
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																																	
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																																	
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																																	
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																																	
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																																	
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																																	

Obrázek 6.2d – Rozdíly teplot pro nosné konstrukce –typ 3.d: betonový plný trám

Název: **Technické podmínky TP 144, 2. revidované a doplněné vydání  
Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování  
betonových mostů PK**

Vydal: Ministerstvo dopravy , Odbor silniční infrastruktury

Zpracoval: ČVUT Stavební fakulta:  
Prof. Ing. Vladimír Křístek, DrSc.  
Ing. Lukáš Vráblík, PhD.  
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.  
Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc.  
Ing. Jiří Němeček, PhD.  
Doc. Ing. Michal Polák, CSc.  
Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc.  
ČVUT KÚ Ing. Jaroslav Král, CSc.  
Pontex, s.r.o., Ing. Petr Souček

Realizační výstup : S303/120/602 Zpřesnění výpočtových modelů staveb mostů  
1F45E/020/120 Analýza příčin a návrh opatření pro zabránění vzniku  
nadměrných průhybů předpjatých mostů velkých rozpětí  
1F45D/077/120 Odezva mostů na zatížení teplotou a dopravou

Počet stran: 41 stran + 7 stran příloh

Distributor: PRAGOPROJEKT a.s., K Ryšance 1668/16, 147 54 Praha 4  
[www.pragoprojekt.cz](http://www.pragoprojekt.cz) (předpisy/objednávka)