

TP 199

Technické podmínky

Ministerstvo dopravy

ZATÍŽITELNOST ZDĚNÝCH KLENBOVÝCH MOSTŮ



Schváleno Ministerstvem dopravy, Odborem liniových staveb a silničního správního úřadu pod č. j. MD-39414/2022-930/2 ze dne 14. 12. 2022 s **účinností od 1. 1. 2023**, se současným zrušením TP 199 Zatížitelnost zděných klenbových konstrukcí schváleného Ministerstvem dopravy, Odborem infrastruktury pod č. j. 979/08-910-IPK/1 ze dne 11. listopadu 2008 s účinností od 1. prosince 2008, ve znění Dodatku č. 1 schváleného Ministerstvem dopravy, Odborem silniční infrastruktury pod č. j. 540/10-910-IPK/1 ze dne 28. června 2010 s účinností od 1. července 2010.

Tento dokument se shoduje se schválenou verzí.

Distribuce pouze v elektronické podobě na webu pjkp.cz.

Obsah

1 ÚVOD.....	3
1.1 Předmět technických podmínek	3
1.2 Změny oproti předchozí verzi	4
1.3 Související právní předpisy.....	5
1.4 Související technické normy.....	5
1.5 Související technické předpisy Ministerstva dopravy	5
1.6 Termíny a definice.....	5
1.7 Značky	5
2 PŘEDPOKLADY A METODY STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI.....	7
2.1 Spodní stavba – pilíře, opěry, základy.....	8
2.2 Předpoklady a podmínky podrobného statického výpočtu	8
2.3 Metody posouzení	9
3 MEZE POUŽITELNOSTI TP 199.....	10
3.1 Stav mostu.....	10
3.2 Rozsah parametrů pro semiempirický vzorec.....	11
4 ZATÍŽITELNOST URČENÁ SEMIEMPIRICKÝM VZORCEM.....	11
4.1 Semiempirický vzorec	11
4.2 Efektivní šířka jízdního/zatěžovacího pruhu	12
4.3 Zatížitelnost.....	12
5 PODROBNÝ STATICKÝ VÝPOČET	13
5.1 Dvě fáze podrobného statického výpočtu	13
5.2 První fáze.....	15
5.3 Druhá fáze	15
5.4 Zatížení.....	16
5.5 Mezní stavy klenby.....	17
5.6 Zatížitelnost.....	18
6 MATERIÁLOVÉ KONSTANTY	18
7 PŘÍKLADY POUŽITÍ	20
7.1 Příklad 1, most o třech polích, podrobný výpočet.....	20
7.2 Příklad 2, most s jednou klenbou, semiempirický vzorec a podrobný výpočet.....	23
PŘÍLOHA 1 DOPLŇUJÍCÍ INFORMACE K TEORII VÝPOČTŮ (INFORMATIVNÍ)	25

1 Úvod

1.1 Předmět technických podmínek

TP 199 jsou určeny vlastníkům, správcům a statikům zděných klenbových mostů pro:

1. *Zatížitelnost* určenou *semiempirickým vzorcem* u menších zděných klenbových mostů, ke kterým není dostatečná dokumentace k provedení podrobného statického výpočtu nebo se podrobný výpočet nevyplatí. K tomu účelu slouží semiempirický vzorec v kap. 4 a 6 a stačí k tomu kvalifikace projektanta statika, nejsou potřeba speciální znalosti ani vybavení. Takto určená zatížitelnost je konzervativní a použitelná pro jednopolové mosty do světlosti 7 m na všech komunikacích.
2. *Podrobný statický výpočet* zatížitelnosti nebo posouzení na normové zatížení podle ČSN EN 1991-2 mostů na pozemních komunikacích, jejichž památková hodnota, estetické hledisko, historický význam, ekonomické a jiné aspekty vedou vlastníky k zachování těchto mostů v dopravní infrastruktuře.

TP 199 stanoví kritérium a předpoklady pro podrobný statický výpočet a prezentují nejjednodušší metodu, která tyto předpoklady splňuje. Je možno použít jiné metody, pokud splňují předpoklady.

Tyto Technické podmínky (TP) jsou výstupem projektu Ministerstva dopravy ČR „*Spolehlivost a zatížitelnost zděných klenbových mostů*“, č. 1F55A/005/120, řešeného na ČVUT v Praze, Stavební fakultě v letech 2005–2007 a projektu Ministerstva kultury ČR č. DG20P02OVV001, „*Nástroje pro zachování historické hodnoty a funkce obloukových a klenbových silničních mostů*“ řešeného tamtéž v letech 2020–2022. TP jsou koncipovány co nejstručněji, aby vyhovovaly při běžném používání správcí mostů, projektanty a jinými subjekty. Zdůvodnění a vysvětlení většiny ustanovení je v příloze 1.

Statický výpočet zatížitelnosti podle TP 199 může provést pouze odborně způsobilá osoba podle zákona č. 360/1992 Sb. (Autorizační zákon). Pro tyto potřeby byl zpracovatelem TP vytvořen nástroj ve formě otevřeného souboru (skriptu) výpočtu zatížitelnosti. Otevřený soubor je dostupný na webu pjkp.cz, ale není součástí schvalovacího řízení a schváleného TP, tzn. odpovědnost za správnou funkčnost otevřeného souboru nese zpracovatel těchto TP.

TP 199 platí pro zděné klenbové mosty na pozemních komunikacích do světlosti největší klenby 20 m. Větší světlosti jsou unikátní stavby, které vyžadují individuální posouzení, při kterém ovšem jednotlivá ustanovení, podmínky a předpoklady TP 199 mohou být přiměřeně použity. Pro mosty po rekonstrukcích platí jen pokud je hlavním nosným prvkem stále zděná klenba.

Mnohé zděné klenbové mosty (ZKM) na veřejných komunikacích jsou cennými technickými památkami. Pro ně je nevhodná zatížitelnost v obvyklém smyslu přípustné hmotnosti vozidel při jednorázovém přejezdu, dále označovaná jako *jednorázová zatížitelnost*. Mají-li být zachovány pro příští generace, zatížitelnost musí zabránit kumulaci poškození vlivem kombinace opakovaných přejezdů a environmentální zátěže. Pro takovou zatížitelnost je nadále používán termín *trvalá zatížitelnost*, (platí pro normální a výhradní, nikoli pro výjimečnou). Oba pojmy jsou zavedeny jen uvnitř TP 199, výsledkem výpočtu podle TP 199 je zatížitelnost bez přívlastku. Pro trvalou zatížitelnost je třeba vedle podmínek mezního stavu únosnosti (MSÚ) splnit ještě podmínky mezního stavu

opakovaného zatížení (MSOZ). Charakter těchto podmínek řadí MSOZ mezi mezní stavy použitelnosti (MSP) ale jeho účel dovoluje zařazení i mezi MSÚ. Pro ZKM, které jsou kulturními památkami, tj. jsou v Ústředním seznamu kulturních památek Národního památkového ústavu (<https://pamatkovykatalog.cz>), by měla být samozřejmostí ověřená trvalá zatížitelnost. Mnoho cenných ZKM dosud památkami nejsou, a pak záleží jen na jejich vlastnících a správcích, zda budou požadovat trvalou zatížitelnost. V některých případech, např. při předpokládané brzké rekonstrukci mostu, je omezení na jednorázovou zatížitelnost účelné.

Termín jednorázová nesmí být chápán doslovně, připouští se zatížení, která nejsou častá, ve smyslu kombinací zatížení podle ČSN EN 1990. Zatížitelnost stanovená *semiempirickým vzorcem*, viz odst. 1.1 je trvalá zatížitelnost. Trvalá zatížitelnost je vždy menší nebo rovna jednorázové. Existence kategorií *trvalá* a *jednorázová zatížitelnost* dává správcům ZKM možnost zvolit si pro svůj most přísnější kritérium posouzení, které ale je omezeno pouze na výpočet podle TP 199 a ve vztahu k ostatním předpisům neexistuje. Výsledkem TP 199 je zatížitelnost, přesněji řečeno tři zatížitelnosti.

1.2 Změny oproti předchozí verzi

TP 199 navazují na ČSN 73 6222 a ostatní české normy, takže jejich ustanovení je nutno respektovat všude, kde je to vzhledem ke zvláštnostem klenbových mostů možné a účelné a TP 199 nestanoví jinak. Pokud jde o modely zatížení, připouští se podstatné zjednodušení vzhledem k menší variabilitě šířek a délek mostních polí, na druhé straně specifické vlastnosti kamenných kleneb vyžadují zvláštní mezní stav a respektování nelineárního chování ložných spár. Vztah TP k ČSN EN 1996-1-1 je podobný, vzhledem ke střídavému namáhání průřezů mostních kleneb musí být podmínky spolehlivosti přísnější než pro pozemní stavby.

Na rozdíl od ČSN 73 6222 a původních TP 199 se u klenbových mostů určuje zatížitelnost:

1. semiempirickým vzorcem,
2. podrobným statickým výpočtem.

Semiempirický vzorec určuje trvalou zatížitelnost a přejímá se z původních TP 199 s jedinou změnou, snížila se horní hranice světlosti pro jeho použití z 8 na 7 m. Srovnávacími výpočty semiempirickým vzorcem a podrobným výpočtem se totiž zjistilo, že pro 7m světlosti a h/l blízko 0,5 přestává být semiempirický vzorec konzervativní. Změna znamená pro klenby mezi 7 a 8 m světlosti zdražení posudku, ale na druhé straně přesnější definice podrobného statického výpočtu a pokrok v možnostech komerčního i nekomerčního software pro statické výpočty tuto nevýhodu částečně kompenzují.

Pro podrobný statický výpočet jsou stanoveny podmínky, předpoklady a doporučené metody v kap. 2. TP 199 poskytují volně šiřitelný výpočetní program pro posouzení mezních stavů zděných klenbových mostů (ZKM) ve formě Octave/Matlab skriptu. Ten je založen na metodě konečných prvků a splňuje podmínky a předpoklady podrobného statického výpočtu. Podstatnou změnou vůči původním TP 199 je jejich zpřesnění.

Semiempirický vzorec i podrobný statický výpočet používají k zajištění dlouhodobé spolehlivosti dvou mezních stavů stejně jako předchozí TP 199, viz odst. 2.3. Pro *trvalou zatížitelnost* se použijí oba mezní stavy, pro *jednorázovou zatížitelnost* jen mezní stav únosnosti.

1.3 Související právní předpisy

Zákon č. 360/1992 Sb. – Autorizační zákon

1.4 Související technické normy

ČSN 73 6220	Evidence mostních objektů pozemních komunikací
ČSN 73 6221	Prohlídky mostů pozemních komunikací
ČSN 73 6222	Zatížitelnost mostů pozemních komunikací
ČSN P 73 6213	Navrhování zděných mostních konstrukcí
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-2	Eurokód 1Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1996-1-1	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené nevyztužené zděné konstrukce
ČSN ISO 13822	Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

1.5 Související technické předpisy Ministerstva dopravy

TP 144	Doporučení pro navrhování nových a posuzování stávajících betonových most PK
TP 200	Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN

1.6 Termíny a definice

2D model	Dvourozměrný model konstrukce ve stavu rovinné deformace
3D model	Třírozměrný výpočtový model konstrukce s respektováním prostorového spolupůsobení jejích částí
MSOZ	Mezní stav opakovaného zatížení přejezdem normové sestavy zatížení. Svým charakterem patří k mezním stavům použitelnosti ve smyslu ČSN EN 1990
MSÚ, MSP	Mezní stavy únosnosti a použitelnosti podle ČSN EN 1990
ZKM	Zděné klenbové mosty

1.7 Značky

c	relativní hloubka trhlin vzhledem k tloušťce klenby d
c_k	přípustná relativní hloubka trhlin v MSOZ
d	tloušťka klenby (viz obr. 1)

E ,	modul pružnosti
F_d	návrhová pevnost zdiva klenby v tlaku kolmo k ložným spárám
F_a	přípustné zatížení na nápravu
F_{cap}	přípustné zatížení na metr široký pruh klenby
g	zrychlení zemské tíže
G	smykový modul pružnosti
h	vzepětí (viz obr. 1)
k	korekční součinitel vlivu nesymetrického zatížení
I	světlost (viz obr. 1)
N	normálová síla v klenbě v 2D modelu
Q_r	síla na nápravu ve schématech referenčních zatížení
R	poloměr zakřivení klenby, pro kruhové klenby ($R = ((\frac{1}{2})^2 + h^2) / 2h$), přibližně vyhovuje ve všech případech
s	výška zásypu nad vrcholem klenby
t	předpokládaná tloušťka konstrukce vozovky; pokud se nestanoví přesněji, předpokládá se $t = 0,15$ m
V_e	zatížitelnost výjimečná
V_n	zatížitelnost normální
V_r	zatížitelnost výhradní
v	šířka zatěžovacího prostoru nebo součinitel referenčního zatížení při přitěžování
v	součinitel referenčního zatížení obecně
v_o	součinitel referenčního zatížení při MSOZ
v_u	součinitel referenčního zatížení při MSU
w_a	celková šířka klenby skutečná
w_l	šířka jízdního/zatěžovacího pruhu
$w_{l,eff}$	efektivní šířka klenby
w	celková šířka mostu
V	posouvající síla v klenbě v 2D modelu

σ_n normálové tlakové napětí v ložných spárách klenby

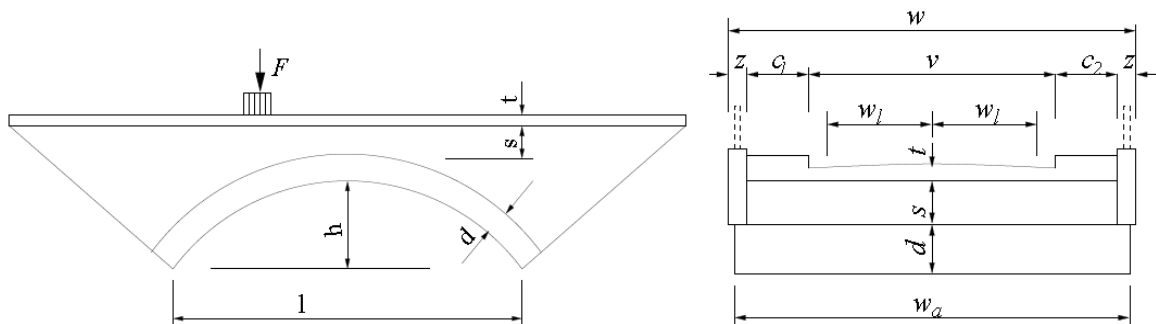
p, p_n, p_r a p_e roztažení klenby obecně a při referenčních zatíženích

ν Poissonovo číslo

μ součinitel tření v ložných spárách

ρ charakteristická hustota

δ dynamický součinitel



Obr. 1 Schéma podélného a příčného řezu a označení parametrů. Jízdní/zatěžovací pruhy o šířce w_1 a v nich umístěná nahodilá zatížení podle ČSN 73 6222 se v mezích šířky vozovky v mohou umístit v příčném směru kamkoli pro dosažení extrémního účinku

2 Předpoklady a metody stanovení zatížitelnosti

O zatížitelnosti mostu rozhoduje nejslabší prvek nebo soustava prvků konstrukce. Pro stanovení zatížitelnosti v tomto smyslu nelze zpracovat jednoduchý předpis vzhledem k variabilitě prvků a jejich spolupůsobení. TP 199 nabízí metodu pro zatížitelnost vrchní stavby jako celku, tj. klenby, zásypu, vozovky, poprsních zdí a případných jejich dalších částí ve vzájemné interakci. Zpracovatel posudku musí posoudit, zda některý prvek, např. poprsní zdi, vozovka nebo spodní stavba, má zatížitelnost nižší, která pak o konečné zatížitelnosti rozhoduje. Schematický podélný řez je na obr. 1 pro jednoduché mosty, na obr. 3 je schéma jednoho pole vícepolového mostu (poprsní zdi v podélných řezech nejsou). K určení zatížitelnosti semiempirickým vzorcem a statickým výpočtem je nutno znát alespoň parametry (rozměry) mostu l, h, d, s podle obr. 1, šířku vozovky a chodníků a stav mostu, viz 3.1. Oba způsoby určení zatížitelnosti používají k zajištění spolehlivosti ZKM dvou mezních stavů stejně jako původní TP 199, viz odst. 2.3.

V současnosti používané metody výpočtu lze rozdělit do dvou skupin, metody založené na tuhoplastickém rovnovážném modelu a založené na aproximaci posunutí, např. metoda konečných prvků (MKP). Některé podmínky mezních stavů pro tyto dvě skupiny se nezbytně liší. Pro snadné reference se v TP199 používá termín *tuhoplastické metody* pro první skupinu a *deformační metody* pro druhou. Tuhoplastické metody nacházejí mezní stav únosnosti jen na základě aproximace sil a napětí, bez znalosti deformací, posunutí a tuhostí materiálů, průřezů a prvků konstrukce. Pro zatížitelnost poskytují konzervativní přiblížení, jsou jednodušší, ale jen obtížně je možno s nimi najít mezní stavy použitelnosti.

2.1 Spodní stavba – pilíře, opěry, základy

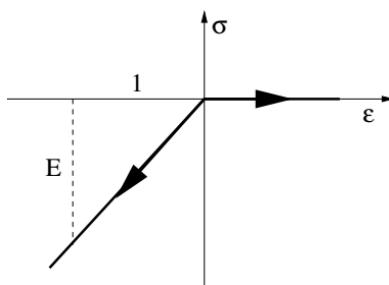
Semiempirický vzorec a podrobný statický výpočet podle těchto TP platí pro zděné klenbové mosty z cihel, kamene či betonových bloků, které splňují podmínky kapitoly 3. Spodní stavbu musí posoudit zpracovatel zatížitelnosti na základě prohlídky, diagnostického průzkumu, případně individuálních výpočtů. Variabilita spodní stavby, tj. opěr, pilířů, patek klenby, základů a případných dalších prvků je tak velká, že nelze stanovit užitečná obecná pravidla pro jejich posouzení.

Při použití *semiempirického vzorce* podle kapitoly 4 není třeba posuzovat spodní stavbu výpočtem, pokud je celá ve stavu alespoň podle odst. 3.1 a nejsou patrna slabá místa. Pokud zpracovatel považuje za nutné některý slabý prvek posoudit (např. tlak v opěře či v základové spáře), musí si potřebné reakce vrchní stavby určit přibližně sám. Při *podrobném statickém výpočtu* je vhodné zahrnout takový prvek do výpočtového modelu celého mostu v první fázi výpočtu, viz odst. 5.1, méně vhodné ale možné je použít k posouzení pilířů, opěr a nepřímo i základů reakce kleneb, které se při *podrobném statickém výpočtu* vždy určí.

2.2 Předpoklady a podmínky podrobného statického výpočtu

Předpoklady vesměs dovolují zjednodušení výpočtového modelu oproti skutečnosti. Pokud je použit model bližší skutečnosti v některém aspektu, je možno odpovídající předpoklad opustit. Pro tuhoplastické metody výpočtu předpoklady *c), e), g), h)* ztrácejí význam, předpoklad *i)* je možno opustit a předpokládat např. rovnoměrné rozdělení napětí v tlačené zóně průřezu.

- Nepočítá se se spolupůsobením poprsních zdí a zábradlí a na jejich stavu tedy nezáleží za předpokladu, že splňují kritéria kap. 3.
- Nosnými prvky vrchní stavby jsou klenba, zásyp a vozovka ve vzájemném spolupůsobení. Hlavním nosným prvkem je klenba, pouze stav klenby může způsobit mezní stav mostu.
- Předpokládá se lineární chování materiálů vozovky a zásypu.
- Zdivo klenby se považuje za homogenizované kontinuum.
- V souladu s ČSN EN 1996-1 a ČSN P 73 6213 se předpokládá nulová tahová pevnost malty ložných spár klenby. Pracovní diagram pro normálovou deformaci a napětí ve směru kolmém k ložným spárám klenby je podle obr. 2, platí jen při použití deformačních metod výpočtu.



Obr. 2 Pracovní diagram pro normálovou deformaci a napětí ve směru kolmém k ložným spárám klenby

- Za kritéria mezního stavu únosnosti klenby se považuje dosažení návrhové pevnosti zdiva v tlaku ve směru kolmém na ložné spáry a porušení průřezu klenby smykem.

- g) Předpokládá se stav rovinné deformace. Předpoklad rovinné deformace v klenbě spolu s f) znamená, že je v ní stav rovinné napjatosti, protože normálová napětí ve směru normál ke klenbě se zanedbávají. Matice tuhosti homogenního izotropního materiálu klenby by byla:

$$[D] = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ & 1 & 0 \\ & & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

kdežto v záspy:

$$\frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & 0 \\ & 1 - \nu & 0 \\ & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

Klenba není ovšem ani homogenní ani izotropní. Nejistota v modulech pružnosti a Poissonových koeficientech všech materiálů ZKM je v praxi tak velká, že vzorce lze zjednodušit. Faktor u matice materiálu klenby může být E , u materiálu záspy $E(1 - \nu)$.

- h) Pripouští a doporučuje se modelování klenby skořepinou s použitím Timošenkových nebo Mindlinových kinematických předpokladů.
- i) Rozdělení napětí v tlačené zóně průřezu má v případě použití předpokladu h) klínový, nikoli obdélníkový tvar.
- j) Vrchní stavba ZKM se posuzuje jako nelineární 2D problém za předpokladu rovinné deformace. Odchyly od 2D vlivem nesymetrie zatížení vzhledem k podélné rovině symetrie mostu lze postihnout prostřednictvím korekčních součinitelů, viz odst. 5.2. Šikmý most do 30° a rozpětí klenby/kleneb l_s do 7 m ve směru osy vozovky nebo do 15° a rozpětí l_s do 12 m lze pro výpočet zatížitelností nahradit kolmým mostem se světlostí/světlostmi klenby/kleneb $l = l_s$. Přitom je třeba použít skutečnou tloušťku klenby, nikoli tu, která se jeví v podélném řezu klenbou ve směru vozovky.

Předpoklady e) a f) jsou dány konstrukcí klenby, takže je nelze opustit.

2.3 Metody posouzení

Metody posouzení vycházejí z konceptu mezních stavů v souladu s ČSN 73 6222. Používá se dvou mezních stavů, stejně jako ve starších TP 199:

- Mezního stavu opakovaného pohyblivého zatížení (MSOZ) superponovaného na stálé zatížení. Tento mezní stav má zaručit, že dlouhodobé střídané namáhání průřezů klenby v provozu mostu nezpůsobí kumulaci poškození. Kritériem je dosažení přípustné relativní hloubky trhlin c_k v případě použití deformačních metod nebo kritéria podle ČSN P 73 6213 kap. 9 v případě použití tuhoplastických metod výpočtu. Stálé zatížení je v tomto stavu charakteristické. Proměnné zatížení je v tomto stavu v_0 násobkem referenčního zatížení, viz odst. 5.4.

- Mezního stavu únosnosti (MSÚ), který nastává tlakovým porušením zdiva klenby, ztrátou stability po vytvoření čtyř virtuálních kloubů, smykem v ložných spárách nebo roztržením podélnou makrotrhlinou. Kritéria pro všechny příčiny mezního stavu jsou:
 - a. dosažení návrhové pevnosti zdiva f_d v tlaku kolmo k ložným spárám klenby (viz bod f) odst. 4.2 Přílohy 1),
 - b. dosažení poměru $V/N = \mu$, kde V , N jsou posouvající a normálová síla v průřezu a μ je součinitel tření v ložných spárách. Stálé zatížení v tomto stavu je návrhové. Proměnné zatížení je v tomto stavu v_u násobkem referenčního zatížení, viz odst. 5.4.

Definice obou mezních stavů jsou v odst. 5.5. Z obou mezních stavů plynou zatížitelnosti, z nichž menší je platná. Aby se v jednoduchých případech, viz odst. 3.2, zpracovatel vyhnul nelineárním výpočtům, které tyto mezní stavy vyžadují, byly na základě podrobných výpočtů a posouzení podle obou mezních stavů reprezentačního souboru zděných klenbových mostů stanoveny semiempirické vzorce pro zatížitelnost v kap. 4

V *podrobném statickém výpočtu* se oba mezní stavy najdou výpočtem, tj. najdou se hodnoty součinitelů proměnného zatížení v_u a v_o .

Pokud je pro vlastníka mostu důležitá pouze zatížitelnost v úzkém smyslu, tj. maximální vozidlo/a, které/á smí jednorázově bezpečně přejet v současném stavu mostu, pak stačí vyhovět jen v MSU. Pro takto stanovenou zatížitelnost/i se nadále používá termín *jednorázová zatížitelnost/i*.

Pro snadnou referenci se zavádí termín *posuzované veličiny* pro maximální dosaženou hloubku trhlin, která se srovnává s c_k , pro maximální dosažený tlak kolmo k ložným spárám klenby, který se srovnává s f_d nebo $0,45 f_k$ a pro poměr V/N .

3 Meze použitelnosti TP 199

Meze použitelnosti dané stavem mostu podle odst. 3.1 jsou společné pro semiempirický vzorec i pro *podrobný statický výpočet*. Meze použitelnosti dané geometrickými parametry podle odst. 3.2 platí jen pro semiempirický vzorec.

3.1 Stav mostu

Metody jsou použitelné pro mosty v klasifikačním stupni stavu I-IV podle ČSN 73 6221. Posudek stavu klenby od osoby s oprávněním ČKAIT v oboru Mostní a inženýrské stavby nebo Statika a dynamika konstrukcí může dovolit stanovení zatížitelnosti podle TP 199, ačkoli stav mostu podle platné hlavní nebo mimořádné prohlídky je V nebo i VI. V tom případě musí být ve výpočtu zohledněny vady a poruchy ovlivňující stav mostu.

Stav IV (citovány jsou přípustné vady a poruchy ve stavu IV):

Vady a poruchy nemající okamžitý nepříznivý vliv na zatížitelnost, které však mohou zatížitelnost v budoucnu ovlivnit (prosakovající voda, zakořeněná vegetace, místně vydrolená spárová malta, trhliny v nosné konstrukci, postřehnutelná trvalá deformace nosné konstrukce nebo podpěr bez viditelných trhlin).

Vady a poruchy ve stavu V (tedy nepřijatelné pro stav IV):

Vady a poruchy ovlivňující zatížitelnost, ale odstranitelné bez větších zásahů. Postřehnutelná deformace klenby bez trhlin, značně vydrolená spárová malta na většině míst, prasklé spáry, uvolněné kameny, trhliny v kamenech, podpěry podemleté do hloubky nejvýše rovné třetině tloušťky opěry.

Pro zděné klenby se tato obecně platná kritéria doplňují a upřesňují následujícími podmínkami:

- 1) Kameny či cihly klenby nesmí mít trhliny, přípustné je místní mělké mrazové oprýskání. Malta spár může být povrchově poškozena či zvětralá do hloubky 0,08 d , vypadaná do hloubky 0,05 d . Největší tlaková napětí v ložných spárách vznikají v líci v patkách klenby. Poškození vlivem těchto napětí se nejčastěji projevuje jako podélné (ve směru rozpětí) trhliny ve zdivu, procházející klenáky. Tyto trhliny se nesmí zaměňovat s častějšími trhlínami způsobenými zatékáním. Tlaková napětí v rubu klenby vznikají ve střední části klenby zhruba od $\frac{1}{4}$ do $\frac{3}{4}$ rozpětí, ale jejich projevy nejsou vidět. Tato střední část klenby je nejvíce namáhána v líci klenby střídavým protažením a stlačením, které se může projevit viditelným poškozením spár.
- 2) Při posouzení vrchní stavby podle této metody se předpokládá dostatečně pevné a tuhé podepření klenby na pilířích či opěrách ve svislém i vodorovném směru. Jejich tuhost a celistvost nesmí proto být viditelně snížena, např. trhlínami, zvětřením, vymýváním apod.
- 3) Poprsní zdi musí mít dostatečnou stabilitu proti vyvrácení a vysunutí, aby poskytovaly boční podepření zásypu. Pro posouzení stability je možno použít ČSN EN 1996-1-1 a 1996-3
- 4) Pro dlouhodobou funkci klenby je nepřípustné prosakování srážkové vody vozovkou a zásypem. V MSU a jednorázové zatížitelnosti se projeví jen snížením návrhové pevnosti zdiva klenby podle ČSN EN 1996-1. Cílem TP 199 je zaručit trvalou zatížitelnost historicky cenných mostů, a proto je třeba průsakům vody vozovkou co nejdříve zabránit.

3.2 Rozsah parametrů pro semiempirický vzorec

Vzorec je použitelný jen pro kolmé klenby ve tvaru segmentu kružnice. Parametry vrchní stavby (viz obr. 1) musí být v mezích:

$$\begin{aligned} 2 < l < 7 \text{ [m]} \\ 0,15 < h/l < 0,5 \\ 0,07 < d/l < 0,20 \\ 0,08 < s/l < 0,4 \end{aligned} \tag{1}$$

Kromě světlosti l jsou ostatní rozměry udávány relativně. Pro světlosti blízké 7 m a poměr h/l blízký 0,5 se doporučuje MSOZ ověřit výpočtem, pro takové parametry nedává semiempirický vzorec vždy konzervativní zatížitelnost, viz kap. 7, příklad 2.

4 Zatížitelnost určená semiempirickým vzorcem

4.1 Semiempirický vzorec

Vzorec určuje přípustnou sílu F_{cap} na jeden metr široký pruh klenby v MN/m (rozměry se dosazují v m):

$$F_{cap} = 0,283 + 0,180 d - 0,0108 h - 0,102 l + 0,0086 l^2 + 0,0456 s \text{ [m]}, \text{ [MN/m]} \tag{2}$$

Přípustné zatížení na nápravu F_a je násobkem efektivní šířky pruhu $w_{l,eff}$ (viz odst. 6.2) a F_{cap}

$$F_a = w_{l,eff} \cdot F_{cap} \text{ [MN]} \quad (3)$$

Ze zatížení na nápravu F_a se podle kap. 8 určí zatížitelnost ve smyslu ČSN 73 6222, popř. ČSN 73 6220. Pokud některý z parametrů není přesně znám, dovoluje se použít u tloušťky klenby d a výšky záasy s spodní odhad.

Přípustná zatížení na nápravu F_a jsou různá pro zatížitelnost normální a výhradní kromě mostů s jedním pruhem.

4.2 Efektivní šířka jízdního/zatěžovacího pruhu

Efektivní šířka pruhu $w_{l,eff}$ je pro mosty s jedním pruhem a při výpočtu normální zatížitelnosti pro všechny mosty rovna šířce pruhu, tj. $w_{l,eff} = w_l$. w_l se určí podle ČSN 73 6222, většinou $w_l = 3$ m.

Při výpočtu výhradní zatížitelnosti pro mosty s více než jedním pruhem se zvětší efektivní šířka pruhu klenby roznášením a spolupůsobením klenby:

$$w_{l,eff} = (w_l + s + d + 0,15) \times 1,1, w_{l,eff} \leq w \quad (4)$$

Pokud roznášecí šířka sahá při krajní poloze nápravy mimo celkovou šířku klenby w_a , zmenší se $w_{l,eff}$ o tento přesah.

4.3 Zatížitelnost

Zatížitelnost normální je podle ČSN 73 6222

$$V_n = \frac{4 F_a}{3} \frac{1}{g \delta} \quad (5)$$

kde $g = 10 \text{ m/s}^2$ je tíhové zrychlení, $\delta = 1,25$ je dynamický součinitel podle ČSN 73 6222 pro případ jednoho vozidla, $\delta = 1,2$ pro případ dvou vozidel vedle sebe a F_a je síla na nápravu pro normální zatížitelnost podle odst. 6.1.

Zatížitelnost výhradní je

$$V_r = \frac{12}{l+1} \frac{F_a}{g \delta} \quad (6)$$

kde l se dosazuje v [m], $\delta = 1,25$ je dynamický součinitel a F_a je síla na nápravu pro výhradní zatížitelnost podle odst. 6.1. Pokud vyjde $V_r < 50 \text{ t}$, dosadí se $l = 8$ bez ohledu na skutečnou světlost.

Zatížitelnost výjimečná V_e se odvozuje od přípustné síly na nápravu F_a pro výhradní zatížitelnost v závislosti na světlosti klenby:

$$V_e = \frac{42}{l+1} \frac{F_a}{g \delta}, \quad (7)$$

kde světlost l se dosazuje v m a $\delta = 1,05$ je dynamický součinitel.

5 Podrobný statický výpočet

Výpočet tuhoplastickými a deformačními metodami se podstatně liší, ale obě skupiny se v praxi dají použít jen s pomocí počítačových programů. Programy pro tuhoplastické metody používají 2D modely mostu a v principu najdou konzervativní přiblížení mezního stavu únosnosti pro jednu klenbu i pro most s více klenbami a pilíři v jednom běhu. Pokud jde o vlastnosti materiálu klenby, je třeba jen pevnost v tlaku, součinitel tření v ložných spárách a hustota. Programy jsou výhradně jednoúčelové a komerční, použití je relativně jednoduché, ale kromě konzervativního přiblížení k součiniteli zatížení v okamžiku kolapsu konstrukce poskytují už jen způsob kolapsu, tj. polohu průřezů, kde dojde ke vzniku kloubu nebo smykové deformace. Součinitel zatížení při kolapsu se hledá standardním lineárním programováním.

Deformační metody vyžadují navíc elastické konstanty materiálů a podmínky mezních stavů odst. 2.2 se kontrolují podstatně obtížněji. Komerčních programů, zejména pro MKP, je sice mnoho, ale žádný není úplně vybaven pro tento účel. Na druhé straně jsou deformační metody podstatně flexibilnější a poskytují komplexní obraz o chování konstrukce při zatěžování do MSÚ i MSP. TP 199 nabízí v odst. 5.1, 5.2 a 5.3 způsob výpočtu zatížitelnosti deformačními metodami, který se v současném stavu software zdá optimální

5.1 Dvě fáze podrobného statického výpočtu

Pro mosty s jedním polem, tj. jednou klenbou, které mají podélnou vvislou rovinu symetrie není třeba fáze 1. TP 199 platí i pro vícepolové a nesymetrické mosty. Pro ně se připouští a většinou je účelný dvoufázový podrobný statický výpočet řešení. V první fázi se na *lineárním modelu* celého mostu nejprve vyšetří interakce polí, pilířů a případně opěr a případný vliv odchylek od symetrie vzhledem k podélné rovině symetrie mostu. Tento model může být 2D (rovinná napjatost), nebo 3D v případě, že je třeba postihnout nesymetrie a jiné 3D jevy, viz předpoklad *j*) v odst. 2.2. V druhé fázi se stanoví zatížitelnost jednotlivých polí, přesněji zatížitelnost těch polí, která jsou kritická pro zatížitelnost celého mostu (v častém případě opakovaných polí stačí zatížitelnost jednoho).

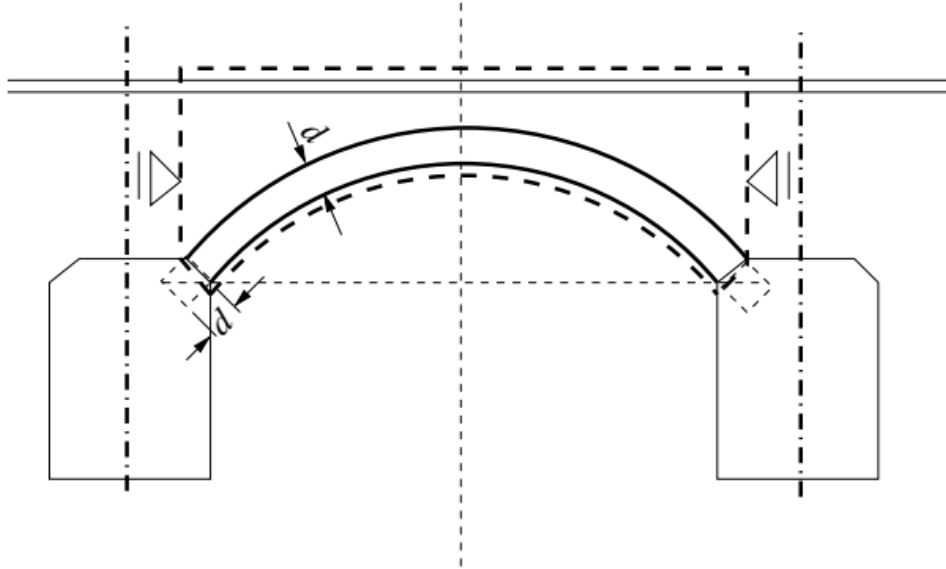
Přitom se použije roztažení klenby/kleneb, viz níže, a případná oprava na nesymetrii z první fáze.

Pro klenbu i vozovku se připouští a doporučuje použití obvyklých předpokladů pro nosníky, případně skořepiny. Jde o nestlačitenost v příčném směru a zachování rovinnosti příčných řezů (Bernoulli/Navierova nebo Timošenkova hypotéza) u 2D, případně zachování přímosti normál k ploše klenby (Kirchhoffova nebo Mindlinova hypotéza) u 3D modelů. Pro pozdější referenci používáme pro tyto předpoklady souhrnnou zkratku *M-předpoklad*.

Rozdělení výpočtu na dvě fáze se doporučuje. Je možné řešit celý most jedním modelem, ale při zachování podmínek a předpokladů odstavce 4.2 bude takový model složitý a obtížně realizovatelný komerčními programy. Relativně jednodušší je řešení celého mostu metodami tuhoplastické analýzy, viz odst. 4.2, ale v tom případě je obtížné a nepřesné nalezení MSOZ.

Okrajové podmínky (podepření) pro druhou fázi

Pro vyřátá pole musí být okrajové podmínky jiné než u mostů s jedním polem, musí nahrazovat reakce a poddajnost sousedních polí. V obr. 3 je schematický podélný řez jedním polem takového mostu. Řešená oblast jednoho pole v druhé fázi výpočtu je ohraničena silnou čárkovanou čarou.



Obr. 3 Jedno pole (klenba) mostu s více klenbami. Oblast řešená ve druhé fázi je vymezena čárkovaně, naznačen je nulový posun v podélném směru mostu svislých okrajů.

V případě stejných polí a stejného zatížení, např. vlastní vahou nebo spojitého nahodilého zatížení, jsou okrajové podmínky v rovinách symetrie pilířů (čerchovaně) jednoduché, nulová posunutí v podélném směru mostu. V druhé fázi podrobného statického výpočtu se tyto okrajové podmínky použijí na svislých hranicích řešené oblasti a pro patky klenby, jak je naznačeno v obr. 3 symboly posuvného uložení ve svislém směru. Jde o aproximaci, která byla ověřena na řadě numerických řešení skutečných mostů. Pokud pole mostu nejsou stejná a stejně zatížená, nejsou vodorovná posunutí svislých hranic a patek nulová ani stejná.

Nestejně zatížení je přitom pravidlem, viz odst. 5.2 *Zatížení*. Pak je třeba v první fázi podrobného statického výpočtu zjistit, jaká jsou skutečná posunutí patek klenby a hranice řešené oblasti v podélném směru mostu. Protože o únosnosti mostu rozhoduje hlavně klenba, připouští se použít nikoli skutečná posunutí jednotlivých bodů hranice oblasti, nýbrž průměr posunutí patek klenby použít pro všechny uzly svislých hranic řešené oblasti. Pro analýzu jednoho pole nejsou podstatná absolutní posunutí, ale pouze rozdíl posunutí pravé a levé hranice. Pro každé pole a každou zatížitelnost je tak potřeba pro druhou fázi jediná veličina – rozdíl posunutí patek klenby, označovaný nadále jako roztažení klenby p . Opěry a pilíře mostu a jejich podepření by měly být v první fázi modelovány tak, aby vodorovná posunutí patek klenby byla přibližně vystižena.

Vzhledem k *M-předpokladu* se průměrná vodorovná posunutí patek klenby mohou vypočítat jako průměr posunutí lícového a rubového bodu příčného řezu v patce klenby.

5.2 První fáze

Roztažení klenby

Pro velkou většinu ZKM stačí v první fázi lineární 2D model (rovinná napjatost). Odchylky od symetrie vzhledem k podélné rovině symetrie mostu lze kompenzovat korekčními součiniteli, viz odst. *Odchylky od symetrie...* Roztažení klenby p je homogenní lineární funkcí součinitelů zatěžování γ_u a γ_o (viz odst. 5.4 *Referenční zatížení*). Absolutní člen této lineární funkce, roztažení od stálého zatížení, je nula, viz Příloha 1 *Důvodová zpráva*. Pro druhou fázi je třeba určit roztažení klenby p_n , p_r a p_e při referenčním zatížení pro tři zatížitelnosti pro každou klenbu. Tento počet lze většinou redukovat, pokud se klenby opakují, pokud existují souměrnosti apod. Roztažení klenby při součiniteli zatížení v pak jsou $p=p_n v$, $p=p_r v$, $p=p_e v$, kde za v se dosazuje v_u a v_o podle mezního stavu. Roztažení p musí být vypočtena při stejných referenčních zatíženích, která jsou užitá v druhé fázi viz odst. 5.3.

Odchylky od symetrie vzhledem k podélné rovině symetrie mostu.

Některé odchylky od symetrie lze zanedbat, např. běžnou nesymetrii návodních a povodních čel pilířů apod. Menší odchylky od symetrie, např. nesymetrické zatížení v příčném směru, je dovolen kompenzovat korekčními součiniteli pro napětí a deformace. Korekční součinitele se odvodí pro jednotlivá pole mostu ze srovnání 2D a 3D *lineárních* modelů mostu nebo pole mostu. Korekční součinitele se získají jako poměr extrémů tlakových a tahových normálových napětí v průřezech klenby/kleneb obou lineárních modelů a použijí se k opravě výsledků 2D nelineárního výpočtu druhé fáze. Výsledky 2D modelu je možno nahradit průměry napětí v příčném směru mostu z 3D modelu. Postup je demonstrován v příkladu 1 kap. 7. Poměr extrémů tahových poměrných deformací se použije jako korekční součinitel hloubky trhlin v ložných spárách kleneb.

5.3 Druhá fáze

Velká většina ZKM má 2D model pole symetrický podle svislé osy, viz obr. 3 a 4. Pak je možno při hledání mezních stavů sledovat napětí a deformace jen v jedné polovině 2D modelu. Kromě toho je možno okrajové podmínky a síly v okolí protějšší podpory klenby připustit s menší věrností, protože podle Saint Venantova principu je jejich vliv na sledované veličiny malý. To ovšem neplatí pro p , které působí globálně. Volba sledované poloviny je na uživateli, ale pro jednoduchost předpokládáme, že sledována je levá polovina.

Podepření patek klenby v druhé fázi musí přibližně respektovat poddajnost jejich skutečného podepření vůči momentu. Pokud okrajové podmínky úplně zabrání rotaci patek, vznikají v patkách nereálné špičky momentu, napětí a hloubky trhlin. Konzervativní (z hlediska extrémů napětí v patce) a přijatelnou (z hlediska přesnosti výsledných zatížitelností) tuhost podepření poskytuje podepření patky fiktivním prvkem prodlužujícím klenbu za patku o délku d , s nulovými uzlovými posuny (vetknutím) na spodním konci, viz obr. 3.

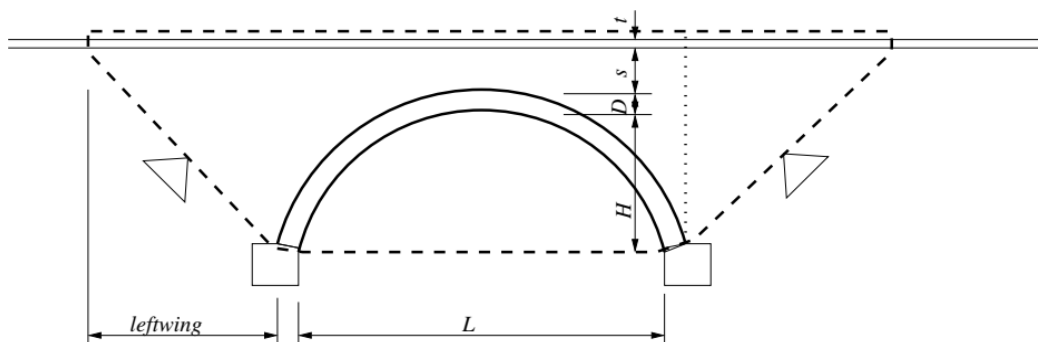
Druhá fáze pro mosty s více poli

Ve druhé fázi se hledají mezní stavy (viz odst. 5.3) silně čárkovaně ohraničené části mostu za předpokladu rovinné deformace (2D model pole).

Okrajové podmínky na svislých hranicích řešené oblasti jsou předepsaná vodorovná posunutí, která mají uplatnit roztažení klenby p , svislá posunutí jsou volná. Nejjednodušší způsob jak uplatnit p , je předepsat nulová vodorovná posunutí na levé hranici a p přisoudit pravé hranici.

Druhá fáze pro mosty s jednou klenbou

Předpokládá se nulové roztažení klenby a spojitý přechod zásypu klenby do přilehlého náspu zemního tělesa silnice (integrováný most), viz obr. 4. Pripouští se omezení řešené oblasti podle obr. 4, křídla nejvýše pod 45° od vodorovné. Na šikmých stranách křídel je obtížné nahradit kontakt s náspem silnice pružným podepřením. Pripouští se tedy pevné podepření, tj. nulové obě složky posunutí, naznačeno v obrázku symboly bodového podepření. Argumentem pro toto zjednodušení je fakt, že nepřesnost v podepření je vzdálena od klenby (proto křídla) a podle Saint Venantova principu ji málo ovlivňuje



Obr. 4 Podélný řez mostem s jedním polem, oblast řešená ve druhé fázi ohraničena čárkovaně

5.4 Zatížení

Zatížení je dáno ČSN 73 6222. Schéma pro výjimečnou zatížitelnost se v příčném směru umísťuje nad střed klenby v souladu s ČSN EN 1991-2, LM3. Pokud se použije dvoufázový výpočet musí být v 1. a 2. fázi stejné rozložení zatížení dopravou v podélném směru.

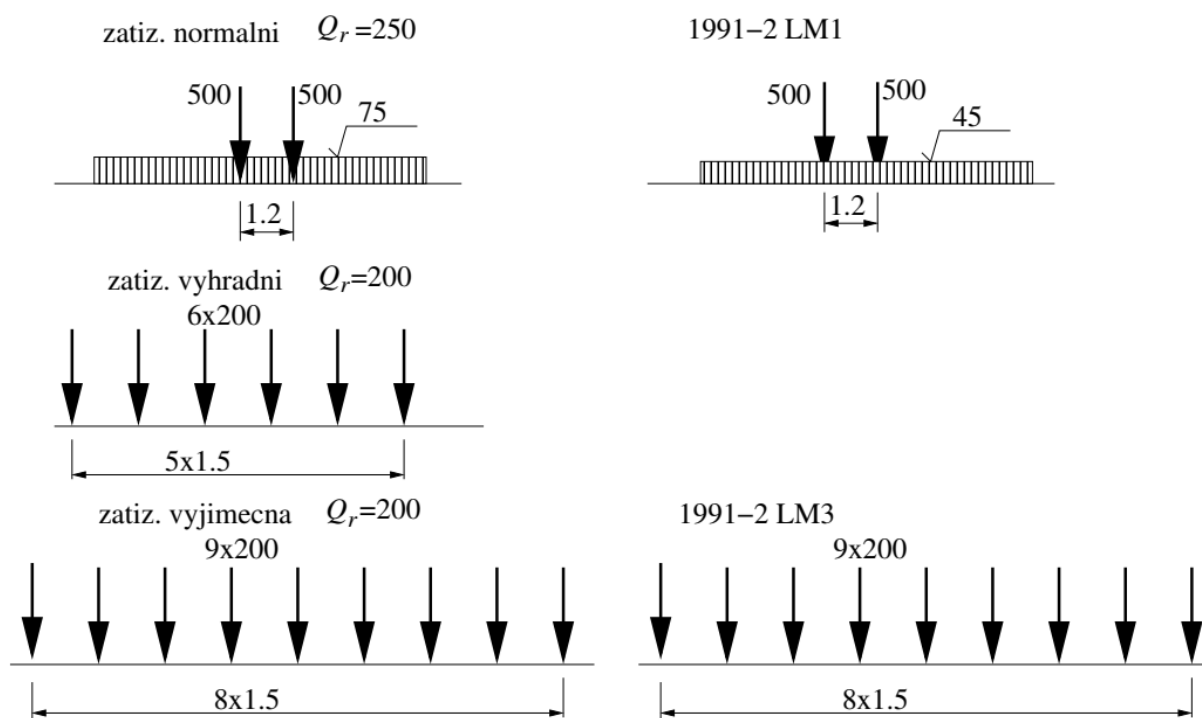
Pripouští se jedna poloha zatěžovacích schémat v podélném směru mostu. Pro světlost klenby 7 m a větší je možno použít takovou pozici, že výslednice nápravových sil je ve $\frac{1}{4}$ světlosti klenby posuzovaného pole a rovnoměrné zatížení pro normální zatížitelnost působí nad nápravami zatíženou polovinou klenby. Pro světlost klenby menší než 7 m se nad $\frac{1}{4}$ světlosti umístí jedna z náprav tak, aby výslednice nápravových sil byla co nejbližší k $\frac{1}{4}$ světlosti klenby směrem k vrcholu klenby. Doporučuje se kromě této jediné polohy použít ještě alespoň dvě blízké polohy zatěžovacích schémat pro ověření blízkosti hledaného minima v . Pokud to použitý software umožňuje, doporučuje se použít automatizovaného hledání nejnepříznivější polohy.

Referenční zatížení

Postupy stanovení zatížitelností s použitím jednotkových intenzit, navržené ČSN 73 6222, jsou pro ZKM nevhodné. Při hledání mezních stavů je vhodnější použít jako referenční intenzitu zatížení hodnoty blízké charakteristickým hodnotám nápravových sil a rovnoměrných zatížení podle ČSN EN 1991- Zatížení v mezních stavech ve smyslu ČSN 73 6222 je pak určeno bezrozměrnými součiniteli v_u

a v_0 , které je možno srovnávat s dílčím součinitelem proměnného zatížení γ_Q ČSN EN 1990. Pro výhradní zatížitelnost není v ČSN EN 1991-2 odpovídající model.

Referenční zatížení je určeno vždy silou na nápravu, pro kterou se pro pozdější reference zavádí symbol Q_r . V obr. 5 jsou doporučená referenční zatížení pro mosty s dvěma jízdními pruhy spolu s odpovídajícími modely zatížení podle ČSN EN 1991-2. Rovnoměrná zatížení jsou dopočtena tak, aby byla v souladu s Q_r podle příslušné normy, odtud rozdíl mezi rovnoměrným zatížením pro zatížitelnost normální a pro LM1. Model LM1 na rozdíl od referenčního není symetrický vzhledem k podélné svislé rovině symetrie mostu, takže hodnota 500 kN je součtem 300 kN a 200 kN pro pruh 1 a 2.



Obr. 5 Doporučené referenční sestavy zatížení pro všechny tři zatížitelnosti (levý sloupec) a pro odpovídající modely zatížení ČSN EN 1991-2 (pravý sloupec) pro mosty se dvěma jízdními pruhy na silnicích I. a II. třídy.

Všechna zatížení se pro 2. fázi zprůměrují v příčném směru klenby dělením šířkou klenby tak, že výsledkem jsou *nápravové síly a rovnoměrná zatížení připadající na 1 m šířky klenby*.

5.5 Mezní stavy klenby

Mezní stavy se posuzují v zásadě podle ČSN EN 1990 a 1996-1-1 a ČSN P 73 6213 s upřesněním:

Mezní stav únosnosti (MSÚ):

V MSÚ musí být splněny dvě podmínky:

- $\sigma_n \leq f_d$, kde σ_n je normálové tlakové napětí ve směru kolmém na ložné spáry klenby a f_d je návrhová pevnost zdiva v témže směru a
- $V/N \leq \mu$, kde V a N jsou posouvající a normálová síla v průřezu klenby.

Podmínka a) může být pro tuhoplastické metody použita za předpokladu rovnoměrného rozdělení napětí v tlačené části průřezu a dalších podmínek podle kap. 8 ČSN P 73 6213. Pro deformační metody platí pro maximum σ_n , což v případě lineárního průběhu napětí v průřezu znamená, že výsledná únosnost může být teoreticky až o $\frac{1}{4}$ nižší než ta, která by vyšla s použitím tuhoplastické metody. V praxi je tento rozdíl podstatně menší než $\frac{1}{4}$, protože tuhoplastické metody určí přiblížení zdola, kdežto deformační metody přiblížení shora.

Mezní stav opakovaného zatížení (MSOZ):

Pro tuhoplastické metody platí podmínky kap. 9 ČSN P 73 6213. Pro deformační metody je rozhodující veličinou relativní, vzhledem k tloušťce klenby, hloubka trhlin c v ložných spárách klenby, která se srovnává s přípustnou hloubkou trhlin $c_k = 0,033 + 0,933 h/l$. MSOZ se neposuzuje pro výjimečnou zatížitelnost. Pro MSOZ se použije častá kombinace zatížení podle odst. A.3.4 ČSN P 73 6222, což pro výpočet zatížitelnosti znamená, že součinitele v_o dosažené při splnění podmínek MSOZ, se zvětší vydělením 0,75.

Při použití deformačních metod je nutno mezní stavy najít postupným přitěžováním pole mostu zatížením dopravou, vzhledem k nelineárnímu chování klenby. Pro ten účel slouží referenční zatížení, viz odst. 5.4, které se násobí postupně zvětšovaným bezrozměrným součinitelem v až k dosažení příslušného mezního stavu, kdy $v=v_u$ nebo $v=v_o$. Stálé zatížení je přitom návrhové pro MSÚ, charakteristické pro MSOZ. Postupné přitěžování je tedy nutno provést dvakrát pro normální a výhradní zatížitelnost, jednou pro výjimečnou. Mezní stav průhybu se u ZKM běžně neuvažuje, u štíhlých klenb je ale vhodné průhyby pro jistotu zkontrolovat.

Roztažení klenby p se při postupném přitěžování zvětšuje úměrně v_u a v_o a p_n, p_r a p_e , viz odst. 5.1. Pro každou hodnotu součinitelů v je nutno najít stav konstrukce iterací. Přitom lze využít toho, že materiál klenby má jednoduchý typ nelinearity, je hyperelastický, viz 2.2. Není tedy nutno přitěžovat po přírůstcích, ale je možno iterovat rovnou stav pro každou hodnotu součinitelů v . Podrobnosti přitěžování závisí na použitém softwaru.

5.6 Zatížitelnost

V tomto odstavci označují v_u a v_o hodnoty těchto součinitelů dosažené v příslušném mezním stavu a při příslušném zatěžovacím schématu (celkem 5 hodnot), Q_r je referenční síla na nápravu v příslušném zatěžovacím schématu. Zatížitelnosti vrchní stavby jako celku pak jsou:

$$V_n = \min(v_u, v_o) Q_r 4/3/g/\delta \quad V_r = \min(v_u, v_o) Q_r 6/g/\delta \quad \text{a} \quad V_e = v_u Q_r 9/g/\delta$$

kde δ je dynamický součinitel podle ČSN 73 6222 kap. 8. Použijí se součinitele pro vlastní frekvence větší než 6 Hz. Ve smyslu úvodu kap. 2 slabší prvky konstrukce mohou konečné zatížitelnosti snížit.

6 Materiálové konstanty

Pro případy, kdy nelze materiálové konstanty zjistit diagnostickým průzkumem z důvodů ekonomických, časových či jiných, je možno použít dále uvedené doporučené hodnoty. Ty jsou konzervativní vzhledem k zatížitelnostem. U klenb světlosti větší než 10 m je nutno zjistit návrhovou pevnost zdiva f_d diagnostickým průzkumem se zkouškami materiálů podle ČSN EN 1996-1-1 a ČSN ISO

13822. U kleneb menší světlosti může zkoušky materiálů pro určení f_d nahradit posudek ČKAIT autorizovaného inženýra v oboru zkoušení a diagnostika stavebních konstrukcí nebo držitele Oprávnění k provádění průzkumných a diagnostických prací souvisejících s výstavbou, opravami, údržbou a správou pozemních komunikací nebo Oprávnění k výkonu hlavních a mimořádných prohlídek mostů pozemních komunikací vydaných Ministerstvem dopravy. Přípustná relativní hloubka trhlin je smluvní hodnota, kterou nelze zjistit jednorázovým diagnostickým průzkumem.

Doporučená návrhová pevnost zdiva v tlaku kolmo ke spárám:

$f_d = 2$ MPa pro sedimentární horniny, pískovce, vápence, opuky apod.,

$f_d = 3$ MPa pro vyvřeliny, žulu, diority apod.

Doporučené pevnosti platí pouze pro pravidelné, dostatečně spárované kvádrové zdivo.

Doporučené elastické konstanty a hustoty:

Kromě rozměrů je třeba pro podrobný výpočet deformačními metodami znát moduly pružnosti E a G , Poissonova čísla ν a charakteristické hustoty ρ_k všech použitých materiálů a dále návrhovou pevnost v tlaku kolmo k ložným spárám zdiva klenby f_d a přípustnou relativní hloubku trhlin c_k . Prakticky je skoro nemožné zjistit všechny tyto hodnoty diagnostickým průzkumem. Volbu elastických konstant E , G zjednodušuje fakt, že na zatížitelnosti nemá vliv jejich absolutní velikost, ale pouze jejich poměr pro různé materiály. To je díky velmi jednoduché nelinearitě klenby. Pro klenbu a vozovku se udává G i ν , což by bylo v rozporu pro izotropní materiál, u obou částí konstrukce jde ale o anizotropní nehomogenní materiál. Pokud nejsou k dispozici přesnější údaje, například změřené, dovoluje se použít materiálové konstanty podle tabulky 1.

Tabulka 1 Doporučené elastické konstanty a hustoty materiálů klenbových mostů

	E [GPa]	G [GPa] / ν	ρ [t/m ³]
Klenba	10	5/0,15	2,3
Zásyp	0,4	- /0,15	2,0
Vozovka	10	5/0,15	2,3

Přípustná hloubka trhlin (týká se jen deformačních metod)

Přípustná relativní (vzhledem k tloušťce klenby) hloubka trhlin v ložných spárách je závislá na relativním vzepětí klenby, $c_k = 0,033 + 0,933 h/l$. Důvodem je citlivost malých kleneb blízkých k polokružnicovému ke vzniku trhlin, viz kap. 8 Přílohy 1.

Hloubka trhlin je použita v MSOZ. Kritérium MSOZ je třeba brát s jistou tolerancí, protože není stanoveno s dostatečnou zkušeností a je to kritérium, které má zajistit dlouhodobou zatížitelnost, takže jednorázová zatížitelnost není ohrožena ani při jeho překročení.

Součinitel smykového tření μ v ložných spárách klenby

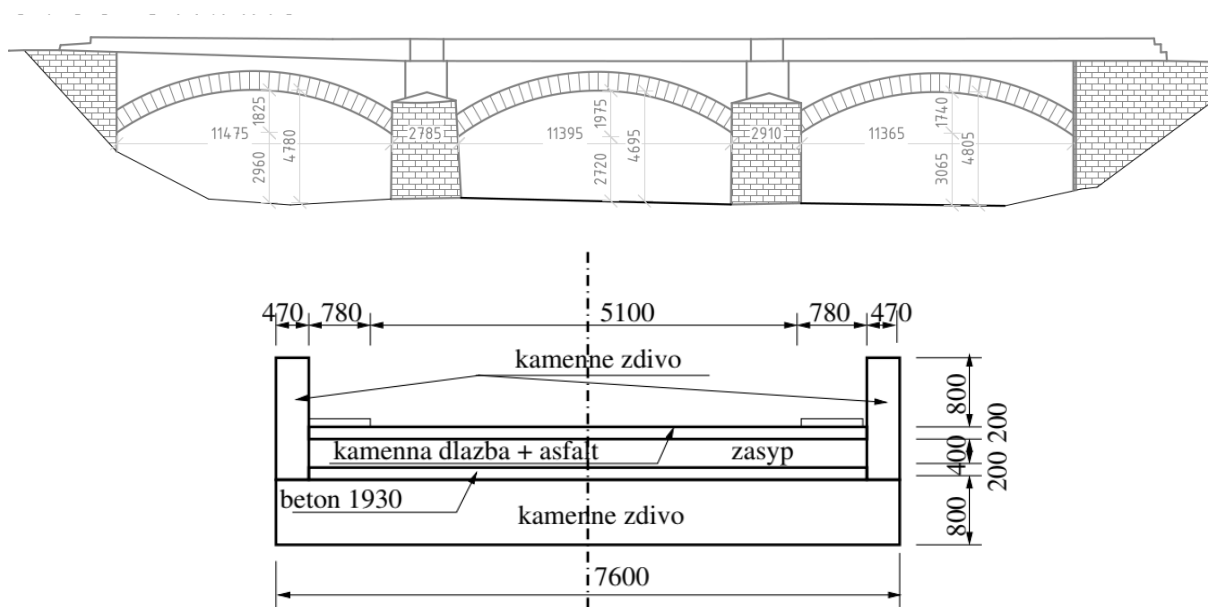
Pro součinitel tření v ložných spárách klenby neexistuje pro praxi přijatelná experimentální metoda. Doporučená konzervativní hodnota $\mu = 0,4$, spodní hranice v literatuře používaných hodnot.

7 Příklady použití

V příkladech se předpokládá založení pilířů a opěr na skalním podloží a vliv jeho pružnosti na roztažení klenby se zanedbává ve srovnání s poddajností polí a opěr mostu. Pro jiné poměry tuhostí to nemusí být přípustné a pružnost podloží je nutno vystihnout, např. Winklerovým modelem, 2D či 3D kontinuem apod.

7.1 Příklad 1, most o třech polích, podrobný výpočet

Rozměry kleneb nejsou přesně stejné pro všechna pole, pohled proti proudu je pouze přibližný včetně kót z dokumentace pro stavební povolení rekonstrukce, viz obr. 6. Klenba s největší světlostí 11,4 m a vzepětím 1,9 m byla určena nezávislým geodetickým zaměřením. Nejpoddajnější vodorovné podepření má střední klenba, druhá fáze výpočtu je provedena pro střední klenbu. Pro zjednodušení se ale na straně bezpečné počítá se světlostí 11,4 m a vzepětím 1,9 m. Toto posouzení pak platí pro všechny klenby.



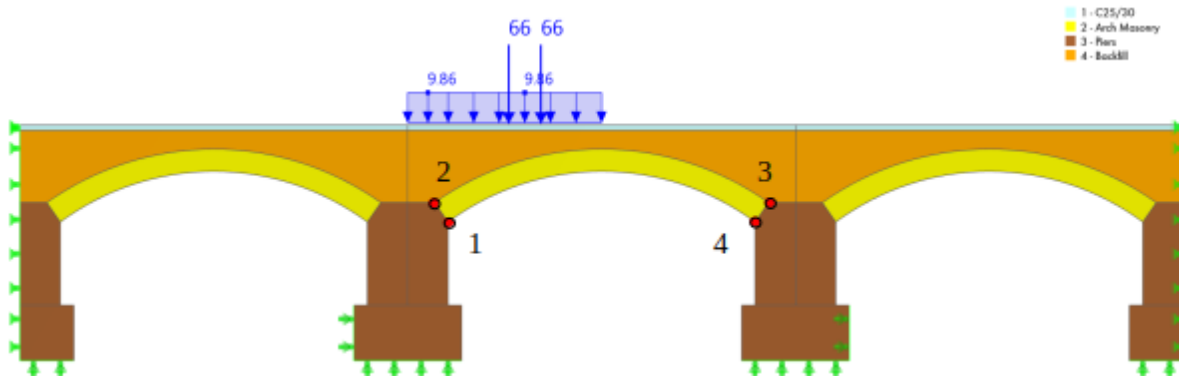
Obr. 6 Zjednodušený podélný a příčný řez mostem v příkladu 1

Most byl postaven v roce 1850, v roce 1930 byly vyměněny některé klenáky, na klenby a hlavy pilířů byla vybetonována spojitá vrstva betonu o deklarované tloušťce 0,3 m a vyměněn zásyp. K opravě z roku 1930 se v okresním archivu dochovala kvalitní dokumentace. Ve výpočtech je vrstva betonu konzervativně zahrnuta do zásypu klenby. Klenba, poprsní zdi a obvodové zdivo pilířů a opěr je z pískovce. Diagnostický průzkum zjistil návrhovou pevnost zdiva $f_d = 2$ MPa.

Šířka zatěžovacího prostoru v je 5,1 m, takže se vejde jeden zatěžovací pruh, ale chybí jen 0,3 m, aby se vešly dva. Konzervativně jsou použity dva pruhy v centrální poloze v příčném směru.

První fáze

Jednoduchý 2D model MKP s rozlišením materiálů v obr. 7 má střední rozměr konečného prvku 0,2 m, není použit *M-předpoklad* pro klenbu ani vozovku. Zakresleno je referenční normální zatížení, $500/7,6 = 66$ kN na nápravu spolu s $75/7,6 = 9,86$ kN/m v poloze nepříznivé pro střední klenbu. Moduly pružnosti materiálů jsou podle tab. 1.

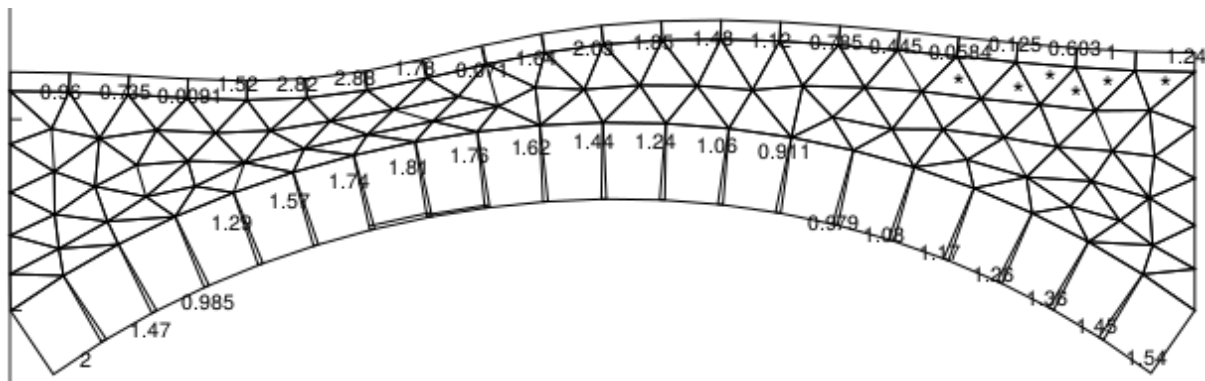


Obr. 7 2D FEM model mostu pro určení roztážení střední klenby od zatížení dopravou, zakresleno zatížení pro normální zatížitelnost. Číslicemi 1-4 jsou označeny body, ve kterých jsou z výstupu MKP extrahovány vodorovné složky posunutí $u_1 = -0,099$, $u_2 = 0,029$, $u_3 = 0,079$, $u_4 = 0,111$ mm.

Roztážení v líci klenby při referenčním normálním zatížení je $0,111 - (-0,099) = 0,21$ mm a v rubu $0,079 - 0,029 = 0,05$ mm, průměr je tedy $p_n = 0,13$ mm. To je způsobeno rotací patek klenby a dokumentuje to nutnost průměrování vodorovných posunutí patek pro stanovení p_n , p_r a p_e . Stejným způsobem byly určeny součinitele p pro zatížitelnost výhradní $p_r = 0,10$ a výjimečnou $p_e = 0,14$ mm.

Druhá fáze

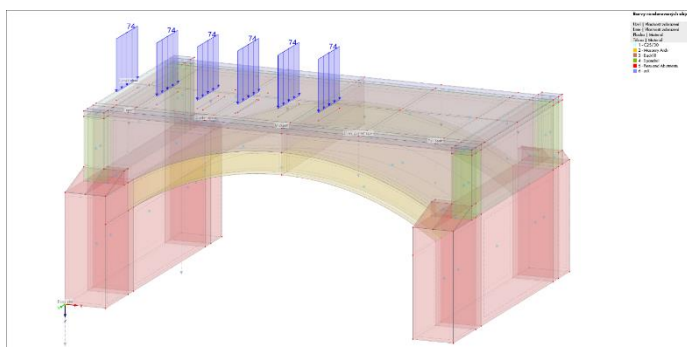
Pro výpočty 2. fáze je použit volně přístupný jednoúčelový program *bridge* ve formě Octave/Matlab skriptu, který splňuje podmínky a předpoklady odst. 2.2 a využívá *M-předpokladu*, viz odst. 5.1. Program je založen na metodě konečných prvků. Grafický výstup programu je v obr. 8 pro MSÚ, normální zatížitelnost a dělení klenby na 20 prvků. MSÚ je nalezen postupným zvětšováním součinitele zatížení v až k dosažení pevnosti v tlaku. Dělení na 20 prvků je zvoleno pro lepší přehlednost hlavně grafického výstupu, v praxi by pro tuto klenbu bylo adekvátní 40 prvků.



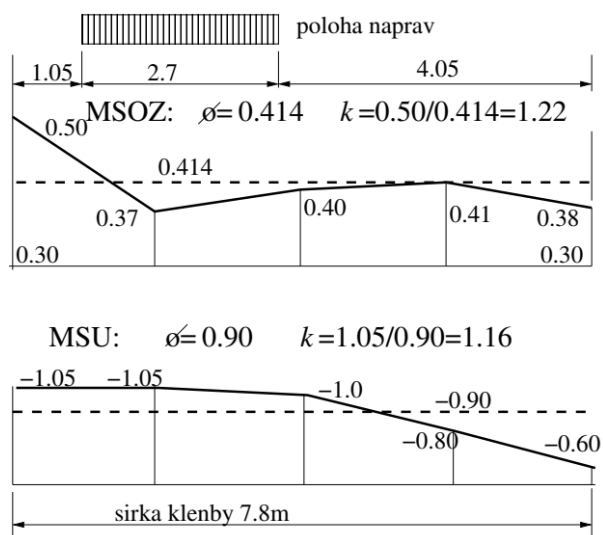
Obr. 8 V prvcích klenby a vozovky jsou vepsána maximální tlaková napětí u povrchu, kde vznikají, u klenby jsou graficky vyznačeny hloubky trhlin a v prvcích zásypu jsou hvězdičkami označeny ty, kde je porušena Mohrova-Coulombova podmínka. Maximální napětí vzniká v levé patce 2 Mpa a pod dvojnápravou 1,81 Mpa. Tohoto stavu je dosaženo při $v_u = 1,10$.

Napětí v patce je lokální špička, která závisí na tuhosti pružného uložení patky a na hustotě sítě prvků. Napětí pod dvojnápravou na těchto parametrech skoro nezávisí. Hodnoty v_u a v_o pro všechny zatížitelnosti jsou v tab. 2. Přípustná hloubka trhlin pro tuto klenbu je $c_k = 0,188$. Hodnota $v_u = 0,90$ pro normální zatížitelnost byla nalezena pro dvakrát hustší síť prvků (40 prvků v klenbě). Rozdíl je způsoben hlavně tím, že rozhoduje špička napětí v patce klenby, extrémní napětí pod dvojnápravou se prakticky neliší pro obě hustoty sítě. Zatížitelnosti jsou vypočteny v tab.2 podle odst. 5.4. Pro všechny zatížitelnosti je v tomto případě trvalá zatížitelnost shodná s jednorázovou.

Schéma pro výhradní zatížitelnost musí být umístěno v příčném směru v krajní poloze, viz obr. 9, takže hodnoty v_u a v_o získané z 2D modelu jsou opraveny korekčními součiniteli k . K tomu účelu je lineární 3D model jednoho pole mostu, viz obr. 9a, zatížen jako v MSOZ a MSÚ v 2D modelu, v krajní poloze v příčném směru. Tahová napětí v líci pro MSOZ a tlaková napětí v rubu klenby pro MSÚ v $\frac{1}{4}$ světlosti jsou vytažena z výsledků a vynesena v obr. 9b. V obrázku je zaznamenán i výpočet korekčních součinitelů k , které jsou dále použity v tabulce 2 při výpočtu zatížitelnosti. Každá náprava je nahrazena rovnoměrným liniovým zatížením 74 kN/m na délce 2,7 m v příčném směru.



Obr. 9a Model jednoho pole mostu, schéma pro výhradní zatížení v krajní poloze v příčném směru



Obr. 9b Normálová napětí v 1/4 světlosti, průběh v příčném směru mostu, nahoře tahová při zatížení na MSOZ, dole tlaková při zatížení na MSÚ.

Tabulka 2 Hodnoty součinitelů zatížení v a výsledné zatížitelnosti. Symbol x označuje součinitel ve vzorci pro zatížitelnost z odst. 5.6.

Zatížitelnost	P [mm]	Q_r x/g [t]	v_u	v_o	δ	Zatížitelnost [t]
Normální	0,13	33,3	1,10	$1,32/0,75=1,76$	1,2	30.6
Výhradní	0,10	120	$1,40/1,16 = 1,21$	$2,5/1,22/0,75=2,74$	1.25	116
Výjimečná	0,14	180	1,29	-	1.05	219

Pro všechny zatížitelnosti a stavy byl největší poměr posouvající a normálové síly ve všech průřezích klenby $\max(V/N) = 0,16$, menší než doporučený součinitel smykového tření 0,4.

7.2 Příklad 2, most s jednou klenbou, semiempirický vzorec a podrobný výpočet

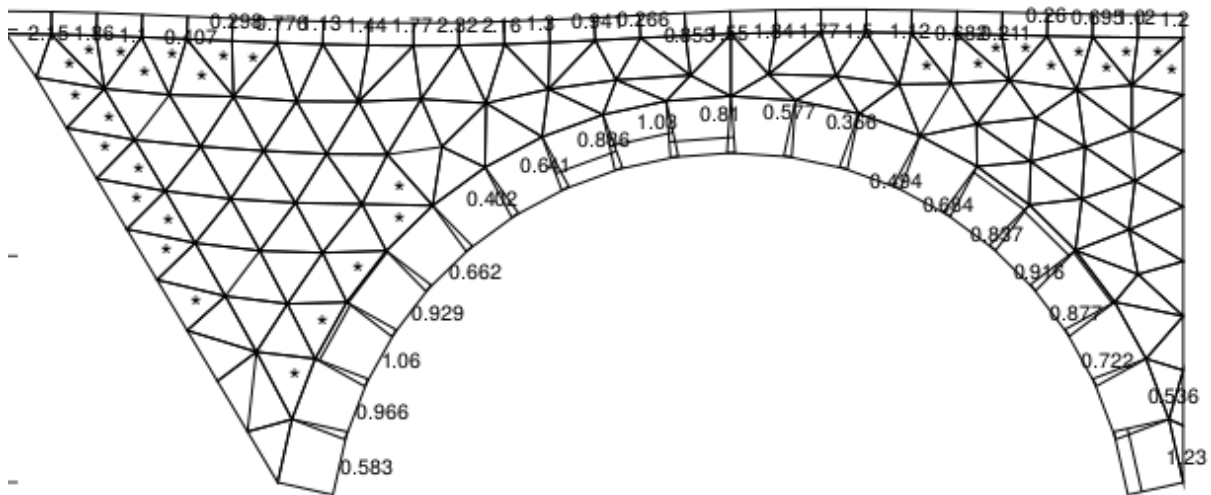
Most o jedné klenbě světlosti $l = 7$ m a vzepětí $h = 3$ m je integrován s přilehlými náspy. Tloušťka klenby $d = 0,5$ m, zásyp $s = 0,6$ m a vozovka $t = 0,2$ m. Šířka klenby je 7,8 m, vozovka má dva jízdní pruhy s celkovou šířkou 6 m. Okrajové podmínky na bočních stranách nelineárního 2D modelu pro 2. fázi by bylo možno zjistit podobně jako u příkladu 1 v 1. fázi lineárním MKP modelem se zahrnutím přilehlých násypů, ale získaná posunutí by se těžko přenášela. Místo toho se jen rozšíří řešená oblast modelu pro druhou fázi podle odst. 5.3 a obr. 10. Pro posouzení levé poloviny klenby stačí rozšíření řešené oblasti o levé křídlo. Klenba je z pískovce, diagnostický průzkum není k dispozici, takže použijeme doporučenou pevnost $f_d = 2$ Mpa. Posuzuje se jen normální zatížitelnost.

Most vyhovuje podmínkám pro semiempirický vzorec podle kap. 4. Po dosazení vyjde pro normální zatížitelnost: $F_{cap} = 0,0784$, $F_a = 0,238$, $V_n = 0,0264 \times 10^3 = 26,4$ t.

Podrobný statický výpočet je proveden skriptem *bridge*. V obr. 10 je MSOZ, pro který platí přípustná hloubka trhlin $c_k = 0,433$ a kterého je dosaženo při $v_o = 0,62$. Horní mez pro V_n trvalou zatížitelnost je

$0,62 \cdot 250 \cdot 4/3/10/1,2/0,75 = 23 \text{ t}$. V MSOZ je porušena Mohrova-Coulombova podmínka pevnosti ve třech místech zasypu (prvky označené hvězdičkami), ale většina zasypu je stále v pružném stavu, takže předpoklad c) odst. 2.2 je přiměřeně splněn. MSÚ je dosaženo pro $v_o = 1,28$, a tomu odpovídá zatížitelnost jednorázová 35,5 t. Výsledná normální zatížitelnost je tedy $V_n = 23 \text{ t}$. V tomto případě semiempirický vzorec nedává konzervativní zatížitelnost, což se v případě, že rozhoduje MSOZ a jde o konfiguraci na hranici jeho použitelnosti může někdy stát.

Maximální poměr V/N v obou mezních stavech byl 0,275.



Obr. 10 MSOZ pro most s jednou klenbou, zatížení pro normální zatížitelnost, dvounápravy nad ¼ světlosti.

Příloha 1 Doplnující informace k teorii výpočtů (informativní)

1.1 Koncepce TP 199

Určujícím faktorem pro koncepci TP 199 je komunita jejich uživatelů, vlastníků, správců a statiků zděných klenbových mostů. TP 199 musí tedy předpokládat pouze data, znalosti, zkušenosti a vybavení v této komunitě obvyklé.

TP 199 platí pro zděné klenbové mosty (ZKM) na pozemních komunikacích ve vlastnictví státu a krajů a obcí, tj. pro mosty na dálnicích a silnicích I. až III. třídy a městských komunikacích (dál jen VPK – veřejné pozemní komunikace). Pro obce a soukromé vlastníky ZKM může být nezávaznou pomůckou. Památkový katalog MK ČR a neúplná databáze ZKM a betonových obloukových mostů ČR dokládají, že na VPK se prakticky nevyskytují mosty z předindustriální éry, postavené do osmnáctého století. V industriální éře se změnila a relativně sjednotily technologie a materiály používané při stavbě ZKM v Evropě a Americe zásluhou rychlejšího šíření informací. Některé mosty z této éry dokládají technickou a řemeslnou vyspělost našich předků, jsou významným krajínotvorným prvkem a současně slouží v síti VPK. Pro pozdější snadnou referenci se pro ně v této důvodové zprávě používá termín **zájmové mosty**. Pro ně je *podrobný statický výpočet* podle TP 199 určen především, je ale samozřejmě použitelný pro všechny ZKM.

Některé z nich jsou památkově chráněny a pro ty je platnost TP 199 bez pochyb. Většina ale dosud chráněna není, ačkoli by si to možná zasloužily. O jejich osudu rozhodnou vlastníci s přispěním veřejnosti. V zásadě mají tři možnosti:

- a) nahradit je novým mostem nebo zcela přestavět podle současných norem,
- b) zachovat jen jako kulturní památku s případným omezeným využitím pro místní provoz
- c) zrekonstruovat je tak, aby jejich památková hodnota i funkce v infrastruktuře zůstala zachována.

Poslední alternativa je jistě nejlepší z hlediska výsledku, ale na druhé straně je nejnáročnější z hlediska přípravy. Nemusí být vždy nejdražší, u klenbových mostů tato alternativa implicitně znamená, že hlavní nosný prvek, klenba, zůstane zachován.

Objektivní kritéria pro rozhodnutí vlastníků nelze stanovit. Sama památková hodnota je dost subjektivní, stejně jako estetické hledisko, historický význam, vztah místních obyvatel, důležitost pro dopravu a řada dalších aspektů. TP 199 poskytnou vlastníkům podporu v rozhodnutí pro alternativu c), tj. ulehčí jim přípravu rekonstrukce se zachováním památkové hodnoty i funkce v infrastruktuře.

Předmětem TP 199 není posouzení stavu mostu a jeho památkové hodnoty ani zásady údržby, oprav a rekonstrukce. Vlastníkům, správcům, projektantům a zpracovatelům mohou v tomto směru pomoci dokumenty z novějších pramenů (např. Metodika 2022, Vinař 2021, MP2020).

U klenbových mostů nemá smysl kombinovaný statický výpočet, jak ho umožňuje ČSN 72 6222, protože předpisy pro zatížení a navrhování v době jejich stavby neexistovaly. Většina z nich jsou malé mosty do 7 m světlosti nejdelšího pole, sloužící na místních komunikacích. Pro zatížitelnost těchto mostů stačí semiempirický vzorec podle dosud platných TP 199. Pro takové mosty byly dosud platné TP 199 koncipovány především a vzorce jsou sestaveny jako aproximace výsledků podrobných

nelineárních výpočtů a posouzení na základě dvou mezních stavů. Je proto vhodné semiempirický vzorec podle dosud platných TP 199 zachovat.

Pokud není *semiempirický vzorec* přípustný nebo se vyplatí přesnější stanovení zatížitelnosti, provede se *podrobný statický výpočet* v duchu ČSN 72 6222 s přihlédnutím ke zvláštnostem ZKM.

Oba způsoby určení zatížitelnosti používají k zajištění dlouhodobé spolehlivosti dvou mezních stavů stejně jako původní TP 199.

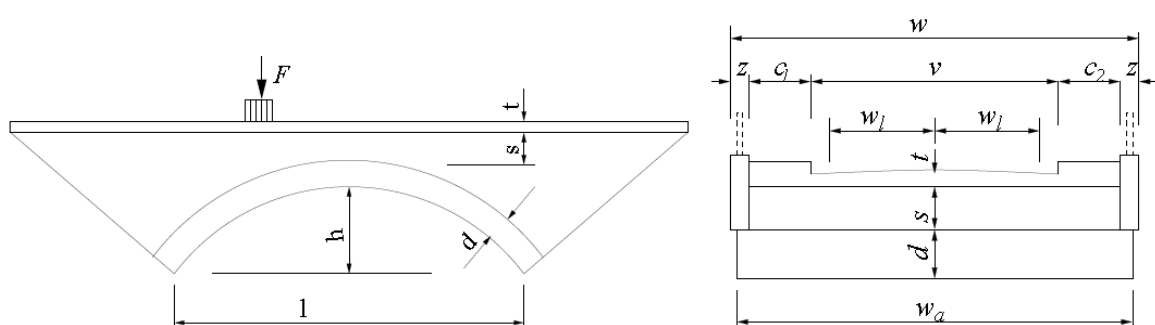
ZKM se liší od moderních železobetonových a ocelových mostů v tom, že v ložných spárách jejich kleneb vznikají a zavírají se trhliny už při běžném provozu (u železobetonových mostů brání rozvoji trhlin výztuž). To spolu s environmentálními vlivy může způsobit kumulaci poškození až k vydrolení malty. Pokud vlastník mostu nebo veřejný zájem tomu chtějí zabránit, musí zatížitelnost omezit kromě standardního mezního stavu únosnosti ještě další mezní stav, který vznik trhlin omezí. V terminologii TP 199 je to *mezní stav opakovaného zatížení* (MSOZ). Má obdobu v *přípustném mezním stavu* (*permissible limit state*), (Melbourne 2007, Gilbert 2017) se stejným účelem a v *mezním stavu použitelnosti* (*serviceability limit state*), jak je použit v (Cocking 2021). Rovněž podmínky kap. 9 ČSN P 73 6213 mají stejný účel.

2. Předpoklady a metody stanovení zatížitelnosti

Pro posouzení jednotlivých prvků konstrukce mostu lze použít vedle metod mechaniky a pevnosti materiálů obecně také doporučení UIC 1995 a 2020, Správa železnic 2021, CS 454, Deutsche Bundesbahn 1993 a dalších předpisů schválených úřady.

Model mostu při použití *semiempirického vzorce pro zatížitelnost převzatého ze starých TP 199*

ZKM jsou nejčastěji jednoduché jednopólové mosty se světlostí klenby do 7 m, schéma viz podélný řez v obr. 1.



Obr. 1 Schéma podélného a příčného řezu a označení parametrů. Jízdní/zatěžovací pruhy o šířce w a v nich umístěná nahodilá zatížení podle ČSN 73 6222 se v mezích šířky vozovky v mohou umístit v příčném směru kamkoli pro dosažení extrémního účinku.

Dostatečně výstižné okrajové podmínky pro tento typ mostu jsou vetknutí patek klenby do opěr (nejsou na obrázku) a nulová posunutí podél šikmých hranic výpočtového modelu. Tyto hranice jsou jen ohraničením do modelu zahrnuté části zemního tělesa, nikoli existujícími fyzickými hranicemi. Na

takto ohraničených a podepřených MKP modelech je odvozen semiempirický vzorec pro zatížitelnosti ve starých TP 199, který platí i pro nové TP 199.

2.1 Spodní stavba – pilíře, opěry, základy

V podstatě převzato ze starších TP 199.

2.2. Předpoklady a podmínky podrobného statického výpočtu

Nosnými prvky vrchní stavby ZKM mohou být klenba, zásyp, vozovka, poprsní zdi a zábradlí a další prvky v příčném řezu mostu. Ve všech prostudovaných předpisech a manuálech pro zatížitelnost se příspěvek poprsních zdí a dalších prvků k únosnosti mostu zanedbává, hlavním důvodem je těžko prokazatelné dostatečné spojení s klenbou. Velmi častým jevem je naopak viditelná separace poprsních zdí.

a) Za nosné prvky se v TP 199 považují jen klenba, zásyp a vozovka.

Historicky se počítalo jen s klenbou, vozovka a zásyp se zahrnovaly do výpočtu jen jejich tíhou a pro roznášení soustředěných kolových tlaků. Dosud se toto zjednodušení připouští, např. v britském manuálu CS 454 (2020) pro přibližnou metodu. V současnosti se v publikacích a manuálech doporučuje respektovat klenbu, zásyp a vozovku ve vzájemném spolupůsobení. To prakticky znamená modelování metodou konečných prvků (MKP).

b) TP 199 plně respektují spolupůsobení klenby, zásypu a vozovky.

Pohyblivé zatížení dopravou způsobuje střídavé napětí v průřezích klenby a vozovky a proměnlivé napětí v zásypu. Desítky let služby ZKM svědčí o tom, že tyto fluktuace napětí nezpůsobují kumulaci poškození v jejich nosných částech kromě možného lokálního poškození ložných spár kleneb. Zásyp je skoro vždy nesoudržnou směsí kameniva a písku nebo písčité zeminy, takže by v něm fluktuace napětí mohly přivodit nevratné změny. Vždy v něm ale existuje vlivem vlastní tíhy a tíhy vozovky jistý všesměrný tlak, takže zatížení dopravou nezpůsobuje prolomení Mohrovy-Coulombovy nebo Druckerovy-Pragerovy podmínky pružnosti. MKP model násypu umožňuje kontrolu těchto podmínek a výsledky dosud provedených výpočtů mostů potvrzují, že i násyp bez koheze zůstává v pružném stavu v obou uvažovaných mezních stavech s výjimkou zanedbatelných lokálních nepružných deformací, viz příklad výpočtu v kap. 7 TP 199.

Složení vozovky je různé, častá je dosud kamenná dlažba překrytá asfaltobetonem. Tato skladba a podobné skladby bez pevného podkladu pro asfaltobeton jsou dlouhodobě nepřijatelné. Asfaltová vrstva se láme a voda prosakuje do zásypu a klenby. Pokud mají být tyto mosty zachovány v silniční síti, musí se vozovky rekonstruovat tak, aby asfaltové vrstvy měly pevný podklad. Předpokládá se proto lineárně pružné chování vozovky. To vyhovuje i pro vozovky ve špatném stavu, který se dá simulovat sníženou tloušťkou vozovky.

Vozovka a zásyp přispívají k únosnosti a tuhosti mostu, ale jejich porušení za mezí pružnosti, dokonce ani ve značném objemu, nemůže způsobit zřícení mostu, dokud drží klenba.

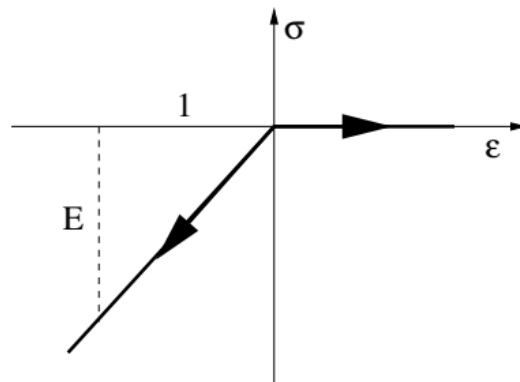
c) Předpokládá se proto lineárně pružné chování materiálů vozovky a zásypu.

b) Nosnými prvky vrchní stavby jsou klenba, zásyp a vozovka ve vzájemném spolupůsobení.

Hlavním nosným prvkem je klenba, pouze stav klenby může způsobit mezní stav mostu.

Klenba je hlavním nosným i tuhostním prvkem svrchní stavby. Pokud se předpokládá lineárně pružné chování v ní, vznikají ve směru kolmo k ložným spárám tahová normálová napětí už při mezním stavu použitelnosti, přesněji při charakteristickém zatížení. To je v rozporu s ČSN EN 1996-1-1 a ČSN 72 6213. V mostech se navíc jedná o opakované střídání tahových a tlakových napětí. Taková tahová napětí nemohou podle normy ani v reálu existovat. Zbývá posoudit, zda se tento fakt může při výpočtech mostu zanedbat stejně jako v případě vozovky a zásypu. Vyloučený tah způsobí redistribuci napětí v příčném řezu klenby, při stejném momentu větší tlak na opačném líci klenby. Mění se tím také ohybová tuhost klenby, což způsobí redistribuci vnitřních sil v klenbě.

U hlavního nosného prvku je to nepřijatelné a nulovou tahovou pevnost ve směru kolmém k ložným spárám je nutno ve výpočtu respektovat. Chování materiálu klenby v tomto směru lze popsat jako nelineárně elastické (hyperelastické):



V literatuře se vyskytují snahy respektovat tahovou pevnost malty a její tahové změkčení. Takové pokusy mají smysl pouze v akademickém prostředí. Je třeba minimálně znát její lomovou energii, což je v praxi nereálné a nemá to smysl při střídavém zatížení.

c), e) Materiály nosných částí lze tedy považovat za lineárně elastické nebo hyperelastické s vyloučeným tahem v případě normálové deformace a napětí v ložných spárách klenby.

TP 199 předpokládají, že metody posouzení podle EN 1996-1-1, především jde o posouzení pomocí mezních stavů a předpoklad homogenity zdiva, lze v zásadě použít i pro mosty. Zdivo obecně a zdivo kleneb ZKM zejména, je silně nehomogenní. V publikacích se najde řada pokusů modelovat zdivo kleneb přímo jako soustavu klenáků a spár regiony homogenního izotropního kontinua s jinými vlastnostmi. Jde o pokusy zajímavé pro akademickou sféru, ale naprosto nevhodné pro praktické aplikace ve správě ZKM kvůli nárokům na potřebný software, kvalifikaci, data o materiálech a ceně. Výsledky jsou navíc sporné vzhledem k nejistotám vstupních dat (Boothby 2020).

d) TP199 akceptují model homogenizovaného zdiva.

Podle předpokladu c) může být příčinou kolapsu jedině prolomení klenby rozdrčením v tlaku, smykem v ložných spárách nebo ztrátou stability po vzniku čtyř virtuálních kloubů. Unikátní britské pokusy s osmi ZKM zatěžovanými do zřícení, (Page 1995) a řada laboratorních pokusů na modelech to potvrzují s tím, že smyk a ztráta stability jsou vždy předcházeny lokálním porušením v tlaku v povrchových (lícových či rubových) partiích klenby. V pokusech se objevil ještě jeden druh kolapsu,

vznikem podélných trhlin v klenbě. Makroskopicky vypadá jako samostatný, nezávislý druh porušení, ale ve skutečnosti jde pravděpodobně o doprovodný efekt porušení klenby tlakem při malé excentricitě normálové síly, podobně jako se zkušební tělesa z malty nebo betonu rozpadají při zkoušce v prostém tlaku. Vzhledem ke e) je kritérium maximálního přípustného tlakového normálového napětí ve směru kolmém k ložným spárám velmi přísné ve srovnání s kritériem ČSN EN 1996-1-1.

Klenba přirozeně minimalizuje posouvající síly od spojitých zatížení, zásyp roznáší soustředěná břemena. To činí ZKM odolnými proti porušení smykem. Z literatury nejsou známy případy porušení smykem ZKM v provozu ani při pokusech. Nejjednodušší podmínka smykového porušení průřezu klenby vyžaduje přinejmenším znalost součinitele tření v ložných spárách. Manuál UIC (1995) doporučuje v odst. 4.5.2 Ověření MSÚ: „*Stabilita a odolnost proti posouvající síle v klenbě se nemusí ověřovat*“. Toto doporučení bylo ověřeno numerickými studii pro klenby tvaru segmentu kružnice. Pro plošší tvary, např. elipsovité, je nutno porušení smykem respektovat.

Kromě důvodů uvedených výše, existuje pro to ještě jeden, ten nejdůležitější: jedinou reálně dostupnou mechanickou charakteristikou klenby kromě modulu pružnosti je pro uživatele TP 199 pevnost v tlaku zdiva klenby f_d a součinitel smykového tření pro průřez klenby μ . Materiálové konstanty pro jiné nebo sofistikovanější modely porušení nejsou a nebudou k dispozici. Komerční program (LimitState 2020) založený na rovnovážném tuhoplastickém modelu zahrnuje možnost smykového porušení, ale součinitel tření uváděný v řešených příkladech je vždy jen odhad (0,6–1,0). Doporučení UIC 2011 používá součinitel tření 0,4. I v publikacích na vědecko-akademické úrovni se používají skoro výhradně pouhé odhady těchto konstant.

f) V TP199 se za kritéria mezního stavu únosnosti klenby považuje dosažení návrhové pevnosti zdiva v tlaku ve směru kolmém na ložné spáry a porušení průřezu klenby smykem.

ZKM jsou konstrukce působící prostorově. Většinou mají podélnou svislou rovinu symetrie a pokud i zatížení je podle této roviny symetrické, je možno za předpokladu a) redukovat 3D problém na 2D – rovinnou deformaci. Výhody takové redukce jsou evidentní. Jsou tak velké, že TP 199 při orientaci na praxi vlastníků, správců a statiků ZKM je nemožno nevyužít.

g) Vrchní stavba ZKM se posuzuje jako nelineární 2D problém za předpokladu rovinné deformace.

Zřejmě ovšem nelze přijmout předpoklad izotropie. Chování zdiva ve směrech kolmých k ložným a čelním spárám je podstatně odlišné hlavně pokud jde o pevnosti a EN 1996-1-1 i TP 199 to respektují. Předpokládá se ortotropie, jejíž elementární forma nečiní v případě EN 1996-1-1 potíže, protože směr ortotropie se nemění. Potíže vznikají při diskretizaci klenby jako 2D či 3D kontinua metodou MKP nebo jakoukoli jinou metodou, protože směry ortotropie se v klenbě mění. Komerční programové balíky nemají odpovídající materiálové modely. Jediným schůdným řešením je modelovat klenbu jako skořepinu s použitím Mindlinových nebo Kirchhoffových 2 v 3D modelech případně Timoshenkových nebo Eulerových předpokladů v 2D modelech klenby. Pak jsou poměrně deformace a napětí ve směrech kolmých k ložným spárám vždy k dispozici. Klenby ZKM jsou bez výjimky tlusté skořepiny.

h) Připouští a doporučuje se modelování klenby skořepinou s použitím Timošenkových nebo Mindlinových kinematických předpokladů

V použití mezních stavů jsou TP 199 ve shodě s EN 1996-1-1. Vzhledem ke specifickým podmínkám a zatížení mostů jsou ale některá kritéria zpřísněna. Zejména se to týká pohyblivého zatížení dopravou, které skoro vždy vyvolává střídavé poměrné deformace v některých průřezích klenb ZKM v MSÚ, v MSOZ i v jiných mezních stavech použitelnosti. Předpoklad rovnoměrného rozdělení normálového napětí v tlačené zóně průřezu namáhaného excentrickým tlakem v mezním stavu únosnosti podle EN 1996-1-1 se proto nahrazuje konzervativnějším předpokladem, který je důsledkem předpokladů c) a e).

i) Rozdělení napětí v tlačené zóně průřezu má klínový, nikoli obdélníkový tvar.

Některé odchylky od symetrie lze zanedbat, např. běžnou nesymetrii návodních a povodních čel pilířů apod. Menší odchylky od symetrie, např. nesymetrické zatížení (viz LM1 ČSN 1991-2), menší šikmosti do 30° apod., je dovoleno v TP 199 kompenzovat korekčními součiniteli pro napětí a deformace. Korekční součinitele se doporučují odvodit pro každý případ zvlášť ze srovnání 2D a 3D lineárních modelů mostu nebo pole mostu. K tomu je nutno vysvětlit, že rozdíl mezi 2D a 3D nelineárním modelem, i když jen s „jednoduchou“ nelinearitou podle e), znamená obrovský rozdíl v náročnosti práce statika a potřebného softwaru. Naproti tomu modeléry současných komerčních programů pro výpočty stavebních konstrukcí umožňují sestavení a řešení lineárního 3D MKP modelu s odpovídající podrobností v řádu pár hodin, o 2D modelu ani nemluvě. Korekční součinitele se získají srovnáním extrémů napětí a deformací obou lineárních modelů a použijí se k opravě výsledků 2D nelineárního výpočtu podle g).

j) Vrchní stavba ZKM se posuzuje jako nelineární 2D problém za předpokladu rovinné deformace. Odchylky od 2D vlivem nesymetrie zatížení vzhledem k podélné rovině symetrie mostu lze postihnout prostřednictvím korekčních součinitelů. Šikmý most do 30° a rozpětí klenby/klenb l_s do 7 m ve směru osy vozovky nebo do 15° a rozpětí l_s do 12 m lze pro výpočet zatížitelností nahradit kolmým mostem se světlostí/světlostmi klenby/klenb l_s . Přitom je třeba použít skutečnou tloušťku klenby, nikoli tu, která se jeví v podélném řezu klenbou ve směru vozovky.

Ustanovení pro šikmé mosty je podobné doporučení UIC778-3 (2011). Numerickou studií na 3D FEM modelech klenb bylo ověřeno, že v rozsahu parametrů podle předpokladu j) jsou extrémy napětí i hloubky trhlin vždy větší u kolmé klenby se světlostí l_s než u šikmé klenby se stejným šikmým rozpětím a zatížitelnost kolmé klenby je tedy konzervativní aproximace. Z databáze BMS doplněné průzkumem v rámci grantu MK ČR, celkem z 211 zděných klenbových mostů plyne přehled: šikmých mostů je 9,5 %, z nich jeden o rozpětí 2,8 m má šikmost větší než 30°, šikmosti 20–30° se vyskytují jen u mostů do rozpětí 6 m, mosty s větším rozpětím než 6 m mají šikmosti do 10° se dvěma výjimkami, které mají rozpětí do 7 m. Databáze zahrnuje málo mostů malých rozpětí klenb.

Vývoj softwaru napovídá, že v horizontu let budou k dispozici nelineární 3D MKP modely s vyloučeným tahem pro klenby ZKM a předpoklady g) a j) nebudou třeba. Pravděpodobně to ale nebudou komerční programy, protože vzhledem k trvale klesajícímu počtu ZKM u nás i ve světě, se vývoj takto jednoúčelových (dedikovaných) modelů nevyplatí. Nadějí jsou spíše nekomerční dedikované programy, pro jejichž vývoj je stále lepší podpora jazyků a vývojových prostředí.

2.3 Metody posouzení

Pro ZKM není k dispozici taková normová podpora jako pro betonové a ocelové mosty. To je pochopitelné, když se nové ZKM už sto let skoro nestaví. ČSN EN 1996-1-1 pro mosty neplatí, ČSN P 73 6213 ale pro nové ZKM vyžaduje návrh podle ČSN EN 1991-1-1 s malými odchylkami a dovoluje její přiměřené použití i pro přestavby a opravy ZKM. To se zřejmě netýká kleneb, protože přestavba klenby je v podstatě nemožná. Normy ČSN 73 6220 a ČSN 73 6221 vyžadují pro všechny mosty průběžné určování **zatížitelnosti**, která je u ZKM jediným měřítkem únosnosti a spolehlivosti. Stanovená zatížitelnost znamená někdy omezení provozu na mostu limitem pro tíhu vozidel. Pozoruhodný je z tohoto hlediska rozdíl v modelu zatížení LM1 mezi EN 1991-2 a ČSN 73 6222.

Obecně je únosnost mostů posuzována při projekci a výstavbě podle ČSN EN 1990 a 1991-2 (a při případné zatěžovací zkoušce) a průběžně po dobu životnosti stanovením zatížitelnosti podle ČSN 73 6222. Paralelní posouzení oběma způsoby při projekci a výstavbě je redundantní, pokud se předpokládá lineární chování konstrukce, viz odst. 7.1.7 ČSN 73 6222. V obou případech se totiž použije stejný mezní stav. ZKM postrádají posouzení podle ČSN EN 1990, ačkoli v jejich případě by nešlo o redundanci, protože v mezních stavech ZKM nelze předpokládat lineární chování konstrukce vzhledem k vyloučenému tahu v ložných spárách klenby. Standardní posouzení ZKM podle mezních stavů by tedy mělo smysl, jediným kritériem by bylo dosažení pevnosti v tlaku zdiva klenby, ale žádný předpis je nevyžaduje. V této souvislosti je nutno poznamenat, že metoda stanovení zatížitelnosti v odst. 7.1.7, 7.2.2 a 7.3.2 ČSN 73 6222 je pro ZKM nepoužitelná, neboť předpokládá linearitu. Určit „rozhodující účinek v rozhodujícím místě rozhodujícího prvku“ při pohyblivém zatížení je u ZKM velmi náročné i při lineárním chování konstrukce a prakticky nemožné při jakékoli nelinearitě.

ČSN 73 6222 poskytuje T P199 podporu alespoň v tom smyslu, že jedním kritériem zatížitelnosti je dosažení mezního stavu únosnosti podle ČSN EN 1990 a 1991-2.

V mezinárodním kontextu neexistují pro stanovení zatížitelnosti kodifikovaná nebo alespoň obecně akceptovaná kvantifikovaná kritéria mezních stavů ZKM. Výjimku představují předpisy pro přibližné konzervativní určení zatížitelnosti jako je metoda MEXE v britském manuálu „*Design manual for roads and bridges*“ (The Highways Agency 1997) nebo vzorce v dosud platných TP 199 MDČR. Jejich použití je omezeno na malá rozpětí kleneb a dalšími podmínkami, takže pro zájmové mosty se většinou nedají použít. Pokud ano, není problém z vypočtené zatížitelnosti odvodit, zda most vyhoví podle norem EN 1990 a 1991. Je ale nutno se spokojit s tím, že posouzení je značně konzervativní. Určení zatížitelnosti v ostatních případech naráží na absenci kritérií. V publikacích se obvykle s pomocí různých metod mechaniky určuje zatížení při kolapsu při postupném přitěžování. Kolapsem se v této souvislosti rozumí růst deformací bez přitěžování, tj. limitní bod křivky deformace/zatížení nebo stav nalezený na základě extrémálních principů tuhoplastické analýzy. Z něj je ovšem obtížné a koncepčně sporné určit s potřebnou bezpečností zatížitelnost.

Britský manuál CS 454 (2020) požaduje posouzení podle mezního stavu únosnosti metodou součinitelů podle EN 1990 s výjimkou možného přibližného výpočtu metodou MEXE zmíněnou výše. Zatížitelnost je ale redukována 1/1,2 – 1/1,5 podle třídy silnice „*to avoid the traffic loading reaching levels that can cause further distress and reduce the life of the arch*“. Tato redukce má předejít kumulaci poškození při střídavém zatížení a také zajistit kontinuitu výsledných zatížitelností se starší verzí manuálu. Pro její velikost není uvedeno žádné zdůvodnění (kromě toho nevysloveného požadavku kontinuity).

Německý manuál (Richtlinie 2011) jen odkazuje na EN 1996-1 pokud jde o ZKM. K tomu platí výhrady posledního odstavce sekce *Předmět technických podmínek*. Stojí za zmínku, že německý manuál vyžaduje pouze jednu zatížitelnost, nikoli tři jako ČSN 73 6222.

US manuál (AASHTO 2018) vyžaduje výpočet zatížitelnosti metodou dovolených namáhání s použitím „*inventory stress levels*“. Tato tlaková napětí jsou definována šalamounsky jako ta „*at which the structure can be safely used for an indefinite period of time*“ Připouští se lineární výpočet konstrukce, redistribuci sil vlivem vyloučeného tahu v ložných spárách je možno zanedbat, což není vždy konzervativní posouzení. Jednotlivé státy mají vlastní modifikace manuálu, např. Massachusetts vyžaduje výpočet s vyloučeným tahem v ložných spárách.

Navzdory desítkám článků o posuzování ZKM neexistují obecně přijatá kritéria pro stanovení jejich zatížitelnosti. Je ale zřejmé, že mezní stav únosnosti sám nestačí k zajištění jejich trvalé bezpečnosti.

Tento koncepční nedostatek se snaží v posledních letech odstranit strategie více mezních stavů včetně mezního stavu specifického pro zdivo dlouhodobě zatěžované opakovaným náhodným zatížením. SMART strategie (Melbourne 2007) používá kombinaci mezních stavů použitelnosti, únavy a trvanlivosti k definici „*přípustného mezního stavu*“ (*permissible limit state (PLS)*), tentýž termín používá Gilbert (2017) pro mezní stav definovaný jako „*stav, kdy se objevuje degradace způsobená dlouhodobým zatěžováním*“. Kvantifikovaná kritéria PLS ovšem chybí v obou publikacích. Cocking (2021) argumentuje „*As these bridges undergo many cycles of loading, which may directly drive their deterioration, their response in working conditions is often more important than an understanding of their collapse behaviour*““. Stejný účel má i „*mezní stav opakovaného zatížení*“ zavedený v roce 2008 v platných TP 199 MDČR včetně kritéria hloubky tažené zóny příčného řezu klenby.

TP 199 se s tím vyrovnávají tak, že přidávají „*Mezní stav opakovaného pohyblivého zatížení (MSOZ)*“. MSOZ se nedá jednoznačně zařadit do mezních stavů únosnosti nebo použitelnosti podle EN 1990.

3. Meze použitelnosti

Jsou převzaty ze původních TP 199 s doplněným vysvětlením k hodnocení stavu mostu a změnou meze použití semiempirického vzorce na pole menší než 7 m.

Ze zkušeností s kontrolními výpočty a prohlídkami mostů vzešly dva doplňky:

Pro správce a mostmistry je doplněno upozornění na viditelné známky porušení klenby: Největší tlaková napětí v ložných spárách vznikají v líci v patkách klenby. Poškození vlivem těchto napětí se nejčastěji projevuje jako podélné (ve směru rozpětí) trhliny ve zdivu, procházející klenáky. Tlaková napětí v rubu klenby vznikají ve střední části klenby zhruba od $\frac{1}{4}$ do $\frac{3}{4}$ rozpětí, ale jejich projevy nejsou vidět. Tato střední část klenby je nejvíce namáhána v líci klenby střídavým protažením a stlačením, které se může projevit viditelným poškozením spár.

Doplněna je také podmínka 4: Pro dlouhodobou funkci klenby je nepřipustné prosakování srážkové vody vozovkou a násypem. V MSÚ a okamžité zatížitelnosti se projeví jen snížením návrhové pevnosti zdiva klenby podle ČSN EN 1996-1. Cílem TP 199 ale je zaručit dlouhodobou zatížitelnost a pro ni je třeba průsakům vody vozovkou co nejdříve zabránit.

4. Zatížitelnost určená semiempirickým vzorcem

Kapitola převzat ze původních TP 199.

5. Podrobný statický výpočet

Tuhoplastické metody jsou jednoduché a poskytují přiblížení k MSÚ zdola. To ovšem za předpokladu, že materiál klenby má neomezenou schopnost plastické deformace, jejíž velikost nelze v těchto metodách kontrolovat. Nepostihují možnost rozdrčení zdiva v místě vzniku plastického kloubu, takže ve skutečnosti přiblížení k MSÚ není vždy konzervativní. Zejména v případě více kleneb na pilířích je třeba 7 kloubů ke vzniku MSÚ, takže je velká pravděpodobnost, že v některém z nich bude zdivo rozdrčeno dříve, než se MSÚ ve smyslu tuhoplastické metody dosáhne. Je třeba uvést také další nevýhody těchto metod:

- a) Tuhoplastické metody zatím nerespektují příspěvek zásypu a vozovky k únosnosti, ačkoli v publikacích se doporučuje s ním počítat.
- b) Pro MSP včetně MSOZ se nehodí. V těchto stavech je většina průřezu kromě trhlin v pružném stavu, takže vznik plastických kloubů je nerealistický, (Melbourne 2007, Gilbert 2017, Boothby 2020).
- c) Rozšíření těchto metod na 3D modely kleneb je skoro nemožné.

Uživatel do výpočtu nezasahuje a vstupních dat je minimum, což jsou vlastnosti, které činí tuhoplastické metody atraktivní. Na druhé straně je pro nalezení MSP třeba použít deformační metodu, a tedy jiný program.

Deformační metody jsou z podstaty složitější než tuhoplastické, ale poskytují posunutí, deformace a napětí, takže jsou univerzálně použitelné. Pro MKP je k dispozici mnoho komerčních programů s velkou podporou pro tvorbu modelů v 2D i 3D. Bohužel, žádný komerční program nemá možnost jednoduše použít podmínky a předpoklady odst. 4.2 TP 199, zejména podmínku nulového tahového napětí v ložných spárách klenby. MKP programy pro nelineární výpočty jsou také drahé, a kromě aplikace na ZKM nejsou v projekční praxi potřeba.

Z hlediska volby metody výpočtu je důležité poznamenat, že řešení zatěžování do úplného kolapsu, které je oblíbeným tématem článků o zatížitelnosti ZKM, vyžaduje sofistikované materiálové modely (např. se změkčením), robustní metody řešení nelineárních soustav rovnic, zahrnutí geometrické nelinearity (rychle rostoucí deformace jsou obvykle indikátorem blížícího se kolapsu), a klade tedy značné nároky na software a kvalifikaci řešitele.

TP 199 proto nabízí dvoufázové řešení, kdy pro některé dílčí výpočty se dá použít běžný komerční MKP program pro lineární výpočet a pro nalezení mezních stavů je možno použít volně přístupný jednoúčelový software.

5.1 Dvě fáze podrobného statického výpočtu

Není důsledné použít roztažení klenby a opravovat hodnoty nelineárního výpočtu druhé fáze opravnými součiniteli ze srovnání 2D/3D lineárních výpočtů první fáze. Na druhé straně takto vypočtené roztažení klenby a ošetřované odchylky od symetrie mají globální charakter a účinek, tj. jsou určeny chováním celého mostu. Nelinearity v důsledku vyloučeného tahového napětí v ložných

spárách jsou ve srovnání s objemem celého mostu lokálním jevem. Stejně jako se při návrhu železobetonových a ocelových konstrukcí počítají vnitřní síly na lineárně pružné konstrukci, ačkoli při dimenzování průřezů se respektuje nelineární chování materiálu, považuje se v TP 199 nedůslednost v přechodu od první do druhé fáze za přijatelnou.

Poměr extrémů tahových poměrných deformací se použije jako korekční součinitel hloubky trhlin v ložných spárách kleneb.

Tím se předpokládá přímá úměra mezi těmito veličinami. Správnější by bylo použít místo extrémů hloubku tahových poměrných deformací. V komerčních programech ale je obtížné tuto hloubku zjistit a TP 199 se spokojují s extrémů v zájmu jednoduchosti aplikace.

5.2 První fáze

Roztažení klenby od stálého zatížení je výsledkem historie výstavby a používání mostu. Ovlivnil ho postup výstavby, dotvarování a sedání materiálů, změny vlhkosti a teploty a další vlivy. Tyto okolnosti nelze zpětně zjistit a modelovat výpočtem. Prosté zatížení stálým zatížením v první fázi výpočtu by poskytlo naprosto nepoužitelná roztažení. Předpokládá se, že se klenby za dobu funkce mostu těmito roztažením přizpůsobily a pro mezní stavy se tato roztažení neberou v úvahu.

Roztažení klenby od proměnného zatížení popisuje globální chování mostu a je z principu průměrem z mnoha prostorově proměnných vlastností materiálů a polí posunutí. Adekvátní výpočtový model pro první fázi může proto být poměrně jednoduchý, např. rovinný rám s křivými pruty místo kleneb. Předpokládá se ale, že vzhledem k snadnosti tvorby MKP modelů v současných programech se většinou použijí tyto modely.

5.3 Druhá fáze

Využitím symetrie a Saint Venantova principu je možno model jednoho pole mostu podstatně zjednodušit. Podmínky pro druhou fázi jsou koncipovány jako minimální pro postižení podstatných vlastností a rozložení napětí a deformací pole z hlediska MSU a MSOZ. Symetrii pole lze využít jen v tom smyslu, že mezní stavy nalezené pro nejnepříznivější umístění zatížení pro jednu polovinu platí i pro druhou polovinu. Nejde rozložit zatížení na symetrickou a antisymetrickou část a modelovat jen polovinu pole, jak je běžné v lineárních konstrukcích.

Skutečná tuhost podepření patky vůči rotaci patky (nebo poddajnost vůči momentu v patce) se dá jen těžko zjistit. Skoro nikdy nejsou známy složení a tuhosti materiálů opěrného prahu patky a přilehlých partií pilířů nebo opěr. Potřebný výpočtový model pro tento účel by byl poměrně složitý (2D MKP model prahu a okolí) a vyhodnocení výsledků pracné. Na druhé straně víme, že konzervativní (z hlediska extrémů napětí v patce) je tužší než skutečné podepření. Předpokládáme, že stavitelé mostů zvolili pro podepření patky podobně kvalitní materiál jako pro klenbu samu. K takovému rozptýlení (roznesení) napětí pod patkou, že poddajnost vzdálenějšího okolí lze zanedbat, dojde v hloubce úměrné tloušťce klenby d . Tužší než skutečné podepření, a tedy konzervativní z hlediska extrémů napětí v patce, dává prvek klenby o délce rovné tloušťce klenby v patce d .

Nalezení mezních stavů s předpoklady a podmínkami odst. 4.2 vyžaduje iteraci pro dosažení rovnováhy, není ale nutné postupné přitěžování. Zkušenosti s výpočty reálných mostů ukazují, že jednoduchá Newtonova-Raphsonova iterace rovnováhy je dostatečně robustní pro tento model pole.

Mezní stavy je ale nutno hledat zkusmo postupným zvětšováním γ_u a γ_o , což vyžaduje časté opakování výpočtu. I z tohoto hlediska je důležité, aby model pole byl co nejjednodušší.

5.4 Zatížení

Zatížení je určeno ČSN 73 6222. Protože norma je v některých ustanoveních nedůsledná, jsou tato ustanovení výslovně upřesněna.

ČSN 73 6222 neurčuje polohu šestinápravového vozidla pro výhradní zatížitelnost ani devitinápravového pro výjimečnou.

TP 199 používá omezení na ideální stopu pro výjimečnou zatížitelnost podle ČSN EN 1991-2, tab. NA.4 na straně 137. Pro ZKM to znamená umístění vozidel pro výjimečnou zatížitelnost v příčném směru mostu nad střed klenby.

„Připouští se jedna poloha zatěžovacích schémat v podélném směru mostu. Pro světlost klenby 7 m a větší je možno použít takovou pozici, že výslednice nápravových sil je ve $\frac{1}{4}$ světlosti klenby posuzovaného pole a rovnoměrné zatížení působí nad nápravami zatíženou polovinou klenby. Pro světlost klenby menší než 7 m se nad $\frac{1}{4}$ světlosti umístí jedna z náprav tak, aby výslednice nápravových sil byla co nejblíže k $\frac{1}{4}$ světlosti klenby směrem k vrcholu klenby.“

Takto předem stanovená nejnepříznivější poloha zatížení dopravou se považuje v literatuře za přijatelnou aproximaci pro lokální zatížení typu LM1. Protože klenba není lineárně pružná, jsou standardní metody nalezení nejnepříznivějších poloh (příčinkové čáry, programem srovnávané kombinace jednoduchých zatěžovacích stavů apod.) nepoužitelné. Pro jednotlivé případy byla tato poloha potvrzena numerickými studiemi, např. (Řeřicha 2022).

Hledání extrémů podle ČSN 73 6222 „Zatížení se umísťuje tak, aby bylo dosaženo extrémního účinku v rozhodujícím průřezu rozhodujícího prvku mostu“ a pro takto určenou pozici zatížení se „určí rozhodující účinek v rozhodujícím místě rozhodujícího prvku“ je v praxi neproveditelné důsledně ani pro lineárně pružné konstrukce s možností superpozice, navíc se tento proces musí někdy opakovat (ČSN 73 6222, čl. 7.1.6, 7.2.2).

Zatížitelnosti výhradní a výjimečné nejsou s tímto zjednodušením na straně bezpečné. Možná chyba je ale v řádu několika procent. Pro klenby nad 7 m světlosti nejsou schémata pro výhradní a výjimečnou zatížitelnost lokálním zatížením, a přitom předepsaná pozice znamená nesymetrické zatížení klenby, které je vždy nepříznivé. Pro světlosti menší než 7 m jde o zatížení lokální jednou nápravou schématu, kterou je třeba umístit nad $\frac{1}{4}$ světlosti klenby.

Vždy platí, že pokud klenba má doporučenou minimální normální zatížitelnost podle tab. 4.1 ČSN 73 6222, vyjdou výhradní a výjimečná zatížitelnost mnohem větší, než doporučená minima a chyba několika procent je přijatelná.

Postupy stanovení zatížitelností s použitím jednotkových intenzit navržené v ČSN 73 6222, jsou pro ZKM nevhodné. Při hledání mezních stavů je vhodnější použít jako referenční intenzitu zatížení charakteristické hodnoty nápravových sil a rovnoměrných zatížení podle ČSN EN 1991-2 pro LM1 pruh 2 pro normální (200 kN náprava, 6 kN/m²) a LM3 pro výjimečnou (200 kN náprava) zatížitelnost. Zatížení v mezních stavech ve smyslu ČSN 73 6222 je pak určeno bezrozměrnými součiniteli γ_u a γ_o ,

kteří je možno přibližně srovnávat s dílčím součinitelem proměnného zatížení γ_Q ČSN EN 1990. Pro výhradní zatížitelnost není v ČSN EN 1991-2 odpovídající model, za referenční sílu na nápravu je vhodné zvolit 200 kN, stejnou jako pro zatížitelnost normální a výjimečnou.

Pro srovnání s obr. 5 je níže uvedeno zatížení podle 1991-2 ed. 2 pro silnice I. a II. třídy, síly v kN, tlaky v kN/m², v závorce pro skupinu 2 (silnice III. tř. stanovené úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace):

	pruh 1	pruh 2
LM1 náprava	300 × 1 (× 0,8)	200 × 1 (× 0,8)
rovnom.	9 × 1 (× 0,45)	2,5 × 2,4 (× 1,6)
LM3 náprava	200	

5.5 Mezní stavy klenby

V kap. 6 ČSN P 73 6222 není stanoveno, na základě kterých mezních stavů se má zatížitelnost určovat. V kap. 10 se kombinace zatížení specifikují pro „stanovení zatížitelnosti s ohledem na mezní stavy únosnosti a použitelnosti“, což implikuje, že se zatížitelnost má určovat jako nejmenší z těch, stanovených pro oba druhy mezních stavů. Kritéria pro mezní stav použitelnosti nových ZKM jsou uvedena v ČSN P 736213: Tlakové napětí menší než $0,45 f_k$ (což znamená $0,9 f_d$ vzhledem k obecně přijímanému poměru $f_d = \frac{1}{2} f_k$), otevření spáry menší než $0,5 d$, průhyb od dopravy menší než $L/300$. Předpokládá se vyloučený tah a klínový tvar napětí v tlaku.

Mezní stav únosnosti (MSÚ)

Je definován v EN 1990 a kvantifikované kritérium pro zděné stavby je v ČSN EN 1996-1-1. Tyto normy používají pro zajištění bezpečnosti metodu dílčích součinitelů. ČSN P 73 6213 se odvolává na ČSN EN 1996-1-1 pokud jde o MSÚ. EN 1996-1-1 ale platí jen pro budovy a pozemní stavby. Kapitola 6, věnovaná MSÚ, je zaměřena na svislé stěny, a kromě předpokladů vyloučeného tahu a rovnoměrného rozložení napětí v tlačené zóně průřezu, zopakovaných v ČSN P 73 6213, se z ní nedá použít nic.

Předpoklad rovnoměrného napětí v tlačené oblasti průřezu je stejný, jako v návrhových normách pro betonové a ocelové konstrukce. Pro tyto materiály je přijatelný vzhledem k plastickým rezervám při namáhání za mezí pružnosti. Pro kamenné kvádrové zdivo nebyly dosud plastické rezervy v tlaku a tlaku za ohybu prokázány, přičemž kámen sám o sobě je bezesporu křehčí materiál než beton. Tento fakt spolu s obvykle většími nároky na bezpečnost dopravních staveb a s proměnlivostí jejich zatížení ve srovnání s pozemními stavbami svědčí pro předpoklad lineárního vztahu mezi poměrnou deformací a normálovým napětím v ložných spárách klenb a klínového průběhu napětí v tlačené části průřezu.

Dlouholetá praxe v ČR i v zahraničí prokázala, že předpoklad rovnoměrného napětí v tlačené části průřezu je ve spojení s tuhoplastickými metodami řešení velmi dobře přijatelný. TP 199 proto umožňuje obě rozložení napětí. Rozdíl ve výsledné zatížitelnosti lze odhadnout na základě rovnováhy excentricky tlačného průřezu. Pro nulovou excentricitu je rozdíl ve velikosti normálové síly N nulový, pro excentricitu $\frac{1}{4} d$ vyjde $N = 0,5 d f_d$ pro rovnoměrné a $N = \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} d f_d = 0,375 d f_d$ pro klínový tvar, pro excentricitu $\frac{3}{8} d$ je $N = 0,25 d f_d$ pro rovnoměrné a $N = \frac{1}{2} \times \frac{3}{8} d f_d = 0,1875 d f_d$ pro klínové napětí. V obou posledních případech znamená klínový průběh napětí snížení zatížitelnosti o $\frac{1}{4}$ ve srovnání s rovnoměrným průběhem. Tento poměr ovšem platí pro řešení „přesná“ pro oba druhy

metod. V praxi oba druhy metod určí vždy jen přiblížení k „přesnému“ řešení, v případě tuhoplastických metod zdola, v případě deformačních metod shora. V praxi tedy rozdíl v zatížitelnosti bude podstatně menší než ¼.

Střídavé poměrné deformace a s tím spojené otevírání a zavírání ložných spár ZKM je nutno zohlednit vzhledem k možné kumulaci poškození, viz předpoklady *c)*, *e)* v odst. 2.2. Doporučení UIC (1995) stanoví doplňující podmínku, že výslednice tlakového napětí musí být alespoň $1/12 d$ od tlačného kraje průřezu. S podmínkou nulového tahového napětí a rovnoměrného tlakového napětí to znamená, že hloubka trhlin musí být menší než $0,83 d$. ČSN 73 6213 požaduje v kap.8 $0,80 d$. Tuto podmínku přijímají TP 199 pro tuhoplastické metody výpočtu. Při použití deformačních metod a klínového tvaru tlakového napětí je při stejné normálové síle a stejné pevnosti v tlaku tlačná zóna větší a tato dodatečná podmínka není třeba.

V podmínce b) MSÚ se zanedbává ve srovnání s ČSN EN 1996-1-1 příspěvek počáteční pevnosti ve smyku $f_{vké}$. Vzhledem k dlouhodobému střídavému namáhání malty spár je to nutné zpřísnění.

Na druhé straně je možno zjednodušit variabilitu zatížení podle EN 1991-2. Rozpětí a šířka kleneb ZKM jsou omezeny ve srovnání s mosty obecně. Z mnoha publikací a numerických studií zpracovatelů návrhu revize TP 199 plyne nejnepříznivější poloha zatěžovacích schémat nad ¼ rozpětí klenby v podélném směru, norma ČSN 73 6222 ji stanoví v příčném směru.

Mezní stav opakovaného zatížení (MSOZ)

Z krátkého rozboru v odst. 1. je patrné, že v mezinárodním kontextu není shoda na kvantifikovaném kritériu MSOZ/PLS. Tento mezní stav má zabránit kumulaci poškození dlouhodobým opakovaným zatížením dopravou. Jeho podmínky se musí stanovit různě pro tuhoplastické a deformační metody.

Metody deformační

Předpokládá se, že materiál klenby je v pružném stavu, pokud je v tlaku. V takovém stavu je možné porušení únavou, ale zkušenosti s tisíci klenbovými mosty po desetiletích služby žádná taková porušení neprokázala. Naproti tomu stejná zkušenost dosvědčuje, že porušování malty ložných spár kombinací střídavého otevírání a zavírání s vlivem prostředí, je poměrně častým jevem. Hloubka tahových trhlin je proto vhodným měřítkem hnacího mechanismu poškozování zdiva klenby. V původních TP 199 byla tímto měřítkem hloubka tahové zóny v lineárním modelu klenby, veličina, která s hloubkou trhlin souvisí, ale jejich závislost nelze stanovit. Důvodem pro tuto náhradní volbu byl dobově podmíněný nedostatek možností výpočtu s vyloučeným tahem v ložných spárách. S vývojem softwaru se možnosti zlepšily a budou se stále zlepšovat, takže je v novém TP 199 použita hloubka trhlin.

Z ní se dá dopočítat otevření v ústí trhliny o , ale je k tomu nutné znát délku klenáků ve směru rozpětí l_v a přijmout předpoklad, že celá tahová poměrná deformace klenby ϵ ve směru kolmo k ložným spárám se uskuteční otevřením trhlin, tj. klenáky se tahem nedeformují. Pak:

$$o = \bar{\sigma} \cdot c_n \cdot l_v / (1 - c_n) / E.$$

kde $\bar{\sigma}$ je maximální tlakové napětí v průřezu. Závislost na délce klenáků činí otevření trhlin méně vhodným měřítkem poškozování zdiva klenby.

Metody tuhoplastické

Při použití tuhoplastických metod výpočtu se hloubka trhlin nedá zjistit přímo, protože tyto metody neposkytují údaje o deformacích a posunutích. Přibližně je možno považovat za horní odhad hloubky trhlin hloubku části průřezu bez napětí. Podle toho, jak jsou aproximovány vnitřní síly a napětí, může být nesnadné vypočítat i hloubku části průřezu bez napětí. Proto jsou použity podmínky kap. 9 ČSN P 73 6213 pro mezní stav použitelnosti, tj. vyloučený tah, lineární průběh napětí v tlačené oblasti průřezu, omezení tlakového napětí na $0,45 f_k$ (pro zděné mosty je podle ČSN P 73 6213, odst. 4.8 $\gamma_M = 2$, takže omezení je na $0,90 f_d$) a otevření spáry menší než polovina plochy průřezu. Předpokládáme, že otevřením spáry se miní plocha průřezu s vyloučeným tahem. Poslední podmínka pak je pro klenby totožná s požadavkem, aby hloubka části průřezu bez napětí byla menší než $0,5 d$. To souhlasí s faktem, že hloubka části průřezu bez napětí je horním odhadem hloubky trhlin v ložných spárách.

Mezní stav průhybu se u ZKM neposuzuje.

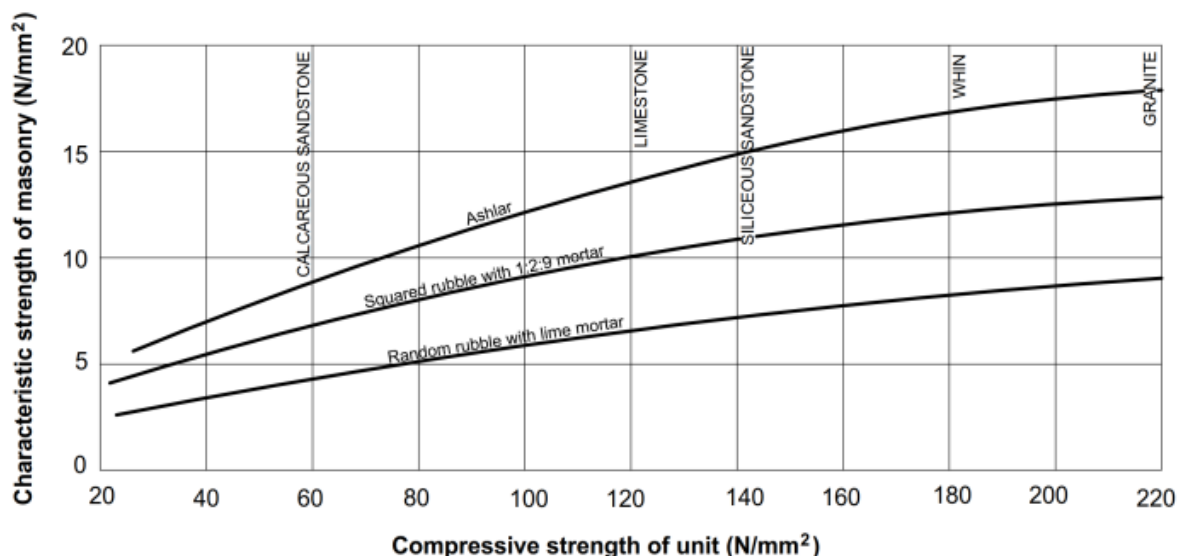
5.6 Zatížitelnost

Pro ZKM do 20 m světlosti klenby jsou vlastní frekvence vždy větší než 6 Hz, (Tomor 2017, Dulinska 2010) a tlumení vibrací je mnohem lepší než v moderních konstrukcích zásluhou zásypu. Proto je možno zanedbat závislost dynamického součinitele na frekvenci.

6. Materiálové konstanty

Pevnost zdiva klenby v tlaku kolmém na ložné spáry

Charakteristická pevnost kamenného zdiva v tlaku kolmo k ložným spárám $f_{c,k}$ závisí na pevnosti kamene a malty a kvalitě klenáků a spár. Pevnost kamene se dá relativně dobře zjistit testy na jádrových vývrtech, pevnost malty se dá zjistit jen nedestruktivními metodami se značnou nejistotou. Norma ČSN EN 1996-1-1 obsahuje vzorec pro výpočet $f_{c,k}$ z pevnosti kamene a malty, v literatuře existuje několik vzorců pro tento účel, např. britský Manuál pro silnice a mosty CS454 udává graf:



Obsáhlý přehled metod určení pevnosti zdiva je v Proske 2009, uvádí mimo jiné např. histogram pevnosti saského pískovce.

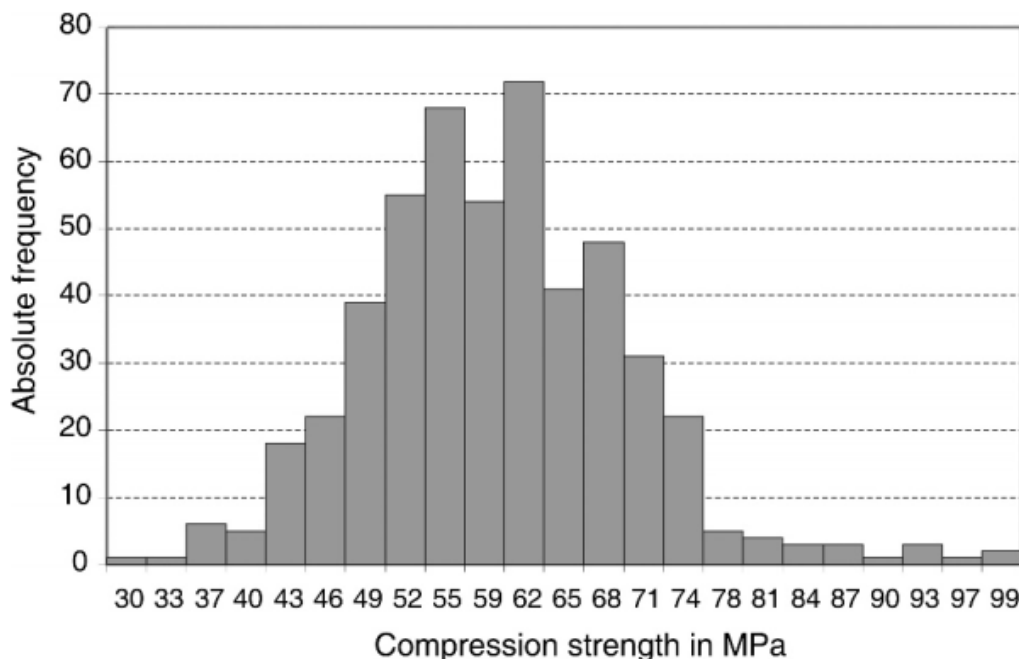


Fig. 4-3. Histogram for the compression strength of Saxon sandstone according to Curbach and Proske (1998)

Vlastnosti osmi našich pískovců, mimo jiné i pevnost v tlaku (zřejmě průměrná) jsou ověřeny původními testy na krychlích 50 × 50 × 50 mm v Koci et al 2018.

Určení návrhové pevnosti kamenného zdiva diagnostickým průzkumem je poměrně složité a u stávajících mostů skoro neproveditelné, protože malta ložných spár je do hloubky nepřístupná. Zbývají pro ni jen některé nedestruktivní metody, např. příklepového vrtání podle TZÚS Praha, zatímco Schmidtovo kladívko je nepoužitelné. Nedestruktivní metody jsou obecně méně spolehlivé. Zásadou TP 199 je držet se platných norem tam, kde je to možné. V tomto případě podle ČSN EN 1996-1-1, ČSN 73 0038 (2014) a ČSN 73 6222, a to vyžaduje znalost pevnosti kamene a malty.

Pro obecnou použitelnost TP 199 je nezbytné stanovit jistou zaručenou, konzervativní návrhovou pevnost zdiva klenby, která je dolní hranicí v literatuře uváděných nebo z literatury odvoditelných pevností.

Podrobně se vlastnostmi zdiva a zásypu klenbových mostů zabývá doporučení UIC 778-3 (2011) v příloze C. Pro kamenné zdivo pravidelné z kvádrů o velikosti 50-100 cm je uvedena tabulka pro charakteristickou pevnost v tlaku kolmo k ložným spárám v závislosti na pevnosti kamene a malty. Tabulka jen nahrazuje výše uvedený postup podle norem, ale dolní hranicí charakteristické pevnosti v této tabulce je 3,4 MPa pro pevnost kamene 10 MPa, 6 MPa pro pevnost kamene 20 MPa a pevnost malty 0,0 MPa v obou případech. To podporuje doporučenou návrhovou pevnost 2/3 MPa podle kap. 8 TP 199.

Doporučené elastické konstanty

Elastické konstanty kamenného zdiva kleneb, zásypu a vozovky jsou ještě variabilnější než pevnosti. Rozsah je vidět z průzkumu literatury (Davis 2022) v tabulce níže, podobných zdrojů je mnoho, např. Andersson 2011, Gómez 2019. Společně mají to, že pokud jde o zásyp, všechno jsou jen neměřené odhady pro existující mosty s výjimkou Andersson 2011, kde byl Youngův modul E změřen, ovšem jen u modelu zásypu v laboratoři. Nepřímo se elastické konstanty dají zjistit z dynamických zkoušek mostů, Dulinska 2022:

source	stone arch masonry					fill			
	stone	E	ν	ρ	E	ν	ρ	nat. freq.	damping
[8]viaduct	sandstone	5.0	0.22	2.5	1.5	0.20	2.3	9.9	7
[8]bridge	sandstone	15.0	0.22	2.6	1.5	0.20	2.4	8.65	7
[15]	not given	16.7	0.15	1.8	-	-	-	13.3	-

Z předpokladu d) odst. 2.2 plyne, že napětí ve všech částech mostu nezávisí na absolutních hodnotách materiálových konstant, ale jen na jejich vzájemném poměru. Tato vlastnost trochu usnadňuje jejich volbu. V Řeřicha 2022 se zjistila závislost rozhodné veličiny MSÚ, největšího tlakového napětí v ložných spárách a rozhodné veličiny MSOZ, hloubky trhlin, na E násypu. Je uvedena dále v tabulce pro most Poniklá, kde se předpokládalo E klenby 10 GPa. Napětí se zmenšuje a hloubka trhlin zvětšuje s rostoucím E násypu. Nízké hodnoty E násypu lze tedy považovat za konzervativní pro oba mezní stavy. Z toho důvodu volíme za doporučenou hodnotu E násypu $E_{fill} = 0,5$ GPa, hodnotu kolem dolní meze rozptylu nalezeného v literatuře.

Tabulka Davis 2022, Moduly pružnosti částí klenbových mostů z literatury

Stone Arch E (GPa)	Spandrels E (GPa)	Backfill E (GPa)	Ratio E Backfill: E Arch	Ratio E Spandrel: E Arch	Source
28–30	24–25	5	0.17–0.18	0.2	(Helmerich et al., 2012)
18	-	3.2	0.18	-	(Milani & Lourenço, 2012)
3	2.5	1.5	0.5	0.6	(Frunzio et al., 2001)
6.7	6.2	1.15	0.17	0.185	(Gönen & Soyöz, 2021)
3–7	-	0.05 - 0.15	0.017 - 0.02	-	(Helmerich et al., 2012)

Tabulka Řeřicha 2022, závislost napětí a hloubky trhlin v klenbě na E_{fill}

E_{fill} [GPa]	$ \sigma_{min} $ [kPa]			relative crack depth (- top face)		
	left spring	1/4 span	right spring	left spring	1/4 span	right spring
0.01	1705	1254	1216	0.204	-0.192	0.0
0.10	1545	1096	1221	0.119	-0.173	0.017
0.50	1301	717	1165	0.0	-0.175	0.0

Pro E klenby volíme doporučenou hodnotu kolem střední hodnoty nalezeného rozptylu, $E_{vault} = 10$ GPa.

Vozovka má na únosnost klenbových mostů nejmenší vliv, jen roznáší zatížení dopravou.

Většina našich klenbových mostů má vozovku kombinované konstrukce s vrchní asfaltobetonovou vrstvou na původní dlažbě se spojovací a vyrovnávací vrstvou šterkopísku, ale vyskytují se i jiné konstrukce. Efektivní tuhost všech takových konstrukcí lze jen zhruba odhadnout, pro jednoduchost byl zvolen pro vozovku stejný doporučený modul jako pro klenbu, $E_r = 10$ GPa.

Přípustná hloubka trhlin (týká se jen deformačních metod)

V návrhu britského manuálu Jackson 2004 se pro mezní stav použitelnosti požaduje:

- Crack depth lower than $0,25d$ (což je ekvivalentní $c_k = 0,25$),
- Stress lower than $0,4f_k$,
- No tensile forces under torsion and quasi-permanent loads.

Tyto podmínky nejsou ovšem dost věrohodně doloženy, a nakonec v poslední verzi manuálu nejsou. Přípustná hloubka trhlin ani jiné kritérium MSOZ nejde stanovit zkouškami, zdívo klenbových mostů je neopakovatelné a nelze ho vyjmout a podrobit dlouhodobým zkouškám. Přesto existuje racionální způsob, jak dospět ke kritické hodnotě.

Potenciálně je možno využít dlouhodobých zkušeností se stávajícími mosty. Pro každý jednotlivý most je třeba prohlídkou rozhodnout, zda kombinace dlouhodobého střídavého namáhání příčných řezů klenby vlivem dopravy a vlivů prostředí způsobila či nezpůsobila viditelnou degradaci (otevírání a vypadávání malty) ložných spár. Pro každý most se pak provede výpočet relativní hloubky trhlin za předpokladů odst. 2.2 TP 199, viz též P1.3.2.

Pokud pro daný most prohlídka zjistila degradaci klenby, zařadí se vypočtená hloubka trhlin do množiny nebezpečných hloubek, jinak do množiny bezpečných hloubek. Obě množiny se jistě budou překrývat, ale při dostatečném počtu případů se najde vhodná kritická hodnota nebo jednoduchá funkce hlavních rozměrových parametrů klenby. Empirické hodnocení únosnosti klenbových mostů doporučuje známý americký odborník na klenbové mosty Boothby 2020. Popsaný empirický přístup je ovšem dlouhodobou záležitostí.

Zkušenosti s výpočty jednotlivých případů klenb dovolují alespoň zjistit, jak závisí výsledné zatížitelnosti na hodnotě c_k . Numerickými studiemi bylo zjištěno, že v klenbách s vyšším poměrem h/l vznikají hlubší trhliny snadněji. Přitom poměr h/l blízký k 0,5 se vyskytuje vždy jen u kratších klenb. Použití pevné hodnoty, např. $c_k = 0,25$, by neúnosně snižovalo zatížitelnost u malých mostů. Na

základě zmíněných numerických studií byla stanovena optimální závislost c_k na relativním vzepětí klenby:

$$c_k = 0,033 + 0,933 h/l.$$

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty c_k (=ck) a normální zatížitelnosti pro několik konfigurací kleneb:

ck=0.033+0.933*H/L, normální zatížitelnost je cca gamma_q*37.7

L	H	D	s	leftwing	ck	gamma_q	Vn
4	1.9	0.4	0.5	2	0.478	0.53	
11.4	1.9	0.8	1.0	-	0.188	1.23	50.1
7	3	0.5	0.6	3	0.423	0.64	
7	2	0.5	0.6	3	0.299	1.0	
7	3.4	0.5	0.6	3	0.486	0.70	
3	1.4	0.3	0.6	1.4	0.468	0.80	
3	1.4	0.3	0.4	1.4	0.468	0.35	

V konfiguraci prvního řádku tabulky ($L = 4$, $H = 1,9$, $D = 0,4$, $s = 0,5$) nelze podmínce $c_k = 0,3$ vůbec vyhovět, protože je překročena už vlastní tíhou. To ilustruje citlivost malých polokružnicových kleneb na c_k .

Součinitel smykového tření v ložných spárách klenby

Komerční program (LimitState 2020) založený na rovnovážném tuhoplastickém modelu zahrnuje možnost smykového porušení, ale součinitel tření uváděný v řešených příkladech je vždy jen odhad (0,6–1,0). Doporučení (UIC 2011) používá součinitel tření 0,4. I v publikacích na vědecko-akademické úrovni se používají skoro výhradně pouhé odhady těchto konstant.

A. Metody výpočtu

Metody výpočtu ZKM lze rozdělit pro potřeby revize TP 199 podle hledisek matematického popisu.

A1. 3D a 2D modely.

2D modely zjednodušují skutečnost na rovinnou deformaci ve svislé rovině která obsahuje podélnou osu mostu. 3D modely respektují proměnu veličin v příčném směru. Hlavní nosná funkce klenby je v podélném směru, takže ji lze přibližně popsat i 2D modely, ale je třeba korekce, protože odchylka od 3D je na stranu nebezpečnou.

A2. Modely pouze klenbové a interakční

Pouze klenbové modely přisuzují nosnost pouze klenbě, násyp, poprsní zdi a vozovka působí jen vlastní tíhou a roznášejí zatížení z povrchu vozovky na klenbu, novější z nich respektují i některou složku odporu násypu proti posunutím klenby. Neobejdou se bez předpokladů o napětí a deformaci násypu, což jejich objektivnost a použití komplikuje. Těmito modely zkoumání klenbových mostů začalo, ale zdokonalují se až dodnes. Interakční modely uvažují skutečnou interakci klenby, násypu a vozovky, případně i poprsních zdí. Používají skoro výhradně metodu konečných prvků (MKP).

Vstupními daty jsou pro ně jen vlastnosti materiálu náspu. Současné rozšíření MKP v praxi a její dostupnost činí interakční modely dnes skoro nezbytnými.

A3. Jednokrokové a přírůstkové metody

Toto rozdělení se týká metody řešení nelinearity, pro lineární problémy je bezpředmětné.

Jednokrokové metody určí součinitel zatížení na mezi únosnosti v jednom kroku, který může zahrnovat iterace. Klasické jsou metody založené na rovnovážné nebo kinematické variantě tuhoplastické analýzy. Jejich nevýhodou je absence informace o posunutích a deformacích, ale přesto už byly použity. Také dráhově nezávislé (v prostoru napětí-deformace) materiálové modely, např. hyperelastické, jsou použitelné v jedнокrokových metodách. Přírůstkové metody sledují postupné přitěžování až k limitnímu bodu. Tato volba ovlivňuje volbu materiálového modelu, jedнокrokové metody nemohou pracovat s dráhově závislými materiály, např. pružno-plastickým.

A4. Homogenizované a heterogenní modely klenby

Klenba je přirozeně heterogenní a anizotropní, skládá se z klenáků a spár vyplněných maltou s vlastnostmi silně odlišnými. Vyskytují se prvoplánové modely, kdy se obě složky modelují homogenními izotropními materiály, což klade velké nároky na síť prvků. Pro běžné použití v projekční praxi se nehodí. Zjednodušené heterogenní modely nahrazují spáry kontaktními prvky.

Homogenizované modely nemohou být izotropní, přičemž osy anisotropie musí sledovat orientaci ložných spár, přinejmenším po vzniku trhlin. Takové materiálové modely ale nejsou v komerčních programech k dispozici.

A5. Skořepinové modely klenby

Skořepinové/nosíkové předpoklady (Euler-Bernoulli, Kirchhoff-Love, Timoshenko, Mindlin apod.) redukuje dimenzi matematického modelu klenby, činí kontinuum inherentně anizotropní a umožňují snadnou predestinovanou orientaci os anisotropie po vzniku trhlin. To je u 2D a 3D kontinua bez předpokladů sice možné, ale v komerčních programech není a těžko někdy bude zahrnuto.

Kompromis vhodný jako minimum výpočtového modelu pro běžné výpočty ZKM je 2D model s korekcí na 3D, interakční model MKP, jedнокrokový model, homogenizovaný skořepinový-nosíkový model s anisotropií vyvolanou vznikem trhlin v ložných spárách.

B. Vstupní data

Nedostatek vstupních dat o vlastnostech materiálů je hlavním limitujícím faktorem pro použití pokročilých materiálových modelů. Často používaný Drucker-Prager model potřebuje dvě materiálové konstanty k určení plochy plasticity, pro zdívo s možností porušení tahem je třeba tahová pevnost a dále faktor dilatance, celkem čtyři konstanty jako minimum, pro model bez změkčení/zpevnění. Trhliny v tomto modelu vznikají kolmo na směr hlavního napětí, což pro klenby není realistické. Projektant statik nemá v drtivé většině případů možnost tyto konstanty určit. Zřejmě je nutno vycházet z toho, která data je možno v praxi získat. Podle závěru odst. A4 se omezíme na homogenizovaný materiálový model s anisotropií určenou orientací ložných spár.

B1. Pevnost v tlaku kolmo k ložným spárám

Nejspolehlivěji lze zjistit pevnosti klenáků v prostém tlaku z destruktivních testů jádrových vývrtů klenáků. Podstatně menší spolehlivost mají pevnosti malty Schmidtovým kladívkem či obdobnou metodou. Podle EN 1996-1-1 je možno určit z těchto dvou pevností návrhovou tlakovou pevnost zdiva. Vybavení pro tyto testy má několik laboratoří a cena je přijatelná alespoň pro větší mosty a nákladnější rekonstrukce. Pevnost v tlaku kolmo k ložným spárám se považuje za nezbytnou pro posouzení klenby podle tohoto dodatku. U kleneb rozpětí do 10 m s kameny v dobrém stavu s nejdříve povrchovým poškozením se přípouští použití doporučených pevností.

B2. Pevnost v tahu kolmo k ložným spárám

Jde v tomto případě výhradně o pevnost spár vyplněných maltou. Existují publikace, kde se příspěvek tahové pevnosti malty spár k mezi únosnosti považuje za významný. Podle EN 1996-1-1 se však s tahovou pevností malty v ložných spárách nepočítá a v duchu závěrů odst. 1 mají být kritéria pro mosty přinejmenším stejně přísná. Respektování tahové pevnosti malty znamená podstatně složitější konstitutivní vztahy se změkčením, s tím spojená nutnost určit odpovídající materiálové konstanty a často problémy s konvergencí iterací. Jednoznačný závěr pro Dodatek je zanedbat tahovou pevnost malty spár. Má to bonus pro metodu řešení nelineárních rovnic. Pokud je zdivo pružné v tlaku, jsou konstitutivní vztahy hyperelastické, nezávislé na historii zatěžování, což umožňuje jednokrokové zatěžování.

Literatura

C. Melbourne, J. Wang, and A.K. Tomor. A new masonry arch bridge assessment strategy (SMART). *Proc. of ICE, Bridge Engineering*, 160(2):81–87, 2007.

M. Gilbert. Masonry arch bridge assessment. In *Bridge Owners Forum*. The University of Sheffield, 2017. [<https://www.bridgeforum.org/bof/meetings/bof51/BOF5120-20Gilbert-20-20Masonry-20Arch-20Bridge-20Assessment.pdf>].

S. Cocking, Dynamic distributed monitoring of masonry railway bridges. PhD thesis, University of Cambridge, Dep. of Engineering, 2021. <https://doi.org/10.17863/CAM.78008>.

Metodika 2022, kolektiv autorů Stavební fakulty ČVUT v Praze, Posuzování historické, architektonické a konstrukční hodnoty zděných klenbových mostů. Certifikovaná metodika MKČR, od 2023 <http://historickemosty.fsv.cvut.cz/>

Vinař Jan, *Opravy historických staveb*, Grada Publishing a.s. 2021, ISBN 978-80-271-0089-7

MP 2020, Správa železnic, státní organizace, www.szdc.cz, Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, příloha D Zděné mostní objekty

CS 454, Assessment of highway bridges and structures, revision I, 2020 <https://www.midasbridge.com/en/blog/tipstutorials/psc-girder-bridge-assessment-as-per-cs454>.

J. Page. Load tests to collapse on masonry arch bridges. In C. Melbourne, editor, *Arch Bridges: Proceedings of the First International Conference on Arch Bridges*, Bolton UK, 1995. Thomas Telford Publishing.

UIC, Int. union of railways, 16,rue Jean Rey - 75015 Paris. Recommendations for the assessment of the load carrying capacity of existing masonry and mass-concrete bridges, UIC Code 70778-3, 1995. ISBN 2-901585-40-X.

UIC, Int. union of railways, Railway technical publications. Recommendations for the in-spection, assessment and maintenance of masonry arch bridges, UIC Code 778-3R, 2011. ISBN 978-2-7461-2932-0, shop-etc.com/en/catalog/product/view/id/9542/s/recommendations-for-the-inspection-assessment-and-maintenance-of-masonry-arch-bridges. Český překlad Doporučení pro kontrolu, hodnocení a údržbu zděných klenbových mostů, MDČR

Správa železnic, odbor trať. hosp., odd. mostů a tunelů. Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů, SZ S5/1, 2021.

Deutsche Bundesbahn. Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahnbrücken, DS 805, 1993.

T.E. Boothby. Empirical design of masonry arch bridges. *ASCE Journal of Architectural Engineering*, 26, 2020. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000388](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000388).

LimitState Ltd, The Innovation Centre, Sheffield: Ring, Theory and Modelling Guide. 2020, static1.squarespace.com/static/57558c5e3c44d8fcee7819d/t/60d58ef7c03cf36ddc2b85f2/1624608531385/RING_User_Manual.pdf

The Highways Agency. Assessment of masonry arch bridges by the modified MEXE method,part 4 (BA 16/97 amendment No 2), chapter 3, 1997.

Proske D. and van Gelder P.H. Masonry strength, 2009. DOI:10.1007/978-3-540-77618-5 4.

Koci J. Cachova M. Konakova D and Vejmelkova E.Vlastnosti vybraných ceskych piskovcu. TzblInfo, 2018. <https://stavba.tzb-info.cz/cihly-bloky-tvarnice/17226-vlastnosti-vybranych-ceskych-piskovcu>.

Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbruecken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011. <https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Entwurf/Nachrechnungsrichtlinie-Ausgabe-5-2011.html>.

AASHTO MBE-3 Manual for Bridge Evaluation, 3rd Edition, standard by American Association of State and Highway Transportation Officials, 2018

https://www.techstreet.com/standards/aashto-mbe-3?product_id=2009395

Jackson P (2004) Highways Agency BD on New Masonry Arch Bridges. 27thFebruary 2004. http://www.smart.salford.ac.uk/February_2004_Meeting.php

P. Řeřicha. Load rating of stone masonry bridges, dedicated code and finite elements. *Structures*, to appear, 2022

L. J. Davis, “Load Rating of a Masonry Arch Bridge: Comparison of 2D and 3D Finite Element Models”, *Advanced Master Thesis*, Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, 2022

Helmerich, R., Niederleithinger, E., Trela, C., Bień, J., Kamiński, T., & Bernardini, G. (2012). Multi-tool inspection and numerical analysis of an old masonry arch bridge. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(1), 27–39. <https://doi.org/10.1080/15732471003645666>

Milani, G., & Lourenço, P. B. (2012). 3D non-linear behavior of masonry arch bridges. *Computers & Structures*, 110–111, 133–150. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.07.008>

Gönen, S., & Soyöz, S. (2021). Seismic analysis of a masonry arch bridge using multiple methodologies. *Engineering Structures*, 226, 111354. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111354>

Gómez, F. G., Martínez, J. A. M., & Castillo, L. M. G. (2019). Influence of the backfill parameters indistinct element modelling of a backfill masonry arch bridge through the PFC2D software. *Geomechanics and Geoengineering*, 0(0),1–8. <https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1680883>

Andersson, A. (2011). Capacity assessment of arch bridges with backfill. Thesis, KTH Royal Institute of Technology, Architecture and the Built Environment Stockholm, 2011

J. Dulinska (20220). Evaluation of dynamic characteristics of masonry arch bridges: Linking full-scale experiment and FEM modeling. *Advanced Materials Research*, 133-134:605–610, 2010. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMR.133-134.605.

T.E. Boothby. Empirical design of masonry arch bridges. *ASCE Journal of Architectural Engineering*, 26, 2020. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000388](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000388).

Tomor A. Nicols J. and Benedetti A. Use of accelerometer technology for quantifying condition of masonry arch bridges. In 13th Canadian masonry symposium. Canada masonry design centre and Dalhousie University, 2017. <https://www.canadamasonrydesigncentre.com/symposiums/13th-canadian-masonry-symposium/13th-cms>.

TECHNICKÉ PODMÍNKY – TP 199 Zatížitelnost zděných klenbových mostů

Schválilo:	Ministerstvo dopravy
Zpracovatel:	České vysoké učení technické v Praze, Stavební fakulta, prof. Ing. Petr Řeřicha, DrSc., doc. Ing. Petr Fajnman, CSc.
Vydání:	druhé
Počet stran:	48
Tech. redakční rada:	Ing. Pavla Březnická (MD), Ing. Miroslav Cidl (ŘSD ČR), Ing. Pavel Řehoř (ŘSD ČR), Ing. Jakub Gőringer, Ph.D. (SUDOP PRAHA a.s.), Ing. Zdeněk Podráský, CSc. (PÚDIS), Ing. Aleš Meister (PRAGOPROJEKT), Ing. Vladimír Junek (Pontex), Ing. Jan Vlnař
Zástupce koordinátora:	Ing. Barbora Jiřičná (ŘSD ČR)