

VÝPOČET ROZKMITŮ NAPĚTÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI MOSTU OD VLAKŮ PRO ÚNAVOVÉ POSOUZENÍ

Miklas Petr, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
petr.miklas@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento příspěvek se zabývá popisem, výpočtem a zkoušením únavové odolnosti betonových konstrukcí. První část popisuje chování betonových konstrukcí vystavených únavovému namáhání. Na to navazuje popis několika stávajících normových postupů pro posuzování betonových konstrukcí na únavu.

Hlavní částí práce je výpočet účinků zatížení a rozkmitů normálových napětí od reálného zatížení železničním provozem na mostní konstrukci přes Chodovskou ulici v Praze. Pro tyto účely byl od Správy železnic získán popis více než 600 reálných vlaků reprezentujících železniční provoz na uvedeném mostě. Pro tyto vlaky byla nejprve rozkreslena schémata jejich uspořádání a následně byl proveden výpočet ohybových momentů a normálových napětí jak v horních, tak v dolních vláknech posuzovaných průřezů. Výpočty byly provedeny pro přejezd celých vlaků přes most s krokem 2 m. Vyhodnocení bylo prováděno pro průřezy nosníku po 2 m. Tato práce bude dále pokračovat sestavením rozkmitů napětí a únavovým posouzením nosné konstrukce.

V poslední části tohoto příspěvku je popsán průběh a vyhodnocení únavové zatěžovací zkoušky prefabrikovaného předpjatého nosníku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Únava betonu • Posouzení únavy betonu • Rozkmit napětí od dopravy • Účinky zatížení od vlaků • Únavová zatěžovací zkouška

ABSTRACT

This article is focused on a description, calculations and fatigue testing of concrete structures. The first part describes behaviour of concrete structures exposed to fatigue loadings. Next part describes several existing standard procedures for fatigue verifications of concrete structures.

The main part of the article are calculations of the effects of actual trains on the bridge over Chodovská street in Prague. For this purpose, description of more than 600 actual trains was obtained from the Railway Authority. Firstly, drawings of the arrangement of all these trains were prepared and then bending moments and normal stresses at the upper and the lower fibres of the considered cross sections were calculated. Calculations were made for individual positions of trains with a step of 2 m. All the values were calculated for cross sections in spacing of 2 m.

The last part describes realization and evaluation of a fatigue loading test of a precast prestressed beam.

KEYWORDS

Fatigue of concrete • Verification of fatigue of concrete • Stress range due to transport • Effect of railway loads • Fatigue loading test

1. ÚVOD

Cílem práce je popis únavového namáhání betonových konstrukcí. V další části se pak práce věnuje výpočtu rozkmitů napětí od přejezdu skutečných vlaků přes mostní konstrukci. Tato získaná napětí budou následně použita pro únavové posouzení dle norem platných v současnosti.

V první části je popsán proces únavového namáhání betonových konstrukcí. Nejprve je popsáno únavové chování materiálů obecně. Dále je objasněno chování betonových konstrukcí zatížených únavou. V závěru první části jsou posány normové postupy pro posuzování betonových prvků na únavu.

Ve druhé části je provedena analýza ohybových momentů a normálových napětí na reálné mostní konstrukci od reálného zatížení železničním provozem. Tato analýza byla provedena na nosné konstrukci mostu Chodovská. Pro tyto účely byl od Správy železnic získán popis více než 600 skutečných vlaků reprezentujících provoz na této mostní konstrukci.

Získané údaje byly dále zpracovány až do fáze výpočtu ohybových momentů a normálových napětí od jednotlivých vlakových souprav. Nejprve byla vykreslena schémata jednotlivých vlaků. Následně dle těchto schémat byl proveden výpočet napětí od všech vlakových souprav v jednotlivých průřezech mostu ve vzdálenostech po 2 m s krokem pohybu vlaků 2 m.

Na závěr bylo vytvořeno několik grafů pro zobrazení získaných ohybových momentů a napětí v horních i dolních vláknech. Tyto údaje budou dále použity pro stanovení rozkmitů napětí a pro únavové posouzení uvedené mostní konstrukce.

V poslední části tohoto příspěvku jsou průběh a výsledky únavové zkoušky modelového prefabrikovaného předpjatého nosníku. Tato zkouška byla prováděna na FSv ČVUT v Praze během roku 2019.

* Školitel: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

2. ÚNAVOVÉ CHOVÁNÍ BETONU

2.1. Působení materiálů při únavovém namáhání

K únavě materiálu dochází vlivem opakování zatížení, čímž vzniká cyklické zatěžování nosných konstrukcí. Vlivem tohoto zatěžování dochází v materiálu ke změně mechanických vlastností. Následkem toho může dojít k porušení konstrukce a následnému kolapsu i pokud nebylo v prvku dosaženo statické pevnosti materiálu.

Cyklické zatížení se dělí do základních dvou kategorií podle velikosti napětí a počtu cyklů (opakování). Tím je nízkocyklová a vysokocyklová únava. Při nízkocyklové únavě dochází k únavě při málo cyklech s velkým únavovým napětím (rozkmitem). Při vysokocyklové únavě dochází k únavě při vysokém počtu cyklů s nízkým rozkmitem napětí.

Je tedy patrné, že o vysokocyklovou únavu se jedná u pozemních staveb například u zatížení jeřábových drah, dále například zatížení vysokých budov a komínů větrem či zatížení základů cyklicky pracujících strojů. U mostních staveb je to zejména zatížení dopravou (silniční, železniční) a u lávek zatížení chodci. Dále vyvolává u mostních staveb únavové namáhání zatížení větrem. Pokud stojí pilíře nebo pylony mostu ve vodě, může vyvolat únavu i vlnobití do těchto pilířů či pylonů. U mostů se může ve výjimečných případech jednat i o nízkocyklovou únavu, kterou může být například zemětřesení, popřípadě náraz vozidla do pilíře mostu.

Pozornost se musí věnovat především místům, která jsou vystavena pravidelným zatěžovacím cyklům. Pokud jsou rozkmity napětí v těchto místech malé, lze je zanedbat. Pokud jsou ovšem rozkmity napětí velké, je nutno tato místa posoudit i z hlediska únavového namáhání.

2.2. Proces únavy betonu

Únava materiálu je proces stálých změn v materiálu, který je vystaven cyklickému zatížení. U únavy betonu hraje velkou roli oproti kovovým materiálům fakt, že se jedná o heterogenní materiál. Na únavové chování betonu mají dále vliv i další faktory, jako je dotvarování, množství trhlin, počáteční koncentrace napětí. Při zatížení betonového prvku dochází v tažené oblasti ke vzniku trhlin. V tlačené oblasti může rovněž docházet ke vzniku trhlin (např. podélných) a k postupnému drcení betonu. Mikrotrhliny a trhliny se mohou postupně slučovat a vést až ke změně mechanických vlastností materiálu. Jelikož dochází k těmto procesům, tak po určitém počtu cyklů může dojít ke kolapsu konstrukce, jak již bylo zmíněno, i bez dosažení statické meze únosnosti.

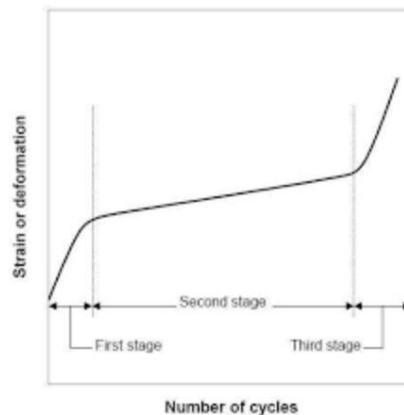
2.3. Vývoj cyklicky zatíženého betonového prvku

Proces únavy betonu se dělí do tří základních fází. Nejprve dochází k iniciaci trhlin, následně ke stabilnímu šíření trhlin a v závěrečné fázi před kolapsem k nestabilnímu šíření trhlin.

První fáze iniciace trhlin trvá zhruba 10 % zatěžovacích cyklů. Tato fáze je realizována ve slabších místech cementového tmelu. V této fázi dochází k vysokému nárůstu přetvoření.

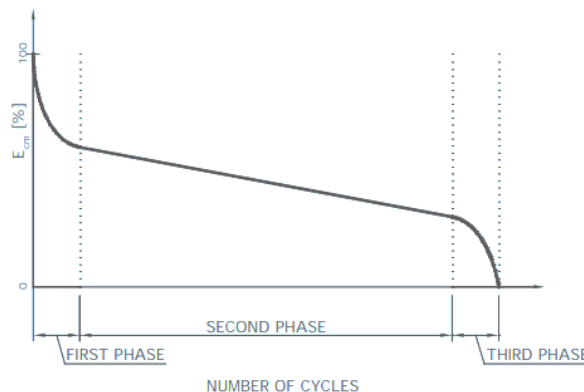
Druhá fáze stabilního šíření trhlin je nejdelsí. Jde o středních zhruba 80 % zatěžovacích cyklů. Během této fáze dochází k pozvolnému rovnoměrnému nárůstu přetvoření. Během této fáze se pomalu zvětšují stávající trhliny a zároveň se tvoří trhliny nové. Lze tuto fázi označit jako růst mikrotrhlin.

Třetí fáze nestabilního šíření trhlin je přibližně stejně dlouhá jako fáze první. Po ukončení této fáze ovšem dochází ke kolapsu konstrukce. Je charakterizována rychlým nárůstem přetvoření před kolapsem. Fáze začíná ve chvíli, kdy je v konstrukci vytvořeno dostatečné množství nestabilních trhlin, které se následně spojí v makrotrhlinu.



Obrázek 1: Křivka cyklického dotvarování betonu - převzato z [6]

Na obr. 1 je zobrazen vývoj dotvarování betonu v závislosti na cyklickém zatěžování betonu, kde jsou jasně patrné všechny tři fáze (zde je uvedeným rozhodujícím faktorem rozvoj mikrotrhlin a trhlin v betonu). Na obr. 2 je pak znázorněn vývoj modulu pružnosti také v závislosti na počtu cyklů. Je tedy zřejmé, že se zvyšujícím se počtem cyklů se snižuje modul pružnosti. Grafy na obr. 1 a obr. 2 si tedy navzájem odpovídají.



Obrázek 2: Vývoj modulu pružnosti při cyklickém namáhání - převzato z [10]

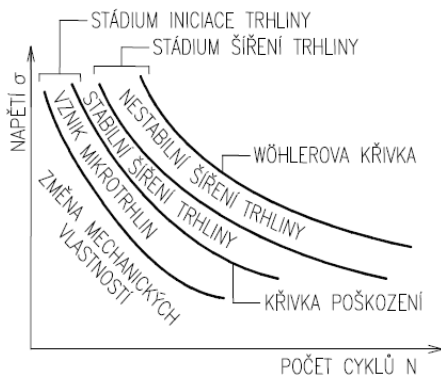
3. POSUZOVÁNÍ BETONU NA ÚNAVU

3.1. Úvod do posuzování únavového namáhání

Pro posuzování betonu, ale i betonářské a předpínací výztuže slouží Wöhlerovy křivky (také nazývány S-N křivky). Tyto křivky umožňují z předem daného cyklu napětí zjistit počet zatěžovacích cyklů potřebných k únavovému poškození materiálu. Křivka se zobrazuje ve dvoulogaritmickém měřítku. Na svislé ose grafu se nachází rozkmit napětí a na vodorovné ose počet cyklů (obr. 3).

Únavová pevnost je ovlivněna několika parametry. Jsou to rozkmit napětí, materiálové vlastnosti, vliv okolního prostředí a frekvence zatěžování. Zásadním vlivem je střední hodnota zatížení na konstrukci a u betonu i dolní hodnota

zatížení. Pro posuzování konstrukcí se obvykle udává referenční únavová pevnost při $2 \cdot 10^6$ cyklů. U vysokocyklové únavy může dojít při vysokém počtu cyklů s nízkým rozkmitem napětí (cca 10^8 cyklů) ke stavu, kdy je beton schopen odolávat nízkému rozkmitu napětí prakticky do nekonečna. K tomuto místu se Wöhlerova křivka asymptoticky přibližuje. Takovéto zatížení může v některých případech odpovídat např. zatížení dopravou nebo zatížení větrem.



Obrázek 3: Proces únavového poškození - Wöhlerova křivka - převzato z [7]

Vzhledem k lokálním či výrobním nepřesnostem, heterogenitě a diskontinuitě u betonu vznikají jednotlivé imperfekce v konstrukci. V místech těchto lokálních nepřesností lze předpokládat nejdřívější vznik únavového porušení.

Konstrukce jsou obecně vystaveny mnoha rozdílným rozkmitům napětí s různým počtem opakování. Pro účely jejich únavového ověření lze použít tzv. poškozující ekvivalentní rozkmit napětí, což je náhradní rozkmit, jehož únavové účinky odpovídají účinkům reálných rozkmitů napětí od reálných zatížení.

Při přesnějším posouzení je možno ze spočítaných nebo změřených rozkmitů sestavit tzv. spektra rozkmitů napětí a vyjádřit je např. pomocí histogramů.

Pro použití konstrukcí na základě takového spektra rozkmitů napětí lze využít např. Palmgren-Mínerova pravidla, které je ale poněkud zjednodušeno. Nezohledňuje totiž historii zatížení a je nevhodné pro rozkmit, ze kterých občas nějaká hodnota značně vykročí. Pokud se jedná o konstrukce, u kterých hodnoty příliš nevykročují, je tato metoda poměrně vhodná, což platí i pro mosty. Mosty totiž nejsou standardně namáhány jednou amplitudou, ale několikanásobnými cykly s rozdílnými amplitudami napětí. Lze s výhodou využít ověření pravidla pro stanovení součinitele únavového poškození dle rovnice 1, který lze využít v posudku únavového namáhání.

$$D = \sum \Delta D_i = \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (1)$$

- $n(i)$ - použitý počet cyklů s rozkmitem napětí $\Delta\sigma_i$
- $N(i)$ - použitý počet cyklů rozkmitů napětí $\Delta\sigma_i$, který vyvodí únavové poškození (jmenovatel)
- D - součinitel únavového poškození

Aby nedošlo k únavovému poškození, nesmí být D větší než 1.

Pokud dojde k únavovému porušení betonu, lze jej charakterizovat jako křehké, protože kolaps je rychlý a bez varování.

V ČSN EN 1992 je rovněž uvedena rovnice pro stanovení únavové pevnosti betonu, používané pak v rámci únavových posouzení – zde je uvedena jako rovnice 2:

$$f_{cd,fat} = 0,85 * \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2)$$

β_{cc} - vliv stáří betonu při jeho prvním zatížení

3.2. Zjednodušená metoda ověření únavy betonu v tlaku

V této metodě, uvedené v ČSN EN 1992, se využívá časté kombinace zatížení. Z časté kombinace se pak stanoví maximální napětí v konstrukci. Ve stejném místě se poté stanoví i minimální napětí. Ověření únavy betonu se posuzuje dle rovnice 3.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 - \text{pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$\leq 0,8 - \text{pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

- $\sigma_{c,max}$ - maximální tlakové napětí při časté kombinaci
- $\sigma_{c,min}$ - minimální tlakové napětí při časté kombinaci, pokud je napětí tahové, dosazujeme 0

3.3. Ověření únavy pomocí součinitele únavového poškození

U této metody posuzování únavové odolnosti betonu se využívá Palmgren-Mínerova pravidla. Je tedy potřebné znát spektra rozkmitů napětí. Tuto metodu je možno modifikovat i pro použití spekter, která poskytují jednotliví správci komunikací. Jakmile známe spektra rozkmitů a únavovou pevnost, stanovíme z rovnice 4 počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození.

$$N_i = 10^{\left(14 * \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}\right)} \quad (4)$$

- N_i - počet cyklů napětí potřebný pro únavové poškození betonu
- R_i - poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí
- $E_{cd,max,i}$ - maximální úroveň tlakového napětí

3.4. Postup dle přílohy ČSN EN 1992-2 pro tlačný beton železničních mostů

Pro železniční mosty existuje zvláštní způsob pro posouzení únavové pevnosti betonu, který využívá tzv. ekvivalentní poškozující rozkmit napětí. Jedná se o způsob, při kterém je nutné znát roční objem dopravy, návrhovou životnost mostu a počet kolejí. Aby konstrukce vyhověla na posouzení vůči únavovému namáhání, musí být splněna podmínka stanovená rovnicí 5.

$$14 * \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} \geq 6 \quad (5)$$

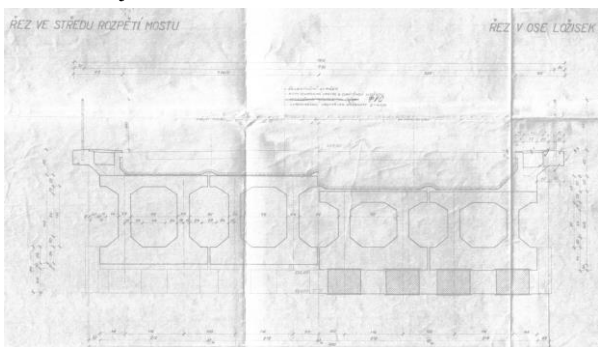
R_{equ} - poměr maximální a minimální úrovně tlakového napětí

$E_{cd,min,eq}$ - maximální úroveň tlakového napětí

4. VÝPOČET ROZKMITŮ NAPĚTÍ OD VLAKŮ

4.1. Popis mostní konstrukce

Pro únavovou analýzu byla použita nosná konstrukce mostu přes ulici Chodovská v Praze. Jedná se o prefabrikované předpjaté betonové nosníky. Rozpětí mostu je 30 m. Jedná se o dvoukolejný most se čtyřmi prefabrikovanými nosníky. Tyto nosníky jsou komorového průřezu, který byl sestaven vždy ze dvou prefabrikovaných „polonosníků“ o průřezu tvaru „I“, spojených podélnou dobetonávkou horní i dolní desky. Beton tohoto mostu je dle dřívějšího značení B 500 (dnes C 35/45). Nosníky jsou proměnného průřezu. Výška průřezu je uprostřed rozpětí 1750 mm a v ose uložení 1450 mm. Nosníky mají tedy střechovitý sklon 2% od středu rozpětí směrem ke krajům. Vzorový příčný řez mostem je znázorněn na obr. 4.



Obrázek 4: Příčný řez mostem uprostřed rozpětí a v ose uložení - převzato z [8]

4.2. Vstupní informace pro výpočet

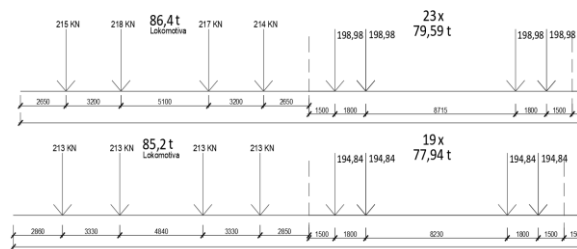
Pro výpočet rozkmitů napětí v nosné konstrukci mostu Chodovská byly použity informace o přejezdech všech vlaků během celého června roku 2016. Byl vždy zaznamenán typ lokomotivy i vagonů, počet lokomotiv a vagonů. U každé soupravy byly zaznamenány i hmotnosti na každou nápravu každého vozu vlakové soupravy. Celkem se jednalo zhruba o 650 vlakových souprav nebo samotných lokomotiv. Jednalo se jak o osobní, tak nákladní dopravu.

U každé lokomotivy i vagonu byly uváděny rozměry. Tzn. délka lokomotivy nebo vagonu, vzdálenost čela od první nápravy, vzdálenost obou dvojkolí jedné nápravy a vzdálenost mezi druhým dvojkolím předchozí nápravy a prvním dvojkolím následující nápravy.

Zaznamenáván byl i čas vstupu na mostní konstrukci a výstupu z mostu každé vlakové soupravy. Dále byly zaznamenány i čísla vlaků a druh vlaku.

4.3. Schémata vlakových souprav

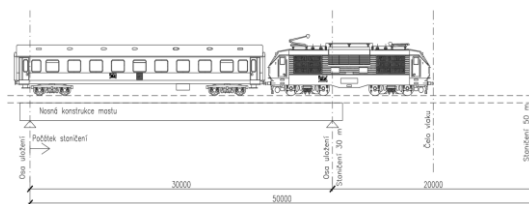
Z uvedených vstupních dat v tabulkách byla vytvořena schémata jednotlivých vlakových souprav. Schémata byla vykreslována graficky jako jednotlivé vagony a lokomotivy za sebou a vzdálenost jednotlivých sil (dvojkolí) mezi sebou. Tímto způsobem byly pro názornější zobrazení vykresleny všechny vlakové soupravy. Vzorové schéma části dvou vlaků je na obr. 5.



Obrázek 5: Vzorové schéma dvou vlaků

4.4. Výpočet ohybových momentů a napětí dle polohy vlaku

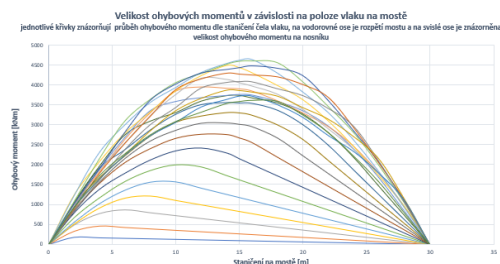
Po vytvoření schémat byl proveden výpočet ohybových momentů a napětí v horních i dolních vláknecích. Výpočet byl proveden v MS Excel. Dosud byl výpočet proveden vždy pro přejezd první nebo prvních dvou lokomotiv a následujících čtyř vagonů. Staničení čela vlaku bylo posouváno vždy po 2 metrech. Staničení 0 m bylo v místě uložení. První staničení vlaku bylo ve vzdálenosti 4 m. Výpočet ohybových momentů i napětí na nosníku byl počítán v každém průřezu nosníku od 0 do 30 m po 2 m a v polovině nosníku (tzn. 15 m). Poslední staničení čela vlaku bylo uvažováno v místě 50 m, tj. 20 m za osou uložení a tedy, že první lokomotiva už není na mostě. Grafické znázornění uvažování polohy jednotlivých vlaků je uvedeno na obr. 6.



Obrázek 6: Vysvětlení polohy čela na mostu

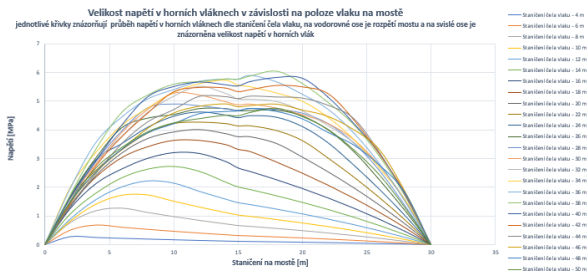
Po vytvoření výpočtu bylo zjištěno, že právě po překročení staničení vlaku 50 m už rozkmit napětí nevybočuje. Toto je dáno tím, že je již lokomotiva vlaku mimo most a na most již najely pouze vagony, které jsou v drtivé většině stejné. Tudiž dochází pouze ke kolísání rozkmitu napětí v závislosti na přesné aktuální poloze náprav právě projíždějícího vagonu přes most. I tyto rozkmity napětí však budou pro další únavové posouzení nosné konstrukce uvažovány.

Na obr. 7 je graf, který znázorňuje maximální ohybové momenty vznikající v mostní konstrukci od proměnného zatížení od přejezdu jednotlivých vlakových souprav. Jednotlivé křivky grafu zobrazují průběh ohybových momentů na nosné konstrukci pro jednotlivé polohy vlaku na mostě. Z grafu je vidět, že nejvyššího ohybového momentu je dosaženo při staničení čela vlaku v místě 36 m, a to zhruba 4,7 MNm.

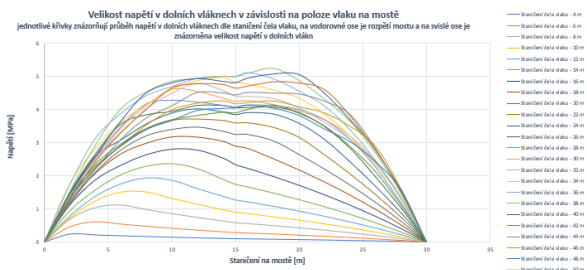


Obrázek 7: Velikost ohybových momentů v závislosti na poloze vlaku

Na obr. 8 a obr. 9 je pak vyobrazen průběh napětí v horních a dolních vláknech. Tato napětí jsou opět od proměnných zatížení od přejezdu vlaků. Jsou zde vidět velikosti napětí v krajních vláknech průřezů mostu. Na vodorovné ose je staničení na mostě a na ose svislé jsou velikosti napětí v mostu v závislosti na aktuální poloze čela vlaku.



Obrázek 8: Napětí v horních vláknech v závislosti na poloze vlaku

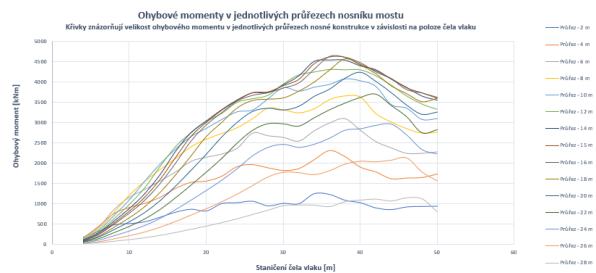


Obrázek 9: Napětí v dolních vláknech v závislosti na poloze vlaku

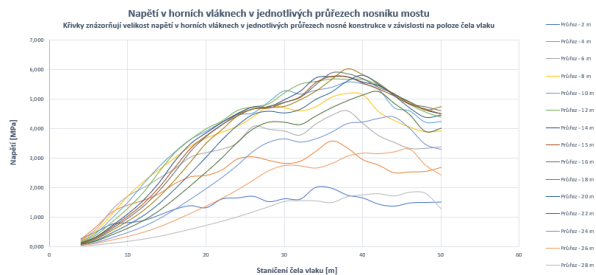
Z obrázků napětí v horních a dolních vláknech je vidět, že max. napětí v horních vláknech je zhruba 6,2 MPa a v dolních vláknech 5,2 MPa. Maximálních účinků je dosaženo těsně vedle středu rozpětí v průřezech 14 a 16 m. Toto je dáno tím, že nosná konstrukce má střechovitý sklon.

4.5. Výpočet ohybových momentů a napětí v jednotlivých průřezech mostu

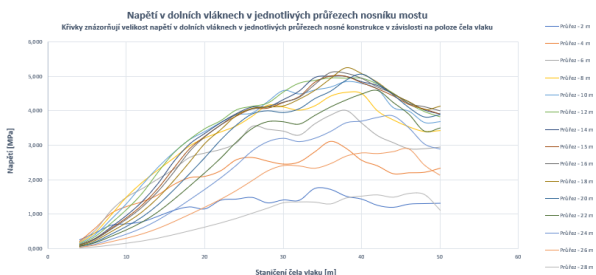
V další fázi byl proveden výpočet ohybových momentů a napětí v horních a dolních vláknech v jednotlivých průřezech mostu. Vlakové soupravy byly posouvány po 2 m až do staničení 50 m. Na svislé ose jsou na obr. 10 ohybové momenty. Na obr. 11 a obr. 12 jsou na svislé ose napětí. Obr. 11 zobrazuje napětí v horních vláknech a obr. 12 napětí v dolních vláknech. Jednotlivé křivky grafů jsou pak jednotlivé průřezy nosníku mostu. Grafy tedy ukazují průběhy ohybových momentů nebo napětí v průřezech mostu po 2 m během průjezdu vlakových souprav.



Obrázek 10: Ohybové momenty v jednotlivých průřezech mostu během průjezdu vlaku přes most



Obrázek 11: Napětí v horních vláknech v jednotlivých průřezech mostu během průjezdu vlaku přes most



Obrázek 12: Napětí v dolních vláknech v jednotlivých průřezech mostu během průjezdu vlaku přes most

Z uvedených grafů je patrné, že vlakové soupravy mohou v nosné konstrukci vytvářet ohybové momenty o velikosti až 4,7 MNm. Napětí v horních i dolních vláknech dosahuje v maximech 5 - 6 MPa. Dále lze vyčíst, že k maximálním účinkům dochází ve chvíli, kdy je již čelo vlakové soupravy za mostem zhruba ve staničení 36 - 38 m. Tzn. první náprava lokomotivy je již za mostem a na mostě se právě pohybuje druhá náprava lokomotivy a první náprava buď vagonu nebo druhé připojené lokomotivy.

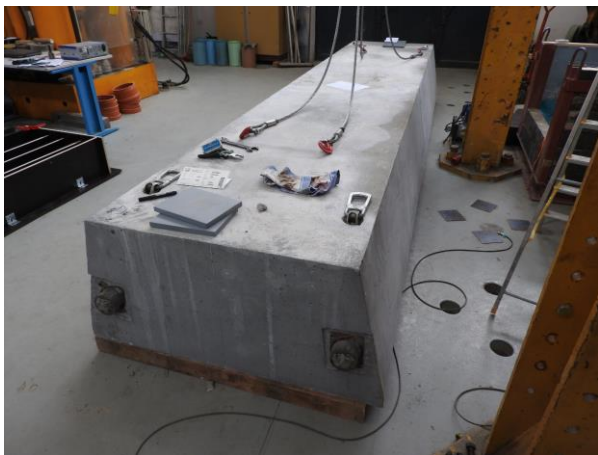
Dále lze dobře odečíst i rozkmit napětí během průjezdu vlaku přes most. Je vidět, že od polohy čela vlaku zhruba 25 m přestává stoupat účinek zatížení, ale začíná kolísat v závislosti na aktuálních polohách náprav vagonů. Tento rozkmit se pohybuje max. zhruba ± 500 kNm.

V této práci se bude dále pokračovat sestavením spekter rozkmitů napětí a únavovým posouzením nosné konstrukce.

5. ÚNAVOVÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA

5.1. Popis únavové zatěžovací zkoušky

Dalším podkladem pro studium únavové pevnosti betonových konstrukcí jsou výsledky z proběhlé únavové zatěžovací zkoušky na FSv ČVUT v Praze. Tato zkouška probíhala během roku 2019. Výhodou zkoušky je, že probíhala na nosníku o velikosti reálných konstrukcí. Fotografie nosníku je uvedena na obr. 13.



Obrázek 13: Fotografie zkoušeného nosníku - převzato z [11]

Jedná se o modelový prefabrikovaný předpjatý betonový nosník z betonu C30/37. Rozpětí nosníku je 4,5 m. Nosník je předepnut dodatečně dvěma kabely, které jsou vidět na fotografii na obr. 13. Návrh nosníku provedli Bc. Jan Voříšek a doc. Roman Šafář.

Nosník byl zatěžován cyklicky dvěma silami uprostřed nosníku o velikosti 400 kN.

Motivací pro provedení této zkoušky byla skutečnost, že únavové posouzení betonu při přepočtech existujících konstrukcí v řadě případů nevychází, ačkoliv konstrukce nevykazují takové poruchy.

5.2. Vyhodnocení výsledků únavové zatěžovací zkoušky

Nosník byl podroben cyklickému zatěžování. Zatěžování mělo probíhat do porušení nosníku. Normou stanovená hodnota 2×10^6 zatěžovacích cyklů byla překročena, přesto nosník nebyl únavou porušen. S tímto výsledkem byla únavová zkouška zatím ukončena.

6. ZÁVĚR

První část práce se zabývá popisem únavového chování betonových konstrukcí. Vznik poruchy betonu se dělí do tří fází. V první fázi dochází k iniciaci trhlin. Tato fáze trvá zhruba 10 % cyklů. Další fáze je fáze stabilního šíření, která je nejdelší a trvá 80 % cyklů. Poslední fází je fáze nestabilního šíření trhlin, při které dochází ke kolapsu konstrukce.

Další část se věnuje popisu výpočtu únavové pevnosti betonu a výpočtu únavového poškození. Následně je uvedeno několik postupů pro posuzování betonových konstrukcí na únavu. Celkem jsou uvedeny tři postupy. Jsou to zjednodušená metoda posouzení betonu na únavu, posouzení pomocí součinitele únavového poškození a postup dle ČSN EN pro posouzení tláčeného betonu železničních mostů. Dále

lze využít například posouzení využívající ekvivalentní rozkmit napětí.

Hlavní částí této práce je výpočet účinků zatížení od skutečných vlakových souprav na nosné konstrukci mostu Chodovská s rozpětím 30 m. Most je střechovitého podélného sklonu s nejvyšším místem uprostřed. Jedná se o dvoukolejnou mostní konstrukci se čtyřmi prefabrikovanými předpjatými nosníky tvaru „II“. Pro výpočet bylo využito monitoringu přejezdů vlakových souprav.

Výpočtem byly zjištěny maximální ohybové momenty během přejezdu vlakových souprav dosahují až 4,7 MNm. Maximální napětí v horních vláknech od vlakových souprav je 6,2 MPa a v dolních vláknech 5,2 MPa.

Největších účinků je dosaženo až když je čelo lokomotivy za mostem (zhruba 6 - 8 m za mostem). Dále už se napětí nezvyšují, nýbrž pouze kolísají v závislosti na aktuální poloze náprav následujících vozů. Rozkmit ohybových momentů během přejezdu je ± 500 kNm.

Poslední částí práce je popis a vyhodnocení únavové zatěžovací zkoušky na prefabrikovaném předpjatém nosníku, která se konala na FSv ČVUT během roku 2019. Zkouška byla ukončena po zhruba 6×10^6 cyklech, kdy se nosník neporušil i přes to, že byl počet cyklů oproti normové hodnotě překročen.

PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory SGS 2019 a SGS 2020 a i nadále pokračuje. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování této práce.

Reference

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [3] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí*
- [5] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*
- [6] Foglar, M., (2006), *Pomůcka pro řešení betonových mostů na účinky únavy - Únava betonu*
- [7] ČKAIT., (2010), *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*
- [8] *Archivní dokmunetace mostu Chodovská TU 0206 km 3,007*
- [9] *Podklady přejezdů jednotlivých vlakových souprav přes most Chodovská*
- [10] Foglar, M., (2008), *Vývoj přetvoření betonu při cyklickém zatížení a jeho matematický popis funkcí únavového poškození*
- [11] Šafář, R., (2019), *Podklady nosníku a provedené únavové zatečovací zkoušky*
- [12] Šafář, R., (2015), *Betonové mosty 2 – Cvičení – Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*
- [13] Šafář, R., (2017), *Betonové mosty 2 – Přednášky*