



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

SIMULACE VISUTÉHO MOSTU SIMULATION OF SUSPENSION BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

JAKUB KOKEŠ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR FRANTÍK, Ph.D.

BRNO 2010

Abstrakt

Tato práce se zabývá numerickými simulacemi visutých mostů pomocí nelineárních dynamických systémů. Modely mostů jsou vytvořeny pomocí diskretizační metody FyDiK2D. Tyto modely jsou následně podrobovány různým typům zatížení vedoucím až ke kolapsu konstrukcí. Změny napětí a deformace jsou znázorněny pomocí grafů a záznamů simulací.

Abstract

This work deals with numerical simulations of suspension bridges using nonlinear dynamical systems. Bridge models are created using the discretization method FyDiK2D. These models are then subjected to different types of loads whereas some of them lead to structure collapse. Changes in stress and strain are visualised using graphs and simulation records.

Klíčová slova

FyDiK2D, visutý most, numerická simulace, nelineární dynamický systém, diskretizační metoda, dynamické zatěžování, kolaps

Keywords

FyDiK2D, suspension bridge, numerical simulation, nonlinear dynamical system, discretization method, dynamical loading, collapse

Bibliografická citace

KOKEŠ, Jakub. *Simulace visutého mostu : bakalářská práce*. Brno, 2010. 47 s. , Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav pozemních staveb. Vedoucí bakalářské práce Ing. Petr Frantík, Ph.D.

Prohlášení

Prohlašuji, že tuto bakalářskou práci jsem zpracoval samostatně pod odborným vedením Ing. Petra Frantíka, Ph.D. a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....
podpis bakaláře

Poděkování

Děkuji vedoucímu bakalářské práce Ing. Petru Frantíkovi, Ph.D. za výbornou spolupráci, ochotu a odborné konzultace.

OBSAH:

1	ÚVOD.....	9
2	DISKRÉTNÍ MODEL FYDIK2D.....	10
2.1	ZÁKLADNÍ OBJEKTY A FUNKČNÍ JEDNOTKY MODELU	10
2.2	VYTVÁŘENÍ MODELU	10
2.3	SIMULACE.....	11
2.3.1	<i>Parametry simulace</i>	11
2.3.2	<i>Vyhodnocení simulace</i>	11
3	PROVAZOVÝ MOST.....	12
3.1	TVAR KONSTRUKCE	12
3.2	POSTUP MODELOVÁNÍ.....	12
3.2.1	<i>Hmotné body</i>	13
3.2.2	<i>Translační pružiny</i>	13
3.2.3	<i>Rotační pružiny</i>	13
3.2.4	<i>Stálé zatížení a počáteční stav</i>	13
3.3	SIMULACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	14
3.3.1	<i>Chůze a běh</i>	14
3.3.2	<i>Plné zatížení</i>	18
3.3.3	<i>Kritické spojité zatížení</i>	20
3.3.4	<i>Kritická síla</i>	23
4	OCELOBETONOVÝ VISUTÝ MOST	25
4.1	TVAR KONSTRUKCE	25
4.2	VLASTNOSTI JEDNOTLIVÝCH PRVKŮ KONSTRUKCE.....	26
4.2.1	<i>Pylony</i>	26
4.2.2	<i>Hlavní visuté kabely</i>	26
4.2.3	<i>Závěsy</i>	27
4.2.4	<i>Mostovka</i>	28
4.2.5	<i>Předpínací výztuž</i>	28
4.3	MODELOVÁNÍ.....	29
4.3.1	<i>Pylony</i>	29
4.3.2	<i>Hlavní visuté kabely</i>	31
4.3.3	<i>Mostovka</i>	32
4.3.4	<i>Závěsy</i>	32
4.3.5	<i>Mezní síly a momenty jednotlivých prvků konstrukce</i>	32
4.3.6	<i>Stálé zatížení a počáteční stav</i>	33
4.4	SIMULACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	33
4.4.1	<i>Zatěžovací stavy s normovým zatížením</i>	33

4.4.2	<i>Dynamické namáhání</i>	39
4.4.3	<i>Kritické spojité zatížení</i>	42
4.4.4	<i>Kritické pohyblivé zatížení</i>	45
5	ZÁVĚR	46
6	POUŽITÁ LITERATURA	47

1 Úvod

Tato práce se zabývá náhradou složité konstrukce dvourozměrným diskretním modelem ve formě nelineárního dynamického systému. Simulací takového modelu lze poměrně jednoduše analyzovat celkovou stabilitu a průběh deformací. Jedním z nejvhodnějších typů staveb pro takovou analýzu z důvodu dobře pozorovatelných deformací je visutý most.

První část této práce se bude zabývat simulací jednoduššího typu visutého mostu, kterým je most provazový. Zbytek práce bude věnován simulaci složitějšího ocelobetonového visutého mostu. Oba tyto modely budou podrobovány několika typům zatížení. Průběh napětí a deformace bude zaznamenán a vyhodnocen pomocí různých grafů a záznamů simulací ve formě videí, které jsou součástí přílohy A.

Tato práce není posouzením reálných konstrukcí, modelované mosty jsou smyšlené. Pouze ocelobetonový most je inspirován reálnou stavbou, jejíž model je ovšem značně zjednodušen. Zatěžování neodpovídá přesně normovým zkouškám mostů. Druhy jednotlivých zatěžování jsou voleny spíše pro přehlednost výsledků, aby bylo možné posoudit a porovnat vliv těchto zatížení na chování daných konstrukcí.

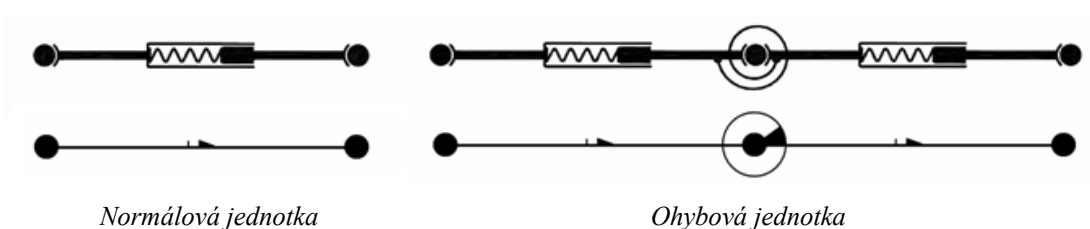
Veškeré modelování bude probíhat ve volně šířené Java aplikaci FyDiK2D, jejímž autorem je Ing. Petr Frantík, Ph.D.

2 Diskrétní model FyDiK2D

2.1 Základní objekty a funkční jednotky modelu

Model včetně objektů, ze kterých je složen, byl vytvořen tak, aby o něm existoval jasný a jednoduchý fyzikální obraz. Výhodou tohoto přístupu je zejména jednoduchost a průhlednost výpočtu jeho stavu, čímž odpadá nutnost použití složitějšího matematického, potažmo programového, aparátu.

Na obr. 2.1 jsou znázorněny dvě základní funkční jednotky: normálová jednotka a ohybová jednotka, složené ze tří základních objektů modelu. Normálová jednotka vznikla spojením dvou hmotných bodů pomocí translační pružiny. Ohybová jednotka vznikla spojením dvou translačních pružin pomocí rotační pružiny. Lze říci, že translační pružina dovoluje vázané normálové přetvoření celku a rotační pružina dovoluje vázané ohybové přetvoření celku [1].



Obr. 2.1: Základní funkční jednotky modelu (nahore fyzikální představa, dole vzhled v aplikaci FyDiK)

2.2 Vytváření modelu

Model začneme vytvářet vložením hmotných bodů, které jsou klíčovým objektem modelu. Hmotný bod je vybrán jako jediný nositel hmotnosti a jeho stav je určen souřadnicemi x a y a složkami rychlosti v_x a v_y . Hmotný bod lze chápat rovněž jako kloub, jelikož zprostředkovává kloubové spojení translačních pružin.

Hmotné body následně spojíme pomocí translačních pružin, udávajících normálovou tuhost. Základními atributy translačních pružin jsou délka, počáteční úhel, dvojice hmotných bodů a funkce interakční síly.

Pro zajištění ohybové tuhosti spojíme dvě translační pružiny pružinou rotační. Tyto pružiny jsou dány úhlem, dvojicí translačních pružin a funkcí interakčního momentu.

Funkce interakční síly a ohybového momentu mohou mít lineární, křehký, kvazikřehký, hyperbolický a polygonální průběh. V této práci budeme používat výhradně lineární a polygonální funkce.

Lineárních funkcí využijeme pouze tam, kde nepředpokládáme dosažení mezní pevnosti nebo jiné fyzikálně nelineární chování (např. rotační pružiny u hlavních kabelů). U této funkce postačí zadat hodnotu normálové tuhosti u translačních pružin a ohybové tuhosti u pružin rotačních.

Polygonální funkce zadáváme pomocí bodů, které jsou určeny souřadnicemi d a f . U translačních pružin dosazujeme za d hodnoty protažení pružiny při určité síle, která je zadána souřadnicí f . U pružin rotačních dosazujeme za d úhel pootočení v závislosti na momentu, který je definován souřadnicí f . Touto funkcí je tedy možné nadefinovat průběh interakční síly např. podle pracovního diagramu daného materiálu.

2.3 Simulace

Jednou z největších předností tohoto modelu je možnost sledovat chování konstrukce při zatěžování v reálném čase. Model lze zatěžovat pomocí akcelerace nebo síly zatěžující konkrétní hmotný bod. Taková síla může být jednak konstantní po celou dobu simulace nebo může mít průběh závislý na čase.

2.3.1 Parametry simulace

Průběh simulace můžeme ovládat pomocí čtyř základních parametrů, jimiž jsou rychlost, počet vykreslených obrázků za sekundu, dále pak zvolená metoda řešení a velikost diskretizačního kroku. Pro řešení dynamického systému můžeme zvolit ze tří metod. Nejpřesnější a zároveň nejsložitější pro výpočet je metoda Runge-Kutta. Důležité je zvolit optimální velikost diskretizačního kroku. Příliš nízká hodnota výpočet značně zpomaluje a naopak vysoká hodnota může způsobit celkovou nestabilitu systému.

2.3.2 Vyhodnocení simulace

Napětí a deformaci při simulaci můžeme vyhodnotit buďto vizuálně pomocí vhodně zvolené barevné škály pro průběh napětí nebo prostřednictvím výstupu do textového souboru, který obsahuje výsledky výpočtu. Z takového souboru je následně možné vytvořit graf např. závislosti průhybu nebo napětí na čase.

3 Provazový most

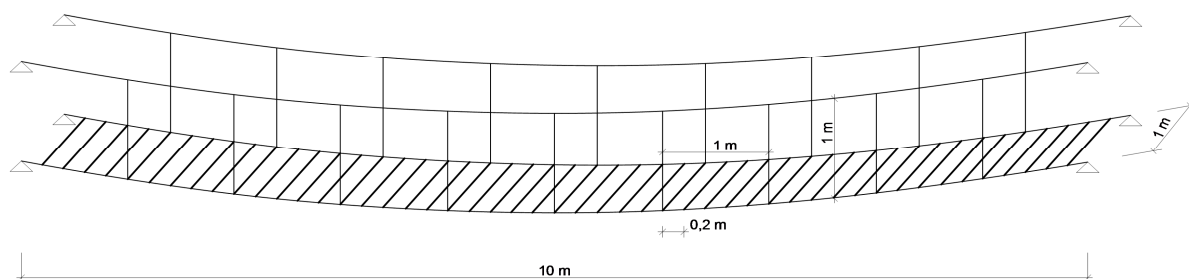
Provazový most patří mezi jednodušší typy visutého mostu. Je zpravidla tvořen dvěma lany pro spodní lávku, dalšími dvěma lany sloužícími jako zábradlí a dále pak závěsy, které spojují horní a dolní lano a částečně tak přenáší zatížení ze spodní lávky do zábradlí.

Z důvodu velké průtažnosti a minimální ohybové tuhosti provazů dochází u tohoto typu mostu při zatěžování k dobře viditelným deformacím a můžeme tak pouhým okem posoudit vliv různých druhů zatěžování na chování konstrukce.

3.1 Tvar konstrukce

Most o šířce 1 m je uložen na čtyřech pevných podporách a jeho celkové rozpětí činí 10 m (viz obr. 3.1). Spodní lávka a zábradlí jsou od sebe vzdáleny 1 m a na každý metr délky připadá jedna lanová svislice spojující zábradlí a spodní část. Na lanech tvořících spodní lávku jsou uloženy po vzdálenostech 0,2 m dřevěné kulatiny o hmotnosti 4 kg. Celá konstrukce je tvořena z jednoho typu lana následujících vlastností [5]:

$m = 50 \text{ g/m}$	hmotnost lana na metr délky
$F_u = 25,5 \text{ kN}$	síla na mezi pevnosti
$A_t = 3,5 \%$	průtažnost lana na mezi pevnosti



Obr. 3.1: Schematické znázornění provazového mostu

3.2 Postup modelování

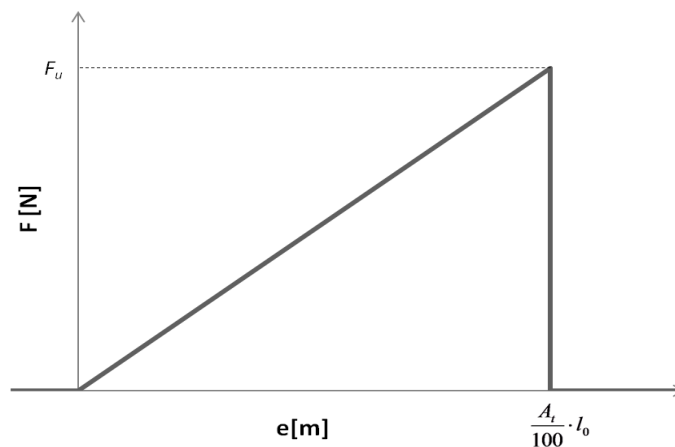
Je třeba si uvědomit, že model je dvourozměrný a proto budeme modelovat pouze polovinu celkové šířky mostu.

3.2.1 Hmotné body

Nejprve vytvoříme pevné podpory v krajních bodech. Mezi podpory následně vložíme hmotné body ve vzdálenostech 0,2 m. Hmotnost bodů zábradlí a svislic získáme vynásobením vzdáleností bodů a hmotností lana na metr délky. V místech spojů svislic se zábradlím budeme z důvodu výskytu uzlů tuto hmotnost uvažovat jako dvojnásobnou. Co se týče spodní lávky, tak hmotnost bodů bude rovna polovině hmotnosti dřevěné kulatiny.

3.2.2 Translační pružiny

Po rozmístění hmotných bodů je spojíme pomocí translačních pružin o délce 0,2 m. Tyto pružiny budou definovány pomocí interakční síly, která je určena polygonální funkcí znázorněnou na obr. 3.2, kde za délku l_0 dosadíme délku translačních pružin.



Obr. 3.2: Funkce interakční síly pro lano

3.2.3 Rotační pružiny

Translační pružiny spojíme pomocí pružin rotačních. Kvůli minimální ohybové tuhosti lan nepředpokládáme jejich porušení při ohybu a tak postačí zadat funkci pro rotační pružiny jako lineární s odhadovanou ohybovou tuhostí $EI = 10 \text{ Nm}^2$.

3.2.4 Stálé zatížení a počáteční stav

Na závěr model zatížíme akcelerací způsobující prohnutí mostu. Po ustálení modelu v požadovaném průhybu vynulujeme napětí v translačních a rotačních pružinách. Následně most zatížíme akcelerací $9,81 \text{ m/s}^2$ a po ustálení modelu uložíme jeho stav jako výchozí. Tak získáme potřebné počáteční prohnutí při vlastní váze.

3.3 Simulace zatěžovacích stavů

Provazový most budeme zatěžovat různými druhy zatížení. Nejprve most zatížíme silami konstantní velikosti, avšak měnící svůj průběh a polohu v čase, což bude představovat chůzi a běh člověka po mostě. Dále most zatížíme spojitým normovým zatížením [2] a nakonec budeme hledat maximální zatížení, které je most schopen přenést.

Průběh veškerých simulací je uložen ve formě videa (příloha A) s názvy poznačenými pod náhledem každého typu zatěžování. Tato videa probíhají v reálném čase nebo mohou být pro lepší analýzu 2x až 4x zpomalena. Typ barevné škály, znázorňující velikost normálových sil je zobrazen rovněž pod každým náhledem simulace.

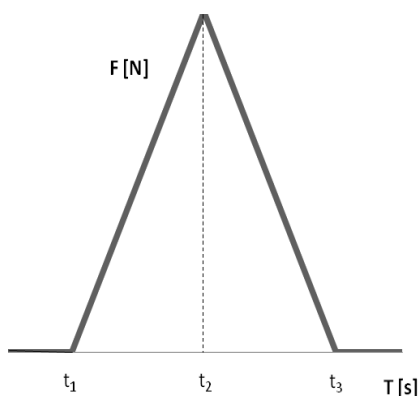
Pro přehledné vyhodnocení každé simulace je zároveň z vypočtených hodnot vytvořen graf znázorňující velikosti průhybů a normálových sil.

3.3.1 Chůze a běh

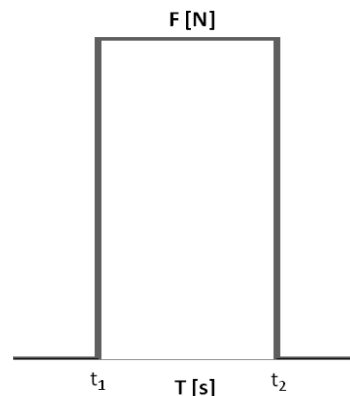
Model mostu podrobíme zatížení v podobě chůze a běhu člověka o průměrné hmotnosti 72 kg. Porovnáním těchto dvou druhů zatížení získáme dobrou představu o vlivu měnícího se časového průběhu síly o shodné velikosti.

Chůzi člověka budeme uvažovat jako plynulé přenášení váhy z nohy na nohu s krokem o délce 0,4 m a rychlostí 0,4 m/s. Toto zatížení budou představovat síly se vzájemnou vzdáleností 0,4 m, jejichž průběh je znázorněn na obr. 3.3.

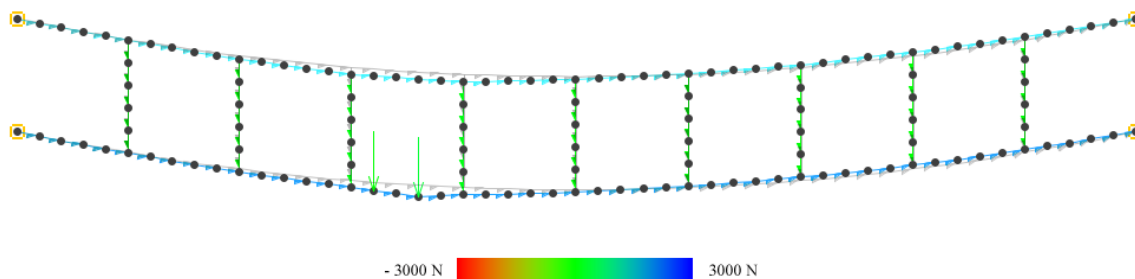
Běh o rychlosti 5 m/s budou představovat síly podle obr. 3.4 vzdálené od sebe 0,8 m, což je zároveň zvolená délka kroku při běhu.



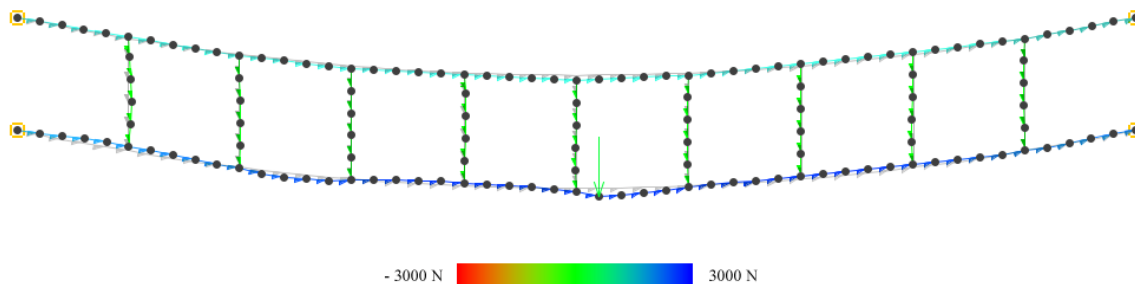
Obr. 3.3: Průběh síly pro chůzi člověka



Obr. 3.4: Průběh síly pro běh člověka



Obr. 3.5: Simulace chůze (provazovy_most-chuze.avi)



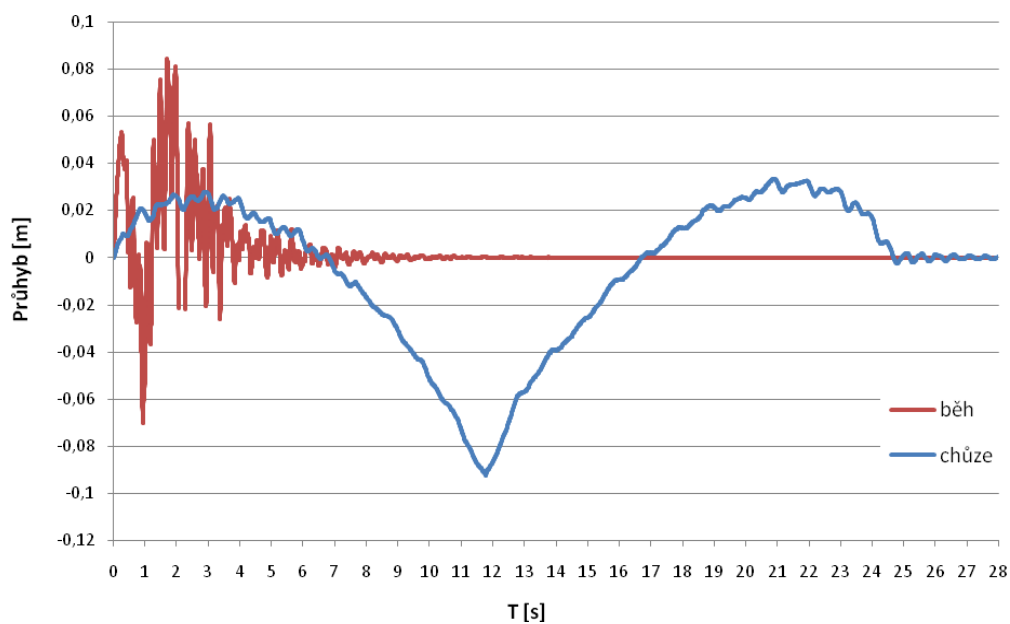
Obr. 3.6: Simulace běhu (provazovy_most-beh.avi)

Z průběhu simulace je jasně patrný rozdíl ve změně časového průběhu síly. U běhu, kde působí síla rázově, dochází ke značně velkým výkyvům jak v průhybu, tak ve velikosti normálové síly měřené u levé spodní podpory.

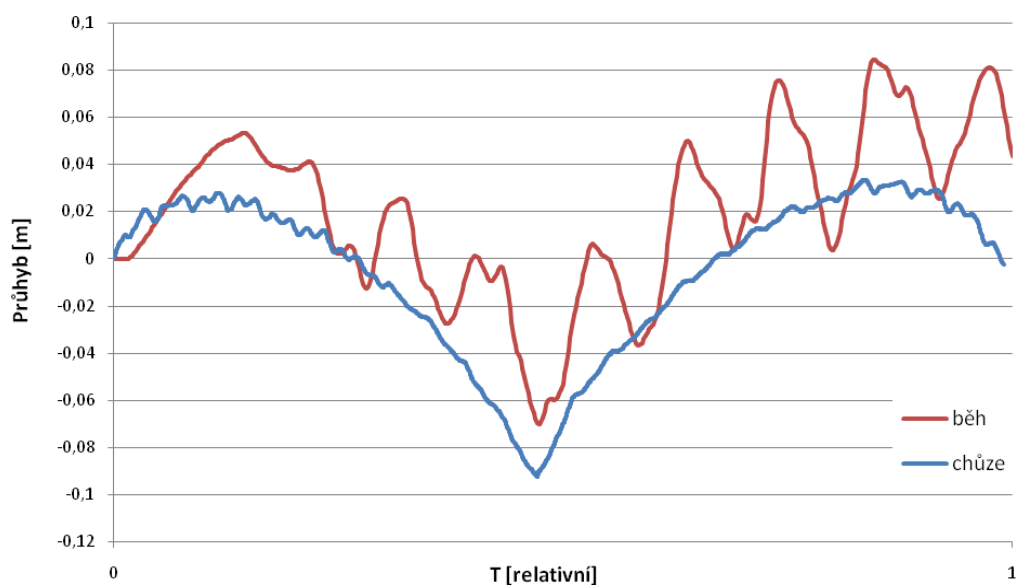
Časový průběh průhybu v polovině rozpětí mostu je při chůzi relativně symetrický (graf 3.1, 3.2). Během postupného zatěžování zleva dochází k nadzdvihování prostřední části až o 28 mm. Při změně polohy působí síly do čtvrtiny délky mostu se průhyb uprostřed rozpětí postupně dostává do záporných hodnot až k maximu 92 mm oproti počátečnímu pronutí. Při chůzi, i při doznívání vlivu tohoto zatížení můžeme také pozorovat kmitání způsobené malou tuhostí této konstrukce. Z grafů 3.3 a 3.4 sledujeme pozvolný narůst normálové síly měřené u levé krajní podpory spodní lávky, která dosahuje maxima 0,7 kN oproti stálému zatížení. Průběh této síly v čase vypadá relativně symetricky, avšak ve srovnání s normálovou silou u pravé podpory se liší především při působení zatížení v krajních částech mostu (graf 3.5). K náhlému poklesu této síly dochází při působení zatížení v místě spoje spodní lávky se svislicí. Toto je způsobeno částečným přenášením zatížení do zábradlí. Přenos se uplatní nejvíce právě v místě spoje svislice a spodní lávky.

Při běhu můžeme pozorovat značné výkyvy v průhybu, který dosahuje maximální záporné hodnoty (70 mm) paradoxně menší než při chůzi (graf 3.1, 3.2). Při chůzi totiž zatížení sice mění svou polohu ale působí konstantní silou po celou dobu. Ovšem při běhu tato síla působí rázově a v momentě když jsou obě chodidla ve vzduchu nepůsobí na konstrukci síla žádná. Právě při tomto odlehčení dochází k vymrštění lan směrem nahoru, což vyvolává maximální průhyb 81 mm v kladných hodnotách. Při běhu dále dochází ke značným výkyvům

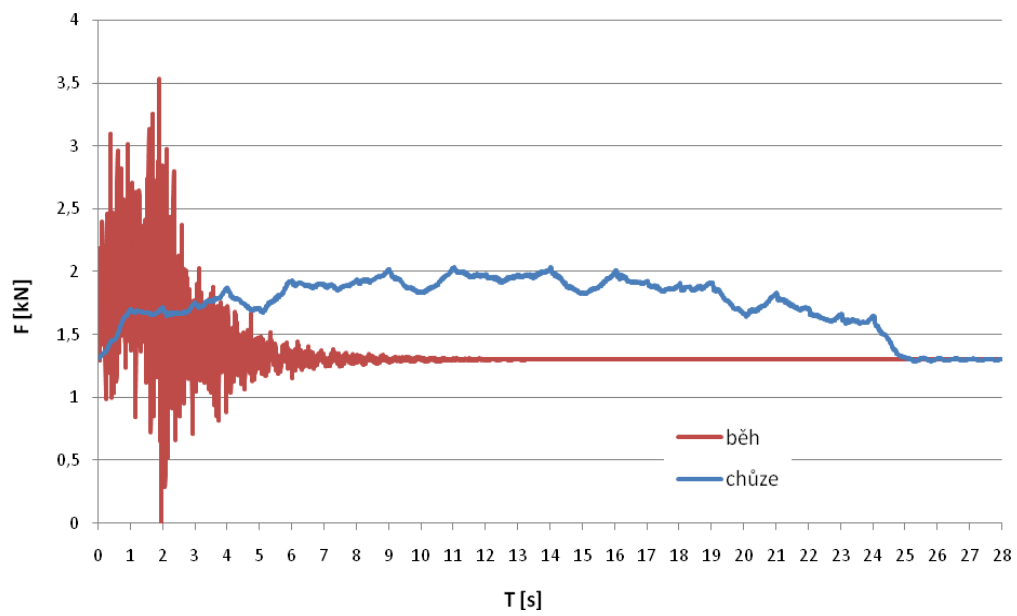
ve velikosti normálové síly, která při odlehčování a následnému vymrštění lana může dosahovat nulových hodnot a při nárazovém zatěžování narůstá do maxima 2,2 kN oproti stálému zatížení, což je zhruba trojnásobek nárůstu síly při chůzi (graf 3.3, 3.4).



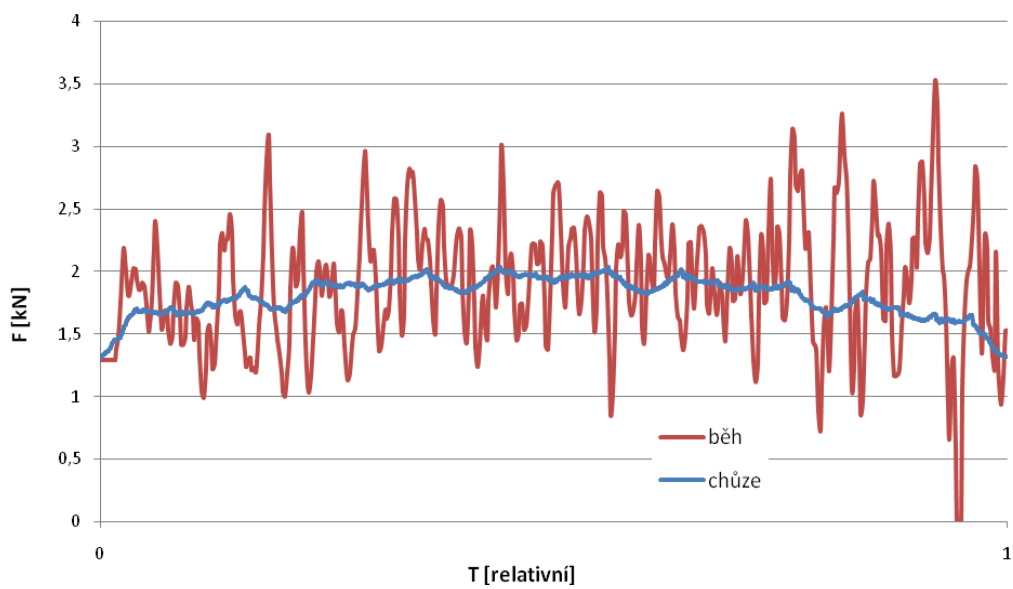
Graf 3.1: Průhyb mostu v polovině rozpětí v závislosti na čase



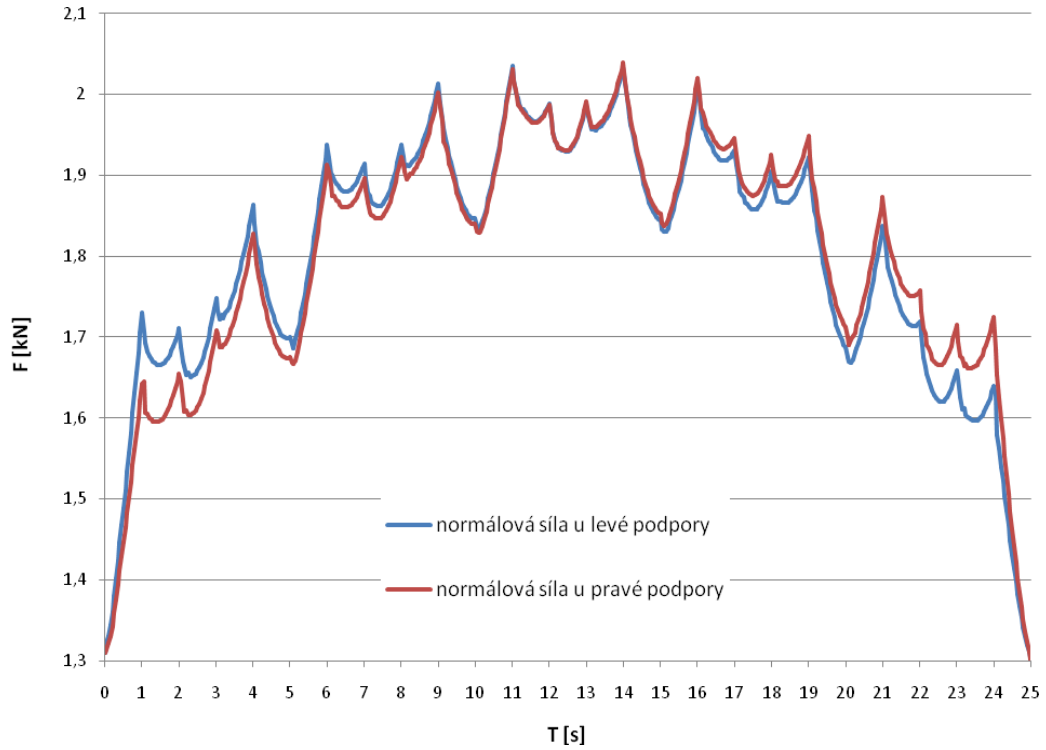
Graf 3.2: Průhyb mostu v polovině rozpětí v závislosti na trvání zatížení



Graf 3.3: Normálová síla měřená ve spodní části u krajní podpory v závislosti na čase



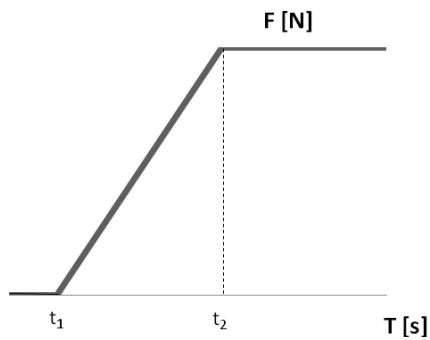
Graf 3.4: Normálová síla měřená ve spodní části u krajní podpory v závislosti na trvání zatížení



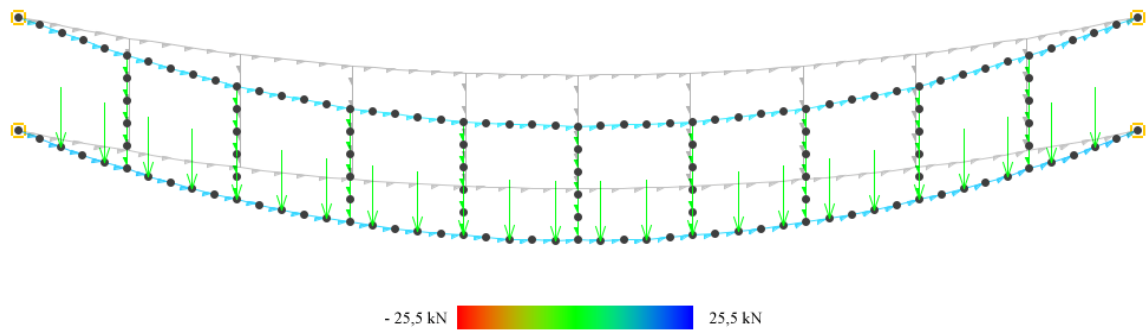
Graf 3.5: Normálové síly při chůzi měřené u krajních podpór spodní lávky v závislosti na čase

3.3.2 Plné zatížení

Při této simulaci vystavíme most normovému zatížení pro lávky o velikosti 4 kN/m^2 [2]. Zatížení budou představovat síly znázorněné na obr. 3.6. Reálná představa této simulace je zleva se pohybující dav lidí o rychlosti $0,4 \text{ m/s}$.

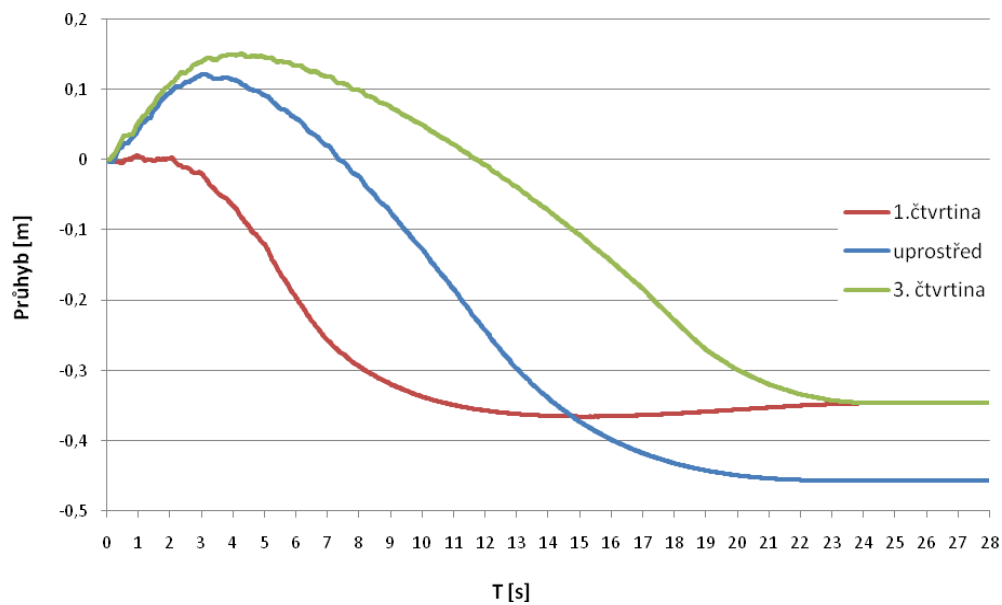


Obr. 3.6: Průběh síly pro plné zatížení



Obr. 3.7: Simulace plného zatížení (provazovy_most-plne.avi)

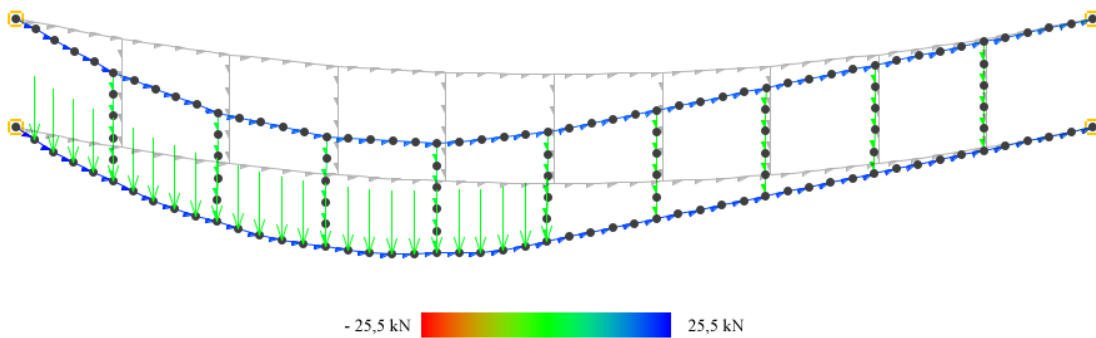
Průhyby mostu ve čtvrtinách a polovině rozpětí jsou znázorněny v grafu 3.6. Z tohoto grafu je patrné, že při zleva narůstající zatěžovací ploše dochází k průhybu v první čtvrtině, zatímco zbytek konstrukce se nadzvedává. Až se zatěžovací plocha dostane zhruba do 1/8 délky, všechny měřené body začnou měnit svou polohu směrem dolů do hodnoty 0,46 m v polovině rozpětí. Maximální normálová síla při této simulaci dosahuje 15,3 kN, což je 60% využití pevnosti použitých lan.



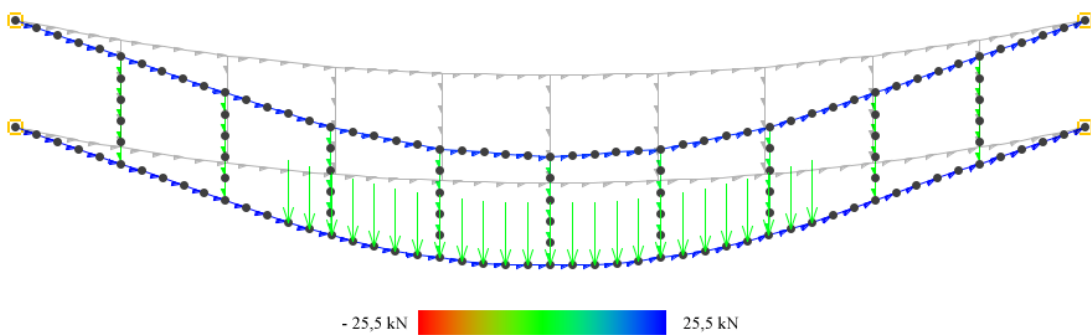
Graf 3.6: Průhyby při plném zatížení v závislosti na čase

3.3.3 Kritické spojité zatížení

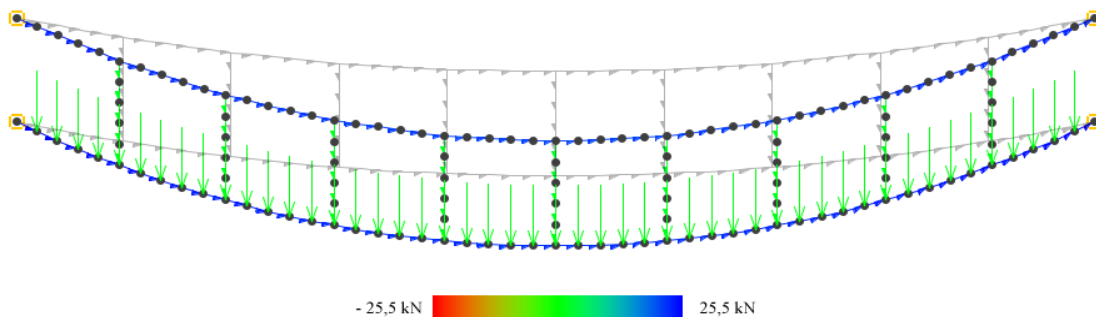
Při hledání kritického spojitého zatížení budeme most zatěžovat silami působícími v každém bodě spodní lávky s průběhem znázorněným na obr. 3.3, ovšem s rozdílem, že tato síla bude narůstat po dobu 10 s do maximální hodnoty 1 kN. Na maximální velikosti této síly nezáleží, pouze musí být dostatečná ke zhroucení konstrukce. Dobu působení této síly volíme tak, aby ze simulace byl dobře patrný její pozvolný nárůst. Takovými silami následně zatížíme most v podobě plného a polovičního zatížení působícího v levé a prostřední části (viz obr. 3.7, 3.8, 3.9)



Obr. 3.7: Simulace kritického levého spojitého zatížení (provazovy_most-krit.zatizeni-leve.avi)



Obr. 3.8: Simulace kritického prostředního spojitého zatížení (provazovy_most-krit.zatizeni-prostredni.avi)

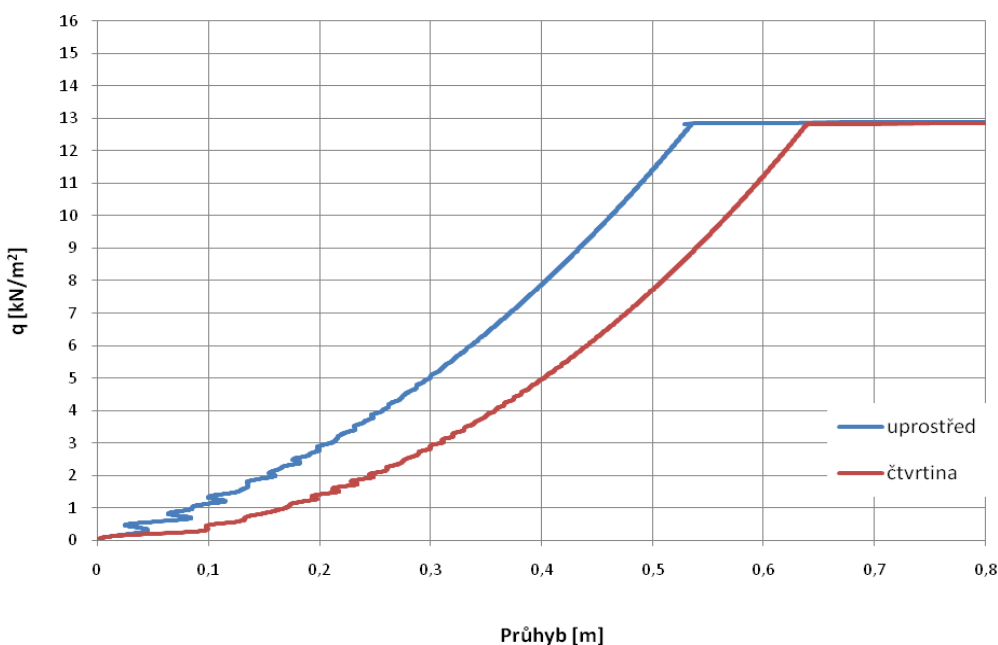


Obr. 3.9: Simulace kritického plného spojitého zatížení (provazovy_most-krit.zatizeni-plne.avi)

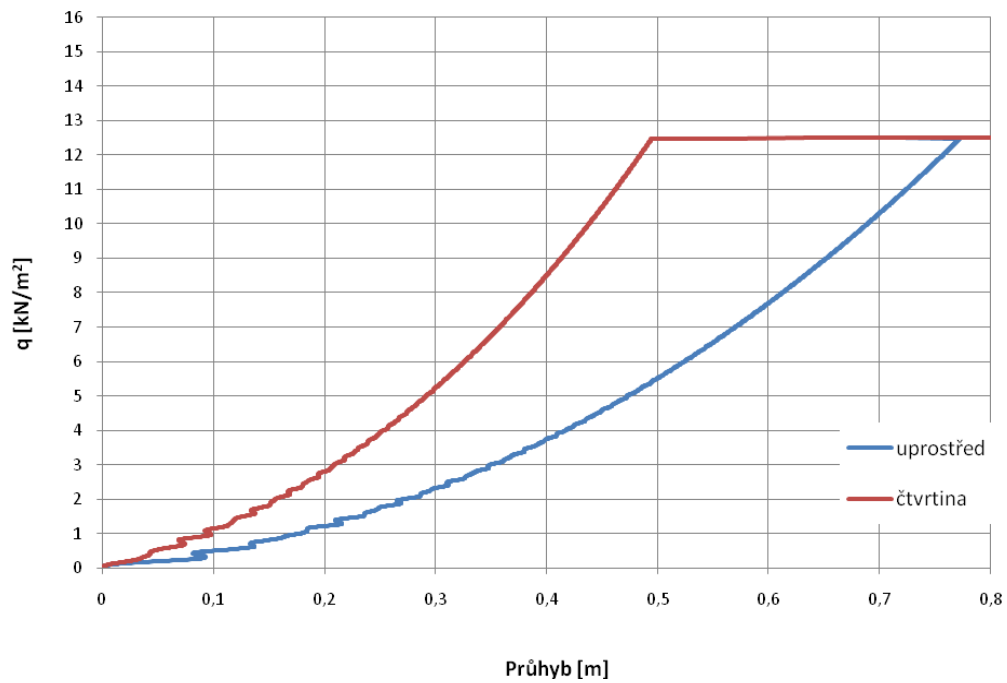
Z následujících grafů (3.7, 3.8 a 3.9) vidíme, že při menších hodnotách spojitého zatížení dochází ke kmitání mostu, které je maximální v polovině rozpětí. Toto kmitání je způsobeno malou tuhostí konstrukce a je ovlivněno zejména rychlostí nárůstu zatížení. Se zvyšující se hodnotou spojitého zatížení se toto kmitání zmenšuje z důvodu nárůstu průhybu, který způsobuje zvětšování celkové tuhosti mostu. Při hodnotách, blízkých se maximálnímu zatížení je už kmitání z důvodu velkého průhybu zanedbatelné.

Při zatížení $8,2 \text{ kN/m}^2$ (u spojitého plného zatížení) dochází k překročení meze pevnosti použitých lan. V průběhu pádu konstrukce v přiloženém videu vidíme, ve kterém místě dochází k přetržení lan. Jako první se poruší lano u krajních podpor spodní lávky. Při porušení těchto lan dochází k přenosu celé váhy do zábradlí, což způsobí jeho přetržení u krajních svislic. Zábradlí se nepřetrhne u podpor z důvodu rázového přenosu napjatosti, které se šíří jako vlna přes spodní lávku a svislici do zábradlí, kde nastává překročení meze pevnosti hned u svislice.

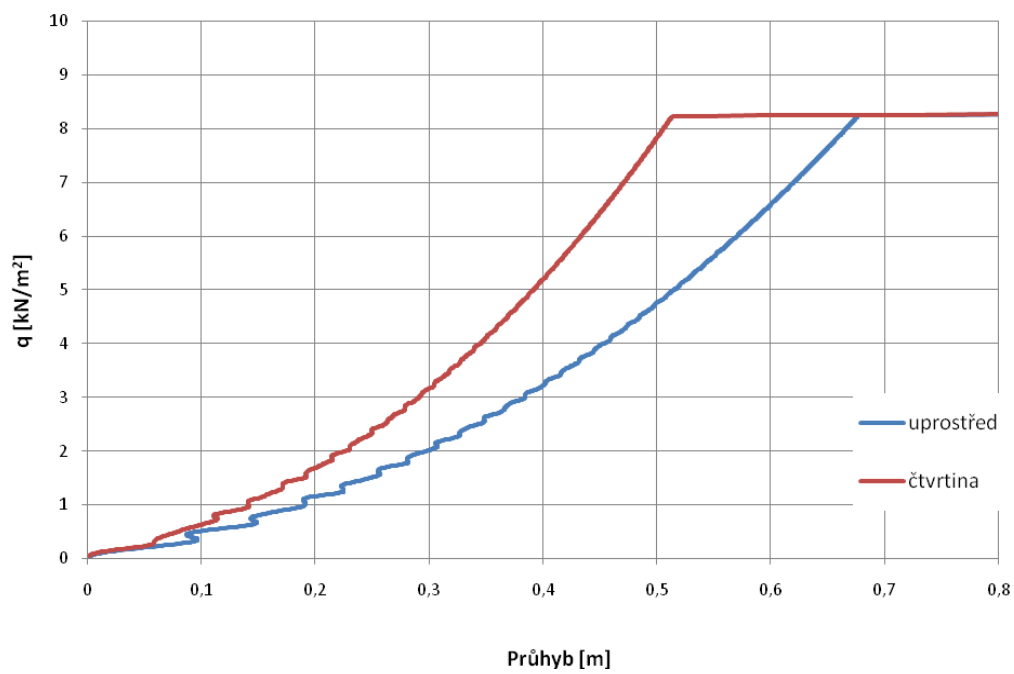
Z grafů 3.7 a 3.8 dále vidíme, že při polovičním zatížení v levé nebo prostřední části mostu konstrukce kolabuje při menším zatížení, než je dvojnásobek hodnot u zatížení plného.



Graf 3.7: Průhyby při polovičním levém zatížení v závislosti na narůstajícím zatížení



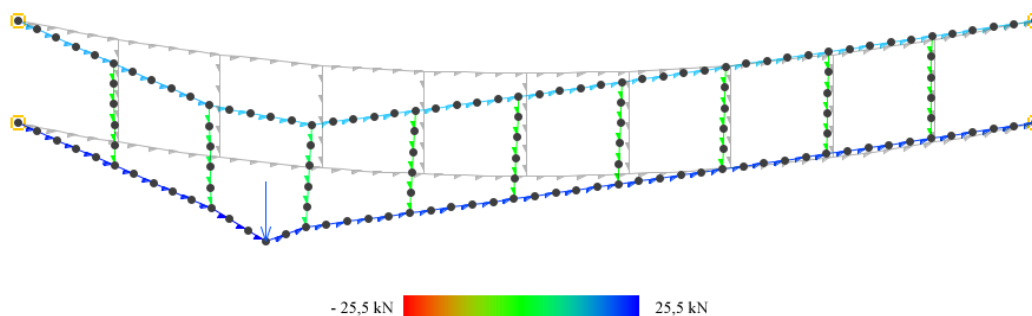
Graf 3.8: Průhyby při polovičním prostředním zatížení v závislosti na narůstajícím zatížení



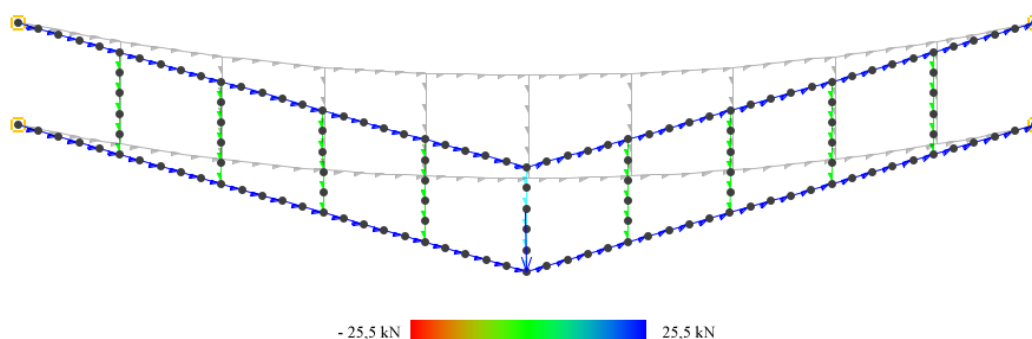
Graf 3.9: Průhyby při plném zatížení v závislosti na narůstajícím zatížení

3.3.4 Kritická síla

Maximální sílu, kterou je most schopen přenést, budeme hledat podobným způsobem jako při kritickém spojitém zatížení s tím rozdílem, že na most působí pouze jedna síla, a tak její maximální hodnota bude mnohem větší. V tomto případě tedy použijeme sílu o velikosti 40 kN působící po dobu 20 s. Touto silou zatížíme most ve čtvrtině a polovině rozpětí.



Obr. 3.10: Simulace kritické síly ve čtvrtině rozpětí (provazovy_most-krit.sila-ctvrtina.avi)



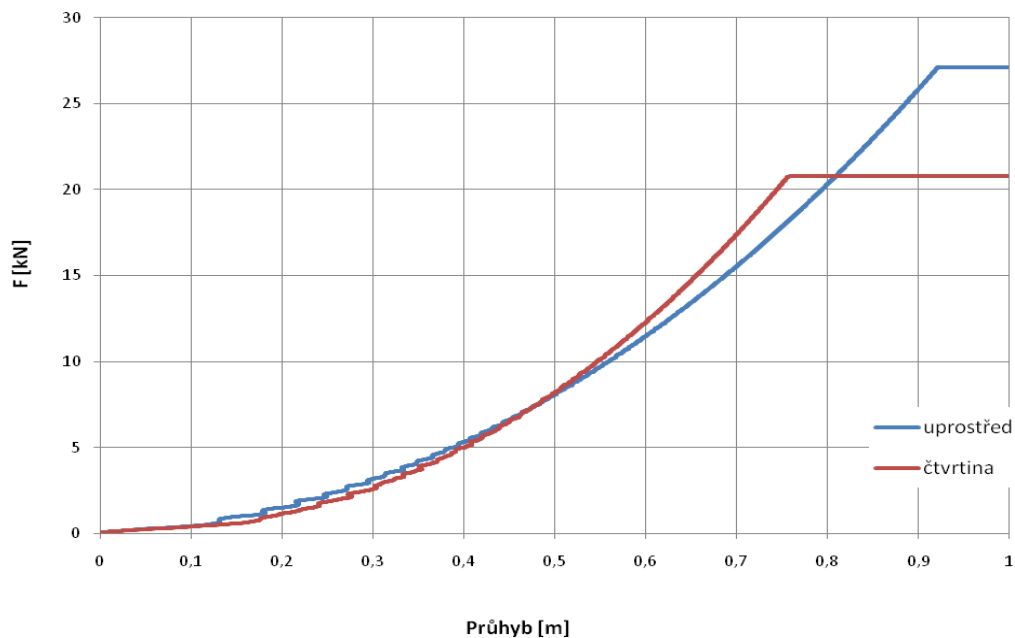
Obr. 3.11: Simulace kritické síly uprostřed rozpětí (provazovy_most-krit.sila-uprostred.avi)

Z průběhu simulace a grafu 3.10 pozorujeme kmitání i nárůst tuhosti podobně jako při hledání kritického spojitého zatížení. Z grafu zároveň vidíme rozdíl ve změně působivé síly. Při působení síly ve čtvrtině dosahuje maximální hodnota 21 kN, zatímco v polovině rozpětí je most schopen přenést maximální sílu 27 kN. Tento rozdíl je způsoben tím, že v polovině rozpětí síla působí přímo ve spoji svislice se spodní lánkou. Díky této poloze se zatížení přenáší do zábradlí mnohem lépe, než je tomu u působení síly ve čtvrtině, kde leží působivé síly mezi dvěma svislicemi. Co se průhybu tyče, tak při působení maximální síly uprostřed rozpětí nabývá tento průhyb hodnoty 0,92 m, což je výrazně více než při působení maximálního spojitého zatížení, kde se maximální průhyb pohybuje okolo 0,67 m.

Z analýzy simulace můžeme dále vyhodnotit, která část lana je při působení osamělého břemena namáhána nejvíce. Při působení síly ve čtvrtině rozpětí se nejprve poruší lano ve spodní lánce u druhé, nejbližší vzdálené svislici. Toto je způsobeno nepřesností polohy

působíště síly, která z důvodu sudého počtu bodů mezi svislicemi nemůže působit přesně ve čtvrtině.

Při působení síly uprostřed rozpětí dojde k porušení spodní lávky u první svislice na dvou místech zároveň, což je v rozporu s reálnou představou. Model je totiž dokonale symetrický a lano má ve všech místech identickou pevnost. Aby došlo k reálnému porušení konstrukce, musíme působíště síly o minimální hodnotu (např. jeden stupeň) vychýlit.



Graf 3.10: Průhyby pod působíštěm síly v závislosti na její velikosti

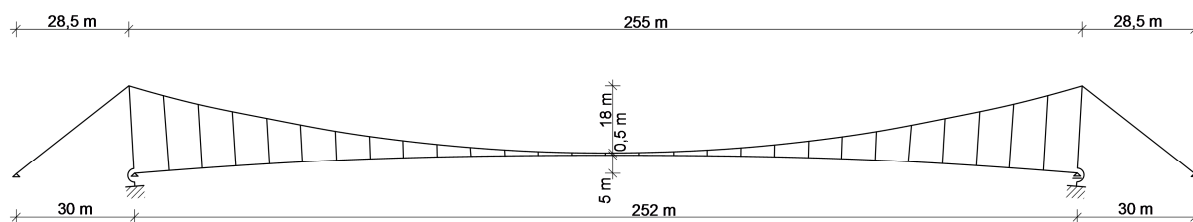
4 Ocelobetonový visutý most

Konstrukční systém visutého mostu se zavěšenou mostovkou je založen na visících kabelech, které přenášejí veškerou váhu mostovky pomocí závěsů do dvou pylonů. Takový most je namáhán převážně tahovými silami. Ze všech konstrukčních systémů mostů umožňují právě visuté mosty překonávat největší rozpětí.

4.1 Tvar konstrukce

Tvar modelovaného mostu, znázorněného na obr. 4.1, byl inspirován lávkou přes Švýcarskou zátoku Vranovské přehrady - údaje čerpány z [4] [5] [6]. Hlavní visuté kabely o třech polích 28,5 + 255 + 28,5 metrů jsou zavěšeny na dvou nakloněných pylonech o výšce 28 m. Zatížení z mostovky o délce 252 m je přenášeno do hlavních kabelů pomocí závěsů, které jsou nakloněny podobně jako pylony, ovšem s proměnlivým úhlem, který se postupně zmenšuje a uprostřed rozpětí dosahuje 90°. Mostovka je složena z prefabrikovaných dílců o délce 9 m a je mírně vypouklá o 5 m uprostřed rozpětí. Hlavní visuté kabely dosahují průhybu 18 m. Mostovka i pylony jsou předpjaty z důvodu zvýšení ohybové tuhosti a eliminace tahových napětí v mostovce.

Ze statického hlediska jsou pylony vetknuté konzoly zatížené dvojicí sil vyvolující tlakové napětí a ohybové momenty. Mostovka je na levé straně uložena na pylon pomocí pevné podpory a na pravé straně pomocí posuvné podpory v horizontálním směru.

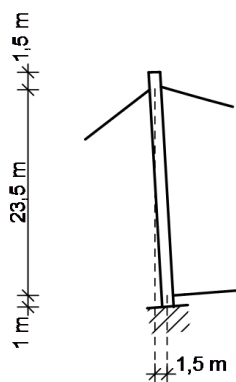


Obr. 4.1: Tvar konstrukce visutého mostu

4.2 Vlastnosti jednotlivých prvků konstrukce

4.2.1 Pylony

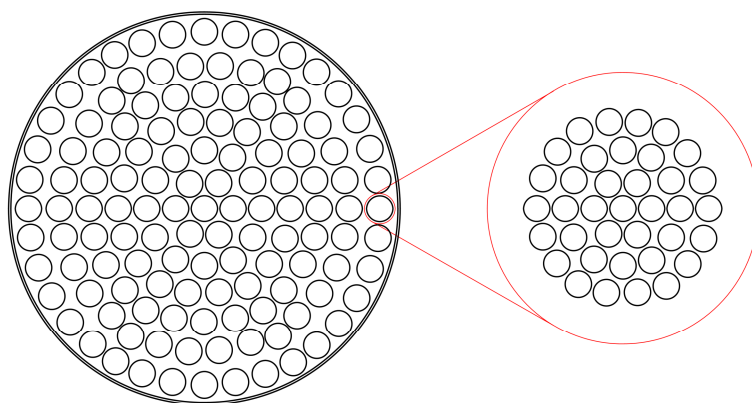
Pylony vysoké 26 m od vetknutí jsou nakloněny z důvodu menších ohybových momentů o 1,5 m - měřeno jako vodorovná vzdálenost mezi uložením mostovky a ukotvením kabelu v pylonu (viz obr. 4.2). Obě nohy mají půdorysný rozměr $h \times b = 1,5 \times 1,0$ m a jsou zhotoveny z betonu třídy C 30/37. Do pylonu je vneseno dodatečné předpětí pomocí předpínací výztuže.



Obr. 4.2: Detail pylonu

4.2.2 Hlavní visuté kabely

Kabely znázorněné na obr. 4.3 jsou tvořeny 127 lany obalenými ocelovou trubkou tloušťky 2 mm. Lano je vyrobeno z oceli pevnostní třídy 1760/1960 MPa. Jmenovitý průměr lana činí 14 mm. Každé z těchto lan obsahuje 37 drátů o průměru 2 mm.



Obr. 4.3: Složení hlavních visutých kabelů

Kabel má následující vlastnosti:

$E = 190 \text{ GPa}$	modul pružnosti
$I = 3,0 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	moment setrvačnosti
$f_y = 1560 \text{ MPa}$	napětí na mezi kluzu
$f_u = 1760 \text{ MPa}$	napětí na mezi pevnosti
$A_t = 4 \%$	tažnost

Maximální sílu na mezi kluzu a mezi pevnosti kabelu vypočteme podle vztahů (1) a (2), vycházejících z výpočtu těchto sil pro jedno lano [8]. Tento výpočet je pouze orientační. Kabely totiž vznikají svinutím několika lan, čímž dochází k jejich vzájemnému tření, které ovlivňuje maximální síly. Počáteční prověšení kabelu navíc způsobuje zmenšení modulu pružnosti. Vzhledem k těmto faktům je takový výpočet sil i ohybové tuhosti mnohem složitější.

$$F_y = K_1 \cdot d^2 \cdot f_y \cdot n \quad (1)$$

$$F_u = K_1 \cdot d^2 \cdot f_u \cdot n \quad (2)$$

kde

K_1	je empirický koeficient pro minimální sílu na mezi kluzu (pevnosti),
d	jmenovitý průměr lana v mm,
f_y	napětí na mezi kluzu,
f_u	napětí na mezi pevnosti,
n	počet lan v kabelu.

Hmotnost jednoho lana v kg/100 m potom vypočteme podle vzorce [8]:

$$m = W_1 \cdot d^2 \quad (3)$$

kde

W_1	je koeficient délkové hmotnosti,
d	jmenovitý průměr lana v mm.

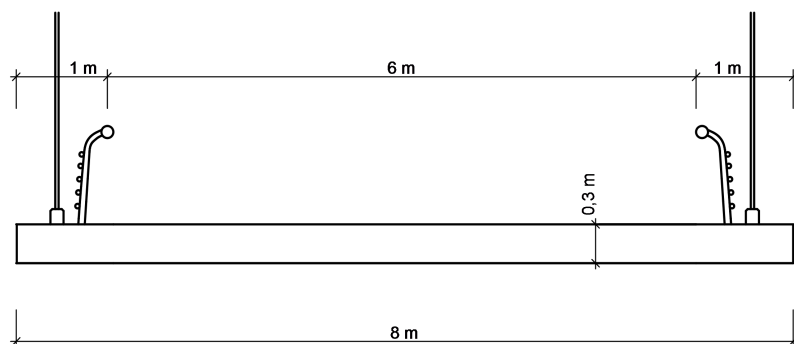
4.2.3 Závěsy

Jako závěsy jsou použity táhla o průměru 34 mm z oceli následujících vlastností [9]:

$E = 205 \text{ GPa}$	modul pružnosti
$f_y = 520 \text{ kN}$	síla na mezi kluzu
$f_u = 660 \text{ kN}$	síla na mezi pevnosti
$A_t = 19 \%$	tažnost

4.2.4 Mostovka

Mostovka o rozpětí 252 m je tvořena prefabrikovanými segmenty o délce 9 m a šířce 8 m (viz obr. 4.4). Tloušťka jednotlivých segmentů je 0,3 m. Na mostovce je uloženo zábradlí vzdálené od okraje 1 m. Z toho plyne užitná šířka 6 m. Mostovka je z betonu třídy C 30/37 a je dodatečně předpjata výztuží shodných parametrů jako u pylonu. Krajní podpory mostovky leží v ose pylonu a jsou uloženy 1 m nad jeho základem.



Obr. 4.4: Příčný řez mostovkou

4.2.5 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž se skládá z 27 lan jmenovitého průřezu 150 mm^2 o pevnosti 1570/1770 MPa s následujícími vlastnostmi [7]:

$E = 195 \text{ GPa}$	modul pružnosti
$f_y = 1570 \text{ MPa}$	napětí na mezi kluzu
$f_u = 1770 \text{ MPa}$	napětí na mezi pevnosti
$A_t = 4 \%$	tažnost
$A = 4,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$	průřezová plocha

Maximální napětí v předpínací výztuži určíme jako minimum z následujících hodnot [3]:

$$S_{max} = 0,935 \cdot f_y = 0,935 \cdot 1570 = 1467,95 \text{ MPa}$$

$$S_{max} = 0,80 \cdot f_u = 0,80 \cdot 1770 = 1416,00 \text{ MPa}$$

Maximální napětí pro výztuž tohoto typu je tedy 1416 MPa, z čehož plyne maximální předpínací síla 5735 kN při použití 27 lan o celkové ploše $A = 4050 \text{ mm}^2$.

4.3 Modelování

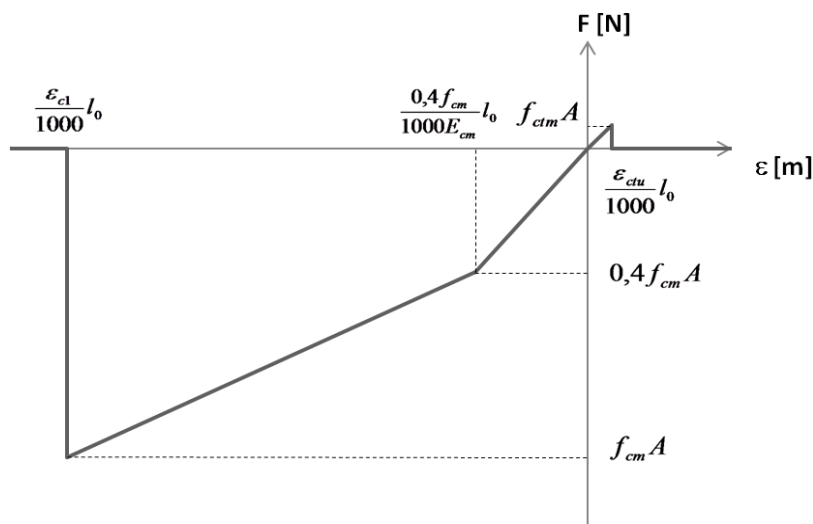
Z důvodu dvojrozměrnosti modelu budeme simulovat pouze polovinu celkové šířky mostu. Postup modelování bude podobný jako reálná výstavba mostu. Nejprve vytvoříme pylony, mezi které pak prověsíme hlavní kabel a následně ho ukotvíme do podpor. Dále namodelujeme vyboulenou mostovku, kterou nakonec spojíme s hlavním visutým kabelem pomocí závěsů.

4.3.1 Pylony

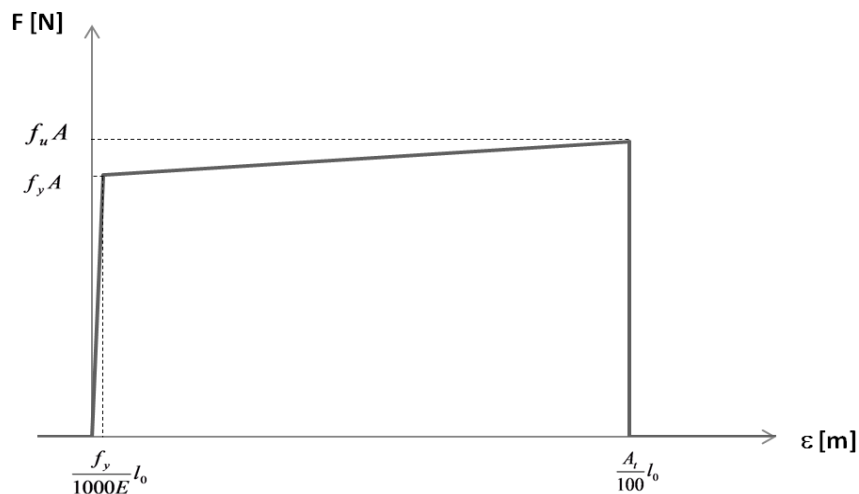
Modelována bude pouze část pylonu bez základů a vrchní části nad ukotvením kabelu. Celková výška modelované části tedy činí 24,5 m s náklonem 1,5 m.

Pylon sestává z pěti hmotných bodů vertikálně vzdálených 4,9 m. Hmotnost těchto bodů vypočteme z objemové hmotnosti vyztuženého betonu (2500 kg/m^3) a objemu pylonu na 4,9 m délky. U vrchního bodu pylonu bude délka pro výpočet objemu menší ($4,9/2 + 1,5 = 3,95 \text{ m}$).

Tyto body spojíme dvěma translačními pružinami překrytými přes sebe. Jedna pružina bude udávat normálovou tuhost betonu a druhá bude vytvářet předpětí v pylonu. Obě tyto pružiny budou dány interakčními silami s průběhem znázorněným na obr. 4.5 a 4.6. Tyto síly vychází z pracovního diagramu betonu pro analýzu konstrukce a z pracovního diagramu vysokopevnostní oceli.



Obr. 4.5: Průběh interakční síly pro pylon a mostovku



Obr. 4.6: Průběh interakční síly pro předpínací výztuž, závěsy a hlavní visutý kabel

Aby vzniklo požadované předpětí, je nutné zkrátit počáteční délku pružiny. Tuto délku stanovíme odečtením poměrného protažení výztuže při napětí 1416 MPa od původní vzdálenosti dvou hmotných bodů pylonu.

Translační pružiny udávající normálovou tuhost pylonu nakonec spojíme pomocí rotačních pružin pro zajištění ohybové tuhosti. Tyto pružiny budou mít průběh znázorněný na obr. 4.7. Pro výpočet maximálního ohybového momentu M_{\max} , kterému je pylon schopný vzdorovat, musíme brát v úvahu předpínací výztuž, která ohybovou tuhost zvětšuje. Tento moment tedy stanovíme podle vzorce:

$$M_{\max} = \left(f_{ctm} + \frac{N}{A} \right) \cdot \frac{2I}{h} \quad (4)$$

kde

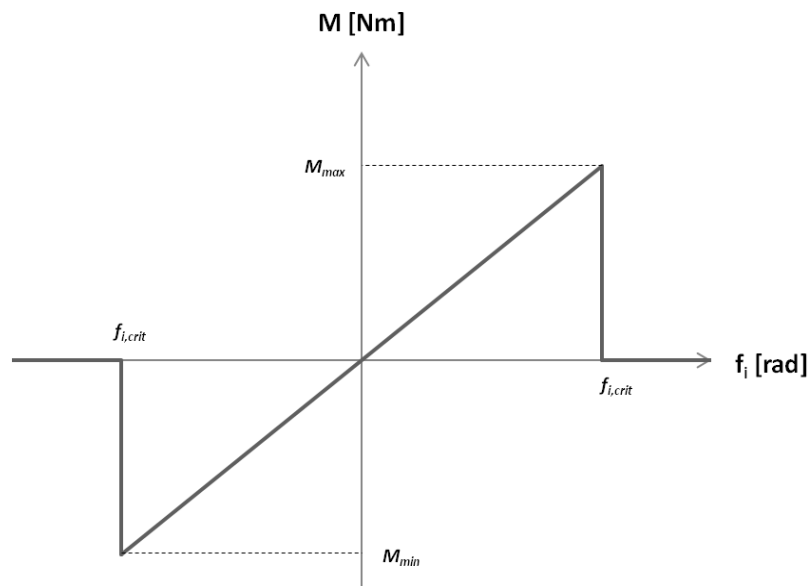
- f_{ctm} je pevnost betonu v tahu,
- N normálová síla způsobená předpětím,
- A průřezová plocha,
- I moment setrvačnosti průřezu,
- h výška průřezu pylonu.

Pootočení $f_{i,crit}$, které při maximálním ohybovém momentu nastane, vypočteme následovně:

$$f_{i,crit} = \frac{M_{\max}}{k} \quad k = \frac{EI}{l_0} \quad (5)$$

kde

- k je ohybová tuhost,
- E modul pružnosti betonu dané třídy,
- l_0 výchozí délka translační pružiny (vzdálenost dvou hmotných bodů).



Obr. 4.7: Průběh interakčního momentu pro rotační pružiny u pylonu a mostovky

4.3.2 Hlavní visuté kabely

Kabely začneme vytvářet rozmístěním hmotných bodů mezi pylony, které budou prozatím ve stejné výšce shodné s výškou vrchního bodu pylonu. Vodorovná vzdálenost těchto bodů bude proměnlivá, největší u kraje a nejmenší uprostřed rozpětí. Při určování této vzdálenosti musíme brát v úvahu změnu polohy bodů vlivem prohnutí a také větší rozpětí oproti mostovce vlivem naklonění pylonu. Vzdálenosti těchto bodů tedy musíme stanovit tak, aby se při prohnutí kabelu o 18 m tyto body posunuly do požadované polohy a bylo tak možné spojení kabelu s mostovkou pomocí závěsů s proměnlivým úhlem.

Hmotnost bodů hlavního kabelu vypočteme vynásobením hmotnosti kabelu na jeden metr délky s průměrnou vzdáleností těchto bodů.

Translační pružiny spojující hmotné body hlavního visutého kabelu budou dány interakční silou s průběhem znázorněným na obr. 4.6, kde za hodnoty síly F budeme dosazovat vypočtené mezní síly pomocí vzorců (1) a (2).

U hlavního kabelu nepředpokládáme porušení v ohybu vlivem relativně malé ohybové tuhosti a tak budeme průběh interakčního momentu uvažovat jako lineární s ohybovou tuhostí $EI = 5,7 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2$.

Celkový průhyb 18 m je způsoben počátečním prohnutím kabelu a zatížením od vlastní váhy mostu včetně tíhy mostovky a tak při prohýbání kabelu musíme navýšit hmotnost bodů o tuto tíhu. Požadovaného průhybu dosáhneme přitěžováním kabelu pomocí akcelerace tak,

aby při vynulování napětí translačních pružin a následnému přitížení gravitačním zrychlením $9,81 \text{ m/s}^2$, došlo k posunutí prostředního bodu kabelu o 18 m.

4.3.3 Mostovka

Celková šířka mostovky činí 8 m. Z důvodu dvojrozměrnosti modelu budeme ale tuto šířku uvažovat pouze poloviční. Nejprve rozmístíme hmotné body s hmotností poloviny jednoho dílu. Tyto body budou od sebe horizontálně vzdáleny 9 m, což je také délka jednoho dílu. Vertikální souřadnice všech bodů mostovky budou prozatím shodné. Po rozmístění translačních a rotačních pružin, s podobným průběhem jako u pylonu, mostovku zatížíme akcelerací, avšak se zápornou hodnotou, aby došlo k vyboulení. Akceleraci postupně zvyšujeme tak dlouho, až se prostřední bod mostovky posune do výšky 5 metrů nad podporami.

4.3.4 Závěsy

Hmotné body hlavního visutého kabelu a mostovky spojíme translačními pružinami, které budou dány funkcí interakční síly podle obr. 4.6, ovšem s dosazenými hodnotami podle vlastností zvolených táhel [9]. Kvůli měnící se délce a tím i měnícím se poměrným protažením je nutné vypočítat interakční sílu pro každý závěs na polovině mostu zvlášť.

4.3.5 Mezní síly a momenty jednotlivých prvků konstrukce

Podle předchozího postupu získáme u jednotlivých materiálů následující mezní normálové síly a ohybové momenty:

Pylon:	$F_{cm} = 57 \text{ MN}$	Mostovka:	$F_{cm} = 45,6 \text{ MN}$
	$M_u = 2,52 \text{ MNm}$		$M_u = 460 \text{ kNm}$
Hlavní kabely:	$F_y = 23,5 \text{ MN}$	Závěsy:	$F_y = 411 \text{ kN}$
	$F_u = 26,2 \text{ MN}$		$F_u = 522 \text{ kN}$

kde

F_{cm}	je tlaková síla na mezi pevnosti,
M_u	ohybový moment na mezi pevnosti,
F_u	tahová síla na mezi kluzu,
F_y	tahová síla na mezi pevnosti.

Pozn.: Vzhledem k dvojrozměrnosti modelu platí tyto hodnoty pouze pro polovinu (jednu nohu) pylonu, polovinu celkové šířky mostovky a pro jeden kabel a závěs

4.3.6 Stálé zatížení a počáteční stav

Před umístěním translačních pružin způsobujících předpětí v mostovce je nutné u všech translačních a rotačních pružin vynulovat napětí při nulovém zatížení. Model následně zatížíme gravitačním zrychlením a opět vynulujeme napětí tentokrát pouze u rotačních pružin mostovky. Tento postup zahrnuje předpoklad, že zmonolitnění mostovky proběhne až po rozmístění jednotlivých dílů. Na závěr vneseme do mostovky předpětí pomocí translačních pružin. Po ustálení modelu uložíme jeho stav jako výchozí. Tímto postupem získáme počáteční stav odpovídající stálému zatížení.

4.4 Simulace zatěžovacích stavů

Model mostu vystavíme působení několika druhů zatěžovacích stavů. Nejprve most zatížíme spojitým normovým zatížením a srovnáme jeho vliv v různých polohách působišť. Dalším zatěžovacím stavem bude zatížení dynamické, které bude představovat průjezd nákladního automobilu. Nakonec budeme hledat maximální zatížení, kterému je most schopen vzdorovat. Jednotlivé simulace budou zaznamenány a vyhodnocovány podobně jako v předchozím modelu (viz kapitola 3.3).

4.4.1 Zatěžovací stavy s normovým zatížením

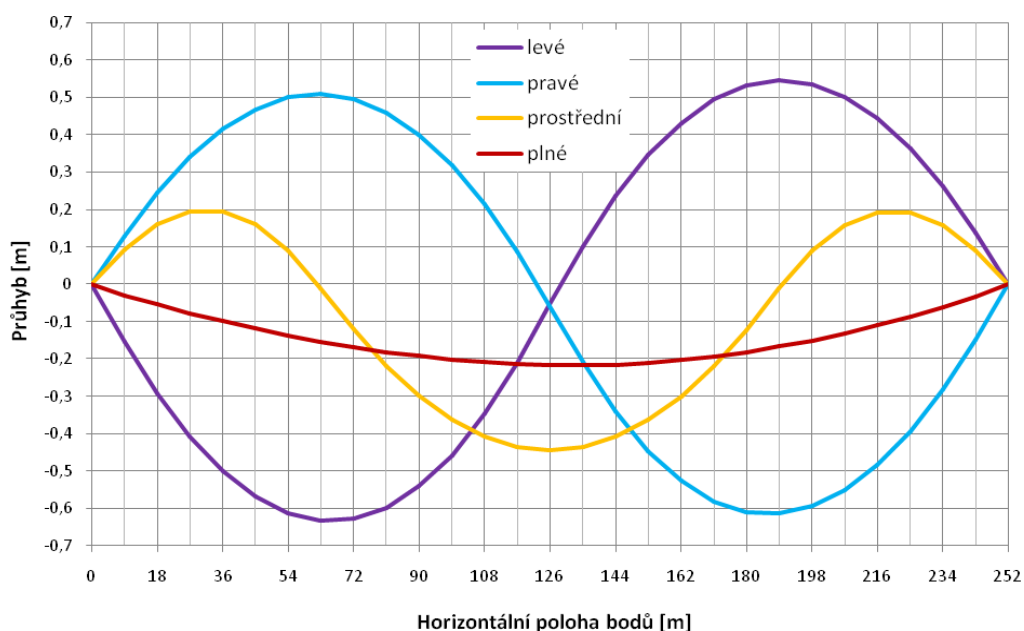
Velikost síly zatěžující jeden hmotný bod mostovky získáme vynásobením poloviny užité plochy jednoho dílu mostovky s hodnotou normového zatížení 4 kN/m^2 [2]. Takovými silami následně zatížíme mostovku v podobě čtyř zatěžovacích stavů (obr. 4.8). Vliv těchto zatěžovacích stavů posoudíme pomocí grafů zobrazujících napětí a deformaci u různých prvků této konstrukce.



Obr. 4.8: Jednotlivé zatěžovací stavy (zatížení levé, pravé, prostřední a plné)

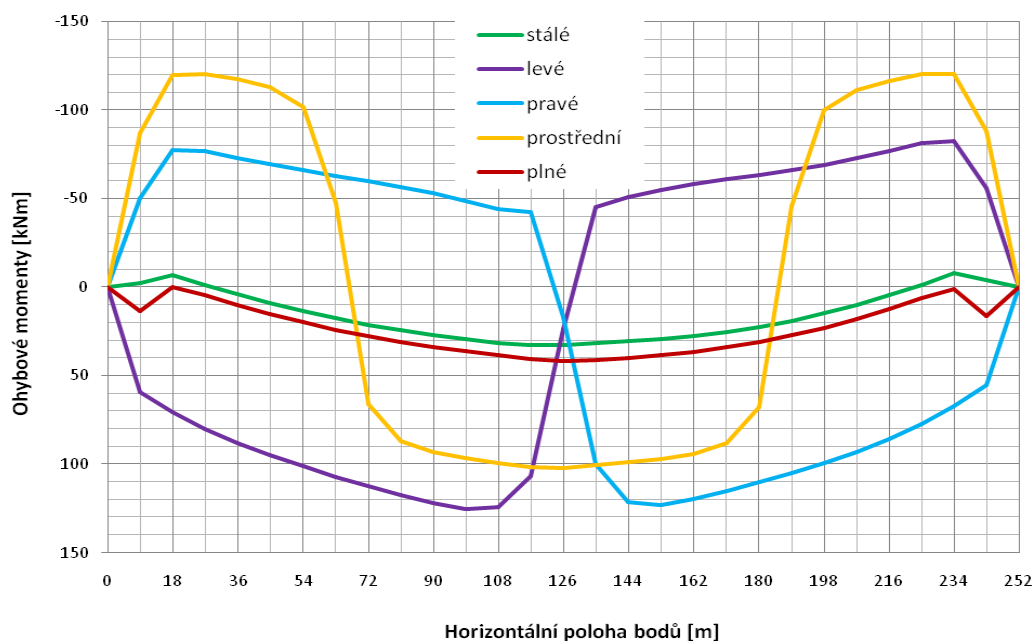
Pozn.: Simulace těchto zatěžovacích stavů nejsou součástí přílohy ve formě videa z důvodu neproměnnivosti zatížení v čase.

Z grafu 4.1 vidíme, že maximálního průhybu (0,63 m) oproti počátečnímu stavu u mostovky dochází ve čtvrtinách její celkové délky, při působení polovičního zatížení na levé a pravé straně. Odchytky ve velikosti těchto průhybů jsou způsobeny pravou podporou mostovky, která je posuvná v horizontálním směru. Největšího průhybu uprostřed mostovky (0,44 m) dosáhneme při působení polovičního zatížení v prostřední části mostovky. Poloviční zatížení vyvozují i záporné průhyby, které jsou maximální opět ve čtvrtinách při působení zatížení v levé nebo pravé části. Nejmenších výkyvy v průhybu vznikají při plném zatížení. Při tomto zatížení dosahuje průhyb uprostřed rozpětí hodnoty 0,22 m.



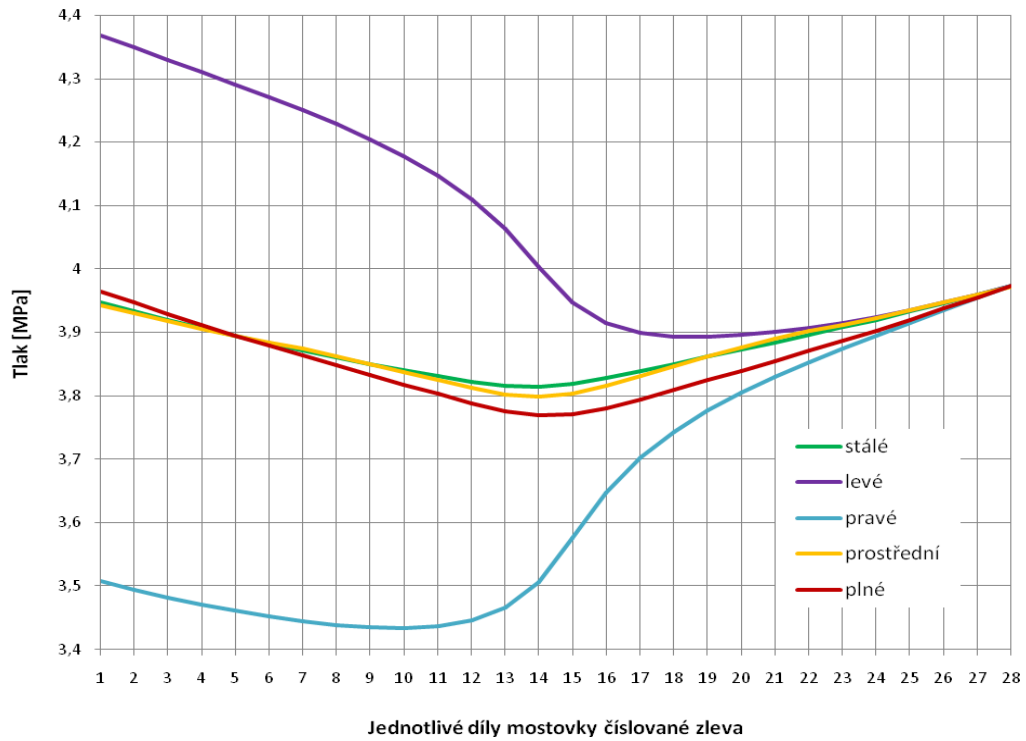
Graf 4.1: Průhyb mostovky při působení různých zatěžovacích stavů

Jednotlivé zatěžovací stavy (viz obr. 4.8) vyvozují v mostovce ohybové momenty (graf 4.2), které dosahují maximálních záporných hodnot 123 kNm při prostředním zatížení. Největší kladné ohybové momenty v mostovce vznikají při působení polovičního zatížení v levé nebo pravé části mostovky a dosahují maxima 125 kNm. Mezní hodnota z výpočtu podle vzorce (4) činí 461 kNm. Výkyvy u ohybových momentů v krajní části mostovky u plného a stálého zatížení jsou způsobeny krajními podporami, které jsou ve vertikálním směru pevné na rozdíl od mezilehlých pružných podpor.

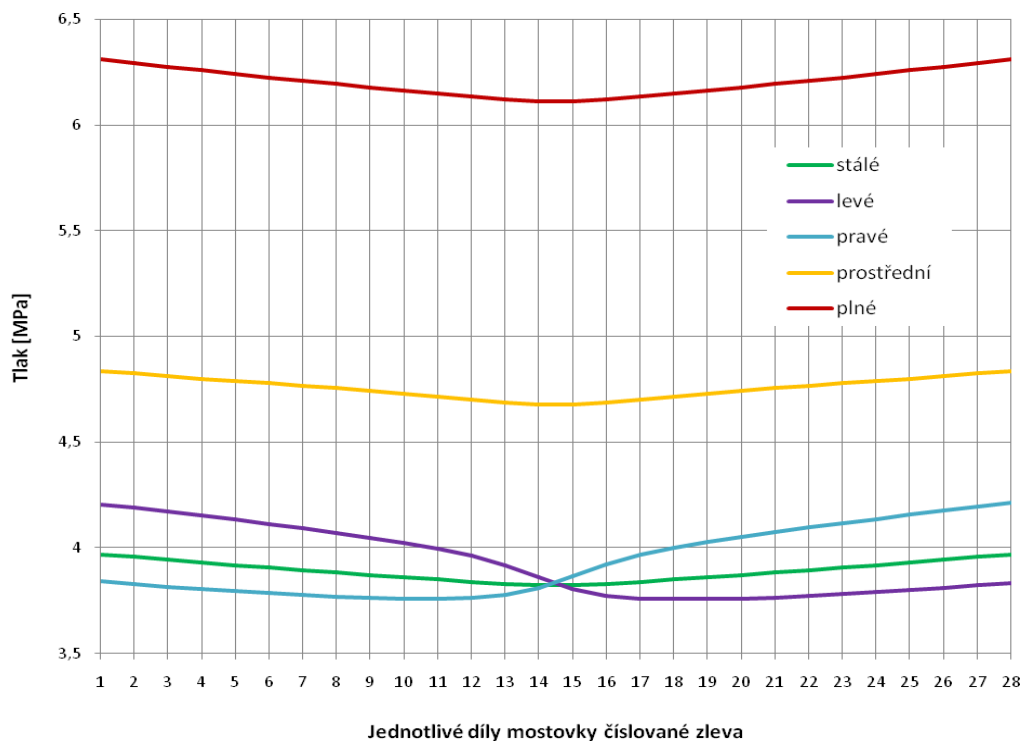


Graf 4.2: Ohybové momenty v místech styku závěsů s mostovkou při působení různých zatěžovacích stavů

Předpínací výztuž vyvozuje v mostovce tlakové napětí o velikosti 3,97 MPa. Toto tlakové napětí se mění působením různých zatěžovacích stavů (viz graf 4.3). K největším změnám dochází při působení zatížení v levé a pravé části. Levé zatížení způsobuje nárůst tlakového napětí v levé části mostovky, zatímco pravé zatížení způsobí jeho pokles. Napětí v mostovce se v pravé části při všech zatěžovacích stavech zbývá do jednoho bodu díky pravé podpoře, která je posuvná v horizontálním směru. Pro srovnání je v grafu 4.4 uveden průběh napětí v případě, kdy jsou obě podpory mostovky pevné v horizontálním i vertikálním směru. Díky pevným podporám na obou stranách má tlakové napětí v mostovce symetrický průběh. Pevné podpory dále způsobují větší tlaková napětí zejména při působení plného a prostředního zatížení.

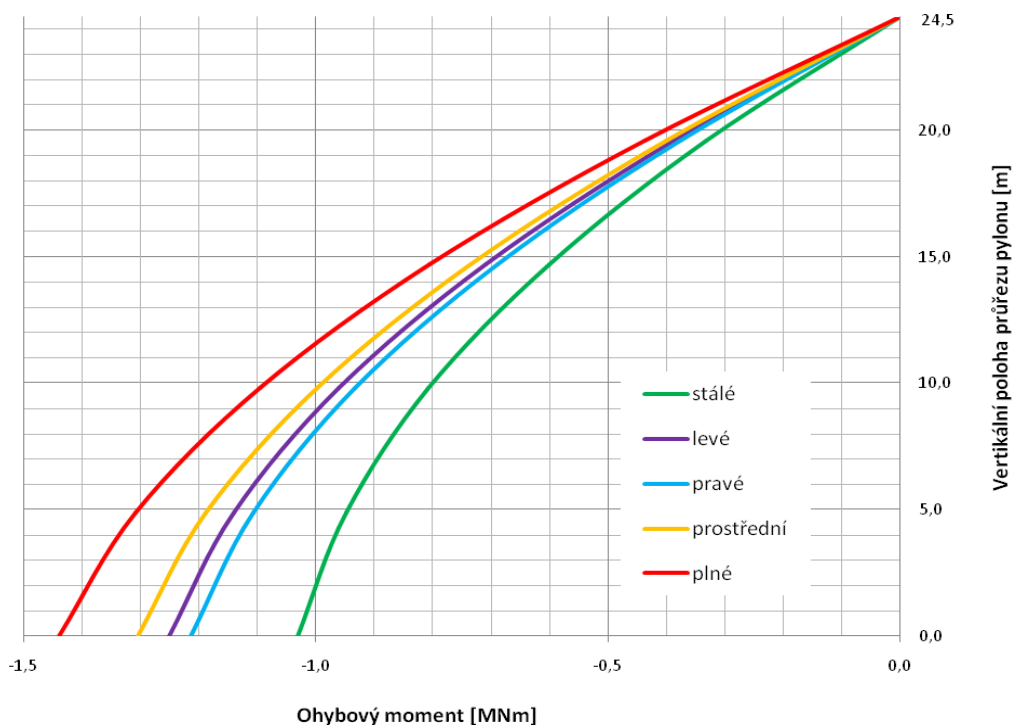


Graf 4.3: Tlakové napětí v jednotlivých dílech mostovky



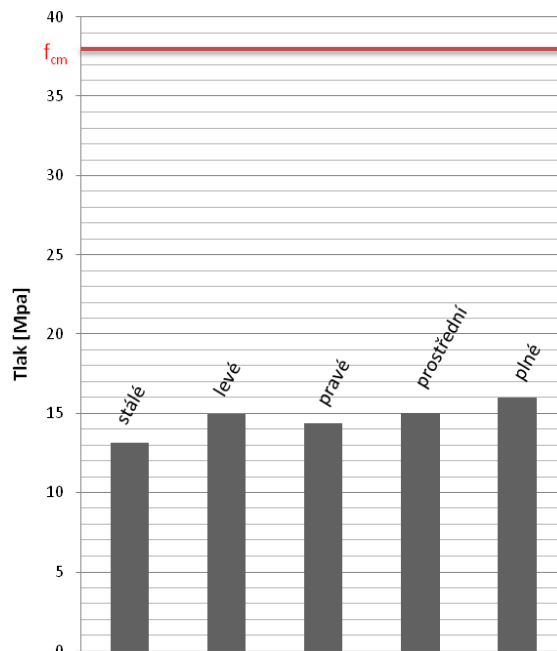
Graf 4.4: Tlakové napětí v jednotlivých dílech mostovky při použití pevných podpor na obou stranách

Visuté kabely, přenášející zatížení z mostovky, způsobují ohybové momenty v pylonu (graf 4.5) dosahující maximálních hodnot (1,44 MNm) u vetknutí při plném zatížení. Pro srovnání mezní hodnota ohybového momentu podle vzorce (4) činí 2,52 MNm. Z polovičních zatížení vyvolává největší momenty zatížení působící v prostřední části mostovky. Je to způsobeno tím, že při tomto zatížení jsou hlavní kabely nakloněny vůči ose pylonu o větší úhel než u ostatních zatížení. Právě tato změna úhlu působí vyšší ohybové momenty.



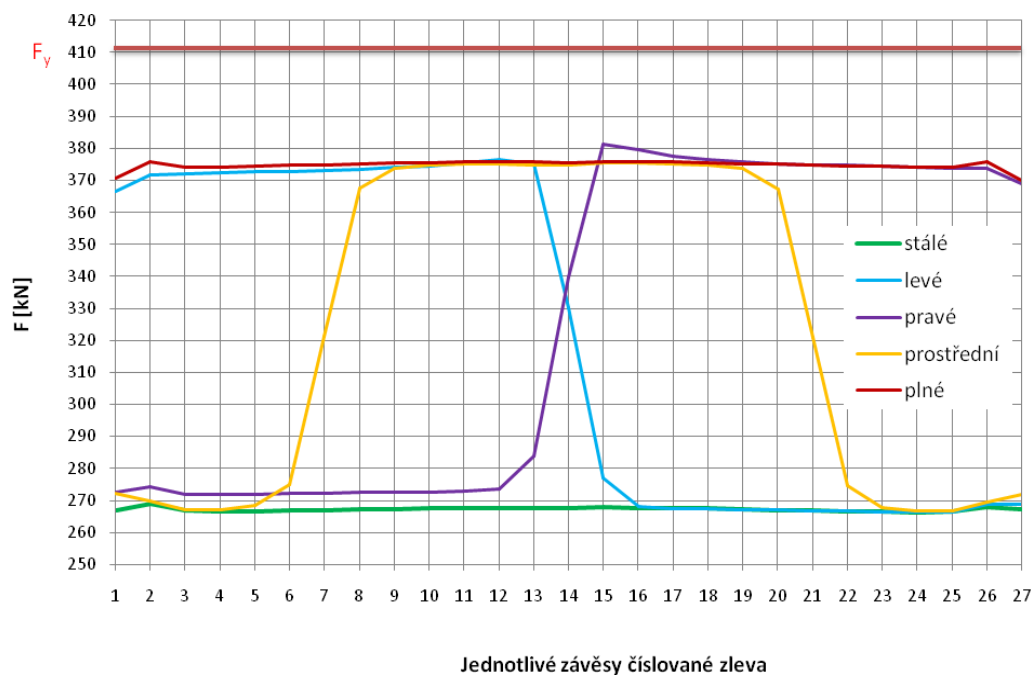
Graf 4.5: Průběh ohybových momentů po celé výšce levého pylonu

Maximálních tlakových napětí (16 MPa) je u levého pylonu dosaženo při působení plného zatížení, kde pylon přenáší největší celkovou váhu (graf 4.6). Z téhož grafu je také patrné, že pylon má v tlakových napětí značné rezervy. Důvodem je, že pylon se přednostně navrhuje na přenos ohybových momentů, který vyžaduje větší výšku průřezu, z čehož se odvíjí i větší celková průřezová plocha a tím pádem je pylon schopen vzdorovat vyšší tlakové síle.



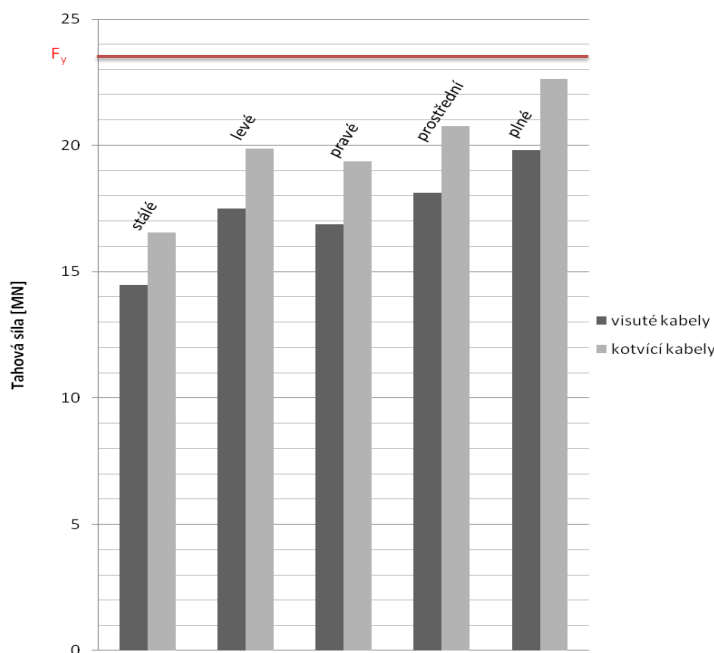
Graf 4.6: Tlak ve spodní části levého pylonu s vyznačenou hodnotou na mezi pevnosti

Maximální tahová síla u závěsů (graf 4.7) při působení různých zatěžovacích stavů dosahuje hodnoty 381 kN, což je relativně blízko síle na mezi kluzu $F_y = 411$ kN. Při působení stálého zatížení se tahové síly pohybují kolem 270 kN. Rozdíly v tahových silách při polovičních zatíženích jsou opět způsobeny posuvnou podporou.



Graf 4.7: Tahová síla u jednotlivých závěsů s vyznačenou hodnotou na mezi kluzu

Největších tahových sil v hlavním kabelu (graf 4.8) je dosaženo při působení plného zatížení. Při tomto zatížení dosahuje tahová síla v kotvicím kabelu hodnoty 22,6 MN, což je hodnota blízká síle na mezi kluzu $F_y = 23,5$ MN. Tahové síly v kotvicím kabelu jsou větší z důvodu menšího úhlu mezi kabelem a osou pylonu oproti kabelu visutému.

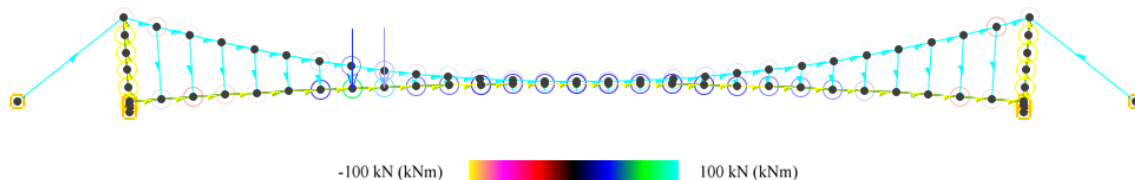


Graf 4.8: Tahová síla v hlavních kabelech s vyznačenou hodnotou na mezi kluzu

Z předchozích grafů vidíme, že nejslabším „článkem“ konstrukce jsou prvky přenášející tahová napětí (závěsy, hlavní kabely). U těchto prvků se vypočtené hodnoty vzniklé působením různých druhů zatěžovacích stavů přibližují mezím kluzu.

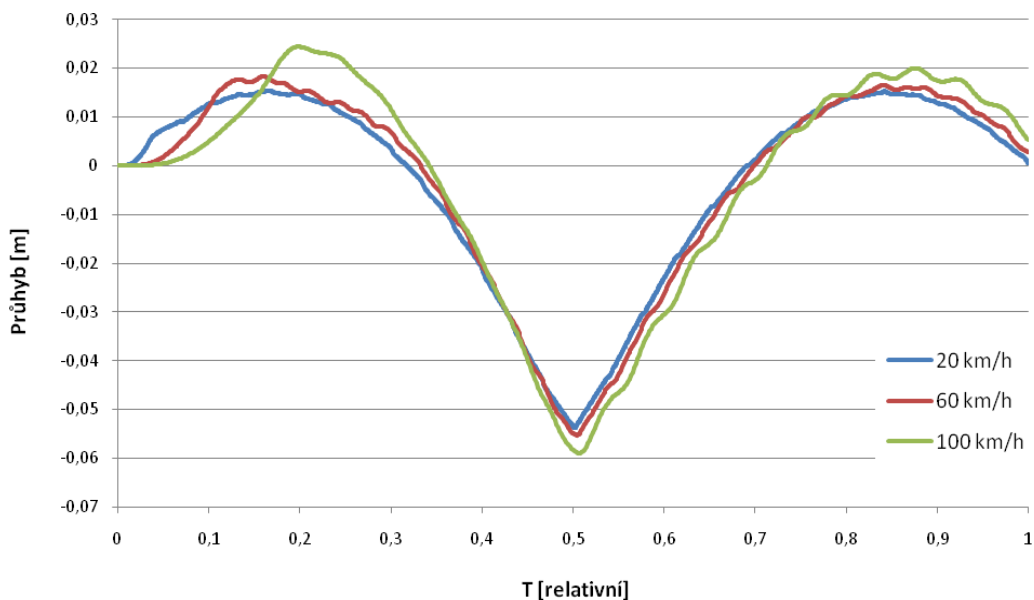
4.4.2 Dynamické namáhání

Při tomto zatěžovacím stavu budeme sledovat vliv dynamického namáhání na chování konstrukce. Toto namáhání budou představovat síly, jejichž průběh bude podobný jako při chůzi člověka po provazovém mostě (viz obr. 3.3). Tyto síly budou simulovat průjezd nákladního automobilu o váze 10 tun. V následujících grafech srovnáme vliv tohoto zatěžování při různých rychlostech automobilu (20, 60 a 100 km/h).

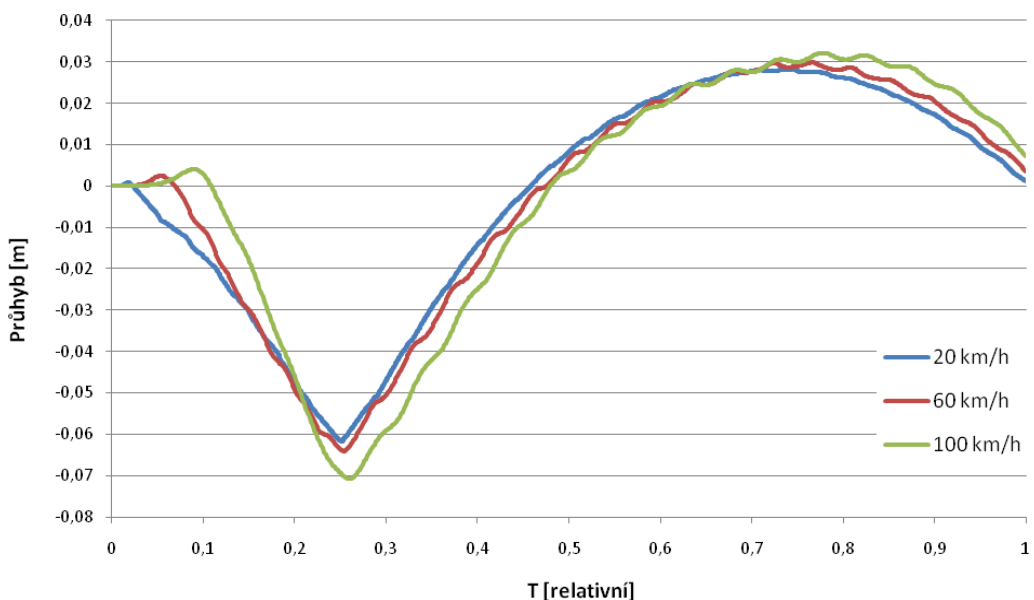


Obr. 4.9: Simulace průjezdu nákladního automobilu (ocelobetonovy_most-dynamicke.avi)

Z grafů 4.9 a 4.10 vidíme, že se zvyšující se rychlostí roste také velikost průhybu v polovině a čtvrtině rozpětí do záporných i kladných hodnot. Nárůst rychlosti má také za následek kmitání konstrukce, které dosahuje největších amplitud právě při nejvyšší rychlosti. Velká počáteční odlišnost křivek v následujících grafech je způsobena závislostí na relativním čase.

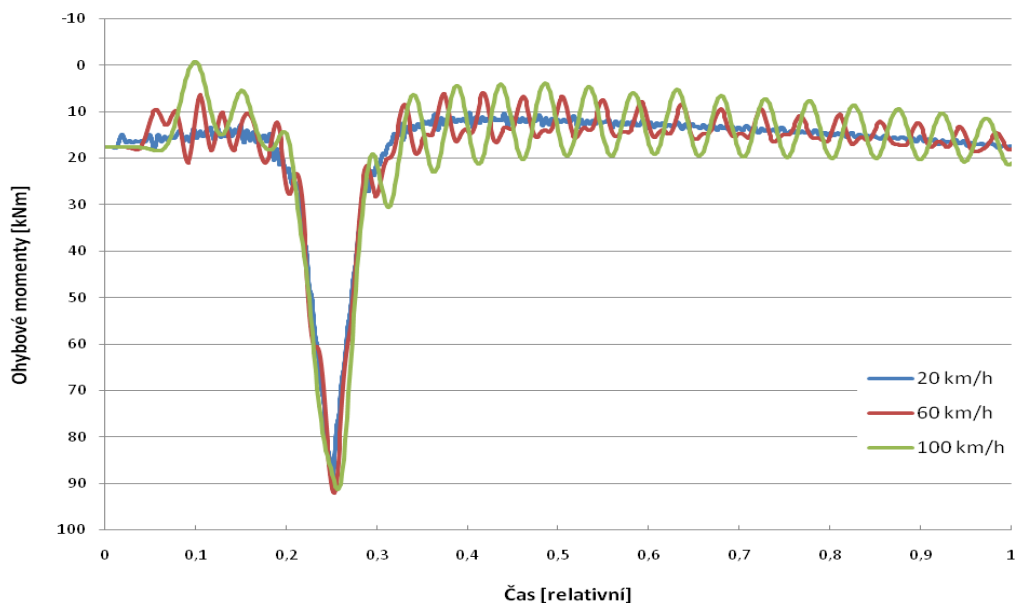


Graf 4.9: Průhyb mostovky v polovině rozpětí v závislosti na trvání zatížení

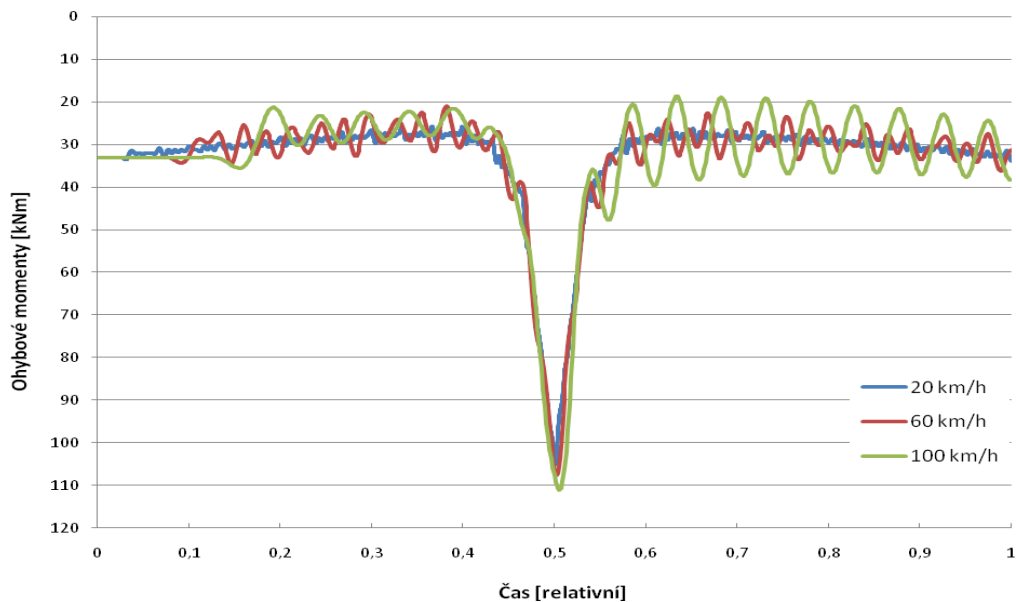


Graf 4.10: Průhyb mostovky ve čtvrtině rozpětí v závislosti na trvání zatížení

Mění se rychlost má také vliv na průběh ohybových momentů v mostovce (graf 4.11 a 4.12). Maximální hodnoty těchto momentů jsou při různých rychlostech relativně shodné. Avšak zvyšující se amplitudy kmitání při průhybu mají také vliv na změnu průběhu ohybových momentů. Děje se tak zejména v místech, kde zatížení nepůsobí přímo na měřený bod mostovky.



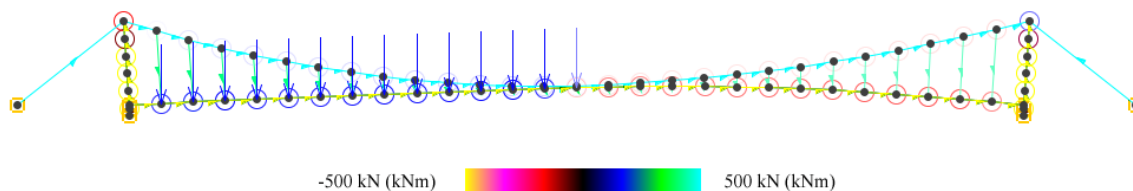
Graf 4.11: Průběh ohybových momentů ve čtvrtině mostovky v závislosti na trvání zatížení



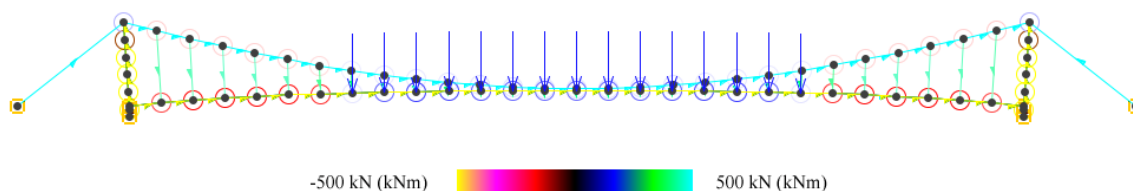
Graf 4.12: Průběh ohybových momentů v polovině mostovky v závislosti na trvání zatížení

4.4.3 Kritické spojité zatížení

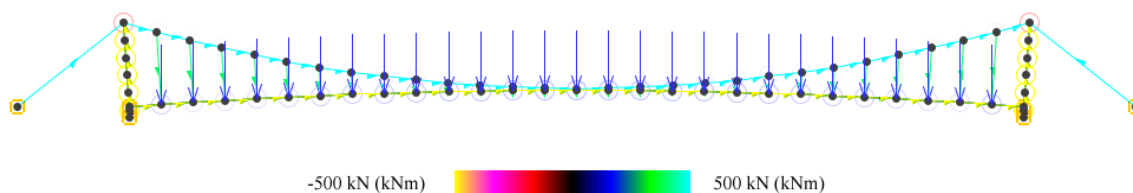
Maximální spojité zatížení budeme hledat pomocí pozvolně narůstajících sil s průběhem podobným jako u provazového mostu (viz kapitola 3.3.3). Těmito silami zatížíme mostovku v podobě polovičního zatížení v levé a prostřední části a následně pak po celé délce (viz obr. 4.10, 4.11 a 4.12).



Obr. 4.10: Simulace kritického polovičního zatížení působícího na levé části mostovky (ocelobetonovy_most-krit.zatizeni-leve.avi)



Obr. 4.11: Simulace kritického polovičního zatížení působícího v prostřední části mostovky (ocelobetonovy_most-krit.zatizeni-prostredni.avi)



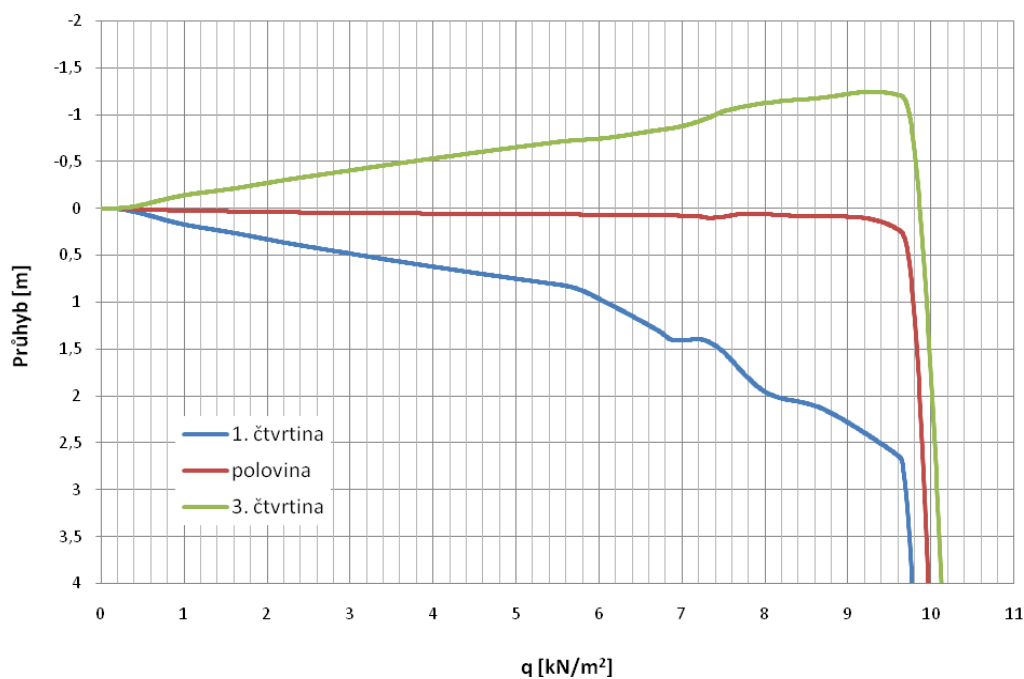
Obr. 4.12: Simulace kritického plného zatížení působícího po celé délce mostovky (ocelobetonovy_most-krit.zatizeni-plne.avi)

V grafu 4.13 vidíme vliv narůstajícího levého spojitého zatížení na průhyb mostovky. Z tohoto grafu je patrné, že při zatížení o velikosti do $5,6 \text{ kN/m}^2$ má průhyb lineární průběh (nedochází k žádným poruchám konstrukce). Při vyšších hodnotách zatížení dochází k překročení meze kluzu použitých závěsů a ztrátě stability mostovky. Protáhnutí těchto závěsů dále vede k porušení v ohybu u spojů jednotlivých dílů mostovky. Zatížení dosahující

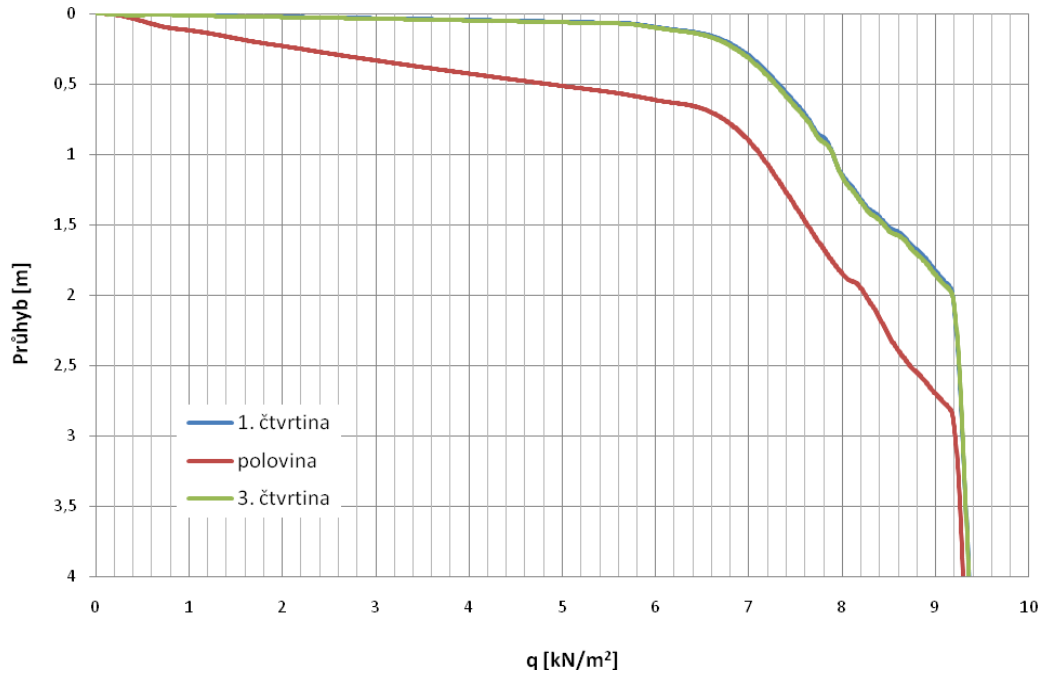
hodnoty $9,6 \text{ kN/m}^2$ má za následek překročení meze pevnosti závěsů. Porušení závěsů způsobí zhroutilí mostovky pod vlastní vahou, což zapříčiní vznik rázových sil v hlavním kabelu. Tyto síly se přenáší do pylonu a způsobí značné ohybové momenty překračující mez únosnosti pylonu. Tyto skutečnosti mají za následek zhroutilí celé konstrukce.

Při působení polovičního zatížení v prostřední části (graf 4.14) dochází, podobně jako v předchozím případě u hodnot $5,6 \text{ kN/m}^2$, k překročení meze kluzu použitých závěsů. Z důvodu kratší délky těchto závěsů v prostřední části nemá jejich protažení takový vliv na zvětšení průhybu jako při působení levého zatížení. Kolem hodnot $6,8 \text{ kN/m}^2$ dochází ke ztrátě stability vyboulené mostovky, což vede i k porušení v ohybu zhruba ve čtvrtinách rozpětí mostovky. Při zatížení o hodnotě $9,2 \text{ kN/m}^2$ dochází k překročení meze pevnosti závěsů a celá konstrukce se zhroutilí.

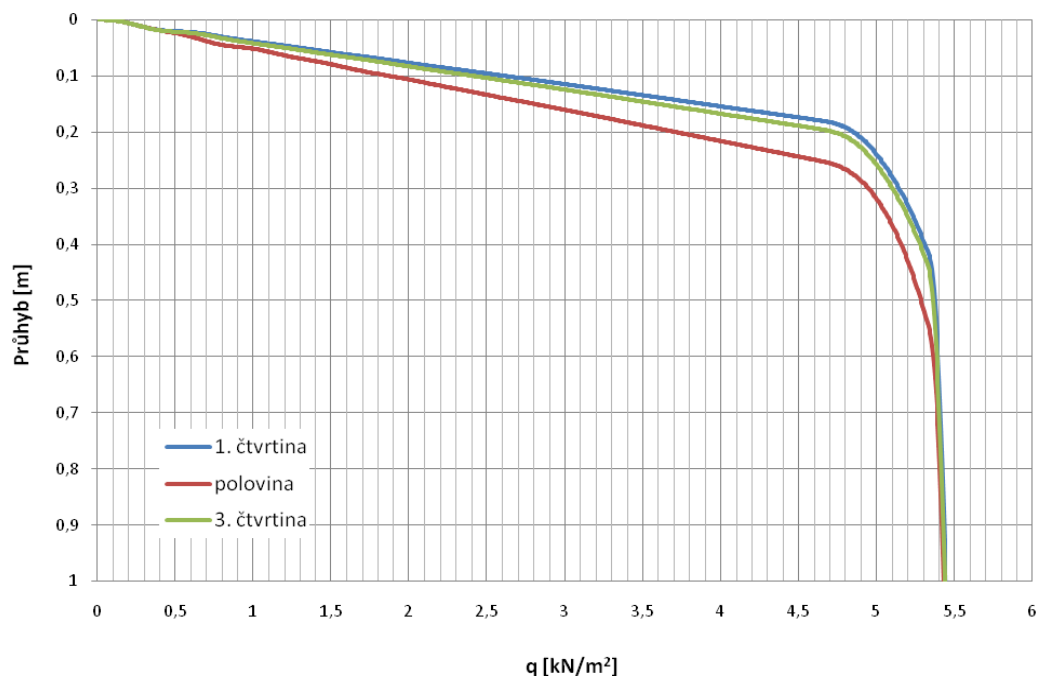
Z grafu 4.15 je patrné, že narůstající zatížení působící po celé délce mostovky, má na konstrukci zcela odlišný vliv než předchozí případy. Nedochází zde k překročení meze kluzu u závěsů, ani ke ztrátě stability mostovky. Průhyb má tak lineární průběh až do hodnoty zatížení $4,7 \text{ kN/m}^2$. Po překročení této hodnoty je dosaženo v kotvících kabelech napětí na mezi kluzu, což vede k nárůstu průhybu a následně pak ke vzniku rázových sil způsobujících zhroutilí pylonu v ohybu.



Graf 4.13: Průhyby ve čtvrtinách a polovině rozpětí mostovky v závislosti na narůstajícím spojitým zatížení v levé části



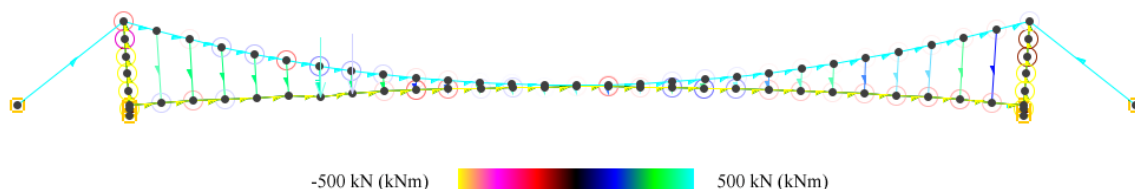
Graf 4.14: Průhyby ve čtvrtinách a polovině rozpětí mostovky v závislosti na narůstajícím spojitém zatížení v prostřední části



Graf 4.15: Průhyby ve čtvrtinách a polovině rozpětí mostovky v závislosti na narůstajícím spojitém zatížení po celé délce

4.4.4 Kritické pohyblivé zatížení

Nakonec most vystavíme pohyblivému zatížení, které bude simulovat průjezd tanku M1A1 Abrams, o váze 57,1 tun, rychlostí 20 km/h (obr. 4.13). Při této simulaci budeme sledovat hroucení konstrukce pod vlivem pohybujícího se kritického zatížení.



Obr. 4.13: Simulace průjezdu tanku rychlostí 20 km/h (ocelobetonovy_most-tank.avi)

V přiloženém videu vidíme, že tíha tanku způsobuje překročení meze kluzu závěsů, což vede k porušení mostovky v ohybu u každého spoje. Tyto poruchy způsobí kmitání, které stále narůstá a vyústí až ke zvýšení tahových napětí u závěsů, které zhruba ve čtvrtině rozpětí překročí mez pevnosti. Závěs se přetrhne a způsobí řetězový kolaps (postupné přetrhávání okolních závěsů) vedoucí k pádu celé konstrukce.

5 Závěr

Tato práce ukázala možnost modelování visutých mostů pomocí nelineárních dynamických systémů. Model ve formě dynamického systému lze následně vystavit působení zatížení s téměř jakýmkoliv průběhem. Hodnoty získané z výpočtu je možné posoudit buďto vizuálně přímo při simulaci nebo pomocí záznamu výpočtu ve formě časových řad, popř. grafů.

První část této práce se zabývala modelováním provazového mostu. Ukázalo se, že díky malé hmotnosti a celkové tuhosti je tato konstrukce velmi náchylná na jakékoliv změny v jejím namáhání. Snadno pozorovatelné deformace při zatěžování byly vyhodnoceny pomocí videa se záznamem simulací probíhajících v reálném čase. Pro podrobnější analýzu a srovnání jednotlivých typů namáhání byly z výsledků vytvořeny různé grafy. Při simulaci se ukázalo, že tento typ mostu je díky malé hmotnosti, tuhosti a celkové nelinearitě jeho chování velmi náročný na simulaci.

Druhá část této práce byla věnována modelování složitějšího visutého mostu. Díky velké hmotnosti a tuhosti tato konstrukce nevykazuje tak snadno pozorovatelný průběh deformací jako předchozí typ mostu. Dále se ukázalo, že tato konstrukce je vzhledem k její hmotnosti a tuhosti mnohem méně náročná na celkový výpočet. Na druhou stranu, hodnoty získané při simulaci není snadné posoudit z důvodu velkého počtu navzájem spolupůsobících prvků různých materiálových vlastností.

Simulací pomocí těchto modelů jsme získali dobrou představu o reálném chování visutého mostu v oblasti napětí a deformace u různých typů zatěžování. Díky podrobení kritickému zatížení jsme také mohli sledovat hroucení této konstrukce. Analýzou takového hroucení jsme dospěli k závěru, které části konstrukce jsou nejvíce náchylné k překročení meze pevnosti.

6 Použitá literatura

- [1] Frantík, P. Diskrétní model FyDiK2D [online]. Ostrava, 2009. Dostupné z WWW: <<http://www.kitnarf.cz/publications/2009/2009.05.mm.c11/2009.05.mm.c11.pdf>>
- [2] ČSN 73 6203 Zatížení mostů. 1986
- [3] ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu. 1993
- [4] Stráský, J. Stress ribbon and cable supported pedestrian bridges. Thomas Telford Publishing, London, 2005. s. 192 -194, ISBN: 0 7277 3282 X.
- [5] Hanibal. Dostupné z WWW: <<http://www.hanibal.cz/>>
- [6] Dušan, J. Encyklopedie mostů v Čechách, na Moravě a ve Slezsku. Dostupné z WWW: <<http://www.libri.cz/databaze/mosty/index.php>>
- [7] Stráský, Hustý a partneři s.r.o. (SHP). Dostupné z WWW: <<http://www.shp.eu/>>
- [8] SM 7, Předpínací systémy DYWIDAG. Dostupné z WWW: <<http://www.sm7-dsi.cz/index.php>>
- [9] Lana Vanberk. Dostupné z WWW: <<http://www.lana-vamberk.cz/>>
- [10] Tension Systems. Dostupné z WWW: <<http://www.tension.cz/o-nas.php>>