

# ODOLNOST VYBRANÝCH KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ MOSTŮ NA ZATÍŽENÍ VÝBUchem

František Köhler, \*

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

## ABSTRAKT

Tento příspěvek prezentuje zhodnocení vybraných metod pro výpočet odolnosti mostních konstrukcí proti výbuchu explosivní nálože nad povrchem pojižděné plochy mostu. Konstrukce byly zatíženy jak kontaktním výbuchem, tak i blízkým výbuchem. Byl ověřen rozsah použití výpočtového algoritmu pro výbuch v proměnné vzdálenosti, respektive v rozmezí 0 až 5 m. Zdroj výbušniny v podobě TNT reprezentuje možný teroristický čin a konstrukci představují tři různé typy typických mostních průřezů. Cílem práce bylo prozkoumání možnosti zjednodušeného řešení odezvy konstrukce a stanovení rozsahu poškození konstrukce od zatížení výbuchem oproti numerickému výpočtu v programu LS-DYNA. V rámci tohoto příspěvku jsou prezentovány výsledky a závěry získané z výsledných přetvoření nebo vizuálního zhodnocení konstrukce z programu LS-DYNA.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Výbuch • LS-DYNA • plastické přetvoření • dynamická analýza

## ABSTRACT

This paper presents an evaluation of selected methods for calculating the resistance of bridge structures to the explosion of an explosive charge over the surface of the driven surface of the bridge. The structures were loaded with a contact explosion and a nearby explosion. The scope of application of the computational algorithm for explosion in variable distance, respectively in the range of 0 to 5 m, was verified. The source of explosive in the form of TNT represents a possible terrorist act and the construction is represented by three different types of typical bridge cross sections. The aim of the work was to investigate the possibility of simplified solution design response and determination of structure damage from explosion load versus numerical calculation in the LS-DYNA program. Within this paper, the results and conclusions obtained from the resulting deformations or visual evaluation of the structure from the LS-DYNA program are presented.

## KEYWORDS

Explosion • LS-DYNA • plastic strain • dynamic analysis

## 1. ÚVOD

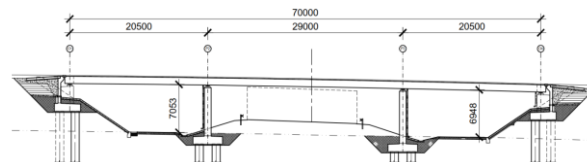
V současnosti se stává důležitým zájmem odborné veřejnosti navrhování strategických konstrukcí v extrémních návrhových situacích, jako je například výbuch na konstrukci, post kritické stavy a podobně. Tyto extrémní situace mohou zapříčinit kolaps konstrukce ještě před vyčerpáním její návrhové životnosti.

Cílem práce bylo prozkoumání možnosti zjednodušeného řešení odolnosti konstrukce pomocí metody mezního přetvoření a stanovení rozsahu poškození konstrukce od zatížení výbuchem oproti numerickému výpočtu v programu LS-DYNA. Určení vhodnosti a rozsah zvolených výpočtových metod, jelikož chování zatížení výbuchem se zásadně mění se změnou vzdálenosti nálože od zatěžovaného povrchu nebo změnou hmotnosti nálože.

## 2. ZÁKLADNÍ SPECIFIKACE MOSTU

Pro prezentaci výpočtu byla vybrána typická konstrukce mostu o 3 polích. Rozpětí jednotlivých polí: 20,5 m + 29,0 m + 20,5 m. Šířka mostu byla uvažována 10,5 m. Založení mostu je hlubinné na velkopřůměrových pilotách. Monolitické pilíře jsou spojeny pomocí ložisek s nosnou konstrukcí. Nosná konstrukce je na opěrách uložena na mostních ložiskách. Pouze typ použité nosné konstrukce byl proměnný.

Byly zvoleny celkem 3 typy příčných řezů. Most 1 – předpjatá ŽB deska, Most 2 – spřažená konstrukce ocel-beton, Most 3 – spřažená konstrukce beton-beton.



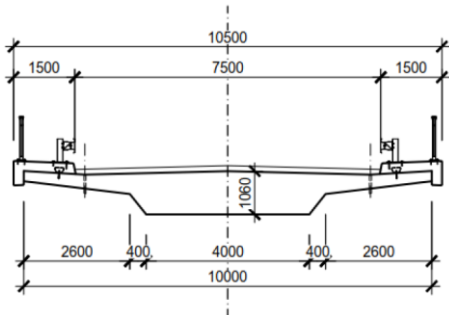
Obrázek 1: Podélný řez

Zatížení může být reprezentováno například jako automobil naložený specifickým množstvím výbušniny TNT s proměnnou vzdáleností nálože od pojižděné plochy konstrukce mostu.

\* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

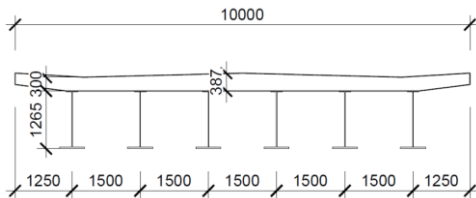
## 2.1. Konstruktivní systémy

KS-1: Jedná se o podélně předpjatou železobetonovou desku s vykonzolovaným krajem.



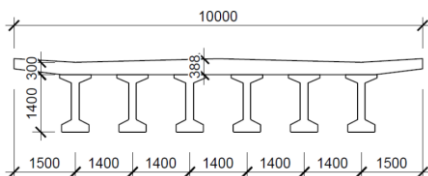
Obrázek 3: Příčný řez – most 1

KS-2: Jedná se o spřaženou železobetonovou desku s ocelovými nosníky. Deska je roznášena 6 ocelovými nosníky výšky 1265 mm profilu I.



Obrázek 4: Příčný řez – most 2

KS-3: Jedná se o spřaženou železobetonovou desku s betonovými předpjatými nosníky. Deska je roznášena 6 betonovými předpjatými nosníky výšky 1400 mm typu M-IN 2020.



Obrázek 5: Příčný řez – most 3

## 3. ANALYTICKÝ VÝPOČET

Postup výpočtu byl rozepsán pro pochopení problematiky zatížení výbuchem. Cílem metody bylo přijít na odezvu mostu při dopadu rázové vlny od výbuchu. Posoudit, kdy dojde k vyčerpání momentu na mezi únosnosti a odolnosti mostní konstrukce.

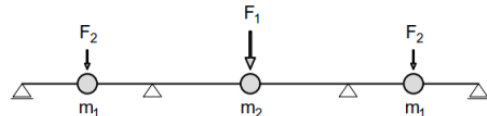
### 3.1. Výpočet zatížení na konstrukci

Referenční výbušninou byla zvolena slož TNT ve vzdálenosti 1 m nad povrchem konstrukce mostu o hmotnosti 950 kg. Poloha nálože byla situována ve středu středního pole.

Vstupy byly převedeny na bezrozměrné a redukované charakteristiky a byl spočten maximální přetlak na čele rázové vlny.

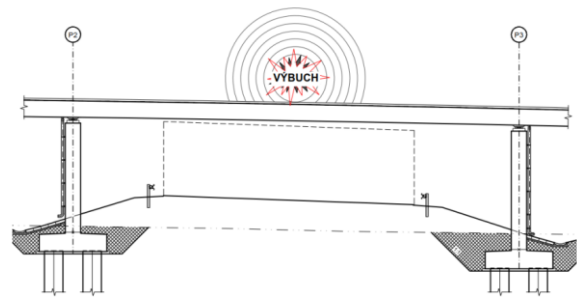
### 3.2. Diskretizace zatížení do hmotného bodu

Celá konstrukce byla zjednodušena na 3 hmotné body se soustředěnou hmotou do středu každého rozpětí. Body kmitaly pouze v jedné rovině. U sil  $F_2$  bylo potřeba brát v úvahu časové zpoždění dopadající přetlakové vlny a měnící se redukované vzdálenosti konstrukce od centra výbuchu.



Obrázek 6: Zjednodušené schéma konstrukce

Mostovka konstrukce byla zatěžována přetlakovou vlnou ve tvaru kuloploch, kde tlaková vlna postupně zatěžovala povrch mostu.



Obrázek 7: Umístění nálože na konstrukci

### 3.3. Dynamická analýza

#### 3.3.1. Výpočet vlastních frekvencí

Z podmínek rovnováhy byly získány prvky pro výpočet prvků matice tuhosti.

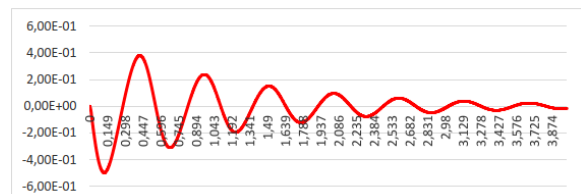
Spojité rozložená hmota každého pole byla soustředěna do jednoho bodu - matice hmotnosti je diagonální.

Modální analýzou se určily první 3 vlastní frekvence kmitání ve svislém směru. Výpočet byl ověřen pomocí Rayleighovy metody (energetická metoda).

#### 3.3.2. Výpočet odezvy konstrukce

Odezva konstrukce byla spočtena metodou centrálních diferencí. Časový krok pro výpočet průhybu konstrukce byl zvolen 0,001s.

Dosažením do rovnice MCD se získala pro každý jednotlivý časový krok výchylka hmotného bodu v čase. V rovnici bylo potřeba uvažovat zpoždění zatížení krajních hmotných bodů. Tímto způsobem se odvodil maximální dynamický průhyb konstrukce od zatížení výbuchem s aplikací impulsu jako zatížení.



Obrázek 8: Výkmit hmotného bodu v závislosti na čase

### 3.4. Plastická analýza

Průhyby konstrukce od výbuchu se pohybují řádově ve vyšších číslech než běžné průhyby od statického zatížení. Proto pro posouzení konstrukce byla zvolena analýza pomocí mezního přetvoření.

V první řadě se idealizoval příčný řez nosného systému mostu. Definováním jednotlivých poloh řad předpínacích výztuže respektive betonářské výztuže se získala představa o konkrétním přetvoření v každé výztuži.

#### 3.4.1. Určení polohy n.o. – před výbuchem

Pro správné určení polohy neutrální osy bylo potřeba sestavit iterační algoritmus. Do výpočtu vstupovala predikce kritického materiálu.

Pozice kritického místa definovala oblast, u kterých vláken průřezu docházelo k porušení. Jelikož se uvažoval výbuch na mostovce, kritická vlákna byla spodní. Výpočetní program měnil polohu neutrální osy do takové doby, dokud nenastala rovnováha sil na průřezu.

Vnitřní proces výpočtu probíhal proužkovou metodou, kdy byl průřez rozdělen na jednotlivé dílčí proužky a pro každý proužek se spočítalo odpovídající protažení a napětí. Tak bylo odvozeno napětí v betonu i síla a moment na mezi únosnosti.

#### 3.4.2. Určení polohy n.o. – po výbuchu

Rozšířením původního algoritmu o další iteraci se dopočetlo maximální pootočení při maximálním průhybu a určilo se odpovídající přetvoření. Pro dané přetvoření se provedl výpočet rovnováhy sil na průřezu. Výsledkem bylo přetvoření v kritickém místě. Z hodnoty bylo dopočteno přetvoření v celém průřezu.

Posudek probíhal na základě zkoumání mezního protažení materiálu a zhodnocení dopadu na konstrukci.

Nevýhodou zjednodušené metody je blízký výbuch, kdy se rozsah dopadu na konstrukci nedal jednoznačně vysvětlit – napětí dosahovaly enormních hodnot.



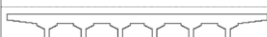
3 URČENÍ POLOHY NEUTRÁLNÍ OSY			
Pozice neutrální osy (od spodní hrany povrchu)		n.o. = 0,209 m	VÝPOČET
		x = 0,851 m	ITERACE
Krytický materiál: <b>BETON</b>			
Pozice kritického místa (od spodní hrany povrchu):		0,000 m	
Mezní protažení materiálu:		-2,394 ‰	
Celkové protažení materiálu:		-2,394 ‰	
Excentricita kritického materiálu:		0,209 m	
<b>PRŮŘEZ ZATÍŽENÝ VÝBUCHEM</b>			
Délka řešeného prvku:		L = 29 m	
Výška průřezu:		h = 1,060 m	
Max. dosažená dynamická výchylka		$\chi_m = 166$ mm	
Max. pootočení od dynamického výchylky		$\varphi = 0,6559$ °	0,011448 rad
Sily v průřezu:			
$\Sigma F_x =$	-17,960 MN	$\Sigma F_y =$	6,750 MN
$\Sigma F_z =$	-1,365 MN.m	$\Sigma M_x =$	-17,459 MN.m
		$F_y =$	11,210 MN.m
		$M_y =$	-7,181 MN.m
Rovnice rovnováhy sil v průřezu: $F = \Sigma F_x + \Sigma F_y + \Sigma F_z = 0,000$ MN			

Obrázek 9: Určení polohy neutrální osy

### 3.5. Vyhodnocení konstrukčních systémů

Závěrem pro zjednodušené metody se může říct, že vyšší tuhost a hmotnost zaručovaly relativně nízké průhyby konstrukce. Spřažená deska s předpjatými železobetonovými nosníky sice dosahovala nejmenších průhybů, ale díky své

vysoké tuhosti a nízké hodnotě mezního přetvoření předpínacích lan, byla rotační kapacita prvku zcela nejmenší. Navíc nadměrná tuhost predikovala křehkost konstrukce. Zatímco spřažená konstrukce ocel-beton disponovala velkou disipací energie od výbuchu. Předpjatá betonová deska představovala masu hmoty, která odolávala výbuchu a není tedy zcela jasně chování konstrukce po výbuchu.

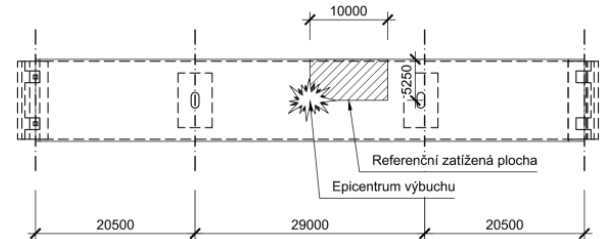
Typ konstrukce	Hmotnost [t]		Tuhost [m/kN]		Průhyb
	$m_1$	$m_2$	$k_{11} = k_{33}$	$k_{22}$	
	336	475	157104	95505	media
	213	301,5	376114	228968	max
	311	440	519601	315857	min

Obrázek 10: Porovnání vstupních hodnot podle typu konstrukce

## 4. NUMERICKÝ VÝPOČET

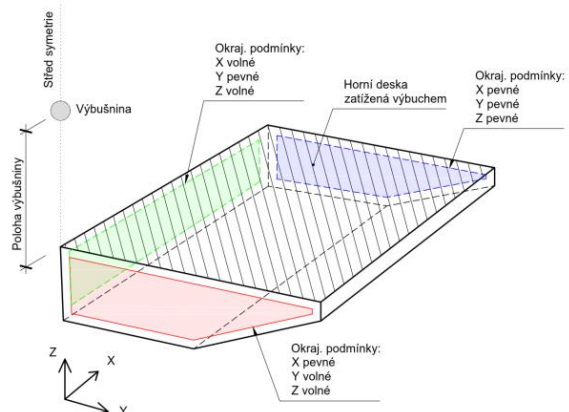
### 4.1.1. Výpočetní model

Vzhledem k omezení náročnosti výpočetního modelu byl maximální počet prvků omezen na 1.000.000 ks. Proto pro nejšířší záběr výsledků byla zvolena čtvrtina mostu o délce 10,0 m. Velikost jednoho prvku odpovídala rozměru 30x30x50 mm.



Obrázek 11: Půdorysné schéma s vybraným elementem mostu

Byla vybrána pouze část konstrukce, proto bylo nutné správně určit okrajové podmínky, viz Obr. níže.



Obrázek 12: Schéma výpočetního modelu konstrukce

Výbuch byl specifikován jako sférický ve volném vzdušném prostředí. Polohové souřadnice ve vodorovné rovině se neměnily oproti výškové souřadnici polohy nálože.

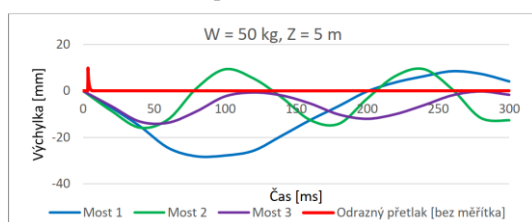
Čas detonace byl zvolen v časovém kroku  $t = 0,0$  ms. Hmotnost nálože se zadává ekvivalentní velikostí nálože TNT.

V numerickém modelu byla zanedbána přítomnost gravitace – nebyl řešen dokmit konstrukce, na model nepůsobilo tíhové zrychlení.

Materiály konstrukce byly interpretovány zjednodušeně tím, že se beton uvažoval bez vyztužení.

#### 4.1.2. Zatížení konstrukce

Horní povrch mostovky představoval plochu zatíženou dopadající rázovou vlnou šířící se od epicentra výbuchu nálože TNT. Hodnota přetlaku na povrchu konstrukce se při odrazu znásobila dle charakteru povrchu a vlastností konstrukce.



Obrázek 13: Porovnání: odrazný přetlak vs odezva konstrukcí

#### 4.1.3. Výsledky odezvy

Výsledky byly interpretovány 2 primárními charakteristikami konstrukce pro možné srovnání s ručním výpočtem. Primárně bylo potřeba vypočítat maximální dynamický průhyb. Druhým parametrem k hodnocení byla vizuální podoba dopadu zatížení na konstrukci, kde bylo třeba všimnout si základních aspektů chování konstrukce, jako byla například eroze mostovky, výtrž materiálu, separace částí mostu.

Stěžejním výsledkem bylo posouzení zbytkové únosnosti konstrukce, která se ověřila podle mezního přetvoření konstrukce na oslabeném průřezu.

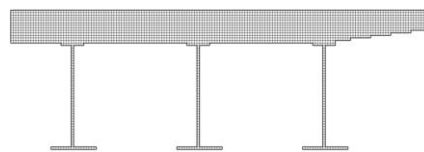
### 4.2. Korektura numerického modelu

Po první sekvenci výbuchů na numerickém modelu v programu LS-DYNA byla nutná úprava vstupů. Problém byl v průběhu ohybové čáry. V takto definovaném elementu nebylo možné určit pootočení v místě zvoleného vetknutí. Průhybová čára v tomto místě nabývala již určité křivosti. Proto bylo nutné zvolený element mít v celém rozsahu. A to od středu rozpětí až po reálné vetknutí mostu nad podporou, kde průhybová čára nabývala nulové křivosti. Problém byl vyřešen změnou velikosti konečného prvku. Výška a šířka byla ponechána stejná, ale délka prvku v podélném směru byla změněna na 75 mm.

Další zásadní problém vznikl ve struktuře zatěžování modelů. Blízký výbuch nebo extrémní velikost nálože způsobil totální devastaci průřezu.

### 4.3. Popis numerického modelu

Obrys konstrukce byl proložen rastrem čtverců 30x30 mm. Celkový počet prvků čtvercové sítě v příčném řezu byl KS-1: 3824 ks, KS-2: 2254ks, KS-3: 3478ks. Sklony, zaoblení a detaily konstrukce byly zjednodušeny v rámci matematického popisu geometrie.



Obrázek 14: Schéma sítě matematického modelu

V podélném směru se rozměr dílku změnil na délku 75 mm. Celková délka výpočetního modelu byla na celou délku poloviny rozpětí středního pole mostu.



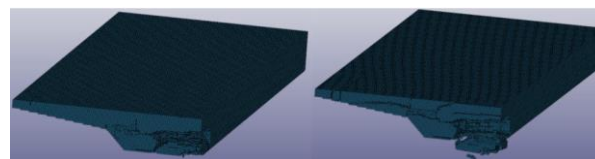
Obrázek 15: Model-1 před výbuchem

## 4.4. Odezva konstrukce

Změnou výšky nálože od mostovky nebo velikostí nálože se v určitých případech rapidně změnila reakce konstrukce na zatížení od výbuchu. Nezvyklý způsob chování se mohl odvíjet i od absence působení gravitace v numerickém modelu. Článek se především zabýval prvním maximálním dynamickým výkmitem konstrukce, proto mohlo být zanedbáno některé nezvyklé chování konstrukce. Dokmit konstrukce z metody centrálních diferencí a z programu LS-DYNA není z principu metod srovnatelný.

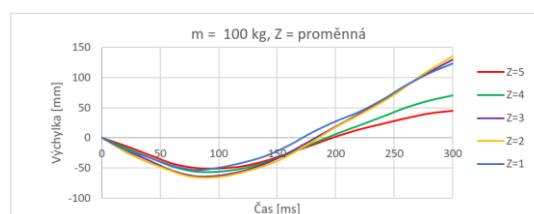
#### 4.4.1. Konstruktivní systém 1

Průhyb v první amplitudě nabýval hodnot do doby, dokud se neoddělila část materiálu vespod mostovky. Vyrovnáním hybnosti došlo k vymrštění mostovky směrem vzhůru s mnohonásobně větší deformací konstrukce. K takovému chování dopomáhala absence tíhového zrychlení zpomalující pohyb desky ve směru vzhůru k epicentru výbuchu.



Obrázek 16: Vlevo  $t = 25$  ms, vpravo: 350 ms

K výtrži materiálu docházelo u spodních vláken desky pod epicentrem výbuchu. Střetávaly se zde odražené vlny s postupujícími tlakovými vlnami šířící se stále od exploze. V místě střetu docházelo k vyčerpání plastické únosnosti materiálu.



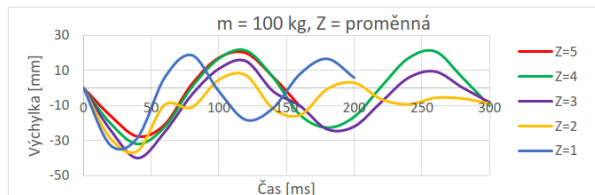
Obrázek 17: Přemístění uzlů: M-1\_m-100\_Z-proměnná



#### 4.4.2. Konstruktivní systém 2

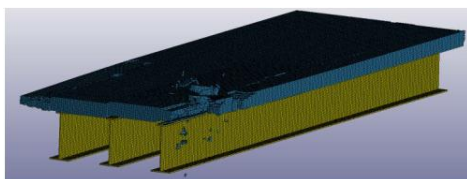
Přítomnost ocelových prvků zajišťoval vysokou pružnost konstrukce a tím také disipaci energie od zatížení výbuchem. Průhyby dosahovaly středních hodnot oproti ostatním konstruktivním systémům.

Ocelové nosníky odolávaly bez kolapsu i enormnímu nebo blízkému zatížení výbuchem. Opakem byla odezva betonové mostovky. Ta byla v některých případech doslova protlačena mezi ocelovými nosníky.



Obrázek 18: Přemístění uzlů: M-2\_m-100\_Z-proměnná

Po srovnání větší škály variací výbuchů o stejné hmotnosti bylo patrné, že chování konstrukce se v určité vzdálenosti nálože od dopadající plochy tlakové vlny zásadně změnilo. Zatímco křivky generované vzdálenostmi  $Z = 5, 4$  a  $3$  m byly téměř totožné i s podobnou periodou, tak křivky se vzdálenostmi  $Z = 2$  a  $1$  m se zásadně lišily.

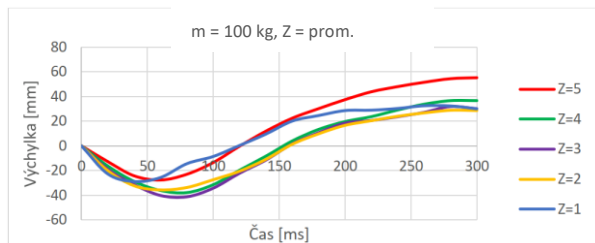


Obrázek 19: Eroze materiálu  $m=100\text{kg}$ ,  $Z=2\text{m}$ ,  $t=400\text{ms}$

Energie od výbuchu ztratila svou sílu prorazením desky mostovky. Velikost nálože byla ještě zvolena v rozumné míře, kdy nenarušila kompletně okolní povrch mostovky, ale jen bezprostředně plochu pod náloží.

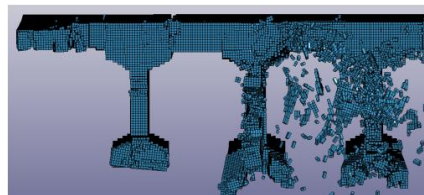
#### 4.4.3. Konstruktivní systém 3

Vyšší tuhost konstrukce představovala také větší náchylnost ke křehkému chování konstrukce. Konstrukce disponovala nejmenším průhybem oproti předchozím konstruktivním systémům. Bohužel při konfiguraci hmotné nálože nebo blízkého výbuchu docházelo k náhlému porušení konstrukce u většiny zkoušených konfigurací.



Obrázek 20: Přemístění uzlů: M-3\_m-100\_Z-proměnná

Konstruktivní systém byl schopný odolávat variacím  $100$  kg nálože TNT se značným poškozením. Obecně typ mostu nebyl vhodný pro svou křehkost jako konstrukce odolávající zatížením výbuchem.



Obrázek 21: Eroze materiálu v čase  $40\text{ms}$ , model v  $Z = 0$

#### 4.5. Posouzení zbytkové únosnosti

Docházelo k extrémní erozi mostovky z důvodu použití příliš veliké nálože nebo blízkého výbuchu. Tento způsob poškození byl neslučitelný s analytickým výpočtem.

Modely, u kterých nebyla vyčerpaná celá únosnost od zatížení výbuchem, byly posouzeny na zbytkovou únosnost pomocí metody mezního přetvoření a porovnány s ostatními typy konstrukcí.

Posuzovanou situaci bylo možné si představit jako výbuch na prázdném mostě, kde po ukončení kritického děje bylo potřeba zjistit, zdali konstrukce stále přenesla zatížení od dopravy podle schématu LM1.

číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu		hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce [mm]		Přetvoření materiálu při daném pootočení od výbuchu		
	model	R [m]		W [kg]	MCD	LS-DYNA	beton [%]	výztuž [%]
1	1	50	135	35	0,772	1,653	7,170	
2	5	50	34	28	0,628	1,293	6,885	
3	1	100	162	54	1,078	2,633	7,958	
4	2	100	93	66	1,244	3,286	8,489	
5	3	100	65	64	1,222	3,200	8,419	
6	4	100	51	56	1,031	2,452	7,811	
7	5	100	42	52	0,897	2,000	7,446	

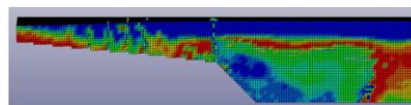
číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu		hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce [mm]		Přetvoření materiálu při daném pootočení od výbuchu	
	model	R [m]		W [kg]	MCD	LS-DYNA	beton [%]
1	1	50	113	25	0,150	2,698	
2	5	50	28	16	0,096	1,729	
3	1	100	135	33	0,198	3,550	
4	2	100	78	36	0,217	3,881	
5	3	100	55	40	0,241	4,299	
6	4	100	42	32	0,194	3,469	
7	5	100	35	28	0,169	3,030	

číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu		hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce [mm]		Přetvoření materiálu při daném pootočení od výbuchu		
	model	R [m]		W [kg]	MCD	LS-DYNA	beton [%]	výztuž [%]
1	1	50	77	19	0,556	1,587	7,272	
2	5	50	19	14	0,443	1,134	6,870	
3	1	100	92	27	0,716	2,354	7,955	
4	2	100	53	36	0,880	3,216	8,724	
5	3	100	37	42	0,990	3,811	9,255	
6	4	100	29	38	0,914	3,402	8,890	
7	5	100	24	28	0,732	2,436	8,028	

Obrázek 22: Konstruktivní systémy - 1,2,3

#### 4.6. Rozsah poškození

Zbytkový moment únosnosti byl vypočten na oslabeném průřezu pomocí metody mezního přetvoření.



Obrázek 23: Oblasti s vyčerpanou plastickou deformací

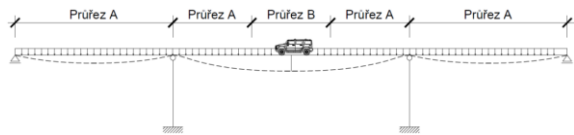
Výpočetní model byl uvažován pouze ve 2D rovině XZ. Veškerá zatížení byla tak i uvažována. Výpočet průhybu by v

tomto případě nebyl směrodatný. Hodnotícím parametrem byl moment únosnosti oslabeného průřezu.



Obrázek 24: Mostní průřezy před a po výbuchu

Poloha umístění náprav na mostě byla provedena podle kritéria maxmax M, pro získání maximálního momentu uprostřed rozpětí.



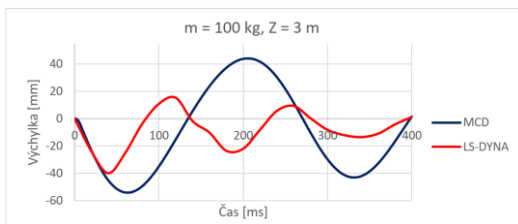
Obrázek 25: Schéma mostu – poloha zatížení

#### 4.7. Srovnání s metodou centrálních diferencí

Původní myšlenka použití MCD spočívala ve zjednodušeném odhadu následků od zatížení výbuchem. Fundamentální rozdíl mezi metodou centrálních diferencí a výpočtu v programu LS-DYNA jsou vstupy do výpočtů. Tím je myšlena absence vyššího modulu pružnosti použitého materiálu, který materiál má při šokovém zatížení. Důsledkem bylo použití běžné tuhosti konstrukce, která se navíc neměnila v čase.

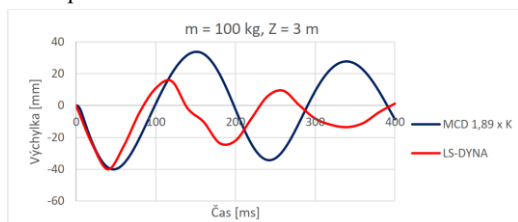
Program LS-DYNA uvažuje změnu charakteristik materiálu při rychlém dynamickém chování. Tím je vysvětlen rozdíl frekvencí kmitání konstrukce. Materiál při rychlém zatěžování navýší svou pevnost, to znamená i tuhosti, proto je frekvence značně vyšší.

Průběh výchylek z programu LS-DYNA byl porovnán s vybranými výsledky průběhů výchylek podle výpočtu metodou centrálních diferencí.



Obrázek 26: Srovnání metod výpočtu odezvy

I za předpokladu změny tuhosti konstrukce k docílení stejného průhybu, v konkrétním případě pro konfiguraci  $m = 50 \text{ kg}$ ,  $Z = 5 \text{ m}$ , nešlo docílit frekvenčního proložení křivky. Tuhost v ručním výpočtu pomocí MCD byla zvětšena na 1,47násobek své původní tuhosti. Přesto docházelo k mírnému fázovému posunutí kmitání.



Obrázek 27: Srovnání metod výpočtu odezvy (úprava K)

S ohledem na konstrukční systémy, lze prohlásit nemožnost aplikace metody centrálních diferencí jako zjednodušeného výpočtu. Pro získání věrohodných výsledků by bylo potřeba upravit vstupní parametry do výpočtu a průběžně zahrnovat změny tuhosti a chování konstrukce do algoritmu výpočtu.

## 5. POROVNÁNÍ KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ

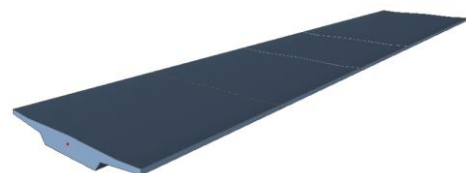
Betonové konstrukce kmitaly v podobné frekvenci díky společným vlastnostem. Spřažená konstrukce měla dvojnásobný kmitočet. Konstrukční systém 2 dosahoval největšího průhybu. Právě možnost konstrukce přetvářet se bez následného kolapsu byla stěžejním parametrem pro odolnosti konstrukcí proti výbuchům. Dostatečná duktilita je primárním parametrem, který je zapotřebí dodržet pro správný návrh konstrukce odolné výbuchu.

LS-DYNA			Konstrukční systém 1	Konstrukční systém 2	Konstrukční systém 3
číslo	vzdálenost nálože od centra výbuchu	hmotnost nálože	Průhyb středního pole konstrukce		
model	R [m]	W [kg]	x [mm]	x [mm]	x [mm]
1	5	50	28	16	14
2	5	500	140	100	95
3	5	950	440	150	X
4	5	2000	X	244	X
5	5	5000	X	172	X
1	0	950	X	42	X
2	0,5	950	X	88	X
3	1	950	X	228	X
4	2	950	X	99	X
5	3	950	X	111	X
6	4	950	X	157	X
1	1	50	35	25	19
2	5	50	28	16	14
3	1	100	54	33	27
4	2	100	66	36	36
5	3	100	64	40	42
6	4	100	56	32	38
7	5	100	52	28	28

Obrázek 28: Srovnání průhybů vypočtených v LS-D

### 5.1. Konstrukční systém 1

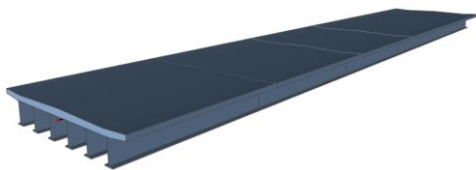
Předpjatá železobetonová deska přednostně vynikala svou kombinací poměrně vysoké tuhosti a velké hmotnosti. Robustnost konstrukce disipovala velké množství energie od výbuchu. Výpočtem byly zjištěny dvě primární poškození. Průřez deskou byl z pohledu stability stěžejní. Přerušením předpjatých kabelů nastal kolaps konstrukce. Zatímco při výtrži nebo rozsáhlejším poškození struktury materiálu byl most stále schopen přenášet zatížení.



Obrázek 29: Konstrukční systém 1

## 5.2. Konstrukční systém 2

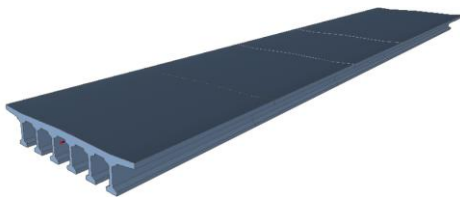
Vysoká tuhost konstrukce byla způsobena ocelovými nosníky spráženými s železobetonovou mostovkou. Přesto se konstrukce vyznačovala dostatečnou pružností pohlcující energii exploze. Šlo o lehkou konstrukci s vyšší frekvencí kmitání. Konstrukce odolávala veškerému zatížení bez větších obtíží. Choulostivým prvkem se stala mostovka, která při vzdáleném výbuchu musela odolávat vysokým zatížením. Při kontaktním výbuchu dokázala konstrukce omezit škody pouze na průraz deskou. S bezpečným zajištěním nosníků proti klopení šlo o velice houževnatou konstrukci, která odolávala díky své značné pružnosti.



Obrázek 30: Konstrukční systém 2

## 5.3. Konstrukční systém 3

Konstrukční systém 3 zprvu představoval ideální vlastnosti konstrukce vhodné pro odolnost. Konstrukce o vysoké hmotnosti i tuhosti. Ve zjednodušeném výpočtu průhybu pomocí metody centrálních diferencí vykazovala nejnižší průhyby. Tato predikce byla vyvrácena výpočtem v programu LS-DYNA. Vysoká tuhost a hmotnost způsobovala křehkost průřezu. Takovýto průřez nebyl schopen odolávat velkým deformacím. Rychlé nelineární dynamické jevy byly tlumeny vlastní erozí materiálu. Konstrukce neměla nadbytečný objem materiálu pro erozi. Úzká žebra roštu se vyznačovala vysokou konstrukční výškou s velmi tenkou stěnou žebra. Konstrukce nebyla odolná proti zatížení výbuchem, díky své nízké duktilitě.



Obrázek 31: Konstrukční systém 3

## 6. ZÁVĚR

Z výsledků výpočtu dynamického chování mostní konstrukce, byly sestaveny tabulky s maximálními dynamickými výkmity, které jsou vyvolané explozí na mostní konstrukci v závislosti na hmotnosti nálože a vzdálenosti nálože od mostovky. Výpočetní část práce byla rozdělena na dva sektory. V první části byla zkoumaná použitelnost zjednodušených metod pro analýzu konstrukce bez složitých výpočetních operací. V druhé části byl využit speciální software pro rychlé nelineární dynamické jevy. Porovnání výsledků mezi oběma metodami prokázalo nemožnost použití metody centrálních diferencí pro získání průhybu na konstrukci vyvolaného výbuchem bez speciálních úprav

tuhostí a aplikace zatížení ve vstupu do výpočtu. Přesto zbytek analýzy průřezu pomocí metody rotačních kapacit a metody mezního přetvoření je dostatečný v případě výbuchu vzdáleného a ve střední vzdálenosti. Blízké a kontaktní výbuchy mají zcela odlišné chování, to samé platí pro odezvu konstrukce. Problematika kontaktních výbuchů a výbuchů v přechodové vzdálenosti nebyla součástí této práce.

## PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování této práce.

## Reference

- FOGLAR, Ing. Marek a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. EXTRÉMNI NÁVRHOVÉ SITUACE V MOSTNÍM STAVITELSTVÍ – POŽÁRY A VÝBUCHY MOSTŮ
- KARASOVÁ, Ing. Eva, Ing. Marek FOGLAR, PH.D., Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. a ČVUT, fakulta stavební & OSVVP ČSSI. CITLIVOSTNÍ ANALÝZA KONSTRUKČNÍCH SYSTÉMŮ MOSTŮ NA ZATÍŽENÍ VZDÁLENÝM VÝBUCEM
- FOGLAR, Marek, Radek HÁJEK, Radek ŠTEFAN a Jiří STÖHR. Vyšetřování vlastností cementových kompozitů vystavených působení extrémních zatížení: experimenty, modelování, technologie. V Praze: České vysoké učení technické, 2016. ISBN 978-80-01-05892-3
- [Makovička a Janovský, 2008] Makovička D. a Janovský B. Příručka protivýbuchové ochrany staveb, Česká technika – nakladatelství ČVUT v Praze, 2008
- MÁCA, CSc., Prof. Ing. Jiří. Dynamika stavebních konstrukcí 2 [online]
- MÁCA, CSc., Prof. Ing. Jiří. Seizmické inženýrství [online]
- KARASOVÁ, Ing. Eva, Ing. Marek FOGLAR, PH.D. a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. ANALOGIE ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ VÝBUCEM POMOCÍ ZNALOSTÍ ŘEŠENÍ ZATÍŽENÍ SEISMIKOU
- FOGLAR, Ph.D., Ing. Marek a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. EXTRÉMNI NÁVRHOVÉ SITUACE V MOSTNÍM STAVITELSTVÍ – POŽÁRY A VÝBUCHY MOSTŮ
- KARASOVÁ, Ing. Eva, Ing. Marek FOGLAR, PH.D. a Prof. Ing. Vladimír KRÍSTEK, DrSc. METODA NÁHRADNÍHO ZATÍŽENÍ PRO STANOVENÍ MÍRY POŠKOZENÍ MOSTŮ ZATÍŽENÍM VÝBUCEM
- MAKOVIČKA, DRSC., Doc. Ing. Daniel a Ing. Daniel MAKOVIČKA. THE USE OF DUCTILITY RESERVES OF STRUCTURE BEARING CAPACITY IN SEISMIC ANALYSIS [online]. Dostupné také z: <http://www.engmech.cz/>
- DRAGANIĆ, Hrvoje a Vladimír SIGMUND. Djelovanje eksplozija na konstrukcije: Blast loading on structures. Tehnički vjesnik [online]. 2012, 2012(19), 10. ISSN 1330-3651