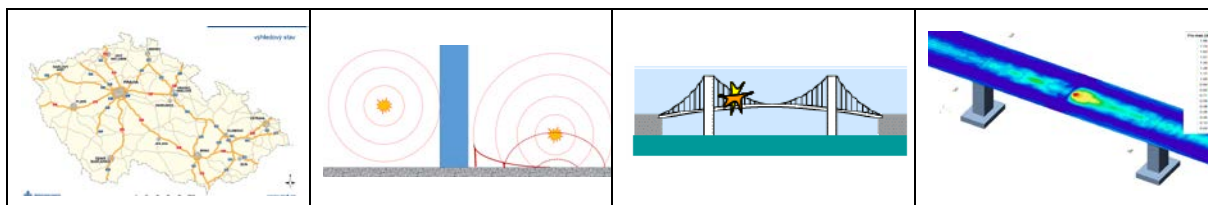


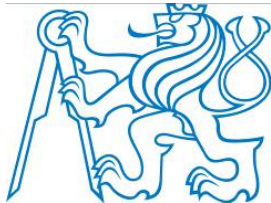

Metodika hodnocení spolehlivosti mostů a tunelů na pozemních komunikacích v mimořádných situacích



Autoři: České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav
doc. Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D.
prof. Ing. Milan Holický, DrSc.
Ing. Karel Jung, Ph.D.
doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc.
doc. Ing. Jana Marková, Ph.D.

Univerzita obrany, Fakulta vojenských technologií
plk. doc. Ing. Pavel Maňas, Ph.D.
Ing. Lubomír Kroupa, CSc.

22. února 2016

	<p>České vysoké učení technické v Praze Kloknerův ústav</p> <p>Šolínova 7 166 08 Praha 6</p>	<p>Univerzita obrany Fakulta vojenských technologií</p> <p>Kounicova 65 662 10 Brno</p>	
---	---	--	---

OBSAH

1	ÚVOD	3
1.1	<i>Rozsah platnosti.....</i>	3
1.2	<i>Význam metodiky.....</i>	3
2	KLASIFIKACE KLÍČOVÝCH TRAS A OBJEKTŮ	5
2.1	<i>Kritická infrastruktura.....</i>	5
2.2	<i>Významné pozemní komunikace a klíčové stavební objekty.....</i>	6
3	POPIS MIMOŘÁDNÝCH SITUACÍ.....	6
3.1	<i>Antropogenní hrozby – výbuch</i>	6
3.1.1	<i>Zásady stanovení zatížení.....</i>	6
3.1.2	<i>Zjednodušený postup stanovení zatížení</i>	9
3.2	<i>Antropogenní hrozby – náraz.....</i>	10
3.2.1	<i>Zásady stanovení zatížení.....</i>	10
3.2.2	<i>Zjednodušený postup stanovení zatížení</i>	11
3.3	<i>Přírodní hrozby</i>	12
4	ODEZVA KONSTRUKCE	14
4.1	<i>Zásady.....</i>	14
4.2	<i>Uvažování duktilních vlastností konstrukce</i>	15
4.3	<i>Analýza odezvy</i>	16
4.4	<i>Posouzení odezvy</i>	17
4.4.1	<i>Hodnocení podle norem</i>	17
4.4.2	<i>Zpřesněné řešení</i>	18
4.5	<i>Robustnost</i>	20
4.5.1	<i>Základní koncepce</i>	20
4.5.2	<i>Zásady pro zajištění robustnosti.....</i>	21
5	OPATŘENÍ PRO ZAJIŠTĚNÍ SPOLEHLIVOSTI	23
5.1	<i>Provozní opatření</i>	23
5.2	<i>Konstrukční opatření</i>	24
6	Bibliografie.....	25

1 ÚVOD

1.1 Rozsah platnosti

Metodika uvádí postupy identifikace klíčových pozemních komunikací a jejich nejdůležitějších prvků, způsoby stanovení mimořádných zatížení a odezvy stavebních konstrukcí a možnosti provozních a konstrukčních opatření. Důraz se klade na antropogenní hrozby – záměrné i nehodové výbuchy a nárazy. Metodika úzce navazuje a doplňuje zásady:

- Eurokódů pro navrhování konstrukcí, a to především s ČSN EN 1990 pro zásady navrhování a ČSN EN 1991-1-7 pro mimořádná zatížení,
- ČSN ISO 2394 pro zásady spolehlivosti konstrukcí, včetně jejího nového vydání z roku 2015,
- normativních dokumentů NATO STANAG 2021 a 2280.

POZNÁMKA Metodika je výsledkem řešení projektu aplikovaného výzkumu VG20122015089 Hodnocení bezpečnosti a rizik dopravních staveb při mimořádném zatížení podporovaného Ministerstvem vnitra ČR.

Termíny, značky a definice, které jsou uvedeny v této metodice, vycházejí především z ČSN EN 1990, ČSN EN 1991-2, ČSN EN 1991-1-7 a ČSN ISO 2394.

1.2 Význam metodiky

Síť pozemních komunikací, a to především dálnic, rychlostních komunikací a silnic 1. třídy, má mimořádný význam pro ekonomiku České republiky i Evropské unie. I malá dopravní omezení mohou vést k velkým ekonomickým i společenským následkům. Vzhledem k provázanosti silniční sítě s železniční, leteckou i lodní dopravou a s telekomunikačními a dalšími inženýrskými sítěmi může porucha prvku silniční sítě vést k rozsáhlým nepřímým následkům. Klíčovými prvky dopravních tras jsou důležité mosty a tunely bez možnosti krátkých a kapacitních objízdnych tras pro příslušné třídy vozidel. Tyto mosty a tunely jsou v souladu se Směrnicí Evropského parlamentu 2008/114/EC klasifikovány jako objekty kritické infrastruktury.

Evropský program pro ochranu kritické infrastruktury KOM(2006) 786 dále uvádí, že rozhodování o bezpečnostních opatřeních týkajících se kritické infrastruktury by mělo vycházet z analýzy všech relevantních hrozeb a teroristický útok by měl být uvažován jako hlavní hrozba. Predikce hrozeb a kvalifikovaná rozhodnutí o opatřeních pro zajištění spolehlivosti klíčových stavebních objektů kritických dopravních infrastruktur se mají v souladu dokumentem MV ČR „Seznam - Přehled metodik pro analýzu rizik“ opírat o odborné hodnocení spolehlivosti a rizik. Podle „Bezpečnostní strategie ČR“ se v současné době zvyšují:

- požadavky na přepravu osob i nákladů v silniční dopravě a na zajištění zásobování obyvatelstva,
- negativní vlivy prostředí,
- rizika teroristických útoků,
- frekvence živelných katastrof a
- nároky na spolehlivost klíčových stavebních konstrukcí a bezpečnost jejich uživatelů.

Naléhavým úkolem je proto analýza a hodnocení spolehlivosti a rizik mostů a tunelů na pozemních komunikacích v mimořádných situacích a stanovení optimálních opatření pro zajištění bezpečnosti.

Minimální požadavky na spolehlivost tunelů transevropské silniční sítě a doporučení týkající se analýz a hodnocení rizik uvádí Směrnice Evropského parlamentu 2004/54/ES. Komplexní metodika hodnocení spolehlivosti a rizik dopravních staveb zahrnující mimořádné situace však není dosud v ČR ani v zahraničí dostatečně propracována. Metody hodnocení rizik mají komplexně přihlížet ke všem důležitým složkám funkční způsobilosti nově navrhovaných i existujících dopravních staveb včetně jejich únosnosti a robustnosti (schopnosti konstrukcí odolat nepříznivým jevům, aniž by tím nastalo porušení nepřiměřené původní příčině).

V posledních desetiletích dochází ke změnám prostředí, které nepříznivě ovlivňují spolehlivost staveb a mají přímou souvislost se sociálními, ekonomickými a ekologickými riziky. Pro účinky výbuchu a nárazy velkých těles existují v zahraničí a i u nás metodiky, které vycházejí především ze zobecněných výsledků experimentů. Pro dopravní stavby však dosud chybí věrohodné modely základních parametrů, a to především pro mimořádná zatížení. Nárazy těžkých vozidel a výbuchy mohou vést k poruchám nebo zřícením dopravních staveb se závažnými následky. Extrémní zatížení vyvolávají v konstrukcích závažné přechodové stavy s nelineárním průběhem odezvy.

Metodika se proto zaměřuje na doplnění zásad pro hodnocení spolehlivosti klíčových mostů a tunelů a poskytnutí podkladových informací. Dílčí témata zahrnují:

- identifikaci klíčových pozemních komunikací a nejdůležitějších stavebních objektů,
- popis antropogenních a přírodních hrozeb,
- odezvu konstrukčních systémů s uvážením robustnosti stavebních objektů a pokyny k zajištění robustnosti,
- metodický postup prevence a ochrany proti mimořádným zatížením.

Hodnocení spolehlivosti je důležitým krokem při hodnocení rizik vyžadovaném evropskou legislativou i normami pro důležité dopravní stavby. Zásady hodnocení rizik jsou mimo rámec této metodiky, podrobnější informace poskytují ČSN EN 1991-1-7, ISO 2394 z roku 2015, ISO 13824 a monografie [Jung, Maňas a kol., 2016]. Zásady pravděpodobnostního rozboru spolehlivosti, o které se opírá pravděpodobnostní hodnocení rizik, jsou uvedeny v ČSN EN 1990, ČSN ISO 2394 a odborných publikacích [Holický a Marková, 2005; Jung, Maňas a kol., 2016] a Pravděpodobnostní modelové příručky [JCSS, 2015]. Předložená metodika předpokládá, že pro kombinace zatížení v mimořádných návrhových situacích se postupuje podle ČSN EN 1990; podrobnosti k těmto kombinacím uvádí [Jung, Maňas a kol., 2016].

Metodika zaměřená na nejdůležitější stavební objekty dopravní infrastruktury přináší nové poznatky, které umožní ověřovat spolehlivost nových i existujících mostů a tunelů tak, aby došlo ke zvýšení připravenosti státu na prevenci a reakci proti antropogenním hrozbám a přírodním katastrofám. V souladu s evropskou legislativou a evropskými i mezinárodními normami zpřístupňuje metodika bezpečnostním expertům a projektantům postupy identifikace klíčových pozemních komunikací a jejich nejdůležitějších prvků, způsoby stanovení mimořádných zatížení, odezvy stavebních konstrukcí a možnosti provozních a konstrukčních opatření. Využití zpracovaných postupů podpoří hospodárné rozhodování o opatřeních pro zajištění spolehlivosti a snížení rizik dopravních objektů. Uplatnění popisovaných postupů v praxi usnadní ochranu a zajištění provozuschopnosti a spolehlivosti

klíčových mostů a tunelů na významných silničních trasách především proti antropogenním hrozbám a přispěje tak ke zvýšení bezpečnosti státu a občanů.

2 KLASIFIKACE KLÍČOVÝCH TRAS A OBJEKTŮ

2.1 Kritická infrastruktura

Prvky a systémy, které jsou důležité pro zajištění plynulého fungování základních funkcí státu a života obyvatelstva a mají být příslušně chráněny, se souhrnně označují jako kritická infrastruktura. Identifikace, kategorizace a ochrany prvků kritické infrastruktury se řeší na národní i evropské úrovni.

Směrnice Rady 2008/114/ES definuje základní pojmy:

- *kritická infrastruktura* – prostředky, systémy a jejich části nacházející se v členském státě Evropské unie, které jsou zásadní pro zachování nejdůležitějších společenských funkcí, zdraví, bezpečnosti, zabezpečení nebo dobrých hospodářských či sociálních podmínek obyvatel a jejichž narušení nebo zničení by mělo pro členský stát závažný dopad v důsledku selhání těchto funkcí;
- *evropská kritická infrastruktura* – kritická infrastruktura nacházející se v členských státech, jejíž narušení nebo zničení by mělo závažný dopad pro nejméně dva členské státy, závažnost dopadu se posuzuje podle průřezových kritérií.

Jako odvětví evropské kritické infrastruktury směrnice uvádí energetiku a dopravu, která zahrnuje silniční, železniční, leteckou, vnitrozemskou vodní, zámořskou a pobřežní vodní dopravu a přístavy.

V oblasti ochrany kritické infrastruktury se za základní dokumenty považují následující dokumenty:

- Bezpečnostní strategie České republiky,
- Obranná strategie České republiky,
- Komplexní strategie České republiky k řešení problematiky kritické infrastruktury,
- zákon 240/2000 Sb. o krizovém řízení a o změně některých zákonů (krizový zákon),
- Národní program ochrany kritické infrastruktury,
- nařízení vlády, kterým se mění nařízení vlády č. 432/2010 Sb., o kritériích pro určení prvku kritické infrastruktury.

Komplexní strategie ČR pro kritickou infrastrukturu definuje tyto pojmy:

- *prvek kritické infrastruktury* – stavba, zařízení, prostředek nebo veřejná infrastruktura určené podle průřezových a odvětvových kritérií,
- *ochrana kritické infrastruktury* – opatření zaměřená na snížení pravděpodobnosti narušení funkce prvku kritické infrastruktury,
- *subjekt kritické infrastruktury* – provozovatel prvku kritické infrastruktury.

Zařazení objektů (prvků) kritické infrastruktury se řídí kritérii definovanými nařízením vlády 432/2010 Sb.:

- *průřezová kritéria* – soubor hledisek pro posuzování závažnosti vlivu narušení nebo zničení prvku kritické infrastruktury s mezními hodnotami; hlediska zahrnují dopad na život a zdraví, ekonomický dopad a dopad na veřejnost,
- *odvětvová kritéria* – technické nebo provozní hodnoty k určování prvků kritické infrastruktury v odvětvích uvedených v příloze nařízení vlády.

Průřezová kritéria zahrnují následující mezní hodnoty:

1. více než 250 obětí nebo více než 2 500 zraněných osob s hospitalizací delší než 24 hodin,
2. hospodářská ztráta státu vyšší než 0,5 % hrubého domácího produktu, nebo
3. dopad na veřejnost v důsledku rozsáhlého omezení poskytování nezbytných služeb nebo jiného závažného zásahu do každodenního života postihujícího více než 125 000 osob.

Odvětví uvažovaná pro určení prvků kritické infrastruktury v ČR zahrnují silniční, železniční, leteckou a vnitrozemskou vodní dopravu.

Odvětví kritické infrastruktury jsou vzájemně provázána a může dojít k tzv. kaskádovému efektu, kdy selhání jedné části infrastruktury vede k selhání jejích dalších částí. Právě z tohoto hlediska je jedním z významných prvků kritické infrastruktury dopravní infrastruktura.

2.2 Významné pozemní komunikace a klíčové stavební objekty

Na základě odvětvových kritérií je kritická infrastruktura pro silniční dopravu tvořena dálnicemi, rychlostními komunikacemi a silnicemi I. třídy, pokud neexistuje krátká a dostatečně kapacitní objízdna trasa pro příslušné třídy vozidel.

Pozemní komunikace se skládají z řady různých dopravních staveb a souvisejících zařízení. K dopravním stavbám na pozemních komunikacích patří především silniční těleso a silniční objekty zahrnující:

- mosty a lávky pro chodce,
- propustky,
- tunely a galerie,
- zdi a rovnaniny.

Z hlediska zabezpečení provozuschopnosti kritické dopravní infrastruktury patří k nejdůležitějším silničním objektům mosty, tunely a významné dopravní uzly, jako jsou křižovatky. Dále uváděné postupy se zaměřují na hodnocení spolehlivosti významných silničních mostů a tunelů.

3 POPIS MIMOŘÁDNÝCH SITUACÍ

3.1 Antropogenní hrozby – výbuch

Evropský program pro ochranu kritické infrastruktury KOM(2006) 786 uvádí, že rozhodování o bezpečnostních opatření týkajících se kritické infrastruktury by mělo vycházet z analýzy všech relevantních hrozeb, teroristický útok by pak měl být uvažován jako hlavní hrozba. Tato kapitola se proto zaměřuje na stanovení zatížení při výbuchu a nárazu a doplňuje zásady ČSN EN 1991-1-7. Detailní informace poskytuje publikace [Jung, Maňas a kol., 2016].

3.1.1 Zásady stanovení zatížení

Výbuch (exploze) je definován jako fyzikální jev, při kterém dochází v řádu milisekund k prudkému uvolnění energie a prudkému lokálnímu zvýšení teploty a tlaku. Prudká změna tlaku se šíří do okolí jako rázová vlna. Výbuchy se dělí v závislosti na rychlosti děje a jeho tlakovém projevu na [Makovička a Janovský, 2008]:

- *deflagraci* (explozivní hoření) s rychlostmi hoření od mm/s až do desítek m/s a nízkými tlaky (od nepatrného přetlaku až do několika MPa), vzhledem k hodnotám rychlosti hoření tlaková vlna předbíhá reakční pásmo;
- *přechod od deflagrace do detonace* – děj probíhající rychlostí až několika stovek m/s a dosahující tlaků až stovek MPa, jedná se o komplikovaný proces, na jehož vysvětlení zatím nebyla vytvořena ucelená teorie;
- *detonaci* probíhající rychlostí vyšší než 1000 m/s, v čele tlakového pole je rázová vlna, která způsobuje okamžitý nárůst tlaku na hodnotu jednotek až desítek GPa, dochází k iniciaci reakce prudkým stlačením reakční směsi nebo látky rázovou vlnou, reakční pásmo následuje rázovou vlnou.

Při hodnocení účinků výbuchu na okolí se rozlišují typy výbuchu – vzdušný, pozemní, podzemní a podvodní – a jejich odlišné účinky:

1. *rázová vlna – vzdušná* (air blast) je charakterizována přetlakem v čele rázové (tlakové) vlny, tlakovým impulsem, dynamickým tlakem a charakteristickým časovým průběhem;
2. *rázová vlna – zemní* (ground-shock) je charakterizována uvolněnou energií výbuchu do země, šíří se geologickým prostředím jako objemové vlnění a prostřednictvím geologických vrstev a terénu jako povrchové vlnění;
3. *střepiny* (fragments) vznikají jako primární ihned při výbuchu – obal výbušniny – a jako sekundární – letící trosky, nebo trosky způsobené tlakovou vlnou šířící se od výbuchu, je potřebné uvažovat jejich hmotnost a vysokou rychlost v řádu desítek až stovek m/s;
4. *kráter* (crater ejecta) je charakterizován hloubkou rozrušení zeminy, průměrem a výškou valu, který vznikne výhozem zeminy;
5. *teplo* (heat) – tepelný účinek je charakterizován v těsné okolí výbuchu vznikem ohnivé oblasti.

Účinky výbuchu se většinou vztahují k maximálnímu přetlaku, který je v čele vzdušné rázové vlny. Závislost mezi tlakem a časem v dané vzdálenosti od místa výbuchu popisuje např. Friedlanderova rovnice [Larcher, 2007; Vávra a Vágenknecht, 2002]. Podobných rovnic je velké množství a liší se především parametry výbuchu a lokalitou, ve které k výbuchu došlo [Makovička a Janovský, 2008].

Při hodnocení účinků je potřebné rozlišovat mezi:

- *vzdušným (sférickým, nadzemním) výbuchem*, kdy se uvolněná energie šíří po sférických plochách všemi směry stejně a
- *pozemním výbuchem*, kdy se uvolněná energie šíří po hemisférických plochách a intenzita je tedy dvojnásobná.

Při hodnocení mostů a tunelů lze většinu výbuchů považovat za pozemní, protože při dopadu rázové vlny na překážku se zformuje odražená vlna, jejíž energie je srovnatelná s energií dopadající vlny.

Množství energie uvolněné při výbuchu závisí na typu výbušniny a především na její měrné energii. Z toho vyplývá, že různé výbušniny při výbuchu vytvoří rázovou vlnu s různou energií – rychlostí a tlakem. Většina empirických vztahů byla převedena na výbušninu TNT. U ostatních výbušnin se proto vypočítává tritolový ekvivalent. Vychází z porovnání energie, která se při výbuchu uvolní. Přehled tritolových ekvivalentů pro různé, především průmyslově vyráběné výbušniny, je možné vyhledat v odborné literatuře [ATP-3.12.1.8, 2015; Larcher, 2007; Makovička, 2010; Vávra a Vágenknecht, 2002]. Správné určení tritolového ekvivalentu

u průmyslově vyráběných trhavin je relativně jednoduché a hodnoty uváděné v různých zdrojích se prakticky neliší.

Určení tritolového ekvivalentu u podomácku vyráběných výbušných směsí používaných v různých nástražných systémech je komplikované a hodnoty se v různých pramenech rozcházejí, většinou se u průmyslových trhavin uvádí koeficient 0,7-0,9. V lomech se používají trhaviny s koeficientem i 0,4; podomácku vyrobené trhaviny nemusejí mít ani takovou účinnost. U některých výbušnin se uvažují různé hodnoty tritolového ekvivalentu pro výpočet tlaku a pro výpočet impulsu.

Analytické modely. Analytické výpočty jsou obvykle založeny na jednoduchých empirických vztazích pro časový průběh tlaku. Tyto vztahy mají vždy omezenou platnost pro konkrétní rozsah hmotností nálože a vzdálenosti, ve které lze určit přetlak. Je nutné respektovat jednotky, ve kterých se zadávají vstupní veličiny a v kterých je výsledek. Je potřebné zohlednit, zda jsou vztahy vhodné pro vzdušný (nadzemní) nebo pozemní výbuch, a případně výslednou hodnotu upravit.

Výpočty pomocí analytických vztahů jsou v praxi užitečné v případě různých koncepčních výpočtů, nebo když je potřeba udělat rychlé odhady možných účinků výbuchu pro rozhodnutí krizových orgánů nebo armádních velitelů. Například empirické vztahy definované Bulmashem a Kingerym jsou velmi komplexní a jsou používány jako referenční hodnoty v manuálech americké armády, OSN a několika softwarových nástrojích používaných v NATO, EU a OSN [IATG 01.80, 2015]. Empirické vztahy obecně popisují případy s jednoduchou geometrií, např. přímé šíření rázové vlny v prostoru nebo na terénu a odraz rázové vlny od kolmé překážky – zvýšení tlaků v čele tlakové vlny. Obvykle postačují základní vstupní parametry – hmotnost (nebo ekvivalentní hmotnost) nálože, výška nad terénem nebo konstrukcí, vzdálenost od místa výbuchu a případně čas od okamžiku výbuchu nálože, který je funkcí rychlosti šíření v závislosti na předchozích parametrech a fyzikálních vlastnostech prostředí. Odraz od šikmé překážky je popsán v [Henrych, 1973].

Numerické modely. Numerické modely se používají, pokud je potřeba přesně analyzovat konkrétní případ konstrukce namáhané rázovou vlnou způsobenou výbuchem, nebo přímo výbuchem. Výhodou je možnost analyzovat geometricky složité okrajové podmínky, např. mnohonásobné odrazy rázové vlny a interakce s konstrukcí o určité tuhosti. Nevýhodou je značná časová náročnost výpočtů.

Numerické simulace většinou využívají možností systémů na analýzu konstrukcí metodou konečných prvků (MKP). Tyto systémy, např. LS-DYNA, ANSYS/ AUTODYN nebo ABAQUS, musí obsahovat explicitní řešič, který je schopen řešit velmi rychlé dynamické děje. Pokud je potřebné respektovat skutečné tuhosti konstrukce, musejí být k dispozici odpovídající materiálové modely pro tento typ výpočtů. Ty jsou značně odlišné od materiálových modelů používaných pro běžné výpočty MKP. Materiálové charakteristiky pro statickou analýzu konstrukcí s výjimkou objemové hmotnosti zde nelze využít.

Některé vyspělé softwarové systémy, např. LS-DYNA nebo ANSYS/ AUTODYN s explicitním řešičem a odlišnými materiálovými modely pro dynamickou analýzu, mohou použít jako určité zjednodušení analytický model rázové vlny a konstrukci potom zatěžují tlakovou funkcí založenou na modelu Bulmashe a Kingeryho. Tímto zjednodušením lze dosáhnout i stonásobného zkrácení trvání analýzy díky dosažení delšího časového kroku. Tento postup lze s dostatečnou věrohodností využít pouze pro relativně jednoduché geometrie bez mnohonásobných odrazů rázové vlny.

Při použití běžně dostupných MKP systémů nebo CFD (Computational Fluid Dynamics) systémů je nutné přihlídnout k metodice výpočtu dynamické odezvy, např. k délce časového kroku, počtu vlastních frekvencí, tlumení atd. Zabudované materiálové modely jsou určeny pro statické nebo dynamické zatěžování a nejsou vždy schopné věrohodně postihnout odezvu materiálů na pulzní zatížení. Výsledky těchto výpočtů je možné využít pouze pro orientační zjištění nejnamáhanějších částí konstrukce, nebo pro zjištění způsobu obtékání konstrukce rázovou vlnou, pokud se neprovádí přesnější výpočet podle následujícího textu.

3.1.2 Zjednodušený postup stanovení zatížení

Zatížení od výbuchu je velmi často uvažováno s následujícími zjednodušeními [Makovička a Janovský, 2008]:

- Zatížení se uvažuje jako superpozice dvou trojúhelníkových průběhů, které odpovídají přetlakové a podtlakové fázi časového průběhu zatížení.
- Trojúhelníkový časový průběh zatížení přetlakové fáze odpovídá součtu dopadající a odražené rázové vlny od výbuchu; zjednodušeně lze podtlakovou fázi především u pevných výbušnin zanedbat.
- Obvykle se rázová vlna zatížení uvažuje s rovinným čelem; náběh v čele rázové vlny do jejího maxima je zpravidla velmi strmý.
- Časový průběh zatížení konstrukce je uvažován jako spojitý po celé ploše konstrukce a lokální efekty zatížení odpovídající nerovnostem konstrukce bývají zanedbány. S výjimkou rozsáhlých konstrukcí se zanedbává i fázové zpoždění dopadající rázové vlny od výbuchu.

Pro zatížení konstrukce při výbuchu v otevřeném prostoru byly odvozeny z experimentů s malými náložemi pevných výbušnin následující empirické vztahy [Makovička a Janovský, 2008; Makovička a Makovička, 2014a]:

$$C_w = W \frac{Q_{sm}}{Q_{TNT}} \quad (3.1)$$

kde C_w je ekvivalentní hmotnost nálože [kg TNT], W aktuální hmotnost výbušniny [kg], Q_{sm} specifické teplo použité výbušniny [kJ/kg] a $Q_{TNT} = 4200$ kJ/kg je specifické teplo TNT výbušniny.

Intenzity na čele přetlakové a podtlakové fáze, doby jejich trvání a redukovanou vzdálenost lze vyjádřit jako:

$$\begin{aligned} p_+ &= \frac{1.07}{\bar{R}^3} - 0,1 \quad \dots \quad \bar{R} \leq 1; & p_+ &= \frac{0.0932}{\bar{R}} + \frac{0.383}{\bar{R}^2} + \frac{1.275}{\bar{R}^3} \quad \dots \quad 1 \leq \bar{R} \leq 15 \\ p_- &= \frac{0.035}{\bar{R}} \\ \tau_+ &= 1.6 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt[6]{C_w} \cdot \sqrt{\bar{R}}; & \tau_- &= 1.6 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt[3]{C_w} \\ \bar{R} &= \frac{R}{\sqrt[3]{C_w}} \end{aligned} \quad (3.2)$$

kde p_+ označuje maximální přetlak na čele dopadající vlny [MPa], p_- maximální podtlak podtlakové fáze dopadající vlny v závislosti na atmosférickém tlaku [MPa], \bar{R} je redukovaná

vzdálenost epicentra výbuchu od čelního povrchu konstrukce $[m/kg^{1/3}]$, R skutečná vzdálenost [m], τ_+ trvání přetlakové fáze [s] a τ_- trvání podtlakové fáze [s].

Rychlost šíření čela vlny N [m/s] a rychlostní nápor p_{+n} [MPa] jsou:

$$N = 340 \cdot \sqrt{1 + 8.3 \cdot p_+}; \quad p_{+n} = \frac{2.5 \cdot p_+^2}{p_+ + 0.72} \quad (3.3)$$

kde tlak p_+ se dosazuje v [MPa].

Při kolmém dopadu výbuchové vlny na pevnou překážku vzniká odražená vlna s přetlakem odrazu p_{ref} [MPa], která zatěžuje konstrukci z čelní strany (p_+ v MPa):

$$p_{ref} = 2 \cdot p_+ + \frac{6 \cdot p_+^2}{p_+ + 0.72} \quad (3.4)$$

Doba působení přetlaku t_D je přibližně stejná jako doba trvání rázové vlny τ_+ , $t_D \approx \tau_+$.

Vlnění se od ohniska výbuchu šíří v kulových vlnoplochách. Při pozemním výbuchu – na kontaktu s terénem – je energie výbuchu přibližně dvojnásobná, protože při úplném odrazu od povrchu terénu se tlaková vlna šíří v polokulových vlnoplochách. Tento vliv lze zohlednit tak, že pro pozemní výbuch – při postupu podle vztahu (3.2) – ve výšce h nad terénem se uvažuje ekvivalentní hmotnost nálože C_w násobkem skutečně použité hmotnosti nálože C [Makovička a Makovička, 2014b a 2015a,b]:

$$\begin{aligned} C_w &= 2C - C h / 20 \dots \text{pro } h \leq 20 \text{ m} \\ C_w &= C \dots \text{pro } h > 20 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.5)$$

kde výška nad terénem h se dosazuje v m. Dvojnásobek pro nulovou výšku odpovídá součtu rázové vlny a odražené vlny od povrchu terénu [Bangash, 1993, Makovička a Janovský, 2008].

3.2 Antropogenní hrozby – náraz

3.2.1 Zásady stanovení zatížení

Obvykle se uvažují nárazové síly od silničních vozidel, vlaků a plavidel, v některých případech je však také potřebné uvážit i leteckou dopravu. Zatížení v důsledku teroristických útoků jsou mimo rozsah ČSN EN 1991-1-7, obecné zásady uvedené v této metodice lze však použít. Statická ekvivalentní nárazová síla se stanoví podle typu pozemní komunikace. Při volbě velikosti nárazové síly je potřebné uvážit předpokládané následky poruchy stavby vlivem nárazu, místní podmínky a konkrétní polohu a orientaci konstrukce.

Technické podmínky [TP 114, 2015] umožňují zmenšit nárazové síly uvedené v Eurokódech, jestliže se použije silniční svodidlo. Musí se však uvážit, že v některých případech svodidlo nemusí poskytnout účinnou ochranu před nárazem, kdy např. nastane náraz do konstrukce v oblasti nad silničním svodidlem nebo dojde k převrácení těžkého vozidla přes svodidlo. V nebezpečných nebo nedostatečně přehledných oblastech, např. v blízkosti nebezpečných

křižovatek, se má použít horní mez návrhových hodnot nárazových sil, [Marková a Jung, 2014].

Doplňující informace pro stanovení nárazových sil poskytuje publikace [Jung, Maňas a kol., 2016].

3.2.2 Zjednodušený postup stanovení zatížení

Odlišuje se náraz velkých těles – vozidla, plavidla, letadla nebo rakety, nebo malých těles – střely nebo výbuchem nesených trosk – na překážku ocelovou, betonovou nebo zemní prostředí [IAEA, 2003; Bangash, 1993]. Pro mosty a tunely se uvažuje pouze náraz větších těles na konstrukci a zemní prostředí.

Stanovení zbytkové rychlosti narážejících vozidel vychází z teorie rázu těles a přenosu kinetické energie dopadajícího předmětu do konstrukce překážky [IAEA, 2003; Bangash, 1993]. Kontaktní plochy překážky a narážejících předmětů vychází ze zjednodušené dopadové plochy tělesa. Narážející vozidlo je s ohledem na jeho hmotnost zjednodušeně uvažováno jako těleso ve tvaru kruhové desky s danou tloušťkou a efektivním průměrem.

Při nárazu vozidla na větší plochu ("na plochu") jsou rázové účinky nižší, proto je toto zjednodušené řešení spíše konzervativní. Při nárazu na zeminu se vyčnívající části tělesa zapíchnou, nebo v případě silničních panelů ohnou nebo rozdrťí. O intenzitě účinku zatížení pak zpravidla rozhoduje "střední," nebo-li efektivní průměr narážejícího objektu.

Nárazu vozidel může vzdorovat celá konstrukce překážky. Zjednodušeně pro vystižení lokálního působení rázů lze uvažovat, že setrvačná plocha překážky odpovídá jedno až dvojnásobku plochy dopadu, případně pro nosníkové soustavy hmota poloviny rozpětí nosníkové konstrukce.

Řešení rázu odpovídá obvyklým postupům dynamiky konstrukcí. Na základě porovnání energií je možné energii rázu E_a předanou překážce stanovit podle vzorce:

$$E_a = \frac{1}{2} M_e V_t^2; \quad \text{pokud } \frac{m}{M_e} \leq e$$

$$E_a = \frac{1}{2} M_e V_t^2 + \frac{1}{2} m V_m^2; \quad \text{pokud } \frac{m}{M_e} > e \quad (3.6)$$

kde M_e je efektivní hmota překážky (setrvačná hmota), V_m rychlost letícího předmětu po rázu:

$$V_m = \frac{V_0 \left[\frac{m}{M_e} - e \right]}{1 + \frac{m}{M_e}} \quad (3.7)$$

a V_t je rychlost překážky po rázu:

$$V_t = \frac{m/M_e}{1 + (m/M_e)} [V_0(1 + e)] \quad (3.8)$$

kde m je efektivní hmotnost dopadajícího předmětu – setrvačná hmotnost, V_0 rychlost letícího předmětu před rázem ve směru normály a $e = V_t / V_e - 1$ je koeficient restituace.

Podle empirického vzorce je tloušťka perforace železobetonové desky tuhým letícím předmětem [Bangash, 1993; IAEA, 2003]:

$$t_p = \frac{1}{320} \left(\frac{U}{V} \right)^{0.25} \left(\frac{mV^2}{gDf_{ck}} \right)^{0.5} \quad (3.9)$$

kde U je referenční rychlost 61,0 m/s, V rychlost dopadu předmětu v m/s, m hmotnost předmětu v kg, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ je gravitační zrychlení, D efektivní průměr předmětu v m a f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku v MPa. Očekává se, že při tloušťce $1,3t_p$ a vyšší se deska poruší trhlinami, ale nemělo by dojít k její destrukci.

Smykové napětí potřebné na perforaci běžně vyztužené železobetonové desky je $1/3 \times \sqrt{f_{ck}}$ [MPa], případně až $5/6 \times \sqrt{f_{ck}}$ [MPa]. Vztah (3.9) je možné použít přibližně i pro zeminy. Přesnost řešení roste se zvyšující se tlakovou pevností zemního prostředí. Perforace prvků z oceli a další materiálů se stanoví podle [Bangash, 1993].

3.3 Přírodní hrozby

Pro podmínky ČR se uvažuje, že významný vliv na spolehlivost mostů – méně často pak tunelů – mohou mít povodně (včetně protržení hráze) a sesuvy (včetně pádů kamení a skalních bloků). Přírodní požáry a přírodní seismicitu zpravidla není nutné v ČR uvažovat; nadměrné poklesy na poddolovaných územích se hodnotí podle ČSN 73 0039. V porovnání s antropogenními hrozbami jsou obvykle následky přírodních hrozeb méně významné, avšak pravděpodobnost vzniku mimořádné situace může být vyšší.

V podmínkách ČR je potřebné definovat mimořádné zatížení především pro povodně („mimořádná povodeň“), a dále pak hodnotit související rizika. Evropská směrnice 2007/60/ES poskytuje rámec pro hodnocení a management rizik souvisejících s povodněmi. Sesuvy půdy, pády kamení a skalních bloků se dále podrobněji nepojednávají – v těchto případech je potřebné související rizika posoudit s ohledem na podmínky konkrétní stavby, případně dopravní trasy. V takovýchto případech se předpokládá hodnocení rizik v úzké spolupráci s odborníky na geotechniku.

Zatížení tlakem vody při povodni lze určit v souladu s ČSN 75 0250. Vychází se z hydrostatického a hydrodynamického tlaku. ČSN 75 0250 uvažuje mimořádné zatížení jako účinek vodního tlaku nad horní meze hladiny vody nebo průtoku za běžného provozu vodohospodářských staveb v souladu s manipulačním a provozním řádem. Tyto meze jsou v normě definovány. Nepříznivé účinky nad tyto meze mohou nastat při povodňové vlně, při selhání funkce výpustných zařízení, při ucpání bezpečnostního přelivu u vodárenských a čistírenských nádrží, nebo může vzniknout doplňkový tlak vody nebo účinek postupné povrchové vlny vyvolané seizmickými účinky.

Směrnice 2007/60/ES poskytuje vodítka pro stanovení mimořádného zatížení – požaduje vytvoření map povodňového nebezpečí s uvážením následujících scénářů:

1. povodně s nízkou pravděpodobností výskytu nebo extrémní povodňové scénáře,

2. povodně se středně vysokou pravděpodobností výskytu – pravděpodobná doba opakování (návratu) $T \geq 100$ let,
3. případně povodně s vysokou pravděpodobností výskytu.

Pro mimořádnou povodeň je proto doba návratu větší než 100 let. Vztah mezi dobou návratu T v letech a ročními maximy průtoku Q je následující:

$$T = 1 / [1 - F(Q)] \quad (3.10)$$

kde F je distribuční funkce ročních maxim [Holický, 2013 a 2015; Holický a Marková, 2005 a 2007]. Dosadíme-li do vztahu (3.10) charakteristickou hodnotu Q_k , pro kterou podle ČSN 75 0250 platí $F(Q_k) = 0,98$, dostaneme dobu návratu $T = 50$ let.

ČSN 75 0250 stanovuje charakteristickou hodnotu zatížení při povodni stejně, jako se definují charakteristické hodnoty klimatických zatížení podle ČSN EN 1990. Proto se definuje mimořádná hodnota průtoku podobně jako u klimatických zatížení. Aby bylo možné považovat přírodní hrozbu za mimořádnou, měla by nastat neobvyklá kombinace faktorů, která vede k mimořádné situaci. Z hlediska statistických testů [Holický, 2013 a 2015] se pak obvykle jedná o odlehle pozorování – pozorování, jehož odchylka se považuje za statisticky významnou a předpokládá se, že nepatří do souboru měření.

V souladu s podkladovými materiály pro EN 1991-1-3 pro zatížení konstrukcí sněhem se definuje mimořádná hodnota proměnného zatížení A následujícím způsobem:

$$Q_A > 1,5Q_k \quad (3.11)$$

kde charakteristická hodnota je stanovena ze souboru bez pozorování A .

Příklad - doba návratu mimořádného zatížení. Předpokládejme, že roční maxima průtok lze popsat Gumbelovým rozdělením – podrobnosti o vhodných rozdělení pro průtoky uvádí [Holický a Sýkora, 2010]. Pro charakteristickou hodnotu Q_k pak platí [Holický a Marková, 2005]:

$$Q_k = x_{\text{mod}} - \ln(-\ln p) / c \approx \mu - (0,45 + 0,78 \ln(-\ln 0,98))\sigma = \mu[1 - V(0,45 + 0,78 \ln(-\ln 0,98))]$$

kde $c = \pi/(\sqrt{6}\sigma)$ označuje parametr tvaru Gumbelova rozdělení, $x_{\text{mod}} = \mu - 0,577\sqrt{6}\sigma/\pi$ modus; μ , σ a $V = \sigma/\mu$ značí průměr, směrodatnou odchylku a variační koeficient ročních maxim bez uvážení pozorování Q_A . Pravděpodobnost $p = 0,98$ vyplývá z definice charakteristické hodnoty. Poměr Q_k/μ závisí pouze na variačním koeficientu:

$$Q_k/\mu = [x_{\text{mod}} - \ln(-\ln p) / c] / \mu \approx [\mu - (0,45 + 0,78 \ln(-\ln 0,98))\sigma] / \mu = 1 - V[0,45 + 0,78 \ln(-\ln 0,98)]$$

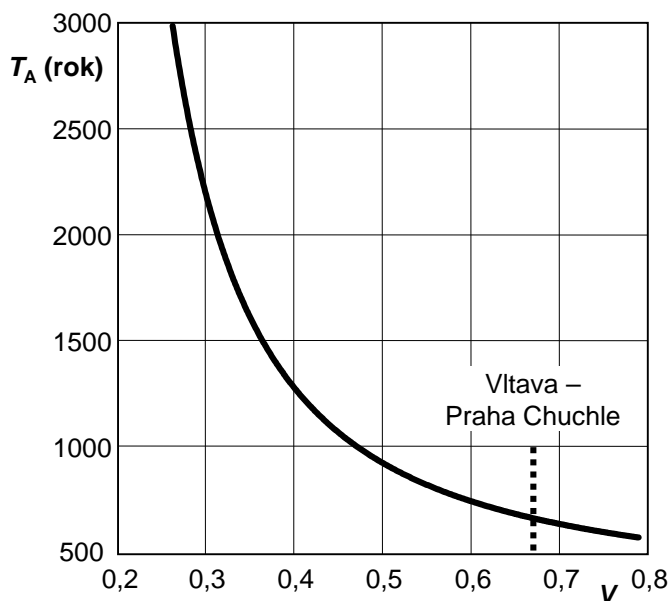
Podobný vztah lze zapsat pro poměr Q_A/μ s uvážením pravděpodobnosti $p_A = F(Q_A)$; pro poměr $Q_A/Q_k = 1,5$ pak odvodíme:

$$p_A = \exp\{-\exp[-(0,64 + 5,56 V)/V]\}$$

a dále s využitím vztahu (3.10) se odvodí doba návratu T_A (v letech) odpovídající hodnotě mimořádného průtoku Q_A :

$$T_A = 1 / (1 - p_A) = 1 / \{1 - \exp[-\exp[-(0,64 + 5,56 V)/V]]\}$$

Obr. 3.1 ukazuje závislost doby návratu T_A na variačním koeficientu ročních maxim průtoku podle tohoto vztahu. Ukazuje se, že platí $T_A \gg 100$ let.



Obr. 3.1 Závislost doby návratu T_A na variačním koeficientu ročních maxim průtoku V

Mosty mohou být ohroženy také zvýšeným tlakem vody nebo ledu v důsledku zahrazení mostního otvoru naplaveninami, obzvláště nebezpečné může být zahrazení kládami v oblastech těžby a zpracování dřeva. Klády nahromaděné u mostního otvoru mohou způsobit dočasně nebezpečné zvýšení vodní hladiny. V odůvodněných případech – především v horských oblastech – je potřebné mosty navrhovat tak, aby byla pravděpodobnost vzniku zahrazení minimalizována. Národní dokumenty v alpských zemích doporučují:

- navrhovat klenuté mosty s maximální světlostí uprostřed,
- omezit pilíře v průtočném profilu, případně do regulovaného toku nestavět pilíře v původním korytě,
- zajistit minimální světlost mostního otvoru 1 m,
- podpěry by měly omezovat průtočný profil maximálně o 20 %,
- rozpětí pole mostu by mělo být alespoň dvojnásobkem očekávané délky naplavených klád, světlost by měla být alespoň 1,7-násobkem této délky,
- udržovat břehy v blízkosti mostů a zpevňovat násypové kužely a násypy za opěrou,
- požadovat hlubinné založení opěr.

Podrobnější informace jsou uvedeny v [Jung, Maňas a kol. 2016; Proske a Vögeli, 2013].

4 ODEZVA KONSTRUKCE

4.1 Zásady

O velikosti a charakteru odezvy konstrukce zatížené výbuchem nebo rázem rozhodují vlastnosti materiálů, částí konstrukce i konstrukce jako celku. Mezi nejdůležitější patří:

- mechanické charakteristiky materiálu – především pevnost, diagram závislosti napětí na deformaci, chování za mezí pružnosti a způsob porušování,
- rozložení hmot a tuhosti konstrukce a tomu odpovídající frekvenční naladění konstrukce,

- charakter zatěžovaných povrchů,
- geometrie konstrukce ve srovnání s charakteristikami výbuchové vlny nebo rázového zatížení,
- poruchy v konstrukci včetně změn vlastností materiálu s časem.

Při návrhu lze zpravidla připustit porušení omezené části konstrukce za předpokladu, že nejde o klíčové prvky, na kterých závisí stabilita celé konstrukce.

Při výpočtu se postupuje jedním z následujících způsobů:

1. Účinky výbuchů nebo rázů se co nejvíce zjednoduší, a to jak s ohledem na zatížení, tak i na odezvu konstrukce. Tento postup je často normalizován. Je vhodný pro běžnou projekční praxi a pro případy, kdy účinky zatížení nejsou dostatečně přesně známé, např. při uvažování teroristického útoku.
2. Analýza co nejpřesněji vystihuje konstrukci i její zatížení. Uvažují se vlivy materiálových i geometrických nelinearit a reálné časové průběhy zatížení. Takovýto výpočet je odůvodněný pro významné konstrukce se známými vlastnostmi a známými zatíženími. Je finančně i časově náročný a je obtížně zobecnitelný pro větší skupinu konstrukcí.

Při hodnocení účinků výbuchu nebo rázů se používají příslušné mezní stavy a jim odpovídající zatížení. Základní principy výpočtu konstrukce zatížené výbuchem nebo rázem jsou uvedeny v [Bangash, 1993; Makovička a Janovský, 2008].

Na konstrukci se kladou následující požadavky:

- *Požadavek vyloučení havárie* – konstrukce musí přenést zatížení bez zřícení celku nebo její části tak, aby si zachovala konstrukční celistvost a zbytkovou únosnost po výbuchu nebo rázu. Výbuchové zatížení, odpovídající zjednodušenému časovému průběhu zatížení, je dáno zpravidla intenzitou maximálního přetlaku a podtlaku rázové vlny a dobou trvání obou fází, nebo dynamickým tlakem a dobou jeho trvání. V případě rázu bývá toto zatížení uvažováno především na základě energie rázu ve tvaru časového průběhu, trojúhelníkového nebo obdélníkového, odpovídající rázovému impulzu a době jeho trvání.
- *Požadavek omezeného poškození* – konstrukce musí přenést zatížení o větší pravděpodobnosti výskytu než v předchozím případě beze poškození tak, aby související omezení provozu nevyvolala neúměrně vysoké následky ve srovnání s náklady na pořízení konstrukce.

Směrnou spolehlivost vůči zřícení a vůči omezenému poškození stanovuje ČSN EN 1990 a také řada norem ČSN EN 1998; pro významné konstrukce se stanoví na základě rizikových analýz [Sýkora a kol., 2014; Sýkora a Maňas, 2015].

4.2 Uvažování duktilních vlastností konstrukce

Výpočet odezvy konstrukce a její posouzení se provádí podle návrhových norem. Dynamická odezva na účinky zatížení od výbuchu nebo rázu se superponuje se statickými zatíženími konstrukce. V důsledku zatížení od výbuchu nebo rázu může dojít k plastickému přetvoření konstrukce s vytvořením trhlin. V tomto případě však nesmí být ohrožena stabilita konstrukce, která by vedla k jejímu kolapsu v důsledku vytvoření plastických kloubů, nadměrných trhlin a následně kinematického mechanismu.

Při zatížení výbuchem nebo rázem je obvykle přípustné uvažovat rozvoj trhlin, které nevedou ke zřícení, a lze použít součinitel duktility q k redukci velikosti zatížení. Tento postup umožňuje zahrnout nepružnou odezvu konstrukce od dynamického zatížení do celkové odezvy konstrukce na kombinaci statických i dynamických zatížení. Součinitel duktility je definován podle ČSN EN 1998-1 jako:

$$q = x_m / x_{el} \quad (4.1)$$

kde x_m je maximální přípustná pružněplastická výchylka konstrukce a x_{el} pružná část této výchylky.

Součinitelem duktility q se redukuje:

- buď velikost zatížení obdobně, jak předepisuje ČSN EN 1998-1 pro seizmické zatížení, nebo přesněji podle norem IAEA
- pouze momentové (ohybové) složky výsledné odezvy; redukce normálových a tangenciálních sil se zpravidla nedoporučuje (v předpisech pro jadernou energetiku přímo vylučuje).

Pro železobetonové konstrukce je obvyklý součinitel duktility $q \approx 2-3$, pro ocelové 4-5 a pro zděné kolem 1,5. Vyšší součinitel duktility lze použít, pokud se provede podrobnější analýza konstrukce nebo pokud je vyšší hodnota pro danou konstrukci umožněna v ČSN EN 1998-1.

Kromě použití součinitele duktility pro redukci namáhání lze pevnostní charakteristiky materiálu konstrukce při výpočtu dynamické odezvy navýšit v závislosti na rychlosti deformace způsobené výbuchem nebo rázem. Pro odhadované navýšení lze použít materiálový součinitel zesílení k_1 v závislosti na době trvání dynamického zatížení t_D (viz oddíl 3.1.2). Hodnoty součinitele k_1 jsou uvedeny v tab. 4.1 [Makovička a Makovička, 2015a].

Tab. 4.1 Součinitel k_1 v závislosti na době trvání zatížení t_D

t_D [s]	$\geq 1,0$	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}
k_1	1,0	1,05	1,10	1,20

4.3 Analýza odezvy

Významnou veličinou při výpočtu odezvy – výchylky, rychlosti a zrychlení vynuceného kmitání – je tlumení, které může odhadovanou odezvu řádově ovlivnit především v případech, kdy je odezva konstrukce blízká rezonanční frekvenci. Obvykle se předpokládá, že tlumení je úměrné rychlosti kmitání – viskózní tlumení. Většina výpočtových programů umožňuje zavést do výpočtu viskózní tlumení, které je také vhodným přiblížením jiných předpokladů o tlumení, např. hysteretzního tlumení úměrného výchylce kmitání.

Pro stanovení úrovně viskózního tlumení se vychází z charakteristik naměřených na konkrétní konstrukci. Útlum konstrukce je frekvenčně závislý – na nejnižších vlastních frekvencích je konstrukční útlum zpravidla nejnižší a s rostoucí frekvencí roste. Obecně nelze stanovit předem dostatečně přesně, jak bude vypadat změna velikosti tlumení s rostoucí frekvencí. Pokud nejsou k dispozici experimentální data, lze vyjít pro stanovení tlumení na nízkých frekvencích z doporučení norem nebo odborných článků. Např. ČSN 73 0032 udává pro různé typy konstrukcí velikost logaritmického dekrementu tlumení θ .

Častěji se však pro popis tlumení používá součinitel poměrného útlumu (damping ratio) D , který udává tlumení ve tvaru desetinného čísla nebo v procentech kritického útlumu. Vztah mezi poměrným útlumem a logaritmickým dekrementem tlumení je:

$$D = \theta \cdot \frac{f'_{(i)}}{\omega_{(i)}} \approx \frac{\theta}{(2 \cdot \pi)} \quad (4.2)$$

kde $f'_{(i)}$ je vlastní frekvence tlumeného kmitání i -tého tvaru a $\omega_{(i)}$ je i -tá kruhová vlastní frekvence. Vztah (4.2) je velmi přesný pro malý útlum – pro $D \leq 0,20$ je chyba způsobená zanedbáním vlivu tlumení na velikost frekvence menší než 2 %. Pro většinu běžných stavebních konstrukcí bývá útlum D v rozmezí 0,03 až 0,05 (3-5 %), a proto lze vztah (4.2) uplatnit ve většině případů.

Normativní dokumenty zpravidla nepředepisují postup výpočtu a zvolenou metodiku. ČSN EN 1998-1 umožňuje zjednodušený výpočet jednodušších konstrukcí s využitím nosníkového modelu, objekt je nahrazen prutovým modelem - prutem vodorovným, svislým nebo šikmým, případně konzolou s hmotami soustředěnými na úrovni přípojných konstrukcí. Tento model je vhodný pro vysoké štíhlé konstrukce, nebo dlouhé štíhlé mosty. Není vhodný pro půdorysně rozsáhlé konstrukce, členité objekty a objekty, kde dynamické zatížení působí ve více směrech – vertikálním i obou horizontálních. V takovýchto případech je správné přistoupit k prostorovému 3D modelu, nebo alespoň k rovinnému 2D modelu, a provést na nich dynamický výpočet. Pokud se pro odhad odezvy použije prutový model, může být výsledná chyba i řádová.

Výpočet odezvy konstrukce zatížené tlakovou vlnou od výbuchu, nárazem předmětů nesených tlakovou vlnou nebo nárazem vozidel lze při rozvolnění konstrukce provést dvěma základními postupy s různými úrovněmi přibližnosti a požadavky na množství vstupních dat:

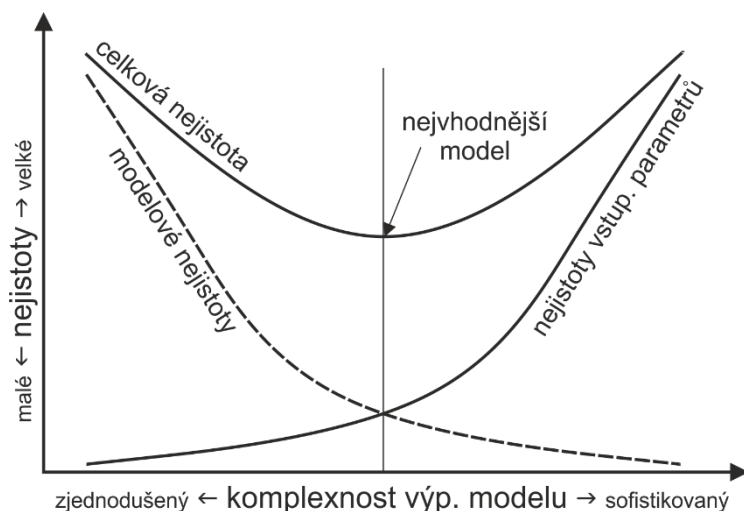
- *zjednodušený výpočet* samostatných nosníkových, deskových a stěnových prvků zatížených zjednodušenými průběhy tlakové vlny, včetně nahrazení dynamického výpočtu ekvivalentním statickým;
- *3D dynamický výpočet* celé konstrukce nebo její části s uvážením geometrie a chování materiálů při neperiodickém zatížení tlakovou vlnou nebo rázem.

Při rozhodování o použití míry zjednodušování konstrukce i působícího zatížení je potřebné uvážit, že s rostoucí komplexností výpočetního modelu sice klesá modelová nejistota, ale mohou významně růst nejistoty ve stanovení vstupních parametrů (obr. 4.1).

4.4 Posouzení odezvy

4.4.1 Hodnocení podle norem

Podle normativních dokumentů se hodnocení odezvy obvykle zaměřuje na deformace (dynamické výchylky) a vnitřní síly (ohybové momenty, normálové a posouvající síly) v místech extrémních hodnot v návaznosti na okrajové podmínky jednotlivých prvků konstrukce – zpravidla ve střední části rozpětí a v blízkosti podpor. Hodnocení odezvy se provádí pro nejnepříznivější hodnoty vnitřních sil s ohledem na přípustnost plastických přetvoření.



Obr. 4.1 Schéma závislosti nejistoty ve vstupních parametrech, modelové a celkové nejistoty na komplexnosti výpočetního modelu

Při ověřování mezních stavů únosnosti se uvažují velikosti vnitřních sil v konstrukci na základě kombinací zatížení podle ČSN EN 1990. Mimořádná zatížení se redukují součinitelem duktility q – vztah (4.1). Součinitel zpevnění materiálu k_1 (tab. 4.1) se uváží následujícím způsobem:

1. Stanoví se využití průřezu od všech zatížení kromě mimořádného s využitím návrhových vlastností uvažovaných při statické analýze.
2. Zbytková únosnost se ověří na účinek mimořádného zatížení s tím, že návrhové hodnoty pevností a modulů pružnosti se přenásobí součinitelem k_1 .
3. Hodnocení se provede podle pravidel platných návrhových norem.

Především u ohýbaných konstrukcí však tento postup skrývá významné nejistoty ve volbě součinitelů q a k_1 . Při velmi rychlém přetváření konstrukce, které je typické pro výbuchové a rázové zatížení, mohou oba součinitele dosahovat desítek a nikoliv jen jednotek, jak je uvedeno v oddílu 4.2. To může vést ke značnému předimenzování konstrukce, pokud se konstrukce posuzuje podle vnitřních sil. Proto se v těchto případech doporučuje posoudit natočení střednice průřezů při dynamickém zatížení, jak se popisuje v dalším oddílu.

4.4.2 Zpřesněné řešení

Konstrukci lze hodnotit na základě deformací, z kterých je možné odvodit stupeň natočení průřezů. Toto natočení se pak porovná s úhlem natočení při lomu pro kombinaci dynamického a statického zatížení, který je vhodným parametrem pro hodnocení skutečné deformovatelnosti konstrukce před zřícením. Součinitel q se neuvažuje. Uvažují se návrhové hodnoty účinků zatížení; hodnoty modulů pružnosti lze přenásobit součinitelem k_1 .

Pro různé typy materiálu a konstrukční systémy byl na základě experimentů odvozen úhel mezního natočení ψ_{\max} , tj. úhel, při kterém dojde k porušení konstrukce lomem [Makovička a Janovský, 2008; Makovička a Makovička, 2006 a 2015a]. Kritériem pro hodnocení odezvy je tedy dynamické natočení střednice příslušného prvku konstrukce, kterému odpovídá úhel:

$$\psi = \arctg [x_m / (L / 2)] \quad (4.3)$$

kde x_m je maximální dosažená dynamická výchylka od výbuchového zatížení a L rozpětí deskové konstrukce, výška stěnové konstrukce v rámci jednoho podlaží, rozpětí trámu, výška sloupu atd.

Hodnota úhlu mezního natočení ψ_{\max} je uvedena v tab. 4.2.

Tab. 4.2 Úhel mezního natočení ψ_{\max} při porušení materiálu

Typ	Materiál	ψ_{\max} [°]
1	Ocel S235	10,5
2	Beton C16/20 až C40/50	6,5
3	Zdivo, cihly plné 10, malta 4 nebo malta 10	5,0
4	Zdivo, betonové tvárnice, malta 4	4,5
5	Zdivo, pórobetonové tvárnice, malta 4	4,0
6	Zdivo, přesné děrované tvárnice, malta 4	4,0
7	Okenní sklo tloušťky 3 mm	6
8	Dřevo dubové	12
9	Dřevo smrkové	12

Na základě vyhodnocení národních i zahraničních experimentů byly odvozeny hodnoty úhlu ψ , které odpovídají očekávané úrovni poškození konstrukce (tab. 4.3 a 4.4). Střední úrovni poškození železobetonových nebo zděných prvků odpovídá odprýskání části tažené vrstvy průřezu a výskyt trhlin, které neohrožují stabilitu konstrukce a jsou opravitelné např. zainjektováním. Hodnoty pro nejvyšší stupeň poškození se blíží úhlu ψ_{\max} . Příklady použití uvádí publikace [Jung, Mañas a kol., 2016].

Tab. 4.3 Úhel ψ [°] pro očekávaná poškození ohýbaných konstrukčních prvků

Typ konstrukce	Očekávané poškození prvků		
	střední	velké	ohrožující stabilitu
Žb. desky nebo nosníky s jednostrannou výztuží	2	5	10
Žb. desky nebo nosníky s oboustrannou výztuží bez smykové výztuže	2	5	10
Žb. desky nebo nosníky s oboustrannou výztuží se smykovou výztuží	4	6	10
Žb. desky nebo nosníky se zpevněným povrchem tahovou membránou	6	12	20
Předpjatý beton - nosníky nebo desky	1	1,5	2
Zdivo - běžné, nevyztužené	1,5	4	8
Zdivo - vyztužené	2	8	15
Válcovaná ocel	3	10	20

Tab. 4.4 Úhel ψ [°] pro očekávaná poškození tlačných konstrukčních prvků

Typ konstrukce	Očekávané poškození prvků		
	střední	velké	ohrožující stabilitu
Žb. desky s jedno nebo oboustrannou podélnou výztuží, bez smykové výztuže; sloupy bez smykové výztuže	2	2	2
Žb. desky s oboustrannou podélnou a smykovou výztuží; sloupy se smykovou výztuží	4	4	4
Zdivo - běžné, nevyztužené	1,5	1,5	1,5
Zdivo - vyztužené	2	2	2
Válcovaná ocel	3	3	5

4.5 Robustnost

4.5.1 Základní koncepce

Robustnost je definována v ČSN EN 1991-1-7 a ČSN ISO 2394 jako schopnost konstrukce odolat nepříznivým jevům jako požár, výbuch, náraz nebo následek lidské chyby, aniž by tím nastalo porušení nepřiměřené původní příčině. Je to tedy klíčová vlastnost konstrukce, pro které se požaduje, aby byla zachována celistvost konstrukčních systémů při působení různých extrémních nebo mimořádných zatížení. Je výsledkem míry rizika, statické přeurčitosti, duktility, následků poruchy jednotlivých nosných prvků i celého konstrukčního systému, variability účinků zatížení a odolnosti, závislosti způsobů porušení, chování spojů nosných prvků, četnosti výskytu mimořádných zatížení a extrémních vlivů prostředí, pravděpodobnosti výskytu jednotlivých typů nebezpečí, strategie přijaté pro monitorování konstrukce a její údržby a případně dalších.

Základní koncepce robustnosti konstrukce předpokládá, že vlivem mimořádné situace může nastat lokální porušení konstrukce, které je definováno jako přímý následek mimořádné situace. Vlivy lokálního porušení, kterým může konstrukce odolat, nebo se porušit, zahrnují nepředvídané hrozby a nezamýšlené vlivy a vady:

- nepředvídané účinky běžných zatížení i neočekávaných mimořádných zatížení,
- rozdíly mezi chováním konstrukce a použitými návrhovými modely,
- rozdílné vlastnosti skutečně použitých materiálů a materiálů předpokládaných v projektu,
- nepředvídané geometrické imperfekce,
- neočekávaná degradace.

V závislosti na robustnosti konstrukce může lokální porušení – přímé následky nepříznivého jevu – způsobit rozsáhlé nebo celkové zřícení, které se uvažuje jako nepřímý následek jevu.

Za nebezpečí lze považovat každý potenciální vliv působící na konstrukci s možností způsobit vážné poškození částí konstrukce – požár, výbuch, náraz, zatížení při povodni avšak také vliv rozmrazovacích solí, působení vody a oxidů uhlíku. Porušení konstrukce může znamenat ztrátu jednoho nebo více prvků nebo sníženou funkční způsobilost jednotlivých prvků nebo spojů. Při hodnocení robustnosti konstrukce je důležité uvažovat všechna nebezpečí a všechny scénáře poškození, které jsou pro hodnocenou konstrukci relevantní (tab. 4.5).

ČSN EN 1991-1-7 uvádí pokyny, jak zabezpečit stavby pro mimořádné návrhové situace. Rozlišují se třídy následků CC1 až CC3 podle ČSN EN 1990:

- CC1: nevyžadují se žádná zvláštní opatření pro mimořádná zatížení s výjimkou ověření, zda jsou splněna pravidla pro zajištění robustnosti a stability podle Eurokódů,
- CC2: lze použít zjednodušený výpočet pomocí staticky ekvivalentních modelů zatížení nebo se aplikují normativní návrhová/konstrukční pravidla v závislosti na specifických podmínkách příslušné konstrukce,
- CC3: provede se rozbor specifického případu s cílem stanovit požadovanou úroveň spolehlivosti a hloubku analýzy konstrukce – to může vyžadovat analýzu rizik a metody teorie spolehlivosti, použití dynamické analýzy, nelineárních modelů a uvážení interakce mezi zatíženími a konstrukčním systémem.

Pro mosty a tunely kritické infrastruktury se uvažuje kategorie CC3.

4.5.2 Zásady pro zajištění robustnosti

Základní pokyny pro dosažení robustnosti konstrukcí uvádí ČSN EN 1990. Možná poškození musí být vyloučena nebo omezena použitím jednoho nebo více z následujících opatření:




- vyloučením nebo omezením nebezpečí, kterým může být konstrukce vystavena,
- výběrem typu konstrukce, který je na uvažovaná nebezpečí málo citlivý,
- výběrem typu a takovým návrhem konstrukce, aby odolala při nehodovém odstranění jednotlivého prvku nebo omezené části konstrukce, nebo při výskytu přijatelného místního poškození (obvykle staticky neurčité konstrukce),
- pokud možno vyloučením takových nosných systémů, které se mohou zřítit náhle bez varování (například křehký lom, konstrukce citlivé na ztrátu stability, předpjaté betonové bez dostatečného množství měkké výztuže nebo visuté konstrukce),
- zajištěním celistvosti konstrukce.

Tyto základní požadavky mají být zajištěny výběrem vhodného materiálu, odpovídajícím návrhem při dodržení konstrukčních zásad podle kapitoly 5, stanovením postupů kontroly návrhu, výroby, provádění a užíváním v souladu s příslušným projektem.

V příloze A ČSN EN 1991-1-7 jsou podrobněji uvedeny doplňující pokyny pro pozemní stavby. Pozemní stavby se člení podle následků poruchy do kategorií CC1, CC2a,b a CC3. Pro jednotlivé kategorie jsou uvedena doporučení pro zajištění jejich robustnosti. Pokud je konstrukce zařazena do CC1, pak obvykle stačí použít návrhové postupy podle Eurokódů. V kategorii CC2a se mají použít táhla ve vodorovných konstrukcích a v kategorii CC2b táhla také ve svislých konstrukcích, aby se zajistila vzájemná provázanost svislých a vodorovných konstrukcí. V kategorii CC3 je potřebné provést podrobné analýzy konstrukcí a jejich odezvy na dynamická zatížení nebo také použít metody hodnocení rizik.

Pro mosty platí obecné zásady pro zajištění robustnosti uvedené v ČSN EN 1991-1-7. Hlediska, která se mají uvážit při hodnocení mostů a tunelů, jsou uvedena v tabulce 4.5. Tab. 4.6 uvádí příklady pro kategorizaci mostů a tunelů na pozemních komunikacích podle tříd následků uvedených v ČSN EN 1991-1-7.

Tab. 4.5 Hlediska uvažovaná při hodnocení robustnosti mostu

Popis scénáře	Mosty	Tunely		
	Charakteristiky	Charakteristiky	Indikátory	Možné následky
	povodně náraz vozidla, plavidla výbuch, požár zemětřesení extrémní vítr nadměrná zatížení dopravou rozmrazovací soli, voda, oxidy uhlíku	náraz vozidla výbuch, požár zemětřesení rozmrazovací soli, voda, oxidy uhlíku	použití, funkčnost poloha prostředí návrhová životnost společenská významnost	
	mez kluzu pevnost materiálu trhliny únava abrazivita eroze koroze	mez kluzu pevnost materiálu trhliny únava abrazivita koroze charakteristiky nadloží, zlomy, poruchy, mocnost vrstev	návrhové normy směrná spolehlivost stáří materiály kvalita provádění ochranná opatření	Přímé následky náklady na opravu dočasná ztráta nebo redukováná funkčnost škody na lidském zdraví menší společensko-ekonomické ztráty menší dopady na životní prostředí
	ztráta funkčnosti dílčí zřícení úplné zřícení	ztráta funkčnosti dílčí porušení dílčí, nebo úplné zřícení	duktilita charakteristiky spojů neurčitost členění inspekce, monitoring	Nepřímé následky na opravu zmenšení funkčnosti dočasná ztráta nebo redukováná funkčnost střední až velké společensko-ekonomické ztráty a dopady na životní prostředí

Tab. 4.6 Kategorizace mostů a tunelů na pozemních komunikacích podle tříd následků

Třída následků	Příklady kategorizace mostů a tunelů na pozemních komunikacích*
1 malá	<ul style="list-style-type: none"> • mosty na velmi málo využívaných komunikacích
2a střední – skupina menšího rizika	<ul style="list-style-type: none"> • mosty malých rozpětí na silnicích II. a III. třídy
2b střední – skupina většího rizika	<ul style="list-style-type: none"> • obvyklé typy mostů • tunely nespádající do třídy 3
3 velká	<ul style="list-style-type: none"> • mosty velkých rozpětí a mosty na dálnicích a rychlostních komunikacích • tunely v městech, na dálnicích a rychlostních komunikacích a na silnicích I. třídy bez možnosti krátkých a dostatečně kapacitních objízdných tras

* Uvedené příklady jsou informativní, mosty a tunely se klasifikují pro konkrétní projekt s uvážením významu příslušné dopravní trasy a možnosti objízdných tras.

5 OPATŘENÍ PRO ZAJIŠTĚNÍ SPOLEHLIVOSTI

Spolehlivost konstrukce je možné ovlivňovat opatřeními zaměřenými na zatížení i odolnost. V souladu se zaměřením metodiky se v této kapitole popisují možnosti zajištění nebo zvýšení spolehlivosti konstrukce vůči mimořádnému zatížení v důsledku účinků výbuchu, nebo nárazu, tj. lokálně působících rázových zatížení.

Při nárazu velkého tělesa (vozidla, plavidla nebo letadla; dále zjednodušeně vozidla) do konstrukce dochází k rychlé přeměně kinetické energie vozidla na energii deformace zasaženého prvku nebo prvků konstrukce. Zpravidla se jedná o náraz do podpor nebo do krajních hlavních nosníků, kdy kinetická energie vozidla je v závislosti na hmotnosti a rychlosti v řádu MJ. Tato energie by měla v ideálním případě disipovat ve vhodně zvolené deformační zóně nebo být alespoň řádově snížena, protože jen velmi masivní konstrukce podpěr jsou schopny absorbovat takovou energii bez narušení své statické funkce v konstrukci.

Při výbuchu v blízkosti konstrukce nebo uvnitř konstrukce dochází k:

- zatížení nosných konstrukčních prvků rázovou vlnou a jejich následnému poškození nebo zničení a/ nebo
- k dopadu střepin a trosek na konstrukci s možností poškození nebo zničení nosných konstrukčních prvků.

Dopad střepin a trosek má stejnou fyzikální podstatu jako náraz vozidla, avšak rychlosti jsou až stokrát vyšší a hmotnost více než tisíckrát nižší. Vznik kráteru může omezit použitelnost konstrukce (především u tunelů) ale s velmi vysokou pravděpodobností nebude mít za následek zničení konstrukce. Teplotní účinky výbuchu konvenčních trhavin vzhledem k velmi krátkému trvání nemívají zásadní vliv na odolnost konstrukce jako celku.

5.1 Provozní opatření

Provozní opatření mohou zahrnovat systém doporučení a opatření pro způsob užívání konstrukcí za běžných i mimořádných podmínek s cílem zajistit funkčnost a spolehlivost. Pasivní provozní opatření ve vztahu k účinkům *nárazu* do mostní konstrukce se zaměřují především na:

- snížení kinetické energie narážejícího vozidla, kterého je možné dosáhnout omezením rychlosti vozidla před nárazem například vynuceným zbržděním pomocí retardérů, změnou povrchu (měkký travnatý pás) nebo omezením maximální hmotnosti vozidla,
- změnu směru působení, které lze snadno dosáhnout jasně vymezenou trasou pomocí zábran nebo terénních úprav.
- výstavbu ochranných (odrazových) prvků – zídek, zábradlí atd. – např. před pilíři mostu, které přenesou nebo významně sníží dopadovou energii.

Aktivní opatření se přijímají především v případě vojenských krizových stavů a týkají se obvykle kontroly nákladu v okolí klíčových objektů, protože pouze kompaktní a dostatečně hmotný náklad, který se při nárazu nerozptýlí, umožní dostatečně razantní útok.

Pasivní provozní opatření ve vztahu k účinkům *výbuchu* se zaměřují na zvýšení vzdálenosti místa výbuchu od konstrukce a omezení velikosti možné nálože. V současné době jsou na mostních objektech zrušena tzv. stálá zařízení k ničení. Nenápadné umístění větší nálože přímo na konstrukci proto není snadno proveditelné, avšak přivezení nálože ve vozidle je možné u mostů i tunelů. U mostů se provádí dopravní omezení tak, aby se pod konstrukci do blízkosti podpěr a ložisek (vzdálenost 3-5 m) nemohla dostat vozidla s vyšší užitečnou hmotností a dopravit nálož o ekvivalentní hmotnosti více než tuny TNT.

Aktivní opatření se podobně jako u nárazu přijímají především v případě vojenských krizových stavů. Zaměřují se na kontrolu nákladů i menších vozidel v okolí klíčových objektů. Významnou roli zde mají i zpravodajské informace; toto hledisko je však mimo rozsah této metodiky.

5.2 Konstrukční opatření

Konstrukční opatření u nových i existujících konstrukcí se soustřeďují na hlavní účinky ovlivňující integritu – robustnost – konstrukce jako celku a zachování funkce hlavních nosných prvků.

Účinek rázové vlny exponenciálně klesá se vzdáleností od epicentra výbuchu, a nejučinnějším opatřením je proto zvýšení vzdálenosti od epicentra výbuchu, kdy i zvětšení o 1 m má velký význam. Pokud rázová vlna narazí na překážku, dochází k výraznému nárůstu tlaku v čele této rázové vlny v důsledku její superpozice s odraženou vlnou. Pokud je to možné, je proto vhodné minimalizovat plochy, kde může docházet k odrazům. Příkladem je vhodné umístění zemních valů, které odrazí rázovou vlnu a prodlouží její dráhu před dopadem na konstrukci. Pokud rázová vlna dopadne na konstrukci, lze vhodnou kombinací tuhých a porézních materiálů s velkou stlačitelností vytvořit deformační zóny, které přeruší nebo významně omezí šíření rázové vlny uvnitř nosných prvků.

Primární střepiny vzniklé při výbuchu mohou konstrukci poškodit, většinou ale nemají vzhledem k nízké hmotnosti dostatečnou energii k zásadnímu narušení hlavních nosných prvků. Naopak povýbuchové trosky vozidla dopravujícího nálož mají většinou dostatečnou hmotnost (převodovka, motor, nápravy atd.) a tím i energii k narušení nosné způsobilosti hlavních nosných prvků. Efektivním opatřením může být vytvoření deformačních zón, které jsou schopné absorbovat významné množství energie a ochránit nosné prvky. Další možností je vytvoření nenosných doplňkových prvků oddělených od chráněné konstrukce, které mají za cíl zachytit nebo zpomalit letící trosky. Jejich hlavní funkce může být maskována okrasnou funkcí nebo estetickou terénní úpravou s výsadbou dřevin.

Konstrukční opatření pro existující konstrukce mohou být zaměřena na úpravu nebo změnu statického chování hlavních nosných prvků nebo cílené zvýšení únosnosti vybraných nosných prvků, které může ovlivnit celkovou tuhost konstrukce a její schopnost utlumit dynamické účinky nárazu i rázové vlny.

Přijatá opatření proti účinkům rázové vlny i nárazu mají mít synergický efekt – je nutné se vyvarovat opatření, která například zvyšují odolnost vůči nárazu a přitom snižují odolnost vůči účinkům rázové vlny.

6 Bibliografie

Technické normy

ČSN 75 0250 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí vodohospodářských staveb

ČSN 73 0032 Výpočet stavebních konstrukcí zatížených dynamickými účinky strojů

ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení

ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla

ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1998-2 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2: Mosty

ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí

ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí

ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení

ISO 2394 (2015) General principles on reliability for structures (Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí, v ČR dosud nezavedena)

ISO 13824 Bases for design of structures – General principles on risk assessment of systems involving structures (Zásady navrhování konstrukcí – obecné zásady hodnocení rizik systémů zahrnujících konstrukce, v ČR dosud nezavedena)

STANAG 2021 Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles, NATO Standardization Agency, 2006

STANAG 2280 Design Threat Levels and Handover Procedures for Temporary Protective Structures, NATO Standardization Agency, 2008

Dokumenty legislativní povahy

2004/54/ES Směrnice Evropského parlamentu a Rady ze dne 29. dubna 2004 o minimálních bezpečnostních požadavcích na tunely transevropské silniční sítě

2007/60/ES Směrnice Evropského parlamentu a Rady ze dne 23. října 2007 o vyhodnocování a zvládnutí povodňových rizik

2008/114/ES Směrnice Rady o určování a označování evropských kritických infrastruktur a o posouzení potřeby zvýšit jejich ochranu

Bezpečnostní strategie ČR. Ministerstvo zahraničních věcí ČR

KOM(2006) 786 Sdělení komise ze dne 12. prosince 2006 o Evropském programu na ochranu kritické infrastruktury v konečném znění

Komplexní strategie České republiky k řešení problematiky kritické infrastruktury

Národní program ochrany kritické infrastruktury

Nařízení vlády, kterým se mění nařízení vlády č. 432/2010 Sb., o kritériích pro určení prvku kritické infrastruktury, 2011

Obranná strategie České republiky. Ministerstvo obrany ČR

Zákon 240/2000 Sb. o krizovém řízení a o změně některých zákonů (krizový zákon)

Odborné publikace

[ATP-3.12.1.8, 2015] ATP-3.12.1.8 Test Procedures and Classification of the Effects of Weapons on Structures (Ratification Draft). NATO Standardization Office. 2015.

[Bangash, 1993] Bangash, M. Y. H. Impact and Explosion. Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1993.

[Henrych, 1973] Henrych, J. Dynamika výbuchu a její užití. Akademia, 1973.

[Holický, 2013] Holický, M. Introduction to Probability and Statistics for Engineers, Heidelberg: Springer, 2013.

[Holický, 2015] Holický, M. Aplikace teorie pravděpodobnosti a matematické statistiky, Praha: Nakladatelství ČVUT, 2015.

[Holický a Marková, 2005] Holický M., Marková J., Základy teorie spolehlivosti a hodnocení rizik, ČVUT v Praze, 2005.

[Holický a Marková, 2007] Holický M., Marková J., Zásady navrhování stavebních konstrukcí, příručka k ČSN EN 1990, ČKAIT, 2007.

[Holický a Sýkora, 2010] Holický M. a Sýkora M. Assessment of Flooding Risk to Cultural Heritage in Historic Sites, J.Perform.Constr.Facil. 24(5), 2010, pp. 432-438.

[IAEA, 2003] IAEA Standard Guide, NS-G-1.5 External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plants, Vienna 2003.

[IATG 01.80, 2015] IATG 01.80 Formulae for ammunition management. UN ODA, 2015. <www.un.org/disarmament/un-safeguard/guide-lines>

[JCSS 2015] JCSS Probabilistic Model Code (online, průběžně aktualizovaná publikace), 2015, www.jcss.byg.dtu.dk

[Jung, Mañas a kol. 2016] Jung K., Mañas P. a kol. Hodnocení bezpečnosti a rizik silničních mostů a tunelů. Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2016.

[Larcher, 2007] Larcher M. Simulation of the Effects of an Air Blast Wave. JRC Technical Notes, PUBSY JRC41337, 2007. <ipsc.jrc.ec.europa.eu>

[Lenner a Sýkora, 2016] Lenner R. a Sýkora M. Partial Factors for Loads due to Special Vehicles on Road Bridges, Engineering Structures 106(2016): 137-146, 2016.

[Makovička, 2010] Makovička D. Navrhování stavební konstrukce při zatížení tlakovou vlnou od výbuchu, ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Praha, 2010.

[Makovička a Janovský, 2008] Makovička D. a Janovský B. Příručka protivýbuchové ochrany staveb, Česká technika – nakladatelství ČVUT v Praze, 2008.

[Makovička a Makovička, 2006] Makovička, D., Makovička, D. Vliv opakovaných extrémních zatížení na ohybovou únosnost zdiva, Stavební obzor 2006(2), s. 37-43.

[Makovička a Makovička, 2014a] Makovička D. a Makovička D. Blast load of building structure, Mechanical Engineering 21(1), 2014, pp. 11-18.

[Makovička a Makovička, 2014b] Makovička D. a Makovička D. Blast resistant design of structure to terrorist explosion, In Proc. 9th International Conference EUROLYN 2014, 30 June - 2 July 2014, Porto, pp. 3519-3524.

[Makovička a Makovička, 2015a] Makovička D. a Makovička D. Structure response under blast wave load, In Proc. Compdyn 2015, 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, May 25-27, 2015, Crete Island, Greece, ICMES.

[Makovička a Makovička, 2015b] Makovička D. a Makovička D. Impact of outdoor blast wave on building structure, In Proc. ICMT'15, International Conference on Military Technologies 2015, May 19-21, 2015, Brno, Faculty of Military Technology, University of Defence in Brno, pp. 183-187.

[Marková a Jung, 2014] Marková J. a Jung K. Optimalizace úrovní zadržení silničních svodidel. Silniční obzor, 2014, roč. 75, č. 12, s. 345-349.

[Proske a Vögeli, 2013] Proske D. a Vögeli A. Probability of log jams at bridges. In Proc. 11th International Probabilistic Workshop, eds. D. Novák and M. Vořechovský, Brno: LITERA, 2013, pp. 347-354.

[Steenbergen a kol., 2015] Steenbergen R.D.J.M., Sýkora M., Diamantidis D., Holický M. a Vrouwenvelder A.C.W.M. Economic and Human Safety Reliability levels for Existing Structures, Structural Concrete – Journal of fib 16(September 2015): 323-332, 2015.

[Sýkora a kol., 2013a] Sýkora M., Holický M. a Mañas P. General Approach to Risk Optimisation of Road Bridges Exposed to Accidental Situations. Proc. 5th Int. Conf. on Safety and Security Engineering SAFE 2013, 17 - 19 September 2013, Rome, Italy. Ashurst Lodge: WIT Press, p. 11-20, 2013, vyzvaný článek.

[Sýkora a kol., 2013b] Sýkora M., Holický M. a Marková J. Verification of Existing Reinforced Concrete Bridges using a Semi-Probabilistic Approach, Engineering Structures 56(November 2013): 1419-1426, 2013.

[Sýkora a kol., 2014] Sýkora M., Holický M. a Mañas P. Methodology for the Quantitative Risk Assessment of Road Bridges Exposed to Accidental Events. Proc. ESREL 2014, Wroclaw, 15-18 September 2014. Leiden: Balkema/CRC Press, p. 2235-2240, 2015.

[Sýkora a Mañas, 2015] Sýkora M. a Mañas P. Methodology for Risk Assessment of Road Bridges Endangered by Blast Attack. Proc. ICMT'15 International Conference on Military Technologies 2015, Brno, 19-21 May 2015. Piscataway (USA): IEEE, p. 333-338, 2015.

[TP 114, 2015] TP 114 Svodidla na pozemních komunikacích, technické podmínky MD ČR, 2015.

[Vávra a Vágenknecht, 2002] Vávra P. a Vágenknecht J. Teorie působení výbuchu. Univerzita Pardubice, 2002.