

Analýza odezvy budovy zatížené venkovním výbuchem

Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc.^{*/}, Ing. Daniel Makovička^{**/}

^{*/} ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, 166 08 Praha 6, Šolínova 7,
e-mail: makovic@klok.cvut.cz

^{**/} Statika a dynamika konstrukcí, 284 00 Kutná Hora, Šultysova 170,
e-mail: d.makovicka@worldonline.cz

Klíčová slova

administrativní budova, zdivo, železobetonové stropy, dynamické zatížení, výbuch, dynamická odezva

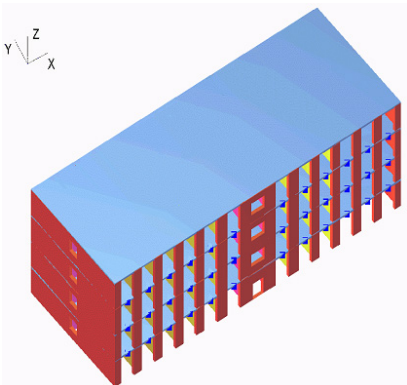
Abstrakt

Cílem příspěvku je stanovení odezvy administrativní budovy se zděnými stěnami a železobetonovými konstrukcemi stropních desek při zatížení účinky výbuchu pevné nálože v blízkosti čelní fasády. Je proveden odhad zatížení výbuchovou vlnou a to ve dvou variantách; zjednodušeně z přetlaku dopadající a odražené vlny a v druhém případě přesněji podle časového průběhu obtékání budovy tlakovou vlnou. Konstrukce je modelována jako 3-D objekt. Její odezva je řešena rovněž ve 2 variantách v závislosti na zjednodušení zatížení a sice jako ekvivalentní statický výpočet a 3-D dynamický výpočet při zatížení neperiodickým časovým průběhem.

Jsou analyzovány příslušná výpočtová zjednodušení, umožňující odhad reálné odolnosti objektu.

Úvod

Práce je zaměřena na stanovení dynamické odezvy běžné konstrukce budovy při výbuchu nálože v její blízkosti, zpravidla skryté v automobilu. Pro dynamickou analýzu byla zvolena jednoduchá čtyřpodlažní zděná konstrukce budovy (obr. 1) s železobetonovými stropy, obvykle využívaná jako administrativní budova. Pro výpočet odezvy tlakovou vlnou zatížené konstrukce byla použita variantně metodika ekvivalentního statického výpočtu a metodika přímého dynamického výpočtu. Na výsledcích výpočtu odezvy jsou obě metodiky porovnány co do vypovídatelnosti o skutečném chování konstrukce.



Obr. 1 Výpočetní model budovy

Zatížení konstrukce

Pro účely této analýzy bylo uvažováno s příjezdem nákladního automobilu s teroristickou náloží, která v dostupné vzdálenosti od objektu je iniciována. Pro stanovení účinků výbuchu – velikosti zatížení byly použity variantně různé velikosti nálože a různé vzdálenosti od vlastní konstrukce posuzované budovy. Pro všechny posuzované varianty umístění zdroje s výbušinou je možné v tomto případě jejich explozi uvažovat jako pozemní výbuch soustředěné nálože. Zjednodušení nálože v automobilu na soustředěnou nálož je oprávněné, neboť i když se může jednat o relativně velké množství výbušiny (v řádu stovek kg), dojde při její inicializaci k výbuchu celého množství dopravované výbušiny prakticky ve stejném okamžiku, časovaný odpal není pravděpodobný. Empirické vzorce pro stanovení časových průběhů přetlaku a podtlaku uvažují výbuch nálože do výšky 20 m nad terénem jako pozemní výbuch [1], [3]. Při výbuchu vzniká vzdušná tlaková vlna, která při šíření po povrchu terénu indukuje také tlakovou vlnu v zemním prostředí. Tlaková vlna v zemním prostředí se šíří horninovým prostředím dále jako indukované seismické vlnění, které patří do účinků označovaných společným názvem technická seismicita. Zpravidla účinek technické seismicity od výbuchu je pro blízké vzdálenosti objektu od výbuchu menší než účinek vzdušné vlny.

Při výbuchu nálože je generována tlaková vlna, jejíž dominantní účinek na běžnou stavební konstrukci se projevuje zpravidla ohybem jejích prvků, nebo posuvem prvků po drahách předhavarijních trhlin, nebo posuvem v důsledku porušení úchyťů, kotevních závěsů a připevňovacích částí jednotlivých konstrukčních prvků nebo vnitřního zařízení (např. těžkého nábytku).

Pro analyzovanou budovu bylo použito zatížení tlakovou vlnou:

- s přetlakem na čele vlny $p_+ = 34,9$ kPa,
- a tomu odpovídajícím přetlakem odrazu $p_{\text{ref}} = 73,4$ kPa,
- době působení přetlaku $\tau_+ = 0,065$ s,
- podtlaku (sání) zatěžující vlny $p_- = 6,1$ kPa
- a době působení podtlaku $\tau_- = 0,274$ s.

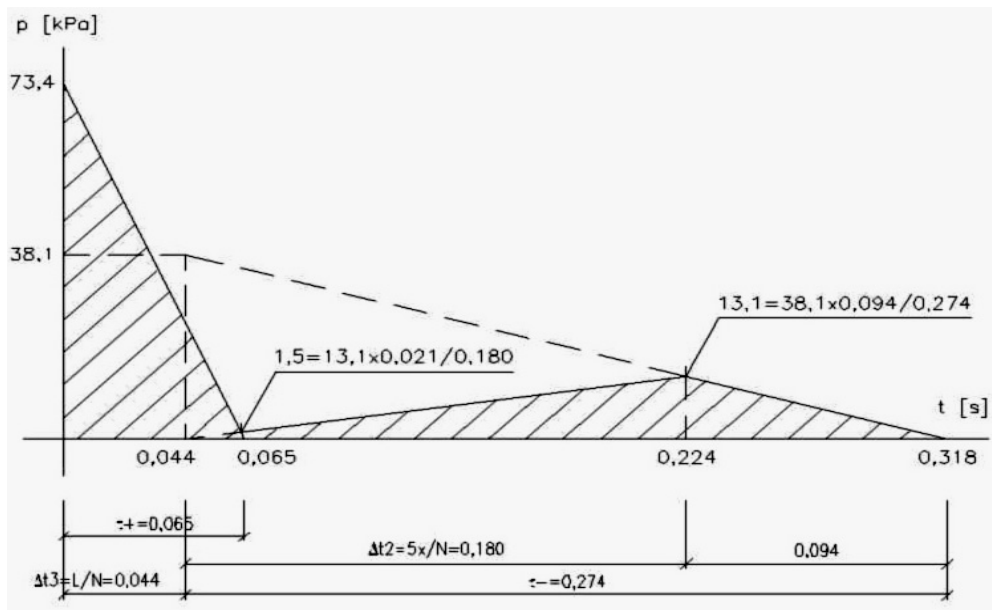
Dynamické zatížení od výbuchu odpovídá přetlaku odrazu dopadající rázové vlny. Budova je v podélném směru dlouhá 44 m; výbuch je uvažován ve vzdálenosti cca 100 m symetricky k ose její střední části (procházející vstupními dveřmi). Úroveň přetlaku odrazu směrem do stran vytváří spojitě a prakticky rovnoměrné zatížení (úhel dopadu je v rozmezí 77° až 90°).

Po výšce předpokládáme, že se rovněž tlak nemění (jedná se tedy o další zjednodušení, ve skutečnosti i změna tlaku po výšce je spojitá a proměnná v relativně malých mezích).

Při zatěžování čelní stěny také zjednodušeně předpokládáme, že zatížení je přiloženo v jednom okamžiku na čelní stranu objektu; je tedy zanedbán fázový posun počátku působení zatížení v jednotlivých bodech čelní stěny.

Konečně předpokládáme, že zatížení od výbuchu působí pouze ve směru normály na čelní zeď (s ohledem na velikost zatížení je zanedbáno působení rázové vlny ze stran – z boku na konstrukci; při šikmém odrazu – blízkém 90° je

zanedbáno zatížení zdi v příčném směru ve střednicové rovině zdi od prostupující vlny do konstrukce objektu).



Obr.2 Zatížení čelní stěny obtékající vlnou od výbuchu

Dopadající rázová vlna (ve směru od epicentra výbuchu) namáhá nejprve čelní stěnu budovy. Zatížení této stěny odpovídá přetlaku odrazu p_{ref} . Bezprostředně po nárazu tlakové vlny na překážku začne její obtékání. Časový průběh buzení je vypočten podle metodiky [4] a je uveden na obr.2. Přetlak v dopadající vlně na čelní stěnu působí po dobu τ_+ . Vliv nárazu rázové vlny na překážku vymizí po čase $\Delta t_1 = 0,108$ s. V našem případě je však $\Delta t_1 > \tau_+$. To znamená, že po celou dobu τ_+ (působení přetlaku na čelní stěnu), trvá vliv nárazu tlakové vlny (přetlak odrazu p_{ref}). Od okamžiku $\Delta t_3 = L / N = 17,2 / 386,2 = 0,044$ s začíná působit přetlak na zadní stranu budovy prostřednictvím vírů, které vyvolávají na zadní straně budovy sání, které způsobí nárůst tlaku až do okamžiku

$$\Delta t_2 = 5 \cdot x / N = 5 \cdot 13,9 / 386,2 = 0,180 \text{ s.}$$

kde $N = 359,2$ m/s... je rychlost čela postupující vlny,

x ... je menší z rozměrů obtékané budovy $B/2$ nebo H ,

B ... je šířka budovy (kolmo na směr šíření rázové vlny) ... 44 m,

H ... je výška budovy nad terénem ... 13,9 m,

L ... je hloubka budovy (ve směru šíření rázové vlny) ... 17,2 m.

Teoretická špičková hodnota přetlaku na zadní stěnu budovy v čase Δt_3 má hodnotu

$$p_+ + k_p \cdot p_{+n} = 34,9 + 0,8 \cdot 4,0 = 38,1 \text{ kPa,}$$

kde $p_{+n} = 4,0$ MPa ... je rychlostní nápor [MPa],

$k_p \approx 0,8$... je tlakový součinitel vlečného odporu [4].

Skutečné maximum přetlaku na zadní stěnu nastává v čase $\Delta t_3 + \Delta t_2 = 0,224$ s a dosahuje hodnoty 13,1 kPa. Úplné vymizení přetlaku na zadní stěnu budovy nastává v okamžiku $\Delta t_3 + \tau_- = 0,318$ s.

Stavební konstrukce a její výpočtový model

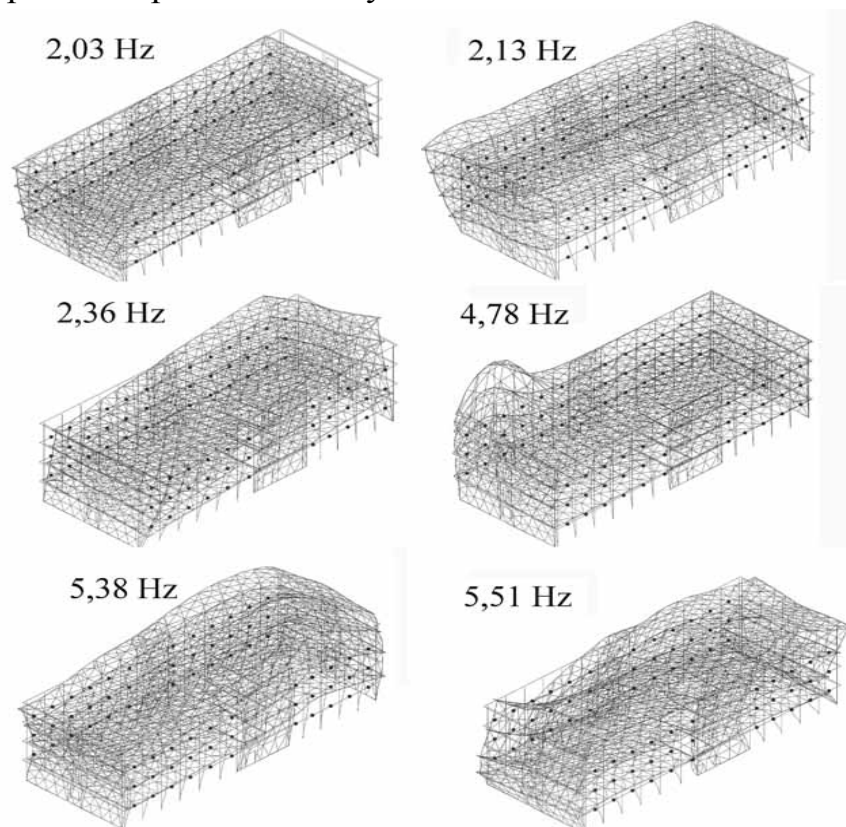
Posuzovaná budova má kromě přízemního podlaží na úrovni $\pm 0,00$ ještě další 3 nadzemní podlaží a střešní desku. Světlá výška podlaží je 3000 mm, celková tloušťka stropní konstrukce je 250 mm. Stropy jsou železobetonové deskové o výšce cca 200 mm s konstrukcí podlahy 50 mm.

Zdivo nosných stěn je z cihelných tvárnic Keratherm v tloušťkách 450 mm (obvodové zdi), 300 mm nosné chodbové zdi a 200 mm příčkové zdi. Nosné schéma konstrukce budovy je tedy tvořeno obvodovými zdmi spolu s dvojicí podélných chodbových zdí a konstrukcemi stropních desek. Budova je založena na železobetonových základových pasech, do kterých je vetknuto svislé zdivo a pilíře.

Výpočtový model konstrukce je zřejmý z obr.1. Příčky tloušťky 200 mm a méně jsou zpravidla při statických a dynamických výpočtech považovány za nenosné (podle ČSN 73 0032) vzhledem k jejich malé únosnosti. V našem případě jsme je však do výpočtového modelu zavedli, tak aby tento výpočtový model byl blíže realitě.

Výpočet vlastního kmitání

Pro stanovení odezvy objektu na účinky výbuchu je nutné stanovit dominantní vlastní frekvence, které odpovídají základnímu ohybovému kmitání budovy jako celku, případně pro dílčí části konstrukce frekvence, jejichž vlastní perioda je blízká době působení přetlakové vlny.



Obr.3 Vlastní frekvence kmitání budovy

Základní ohybové frekvence objektu jako celku odpovídají prvním třem vlastním frekvencím v okolí 2 Hz (posuv v podélném směru budovy x , v příčném směru y a v kroucení celé konstrukce kolem těžišťové osy budovy z , které z hlediska zatížení rázovou vlnou jsou pro tuto konstrukci nejvýznamnější. Při těchto frekvencích dochází k ohybu sloupů a nosných zdí v příslušném dominantním (vodorovném) směru, zatímco stropní desky a tenké příčky zůstávají prakticky rovinné bez významnější deformace.

Vlastní frekvence kmitání stropů se projevují ohybem stropních desek ve směru z současně s příčným ohybem tenkých příček na frekvencích od 4,78 Hz výše. Současně s ohybem stropních desek dochází rovněž k osovému kmitání cihelných sloupů a nosných zdí ve svislém směru z v příslušné části konstrukce.

Tab.1 Nejnižší přetlaky v šířící se rázové vlně, při kterých je pravděpodobné poškození osob a konstrukcí

p_+ [kPa]	Popis účinků výbuchu
100 a více	Smrtelná zranění osob na otevřeném prostranství, totální havárie zděných konstrukcí
50	Poboření částí nosných prvků zděných konstrukcí, převrácení těžkých nákladních vozidel
30	Těžká zranění osob, zhroucení nenosných příček, vážné poruchy nosných prvků zděných konstrukcí, propadnutí nebo zřícení střech, převrácení lehkých nákladních automobilů
15	Otevřené trhliny v nosných prvcích zděných konstrukcí, vážné poruchy příček, vytržení dveřních zárubní a okenních rámců, povalení stojících osob, lehké úrazy
7,5	Úplné rozbití zasklení, poškození dveří a oken, trhliny ve zděných příčkách
3,5	Většina zasklení rozbita, vážná poškození lehkých příček, odtržení střech přístřešků

Ekvivalentní statický výpočet

Vzhledem ke zjednodušení dynamického chování konstrukce a jejího zatížení na ekvivalentní statické, jsou významné z hlediska odezvy konstrukce pouze maximální velikost přetlaku odrazu p_{ref} (úroveň dynamického zatížení) a doba jeho působení τ_+ pro stanovení velikosti dynamického součinitele δ .

Dynamický součinitel $\delta = 0,6$ pro dobu působení přetlaku $\tau_+ = 0,065$ s a dominantní vlastní frekvenci (kmitání v příčném směru) na 2,133 Hz je stanoven v závislosti na součinu

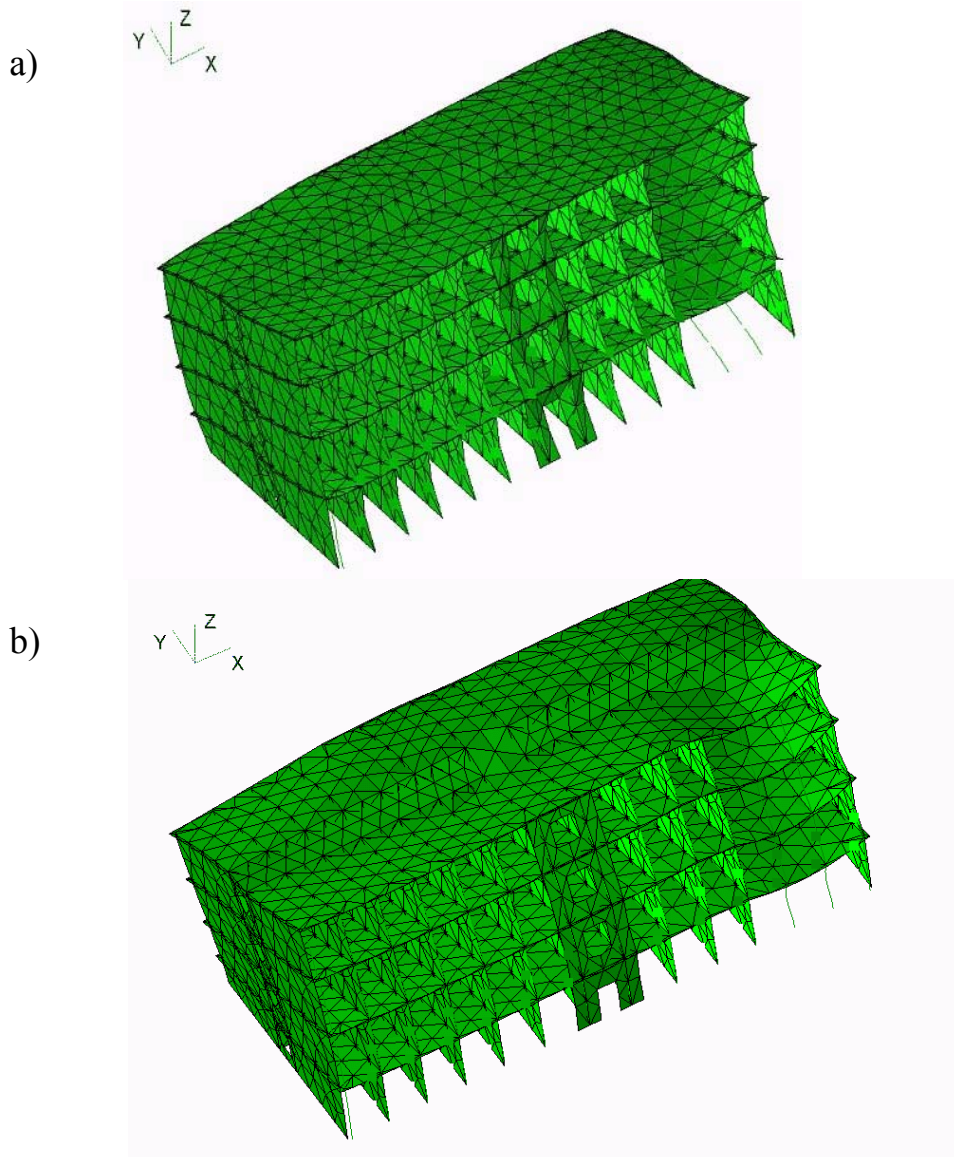
$$\tau_+ \cdot f_{(2)} = 0,065 \cdot 2,133 = 0,14 \text{ a pro trojúhelníkový průběh buzení.}$$

Takže ekvivalentní statické vodorovné zatížení na čelní zeď je

$$p_{ekv} = p_{ref} \cdot \delta = 44,0 \text{ kPa.}$$

Tomuto zatížení odpovídá podle tab.1 vážné poškození zdiva budova, zhroucení cihelných příček a těžká poranění osob uvnitř a v blízkosti budovy.

V počáteční etapě náběhu zatížení konstrukce až do jeho maximální úrovně okenní konstrukce (až do okamžiku rozbití) přenáší zatížení od rázové vlny do cihelných pilířů a zdí mezi nimi. Okamžik rozbití oken lze odhadnout podle parametrů okna z nomogramů v publikacích [5], [7]. Okamžik rozbití oken nastane při přibližné úrovni tlaku v dopadající vlně 1,3 kPa, čemuž odpovídá zatížení působící na zeď (přetlak odrazu) přibližně na úrovni 2,7 kPa. Protože zatížení 2,7 kPa je mnohem menší než 73,4 kPa, dojde na celé čelní frontě budovy k rozbití oken a tlakový účinek se přenesse do nitra budovy na vnitřní zdi.



Obr.4 Porovnání maximálně dosažené deformace konstrukce (a) ekvivalentní statický výpočet. (b) 3D – dynamický výpočet

Ekvivalentní statický výpočet odpovídá převodu dynamického zatížení na náhradní statické, takže informace o okamžiku maximální odezvy lze pouze odhadnout podle dominantní vlastní frekvence objektu. Tento typ výpočtu je prováděn pouze pro dominantní frekvenci ať již zatížení nebo vlastní frekvenci

budovy, takže informace o vlivu vyšších harmonických složek lze obdobně pouze odhadnout, případně stanovit opakovaným ekvivalentním výpočtem. V našem případě byl ekvivalentní výpočet proveden pouze pro druhou vlastní frekvenci 2,133 Hz a trojúhelníkový průběh zatížení od rázové vlny s dobou trvání τ_+ .

Velikost výchylek na celé konstrukci a jejich vzájemný poměr je zřejmý z deformovaného tvaru budovy při tomto zatížení na obr.4. Maximální výchylka konstrukce je v oblasti střechy 46,76 mm ve směru působení zatížení.

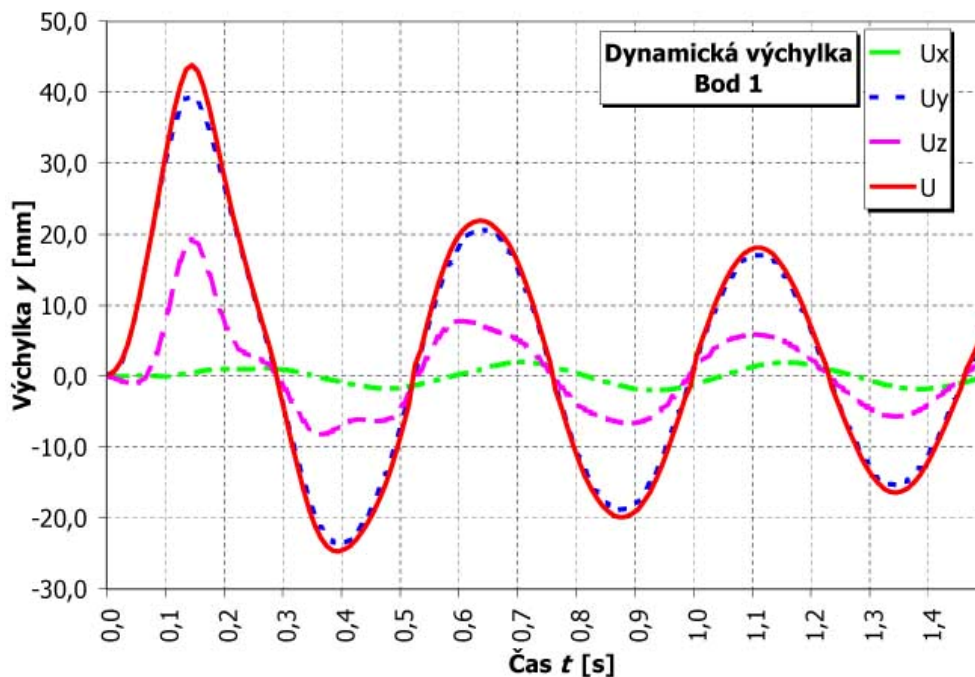
Podrobný 3-D dynamický výpočet

Výpočet odezvy prostorového modelu konstrukce byl proveden pro obecný časový průběh buzení.

Útlum se v přímém dynamickém neharmonickém výpočtu zavádí pomocí součinitele α při matici hmotnosti soustavy a součinitele β při matici tuhosti (Rayleighův útlum). Pro výpočet byl použit poměrný útlum 5 % odpovídající ohybovému kmitání na nejnižších vlastních frekvencích. Této hodnotě odpovídají součinitelé $\alpha = 0,670$ a $\beta = 0,00373$.

Maximální výchylky konstrukce od působení rázového zatížení ve směru zatížení nastávají přibližně po 0,15 s od nárazu vlny na konstrukci. Přibližně v čase 0,40 s dochází k maximálním výchylkám konstrukce proti směru působení zatížení. Časový průběh výchylky v nejvíce kmitajícím levém předním rohu střechy je uveden na obr.5. Maximální dosažené výchylky kmitání jsou:

- v čase 0,15 s ... 45,0 mm ve směru působení zatížení,
- v čase 0,40 s ... 25,6 mm proti směru působení zatížení.



Obr.5 Časový průběh kmitání střešní konstrukce

Konstrukce budovy v tomto přechodovém kmitání několikrát zakmitá přibližně na vlastní frekvenci 2,13 Hz, která je pro směr působení rázové vlny dominantní frekvenční složkou odezvy. Na tuto dominantní frekvenci jsou superponovány další vlastní frekvence budovy.

Maximální výkmity napětí dosahují v čase 0,15 s: pro 450 mm obvodové zdivo až +1,0 MPa napětí ve střednici zdiva v nejnižších dvou podlažích ve vazbě na čelní zeď; pro 200 mm příčkové zdivo až +0,85 MPa napětí ve střednici zdiva příček v tahu v nejnižších třech podlažích ve vazbě na čelní zeď.

Díky zatížení, které působí na konstrukci od výbuchu, dojde v celé budově k rozbití všech skel včetně prosklených vnitřních dveří a vylomení rámu oken a dveří (tab.1). Důvodem pro tyto škody je, že přetlak odrazu i přetlak na zadní straně budovy a přetlak z boku vysoce převyšují přetlaky, při kterých dochází k těmto škodám.

Z vypočtených dynamických napětí je zřejmé, že tahová napjatost ve zdivu od účinků výbuchu při lineárním výpočtu dosáhne hodnot až v okolí 1 MPa. Po superpozici napjatosti od dlouhodobých stálých zatížení s napětími od dynamických účinků vyplývá, že konstrukce by měla přenést tahy v okolí 0,3 až 0,5 MPa [6], [8], i když, podle ČSN 73 1101 [2] je normová tahová pevnost zdiva 0,02 až 0,04 MPa podle směru působení tahových napětí. Protože pevnost zdiva je řádově menší než napjatost ve zdivu vyvozená výbuchem, dojde ke vzniku trhlin ve zdivu a to ještě před dosažením maximální hodnoty odezvy. To ovšem znamená, že na potrhanou zděnou konstrukci ještě bude působit jak přetlak výbuchu zvenčí, tak rázová vlna zateklá do objektu. Kombinace porušené konstrukce spolu s tlakovými účinky způsobí, že minimálně nejnižší dvě podlaží budou havarovat a to minimálně přední část budovy až po chodbový trakt. Díky této havárii bude celá konstrukce staticky nestabilní a je pravděpodobné, že dojde také k propadnutí stropů a zřícení celé konstrukce.

Závěr

Ekvivalentní statický výpočet zjednodušuje výpočtový model konstrukce na odezvu soustavy s jedním stupněm volnosti, vztaženým pouze k dominantní frekvenci kmitání. Při přímém dynamickém výpočtu vynuceného kmitání je respektováno naladění konstrukce budovy v celém spektru vlastních frekvencí. 3-D výpočet vede k přesnějšímu určení výchylek kmitání a vnitřních sil v jednotlivých konstrukčních prvcích. I když velikost maximální výchylky je u obou metod velmi blízká, je tvar kmitání celé konstrukce budovy odlišný; u ekvivalentního statického výpočtu je zastoupen pouze jeden dominantní vlastní tvar, u dynamického výpočtu jsou na tento dominantní tvar superponovány i ostatní vyšší či nižší vlastní tvary.

Použitým zjednodušením pak odpovídají i další rozdíly ve výsledcích obou výpočtů. U ekvivalentního statického výpočtu ve srovnání s dynamickým výpočtem chybí fázové charakteristiky mezi jednotlivými frekvenčními složkami odezvy (v ekvivalentním výpočtu je uvažována pouze jedna dominantní frekvence) a samozřejmě také časové průběhy odezvy. Dalším

výrazným zjednodušením ekvivalentního statického výpočtu je, že u něj dynamické zatížení uvažujeme pouze jedinou hodnotou (zpravidla maximálním přetlakem, odpovídající přetlaku odrazu p_{ref} , případně podtlakem), zatímco dynamický výpočet umožňuje zadat libovolný časový průběh zatížení. Důsledkem této skutečnosti pak je, že dynamický výpočet umožňuje respektovat nejen maximální velikost zatížení, ale celý jeho průběh, případně i kmitání konstrukce po doznění zatížení.

Výhodou ekvivalentního statického výpočtu je naopak skutečnost, že počítačový výpočet je časově méně náročný, i když sestavení výpočtového modelu konstrukce pro určení dominantního vlastního kmitání je nutné provést, pokud ovšem model konstrukce pro ekvivalentní výpočet významně nezjednodušíme – pak ovšem i shoda maximálních výchylek mezi oběma metodami je horší.

Poděkování

Práce na této problematice je podporována projektem CZ.04.3.07/3.2.01.3/3323 „Protivýbuchová ochrana staveb“ Autoři si dovoluji touto cestou vyslovit Evropskému sociálnímu fondu, Hlavnímu městu Praze a státnímu rozpočtu České republiky za jejich podporu svůj dík.

Literatura

- [1] Bangash, M. Y. H.: *Impact and Explosion*, Blackwell Scientific Publications, Oxford 1993.
- [2] ČSN 73 1101: *Navrhování zděných konstrukcí*, ČNI Praha, 1980
- [3] Koloušek, V. a kol.: *Stavebné konstrukcie namáhané dynamickými účinkami*, SVTL, Bratislava 1967.
- [4] Henrych, J.: *Dynamika výbuchu a jeho užití*, Academia, Praha 1973.
- [5] Makovička, D.: Okenní konstrukce a jejich vliv na formování zatížení při výbuchu uvnitř budov, *Stavební obzor* 1999, č.2, roč.8 (1999), s. 49-53
- [6] Makovička, D., Král, J., Makovička, D., Jarosz, J.: Porušování příčkového zdiva v závislosti na tloušťce zdiva a parametrech výbuchu plynu za jejím rubem, In: *Požární ochrana 2003*, VŠB-TU Ostrava, 10.-11.9.2003, s.251-263
- [7] Makovička, D., Makovička, D., ml.: Riziko poškození obytného domu od výbuchu plynu na chodbě. In: *Požární ochrana 2004*, VŠB-TU Ostrava, 14.-15.9.2004, s. 168-179
- [8] Makovička, D., Makovička, D.: Vliv opakovaných extrémních zatížení na ohybovou únosnost zdiva, *Stavební obzor* 2006, č.2, roč.15 (2006), s. 37-43,