

Karel KUBEČKA¹

PŘÍČINY HAVÁRIE STĚN PŘI REKONSTRUKCI PALÁCE ELEKTRA V OSTRAVĚ

Abstract

Znalec z oboru 1.projektování, 2.stavebnictví, stavby obytné, stavby průmyslové, stavby zemědělské, stavební odvětví různá, specializace - betonové konstrukce, statika, zakládání staveb, stavby na poddolovaném území, vady a škody na stavebních konstrukcích Autorizovaný inženýr oboru pozemní stavby, a statika a dynamika staveb.

ÚVOD

Dne 29.dubna 1994 zhruba v 11⁴⁰ hodin došlo v 7.NP části "C" objektu Palác Elektra k destrukci stávající části cihelné zdi (*Obrázek br.1*) (*Obrázek 2*). Padající suť zasypala tři pracovníky soukromé stavební firmy, kteří v danou dobu prováděli v bezprostřední blízkosti této stěny betonáž stropní konstrukce. Jeden pracovník této firmy zraněním na místě podlehl, dva pracovníci byli převezeni s těžkými poraněními do nemocnice. Soukromá stavební firma pracovala jako subdodavatel pro jednu z největších stavebních firem na Moravě.



Obr.1: Levá část zřícené stěny

¹ Ing. Karel Kubečka, Ph.D., Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, karel.kubecka@vsb.cz



Obr.2: Pravá část zřícené stěny

Znalec byl telefonicky kontaktován vyšetřovatelem obvodního oddělení Ostrava - střed a požádán o podání znaleckého posudku až dne 4.května 1994. Prohlídka na místě samém znalec vykonal dne 5.května 1994 účasti policejního vyšetřovatele a stavbyvedoucího. S ohledem na časový odstup (znalec nebyl přizván na místo havárie ihned po nehodě) nebylo možno posoudit celkovou situaci z hlediska příčin havárie, neboť veškerá suť již byla odstraněna a poškozené stropní konstrukce hrozící samovolnou destrukcí byly již sneseny. Situace v době těsně po destrukci zdi byla zřejmá pouze z videozáznamu pořízeném bezprostředně po havárii příslušníky integrovaného záchranného systému (hasiči) a techniky Policie ČR a dále fotografií PČR (černobílé fotografie).

Fotografie uvedené v tomto příspěvku jsou pořízeny z kopie videozáznamu, a proto autor žádá o tolerování jejich velmi nízké kvality.

PŘEDMĚT ZNALECKÉHO POSUDKU A PROHLÍDKA OBJEKTU

Předmětem podaného znaleckého posudku bylo přispět k objasnění příčin havárie - zřícení části cihelné zdi v 7.NP budovy Palác Elektra - část "C" v průběhu provádění stavebních prací v rámci rekonstrukce objektu, ke které došlo dne 29.4.1994 v asi 11⁴⁰ hodin a zodpovědět otázky položené vyšetřovatelem. Tyto otázky, které je třeba v tomto znaleckém posudku zodpovědět, byly formulovány v usnesení obvodního oddělení Ostrava - střed, policie České republiky z 5. května 1994 takto:

Z jakých důvodů došlo ke zřícení stěny ?

Jak byla zajištěna pracovní plocha ?

Byly prováděné práce v souladu s projektem ?

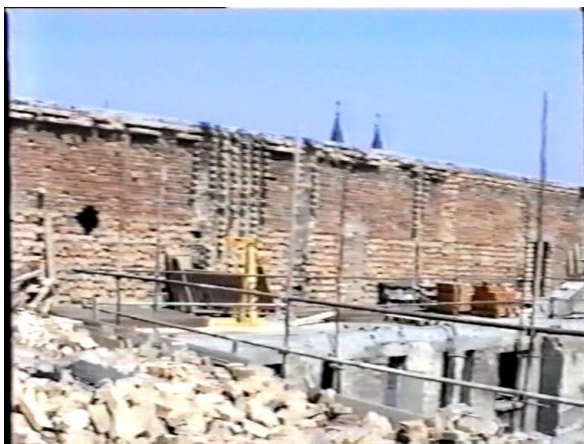
Jak vyplývá z poskytnutých podkladů [54], předmětná stávající stěna byla dělicí stěnou mezi terasou a půdním prostorem. Stála na střední podélné zdi části "C" objektu a vzhledem k terase byla venkovní zdi.

V této zdi o celkové tloušťce 450mm bylo dle projektové dokumentace velké množství komínových průduchů - poměr komínových těles k ostatnímu zdivu (v delším dilatačním celku) byl zhruba:

$$\frac{10,35}{12,70} = 0,81. \quad \text{Komínová tělesa: } \frac{10,35}{10,35+12,70} \cdot 100 = 44,90\%$$



Obr.3: Komůrkové zdivo v okolí dveřního otvoru.



Obr.4: Obdobná úprava stěny (kolmá stěna v části „B“ objektu)

Tato skutečnost znamená, že minimálně 45 % zdi byla komínová tělesa a tedy zdivo řádně svázané na celou svou tloušťku 450mm a 55 % zdi bylo tzv. komůrkové zdivo sestávající ze dvou příček v tl. 150mm svázané vzájemně převázkou. Podle fotografií zachovalých částí [6] se tento poměr jeví mírně nižší, než byl ve skutečnosti (Obrázek .3) (Obrázek Obr.4).

ZJIŠTĚNÉ SKUTEČNOSTI

Bourání této stěny bylo prováděno, jak vyplývá z několika pramenů [5] (mimo jiné i ústně potvrzeno hl. stavbyvedoucím) na příkaz stavbyvedoucího prováděcí firmy jako změna projektu. Projekčně toto bourání však není podchyceno a bylo prováděno bez vědomí projektanta [5]. Bourání bylo prováděno převážně v nočních směnách pravděpodobně v časové tísní a zbylá část zdiva nebyla zabezpečena ve směru kolmém k rovině stěny.

Způsob bourání byl prováděn tak, že v místech komůrkového zdiva byla odbourána samostatně stojící příčka v tl. 150 mm včetně převázky v líci příčky, která byla zachována. V místech, kde zdivo (asi 45 % veškerého zdiva) bylo provedeno v tloušťce 450 mm byla odsekávána jeho část v tloušťce 300 mm a takto „vytvořená příčka tl. 150 mm“ byla ponechána. Obdobně byl odbourán betonový lem zdiva nad úroveň střešní roviny. (Tento lem nelze označit jako věnec, neboť funkčně věnci neodpovídá).

Asi týden po provedení bouracích prací [5] bylo přistoupeno k položení výztuže a betonáži. Pro uložení výztuže bylo do zbylé zdi v tl. 150 mm provedeno vysekání "kapes" [5]. Podle výkresové dokumentace [4] je tento otvor (nazývaný kapsou) široký 300 mm. Tyto otvory jsou od sebe vzájemně vzdáleny 600 mm. Znamená to tedy, že stěna v tl. 150 mm na výšku 4350 mm byla v patě oslabena otvory 300 mm širokými. Toto oslabení představuje 33 %.

Dále bylo obhlídkou na místě zjištěno a stavbyvedoucím ústně potvrzeno, (dtto[5]) že v době pádu zdi byla prováděna betonáž v místě otvoru ve stropě, to znamená, že byla prováděna betonáž na bednění. Z dané skutečnosti vyplývá, že v kritickém čase nebyl stávající strop nad 6.NP přitížen zatížením vyvozeným čerstvou betonovou směsí vysypanou z přepravního koše na jedno místo.

PROJEKTOVANÝ STAV

V průběhu provádění projektu a zejména v průběhu provádění stavebních prací došlo k několika změnám v projektu. Poslední změna byla vyvolána zjištěním špatné - nevyhovující únosnosti stávajícího stropu nad 6. NP. Původně byla pravděpodobně navržena na tomto stávajícím stropě deska (snad železobetonová) s tím, že projektant v technické zprávě [4] uvádí, že:

"Pro provedení desky je nutno vybourat příčku tl. 150mm na středním věnci, čímž dojde k nepříznivému ovlivnění stability druhé příčky, protože tyto jsou navzájem provázány. Desku a bourání příčky je nutno proto provádět po částech - po cca třímetrových úsecích."

Podle vyjádření projektanta vykonávajícího autorský dozor, bylo toto řešení nahrazeno jiným - zesilující konstrukce stropu byla provedena jako železobetonový monolitický trámový strop se skrytými trámy po 900 mm osově a železobetonovou deskou nesenou těmito trámy. V tomto duchu je zpracována i změna původního projektu. Technická zpráva k tomuto výkresu, která by řešila technologický postup bourání pravděpodobně neexistuje. Na výkrese je však zkresleno uložení skrytých trámů na své podpoře a je patrné, že projektant požadoval vybourání kapes pro uložení těchto trámů do zdi v tl. 450 mm (je patrné že se jedná o komůrkové zdivo), nikoli odbourání celé zdi v tl. 300 mm. Zda tento výkres měli k dispozici pracovníci provádějící bourací práce a pak betonáž, není znalci známo. Podle výpovědi svědků nebyl tento výkres stavební firmě předán a práce byly prováděny "po konzultaci se stavbyvedoucím" jinak - v rozporu s projektem.

STABILITA ZDI PO ODBOURÁNÍ

Před prováděním vlastních bouracích prací bylo minimálně 45 % zdi komínová tělesa a tedy zdivo řádně svázané na celou svou tloušťku 450 mm a 55 % zdi bylo tzv. komůrkové zdivo sestávající ze dvou příček v tl. 150mm svázané vzájemně převázkou. O stabilitě komínových těles je bezpředmětné diskutovat. Co se týká stability komůrkového zdiva, je všeobecně známa jeho vysoká stabilita i únosnost vyplývající z faktu malé vzpěrné délky (vzdálenost převázek).

Věncem z prostého betonu měl funkci především ochrannou (kryl zhlaví zdiva) vůči vlastnímu komůrkovému zdivu a jako s věncem s ním nemůže být počítáno, neboť podle zjištění na místě nebyl beton vyztužen ani minimálně a tudíž vlivem trhlin v betonu neskýtal záruku statického spolupůsobení tak, jak je tomu u řádně vyztuženého věnce.

Pracovníci stavební firmy započali s bouracími pracemi na základě smlouvy o dílo na pokyn stavbyvedoucího tak, že postupně odbourávali 300mm cihelného zdiva z celkové tloušťky 450 mm v místech komínových těles a 150mm tlustou příčku včetně převázek v místě komůrkového zdiva. Stelně pak byl oddělen i betonový lem (věncem) v horní části zdi. Toto bourání bylo provedeno na celé výšce zdi, to je 4,35m a na celou délku zdi, to je více jak 20 metrů !

Není pochyb o tom, že během provádění bouracích prací elektrickým nebo pneumatickým kladivem muselo zákonitě dojít vlivem otřesů a rázů alespoň v místech, kde bylo odbouráváno zdivo v tl. 300mm k narušení zdiva i v části, která zůstala zachována. Dá se předpokládat, že došlo k

takovému stupni narušení (rozvolnění), že byla porušena soudržnost mezi jednotlivými kusovými stavivými (cihlami) a maltou a tím došlo podobnému efektu, jako by části stěny byly postaveny "na sucho".

Mezní poměr výšky a tloušťky stěny je dán normou [3] v čl. 114. nezávisle na výpočtu únosnosti. Tento mezní poměr je dán vztahem :

$$\beta_{w,\text{lim}} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot \beta_1 \quad \text{přičemž } \beta_{w,\text{lim}} > \frac{h_w}{t}$$

k_3 = součinitel vyjadřující vliv poměru délky a výšky stěny. Při poměru délky a výšky:

$$\frac{20}{4,35} = 4,6 \leftarrow 3,5 \rightarrow k_3 = 0,8$$

k_4 = součinitel vyjadřující vliv způsobu opření svislých okrajů stěny. Vzhledem k domněnce, že stěna byla při provádění bouracích prací poškozena tak, že došlo k jejímu uvolnění ve spárách cihel, můžeme předpokládat, že v místě schodiště (Obrázek .3) (dveřní otvor) byla tato stěna vlivem porušení "dilatována". Proto bude použit součinitel v hodnotě $k_4 = 0,8$.

k_5 = součinitel vyjadřující vliv zatížení. Pro náš účel použijeme součinitel v hodnotě $k_5 = 1,0$.

k_6 = součinitel vyjadřující vliv způsobu opření zhlaví stěny ve vodorovném směru kolmo na střednicovou rovinu stěny. V našem případě je $k_6 = 0,7$.

β_1 = základní mezní poměr výšky a tloušťky stěny. Předpokládáme, že pevnost cihel se pohybuje v rozmezí mezi 250 a 500 MPa, malta pak maximálně 40MPa. V tomto případě je $\beta_1 = 15$.

$$\beta_{w,\text{lim}} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot \beta_1 = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 15 = 6,72 < 23 = \frac{4,35}{0,15} = \frac{h_w}{t}$$

--- NEVYHOVUJE ---

Mezní poměr výšky a tloušťky stěny není dodržen.

Druhou a rozhodující podmínkou, která musí být splněna je kritérium štíhlosti. Pro obdélníkový průřez nesmí vypočítaná hodnota štíhlostního poměru λ_1 klesnout pod hodnotu 36. Pro štíhlostní poměr obdélníkového průřezu platí :

$$\lambda_1 = \frac{l_{ef}}{h} \cdot \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = 2 \cdot \frac{4,35}{0,15} \cdot \sqrt{\frac{1000}{200}} = 129,69 > 36$$

--- NEVYHOVUJE ---

Jak je ze základních normou [3] stanovených podmínek zřejmé, samostatně stojící stěna nevyhovuje základním kritériím požadovaných normou pro zděné konstrukce. Pro výpočet únosnosti stěny jsou nutné fyzikálně mechanické hodnoty (materiálové charakteristiky) použitého materiálu. Tyto nejsou k dispozici, proto další výpočet není proveden.

Na základě výše uvedených skutečností je tedy možno konstatovat, provedení tím způsobem, jak bylo uskutečněno, je velmi odvážné a nebezpečné. Je třeba podotknout, že nebezpečné by bylo ponechat samostatně stojící stěnu na tuto výšku v dané tloušťce za předpokladu, že by byla nově vyžděna. V tomto posuzovaném případě je situace horší, neboť je nutno usuzovat na poškození stěny v průběhu bouracích prací tak, jak je uvedeno výše.

PŮSOBENÍ VNĚJŠÍCH VLIVŮ

V době provádění betonáže v časovém úseku bezprostředně před vlastní havárií působilo na konstrukci stěny, která se zřítíla, několik vnějších vlivů. Tyto vnější vlivy jsou :

vliv působení větru

náraz do stěny košem na beton zavěšeným na jeřábu

otřesy a dynamické rázy jako důsledek stavební činnosti

Nejsou vzaty v úvahu další vlivy jako vliv důlní činnosti, jehož působení jako dlouhodobá složka zatížení v této lokalitě prakticky nepůsobí v důsledku praktického zastavení důlní činnosti. Další teoreticky možné vlivy jako ráz tlakovou vlnou neberu naprosto v úvahu.

Působení větru

Podle sdělení vyšetřovatele (dotazováno na ČHMÚ Ostrava-Poruba) dosahovala rychlost větru ve výšce okolo 7.NP v daném okamžiku pádu stěny hodnoty: $w_{\max} = 8 \text{ m/s}$

Jak plyne z upravené Bernoulliho rovnice je rychlost základní proměnnou veličinou při určení zatížení větrem. Narazí-li vzdušný proud kolmo na překážku a změní směr, sníží se jeho rychlost v na hodnotu v_1 . To se projeví tlakem w na povrch překážky (v původním směru vzdušného proudu) o velikosti

$$w = \frac{1}{2} \rho (v^2 - v_1^2)$$

U nepohyblivých překážek, jakými jsou stavební objekty, se sníží rychlost v na $v_1 = 0$, takže je : $w = \frac{1}{2} \rho v^2$

Položí-li se $\rho = 1,250 \text{ kgm}^{-3}$, obdrží se známý vztah pro tlak větru (kNm^2)

$$w = \frac{1}{1600} v^2 \text{ přičemž } v \text{ se zavede v } (\text{ms}^{-1}).$$

$$w = \frac{1}{1600} v^2 = 0,0400 \text{ kN/m}^2. \text{ Toto je hodnota odpovídající součinu } w_0 \cdot C_w$$

Stěna byla větrem zatížena tak, že její část nad krovem střechy byla vystavena tlaku na straně návětrné a sání na straně závětrné. Zbylá část stěny (pod úrovní hřebene krovu) byla vystavena sání. S tímto sáním je nutno počítat, naopak není zohledněna turbulence vlivem změny směru větru po šikmé střeše krovu a případný tlak na straně krovu (otevřená část střechy, nebo netěsnosti).

Horní část vyčnívající nad hřeben střechy budeme považovat za výšku 650mm. Výšku 3700 mm budeme zatěžovat pouze sáním větru na straně závětrné konstrukce.

$$w_{n,0,65} = w_0 \cdot C_w \cdot \chi_w = +0,8 \cdot 0,04 \cdot 1,0 = 0,032 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_f = 1,2$$

$$w_{r,0,65} = 0,032 \cdot 1,2 = 0,0384 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{w,1}^r = 0,0384 \cdot 0,065 \cdot 4,025 = 0,1005 \text{ kNm}$$

$$w_{n,4,35} = w_0 \cdot C_w \cdot \chi_w = -0,6 \cdot 0,04 \cdot 1,0 = 0,024 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_f = 1,2$$

$$w_{r,0,65} = 0,024 \cdot 1,2 = 0,0288 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{w,2}^r = 0,0288 \cdot 4,35 \cdot 2,175 = 0,2725 \text{ kNm}$$

Celkový moment v patě stěny od větru je: $M_w^r = 0,373 \text{ kNm}$

Vzhledem ke skutečnosti, že se jedná o konstrukci, na kterou má zatížení větrem rozhodující význam, mohl být uplatněn součinitel

$$\gamma_f = 1,3$$

Svislé zatížení konstrukce zdi v její patě (pro výpočet únosnosti v patě zdi) je dáno vlastní hmotností použitých materiálů. Zhruba budeme uvažovat, že konstrukce odpovídá cihelné neomítnuté zdi tl. 150 mm na výšku 4,35 m.

$$G_{zdivo}^r = 18 \cdot 0,15 \cdot 4,35 \cdot 1,1 = 12,920 \text{ kN/m}$$

Únosnost

$$\text{Výstřednost} \quad e = \frac{M}{G} = \frac{0,311}{11,745} = 0,0264 \text{ m} < 0,0338 \text{ m} = 0,45x_i$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{ef}}{h} \cdot \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = 2 \cdot \frac{4,35}{0,15} \cdot \sqrt{\frac{1000}{200}} = 129,69 > 36$$

$$N_{ud} = \gamma_u \cdot k_{lt} \cdot \varphi \cdot \frac{b \cdot h}{1 + \frac{2e}{h}} \cdot R_d = 0,75 \cdot 1,0 \cdot \varphi \cdot \frac{1 \cdot 0,15}{1 + \frac{2 \cdot 0,0264}{0,15}} \cdot 1 \cdot 10^3 = 16,642 \cdot \varphi \text{ kN/m}$$

Vzhledem ke skutečnosti, hodnota λ_1 daleko přesahuje povolenou mez, není možno v souladu s normou stanovit odpovídající hodnotu součinitele φ .

Za předpokladu, že použijeme $\varphi = 0,22$ (odpovídá $\lambda_1 = 36$) dostaneme hodnotu maximální přípustné síly v patě stěny:

$$N_{ud} = 16,642 \cdot \varphi = 16,642 \cdot 0,22 = 3,661 \text{ kN/m} < 12,92 \text{ kN/m} = G_{zdivo}^r$$

--- NEVYHOVUJE ---

Tento výše uvedený výpočet je proveden za předpokladu, že zeď byla postavena z cihel plných P2,5 na MV 0. Ani použití kvalitnějších cihel (co do pevnosti) a malty nedává příznivý výsledek únosnosti konstrukce stěny.

Stabilita

Mezní stav stability polohy, to je stabilita konstrukce je posuzována podle ČSN 73 0031 [2], kde musí být splněna podmínka spolehlivosti dána vztahem:

$$\gamma_{sit} \cdot \gamma_n \cdot \sum_i \gamma_{fai} \cdot S_{act,in} \leq \gamma_{stp} \cdot \sum_j \gamma_{fpj} \cdot S_{pas,jn}$$

$S_{act,in}$ = Silový účinek normových hodnot odstranitelných zatížení působících na vyšetřované těleso.

$S_{pas,jn}$ = Silový účinek normových hodnot neodstranitelných zatížení jimiž těleso vzdoruje překročení mezního stavu.

γ_{fai} = Součinitel spolehlivosti zatížení vztahující se k zatížením vyvolujícím sílu $S_{act,in}$; hodnoty těchto součinitelů se uvažují podle norem pro zatížení v souladu s ustanovením čl. 3.4. [2]
 $\gamma_{fai} > 1$.

γ_{fpj} = Součinitel spolehlivosti zatížení vztahující se k zatížením vyvolujícím sílu $S_{pas,jn}$; hodnoty těchto součinitelů se uvažují podle norem pro zatížení v souladu s ustanovením čl. 3.4. [2]
 $\gamma_{fpj} < 1$.

γ_{sit} = Součinitel návrhové situace; není-li v normách navrhování nebo jiných předpisech stanovena jiná hodnota, dosazuje se $\gamma_{sit} = 1,0$.

γ_n = Součinitel účelu

γ_{stp} = Součinitel stability polohy

Obdobně pak pro momenty :

$$\gamma_{sit} \cdot \gamma_n \cdot \sum_i \gamma_{fai} \cdot M_{act,in} \leq \gamma_{stp} \cdot \sum_j \gamma_{fpj} \cdot M_{pas,jn}$$

$$\gamma_{sit} = 1,0; \gamma_n = 1; \gamma_{stp} = 0,9$$

$$G_{zdivo}^r = 18 \cdot 0,15 \cdot 4,35 \cdot 0,9 = 10,571 \text{ kN/m}$$

$$M_G = 10,571 \cdot 0,075 = 0,793 \text{ kNm}$$

Celkový moment v patě stěny od větru je $M_w^r = 0,373 \text{ kNm}$

$$M_{act} < M_{pas}; M_w^r = 0,373 \text{ kNm} < 0,714 \text{ kNm} = 0,9 \cdot 0,793 = M_{G,pas}$$

--- VYHOVUJE ---

Stabilita stěny jako celku při působení větru vyhovuje požadavku normy. Při vychýlení těžiště o 36 mm se dostává stěna do nestabilní polohy bez ohledu na únosnost materiálu.

Z výše uvedeného výpočtu je zřejmé, že při působení větru mohlo s velkou pravděpodobností dojít k destrukci zdi a to z titulu nízké únosnosti cihelného zdiva v patě zdi.

NÁRAZ KOŠE NA BETON (BÁDIE) NA STĚNU

V průběhu vyšetřování vyvstala domněnka (a snaha přenést přímou odpovědnost za zřícení zdi), že konstrukce nezajištěné zdi byla vystavena nárazu přepravního koše na beton (bádie) zavěšeného na věžovém jeřábu a že tento náraz byl příčinou havárie zdi. Na základě upozornění hlavního stavbyvedoucího byla tato domněnka zaprotokolována a stopy cihel na přepravním koši vyfotografovány techniky PCR. K dispozici je však pouze černobílá fotografie, ze které není patrné kde tato stopa je.

Vzhledem ke hmotnosti plného (ale i prázdného) přepravního koše a tedy síly při nárazu vyplývající z energie houpajícího se (pohybujícího se při otáčení ramene) břemene je možno prohlásit, že v případě že by došlo k nárazu na zeď, byl by to impulz, který by inicioval pád zdi.

Podle dostupných podkladů které se k danému problému vyjadřují, je možno zaujmout toto stanovisko :

Přepravní koš s betonem byl spuštěn do prostoru v těsné blízkosti nezajištěné stěny, do vzdálenosti 40 - 50cm od jejího líce. Do tohoto prostoru jeřábík neviděl, ale byl naváděn pracovníkem stavební firmy.

Pracovníci provádějící betonáž vysypávali obsah přepravního koše, přičemž tento koš zavěšený na leně jeřábu vychylovali z jeho svislé polohy a tím sypali beton pravděpodobně směrem od zdi. Tento způsob vysypávání je běžnou praxí provádění ukládání betonové směsi.

Po vysypání celého obsahu přepravního koše dostal jeřábík pokyn k vyzdvižení břemene (prázdného přepravního koše). Podle některých vysvětlení tomuto vyzdvižení předcházela posun břemene od stěny.

V okamžiku kdy jeřábík dostal pokyn k vyzdvižení břemene, zaregistroval pohyb stěny a následně její prolomení a pád ve vlně (stěna se vlnila) směrem do prostoru, ve které stáli pracovníci provádějící betonáž. Přepravní koš byl neprodleně vyzdvihnut z prostoru, do kterého zeď padala.

Z vysvětlení [5] vyplývá, že jeřábík při zdvihu břemene nenarazil do zdi a sám náraz do zdi nepotvrzuje.

Vzhledem ke krátkému časovému okamžiku ve kterém došlo k souběhu všech okolností není možno vyloučit, a zdá se to být velmi pravděpodobné, že stopy na přepravním koši od cihelného zdiva komínu byly způsobeny nikoli nárazem přepravního koše na zeď, ale pádem zdi na přepravní koš. Ten se nárazem cihelného zdiva mohl mírně rozhoupat a rozhoupané břemeno mohlo při zdvihu zachytit o bednění krovu a oplechování, které je rovněž poškozeno.

VLIV STAVEBNÍ ČINNOSTI V OKOLÍ

Tyto vlivy představují souhrn veškerých vlivů na konstrukci vyvolaných stavebními pracemi v těsném sousedství stejného dilatačního celku. Jedná se především o otřesy a rázy způsobené dopravou po stavbě (malá mechanizace - stavební kolečka) a především bouracími pracemi například pneumatickými kladivý na 6.NP a podobně. Dále pak pádem materiálu na konstrukce podlah (cihly, trubky, bouraný materiál). Tyto vlivy se sčítají s vnějšími vlivy jako doprava zejména těžkých nákladních vozů v bezprostředním okolí a vliv kolejové MHD.

Vzhledem k odlehlosti místa havárie vůči komunikacím na kterých tato doprava probíhá a při zohlednění hmoty stavby mající souvislost s tzv. vlastní frekvencí konstrukce je možno odhadnout mizivé procento vlivu vnější dopravy na destrukci konstrukce stěny.

Vliv stavební činnosti na stabilitu stěny je možno jen odhadovat. To především proto, že jak je výše uvedeno, usuzuje znalec na minimálně lokální porušení zdiva vlivem bourání a jak je uvedeno v protokolu [73], byla již odbouraná stěna znovu ve své patě oslabena. Takováto nezajištěná konstrukce dává tušit nebezpečí a jakýkoli sebemenší vnější impuls může pak být kritický pro její stabilitu.

Zda právě v okamžiku pádu a těsně před tímto okamžikem probíhaly na stavbě práce takového charakteru, které měly za následek dynamické namáhání konstrukcí které by dále vyvozovalo chvění a vibrace se prakticky nedá zjistit. Je však jisté, že jakési chvění se stavební činností vyvozuje vždy. Ráz a chvění je vyvozeno například náhlým vysypáním betonu z přepravního koše. Obhlídkou na místě bylo zjištěno a stavbyvedoucím potvrzeno, že v době pádu zdi byla prováděna betonáž v místě otvoru ve stropě, to znamená, že byla prováděna betonáž na bednění. Z dané skutečnosti vyplývá, že v kritickém čase nebyl stávající strop nad 6.NP přetížen zatížením vyvozeným čerstvou betonovou směsí vysypanou z přepravního koše na jedno místo a tedy ani přímému ořesu vlivem rázu při vysypání. Tento ráz se však přenáší konstrukcí a tedy se i vrací. Je však nutno říci, že vlivem útlumu okolních konstrukcí v zanedbatelné hodnotě do místa stěny. Navíc tento ráz nebyl pravděpodobně velký, neboť vysypávání se neprovádí obvykle z velké výšky a v tomto případě byla badie těsně nad bedněním [5] (asi 15 - 20cm).

Vliv chvění konstrukce měl na stěnu jistě negativní vliv - k její stabilitě nepřispíval. Není však možno prokázat a tedy ani prohlásit, že tento druh zatížení sám o sobě inicioval destrukci konstrukce. Působil však ve spojení s jinými vlivy.



Obr.5: „Položená“ stěna a průřez ve stropě



Obr.6: Proražený strop

ZÁVĚR

V závěru znaleckého posudku byly zodpovězeny otázky položené vyšetřovatelem. Veškeré závěry vycházejí z citovaných poskytnutých podkladů.

Z jakých důvodů došlo ke zřícení stěny ?

Na zřícení stěny mělo podle znalce vliv několik faktorů.

Nevhodný způsob, jakým byly vlastní bourací práce prováděny. Pokud bylo rozhodnuto provést bourání jedné ze stěn komůrkového zdiva, pak tato skutečnost měla být řádně projekčně zpracována a probíhat za dozoru a schválení projektanta - statika a projektanta vykonávající na stavbě autorský a stavební dozor. Vzhledem k bourání bylo nevhodné provést bourací práce v rozsahu, v jakém byly provedeny, to je na celou délku stěny.

Provedení bourání zdiva komínových těles v tloušťce 450mm a jeho "sesekání" na tl. 150mm. V této fázi předpokládám poměrně rozsáhlé porušení struktury zděné konstrukce zdi a uvolnění cihel a malty mající za následek snížení soudržnosti a následně pak únosnosti zdi v poškozených místech.

Pokud bylo provedeno bourání v rozsahu tak jak bylo provedeno, měla být stěna okamžitě zajištěna ve směru kolmém na svou střednicovou rovinu minimálně v hlavě stěny během bouracích prací a následně pak po výšce proti bočním tlakům.

V průběhu ukládání betonové směsi stěna dostala impuls iniciující její havárii. Tento impuls byl pravděpodobně vítr společně s otřesy. Po mírném vychýlení vlivem sání větru došlo k vychýlení působíště síly (těžiště stěny) a ztrátě stability a únosnosti. Následoval pád zdi do prostoru terasy (na pracovní plochu *(Obrázek Obr.5)* připravenou k betonáži stropu) a zasypaní přítomných pracovníků. Tento závěr je v souladu s uspořádáním destruovaného materiálu na ploše terasy, které je zřejmé z videozáznamu. Stěna se "položila" rovnoměrně na bok a veškerý materiál je na ploše terasy. Nedošlo tedy k zavlnění a vymrštění cihel směrem do prostoru krovu.

Tvrzení, že k destrukci zdi došlo vlivem nárazu přepravního koše (bádie) zavěšeného na laně jeřábu na stěnu, znalec není schopen potvrdit. Dá se předpokládat, že kdyby došlo k nárazu na stěnu v dolní polovině, stěna by dostala impuls, při kterém by část materiálu spadla do prostoru krovu a část na terasu. Mimo jiné, o nárazu nesvědčí příliš ani časová posloupnost.

Dá se předpokládat, že při nárazu do dolní poloviny zdi a vyboulení stěny do prostoru krovu, by stěna nepadala rovnoměrně na bok (*Obrázek Obr.5*), tak jak tomu bylo, ale sesula by se (jako podtržená) na menší plochu a tedy pracovníci by měli jistou naději, že v blízkosti ochranného zábradlí na lici terasy by je padající stavební materiál již nezasáhl. Náraz plného přepravního koše do zhlaví stěny před uložením betonu (to je při přepravě betonu na místo ukládání) jako velmi nepravděpodobné znalec naprosto vylučuje, neboť při tomto nárazu by došlo vzhledem k hmotnosti bádie k okamžitému zřícení předmětné konstrukce.

Toto tvrzení se opírá o poskytnuté podklady (výpovědi svědků).

Jak byla zajištěna pracovní plocha ?

Otázka se týká zajištění vlastní stěny. Vzhledem k odbourání stěny na příkaz stavbyvedoucího v celém rozsahu tak, jak bylo provedeno, to je na celou délku zdi, mělo být provedeno okamžité zajištění minimálně v hlavě stěny během bouracích prací, to znamená, že stěna měla být okamžitě zajištěna ve směru kolmém na svou střednicovou rovinu a následně pak po výšce proti bočním tlakům. Toto zajištění nebylo provedeno a stěna stála bez jakékoli opěry v hlavě po několik dní. Kdykoli mohlo dojít k jejímu zřícení. Potřebný impulz iniciující havárii přišel jak je zřejmé v průběhu provádění betonáže.

Byly prováděné práce v souladu s projektem ?

Na tuto otázku je nutno odpovědět záporně. Práce nebyly prováděny v souladu s projektem. Projekt předpokládal „provedení do kapes“. Posoudit, nakolik je toto řešení reálné nebylo předmětem znaleckého posudku.

Dále je nutno podotknout, že práce byly prováděny nejen v rozporu s projektem, ale i bez vědomí projektanta a autorského dozoru.

LITERATURA A PODKLADY

- [1] Zákon číslo 50/1976 Sb o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) ve znění zákona č. 103/1990 Sb. České národní rady, 425/1990 Sb., zákona č. 262/1992 Sb., zákona č. 43/1994 Sb., zákona č. 19/1997 Sb., a zákona č. 83/1998 Sb. ČKAIT Praha 1998.
- [2] ČSN 73 0031a Stavební konstrukce a základy. Základní ustanovení pro výpočet.
- [3] ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí
- [4] Projektová dokumentace - Báňské projekty Ostrava - Palác Elektra - část "C", výkres tvaru 7.NP, Řez 6-6, stavební část 7.NP, bourací práce 7.NP, výkres výztuže stropu nad 6.NP, technická zpráva k projektu k provádění stavby
- [5] Protokoly o výslechu svědků a podání vysvětlení (různí účastníci).
- [6] Fotodokumentace různých účastníků - fotodokumentace z 29.4.1994, Fotodokumentace z 2.5.1994, Fotodokumentace stavební policie (Ing.Rybář) ze 4.5.1994

Recenzi vypracoval: Ing. Ivan Holinka