

CHYBNÝ NÁVRH JAKO PŘÍČINA HAVÁRIE KONSTRUKCE

Miloš Lavický¹, Jan Pěničik²

Abstrakt

Příspěvek popisuje případ zřícení zděné klenby ve výpravní budově železniční stanice Zastávka u Brna. Jako primární příčina zřícení konstrukce, jejíž stáří bylo 131 roků, byl zjištěn její chybný návrh.

VŠEOBECNĚ

Chybný návrh nosné stavební konstrukce je převážně spojený s představou poruchy nebo havárie v krátkém časovém úseku od vnesení zatížení na konstrukci, kdy se konstrukce zřítíla již v průběhu výstavby nebo kdy se zřítíla při první sněhové kalamitě, při prvním velké vichřici, popřípadě po několika letech provozu.

Nevykazuje-li stavba nebo konstrukce po několik desítek roků zjevné poruchy, má se za to, že návrh byl správný. Poruchy, které se objevují po dlouhé době užívání, většinou ukazují na důsledek koroze nebo na jiné obdobné poškození materiálů, na nevhodné stavební zásahy při přestavbě nebo opravě, na nevhodné užívání a podobně. Jen poměrně málo poruch, které se projevují po velmi dlouhé době, lze přisoudit chybnému statickému návrhu a pokud ano, jde převážně o poruchy způsobené vlivem reologického chování stavebních materiálů nebo jinými faktory, které v době návrhu konstrukce nebyly ještě dostatečně prozkoumány nebo jejich hodnoty závisí na vlivech, které prakticky nelze zcela výstižně stanovit.

Ukažme si na opačný případ, kdy návrh konstrukce byl v rozporu s konstrukčními zásadami používanými v době jejího vzniku, avšak o jeho správnosti nevznikl důvod pochybovat více než sto třicet let. Až pak se jeho důsledky staly příčinou těžkého zranění a zpoždění vlaků, předmětem televizního zpravodajství, několika článků v novinách, vyšetřování policií České republiky a znaleckého posudku [1].

POPIS PŘÍPADU

Když 14. srpna 2005 v železniční stanici Zastávka u Brna výpravčí a staniční dozorce vstupovali na strop v dopravní kanceláři na nedělní směnu, neobávali se, že z něho v pořádku odejdou. Neměli k tomu žádný důvod, neboť zde existoval od roku 1874, velmi těžký mechanický ovládací pult, který stával uprostřed místnosti, byl vyměněn za lehký elektrický a byla zde nová podlaha. Při chůzi se strop neprohýbal a akustickými ani jinými znaky neupozorňoval na své selhání. K tomu však došlo v 14:45 hodin, když se náhle zřítíla převážná část půdorysné plochy valené cihelné klenby tvořící nosnou konstrukci stropu a nezřícen zůstal pouze pruh šířky cca 1,5 u vnitřní zdi (Obrázek č. 1).

Kvalitu použitých cihel bylo možné hodnotit jako dobrou, avšak malta vykazovala malou pevnost. V cípu klenby byl zjištěn násyp z úlomků cihel místo nadezdívky (Obrázek č. 2). Ostatní násyp byl proveden ze štěrkopísku s velkými valouny. V horní části násypu byly osa-

¹ Lavický, Miloš, Ing., Ph.D. – Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Vveří 95, 5 41 14 73 81, lavicky.m@fce.vutbr.cz

² Pěničik, Jan, Ing., Ph.D. – Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Vveří 95, 5 41 14 73 63, pencik.j@fce.vutbr.cz

zeny dřevěné trámy 100/100 až 120/120 mm po 0,85 až 1 m, nad kterými byla provedena mazanina z prostého betonu, která sloužila jako podklad pro keramickou dlažbu.



Obrázek č. 1 - Havarovaná klenba



Obrázek č. 2 - Výplň cípu klenby z úlomků cihel a násyp ze štěrkopísku

U stěn bylo změřeno vzepětí 470 mm, avšak vzepětí nezřícené části havarované klenby činilo pouze 310 - 320 mm. O chování zřícené klenby bylo možné si učinit představu z chování klenby v sousední vedlejší místnosti (Obrázek č. 3, 4), která měla stejné uspořádání (rozpětí, vzepětí, tloušťku) a o které bylo možné předpokládat, že byla zhotovena stejnou technologií a z materiálu stejné jakosti. Jak je vidět z fotografie této klenby (Obrázek č. 3), je ve vnitřní části půdorysu vzepětí klenby výrazně menší než na okrajích. Měřením na rubu klenby (Obrázek č. 4) bylo zjištěno, že je koruna klenby ve vnitřní části oproti části u stěny snížena až o cca 120 mm.



Obrázek č. 3 - Poškozená klenba v sousední místnosti



Obrázek č. 4 - Měření poklesu koruny klenby v sousední místnosti

Vzhledem k charakteru porušení klenby byla pozornost věnována tomu, zda nedošlo k posunutí zdi tvořících opěry. Skutečnost, že mohutná střední zeď je bez viditelného poškození, sice ukazovala, že posunu krajní zdi je zde zabráněno, avšak zřetelné trhliny pod okny 1. NP v krajní štítové zdi (Obrázek č. 5) a trhlina v příčce pod nezříceným krajním klenbovým polem naznačovaly opak (Obrázek č. 6). To bylo ověřováno měřeními v místnostech v úrovni patek klenby a měřeními zvenčí v úrovni soklu, přičemž bylo zjištěno, že krajní zeď se v částech mezi podélnými nosnými stěnami prohnula cca o 30 – 40 mm. Tak se ukázalo, že nastalo rozestoupení klenby způsobené jednostranným popuštěním podpory.



Obrázek č. 5 - Trhlina pod oknem místnosti, kde se zřítíla klenba



Obrázek č. 6 - Trhlina v příčce pod sousedním klenbovým polem

PLNĚNÍ ZNALECKÉHO ÚKOLU

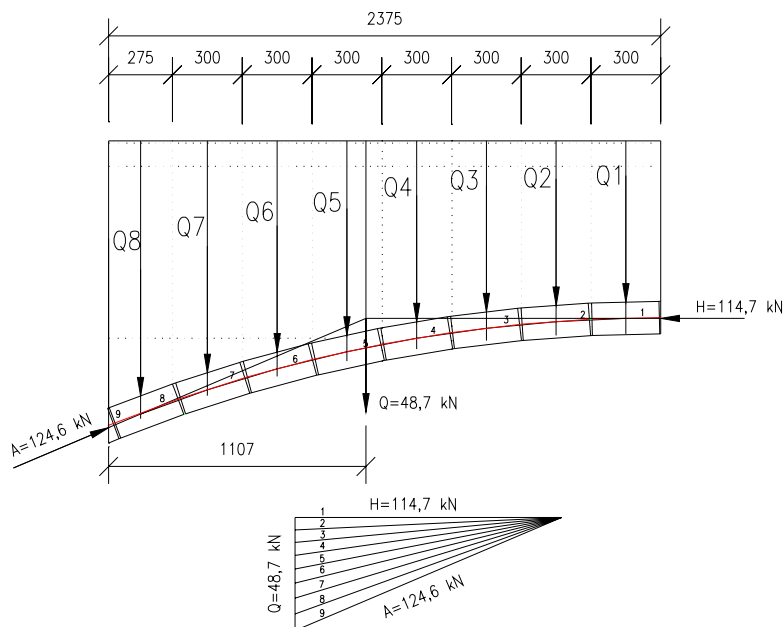
Při hledání příčin a faktorů vedoucích k havárii klenby bylo jednou z otázek, zda byla klenba provedena v souladu se zásadami, které měly být brány v potaz v době výstavby, tj. kolem roku 1874. Dále bylo zjišťováno, zda a jak konstrukce klenby vyhovovala požadavkům, které jsou na konstrukce kladeny platnými normovými předpisy v současnosti. Proto konstrukce byla ověřována jak metodami, které byly v době výstavby předmětné klenby známy, tak statickými výpočty provedenými současnými metodami pro prutový a rovinný model s uplatněním programových systémů založených na metodě konečných prvků.

Ověřování souladu s konstrukčními zásadami platnými v době výstavby

Zřícená valená klenba byla klenutá z vrstev kolmých k ose klenby, u kterých styčné spáry probíhají a ložné se střídají. Tento způsob zaklenování se používal pro nízké klenby. Doporučení, pro jaké vzepětí klenby a při jaké tloušťce je lze navrhovat, uváděná v odborné literatuře se různí [2], [3], [4]. Například je uváděno [2], že ploché segmentové klenby se vzepětím 1/6 až 1/12 rozpětí se prováděly až do rozpětí 4 m, přičemž tloušťka ve vrcholu byla 1/2 cihly a patkách 1 cihla. V našem případě nebyly tyto zásady dodrženy, neboť rozpětí klenby bylo mnohem větší a to 4,75 m a tloušťka kleneb byla konstantní 1/2 cihly (140 mm), což se doporučovalo pouze do rozpětí 2,5 m.

Pro tloušťky zděných stěn platilo ustanovení, že tloušťky stěn v přízemí vícepodlažních obytných budov, na kterých jsou uloženy klenby se rovnají tloušťkám stěn předepsaným stavebním řádem. Pro Zastávku u Brna (tehdy Segen Gottes), platil od 1894 Moravský venkovský stavební řád, který v suterénu nařizoval min. tloušťku 750 mm.

Již době výstavby klenby byly poznatky stavební mechaniky na takové úrovni, že se klenby a jejich opěry alespoň grafickými metodami staticky posuzovaly. Grafické řešení klenby pomocí tlakové čáry (Obrázek č. 7) ukazuje, že tlaková čára v žádném průřezu nevystupuje z jádra průřezu, což znamená, že je celý průřez tlačěn.



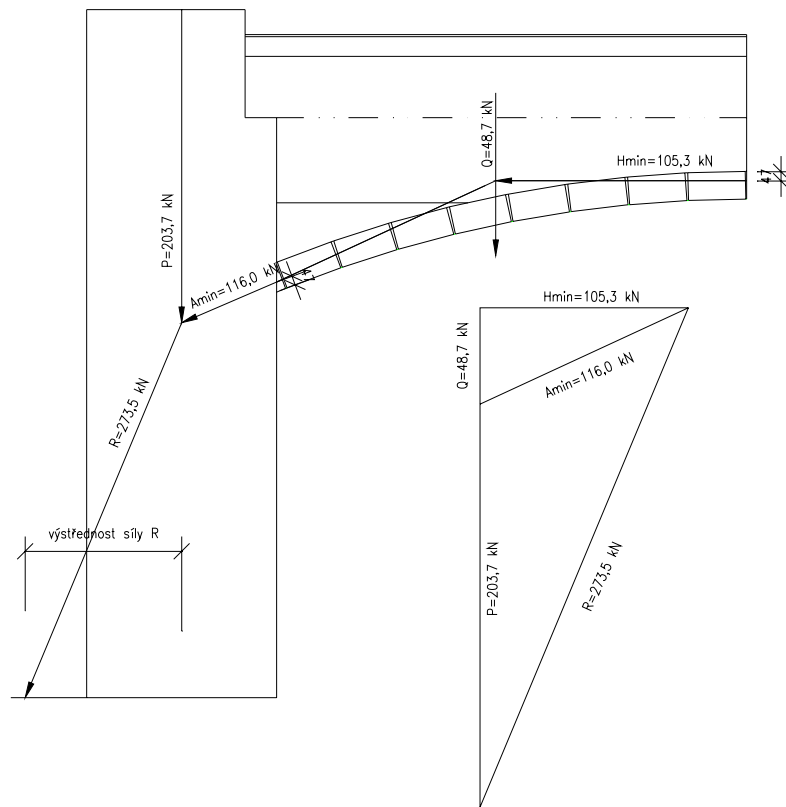
Obrázek č. 7 - Grafické řešení klenby pomocí tlakové čáry

Napětí podle zásad pružnosti pro patní průřez stanovené za přibližného předpokladu, že výslednice sil působí dostředně a napětí se rozděluje rovnoměrně (trojkloubový oblouk), činí 0,9 MPa. Pro navrhování zděných konstrukcí se do začátku 20. stol. doporučovaly různé hodnoty dovolených namáhání. Na území Čech a Moravy se uplatňovalo doporučení „Spolku rakouských architektů a inženýrů“, které stanovovalo pro cihelné zdivo se silně hydraulickým vápnem hodnotu 1,0 MPa. Protože napětí stanovené je menší než hodnota dovoleného namáhání, bylo by možné klenbu za uvedených výpočtových předpokladů považovat za vyhovující.

Často se rovněž zaváděl předpoklad, že tlaková čára se ve vrcholu a v patě dotýká okraje jádra, přičemž se obdrží nejmenší vodorovná síla ze všech vodorovných sil příslušejících tlakovým čarám ležícím v průřezu jádra.

Provedeme-li pro tuto sílu grafické posouzení krajní zdi, zjistíme, že nevyhovuje (Obrázek č. 8). Působíště výslednice R v patním průřezu krajní zdi leží vně stěny, což nelze u zděné stěny připustit.

Z průběhu tlakové čáry je patrné (Obrázek č.7), že samotná klenba by sice vyhověla, avšak vzhledem k velkým vodorovným složkám sil působících v patním průřezu, krajní stěna, tvořící opěru této klenby, nevyhovuje.



Obrázek č. 8 - Grafické vyšetření H_{min} a krajní podpory

Obvyklý výpočet klenby

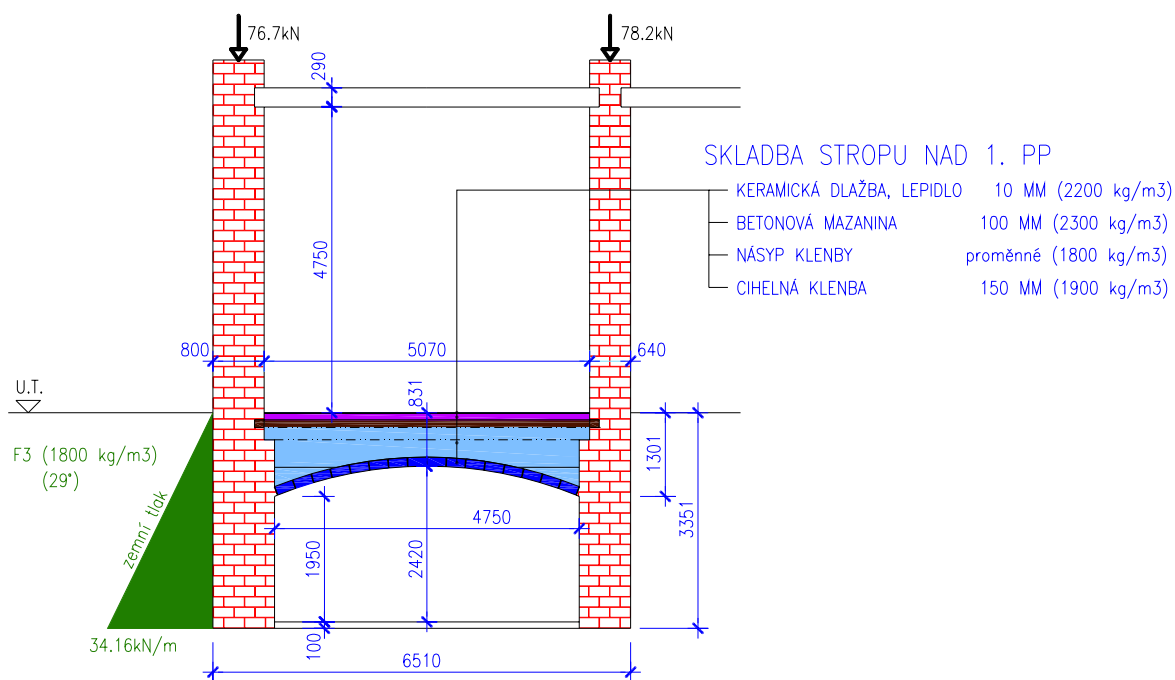
Obvyklý způsob výpočtu valené klenby spočívá v tom, že se vytne jednotkový pruh a samotná klenba se idealizuje jako zakřivený prut - oblouk. Klenbová komise „Spolku rakouských architektů a inženýrů“ sice dospěla roku 1895 k závěru, že nemají-li klenby konstrukčně vytvořené skutečné klouby, pak se mají vyšetřovat jako oblouky bez kloubů, avšak běžně se připouští uvažovat ve výpočtovém modelu kromě vetknutého i dvojklobový nebo trojklobový oblouk.

Vlastní klenba byla pro stav bez uvažování popuštění podpor jen mírně poddimenzována, avšak opěrná stěna byla vzhledem k velkým vodorovným silám od klenby značně poddimenzována. Výstřednost v patním průřezu stěny činila pro výpočtové hodnoty 1,25 m, působící síly byly tedy mimo patní průřez a průřez nevyhovoval.

Zpřesněná statická analýza v 2D

K zpřesněné analýze konstrukce byly v programovém systému ANSYS vytvořeny výpočtové modely pro jednotlivé varianty výpočtu a uspořádání geometrie konstrukce. Popis výpočtových modelů je uveden v Tabulce č. 1.

Geometrie konstrukce byla vytvořena pomocí osmiuzlového konečného prvku PLANE82. Kontakty modelující vzájemné chování ve vybraných průřezích byly modelovány pomocí prvků CONTA172 a TARGE169. Analýzy výpočtových modelů byly provedeny podle teorie rovinné deformace při uvažování geometrické nelinearity.



Obrázek č. 9 - Geometrie konstrukce se zatížením

Výpočet 1	model uvažující pevné spojení klenby s podporujícími stěnami
Výpočet 2	model uvažující pružné spojení klenby s podporujícími stěnami, které působí pouze v tlaku (v místech podporových průřezů jsou uvažovány kontakty)
Výpočet 3	model uvažující pružné spojení klenby s podporujícími stěnami, které působí pouze v tlaku; současně předpokládá porušení vrcholového průřezu trhlinou (v místech podporových průřezů a vrcholového průřezu jsou uvažovány kontakty)
Výpočet 4	model uvažující pružné spojení klenby s podporujícími stěnami, které působí pouze v tlaku; současně předpokládá porušení vrcholového průřezu trhlinou (v místech podporových průřezů a vrcholového průřezu jsou uvažovány kontakty)

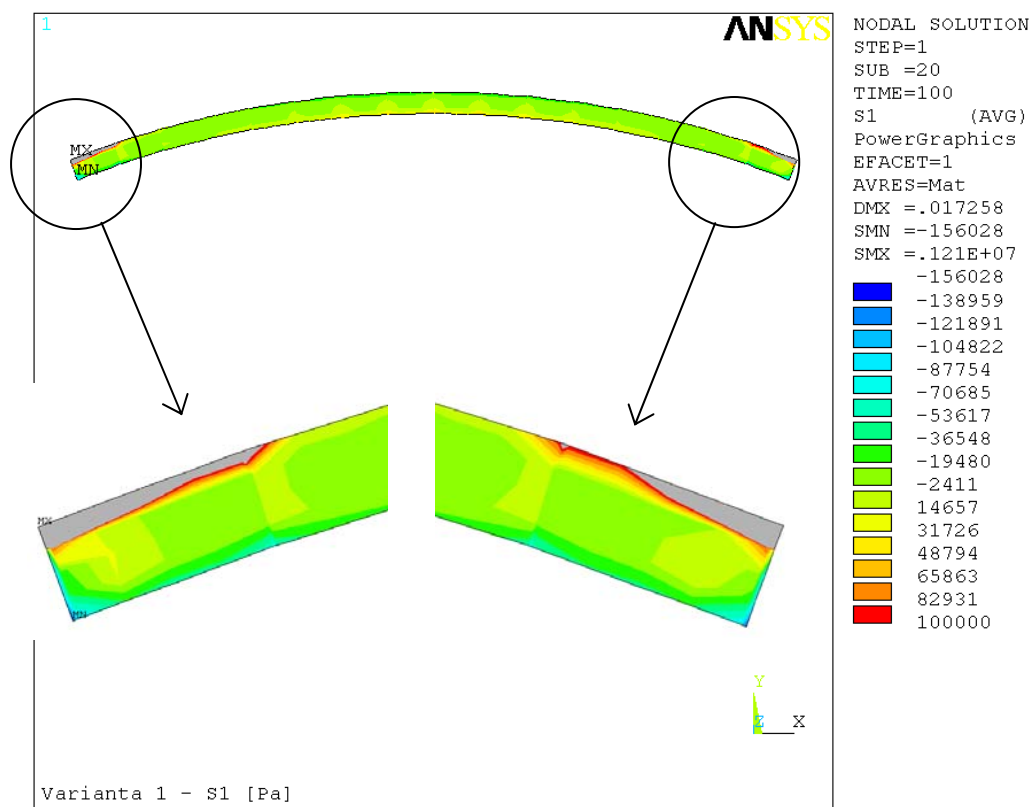
Tabulka č. 1 - Přehled uplatněných výpočtových modelů

Výpočtové modely 1, 2 a 3 byly zatíženy pouze silovým zatížením (konstrukce nad stropem 1NP, násyp nad klenbou, podlahy, klenba, zemní tlak). Výpočtový model 4 byl kromě silového zatížení uvažovaného ve výpočtových modelech 1, 2 a 3 zatížen deformačním zatížením, tj. vynuceným vodorovným posunem o velikosti 40mm v úrovni upraveného terénu. Zatížení násypem nad klenbou a podlahou bylo převedeno na silové zatížení, kterým byla zatížena klenba.

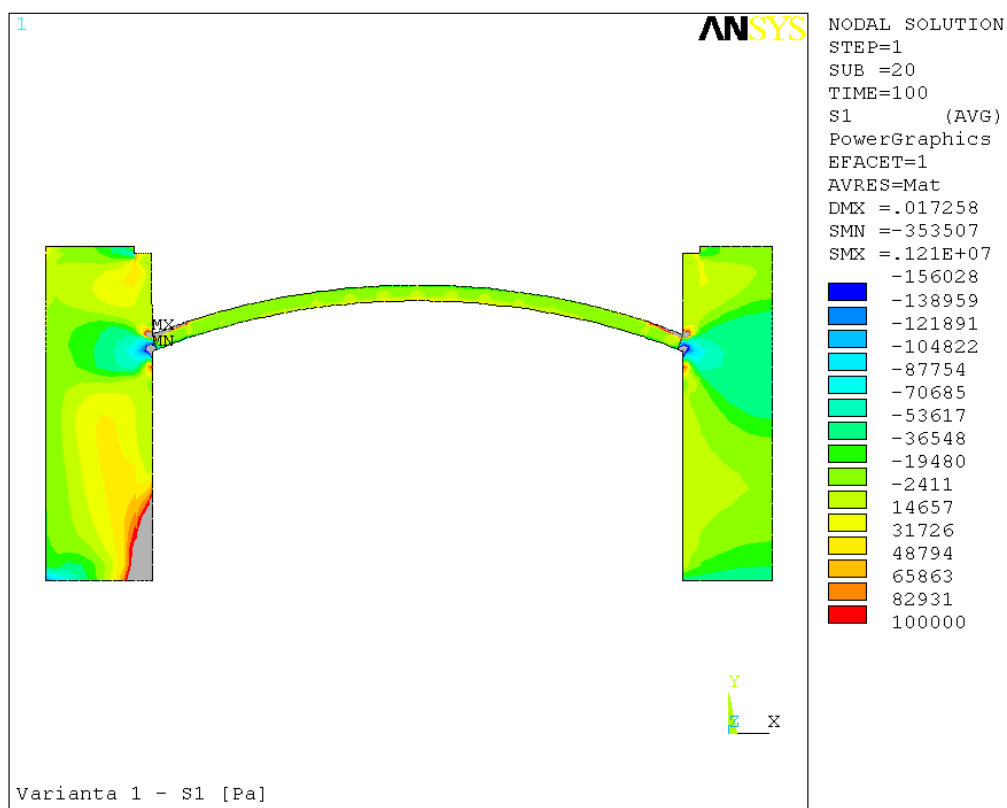
Při vyhodnocení provedených analýz byly zjištěny svislé posuny a maximální hlavní napětí. Hodnoty zjištěných svislých posunů vrcholu klenby jsou pro jednotlivé výpočtové modely uvedeny v Tabulce č. 2.

Svislý posun	Výpočet 1	Výpočet 2	Výpočet 3	Výpočet 4
Uy [m]	-0,017	-0,017	-0,057	-0,113

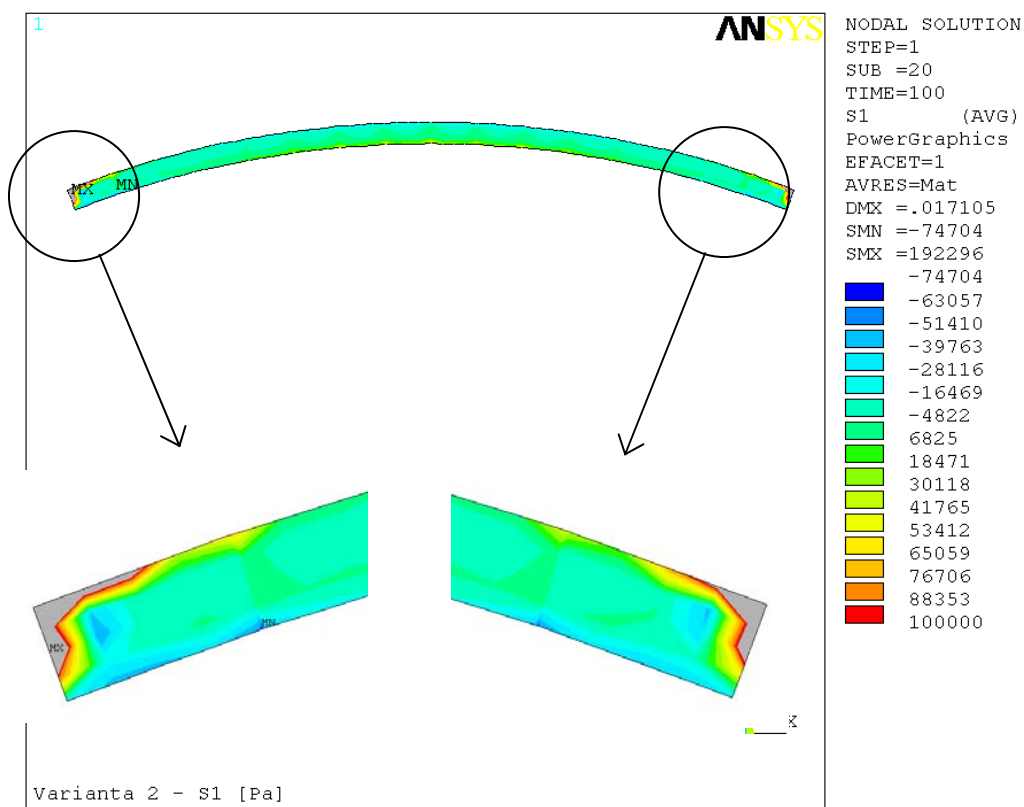
Tabulka č. 2 - Svislé posuny vrcholu klenby pro jednotlivé výpočtové modely



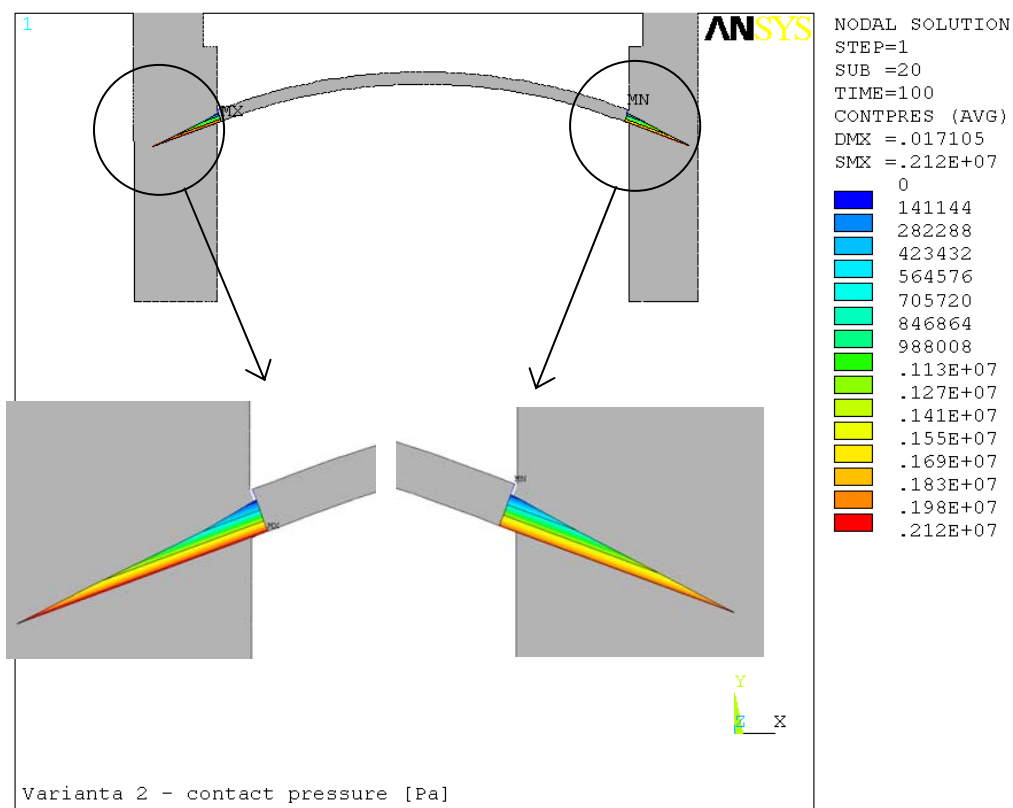
Obrázek č. 10 - Výpočet 1, max. hlavní napětí v klenbě (horní hranice omezena hodnotou 0,1 MPa)



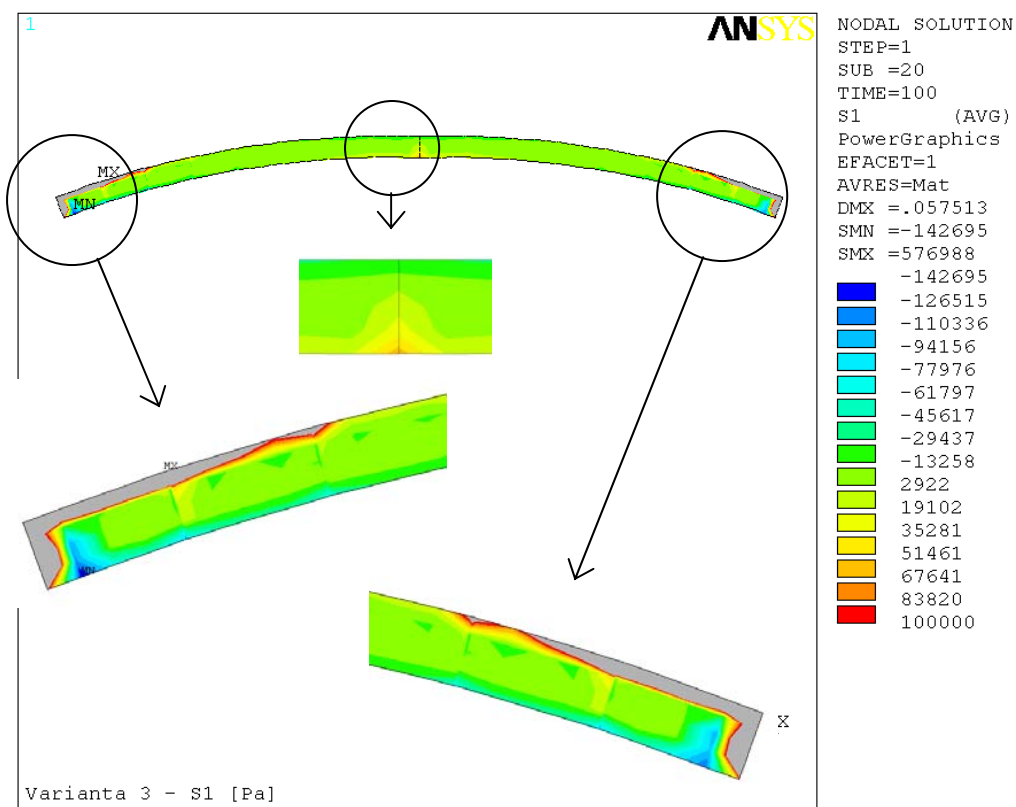
Obrázek č. 11 - Výpočet 1, max. hlavní napětí ve výseku konstrukce (horní hranice omezena hodnotou 0,1 MPa)



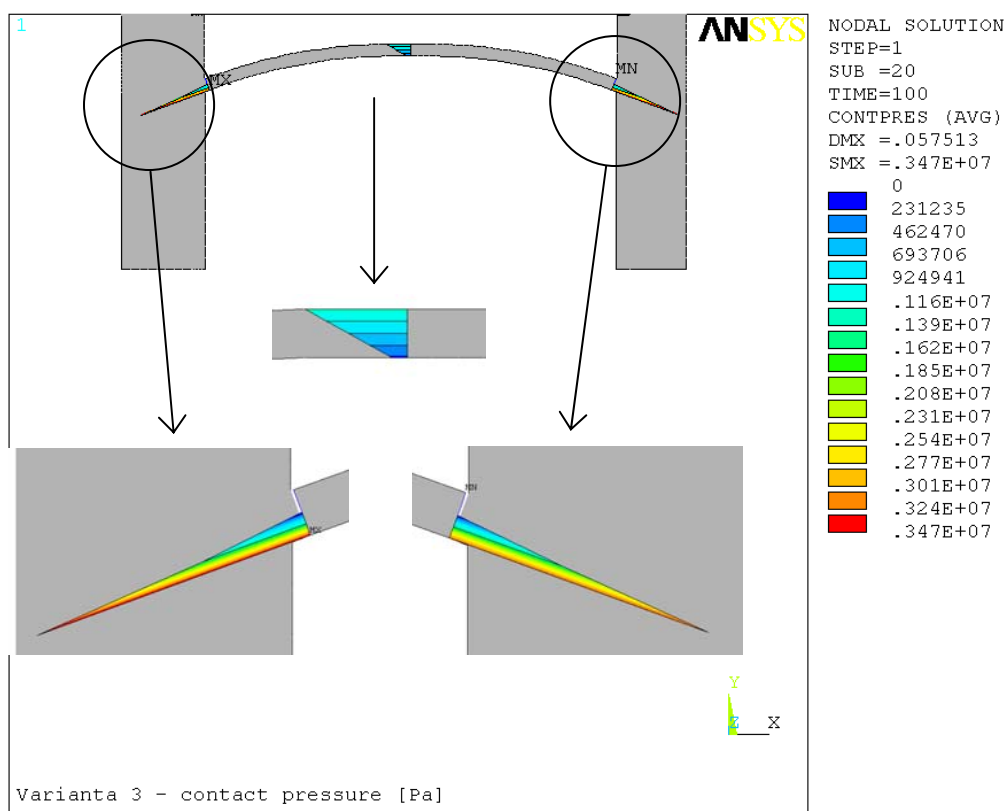
Obrázek č. 12 - Výpočet 2, max. hlavní napětí v klenbě (horní hranice omezena hodnotou 0,1 MPa)



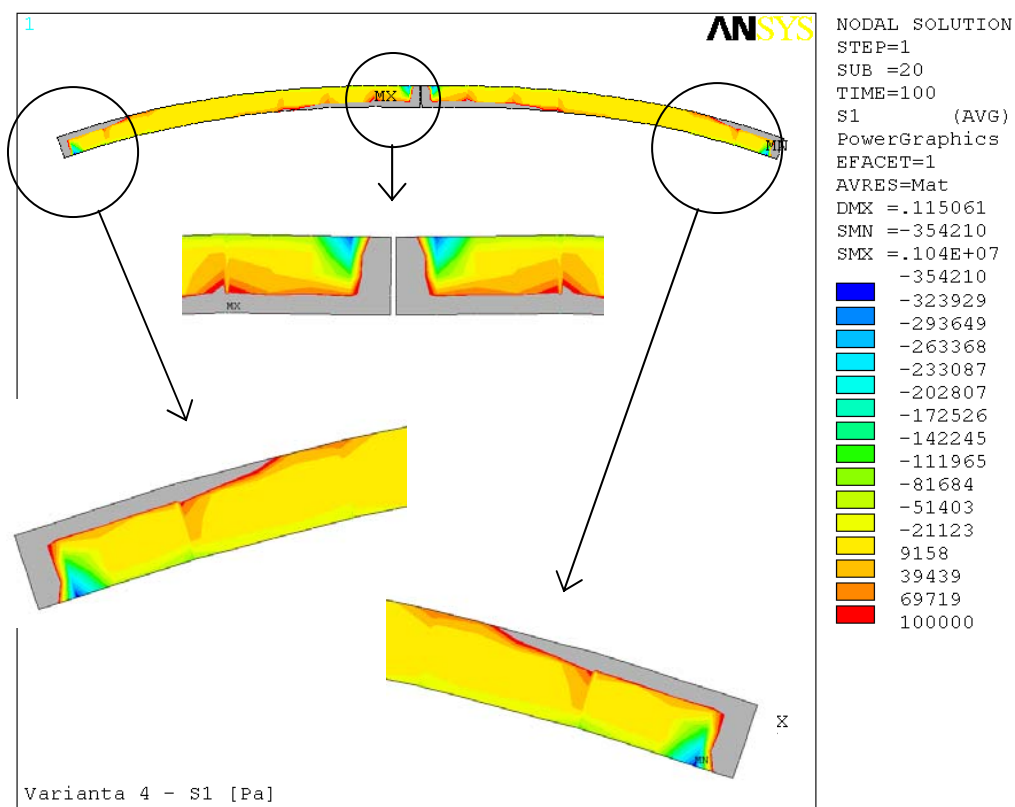
Obrázek č. 13 - Výpočet 2, kontaktní napětí v uložení klenby



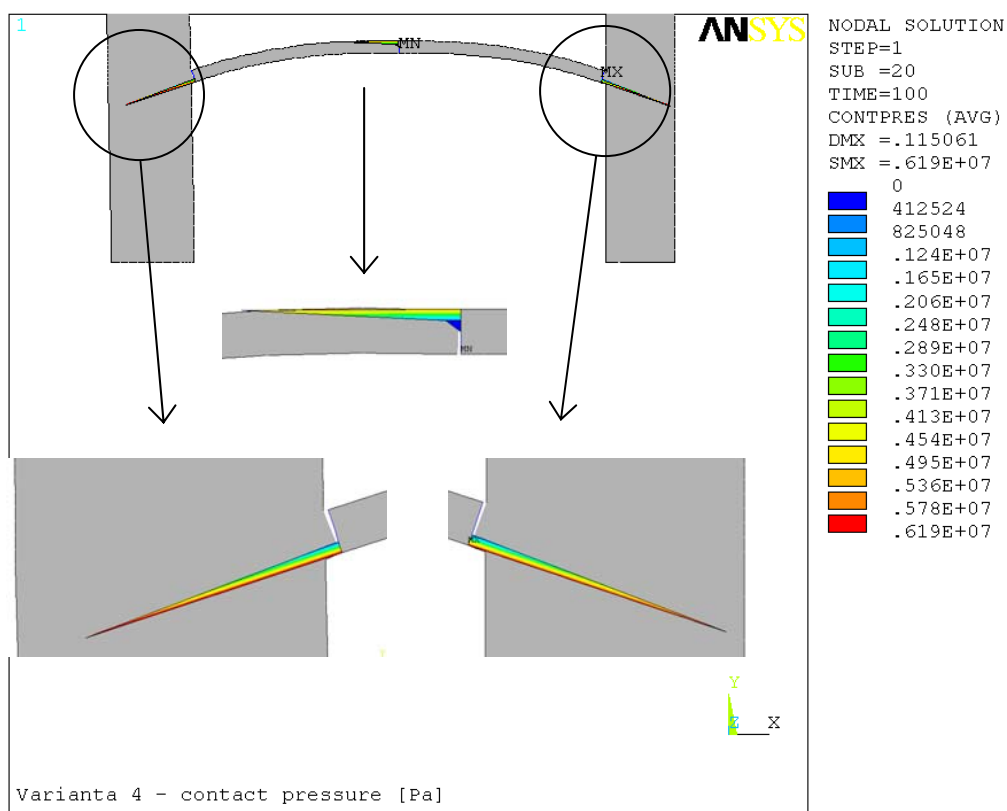
Obrázek č. 14 - Výpočet 3, max. hlavní napětí v klenbě (horní hranice omezena hodnotou 0,1 MPa)



Obrázek č. 15 - Výpočet 3, kontaktní napětí v uložení a vrcholu klenby



Obrázek č. 16 - Výpočet 4, max. hlavní napětí v klenbě (horní hranice omezena hodnotou 0,1 MPa)



Obrázek č. 17 - Výpočet 4, kontaktní napětí v uložení a vrcholu klenby

Porovnání polí hlavních napětí zjištěných pomocí výpočtových modelů 1, 2 a 3 v zásadě nenasvědčuje, že by vlivem silového zatížení mohlo dojít k poruše analyzované konstrukce. V případě kombinace silového a deformačního zatížení již je zřejmé silné porušení klenby u podpor u horního povrchu a ve vrcholu u dolního povrchu včetně možného porušení krajní stěny.

VYHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ ANALÝZ A ZÁVĚR

Z výsledků vyplývá, že krajní opěrná zděná stěna byla vzhledem ke značnému namáhání od vodorovných složek výslednice sil, kterými cihelná klenba na stěnu působí, značně poddimenzovaná. Vzhledem k prostorovému působení skutečné konstrukce a příznivého vlivu tlaku zeminy na krajní stěnu se však zmíněná chyba návrhu neprojevovala zřetelnou poruchou. Vlivem přirozeného stárnutí materiálů, zejména snížením pevnosti malty, a reologickými vlivy (dotvarováním zdiva apod.) vzrůstala deformace krajní opěrné zdi, která způsobovala zmenšování vzepětí klenby. Tyto změny geometrie klenby pak způsobovaly další nárůst vodorovných složek výslednice sil od klenby a další nárůst přetvoření této stěny. Vlivem vzájemně souvisejících silových a přetvárných účinků způsobujících postupně vzrůstající namáhání klenby a vlivem změn okrajových podmínek (posunutí a pootočení průřezu v místě podepření klenby) docházelo k nahromadění lokálních poruch, až odpor klenby přestal být dostatečný proti na ni působícímu silovému a deformačnímu zatížení, konstrukce klenby se změnila v mechanismus a nastal kolaps. Jeho vznik byl výrazně ovlivněn otřesy, způsobených stavební činností u výpravní budovy. Jednalo se o stavební práce související s výstavbou přestupního terminálu v Zastávce u Brna, v rámci kterých bylo prováděno bourání biologického septiku, který se nacházel před výpravní budovou v těsné blízkosti krajního pole klenby, a hutnění vibračním válcem. Vliv těchto činností lze označit za velmi nepříznivý faktor, který výrazně přispěl k vzniku dalších a rozvoji stávajících lokálních poruch, jejichž kumulací nastal kolaps konstrukce klenby v místnosti dopravní kanceláře, avšak nepředstavoval primární příčinu havárie, neboť cihelná klenba byla již předtím rozestouplá, měla porušenou geometrii a byla poškozena trhlinami.

Príspevek vznikl s pomocí výzkumného záměru MSM 0021630511 „Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí“ na Vysokém učení technickém v Brně, Fakultě stavební.

LITERATURA

- [1] LAVICKÝ, M.: *Znalecký posudek 011/2005 pro PČR*. 2005, Brno.
- [2] WITZANY J.: *Poruchy a rekonstrukce zděných budov*. ČKAIT, 1999, Praha, ISBN 80-902697-5-3.
- [3] LIPANSKÁ, E.: *Historické klenby*. El Consult, 1998, Praha, ISBN 80-902076-1-8.
- [4] KOHOUT, J., TOBEK, A.: *Zednictví. Tradice z pohledu dneška*. Grada, 1998, Praha, IBSN 80-7169-653-6.