

# ZESILOVÁNÍ ZÁKLADŮ PŘEDPJTÝMI KONZOLAMI A KLENBAMI – VĚŽ RADNICE VE VYŠKOVĚ ■ STRENGTHENING THE FOUNDATIONS USING PRESTRESSED CANTILEVERS AND VAULTS – VYŠKOV TOWN HALL TOWER

Ladislav Klusáček, Zdeněk Bažant, Marek Volf, Antonín Paseka

Zesílení základů historických architektonických objektů pomocí předpjatých konzol a klenb je účinnou metodou redukce napětí v základové spáře. Toho lze dosáhnout plošným rozšířením původních základů, u nichž se příčnými předpínacími kabely dosáhne nejen zmonolitnění rozšíření s původním základem, ale i okamžité aktivace a redukce tlaku na základovou spáru pod původními základy. Kabely se vkládají do nového betonu jako monostrandy, do původních základů se vloží do náhradních kabelových kanálků (SCDM) vyvrtaných ve zdivu nebo betonu zesilovaných základů. Předpětím se získá téměř okamžité přerozdělení napětí v základové spáře pod původními základy, které se často zvyšuje při rekonstrukcích či nadstavbách původních objektů. Mimostředním uspořádáním předpínacích kabelů, zejména u základových konzol, spolu s pružným přetvořením původních základů lze docílit jejich účinného zatlačení do podloží, vzniku reakce podloží na toto zatlačování, a tedy snížení napětí pod původními základy. V tomto článku jsou uvedeny výsledky 15letého sledování takto zesílených základů nakloněné vyškovské radniční věže, které ukazují vliv předepnutí a jeho dlouhodobou stálost. ■ Strengthening of historical building foundations by using prestressed cantilevers and vaults represents an effective method of stress reduction in the foundation base of buildings. It can be achieved by widening of the existing foundations. Prestressing cables are used not only for bonding the widening with the old base constructions but also to activate and reduce the stress on the foundation base of the existing constructions just at the time of the pre-stressing. Cables are

placed as monostrands into the new concrete. In case of the existing foundations, cables are inserted into cable ducts (SCDM, Substituted Cable Duct Method), which had been drilled into old masonry or concrete constructions. This leads to almost immediate distribution of stress through the foundation base which is often increased during reconstructions of buildings. The eccentric arrangement of cables along with the deformation of original foundations provide effective deformations and so pressing into the subsoil, especially in case of the prestressed cantilevers, which creates reaction of the subsoil and hence reduction of stress under the existing foundations. The article demonstrates results of 15-year long measuring of foundations of a town hall in Vyškov which were strengthened with use of this method and the positive effect of prestressing of historical building foundations using pre-stressed cantilevers and vaults as well as its long term permanence.

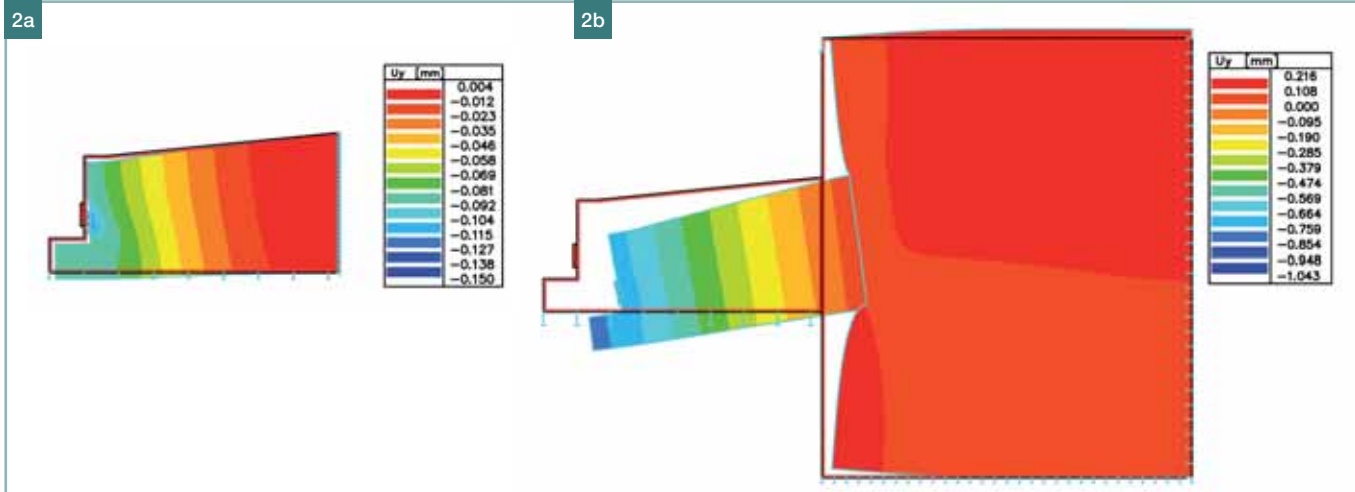
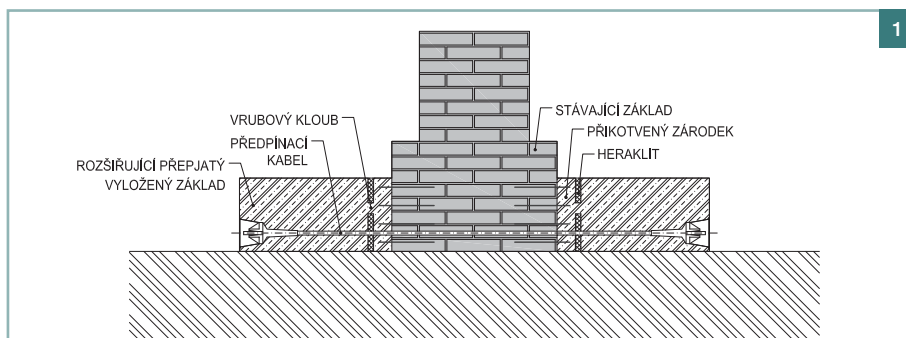
U rekonstrukcí objektů se často opomíjí nezbytnost souladu úpravy nadzemních konstrukcí s případným zesílením konstrukcí základových. Tam, kde se zvyšuje zatížení na základovou spáru, jak je tomu u přístaveb apod., je vět-

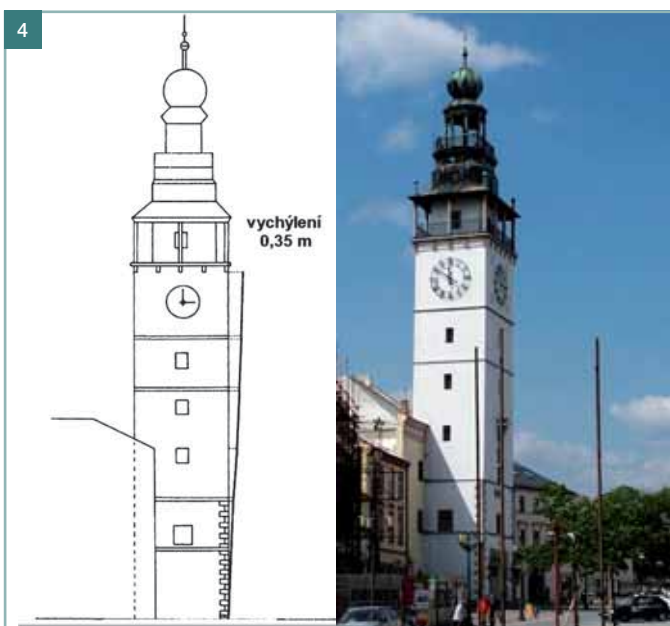
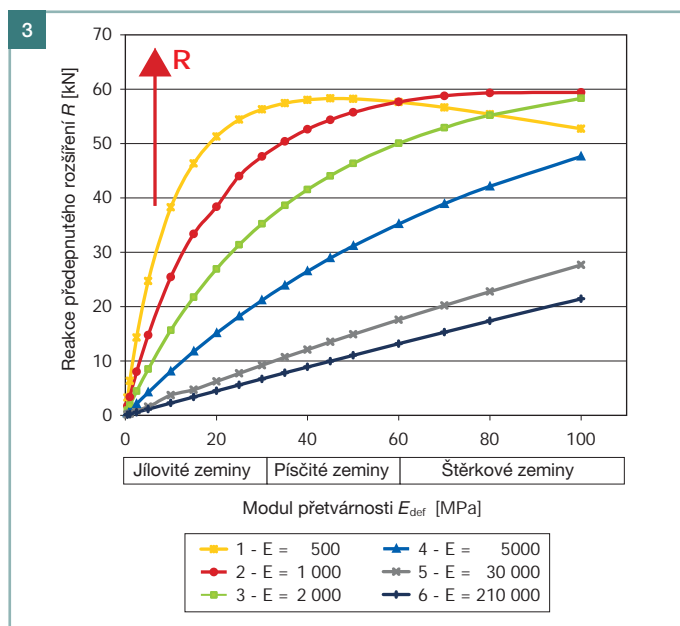
šinou prověřování původních základů věnována pozornost. U většiny poškozených původních stavebních objektů, u nichž nedošlo ke zvýšení tlaku na základovou spáru, se často příčina jejich poruch nachází v podzákladí. Primárně to může být původně problematické podloží stavby, sekundárně základová půda, dříve vyhovující a v současnosti poškozená lidskou činností nebo přírodními vlivy. Nelze ovšem vyloučit i účinek nevhodného tvaru starých základů či změnu původního tvaru základové konstrukce předchozími rekonstrukčními zásahy [5].

Vyškovská radniční věž byla před adaptačním zásahem do jejich základů nestabilní a byla vykloněna. Zesílení základů této vysoké a nestabilní konstrukce dobře ilustruje použití zesilování základů významným plošným rozšířením předpjatými betonovými konzolami a obrácenými klenbami [2].

## PLOŠNÉ ROZŠÍŘENÍ ZÁKLADŮ V KOMBINACI S PŘEDPĚTÍM

Zesílení základů plošným rozšířením, a tedy zvětšením základové spáry, je





způsob užívaný hlavně u rekonstrukcí. Pokud se má skutečně dosáhnout přerozdělení napětí v základové spáře, pak nejproblematičtější je spojení nového a původního základového pásu, protože přenesení normálových a smykových sil na jejich styku často používanými trny, dodatečně kotvenou výztuží apod. bývá nedokonalé či přímo sporné. Dodatečné předepnutí styku obou konstrukcí odstraňuje tahová napětí, smykové namáhání lze pak přenést smykovými hmoždíky a spolehlivost takto navrženého zesílení základů významně

Obr. 1 Zesílení základů vyloženými předpjatými pásy podle prof. Hrubana

■ Fig. 1 Strengthening of the foundations using prestressed strips by prof. Hruban

Obr. 2 a) Zatlačení předpjatého pásu při dokonalém vetknutí v místě styku se základem, b) zatlačení předpjatého pásu při nahrazení vetknutí hmotou původního základu (zdivo,  $E = 2\,000$  MPa)

■ Fig. 2 a) Forcing the fixed prestressed strip into the subsoil at the contact with the foundation, b) forcing of the prestressed strip during the replacement of the fixed support due to flexible deformation of the original foundation (masonry,  $E = 2\,000$  MPa)

Obr. 3 Velikost reakce  $R$  v závislosti na modulu přetvárnosti podloží a pro různé moduly pružnosti původního základového zdiva

■ Fig. 3 Reaction  $R$  depending on the subsoil modulus of deformation and for different modulus of the elasticity of the original foundation masonry

Obr. 4 Vychýlení věže radnice ve Vyškově

■ Fig. 4 Declination of the town hall tower in Vyškov

zvzroste [4]. Proto lze použití dodatečného předpínání při rozšiřování základů považovat za další vývojový stupeň tohoto způsobu zesilování základů.

Zvětšení základů výrazným plošným rozšířením v kombinaci s předepnutím publikoval již prof. Hruban (obr. 1), který předpokládal vrubový kloub v místě spojení rozšiřujících konzol s původním základem. Účel je zřejmý – umožnit pootočení vyložených částí a působením předpínací síly dosáhnout zatlačení rozšiřující části základu do podloží. Takové zatlačení musí být doprovázeno vznikem reakce v místě spojení směřující vzhůru, a tím zmenšením tlaku na původní základovou spáru. Při bližším rozboru přetvoření původního základu, rozšiřující konstrukce a podloží se ale ukáže, že v některých případech není použití kloubu pro dosažení okamžité aktivace rozšíření nezbytné [1], [3], [11].

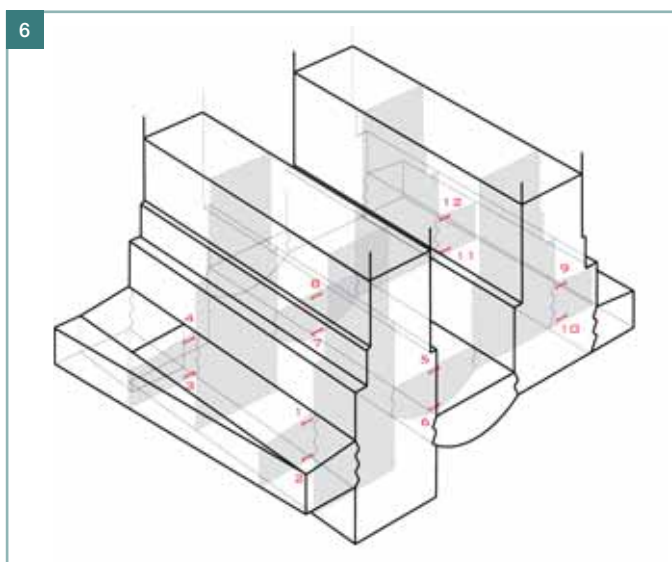
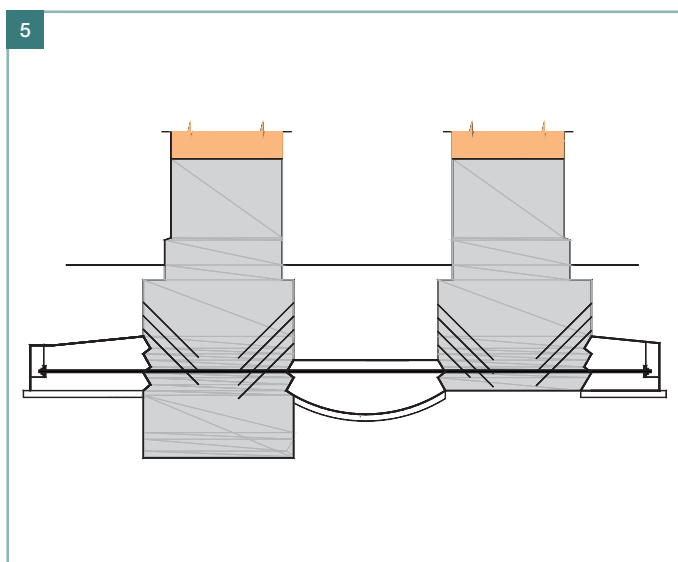
Numerická studie provedená pro konstrukční soustavu složenou z nového betonového základu a původního základového zdiva (obr. 2a, b) ukázala, že účinného zatlačení do podloží lze dosáhnout pružným stlačením původního základu, zejména jde-li o základ vytvořený zdivem, jehož modul pružnosti je obecně oproti např. betonu výrazně nižší. Na obr. 2a je znázorněno zatlačení mimostředně předpjaté vyložené konstrukce do podloží za předpokladu, že konstrukce je ve styku s původním základem modelována s dokonalým vetknutím. Na obr. 2b je naproti tomu znázorněno zatlačení do téhož podloží, ovšem dokonalé vetknutí je nahrazeno hmotou původního základu, ke které je vyložená konstrukce připojena. Je vidět, že deformace vylože-

né konstrukce vlivem dodatečného předepnutí je výrazně větší, a to zejména jde-li o základové zdivo.

Výsledky numerické studie provedené autory příspěvku [11] jsou zobrazeny na obr. 3. Graf ukazuje velikost reakce  $R$  [kN] vyvolané dodatečným předepnutím směřující svísele vzhůru v závislosti na modulu přetvárnosti podloží pro různé hmoty původního základu vyjádřené modulem pružnosti materiálu. Pro srovnání jsou uvedeny i moduly pružnosti odpovídající oceli a kvalitnímu betonu, což jsou nereálné materiály zesilovaného základu, ale dobře dokreslují hledanou závislost. Podloží bylo modelováno zjednodušeně jako Winklerovo. Je vidět, že pro velmi tuhý materiál původního základu vzniká významná odlehčující reakce prakticky až na půdách štěrkovitých. S klesajícím modulem pružnosti původního základu vzniká významná reakce již při základových půdách typu jílu, spraši, což byl právě autory řešený případ zesílení základů věže. Při těchto kombinacích základové půdy a zdiva zesilovaných základů totiž pružné stlačení základového zdiva vlivem dodatečného předepnutí umožňuje pootočení a prakticky okamžitou aktivaci vyložených rozšiřujících základových pásů.

#### PORUCHY VĚŽE VE VYŠKOVĚ

Radniční věž ve Vyškově (obr. 4) byla před adaptačním zásahem do základů nestabilní a byla vykloněna. Velikost vyklonění byla zjištěna geodeticky a činila v době návrhu zesílení základů a statického zajištění věže až 350 mm v úrovni vyhlídkového ochozu. Naklonění směřovalo do dvou směrů, na východ (do ná-



městí) a na sever. Nestabilita byla zřejmá i subjektivním pozorováním, protože výkyvy od větru byly pozorovatelné v trhlinách v jejím napojení na zbývající části radnice. Docházelo zde k postupnému rozšiřování trhlin, a dokonce k vypadávání rozdrčené malty ve formě jemného písku do interiéru. V místě spojení věže a radničních budov docházelo k periodické tvorbě trhlin (vždy znovu po jejich zapravení). Později se ukázalo, že trhliny (mezery) mezi zdívkou věže a radnice dosahují šířek běžně 50 mm, lokálně i 90 mm, což potvrdilo závažnost situace a vysokou míru naléhavosti řešit nestabilitu věže. Průzkum podzákladí ve spojení s výpočtem zatížení podzákladí a studiem poruch radniční věže s vysokou pravděpodobností prokázal, že pravý (v pohledu z náměstí) základový pás v důsledku promočení vrstev podzákladí v hloubce prosedá a věž se naklání. Trhliny ve styku věže s budovami a v budovách radnice svědčily o tom, že docházelo k oddělení věže zdola nahoru od radničních budov (deformace fasádního zdiva budovy radnice po levé straně věže těsně pod úrovní římsy vyjadřovala směr pohybu věže – vyklánění věže do náměstí s mírnou rotací proti směru hodinových ručiček). Průzkum jednoznačně stanovil, že příčina odklánění věže od budov radnice je v podzákladí.

#### PODLOŽÍ A PŘÍČINY NESTABILITY

Stavění a rekonstruování objektů bez komplexního geologického průzkumu a bez konzultací s inženýrem geologem je ve svých účincích nezodpovědné a nebezpečné. Omezení rozsahu průzkumu z finančních či jiných důvodů není rozumné, neboť nezalost vlastnos-

tí podloží může významně zvýšit náklady na provedení či rekonstrukci stavby. Je všeobecně známé, že při rekonstrukcích staveb jsou nejdražší adaptace základů. V daném případě byl proveden průzkum a jeho následné zhodnocení.

Základovou půdu v oblasti věže radnice tvoří kvartérní sedimenty, zastoupené zde svrchnopleistocénními sprašemi tuhé konzistence o mocnosti cca 8 m, které spočívají na vrstvě zvodnělého a ulehleho hlinitopísčitého štěrku. Předkvartérním podkladem jsou pak terciární neogenní spodně tortonské vápnité jíly (tégly), pevné konzistence. Jejich povrch je v hloubce cca 10 m pod povrchem území [9], [10]. Podzemní voda je vázaná na průlinově propustné hlinitopísčité štěrky v hloubce cca 8,2 m. Důležitý je i fakt, že objekt se nenachází ve svážném území [5]. Na základě zhodnocení průzkumu bylo možno konstatovat, že zatímco obvyklá (původní) vlhkost se pohybuje obvykle kolem 20 až 22 % (tento stav byl pozorován během průzkumu v otevřených sondách od hloubky cca 1,5 m do základové spáry v hloubce cca 2,8 m ve vrstvách hlín F5, F6), pak pod základovou spárou od hloubky cca 3 m až k vrstvě G4 (do hloubky cca 7,4 m) byly hlíny F5, F6 ve stavu zvýšené vlhkosti až 33,8 % [8]. Tato vlhkost se blížila mezi tekutosti ( $\omega_L = 38$  až 43 %), což vedlo ke zhoršení (snížení) přetvárných modulů zemin a tím k dodatečnému nerovnoměrnému sedání.

Radnice se nachází na hlavním náměstí Vyškova a z provozních důvodů byla vyloučena možnost zesílení základů vrtanými pilotami. Také použití mikropilot bylo problematické vzhledem k půdorysnému uspořádání věže v úrovni terénu a v základech. Jako

vhodné řešení bylo doporučeno plošné rozšíření základu, kterým bylo možné dosáhnout výrazného snížení tlaku na základovou spáru.

#### KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ ZESÍLENÍ ZÁKLADŮ A JEHO PROVÁDĚNÍ

U starých, obvykle pásových základů je často nutné rozšířit plochu základové spáry. Dochází k tomu při zhoršení únosnosti podzákladí, nebo v případě, že konstrukce byla dodatečně přitížena (např. nadstavbou). Nelze též vyloučit nezbytnost ztužení základů ve vodorovné rovině. Jestliže existuje možnost rozšíření základů, pak je rozumné využít únosnosti základové půdy. Proto se např. navrhuje zesílení uspořádaná jako oboustranně vyložené betonové pásy (u osamělých základů), nebo jako obrácené (reverzní) klenby, které mohou být nepředepjaté nebo předepjaté, a to hlavně v případě zesílení dvou blízko sebe ležících základů.

Stavební průzkum původních základů ukázal, že základy věže jsou tvořeny dvěma základovými pásy z kamenného zdiva, které byly založeny v nestejných hloubkách. Zdivo bylo provedeno z droby na relativně pevnou (paprtně hydraulickou) maltu. Konstrukční řešení zesílení základů spočívalo v rozšíření plochy základové spáry vyloženými betonovými pásy na obou vnějších stranách původních základových pasů spolu s využitím plochy mezi původními základy, kde byla navržena obrácená betonová klenba (obr. 5). Následné předepnutí předpínacími kabely složenými z monostrandů zajistilo nejen zmonolitnění rozšiřujících a původních konstrukcí, ale také aktivaci vyložených konzol. Obrácená klenba vložená mezi původní základy zajišťuje především efekt tu-

Obr. 5 Zesílení základů radniční věže vyloženými konzolami a vloženou klenbou ■ Fig. 5 Strengthening of the town hall tower foundations using prestressed cantilevers and reverse vault

Obr. 6 Rozmístění strunových tenzometrů v základech věže ■ Fig. 6 Positioning of strain gages in the tower foundations

Obr. 7 Přetvoření pravé základové konzoly po předepnutí ■ Fig. 7 Strain of the right foundation cantilever after prestressing

Obr. 8 Přetvoření levé základové konzoly po předepnutí ■ Fig. 8 Strain of the left foundation cantilever after prestressing

hé rozpěry mezi nimi, což je klíčové pro spolehlivé předepnutí soustavy. Dalším efektem je jistě také mírné zatlačení směrem do podloží a její aktivace. Z důvodu vysoké ohybové tuhosti klenby je ale tento efekt ve srovnání s působením konzol malý a v návrhu s ním nebylo uvažováno. Tím došlo k radikálnímu zvětšení základové spáry a po plném

přerozdělení napětí bylo možné očekávat pokles původního namáhání v základové spáře zhruba na polovinu.

Rekonstrukce byla realizována od listopadu 2000 do února 2001. Po zamezení vniku vody do podloží věže byla její původní základová plocha prostřednictvím předepnutí zvětšena obrácenou (reverzní) železobetonovou klenbou a oboustrannými železobetonovými konzolami. Nejprve byly výkopem obnaženy staré základy, dále v původním základovém zdivu vyřezáno podélné zazubení (smykové hmoždíky), do vrtaných otvorů vloženy a zality pruty betonářské výztuže jako smykové vyztužení původního zdiva a vyvrtány náhradní kabelové kanálky (SCDM – Substitute cable duct method) pro předpínací kabely. Následně byly uloženy betonářská výztuž, předpínací kabely (ze tří předpínacích lan typu monostandard), strunové tenzometry a provedena betonáž. Po zatvrdnutí betonu bylo předepnutím kabelů zajištěno spolupůsobení starých a nových základů. Uložení vodorovných lan v základech bylo záměrně zvoleno excentricky tak, aby

byla proti podloží zajištěna aktivace jak konzol, tak i částečná aktivace obrácené (reverzní) klenby.

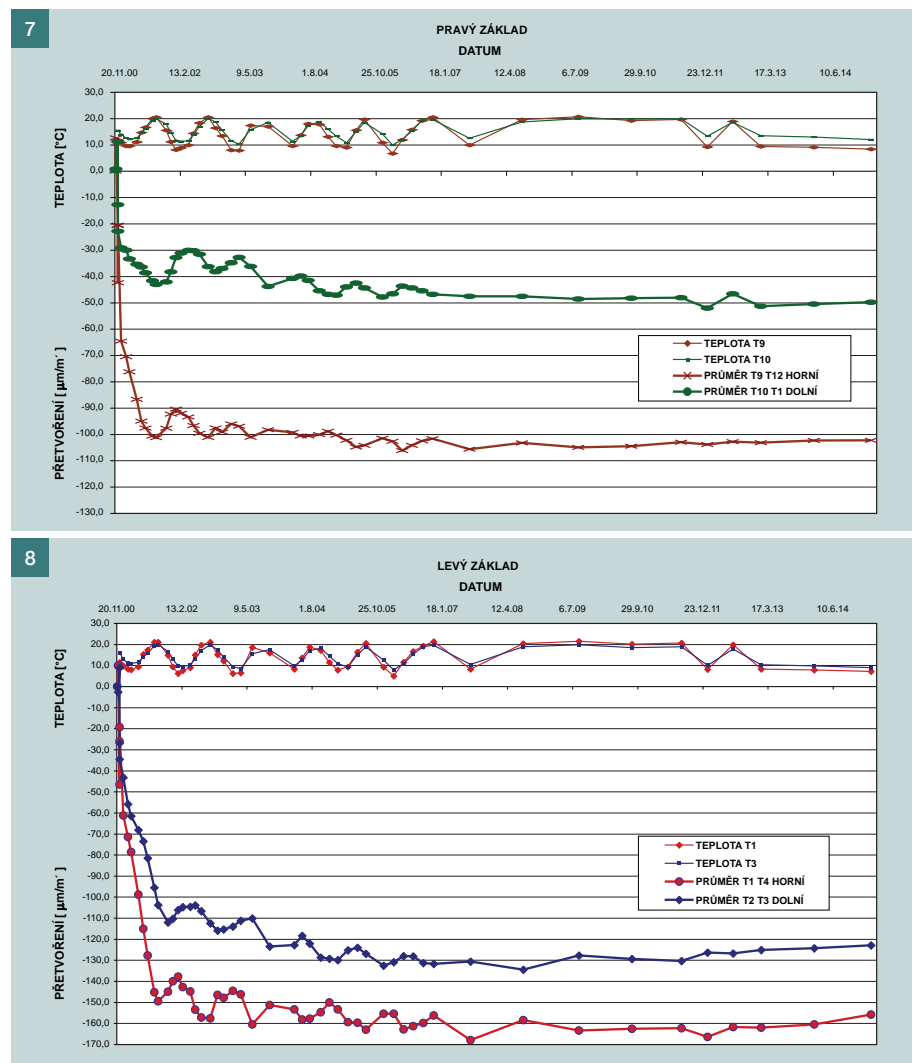
Předpokládalo se, že k aktivaci dojde teprve v průběhu několika měsíců. Měření přetvoření základů pomocí zabetonovaných strunových tenzometrů však prokázala, že aktivace základů nastala prakticky ihned po předepnutí – bezprostředně po předepnutí základů vzniklo tlakové napětí v rozšířené základové spáře na úrovni cca 40 % výsledného napětí uvažovaného po plném přerozdělení zatížení na původní a nové základy. Dále bylo zjištěno, že téměř okamžitě se v betonu objevila tlaková přetvoření na úrovni cca 20 až 40 % konečného přetvoření, kterého pak bylo dosaženo po jednom roce. Plné přerozdělení se ovšem projevilo až později. Jedná se totiž o dlouhodobý jev, jehož časový průběh lze odhadnout jen orientačně. Na těchto upravených základech byla stabilizace (tj. dokonalý vývoj vlivu zesílení základů) sledována a vyhodnocována po dobu 15 let.

Zmonolitnění věže a přilehlých budov radnice tak, aby trhlinami oddělené konstrukce působily jako jeden celek, bylo následně realizováno dalšími kabely, vedenými po výšce a ukotvenými do zvláštní kotevní konstrukce ve dvoře radnice.

## MĚŘENÍ PŘETVOŘENÍ ROZŠÍŘUJÍCÍCH ZÁKLADŮ A JEHO VÝSLEDKY

Vnesení předpětí do základů a jeho další vývoj byl v průběhu rekonstrukce monitorován pomocí dvanácti strunových tenzometrů délky 5,5" vložených do betonu. Tenzometry s pořadovými čísly 1 až 12, jejichž rozmístění je patrné z obr. 6, byly montovány s orientací ve směru předpínání, tj. rovnoběžně s předpínacími kabely a na úrovních povrchů dolní a horní výztuže. Odečítání hodnot bylo v průběhu předpínání prováděno připojenou měřicí ústřednou Datataker DT615. Po ukončení prací se přešlo na individuální čtení hodnot přenosným měřičem ve čtvrtletních etapách, později v pololetních etapách. Při předpínání bylo zajištěno geodetické a vizuální sledování.

S měřeními bylo započato již při betonáži nových rozšířených základových konstrukcí. Po 20 dnech tvrdnutí betonu bylo započato s předpínáním – čtení hodnot (tenzometrů) bylo prováděno bezprostředně před a po předepnutí konstrukce. Následně, v průběhu 15 let po uložení výztuže, byly odpočty za-



jišťovány v prvních šesti letech 4x ročně, v dalších letech jednou až dvakrát ročně.

Na obr. 7 a 8 jsou uvedeny hodnoty časového vývoje poměrného přetvoření betonu vždy pro pravou a levou konzolu jako ukázka reprezentativních výsledků. Na svislé ose nahoře (kladná poloosa) je uvedena teplota [°C] betonu základu v místě tenzometrů, na svislé ose dole (záporná poloosa) je uvedeno poměrné přetvoření betonu [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] při horním a spodním povrchu průměrnými hodnotami ze dvou měřených profilů (obr. 6). Měřené profily jsou dány vždy dvojicí tenzometrů nad sebou a jejich poloha byla zvolena tak, aby vystihovaly působení celého základu a nebyly příliš u okraje, kde by bylo možné očekávat nepravidelnosti. Vodorovná osa je časovou osou a s vyznačenou dobou sledování celkem 15 let.

Naměřená přetvoření byla ovlivněna zejména smršťováním betonu a také změnami teploty. Výsledky uvedené v grafech byly opraveny o vliv smršťování betonu. Smršťování betonu bylo počítáno v souladu s vlhkostí dle EC, tj. o velikosti 65 % a s koeficientem teplotní roztažnosti betonu  $1 \times 10^{-5}$ .

Naměřená přetvoření ukazují, že bezprostředně po předpětí zabránily masivní základy věže a současně koheze mezi novými betonovými konstrukcemi a podloží vnesení plného předpětí. Tento jev byl očekáván, jeho velikost byla však dosud neznámá.

Z růstu tlakových přetvoření v dalším časovém období plyne, že došlo k postupnému horizontálnímu „posunutí“ původních základů věže včetně jejich rozšiřujících konzol ve směru působení předpínací síly – tím se pak předpětí konstrukční soustavy zvýšilo. Zjednodušujícím termínem „posunutí“ se mimo to popisují i další komplikované účinky ve styku původních základů a sprášového podloží, kde působí i smyková přetvoření. Toto postupné vnesení předpětí a skutečnost, že je možné konstrukci spočívající na podloží předepnout, i když s časovým zpožděním, je první důležitý závěr provedených měření. Přetvoření narůstala šest měsíců (pravá základová konzola) a devět měsíců (levá základová konzola), než se projevilo ustálení hodnot, které dále kolísaly pouze vlivem změny teploty betonu základu. Teplota základu kolísala přibližně v rozmezí +10 až +20 °C. Hlavně v období do roku 2007, kdy byla měření prováděna čtvrtletně, je zřejmá afinita grafů přetvoření a grafů průběhy tep-

loty s mírnou oscilací kolem stálé střední hodnoty. Zhruba po sedmi letech se začíná projevovat tendence mírného poklesu přetvoření, která je u pravé základové konzoly zřetelná jen u horního povrchu, u levé základové konzoly u povrchů obou. Je způsobena dlouhodobou ztrátou předpětí vlivem smršťování betonu, jejíž vliv byl zhruba do roku 2007 zastřen zpožděnou reakcí podloží na předepnutí.

Při předpětí obou základových konzol jsou tlaková přetvoření u horního okraje průřezu větší než u jeho dolního okraje, ačkoli předpínací kabely byly umístěny k dolnímu okraji průřezů. To odpovídá očekávanému působení předpjatých základových konzol. Ze zde možné pozorovat efekt zabránění přetváření základových konzol podloží pod nimi, doprovázený vznikem odlehčující reakce ve směru vzhůru, jak již bylo konstatováno v předchozím textu. V absolutní velikosti se naměřená přetvoření liší, to je ovšem dáno rozdílným vyložení konzolových základů. Méně vyložený pravý základ ( $l = 1,5 \text{ m}$ ) dosáhl u horního povrchu –  $105 \mu\text{m}/\text{m}$  po sedmi letech od předepnutí, více vyložený levý základ ( $l = 2,5 \text{ m}$ ) dosáhl u téhož povrchu –  $160 \mu\text{m}/\text{m}$  v témže období. Podobně se liší dosažená přetvoření vyložených základů u dolního povrchu: méně vyložený pravý ( $l = 1,5 \text{ m}$ ) základ dosáhl u dolního povrchu –  $47 \mu\text{m}/\text{m}$  po sedmi letech od předepnutí, více vyložený levý základ dosáhl u téhož povrchu –  $130 \mu\text{m}/\text{m}$  v témže období. U pravého konzolového základu dosahuje přetvoření u horního (více tláčeného) povrchu betonu 2,2násobku přetvoření u dolního (méně tláčeného) povrchu betonu, u levého konzolového základu je tento poměr jen 1,2.

Pravé rozšíření konzoly bylo tedy více účinné, než je tomu u konzoly levé. Projevila se zde zřejmě rozdílná tuhost podloží a s tím související nestejná únosnost podloží pod pravým a levým základem věže. Zřejmě z těchto důvodů tehdejší stavitelé založili mohutné základy v různých výškových úrovních a levý základ uložili do větší hloubky. Mělce založený základ se nachází v prostředí s relativně vyšší tuhostí. Tužší podloží poskytuje také větší odolnost vůči stlačování zeminy pod základovou konzolou při předpínání, a tím i vzrůst staticky neurčitých reakcí, s výrazným rozložení přetvoření, ovlivněným výškou přibetonovaných konzol. V návrhu rozšíření základů byla tato skutečnost zohledněna zvětšením vyložení levé konzoly,

spočívající na méně tuhém podloží (vyložení  $l = 2,5 \text{ m}$ ), zatímco pravá konzola byla vyložena méně ( $l = 1,5 \text{ m}$ ).

Dlouhodobý vývoj přetvoření již po jednom roce ukázal, že se deformace periodicky mění již jen v závislosti na teplotních vlivech. Celkový trend v průběhu patnácti let ukázal téměř konstantní úroveň stlačení betonu s mírnou tendencí poklesu po sedmi letech vlivem ztráty předpětí smršťováním betonu.

Z výsledků dlouhodobého sledování působení konstrukce je ale jasné, že přetvoření betonu vyvolané předepnutím je stálé. Současně lze vizuálně pozorovat přerozdělení zatížení ze starých základů na nové a do podloží, neboť ve stycích věže a radnice se neprojevují trhliny, z nichž by bylo možné usoudit na pokles nebo nestabilitu konstrukce. Obecně platí, že plné přerozdělení je dlouhodobě závislý jev, který lze v průběhu času odhadnout jen orientačně a je ovlivněn též dodatečným sedáním původních základů. V tomto případě k sedání nedošlo, což bylo ověřeno v napojení přilehlých konstrukcí radnice na její, v základech zesílenou věž.

K úplnému přerozdělení napětí došlo aktivací obou dodatečně předpjatých rozšiřujících betonových konzol. Současně bylo u vnitřní obrácené klenby v její polovině prokázáno přetvoření při horním povrchu betonu (tenzometry č. 5 a 8) o velikosti –  $150 \mu\text{m}/\text{m}$  a při dolním povrchu (tenzometry č. 6 a 7) o velikosti –  $30 \mu\text{m}/\text{m}$  s velmi podobným časovým vývojem jako u obou konzolových základů. U středního základu (obrácené klenby) tedy převládá přetvoření vnesené předepnutím kabely uloženými u jejího horního povrchu. K aktivaci klenby ovšem došlo také, neboť přetvoření u jejího dolního povrchu jsou také tlaková, zatímco bez jakékoli aktivace zatlačením do podloží by tato přetvoření musela být z důvodu výstřednosti předpínací síly tahová.

Je možné také konstatovat, že měření prokázala účinné předepnutí i střední základové klenby. To na první pohled není zřejmé, neboť předpínací síla se do klenby dostala pouze prostřednictvím původních základových bloků, které se v čase musely „posunout“.

## ZÁVĚR

Zesílení základů vyloženými konstrukcemi v kombinaci s dodatečným předepnutím při rekonstrukcích zděných základů se v současné době používá zřídka. Na popsané konstrukci se ovšem zřetelně ukazuje užitečnost té-

## Literatura:

- [1] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L. Stabilisierung eines geeigneten Rathausurmes. In: *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“*. Esslingen: BRD, 2002.
- [2] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L. *Statika při rekonstrukcích objektů*. 6. vydání (upravené). Brno: CERM, 1/2015. ISBN 978-80-7204-912-7.
- [3] KLUSÁČEK, L., BAŽANT, Z. Repair of Structures using Prestressing Cables Routing in Functional Directions. In: *10<sup>th</sup> International Conference and Exhibition Structural Faults and Repair*. London: University of Edinburgh, 2003.
- [4] KLUSÁČEK, L. *Zesilování konstrukcí dodatečným předpínáním kabely v náhradních kanálcích*. Brno: 2008. Habilitační práce, VUT v Brně, FAST VUT, ÚBZK.
- [5] BAŽANT, Z., HUBATKA, F., PASEKA, A. *vliv některých faktorů na stabilitu svahu*. TZB [online]. 12.10.2015. Dostupné z: [www.tzb-info.cz](http://www.tzb-info.cz)
- [6] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L. Repair of Historical Masonry Buildings. [CD]. In: *5<sup>th</sup> International Congress on Restoration of Architectural Heritage*. Firenze, Italy, 9/2000.
- [7] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L. Stabilisation of the Deflected town hall tower. In: *Proceeding of the Structural Faults + Repair Conference*. London, GB, 7/2001.
- [8] BALUN, D. *Zpráva o podrobném stavebně-geologickém průzkumu akce rekonstrukce východní části areálu Magistrátu ve Vyškově*. Duben 1999. Geologická mapa ČR, 1 : 50 000, list 24-42 Kojetín. Praha: Česká geologická služba, 1999.
- [9] Geologická mapa ČSSR, mapa předčtvrtohorních útvarů, 1 : 200 000, list M-33-XXX Gottwaldov. Praha: Ústřední ústav geologický, 1963.
- [10] VOLF, M., KLUSÁČEK, L., BAŽANT, Z. Zesílení základů radniční věže předpjatými konzolami. *Sanace betonových konstrukcí*. 2011, roč. 2011, č. 1, s. 204-209. ISSN 1211-3700.

to metody. Je ovšem nutné spojit železobetonové rozšiřující pásy s původními základy tuze – tedy pomocí předpětí, jinak by tato metoda neměla dostatečnou účinnost. Přenášení tahových sil ve styku betonového rozšíření a původního základu pouze prostřednictvím běžné betonářské výztuže (dodatečně kotvené výztuže) je prakticky nemožné. Důvodem je skutečnost, že výztuž není možné spolehlivě ukotvit ve zdivu původního základu. Dodatečné předpětí pomocí lan/kabelů úlohu zásadně modifikuje. Ve styčné spáře mezi starými a novými základy mění tahová napětí v namáhání tlaková. Přenos posouvajících sil se pak realizuje smykovými hmoždíky [6], [7].

Dalším důležitým přínosem dodateč-

ného předepnutí je možnost okamžité reakce podloží. Té může být dosaženo prostřednictvím vhodného, převážně excentrického vedení kabelů, které orientuje přetvoření nově připojené základové konstrukce způsobeného předepnutím směrem do podloží. Tím se zabrání volnému přetvoření od předepnutí a na styku starých a nových základů vzniknou reakce, které tlakové zatížení na původní zděné základy výrazně sníží.

Vyložené dodatečně předpjaté betonové konzoly ve spojení s obrácenými (reverzními) předpjatými klenbami či bez nich byly úspěšně autory článků použity již u více staveb. Jednalo se např. o stabilizaci středověkého měšťanského domu na Masarykově náměstí ve Vyškově, historickou školu přestavovanou na knihovnu a ZUŠ tamtéž nebo o stabilizaci barokní zdi s památkově cennou bránou zámeckého parku ve Vyškově. Pomocí příčného předepnutí bylo vždy dosaženo okamžitého účinku, což znamenalo rychlé odtížení původní problematické základové spáry, dosažení výrazně vyšší bezpečnosti proti překlolení a spolehlivou stabilizaci konstrukce.

Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy ČR v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“.

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.  
Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav betonových a zděných  
konstrukcí  
e-mail: [klusacek.l@fce.vutbr.cz](mailto:klusacek.l@fce.vutbr.cz)



doc. Ing. Zdeněk Bažant, CSc.  
Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav betonových a zděných  
konstrukcí  
e-mail: [bazant.z@fce.vutbr.cz](mailto:bazant.z@fce.vutbr.cz)



Ing. Marek Volf  
Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav betonových a zděných  
konstrukcí  
e-mail: [volf.m@fce.vutbr.cz](mailto:volf.m@fce.vutbr.cz)



doc. Ing. Antonín Paseka, CSc.  
Fakulta stavební VUT v Brně  
Ústav geotechniky  
e-mail: [paseka.a@fce.vutbr.cz](mailto:paseka.a@fce.vutbr.cz)



Text článku byl posouzen odborným lektorem.  
The text was reviewed.

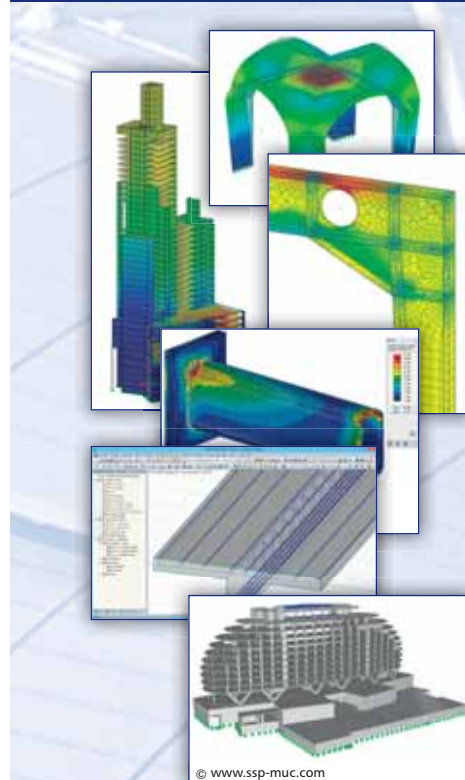


# RSTAB 8

Program pro výpočet prutových konstrukcí

# RFEM 5

MKP program pro výpočet 3D konstrukcí



## Aktuální informace

- Eurokódy / Mezinárodní normy
- Nové přídatné moduly
- Export do 3D PDF
- Vizualizace výztuže v 3D modelu

[www.dlubal.cz](http://www.dlubal.cz)

Dlubal Software s.r.o.  
Anglická 28, 120 00 Praha 2  
Tel.: +420 227 203 206  
[www.dlubal.cz](http://www.dlubal.cz)  
[info@dlubal.cz](mailto:info@dlubal.cz)



Sledujte nás na:

