# ZESÍLENÍ ZÁKLADŮ PŘI PŘESTAVBĚ A NÁSTAVBĚ VÝŠKOVÉ BUDOVY ZENTIVA a.s.

Emanuel Novák

## 1 Úvod

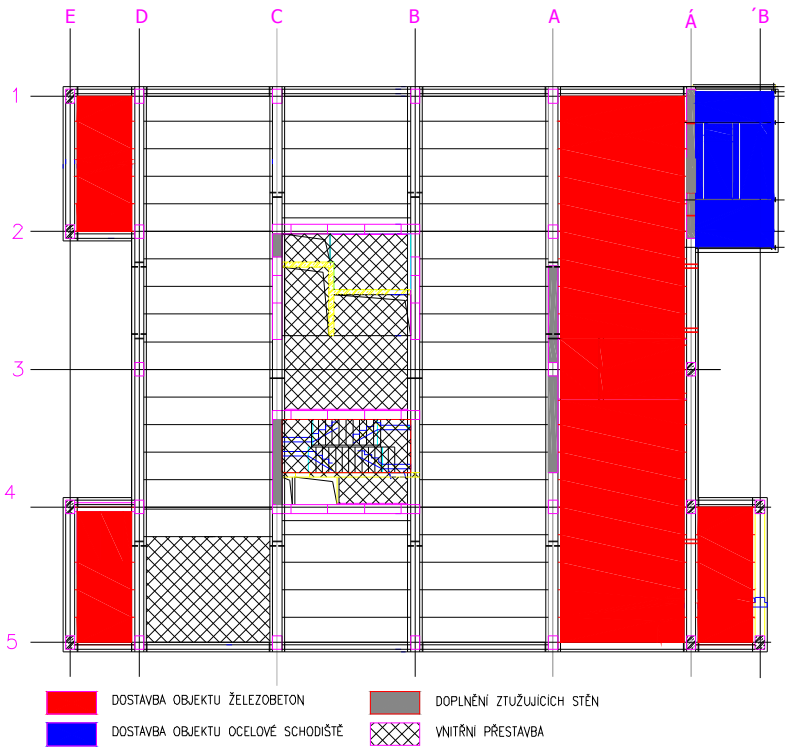
Návrh a provedení rekonstrukce je obvykle dosti složitější než návrh nové budovy. Při velkém rozsahu rekonstrukce spojené s dostavbou novým objektem se též vynořuje zásadní otázka, jaká míra rekonstrukce je ještě přijatelná, před případnou demolicí a výstavbou zcela nového objektu.
Příspěvek se zaměřuje na zesílení základů vyvolané přístavbou a nástavbou výškové budovy.

## 2 Stávající budova

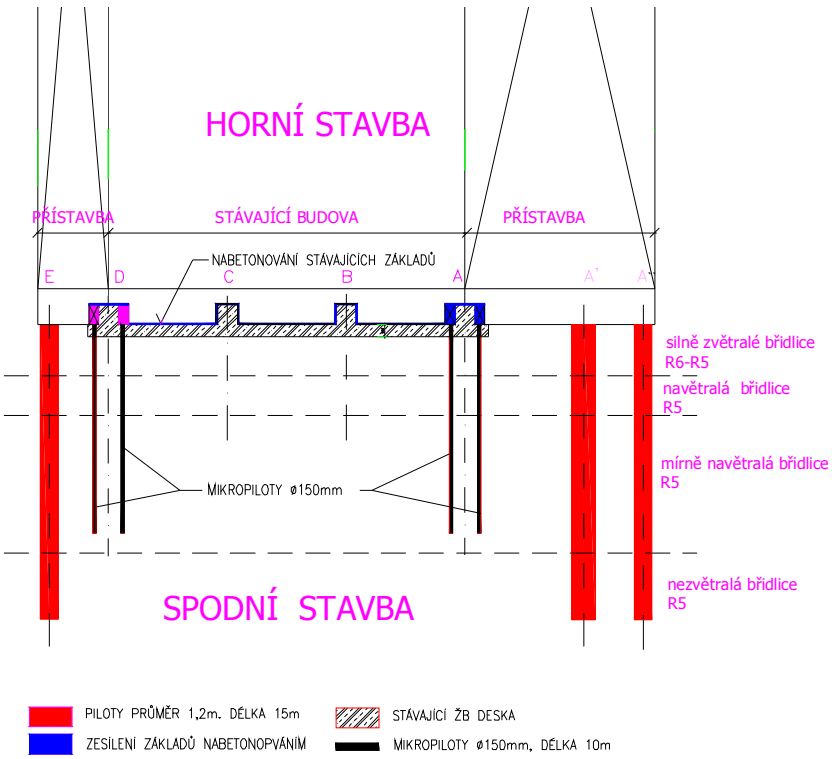
Stávající budova je půdorysných rozměrů 18 x 24m, výšky 41 m nad terénem. Budova má jedno podzemní podlaží a 11 nadzemních podlažích, objekt byl vyprojektován v roce 1970 a následně postaven.
Původní objekt vychází z konstrukční typové soustavy n.p. Konstruktiva, která byla projektována pro 4. patra a to bez ztužujících stěn. V rámci výstavby budovy Léčiv byl typový skelet určený pro 4. NP doplněn zavětrovacími železobetonovými stěnami tl. 400 mm, bylo provedeno zesílení sloupů a upravený skelet byl použit pro výstavbu dvanácti podlažní budovy Léčiv.
Objekt je založen na základové desce tl. 600 mm zesílené žebry výšky 1000 mm, ve vrstvě silně zvětralých až zvětralých břidlic třídy R5 (označení dle [5]), zasahující 2 m pod základovou desku. Kvalita břidlic se směrem do hloubky zlepšuje.

## 3 Dostavba a přestavba budovy

V projektu rekonstrukce a dostavby je navržena nástavba atik výšky 2,2 m nad úroveň střechy a přístavba objektu šířky 3 m na východní straně objektu a 9 m na západní straně objektu tak, že výsledný půdorysný tvar je 31,4 x 25,4 m, výška objektu nad terénem je 42,0 m. Objem budovy je po dostavbě téměř dvojnásobný. Ztužení objektu je řešeno doplněním 22 bm ztužujících stěn tl. 400 mm po celé výšce objektu. Výsledná poloha ztužujících stěn je složitým kompromisním řešením mezi požadavky architekta a vhodnou polohou z hlediska zajištění vodorovné tuhosti budovy. Založení objektu přístavby je provedeno na stávající zesílené a mikropilotami podchycené ž.b. desce tl. 600 mm s žebry 1200/1000, dále na pilotách Ø1220mm, Ø800mm a na mikropilotách Ø200 mm v obtížně přístupných místech.




Obr. 1 – schéma dostavby objektu - půdorys



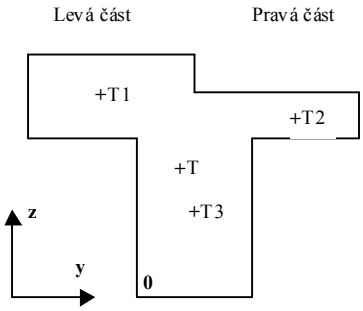

Obr. 2 – schéma založení objektu – svislý řez

# 4 Statický výpočet

Statická analýza základové konstrukce byla provedena „MKP“ a to v interakci s horní stavbou. Výpočet byl proveden ve dvou časově závislých etapách, zohledňujících napjatost nezesílené odlehčené konstrukce a zesílené konstrukce (se změněným statickým schématem) zatížené zatížením po provedení přestavby budovy. Výsledné namáhání bylo stanoveno jako součet namáhání v obou etapách. Model podloží byl volen Winkler – Pasternakův. Vliv podloží mimo desku byl uvažován odhadem velikosti poklesové kotliny. Vzhledem k obtížnosti stanovení hodnot C1 a C2 (založení v ordovických břidlicích s vysokým rozptylem modulu přetvárnosti), byl proveden výpočet napjatosti pro obálku tuhosti podloží. Výpočet zohledňující interakci horní stavby s interakcí se spodní stavbou byl nutný a to s ohledem na značnou tuhost horní stavby (skelet doplněný ztužujícími stěnami). Pro rozložení napětí v základové půdě (po zesílení základů a podchycení mikropilotami – druhá etapa), byl volen interační postup. Celkem bylo použito 5 interačních kroků s tím, že po 3 interačním kroku došlo k ustálení hodnot reakcí. Hodnoty kontaktní funkce $C_z$ mikropiloty byly porovnány s měřením provedeným na mikropilotách v obdobném geologickém profilu. Hodnoty kontaktní funkce desky $C_1$ byly porovnány s hodnotami doporučovanými pro daný typ základové půdy. Hodnoty $C_2$ Pasternakova modelu lze orientačně uvažovat v rozmezí (0 – 1) x $C_1$, 0 – pro zeminy s malým smykovým roznosem a 1 u zemin s velkým smykovým roznosem. Při výpočtu vnitřních sil a napjatosti je nutné si uvědomit nedokonalosti použitého modelu podloží a případně vhodně korigovat výsledky či použít reálnější model. Hodnoty $C_1$ a $C_2$ nejsou konstanty, jejich velikost je odvislá od napjatosti v základové spáře. Konstantní rozložení hodnot $C_1$ a $C_2$ je možné uvažovat pouze u velmi tuhých základů. Hodnota $C_1$ se určuje s vazbou na strukturní pevnost a hloubku deformační zóny, pro $C_2$ se bere hloubka deformační zóny obvykle tatáž. Při praktických úlohách je nutno si uvědomit vliv této volby. Zvětší-li se vlivem menší hloubky defomační zóny $C_1$ dvakrát, klesne $C_2$ na polovinu a poměr $C_2/C_1$ se zmenší na čtyřnásobek.
Ve shodě se skutečným chováním zemin neplatí obecně princip superpozice s výjimkou podloží s nulovou strukturní pevností. Prakticky to znamená, že každý zatěžovací stav se musí řešit zvlášť, i každá jeho úroveň se musí řešit zvlášť (rostoucí úroveň zatížení, klesající úroveň zatížení, vliv sousedních objektů). Řešení pomocí součtu napjatosti nezesílené odlehčené konstrukce a zesílené konstrukce zatížené zatížením přidaným po rekonstrukci, bylo mimo jiné možné vzhledem k malé strukturní pevnosti (horniny R4, R5 – m=0,1), přestože se jedná o fyzikálně nelineární problém (strukturní pevnost zeminy je při přitěžování stále stejná a účinné napětí, vlivem kterého dochází k sedání, nevzrůstá lineárně s přitížením).
U složitých úloh se nabízí v dnešní době použití přesnějších modelů podloží – např. efektivního modelu Kolář – Němec. Vzhledem k energetické formulaci je model vhodný pro implementaci do MKP – např. výpočetní modul SOILIN o f. SCIA. Při výpočtu základů výškové budovy, byl proveden orientační přepočet modulem SOILIN. Lze konstatovat dobrou shodu s modelem Winkler – Pasternak.

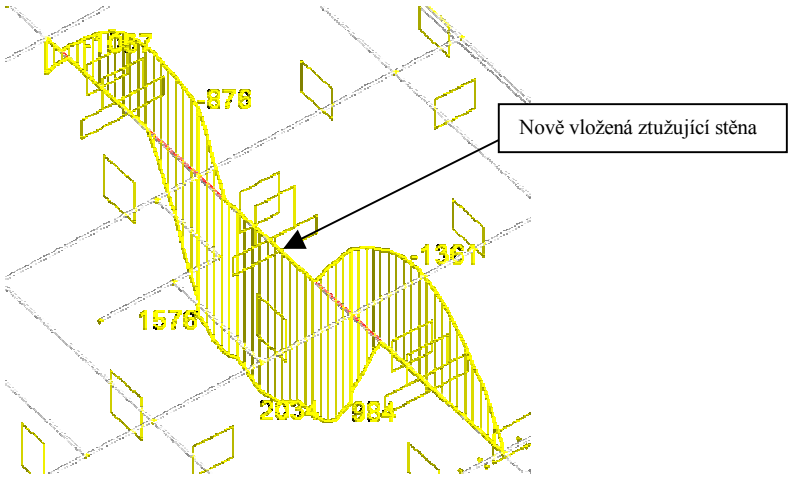
Při výpočtu vnitřních sil a dimenzování žeber, bylo kromě geometrických kritérií uvedených v mnoha normových předpisech uvažováno při stanovení spolupůsobící šířky i s vlivem průběhu vnitřních sil na tuto šířku. Vnitřní síly na základových žebrech byly stanoveny podle následujících vzorců uvažujících účinnou spolupůsobící šířku desky.

N = N_na_prutu + N_na_desce_levá + N_na_desce_pravá
Vz = Vz_na_prutu + Vz_na_desce_levá + Vz_na_desce_pravá
My = My_na_prutu + My_na_desce_levá + My_na_desce_pravá +
N_na_desce_levá * (TěžRamenoZ1) – N_na_desce_pravá *(TěžRamenoZ2)




Obr. 3 – Výpočet vnitřních sil na žebru

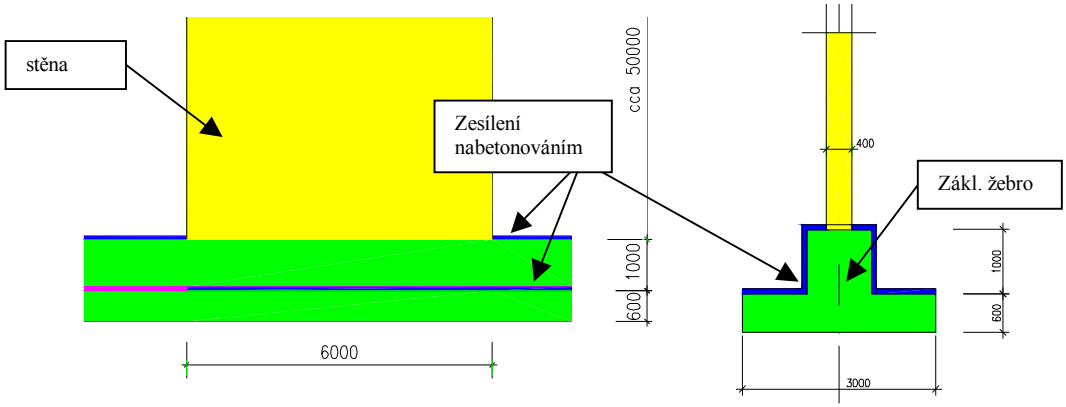
Vlivem změny polohy ztužujících stěn došlo k výrazné změně namáhání základů oproti původnímu namáhání a to zejména v okolí ztužujících stěn. Pod nově provedenými ztužujícími stěnami je ohybové namáhání při spodním povrchu oproti původnímu ohybovému namáhání při horním povrchu – obr. 4. Nutný stupeň zesílení nejvíce namáhaných základových žeber ohybovou výztuží dosahuje hodnot až 3. Při návrhu zesílení žeber a desky a jejich dimenzování je nutno uvažovat s původní napjatostí základových žeber. Dimenzování je nutno provádět podle druhu zvoleného výpočetního modelu (deskové prvky, skořepinové prvky) a tomu odpovídajícím vnitřním silám. Při použití desky s žebry se jedná o skořepinový model, kdy na průřez působí kombinace ohybových a membránových sil ($m_x$, $m_y$, $m_{xy}$, $v_x$, $v_y$, $n_x$, $n_y$, $n_{xy}$). Tomu musí odpovídat i dimenzování výztuže desky, kdy se vnitřní síly převedou na ekvivalentní membránové síly působící na obou lících konstrukce – obdoba dimenzování stěny. Při dimenzování žeber nelze opomenut vliv normálové síly.



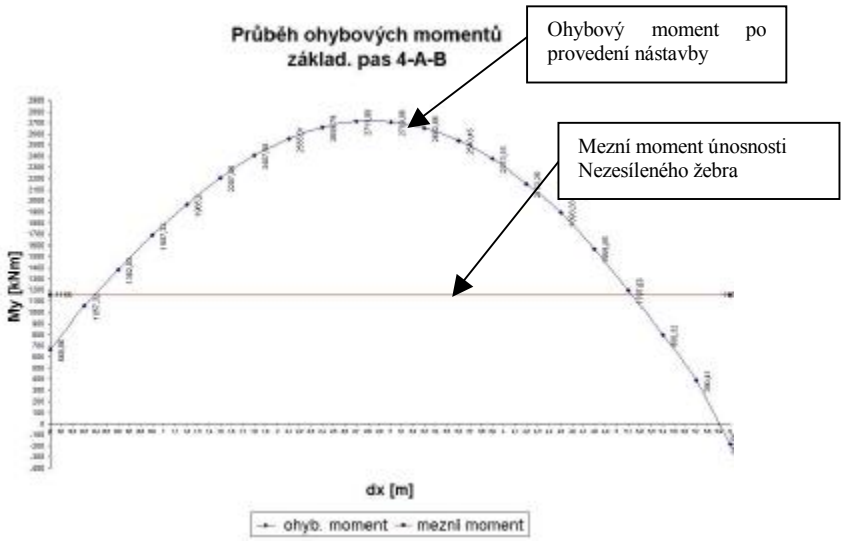

Obr. 4 – Ohybové namáhání pod nově vloženou ztužující stěnou

Při návrhu zesílení základových žeber v místě nově vložených stěn, bylo žebro vzhledem k velikosti namáhání nedimenzovatelné, bez uvažování spolupůsobení se stěnou

umístěnou na žebru. Žebro bylo posouzeno jako stěnový nosník s taženou přírubou (žebro + spolupůsobící deska). Rameno vnitřních sil je při uvažování spolupůsobící tlačené stěny cca 2x vyšší oproti žebru (výška stěny je cca 50 m, šířka 6m). Zesílení základů při spodním povrchu bylo tedy možné. U stávajících ztužujících prefabrikovaných stěn bylo provedeno spojení základů se stěnou pomocí vlepené výztuže.




Obr. 5 – Model výpočtu žebra s uvažováním stěny, podélný a příčný




Obr. 6 – namáhání pasů ohybovým momentem a mezní moment únosnosti

Návrh spřažení nabetonávky s původními základy byl proveden dle [7], [8] a [12]. Základy byly posouzeny na základě hodnot uvedených v původním projektu a upraveny na základě zkoušek provedených v době provádění projektu. Kromě komplexního modelu základů v interakci s horní stavbou byly prováděny kontroly na výsecích konstrukce. Správná interpretace a vyhodnocení výsledků výpočtů prováděných MKP je nezbytná.

Pro výpočet vnitřních sil a dimenzaci byl použit softwarový balík f. SCIA s.r.o. – NEXIS 3.40 a dále vlastní programy f. STATIKA s.r.o.

# 5 Založení objektu přístavby

Při založení objektu přístavby a nástavby bylo nutno navrhnout založení tak, aby nedošlo vlivem sednutí k poruchám na styku stávající budovy a přístaveb, kde nebylo možno z architektonicko provozních provést dilatace. Hodnoty sednutí bylo nutno navrhnout téměř nulové. U výškové budovy bylo též nutno počítat s reologickým stlačením sloupů přístaveb na celkové deformace přístaveb budovy. Vlastní návrh a provedení sloupů byl proveden tak, aby bylo minimalizováno toto reologické stlačení (předvyrobení sloupů, vyšší procento vyztužení, atd.).

Založení sloupů přístaveb je navrženo na pilotách Ø1220 mm – délky 15 m, pilota zasahuje cca 5,5 m do horniny třídy R4 tak, aby bylo minimalizováno sednutí objektu přístavby. Založení přístavby v ose „E“ v osách 4 a 5 je provedeno z důvodu zakládání ve stávající budově na svazku šesti mikropilot Ø 200 mm. Založení stěny a přístavby v ose A je provedeno na stávajícím ž.b. pase zesíleném nabetonováním a podchycením mikropilotáží Ø 150 mm z obou stran základového žebra po 600 mm. Založení je patrno na obr. 2.

Piloty jsou navrženy z betonu B40 a to s hledem na středně agresivní chemické prostředí XA2 – dle ČSN EN 206 -1.

# 6 Zesílení stávajících základů

Nutnost zesílení základů je dána především změnou polohy ztužujících stěn ve stávajícím objektu a založení přístavby v ose A a D na stávajících základech, tím dochází ke značnému přerozdělení zatížení stávajících základů.

Způsob zesílení základů byl volen i s ohledem na stav základů. Přestože hydroizolace je pod základovou deskou, přitékala voda do základové vany z objektu areálu. Tomu odpovídal i stav třmínků, které byly v místech s minimálním krytím urezlé. Výztuž s krytím okolo 20 mm byla bez koroze. Výztuž v základové desce byla ukládána se značnou nekázní - „utopena“ – sešlapána při betonáži.

Obr. 6 – Stav základů po odkrytí

Zesílení stávajících základů bylo provedeno v ose A a D (obr.2) pomocí mikropilot Ø150 mm po 600 mm provedených z obou stran základových žeber. Vyztužení mikroplitot bylo provedeno pomocí ocelových trubek Ø108/12 mm. Injektážní roviny mikropilot jsou navrženy po celé délce mikropiloty tak, aby bylo provedeno řádné proinjektování zeminy

pod základovou deskou a tím vylepšen přenos sil z mikropilot do základové desky. V místě průchodu mikropiloty deskou je na ocelovou výztužnou trubku navařena ocelová šroubovice ØEZ12. Kotvení pilot do stávajících základů je dále provedeno přes přibetonované žebro 400/1000 mm, kotvené ke stávajícímu základovému pasu pomocí vlepených trnů. Zesílení pasů a desky bylo dále provedeno v celé ploše nabetonováním tl. 75 mm s velkým množstvím přídavné výztuže (u nejvíce namáhaných žeber až 60 $cm^2$ ohybové výztuže / žebro). Zesílení bylo nutno provádět v době max. odlehčení budovy – t.j. po demolici příček, většiny podlah a sejmutí obvodového pláště. Zesílení základů nabetonováním tl. 75 mm bylo provedeno betonem B40 (stávající základy jsou z betonu B50). Bylo použito betonu nižší kvality nabetonované vrstvy oproti kvalitě stávajících základů což nebývá obvyklé. Kvalita betonu B40 byla volena s ohledem na obtížné provedení betonu kvality B50 v tl. 75 mm v podmínkách stavby a značné reologické účinky betonů takovýchto pevností. Spojení nově přibetonované vrstvy betonu bylo provedeno pomocí kotevních trnů a na některých pasech bylo provedeno přivaření výztuže přes kotevní plechy ve vyfrézovaných drážkách. Před vlastní betonáží bylo použito pro spojení betonů ADH můstků. Aplikace ADH můstku při značném množství výztuže sebou nese téměř nemožné provedení doplnění výztuže a následnou aplikaci cementopolymerního můstku a to s ohledem na znemožnění přístupu k podkladu. Byl tedy použit epoxidový adhezní můstek, kdy lze povést doplnění výztuže se značným časovým odstupem a následně provést betonáž a reprofilaci. Jako výhoda epoxidového můstku se též ukázala možnost aplikace při nižších teplotách, vytvrzení při nižší teplotě a možnost aplikace na vlhčí podklad oproti cemetopolymerním můstkům. Použití ADH epoxidových můstků tedy přineslo značné zjednodušení v možnosti technologické přestávky před nanášením výztuže a provádění při teplotách okolo 0ºC.

Obr. 7 – Výztuž nabetonávky

Obr. 8 -kotvení hlav mikropilot

Obr. 9 – Hlavy mikropilot

Obr. 10 – Zesílené základy

Zesílení základů bylo prováděno v zimních období, kdy teplota poklesla pod -10ºC a bylo tedy nutno přijmout opatření k dodržení technologických předpisů nezbytných při provádění betonářských prací za těchto teplot.

Při provádění pilot a mikropilot se nepodařilo dodržet povolené odchylky při provádění pilot a mikropilot (odchylka od projektované polohy 0,05d, max. 10 cm, odchylka od svislice 2%), v některých místech bylo nutno provést doplnění mikropilot, přestože ve výpočtu byly uvažovány větší než povolené odchylky, což se ukazuje u pilot citlivých na namáhání ohybovým momentem jako vhodné.

# 7 Závěr

Navržená dostavba a rekonstrukce objektu administartivní budovy ZENTIVA a.s. si vyžádala náročnou změnu ztužujícího systému, komplikované zesilování stávajících základů prováděné v zimním období při teplotě pod bodem mrazu, sanaci skeletu a nutnost návrhu a provedení dostavby s ohledem na stávající budovu. Největší problém po konstrukční stránce spatřujeme ve změně celého komunikačního a ztužujícího systému budovy a z toho plynoucí změnu namáhání základů. Dle našeho názoru šlo přizpůsobit dispoziční řešení stávající nosné konstrukci, která se svým centrálním jádrem a dvěma schodišti jistě umožňovala i nové využití. V tom případě by vynaložené finanční prostředky na rekonstrukci (včetně zesílení základů) byly výrazně menší. Ukazuje se že i takovýto objem rekonstrukce je možný, avšak otázka vyslovená v úvodu o vhodnosti rekonstrukce, či demolici a výstavbě zcela nového objektu je vždy náročná z hlediska včasného ekonomického porovnání.

V průběhu výstavby je sledováno sednutí základů pomocí přesné nivelace, měření ukazuje dobrou shodu s výsledky statického výpočtu.

Variantně bylo navrženo zesílení základů pomocí uhlíkatých lamel a mikropilot, vzhledem ke stavu základů bylo použito „robustní“ řešení ve formě nabetonování základů. Zesílení pomocí uhlíkatých CFK lamel se ukazuje i v takovýchto případech jako konkurenceschopné.

Interakce mikropilot a desek se vhodně využívá v případě zvýšení zatížení při přestavbách a nástavbách objektů, kdy je základová spára dostatečně konsolidována a připravena na interakci. V případě nových základů je při kombinovaném založení většinou hlavním nosným prvkem pilota. Základovou spáru je nutno řádně zhutnit, aby mohla být aktivována a došlo k předpokládané interakci pilot a desky.

**Literatura:**

[1] ČSN 73 0035 – Zatížení stavebních konstrukcí
[2] ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí
[3] ČSN 73 1211 – Navrhování betonových konstrukcí panelových budov
[4] ČSN 73 1401 – Navrhování ocelových konstrukcí
[5] ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy
[6] ČSN 73 1002 – Pilotové základy
[7] ČSN P ENV 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
[8] ČSN P ENV 1994-1-1 – Navrhování ocelobetonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[9] ČSN ENV 13 670 – 1 – Provádění betonových konstrukcí Část 1: Společná ustanovení – vč. Změny 1, ČSNI 2004
[10] ČSN EN 206 – 1 – Beton část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda vč. Změny 2, ČSNI 2004
[11] ČSN 72 1006 – kontrola zhutnění zeman a sypanin
[12] CEB Guide – Design of fastenings in concrete.
[13] Kolář, V., Principy a praxe MKP
[14] Masopust, J., Vrtané piloty

**Ing. Emanuel Novák**
✉ STATIKA s.r.o.
Jana Masaryka 45/677, 120 00 Praha 2
☎ 261 211 675
🗐 261 211 675
☺ novak@statika.cz
**URL** www.statika.cz