

# REKONSTRUKCE A DOSTAVBA ADMINISTRATIVNÍ 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 hlavní problémy spojené s rekonstrukcí a dostavbou výškové budovy.

- Zesílení základů
- Provedení nových ztužujících stěn
- Zesílení a sanace montovaného skeletu
- Dostavba objektu - montovaná ž.b. konstrukce a ž.b. obvodový plášť

## 2 Stávající budova

### 2.1 Konstrukční řešení

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, zasahující 2 m pod základovou desku. Kvalita břidlic se směrem do hloubky zlepšuje..

### 2.2 Průzkumné práce

Průzkumné práce byly z provozních důvodů v době provádění projektu omezeny pouze na tvrdoměrná měření kvality betonu sloupů. Rozptyl měření prokázal nutnost stanovení kvality betonu na jádrových odvrtech po vystěhování objektu. Na základě statického výpočtu byl doplněn požadavek na průzkum styků skeletu, stavu a množství výztuže přitěžovaných průvlaků a základů.

## 3 Demolice

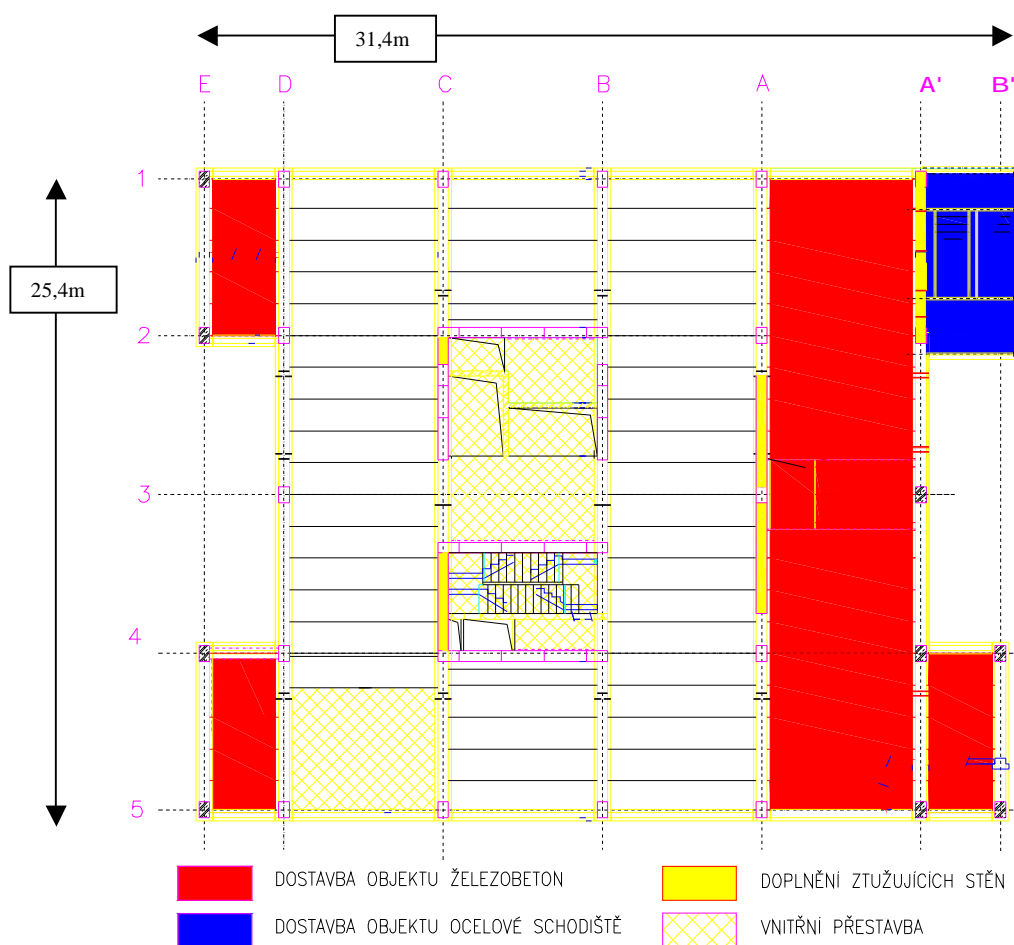
Demolice zahrnovala některé ztužující stěny, část 11. NP, schodiště, výtahovou šachtu, obvodový plášť, příčky a podlahy.

S ohledem na velký rozsah demoličních prací byl zpracován POV demolice a dostavby objektu tak, aby byla zajištěna stabilita objektu v průběhu demolice a po celou

dobu výstavby objektu. Při demoličních pracích nedošlo k poškození montovaného skeletu ani styků skeletu.

#### 4 Rekonstrukce a dostavba 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 ž.b. desce tl. 600 mm zesílené žebry 1200/1000, dále na pilotách Ø1220mm, Ø800mm a na mikropilotách Ø200 mm v obtížně přístupných místech.



Obr. 1-Schéma dostavby budovy



Obr. 2 –demolice, montáž OP, finální pohled

#### 4.1 Statický výpočet

V době provádění projektu rekonstrukce a dostavby administrativní budovy Zentiva a.s. nebyl k dispozici průzkum stavu nosné konstrukce a základů, návrh budovy tedy vycházel z kvalit materiálů uvedených v původním projektu a poznatků o stavu montovaných a základových konstrukcí prováděných v době před cca 40 roky. Posouzení objektu bylo provedeno na základě požadavku investora podle ČSN.

Statická a dynamická analýza konstrukce byla provedena „MKP“ a to celého objektu horní stavby s interakcí se spodní stavbou. Výpočet byl proveden ve dvou časově závislých etapách, zohledňujících napjatost nezesílené odlehčené konstrukce a zesílené plně zatížené konstrukce. Model podloží byl volen Winkler – Pasternakův. 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 budovy horní stavby s interakcí se spodní stavbou byl nutný a to s ohledem na značnou tuhost horní stavby (skelet doplněný ztužujícími stěnami). Tento model reálně vystihuje namáhání základů a napjatost horní stavby. Na základě těchto výpočtů se podařilo získat reálný obraz o chování stávající konstrukce a dopady rekonstrukce a dostavby na stávající konstrukci. Část výpočtu konstrukce byla provedena na výsecích konstrukce. Vzhledem k rozšíření a navýšení budovy, byly analyzovány různé polohy doplnění ztužujícími stěnami. Výsledná poloha ztužujících stěn je kompromisem mezi požadavky architekta a požadavky na vodorovnou tuhost objektu. Celkové namáhání nově navržené dostavby budovy o od účinků větru ve směru průvleků je cca dvojnásobné oproti původní budově.

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.

#### 4.2 Založení objektu přístavby

Založení sloupů přístaveb je navrženo na pilotách  $\text{Ø}1220$  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  $\text{Ø} 200$  mm.

Založení stěny a přístavby v ose A je provedeno na stávajícím ž.b. pase zesíleném nabetonováním a podchycením mikropilotáží  $\text{Ø} 150$  mm z obou stran základového žebra po 600 mm.

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

#### 4.3 Zesílení stávajících základů

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

Zesílení stávajících základů bylo provedeno pomocí mikropilot  $\text{Ø}150$  mm po 600 mm provedených z obou stran základových žebor. Zesílení pasů a desky bylo dále provedeno nabetonováním tl. 75 mm s velkým množstvím přídavné výztuže. Zesílení bylo nutno provádět v době max. odlehčení budovy – t.j. po demolici příček, většiny podlah a sejmutí obvodového pláště. 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. Kotvení pilot do stávajících základů je dále provedeno přes přibetonované žebro 400/1000 mm, kotvené ke stávajícímu základovému pasu pomocí vlepených trnů.



Obr. 3 – zesílení základů nabetonováním a mikropilitami

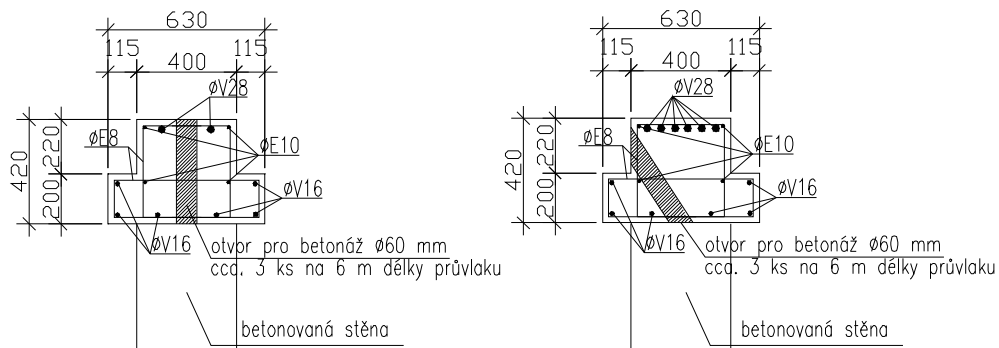
Zesílení základů nabetonováním tl. 75 mm bylo provedeno betonem B40 (stávající základy jsou z betonu B50). Bylo použito betonu nižší kvality nabetonované vrstvy oproti

kvalitě stávajících základů což nebývá obvyklé. Kvalita betonu B40 byla volena s ohledem na obtížné provedení betonu kvality B50 v tl. 75 mm 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 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 cementopolymerním můstkům. Použití ADH epoxidových můstků tedy přineslo značné zjednodušení v možnosti technologické přestávky před nanášením výztuže a provádění při teplotách okolo 0°C.

#### 4.4 Ztužující stěny

Vzhledem k požadované vodorovné tuhosti objektu bylo navrženo doplnění ztužujících ž.b. monolitických stěn ve stávajícím objektu. Stěny byly navrženy tl. 400 mm po celé výšce objektu a to v ose A mezi osami 2 - 4 a v ose C mezi osami 3 - 4. V přístavbě byly navrženy ztužující montované ž.b. stěny v ose Á mezi osami 1 a 2. Celkem bylo doplněno 22 bm zesilujících stěn tl. 400mm po celé výšce objektu.

Doplnění ztužujících stěn ve stávající budově, bylo provedeno z monolitického betonu třídy B40 - SCC. Účinky smršťování a dotvarování byly eliminovány vyšším procentem vyztužení stěn a složením betonové směsi. Vyztužení na koncích stěn je 4 Ø R22 a v poli 5 Ø R 16/bm na obou površích. Styky mezi stávajícími stěnami a novými stěnami jsou opatřeny kotevními smyčkami Ø R20 po 250 mm vlepenými pomocí tmelu HILTI HIT RE 500. Taktéž je provedeno svislé propojení stěn pomocí 4ØR20 na obou koncích stěny. V ose C mezi osami 3 a 4 bylo nutno provést aktivaci nově budované ztužující stěny nadzdvížením průvlatku pomocí heverů o cca 5 mm. Betonáž stěn byla navržena tak, že se vyvrtaly otvory v ozubu průvlatku a stěna byla přes tento otvor shora zabetonována. Přes značné obavy dodavatele z navrženého způsobu betonáže, došlo k dobrému probetonování stěny mezi sloupy a průvlatky a takto navržená betonáž byla po odzkoušení použita pro všechny nově betonované stěny.



Obr. 4 – Schéma betonáže stěny



Obr. 5 – Aktivace ztužující stěny

#### 4.5 Sanace skeletu, řešení požární ochrany nosných konstrukcí

Jelikož nebyl k dispozici průzkum v době provádění projektu, bylo nutno na základě zjištěných skutečností, zpracovat projekt sanace montovaného skeletu až při zahájení stavby a to na základě skutečného stavu montovaného skeletu.

Sanace se týkala především styků průvlaků a ztužidel, styků průvlak – průvlak, styků sloup – průvlak a poškozených stropních panelů a průvlaků.

Jako nejzávažnější se ukázalo nedostatečné krytí výztuže průvlaků, které bylo dáno pouze vymezující tl. třmínků uložených bez distančníků na dno formy při výrobě průvlaků. Vzhledem k požadované požární odolnosti REI 60-D1, bylo nutno sanovat průvlaků i s ohledem k požadované požární odolnosti. Sanace byla provedena očištěním, pasivací výztuže a reprofilací tl. 20 mm přes ADH můstek. Krytí panelů a ztužidel bylo do 10 mm a tedy nedostatečné z pohledu požadované krycí tloušťky zajišťující požadovanou požární odolnost. Bylo tedy provedeno posouzení stropních panelů za požární situace dle [10]. Výpočtem byla prokázána požadovaná požární odolnost a to zejména s ohledem na značnou rezervu v únosnosti PZD stropních panelů. Úspora oproti investorem navrhovanému požárnímu obkladu byla značná.

Sanace téměř všech vodorovných styků průvlak – průvlak a průvlak – ztužidlo spočívala v doplnění chybějících svarů, očištění výztuže, pasivaci výztuže a reprofilaci přes ADH můstek. Sanace nevyhovujících styků sloup – průvlak, byla provedena pomocí objímky z ocelových úhelníků předepnutých ohřevem a vyplněním styku pryskyřicemi. Styk byl prověřen akustickým trasováním, v případě dutin byl citlivě odbourán zdegradovaný nesoudržný beton. Odbourání se týkalo pouze záhlvkové malty. V případě že byla ve styku zjištěna dutina, byl styk šikmo shora provrtán vrtákem Ø12 mm a dutina vyplněna samotížně nízkoviskózní epoxidovou pryskyřicí BETOLIT EP 0-1 DC. V případě větších dutin byla epox. pryskyřice doplněna suchým křemičitým pískem frakce 0-4 v poměru 1:4.

Některé průvlaků byly zesíleny pomocí uhlíkatých CFK lamel f. MBRACE dodávaných f. DEGUSSA. Zesílení ozubů průvlaků bylo provedeno pomocí ocelových příložek. Zesílení poškozených panelů bylo provedeno doplněním chybějící výztuže a reprofilací betonu.

#### 4.6 Přístavba objektu

Přístavba byla provedena pomocí montovaného žb. skeletu. Rozměry sloupů jsou navrženy 400/600 mm a to po celé výšce z důvodů omezení reologických vlivů a jednotnosti navazujících stavebních konstrukcí a vizuálních pohledů. Reologické deformace byly omezeny před-vyrobením sloupů s dostatečným časovým předstihem. Dále je omezení dotvarování řešeno vyšším procentem vyztužení sloupů. Sloupy jsou navrženy z betonu B50 a jsou stykovány v každém patře přivařením vyčnívající výztuže ke kotevním deskám sloupu vyššího podlaží. Průvlaky jsou navrženy jako prosté nosníky z betonu B50 tvaru obráceného „T“ a to stejných rozměrů jako průvlaky ve stávající budově – 630/420 mm. Průvlaky jsou stykovány nad sloupy svařením horní výztuže. Při návrhu těchto styků nutno brát ohled na druh použité výztuže, kdy se dnes většinou jedná o výztuž 10 505.9 vyráběnou řízeným ochlazováním. K dobrému svaření této výztuže je nutno zkušených svářečů a zejména dodržet vhodnou teplotu při svaření výztuže.

Stropy jsou provedeny z panelů „PARTEK tl. 200 mm. Veškeré nově navrhované průvlaky a panely mají požární odolnost REI 60.



Obr. 6 – Montáž přístavby



Obr. 7 – Montáž atik



Obr. 8 – Detail spoje průvlaků

Stropní konstrukce je ztužena závlčkovou výztuží  $\varnothing$  R12 mezi čely stropních panelů. Ke stávajícímu objektu je provedeno kotvení přes vlepené kotevní trny. Na stávající i nové stropy byla provedena ztužující nabetonávka tl. 45 mm vyztužená KARI sítí. Pro spojení nabetonávky s podkladem bylo použito ADH můstku.

Vnější otevřené schodiště je navrženo z oceli. Sloupy v ose B jsou navrženy z 4 x HEB 180. Sloupy jsou po výšce stykovány pomocí šroubů a to vždy v úrovni porořořtu na podestě i mezipodestě. Příčné nosníky jsou opět z HEB 180. Mezipodestový nosník nesoucí obvodový plášť je navržen z 2U200, jeho kotvení k ozubu betonového průvlaku je navrženo tak, že umožňuje pootočení, vyvolané rozdílnou tepelnou roztažností nezateplených ocelových sloupů schodiště a stávající zateplené budovy.



Obr. 9 – Montáž ocelové přístavby a ž.b. pláště

#### 4.7 Předsazený obvodový plášť

Předsazený obvodový plášť je navržen z parapetních železobetonových panelů tl. 120 mm. Parapetní panely jsou uloženy na ztužidla popř. průvlaky a v místě uložení jsou zesíleny na 210 mm. K parapetním panelům jsou kotveny hliníkové profily lehkého obvodového strukturovaného pláště. Mezi sloupy a betonovou konstrukcí obvodového pláště je navržena mezera 90 mm pro rozvod instalací. Parapetní panely jsou provedeny z betonu B35 a jsou okovány pro kotvení hliníkových profilů lehkého obvodového pláště a parapetů. Uložení panelů na atikách je navrženo přes elastomerová ložiska na ocelové botky kotvené ke sloupům. Atiková ztužidla jsou uložena na elastomerová ložiska ve vidlici sloupu. Detail uložení atikových ztužidel je proveden tak, aby umožňoval volný pohyb od tepelného namáhání a zároveň přenášel kroutící síly od mycího zařízení. Spojení panelů obvodového pláště jsou navržena poddajná a to s ohledem na nutnost sledovat značně rozdílné teplotní změny jednotlivých konstrukcí, sednutí přístavby a reologické změny přístaveb objektu.



## 5 Závěr

V průběhu výstavby je sledováno sedání základů a stlačení sloupů pomocí přesné nivelace tak, aby bylo možno případně reagovat na zjištěné odchylky od předpokladů projektu. Měření po provedení hrubé stavby ukazuje dobrou shodu s hodnotami stanovenými statickým výpočtem.

Navržená dostavba a rekonstrukce objektu administrativní budovy ZENTIVA a.s. si vyžádala náročnou změnu ztužujícího systému, komplikované zesilování stávajících základů, sanaci skeletu a nutnost návrhu 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. Komplikované je též zajistit dnešní normové požadavky na konstrukce u objektu obdobného stáří. Jedná se zejména o požární odolnost nosných konstrukcí, požadavky na vzduchotechnické rozvody a z toho plynoucí nároky na větší výšky podlaží atd. 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.

### Literatura:

- [1] Projekt objektu z roku 1970, Konstruktiva.
- [2] ČSN 73 0035 – Zatížení stavebních konstrukcí
- [3] ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí
- [4] ČSN 73 1211 – Navrhování betonových konstrukcí panelových budov
- [5] ČSN 73 1401 – Navrhování ocelových konstrukcí
- [6] ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy
- [7] ČSN 73 1002 – Pilotové základy
- [8] ČSN ENV 13 670 – 1 – Provádění betonových konstrukcí Část 1: Společná ustanovení – vč. Změny 1, ČSNI 2004
- [9] ČSN EN 206 – 1 – Beton část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda vč. Změny 2, ČSNI 2004
- [10] ENV 1992 -1 -2 – Navrhování bet. kcí navrhování na účinky požáru
- [11] Kolář, V., Principy a praxe MKP
- [12] Šejnoha, J. Jendele, M. Výškové budovy s tuhými jádry
- [13] Horáček, E. Panelové budovy

---

### Ing. Emanuel Novák

\* STATIKA s.r.o.  
Jana Masaryka 45/677, 120 00 Praha 2  
( 261 211 675  
4 261 211 675  
J [novak@statika.cz](mailto:novak@statika.cz)  
URL [www.statika.cz](http://www.statika.cz)