Rozhlasové středisko Praha

Pavel Zoubek

Nosné konstrukce - změny při výstavbě - statické působení - koncepce a kvalita

Na panoramatu Prahy se v některých pohledech v průběhu posledních let vynořila nová silueta cca 111 metrů vysokého objektu. Tato budova je součástí *nového komplexu objektů Českého rozhlasu*. Objekt je pozoruhodný nejen svou historií, ale i konstrukcí. Ukazuje se, že i dosud nedokončená novostavba může mít své pohnuté dějiny a lze tak na jediném objektu s jistou dávkou nadsázky demonstrovat i vývoj ve společnosti [1].

Projekt výškového objektu, původně Československého rozhlasu, byl od první studie v šedesátých letech několikrát přepracován. Po původní ocelové konstrukci byla v souladu s dobovým trendem navržena celomontovaná konstrukce - tedy železobetonový skelet včetně ztužujících stěn. Bylo to pojetí pravděpodobně příliš odvážné a pokud by se objekt realizoval v této koncepci, jednalo by se možná i o světový unikát. Vodorovná tuhost takto navrženého objektu by byla i za předpokladu zcela bezchybné montáže velmi diskutabilní.

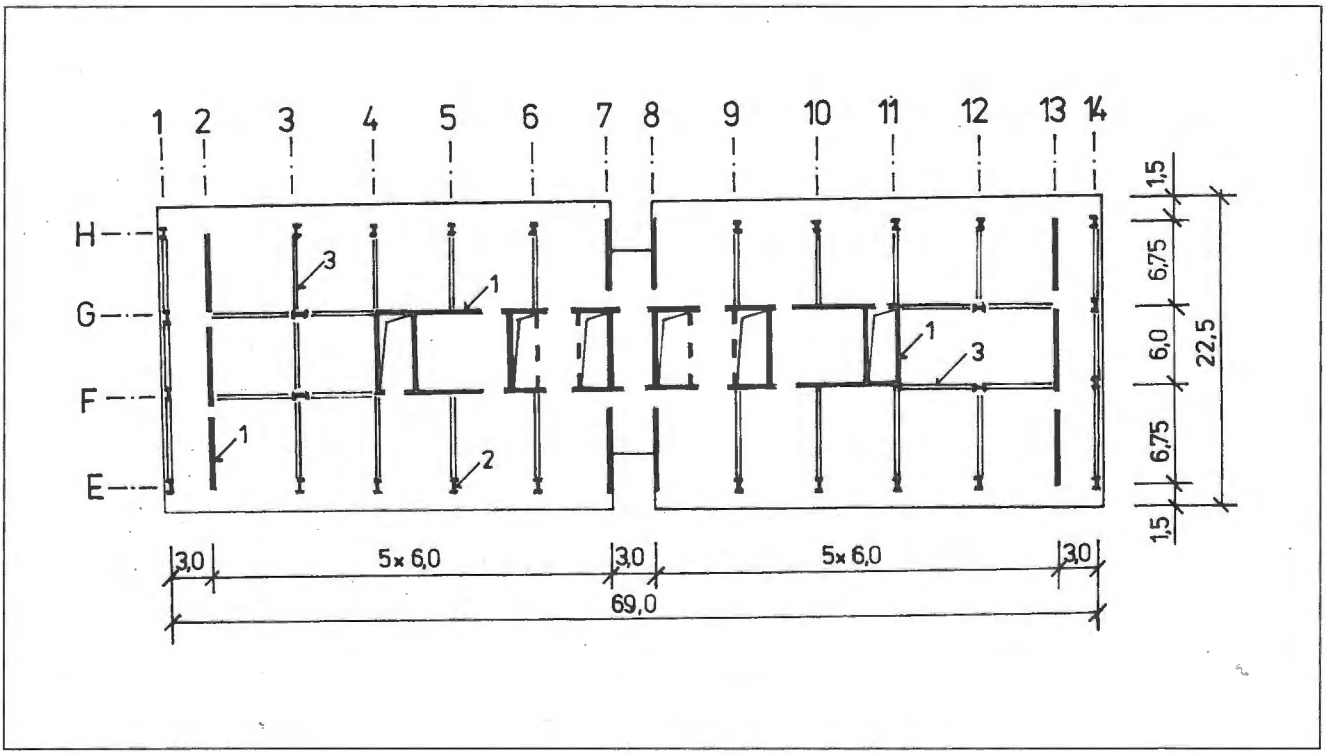
Později byl projekt přepracován a dříve montované ztužující stěny byly nahrazeny monolitickými. Ostatní konstrukce však zůstaly prefabrikované. Navržen byl *atypický těžký skelet Konstruktiva*. Ztužující prvky, tj. zavětrovací stěny a jádro byly betonovány souběžně s montáží skeletové konstrukce, představované příčnými rámy, jejichž směr se v prostoru mezi jádrem a ztužujícími stěnami měnil v podélný. Objekt byl v nadzemní části dilatován vloženým polem. Toto třímetrové pole spojovalo obě poloviny konstrukce přímkovými klouby a při podélné a příčné deformaci objektu je jeho funkce zjevná. Problematičtější namáhání tohoto pole nastávalo při vzájemném natáčení obou dilatovaných věží a výpočty provedené později na ČVUT prokázaly, že k nezanedbatelným deformacím tohoto typu dochází. Stropní tabule byly prefabrikované.

Podle tohoto projektu byla zahájena výstavba objektu. Po provedení třípodlažní monolitické základové skříně byly vybetonovány a smontovány dvě nadzemní podlaží.

V roce 1987 byla výstavba výškového objektu zastavena. Podnětem k pozastavení výstavby bylo *potrhání ztužujících stěn diagonálními trhlinami v 1.NP*. Investor nechal projekt přezkoumat několika skupinám expertů. Expertíza Stavební fakulty ČVUT Praha došla k závěru, že konstrukce tak, jak je navržena, vyhoví, ovšem za předpokladu, že budou sanovány zjištěné závady, provedeny úpravy projektu a konstrukce bude nadále prováděna v prvotřídní kvalitě. Investor nechal mezitím prozkoumat některé prefabrikované dílce a dospěl k názoru, že uvedené podmínky by nemusely být dodrženy. Stávající projekt se rozhodl nerealizovat. Vypracováním nového projektu s konstrukcí v kombinaci železobetonového jádra a ocelového skeletu zadal v létě 1988 *Spojprojektu Praha a.s.* a projekci *VŽKG Bratislava*.

Objekt je založen na třípodlažní základové skříni se základovou spárou v jílovitých břidlicích. V nadzemní části byly ponechány ztužující železobetonové stěny a jádra a dvě již smontovaná podlaží skeletu byla z bezpečnostních důvodů demontována a ocelová konstrukce byla kotvena přímo do základové skříně.

Novou konstrukci by bylo jistě vhodnější koncipovat na jiné modulové síti, než byla původní, ale již provedená základová skříň tak radikální změnu koncepce nepřipouštěla. Původně projektovaný příčný modul 7,20 + 6,00 + 7,20 metrů s oboustrannými konsolami byl tedy



Obr. 1 - Půdorysné uspořádání nosné konstrukce typického podlaží (1 – monolitické stěny, 2 – ocelové sloupy průřezu I, 3 – ocelové nosníky průřezu I; detaily viz [1])

jen mírně pozměněn, původní podélný modul 3,00 + 5 x 6,00 + 3,00 + 5 x 6,00 + 3,00 metrů byl zcela respektován.

Výškově byl objekt navržen s třiceti podlažími, z toho s třemi podzemními. Konstrukční výšky podlaží byly voleny pro technologická patra 4,40 metrů (patro 1 až 3, 7 až 11, 26), administrativní patra 3,75 metrů (patro 4 až 6, 12 až 25) a 4,10 metrů pro atypické patro 27.

Vlastní *statické působení konstrukce* bylo modelováno takto: Železobetonové monolitické jádro s připojenými stěnami v ose 7 a 8 a dvěma dalšími stěnami v osách 2 a 13 zajišťují vodorovnou tuhost objektu. Současně přebírají část svislých zatížení.

Dilatace jádra mezi osou 7 a 8, která ve variantě železobetonového skeletu rozdělovala objekt na dvě věže, byla zrušena. Podélné železobetonové stěny tedy od úrovně +13.100 metrů probíhají bez přerušení, vložené pole bylo nahrazeno rozšířenou monolitickou deskou.

Ocelové příčné rámy jsou k železobetonovému jádru připojeny kloubově a na vodorovné tuhosti konstrukce se nepodílejí. Přenášejí pouze svislá zatížení. Na vítkovické plechy jsou nabetonovány železobetonové stropní desky tlouštěk 80, 100 a 120 mm, které s ocelovou konstrukcí nespolupůsobí. Kromě přenášení svislých zatížení do ocelové konstrukce plní svou vysokou tuhostí ve vlastní rovině důležitou funkci roznosu vodorovných sil do zavětrovacích prvků a zajišťují stabilitu stěn.

Statický výpočet konstrukce respektuje kromě vlastního statického působení i *harmonogram postupu výstavby*. Ten musel vedle statických možností respektovat i skutečnost, že železobetonovou konstrukci prováděla jiná firma než montáž oceli. Při práci ve výšce bylo nutno sledovat i bezpečnostní hlediska, montážní cyklus oceli i betonu, roční období, výrobní a dopravní možnosti, zdvihací prostředky a v neposlední řadě striktní požadavek investora, že konečný termín výstavby nesmí být navzdory zdržení posunut.

Harmonogram předpokládal nejprve betonáž železobetonového jádra do 14. patra a následně postupnou montáž ocelových konstrukcí. V další fázi se zmonolitňovaly stropní konstrukce a betonovaly ztužující stěny v řadách 2 a 13. Postupně od spodu se montovaly fasádní panely, prováděly se podlahy a zdi a montovaly se příčky a buňky studií. Provedení části jádra v předstihu zohledňovalo rozdílnost časové náročnosti postupů betonáže a následných montážních prací a současně poskytlo čas pro výrobu spodních podlaží ocelové konstrukce.

Na základě takto vytvořeného harmonogramu byly navrženy dva *výpočtové modely*:

(1) Jádro včetně stěn v řadě 7 a 8 je provedeno do 14-ti pater, ocelová konstrukce je navěšena do 7. patra, stropy nejsou zmonolitněny, stěny v řadě 2 a 13 nejsou vybetonovány, fasáda nepověšena.

(2) Konstrukce je dokončena a opláštěna.

Pro výpočet vnitřních sil konstrukce — včetně dynamických účinků větru — byl použit programový systém SAPRO – KONSTRUKCE. Koncepce výpočtu vychází z *nekonečně tuhých stropních tabulí*. Tato tuhost byla výpočtem ověřována i pro model (1), který vzhledem k staticky nevhodnému umístění výtahových šachet tuto podmínku zcela nesplňuje. Bylo prokázáno, že ohybová tuhost stěn těchto šachet tuhost stropních tabulí dostatečně nahradí.

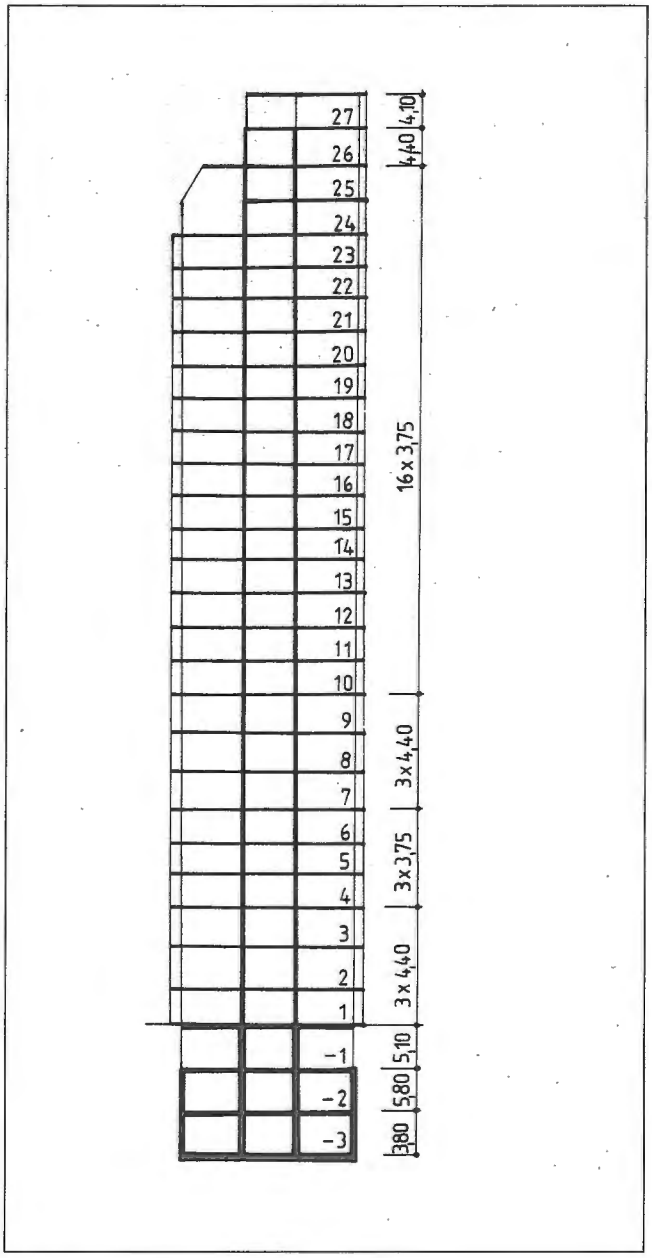
Celkem bylo analyzováno *šedesát zatěžovacích stavů a kombinací*. Vedle zatížení svislými silami, účinky větru, reakce kotvení jeřábu byl např. zkoumán i vliv nerovnoměrného oslunění napřed betonovaného železobetonového jádra, a to jak pro případ oslunění celých 14-ti pater z jedné strany, tak pro případ zastínění spodních sedmi pater již provedenou ocelovou konstrukcí. Zde je třeba podotknout, že v některých prvcích bylo toto namáhání při dimenzování rozhodující.

Řešení konstrukce tohoto typu s sebou přináší potřebu některých méně běžných výpočtů: lokální namáhání v okolí kotvy ocelového průvlaku bylo spočteno metodou lomenic, tuhost stropních desek ve vlastní rovině byla prověřována metodou konečných prvků, kmitání konstrukce bylo posouzeno i podle hygienických předpisů s ohledem na lidský organismus. Dále bylo nutno například řešit namáhání spojovacího krčku způsobené spojením obou původně dilatovaných polovin objektu, podrobněji posoudit vzpěrné namáhání volných okrajů stěn v řadách 7 a 8 před jejich ztužením stropními deskami, vliv vodorovných sil ve stěnách jádra při dimenzování účinků distorse.

Součástí projektu bylo i podrobné zvažování *vlivu svislých nerovnoměrných deformací konstrukcí*. Výpočtem programem DOMO2 byl podrobně zkoumán na základě historie zatěžování konstrukce průběh svislých deformací v čase od smršťování a dotvarování. Tyto výpočty ovlivnily nadvyšování prvků konstrukce při montáži, výpočet přídavných namáhání oceli, konstrukční detaily příček a fasády.

Výztuž jádra i ztužujících stěn je navržena jako vázaná. Značné množství nepravidelně rozmístěných otvorů neumožnilo navrhnout s výjimkou některých nadpraží účelné armokoše. Stropy mimo jádro jsou vyztuženy sítěmi při obou površích.

S odstupem několika let po dokončení projektu je asi vhodné se ohlédnout a uvážit, co bylo možno udělat jinak, čemu by se mělo věnovat více pozornosti.



Obr. 2 - Schematický příčný řez konstrukcí

Na prvním místě je to jistě *volba celkové koncepce*. Je smutnou skutečností, že statik nebude asi nikdy moci hledat optimální technické řešení. Dříve jsme byli pod tlakem státní politiky a pod tlakem dodavatelů s jejich požadavkem prefabrikace za každou cenu. Dnes jsme ovlivňováni často *neúměrně stlačovanou cenou, termíny projekce i výstavby*. Prefabrikovaná varianta výškového objektu a její neslavný konec je důkazem, že za jistou mez statik ustoupit nesmí. Tato prefabrikovaná konstrukce - třebaže byla demontována - bohužel negativně ovlivnila i variantu výslednou: vnutila jí příliš malé rozpony.

Odsazení ztužujících stěn ze štítů bylo z hlediska oslunění jistě správné. Neméně významnou se ale ukázala skutečnost, že příčné ztužující stěny dosahující až téměř k fasádě se při deformaci konstrukce vlivem větru výškově pohybují jinak, než ocelová konstrukce ve vedlejší řadě. Tyto deformace se mohou sčítat s výše uvedenou nerovnoměrnou svislou deformací oceli a železobetonu v čase a přinášejí řadu konstrukčních problémů - především ve fasádě.

Velký vliv nerovnoměrného oslunění na některá nadpraží jádra ve stadiu výstavby by asi zasluhoval zpřesnění výpočtu. Velkou pozornost je třeba věnovat vodorovným silám od smršťování v betonových stěnách. I z těchto důvodů pokládám minimální rozdělovací výztuž podle ČSN 73 1201 za nedostatečnou.

Je třeba důsledně sledovat kvalitu prováděných prací. To ale statik těžko ovlivní.

Literatura:

[1] **Haase M., Kaprálek P., Zoubek P., Studnička J., Šejnoha J.:** Výšková budova Rozhlasového střediska v Praze. *Stavební obzor*, 1993, č. 1-2.

Ing. Pavel Zoubek, Spojprojekt Praha a.s., Olšanská 9, 130 59 Praha 3

Smršťování a dotvarování svislých železobetonových konstrukcí výškových budov

Rozhlasové středisko Praha

Jan Česal

Monolitická jádra a stěny - dotvarování - smršťování - doplňkové konstrukce - obvodový plášť - výsledky výpočtu

Výstavba budovy rozhlasu v Praze je zřejmě stavbou, kde se projevilo mnoho problémů, které u nás nebyly do té doby běžně řešeny. Jedním z nich je *smrštění a dotvarování svislých železobetonových velmi vysokých konstrukcí*. Budova rozhlasu sice do této kategorie nepatří, ale nutnost řešení problému vyvolala koncepce nosného systému. Nosný systém budovy rozhlasu se během různých fází projektu měnil. Nakonec se začal realizovat konstrkční systém, dispozičně přizpůsobený původnímu návrhu - železobetonovému montovanému skeletu. Tento systém byl posléze nahrazen monolitickým železobetonovým jádrem, monolitickými železobetonovými ztužujícími stěnami a ocelovým skeletem. Byly navrženy ztužující stěny přes celou šířku objektu, u kterých je vliv dotvarování význačný. Svislá deformace ocelové konstrukce je závislá na zatížení, pomineme-li vliv teplot. Deformace betonu je navíc závislá na čase. Vliv rozdílu svislých deformací bylo nutno respektovat především ve vztahu k obvodovému plášti.

Výpočet smrštění a dotvarování byl proveden pomocí programu Domo 2 na stavební fakultě ČVUT v Praze. Tento program dává ucelený obraz o smrštění a dotvarování konstrukce během zvoleného časového období. Po konzultacích s prof. ing. V. Křístkem, DrSc. a ing. J. Vítkem, CSc. byl zvolen nejzazší časový horizont 20 let. Během tohoto období proběhnou v podstatě všechny změny, které jsou pro řešení tohoto problému významné. Pro potřeby výpočtu musel být zpracován podrobný harmonogram výstavy. Byly v něm uvedeny ke každému zvo-

Tab. 1 - Výsledky výpočtů a navržené korekce pro výztužnou stěnu v řadě 2

Vyrovnání O.K. v patrech	Patro	Pozice betonu (mm)						Korekce
		po dokončení výstavby		po 20 letech		při montáži fasády		
		absolutně	po korekci	absolutně	po korekci	absolutně	po korekci	
–	1	1,6	1,1	2,2	1,7	–	–	0,5
3	10	16,4	12,2	26,1	23,9	9,8	5,6	4,2
6	20	28,8	9,8	52,4	33,4	24,3	5,3	19,0
4	27	33,2	7,4	68,3	42,5	42,5	3,7	25,8

Pozice betonu - myšlená odchylka v mm měřená směrem dolů od kóty uvedené ve výkresech tvaru.

Korekce - hodnota v mm, o kterou se v době betonáže patra zkrátila spodní patra. Je to část zkrácení, která se koriguje tím, že se betonuje na teoretickou kótu.

Vyrovnání O.K. v patrech - hodnota v mm, o kterou byla upravena O.K. vzhledem ke svislým deformacím.