

BUDOVA RIVER HOUSE V BRATISLAVE RIVER HOUSE IN BRATISLAVA

DANIEL KÓŇA

Prechodová konštrukcia na 1. a 2. poschodí podopierajúca zvyšných šesť podlaží je riešená ako sústava priečných a pozdĺžnych stenových nosníkov. Pozdĺžne stenové nosníky sú dodatočne predpäté nesúdržnými káblami. Realizácia konzolovej časti nad Dunajom si vyžadovala použitie atypickej podpernej konštrukcie. Počas výstavby prebieha monitorovanie deformácií nosnej konštrukcie.

The transfer structure on 1st and 2nd floor supporting remaining six floors is proposed as a system of transversal and longitudinal deep beams. Longitudinal deep beams are made of unbonded post-tensioned concrete. Construction of cantilevers above the river Danube demanded usage of an atypical shoring system. Deformations of the bearing structure are monitored during the construction.

River House je dominantou viacúčelového komplexu River Park na ľavom brehu Dunaja, medzi Novým mostom a Parkom kultúry a oddychu v Bratislave. Komplex budov pozostávajúci zo štyroch samostatných blokov so spoločnými podzemnými podlažiami, bude po dokončení zahŕňať dvesto luxusných bytov a apartmánov, nadštandardné kancelárske priestory, päťhviezdičkový hotel, obchody a oddychovú zónu so zeleňou a promenádou pozdĺž nábrežia.

V severných častiach budov sú, okrem hotela, situované kancelárske priestory a na južnú stranu, s výhľadom na Dunaj, sú orientované byty a apartmány. V troch podzemných podlažiach sú vytvorené priestory na parkovanie a technické vybavenie. Na prvých dvoch nadzemných podlažiach budov sú situované priestory pre obchody a služby.

KONŠTRUKCIA SPODNEJ STAVBY

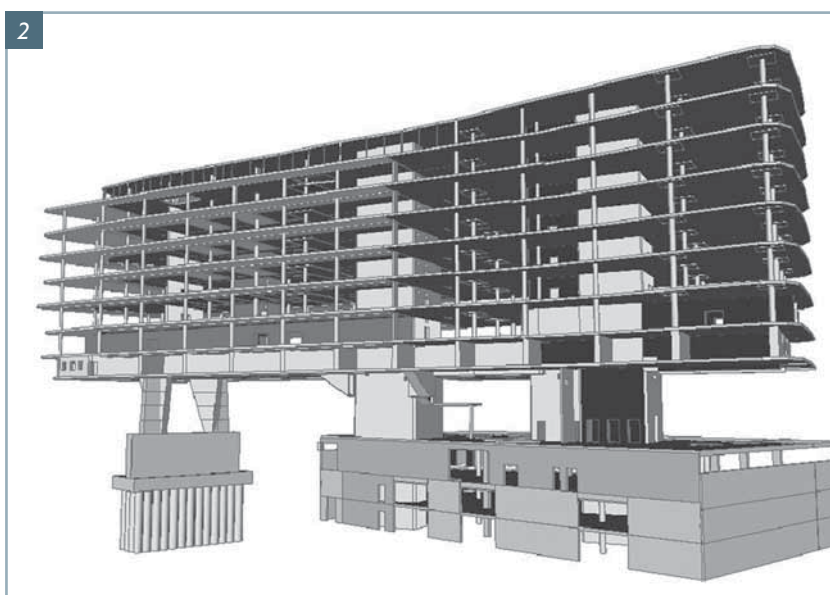
Podzemná časť komplexu pozostávajúca z troch podlaží s celkovými pôdorysnými rozmermi 264 x 53 m je spoločná pre všetky štyri bloky, pričom je rozdelená na tri dilatčné celky vrátane základovej dosky.

Objekty sú založené na pilótach priemeru 900 a 1 200 mm kotvených do skalného podlažia. Paženie stavebnej jamy

hlbokej 11,7 m pod úrovňou okolitého terénu tvorila pilótová stena z pilót priemeru 1200 mm, ktoré boli v hlave kotvené dočasnými kotvami. Keďže základová škára sa nachádza v hĺbke 4 až 5 m pod hladinou podzemnej vody – pri bežnom vodnom stave Dunaja – v priebehu výstavby bola hladina podzemnej vody znížená hĺbkovým odvodňovaním pomocou čerpacích studní. Ochranu vnútorných priestorov proti prenikaniu podzemnej vody zabezpečujú základová doska hrúbky 800 mm a obvodové suterénne steny hrúbky 300 mm navrhnuté a vyhotovené technológiou „bielej vane“.

Z dôvodu eliminácie porúch v dôsledku rozdielnych objemových zmien sú steny železobetónovej vane oddielované od pilótových stien a taktiež základová doska je separovaná od pilót.

Keďže objekt je založený na pilótach opretých o skalné podlažie, základová doska sa nepodieľa na prenose zaťaženia objektu do základovej pôdy. Nosnú funkciu plní iba z hľadiska prenosu zaťaženia od vztlaku podzemnej vody do stĺpov a stien nosnej konštrukcie. Hladina podzemnej vody priamo závislá od hladiny Dunaja môže dosahovať v extrémnom prípade výšku 9,6 m nad úrovňou zákla-



dovej škáry. Samotné objekty tvoria dostatočnú protiváhu voči takému hydrostatickému tlaku, avšak v átriových častiach bez nadzemných podlaží to neplatí. Tiaž troch podzemných podlaží a základovej dosky je menšia ako extrémna hodnota zaťaženia od vzlaku vody, preto v týchto oblastiach bolo nutné navrhnuť trvalé protivtlakové kotvy v podobe vysokopevnostných oceľových tyčí kotvených do skalného podlažia.

Podzemné podlažia majú stĺpovo-stenový nosný systém s bezprievlakovými stropnými doskami hrúbky 300 až 340 mm, ktorých horný povrch bol vyspádovaný počas betonáže pre zabezpečenie odvodňovania parkovacích plôch. Stropná doska pod átriami má z dôvodu veľkého zaťaženia od zeminy zelených plôch hrúbku 450 mm a je doplnená hlavicami.

NOSNÝ SYSTÉM BUDOVY

Budova River House má nepravidelný lichobežníkový tvar pôdorysu so zaoblenými hranami rozmerov 104 x 24 m, pričom tvorí jeden dilatačný celok (obr. 3). Pozostáva z deviatich nadzemných a troch podzemných podlaží.

Štvrté až deviate nadzemné podlažie má klasický stĺpovo-stenový nosný systém s bezprievlakovými stropnými doskami. Keďže však celá budova stojí na dvoch nábrežných pilieroch a dvoch stužujúcich jadrách, bolo potrebné navrhnuť prechodovú nosnú konštrukciu v úrovni druhého a tretieho nadzemného podlažia. Vzhľadom na veľké rozpätia a vyloženia konzol v kombinácii s extrémnym zaťažením od šiestich podlaží sa ako najrozumnejšie rieše-

nie javila predpätá železobetónová konštrukcia.

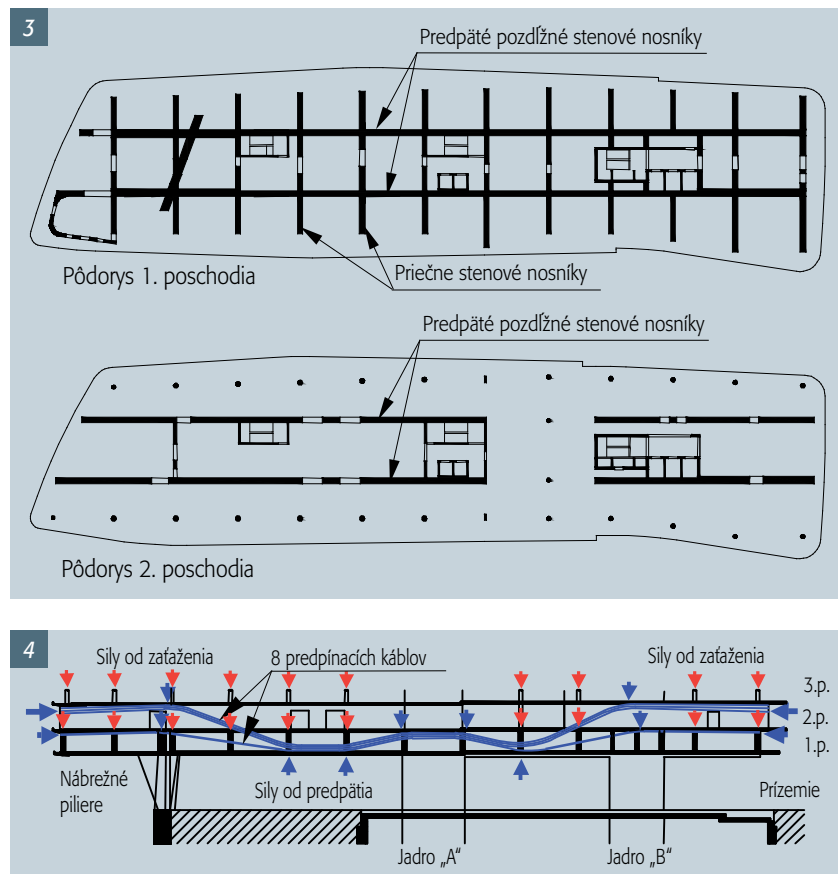
Bola navrhnutá sústava pozostávajúca z dvoch pozdĺžnych a dvanástich priečných stenových nosníkov, ktoré podopierajú stĺpy vyšších podlaží (obr. 3). Priečne (sekundárne) stenové nosníky s výškou na jedno podlažie a hrúbkou 600 až 750 mm pôsobia ako konzoly podopierané pozdĺžnymi (primárnymi) stenovými nosníkmi. Pozdĺžne stenové nosníky s výškou na dve podlažia a hrúbkou 750 až 1000 mm pôsobia ako dvojpolové nosníky na troch podperách s konzolami na oboch koncoch. Pritom svetlé rozpätie najväčšieho pola je 31,3 m a najväčšie vyloženie konzoly 15,9 m.

Obidva stenové nosníky sú predpäté ôsmimi 15-lanovými káblami bez súdržnosti s betónom. Káble pozostávajú z pätnástich lán priemeru Ø15,5 mm typu Monostrand a sú vedené v kanálikoch z PE rúr vnútorného priemeru Ø100 mm po celej dĺžke pozdĺžnych stenových nosníkov. Vzhľadom na veľkú tuhosť krajného jadra a nábrežných pilierov, priaznivá tlaková osová sila od predpätia sa prejavuje iba v konzolových častiach stenových nosníkov. V dvoch poliach medzi podperami pôsobí prevažne zdvižový účinok predpätia (obr. 4).

Vďaka aplikácii predpätia sa dosiahla okrem redukcie hrúbky pozdĺžnych stenových nosníkov aj výrazná úspora v spotrebe betonárskej výstuže. Nemenej dôležitý je však aj priaznivý účinok predpätia na šírku trhlin v najviac namáhaných oblastiach a na celkovú tuhosť prechodovej konštrukcie. Pre konštrukciu bola navrhnutá trieda betónu C30/37 okrem oblasti okolo jadra „B“, kde bol navrhnutý betón C35/45.

Stropnú konštrukciu typických podlaží tvoria bezprievlakové stropné dosky s členitým výškovým a pôdorysným usporiadaním. Pôdorysné rozmery dosiek sú približne 104 x 24 m, pričom tvoria jeden dilatačný celok. Najväčšie pole dosky má rozmery 8,8 x 7,35 m. Maximálne vyloženie konzolovej časti dosky dosahuje 3,45 m.

Pri daných rozmeroch dilatačného celku bolo potrebné eliminovať nepriaznivý vplyv objemových zmien betónu od zmrašťovania a teploty, čo sa dosiahlo zohľadnením týchto účinkov pri návrhu výstuže a aplikáciou tzv. zmrašťovacích pruhov. Jednalo sa o pásy šírky 1 až 1,5 m prechádzajúce



Obr. 1 Pohľad na rozostavanú budovu (október, 2009)

Fig. 1 View of the building under construction (October, 2009)

Obr. 2 Výpočtový model konštrukcie

Fig. 2 Analysis model of structure

Obr. 3 Schematické pôdorysy prechodových podlaží (1. a 2. poschodie)

Fig. 3 Plans of transfer structure (1st and 2nd floors)

Obr. 4 Pohľad na geometriu predpínacích káblov pozdĺžneho stenového nosníka

Fig. 4 View of pre-stressing tendons in longitudinal deep beam



Obr. 5 Pohľad na rozostavanú konštrukciu 1. poschodia (február 2008)

Fig. 5 View of the 1st floor under construction (February 2008)



Obr. 6 Montáž podpernej konštrukcie pre konzolu nad riekou

Fig. 6 Mounting of the shoring structure for cantilever above river

priečne cez celý prierez stropnej dosky, v mieste stykovania prútov výstuže, ktoré sa vynechávali počas betonáže príslušných častí. Stropné dosky boli rozdelené na tri úseky dvomi zmršťovacími pruhmi šírky 1 až 1,5 m, vytvorenými medzi stužujúcimi jadrami. Zmršťovacie pruhy sa zabetónovali po stanovenom čase od betonáže príslušných úsekov, čím sa eliminovala časť pnutia, ktoré vnášajú objemové zmeny do tuhej konštrukcie.

Pri určovaní optimálnej hrúbky stropných dosiek rozhodovali viaceré protichodné kritériá. Z hľadiska zaťaženia prechodovej konštrukcie bola potrebná čo najväčšia redukcia hrúbky stropov, na opačnej strane konštrukcia fasády a ťažké akustické priečky kládli prísne požiadavky na tuhosť stropných dosiek. Aj z týchto dôvodov je hrúbka dosky premenlivá od 250 až po 400 mm. Konzolová časť dosky v bytoch má premennú hrúbku od 120 mm na okraji po 300 mm pri stĺpoch.

VÝSTAVBA PRECHODOVÝCH PODLAŽÍ

Návrh postupu výstavby nosnej konštrukcie prechodových podlaží prebiehal v úzkej spolupráci s dodávateľom.

Problematickou časťou konštrukcie bola hlavne realizácia konzolovej časti prečnievajúcej nad hladinu Dunaja. Bolo potrebné navrhnuť dostatočne tuhú a stabilnú konštrukciu, ktorá mala slúžiť ako dočasná podpera pre konzolovú časť v počiatočných fázach výstavby, keď ešte samotná nosná konštrukcia nebola schopná preniesť vlastnú tiaž. Na tento účel bola v spolupráci s firmou Skruže Weise SK, k. s., navrhnutá oceľová konštrukcia pozostávajúca zo šikmých vzpier kotvených do vodorovného nosníka opretého o nábrežné piliere a stojok, ktoré spoločne podopierali sústavu oceľových nosníkov (obr. 6). Zvyšné časti konštrukcie prechodových podlaží boli podopreté systémovými podpornými vežami.

Predpínanie káblov bolo realizované v dvoch etapách, aby nedošlo k preťaženiu konštrukcie predpätím v čase,

keď ešte nepôsobí zaťaženie od horných podlaží.

Prvá etapa predpínania sa realizovala po kompletnom vybudovaní prechodových podlaží, čiže po betonáži stropnej dosky nad 2. poschodím a zabetónovaní zmršťovacích pruhov. Napínali sa štyri káble v oboch pozdĺžnych stenových nosníkoch. Následne sa odstránila podperná konštrukcia a debnenie prechodových podlaží.

V druhej etape predpínania, ktorá nasledovala po vybudovaní 4. poschodia, boli napnuté zvyšné štyri káble oboch stenových nosníkov. V priebehu napínania káblov ako aj po ukončení hrubej stavby bola kontrolovaná predpínacia sila v kritických úsekoch kábla pomocou zabudovaných elektromagnetických snímačov.

MONITOROVANIE DEFORMÁCIÍ NOSNEJ KONŠTRUKCIE

Sklená fasáda budovy, najmä v administratívnej časti budovy, pozostáva z veľkých sklenených tabúl s veľmi tenkými škárami med-

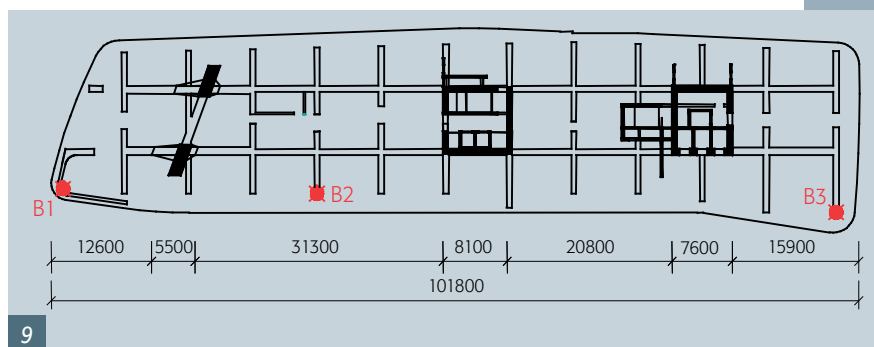


Obr. 7 Kotvy predpínacích káblov
Fig. 7 Anchors of tendons



Obr. 8 Vystuženie pozdĺžneho stenového nosníka
v oblasti konzoly
Fig. 8 Reinforcement of longitudinal deep beam
in the area of cantilever

Obr. 9 Poloha vybraných monitorovacích bodov
na doske nad prízemím (tab. 1)
Fig. 9 Location of checking points on the slab above
ground floor (tab. 1)



zi nimi, čo spôsobuje jej mimoriadnu citlivosť na deformácie nosnej konštrukcie. Tuhé a ťažké akustické medzibytové priečky sú taktiež veľmi citlivé na pretvorenia konštrukcie. Z uvedených dôvodov sa pristúpilo k dlhodobému sledovaniu a kontrole priehybu prechodových podlaží ako aj jednotlivých stropných dosiek v najexponovanejších častiach konštrukcie. Monitorovanie prebieha podľa vopred stanoveného harmonogramu. Na stropných doskách sa okrem priehybu sledujú aj pretvorenia v pozdĺžnom smere, čiže dĺžkové zmeny od objemových zmien betónu. V prípade prechodových podlaží zahrňuje deväť meraní vrátane jednotlivých fáz predpínania, začiatku a konca montáže fasády až po posledné meranie po vyhotovení priečok a podláh (zatiaľ nebolo realizované).

V rámci statickej analýzy objektu boli prevedené dva nezávislé výpočty pretvorení prechodových podlaží.

Zjednodušený výpočet v programe IDA Nexis 3.60 bol prevedený na lineárne-

pružnom priestorovom modeli s uvažovaním vplyvu rozdielnych hodnôt veku betónu pri nanosení zaťaženia na dotvarovanie, ktoré sa zohľadnilo redukovanými hodnotami modulov pružnosti betónu jednotlivých stien. Hodnoty pretvorenia boli stanovené v štádiu ukončenia hrubej stavby, pred začatím montáže fasády, pred začatím murovania priečok a na konci životnosti objektu (výsledné hodnoty).

Podrobný nelineárny výpočet pretvorení bol prevedený v programe SAP2000 Ing. D. Bukovom (OK TEAM, Bratislava) v rámci nezávislého kontrolného výpočtu a posúdenia celej konštrukcie, a bol zameraný na určenie výsledných hodnôt deformácií konštrukcie.

Výsledky pretvorení v oboch výpočtoch vykazovali dostatočnú zhodu hlavne v kritických oblastiach. Priebežné výsledky monitorovania deformácií sú uvedené v tab. 1 spolu s vypočítanými hodnotami výsledných deformácií, polohy monitorovacích bodov sú znázornené na obr. 9. Jednotlivé merania

boli realizované v nasledovných štádiách:

- PA2 – po I. etape predpínania a oddebení prechodových podlaží,
- PA3 – po betonáži dosky nad 4. poschodím, pred II. etapou predpínania,
- PA4 – po II. etape predpínania,
- PA6 – po betonáži dosky nad 8. poschodím,
- PA7 – pred montážou dolnej polovice fasády,
- PA8 – pred montážou hornej polovice fasády.

Pri porovnaní priebežne nameraných hodnôt s vypočítanými hodnotami výsledných priehybov možno konštatovať, že v strede pola (B2) a na konci konzoly zo strany ulice (B3) namerané hodnoty dosahujú zatiaľ približne polovicu predpokladaného priehybu. Na konci konzoly nad Dunajom (B1) došlo iba k nepatrnému nárastu priehybu.

Pokračovanie na strane 42

- rychlá montáž na spoje s vysokopevnostními šrouby
- zaručená požární odolnost konstrukce 60 min.

ZÁVĚR

Vysokohodnotné betony (HPC) zahrnují škálu betonů se speciálními uživatelskými vlastnostmi, často navrženými „na míru“ přímo pro konkrétní aplikaci.

Samozhutnitelný vysokopevnostní beton patří druhově k vysokohodnotnému betonu. Jeho schopnost tečení bez působení vnějších dynamických sil a velká odolnost proti rozměšování a segregaci hrubých složek v čerstvém betonu mu umožňuje vyplnit bednění i přes hustou výztuž, aniž by bylo zapotřebí vibrace k hutnění. Díky speciálnímu složení dochází k rychlému nárůstu pevnosti při vysoké kvalitě povrchu. Tyto výhodné vlastnosti výrazně snižují pracnost na staveništi, zrychlují betonáž při omezení mnohdy nevhodně působícího lidského faktoru, při současném zlepšení pracovních podmínek, neboť odpadá hluk vibrace [3].

Používání samozhutnitelného betonu o pevnosti 100 MPa u nás zatím není příliš obvyklé. Ve světě (Japonsko, Kanada, Skandinávské země, USA, Francie...) je to už skoro běžné a dosahují vynikajících výsledků ve formě ladných a štíhlých staveb, které vlastně „šetří přírodu“. Výzkumné práce týmu pracovníků Ústavu technologie stavebních hmot a dílců FAST VUT v Brně a firmy OKM Ostrava jsou zaměřeny na vývoj a následné

praktické použití HPC v ocelobetonových konstrukcích. Výsledná řešení jsou příspěvkem k efektivnímu využití potenciálu konečného kompozitního spojení HPC a ocelových konstrukcí.

Příspěvek vznikl s podporou projektů MPO e.v. FR-TI1/387 a VV CEZ MSMT 0021630511, DT 2.

Ing. Josef Lukáš, Ph.D.

OKM

Havlíčkovo nábřeží 38, 702 00 Ostrava – 1

tel./fax: 596 127 003, mob.: 777 000 784

e-mail: joseflukas@ocelobeton.eu, www.ocelobeton.eu

Doc. Ing. Rudolf Hela, CSc.

tel.: 541 147 508, e-mail: hela.r@fce.vutbr.cz

Ing. Lenka Bodnárová, Ph.D.

tel.: 541 147 509, e-mail: bodnarova.l@fce.vutbr.cz

oba: Ústav technologie stavebních hmot a dílců

Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno

fax: 541 147 502

Dokončení ze strany 37

Na základe doteraz nameraných hodnôt možno predpokladať, že odhad výsledných hodnôt deformácií bol správny. Rozhodujúce však budú namerané hodnoty posledného merania PA9, ktoré prebehne po ukončení murovacích prác a uložení podláh. Geodetické merania zvislých posunov sú realizované s presnosťou ± 1 mm.

ZÁVĚR

Nosná konštrukcia budovy River House v maximálnej možnej miere vychádza v ústrety ambicióznemu zámeru architekta vytvoriť veľkolepé premostenie ponad promenádu komplexu a umiestniť byty priamo ponad hladinu rieky. Podarilo sa to aplikáciou technológie dodatočného prepínania nesúdržnými lanami, ktorá sa v súčasnosti na Slovensku bežne využíva iba pri mostných konštrukciách. Pri výstavbe budov, výnim-

kou montovaných halových systémov, je technológia predpínania neprávom obchádzaná a odmietaná. Aj to predurčuje budovu River House stať sa nielen neprehliadnuteľnou dominantou bratislavského nábrežia Dunaja, ale aj výnimčným dielom občianskej výstavby v celoslovenskom meradle.

Tab. 1 Namerané hodnoty priebehov vo vybraných monitorovacích bodoch v jednotlivých štádiách v porovnaní s vypočítanými hodnotami výsledných priebehov

Tab. 1 Measured deformations in selected checking points in several construction stages compared with estimated values of deformations

Meranie	Dátum	Priebyhy vo vybraných monitorovacích bodoch [mm]					
		B1		B2		B3	
		abs	rel	abs	rel	abs	rel
PA2	30. 7. 2008	n	n	4,4	3,7	7,9	6,5
PA3	22. 8. 2008	1,9	- 0,6	7,9	5,1	12,5	8,9
PA4	27. 8. 2008	0,1	- 1,3	7,8	5,8	11,1	8,7
PA6	30. 10. 2008	6,7	0,1	16,4	9	26	16,4
PA7	2. 2. 2009	5,4	- 0,2	18	11,5	28,2	18,5
PA8	31. 3. 2009	9,1	0,4	22,2	13,3	32,6	19,8
Výsledný priebeh podľa výpočtov		19,2	9,8	23,6	19	49,2	40,3

Hodnoty s označením „abs“ predstavujú absolútnu hodnotu zvislého posunu bodu, a hodnoty označené „rel“ predstavujú relatívne hodnoty zvislého posunu po odčítaní poklesu podpier, tj. „skutočný“ priebeh konštrukcie.

Lokalita	Nábřeží armádného generála Ludvíka Svobody, Bratislava
Investor	Bratislavské nábrežie, s. r. o.
Autor celkového konceptu	Erick van Egeraat
Generálny projektant	Bouda Masár architekti, s. r. o.
Projektant statiky	Prodis plus, s. r. o.
Projektant základania	SPAI, s. r. o.
Hlavný zhotoviteľ	Metrostav SK a. s.
Investičné náklady celého komplexu budov	232 mil. EUR

Ing. Daniel Kóňa

Prodis plus, s. r. o.

Račianska 71, 831 02 Bratislava

Slovenská republika

tel: +421 244 645 821

fax: +421 244 645 823

e-mail: kona@prodis.sk