



# TECHNICKÁ ZPRÁVA

## (F.1.2 Stavebně konstrukční část)

pro akci : **Výstavba a modernizace Fakulty informatiky  
a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity**

stupeň : dokumentace pro stavební řízení

zak.č. : S-734-09

## **A. Obecné údaje**

Objednatel : **Pelčák a partner, s.r.o.**

Náměstí 28.října 17, 602 00 Brno

tel. 545 215 138

Zpracovatel : **JAPE-projekt, spol. s r.o.**

tř. Gen. Píky 9, 613 00 Brno

kancelář: tř. Gen. Píky 3, 613 00 Brno

IČO 607 14 751

tel. 548 220 260, fax 548 220 261

Investor : **Masarykova univerzita**

Žerotínova nám. 8, 601 77 Brno

Místo stavby : **Brno, Botanická 68a**

**areál Fakulty informatiky MU**

k.ú. Ponava, parc.č. 228/1, 228/5

statutární město Brno, městská část Brno–Královo Pole

VÚSC Jihomoravský kraj (dřívější kraj Jihomoravský), okr. Brno–město

soubor staveb: BNA01

objekty : SO 7010 – změna stavby - budova A1

SO 7020 – přístavba - budova A2

SO 7030 – stavební úpravy - budova B

SO 7040 – stavební úpravy - budova C

SO 7050 – změna stavby - budova D

SO 7060 – zastřešení dvora P1, atrium

SO 7070 – zastřešení parkoviště P2

druh stavby : rekonstrukce s dostavbou na místě asanovaných budov a přístavbou

Architektonický návrh : Ing.arch. Pelčák

vedoucí projektu : Ing.arch. Musilová

hlavní inženýr projektu : Ing. Uhrín

stupeň dokumentace : dokumentace pro stavební řízení

zak.č. objednatele : 054

## **B. Přehled použitých podkladů**

- [1] Zpráva o výsledku sondovacích prací na staveništi rezortních výzkumných ústavů Ministerstva stavebnictví a n.p. Geodézie v Brně, Hrnčířské ulici  
Ing. Svoboda  
zak.č. 6621  
GEOtest Brno, červen 1974
  
- [2] Brno-Hrnčířská – projekt SFINX – Inženýrskogeologický průzkum  
Mgr. Stehlíková, RNDr. Tuscher  
zak.č. 11/95  
GEOGAS Brno, prosinec 1995
  
- [3] Brno – Botanická, Závěrečná zpráva inženýrskogeologického a radonového průzkumu pro přístavbu objektu fakulty informatiky MU na ulici Botanická v Brně  
Ing. Polák  
zak.č. 10 7037  
GEOtest Brno, březen 2010
  
- [4] Brno – Botanická, Zpráva z korozního průzkumu  
Ing. Duras  
zak.č. 10 7037  
GEOtest Ostrava, březen 2010
  
- [5] Brno – Botanická, Posouzení vsakování  
RNDr. Slavík, Mgr. Sedláček, RNDr. Novotná  
zak.č. 10 7038  
GEOtest Brno, březen 2010
  
- [6] Výstavba a modernizace Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity dokumentace pro stavební povolení – část F.1.1: Architektonické a stavební řešení  
Ing.arch. Pelčák, Ing.arch. Musilová, Ing. Uhrin  
zak.č. 054  
Pelčák a partner Brno, duben 2010
  
- [7] Výstavba a modernizace Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity – SO 9010 Demolice budovy A  
dokumentace pro stavební povolení – část F.2.g: Ostatní inženýrské objekty  
Ing. Perla  
zak.č. S-734-09  
JAPE–projekt Brno, květen 2010

- [8] Výstavba a modernizace Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity –  
SO 9020 Demolice budovy D  
dokumentace pro stavební povolení – část F.2.g: Ostatní inženýrské objekty  
Ing. Perla  
zak.č. S-734-09  
JAPE–projekt Brno, květen 2010
- [9] Výstavba a modernizace Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity –  
SO 9030 Demolice ostatní  
dokumentace pro stavební povolení – část F.2.g: Ostatní inženýrské objekty  
Ing. Perla  
zak.č. S-734-09  
JAPE–projekt Brno, květen 2010
- [10] Výstavba a modernizace Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity –  
SO 1030 Zajištění stavební jámy  
dokumentace pro stavební povolení – část F.2.a: Příprava území  
Ing. Perla, Ing. Pulec  
zak.č. S-734-09  
JAPE–projekt Brno, květen 2010

### **C. Obsah dokumentace**

Dokumentace je zpracována na základě odsouhlasené nabídky ze dne 19.12. 2009 a návrhu smlouvy o dílo ze dne 25.3. 2010 a řešili jsme v ní konstrukční část projektu rekonstrukce a dostavby areálu Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity v Brně, na ulici Botanická. Předkládaná dokumentace je zpracována formou projektu pro stavební řízení, tj. v podrobnostech nezbytných pro vydání stavebního povolení dostavby a rekonstrukce budov ve výše uvedeném areálu. Zároveň tento stupeň projektové dokumentace může sloužit i pro předběžné stanovení očekávané výše nákladů navrhované novostavby, nikoli však jako součást zadávací dokumentace.

Tato část projektové dokumentace obsahuje konstrukční návrh hrubé stavby a založení nových objektů přístavby ke dvojici ponechaných budov při severním a jižním okraji areálu a rekonstrukce obou těchto ponechaných budov. Předkládaná dokumentace se skládá z této technické zprávy, statického výpočtu a výkresové části nosných konstrukcí včetně založení objektu. Další díly statické dokumentace se skládají z dokumentace demolice celých budov (viz [7] a [8]), nebo pouze jejich částí (viz [9]) a rovněž i dokumentace zajištění stavební jámy (viz [10]).

Posouzení spolehlivosti a bezpečnosti (mezní stavy únosnosti a stability) navržených nosných konstrukcí bylo zpracováno podle nově zavedeného, a postupně doplňovaného systému technických norem ČSN EN

(společných norem CEN), směrnic a předpisů, jejichž přehled je obsažen na konci této zprávy. Obdobně bylo postupováno i v případě prověření použitelnosti (mezních stavů šířky trhlín zejména základových konstrukcí, průhybů betonových stropních desek a mezních stavů sedání).

#### **D. Celkový popis objektů (budov)**

Podle záměru investora se jedná o dostavbu s rekonstrukcí stávajících budov Fakulty informatiky Masarykovy univerzity v Brně na ulici Botanická (resp. na rohu ulic Botanická × Hrnčířská). Ze stávajících čtyř budov jsou dvě navrženy k demolici a zbývající dvě (severní a jižní) jsou určeny k celkové rekonstrukci. Dostavbou bude dotčen stávající dvůr, který bude podsklepen a zastřešen jako vysoké vnitřní atrium a na jeho východním konce (v místě asanované budovy "D" s přednáškovými sály) je navrženo nové šestipodlažní křídlo. Další dostavba je situována od západních štítů obou ponechaných budov směrem k ulici Botanická, kde je v šířce cca 44,25 m navržena jednopodlažní podzemní část s parkovacími stání osobních automobilů, ze kterých vyrůstají dvě budovy – budova "A1" uzavírající západní část dvora s pěti nadzemními podlažními a budova "A2" jako pokračování stávající jižní budovy "C" západním směrem (podél ulice Hrnčířská).

Stávající budovy komplexu Fakulty informatiky byly postaveny ve druhé polovině 70.let minulého století jako sdružené provozní budovy několika resortních výzkumných ústavů v gesci tehdejšího českého ministerstva stavebnictví. Západní křídlo (budova "A") bylo vstupním objektem s plnými dvěma podlažními a dalšími dvěma podlažními pouze ve střední části (přímo nad vstupem) a v půdorysu mělo prakticky tvar obdélníka o půdorysných rozměrech cca 70,2 × 14,35 m s předsazeným vstupem o šířce cca 9,5 m na hloubku asi 6,5 m. Ze severní a jižní strany byly přisazeny budovy "B" (severní křídlo) a "C" (jižní křídlo), které jsou šestipodlažní, přičemž spodní podlaží je částečně zapuštěné a na jižním štítu vychází podlaha prakticky na terén. Půdorysně mají obě křídla tvar obdélníka o půdorysných rozměrech cca 13,3 × 62,0 m a byly v nich situována kanceláře. Východní křídlo (budova "D") byla jednopodlažním objektem skládajícím se z výrobní haly o půdorysné ploše 24,9 × 13,1 m a vybavené mostovým jeřábem a zkušebnou, z přístavku o půdorysných rozměrech 24,5 × 8,9 m se čtyřmi poli skeletu a z přístavku spojovacího krčku k budově "B" a z otevřeného zastřešení vjezdu. Po předání budov Fakultě informatiky MU (v r. 1996) byla provedena úprava vnitřních dispozic, která byla dokončena r. 1999 a spočívala mimo jiné i ve vestavbě stupňovitého přednáškového sálu do původní výrobní haly. V letech 2003-4 byla provedena další etapa úpravy provozu, kdy byly ve východním křídle provedeny nástavby dalšího přednáškového sálu západně od původní výrobní haly a počítačového sálu nad jednopodlažní částí spojovacího krčku k budově "B".

Navržené řešení modernizace budov Fakulty informatiky a Ústavu výpočetní techniky Masarykovy univerzity spočívá v asanaci (zbourání) dvou stávajících budov (západního vstupního křídla "A" a východního křídla "D" s posluchárnami), v rekonstrukci s modernizací zbývajících dvojice stávajících budov (severní budovy "B" a jižní budovy "C"), v rozsáhlé dostavbě nových budov západním směrem (dvou dilatačních celků budov "A1" a "A2" s celoplošnou parkovací podnoží "P1"), v dostavbě místo asanovaného východního křídla (jednoho dilatačního celku "D" spojeném s parkovací podnoží pode dvorem) a v dostavbě v prostoru stávajícího vnitřní-

ho dvora (jednopodlažního celku "P2" s parkovací funkcí – ten zabíhá až pod nové východní křídlo – a zastřešení původního dvora na úrovni cca +22,0 pro vytvoření funkce vnitřního átria).

**Stávající**, místy čtyřpodlažní vstupní **budova "A"** bude kompletně zbourána, což je dokladováno v samostatné části projektu (viz [7]). Stávající piloty, které nebudou použity pro vynášení nově navržených budov (viz výkresová část této části projektu), budou odbourány do hloubky 1,35 m pod spodní úroveň nově navržené základové desky a piloty ponechané ke spolupůsobení při vynášení nové budovy budou zavázány do nových základových konstrukcí (s příslušným nadbetonováním). Zbývající části objektu, včetně základových konstrukcí původního roštu, budou asanovány.

Soubor stávajících budov východního křídla (pro účely tohoto projektu jsou sloučeny pod souhrnný název budovy východního křídla, zkráceně **budova "D"**) s ocelovými nástavbami a vestavbou přednáškových sálů budou kompletně asanovány, což je dokladováno v samostatné části projektu (viz [8]). Stávající piloty, které nebudou použity pro vynášení nově navržených budov (viz výkresová část této části projektu), budou odbourány do hloubky 1,35 m pod spodní úroveň nově navržené základové desky a piloty ponechané ke spolupůsobení při vynášení nové budovy budou zavázány do nových základových konstrukcí (s příslušným nadbetonováním). Zbývající části objektu, včetně základových konstrukcí původního roštu, resp. pouhých základových pásů (bez dalšího pilotového podepření) u původní jednopodlažní přístavby stavby k výrobní hale směrem k severnímu křídlu, budou asanovány.

**Stávající budova "B"** je šestipodlažním severním křídlem a z konstrukčního hlediska je deskovým skeletem systému „zvedaných stropů“ s vnitřními ocelovými rámečky okolo ocelových sloupů z válcovaných trubek (bez plochých předpínaných hlavic). Z hlediska konstrukčního uspořádání je příčným dvoutraktem o rozpětí 6,0 m při severním průčelí a 4,2 m při jižním průčelí s konzolami k průčelím 1,8 m (k severnímu), resp. 1,4 m. V podélném směru má deska osm traktů po 7,2 m s konzolami od 1,4 do 2,05 m ke štítům. Vodorovná tuhost objektu je tvořena dvěma schodišťovými buňkami z prostorových železobetonových prefabrikátů (stropní desky po vytažení do příslušné výšky jsou k nim zmonolitněny) a vyzdívanými stěnami výtahových šachet. Konstrukční výšky jsou 4,0 m v nejnižším podlaží (původně přízemí), 3,6 m v patře i posledních třech podlažích a 3,35 m ve 2.patře. Ocelové sloupy byly po zakotvení stropních desek ve vytažené poloze z požárních důvodů obetonovány.

Založení objektu bylo provedeno na základovém roštu z monolitického betonu armovalého vázanou žebírkovou betonářskou výztuží a podepřenou vrtanými pilotami průměru 1,25 m, resp. 1,5 m.

Obvodový plášť je vynášený jednotlivými stropními deskami a je tvořen kombinací parapetních keramických sendvičových panelů s vyzdívanými částmi z cihel. Vnitřní výplňové a dělicí příčky jsou vyzdívané a vynášené stropními deskami. Podlahy jsou plovoucí s monolitickými nosnými podložkami.

Zásahy se omezují na úpravu vnitřních dispozic bez bourání stávajícího obvodového pláště budovy s výjimkou západního štítu a navázání za roh jižního průčelí pro napojení přístavby budovy "A1" a části jižního průčelí při východním štítu pro napojení přístavby budovy "D". Radikálněji bude sáhnuto do části nejnižší stropní desky v jihozápadním rohu, kde bude část desky odbourána a nově provedena v nižší poloze.

**Stávající budova "C"** je šestipodlažním jižním křídlem a z konstrukčního hlediska je deskovým skeletem systému „zvedaných stropů“ s vnitřními ocelovými rámečky okolo ocelových sloupů z válcovaných trubek (bez plochých předpínaných hlavíc). Z hlediska konstrukčního uspořádání je příčným dvoutraktem o rozpětí 4,2 m při severním průčelí a 6,0 m při jižním průčelí s konzolami k průčelím 1,4 m (k severnímu), resp. 1,8 m. V podélném směru má deska osm traktů po 7,2 m s konzolami od 1,4 do 2,05 m ke štítům. Vodorovná tuhost objektu je tvořena stěnami jednoho schodišťového jádra z prostorových železobetonových prefabrikátů (stropní desky po vytažení do příslušné výšky jsou k nim zmonolitněny) a vyzdívanými stěnami výtahových šachet. Konstrukční výšky jsou 4,0 m v nejnižším podlaží (původně přízemí), 3,6 m v patře i posledních třech podlažích a 3,35 m ve 2.patře. Ocelové sloupy byly po zakotvení stropních desek v definitivní (vytažené) poloze z požárních důvodů obetonovány.

Založení objektu bylo provedeno na základovém roštu z monolitického betonu armovaného vázanou žebírkovou betonářskou výztuží a podepřenou vrtanými pilotami průměru 1,25 m, resp. 1,5 m.

Obvodový plášť je vynášený jednotlivými stropními deskami a je tvořen kombinací parapetních keramických sendvičových panelů s vyzdívanými částmi z cihel. Vnitřní výplňové a dělicí příčky jsou vyzdívané a vynášené stropními deskami. Podlahy jsou plovoucí s monolitickými nosnými podločkami.

Zásahy se omezují na úpravu vnitřních dispozic bez bourání stávajícího obvodového pláště budovy s výjimkou západního štítu a navázání za roh severního průčelí pro napojení přístavby budovy "A2" i "A1" a části severního průčelí při východním štítu pro napojení přístavby budovy "D". Radikálněji bude konstrukce upravena v části nejnižší stropní desky severozápadního rohu, kde bude část desky odbourána a nově provedena v nižší poloze.

Konstrukčně je podzemní část objektu deskovým skeletem s betonovými obvodovými zdmi, které jsou v kontaktu se zemínou namáhány ohybem od zemního tlaku v klidu. Nadzákladová konstrukce je v západní části rozdělena do tří dilatačních celků, které korespondují jednak s pouze zasypanou částí, ale také s dilatacemi nadzemních částí budov západního křídla – šestipodlažní budovou "A1" a osmipodlažní budovou "A2", přičemž základová deska této části není dilatována. Východní část dostavby je v základové i nadzákladové části jediným dilatačním celkem.

Podzemní část "P1" i část "P2" jsou z konstrukčního hlediska monolitickým železobetonovým deskovým skeletem s modulovou osnovou převážně 8,385 × 8,1 m. Nadzemní části jsou potom kombinací obvodových (plášťových) nosných stěn z monolitického železobetonu s vnitřními sloupy, které společně vynášejí monolitické stropní desky. Částečnou výjimkou s odlišnou vnitřní nosnou konstrukcí jsou poslední podlaží nad přednáškovými sálami v budově "D", kde jsou navrženy i vnitřní stěny jako dvoupodlažní stěnový nosník nad velkým rozpětím příčných nosných zdí okolo předmětných sálů jako podpor pro konstrukce vyšších podlaží. Vlastní stropní desky v sálech jsou navrženy jako předpínané s vnitřními lany se soudržností a doplněné zabudovanou betonářskou výztuží (stropy jsou navrženy jako částečně předepnuté s omezenou šířkou trhlin).

Schodiště jsou navržena jako desková z monolitického betonu s vázanou žebírkovou betonářskou výztuží s dodatečně provedenými povrchovými úpravami (obklad). Podlahy jsou uvažovány jako zdvojené dutinové s monolitickou nosnou podločkou pod nášlapnou vrstvou. Vnitřní příčky jsou navrženy jako přemístitelné

s roštovou konstrukcí – nejlépe ze sádkartonových desek. Zastřešení vyšších částí objektu je navrženo plochou střechou a podzemních částí jako zelená pochůzná a částečně i pojižděná střecha.

Zastřešení vnitřního átria je navrženo sedlovými vazníky s mírným spádem s plnými průřezy z lepeného dřeva, které jsou vynášeny vysokými sloupy – spolu tak tvoří příčné rámy s modulovou vzdáleností 8,1 m. Sekundární nosnou konstrukcí zastřešení jsou dřevěné vazničky v rastru 2,78m, které jsou kloubově připojeny k bočním plochám vazníků. Pro zvýšení vodorovné tuhosti jsou vazníky přichyceny k okolním betonovým konstrukcím, ale při respektování dilatačních pohybů.

Založení objektů dostavby je navrženo na základové desce v kombinaci s novými vrtanými pilotami (částečně jsou použity i stávající piloty). Železobetonová vana suterénu je navržena jako neizolovaná konstrukce (bílá vana) z vodonepropustného betonu s těsněnými spárami proti zvýšené zemní vlhkosti.

### **E. Zhodnocení základových poměrů**

Lokalita navrhované stavby se nachází v intravilánu města Brna, severně od jeho centra města v místní části Ponava, na mírném svahu s VSV-expozicí. Před budováním současných budov Fakulty informatiky MU byla v tomto prostoru továrna Sfinx, která byla zbourána, přičemž základy a části nadzákladového zdiva byly pouze zahrnuty navážkou bez jejich hutnění a celý prostor byl následně urovnán. Tyto navážky byly in situ ukládány od konce 40.let minulého století. Koncem 70.let minulého století zde byla postavena novostavba souboru tří administrativních budov a jedné pomocné výrobní haly se zkušebnou jako sdružené rezortní výzkumné ústavy tehdejšího českého ministerstva stavebnictví, které dnes slouží, jak již bylo uvedeno, potřebám fakulty informatiky. V jižním sousedství těchto budov byla ve druhé polovině 90.let minulého století postavena bytová budova SFINX s komerční podnoží.

Z hlediska klasifikace podnebí se podle atlasu podnebí ČR z r. 1958 jedná o teplou oblast se suchou podoblastí (označení A2 s charakteristikou okrsku jako teplý, suchý s mírnou zimou, s kratším slunečním svitem a lednovou teplotou nad  $-3^{\circ}\text{C}$ ). Podle novější klasifikace atlasu podnebí Česka (viz [37]) jsou střední a jižní části města Brna zařazeny dle klasifikace Köppena do severské oblasti mírného pásma s převážně listnatými lesy (označení oblasti Cfb), kdy průměrná teplota nejteplejšího měsíce převyšuje  $10^{\circ}\text{C}$  a průměrná teplota nejchladnějšího měsíce leží nad  $-3^{\circ}\text{C}$ , přičemž průměrná teplota nejteplejšího měsíce je menší než  $22^{\circ}\text{C}$  a alespoň čtyři měsíce mají průměrnou teplotu vyšší než  $10^{\circ}\text{C}$ . Množství srážek v nejvlhčím letním měsíci je méně než desetkrát vyšší než toto množství v nejsušším zimním měsíci a zároveň je úhrn srážek v nejvlhčím zimním měsíci menší než trojnásobek úhrnu srážek v nejsušším letním období. V případě zařazení podle upravené Quittovy klasifikace je předmětná oblast zařazena do teplé klimatické oblasti (označení W2 s ročním počtem letních dní 50 až 60, počtem dní s mrazem 100 až 110, počtem ledových dní 30 až 40 a průměrnou lednovou teplotou mezi  $-2$  až  $-3^{\circ}\text{C}$ ). Z hlediska výskytu sněhové pokrývky se jedná o oblast s 40 až 50 dny výskytu této sněhové pokrývky, s maximálně 15 cm výšky sněhu a průměrným ročním počtem 10 až 20 dnů výskytu sněhové pokrývky přesahující 10 cm, resp. s výskytem pokrývky přes 20 cm do 5 dnů. Průměrný úhrn ročních srážek se zde pohybuje mezi 450 až 500 mm. Z hlediska větru převládají jihovýchodní



a severozápadní směry proudění (dohromady mírně přes 25%) s výskytem bezvětří ve výši 12% hodnocené doby, ale i ostatní směry proudění přesahují 7,5% výskytu.

Navrhované staveniště se nachází na rohu ulic Botanická a Hrnčířská, které je ohraničují ze západu, resp. jihu a z východní strany přiléhají ke slepému prodloužení ulice Bayerova. Ze severu je budoucí staveniště ohraničené zúženým prodloužením ulice Kabátníkova, které slouží pouze pro pěší provoz. Celé území bylo zastavěno v novověku, kdy bylo vyhledáváno zejména jako ložisko velmi kvalitní hlíny pro keramické a cihlářské účely (na ulici Bayerova byla např. jedna cihelna a severněji, při dnešním komplexu budov Šumavská byla další cihelna (další známá cihelna se nacházela na ulici Kounicova přibližně v místě dnešních budov magistrátu). Na místě dnešních budov fakulty, zejména v jejich východní části a sousedního bytového domu SFINX se nacházela továrna „Sfinx“ vyrábějící hrnce (v místě dnešních podzemních garáží jako samostatného bloku při východním okraji prodloužení ulice Bayerova, které slouží jako parkoviště pro komerční podnož bytové budov, byl při jejím budování nalezen zasypaný základ původního továrního komínu).

Základové poměry jsme hodnotili podle inženýrsko-geologického průzkumu provedeného pro potřeby této navrhované stavby (viz [3]). Z archivu investora byl ještě předán archivní IGP (viz [1]), který sloužil pro výstavbu současných budov fakulty (původně budov sdružených rezortních výzkumných ústavů českého ministerstva stavebnictví) a v archivu zpracovatele této části projektu byly použity výsledky IGP zpracovaného pro výstavbu sousední budovy SFINX (viz [2]).

Z geomorfologického hlediska náleží širší okolí předmětné lokality k podsoustavě Brněnské vrchoviny, celku Dražanské vrchoviny a podcelku Adamovské vrchoviny a východním směrem přechází v okrajové části Dyjsko-svrateckého úvalu. Z regionálně geologického členění náleží území k okrajové části Českého masívu, konkrétně k brněnskému masívu a jeho styku s okrajem Karpatské čelní hlubiny, kde deprese brněnské vyvěřeliny jsou jako výběžky překryty křídovými či neogenními sedimenty, přičemž severně navazují na deprese boskovické brázdy. Nejstaršími horninami v blízkém okolí staveniště jsou brněnské vyvěřeliny různými typy vyvěřelých hornin od bazických až po kyselá granodiority – skalní povrch ale nebyl vrty geologického průzkumu zastižena. Skalní masiv je pokryt neogenními sedimenty lanzendorfské série badenu – jsou jimi transgresní jíly s vložkami písků anebo jílovité písků s polohami drobnějších štěrků (transgrese = podstatné rozšíření moře nad pevninu). Tyto jíly mají šedou až slabě nazelenalou barvu a jejich konzistence je tuhá až pevná. Z hlediska klasifikace podle zrušené normy [12] je lze zařadit do tř. F8 (CV, příp, CH). Mocnost tohoto souvrství je na vlastním staveništi pravděpodobně poměrně velká (provedenými sondami ve [3] nebyla jejich báze zastižena ani 8,5 m pod povrchem a rovněž sondami archivního IGP [2] nebyla zastižena ani v hloubce 20 m pod povrchem terénu, kdy mocnost jílu byla pře 12 metrů). Povrch neogenních jílu je mírně ukloněn k východu a nachází se v hloubce od 6,4 m (sonda JV-13 při ulici Botanická v jižní části areálu) do 8,1 m (sonda JV-11 ve střední části při severním okraji areálu). Jejich povrch není rozmočen, jak o tom svědčí provedené laboratorní zkoušky odebraných vzorků z tzv. přechodové vrstvy. Toto souvrství neogenních jílu je pro infiltrovanou srážkovou vodu prakticky nepropustné.

Kvarterní pokryv je v jeho svrchní části tvořen souvrstvím sprašových, prachových až jílovito-prachových hlín, převážně tuhé konzistence, které náleží do tř. F6 (CI), resp. až tř. F8 (CH) v případě většího množství jí-

lovitých příměsí. Tyto hlíny byly zastiženy v celé ploše uvažovaného staveniště s ověřenou maximální mocností až 3,0 m ve vrtu JV-12 před stávajícím vstupním objektem, resp. pouze 0,8 m v sondách JV-13 a JV-14, které se nachází v jihozápadním rohu navrhovaného staveniště (nelze však vyloučit, že lokálně mohla být tato hlína pro již zmíněné keramické nebo cihlářské účely téměř zcela odtěžena). Tato vrstva je pro srážkovou vodu propustnější (provedenými vsakovacími zkouškami byl v [5] zjištěn koeficient filtrace  $n \times 10^{-6} \text{ m/s}$ ). Na dvou sondách odpovídajících západní části navrhovaného staveniště nebyla v podloží prachových hlín tř. F6 zjištěna jílovito-prachová hlína tř. F8, která se naopak nachází v sondách pod střední části, tj. pod současnými budovami s mocností 1,5 až 1,8 m. Na bázi kvartérního pokryvu se nachází poměrně tenká vrstva jílovito-písčitých štěrků tř. F4 (GM) říční terasy Ponávky – jejich mocnost kolísá od 0,3 do 0,6 m (ale v sondě JV-14 ve střední části jižního okraje zcela chybí) a pro založení nemají praktický vliv. Na kvartérní přirozený pokryv naléhají, jak již bylo uvedeno, vrstvy antropogenních navážek se stářím od 40 do 65 let, které ale mají rozličnou mocnost a obsahují i zbytky zdiva (i poměrně celistvého od asanovaných základových zdí budov původní továrny Sfinx) a podle [1] i lokální polohy městského odpadu, dřeva a např. slamníků. Navážka je převážně budována směsnými zeminami, jejichž základem je místní prachová hlína s úlomky cihel, stavební suti, zbytků betonu, štěrkopísku apod. – zemina tak má charakter písčité hlíny se štěrkem, ale její hrubozrnný obsah je silně proměnlivý (lokálně byly ve [3] zjištěny i polohy hlín s organickými příměsí. V provedených sondách byly zastiženy jednak polohy převážně středně ulehle (což by odpovídalo i stáří navážky), ale byla zastižena i poloha kyprá v sondě JV-14 v hloubce 3,5 až 4,0 m. Místně byly v navážce zastiženy i u báze navážek zastiženy polohy jemnozrnných materiálů černé barvy se zápachem. Jejich mocnost je 0,9 až 1,5 m a velmi pravděpodobně se jedná o zbytky slévárenských popílků, které jsou dle [12] zařazeny do tř. F1 (Y) a pro zakládání jsou naprosto nevhodné a pro životní prostředí škodlivé – při intenzivním smáčení vodou louhují nepolárně extrahované látky ropného původu (NEL) a polycyklické aromatické uhlovodíky (PAU) a dále mají vysoké obsahy nerozpustných solí (síranů a chloridů), což bylo ověřeno v [5]. Vsakovacími zkouškami (viz [5]) byl zjištěn průměrný koeficient filtrace těchto navážek ( $k_f$ ) v řádu  $10^{-4} \text{ m/s}$ .

Podle [3] lze základové půdy v podloží stavby rozdělit do čtyř geotypů s následujícími orientačními geotechnickými vlastnostmi:

◆ **GT 1.1 – navážka hlinitého písku až písčité hlíny s úlomky stavební suti tř. S4 (SM-Y), třída těžitelnosti 2:**

objemová tíha .....  $\gamma_n = 1850 \text{ kg/m}^3$   
úhel vnitřního tření .....  $\varphi_{ef} = 25^\circ$   
soudržnost (koheze) .....  $c_{ef} = 10 \text{ kPa}$   
modul přetvárnosti .....  $E_{def} = 8 \text{ MPa}$

◆ **GT 1.2 – navážka slévárenského popílku tř. F1 (MG-Y), třída těžitelnosti 2:**

objemová tíha .....  $\gamma_n = 700 \text{ kg/m}^3$   
úhel vnitřního tření .....  $\varphi_{ef} = 15^\circ$   
soudržnost (koheze) .....  $c_{ef} = 1 \text{ kPa}$   
modul přetvárnosti .....  $E_{def} = 2 \text{ MPa}$

◆ **GT 2.1 – sprašová hlína tuhé až pevné konzistence tř. F6 (CI),** třída těžitelnosti 2:

objemová tíha .....  $\gamma_n = 1950 \text{ kg/m}^3$

úhel vnitřního tření .....  $\varphi_{ef} = 27^\circ$

$\varphi_u = 0^\circ$

soudržnost (koheze) .....  $c_{ef} = 1 \text{ kPa}$

$c_u = 50 \text{ kPa}$

modul přetvárnosti .....  $E_{oed} = 4,5 \text{ MPa}$

◆ **GT 2.2 – jílovité až jílovito-prachové hlíny tuhé až pevné konzistence tř. F8 (CH),** třída těžitelnosti 3:

objemová tíha .....  $\gamma_n = 1950 \text{ kg/m}^3$

úhel vnitřního tření .....  $\varphi_{ef} = 20^\circ$

$\varphi_u = 0^\circ$

soudržnost (koheze) .....  $c_{ef} = 10 \text{ kPa}$

$c_u = 70 \text{ kPa}$

modul přetvárnosti .....  $E_{oed} = 10 \text{ MPa}$

◆ **GT 3 – říční terasa středně ulehých jílovito-písčitých štěrků tř. G4 (GM),** třída těžitelnosti 3:

objemová tíha .....  $\gamma_n = 1900 \text{ kg/m}^3$

úhel vnitřního tření .....  $\varphi_{ef} = 30^\circ$

soudržnost (koheze) .....  $c_{ef} = 4 \text{ kPa}$

modul přetvárnosti .....  $E_{oed} = 10 \text{ MPa}$

◆ **GT 4 – neogenní jíl, tuhý až pevný tř. F8 (CH, CV),** třída těžitelnosti 3:

objemová tíha .....  $\gamma_n = 1900 \text{ kg/m}^3$

úhel vnitřního tření .....  $\varphi_{ef} = 22^\circ$

$\varphi_u = 0^\circ$

soudržnost (koheze) .....  $c_{ef} = 20 \text{ kPa}$

$c_u = 130 \text{ kPa}$

modul přetvárnosti .....  $E_{oed} = 12,5 \text{ MPa}$

Všechny objekty, nové i staré, jsou založeny přibližně ve stejné výškové úrovni od 227,5 až 227,75 m n.m. BPV, tj. vždy ve vrstvě navážek, jejichž báze je ještě hlouběji – nejvýše je v JZ-rohu s úrovní 226,9 m n.m. s mocností navážky 3,9 m (kde je i spuštění základové desky pro simulátor se spodním lícem na úrovni 227,15 m n.m., takže navážky zde budou prakticky odtěženy) a nejnižší ve středu východního okraje při prodloužení ulice Bayerova s úrovní 223,75 m n.m. s mocností navážky 4,1 m.

Podzemní voda je vázána na propustnější polohy původně říční terasy Ponávky – pomocí této propustnější vrstvy jsou po povrchu vodovodných neogenních jílu infiltrované srážkové vody odváděny do údolí s říčkou Ponávkou. Jak již bylo uvedeno, nejsou tyto vody dotovány říčním tokem a jejich proudění je velmi, velmi pomalé a kopíruje směr úklonu podložího neogenního jílu. Výška vodního sloupce podzemní vody se pohybuje od 0,5 do 0,8 m s mírně napjatou hladinou, ale v místě depresí podložího neogenního jílu voda po navrtání dokázala vystoupat až do 2,6 m v sondě JV-14, resp. 2,8 m v sondě JV-11 (vždy zde byla přítomna

i vrstva jílovitějších hlín, které jsou obtížně propustné). Podle provedených rozborů odebraných vzorků podzemní vody (viz 3]) jsou tyto podzemní vody slabě agresivní vlivem obsahu síranů (při dolní hranici intervalu) a v jednom případě na obsah oxidu uhličitýho agresivního na stavební látky (uhličitan vápenatý), což bylo potvrzeno i podle archivního IGP (viz [2]) sousední budovy. Účinky podzemní vody v kontaktu se stavebními konstrukcemi je proto nutné klasifikovat jako stupeň XA1 podle [16], tj. jako slabě agresivní chemické prostředí.

Pro ověření vlivu bludných proudů na spodní vyztuženou betonovou stavbu byl zpracován základní korozní průzkum (viz [4]), který prokázal vypočtenou proudovou hustotu bludného proudu v intervalu  $4,8$  až  $5,9 \times 10^{-5}$  A/m<sup>2</sup>, což podle Přílohy 4 směrnice ŘSD [28] odpovídá stupni ochranných opatření č. 3. Výjimkou jsou ale výsledky jednoho měření (ze čtyř provedených), kde byla vypočtena proudová hustota bludného proudu hodnotou  $3,4 \times 10^{-4}$  A/m<sup>2</sup>, což je podle Přílohy 4 zmíněné směrnice ŘSD těsně nad horní limitní hranicí stupně ochranných opatření č. 3 (hranicí je hodnota  $1,0 \times 10^{-4}$  A/m<sup>2</sup>).

Staveniště se nenachází v oblasti dotčené důlní činnosti a navrhovaná stavba proto nebude namáhána na účinky poddolování. Z hlediska stability zemního prostředí se vlastní staveniště ani jeho širší okolí nenachází v oblasti postižené či náchylné k zemním sesuvům.

Hladina podzemní vody se pohybuje v úrovni 223,5 až 225,0 m n.m., tj. minimálně 2,5 m pod úrovní základové spáry. Stavbu jako celek proto není nutné posoudit na účinky vyplavání od vztlaku podzemní vody, protože k vytvoření souvislé hladiny podzemní vody v dosahu základové spáry, resp. nad ní, nemůže vlivem hydrogeologických podmínek dojít.

Podle platné normy [21] se stavba z hlediska přirozené seizmicity vyskytuje v oblasti s referenčním zrychlením základové půdy  $a_{gR}$  (v intervalu daném hodnotou násobku  $<0,02 \text{ až } 0,04> \times g$ ) a spektrem pružné odezvy typu 1. Protože navrhovaná přístavba bude založena v typu základových půd C (se součinitelem podloží  $S = 1,15$ ), jedná se vlivem součinu  $a_g \times S$  s výslednou hodnotou pod  $0,05 \times g$  o případ velmi malé seizmicity, kdy není u běžných staveb třeba dodržovat ustanovení této platné normy a výpočet seizmické odezvy konstrukcí není nutné provádět.

V širším okolí stavby nejsou známy vlivy technické seizmicity, které by případně výrazněji nepříznivě působily na nově navrhované nosné konstrukce a na založení stavby.

Z hlediska klasifikace zatížení sněhem se podle ČSN EN 1991-1-2 změny Z1 jedná o I. sněhovou oblast s charakteristickou hodnotou zatížení sněhem na zemi  $s_k = 0,7$  kN/m<sup>2</sup> a z hlediska klasifikace zatížení větrem se podle ČSN EN 1991-1-4 jedná o II. větrovou oblast s výchozí základní rychlostí větru  $v_{b,0} = 25,0$  m/s.

Podle čl. 20 písm. b) zrušené normy [12] se jedná o složitě základové poměry, kdy je základová spára objektu situována v heterogenních navážkách. Podle čl. 21 písm. b) tamtéž se jedná o vícepodlažní náročnou stavební konstrukci.

## **F. Založení stávajících budov**

Základovou konstrukci budovy "B" tvoří hlubinné založení na vrtaných železobetonových pilotách průměru 1,25 m a 1,5 m, které jsou pod stávajícími schodišti doplněny i pilotami průměru 0,95 m. Piloty mají délku 13,0 až 16,0 m a jsou vetknuty do podložních neogenních jílu. Prováděny byly z pilotovací pláně na úrovni 227,0 m do vrtů s bentonitovým výplachem. Podle archivního statického výpočtu mají piloty průměru 0,95 m únosnost 1350 kN se stupněm bezpečnosti 2,9, piloty průměru 1,25 m únosnost 2200 kN a piloty průměru 1,5 m až 3200 kN. Piloty byly provedeny z betonu zn. 250 podle tehdy platných norem (odpovídá betonu tř. C 16/20 podle [16]) a vyztuženy jsou jednotně armokošem o délce 6,0 m z vázané žebírkové betonářské výztuže jakosti 10 425 /V/ o vnějším průměru 630 mm (vyztužena tak je pouze horní část pilot se zatažením výztuže o délce 0,7 m do betonových pásů základového roštu a to u větších pilot pouze ve středové části průřezu piloty) s celkem 10 ks svislé výztuže  $\emptyset$  V20 opatřené šroubovicí  $\emptyset$  V10 se stoupáním 300 mm.

Protože základová konstrukce budovy "C" je prakticky zrcadlovou konstrukcí (z hlediska konstrukčního konceptu to platí plně), nebude dále popisována.

Základový rošt je tvořen železobetonovými pásy v příčném i podélném směru nad hlavami pilot s doplněním příčných pásů ve středu rozpětí v podélných traktech mezi stávajícími schodišti. Pásy nad pilotami mají průřez 0,8×1,0 m s výjimkou středového, který má průřez 1,05×1,0 m a byly provedeny z betonu zn. 250 podle tehdy platných norem (odpovídá betonu tř. C 16/20 podle [16]). Vyztuženy jsou vázanou žebírkovou betonářskou prutovou výztuží jakosti 10 425 /V/, která přenáší ohybové momenty a ve formě ohybů („hupů“) částečně i smyk (pro plné vykrytí smykových sil byly doplněny třmínky z hladké výztuže jakosti 10 216 /E/). Do základových pásů byly pro kotvení ocelových sloupů osazeny ocelové kalichy tvořené válcovanou trubkou TK 325 s tloušťkou stěny 7,5 mm a umožňující dodatečně osazení ocelových sloupů horní stavby se zakotvením do hloubky 800 mm. Mezilehlé příčné pásy mají průřez 0,4×1,0 m a jsou rovněž provedeny z betonu zn. 250 a řádně vyztuženy. Pro vnitřní schodišťové buňky, jejichž stěny mají zároveň ztužující funkci vůči vodorovným zatížením, byly provedeny základové desky tl. 1,0 m. V místě dojezdů výtahů byly provedeny železobetonové prohlubně s výměnami (pásy vynášejícími zdivo výtahů).

Založení stávajících budov "A" a "D" bylo obdobné, ale protože jsou kompletně asanovány včetně základových konstrukcí (základových roštů i svrchní části pilot, pokud však nejsou navrženy k dalšímu použití), není zde dále popisováno.

## **G. Zajištění navrhované stavební jámy**

Zajištění stavební jámy jámy je zpracováno v samostatné části této projektové dokumentace (viz [10]) a týká se pouze západní části staveniště mezi ponechanými budovami "B" a "C" směrem k ulici Botanická. Nejprve se provedou hrubé terénní úpravy, které sníží úroveň terénu na 229,5 m n.m. se svahováním směrem ke stávajícím chodníkům při okolních ulicích pro výšku odkopu 1,5 až 2,0 m. Z této výškové úrovně se provede nekotvené záporové pažení pro výšku odkopu 1,7 m ke dnu stavební jámy, resp. až 2,5 m u prohloubené

části této jámy, přičemž výška odkopu ve směru po svahu (podél ulice Hrnčířská) prakticky vykluhuje až na výšku odkopu 0,5 m. Paty zápor jsou vetknuty pode dno stavební jámy a hlava zápor může být zvýšena nad úroveň HTU, čímž vytvoří sloupky zábradlí pro konstrukci zabraňující pádu do stavební jámy. Osová vzdálenost zápor je 1,5 m v nejvyšším místě výkopu a až 2,0 m v nejnižším místě výkopu. Odřez výkopu stavební jámy mezi záporami bude vyplněn výdřevou.

## **H. Založení navrhovaného objektu**

Nové přístavby jsou založeny na základové desce tl. 400 mm z vodonepropustného betonu tř. C 25/30 – XC2 v interakci s vrtanými prvky hlubinného založení – pilotami vetknutými do podložních neogenních jíílů. Konstrukce ve styku se zemním prostředím (stěny i základová deska železobetonové vany) jsou navrženy ve třídě požadavků A<sub>1</sub> podle TP 02 ČBS „Bílé vany“ (viz [27]) s těsněnými pracovními spárami a omezenou šířkou trhlin těchto betonových prvků podle konstrukční třídy Kon2 tamtéž. Desky i obvodové stěny proto mohou být vyztuženy vázanou betonářskou výztuží pevnostní třídy B500 A (tj. se sníženou duktilitou).

Z hlediska zajištění ochrany železobetonových konstrukcí vůči korozním vlivům bludných proudů musí být tyto prvky navrženy ve stupni ochranných opatření č. 3 podle pravidel kap. 5 technických podmínek MD ČR (viz [28]). Vlastní ochrana je navržena jako primární s dostatečnou hutností (vodonepropustností) betonu (viz požadavek na průsak do 35 mm podle [22]), omezením šířek trhlin do 0,25 mm protože se předmětné betonové konstrukce nachází bezpečně nad hladinou podzemní vody, ale bez nutnosti provedení vodivého spojení zabudované betonářské výztuže (spojením vodivými svary) po obvodě desky a podzemních stěn.

Navrhovaná základová deska je rozdělena do dvou dilatačních částí se spárou mezi západní dostavbou a vestavbou do dvora s východním křídlem, přičemž desky budou přes dilatační spáru propojeny smykovou výztuží s umožněním axiálních i tangenciálních objemových pohybů.

Ve výkresu základů jsou vyznačeny stávající piloty od asanovaných částí stavby s jejichž využitím se počítá při návrhu nových objektů. Tyto piloty proto budou nadbetonovány s přídavnou výztuží, která bude zakotvena do nové základové desky – ostatní piloty budou včetně výztuže odbourány min. 1,35 m pod spodní líc nových základových desek a následně přehrnutы hutněnou zeminou. Celý povrch obnažené zeminy výkopu v základové spáře bude doplněn vhodnou zeminou a přehutněn na povrchový modul přetvárnosti  $E_{\text{def},2} \geq 25 \text{ MPa}$  při dodržení poměru  $E_{\text{def},2} / E_{\text{def},1} \leq 2,2$  (zkouška bude prováděna až na povrchu terénu, tj. na základové spáře budoucí základové desky včetně změn výškové úrovně a prohlubní).

## **I. Úpravy konstrukčního řešení stávajících budov**

Zásadním zásahem do stávající nosné konstrukce budovy “B” je přesun výtahových šachet do nových poloh, kdy pro ně musí být provedeny nové prostupy ve stávajících stropních deskách. Tyto prostupy budou prováděny postupně od spodních podlaží směrem nahoru, vždy až po provedení nových svislých stěn tl. 200 mm z vyztuženého betonu (způsob provádění betonáže bude určen podle technologických možností vybraného

dodavatele, přičemž nejvýhodnějším se jeví technologie tlakem plněného bednění s použitím samozhutnitelných betonů s rozpínavou přísadou pro omezení účinků od smrštění).

V jihozápadním rohu bude u nejnižší stropní desky provedeno její odbourání ve vzdálenosti 0,6 m od příčné modulové osy "2" spolu s příslušnou částí obvodové konstrukce – při odbourání musí z ponechaného čela stropní desky vyčnívat výztuž alespoň na 0,75 m, která bude následně in situ upravena a zavázána do snížené polohy nové stropní desky tl. 250 mm. Na stávající ocelové sloupy bude nová stropní deska připojena pomocí přivařené atypické segmentové ocelové hlavice. Deska je navržena z betonu tř. C 35/45 a vyztužena bude vázanou žebírkovou výztuží pevnostní tř. B500 se zvýšenou duktilitou (typ B).

Do stávající nosné konstrukce budovy "C" je zasáhnuo při odbourání severozápadního rohu nejnižší stropní desky (deska je odbourána ve vzdálenosti 0,6 m od příčné modulové osy "2" spolu s příslušnou částí vynášené obvodové konstrukce). Při bourání musí z ponechaného čela stropní desky vyčnívat výztuž alespoň na délku 0,75 m (výztuž bude následně in situ upravena a zavázána do snížení polohy nové stropní desky tl. 250 mm) a vlastní deska bude pomocí přivařené segmentové ocelové hlavice znovu připojena na stávající ocelové sloupy. Monolitická stropní deska je navržena z betonu tř. C 35/45 a vyztužena je vázanou žebírkovou výztuží pevnostní tř. B500 se zvýšenou duktilitou (typ B).

Ze stávající schodišťové buňky při jihozápadním štítu budou odstraněny prefabrikované konstrukce podest a vyrovnávacích podest (mezipodest) spolu se schodišťovými rameny a do vytvořených úložných kapes bude provedena stropní deska tl. 250 mm jako nový předěl vynášející podlahy a další výplňové konstrukce. Stávající svislé stěny prefabrikovaného jádra zůstanou jako potřebná ztužující konstrukce vůči účinkům vodorovných sil.

V obou objektech bude podél řad nových otvorů bude provedeno zesílení únosnosti uvolněných okrajů stávajících desek lepenou povrchovou (nejlépe uhlíkovou) neaktivovanou výztuží a v případě zásahů nových otvorů do původních (vyztužených) sloupových pruhů bude ještě připojeno svislé podepření nového okraje stropních desek.

## **J. Konstrukční řešení dostaveb**

Vodorovnou nosnou konstrukcí podzemních částí nově navržených budov jsou stropní desky z monolitického železobetonu tř. C 30/37 – XC2, které mají tl. 250 mm a v místě bodového podepření na sloupech jsou opatřeny zesilující hlavici tl. 240 mm s půdorysným rozměrem 2,4×2,4 m. V místech zalomení stropní desky tyto hlavice chybí. Desky jsou křížem vyztuženy betonářskou žebírkovou výztuží tř. B500 B.

Podpůrnou svislou konstrukcí jsou jednotlivé sloupy čtvercového průřezu o hraně 400 mm, resp. 450 mm pokud sloup pokračuje do vyšších podlaží. Navrženy jsou z betonu tř. C 35/45 – XC2 a vázané betonářské výztuže jakosti B 500A. Po obvodě jsou doplněny obvodovými stěnami tl. 300 mm z betonu tř. C 25/30 – XA1 s průsakem do 35 mm a uvnitř půdorysu i vnitřními stěnami tl. 250 mm. Pro obvodové stěny platí pravidla jako pro základovou desku (tj. bílá vana jako vodonepropustná konstrukce bez vnějších izolací proti podzemní vodě a zemní vlhkosti).

V nadzemních podlažích jsou svislé konstrukce z monolitického železobetonu doplněny obvodovými stěnami tl. 300 mm prolomenými okenními otvory šířky 1,72 m a propojenými parapety výšky 1,05 m pod nimi.

Stropní desky nadzemních podlaží mají navrženu tl. 275 mm a jsou plného průřezu z betonu tř. C 30/37 – XC1 se zabudovanou betonářskou výztuží tř. B500 B. Desky v posluchárnách s tl. 380 mm jsou vyztuženy předpínacími lany pevnosti 1550/1770 MPa se soudržností.

Vodorovná tuhost budov je zajištěna posazením stěn obvodového pláště až na stropní desku nad podzemním podlažím, která přechází do obvodových podzemních stěn. Pro další zvýšení tuhosti objektu jsou doplněny vnitřní stěny výtahových šachet a schodišť. Výsledná tuhost je proto dostatečná.

## **K. Přehled uvažovaných nahodilých zatížení**

### **K.1. Užitná zatížení**

přednáškové sály	$v_{a,n} = 4,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
učebny a menší posluchárny	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
speciální laboratoře FI	$v_{a,n} = 4,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
pracovny (kancelářská funkce)	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
zasedací a jednací místnosti	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
foyer	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
speciální počítačový sál	$v_{a,n} = 8,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
hygienická a sociální zařízení	$v_{a,n} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
komunikační prostory (chodby a schodiště)	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$



spojovací koridor	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
střešní terasa	$v_{a,n} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
strojovny NN	$v_{a,n} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
rozvodny ZTI a ÚT	$v_{a,n} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
strojovna VZT ve 4.NP	$v_{a,n} = 4,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$
nepochůzná plochá střecha	$v_{a,n} = 0,75 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_f = 1,5$

## **K.2. Soustředěná a místní zatížení**

na zábradlí	$v_n = 0,5 \text{ kN/m}$ $\gamma_f = 1,5$
-------------	--

## **L. Závěr ke konstrukčnímu řešení**

Konstrukční řešení objektu vyhovuje platným českým technickým normám, směrnicím a předpisům, jejichž přehled je v kap. N až O této zprávy, stejně jako obecně platným předpisům o spolehlivosti a bezpečnosti staveb (viz např. vyhláška č. 137/1998 Sb., která vychází ze směrnice rady EHS č. 89/106).

## **M. Doporučení pro další postup projektových a přípravných prací**

Provádění nových monolitických betonových a montovaných dřevěných konstrukcí dostaveb budov, stejně jako zásahy do nosných konstrukcí stávajících budov, je požadováno podle systému platných technických norem ČSN a platných zákonů této republiky. Použity proto musí být pouze materiály vyhovující zákonu č. 22/1997 Sb. o technických požadavcích na výrobky a ve znění jej novelizujících či doplňujících (zejména v doplnění o nařízení vlády č. 163/2002 Sb. o technických požadavcích na stavební výrobky a nařízení vlády č. 190/2002 Sb. o technických požadavcích na stavební výrobky označované CE včetně jeho pozdějších doplnění a novelizací). Při provádění zejména zemních, bednicích tesařských a betonářských prací je třeba dodržovat zásady bezpečnosti práce v souladu s vyhl. č. 48/1982 Sb. Českého úřadu bezpečnosti práce, vyhl.

č. 324/1990 Sb. Českého úřadu bezpečnosti práce a Českého báňského úřadu a nařízením vlády č. 591/2006 Sb. o minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích.

Požadavky na betonové, ocelové a dřevěné konstrukce musí být upřesněny v dalším stupni přípravné dokumentace, kterým musí být minimálně dokumentace zadání stavby anebo lépe přímo prováděcí dokumentace stavby. Předpokládá se, že veškeré betony budou hodnoceny podle [16] s kontrolou tlakové pevnosti a statického modulu pružnosti po 28 dnech. Pro základové konstrukce je navrženo použití betonu tř. C 25/30 – XC2 s průsakem do 35 mm podle [22] (zde mohou být použity i betony s hodnocením tlakové pevnosti po 90-ti dnech podle [16]) a pro horní stavbu betonu tř. C 30/37 – XC1 pro stropní desky a vnitřní stěny, resp. se stupněm vlivu prostředí XC2 pro obvodové stěny a dále betony tř. C 35/45 – XC1 pro více namáhané sloupky.

Betonové konstrukce budou vyztuženy vázanou výztuží jakosti B500 A s výjimkou stropních desek, kde musí být použita výztuž tř. B500 B. Pro předpínané části stropních desek je navrženo použití vnitřních předpínacích lan se soudržností v plochých kanálcích, které budou po napnutí zainjektovány.

Základovou spáru musí převzít statik zodpovědný za nosnou způsobilost, spolehlivost a bezpečnost celého objektu.

Pro vlastní realizaci bude nutné zpracovat realizační projekt (dokumentaci pro provedení stavby), ve kterém budou upřesněny technologie provádění hrubé stavby a zpracovány podrobnější výkresy tvarů a schémata vyztužení výztuže jednotlivých konstrukčních částí monolitického betonu v závislosti na předpokládaném provádění nosné konstrukce objektu. Vypracování tohoto projektu musí provádět odborně kvalifikovaná statická projekční kancelář s dostatečnými odbornými znalostmi pro tento druh staveb. Zpracovatel této části projektu si vyhrazuje právo výkonu autorského dozoru a kontroly této realizační dokumentace.

## **N. Přehled použitých českých technických norem**

[11] ČSN 73 0037 - *Zemní tlak na stavební konstrukce*  
z 11/1990

[12] ČSN 73 1001 - *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy* (→ zrušená norma)  
z 6/1987

[13] ČSN 73 1002 - *Pilotové základy*  
z 10/1987  
Změna 1) - 10/1999

[14] ČSN 73 1204 - *Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech* (→ zrušená norma)  
z 4/1986  
Změna a) - 10/1990

- [15] ČSN 73 3050 - Zemné práce. Všeobecné ustanovenia (→ zrušená norma)  
z 8/1986  
Změna a) - 5/1991  
Změna 2) - 4/1999
- [16] ČSN EN 206-1 - Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda (zařazeno jako ČSN 73 2403)  
z 9/2001  
Změna Z1) - 1/2002  
Změna Z2) - 12/2003  
Změna Z3) - 4/2008
- [17] ČSN EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (zařazeno jako ČSN 73 0002)  
z 3/2004  
Změna A1) - 4/2007
- [18] ČSN EN 1991-1-1 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha  
a užitná zatížení pozemních staveb (zařazeno jako ČSN 73 0035)  
z 3/2004
- [19] ČSN EN 1992-1-1 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro  
pozemní stavby (zařazeno jako ČSN 73 1201)  
z 11/2006
- [20] ČSN EN 1992-1-2 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování  
na účinky požáru (zařazeno jako ČSN 73 1201)  
z 11/2006
- [21] ČSN EN 1998-1 - Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla,  
seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby (zařazeno jako ČSN 73 0036)  
z 9/2006
- [22] ČSN EN 12390-8 - Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou  
(zařazeno jako ČSN 73 1302)  
z 2001
- [23] ČSN P ENV 13670-1-1 - Provádění betonových konstrukcí - Část 1: Společná ustanovení  
(zařazeno jako ČSN P 73 2400)  
z 7/2001  
Změna Z1) – 12/2003

## **O. Přehled použitých směrnic a předpisů**

- [24] CEB-FIP Model Code 1990: Design Code  
London, Thomas Telford Services 1993

- [25] *Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990 – Volume 1: Introduction – Design process – Materials*  
London, fib Bulletin no.1, 07/1999
- [26] *Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990 – Volume 2: Basic of design*  
London, fib Bulletin no.2, 07/1999
- [27] TP ČBS: Bílé vany – vodonepropustné betonové konstrukce (TP ČBS 02)  
ČBS Praha, 2007 (2. vydání)
- [28] Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací – technické podmínky (TP 124)  
JEKU Praha, 12/2008
- [29] Zement-Merkblatt: Rissbewehrung. Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite bei wasserundurchlässigen Bauteilen  
Beton-Verein Hannover, 2/99
- [30] Zement-Merkblatt: Risse im Beton  
Beton-Verein Düsseldorf, 2/99

## **P. Přehled použité literatury**

- [31] Lohmeyer, G. : *Weisse Wannen – einfach und sicher. Konstruktion und ausführung von Kellern und Becken aus Beton ohne besondere Dichtungsschicht*  
Düsseldorf, Beton-Verlag 1995
- [32] Lohmeyer, G. : *Weisse Wannen – Hinweise für Planung, Ausschreibung und Ausführung*  
In: *Beton*, roč. 1997, č.10, s. 594÷596
- [33] Lohmeyer, G. - Ebeling, K. : *Fugenausbildung bei Weissen Wannen – Empfehlungen für Praxis*  
In: *Beton*, roč. 1997, č.10, s. 586÷593
- [34] Masopust, J. : *Vrtané piloty*  
Praha, Čeněk a Ježek 1994
- [35] Perla, J. : *Bílé vany – koncepční návrh*  
In: *sborník 2. běhu školení Bílé vany – vodonepropustné betonové konstrukce*, s. 47÷58  
ČBS Praha, listopad 2007
- [36] Perla, J. : *Bílé vany – těsnění spár a prostupů*  
In: *sborník 2. běhu školení Bílé vany – vodonepropustné betonové konstrukce*, s. 143÷154  
ČBS Praha, listopad 2007

[37] Tolasz, R. a kol. : Atlas podnebí Česka  
Praha/Olomouc, ČHMÚ/UP 2007

Brno, 6. května 2010

Ing. Perla Jan