

±0,000 = 175,800
Souřadný systém: JTSK
Výškový systém: BpV



KOOPERACE VE SPEC. PROFESI
D.1.2 - STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ČÁST

VIN Consult s.r.o.

Jeremenkova 763/88, Praha 4

ZODP. INŽENÝR PROJEKTU

VEDOUcí PROJEKTU

VYPRACOVAL

Číslo zakázky: 52915-1.1

Ing. Michal Svoboda

Ing. Vladimír Vančík, CSc.

Ing. Michal Svoboda

tel.: 241 104 010

e-mail: vin@vinconsult.cz



Pelčák a partner, s.r.o., autor návrhu, projektu. Tento výkres požívá ochrany dle zákona č. 121/2000 Sb. Originál tohoto výkresu a návrh řešení na něm zobrazený jsou majetkem autora, společnosti Pelčák a partner, s.r.o. Tento výkres nesmí být, vyjma zřejmého účelu, pro nějž byl pořízen, používán a žádným jiným způsobem nerespektujícím ustanovení zákona č. 121/2000 Sb. nebo dohodu stavebníka a autora poskytnut žádné třetí osobě.

AUTOR:

VEDOUcí PROJEKTU:

VYPRACOVAL:

KONTROLA:

prof. Ing. arch. Petr Pelčák

Ing. arch. David Vahala

STAVEBNÍK:

UNIVERZITA JANA EVANGELISTY
PURKYNĚ V ÚSTÍ NAD LABEM
Pasteurova 1 Ústí nad Labem 400 96 Česká republika

MÍSTO STAVBY:

Kampus UJEP
Pasteurova 1
400 96 Ústí nad Labem

PELČÁK A PARTNER
ARCHITEKTI

Pelčák a partner, s.r.o., Náměstí 28. října 17, Brno 602 00 CZ
tel.: +420 545 215 138, www.pelcak.cz, info@pelcak.cz

NÁZEV ZAKÁZKY:

CENTRUM PŘÍRODOVĚDNÝCH A TECHNICKÝCH OBORŮ (CPTO)
id. č. EDS: 133D21W002203

ČÍSLO ZAKÁZKY:

116

DATUM:

prosinec 2016

STUPEŇ PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE:
DOKUMENTACE PRO PROVEDENÍ STAVBY

MĚŘITKO:

OBJEKT:
SOUBOR OBJEKTŮ

PARÉ:

ČÁST - PROFESI:
D.1.2 - STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ČÁST

DOKUMENT - VÝKRES:

TECHNICKÁ ZPRÁVA

ČÍSLO VÝKRESU / REVIZE

D.1.2 - a.01

Obsah

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU | 2 |
| 1.1 | PODKLADY | 2 |
| 1.2 | ZHODNOCENÍ PROVEDENÝCH PRŮZKUMŮ | 3 |
| 1.2.1 | <i>Inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum</i> | <i>3</i> |
| 1.2.2 | <i>Seismicita</i> | <i>6</i> |
| 1.2.3 | <i>Korozní průzkum.....</i> | <i>6</i> |
| 1.2.4 | <i>Radonový průzkum.....</i> | <i>6</i> |
| 2 | POPIS KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU | 7 |
| 2.1 | CELKOVÁ KONCEPCE NÁVRHU | 7 |
| 2.2 | ZALOŽENÍ | 7 |
| 2.2.1 | <i>Konstrukční návrh.....</i> | <i>7</i> |
| 2.2.2 | <i>Přenos vodorovného a seismického zatížení</i> | <i>8</i> |
| 2.3 | PODZEMNÍ OBJEKT GARÁŽÍ | 9 |
| 2.4 | VÝŠKOVÁ BUDOVA CPTO | 9 |
| 2.5 | ZAJIŠTĚNÍ VODOROVNÉ TUHOSTI A STABILITY | 10 |
| 2.6 | SCHODIŠTĚ..... | 10 |
| 2.7 | STROJOVNA VZT..... | 10 |
| 2.8 | OPĚRNÁ STĚNA..... | 10 |
| 3 | MATERIÁLY, VÝROBKY | 11 |
| 3.1 | BETONOVÉ KONSTRUKCE | 11 |
| 3.2 | BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ..... | 11 |
| 3.3 | POŽADAVKY NA PROVEDENÍ VODOTĚSNÝCH KONSTRUKCÍ | 11 |
| 3.4 | OCELOVÉ KONSTRUKCE..... | 11 |
| 3.5 | DILATAČNÍ A PRACOVNÍ SPÁRY | 12 |
| 3.6 | SPECIÁLNÍ VÝROBKY A KONSTRUKCE | 12 |
| 3.7 | PROSTUPY VE STROPNÍCH DESKÁCH A STĚNÁCH | 12 |
| 3.8 | POVRCHOVÁ ÚPRAVA BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ | 12 |
| 3.9 | PODLAHOVÁ SKLADBA V PODZEMNÍCH GARÁŽÍCH | 12 |
| 4 | ZATÍŽENÍ..... | 13 |
| 4.1 | REKAPITULACE STÁLÝCH A UŽITNÝCH ZATÍŽENÍ..... | 13 |
| 4.2 | ZATÍŽENÍ VODNÍM PŘETLAKEM | 13 |
| 4.3 | ZATÍŽENÍ KLIMATICKÁ | 13 |
| 4.4 | ZATÍŽENÍ SEISMICKÁ..... | 13 |
| 5 | SPECIÁLNÍ KONSTRUKCE A KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY | 15 |
| 5.1 | VODONEPROUSTNÁ BETONOVÁ KONSTRUKCE BÍLÉ VANY | 15 |
| 5.2 | FRANKI PILOTY | 16 |
| 6 | VÝSTAVBA NOSNÉ KONSTRUKCE | 16 |
| 6.1 | ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY | 16 |
| 6.2 | TECHNOLOGICKÉ PODMÍNKY POSTUPU PRACÍ | 16 |
| 6.3 | POŽADAVKY NA KONTROLU | 17 |
| 7 | PLATNÉ NORMY A PŘEDPISY..... | 18 |
| 7.1 | NORMY A PŘEDPISY | 18 |
| 7.2 | KRITÉRIA NÁVRHU KONSTRUKCÍ..... | 19 |
| 7.3 | SOFTWARE | 19 |

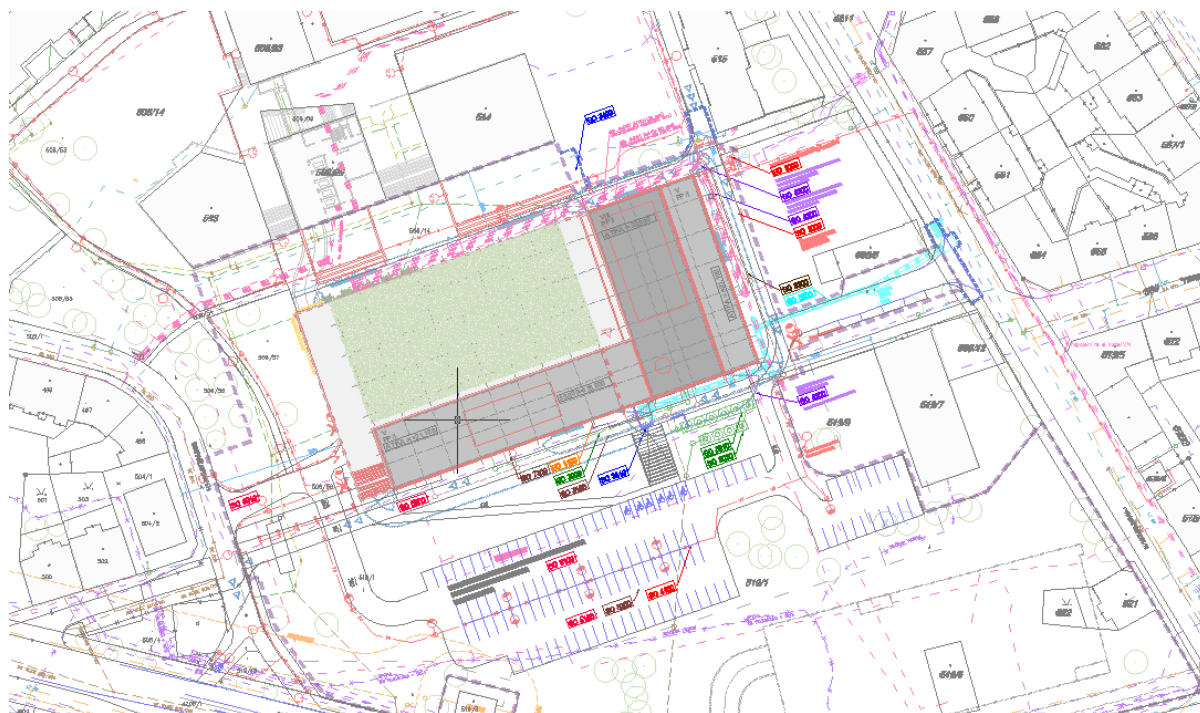
1 Základní údaje o objektu

Předmětem předkládané části PD je návrh staticko-konstrukčního řešení novostavby Centra přírodovědných a technických oborů (CPTO) v areálu Kampusu Univerzity Jana Evangelisty Purkyně v Ústí nad Labem.

Objekt má jedno podzemní podlaží a pět nadzemních, lokálně až osm nadzemních podlaží. Podzemní podlaží má obdélníkový půdorys o rozměrech cca 106x50m. Nadzemní část má formu dvou vzájemně kolmých křídel ve tvaru písmene L. Delší jižní křídlo má pět nadzemních podlaží a rozměry 69x15m, křídlo východní má pak pět plnohodnotných podlaží o rozměrech 27,5x49m a tři ustoupená podlaží v rozsahu 18,5x49m.

Jedná se o dva objekty oddělené dilatační spárou, podzemní objekt garáží s přesýpaným stropem a výškový objekt vlastního Centra. Podzemní garáže mají obdélníkový půdorysný tvar přisazený k budově CPTO. Na stropě se nachází náměstí s přístupem požární techniky. Kromě garáží se v podzemním objektu nachází i technologické místnosti.

V jižním křídle výškové budovy se nacházejí především kanceláře, ve východním pak učebny a laboratoře s částečným prolínáním těchto náplní. V průniku obou křídel je umístěno hlavní komunikační jádro budovy s pobytovými plochami.



Situace stavby

1.1 Podklady

- Centrum přírodovědných a technických oborů (CPTO), DÚR, Pelčák a partner, Brno, 11/2015
- Centrum přírodovědných a technických oborů (CPTO), Architektonicko-stavební řešení - DSP, Pelčák a partner, Brno, 04/2016
- Centrum přírodovědných a technických oborů (CPTO), Stavebně konstrukční část - DSP, VIN Consult, Praha, 04/2016
- Centrum přírodovědných a technických oborů (CPTO), rozpracovaná PDPS, Pelčák a partner, Brno, 08/2016
- Předběžný inženýrsko – geologický průzkum objektu „Centrum přírodovědných a technických oborů“ v areálu Kampus UJEP v Ústí nad Labem, RNDr. Peter Horváth, Teplice, 05/2014
- Inženýrskogeologický a radonový pro stavbu CPTO, K2H, Praha, 03/2016

1.2 Zhodnocení provedených průzkumů

1.2.1 Inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum

Pro předchozí stupeň projektové dokumentace (DÚR) byly využity výsledky Předběžného inženýrskogeologického průzkumu, zpracovaného RNDr. Horváthem. Tyto výsledky byly pro účely návrhu založení objektu doplněny Podrobným inženýrsko-geologickým průzkumem, zpracovaným kanceláří K2H s.r.o. (RNDr. Koretz). Podrobný inženýrskogeologický průzkum využívá informace předchozího průzkumu i rešerše archivních materiálů, které jsou doplněny třemi vrtanými sondami hloubky 7-15m pěti sondami statické penetrace hloubky 10-16m.

Morfologie území

Plánovaná stavba se nachází v místě zbourané původní nemocniční budovy („Pavilon A“) a sousedících operačních sálů. V rámci bouracích prací byly ponechány základové konstrukce a části opěrných stěn pod úrovní terénu.

Zájmové území je mírně zvlněné a sklání se mírně k jihojihovýchodu směrem k řece Labi.

Geologická stavba území

Podle geologického členění náleží území do severočeské (mostecké) pánevní oblasti a to do její východní okrajové části.

Předkvartérní podloží

Předkvartérní podloží je v zájmovém území tvořeno terciárními písčitymi jíly převážně pevné místy i tuhé konzistence. Polohy šedých jílu se vyskytují v hloubce od 6,5 m pod terénem, to je na kótě 164 m n.m., ale směrem k jihu a k jihozápadu zaklesává (viz příloha č. 7 Geologické řezy). V sondě N1 byly terciární jíly zastiženy v hloubce 7 m pod terénem. Sondy N2 a N3 terciární jíly do hloubky 7 m pod terénem neprokázaly. V archivních sondách se poloha terciárních jílu vyskytuje od 6,4 m v sondě V4, od 13,2 m v sondě S2 a od 11,2 m v sondě S1, ostatní sondy polohu terciárních jílu nezastihly.

Kvartér

Převážnou část povrchu terénu tvoří různě mocné polohy antropogenních navážek. Navážky se v provedených sondách vyskytují v mocnostech do 3 m. V zájmovém území je ponecháno podzemní podlaží demolované bývalé krajské nemocnice a polohy navážek jsou tedy v půdorysu nemocnice významně vyšší. Složení navážek je různorodé, většinou se však skládají ze směsi hlíny a stavebního odpadu. Velká mocnost navážek se vyskytuje v archivní sondě S7, kde se pravděpodobně srovnával terén v okolí multifunkčního centra. Kvartérní uloženiny zájmového území jsou tvořeny vrstvou sprašových hlín tuhé konzistence s jílovitou příměsí. Poloha je se vyskytuje v mocnostech od 5 m v archivní sondě V4 do 11 m v archivní sondě S2. Výsledky průzkumu potvrzují mocnost sprašových hlín 5,2 m ve vrtané sondě N1.

Inženýrskogeologické poměry zájmového území

Souhrn všech provedených prací dal základní představu o geologickém profilu a inženýrskogeologických vlastnostech základové půdy v zájmovém území. V zájmovém území byl ověřen následující inženýrskogeologický profil rozdělený do tří geotechnických typů zemin.

GT Y navážka o mocnosti až 3m (lokálně až 6m) složená z jílovité hlíny a stavebního odpadu

GT 1 F8/CH sprašová hlína tuhé konzistence s příměsí jílu, mocnost vrstvy 4 – 10 m

GT 2 F8/CE terciární jíly pevné konzistence, zastižené od 6 - 7 m pod terénem

V místech ponechaných konstrukcí demolovaného objektu krajské nemocnice je poloha navážek mocnější o stavební odpad ponechaný v zasypaných podzemních podlažích.

Hydrogeologické poměry

Hladina podzemní vody v zájmovém území je pravděpodobně vázána na bázi sprašových hlín, kde sprašové hlíny přecházejí do terciárních jílu. Transmisivita hydrogeologického prostředí se podle hydrogeologické mapy v zájmovém území pohybuje mezi $2 \cdot 10^{-5}$ až $1 \cdot 10^{-3}$ m²/s. Dle terénního průzkumu a laboratorních výsledků jsou oba zastižené typy zemin velmi málo propustné a je tedy nutné zamezit hromadění srážkové vody v základové spáře.

Hladina podzemní vody byla naražena v hloubkách až 11 m pod terénem, takže vyjma pilotového zakládání jí nebude stavba ovlivněna. Je však potřebné si uvědomit, že průzkum byl realizován relativně suchém roce a hladina podzemní vody může být při realizaci stavby vyšší. Ustálená hladina podzemní vody byla archivními vrty zastižena v hloubce cca 8 – 9 m pod terénem.

Hladina podzemní vody je napjatá a po navrtání vystoupala přibližně o 3 m.

Podzemní voda v odebraném vzorku ze sondy N1 spadá do stupně agresivity XA1 - slabě agresivní a to obsahem iontů SO_4^{2-} .

Geotechnické vlastnosti zemin a hornin

Směrné normové charakteristiky zastižených typů zemin (ČSN 73 1001)

| typ | název | Zatřídění ČSN 731001 | ν | β | γ (kN/m ³) | E_{def} (MPa) | c_u (kPa) | c_{ef} (kPa) | φ_{ef} (°) | R_{dt} (kPa) |
|-----|----------------------------------|----------------------------|-------|---------|----------------------------------|---------------------------|----------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|
| GT1 | hlína jílovitá, sprašová tuhá | F8/CH | 0,42 | 0,37 | 20,5 | 2 | 30 | 5 | 13 - 17 | 60 |
| GT2 | jíl pevný | F8/CE | 0,42 | 0,37 | 20,5 | 5 | 40 | 8 | 13 - 17 | 80 |

Vysvětlivky k tabulce:

| | |
|-----------------------|--|
| ν | Poissonovo číslo [1] |
| β | součinitel pro převod mezi modulem přetvárnosti a oedometrickým modulem [1] |
| γ | objemová tíha zeminy [kN/m ³] |
| σ_c | pevnost v prostém tlaku [MPa] |
| E_{def} | modul přetvárnosti základové půdy [MPa] |
| c_u | totální soudržnost zeminy [kPa] |
| c_{ef} | efektivní soudržnost zeminy [kPa] |
| φ_{ef} | efektivní úhel vnitřního tření zeminy [°] |
| R_{dt} | tabulková výpočtová únosnost [kPa] zemin a hornin při šířce základu 6m a včetně vlivu hladiny podzemní vody pro střední hustotu diskontinuit střední až velkou |

Násypy a zásypy podle ČSN 73 6133 Klasifikace zemin pro dopravní stavby

Z hlediska vhodnosti zemin pro použití do násypů a pro podloží je hodnocení jednotlivých typů zemin uvedeno v následující tabulce. Hodnocení vhodnosti vychází z provedených laboratorních zkoušek dle ČSN 73 6133.

| Typ | Zatřídění | Zemina | použití do násypů | vhodnost pro podloží |
|------|-----------|-------------------------------|-------------------|----------------------|
| GT Y | - | navážka | podmínečně vhodná | podmínečně vhodná |
| GT 1 | F8/CH | hlína jílovitá, sprašová tuhá | podmínečně vhodná | podmínečně vhodná |
| GT 2 | F8/CE | jíl pevný | podmínečně vhodná | podmínečně vhodná |

Navážky složené ze stavebního odpadu mohou být po vytřídění na převážně betonový recyklát vhodný pro použití do násypů a zásypů. Betonový recyklát je nezbytné dohutnit ve vrstvách max. 30 cm mocných. Pro zeminy, jílovitého charakteru je možné zvolit ze dvou základních variant úpravy:

- sanace výměnou aktivní zóny za vhodnou, dostatečně zhuštiněnou zeminu,
- zlepšení zeminy pojivy (vzdušné CaO, Dorosol, Doroport a t.p.) na místě technologií ROAD MIX.

Úprava aktivní zóny na místě stmelěním pojivy:

Podle TP MD č. 94, ČSN EN 14227-11 a ČSN EN 14227-13. V případě vylepšování zeminy, (mísení) na plnou hloubku aktivní zóny, tj. cca 500 mm, jsou předpokladatelné dva jezdce zemní frézy (zabezpečení dokonalého promísení zeminy s pojivem, minimalizace hrudkovitosti).

Hodnocení zastižených typů zemin z hlediska namrzavosti určuje následující tabulka:

| Typ | Zatřídění | Zemina | Namrzavost |
|-----|-----------|-------------------------------|---------------------------------|
| GT1 | F8/CH | hlína jílovitá, sprašová tuhá | namrzavá až nebezpečně namrzavá |
| GT2 | F8/CE | jíl pevný | namrzavá až nebezpečně namrzavá |

U namrzavých a nebezpečně namrzavých zemin se nedoporučuje přezimování základové spáry.

Výsledky zkoušek statické penetrace

Výsledky statické penetrace byly zpracovány do grafů a jejich kompletní interpretace je uvedena v příloze č. 9. Nejdůležitější údaj, který lze získat ze statické penetrační zkoušky je měrný statický penetrační odpor q_c [MPa]. Tvar penetrační křivky je závislý na několika skutečnostech. Soudržné zeminy bez obsahu hrubých zrn a valounů, které jsou v zájmovém území přítomny, mají nejvyšší stupeň homogenity a je pro ně charakteristická křivka s malým rozptylem naměřených hodnot. Pro tyto zeminy se doporučuje použít jako správnou hodnotu měrného penetračního odporu kvazihomogenní vrstvy hodnotu, která odpovídá aritmetickému průměru všech naměřených hodnot v daném intervalu.

Veličina f_s [MPa] plášťové tření je druhý nejdůležitější snímaný údaj při statické penetrační zkoušce. Tato veličina je důležitá jednak pro určení typu zeminy, jednak pro určení tření na plášti piloty. V některých případech totiž po sobě následují zeminy, jejichž hodnota q_c je téměř stejná, ale jiný typ zeminy se projeví rozdílnou hodnotou f_s . Vzhledem k tomu, že se toto tření snímá jen na malé ploše pláště, označuje se jako měrné lokální. V následující tabulce jsou uvedeny interpretované výsledky statické penetrace podle Švasty.

| Geotechnický typ | Zemina | Zatřídění ČSN 73 1001 | q_c [Mpa] | f_s [Mpa] | Konzistence dle Švasty (z q_c) |
|------------------|----------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|--------------------------------------|
| GT1 | hlína jílovitá, sprašová tuhá | F8/CH | 1,58 | 0,06 | tuhá |
| GT2 | jíl pevný | F8/CE | 2,50 | 0,115 | pevná |

Závěry a doporučení IGP

- S ohledem na náročnost stavebních prací doporučujeme v průběhu zemních prací zajistit prohlídku základové spáry objektu inženýrským geologem.
- Vzhledem k vlastnostem hornin v úrovni základové spáry doporučujeme při úpravách terénu zachovat nad základovou spárou ochrannou vrstvu cca 0,5 m, která bude odstraněna až těsně před betonáží základu.
- Pro realizaci pilotového základu doporučujeme zakrýt základovou spáru ochrannou vrstvou, nebo využít úpravu zemin.
- Navážky mohou být použity do násypů v pevnostně exponovaných místech pouze po oddělení frakce betonu od ostatních součástí při zachování plynulé křivky zrnitosti. Po řádném hutnění jednotlivých vrstev (max. 30 cm) je betonový recyklát vhodný k použití i v namáhaných částech základové půdy, případně jako podloží vozovek a parkovišť i do aktivní zóny.
- Zeminy jílovitého charakteru vyžadují v případě namáhání základovými konstrukcemi úpravu pojivy. Je možno využít pojiva na bázi vápna nebo vápna a cementu, která budou zapracována do zemin metodou road mix. Vhodné je použít tuto metodu především při realizaci v nevhodných klimatických podmínkách – realizace v zimních měsících.

- Zemní práce doporučujeme provádět při vhodných klimatických podmínkách.
- Vzhledem k namrzavosti zastižených typů zemin nedoporučujeme přezimování základové spáry. Vzhledem k rozbředavosti zastižených typů zemin doporučujeme omezit pohyb těžké mechanizace.

1.2.2 Seismicita

Z hlediska seismicity je území zatříděno jako relativně klidné, město Ústí nad Labem je zařazeno do stupně 6 stupnice MSK-64. Hodnota referenčního zrychlení dle ČSN EN 1998 leží v rozmezí 0,06-0,08g.

Speciální seismický průzkum nebyl proveden a proto je pro návrh konstrukcí nutno uvažovat vstupní hodnoty na horní hranici rozpětí.

1.2.3 Korozní průzkum

Nebyl proveden.

1.2.4 Radonový průzkum

Lokalita je zatížena středním radonovým indexem. Stavba musí být preventivně chráněna proti pronikání radonu z podloží do budovy.

2 Popis konstrukčního systému

2.1 Celková koncepce návrhu

Novostavba je navržena jako železobetonová monolitická konstrukce, provedení fasádních pilířů nadzemní části se předpokládá prefabrikované. Objekt je rozčleněn na dvě propojené, avšak konstrukčně nezávislé části – podzemní garáže a výškovou budovu Centra. Z rozdílného namáhání základových spár obou částí vyplývá i rozdílná koncepce založení.

V severní části stavební parcely se původně nacházel nemocniční pavilon A, v jižní části pak objekty operačních sálů a potravin. Všechny stávající objekty byly odstraněny, byly však ponechány jejich podzemní části. Výškově se stávající a nové objekty prolínají, ve značné míře však byly původní objekty založeny pod úrovní ZS novostavby.

Novostavba je rozdělena na dva samostatné dilatační celky – vlastní budova fakulty a jednopodlažní podzemní garáž. Důvodem jsou jednak problematické základové poměry (založení v navážkách v prostoru částečně zasypaných základů původního objektu), především však výrazný rozdíl výšek jednotlivých částí a z toho vyplývající řádový rozdíl tuhostí. V případě návrhu jednoho dilatačního celku by již malá difference sedání sousedních objektů takto mohla zapříčinit statické poruchy na styku obou částí. Podzemní voda zakládání neovlivní, s ohledem na výše uvedená rizika je tedy navrženo oddílování obou objektů.

2.2 Založení

2.2.1 Konstrukční návrh

V rámci návrhu základových konstrukcí je třeba zajistit dostatečnou bezpečnost nejen z hlediska svislých zatížení, ale především z hlediska zatížení vodorovných vlivem jednostranného zemního tlaku, stabilitních účinků a účinků zemětřesení. V provozním stavu je nutno především zajistit stejnoměrné sedání.

Pro návrh založení byla rozhodující následující kritéria:

- Velmi nepříznivé geotechnické parametry podloží, tvořeného sprašovými hlínami a jíly,
- proměnná výška stávajícího terénu, která ovlivňuje míru prekonsolidace podloží,
- v neposlední řadě požadovaná hospodárnost návrhu.

Po prověření řady variant bylo navrženo založení obou dilatačních celků na průběžné základové desce, která je pod výškovou částí podepřena beraněnými pilotami typu Franki. Objekt přiléhající podzemní garáže je založen plošně.

Pro plošné založení objektu podzemních garáží je rozhodující skutečnost, že přetížení základové spáry dosahuje přibližně úrovně původního zatížení (prekonsolidace). Sedání plošně založeného objektu je tedy způsobeno pouze efektem odlehčení základové spáry vlivem výkopu a jejího následného přetížení, pro účely statického výpočtu byla uvažována trojnásobná hodnota deformačních modulů vrstev.

Základová deska objektu garáží je navržena základní tloušťky 400mm, s lokálním zesílením pod sloupy a obvodovými stěnami, na celkovou tloušťku 600mm. Úroveň základové spáry (spodní hrana základové desky) je pod parkingem umístěna na úrovni 171,90 m.n.m. Základová spára je situována přibližně v úrovni 1,5 - 4,0m pod stávajícím terénem.

Návrh hlubinného založení výškového objektu je naopak proveden bez uvážení spolupůsobení plošného podepření základové desky, jelikož toto odepření by bylo spekulativní jednak s ohledem na velmi nízké hodnoty deformačního modulu vrstev, jednak s ohledem na metodiku návrhu pilot (hluboký plošný základ).

Založení výškového objektu je realizováno na průběžné základové desce tloušťky 500mm, s lokálním zesílením nad pilotami na celkovou tloušťku 750mm. Piloty jsou umístěny pod sloupy, schodišťovými jádry, výtahovými šachtami a podél fasády.

Po prověření možných variant hlubinného založení byly zvoleny beraněné piloty systému Franki, předpokládaná délka pilot dle zatížení 10, 12 a 13,5m, jejich průměr 560, 520 a 610mm. Piloty jsou navrženy ve skupinách po třech pod středními sloupy a ztužujícími stěnami, dále po dvou u dilatace a podél fasády a lokálně také jako osamělé. Tento druh pilot byl zvolen jednak z důvodů ekonomických

(orientační délka vrtaných pilot pro dané zatížení dosahuje až 25m), v neposlední řadě však z důvodu bezpečnosti návrh a predikce sedání. Zhotovení každé Franki piloty představuje de facto zatěžovací zkoušku.

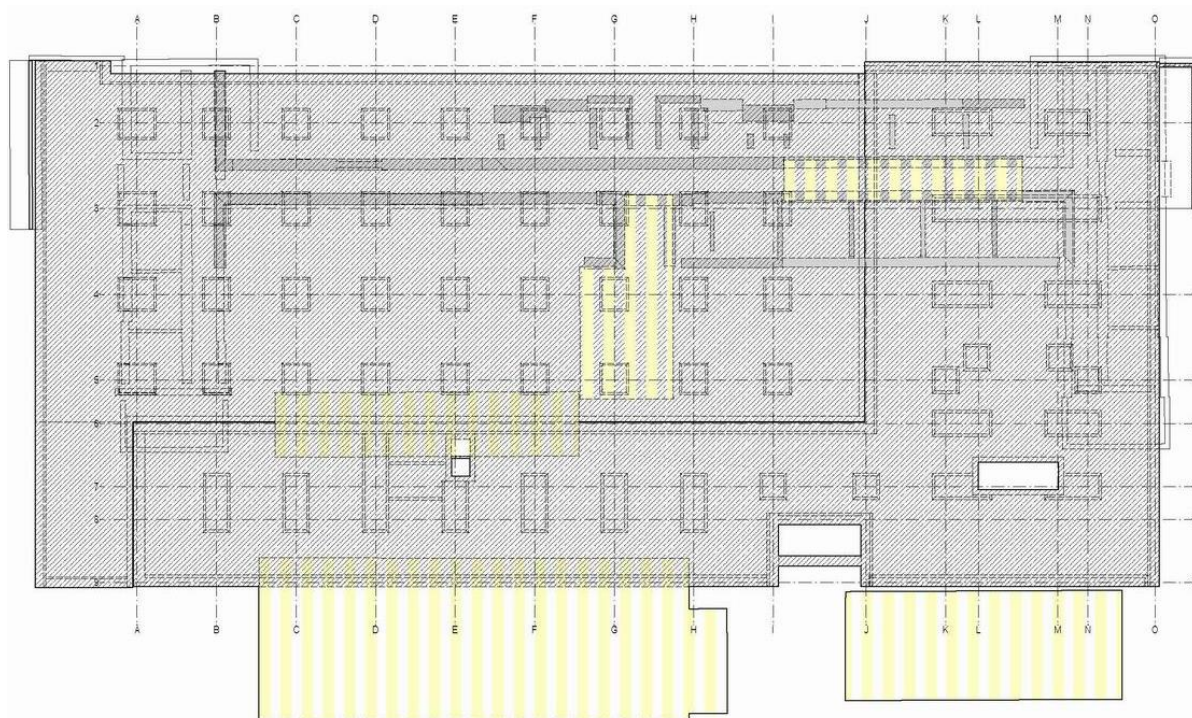
Piloty jsou navrženy převážně ukloněné pod úhlem 7° od svislice, z důvodu vyšší únosnosti a vodorovné tuhosti piloty při působení vodorovného zatížení. Návrh uspořádání pilot je dále proveden s požadavkem minimální vzdálenosti jejich kořenů o hodně 3,5 násobku průměru piloty. Délka pilot (skupiny pilot) je navržena na maximální hodnotu sedání 15mm.

Úroveň základové spáry (spodní hrana základové desky) je pod výškovou částí domu na úrovni 171,55 m.n.m. Základová spára je situována přibližně v úrovni stávajícího terénu, směrem do svahu v krajním modulu (osa 1), cca 4,0m pod terénem.

Obě základové desky (výškový objekt i objekt garáží) jsou navrženy jako bílá vana proti zemní vlhkosti pro šířku trhlin 0,25mm. Přesnější požadavky na provedení vodotěsných konstrukcí jsou uvedeny v samostatné kapitole TZ.

Kontakt obou základových desek je řešen dilatační spárou a uložením základové desky parkingu na ozub v základové desce výškové budovy. Tímto způsobem je zajištěna stejná hodnota sedání obou objektů v dilatační spáře, ve statickém výpočtu je uvažováno přitížení okraje desky na pilotách plošně podepřenou deskou.

Atypický charakter má výběžek základové desky parkingu mezi osami 6-9/A0. V této oblasti není jednak základová spára prekonsolidována, jednak je okraj desky na ose A uložen na ozub, tedy de facto podepřen s vyšší tuhostí. Pro zajištění stejnoměrného sedání jsou zde proto navrženy dvě piloty pod obvodovými sloupky přibližně v osách 7 a 9.



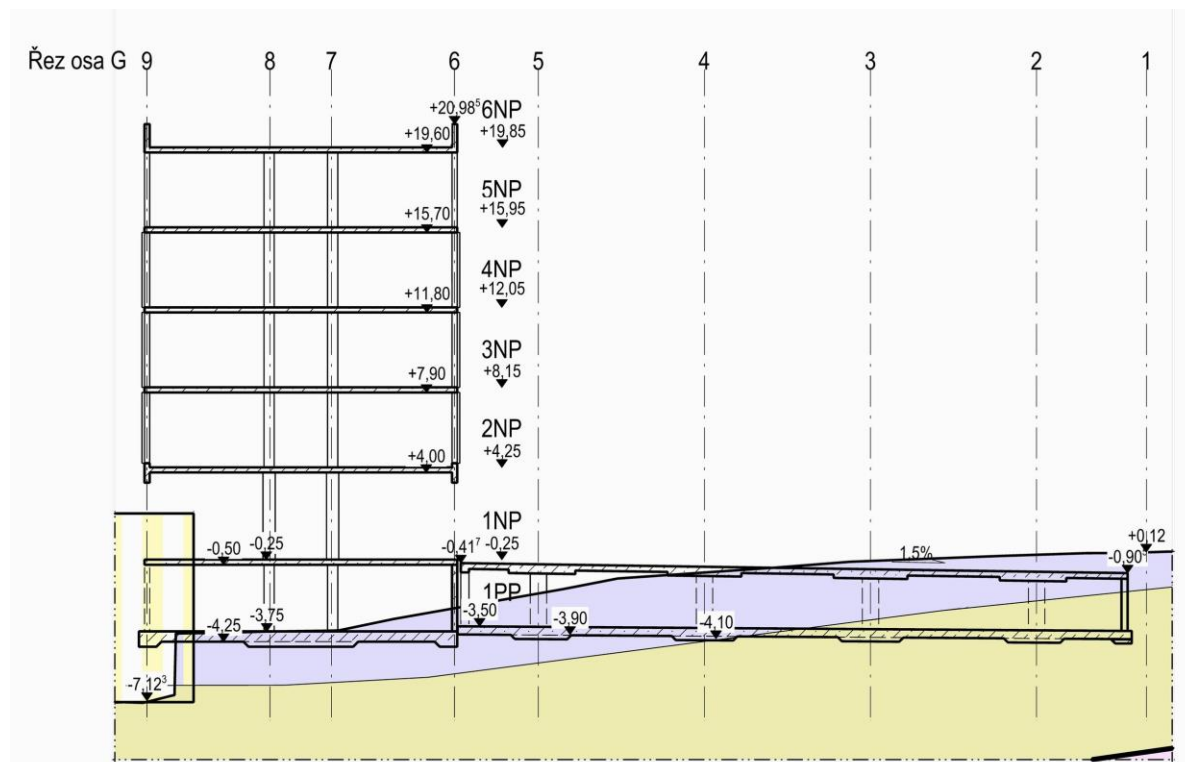
Půdorys základových konstrukcí s přitiskem ponechaných základů původních budov

2.2.2 Přenos vodorovného a seismického zatížení

U plošně založeného objektu je vodorovné zatížení (jednostranný zemní tlak) přeneseno třením v základové spáře.

U výškového objektu je vodorovné zatížení přeneseno skloněnými pilotami. Pozornost věnována jak zatížení od jednostranného zemního tlaku, tak vodorovným silám pod stabilitními prvky budovy.

Z hlediska účinků zemětřesení je rozhodující návrh průběžných základových desek. Účinky seismického zatížení byly výpočtem ověřeny u výškové budovy, přitom se prokázalo, že pro návrh založení jsou rozhodující účinky vodorovných zatížení (zemní tlak, vítr a imperfekce budovy).



Příčný řez s předpokládaným průběhem geologických vrstev

2.3 Podzemní objekt garáží

Objekt pozemních garáží má typický vnitřní modul 7,5x8,1m a s ohledem na vysoké zatížení je zastropen hlavicovým stropem o výšce 28/45cm. Strop garáží slouží jako vnitřní náměstí s možným přístupem požární techniky. Pro umožnění jednoduchého odvodnění je stropní deska navržena v jednostranném spádu 1,5% směrem od nadzemní budovy. V poli mezi osami I-J je navržen spád kolmý ke zvolenému příčnému směru odvodnění z důvodů požadavku na světlost výšku technologických místností. Světlost výška v nejvyšší části v ose 6 činí 2,80m, nejnižší světlost výška pod hlavicí v ose 2 činí přibližně 2,35m. Vzhledem k podélnému modulu 7,5m jsou v objektu garáží navrženy stěnové sloupy průřezu 25x80cm, které umožní dodržení normových požadavků na rozměr parkovacích stání. Konstrukce je ztužena obvodovými stěnami a samostatnou příčnou stěnou v ose I/8-9, jelikož na přechodu k hlavní budově není stěna navržena.

Obvodová stěna garáží v ose 1 je navržena jako bílá vana na účinky zemní vlhkosti resp. dočasné tlakové vody při výpadku drenáže.

2.4 Výšková budova CPTO

Konstrukce je navržena jako sloupový systém se ztužujícími stěnami a monolitickými stropními deskami. Při návrhu stropní konstrukce byly rozhodující požadavky architekta:

- rovný pohled bez trámů nebo hlavic
- případné změny tloušťky desky realizovat v horní hraně
- taktéž i případné výztuhy desky (žebra) řešit jako obrácené nosníky směrem nahoru do zdvojené podlahy

Jižní křídlo je příčným směru řešeno jako trojtrakt s rozpory 6,05+3,10+6,05m, křídlo východní pak jako pětitrakt s rozpory 7,50+3,10+7,475+2,85+6,325m. Vnitřní sloupy jsou průřezu 50x50cm (lokálně Ø60cm), na fasádě jsou sloupky rozměrů cca 1,0x0,25m ve vzdálenostech přibližně 3 metry. V přízemí jsou pak tyto segmenty částečně zředěny a průběžný je na části fasády pouze každý třetí

segment. S ohledem na architektonické požadavky je navrženo prefabrikované provedení fasádních sloupků v nadzemní části v 2.NP-8.NP, s výjimkou atypických sloupků v rozích, sloupků nad výměnami v 2. a 6.NP a sloupků tloušťky 200mm, které jsou v obou případech monolitické. V 1.PP a 1.NP jsou fasády kompletně monolitické.

Obvodová stěna v 1.PP v ose 1 je navržena jako bílá vana na účinky zemní vlhkosti resp. dočasné tlakové vody.

Běžná tloušťka stropní desky je 25cm (výška zdvojené podlahy 25cm), v oblasti zvýšených rozponů (9,0m) resp. pak 30cm (výška zdvojené podlahy 20cm). Přejít mezi tloušťkami se odehrává v horní hraně přes přechodové výztužné žebro o výšce 35cm. S ohledem na omezení průhybu bude stropní deska tloušťky 30cm částečně vylehčena.

V oblasti os 2-3/L-M je umístěno technologické jádro, které neprobíhá až na základovou desku a je proto řešeno ve stavební části. Prostup ve stropní desce zde byl olemován nosníky o výšce 40cm a rovněž byla využita ztužující stěna v ose 3.

Výškově odstupňovaná podlaha poslucháren v 1NP bude řešena jako samostatná konstrukce na běžné vodorovné stropní desce.

Z dispozičních důvodů bylo nutné v 1NP v oblasti poslucháren (osa N/2) vyměnit sloup. Ve stropě nad 1NP je veden v ose 2 nosník výšky 885mm, na kterém je zmíněný sloup vyměněn o 1,05m.

2.5 Zajištění vodorovné tuhosti a stability

Konstrukce výškového objektu je navržena jako ztužená, pro zajištění vodorovné tuhosti jsou využita komunikační a technologická jádra. V každém křídle je umístěno jedno průběžné jádro na celou výšku budovy. Mimo schodišťová jádra byla s ohledem na geometrii konstrukce a větší výšku východního prstu doplněna stěna v ose L-M/3. Kromě toho působí příznivě monolitická část fasády v 1.PP a 1.NP.

2.6 Schodiště

Ve výškové budově jsou dvě schodiště. Hlavní, architektonicky ztvárněné točité schodiště v průniku obou křídel a vedlejší v jižním křídle.

Hlavní schodiště je řešeno jako prefabrikované vyrobené z jednoho kusu a osazené liniově na stropní desce a do přilehlé ŽB stěny přes úložné boxy. Schodiště je obložené. Vedlejší schodiště je dvouramenné zalomené schodiště. Konstrukčně je řešeno dvěma samostatnými prefabrikáty pro každé rameno a monolitickou dodatečně betonovanou mezipodestou. Schodiště je bez obkladu, prefabrikáty ramen budou opatřeny uzavíracím nátěrem, na podestách je navržena stěrka..

Uložení schodišťového ramene na stropní desku resp. mezipodestu je řešeno prostřednictvím ozubu, včetně vloženého prvku pro přerušení kročejového hluku. Připojení mezipodest do stěn je pomocí vylamovací výztuže.

2.7 Strojovna VZT

Strojovna na střeše je navržena jako halový objekt o rozměrech cca 50x9x4m, umístěný na střeše nižší části budovy (úroveň 6.NP) mezi osami A-I / 6–9. Ocelová nosná konstrukce je tvořena příčnými dvojkloubovými rámy, s vloženou vnitřní stojkou, v rastru 3,3 m.

Tuhost konstrukce v podélném směru je zajištěna střešními a stěnovými ztužidly, v příčném směru rámovými vazbami. Střeška je tvořena trapézovým plechem, pnutým přímo mezi hlavními rámy. Trapézový plech musí být dostatečně přikotven k nosné ocelové konstrukci s ohledem na vztlak větru.

Trapézový plech je bez opláštění, odvodnění střechy v příčném směru je zajištěno dostatečným sklonem střechy. Obvodové stěny jsou tvořeny protihlukovou zástěnou a vertikálním lamelovým systémem. Ocelová konstrukce je svařovaná a šroubovaná.

2.8 Opěrná stěna

K východnímu křídlu přiléhá v severní části na ose O/1 železobetonová úhlová opěrná stěna půdorysného tvaru písmene L. Půdorysné rozměry stěny jsou cca 4x32m, max. výšková rozdílnost terénů 3,5m.

V nejvyšší části podél osy 1 (výškový rozdíl terénů 3,5m), kde opěrná stěna těsně přiléhá ke komunikaci, je tloušťka stěny navržena 400mm. Zbývající část je navržena tloušťky 300mm. Opěrná stěna je opatřena ocelovým zábradlím.

3 Materiály, výroby

3.1 Betonové konstrukce

Betonové konstrukce - značení betonů dle ČSN EN 206-1

| Konstrukční prvek | Pevn. třída | SVP-Podzemní garáže | SVP-Výšková budova |
|------------------------------------|-------------|---------------------|----------------------------|
| Podkladní beton | C8/10 | - | X0 |
| Piloty | C30/37 | - | XC2 XA1 |
| Základová deska* | C35/45 | XC3 XD1 XF2 | XC3 |
| Obvodové stěny PP* | C30/37 | XC4 XF1 | XC3 |
| Vnitřní stěny, obvodové stěny NP | C30/37 | XC3 XF1 | XC1 |
| Monolitická fasáda 1.PP+1.NP | C35/45 | - | XC3 |
| Sloupy | C35/45 | XC3 XF1 | XC1 |
| Stropní deska, atika | | C35/45 XC3 XF1 | C30/37 XC1 (XC3 - střechy) |
| Monolitické schodiště ext. | C25/30 | XC3 XF1 | XC3 XF1 |
| Prefabrikáty - schodiště interiéru | C30/37 | - | XC1 |
| Prefabrikáty - fasádní sloupy | C35/45 | - | XC3 |
| Základ opěrných zdí | C25/30 | - | XC2 XA1 |
| Dřívko opěrných zdí* | C30/37 | - | XC4 XF1 |

* Vodonepropustný beton, max. průsak 50mm dle ČSN EN 12 390-8

Pro omezení účinků dlouhodobého působení CHRL budou sloupy parkovací garáže v rozsahu od základové patky po úroveň 30cm nad vozovkou opatřeny ochranným nátěrem.

3.2 Betonářská výztuž

Veškerá výztuž je navržena jako vázaná výztuž z oceli B 500B.

Výztuž na propíchnutí v místě lokálně podepřených desek je navržena pomocí tuhých smykových lišt. U základových desek je výztuž na propíchnutí navržena z betonářské oceli.

3.3 Požadavky na provedení vodotěsných konstrukcí

- Vodotěsné provedení všech pracovních spár (těsnicí plechy)
- Použití cementu s nízkým vývojem hydratačního tepla
- Intenzivní ošetřování betonu a ochrana proti vysychání (min. 7dní po betonáži)
- Max průsak 50mm dle ČSN EN 12390-8
- Beton s nízkým vývinem hydratačního tepla (CEM III 32,5 L-LH, $f_{cm2}/f_{cm28} < 0,30$)
- Beton s omezeným smršťováním ($\varepsilon < 290\text{kg/m}^3$, $w/\varepsilon < 0.55$)
- Veškeré prostupy pro instalace a kabely musí mít vodotěsné provedení.

Pečlivá příprava technologie betonové směsi z hlediska minimalizace smršťovacích trhlin je důležitá především u základových desek, které jsou s ohledem na únosnost na propíchnutí navrženy z betonu C35/45.

Na přímo pojižděnou základovou desku podzemní garáže bude aplikována ochranná stěrka.

3.4 Ocelové konstrukce

- Hlavní ocelové konstrukce S355
- Podružné ocelové konstrukce S235

3.5 Dilatační a pracovní spáry

Spára v místě uložení základové desky parkingu na základovou desku výškové budovy je navržena jako vrubový kloub s vloženým trnem. Těsnění spáry v místě ZD a stěny, ZD a podlahové skladby (dveře) a obvodových stěn je řešeno v rámci stavební části.

Pracovní spáry budou standardně bedněny B-systémem. Všechny pracovní spáry v základové desce a obvodových stěnách PP budou příznány trojúhelníkovou lištou a těsněny spárovými plechy (viz odstavec o vodotěsných konstrukcích).

Pracovní spáry při betonáži se předpokládají vždy na spodním a horním líci stropní konstrukce.

Těsnění dilatační spáry mezi výškovým objektem a opěrnou zdí osa O/1 je řešeno v rámci stavební části.

3.6 Speciální výrobky a konstrukce

- Bednění pracovních spár v základové desce a obvodových stěnách (B-systém se smykovým ozubem) včetně těsnících plechů.
- Těsnící plechy do pracovní spáry mezi základovou a obvodovou stěnou.
- Elastomerová ložiska a „boxy“ pro akustické oddělení schodišťových ramen.
- Tuhá smyková výztuž (smykové lišty) proti propíchnutí desek.
- Sloupové botky a kotvy pro připojení fasádních prefabrikátů v NP.

3.7 Prostupy ve stropních deskách a stěnách

Veškeré prostupy pod úroveň terénu musí mít vodotěsné provedení, konkrétní těsnící systém upřesní zhotovitel.

Provedení prostupů v deskách a stěnách do $\varnothing 250\text{mm}$ (včetně) se předpokládá vrtáním až po betonáži.

3.8 Povrchová úprava betonových konstrukcí

Veškeré viditelné konstrukce (vertikální konstrukce a podhled stropních desek podzemních podlaží) budou provedeny z pohledového betonu. Povrchová úprava musí vykazovat rovnoměrný barevný dojem, pórovitost a strukturu v celé ploše. Následné opravy pohledového betonu nejsou přípustné.

Všechny viditelné hrany konstrukcí budou zkoseny trojúhelníkovými lištami 15x15mm, vloženými do bednění. Zkosení hran prefabrikátů 10x10mm.

Konkrétní požadavky na pohledový beton upřesní investor a architekt stavby.

3.9 Podlahová skladba v podzemních garážích

Základová deska garáží je navržena jako přímo pojižděná konstrukce, její horní povrch bude strojně hlazen jako podklad pro nulovou skladbu podlahy.

Na základové desce budou navrženy stěrkové podlahové systémy v nulové tloušťce. Systém na základové desce musí být propustný pro vodní páry.

Odvodnění podlahy podzemních garáží je zajištěno jednostranným příčným spádem k severní obvodové stěně, před kterou je navržen vysychací žlábek. Plocha u vjezdu je vyspádována směrem ven z budovy.

4 Zatížení

4.1 Rekapitulace stálých a užitných zatížení

| | Zatížení dod. stálé | Zatížení užitné |
|--|-----------------------|-----------------------|
| Podzemní garáže | 0,5 kN/m ² | 2,5 kN/m ² |
| Strojovny v PP | 0,5 kN/m ² | 8,0 kN/m ² |
| Strojovny v NP | 2,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Parter - náměstí | 10 kN/m ² | 10 kN/m ² |
| Kanceláře včetně příček (ZD, 1PP) | 3,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Učebny včetně příček (ZD, 1PP) | 3,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Schodiště, chodby, aula, společné prostory (ZD, 1PP) | 3,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Kanceláře včetně příček (NP) | 2,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Učebny včetně příček (NP) | 2,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Schodiště, chodby, společné prostory (NP) | 2,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |
| Střechy včetně technologií, terasy | 2,0 kN/m ² | 5,0 kN/m ² |

Zatížení vlastní tíhou betonových konstrukcí je stanovena pro objemovou hmotnost 25 kN/m³.

4.2 Zatížení vodním přetlakem

Úroveň podzemní vody je hluboko pod základovou spárou.

S ohledem na možnost dočasného vystoupení srážkové vody je uvažováno zatížení dočasnou tlakovou vodou za severní přesýpanou obvodovou stěnou

ve výšce 2,0m nad základovou spárou.

4.3 Zatížení klimatická

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4

- Větrná oblast II, základní rychlost větru 25m/s, terén typu III

Zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3

- Sněhová oblast II, $s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$

4.4 Zatížení seismická

S účinností od 01. 04. 2010 je nutno návrh konstrukcí odolných proti zemětřesení posuzovat podle řady ČSN EN 1998. Pro výpočet a návrh konstrukce rozhodující hodnota součinu $a_{gR} * \gamma_I * S$.

$a_{gR} = 0,06g-0,08g$ dle mapy seismických oblastí ČR

$\gamma_I = 1,20$ součinitel významu pro kat.III - stavby, jejichž seismická odolnost je důležitá z hlediska následků jejich zřícení

$S = 1,50 (1,15)$ součinitel podloží, základová půda typu C, spektrum odezvy typu II nebo I

Při dosazení spodní a horní meze obdržíme hodnotu součinu $a_{gR} * \gamma_I * S = 0,0828 - 0,144g$

Z hlediska ČSN 1998-1 se v ČR považují za případy malé seizmicity oblasti, kde hodnota výše uvedeného součinu, použitého pro výpočet seizmického zatížení, je menší než 0,1g. Přitom výše uvedený výpočet ukazuje značný rozptyl možné hodnoty výsledného seizmického zatížení.

Speciální seizmický průzkum nebyl realizován a zpracovateli podrobného IGP byly potvrzeny konzervativní hodnoty pro seizmické posouzení.

$a_{gR} = 0,08g$; $\gamma_I = 1,20$; $S = 1,50$; $a_{gR} * \gamma_I * S = \mathbf{0,144g}$

5 Speciální konstrukce a konstrukční systémy

5.1 Vodonepropustná betonová konstrukce bílé vany

Konstrukce bílé vany je navržena na účinky zemní vlhkosti resp. dočasné tlakové vody.

Úroveň podzemní vody je hluboko pod základovou spárou. S ohledem na možnost dočasného vystoupání srážkové vody je uvažováno zatížení dočasnou tlakovou vodou za severní přesýpanou obvodovou stěnou ve výšce 2,0m nad základovou spárou.

Koncepční návrh bílé vany je proveden dle metodiky TP04 České betonářské společnosti, která je převzata z německé směrnice DAfStb-Richtlinie "Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton". Bílá vana je navržena dle "Návrhového kritéria 2" jako konstrukce s omezením šířky trhlin, resp. v kombinaci s návrhem dle "Návrhového kritéria 3" s připuštěním trhlin a jejich dodatečným utěsněním. Minimální výztuž na omezení šířky trhlin je navržena na vznik trhlin v průběhu hydratace betonu,

Požadavky na omezení šířky trhlin

- Obvodové stěny PP 0,20mm
- Základová deska 0,25mm

Větší povolená šířka trhlin v základové desce je dána skutečností, že se jedná o robustnější konstrukci a působení tlakové vody je prakticky vyloučeno.

Třída užívání

Pro budovu fakulty je předepsána třída užívání A, t.j. nepřipustný průsak vody v kapalně formě. Obvodovou stěnu je tedy žádoucí vybetonovat bez průběžných trhlin, popřípadě všechny průběžné trhliny následně zainjektovat.

Budova podzemní garáže je navržena ve třídě užívání B s povolenými vlhkými skvrnami na povrchu resp. dočasným průsakem vody, který se postupně uzavře. Injektáž trhlin v obvodové stěně garáže a celé základové desce je tedy nutná pouze pro průběžné trhliny, přesahující povolenou šířku.

Speciální požadavky na beton

- Max průsak 50mm dle ČSN EN 12390-8
- Beton s nízkým vývinem hydratačního tepla (CEM III 32,5 L-LH, $f_{cm2}/f_{cm28} < 0,30$)
- Beton s omezeným smršťováním ($\alpha < 290\text{kg/m}^3$, $w/z < 0,55$)

Přesnou recepturu betonové směsi stanoví technolog zhotovitele, v běžném případě vyhovují betony s dosažením plné pevnosti po 90 dnech.

Dilatační a pracovní spáry

Dilatační spára v obvodové stěně mezi fakultou a podzemní garáží bude těsněna rubovým a středovým těsnicím pásem. Osazení těsnicích pásů je třeba věnovat zvýšenou pozornost, jelikož případná závada je velmi obtížně opravitelná.

Všechny pracovní spáry v základové desce a obvodových stěnách budou těsněny jednoduchým systémem spárových plechů, detaily těsnění jsou uvedeny v projektové dokumentaci. Výjimkou je pracovní spára obvodové stěny fakulty a šachty v základové desce, kde je možno dle uvážení zhotovitele navrhnout zdvojený těsnicí systém (spárový plech a injektážní hadička).

Požadavky na provádění

Provádění konstrukce bílé vany vyžaduje zvýšenou technologickou kázeň a musí být svěřeno zhotoviteli s příslušnou kvalifikací. Pozornost je nutno věnovat přípravě betonové směsi, její dopravě, ukládání a zejména následnému ošetřování betonu a ochraně proti vysychání (min. 7 dní po betonáži).

Konstrukce bílé vany mají být betonovány za nízkých teplot cca 10°C a příznivých povětrnostních podmínek (malý rozdíl mezi denní a noční teplotou) pro eliminaci vývinu hydratačního tepla i nepříznivých účinků teplotního zatížení v průběhu výstavby.

Pro eliminaci průběžných trhlin při betonáži obvodové stěny fakulty lze doporučit aplikaci křížový spárových plechů pro vytvoření řízených spar ve vzdálenosti cca 65m (1,5- až dvounásobek výšky

stěny). Z důvodu použití betonu s nízkým hydratačním teplem a pomalým vývinem pevnosti je nutno ponechat konstrukce co nejdéle v bednění (doporučeno 5 dní) a i po jejich odbednění pokračovat v intenzivním ošetřování (min. 7 dní po betonáži). Vlastní betonáž navazujícího úseku může proběhnout dříve, pokud bude předchozí úsek ponechán v bednění.

5.2 Franki piloty

Beraněné piloty technologie Franki provádějí pouze vybraní zhotovitelé.

6 Výstavba nosné konstrukce

6.1 Zajištění stavební jámy

Hloubka stavební jámy činí až 4,5m. Převážná část stavební jámy bude prováděna se svahovaným výkopem s lavičkami, pouze v severní a východní části s nejvyšším rozdílem terénu a těsně přiléhající komunikací je navrženo pažení.

Pažící konstrukce je navržena jako záporová stěna, kotvená v jedné úrovni.

Zápory jsou z profilů IPE330 (S355) ve vzdálenosti po 2,0m, podél severní strany stavební jámy (a části východní) kotvené v jedné úrovni. Čtyřlankové kotvy jsou navrženy ve vzdálenosti 4,0m, kotvena je vždy dvojice zápor přes převážku z profilů 2xUPE240. V části s menší volnou výškou pažení je navržena nižší řada profilů i nižší délka kotev.

Mezi záporovou stěnou a rubem obvodových stěn ponechán prostor pro drenáž, vzdálenost osy pažení od rubu stěny je navržena cca 1,0m. Výjimkou je pouze pažení za východní opěrnou stěnou anglického dvorku, které je s ohledem na stávající inženýrské sítě navrženo jako ztracené bednění.

Před zahájením prací je třeba stanovit přesnou polohu stávajících inženýrských sítí na základě vytyčení jejich správcí a sítě v prostoru anglického dvorku (SV roh objektu) přeložit.

6.2 Technologické podmínky postupu prací

Provádění pilot, úprava základové spáry

Vrstva podloží tloušťky cca 30cm pod základovou spárou bude u obou základových desek upravena zlepšením vápennou stabilizací (podíl vápna cca 3-4%) nebo jiným způsobem. Takto zlepšené podloží bude u výškového objektu využito jako plošina pro provádění pilot. Úroveň dna stavební jámy v oblasti hlubinného založení je navržena na SH podkladního betonu (10cm pod SH základní tloušťky základové desky). V průběhu provádění beraněných pilot dojde k částečnému nadzdvíhnutí dna stavební jámy, po dokončení pilotáže bude HH stabilizace srovnána hladkým válcem a doplněna vrstvou podkladního betonu tloušťky min. 5cm. V rámci provádění podkladního betonu budou zároveň dotěženy figury náběhů.

Ponechané konstrukce demolovaného objektu nemocnice je nutno odbourat minimálně do úrovně 300mm pod základovou spárou.

V části u jižní fasády osa C-H je ponechána pravděpodobně obvodová stěna odstraněné konstrukce nemocničního pavilonu, která je půdorysně zapuštěna konstrukce novostavby a působí jako opěrná stěna násypu. V místě kolize s pilotovým založením bude stávající opěrná stěna odbourána a terén bude dosypán v rámci HTÚ stavby do úrovně cca 30cm pod základovou spárou objektu. Na tuto úroveň bude provedena vrstva stabilizace, popsaná v předchozím odstavci. Násyp v prostoru budovy musí být proveden z velmi vhodného materiálu, hutněného po vrstvách maximální výšky 30cm.

Základovou desku plošně založené garáže je možno provést přímo na upravené vrstvě stabilizace, pro přesné dorovnání výškové úrovně resp. provedení figur náběhu je uvažována tloušťka podkladního betonu 0-5cm. Přitom je nutno prokázat míru zhutnění na upravené základové spáře, požadovaná míra zhutnění $E_{def,2} = 60\text{MPa}$, $E_{def,2}/E_{def,1} = 2,2$.

Příprava, ukládání a ošetřování betonu

Návrh betonové směsi, ukládání a ošetřování v průběhu tvrdnutí betonu určí technolog dodavatele v závislosti na zvoleném postupu výstavby a podmínkách prostředí. O každé dodávce betonové směsi musejí být vedeny kompletní záznamy, včetně všech vzorků a jejich umístění v konstrukci.

Do dodávky je nutno zakalkulovat všechny práce související s ošetřováním betonu, které zamezí tvorbu smršťovacích trhlin. Případné dodatečné sanace betonových konstrukcí, které nesplňují požadované kvalitativní parametry, nebudou investorem hrazeny.

Betonáž má probíhat za průměrných denních teplot +5 až +20°C, maximální možná teplota +30°C. Veškeré náklady související s betonáží za nízkých nebo naopak velmi vysokých teplot je nutno zohlednit v nabídkové ceně.

Vliv smršťování betonu a účinků teploty

Všechny exponované prvky základových konstrukcí, stěn a stropních desek budou vyztuženy minimální výztuží pro účinky hydratačního tepla v raných fázích betonáže dle příslušného požadavku na omezení šířky trhlin.

Výstavba nosných konstrukcí

Monolitické stropní desky lze v běžném případě odbednit po dosažení 70% pevnosti betonu, kromě konstrukcí, u kterých při návrhu rozhoduje průhyb. Při zředňování a odstraňování stojek platí kritérium, že nově betonovaná konstrukce musí být podepřena alespoň dvěma stropy. Při odbedňování stropních desek musejí být stojky průběžně znovu aktivovány, není možné odbednit celé pole a následně stojky doplňovat.

Svařování betonářské výztuže je zakázáno, po dohodě je možno povolit event. montážní svaření armokošů.

Zvláštní požadavky

Zvláštní pozornost je nutno věnovat ošetřování vodostavebních betonů základové desky a obvodových stěn (minimálně 7 dní po betonáži).

Po dobu výstavby podzemní garáže je nutno po celou dobu zachovat přístupový koridor 1,20 x 2,10m do trafostanice UJEP.

6.3 Požadavky na kontrolu

Veškeré dodávky, řemeslné práce a materiály musí vyhovovat platným normám a prováděcím předpisům, včetně případných předpisů místních úřadů.

V případě, že některá dodávka nebo materiál není zahrnuta v příslušné normě ani zákonném předpisu, použije se vhodný prováděcí předpis tak, aby konstrukce byla bezpečná, resp. použije se doporučení renomovaného dodavatele výrobku nebo profesní instituce.

Požadavky na obsah a četnost kontroly nosných konstrukcí při provádění a odbornou způsobilost osob, provádějících kontrolu, stanoví následující technické normy:

- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí
- ČSN 73 2604 Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí

Ve smyslu ČSN EN 1990 je nosná konstrukce z hlediska třídy následků a úrovně kontroly zařazena do třídy 3 (velké následky s ohledem na ztráty životů nebo velmi významné následky ekonomické), kdy je vyžadována kontrola nezávislou třetí stranou.

Pro provádění pravidelné kontroly nosné konstrukce v průběhu užívání objektu neexistuje v ČR příslušná legislativa. V případě zájmu stavebníka lze doporučit metodiku dle německé směrnice VDI 6200 / 2010 o provádění pravidelné kontroly spolehlivosti nosných konstrukcí, která byla zpracována na základě dohody ministrů stavebnictví zemí EU.

Samostatná příloha "Plán provedení kontroly spolehlivosti konstrukcí stavby" není zpracována.

7 Platné normy a předpisy

7.1 Normy a předpisy

ČSN EN

- ČSN EN 206 Beton- Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,
- ČSN EN 1990/2004 vč. změny A1/2007, opr.1/2007 a opr.2/2008, EC: Zásady navrhování konstrukcí,
- ČSN EN 1991-1-1/2004, EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- ČSN EN 1991-1-2/2004 vč. opr.1/2006, EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru,
- ČSN EN 1991-1-3/2005 vč. změny Z1/2006, EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem,
- ČSN EN 1991-1-4/2007 vč. opr.1/2008, EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem,
- ČSN EN 1991-1-6/2006, EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění,
- ČSN EN 1991-1-7/2007, EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení,
- ČSN EN 1992-1-1/2006, EC2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1 - Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- ČSN EN 1992-1-2/2006, EC2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.2 – Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru,
- ČSN EN 1997-1/2006 + Opr.1/2009, EC7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla,
- ČSN EN 1997-2/2008 + Opr.1/2008 + Opr.2/2011, EC7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy,
- ČSN EN 1998-1 ed.2 září 2013, Eurokód 8: navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby,
- ČSN EN 1536/1999, Provádění speciálních geotechnických prací - Vrtané piloty,
- ČSN EN 13670/2010, Provádění betonových konstrukcí,
- ČSN EN 1090/2012, Provádění ocelových a hliníkových konstrukcí.

Související původní ČSN

- ČSN 73 0037/1992 vč. změn 1) 5/1998, Zemní tlak na stavební konstrukce, vč. změn 1) 5/1998,
- ČSN 73 1002/1989 vč. Z1/1999 a Z2/2001, Pilotové základy.

Obdobné zahraniční normy

- DIN EN 1992-1-1/2012 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken

Literatura a předpisy

- TP 04 Vodonepropustné betonové konstrukce, technická pravidla ČBS, Praha 2015

7.2 Kritéria návrhu konstrukcí

Konstrukce byly posouzeny dle platných ČSN EN se zohledněním obdobných norem a předpisů SRN.

Požární odolnost

Požadovaná požární odolnost nosných konstrukcí dle projektu požární bezpečnosti je v běžném případě R60, lokálně je požadována požární odolnost až R120, resp. R180 v prostorech skladů.

Požární odolnost železobetonových konstrukcí je zajištěna následujícím způsobem:

- Stěny, sloupy požární posouzení a potřebné vyztužení průřezů až po R180
- Stropní desky vyhoví až po R90, pro R120 a R180 bude provedena protipožární omítka

Ocelová konstrukce strojovny je navržena bez požární odolnosti.

Deformace konstrukcí

Maximální průhyb dle ČSN EN 1992-1-1 je omezen hodnotou 1/250 rozpětí od kvazistálého zatížení.

Konstrukce jsou navrženy všeobecně na maximální hodnotu celkového průhybu 1/300 rozpětí včetně výměn, resp. 1/150 vyložení u konzol. Maximální hodnota průhybu od užitého zatížení (po instalaci podlah) je 1/500 rozpětí.

Požadavky na omezení šířky trhlin

Nosné konstrukce jsou navrženy na následující šířku trhlin:

- Vodonepropustné konstrukce bílé vany 0,20mm (obvodová stěna), 0,25mm (ZD)
- Exterierové konstrukce 0,30mm
- Interierové konstrukce 0,40mm

7.3 Software

Konstrukce jsou vyšetřovány na globálních prostorových modelech a lokálních modelech pro dílčí konstrukční prvky, resp. části konstrukcí.

Globální analýza konstrukce

- SCIA Engineer V.2013, SCIA Nemetschek

Dílčí analýzy, dimenzování a posudky

- Best V.2015, RIB Bausoftware Stuttgart – posouzení sloupů dle teorie II.řádu.
- RTools V.2015, RIB Bausoftware Stuttgart – dílčí posudky ŽB průřezů.
- RTBalken V.2015, RIB Bausoftware Stuttgart – spojitý nosník
- RTPfahl V.2015, RIB Bausoftware Stuttgart – pilotové rošty
- Halfen HDB 12.21 V.2015 – posouzení propíchnutí desek

Praha, 12/2016

Ing. Michal Svoboda, Ing. Vladimír Vančík, CSc.