

K4, a. s.

Kociánka 8/10, 612 00 Brno

Dokumentace pro stavební povolení
F1.1.2.1 – Technická zpráva statické části projektu
MORAVIAN SCIENCE CENTRE BRNO

BRNO, červenec 2010

Zpracovali:

doc. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Ing. Stanislav Buchta
Ing. Milan Šmak, PhD.
Ing. Libor Švaříček
Ing. Jana Růžičková
Ing. Bohuslav Zmek, CSc.

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.

OBSAH

1	Podklady, literatura	3
2	Stručný popis objektu	3
3	Stručný popis plánované koncepce adaptace	4
4	Statický průzkum	5
5	Geologické poměry	6
6	Statické posouzení stávajících konstrukcí	8
6.1	Statické posouzení stropu 1. NP – „restaurace“	9
6.2	Statické posouzení stropu 1. NP – „kuchyň“	9
6.3	Statické posouzení stropu 3. NP – „galerie“	10
6.4	Statické posouzení stropu 1. NP – „přístavek“	12
6.5	Statické posouzení stropu 2. NP, 3.NP a 4. NP – „přístavek“	13
6.6	Statické posouzení stropů energokanálů	13
6.7	Statické posouzení fasádních sloupků	14
6.8	Statické posouzení střechy	14
6.9	Sanace externích konstrukcí	14
6.10	Vybourání stávající terasy	15
6.11	Statické zajištění obvodových stěn v ose „G“	16
7	Založení nových objektů	16
8	Nové ocelové konstrukce vstupu	17
8.1	Obecné údaje	17
8.2	Normativní dokumenty	18
8.3	Podklady pro návrh konstrukce	18
8.4	Nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku	18
8.5	Nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku	20
8.6	Ochrana konstrukce	22
8.7	Hmotnost konstrukce	22
8.8	Poznámky	22
9	Nově navrhované železobetonové konstrukce	22
9.1	Opěrné konstrukce nástupní rampy	22
9.2	Stropní deska vstupního objektu	23
10	Statika stavebních úprav stávajícího pavilonu	23
10.1	Výtahová šachta mezi osami A-B-3-4	23
11	Závěr	25

Přílohy:

Příloha 1 Technická zpráva k návrhu opatření pro sledování tíhy sněhu na střeše pavilonu D v areálu BVV

Příloha 2 Statický výpočet – součástí pouze vyhotovení č. 1

1 PODKLADY, LITERATURA

- [1] Část původní projektové dokumentace
- [2] ČSN 73 0035: Zatížení stavebních konstrukcí - 1986
- [3] ČSN EN 1991-1-3 ZMĚNA Z1 + ZMĚNA Z3 (73 0035) - 2006
- [4] ČSN 73 1401: Navrhování ocelových konstrukcí - 1998
- [5] ČSN 73 1101: Navrhování zděných konstrukcí - 1981
- [6] ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí - 1988
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – 2006
- [8] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – 2004
- [9] ČSN ISO 13822 (73 0038): Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí - 2005
- [10] Stavebně technický průzkum pavilonu D v areálu BBV Brno, vypracoval: znalecký ústav Stavexis s. r. o., v Brně dne 4. 11. 2008
- [11] Znalecký posudek č. 28500 – 544/2009: Posouzení technického stavu pavilonu D v areálu Brněnského výstaviště, vypracoval: Qualiform a. s., v Brně dne 11. 12. 2009
- [12] Projekt Moravian Science Centre Brno, dokumentace pro územní řízení, vypracoval: K4 a. s., v Brně dne 18. 1. 2010
- [13] Stavebně – technický průzkum pavilonu „D“ – vypracoval Bestex spol. s r. o., 07/2010

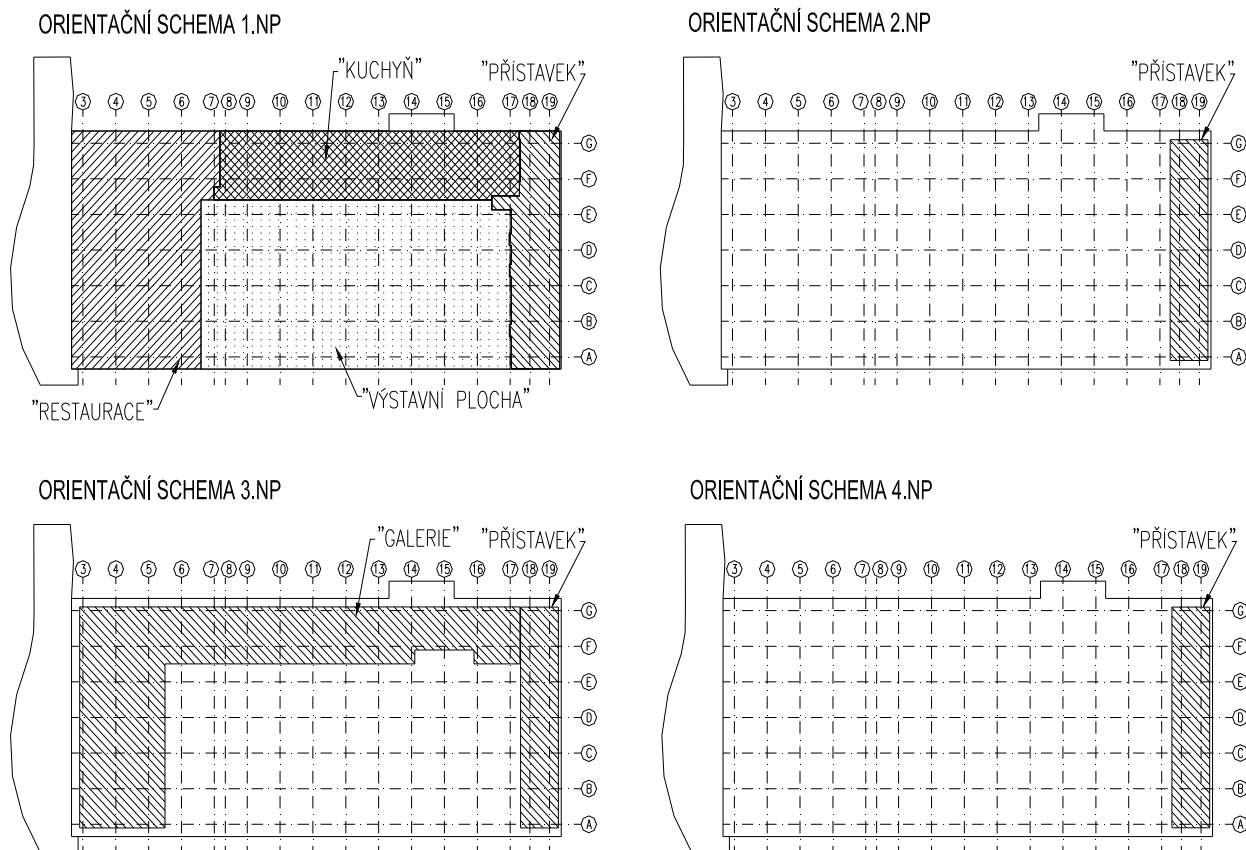
2 STRUČNÝ POPIS OBJEKTU

Objekt má v části půdorysu až čtyři nadzemní podlaží, jeho půdorysný rozměr je cca 112 x 50 m, výška cca 16,6 m.

Základní nosný systém objektu pavilonu D je proveden ze železobetonové monolitické konstrukce, uvnitř objektu je kombinován s ocelovou vestavbou.

Stropní konstrukce nad 1. NP jsou monolitické železobetonové stropy, oddělené dilatací; stropy jsou v různých výškových úrovních. (Pozn.: Ve zprávě jsou tyto stropy označovány podle původního účelu prostor, které zastavují, tzn. na části – restaurace, kuchyň a přístavek – viz obr. 1).

Tyto stropní konstrukce jsou vynášeny sloupy čtvercového průřezu 0,45 x 0,45 m (alt. ocelovými sloupy je nesena střecha) v pravidelném modulu 7,5 m. Podle velikosti působícího zatížení jsou nosné sloupy pod 1. PP založeny do monolitických patek s roznášecí plochou 2 x 2 m a 3,2 x 3,2 m (4,5 x 4,5 m a 5 x 5 m).



Obr. 1: Orientační schéma v jednotlivých podlažích (použito původní značení prostor)

3 STRUČNÝ POPIS PLÁNOVANÉ KONCEPCE ADAPTACE

Stávající objekt – pavilon D bude zadaptován na novou funkci MSCB (Moravian science centre Brno) a bude tak sloužit jako zábavně vzdělávací centrum vědy a poznání pro děti a mládež. Budou v něm umístěny stálé expozice, dočasné výstavy, multifunkční sály, studovny, laboratoře, dětská herna, restaurace a kanceláře s technickým zázemím, potřebným pro provoz centra

Objekt si zachová svou původní funkci jako výstavní prostor, umístění ani rozměry objektu se nemění. Stávající venkovní terasa při severním štítu bude nahrazena novým vstupním přístřeškem, sloužícím k shromáždění osob.

Dále bude nutné zrekonstruovat stávající obvodový plášť, který již neodpovídá současným požadavkům z oblasti tepelné techniky, náhradou původních jednoduchých skel za trojskla.

Vnitřní prostory budou rozděleny stěnami z lehkých sádkartonových příček tl. 150 mm.

Tab 1: Zatížení v jednotlivých patrech dle [8] podle navrhovaného charakteru užívání:

Podlaží	Užívání	Zatížení		
		Užitné [kN/m ²]	Příčky [kN/m ²]	Celkem [kN/m ²]
1. NP („restaurace“)	Vstupní hala	5,0	-	5,0
	Prodejna	5,0	0,9	5,9
	Toalety	1,5	1,7	3,2
1. NP („kuchyně“)	Dětské hřiště	5,0	0,5	5,5
1. NP („přístavek“)	Kanceláře	2,5	0,7	3,2
	Laboratoře	3,0	0,7	3,7
	Toalety	1,5	1,5	3,0
2.,3.,4. NP („přístavek“)	Kanceláře	2,5	0,7	3,2
	Toalety	1,5	1,5	3,0
3. NP („galerie“)	Požadavek investora	-	-	8,0 – 10,0*
	Multifunkční sál	5,0	-	5,0
	Výstavy	5,0	-	5,0
	Studovna	3,0	1,0	4,0
	Chodba	3,0	0,5	3,5
	Toalety	1,5	2,0	3,5

* Zatížení definované investorem nad rámce požadavku ČSN EN 1991-1-1 [8]

4 STATICKÝ PRŮZKUM

Průzkum objektu pavilonu D byl nejdříve zaměřen na zjištění dostupnosti podkladů, potřebných ke statickému posouzení nosných konstrukcí. K objektu jsou zachovány pouze části původní dokumentace a po jejich prostudování byla pro tyto konstrukce navíc prováděna kontrola „shody“ skutečnosti s původním návrhem. Těmito postupy byla získána geometrie, typ nosné konstrukce, její kvalita, materiálová skladba a způsob vyztužení v případě betonových konstrukcí.

Jako závěr statického průzkumu byla vyhotovena samostatná zpráva – viz [13], z jejíchž závěrů vyjímáme:

- střešní konstrukce (dle dostupných archivovaných přepočtů) je na hranici únosnosti; od doby výstavby byla konstrukce dále zatížena o dodatečné zateplení tl. 90 mm. Lze s jistotou předpokládat, že pro další přitížení přídatným zateplením a novým (vyšším) zatížením sněhem střecha nevyhoví;

- značná koroze sloupků obvodového pláště v uložení do výše max. 150 mm (místy až 50% tloušťky odkorodováno), po výšce potom koroze max. do 0,5 – 1 mm;
- beton monolitických konstrukcí 1. PP lze považovat za beton pevnostní třídy C16/20, výztuž použitá při armování je vyšší kvality (10335 - J) než předpokládal projekt (10245 – K);
- beton dobetonávky do trapézových plechů ocelových stropů podlaží 1. NP až 3. NP kancelářské vestavby je velmi špatné kvality; odhadovaná třída – nenormová cca C9/12,5;
- externí konstrukce – schodiště, rampa a nájezd na výstavní plochu jsou ze spodní strany lokálně narušeny značnou korozí nejen povrchových vrstev betonu, ale i výztuže – situace svědčí o nedostatečné plošné izolaci těchto konstrukcí, přesto konstrukce nevykazují statické poruchy, spodní povrch je však nutné bezpodmínečně sanovat;
- z průzkumu rovněž vyplynulo nežádoucí spádování venkovního schodiště a rampy směrem k obvodovému plášti, voda je tak přiváděna k ocelovým sloupkům obvodového pláště, které napadá a urychluje degradaci obložení, omítky a korozi oceli nosných sloupků včetně klempířských prvků atd.;
- v 1. PP je ve stěnových konstrukcích a vyzdívkách řada vodorovných a šikmých trhlin, trhliny jsou vesměs soustředěny do blízkosti dilatačních spár ve stropních konstrukcích, přičemž tyto dilatace nejsou dodrženy v těchto stěnových konstrukcích;
- při jižní straně objektu (za modulovou osou G) obvodová dozdvíčka vykazuje znaky vlivu nežádoucího sedání podloží – především mezi modulovými osami 3 - 9 a 17 až 19. Může to být způsobeno nestejnými geologickými poměry pod objektem; z původního geologického posudku vyplývá vymizení vrstvy štěrku v této modulové ose a přítomnost naplavených hlín tuhé až měkké konzistence.

5 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Pro účely zhodnocení geologických (základových) poměrů v místě plánované nové přístavby byly použity následující materiály:

- a) BRNO – VÝSTAVIŠTĚ, pavilon S (IGHP n.p. Žilina, závod Brno), 1967
- b) GEOFOND, popisy vrtů ID 447020 (S-92) - Stavoprojekt Brno a ID 449275 (V-1) - Geotest n.p. Brno

Žádná další speciální měření, pozorování nebo laboratorní šetření nebyla prováděna.

Jak uvádí materiál a), podloží zájmového území je tvořeno třetí- a čtvrtohorními sedimenty.

Shora je území tvořeno navážkami proměnlivé mocnosti (typicky cca 1,0 - 1,5 m dle podkladu a), ale i 2,5 m dle podkladu b) v místě sondy S-92), **které bude nutno ověřit minimálně geologickým sledováním a dohledem při budování základů.** Dále kromě navážek, se na povrchu nacházejí eluviální jílovité hlíny s ojedinělými štěrkovitými valouny, které jsou soustředěny při bázi vrstvy. Tyto hlíny ale byly s největší pravděpodobností (po následné stavbě pavilonu D) opět přetvořeny lidskou činností z velké části na navážky. Podle

materiálu b), jsou navážky velmi nekvalitní (neúnosné), nízké konzistence ($I_c = 0,74$ ve vrtu V-4 v hloubce 2,0 m).

Pod vrstvou navážek (jílovitých povodňových hlín se zbytky materiálu stavby a kamenů) se nachází terasa řeky Svratky, jejíž povrch se nachází v hloubce 1,3 – 2,3 m pod terénem (dle podkladu a) – povrch uvažován na úrovni cca 205,4 až 206,46 m n.m.) a je tvořena ulehlými písčitými štěrky. Štěrky jsou hrubozrnné, tvořeny zrny 6 – 10 cm, ojediněle až 25 cm. Jejich průzkumem ověřená mocnost je 3,5 m (V-6) – 5,0 m (V-2). Směrem nahoru štěrkopísky zjemňují svoje granulometrické složení. Přibývá tak množství hlinito-jílovité frakce, takže v hloubce cca 1,5 – 2,5 m jsou štěrky značně a proměnlivě zahliněny. Ve vrtech V-7 a V-8 přítomnost štěrkopísků nebyla dokonce vůbec zaznamenána (viz příloha č.3 podkladu a)). Rovněž ve vrtu S-92 podkladu b) chybí štěrkopísky, nicméně tento vrt je již poměrně vzdálen našemu zájmovému území.

V podloží štěrkopísků se nachází modro- či zelenošedé, často rezavě šmouhované třetihorní vápnité jíly (tégly), které jsou v přechodové vrstvě nejdříve tuhé, později pevné konzistence. Povrch byl modelován tokem řeky Svratky, takže je nepravidelný a výšková úroveň kolísá od 200,94 – 202,46 m n.m.

Hladina podzemní vody je volná a nachází se dle podkladu a) v hydrologickém kolektoru říčních štěrků v hloubce (2,5) 2,7 – 4,4 m pod terénem na úrovni 201,65 (V-5) – 202,7 (V-7) m n.m. Může ale být mnohem výše, neboť sondy z podkladu a) byly hloubeny v období „chudém“ na srážky, v zimním období (12/1966 – 01/1967). Případnou agresivitu podzemní vody vůči betonu základových konstrukcí bude vhodné znovu ověřit.

Jak je patrné z textu výše, jako základovou půdu je možno uvažovat terasu štěrků písčitých v případě plošného založení na patkách anebo v případě hlubinného založení je potřeba piloty zakončit až v neogenních jílech.

Plochu patek a případně i délku pilot bude nutno ověřit výpočtem podle účinků nadložních konstrukcí. Se závěry podkladu a) lze plně souhlasit, tj. doporučuje se založení na patkách na úrovni 2,1 m pod terénem, kde by se měly nacházet štěrky písčité - již méně zahliněné. Pro základy široké 1,0 m je možno v takovém případě uvažovat R_{dt} hodnotou **300 kPa**. Využije se jednak únosnosti a malé stlačitelnosti štěrků a navíc nebude nutné počítat s větším čerpáním podzemní vody. Únosnost štěrků bude rovněž negativně ovlivněna blízkostí neogenních jílu a se kterými je nutno počítat i při plošném založení. Jako nevýhodu je nutno vytknout, že štěrky se možná nenacházejí na celém půdorysu přístavby. V případě výskytu takového případu bude nutné pod patkou vybudovat ŠP polštář až na úroveň neogenních jílu, tj. cca 4,0 m pod terénem. Rozměr ŠP polštáře oproti patce by se zvětšil o 2,0 m na délku i na šířku. Přítomnost podzemní vody není při budování ŠP polštáře problémem.

Založení **patek přímo na neogenních jílech nelze doporučit**, protože únosnost neogenního jílu je mnohem menší než u štěrků ($R_{dt} = 180$ kPa) a navíc by bylo třeba počítat s čerpáním v důsledku velkého přítoku podzemní vody.

Pokud by deformace patek byla, vzhledem k typu horní stavby nevyhovující, bylo by potřeba zakládat hlubinně na pilotách, což je dnes již metoda stále více používaná. Deformace pilotových základů by pak byla (oproti založení na patkách) naprosto minimální.

Tabulka 1: Parametry štěrku písčitých

Objemová hmotnost ρ [kg/m ³]	2150
Úhel vnitřního tření φ [°]	38
Soudržnost c [kPa]	0÷2
Deformační modul E_{def} [MPa]	100

*Tabulka 2: Parametry jílu neogenních, přechodová oblast tl. 1,5 m – tuhá konzistence
(ČSN 73 1001 a další lit.)*

Objemová hmotnost ρ [kg/m ³]	2050
Úhel vnitřního tření φ_u [°]	4
Soudržnost c_u [kPa]	40
Úhel vnitřního tření φ_{ef} [°]	~16
Soudržnost c_{ef} [kPa]	~16
Deformační modul E_{def} [MPa]	3

Tabulka 3: Parametry jílu neogenních – pevná konzistence

Objemová hmotnost ρ [kg/m ³]	2070
Úhel vnitřního tření φ_u [°]	8
Soudržnost c_u [kPa]	67
Úhel vnitřního tření φ_{ef} [°]	~22
Soudržnost c_{ef} [kPa]	~22
Deformační modul E_{def} [MPa]	5

6 STATICKÉ POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Na základě výsledků zjištěných statickým průzkumem a prostudováním původní dokumentace bylo provedeno statické posouzení (přešetření) stávajících nosných konstrukcí.

Působící zatížení:

- zatížení sněhem – II. sněhová oblast, $s_o = 1,0 \text{ kN/m}^2$ [3],
- zatížení větrem – VI. větrová oblast, $w_0 = 0,55 \text{ kN/m}^2$,
- střešní plášť,
- podlahové vrstvy zjištěné ze sond,
- stropní konstrukce,
- fasáda,
- podhled a obklady.

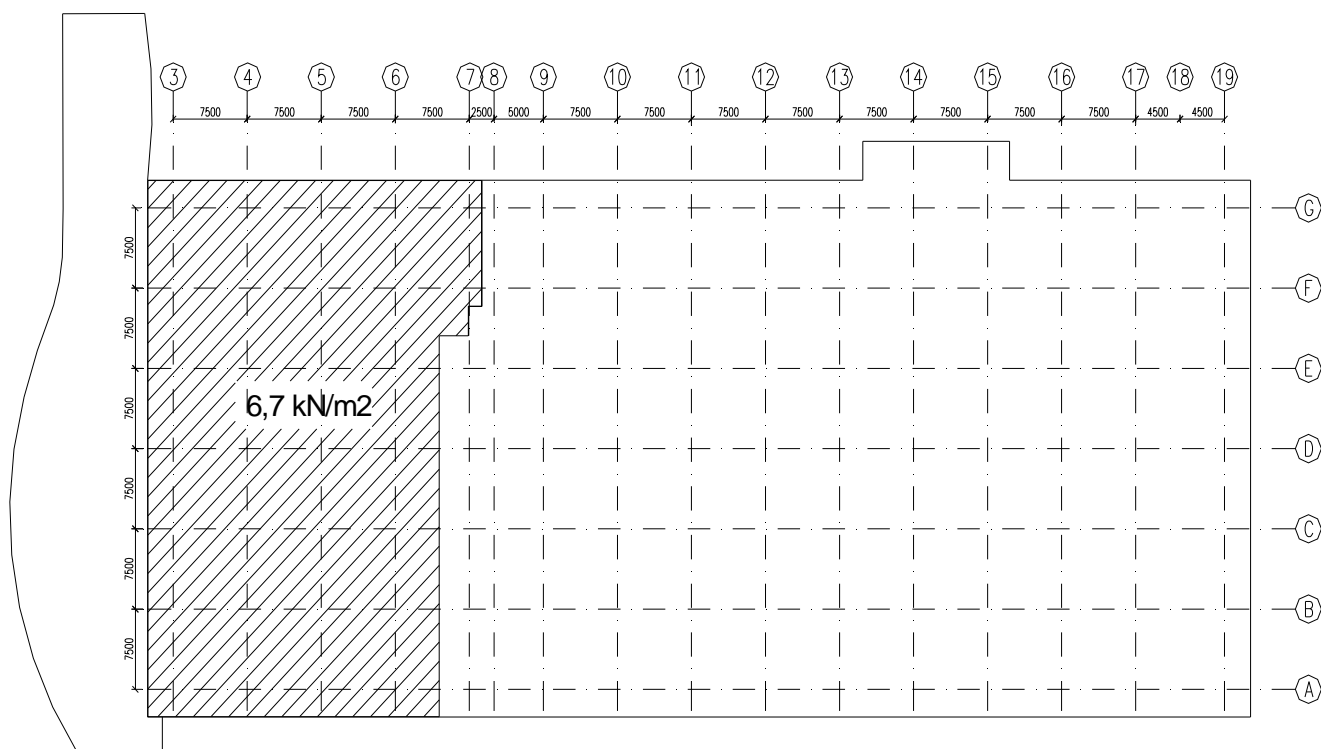
Cílem statického posouzení je stanovit zatížitelnost stávajících nosných konstrukcí, a to ve smyslu hledání rezervy pro další zatížení s ohledem na nosnost jednotlivých rozhodujících prvků konstrukce. Zatížitelnost je stanovena s přihlédnutím na skutečné materiálové parametry, rozměrům a skladbám konstrukčních prvků. Jedná se o plošné rovnoměrné zatížení (klasifikované jako užité včetně účinku tíhy přiček a nových podlah) v charakteristické (normové) hodnotě; při překročení takto stanovené zatížitelnosti může dojít k porušení nosné konstrukce v nejvíce namáhaném průřezu.

6.1 Statické posouzení stropu 1. NP – „restaurace“

Jedná se o železobetonovou monolitickou stropní desku tl. 300 mm bodově podepřenou sloupy v podélném i příčném modulu po 7,5 m a mezi modulovými osami 6 - 7 liniově podepřenou zděnou stěnou, na vnějším obvodě objektu má deska konzolové vyložení 2,55 m, vynášející fasádní sloupky obvodového pláště.

Ohybová únosnost byla stanovena v sloupovém i mezipodporovém pruhu, a to pro horní i dolní povrch. Z projektové dokumentace bylo známo navržené vyztužení i kvalita betonu desky, tyto parametry byly ověřovány průzkumem. Pro výpočet byly uvažovány profily z původní dokumentace $\phi 16$ a $\phi 12$ po příslušných vzdálenostech a v sekané sondě skutečně nalezená ocel typu J - 10 335 (nalezený druh oceli se od původní dokumentace odlišoval). Beton je uvažován třídy C16/20 (B20). Rozhodující (tzn. nejméně únosný) byl průřez nad podporou vyztužený $\phi J16/70$ mm, ve kterém vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti $q_k = 6,7 \text{ kN/m}^2$.

ZATÍŽITELNOST STROPU 1.NP (+0,800) – RESTAURACE
ZATÍŽITELNOST = UŽITNÉ+PŘÍČKY+NOVÉ PODLAHY



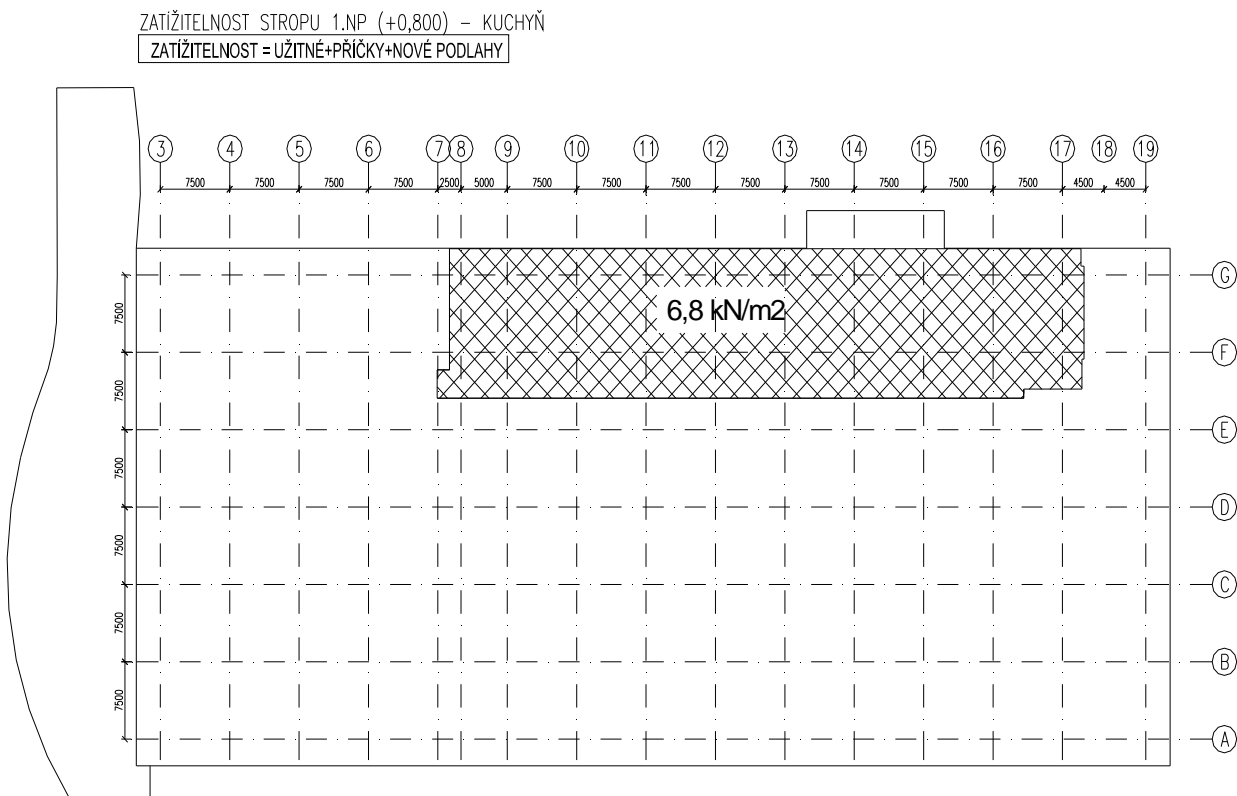
Obr. 1: Výsledná zatížitelnost 1. NP – „restaurace“

6.2 Statické posouzení stropu 1. NP – „kuchyň“

Jedná se o železobetonovou monolitickou stropní desku tl. 300 mm bodově podepřenou sloupy v podélném i příčném modulu po 7,5 m a mezi modulovými osami E - F liniově podepřenou cihelnou stěnou, na vnějším obvodě objektu má deska konzolové vyložení 2,55 m, vynášející fasádní sloupky obvodového pláště.

Ohybová únosnost byla stanovena v sloupovém i mezipodporovém pruhu, a to pro horní i dolní povrch. Z projektové dokumentace bylo známo navržené vyztužení i kvalita betonu desky, tyto parametry byly ověřovány průzkumem. Pro výpočet byly uvažovány profily z původní dokumentace $\phi 16$ a $\phi 12$ po příslušných vzdálenostech a v sekané sondě skutečně

nalezená ocel typu J - 10 335 (nalezený druh oceli se od původní dokumentace lišil). Beton je uvažován třídy C16/20 (B20). Rozhodující (tzn. nejméně únosný) byl průřez nad podporou vyztužený $\phi J16/70$ mm, ve kterém vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti $q_k = 6,8 \text{ kN/m}^2$.



Obr. 2: Výsledná zatížitelnost 1. NP – „kuchyň“

6.3 Statické posouzení stropu 3. NP – „galerie“

Stropní konstrukce galerie je sestavena z ocelových nosníků podepírajících prefabrikované železobetonové desky o rozpětí 1,5 m. Ocelové stropní nosníky podpírají ocelové sloupy v modulu 7,5 x 15 m a hlavní nosné sloupy střechy v rozteči 30 x 30 m.

a) Prefabrikované podlahové dílce:

- nevykazují žádné vady ani poruchy,
- rozměr 90 x 300 x 1500 mm,
- beton třídy B35 (C28/35),
- výztuž 3 $\phi E6$,
- stálé zatížení – podlaha (cem. mazanina 20,mm) + vlastní tíha dutinového panelu.

Zatížitelnost prefabrikovaného dílce je $q_k = 7,0 \text{ kN/m}^2$.

b) Ocelové stropní nosníky:

Zatížitelnost ocelových stropních nosníků galerie byla počítána jednotlivě pro každý „známý“ průřez (viz tab. 4) zjištěný průzkumem nebo z dochované původní dokumentace. Průřezy jsou většinou proti klopení zajištěny pouze v polovině své délky (tomu odpovídá sloupec „s vlivem klopení“). V případě průřezu v poli je

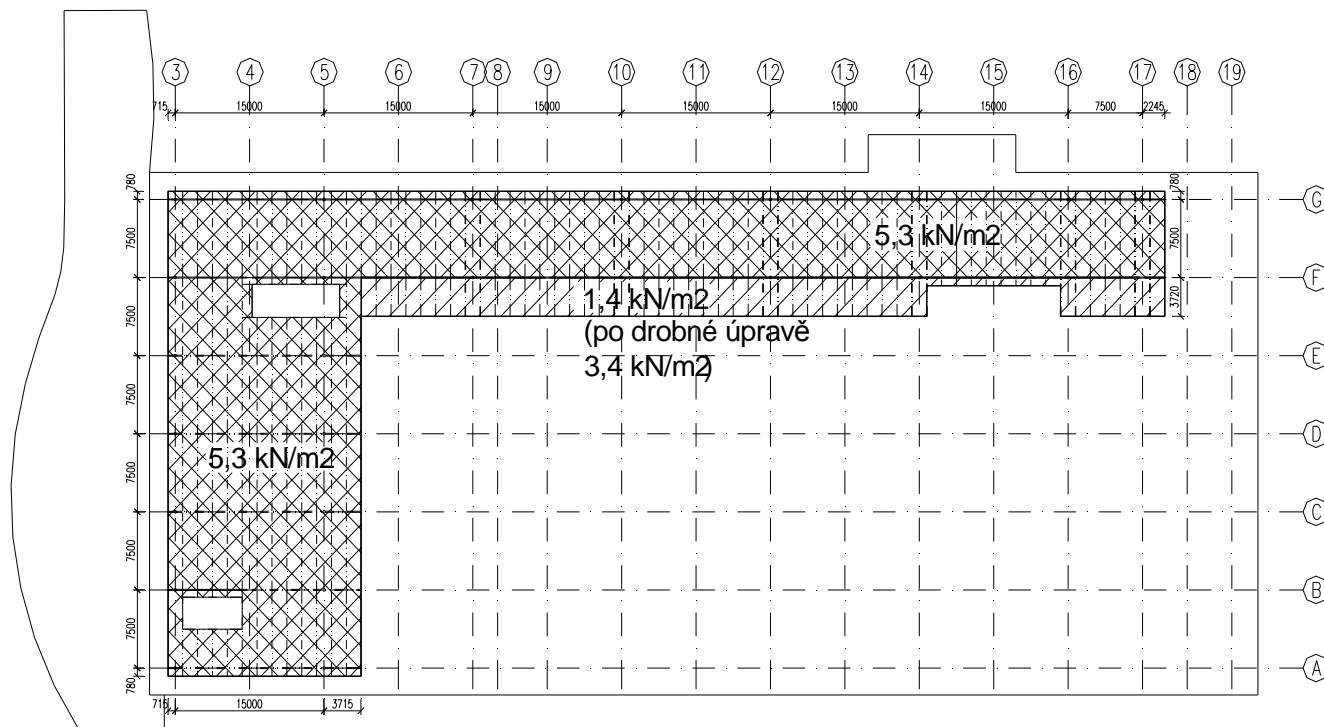
možné zvýšit únosnost stavebními úpravami (tzn. průřez se stabilizuje) a dosáhne se tak stavu, kdy ke klopení nedochází (viz sloupec „bez vlivu klopení“).

Tab 4: Zatížitelnost ocelových nosníků:

Ozn. nosníku	Pole [kN/m ²]		Podpora – konzola [kN/m ²]	
	S vlivem klopení	Bez vlivu klopení	S vlivem klopení	Bez vlivu klopení
N81	-	6,76	8,63	8,63
N50-55, N71-73	5,32	9,20	-	-
N56-59, N85	5,39	9,24	-	-
N65-67	4,55	10,53	-	-
N4	16,1	16,1	6,65	7,19
N80, 82	1,4	3,36	5,68	9,59
N38	5,69	5,69	-	-

ZATÍŽITELNOST STROPU 3.NP (+7,450) – GALERIE

ZATÍŽITELNOST = UŽITNÉ+PŘÍČKY+NOVÉ PODLAHY



Obr. 3: Výsledná zatížitelnost 3. NP – „galerie“

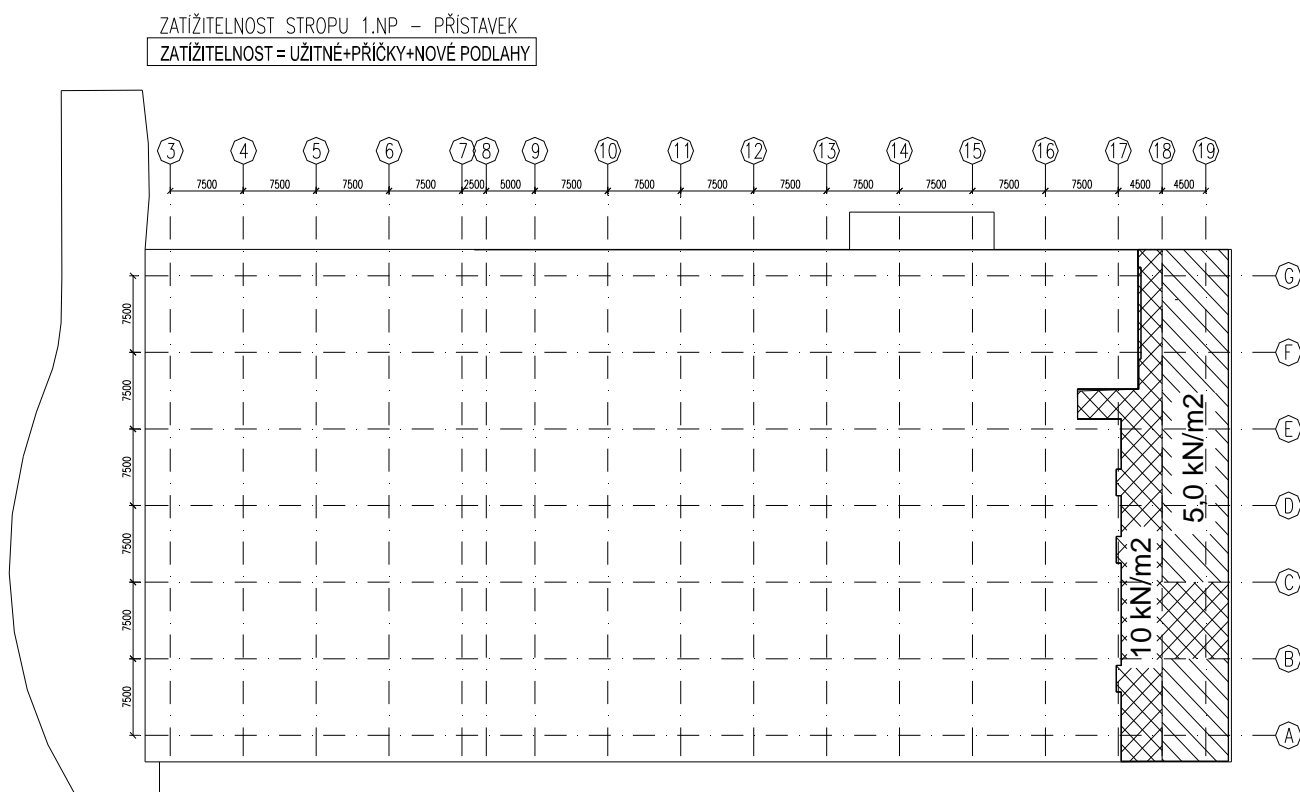
Pro výslednou zatížitelnost stropu galerie je rozhodující minimální hodnota zatížitelnosti dosažená při posouzení ocelových nosníků:

- zatížitelnost konzoly mezi modul.osy F – E – 5 - 18 je $q_k = 1,4 \text{ kN/m}^2$,
- zatížitelnost zbývajících plochy galerie je $q_k = 5,3 \text{ kN/m}^2$.

6.4 Statické posouzení stropu 1. NP – „přístavek“

Jedná se o železobetonovou monolitickou stropní desku vymezenou osami A17 – G19. Deska má tl. 300 mm bodově podepřenou sloupy v příčném modulu po 7,5 m a v podélném modulu podepřenou nosnými stěnami energo-kanálů pod výstavní plochou v modulu 1,8 a 2,3 m a následně lokálně podporovanou sloupy v modulu 4,5 m. Na vnějším obvodě objektu má deska konzolové vyložení vynášející fasádní sloupky obvodového pláště.

Ohybová únosnost byla stanovena v sloupovém i mezipodporovém pruhu, a to pro horní i dolní povrch. Z projektové dokumentace bylo známo navržené vyztužení i kvalita betonu desky, tyto parametry byly ověřovány průzkumem. Pro výpočet byly uvažovány profily piř spodním povrchu ověřené sondami ϕ J 16/260 ve směru podélném a ϕ J 16/210 ve směru příčném. Pro vyztužení horního povrchu byly uvažovány výztuže dle dostupného projektu s kvalitou oceli „J“. Beton je uvažován třídy C16/20 (B20) – v souladu se statickým průzkumem. Rozhodující (tzn. nejméně únosný) byl průřez nad podporou v modulové ose „19“, ve kterém vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Nad prostorem chodby a krajního energo-kanálu (mezi modulovými osami 17 – 18) vychází zatížitelnost, vzhledem k malým rozpětím desky, $q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$; tato hodnota zatížitelnosti vychází i pro úsek stropní desky pod vjezdem na výstavní plochu, kde je deska více vyztužena.



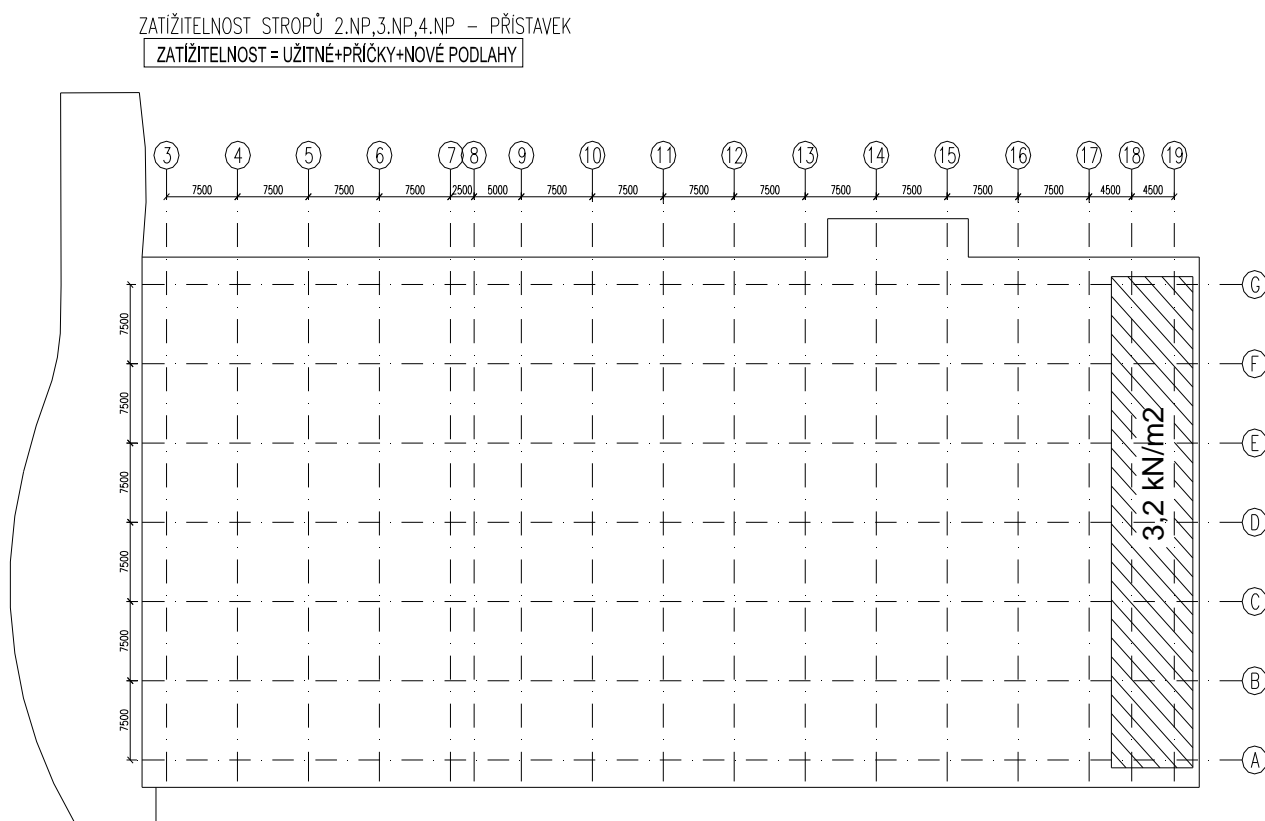
Obr. 4: Výsledná zatížitelnost 1. NP – „přístavek“

6.5 Statické posouzení stropu 2. NP, 3.NP a 4. NP – „přístavek“

Stropní konstrukce přístavku je tvořena ocelovou nosnou konstrukcí tvořenou vykonzolovanými svařovanými průvlaky, do kterých jsou osazeny ocelové I nosníky, na ně potom uložen trapézový plech a provedena KARI sítěmi vyztužená betonová deska. Betonová deska vykazuje použití nekvalitního betonu B12,5, dle starších ČSN je tento beton na hranici přípustnosti pro staticky namáhané konstrukce. Byl proveden přepočet zatížitelnosti následujících prvků:

- Ocelový svařovaný „U“ průvlak 140/260 $q_k = 4,2 \text{ kN/m}^2$,
- Ocelový stropní nosník I240 $q_k = 3,6 \text{ kN/m}^2$,
- Železobetonová deska $q_k = 3,2 \text{ kN/m}^2$.

Z hlediska zatížitelnosti rozhoduje minimální ze stanovených hodnot – tedy $q_k = 3,2 \text{ kN/m}^2$.



Obr. 4: Výsledná zatížitelnost 2. NP, 3. NP a 4. NP – „přístavek“

6.6 Statické posouzení stropů energokanáľů

Zastropení energokanáľů limituje zatížitelnost výstavní plochy 1. NP. K těmto konstrukcím se nedochovala původní dokumentace – informace proto byly čerpány pouze ze statického průzkumu. Jako rozhodující vyšlo zastropení nejširšího energokanáľu, pro které byla průzkumem ověřena tloušťka nosné desky 300 mm a hlavní vyztužení $\text{ØV12/200} + \text{ØT8/200}$. Pro takto vyztužený průřez vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti $q_k = 23,0 \text{ kN/m}^2$.

6.7 Statické posouzení fasádních sloupků

Stávající sloupky byly posouzeny pro nový obvodový plášť Schüeco se zasklením izolačním trojsklem o celkové vlastní tíze obvodového pláště max. $0,6 \text{ kNm}^{-2}$. Sloupky z hlediska mezního stavu únosnosti vyhovují, z hlediska mezního stavu přetvoření splňují požadavek max. průhybu $1/300$ výšky. Nosné sloupky tedy **vyhovují**, je však nutné počítat s nutností náhrady nespolehlivého, na většině míst zkorodovaného, uložení. Zesilující prvky v oblasti ukotvení sloupů však budou vystupovat nad úroveň podlahy; budou tedy viditelné.

Navrhujeme provést nové ukotvení pat stávajících sloupků pomocí zámečnických výrobků do výšky min. 400 mm. Ukotvení do stávající železobetonové konzoly pomocí chemických kotev.

6.8 Statické posouzení střechy

Střešní konstrukce (dle dostupných archivních přepočtů) je na hranici únosnosti, do doby výstavby byla konstrukce dále zatížena o dodatečné zateplení tl. 90 mm, lze s jistotou předpokládat, že pro další přitížení přídatným zateplením a novým (vyšším) zatížením sněhem střecha nevyhoví.

Pro účely statického povolení nebyly přepočty prováděny, protože výsledek je vzhledem ke starším realizovaným přepočtům (prof. Lederer) znám. Situace s případným přetížením střechy bude řešena za pomoci instalace a kalibrace měřicího zařízení, které je schopné v reálném čase vyhodnocovat míru zatížení střešní konstrukce tíhou sněhu a v případě překročení předem definované kritické hranice automaticky vyšle signál správci objektu, který zahájí opatření na snížení zatížení střechy dle předem dohodnutého postupu prací – tzv. havarijní plán. Podrobněji se této problematice věnuje samostatná technická zpráva – viz Příloha 1.

Pozn. mechanické odstranění sněhu na střeše je požadavek investora.

6.9 Sanace externích konstrukcí

Externí konstrukce – tedy vnější schody, rampa a nájezd na výstavní plochu jsou dle statického průzkumu ve špatném technickém stavu, do nosné konstrukce zatéká a na spodním povrchu dochází ke korozi výztuže a odpadávání krycí vrstvy betonu, čímž se problém s korozí nosné výztuže eskaluje.

Je nutné provést standardní povrchovou sanaci betonu např. za použití výrobků firmy Sika dle následujícího technologického postupu:

Příprava povrchu:

- 1 Mechanické očištění narušených částí betonu.
- 2 Tryskání povrchu sloupu vysokotlakým vodním paprskem tlakem cca 1100 barů, popřípadě křemičitým pískem frakce 0,6 – 1,2 mm tlakem vody min. 300 barů. Včetně opískování zkorodované výztuže.
- 3 Omytí pískovaného povrchu od usazeného prachu a neodplaveného písku.

Náhrada korozí degradované výztuže:

V případě oslabení nosné výztuže o více než 15 % je nutná její náhrada – obnažení nezkorodovaných konců výztuže a navaření nové příložky překlenující korozí degradovanou oblast.

Zapravení narušených hran a hlubokých výtluků (hlubších než 5 mm):

- 4 Povrchové oschnutí očištěné výztuže.
- 5 Pasivace výztuže SIKA MONOTOP 610 – nanášet pouze na výztuž tuhým štětcem, spotřeba cca 0,05 kg/m' výztuže.
- 6 Technologická přestávka cca 2 - 4 hodiny.
- 7 Důkladné předvlhčení betonu, do kapilárního nasycení.
- 8 Spojovací můstek SIKA MONOTOP 610 v místě hlubokých výtluků, nanést znovu přes ošetřenou výztuž a přes okraje zapravované díry.
- 9 Do čerstvého spojovacího můstku nanést reprofilační maltu SIKA MONOTOP 612 (třída R4), popřípadě SIKA REP (třída R3) v tloušťce max. 20 - 30 mm, v případě tlustší vrstvy aplikovat další vrstvy s technologickou přestávkou od prvního kroku min. 1,5 hodiny.

Plošná reprofilace mělkých výtluků (do 5 mm):

- 10 Povrch před reprofilací navlhčit – cca 12 hodin vlhčit (dle počasí).
- 11 Na betonový povrch nanést stěrku SIKA MONOTOP 620 (třída R3, případně R2) v minimální tl. 1,5 mm.
- 12 Po dobu min. 3 dnů budou reprofilované povrchy vlhčeny. V případě výskytu smršťovacích trhlin v reprofilační vrstvě budou tyto zapraveny jemnou stěrkou SIKA MONOTOP 620.

Ochrana inhibitorem koroze:

- 13 Na očištěný povrch nanést SIKA FerroGard 903 ve 4 vrstvách pomocí válečku, popřípadě rozprašovací pistole. Prodleva mezi jednotlivými kroky je libovolná.
- 14 Technologická přestávka 2 dny.
- 15 Po dvou dnech provést 2x navlhčení ošetřeného povrchu vodou.
- 16 Technologická přestávka 7 dní pro oschnutí povrchu.

Finální sjednocující nátěr:

- 17 Povrch betonu po oschnutí (krok č. 18) omyjeme tlakovou vodou (cca 100 barů).
- 18 Technologická přestávka na oschnutí povrchu 1 den.
- 19 Aplikace nátěru Sika Elastocolor 675 W ve dvou vrstvách, rozmezí mezi pracovními kroky min. cca 60 min (pro 23° C). První vrstva bude ředěna vodou, max. 15 %, druhá vrstva bude nanášena neředěná.
- 20 Spotřeba cca 0,17 l/m². Aplikace Airless stříkáním, tlak 150 barů, tryska 0,38 – 0,53 mm.
- 21 Konečný čas schnutí 14 hod. (pro 23°C).

Některé konstrukce jsou vzhledem k blízkosti terénu špatně přístupné, v rovní práci bude nutné počítat s výkopy pro umožnění přístupu ke spodnímu sanovanému povrchu.

6.10 Vybourání stávající terasy

V místě navrhovaného nového dvoupodlažního vstupního objektu je situovaná stávající železobetonová terasa. Terasa je založená na základových patkách. Stropní konstrukce terasy spojitě navazuje na stropní konstrukci stávajícího pavilonu „D“ a tvoří tak

neoddělitelnou součást nosné konstrukce. Vzhledem k této skutečnosti po odřezání nosné konstrukce terasy dojde k ovlivnění stropní desky nad bývalou restaurací v pavilonu „D“.

Nově tak vznikne konzolová část stávající ponechané stropní desky, která vynáší obvodový plášť. Dle dostupných původních výkresů tato část stropní desky není vyztužena při horním povrchu výztuží konzol, která by byla bezpečně zatažena až za sloupový pruh nejbližší řady sloupů. Bude nutné tedy na této řezané délce stropní konstrukce – cca 30 m – počítat se zesílením konzoly o dodatečnou horní výztuž. Vzhledem k tvaru konzoly předpokládáme dodatečné navrtání a vlepení závitových tyčí a jejich aktivaci z exteriéru pomocí matic.

6.11 Statické zajištění obvodových stěn v ose „G“

Stavebně – technický průzkumem – viz [13] bylo zjištěno sedání jižní obvodové stěny (podél modulové osy „G“ mezi příčnými modulovými osami „3“, dále „8“ až „10“ a „17“ až „19“. Jako příčina byla průzkumem vyhodnocena nestejnorodá geologie, kdy vrstvy únosných štěrků, ve kterých měly být původní konstrukce založeny v těchto místech z geologického profilu vymizely a nahrazuje je náplavová jílovitá hlína tuhé, místy až měkké konzistence.

Navrženo je podchycení základových pasů sedající obvodové stěny soustavou mikropilot po max. vzdálenostech cca 2,5 m. Délka jedné mikropiloty bude cca 5 m s délkou injektovaného kořene 3 m. Ve záhlaví mikropiloty bude provedena železobetonová převázka kotvená ke stávajícímu základovému pasu. Celková délka zajišťovaných obvodových konstrukcí při jižní stěně je 30 m – tedy počet mikropilot je cca 15 ks, celková délka mikropilot potřebných pro zajištění sedání obvodové stěny je cca 75 m.

7 ZALOŽENÍ NOVÝCH OBJEKTŮ

Založení dvoupodlažního vstupního objektu je navrženo na vrtaných pilotách profilu 0,9 m. Piloty budou ukončeny ve vrstvě slínu F8 – viz geologický profil. Předpokládaná délka těchto pilot se liší dle míry jejich zatížení – vzhledem k nepravidelnému půdorysu přístavku je velký rozdíl v zatížení jednotlivých pilot. Délka pilot je navržena od 4,5 m do 12,5 m. Vyztužení většiny pilot předpokládáme armokošem 6ØR16 mm; u piloty č. 11 a 12, u kterých je značný ohybový moment z horní stavby, předpokládáme vyztužení 12ØR25 mm.

Založení přístřešku je, vzhledem k nepříznivé geologii a zkušenostem s poruchami sousední obvodové stěny pavilonu „D“, založena na vrtaných mikropilotách. Mikropiloty jsou tvořeny soustavou svislých a šikmých (tahových a tlakových) mikropilot vzájemně převázaných základovými pasy.

Podrobněji včetně výkazu výměr je řešení základových konstrukcí patrné z výkresové dokumentace F1.1.2.4 a F1.1.2.5.

Před zahájením vrtných prací musí být ve spolupráci s investorem (odběratelem) provedeno ověření průběhu případných inženýrských sítí, které by mohly být vrtáním ohroženy. Odběratel potvrdí, že vrty pro piloty nekolidují se stávajícími sítěmi ani nezasahují do jejich ochranných pásem. Např. pro kanalizaci ochranné pásmo 1,5 m od líce potrubí apod. Pro stávající rozvod plynu kolem objektu dochází ke kolizi – přípojku je navrženo zrušit. Dále dochází ke kolizi s kanalizací pod vstupním objektem – navržena je přeložka.

Výkresová dokumentace byla zpracována za předpokladu, že inženýrské dítě v kolizi se základy budou buď přeloženy (např. případ kanalizace pod vstupním objektem), popřípadě bude dohodnutá se správcí vyjímka ze standardních ochranných pásem tak, aby základové konstrukce mohly být realizovány blíže k těmto sítím. Tato skutečnost byla konzultována s gen. projektantem. V případě, že by bylo nutné ochranné pásmo dodržet, musí se provést přeložky inženýrských sítí (kanalizace, voda atp.) a pak by bylo možno zjednodušit i některé základové konstrukce (např. vykonzolování pasů pod sloupy a nad pilotami).

Piloty i mikropiloty jsou následně ve zhlaví spojeny s převážkovými tuhými pasy a patkami, do kterých je následně provedeno kotvení horních ocelových konstrukcí.

Pro vrtání pilot bude připravena zpevněná plošina na úrovni -3,15 m, mikropiloty pro přístřešek budou vrtány z úrovně stávajícího UT (cca -1,5 m).

Vrty pro piloty budou prováděny z upraveného terénu rotační technologií. Přes případné nesoudržné a nestabilní vrstvy budou vrty paženy provozní ocelovou pažnicí. Při provádění pilot je třeba dbát na přesnost půdorysného umístění a při vrtání pak na čištění dna vrtů. Do každého vrtu bude po jeho dokončení osazena výztuž dříku piloty a následně provedena plynulá betonáž až do úrovně projektované hlavy piloty. Z důvodu výskytu podzemní vody bude před betonáží každý vrt vyčerpán (dobu expozice dokončeného vrtu je nutno minimalizovat). V případě větších přítoků bude betonáž prováděna zespodu pod hladinu vody pomocí betonovacích rour. Betonovací roura musí před zahájením betonáže dosahovat až na dno vrtu a během betonáže musí být její dolní konec neustále dostatečně ponořen v betonu. Betonová směs znehodnocená stykem s podzemní vodou tak bude vytlačena nad projektovanou úroveň hlavy a následně odstraněna. Po provedení pilot bude materiál odebrán na úroveň HTU a provedeny převázky pilot.

Výrobní tolerance: při provádění pilot - jsou povoleny následující geometrické tolerance:

- polohová odchylka osy vrtu v úrovni hlavy piloty ± 100 mm,
- odchylka ve sklonu piloty 0,02 m/m,
- výšková odchylka hlavy piloty ± 50 mm.

Provádění pilot a požadavky na přesnost provedení se budou řídit podle příslušných norem a předpisů - ČSN EN 1536 - Provádění geotechnických prací - Vrtané piloty.

Navržené materiály:

Pasy a převázky – beton C16/20 XC2,

Piloty – beton C16/20 XC2,

Výztuž převázek a pilot – ocel 10505 (R),

Mikropiloty – ocelové trubky Ø102/8 mm, ocel 11523.

8 NOVÉ OCELOVÉ KONSTRUKCE VSTUPU

8.1 Obecné údaje

Předmětem statické části projektu je návrh nosných ocelových konstrukcí shromažďovacího přístřešku (zastávky městské hromadné dopravy) a vstupního přístřešku u

pavilonu MSCB (někdejší pavilon D v areálu BVV) v Brně, ulice Křížkovského. Řešeny jsou nosné ocelové konstrukce.

Jedná se o dva samostatné objekty nepravidelného (organického) tvaru. Konstrukce jsou samonosné, nejsou připojeny k žádným jiným objektům.

Shromažďovací přístřešek (zastávka městské hromadné dopravy) má navrženu celkovou výšku cca 4,25m, největší půdorysné osové rozměry jsou 28,4 x 14,8m. Konstrukce je oboustranně opláštěna kovovým plechem.

Vstupní přístřešek do pavilonu má navrženu výšku cca 7,0m (cca 10,0m od úrovně chodníku), největší půdorysné osové rozměry činí 68,2 x 14,1m. Konstrukce je oboustranně opláštěna kovovým plechem, podlaha je uvažována monolitická železobetonová.

8.2 Normativní dokumenty

Nosné konstrukce přístřešků byly navrženy v souladu s těmito platnými normativními dokumenty:

- ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-1: Obecná zatížení – objemové tíhy, vlastní tíha a užité zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem
- ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-4: Obecná zatížení – zatížení větrem
- ČSN EN 1993-1-1: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1993-1-8: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – část 1-8: Navrhování styčníků
- ČSN 73 1401 „Navrhování ocelových konstrukcí“ (1998, Z1/2001, Z2/2002)
- ČSN 73 1403 „Navrhování trubek v ocelových konstrukcích“
- ČSN 73 2601 „Provádění ocelových konstrukcí“
- ČSN EN ISO 12944 „Nátěrové hmoty - Protikoroze ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy“

8.3 Podklady pro návrh konstrukce

Návrh nosné konstrukce shromažďovacího a vstupního přístřešku byl proveden na základě architektonické studie a podrobného tvarového a geometrického řešení (Ing. arch. J. Lacina, K4, a.s., Brno, 2010).

8.4 Nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku

Nosná ocelová konstrukce je znázorněna na výkrese č. F1.1.2.6.

8.4.1 Předpoklady návrhu

Statický návrh nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku byl proveden na:

- Mezní stav únosnosti s uvážením vlivu ztráty stability prvku na nejnepříznivější z kombinací návrhových hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S235.
- Mezní stav použitelnosti na nejnepříznivější hodnoty deformací z kombinací charakteristických hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S235.

Nosná ocelová konstrukce přístřešku byla dimenzována na následující proměnná zatížení:

- Klimatické zatížení větrem s výchozí základní rychlostí větru $v_{b,0} = 25 \text{ m.s}^{-1}$, odpovídající II. větrové oblasti a kategorii terénu III (podle ČSN EN 1991-1-4).
- Klimatické zatížení sněhem se základní tíhou sněhu $s_0 = 1.00 \text{ kN.m}^{-2}$, odpovídající II. sněhové oblasti (podle ČSN EN 1991-1-3).

8.4.2 Popis konstrukce, statické řešení

Předmětem statické části projektu je nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku (zastávky městské hromadné dopravy) u pavilonu MSCB (někdejší pavilon D v areálu BVV) v Brně. Jedná se o samostatně stojící objekt, přístřešek má navrženou celkovou výšku cca 4,25m, největší půdorysné osové rozměry jsou 28,4 x 14,8m.

Základními prvky nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku jsou 2 hlavní zakřivené podélné průvlaky – žebra (probíhající mezi řadami AA-II a AA-OO) a 2 hlavní příčné polorámy – zakřivené konzoly (v řadách HH, II). Konstrukce je dále doplněna o 1 zakřivený podélný nosník – žebro okrajové (mezi řadami AA-OO), 2 zakřivené podélné nosníky – žebra střední (mezi řadami AA-II), 5 zakřivených příčných nosníků (v řadách JJ, KK, LL, MM, NN), distanční a ztužující pruty. Konstrukce jako celek je navržena z trubek kruhového průřezu. Nosná část opláštění je tvořena ocelovým trapézovým plechem, osazeným při vnějším i vnitřním povrchu konstrukce.

Nosná žebra svým tvarem kopírují povrch konstrukce přístřešku, tzn. jsou zakřivená, ostatní prvky (distanční a výztužné) jsou přímé. Hlavní podélné průvlaky jsou uloženy na základy, resp. delší z nich je navíc ve střední části podpírán zakřivenými příčnými polorámy v řadách HH, II. Průvlaky jsou vzájemně propojeny distančními profily a křížovým ztužením, čímž vytvářejí prostorově tuhý prvek v rovině přístřešku. Ostatní podélné nosníky jsou obdobně na jedné straně podpírány příčnými polorámy v řadách HH, II a na straně druhé jsou uloženy na základech. Stabilita všech výše uvedených nosných prvků je zabezpečena křížovými ztužidly a propojením s hlavními nosnými žebry. Nedílnou součástí nosného systému jsou trapézové plechy, účinně připojené k vnějšímu i vnitřnímu povrchu přístřešku (resp. nosných žebër). Kromě funkce nosné části opláštění zajišťují také stabilitu zakřivených nosníků.

Prostorová tuhost nosné konstrukce je zajištěna ztužením mezi hlavními nosnými prvky, tuhým rotačně kotvením příčných polorámů v řadách HH, II a spolupůsobením hlavních nosných prvků s nosnou částí opláštění.

Opláštění konstrukce je uvažováno pomocí hladkého, resp. vroubkovaného kovového plechu. Povrchový plech bude připojen k nosné části opláštění, která je tvořena ocelovým trapézovým plechem u vnitřního i vnějšího povrchu konstrukce.

Kotvení ocelové konstrukce je uvažováno pomocí patního plechu s výztuhami a předem zabetonovaných kotevních šroubů s kotevní hlavou. Prvky jsou kotveny kloubově, příčné polorámy v řadách HH, II jsou vetknuty. Kotvení bude skryto mezi vnějším a vnitřním opláštěním.

Nosná konstrukce shromažďovacího přístřešku je navržena jako celosvařovaná z oceli jakosti S235.

Ochrana ocelové konstrukce proti korozi bude zajištěna ochranným nátěrovým systémem.

Statická analýza nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku byla provedena metodou konečných prvků programovým systémem NEXIS 32. Výpočtem byl analyzován prostorový model konstrukce přístřešku, a to na účinky stálého a proměnného zatížení.

Posouzení mezního stavu únosnosti i použitelnosti nosné konstrukce jako celku i jejích jednotlivých elementů bylo provedeno v souladu s normativním dokumentem ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí, a to s uvažováním globální i lokální ztráty stability prvků.

8.5 Nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku

Nosná ocelová konstrukce vstupního objektu je znázorněna na výkrese č. F1.1.2.7.

8.5.1 Předpoklady návrhu

Statický návrh nosné ocelové konstrukce vstupního přístřešku byl proveden na:

- Mezní stav únosnosti s uvažováním vlivu ztráty stability prvku na nejnepříznivější z kombinací návrhových hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S235 a S355.
- Mezní stav použitelnosti na nejnepříznivější hodnoty deformací z kombinací charakteristických hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S235 a S355.

Nosná ocelová konstrukce přístřešku byla dimenzována na následující proměnná zatížení:

- Proměnné užité zatížení vstupní rampy $q_k = 5.0 \text{ kN.m}^{-2}$, odpovídající kategorii C3 (podle ČSN EN 1991-1-1, Tab. 6.1, 6.2).
- Klimatické zatížení větrem s výchozí základní rychlostí větru $v_{b,0} = 25 \text{ m.s}^{-1}$, odpovídající II. větrové oblasti a kategorii terénu III (podle ČSN EN 1991-1-4).
- Klimatické zatížení sněhem se základní tíhou sněhu $s_0 = 1.00 \text{ kN.m}^{-2}$, odpovídající II. sněhové oblasti (podle ČSN EN 1991-1-3).

8.5.2 Popis konstrukce, statické řešení

Předmětem statické části projektu je nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku u pavilonu MSCB (někdejší pavilon D v areálu BVV) v Brně. Jedná se o samostatně stojící objekt, přístřešek má navrženu celkovou výšku cca 7,0m (cca 10,0 od úrovně chodníku), největší půdorysné osové rozměry činí 68,2 x 14,1m.

Základními prvky nosné ocelové konstrukce vstupního přístřešku jsou příčné zakřivené segmenty, sloupy, podélné průvlaky, distanční elementy, ztužující prvky a nosná část opláštění. Konstrukce jako celek je navržena z trubek kruhového průřezu, prostorově zakřivené čelo konstrukce je uvažováno z obdélníkových hranatých trubek a vybrané sloupy, které nebudou opatřeny opláštěním, jsou z architektonických důvodů provedeny z trubek čtvercového průřezu. Nosná část opláštění je tvořena ocelovým trapézovým plechem, osazeným při vnějším i vnitřním povrchu konstrukce. Nosná část opláštění prostorově zakřiveného čela konstrukce je uvažováno sendvičové ze dvou vrstev tvarovaných (ohýbaných) dřevěných překližovaných desek s vnitřní polyuretanovou vrstvou.

Příčné zakřivené segmenty jsou navrženy v řadách A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, a to jako uzavřené, otevřené, osově vzdálené 1,0 až 4,0m. Jsou podporovány sloupy, případně přínými nebo zakřivenými průvlaky. Vzájemně jsou propojeny distanční a ztužujícími pruty.

Uzavřené vazby jsou navrženy v řadách H, I, S. Otevřené vazby ve tvaru „C“ jsou navrženy v řadách F, G, J, K, L, M, N, O, P, Q, R. V řadách A, B, C, D, E jsou vazby tvořeny dvojicemi zakřivených konzol tvaru „J“, resp. „L“. V řadách A až E jsou příčné vazby připojeny k podpurné betonové konstrukci, v řadách F, H, I jsou podporovány dvojicí sloupů a v řadách O, P, Q jsou podporovány trojicí sloupů. Osově vzdálenosti vazeb jsou (od řady A k řadě S): 4,0m, 4,0m, 4,0m, 4,0m, 4,0m, 3,0m, 4,0m, 1,0m, 4,0m, 4,0m, 3,5m, 4,0m, 4,0m, 4,0m, 3,5m, 4,0m, 3,0m, 3,0m.

Prostorová tuhost nosné konstrukce je zajištěna ztužením mezi hlavními nosnými prvky (segmenty a sloupy), tuhým rotačně kotvením vnějších sloupů v řadách O, P, Q, rámovým spojením sloupů a podélných (přímých i zakřivených) průvlaků a spolupůsobením hlavních nosných prvků s nosnou částí opláštění.

Nedílnou součástí nosného systému jsou trapézové plechy, účinně připojené k vnějšímu i vnitřnímu povrchu přístřešku (resp. nosných zakřivených segmentů). Kromě funkce nosné části opláštění zajišťují také stabilitu těchto prvků.

Opláštění konstrukce je uvažováno pomocí hladkého, resp. vroubkovaného kovového plechu. Povrchový plech bude připojen k nosné části opláštění, která je tvořena ocelovým trapézovým plechem u vnitřního i vnějšího povrchu konstrukce.

Kotvení ocelové konstrukce je uvažováno pomocí patního plechu s výztuhami a předem zabetonovaných kotevních šroubů s kotevní hlavou. Kotvení bude skryto mezi vnějším a vnitřním opláštěním.

Nosná konstrukce vstupního přístřešku je navržena jako celosvařovaná z oceli jakosti S355 a S235.

Ochrana ocelové konstrukce proti korozi bude zajištěna ochranným nátěrovým systémem.

Statická analýza nosné ocelové konstrukce vstupního přístřešku byla provedena metodou konečných prvků programovým systémem NEXIS 32. Výpočtem byl analyzován prostorový model konstrukce přístřešku, a to na účinky stálého a proměnného zatížení.

Posouzení mezního stavu únosnosti i použitelnosti nosné konstrukce jako celku i jejích jednotlivých elementů bylo provedeno v souladu s normativním dokumentem ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí, a to s uvažováním globální i lokální ztráty stability prvků.

8.6 Ochrana konstrukce

Veškeré prvky ocelových konstrukcí shromažďovacího a vstupního přístřešku budou opatřeny ochranným protikorozním nátěrovým systémem v souladu s ČSN EN ISO 12944 (stupeň korozivní agresivity C3). Systém povrchové protikorozní ochrany (včetně odstínu vrchního nátěru) bude upřesněn dle požadavků investora a dodavatele ocelové konstrukce v realizační dokumentaci. Trapézové plechy opláštění budou zároveň zinkovány. Spojovací materiál je uvažován pozinkovaný. Sloupy, zakřivené průvlaky a polorámy, které jsou v kontaktu s podložím, je nezbytné v dotčených oblastech opatřit ochrannou izolací proti zemní vlhkosti.

8.7 Hmotnost konstrukce

Výkaz výměr byl sestaven na základě teoretických délek jednotlivých prutů výpočtových modelů nosné konstrukce shromažďovacího a vstupního přístřešku.

Hmotnost nosných prvků ocelové konstrukce (ocel S235 i S355) činí cca 101,5 tun.

Hmotnost ocelového trapézového plechu činí cca 26,0 tun (2700m²).

Celková hmotnost ocelové konstrukce (včetně odhadu hmotnosti nezapočtených prvků) činí

cca 127,5 tun.

Pozn. - Výše uvedené výkazy jsou pouze orientační !!

8.8 Poznámky

- Povrchová úprava konstrukce bude upřesněna v realizační dokumentaci podle požadavků investora (provozovatele).
- Přesná specifikace opláštění bude upřesněna v realizační dokumentaci.
- Materiál pro ocelové prvky: ocel S235, S355.
- Výrobní skupina B podle ČSN 73 2601.

9 NOVĚ NAVRHOVANÉ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

Při návrhu nových konstrukcí jsme vycházeli z podkladů [1] až [13] a podkladů uvedených v kap. 8.3.

9.1 Opěrné konstrukce nástupní rampy

Opěrné konstrukce nástupní a vstupní rampy v oblasti přístavby vstupního objektu jsou navrženy jako plošně založené železobetonové úhlové stěny. Předběžný tvar byl stanoven na základě statického výpočtu – tvary jsou znázorněny na výkrese č. F1.1.2.5. Opěrné konstrukce jsou navrženy z betonu třídy C25/30 XC3. Stupeň vyztužení předpokládáme cca 80 kg/m³. Podloží pod opěrnými konstrukcemi bude nutné vzhledem k geologické situaci upravit hutněnou vrstvou šterku, v místě se nacházejí ulehle staré zásypy výkopu kanalizace apod.

9.2 Stropní deska vstupního objektu

Stropní deska je navržena jako monolitická železobetonová spojitá podpíraná ocelovými rámy, které jsou součástí nosné ocelové konstrukce vstupního objektu – viz kap. 8.5. V ose 21 bude deska navazovat na železobetonovou monolitickou opěrnou stěnu, kde je konstrukčně umístěna dilatace mezi stropní deskou a deskou na terénu betonovanou mezi opěrné stěny – viz popis v kap. 9.1.

Navržená tloušťka stropní konstrukce je 200 mm, navržena je z betonu C20/25 XC3, stupeň vyztužení cca 80 kg/m³. Obvod desky bude kopírovat architektonické ztvárnění objektu. Jako povrchová úprava je plánovaná tenkovrstvá protiskluzná stěrka – předpokládáme např. systém Sika Cardech Statik I.

10 STATIKA STAVEBNÍCH ÚPRAV STÁVAJÍCÍHO PAVILONU

Použité normativní podklady – viz[2] až [9].

10.1 Výtahová šachta mezi osami A-B-3-4

10.1.1 Výtahová prohlubeň

Prohlubeň výtahové šachty je navržena jako monolitická železobetonová z betonu C 16/20, na podkladní beton tl. 100 mm z betonu C12/15. Navrhovaná výztuž 10 505 (R), na podkladní beton KARI síť.

Spodní úroveň desky výtahové šachty se nachází v méně únosném podloží, proto je navrženo podepření dna mikropilotami – viz výkres F1.1.2.2. Železobetonová prohlubeň šachty je uvažována jako bodově podepřená deska, ztužená po obvodě stěnami.

Na dno výtahové šachty je uvažováno zatížení od reakcí výtahu. V průběhu řešení výtahových šachet nebyl dostatečně upřesněn typ použitých výtahů, proto bylo zatížení na stěnu šachty uvažováno ve formě zdiva o tl. 300 mm.

V šachtě mezi osami A-B-3-4 bude působit Lanový trakční osobní výtah SCHINDLER EuroLift MRL pro 17 osob, projekční kód CME 1275 L VF 100 1C4 131:

- síla pod vodítky klece na dno prohlubně při jejím dosednutí 2 x 37,3 kN,
- síla pod vodítky vyvažovacího závaží na dno prohlubně při jeho dosednutí 2 x 28,6 kN,
- síla pod nárazníky při pádu klece na nárazníky 2 x 64,1 kN,
- síla pod nárazníky při pádu vyvažovacího závaží na nárazníky 2 x 51,35 kN.

Podchycení šachty je navrženo 8 ks svislých mikropilot (MP), vrtaných do hloubky 6,3 m ode dna šachty. Délka injektovaného kořene MP je min. 4 m, vrtání je průměrem 140 mm, profil trubky TR 70/12,5 z oceli 11 523. Celková délka MP je 7,5 m.

10.1.2 Podchycení schodišťové stěny

V těsné blízkosti budované výtahové prohlubně je stávající stěna schodiště, založená na základ vysoký 650 mm. Její základová spára tak bude o 1 m výše než spára budované šachty. Proto je nutné před jejím prováděním podkopávanou stěnu zajistit (podchytit). K tomu účelu se podél stěny provedou 3 ks mikropilot (MP) stejného provedení jako v případě šachty + 1 ks MP s šikmým vrtáním pod úhlem 5 °. Pro spojení zhlaví MP se stávající patkou bude

u všech patek provedena převážková železobetonová objímka, kotvená do základového pasu pomocí trnů lepených na chemické kotvy.

10.1.3 Otvor ve stropní konstrukci 1. NP

Ve stávající železobetonové stropní konstrukci nad 1. NP je navrženo vytvořit (vybourat) otvor pro novou výtahovou šachtu.

Výtahová šachta je navržena jako samostatná konstrukce nezatěžující ani nepodpírající dotčenou stropní desku. Dodatečně zřízeným otvorem dojde jednak k přerušení velkého množství nosné výztuže, dále k přerozdělení vnitřních sil. Předběžně byl tento důsledek posouzen a bylo navrženo zesílení pomocí celkem 90 bm uhlíkových lamel. Uhlíkové lamely se lepí dle projektu výkres č. F1.1.2.3 na spodní i horní povrch, je tedy nutné počítat s odstraněním stávající podlahy 1. NP na půdorysu sanované oblasti (cca 30 m²). Uhlíkové lamely se nalepí v dostatečném předstihu před řezáním otvoru, samotné vybourání otvoru musí být provedeno za pomoci diamantové řezné techniky. Projekt a podmínky bourání bude přesněji specifikován v prováděcí dokumentaci.

10.1.4 Otvor ve stropní konstrukci 3. NP

Stropní konstrukce galerie bude plánovaným otvorem narušena pouze v případě jednoho nosníku o profilu I 320. Nosník bude přerušen ve svém vnitřním poli, jeho vykonzolování a část pole je nutné ponechat.

Plánovaný obvod výtahu se před vyřezáním podchytí ve směru kolmo na stávající nosníky I 320 dvěma navrženými výměnami o profilu **IPE 140 dl. 3,0 m**. V případě výměny v blízkosti konzoly je nutné provést spojení s vyřezávaným nosníkem jako tahový spoj (šrouby). Výměny budou připevněny ke spodním pásnicím stávajících nosníků a po vyřezání kolizního nosníku zůstanou v konstrukci stropu zachovány.

11 ZÁVĚR

Předložená statická stránka projektu řeší statiku stávajících nosných konstrukcí i konstrukcí nově realizovaných projektu přestavby pavilonu „D“ na Moravan Science centrum Brno.

Statickým výpočtem a následně vytvořenou projektovou dokumentací ve stupni pro stavební povolení jsou jasně definovány konstrukce nových základů, dimenze nosných prvků, vyztužení železobetonových prvků. Byla posouzena a navržena opatření pro stávající nosné konstrukce pavilonu „D“ tam, kde dochází ke kolizi s novými konstrukcemi vyvolanými přestavbou. Projekt předpokládá dopracování ve stupni prováděcí dokumentace, která bude navazovat na aktuálně předkládaný stupeň projektu.

Předkládaný projekt a statický posudek dokládá, že navržené konstrukce objektu splňují kritéria norem – viz [2] až [9] a budou tedy splněny základní kritéria vztahující se ke statické spolehlivosti nosných konstrukcí.

Ing. Jana Růžičková

Ing. Libor Švaříček

Ing. Bohuslav Zmek, CSc.