

Projektová dokumentace pro společné povolení

D.1.2 Stavebně konstrukční řešení

D.1.2a) Technická zpráva

PŘÍSTAVBA K BUDOVĚ "A"

SŠ BRNO, CHARBULOVA, p.o.

Investor: Střední škola Brno, Charbulova, příspěvková organizace
Charbulova 106
Brno, 618 00

Objednatel: DESIGN arcom s.r.o.
Příběnická 981/4
Praha 3, 130 00

Zpracovatel: RECOC, spol. s r.o.
Seydlerova 2451/8
Praha 13, 158 00

Projektant: Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.

Tým: Ing. Michaela Blahová
Ing. Tomáš Chmelík
Ing. Milan Klášterka
Ing. Lucie Vídenská, Ph.D.

Obsah

1	Soubor použitých norem a literatury	4
1.1	Řada norem ČSN	4
1.2	Technická pravidla České betonářské společnosti ČBSI	5
1.3	Zákony a vyhlášky	5
2	Použité podklady a literatura	5
3	Použité programy	5
4	Popis navrženého konstrukčního systému	5
4.1	Funkce a tvar budovy	5
4.2	Nosná konstrukce	6
4.3	Založení stavby	6
4.3.1	Pilotové založení	6
4.3.2	Tolerance pilot	7
4.4	Spodní stavba	7
4.4.1	Základová deska	7
4.4.2	Obvodové suterénní stěny	7
4.4.3	Vnitřní suterénní stěny a sloupy	8
4.4.4	Stropní desky suterénů	8
4.4.5	Vertikální komunikace	8
4.5	Vrchní stavba	8
4.5.1	Stropní desky	8
4.5.1	Vnitřní stěny a sloupy	9
4.5.2	Vertikální komunikace	9
4.5.3	Konstrukce ocelového světlíku	10
4.5.4	Konstrukce ocelové atiky	10
4.5.5	Konstrukce podpor pro VZT	10
4.5.6	Konstrukce protihlukové stěny	10
4.5.7	Konstrukce markýz	11
4.5.8	Konstrukce pro pororošty	11
4.5.9	Konstrukce budníku	11
4.5.10	Konstrukce spojovacího krčku	11
4.5.11	Výtahový nosník	12
4.5.12	Schodišťový nosník	12
4.5.13	Všeobecné podmínky	12
5	Výsledky průzkumů	12
5.1	Inženýrskogeologický průzkum	12
5.1.1	Geologické poměry	12
5.1.2	Hydrologické poměry	12
5.1.3	Doporučení geologa	13
5.1.4	Ostatní doporučení	13
6	Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky	13
6.1	Betonové konstrukce	13
6.2	Vázaná výztuž	14
6.3	Přerušení tepelných mostů	14
6.4	Přerušení hluku ze schodišť	14
6.5	Ocelové konstrukce	14
6.6	Dilatace a spáry	15
7	Zatížení konstrukce	15
7.1	Zatížení stálé	15
7.2	Zatížení proměnné	15
7.3	Kombinace zatížení	17
8	Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí a technologických postupů	17
8.1	Technologické postupy betonáže pohledových betonů	17
9	Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí	17

10	Požadavky na kontrolní měření a zkoušky	18
11	Vliv na sousední objekty	18
12	Požární odolnost nosných konstrukcí podle Eurokódů	18
12.1	Požadované maximální požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí dle PBŘ	18
13	Požadavky na bezpečnost při provádění nosných konstrukcí	19
14	Technologické postupy	20
14.1	Ošetřování betonu	20
14.1.1	Teoretický úvod	20
14.1.2	Způsob a časový průběh ošetřování	20
14.2	Betonáž v zimním období	21
14.2.1	Podmínky s nízkými teplotami	21
14.2.2	Podmínky se zápornými teplotami	22
14.3	Betonáž v letním období	22
14.4	Pohledové betony	23
14.4.1	Bednění	23
14.4.2	Ošetřování betonu	24
14.4.3	Výroba betonové směsi	24
14.4.4	Doprava a ukládání betonové směsi	24
14.5	Svařování betonářské výztuže	24
14.5.1	Nenosné svarové spoje	26
14.5.2	Nosné svarové spoje	26
15	Trhliny v betonu	27
15.1.1	ČSN EN 1992-1-1:2011	27
17.1	Povrchové úpravy ocelové konstrukce	28
17.2	Ochrana ocelové konstrukce galvanizací	28
17.3	Zásady návrhu ocelové konstrukce pro zaručenou galvanizaci	28
17.4	Protikorozní ochrana ocelové konstrukce nátěry	29
17.5	Protipožární ochrana ocelové konstrukce	29
18	Klasifikace ocelových konstrukcí a kritérií	30
18.1	Zatřídění konstrukce	30
18.2	Kritéria pro výrobu konstrukce	30
19	Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí	30
19.1	Dokumentace konstrukce	30
19.1.1	Dokumentace pro provádění stavby a dokumentace skutečného provedení:	30
19.1.2	Výrobně technická dokumentace	30
19.1.3	Provozní dokumentace	31
19.1.4	Zápis o provedených prohlídkách konstrukce	31
19.2	Kontroly konstrukce	31
19.2.1	Oprávnění k prohlídkám	31
19.2.2	Kontrola souladu skutečného stavu konstrukce a zatížení s dokumentací	31
19.2.3	Běžná prohlídka	31
19.2.4	Podrobná prohlídka	31
19.2.5	Mimořádná prohlídka	32
19.2.6	Prohlídka použitelnosti	32
19.3	Definice dle materiálu konstrukce	32
19.3.1	Nosné základové a betonové konstrukce	32
19.3.2	Nosné dřevěné konstrukce	32
19.4	Intervaly prohlídek	32
20	Závěr	32

1 Soubor použitých norem a literatury

1.1 Řada norem ČSN

- ČSN 73 0037 Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce – [oprava 1, změna 1](#)
- ČSN 73 1201:2010 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
- ČSN 73 1702 Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 206+A1:2018 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 1536+A1 Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty
- ČSN EN 13271 Spojovací prostředky pro dřevo – Charakteristické únosnosti a moduly posunutí spojů se speciálními hmoždíky – [oprava 1](#)
- ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí – oprava 1
- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – [oprava 1, 2, 3, 4; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2](#)
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – [oprava 1; změny Z1, Z2; NA ed. A](#)
- ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem – [oprava 1; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4, Z5; NA ed. A; ed.2 - změna A1](#)
- ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem – [oprava 1, 2, 3; změny Z1, Z2, Z3; NA ed. A, - změna A1; ed.2](#)
- ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou – [oprava 1, 2; změny Z1, Z2; NA ed. A](#)
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – [oprava 1, 2; změny A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - změna A1, Z1](#)
- ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – [oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed.2 - oprava 1, změna A1](#)
- ČSN EN 1993-1-5 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-5: Boulení stěn – [oprava 1; změna Z1, Z2, A1; NA ed. A; ed.2](#)
- ČSN EN 1993-1-11 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků – [oprava 1; změna Z1; NA ed. A](#)
- ČSN EN 1994-2 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty – [oprava 1; NA ed. A](#)
- ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla – [Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – změna A1, A2; NA ed. A](#)
- ČSN EN 1995-1-2 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru – [oprava 1; NA ed. A](#)
- ČSN EN 1995-2 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 2: Mosty – [NA ed. A](#)
- ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – [oprava 1; změna NA ed. A](#)
- ČSN ISO 2394:2016 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.
- ČSN EN ISO 12944-05 Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy – Část 5 – Ochranné nátěrové systémy
- ČSN EN ISO 14713-1 Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 1: Obecné zásady pro navrhování a odolnost proti korozi
- ČSN EN ISO 14713-2 Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 2: Žárové zinkování ponorem

1.2 Technická pravidla České betonářské společnosti ČSSI

- 01 Statické výpočty, 1. vydání 2006
- 02 Pohledový beton, 1. vydání 2009

1.3 Zákony a vyhlášky

Nařízení vlády, kterým se mění nařízení vlády č. 272/2011 Sb., o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací

Vyhláška č. 499/2006 Sb., Vyhláška o dokumentaci staveb, v platném znění (Vyhláška č. 405/2017 Sb., částka 144 ze 7. 12. 2017 o dokumentaci staveb ve znění Vyhlášky č. 62/2013 Sb. a vyhláška č. 169/2016 Sb.)

2 Použité podklady a literatura

- 01 Architektonicko-stavební řešení | Design arcom, s.r.o., 12/2020
- 02 Inženýrsko-geologický průzkum | Geodrill s.r.o., 09/2019
- 03 FEM, principy a praxe metody konečných prvků | Kolář V., Němec I., Kanický V. | a navazující manuály k programům NEXX.
- 04 Programy FINE – uživatelské manuály
- 05 Manuál k programu RENEX3D | RECOC, spol. s r.o., 2013
- 06 Manuál k programu SCIA ENGINEER | Nemetschek Scia s.r.o., 2013
- 07 Uživatelský a teoretický manuál programu RENEX3D, verze 7.01 | RECOC, spol. s r.o., 02.2019

3 Použité programy

Programy RENEX – © FEM consulting Brno s.r.o., RECOC, spol. s r.o.,
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON - © RECOC, spol. s r.o.,
FIN – © FINE s.r.o.
GEO – © FINE s.r.o.
Tabulkové procesory Excel, © RECOC, spol. s r.o.
SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2013

4 Popis navrženého konstrukčního systému

Tato PD řeší novostavbu objektu Střední školy Brno, Charbulova. Jedná se o přístavbu ke stávajícímu objektu tohoto školského zařízení.

4.1 Funkce a tvar budovy

Řešený objekt má obdélníkový půdorys o rozměrech 30,92 x 31,02 m. Objekt je částečně podsklepen a disponuje jedním podzemním podlažím (1PP, HH základová desky -3,350 m; deska nad 1PP SH -0,550 / HH -0,300 m) a třemi nadzemními podlažními (deska nad 1NP SH +3,400 / HH +3,650 m; deska nad 2NP SH +7,150 / HH +7,400 m; deska nad 3NP SH +10,900 / HH +11,150 m). Obvod střešní desky je lemován ŽB atikami o dvou výškových úrovních (HH vyšší úrovně +14,050 m, resp. HH nižší úrovně +12,050 m).

Nosnou konstrukci podzemní úrovně je tvořen kombinovaným systémem – obvodové stěny spolu se sloupy, nadzemní část nosné konstrukce objektu lze nazvat skeletový – deska je podporována nosnými sloupy, konstrukce je doplněna ztužujícími stěnami. Modulová vzdálenost nosné konstrukce není pravidelná, více viz výkresová dokumentace.

4.2 Nosná konstrukce

Objekt je založený plošně na základové desce tl. 300 mm podporované vrtanými velkopřůměrovými pilotami. Spodní stavba – suterén objektu (1PP) je navržen jako prostorová železobetonová deskostěnová konstrukce. Konstrukci tvoří obvodové stěny ve styku se zemínou tl. 300 mm a dále svislé sloupy o rozměrech 400x400 mm. Tato navržená konstrukce je způsobilá přenášet účinky svislého zatížení do základové půdy a vzdorovat zemnímu tlaku. Jak již bylo uvedeno výše, konstrukční systém je v tomto podlaží smíšený.

Nosnou konstrukci nadzemní části objektu tvoří železobetonový skeletový konstrukční systém. Svislé nosné sloupy 400x400 mm podporují vodorovné nosné desky tl. 250 mm v každém podlaží. Pro zvýšení celkové únosnosti objektu se v každém podlaží dále vyskytují svislé nosné ŽB stěny tl. 200 mm. Po obvodě desky jsou navrženy ztužující ŽB trávy 200x650 mm a na vybraných fasádách je nosná konstrukce doplněna o ŽB stěny tl. 200 mm. Všechny prvky nosného systému se podílí na prostorovém působení konstrukce, resp. na její prostorové tuhosti a tím je docíleno efektivního přenosu zatížení do podlaží.

Část nosných železobetonových konstrukcí spodní i vrchní stavby bude provedeno v kvalitě pohledového betonu. Bližší specifikace kap. 14.4 této technické zprávy a dále též ve výkresové části. Před betonáží musí být provedeny veškeré instalace (trubkování a krabice) dle samostatného projektu (elektro, slaboproud apod.).

4.3 Založení stavby

Řešený objekt je založen pomocí kombinace hlubinného založení v podobě velkopřůměrových pilot a plošného zakládání v podobě základové desky konstantní tloušťky. Základová deska je v místech svislých nosných sloupů podporována pilotami. Pro účely návrhu založení stavby byl proveden inženýrsko-geologický průzkum (09/2019), z tohoto dokumentu vyplývá, že byly provedeny 3 vrtané sondy v uvažovaném místě stavby. Z průzkumných prací vyplývá, že základovou zeminu pro plošné založení tvoří šterkovitá vrstva, zatříděná jako G3 (s uvedenou únosností 500 ~ 700 kPa) tedy fluviální písky a šterky. Dále se zde uvádí, že v nižších vrstvách přechází uvedený typ zeminy v GT3a (F8 a G5) a dále GT4 (F6, F8 a G3), tedy fluviální písky a šterky přechází ve fluviální jíly a marinní jíly a hlíny. S ohledem na toto zjištění bylo zvoleno hlubinné založení objektu pomocí vrtaných velkopřůměrových pilot \varnothing 900 a 1200 mm a délek 10,0, 14,0, 16,0 a 18,0 m (více viz výkresová část projektové dokumentace).

S ohledem na zhodnocení geologa stran agresivity kapalného prostředí je nutné brát do úvahy slabě agresivní chemické prostředí XA1, proto musí vykazovat beton v tomto prostředí minimální obsah cementu 300 kg/m³, minimální pevnostní třídu C30/37 a maximální vodní součinitel $w/c = 0,55$.

4.3.1 Pilotové založení

Založení stavby pomocí vrtaných pilot patří v současné době k nejúspornějšímu a nejrychlejšímu způsobu hlubinnému zakládání. Pro řešený objekt byla vybrána varianta založení pomocí vrtaných velkopřůměrových pilot a to jednak s ohledem na uvažovaný konstrukční systém objektu, tak také s ohledem na zjištění uvedená v inženýrsko-geologickém průzkumu (viz odstavec výše). Piloty budou provedeny pod svislé nosné sloupy v celém půdorysu a dále pod vybrané ŽB stěny nacházející se v suterénu (-1PP). Na vybranou kombinaci namáhání objektu byl zvolen průměr vrtaných pilot 900 a 1200 mm s délkami 10,0, 14,0, 16,0 a 18,0 m (více viz výkresová dokumentace). Jako materiál byl pro výrobu pilot zvolen beton tř. C20/25-XC2, XA1 (CZ, F.1). Krytí pilot je uvažováno 70 mm. Takto navržené piloty vyhoví účinkům zatížení na ně vyvinuté. Ovšem! s ohledem na zjištění geologa ohledně agresivity zastižená spodní vody je potřeba navrhnout beton minimální třídy C30/37. S ohledem na fakt, že mechanická odolnost pilot vyhověla pro beton tř. C20/25, dá se implikuje z toho fakt, že vyhoví ta samá geometrie piloty se shodným zatížením při použití vyšší třídy betonu. Výztuž armokoše piloty je uvažována z betonářské oceli B500B. Piloty nebudou propojeny výztuží se základovou deskou. Výškové úrovně pilot jsou též uvedeny přesně ve výkresové dokumentaci., stejně tak je z výkresové dokumentace patrný způsob vyztužení.

4.3.2 Tolerance pilot

Toleranci pilot řeší norma STN EN 1536. Obecně se uvažuje možná směrovou odchylku piloty o ± 10 % z průměru, resp. odchylka od svislice o ± 1 % délky.

Převrtávané pilotové stěny se dělají do vodících zídek, tolerance je reálně výrazně menší ± 25 mm, a i odchylka od svislice se reálně pohybuje kolem $\pm 0,5$ % délky.

4.4 Spodní stavba

Objekt je částečně podsklepen, spodní stavba se nachází v sektoru modulových os A-E / 6-7 (více viz výkresová část PD). S ohledem na fakt částečného podsklepení se nachází úroveň základové spáry základové desky ve dvou úrovních a to -3,650/-3,350 m (resp. dojezdová šachta výtahu -4,950/-4,650 m), druhá úroveň se pak nachází v úrovni -0,600/-0,300.

Spodní stavba není navržena jako tzv. vodonepropustná konstrukce (bílá vana), proto musí být spodní stavba izolována proti zemní vlhkosti pomocí povlakového hydroizolačního souvrství.

4.4.1 Základová deska

Základová deska v obou výškových úrovních je navržena tl. 300 mm a bude provedena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-CI0,4-Dmax22-S4. Do desky je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 14 v rastru 20 mm v obou směrech a u obou povrchů. Na vybraných místech – dle požadavků vyplývajících ze statického výpočtu, je základní rastr doplněn přílozkami. Poloha a směry jsou patrné z výkresové dokumentace. Krytí výztuže blíže povrchu je navrhováno 40 mm, resp. 30 mm. Základová deska ve vyšší úrovni založení navíc bude po obvodu (na modulových osách A/1-4a, 1/A-F, F/1-7) doplněna obrubním žebrem o celkových rozměrech 400x900 mm, resp. 500x900 mm z téhož betonu a bude propojen se základovou deskou (poloha jednotlivých rozměrů, stejně jako způsob vyztužení obvodového trámu viz výkresová část PD).

Základová deska spojovacího krčku (-3,350/-3,100 m, resp. -2,200/-1,950 m) je vyztužena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů. Krytí výztuže je uvažováno 40 / 30 mm (více viz výkresová část PD). Je navržena tl. 250 mm a bude provedena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-CI0,4-Dmax22-S4.

Základová spára nesmí být degradována povětrnostními vlivy, v případě zjištění méně únosných vrstev budou tyto vrstvy odtěženy, spára vyčištěna a zakryta podkladním betonem.

4.4.2 Obvodové suterénní stěny

Obvodové suterénní stěny jsou navrženy tl. 300 mm z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-CI0,4-Dmax22-S4. Do stěn je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 14 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů. S ohledem na uvažovanou povlakovou hydroizolaci je u obou povrchů navrženo krytí výztuže blíže povrchu 25 mm.

Rozšířená část základu pro uložení svislé nosné konstrukce mostu (válcovaný profil) je vyztužen pomocí vázané výztuže t. B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů, dále je tato konstrukce doplněna ve středu výšky betonového základu KARI sítí 10x150x150 mm. Konstrukce je navržena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-CI0,4-Dmax22-S4.

Stěny spojovacího krčku jsou vyztuženy betonářskou výztuží B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je uvažováno 25/25 mm. Konstrukce je navržena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-CI0,4-Dmax22-S4. I u této konstrukce se předpokládá, že bude provedena na jejím povrchu povlaková hydroizolace.

4.4.3 Vnitřní suterénní stěny a sloupy

Vnitřní suterénní stěny jsou navrženy tl. 200 mm z betonu C20/25- $\text{XC1}(\text{CZ},\text{F.1})\text{-ClO},4\text{-Dmax22-S4}$. Do stěn je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže blíže povrchu 25 mm.

Na základě požadavků vyplývajících z části D.1.3 je suterénní stěna na ose B navržena tl. 210 mm s osovou vzdáleností nosného profilu stěny od líce 50 mm (více viz výkresová část PD).

Vnitřní suterénní sloupy jsou navrženy o rozměrech 400x400 mm z betonu C30/37- $\text{XC1}(\text{CZ},\text{F.1})\text{-ClO},4\text{-Dmax22-S4}$. Do sloupů je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B, krytí výztuže třmínků je 25 mm. Způsob vyztužení viz schémata vyztužení.

Na základě stejných požadavků na požární bezpečnost je u sloupů na osách A/6, B/5 a B/6 prokázána statickým výpočtem požadovaná požární odolnost REI 180 DP1. U sloupu na ose A/5 jsou splněny požadavky rozměrů a minimální velikosti osové vzdálenosti nosné výztuže od povrchu sloupu 70 mm. Požadavky na požární odolnost na požární úsek P1.04 jsou shodné s P1.03

4.4.4 Stropní desky suterénů

Stropní deska nad 1PP je navržena z betonu C30/37- $\text{XC1}(\text{CZ},\text{F.1})\text{-ClO},4\text{-Dmax22-S4}$. Do stropní desky nad 1PP je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je u obou povrchů navrženo 25 mm. Výšková úroveň desky je -0,550 / -0,300 m.

S ohledem na uvažované statické schéma řešeného objektu musí dojít k propojení suterénních stěn se stropem nad 1PP dříve, než se započnou zásypové a hutnicí práce zemin v okolí spodní stavby.

4.4.5 Vertikální komunikace

Vertikální propojení mezi úrovní 1PP a 1NP zajišťuje jedno dvouramenné monolitické schodiště ze ŽB. Schodiště je navrženo z betonu C30/37- $\text{XC1}(\text{CZ},\text{F.1})\text{-ClO},4\text{-Dmax22-S4}$, vyztužení je navrženo prostřednictvím válcované betonářské výztuže B500B. Hlavní nosná ohybová výztuž \varnothing 10 po 150 mm, příčná rozdělovací výztuž pak jako \varnothing 10 po 200 mm. Informace o vyztužení platí jak pro schodišťová ramena, tak také pro mezipodestu, která se nachází na výškové úrovni -1,724/-1,459 m. Krytí výztuže blíže povrchu je navrženo 25 mm. U schodišťových stupňů je navrženo zkosení nášlapných hran schodiště, které vychází z normy ČSN 73 4130, schéma navrhovaného zkosení je součástí výkresové dokumentace. Toto schodiště bude provedeno z pohledového betonu, pro schodiště je požadovaná třída nároků na betonové plochy s označením PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

Dalším možným propojením výškových úrovní je realizováno prostřednictvím výtahu. Výtahová šachta je tvořena ŽB stěnami tl. 200 mm, pro tyto stěny bylo shodné třídy a specifikace betonu a betonářské výztuže vč. jejího krytí jako u ostatních vnitřních stěn. Důležitým faktem je zde akustické odhlučení šachty výtahu od okolních stěn. Dle požadavku se musí navrhovaná mezera 50 mm vyplnit:

- ve styku stěn v úrovni stropní desky nad řešeným patrem akustickou izolací tl. 50 mm;
- ve styku plochy stěn pod úrovní stropní desky nad řešeným polystyrenem tl. 50 mm.

Přesná poloha je jasné ve výkresové dokumentaci.

4.5 Vrchní stavba

4.5.1 Stropní desky

Stropní desky ve všech patrech (deska nad 1NP +3,400/+3,650 m, deska nad 2NP +7,150/+7,400 m, deska nad 3NP +10,900/+11,150 m) jsou navrženy z betonu C30/37- $\text{XC1}(\text{CZ},\text{F.1})\text{-ClO},4\text{-Dmax22-S4}$. Do stropních desek nad 1NP a nad 2NP je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je u obou povrchů navrženo 25 mm. Do stropní desky nad 3NP je

navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je u obou povrchů navrženo 25 mm.

Po obvodě stropních desek jsou navrženy ztužující trámy o rozměru 200x650 mm (výška je uvažována vč. tl. stropní desky 250 mm). Trám mezi osami D-E/7 v desce nad 3NP a 3NP je rozšířeno z důvodu kotvení spojovacího krčku, zde je tento prutový prvek navržen o rozměrech 400x650 mm. Obecně platí, že obrušní žebra po obvodě stropních desek jsou navržena z betonu shodné třídy jako vlastní desky. Betonářská výztuž je navržena třídy B500B, krytí výztuže blíže povrchu je ve všech směrech uvažováno 25 mm. Vlastní vyztužení trámového prvku viz schéma výztuže.

Další ztužení okraje je navrženo v prostoru kolem hlavního tříramenného schodiště v centrální části půdorysu objektu. Zde je navržen tento trámeček o rozměrech 150x340 mm. Přesná poloha tohoto krčku je patrná z výkresové dokumentace této části PD.

4.5.1 Vnitřní stěny a sloupy

Vnitřní stěny jsou ve všech nadzemních půdorysech situovány v centrální části půdorysu, a to kolem výtahové šachty. Stěny jsou navrženy jednotné tl. 200 mm z betonu C20/25-XC1(CZ,F.1)-C10,4-Dmax22-S4. Do stěn je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže blíže povrchu 25 mm.

Svislé nosné sloupy jsou navrženy ve všech podlažích o rozměru 400x400 mm. Sloupy jsou navrženy z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-C10,4-Dmax22-S4 a je do nich navržena válcovaná betonářská výztuž B500B, krytí u nich je uvažováno 25 mm pro výztuž nejbližší povrchu a to ve všech směrech. Kvůli uložení spojovacího můstku byla u dvou sloupů zobrazených ve výkrese tvaru desky nad 2NP (přímo se jedná o sloupy D/7 a E/7) navržena na vnějším líci navržena tzv. krátká konzola tvarově o půdorysných rozměrech 200x400 mm, výškově je tato úprava uvažována +6,370/+6,770 m. Způsob vyztužení viz schémata vyztužení.

4.5.2 Vertikální komunikace

Vertikálním propojením mezi úrovní 1NP – 3NP zajišťují dvě schodiště.

První schodiště je dvouramenné monolitické schodiště ze ŽB a navazuje na vertikální propojení pater 1PP – 1NP. Schodiště je i v nadzemních patrech navrženo z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-C10,4-Dmax22-S4, vyztuženo prostřednictvím válcované betonářské výztuže B500B. Hlavní nosná ohybová výztuž \varnothing 10 po 150 mm, příčná rozdělovací výztuž pak jako \varnothing 10 po 200 mm. Informace o vyztužení platí jak pro schodišťová ramena, tak také pro mezipodesty, které se nachází na výškových úrovních +1,610/+1,875 m (1NP), +5,360/+5,625 m (2NP) a +9,127/+9,392 m (3NP). Krytí výztuže blíže povrchu je navrženo 25 mm. U schodišťových stupňů je navrženo zkosení nášlapných hran schodiště, které vychází z normy ČSN 73 4130, schéma navrhovaného zkosení je součástí výkresové dokumentace. Tato schodiště bude provedeno z pohledového betonu, pro schodiště je požadovaná třída nároků na betonové plochy s označením PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

Druhým schodiště v nadzemních podlažích je centrální tříramenné schodiště. Toto schodiště je podporováno mezi podestami (+0,875/+1,200 m a +2,225/+2,550 m v 1NP, resp. +4,625/+4,950 m a +5,975/+6,300 m v 2NP) ocelovým válcovaným svařovaným vazníkem HEM220, tvar vazníku odpovídá písmenu Z. Přesné tvarové provedení viz výkresová část PD, resp. 0. Celé schodiště je navrženo jako monolitické ze samozhutnitelného pohledového betonu, jedná se o lehký beton se specifikací WSCLC30/33-XC1(CZ,F.1)-C10,4-Dmax22-S4. Vyztužení je navrženo prostřednictvím válcované betonářské výztuže B500B. Hlavní nosná ohybová výztuž \varnothing 12 po 150 mm, příčná rozdělovací výztuž pak jako \varnothing 12 po 200 mm. Informace o vyztužení platí jak pro schodišťová ramena, tak také pro obě mezipodesty. Krytí výztuže blíže povrchu je navrženo 25 mm. U schodišťových stupňů je navrženo zkosení nášlapných hran schodiště, které vychází z normy ČSN 73 4130, schéma navrhovaného zkosení je součástí výkresové dokumentace. Tato schodiště bude provedeno

z pohledového betonu, pro schodiště je požadovaná třída nároků na betonové plochy s označením PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

Dalším možným propojením výškových úrovní je realizováno prostřednictvím výtahu. Výtahová šachta je tvořena ŽB stěnami tl. 200 mm, pro tyto stěny bylo shodné třídy a specifikace betonu a betonářské výztuže vč. jejího krytí jako u ostatních vnitřních stěn. Důležitým faktem je zde akustické odhlučení šachty výtahu od okolních stěn. Dle požadavku se musí navrhovaná mezera 50 mm vyplnit:

- ve styku stěn v úrovni stopní desky nad řešeným patrem akustickou izolací tl. 50 mm;
- ve styku plochy stěn pod úrovní stropní desky nad řešeným polystyrenem tl. 50 mm.

Přesná poloha je jasné ve výkresové dokumentaci.

4.5.3 Konstrukce ocelového světlíku

Konstrukce světlíku je navržena z obdélníkových profilů 100x60x3 mm, profily jsou doplněny táhly/věšadly pro zajištění stability konstrukce. Konstrukce je kotvená do železobetonové atiky pomocí chemických kotev. Při kotvení konstrukce je nutné dodržet vzdálenosti od hrany betonu. Pro konstrukci světlíku byla investorem požadována požární odolnost po dobu 15-ti minut. Statický výpočet prokázal, že navržená pozinkovaná konstrukce je schopná splnit požadavek bez dodatečných opatření.

4.5.4 Konstrukce ocelové atiky

Konstrukce atiky je tvořena ocelovými obdélníkovými profily rozměru 160x80x5 mm. Rozteče mezi jednotlivými sloupy jsou 600 a 900 mm. Jednotlivé sloupky jsou propojeny čtvercovými profily 70x70x5 mm. Na sloupky je přivařena kotevní deska tl. 12 mm, přes kterou jsou sloupky kotveny do železobetonové atiky. Při kotvení sloupků je nutné dodržet vzdálenosti kotev od hrany betonu. Konstrukce atiky bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v kap. 17.3.

4.5.5 Konstrukce podpor pro VZT

Konstrukce pro podporu VZT je navedena z ocelových rámců. Část konstrukce, podpírající vzduchotechniku, je kotvená do stropní železobetonové desky. Sloupky konstrukce procházející skladbou střechy jsou navrženy z obdélníkových profilů (80x80x5), profily pro podepření VZT jednotek jsou navrženy jako otevřené profily IPE140 a HEA140. HEA140 je navrženo v místech, kde se předpokládá uložení dvou jednotek vedle sebe. Kotvení konstrukce do stropní desky je zajištěno pomocí čtyř chemických kotev v u každého sloupku. Přerušení tepelného mostu bude řešeno vložením izolačního prvku Branderburger S4000.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

Část konstrukcí pro podepření větráku je pak uložen na skladbě střechy a není tedy kotvena do železobetonové desky. Konstrukce pro podepření větráků jsou navrženy jako celosvařené rámy se zavětrováním.

Konstrukce pro podporu VZT bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v kap. 17.3.

4.5.6 Konstrukce protihlukové stěny

Protihluková stěna je navržena z ocelových obdélníkových profilů rozměru 160x80x5 mm. Rozteče mezi jednotlivými sloupy jsou 600 a 900 mm. Jednotlivé sloupky jsou propojeny čtvercovými profily 70x70x5 mm. V protihlukové stěně bude každý ze sloupků kotven do železobetonové stropní desky pomocí chemických kotev. Přerušení tepelného mostu bude řešeno vložením izolačního prvku Branderburger S4000.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

4.5.7 Konstrukce markýz

Markýzy tvoří konzoly, které jsou navrženy jako obdélníkové prvky o rozměrech 200x80x5 mm. Rozteče jednotlivých prvků jsou 900 mm případně 1200 mm, délka konzoly je 1350 mm. Ke každému obdélníkovému prvku je přes ocelovou desku připařen profil IPE200. Profil IPE 200 je k jeklu přivařen proto, aby bylo možné konzolu připevnit na isolační prvek isokorb, který zajistí přerušení tepelného mostu.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

Konstrukce markýzy bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v kap. 17.3.

4.5.8 Konstrukce pro pororošty

V technických místnostech v 2NP a 3NP je na místo betonové desky navržena roštová podlaha, kterou prochází jednotky vzduchotechniky a jednotlivé trubky. Konstrukci pro podepření pororoštů tvoří otevřené profily kotvené do okolních železobetonových konstrukcí. Konstrukce pro podepření roštů bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v kap. 17.3.

Pororošty jsou navrženy výšky 50 mm s tl. jednotlivých pásků 3 mm. Velikost prostupů pro potrubí a vzduchotechniky budou přesně popsány v dílenské dokumentaci. Případné otvory je nutné olemovat a dodržet zásady dle doporučení výrobce.

4.5.9 Konstrukce budníku

Jedná se o jednoduchou obdélníkovou konstrukci ze čtvercových profilů o rozměrech 80x80x5 mm. Tuhost konstrukce zajišťují tuhé spoje, vodorovné a svislé ztužení navržené z profilů L50x5. Konstrukce je kotvena do železobetonové zídky pomocí chemických kotev. Při kotvení konstrukce je nutné dodržet vzdálenosti chemických kotev od hrany betonu – popsáno ve výkresové dokumentaci.

Konstrukce budníku bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v kap. 17.3.

4.5.10 Konstrukce spojovacího krčku

Konstrukci spojovacího krčku tvoří dva příhradové nosníky, osová vzdálenost nosníků je 3,6 m. Příhradové nosníky jsou na úrovni spodního pasu propojeny profily HEB180 a vodorovným zavětrováním (jekl 70x4 mm). V úrovni horního pasu jsou nosníky propojeny profily HEA160 doplněnými vodorovným zavětrováním z trubek 70x4 mm.

Na je spojovací krček uložen na betonovou konzolu vystupující z nově navrhovaného objektu SŠ Charbulova. Kotvení na železobetonové konzoly je řešeno jako kloubové, závitové tyče u osy E zajišťují tuhost ve směrech os X,Y,Z (značení viz statický posudek) závitové tyče u osy D zajišťují tuhost ve směru osy X, Z, oválné otvory v kotevním plechu, pak umožňují posun ve směru osy Y. pak Na druhé straně je konstrukce krčku kotvena do nově navrženého ocelového sloupu. Ocelový sloup je navržen z profilů HEB220, ty jsou propojeny profily HEB220. zavětrování sloup je navrženo z profilů 80x80x3 mm.

Podlaha spojovacího krčku je dle podkladů projektována ve spádu, toto je zajištěno doplněním různých vysokých profilů na spodní pas konstrukce.

Pro konstrukci spojovacího krčku byla investorem požadována požární odolnost po dobu 15-ti minut. Statický výpočet prokázal, že navržená pozinkovaná konstrukce je schopná splnit požadavek bez dodatečných opatření.

4.5.11 Výtahový nosník

Pro montáž výtahu bude do výtahové šachty osazen nosník HEA140. Nosník bude uložen ve stěně výtahové šachty, délka uložení nosníku bude minimálně 90 mm. Nosník bude do výtahové šachty kotven pomocí dvou chemických kotev na každé straně. Detail kotvení ve výkresové dokumentaci výtahové šachty.

4.5.12 Schodišťový nosník

Pro vynesení schodiště je v každém rameni navržen ocelový nosník HEM220. Nosník je doplněn o spráhovací trny (průměru 10 mm délky 100 mm, trny po 150 mm) pro správné spolupůsobení železobetonové desky a ocelového profilu. Nosníky jsou uloženy na typový přípoj PEIKO kotvený do železobetonového sloupu.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

4.5.13 Všeobecné podmínky

Veškeré vrtací práce v betonových konstrukcích je nutné provádět pouze vrtání s přiklepem tak, aby nedošlo k porušení nosné výztuže betonové nosné konstrukce. Vrtání diamantovým vrtákem je nepřipustné a zakázané!!!

5 Výsledky průzkumů

5.1 Inženýrskogeologický průzkum

5.1.1 Geologické poměry

Inženýrsko-geologické podmínky byly stanoveny na základě vyhodnocení okolních archivních vrtů, provedených sondážních prací a laboratorních zkoušek.

Předkvartérní podloží – bylo zastiženo všemi průzkumnými vrty a je tvořeno neogenními jíly s povrchem od 4,25 – 5,25 m p.t. Dle ČSN 73 6133 třídy F7 MV, F8 CH a F8 CV.

Kvartér – na bázi kvartérních sedimentů byly vrtným průzkumem zjištěny fluvialní jíly dle ČSN 73 6133 tř. F6 CI, popř. F8 Ch. V nadloží jílu sedimentovaly fluvialní štěrky písčité a hlinité mocné až 3,2 m, méně pak štěrky jílovito-písčité o mocnosti max. 1,2 m. Dle ČSN 73 6133 tř. G3 G-F, G4 GM a G5 GC. Štěrky hlinité a jílovito-písčité byly zastiženy pouze archivními vrty. Vrstevní sled uzavírají humózní hlíny s mocností od 0,25 do 1,0 m tř. F5 MI.

Antropogén – navázka charakteru štěrku hlinitého tř. Y/G4 byla zastižena pouze vrtem JV2 do hloubky 0,7 m p. t.

Dle výše uvedeného technického geologického popisu jsou základové poměry zhodnoceny jako nenáročné.

5.1.2 Hydrologické poměry

Ze sondy JV1 byl odebrán vzorek podzemní vody k chemickému rozboru pro stanovení druhu a stupně agresivity kapalného prostředí vůči betonu dle ČSN EN 206-1 a oceli dle ČSN 03 8375. V textové zprávě geologa se uvádí zhodnocení, ze kterého je patrné, že ve vrtu v místě stavby byla zhodnocena podzemní voda jako vysoce agresivní (IV – dle ČSN 038375). A je tedy nutné vzít do úvahy při primárních i sekundárních opatřeních slabě agresivní prostředí XA1.

5.1.3 Doporučení geologa

S ohledem na zjištěnou agresivitu spodní vody bylo vydáno doporučení pro betonové základové konstrukce – dodržet požadavky na kvalitu a trvanlivost betonu, předepsané v ČSN EN 206-1 Beton. Beton v tomto prostředí musí vykazovat minimální obsah cementu 300 kg/m³, minimální pevnostní třídu C30/37 a maximální hodnotu vodního součinitele jako 0,55.

Dále bylo ze strany geologa vydané doporučení pro možné znovu užitý vykopaných zemin pro zásypy kolem objektu. Pro zásyp základů lze použít původní vytěžená zemina, musí však splňovat následující. Musí být vhodná nebo podmíněčně vhodná dle ČSN 73 6133. Pokud dojde k úpravě zeminy u podmíněčně vhodných a nevhodných zemin, musí splňovat podmínky zvláštního předpisu TP94. Do úrovně promrznání musí být použity zeminy nenamrzavé dle ČSN 73 6133. Zeminy použité do zásypu musí být řádně zhutněny. Zeminy třídy G3 G-F-Cb a G3 G-F lze pro zásyp použít jako vhodnou zeminu bez úpravy. Jejich použití do zásypu doporučujeme. Zeminy tříd F5 MI, F6 CL a G5 GC lze bez úpravy do zásypu použít jako podmíněčně vhodné zeminy. Dle dalších vlastností (vlhkost, plasticita, konzistence, namrzavost, PS, CBR) se rozhodne, zda lze tyto zeminy použít do zásypu bez úpravy nebo se zeminy musí upravit dle TP 94. Zeminy tříd F7 MH, F8 CH a F8 CV jsou nevhodné k přímému použití do zásypu a musí se vždy upravit. Jejich použití do zásypu se nedoporučuje.

5.1.4 Ostatní doporučení

Obecně lze dále vydat následující doporučení. Tloušťka jednotlivých hutněných vrstev mají být max 300 mm. Materiál pro zásypy má být nezahliněný směsný, tzn. obsahující zrna od prachu, písku, drobného štěrku až po šterková zrna do velikost 100 mm. Není vhodné ostře tříděné kamenivo.

Hutnění vibrační válec – počet pojezdů stanoví geotechnik, např. 8 pojezdů s vibrací a 4 bez vibrace, rychlost pojezdu 2 – 3 km/hod, překrytí stop 200 mm – stanovit hmotnost běhounu. Dorovnávký pláň hutnit lehčími válci, např. 6 pojezdů s vibrací a 6 bez vibrace. Hutnění kolem patek apod. ručním pčhem (žábou) – minimálně 3 přechody.

Na ploše HTÚ a pod běžné základové desky jsou požadovány parametry $E_{def2} = \min 40 \text{ MPa}$, stupeň zhutnění $\Delta E_{def2} / \Delta E_{def1} = \max 2,50$.

Zkoušky provádět nejméně 1 / 200 m².

6 Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky

6.1 Betonové konstrukce

Pro navrhované nosné prvky objektu byly uvažovány následující materiály. Přesnější specifikace viz kap. 4.4.i, resp. příslušný oddíl výkresové dokumentace.

Piloty	C30/37-XC2,XA1
Základové, suterénní konstrukce vč. obvodových stěn	C30/37-XC2,XA1
Vnitřní suterénní monolitické stěny	C20/25-XC1, resp. C30/37-XC1
Vnitřní suterénní monolitické sloupy	C30/37-XC1
Svislé nosné monolitické konstrukce nadzemních podlaží	C30/37-XC1
Vodorovné nosné monolitické konstrukce nadzemních podlaží	C30/37-XC1
Konstrukce dvouramenného schodiště	C30/37-XC1
Konstrukce tříramenného schodiště	LC30/33-1,6

Poznámka: Označování betonu se řídí normou ČSN EN 206, kapitola 11. Při označení betonu je nutno uvést následující údaje:

- odkaz na normu ČSN EN 206;

- *pevnostní třída podle tabulky 7 nebo 8, např. C25/30;*
- *hodnota vlivu prostředí podle tabulky 1, následovaný zkratkou země, která předpis stanovila, např. XD2 nebo XA1(A) – byl-li použit rakouský předpis;*
- *maximální obsah chloridů podle tabulky 10, např. Cl 0,40;*
- *maximální jmenovitá horní mez frakce kameniva podle bodu 4.2.2., např. D_{max}16;*
- *objemová hmotnost podle tabulky 9 nebo určená hodnota, např. D 1,8;*
- *konzistence směsi podle 4.2.1., resp. určená hodnota a metoda, např. S2;*
- *Příklad:*
 - BETON ČSN EN 206*
 - C25/30 – XF2 – Cl 0,20 – D_{MAX}22 – S1*
 - Max. průsak 50 mm podle ČSN EN 12 390-8*

6.2 Vázaná výztuž

Veškerá vázaná výztuž v objektu je navržena tř. B500B a musí splňovat podmínky normy ČSN 42 0139 Ocelářská výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká.

6.3 Přerušení tepelných mostů

V rámci řešení tepelné techniky objektu bylo pro vybrané prvky na konstrukci vybrány systémové prvky řešící přerušení tzv. tepelných mostů. Vybrané prvky jsou uvedeny ve výkresové dokumentaci. Jedná se o prvky typu – Schöck a Bradenburger S4000.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

6.4 Přerušení hluku ze schodišť

Za účelem přerušení roznosu chvění – akustického hluku ze schodiště bylo navrženo systémové řešení v podobě výrobků řady Schöck – tronsole (zj. tyl T, Z a L) a dále je poslední výstupní rameno uloženo na neoprenové ložisko tl. 10 mm (výšková úroveň +11,380 / +11,390).

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

Výše popsané a navrhované systémové výrobky řešící akustický balast na navrhovaných konstrukcích vyhovují dle podkladů dodané projektantem části D.1.1 (https://www.schoeck.com/view/3739/Technicke_informace_Schoeck_Tronsole_3739_.pdf/cs)

požadavkům vyplývajícím z části D.1.3. A to tak, že prvky typu Schöck Tronsole® typ T má dle uvedeného technického manuálu třídu požární odolnosti R90. V uvedeném textu je zmíněno, že typ T je vybaven protipožárními pásky s třídou požární odolnosti R90. Shodné zatřídění požární odolnosti je uvedeno pro typ Schöck Tronsole® typ Z. Zde se uvádí, že pro tento typ je nutné dodržet minimální vzdálenost $u = 35$ mm mezi osou spodní výztuže a spodní hranou konzoly – více viz technologický postup osazení tohoto typového prvku. Pro navrhovaný prvek Schöck Tronsole® typ L není potřeba deklarovat třídu požární odolnosti, neboť se nejedná o prvek plnící statickou funkci.

6.5 Ocelové konstrukce

S 235, S355, žárový zinek + nátěrový systém.

S 235 – 520 – tuhé vložky spřažených ocelobetonových sloupů

Táhla Macalloy 520

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

6.6 Dilatace a spáry

Objekt není dělen na dilatační úseky a celky.

7 Zatížení konstrukce

Obecně lze říci, že hodnoty zatížení jsou převzata z norem ČSN EN 1991-1-1 až 1991-1-7. Hodnoty ve výpočtu je nutné brát jako finální a nelze je v rámci bezpečného užívání konstrukce překračovat. V případě změny je nutné informovat projektanta číslu D.1.2.

7.1 Zatížení stálé

Stálá zatížení byla vypočtena podle podkladu od projektanta části PD D.1.1 – viz přílohy statického výpočtu číslo 1.

Některé hodnoty zatížení bylo s ohledem na vstupní informace od projektanta části D.1.1 nejednoznačně zadane či dokonce projektant nebyl schopen kvantifikovat vstupy. Toto se týká např. stromu v truhlíku na střeše. Ve výpočtu proto bylo uvažováno s celkovou hodnotou zatížení 2,2 kN/m² na ploše 2,1x2,1 m. **Zde podotýkáme, že tato hodnota je chápána jako suma stálého zatížení dřevěného truhlíku, substrátu, kultivaru stromu a to včetně zatížení sněhem na stromu!!!**

Zatížení příčkami je ve výpočtu uvažováno jako liniové, nepřemístitelné a vchází z objemových hmotností navrhovaných materiálů poskytnutých projektantem D.1.1.

Zatížení fasády je ve výpočtu uvažováno jako liniové a vchází z objemových hmotností navrhovaných materiálů, resp. skladeb poskytnutých projektantem D.1.1.

Zatížení schodiště je ve výpočtu zadáno jednak jako vlastní tíha konstrukce, která je generována programem automaticky. Objemová tíha jednotlivých stupňů byla do výpočtu implementována jako zatížení stálé (oz. Schodiště).

7.2 Zatížení proměnné

Proměnná užitná zatížení byla převzata normovými hodnotami z Tabulky 6.2(CZ), 6.8(CZ) a 6.10(CZ) ČSN EN 1991-1-1. Konkrétně byly použity následující minimální hodnoty.

Tabulka 6.2(CZ) – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb

Kategorie zatěžovaných ploch	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie A		
– stropní konstrukce	1,5	2,0
– schodiště	3,0	2,0
– balkóny	3,0	2,0
kategorie B	2,5	4,0
kategorie C		
– C1	3,0	3,0
– C2	4,0	4,0
– C3	5,0	4,0
– C4	5,0	7,0
– C5	5,0	4,5
kategorie D		
– D1	5,0	5,0
– D2	5,0	7,0

Tabulka 6.8(CZ) – Užitná zatížení garáží a dopravních ploch pro vozidla

Kategorie dopravních ploch	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorie F		
Celková tíha vozidla: ≤ 30 kN	2,5	20
Kategorie G		
30 kN < celková tíha vozidla ≤ 160 kN	5,0	120

NA.2.9 Článek 6.3.4.2 Střechy – Hodnoty zatížení, odstavec (1)

Pro stanovení užitných zatížení střešů kategorie H se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.10(CZ). Předpokládá se, že rovnoměrné zatížení q_k působí na ploše $A = 10 \text{ m}^2$. Viz také 3.3.2(1).

Tabulka 6.10(CZ) – Užitná zatížení střešů kategorie H

Střecha	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorie H	0,75	1,0

NA.2.10 Článek 6.4 Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn, odstavec (1) (tabulka 6.12)

Pro stanovení charakteristických hodnot přímkového zatížení q_k se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.12(CZ).

Tabulka 6.12(CZ) – Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn

Zatěžované plochy	q_k [kN/m]
Kategorie A	0,5
Kategorie B a C1	1,0
Kategorie C2 – C4 a D	1,0
Kategorie C5	5,0
Kategorie E	2,0 ¹⁾
Kategorie F	viz příloha B
Kategorie G	viz příloha B

¹⁾ Tato hodnota se u užitných ploch kategorie E považuje za hodnotu minimální, podle způsobu používání se zvyšší.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 uvažována I, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 0,7 \text{ kPa}$. Větrná oblast je podle ČSN EN 1991-1-4:2007 uvažována II, tedy výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$. Teplotní zatížení se řídí zejména Tabulkou 5.1(CZ) normy ČSN EN 1991-1-5:2005.

Tabulka 5.2(CZ) – Informativní teploty T_{out} u nadzemních částí pozemních staveb

Období	Významný vliv		Teplota T_{out} ve °C	
			S, V, SV	J, Z, JZ a H
léto	relativní pohltivost v závislosti na barvě povrchu	0,5 povrch jasně světlý	$T_{max} + 0$ °C	$T_{max} + 18$ °C
		0,7 povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2$ °C	$T_{max} + 30$ °C
		0,9 povrch tmavý	$T_{max} + 4$ °C	$T_{max} + 42$ °C
zima			T_{min}	
POZNÁMKA: Hodnoty maximální (minimální) teploty vzduchu ve stínu T_{max} (T_{min}) se pro místo stavby určí z národních map izoterm.				

Tabulka 5.3(CZ) – Informativní teploty T_{out} pro podzemní části pozemních staveb

Období	Hloubka pod úrovní terénu	Teplota T_{in} ve °C
léto	menší než 1 m	$T_6 = 10$ °C
	větší než 1 m	$T_7 = 5$ °C
zima	menší než 1 m	$T_8 = -6$ °C
	větší než 1 m	$T_9 = -3$ °C

7.3 Kombinace zatížení

Kombinace zadávaných zatížení byly generovány dle platných norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991:

- stálé zatížení představuje vlastní tíha konstrukce automaticky generovaná programem z průřezových charakteristik a z průměrné objemové hmotnosti použitého materiálu;
- ostatní stálé zatížení ve svislém směru je reprezentováno skladbami kompletačních konstrukcí;
- zatížení zemním tlakem je uvažován aktivní zemní tlak, součinitel zatížení je uvažován hodnotou $\gamma = 1,5$;
- zatížení vztlakem vody – součinitel zatížení je uvažován hodnotou $\gamma = 1,5$.

8 Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí a technologických postupů

8.1 Technologické postupy betonáže pohledových betonů

Vybrané nosné ŽB konstrukce spodní i vrchní stavby bude provedeno v kvalitě pohledového betonu. Bližší specifikace v kap. 14.4 této technické zprávy, ve výkresové části této projektové dokumentace, a hlavně pak v projektu části architektonicko-stavební. Před betonáží musí být provedeny veškeré instalace (trubkování a krabice) dle samostatného projektu (elektro, slaboproud apod.).

Veškeré pohledové hrany železobetonových konstrukcí jsou na přání architekta navrženy s tzv. sraženou hranou. Tato úprava se docílí tak, že se do bednění před betonáží uloží lišta o definované hraně 10x10 mm. I přesto je nutné velmi opatrné odbedňování a následná ochrana rohů před poškozením v průběhu další výstavby.

9 Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí

U betonových konstrukcí se jedná o kontrolu výztuže před betonáží technickým dozorem, ve speciálních případech a na vyžádání statikem.

Kontrolováno bude uložení výztuže v bednění – krycí vrstva betonu, soulad s výkresy výztuže atd. Kontroly budou probíhat dle ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení, změna Z1.

10 Požadavky na kontrolní měření a zkoušky

Geologické podmínky v místě stavby jsou velmi složité, skelet, jako nosná konstrukce objektu generuje lokované zatížení v podobě bodových reakcí. Z tohoto důvodu bude rozumné provést na stavbě měření, jestli jsou předpoklady statické výpočtu reálné s případným nutným znovuposouzením konstrukce s reálnými vstupními podklady.

11 Vliv na sousední objekty

Dle návrhu projektanta části D.1.1 je nově navrhovaný objekt propojen se stávajícím pomocí technického kolektoru. Propojení je realizováno v podzemní části, ve dvou úrovních. Základová deska spojovacího krčku je na úrovni -3,100/-3,350 m a stropní konstrukce ve výšce -1,650/-1,900 m; druhá výšková úroveň je pak osazena – základová deska -1,950/-2,200 m, resp. stropní deska -0,200/-0,400 m.

Před výškovým „skokem“ prochází tubus kolektoru pod základem stávajícího objektu. (více viz výkresová dokumentace). Po odkrytí okolní zeminy musí být znovu zaměřena poloha a rozměr stávající základové konstrukce. V případě jakéhokoliv nesouladu je nutné zkontaktovat projektanta části D.1.2 a bude nutné znovu posoudit podmínky pro zakládání. Dále je nutné zrekognoskovat stav stávající základové konstrukce a případně navrhnout sanační opatření.

Stávající základ bude zpevněn prostřednictvím 4 ks výztužných lamel typu CFK tl. 1,5 mm, šířky 80 mm. Délka pruhu jedné lamely je pak navržena 2,2 m.

Dle podkladů projektanta D.1.1 je nově navrženo horizontální propojení obou objektů prostřednictvím ocelového mostu v úrovni 3.NP. Tato konstrukce je na straně stávajícího objektu podporována dvojicí válcovaných profilů HEB 220 (viz kap. 4.5.10). Noha těsně přiléhá ke stávající fasádě v podzemní části dosedá na stávající liniový základ. Z požadavků na roznos napětí v oblasti pod ocelovou patkou ocelového nosného sloupu mostu vyplynula potřeba rozšířit betonovou část základu. Aby mohlo dojít k řádnému propojení stávajícího betonového základu a nově navrženého rozšíření, bylo navrženo propojení prostřednictvím vlepení betonářské výztuže (její poloha a tvarové uspořádání viz výkresová dokumentace) $\varnothing 14/300$ mm, lepení je navrhováno pomocí stavební chemie HILTY RE500 V4.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

12 Požární odolnost nosných konstrukcí podle Eurokódů

Nosné železobetonové a ocelové konstrukce objektu budou dimenzovány dle ČSN EN 1992-1-2 (Betonové konstrukce) a ČSN EN 1993-1-2 (Ocelové konstrukce) a budou splňovat požadované požární odolnosti.

12.1 Požadované maximální požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí dle PBŘ

Dle dodané části PD D.1.3 byly definovány požadavky požární odolnosti stavebních konstrukcí. Požadavky jsou následující.

- Požární úsek P1.03 a P1.04 v 1.PP – požadované stěny ze ŽB budou tl. min. 210 mm s požární odolností REI 180 DP1 dle tab. 2.3 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 50 mm). V případě nedodržení, je nutný statický posudek prokázání požadované požární odolnosti → uvedená ŽB stěna splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární odolnosti.
- Požární úsek P1.03 a P1.04 v 1.PP – požadované sloupy ze ŽB budou o průřezu min. 450 mm s požární odolností REI 180 DP1 dle tab. 2.1 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 70 mm,

minimální počet prutů 8). V případě nedodržení, je nutný statický posudek prokázání požadované požární odolnosti → pro vybrané sloupy byl proveden statický posudek s vlivem účinku požáru na nosné ŽB prvky (více viz statický výpočet) – výpočtem byla prokázána požadovaná požární odolnost REI 180 DP1.

- V 1.PP – stěny budou ze ŽB tl. min. 130 mm s požární odolností REI 60 DP1 dle tab. 2.3 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 10 mm) → uvedená ŽB stěna splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- V NP – sloupy ze ŽB budou o průřezu min. 350 mm s požární odolností REI 60 DP1 dle tab. 2.1 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 40 mm). V případě nedodržení, je nutný statický posudek prokázání požadované požární odolnosti → uvedená ŽB stěna splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- v NP – stěny budou ze ŽB tl. min. 125 mm s požární odolností REI 30 DP1 dle tab. 2.3 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 10 mm → uvedená ŽB stěna splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- Požární strop nad P1.03 a P1.04 bude tvořen monolitickou ŽB deskou tl. min. 150 mm s požární odolností REI 180 DP1 dle tab. 2.6 Publikace (osová vzdálenost nosné výztuže musí být min. 55 mm – platí pro výztuž v jednom směru; nebo min. 40 mm – platí pro výztuž ve dvou směrech) → stropní konstrukce nad uvedenými úseky splňují požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné jejich únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- Požární strop P1.08 bude tvořen monolitickou ŽB deskou tl. min. 100 mm s požární odolností REI 90 DP1 dle tab. 2.6 Publikace (osová vzdálenost nosné výztuže musí být min. 30 mm – platí pro výztuž v jednom směru; nebo min. 40 mm – platí pro výztuž ve dvou směrech) → stropní konstrukce splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- Požární stropy budou tvořeny ŽB deskami tl. min. 80 mm s požární odolností REI 60 DP1 dle tab. 2.6 Publikace (osová vzdálenost nosné výztuže musí být min. 20 mm) → stropní konstrukce splňují požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- Požární úsek P1.08 v 1.PP – stěny ze ŽB tl. min. 140 mm s požární odolností REW 90 DP1 dle tab. 2.3 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 25 mm). V případě nedodržení, je nutný statický posudek prokázání požadované požární odolnosti → uvedená ŽB stěna splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- Ostatní obvodové nosné stěny ze ŽB tl. min. 130 mm s požární odolností REW 60 DP1 dle tab. 2.3 publikace (osová vzdálenost nosné výztuže minimálně 10 mm) → uvedená ŽB stěna splňuje požadavek minimální tloušťky konstrukce a současně požadavek minimálního krytí, a proto není nutné její únosnost a stabilitu posuzovat výpočtem požární osobnosti.
- Spojovací krček ve 3.NP – je tvořen ocelovou konstrukcí. Nosné prvky musí mít odolnost minimálně R 15 DP1. Pro konstrukci ocelového krčku a světlíku bylo výpočtem prokázáno, že navržená pozinkovaná konstrukce vyhoví danému požadavku bez dalších úprav.

13 Požadavky na bezpečnost při provádění nosných konstrukcí

Při provádění bezpečnostních konstrukcí budou dodržovány všechny odpovídající předpisy platné legislativy. Pracovníci na stavbě musí být s těmito předpisy seznámeni a poučeni o BOZP.

14 Technologické postupy

14.1 Ošetřování betonu

14.1.1 Teoretický úvod

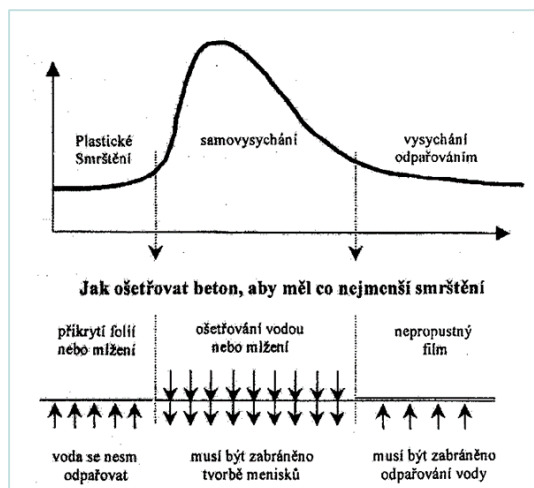
V průběhu tuhnutí a tvrdnutí betonu dochází k řadě chemických procesů dostatečně popsanych v odborné literatuře. Řada těchto procesů má vliv na mechanické vlastnosti betonu a jeho celistvost. Nedílnou součástí hydratace cementu je chemické smršťování způsobené tím, že objem produktů hydratace je menší než objem cementu a vody. Kromě toho dochází k jevu zvanému autogenní vysychání. Po zatvrdnutí beton hydratuje dále a pro tento proces odebírá vodu z kapilárních pórů. Vlivem kapilárních sil takto vyvolaných dochází ke smršťování vysycháním zevnitř betonu. Tyto jevy jsou umocněny používáním betonů se superplastifikátory a tím nízkým vodním součinitelem a velmi hutnou strukturou. Ošetřovací voda proniká do betonu obtížně a zvolna.

Souběžným jevem při hydrataci je vývoj hydratačního tepla. V první fázi tvrdnutí dochází k tzv. teplotní expanzi. Ta jde proti hydratačnímu smrštění, objemové změny jsou tudíž nepatrné. Po dosažení maximální teploty dochází k ochlazení – teplotní kontrakci. Sčítá se zde smršťování vlivem hydratace s ochlazením. Toto období je pro vznik mikrotrhlin patrně nejkritičtější. Proto je ošetřování v této fázi neobvykle důležité.

V neposlední řadě je nutno zmínit tzv. alkalicko-křemičitou reakci. Ta probíhá výrazněji v popraskaném betonu. Voda zde může migrovat ke vznikajícím gelům, díky mikrotrhlinám je beton křehčí a rozpínavé gely jej mohou snadněji poškodit.

14.1.2 Způsob a časový průběh ošetřování

Ošetřování betonu je nutno zahájit bezprostředně po ztuhnutí, nejprve zabráněním odpaření záměsové vody. Poté je nutno kropením doplnit vodu spotřebovanou hydratací. Po intenzivní hydrataci je možné beton pouze zakrýt. Geotextilie nebo podobné materiály nesmí být položeny na beton suché, protože způsobí okamžité odsátí vody z povrchu betonu a tím následné spráskování jeho povrchu. Savé vrstvy je tedy nutno pokládat navlhčené. Pokud se používá rosení nebo mlžení, nesmí být voda příliš studená, aby nevyvolala v povrchových vrstvách betonu teplotní šok (zdroj www.transportbeton.cz). Časový průběh ukazuje přiložený graf.



Obrázek 1

Graf smrštění a ošetřování betonu

V první fázi dochází k plastickému smrštění. V této fázi je nutno beton zakrýt neprodyšnou folií nebo povrch mlžit tak, aby nedocházelo k odpaření vody z betonu. Ve fázi samovysychání je nutno beton kropit nebo mlžit. Důvodem je náhrada vody spotřebované zevnitř betonu pro hydratační proces. Je-li do betonu přiváděno dostatečné množství vody zvenku, nedochází k odsávání vody v kapilárách, tím tvorbě menisků a silovým

účinkům v kapilárních pórech, způsobujícím další smrštění betonu. Teprve ve fázi třetí stačí zabránit vysychání odpařováním překrytím povrchu nepropustnou folií.

Časově se tyto fáze určují poměrně obtížně. Záleží na typu cementu a jeho výrobci, na vodním součiniteli, na přísadách, teplotě atd. Obecně lze říci, že beton by se měl kropit nebo mlžit ihned poté, co zatuhne. Tento okamžik se pozná podle toho, že beton začíná "topit". Nastává většinou nejpозději po 12 hodinách, ale může to být i dřív. Cement začíná uvolňovat výrazněji teplo už asi po třech hodinách. Jemně nanášená voda mu tedy neuškodí již třeba po zmíněných třech hodinách. Kropit by se mělo vodou přibližně stejné teploty, jako má beton, aby v důsledku rozdílu teplot nedošlo ke vzniku trhlinek na jeho povrchu. Následně platí, že čím déle se bude s kropením pokračovat, tím lépe. Alespoň jeden nebo dva dny, spíš déle. U betonů s vysokými nároky na pohledovou vrstvu až týden. Zkrátka po dobu, kdy cement výrazně hydratuje. Dokud pevnost prudce roste, mělo by se kropit, ať se může voda spotřebovaná hydratací doplňovat. Po skončení kropení je nutno beton překrýt. Překrytí ponechat opět čím déle, tím lépe.

Ošetřování betonu a jeho ochranu specifikuje odstavec 8.5 normy ČSN EN 13670 a příloha F 8.5. Dobu ošetřování specifikuje Tabulka 4 – Třídy ošetřování:

Tabulka 4 – Třídy ošetřování				
	Třída ošetřování 1	Třída ošetřování 2	Třída ošetřování 3	Třída ošetřování 4
Doba ošetřování (hodin)	12 ^a	nepoužívá se	nepoužívá se	nepoužívá se
Procentní hodnota předepsané charakteristické 28denní pevnosti	nepoužívá se	35 %	50 %	70 %
^a Za předpokladu, že tuhnutí nepřekročí 5 hodin, a teplota povrchu betonu je 5 °C nebo vyšší.				

Tabulka 1

Třídy ošetřování betonu podle ČSN EN 13670

Tabulka F.3 – Nejkratší doba ošetřování pro třídu ošetřování 4 (odpovídající povrchové pevnosti betonu rovnající se 70 % stanovené charakteristické pevnosti)

Teplota povrchu betonu (t), °C	Nejkratší doba ošetřování, dny ^{a)}		
	Vývoj pevnosti betonu ^{c, d)} ($f_{cm2}/f_{cm28} = r$)		
	rychlý $r \geq 0,50$	střední $0,50 > r \geq 0,30$	pomalý $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	3	5	6
$25 > t \geq 15$	5	9	12
$15 > t \geq 10$	7	13	21
$10 > t \geq 5$ ^{b)}	9	18	30

^{a)} Plus doba tuhnutí přesahující 5 hodin.
^{b)} Pro teploty nižší než 5 °C se může doba ošetřování prodloužit o dobu rovnou trvání teploty nižší než 5 °C.
^{c)} Vývoj pevnosti betonu je poměr průměrné pevnosti v tlaku po 2 dnech k průměrné pevnosti v tlaku po 28 dnech stanovených z průkazných zkoušek nebo založených na známém chování betonu s porovnatelným složením (viz EN 206-1).
^{d)} Pro velmi pomalý vývoj pevnosti betonu mohou být uvedeny speciální požadavky v prováděcí specifikaci.

Tabulka 2

Nejkratší doba ošetřování betonu podle ČSN EN 13670

14.2 Betonáž v zimním období

Podmínky pro betonáž za nízkých teplot jsou podrobně popsány v neplatné normě ČSN 73 2400.

14.2.1 Podmínky s nízkými teplotami

Prostředí, jehož průměrná denní teplota v průběhu alespoň 3 dnů po sobě je nižší než +5 °C pro betony s cementy portlandskými a nižší než +8 °C pro betony s cementy směsnými, přičemž nejnižší denní nebo noční teplota neklesne pod 0°C.

Je potřeba zajistit, aby teplota betonu v době jeho zrání neklesla pod +5 °C.

14.2.2 Podmínky se zápornými teplotami

Prostředí, jehož teplota klesne pod 0°C.

Při výrobě betonové směsi cement nesmí přijít do styku s vodou ani s kamenivem, které mají teplotu vyšší než 60 °C (směsné cementy) a 50 °C (portlandské cementy). Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky nesmí převyšovat hodnotu 30 °C (transportbeton) a 25 °C (staveništní betonárny).

Nejdelší doba dopravy betonové směsi při teplotě prostředí menší než +5 °C je 45minut.

Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky musí být taková, aby působením tepelných ztrát během plnění, dopravy a další manipulace až do místa uložení neklesla pod +10°C.

Bednění a výztuž musí být před betonováním očištěny od sněhu a námrazků, povrch podkladu, na který se betonuje, musí mít teplotu nejméně +5°C. Teplota betonové směsi nesmí klesnout před uložením do bednění pod +10°C a musí být taková, aby na začátku tuhnutí byla teplota čerstvého betonu nejméně +5°C. Konstrukce se musí neprodleně po ukončení betonáže přikrýt a ošetřovat tak, aby teplota povrchu betonu neklesla pod +5°C po dobu nejméně 72 hodin nebo nebyla vystavena působení mrazu, dokud krychelná pevnost betonu nedosáhne u betonu třídy:

C8/10 a nižší	4,0 MPa
C12/15 – C20/25	6,0 MPa
C20/25 a vyšší	8,0 MPa

Tepelný odpor krytu konstrukce nesmí být nižší než tepelný odpor bednění, je třeba dbát na stejnoměrné vychládání konstrukce.

Při teplotě prostředí pod +5 °C se beton nesmí kropit vodou, vlhčit ani zaplavovat a je třeba zabránit působení deště a sněhu na povrch betonu.

Pokud se beton ošetřuje proteplováním (ohřevem) a není stanoven na základě porovnávacích zkoušek technologický postup, nesmí teplota betonu při proteplování přestoupit hodnotu +70 °C.

Chladnutí povrchu konstrukce musí být pozvolné a rovnoměrné. Pokles teploty nesmí přesáhnout hodnotu 20 °C /hod.

Podle dosavadních zkušeností s dosažitelností a účinností těchto opatření, je reálné provádět betonáže do teploty prostředí cca -5 °C až -7°C. Pokud by teplota prostředí klesla pod tyto hodnoty, opatření výše uvedená by nemusela být účinná a proces tuhnutí a náběhu počátečních pevností by mohl být narušen. Pokud by se i v těchto podmínkách mělo betonovat, byla by vhodná masivnější opatření – např. elektroohřev.

14.3 Betonáž v letním období

„Za letní teploty se obvykle uvažují teploty nad 25 °C ve stínu, kdy osluněný povrch betonové konstrukce může dosahovat teplot až 40-60 °C.

Hydratace cementu, která způsobuje zrání betonu je procesem, který je významně urychlován zvýšenými teplotami (zvýšení teploty o 15-20 °C vede ke zvýšení rychlosti hydratace o 100 %). Dále v letním období dochází k nárůstu teploty výchozích složek, zejména kameniva, které se také nepříznivě projevuje na vlastnostech betonu.

Hlavní změny parametrů betonu v důsledku betonáže za zvýšených teplot:

1. Snížení zpracovatelnosti betonové směsi (zvýšení teploty o 15 °C představuje 20 % snížení zpracovatelnosti).

2. Pokles pevnosti betonu až do úrovně cca 10 %, který je dán poměrně rychlým odpařováním vody z povrchu betonové konstrukce i horšími podmínkami zpracování betonové směsi.
3. Pokud je beton následně zvlhčen, lze počítat s dodatečným nárůstem betonu v delších termínech, než jsou normové (28 dní).
4. Z hlediska objemových změn je výrazné rané hydratační smrštění, které se projevuje u vyztužených konstrukcí trhlinami, které kopírují horní výztuž (viz foto). Tyto trhliny jsou pak následně rozšiřovány smrštěním vlivem rychlého vysychání betonu. Tyto trhliny mohou mít důsledky zasahující statiku konstrukce (soudržnost výztuže a betonu, celistvost průřezu), ale zejména jsou ze strany investora nepřijatelné z estetických důvodů, případně z hlediska trvanlivosti konstrukce.

Opatření pro bezrizikové betonáže v období vysokých teplot:

1. Z technologických opatření se doporučuje použití betonové směsi s co nejnižším vývojem hydratačního tepla a zajištění co nejnižší teploty výchozích složek betonové směsi. Obvykle se doporučuje použití směsných cementů místo cementů čistě portlandských a použití zpomalovacích přísad. V betonárně by měla být připravena „letní receptura“ betonové směsi.
2. Z organizačních opatření je nejjednodušší přesunutí betonáží na ranní, večerní či noční hodiny. Velkou výhodou je, pokud v době 6-12 h po betonáži není beton přímo ozařován sluncem za vysokých teplot.
3. Za efektivní ošetření betonové konstrukce lze považovat její zakrytí provlhčenou geotextilií nebo jinou sorbující látkou. Pouhé kropení nebo mlžení nelze považovat za účinné opatření. Nelze také spoléhat na ochranné nástřiky, které odpar vody zbrzdí, ale nejsou schopny jej zablokovat.
4. Vhodným opatřením je zmenšení betonovaných úseků za cenu nárůstu pracovních spár a zvýšení dohledu na technologickou kázní při ošetřování vybetonovaných částí.“

(Dohnálek, 2003)

14.4 Pohledové betony

V řešeném objektu jsou navrženy vybrané prvky z pohledového betonu. Jedná se o – konstrukce schodiště. A to jak dvouramenného, tak také tříramenného. Dále se jedná o vybranou šestici sloupů nacházející se v bezprostředním okolí schodišťového prostoru tříramenného schodiště. V tomto prostoru jsou dále jako pohledové uvažované svislé plochy desek lemující schodišťový prostor. Pro jednoznačné určení jsou všechny plochy, které jsou uvažovány jako pohledové, označeny graficky ve výkresové části projektové dokumentace.

Vybrané konstrukce, které jsou z výkresové části PD jasně a jednoznačně definovány budou na přání projektanta části D.1.1 provedeny dle stupnice náročnosti na vzhled ve třídě PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

14.4.1 Bednění

Pro pohledový beton obecně je potřeba použít nové bednicí desky, rastr bednicích dílců a spínacích tyčí musí být konzultován s architekty, stejně jako typ bednění a materiál bednicích desek. Každý dodavatel bednění má doporučený sortiment odbedňovacích přípravků je tedy nutné s ním tento problém minimálně konzultovat.

Betony musí být nadstandardně ošetřovány, za zvážení stojí použití folií. Tyto rohože se používají opakovaně. Těsně po betonáži do sebe absorbují vodu, kterou v dalších fázích tuhnutí betonu vrací. Výsledkem je velmi kvalitní a kompaktní povrchová vrstva odolná zejména proti karbonataci.

Bednění musí být dokonale utěsněno, aby při vytékání cementového mléka nedocházelo k přisávání vzduchu. Obecně lepší výsledky povrchu bez bublinek lze dosáhnout použitím separačních nástřiků na bázi rozpouštědel. Je však nutno nechat rozpouštědla řádně vytékat, po dobu aspoň 12 hodin.

14.4.2 Ošetřování betonu

Odbednění stěn i stropů smí proběhnout nejdříve po pěti dnech, dále minimálně po dobu dvou týdnů je nutno ošetřovat, nejprve rosením, později zabalením do nepropustné folie – bližší viz samostatná kapitola. V pohledové straně betonu by měla být použita distanční tělíska na silikátové bázi (Faserbeton apod.).

14.4.3 Výroba betonové směsi

Výrobě a dopravě betonové směsi je nutno věnovat zvýšenou pozornost a je nutno ji předem projednat s betonárnou a dopravcem.

14.4.4 Doprava a ukládání betonové směsi

Automíchače musí po vyprázdnění bubnu a vypláchnutí použít zpětný chod a vysypat všechny zbytky předchozí dodávky. Mytí žlabů apod. by se mělo provést na stavbě při odjezdu, ne na betonárně.

Ukládání směsi do bednění nesmí být prováděno z velké výšky, maximálně 1 metr, samozhutnitelné betony (SCC) je lepší vhnět do bednění zespoda. Lití by mělo probíhat po vrstvách tloušťky 300 mm, ne však více než 500 mm. Pokud se směs vibruje, zasune se vibrátor do středu záběru a do nižší vrstvy tak, aby došlo k jejich propojení. Při vibrování se pomalu vytahuje. Pro tenké konstrukce je dobré zvážit použití příložného vibrátoru. Aby nedocházelo k deformacím bednění a následnému vytékání cementového mléka otvírajícími se spárami, neměly by se betonovat stěny vyšší než 3,5 m. Pokud je stěna vyšší, doporučuje se nechat v první vrstvě začít hydrataci a teprve potom pokračovat. Doba prodlevy je cca 4 hodiny.

Ukládka směsi by měla být pravidelná. Pravidelnosti je potřeba podřídit režim betonárny a příjezd automíchačů. Směs je nutno zpracovat dle normových podkladů nejpozději do 45 minut.

14.5 Svařování betonářské výztuže

Svařování se řídí normami ČSN EN ISO 17660-1 a ČSN EN ISO 17660-2.

Je-li na stavbě uvažováno s použitím nosných i nenosných svarových spojů betonářské výztuže, je nutné používat výztuž splňující podmínky normy ČSN EN 10080, která definuje omezení nutná pro svařitelnost. Jedná se o uhlíkový ekvivalent a o omezení obsahu některých dalších prvků viz ČSN EN 10080 bod 7.1.2 a bod 7.1.3.

7.1.2 Maximální hodnoty jednotlivých prvků a uhlíkového ekvivalentu nesmí přesahovat hodnoty uvedené v tabulce 2.

7.1.3 Hodnota uhlíkového ekvivalentu C_{eq} musí být spočtena pomocí následujícího vzorce:

$$C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr+Mo+V)/5 + (Ni+Cu)/15$$

kde symboly chemických prvků označují jejich obsah v hmotnostních %.

POZNÁMKA Ohledně informací týkajících se svařování betonářských ocelí viz prEN ISO 17660.

Obrázek 2

ČSN EN 10080, body 7.1.2 a 7.1.3

Tabulka 2 – Chemické složení (hmotnostní %)

	Uhlík ^{a)}	Síra	Fosfor	Dusík ^{b)}	Měď	Hodnota uhlíkového ekvivalentu ^{a)}
	max.	max.	max.	max.	max.	max.
Tavební analýza	0,22	0,050	0,050	0,012	0,80	0,50
Výrobová analýza	0,24	0,055	0,055	0,014	0,85	0,52
^{a)} Povoluje se překročení maximální hodnoty uhlíku o 0,03 hm. % za předpokladu, že hodnota uhlíkového ekvivalentu je snížena o 0,02 hmotnostního %.						
^{b)} Vyšší obsahy dusíku se povolují v případě přítomnosti dostatečného množství prvků, které dusík váží.						

Tabulka 3

ČSN EN 10080, Tabulka 1

Přípustné postupy svařování podle namáhání spoje jsou uvedeny v ČSN EN 1992-1-1 tabulce 3.4.

Tabulka 3.4 – Přípustné postupy svařování a příklady použití

Zatěžovací stav	Způsob svařování	Tažené tyče ¹⁾	Tlačené tyče ¹⁾
Převážně statický (viz 6.8.1 (2))	odporové svařování	tupý spoj	
	ruční obloukové svařování a obloukové svařování s plněnou elektrodou	tupý spoj s $\phi \geq 20$ mm, příložkové, přeplátované, křížové spoje ³⁾ , spoj s jinými ocelovými prvky	
	obloukové svařování v ochranné atmosféře ²⁾	příložkové, přeplátované, křížové spoje ³⁾ a spoj s jinými ocelovými prvky	
		–	tupý spoj s $\phi \geq 20$ mm
	svařování třením	tupý spoj, spoj s jinou ocelí	
	odporové bodové svařování	přeplátovaný spoj ⁴⁾ křížový spoj ^{2), 4)}	
Nikoliv převážně statický (viz 6.8.1 (2))	odporové svařování	tupý spoj	
	ruční obloukové svařování	–	tupý spoj s $\phi \geq 14$ mm
	obloukové svařování v ochranné atmosféře ²⁾	–	tupý spoj s $\phi \geq 14$ mm
	odporové bodové svařování	přeplátovaný spoj ⁴⁾ křížový spoj ^{2), 4)}	
POZNÁMKY			
¹⁾ Lze svařovat pouze tyče přibližně stejného jmenovitého průměru.			
²⁾ Přípustný poměr průměrů spojovaných tyčí $\geq 0,57$.			
³⁾ Pro nosné spoje $\phi \leq 16$ mm.			
⁴⁾ Pro nosné spoje $\phi \leq 28$ mm.			

Tabulka 4

Přípustné postupy svařování podle namáhání spoje (ČSN EN 1992-1-1)

Seznam způsobu svařování vhodných pro svařování betonářské výztuže je v tabulce 1 normy ČSN EN ISO 17660-1 respektive dle ISO 4063.

Tabulka 1 – Seznam metod svařování a jejich čísel podle ISO 4063	
Metoda svařování	Název metody
111	Ruční obloukové svařování obalenou elektrodou
114	Obloukové svařování plněnou elektrodou bez ochranného plynu
135	Obloukové svařování tavící se elektrodou v aktivním plynu; MAG svařování
136	Obloukové svařování plněnou elektrodou v aktivním plynu
21	Bodové odporové svařování
23	Výstupkové svařování
24	Odtavovací stykové svařování
25	Stlačovací stykové svařování
42	Třecí svařování
47	Tlakové svařování s plamenovým ohřevem

Tabulka 5

Seznam způsobu svařování vhodných pro svařování betonářské výztuže

14.5.1 Nenossné svarové spoje

Dle ČSN EN ISO 17660-2 nesmí nenossné svary ovlivnit plnou únosnost a tažnost výztuže a postup svařování nesmí způsobit zkřehnutí materiálu. Nenossné svary je nutné provádět se stejnou pečlivostí jako nosné svary. Nenossné svary se používají pro zajištění tvaru armokošů a pro vodivé propojení armokošů při nebezpečí bludných proudů. Délka neúnosného svaru je dána jeho účelem.

Pozor! Nenossné svary mohou při neodborném provádění poškodit staticky nutnou výztuž.

14.5.2 Nosné svarové spoje

Svařovací materiály u nosných svarových spojů musí mít minimální mez kluzu v tahu nejméně 70% meze kluzu základního materiálu – betonářské výztuže. U tupých nosných svarů musí být mez kluzu v tahu přídavných materiálů stejná nebo větší než mez kluzu svařované betonářské oceli.

Nossné svary je možné provádět pouze v místech předepsaným statikem, mimo místa maximálního namáhání výztuže.

Základní podmínky pro úspěšné svařování betonářské výztuže:

- před zahájením svařování ověřit kvalitu betonářské výztuže;
- při svařování betonářské výztuže je nutno postupovat dle ČSN EN 17660-1 resp. -2;
- svářeč i svařovaný spoj musí být chráněni proti přímým účinkům povětrnostních vlivů, jako je vítr, déšť a sníh. V oblasti a okolí svařovaného spoje se musí odstranit veškerá nečistota, mastnota, oleje, vlhkost, koroze a okuje, povlaku a nátěry a vše, co může negativně ovlivnit kvalitu svaru. I vzdušná vlhkost může negativně ovlivnit kvalitu svaru;
- každý svar musí být vizuálně kontrolován. Pro nosné svary platí stupeň jakosti C podle ISO 5817;
- při svařování drátovými elektrodami je nutné používat pouze vakuová balení elektrod.

Dle ČSN 420139 jsou betonářské oceli při dodržení podmínek svařování (parametrů svařování, vhodného výběru přídavného materiálu) a s ohledem na způsob výroby (řízené ochlazování, tváření za studena) vhodné ke svařování podle ČSN EN ISO 4063 metodou číslo: 21,24,111,114 a 135.

Pro zajištění svařitelnosti a zabezpečení kvality svarových spojů betonářských ocelí vyráběných podle této normy je nutno, aby zpracovatel (organizace provádějící svářečské práce) splňoval požadavky stanovené v normách ČSN EN ISO 17660.

15 Trhliny v betonu

Trhliny v betonových konstrukcích jsou dvojího druhu. Prvním typem trhlin jsou trhliny vzniklé (vynucené) od zatížení – trhliny ohybové, smykové, apod. Dále pak se v konstrukcích nachází trhliny tzv. nevynucené, ty jsou vyvolány reologickými vlastnostmi betonu – smršťování a dotvarování betonu. Příčiny jejich vzniku jsou ve většině případů kombinací obou druhů. Trhliny jsou zcela přirozenou vlastností betonu, jejich nebezpečí lze spatřovat u konstrukcí v agresivním prostředí a to proto, že může dojít ke korozi výztuže. V běžném suchém prostředí se jedná o vadu kosmetickou.

Ohýbané průřezy se navrhují nejen na mezní stav únosnosti, ale i použitelnosti. To znamená, že se posuzuje deformace prvku a šířka trhliny. Přípustná šířka trhliny pro běžná prostředí v uzavřených objektech je podle většiny předpisů 0,3 mm.

Smršťování je vlastnost betonu, kterou není možno eliminovat. Lze jej redukovat např. ošetřením betonu, množstvím záměsové vody, atd. Metodika výpočtu je obsažena v Eurokódech (ČSN EN 1992-1-1), resp. Model Codu 90, který byl teoretickým zdrojem pro normy EN. Jiný postup zveřejnil prof. Z. P. Bažant, model B3. Proces smršťování probíhá celou dobu životnosti konstrukce, rozvoj trhlin se dá omezit výztuží.

15.1.1 ČSN EN 1992-1-1:2011

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.		
²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Tabulka 6

ČSN EN 1992-1-1 část 7.3.1, Tabulka 7.1N

16 Provádění, tolerance a kontroly

Nosná konstrukce bude prováděna po jednotlivých podlažích do systémového bednění. Při provádění je nutno dodržet předepsané krytí výztuže a konzistenci betonové směsi v době ukládání betonu. Vhodným složením betonové směsi, dodržováním technologické kázně při transportu a v době ukládání betonové směsi a zejména kvalitním ošetřováním uloženého betonu jsou významně omezovány účinky od smršťování. Stropní desky je možné odbednit po dosažení 70% pevnosti betonu. Stojky musí být ponechány tak, aby nově betonovanou stropní konstrukci vynášely minimálně dva stropy. Při odbedňování musí být ponechány stojky, není možné odbednit celé pole a potom stojky doplnit. Umístění pracovních spár a jejich úpravu je třeba dohodnout se statikem.

Tolerance se obecně řídí ustanoveními ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí konkrétně kapitola 10 a Příloha G. Tolerance prefabrikovaných konstrukcí dále řeší norma ČSN 73 0210 - Geometrická přesnost ve výstavbě - Podmínky provádění - Část 1: Přesnost osazení.

Kontroly a kritéria shody jsou uvedeny v ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení změna Z3, kapitole 8.

Ocelová nosná konstrukce bude prováděna v souladu s ustanoveními norem ČSN EN 1090-1+A1 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců a ČSN EN 1090-2+A1 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce. Povrch spojovaných dílů třecími spoji je uvažován jako třída B.

Kontrola a údržba ocelových konstrukcí se řídí ustanoveními normy ČSN 73 2604 Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí a inženýrských staveb.

Tolerance ocelových konstrukcí se obecně řídí ustanovením ČSN EN 1090-2+A1. Konkrétně se jedná o kapitolu 11 a Přílohu D.

17 Ochrana ocelové konstrukce

17.1 Povrchové úpravy ocelové konstrukce

Všechny povrchy ocelové konstrukce budou tryskány podle ČSN EN ISO 8501 ve stupni Sa 2 ½ (Velmi důkladné tryskání). Před vlastním provedením nátěrů musí být všechny povrchy zbaveny nečistot a mastnot (Další doporučení v EN ISO 12944-4 Příloha C).

Finální nátěr a jeho barevnost se řídí návrhem architekta.

17.2 Ochrana ocelové konstrukce galvanizací

Ocelovou konstrukci je nutno ochránit před korozí, která může vzniknout několika způsoby. Nejdůležitější je ochrana ocelové konstrukce proti povětrnostním vlivům.

Ocelová konstrukce bude mít protikorozní ochranu žárovým zinkováním, čímž se zvýší její životnost. Konstrukce tak si zachová mechanické vlastnosti po celou dobu životnosti a během užívání.

Prostředí okolo konstrukce je klasifikováno kategorií C3 (Stupeň korozní agresivity). Navržené zinkování musí respektovat normy ČSN EN ISO 14 713-1,2.

Zinkový povlak, bude proveden podle ČSN EN ISO 1461. Kovový povlak, který je se základní ocelí spojen slitinovou mezivrstvou, poskytuje ochranu před poškozením při transportu, montáži a provozu, které se jinak nedá dosáhnout. Povlak je odolný při manipulaci, úderu a při odírání. Žárové zinkování nevyžaduje žádné dodatečné úpravy.

Dojde-li při transportu, montáži nebo provozu k poškození vrstvy antikorozního zinku, nastupuje katodická ochrana, která vytvoří bariéru elektrochemickým způsobem.

Pozinkování je zajištěno ponořováním prvků konstrukce do řady přípravných lázní sloužících k odmaštění za tepla, moření, oplachu a nanesení tavidla s následným komorovým sušením. Proces pozinkování probíhá ponořením připraveného výrobku do roztaveného zinku při teplotě taveniny 450°.

17.3 Zásady návrhu ocelové konstrukce pro zaručenou galvanizaci

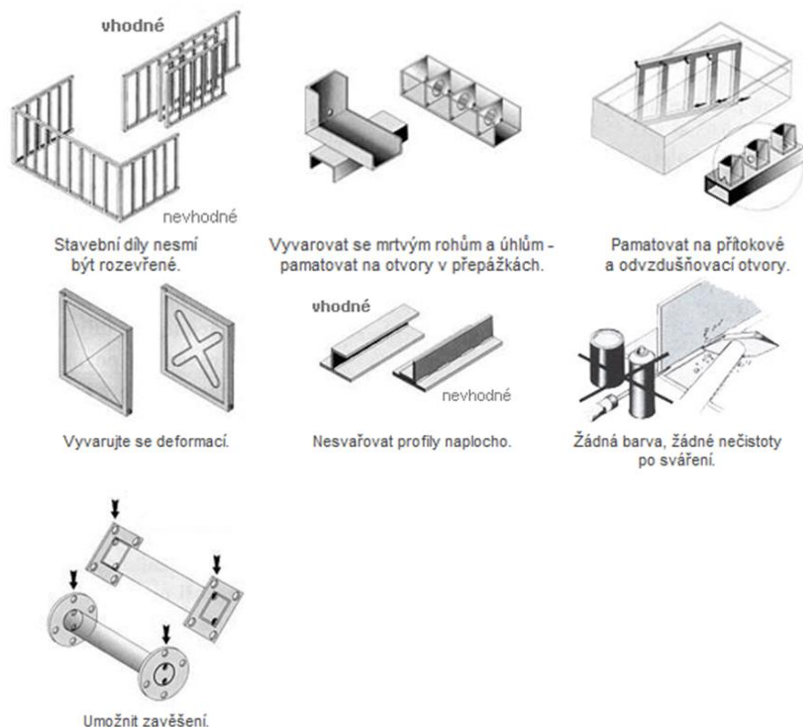
Všechny svary musí být provedeny před pokovením v zinkové lázni. Provádění svarů po galvanizaci naruší ochrannou vrstvu zinku a konstrukce nebude proti korozi chráněna.

U dutých profilů se musí pamatovat na přítokové a odtokové otvory. Také u rámových konstrukcí z otevřených profilů dávat pozor na odvětrání a možnost odtoku. Je nutné dodržovat vhodný postup svařování a dávat pozor na to, aby vystačila velikost a počet přítokových a odvětrávacích otvorů

Bez otvorů není žárové zinkování dutých konstrukcí možné kvůli nebezpečí exploze. Uspořádání a velikost otvorů ovlivňují i kvalitu žárově zinkovaného zboží.

Stavební díly nesmí být barvené a musí být zbavené nečistot a zbytků po svařování (např. svařecí spreje, zbytky po svařování v ochranné atmosféře), tyto substance by při moření nemohly být odstraněny a vedly by k chybnému pozinkování.

Přítokové a odvzdušňovací otvory by měly být umístěny co nejsvisleji pod možností zavěšení.



17.4 Protikorozní ochrana ocelové konstrukce nátěry

Ocelové konstrukce musí být ochráněny proti korozi. Ochrana bude vytvořena z protikorozních nátěrů konstrukce (barvy na bázi akrylátů). Nátěry musí být provedeny minimálně ve dvou vrstvách. Finální tloušťku nátěru určí dodavatel na základě předpisů výrobce tak, aby splňovala předpisy EN ISO 12944 a odpovídala prostředí a klimatickým vlivům okolí.

Prostředí (stupeň korozní agresivity) okolo konstrukce je klasifikováno kategorií C2.

Dílenská montáž jednotlivých kusů musí být provedena v suchém prostředí. Důvodem je ochrana ocelové konstrukce před korozí. Konstrukce nebude ochráněna galvanizací, ale nátěry z vnější části. Z tohoto důvodu se v trubkách při přivařování nesmí vyskytovat voda a nadměrná vlhkost, která by byla v konstrukci uzavřena. Trubky spodních nosníků nutno zavíčkovat, aby se zabránilo vniknutí vody do vnitřního prostoru trubek, která by způsobila korozi konstrukce zevnitř.

17.5 Protipožární ochrana ocelové konstrukce

Investorem byla požadována odolnost proti požáru po dobu 15-ti minut pouze pro konstrukci spojovacího krčku a světlíku. Pro ostatní ocelové konstrukce není požadována požární odolnost.

Pro konstrukci ocelového krčku a světlíku bylo výpočtem prokázáno, že navržená pozinkovaná konstrukce vyhoví danému požadavku bez dalších úprav.

Konstrukce, které zde nejsou popsány, vykazují nulovou požární odolnost. Pokud bude požární odolnost požadována, je nutné tyto konstrukce obložit, případně použít jinou ochranu proti ohni.

18 Klasifikace ocelových konstrukcí a kritérií

18.1 Zatřídění konstrukce

- Konstrukce je zařazena do třídy provedení konstrukce EXC2.
- Kategorie použitelnosti je SC1 dle tabulky B. 1 přílohy B ČSN EN 1090-2+A1.
- Třídy následků CC2 dle ČSN EN 1090 (střední následky).
- Výrobní kategorie PC2.
- Třída spolehlivosti RC2 - dle ČSN EN 1990 ($K_{FI}=1,0$ [-])

18.2 Kritéria pro výrobu konstrukce

- Svařování – Standardní požadavky na jakost – EN ISO 3834-3 (EXC2)
- Přípustnost pro vady svarů – EN ISO 5817 – C (EXC2)
- Dozor nad svařováním se řídí podle EN ISO 14 731
- Při provádění dodržovat ČSN EN 1090

19 Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

19.1 Dokumentace konstrukce

Vlastník stavby, nebo jím pověřená osoba (dále jen vlastník), má spravovat a uchovávat veškerou projektovou a Inspekční dokumentaci uvedenou v této kapitole. Dále má uchovávat také dokumentaci všech rekonstrukcí a oprav konstrukce. Uchováním dokumentace se myslí její schraňování a organizace v elektronické a listinné podobě tak, aby byla v případě potřeby jasně dohledatelná jakákoliv její část. Pro účely kontroly a údržby má vlastník uchovávat následující dokumentaci.

19.1.1 Dokumentace pro provádění stavby a dokumentace skutečného provedení:

Pro účely kontroly údržby se má uchovávat dokumentace pro provádění stavby a dokumentace skutečného provedení stavby v rozsahu podle příslušného právního předpisu (Vyhláška 499/2006 sb. ve znění pozdějších předpisů).

19.1.2 Výrobně technická dokumentace

Tato dokumentace je souborem dokumentů potřebných pro výrobu a montáž konstrukce, včetně všech dokumentů jakosti a zkoušek předložených při předání stavby. Jedná se zejména o tyto dokumenty:

- statický výpočet, ze kterého je zřejmé zatížení, dimenze prvků a jejich materiál, použité výpočetní modely, výsledné vnitřní díly a posouzení konstrukce z hlediska únosnosti, použitelnosti, stability polohy a únavy, pokud může rozhodovat
- dílenská dokumentace, tj. hlavně podrobné výkresy výztuže, specifikace provádění, výrobní výkresy, výkaz materiálu, technologický předpis výroby
- montážní/výrobní dokumentace, která obsahuje všechny skutečnosti plynoucí z postupu výstavby a montáže, jež ovlivňují výsledné rozložení vnitřních sil v konstrukci.

Dále se jedná o následující dokumenty a protokoly, pokud byly v některém stupni projektové dokumentace požadovány:

- dokumenty kontroly použitých základních výrobků;
- doklady o provedení nedestruktivních či destruktivních zkoušek betonu;
- protokoly o zaměření geometrického tvaru kompletní konstrukce;
- protokoly o vneseném předpětí;
- protokoly o statických a dynamických zatěžovacích zkouškách.

19.1.3 Provozní dokumentace

Provozní dokumentace obsahuje zejména zápisy o provedených prohlídkách, protokoly o provedených zkouškách a zápisy a/nebo protokoly o provedených činnostech v rámci údržby.

19.1.4 Zápis o provedených prohlídkách konstrukce

O každé provedené prohlídce musí být proveden zápis, ve kterém se uvedenou zjištěné skutečnosti. Zápis musí obsahovat následující údaje:

- jména a podpisy účastníků prohlídky, zejména osoby zodpovědné za kontrolu a prohlídku (včetně jejich oprávnění k vykonání kontroly a prohlídky);
- přehled dokumentace, která byla podkladem pro provedení prohlídky;
- datum prohlídky a povětrnostní podmínky;
- rozsah prohlídky, přehled kontrolovaných konstrukcí a druhů provedených kontrol;
- při zjištěných závadách má zápis obsahovat specifikaci závady (slovní popis, fotodokumentaci, lokalizaci, rozsah), stanovení (pravděpodobné) příčiny vzniku, návrh opatření a termíny jejich splnění. Při zjištěných závažných závadách má zápis obsahovat návrh opatření s ohledem na další provoz konstrukce. K opatřením může patřit návrh provedení mimořádné prohlídky včetně specifikace požadovaných kontrolních úkonů, návrh diagnostického průzkumu konstrukce a/nebo zkoušek a měření ke zjištění rozsahu a příčiny závad, osazení sádrových terčíků, doporučení, jak závadu řešit, případně návrh na omezení nebo vyloučení provozu, zpracování dokumentace oprav, návrh na způsob řízení rizik, monitorování konstrukce v rámci řízení rizik apod.

19.2 Kontroly konstrukce

19.2.1 Oprávnění k prohlídkám

Prohlídky provádí osoby s odpovídající kvalifikací pro příslušný druh kontrolního úkonu, školením bezpečnosti práce a s prokazatelně pro tento účel uspokojujícím zdravotním stavem.

19.2.2 Kontrola souladu skutečného stavu konstrukce a zatížení s dokumentací

Kontrola skutečného stavu konstrukce se provede podle dokumentace zkontrolované ve smyslu bodu **Chyba! Nenašel jsem zdroj odkazů.** této zprávy. Kontroluje se zejména geometrický tvar, poloha a úplnost konstrukce, dimenze, detaily a působící stálé zatížení. Sem patří hlavně kontrola množství a pozice výztuže před zabetonováním.

19.2.3 Běžná prohlídka

V rámci běžné prohlídky se provede kontrola podle 19.2.2 v návaznosti na předchozí prohlídky. Při této kontrole se nosná konstrukce s příslušenstvím kontroluje vizuálně, případně za použití jednoduchých nástrojů. Provede se také kontrola použitelnosti podle 19.2.6.

Kontroluje se:

- zda konstrukce nevykazuje nadměrné deformace;
- zda nedošlo k poškození prvků a detailů konstrukce;
- velikost trhlin, trhliny větší než 0,3 mm se zaznamenají a porovnají s předchozí prohlídkou za účelem zjištění, zda je velikost trhlin ustálená.

19.2.4 Podrobná prohlídka

V rámci podrobné prohlídky se spolu s úkony podle 19.2.3 provede kontrola dokumentace dle bodu 19.1 této zprávy. Zaměří se geometrický tvar konstrukce, převážně průhyby. Pokud nebylo provedeno při běžné prohlídce, je nutné nahlédnout i na konstrukce obtížně dostupné, např. pod kazetové stropy apod.

19.2.5 Mimořádná prohlídka

Mimořádná prohlídka se provede v případě závažných zjištění při pravidelné prohlídce, případně po mimořádné události, která mohla způsobit poškození konstrukce. Jedná se zejména o požár nebo výbuch ovlivňující vlastnosti konstrukce, pád břemena na konstrukci, náraz dopravního prostředku, poškození vandaly, teroristický čin, povodeň nebo zaplavení, lavina, sesuv, technické nebo přírodní seizmické události, přetížení sněhem nebo ledem, pokles v důsledku důlní činnosti, krasových jevů apod. Rozsah mimořádné prohlídky se určí v zápisu o provedení pravidelné prohlídky, případně podle rozsahu a povahy mimořádné události.

19.2.6 Prohlídka použitelnosti

Jedná se o prohlídku konstrukcí související s jejím provozem, kontrolu deformací, trhlin, kmitání apod.

19.3 Definice dle materiálu konstrukce

19.3.1 Nosné základové a betonové konstrukce

Nosné základové betonové konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí.

Železobetonové nosné konstrukce budou kontrolovány dle zatřídění konstrukce v intervalu 5-10 let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (trhliny, karbonatace betonu, porušení a koroze výztuže apod.).

19.3.2 Nosné dřevěné konstrukce

Nosné dřevěné konstrukce budou provedeny dle ČSN 73 2810 Dřevěné stavební konstrukce. Provádění.

Dřevěné nosné konstrukce budou kontrolovány dle zatřídění konstrukce v intervalu 5-10 let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (výsušné trhliny, napadení hnilobou, škůdci, stav detailů apod.).

19.4 Intervaly prohlídek

U konstrukcí zařazených ve třídě následků CC2 a CC1 se běžná prohlídka provádí jedenkrát za 5 let, podrobná prohlídka se provádí na základě doporučení běžné nebo mimořádné prohlídky, nejméně jedenkrát za 10 let.

20 Závěr

Konstrukce jsou obecně navrženy v intencích souboru platných norem ČSN. V důležitých uzlech s přihlédnutím k normám evropským, ať existujícím, tak připravovaným (ČSN EN 1992-1 Eurocode 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby), tak jejich teoretickým zdrojům (CEB-FIP Model Code 1990). Dále jsou lokálně vzaty v úvahu další normy a doporučení CEB-FIP a FIB uvedené v kapitole 2. Z hlediska provádění betonových konstrukcí a jejich tolerancí je pak vycházeno z norem evropských (ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení a ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí - Část 1: Společná ustanovení).

Statický výpočet prokázal, že konstrukce, tak jak jsou navrženy, vyhovují ustanovení platných norem jak z hlediska mezních stavů únosnosti, tak z hlediska mezních stavů použitelnosti. Současně jsou navrženy s ohledem na maximální možnou hospodárnost a z toho vyplývajícího vlivu na životní prostředí. Konstrukce je stabilní.

Konstrukce byla nadimenzována a posouzena dle 1. skupiny mezních stavů - mezní stav únosnosti - porovnáním únosnosti průřezů s vnitřními silami. Dále byla konstrukce posuzována dle 2. skupiny mezních stavů - mezní stav použitelnosti a také z hlediska stability jako celku, tak dílčích konstrukcí.

Nosná konstrukce **VYHOVÍ** všem příslušným ustanovením platných norem kap. 1.

V Praze dne 14.02.2022

Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.
Autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku
ČKAIT 0003778

Bibliografie

Bílé vany - vodonepropustné betonové konstrukce - úvod do problematiky bílých van. **Procházka, Jaroslav. 2007.** Praha : Česká betonářská společnost ČSSI, 2007. Bílé vany - vodonepropustné betonové konstrukce.

Bílé vany - vodonepropustné betonové konstrukce. **Perla, Jan. 2007.** Praha : Česká betonářská společnost ČSSI, 2007. Bílé vany - Vodonepropustné betonové konstrukce - Zásady provádění.

Dohnálek, Jiří. 2003. Materiály a technologie: Letní betonáž. *Beton TKS. 2* 2003, 2.

— **2004.** Sanace: Bílá vana - větší jistoty a menší náklady. *Beton TKS. 3* 2004, 3, stránky 22, 27.

Petrík, Vojtěch, Půlpán, Martin a Norbert, Filip. 2010. Vodonepropustné vláknobetonové konstrukce. *Beton TKS. 2* 2010, 2.

Vančík, Vladimír a aj. 2015. *Technická pravidla ČBS 04 - Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce.* Praha : Česká betonářská společnost ČSSI, 2015. ISBN 978-80-903806-9-1.

1 Seznam obrázků

Obrázek 1	Graf smrštění a ošetřování betonu	20
Obrázek 2	ČSN EN 10080, body 7.1.2 a 7.1.3	24

2 Seznam tabulek

Tabulka 1	Třídy ošetřování betonu podle ČSN EN 13670	21
Tabulka 2	Nejkratší doba ošetřování betonu podle ČSN EN 16370	21
Tabulka 3	ČSN EN 10080, Tabulka 1	25
Tabulka 4	Přípustné postupy svařování podle namáhání spoje (ČSN EN 1992-1-1)	25
Tabulka 5	Seznam způsobu svařování vhodných pro svařování betonářské výztuže	26
Tabulka 6	ČSN EN 1992-1-1 část 7.3.1, Tabulka 7.1N	27

