

Revize	Vypracoval	Popis revize	Datum

		Hlavní inženýr projektu: ING. JAN KOČMÁNEK Vedoucí projektant zakázky: ING. MARTIN FORAL		Investor: NEMOCNICE KYJOV, p.o. Strážovská 1247/22 697 02 Kyjov			
Profese: STATIKA		Zpracovatel dílu: A+Z PROJEKT TEAM <small>624 00 Břmo, Ulřychova 33 IČO 28274725 tel.: +420 532268330, mob.: +420 606229143 e-mail: info@apluszprojekt.cz</small>		Autorizace:			
Odpovědný projektant:		Vypracoval:				Kontroloval:	
ING. ALEŠ UTÍKAL		ING. PETR HANUŠ				ING. ALEŠ UTÍKAL	
Akce: NEMOCNICE KYJOV URGENTNÍ PŘÍJEM			Zakázkové číslo: DPS 08 - 2022		Paré:		
			Datum: 10 - 2022				
			Stupeň: DPS				
Objekt: PŘÍSTAVBA A STAVEBNÍ ÚPRAVY OBJEKTU C1 A OBJEKTU C3 SO 01			Formát: 6 A4				
Obsah: TECHNICKÁ ZPRÁVA			Měřítko:		Číslo výkresu: D.1.01.2-001		

TECHNICKÁ ZPRÁVA

Stavebně konstrukční část pro provedení stavby

1. ÚVOD

Předmětem projektu pro provedení stavby jsou stavební úpravy a nová přístavba provozu urgentního příjmu v 1.NP a 1.PP objektu C3 (severní křídlo) a stavební úpravy a nová přístavba ambulancí v 1.NP a 1.PP objektu C1 (západní křídlo) situované v areálu Nemocnice Kyjov, příspěvková organizace. Nové objekty budou propojeny se stávajícím objektem C a budou k němu těsně přistavěny. Nové objekty přístaveb a stávající objekt C budou vzájemně oddílatovány.

Stávající západní křídlo objektu C, ke kterému budou přistavěny ambulance, bylo naprojektováno mezi lety 1938 a 1940. Budova má čtyři nadzemní a jedno pozemní podlaží a má dva trakty. Konstrukčně se jedná o podélný stěnový systém. Vodorovné konstrukce jsou provedeny jako železobetonové trámové stropy, nad chodbovým traktem je pouze monolitická deska. Dle [23] je stávající objekt západního křídla založen plošně na betonových pasech. V roce 1992 byla naprojektována rekonstrukce celého hlavního objektu, která se týkala i západního křídla. Z konstrukčního hlediska byly v rámci rekonstrukce jako nejvýraznější úpravy provedeny četné prostupy pro VZT ve střední stěně a dále podchycení stávajících stropů nad 1.PP, 1.NP a části 2.NP pomocí ocelových nosníků a ráků.

Stávající severní křídlo objektu C, ke kterému bude přistavěn provoz urgentního příjmu, bylo naprojektováno v roce 2000. Konstrukce této části objektu je provedena jako montovaný prefabrikovaný skelet systému LOB od firmy LOBstav, s.r.o. Sloupy skeletu mají průřez 300x400 mm. Strop je proveden z panelů výšky 180 mm uložených do průvlaků o průřezu obráceného T. Dle [25] je stávající objekt A5 založen plošně na ŽB pasech.

Nové objekty přístaveb budou dvoupodlažní o jednom traktu. Z konstrukčního hlediska se jedná o kombinaci sloupového systému uvnitř objektu a stěnového systému po obvodě. Vodorovná tuhost konstrukce bude zajištěna podélnými a příčnými stěnami a tuhou stropní a střešní konstrukcí. Svislé konstrukce budou provedeny jako ŽB sloupy a zděné stěny z keramických tvárnic. Obvodové stěny v 1.PP zatížené zemním tlakem budou provedeny jako ŽB monolitická konstrukce.

Vodorovná nosná konstrukce nad 1.PP a 1.NP bude provedena jako železobetonová monolitická deska podepřená stěnami a ŽB sloupy.

Objekt bude založen plošně na železobetonových základových pasech.

Před prováděním objektu je nutné provést výškové zaměření jednotlivých podlaží stávajícího objektu, na které budou se nové objekty napojovat. Dále je nutné provést sondy do stávajícího pláště a k základům ze strany napojení.

2. PODKLADY

Podkladem pro vypracování projektové dokumentace byly:

- [1] Normy systému EUROKOD (ČSN EN 1990 až ČSN EN 1999) v platném znění a na ně navazující normy ČSN, ČSN EN, ČSN ISO v platném znění
- [2] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [3] ČSN 73 1201:2010 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

- [4] ČSN EN 206+A1:2018 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [5] ČSN EN 13670:2010 Provádění betonových konstrukcí
- [6] ČSN EN 1090:2019 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí
- [7] ČSN 732604:2012 Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb
- [8] ČSN EN 14081-1:2016 Dřevěné konstrukce – Konstrukční dřevo obdélníkového průřezu
- [9] ČSN 73 2810 Dřevěné stavební konstrukce. Provádění
- [10] ČSN 73 1702:2007 Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí
- [11] ČSN EN 1996-2 Navrhování zděných konstrukcí – Část 2: Volba materiálů, konstruování a provádění zdiva
- [12] ČSN 731001:1988 Základová půda pod plošnými základy
- [13] ČSN 721006:1998 Kontrola zhutněných zemin a sypanin
- [14] „Navrhování základových a pažících konstrukcí, příručka k ČSN EN 1997“, Doc. Ing. Jan Masopust, CSc, vydáno v roce 2012
- [15] Připravovaná změna „Národní aplikační dokument k ČSN EN 1997-1“ z 18.3.2013
- [16] Sborník „BÍLÉ VANY, VODONEPROPUSTNÉ KONSTRUKCE“, třetí, upravené vydání z roku 2008 vydané Českou betonářskou společností ČSSI
- [17] Technická pravidla ČBS 04 „VODONEPROPUSTNÉ BETONOVÉ KONSTRUKCE“, překlady německé směrnice a komentáře, vydání z roku 2015 vydané Českou betonářskou společností ČSSI
- [18] Technická pravidla ČBS 03 „POHLEDOVÝ BETON“, překlady německé směrnice a komentáře, 2. přepracované vydání z roku 2018 vydané Českou betonářskou společností ČSSI
- [19] Architektonicko-stavební část
- [20] PBŘ
- [21] Obhlídka parcely a stávajících objektů
- [22] Použitý software – viz statický výpočet
- [23] Původní dokumentace „Kyjov-Nemocnice, Plán hlavní budovy“ vypracovaná v letech 1938–1940
- [24] Původní dokumentace „Nemocnice Kyjov-I. Etapa, Rekonstrukce hlav. Objektu“ vypracovaná firmou KVprojektstav s.r.o. v listopadu 1992
- [25] Původní dokumentace „Okresní nemocnice Kyjov, Demolice a výstavba severního křídla chirurgického pavilonu“ vypracovaná firmou LT projekt v březnu 2000
- [26] Původní STP „Zpráva o výsledcích stavebně technického průzkumu železobetonové stropní konstrukce v suterénu a 1.NP v lůžkovém traktu hlavní budovy areálu Nemocnice Kyjov“ vypracovaný Technickým a zkušebním ústavem stavebním Praha v září 1992
- [27] Původní STP „Zpráva o provedení stavebně technického průzkumu části budovy C v areálu Nemocnice Kyjov“ vypracovaný firmou Průzkumy staveb s.r.o. v září 2019
- [28] Aktuální STP „Zpráva o provedení stavebně technického průzkumu části budovy C v areálu Nemocnice Kyjov“ vypracovaný firmou Průzkumy staveb s.r.o. v dubnu 2022
- [29] Projekt pro stavební povolení „PŘÍSTAVBA A STAVEBNÍ ÚPRAVY OBJEKTU C1 A OBJEKTU C3“ z července 2022, vypracovaný firmou A+Z PROJEKT TEAM, spol. s r.o.

3. STATICKÝ VÝPOČET A ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

Statický výpočet pro DSP je součástí projektové dokumentace pro stavební povolení vypracované firmou A+Z PROJEKT TEAM, s.r.o. v 09/2021 – viz [29].

3.1. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

3.1.1 Severní křídlo

Ve statickém výpočtu bylo stálé zatížení uvažováno těmito charakteristickými hodnotami:

- Vegetační střecha nad 1.NP: $ST1 = 3,50 \text{ kNm}^{-2}$
- Vegetační střecha nad vstupním prostorem: $ST2 = 2,50 \text{ kNm}^{-2}$
- Podlaha v 1.NP: $G1 = 2,00 \text{ kNm}^{-2}$

Ve statickém výpočtu byla proměnná volná zatížení uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- Rezerva pro VZT a FV zařízení na střeše přístavby: $1,50 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie E dle ČSN EN 1991-1-1, dlouhodobé)
- Užitné v 1.NP: $5,00 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie C dle ČSN EN 1991-1-1, střednědobé)

Ve statickém výpočtu byla proměnná volná zatížení příčkami uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- SDK příčky v 1.NP – liniové zatížení: $1,98 \text{ kNm}^{-1}$ (kategorie E dle ČSN EN 1991-1-1, dlouhodobé)

Ve statickém výpočtu byla proměnná pevná zatížení od sněhu uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- Sníh: $0,80 \text{ kNm}^{-2}$ (II. sněhová oblast včetně tvarového součinitele)
- Sníh – závěj: $2,00 \text{ kNm}^{-2}$ (II. sněhová oblast včetně tvarového součinitele)

Ve statickém výpočtu byla proměnná pevná zatížení od větru uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- Maximální dynamický tlak: $0,476 \text{ kNm}^{-2}$ (II. větrová oblast, kategorie terénu III., bez součinitele vnitřního a vnějšího tlaku)

3.1.2 Západní křídlo

Ve statickém výpočtu bylo stálé zatížení uvažováno těmito charakteristickými hodnotami:

- Vegetační střecha nad 1.NP: $ST1 = 3,50 \text{ kNm}^{-2}$
- Vegetační střecha nad vstupním prostorem: $ST2 = 2,50 \text{ kNm}^{-2}$
- Podlaha v 1.NP: $G1 = 2,00 \text{ kNm}^{-2}$

Ve statickém výpočtu byla proměnná volná zatížení uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- Rezerva pro VZT a FV zařízení na střeše přístavby: $1,50 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie E dle ČSN EN 1991-1-1, dlouhodobé)
- Užitné v 1.NP: $5,00 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie C dle ČSN EN 1991-1-1, střednědobé)

Ve statickém výpočtu byla proměnná volná zatížení příčkami uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- SDK příčky v 1.NP – liniové zatížení: $1,98 \text{ kNm}^{-1}$ (kategorie E dle ČSN EN 1991-1-1, dlouhodobé)

Ve statickém výpočtu byla proměnná pevná zatížení od sněhu uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- Sníh: $0,80 \text{ kNm}^{-2}$ (II. sněhová oblast včetně tvarového součinitele)
- Sníh – závěj: $2,00 \text{ kNm}^{-2}$ (II. sněhová oblast včetně tvarového součinitele)

Ve statickém výpočtu byla proměnná pevná zatížení od větru uvažována těmito charakteristickými hodnotami:

- Maximální dynamický tlak: $0,476 \text{ kNm}^{-2}$ (II. větrová oblast, kategorie terénu III., bez součinitele vnitřního a vnějšího tlaku)

3.2. STATICKÝ VÝPOČET A STATICKÝ MODEL KONSTRUKCÍ

3.2.1 Přístavba a stavební úpravy severního křídla

Železobetonová střešní deska

Zatížení desky:

Stálé zatížení

- Hmotnost vegetační střechy byla uvažována hodnotou $3,50 \text{ kNm}^{-2}$.

Zatížení proměnné – dlouhodobé:

- Bylo uvažováno proměnné zatížení jako rezerva pro VZT nebo FV hodnotou $1,5 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie E).

Kombinace, zadání užitého zatížení a havarijní přepad střechy:

Proměnné užité zatížení bylo zadáno šachovnicově ve dvou zatěžovacích stavech. Zadání šachovnicového zatížení bylo provedeno na základě [1] a principů stavební mechaniky tak, aby byly generovány maximální možné vnitřní síly a deformace na všech konstrukcích. Takto byly vytvořeny kombinace pro lineární výpočet. Z důvodu možné nefunkčnosti střešních vpustí je možno uvažovat s mimořádným zatížením vodou. Maximální průměrná tíha vody v celé ploše střechy je při havarijním stavu rovná návrhové hodnotě sněhu. Návrhová hodnota sněhu je součin charakteristické hodnoty $2,00 \text{ kNm}^{-2}$ a součinitele zatížení $\gamma=1,50$. Maximální průměrná výška hladiny vody při havarijním stavu je 300 mm. Takto byly vytvořeny kombinace pro lineární výpočet.

Užité zatížení jako rezerva pro VZT nebo FV je zadáno jako dlouhodobé proměnné plošné zatížení kategorie E.

Výpočtový model:

Z důvodu detailního výpočtu vnitřních sil a skutečné deformace byla železobetonová monolitická stropní deska vymodelována jako samostatný výpočtový model. Konstrukce byla modelována jako desková konstrukce působící v obou směrech. Podpory byly zadány jako pružné, tuhost podpory byla zadána dle tuhosti konkrétní podpory. Konstrukce byla vypočtena metodou MKP.

Výsledky:

Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže. U ostění a sloupů bylo posouzeno protlačení desky. V místě, kde deska nevyhověla s obyčejnou betonářskou výztuží, byly navrženy smykové lišty.

Deformace byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1] zohledňující skutečnou tuhost konstrukce, dotvarování a smršťování železobetonové konstrukce (normově závislý průhyb). Limitní celková deformace desky byla stanovena na základě [1] na $1/250$ rozpětí. Limitní přídatná deformace desky byla stanovena na základě [1] a [3] na $1/300$ rozpětí. Limitní deformace desky po zabudování příček byla stanovena na základě [1] a [3] na $1/500$ rozpětí nebo max 15 mm. Šířka trhlin byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1]. Limitní šířka trhlin byla stanovena na základě [1] na 0,4 mm.

Střešní konstrukce byla posouzena na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1). Konstrukce byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut).

Stropní konstrukce nad 1.PP – ŽB deska

Zatížení desky:

Stálé zatížení:

- Hmotnost podlahy v 1.NP byla uvažována hodnotou $2,00 \text{ kN/m}^2$.

Zatížení proměnné užité – střednědobé:

- Na stropní konstrukci nad 1.PP bylo uvažováno proměnné užité zatížení hodnotou $5,00 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie C dle ČSN EN 1991-1-1).

Zatížení proměnné příčky – dlouhodobé:

- Na stropní konstrukci nad 1.PP bylo uvažováno proměnné zatížení od SDK příček hodnotou $2,00 \text{ kNm}^{-1}$ (kategorie E).

Kombinace, zadání užitého zatížení a příček:

Proměnné užité zatížení bylo zadáno šachovnicově ve dvou zatěžovacích stavech. Zadání šachovnicového zatížení bylo provedeno na základě [1] a principů stavební mechaniky tak, aby byly generovány maximální možné vnitřní síly a deformace na všech konstrukcích. Takto byly vytvořeny kombinace pro lineární výpočet.

Příčky byly zadány jako liniové zatížení. Příčky jsou zadány jako dlouhodobé proměnné liniové zatížení kategorie E.

Výpočtový model:

Z důvodu detailního výpočtu vnitřních sil a skutečné deformace byla železobetonová monolitická stropní deska vymodelována jako samostatný výpočtový model. Konstrukce byla modelována jako desková konstrukce působící v obou směrech. Podpory byly zadány jako pružné, tuhost podpory byla zadána dle tuhosti konkrétní podpory. Konstrukce byla vypočtena metodou MKP.

Výsledky:

Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže. U sloupů a ostění bylo posouzeno protlačení desky. V místě, kde deska nevyhověla s obvyklou betonářskou výztuží, byly navrženy smykové lišty.

Deformace byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1] zohledňující skutečnou tuhost konstrukce, dotvarování a smršťování železobetonové konstrukce (normově závislý průhyb). Limitní celková deformace desky byla stanovena na základě [1] na 1/250 rozpětí. Limitní přídatná deformace desky byla stanovena na základě [1] na 1/300 rozpětí. Ve výpočtu bylo předpokládáno, že omítky stropů, podhledy a omítky příček budou provedeny nejdříve 28 dní po provedení příček. Šířka trhlin byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1]. Limitní šířka trhlin byla stanovena na základě [1] na 0,4 mm.

Stropní konstrukce nad 1.PP byla posouzena na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1). ŽB deska nad 1.PP byla navržena a posouzena na požární odolnost R120 (120 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukci chránit, viz [19] a [20].

Vodorovné konstrukce – překlady

ŽB překlady byly modelovány jako spojitý nosník. Statické schéma jednotlivých průvlaků a překladů je uvedeno ve statickém výpočtu. Zatížení bylo převzato z reakcí střešní desky.

Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže. Deformace byla vypočtena pro kvazistálou kombinaci dle [1] zohledňující skutečnou tuhost konstrukce, dotvarování a smršťování železobetonové konstrukce. Limitní deformace průvlaku byla stanovena na základě [1] na 1/500 rozpětí. Maximální šířka trhlin od kvazistálé kombinace byla dle [1] a uvažována hodnotou 0,4 mm.

Konstrukce byly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1).

ŽB překlady a průvlaky nad 1.NP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut).

Svislé konstrukce – zděné konstrukce

Zděné konstrukce byly posuzovány jako prutový tlačný a ohýbaný prvek. Vnitřní síly byly převzaty z reakcí střešní desky. Průběh momentů od rámového účinku přilehlých stropů a průběh momentů od zatížení větrem je uveden ve statickém schématu každého řešeného prvku. Statické schéma svislých konstrukcí předpokládá přenesení všech vodorovných sil do tuhé stropní konstrukce a do ztužujících stěn. V obvodových stěnách byl moment od větru uvažován jako na prostém nosníku. Při výpočtu momentů od stropních konstrukcí bylo uvažováno s kloubovým spojením stropů a stěn, moment od stropní konstrukce je vypočten na základě excentricity zatížení na stěnu. Moment od excentricity zatížení se mění po výšce dle trojúhelníkového obrazce – v patě je nulová hodnota momentu. Zděné konstrukce byly počítány jako prutový tlačný a ohýbaný prvek. Ve zhlaví a v patě stěny je uvažován kloub.

Konstrukce byly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle technických listů dodavatele. Konstrukce byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut).

Svislé konstrukce – železobetonové sloupy

ŽB sloupy byly počítány jako tlačенý a ohýbaný prvek. Vnitřní síly byly převzaty z modelu střešní a stropní desky. Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže.

ŽB sloupy byly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1).

ŽB sloupy v 1.NP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). ŽB sloupy v 1.PP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukci chránit, viz [19] a [20].

ŽB obvodové stěny v suterénu

Obvodová stěna suterénu byla počítána jako prostý nosník s pružnou podporou proti pootočení v patě stěny u základové desky a kloubově uložen do stropní desky nad 1.PP.

Bylo uvažováno, že obvodová stěna bude zatížena zeminou. Na povrchu bylo uvažováno proměnné užité zatížení hodnotou $5,0 \text{ kNm}^{-2}$. Obvodová stěna bude zatížena zeminou na celou výšku.

Bylo uvažováno, že zásypy budou provedeny z původně vytěžené hutněné zeminy, to je jíl tuhé konzistence třídy F4. Bylo uvažováno, že na stěnu bude působit zemní tlak v klidu. Hmotnost zeminy násypu za stěnou je uvažována hodnotou $21,00 \text{ kNm}^{-3}$, poissonův součinitel $\nu=0,40$.

Železobetonové obvodové stěny vytváří pojistnou vodonepropustnou konstrukci. Složení betonu, provádění, pracovní spáry, těsnící prvky a prostupy musí být navrženy a provedeny tak, aby zajistily vodonepropustnost konstrukce. Vnitřní únosnost stěny (únosnost žb prvku, šířka trhlin, limitní napětí) byla posouzeny na 1. a 2. mezní stav dle [1] a [3] a [16].

Ve smyslu [16] byla uvažována třída prostředí „A₂“. Pro návrh obvodové stěny byla uvažována konstrukční třída „Kon₂“. Maximální limitní šířka trhlin od kvazistálého zatížení byla uvažována hodnotou $w_k = 0,20 \text{ mm}$ dle ČSN EN 1992-3.

Na vypočtené vnitřní síly od vodorovného a svislého zatížení byly posouzeny stěny jako tlačené a ohýbané železobetonové prvky.

ŽB stěna suterénu byla posouzena na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1). Konstrukce byla navržena a posouzena na požární odolnost R180 (180 minut).

Základové konstrukce

Zatížení na základy bylo převzato z modelů střešních desek a výpočtů svislých konstrukcí.

Základy byly posouzeny na základě předpokládané geologie ve smyslu 2. Geotechnické kategorie dle [1], [12] a [13], objekt je zařazen do střední třídy následků Třída 2 dle [1].

Nové IGP nebylo provedeno, na základě původního projektu [25], obhlídky parcely a na základě geologie celého regionu, projektant předpokládá, že v základové spáře se nachází jíl tuhé konzistence dle [12] třídy F4. Základy bude třeba provést tak, aby základové poměry v celém půdorysu byly konstantní jak z hlediska únosnosti, tak z hlediska deformace (sedání).

Základy byly z hlediska mechaniky zemin posouzeny na 1. a 2. mezní stav ve smyslu [1], [12] a [13]. Únosnost (napětí v základové spáře) a použitelnost (celkové sedání a nerovnoměrné sedání) byla posouzena ze směrných normových charakteristik předpokládané zeminy. Při výpočtu 1. mezního stavu byly základy posouzeny dle Návrhového přístupu 1 dle [1], [3] a [13]. Limitní celkové sedání základů bylo stanoveno dle [1] na 80 mm, limitní nerovnoměrné sedání základů (relativní průhyb) bylo stanoveno na základě [1] na 0,0015.

Na základové konstrukce nejsou z hlediska PBR kladeny žádné nároky – viz [19] a [20].

Podchycení stávajícího pláště ve 2.NP

Z důvodu vybourání samonosného obvodového pláště v 1.PP a 1.NP bude nutné podchytit ponechaný plášť ve 2.NP. Podchycení bude provedeno ocelovým nosníkem ukotveným do stávajících průvlaků skeletu. Ocelový nosník pro podchycení pláště byl počítán jako prostý nosník. Ve výpočtu bylo uvažováno stálé zatížení obvodovým pláštěm ve 2.NP. Ocelové konstrukce byly navrženy na třídu pevnosti S235, konstrukce byla zařazena do třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2.

Pro výpočet maximálních návrhových hodnot byl uvažován kombinační předpis 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990. Jednotlivé kombinace byly zadány ve smyslu [1] tak, aby byly zjištěny maximální hodnoty vnitřních sil. Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil, klopení není zabráněno.

Pro výpočet maximálních hodnot okamžité deformace byl uvažován kombinační předpis 6.14b dle ČSN EN 1990. Jednotlivé kombinace byly zadány ve smyslu [1] tak, aby byly zjištěny maximální hodnoty deformací. Limitní deformace nosníku od okamžitého průhybu pro charakteristickou kombinaci byla stanovena na základě [1] na 1/500 rozpětí.

Konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požadovaná požární odolnost konstrukcí je řešena pomocí obkladů, viz [19] a [20].

3.2.2 Přístavba a stavební úpravy západního křídla

Železobetonová střešní deska

Zatížení desky:

Stálé zatížení

- Hmotnost vegetační střechy byla uvažována hodnotou $3,50 \text{ kNm}^{-2}$.

Zatížení proměnné – dlouhodobé:

- Bylo uvažováno proměnné zatížení jako rezerva pro VZT nebo FV hodnotou $1,5 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie E).

- Kombinace, zadání užitého zatížení a havarijní přepad střechy:

Proměnné užité zatížení bylo zadáno šachovnicově ve dvou zatěžovacích stavech. Zadání šachovnicového zatížení bylo provedeno na základě [1] a principů stavební mechaniky tak, aby byly generovány maximální možné vnitřní síly a deformace na všech konstrukcích. Takto byly vytvořeny kombinace pro lineární výpočet. Z důvodu možné nefunkčnosti střešních vpustí je možno uvažovat s mimořádným zatížením vodou. Maximální průměrná tíha vody v celé ploše střechy je při havarijním stavu rovná návrhové hodnotě sněhu. Návrhová hodnota sněhu je součin charakteristické hodnoty $2,00 \text{ kNm}^{-2}$ a součinitele zatížení $\gamma=1,50$. Maximální průměrná výška hladiny vody při havarijním stavu je 300 mm. Takto byly vytvořeny kombinace pro lineární výpočet.

Užité zatížení jako rezerva pro VZT nebo FV je zadáno jako dlouhodobé proměnné plošné zatížení kategorie E.

Výpočtový model:

Z důvodu detailního výpočtu vnitřních sil a skutečné deformace byla železobetonová monolitická stropní deska vymodelována jako samostatný výpočtový model. Konstrukce byla modelována jako desková konstrukce působící v obou směrech. Podpory byly zadány jako pružné, tuhost podpory byla zadána dle tuhosti konkrétní podpory. Konstrukce byla vypočtena metodou MKP.

Výsledky:

Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže. U ostění a sloupů bylo posouzeno protlačení desky. V místě, kde deska nevyhověla s obvyklou betonářskou výztuží, byly navrženy smykové lišty.

Deformace byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1] zohledňující skutečnou tuhost konstrukce, dotvarování a smršťování železobetonové konstrukce (normově závislý průhyb). Limitní celková deformace desky byla stanovena na základě [1] na 1/250 rozpětí. Limitní přídatná deformace desky byla stanovena na základě [1] a [3] na 1/300 rozpětí. Limitní deformace desky po zabudování příček byla stanovena na základě [1] a [3] na 1/500 rozpětí nebo max 15 mm. Šířka trhlin byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1]. Limitní šířka trhlin byla stanovena na základě [1] na 0,4 mm.

Střešní konstrukce byla posouzena na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1). Konstrukce byla navržena a posouzena na požární odolnost R45 (45 minut).

Stropní konstrukce nad 1.PP – ŽB deska

Zatížení desky:

Stálé zatížení:

- Hmotnost podlahy v 1.NP byla uvažována hodnotou $2,00 \text{ kN/m}^2$.

Zatížení proměnné užité – střednědobé:

- Na stropní konstrukci nad 1.PP bylo uvažováno proměnné užité zatížení hodnotou $5,00 \text{ kNm}^{-2}$ (kategorie C dle ČSN EN 1991-1-1).

Zatížení proměnné příčky – dlouhodobé:

- Na stropní konstrukci nad 1.PP bylo uvažováno proměnné zatížení od SDK příček hodnotou $2,00 \text{ kNm}^{-1}$ (kategorie E).

Kombinace, zadání užitého zatížení a příček:

Proměnné užité zatížení bylo zadáno šachovnicově ve dvou zatěžovacích stavech. Zadání šachovnicového zatížení bylo provedeno na základě [1] a principů stavební mechaniky tak, aby byly generovány maximální možné vnitřní síly a deformace na všech konstrukcích. Takto byly vytvořeny kombinace pro lineární výpočet.

Příčky byly zadány jako liniové zatížení. Příčky jsou zadány jako dlouhodobé proměnné liniové zatížení kategorie E.

Výpočtový model:

Z důvodu detailního výpočtu vnitřních sil a skutečné deformace byla železobetonová monolitická stropní deska vymodelována jako samostatný výpočtový model. Konstrukce byla modelována jako desková konstrukce působící v obou směrech. Podpory byly zadány jako pružné, tuhost podpory byla zadána dle tuhosti konkrétní podpory. Konstrukce byla vypočtena metodou MKP.

Výsledky:

Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže. U sloupů a ostění bylo posouzeno protlačení desky. V místě, kde deska nevyhověla s obyčejnou betonářskou výztuží, byly navrženy smykové lišty.

Deformace byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1] zohledňující skutečnou tuhost konstrukce, dotvarování a smršťování železobetonové konstrukce (normově závislý průhyb). Limitní celková deformace desky byla stanovena na základě [1] na $1/250$ rozpětí. Limitní přídatná deformace desky byla stanovena na základě [1] na $1/300$ rozpětí. Ve výpočtu bylo předpokládáno, že omítky stropů, podhledy a omítky příček budou provedeny nejdříve 28 dní po provedení příček. Šířka trhlin byla vypočtena pro kvazi-stálou kombinaci dle [1]. Limitní šířka trhlin byla stanovena na základě [1] na $0,4 \text{ mm}$.

Stropní konstrukce nad 1.PP byla posouzena na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1). ŽB deska nad 1.PP byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukci chránit, viz [19] a [20].

Vodorovné konstrukce – překlady

ŽB překlady byly modelovány jako spojitý nosník. Statické schéma jednotlivých průvlaků a překladů je uvedeno ve statickém výpočtu. Zatížení bylo převzato z reakcí střešní desky.

Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže. Deformace byla vypočtena pro kvazistálou kombinaci dle [1] zohledňující skutečnou tuhost konstrukce, dotvarování a smršťování železobetonové konstrukce. Limitní deformace průvlaku byla stanovena na základě [1] na $1/500$ rozpětí. Maximální šířka trhlin od kvazistálé kombinace byla dle [1] a uvažována hodnotou $0,4 \text{ mm}$.

Konstrukce byly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1).

ŽB překlady a průvlak nad 1.NP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut).

Svislé konstrukce – zděné konstrukce

Zděné konstrukce byly posuzovány jako prutový tlačný a ohýbaný prvek. Vnitřní síly byly převzaty z reakcí střešní desky. Průběh momentů od rámového účinku přilehlých stropů a průběh momentů od zatížení větrem je uveden ve statickém schématu každého řešeného prvku. Statické schéma svislých konstrukcí předpokládá přenesení všech vodorovných sil do tuhé stropní konstrukce a do ztužujících stěn. V obvodových stěnách byl moment od větru uvažován jako na prostém nosníku. Při výpočtu momentů od stropních konstrukcí bylo uvažováno s kloubovým spojením stropů a stěn, moment od stropní konstrukce je vypočten na základě excentricity zatížení na stěnu. Moment od excentricity zatížení se mění po výšce dle trojúhelníkového obrazce – v patě je nulová hodnota momentu. Zděné konstrukce byly počítány jako prutový tlačný a ohýbaný prvek. Ve zhlaví a v patě stěny je uvažován kloub.

Konstrukce byly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle technických listů dodavatele. Konstrukce byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut).

Svislé konstrukce – železobetonové sloupy

ŽB sloupy byly počítány jako tlačенý a ohýbaný prvek. Vnitřní síly byly převzaty z modelu střešní a stropní desky. Únosnost byla posouzena na základě vypočtených vnitřních sil. Byla navržena minimální plocha výztuže.

ŽB sloupy byly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1).

ŽB sloupy v 1.NP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). ŽB sloupy v 1.PP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukci chránit, viz [19] a [20].

ŽB obvodové stěny v suterénu

Obvodová stěna suterénu byla počítána jako prostý nosník s pružnou podporou proti pootočení v patě stěny u základové desky a kloubově uložen do stropní desky nad 1.PP.

Bylo uvažováno, že obvodová stěna bude zatížena zeminou. Na povrchu bylo uvažováno proměnné užité zatížení hodnotou $5,0 \text{ kNm}^{-2}$. Obvodová stěna bude zatížena zeminou na celou výšku.

Bylo uvažováno, že zásypy budou provedeny z původně vytěžené hutněné zeminy, to je jíl tuhé konzistence třídy F4. Bylo uvažováno, že na stěnu bude působit zemní tlak v klidu. Hmotnost zeminy násypu za stěnou je uvažována hodnotou $21,00 \text{ kNm}^{-3}$, poissonův součinitel $\nu=0,40$.

Železobetonové obvodové stěny vytváří pojistnou vodonepropustnou konstrukci. Složení betonu, provádění, pracovní spáry, těsnící prvky a prostupy musí být navrženy a provedeny tak, aby zajistily vodonepropustnost konstrukce. Vnitřní únosnost stěny (únosnost žb prvku, šířka trhlin, limitní napětí) byla posouzeny na 1. a 2. mezní stav dle [1] a [3] a [16].

Ve smyslu [16] byla uvažována třída prostředí „A₂“. Pro návrh obvodové stěny byla uvažována konstrukční třída „Kon₂“. Maximální limitní šířka trhlin od kvazistálého zatížení byla uvažována hodnotou $w_k = 0,20 \text{ mm}$ dle ČSN EN 1992-3.

Na vypočtené vnitřní síly od vodorovného a svislého zatížení byly posouzeny stěny jako tlačené a ohýbané železobetonové prvky.

ŽB stěna suterénu byla posouzena na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Při výpočtu mimořádné kombinace pro požár byl uvažován součinitel pro mimořádnou kombinační hodnotu (ψ_1). Konstrukce byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut).

Základové konstrukce

Zatížení na základy bylo převzato z modelů střešních desek a výpočtů svislých konstrukcí.

Základy byly posouzeny na základě předpokládané geologie ve smyslu 2. Geotechnické kategorie dle [1], [12] a [13], objekt je zařazen do střední třídy následků Třída 2 dle [1].

Nové IGP nebylo provedeno, na základě původního projektu [25], obhlídky parcely a na základě geologie celého regionu, projektant předpokládá, že v základové spáře se nachází jíl tuhé konzistence dle [12] třídy F4. Základy bude třeba provést tak, aby základové poměry v celém půdorysu byly konstantní jak z hlediska únosnosti, tak z hlediska deformace (sedání).

Základy byly z hlediska mechaniky zemin posouzeny na 1. a 2. mezní stav ve smyslu [1], [12] a [13]. Únosnost (napětí v základové spáře) a použitelnost (celkové sedání a nerovnoměrné sedání) byla posouzena ze směrných normových charakteristik předpokládané zeminy. Při výpočtu 1. mezního stavu byly základy posouzeny dle Návrhového přístupu 1 dle [1], [3] a [13]. Limitní celkové sedání základů bylo stanoveno dle [1] na 80 mm, limitní nerovnoměrné sedání základů (relativní průhyb) bylo stanoveno na základě [1] na 0,0015.

Na základové konstrukce nejsou z hlediska PBR kladeny žádné nároky – viz [19] a [20].

Stávající zděné stěny

Dle STP jsou stávající stěny provedeny jako zděné z CPP na maltu vápennou až vápenocementovou. Pro posudek stávajících zděných konstrukcí byly použity charakteristiky materiálů zjištěné stavebně technickým průzkumem [27] a [28]. Bylo uvažováno s charakteristickou pevností matly $1,20 \text{ MPa}$ a s charakteristickou pevností cihel $15,62 \text{ MPa}$. Charakteristická hodnota pevnosti zdiva byla vypočtena dle ČSN EN 1996-1-1+A1 a dle ČSN 73 0038. Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu γ_m byl vypočten na základě hodnot stanovených průzkumem dle ČSN ISO 13822 NF. 4.2.

Byla ověřena únosnost obecného výseku stěny o délce 1,0m a zatěžovací délce 2,0m (např. ostění u typického otvoru). Zatížení od stávajících konstrukcí bylo určeno kvalifikovaným odhadem. Skladby střechy

a stávajících podlah $2,00\text{kN/m}^2$, konstrukce střechy a stropů $5,00\text{kN/m}^2$, užité zatížení v podlažích $5,00\text{kN/m}^2$. Dále bylo v posudku zohledněno i stávající zesílení konstrukce prostorovou ocelovou konstrukcí.

Zděné konstrukce byly posuzovány jako prutový tlačný a ohýbaný prvek. Vnitřní síly určeny součtem předpokládaného zatížení ze všech konstrukcí nad stěnou. Průběh momentů od rámového účinku přilehlých stropů a průběh momentů od zatížení větrem je uveden ve statickém schématu každého řešeného prvku. Statické schéma svislých konstrukcí předpokládá přenesení všech vodorovných sil do tuhé stropní konstrukce a do ztužujících stěn. V obvodových stěnách byl moment od větru uvažován jako na prostém nosníku. Při výpočtu momentů od stropních konstrukcí bylo uvažováno s kloubovým spojením stropů a stěn, moment od stropní konstrukce je vypočten na základě excentricity zatížení na stěnu. Moment od excentricity zatížení se mění po výšce dle trojúhelníkového obrazce – v patě je nulová hodnota momentu. Zděné konstrukce byly počítány jako prutový tlačný a ohýbaný prvek. Ve zhlaví a v patě stěny je uvažován kloub.

Dále bylo v posudku zohledněno i stávající zesílení konstrukce prostorovou ocelovou konstrukcí. Byly posouzeny dva zatěžovací stavy, ZS1 – stěna zatížená bez uvažování podpůrné ocelové konstrukce, ZS2 – odlehčená stěna pomocí stávající ocelové konstrukce. Obecná stěna při ZS1 nevyhovuje s využitím 101,8%, při ZS2 vyhovuje s využitím 83%. Na základě aktuálních podkladů a posudků lze konstatovat, že typická stěna na předpokládané zatížení vyhoví.

Veškeré stávající nevyužité otvory, prostupy a niky ve stěnách budou zazděny pomocí CPP na obyčejnou maltu M5. Nevyužité svislé a vodorovné drážky a menší otvory a niky budou očištěny od nesoudržného materiálu a budou zastříhány betonovou směsí (torkretem). Beton a stávající zdivo budou spřaženy pomocí navrtaných ocelových trnů $\varnothing R8$, vlepených pomocí vhodného lepidla.

Stávající konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požadovaná požární odolnost konstrukcí je řešena v [19] a [20].

3.2.3 Obecné předpoklady výpočtu a posouzení konstrukce

- Konstrukce je zařazena do třídy následku CC2 dle [1].
- Zákazník nenáročoval žádné zvláštní požadavky ohledně životnosti konstrukce. Konstrukce je navržena dle standardní 4. kategorie návrhové životnosti, tj. s informativní návrhovou životností 80 let dle [1].
- Stavba se nachází na území s charakteristikou „Velmi malé seizmicity“ a nemusí být posuzována na účinky přírodního zemětřesení dle metodiky uvedené v normě ČSN EN 1998-1.
- Stavba není navržena na mimořádné zatížení vozidly nebo výbuchem dle ČSN EN 1991-1-7.
- Konstrukce se nenachází v záplavovém území.
- Stavební pozemek se nenachází v blízkosti poddolovaného území. Stavba není posuzována dle ČSN 73 0039.
- Nosné konstrukce, u kterých byla požadována požární odolnost, byly posouzeny dle [1].

Konkrétní statické schéma, zatížení, výpočet a posouzení je uvedeno ve statickém výpočtu.

3.3. MECHANICKÁ ODOLNOST A STABILITA

Statický výpočet byl proveden na základě platných norem, vyhlášek a doporučení profesních organizací a sdružení. Výpočet dle mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti byl proveden na základě stavební mechaniky, mechaniky zemin a pružnosti a pevnosti materiálů konstrukcí.

a/ Všechny konstrukce byly posouzeny na 1. mezní stav (únosnost). Konstrukce jsou navrženy na požadovanou únosnost a stabilitu dle platných norem – viz výše. Konstrukce vyhovují všem kritériím ČSN a požadovaným hodnotám investora vyplývajícím z účelu jednotlivých částí objektu.

b/ Všechny konstrukce byly posouzeny na 2. mezní stav (použitelnost). Konstrukce jsou navrženy na požadovanou deformaci (průhyb, sedání, pootočení) a šířku trhlin dle platných norem – viz výše. Konstrukce vyhovují všem kritériím ČSN a požadovaným hodnotám investora vyplývajícím z účelu jednotlivých částí objektu.

c/ Konstrukce jsou navrženy v souladu s požadavky ČSN tak, aby nedošlo k poškození jiných částí stavby nebo technického zařízení anebo instalovaného vybavení v důsledku většího přetvoření – viz bod b.

d/ Konstrukce jsou navrženy v souladu s požadavky ČSN tak, aby nedošlo k poškození staveb, komunikací a inženýrských sítí v okolí stavby důsledkem přetvoření – viz bod b.

e/ Konstrukce jsou navrženy tak, aby lokální poškození nosné konstrukce od mimořádných nepředpokládaných zatížení (výbuch, náraz vozidla či letadla, . . .) nezpůsobil destruktci celé konstrukce. Konstrukce jsou navrženy tak, aby lokální poškození nosné konstrukce od mimořádných nepředpokládaných zatížení nezpůsobil nepřiměřené škody nebo následky.

f/ Konstrukce jsou navrženy tak, aby nedošlo k poškození stavby vlivem nepříznivých účinků podzemních vod vyvolaných zvýšením nebo poklesem hladiny přilehlého vodního toku nebo dynamickými účinky povodňových průtoků, případně hydrostatickým vztlakem při zaplavení.

g/ Stavební konstrukce a stavební prvky jsou navrženy a provedeny v souladu s normovými hodnotami tak, aby po dobu plánované životnosti stavby vyhověly požadovanému účelu a odolaly všem účinkům zatížení a nepříznivým vlivům prostředí, a to i předvídatelným mimořádným zatížením, která se mohou běžně vyskytnout při provádění i užívání stavby.

h/ Stavba je navržena tak, aby byla zajištěna stabilita okolních terénů a svahů.

ch/ Konstrukce jsou navrženy v souladu s platným požárně bezpečnostním řešením stavby [20].

i/ Konstrukce je zařazena do třídy následku CC2 dle [1].

j/ Zákazník nenáročoval žádné zvláštní požadavky ohledně životnosti konstrukce. Konstrukce je navržena dle standardní 4. kategorie návrhové životnosti, tj. s informativní návrhovou životností 80 let dle [1].

k/ Stavba se nachází na území s charakteristikou „Velmi malé seizmicity“ a nemusí být posuzována na účinky přírodního zemětřesení dle metodiky uvedené v normě ČSN EN 1998-1.

l/ Stavba není navržena na mimořádné zatížení vozidly nebo výbuchem dle ČSN EN 1991-1-7.

m/ Konstrukce se nenachází v záplavovém území. Konstrukce nejsou navrženy na mimořádné zatížení vyvolané povodní.

n/ Stavební pozemek se nenachází v blízkosti poddolovaného území. Stavba není posuzována dle ČSN 73 0039.

Na základě výše zmíněných faktů, které vycházejí ze statického výpočtu, je zřejmé, že navrhované konstrukce této projektové dokumentace vyhovují z hlediska mechanické odolnosti a stability.

Stávající konstrukce, které nejsou porušeny, nejsou nadměrně deformovány a u konstrukcí, u kterých se nemění statický schéma nebo zatížení (zatížení je stejné nebo menší než původní zatížení) byly hodnoceny a posouzeny dle [2].

Jednotlivé konstrukce jsou popsány v následujících bodech.

4. STÁVAJÍCÍ STAV A BOURACÍ PRÁCE

4.1. STÁVAJÍCÍ STAV

4.1.1 Stávající objekt západního křídla

Stávající západní křídlo objektu C, ke kterému budou přistavěny ambulance, bylo naprojektováno mezi lety 1938 a 1940 – viz projekt [23]. Budova má čtyři nadzemní a jedno pozemní podlaží a má dva trakty. Konstrukčně se jedná o podélný stěnový systém. Vodorovné konstrukce jsou provedeny jako železobetonové trámové stropy, nad chodbovým traktem je pouze monolitická deska. Dle [23] je stávající objekt západního křídla založen plošně na betonových pasech. V roce 1992 byla naprojektována rekonstrukce celého hlavního objektu, která se týkala i západního křídla – viz projekt [24]. Z konstrukčního hlediska byly v rámci rekonstrukce jako nejvýraznější úpravy provedeny četné prostupy pro VZT ve střední stěně a dále podchycení stávajících stropů nad 1.PP, 1.NP a části 2.NP pomocí ocelových nosníků a rámu.

4.1.2 Stávající objekt severního křídla

Stávající severní křídlo objektu C, ke kterému bude přistavěn provoz urgentního příjmu, bylo naprojektováno v roce 2000 – viz projekt [25]. Konstrukce této části objektu je provedena jako montovaný prefabrikovaný skelet systému LOB od firmy LOBstav, s.r.o. Sloupy skeletu mají průřez 300x400 mm. Strop je proveden z panelů výšky 180 mm uložených do průvlaků o průřezu obráceného T. Dle [25] je stávající objekt založen plošně na ŽB pasech.

Při obhlídce nebyly zjištěny statické poruchy nebo trhliny. Na základě [21] je možné konstatovat, že stávající objekt je stabilní a nevykazuje žádné statické poruchy nebo nadměrné deformace. Stávající konstrukce je ve smyslu [2] bezpečná a stabilní.

4.2. BOURACÍ PRÁCE

Rozsah bouracích prací je patrný z výkresové dokumentace a z [19]. Postup bouracích prací je uveden v celkovém postupu prací. V rámci bouracích prací budou provedeny dispoziční úpravy.

Při bourání je nutné dodržovat tyto zásady:

- Před bouráním ověřit rozměry. Všechny rozdíly oproti projektové dokumentaci, které budou při stavbě zjištěny, budou neprodleně sděleny projektantovi. Projektant na základě zjištěných skutečností uváže případné změny projektu.
- Bourání bude nutno provádět šetrně, po záběrech, při bourání nesmí dojít k pádu větších částí na stávající konstrukce.
- Při bourání je třeba bourané a navazující konstrukce řádně zabezpečit - podepřít.
- Bourání bude prováděno odshora dolů.
- Bouraný materiál bude plynule odvážen mimo stavbu, nesmí dojít k hromadění bouraného materiálu v nadzemních podlažích.
- Bourání nosných konstrukcí nebo bourání konstrukcí ovlivňující statiku a stabilitu stavby musí být prováděno v součinnosti s vykládáním nových konstrukcí dle stavebně konstrukční části.

Bourání bude nutno provádět šetrně, po záběrech. Bourací práce v nosných konstrukcích budou prováděny současně se vkládáním nových konstrukcí, bourání konstrukcí bude prováděno od shora dolů. Postup bourání, resp. postup prací je uveden na výkresové dokumentaci. Provizorní podepření bude navrženo a provedeno tak, aby byla zajištěna stabilita všech konstrukcí po celou dobu stavby – postup bourání a provizorní podepření bude navrženo dodavatelem. Před bouráním je třeba okolní konstrukce řádně zabezpečit – podepřít. Bude nutno důsledně dodržovat prováděcí a bezpečnostní předpisy pro bourací práce a práce při přestavbách – viz bod 10.

5. POPIS KONSTRUKCÍ A POSTUP PRACÍ

5.1 CELKOVÝ POSTUP PRACÍ

Předpokládaný postup prací bude upřesněn ve výrobní dokumentaci zhotovitele. Postup prací v lokálních uzlech je uveden na výkresech jednotlivých konstrukcí. Postup prací v lokálních uzlech je nadřazen celkovému postupu prací. Obecné prostupy pro jednotlivé prvky jsou uvedeny v této technické zprávě – prostupy, překlady, . .

Celkový postup prací:

1. Zaměření stávajícího objektu a provedení sond k základům a do fasády
2. Vybourání stávajících venkovních konstrukcí
3. Provedení stavební jámy
4. Provedení základových konstrukcí
5. Provedení konstrukčních úprav stávajícího objektu, které mají návaznost na přístavbu
6. Provedení svislých konstrukcí v 1.PP
7. Provedení stropních konstrukcí nad 1.PP

8. Provedení hutněných zásypů a zásypů výkopů
9. Provedení svislých konstrukcí v 1.NP
10. Provedení střešních konstrukcí nad 1.NP
11. Provedení ostatních úprav stávajícího objektu
12. Provedení venkovních konstrukcí
13. Provedení příček
14. Provedení podlah a podhledů

V tomto postupu prací nejsou uvedeny další činnosti plynoucí z PD ostatních specialistů (ZTI, zemnění objektu, ...) nebo z POV zhotovitele stavby (stavba jeřábu, terénní úpravy, doprava materiálu, doprava strojů a zařízení, zásobovací a přístupové komunikace, ...). Při postupu prací je třeba dodržet jednotlivé minimální časové a technologické předpoklady projektu.

5.2 PŘÍSTAVBA A STAVEBNÍ ÚPRAVY SEVERNÍHO KŘÍDLA

5.2.1 Stávající objekt severního křídla

Stávající konstrukce

Při obhlídce nebyly zjištěny statické poruchy nebo trhliny. Na základě [21] je možné konstatovat, že stávající objekt je stabilní a nevykazuje žádné statické poruchy nebo nadměrné deformace. Stávající konstrukce je ve smyslu [2] bezpečná a stabilní.

Stávající konstrukce, které nejsou porušeny, nejsou nadměrně deformovány a u konstrukcí, u kterých se nemění statické schéma nebo zatížení (zatížení je stejné nebo menší než původní zatížení) byly posouzeny a hodnoceny dle [2]. Stávající konstrukce, u kterých se mění statické schéma nebo zatížení (zatížení je větší než původní zatížení), byly posouzeny dle [1].

Stávající konstrukce nebyly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Požární odolnost je řešena v [19] a [20].

Podchycení stávajícího pláště ve 2.NP

Z důvodu vybourání samonosného obvodového pláště v 1.PP a 1.NP bude nutné podchytit ponechaný plášť ve 2.NP. Podchycení bude provedeno ocelovými nosníky ukotvenými pomocí kotevních plechů a kotev do stávajících průvlaků skeletu. Před kotvením bude zjištěna poloha hlavní nosné výztuže stávajících průvlaků, při provádění kotvení nesmí být tato výztuž přerušena. Nosník bude aktivován pečlivým doklínováním pomocí ocelových klínů. Ocelové klíny se zatlučou mezi horní líc ocelových nosníků a stávajících stropní konstrukcí.

Ocelový nosník pro podchycení pláště byl počítán jako prostý nosník. Ve výpočtu bylo uvažováno stálé zatížení obvodovým pláštěm ve 2.NP. Ocelové konstrukce byly navrženy na třídu pevnosti S235, konstrukce byla zařazena do třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2.

Ocelová konstrukce bude provedena z oceli S235 JR+M dle ČSN EN 10025-2. Veškeré ocelové konstrukce jsou zařazeny do třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2. Povrchová úprava ocelových konstrukcí musí být v souladu s architektonicko-stavební částí. Konstrukce bude opatřena nátěrem. Dodavatel navrhne konkrétní návrh povrchové úpravy každé ocelové konstrukce.

Konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požární odolnost nosných konstrukcí je řešena v [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Stávající vodorovné konstrukce - prostupy

Stávající vodorovné konstrukce severního křídla jsou provedeny z prefabrikovaných panelů – viz [25]. Konstrukce této části objektu je provedena jako montovaný prefabrikovaný skelet systému LOB od firmy LOBstav, s.ro. Sloupy skeletu mají průřez 300x400 mm. Strop je proveden z panelů PPD .../185 výšky 180 mm uložených do průvlaků. Dle označení je v panelech použito 5 prutů předpínací výztuže, podle dobových podkladů jsou vždy dva pruty v krajních dvou žebrech a jeden prut ve středních žebrech panelu. Dle [25] je stávající objekt založen plošně na ŽB pasech.

U nově prováděných velkých prostupů budou provedeny pomocné ocelové konstrukce, kterými se dotčené panely podchytí. Menší prostupy budou provedeny jádrovými vývrty. Velikost prostupu nesmí zmenšit únosnost a stabilitu panelu. Jádrové vrty do průměru 100 mm budou provedeny přesně na osu dutiny panelu. Jádrové vrty do průměru 200 mm budou provedeny v místě, ve kterém neprobíhá předpínací

výztuž panelu, tzn. ve třetím žeburu od kraje panelu. Dovolené polohy a maximální průměry prostupů jsou uvedeny ve schematickém řezu panelem na výkresech tvaru. Skutečná poloha osy dutiny nebo poloha výztuže panelů bude zjištěna pomocí vhodné nedestruktivní metody.

Ocelová konstrukce bude provedena z oceli S235 JR+M dle ČSN EN 10025-2. Veškeré ocelové konstrukce jsou zařazeny do třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2. Povrchová úprava ocelových konstrukcí musí být v souladu s architektonicko-stavební částí. Konstrukce bude opatřena nátěrem. Dodavatel navrhne konkrétní návrh povrchové úpravy každé ocelové konstrukce.

Konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požární odolnost nosných konstrukcí je řešena v [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Stávající vodorovné konstrukce – kotvení technologie a zařízení

Kotvení technologie a zařízení do stropů skeletu bude provedeno pomocí speciálních kotev určených pro dutinové předepnuté panely (například kotvy HILTI KHK). Detailní návrh kotvení bude koordinován s dodavatelem technologie a zařízení v rámci AD.

Stávající konstrukce skeletu - PBŘ

Stávající konstrukce skeletu (sloupy a průvlaky) byla posouzena na požární odolnost dle [1]. Byl vymodelován typický rám stávajícího skeletu, tento výpočet slouží pouze pro posudek stávajících prvků na PBŘ. Bylo uvažováno zatížení stálé, užitné a zatížení klimatické. Vnitřní síly na prvky byly převzaty z modelu a byla navržena minimální plocha výztuže pro MSU. Dále byly z modelu převzaty vnitřní síly pro mimořádnou kombinaci při požáru. Na základě vypočtené minimální výztuže a vnitřních síly mimořádné kombinace, bylo proveden posudek na PBŘ.

Stávající nosný skelet severního křídla (sloupy a průvlaky) vyhovují na požadovanou požární odolnost R60 (60 minut) dle [20].

Nové otvory ve stávajících zděných stěnách

Z důvodu vybourávání nových otvorů ve stávajících nosných stěnách budou provedeny nové ocelové překlady ve stávajícím zdivu. Před bouráním drážek pro překlady a otvorů budou obrysy drážky a obrysy otvoru nejprve vyřezány do zdiva z obou stran diamantovou pilou a následně bude postupně odbouráno zdivo.

Překlady budou uloženy na roznášecí monolitický betonový blok výšky min. 100 mm, provedený na colou šířku zdiva. Překlady budou prováděny postupně. Nejprve bude vybourána vodorovná drážka, provedeny roznášecí bloky v ostění z jedné strany stěny a osazen ocelový nosník. Po doklínování ocelového překladu bude stejným způsobem proveden překlad i z druhé strany stěny. Po provedení obou překladů bude zdivo komplet vybouráno a překlady budou vzájemně spojeny ocelovými prvky. Zdivo v nadpraží nutno pečlivě doklínovat a vyplnit rozpínavou maltou (eventuálně zatlučenou jemnou betonovou směsí).

Konstrukce bude provedena z oceli S235 JR+M, Veškeré ocelové konstrukce jsou zařazeny třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2. Povrchová úprava ocelové konstrukce bude nátěr.

Konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požární odolnost nosných konstrukcí bude zajištěna dostatečným obetonováním nosníků a finálním omítkou, viz také [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

5.2.2 Přístavba severního křídla

Obecné poznámky k provádění základů

- Jestliže budou zjištěny odlišné skutečnosti, než předpokládal projekt, budou základy upraveny.
- Při provádění základů je třeba provádět stavební dozor, monitoring a kontrolu provádění mimo jiné v souladu s normou ČSN EN 1997-1 čl. 4 a příloha J
- Základy budou vybetonovány na výšku vcelku, po délce bude možno provést šikmou pracovní spáru, kterou bude třeba řádně ošetřit a vložit ocelové trny (min 4x R16).
- Prostupy pro ZTI, EL a ÚV v základech budou provedeny dle projektů stavební části
- Základovou spáru převezme projektant konstrukční části.

Základové pasy

Nové IGP nebylo provedeno, na základě původního projektu [25], obhlídky parcely a na základě geologie celého regionu, projektant předpokládá, že v základové spáře se nachází jíl tuhé konzistence dle [12] třídy F4.

Objekt bude založen plošně na monolitických základových pasech. Geometrie základů bude provedena dle výkresové dokumentace. Objekt bude založen na ŽB základových pasech z betonu C25/30, XC2.

Základová spára obvodových základů bude minimálně 1100 mm pod upraveným terénem. Základy musí zasahovat minimálně 400 mm do rostlé zeminy. Základy v místě styku se stávajícími objekty budou provedeny do hloubky stávající základové spáry. Základovou spáru bude nutno chránit proti promrzání a rozbídnutí, posledních 200 mm zeminy nad základovou spárou bude vykopáno ručně těsně před betonáží základu. Betonáž základů je třeba provádět ihned po provedení výkopů, aby nedošlo k vysychání, případně k rozbřednutí zeminy ve výkopu. Základová spára bude v celé ploše přístavby provedena ve stejných základových poměrech. Projektant předpokládá, že základy budou betonovány do bednění.

Na betonové základové konstrukce nejsou z hlediska PBŘ kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

Výkopy

Všechny výkopy budou prováděny tak, aby byla zajištěna stabilita těchto výkopů ve smyslu platných norem, nařízení vlády, předpisů BOZP a statických výpočtů. Výkopy hlubší než 1,30 resp. 1,50 m je nutné vždy pažit nebo svahovat. Dočasné svahy je možno svahovat v poměru 1:0,5.

Hutnění násypů a zásypů

Pod základovou deskou bude v celé ploše proveden hutněný násyp tl. 300 mm nebo bude deska vybetonována přímo na rostlou zeminu. Pod venkovní konstrukce (opěrné stěny, schodiště, anglické dvorky, kanály) bude v celé ploše proveden hutněný násyp minimální tl. 500 mm.

Všechny případné zásypy a násypy pod základovou deskou a násypy pod venkovní konstrukce budou provedeny z vhodné zeminy. Projekt předpokládá, že hutněný násyp a zásyp musí mít tyto minimální parametry: $C_u > 10$ (číslo nestejnozrnatosti), $C_c = 1$ až 3 (číslo křivosti), $f < 15\%$ (podíl jemných částic). Postup hutnění a zvolené prostředky pro hutnění bude nutno zvolit tak, aby ulehlost prováděného násypu byla minimálně $ID > 0,80$ a modul přetvárnosti zhutněného násypu byl minimálně $E_{def} > 45$ MPa ($E_{def,2} > 45,0$ MPa, $E_{def,2} / E_{def,1} < 2,5$).

Základová deska

Nad základy bude provedena podkladní podlahová deska tl. 200 mm. Základová deska bude vyztužena kari sítí 6/200-6/200 při spodním povrchu, krytí 30 mm, stykování přesahem minimálně 300 mm. Prostupy základovou deskou budou provedeny dle projektů specialistů (ZTI, EL, ...).

Základová deska bude provedena z betonu C25/30-XC2.

Na železobetonové základové konstrukce nejsou z hlediska PBŘ kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

ŽB obvodové stěny v 1.PP

Obvodové stěny budou provedeny jako železobetonová konstrukce tl. 300 mm. Mezi základ a stěnu budou vloženy těsnící prvky pro vodorovné pracovní spáry jako pojistná hydroizolace. Prvky do pracovní spáry budou na sebe vzájemně navazovat a budou provedeny jako systémová konstrukce jednoho výrobce.

Těsnící prvky se nesmí dotýkat výztuže, minimální vzdálenost výztuže a těsnícího prvku je 30 mm. Spoje, ukotvení a osazení prvků vodonepropustných konstrukcí bude provedeno dle podkladů výrobce prvků. Prvky vodonepropustných konstrukcí je nutné chránit před poškozením výztuží nebo následných prací. Před betonáží budou prvky a pracovní spára důkladně očištěny. Před betonáží budou jednotlivé prvky a jejich očištění a ukotvení zkontrolovány projektantem nebo TDI. Pracovní spára bude dále ošetřena krystalizačním nátěrem, podrobná specifikace, viz ASŘ.

Za stěnou bude provedena soustava drenáží, které budou odvádět podzemní vodu mimo stavbu, viz ASŘ.

Stěny budou provedeny jako monolitická železobetonová konstrukce z betonu třídy C25/30-XC2 dle ČSN EN 12390-8.

Železobetonové konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Železobetonová konstrukce vyhovuje na maximální požadovanou požární odolnost R180 (180 minut) dle [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Stropní a střešní konstrukce

Stropní konstrukce nad 1.PP a střešní konstrukce nad 1.NP budou provedeny jako železobetonové křížem vyztužené monolitické desky. Desky budou betonovány na jeden pracovní záběr. Stropní desky nad 1.PP a 1.NP budou tl. 260 mm.

U sloupů a ostění stěn bylo posouzeno protlačení desek. V místě, kde desky nevyhověly s obvyčejnou betonářskou výztuží, byly navrženy smykové lišty. Tyto prvky jsou detailně specifikovány ve výkresech tvarů, tyto prvky lze zaměnit o prvky od jiného výrobce při dodržení požadované únosnosti. Osazení a postup montáže bude proveden dle podkladů výrobce.

Ve výkresové dokumentaci jsou zakresleny všechny nosné prvky. Ostatní konstrukce nejsou z pohledu statiky nosné a budou provedeny až po kompletním provedení nosné konstrukce. Ve výpočtu bylo předpokládáno, že příčky budou provedeny nejdříve 7 dní po odbednění stropní konstrukce. Ve výpočtu bylo předpokládáno, že omítky stropů, podhledy a omítky příček budou provedeny nejdříve 28 dní po provedení příček. Příčky budou vhodným způsobem ukotveny k nosným prvkům (žb sloupy, žb stěny a žb desky). Konkrétní detail bude vycházet z podkladů výrobce a projektu architektonicko-stavební části. Příčky a nenosné stěny musí být k žb stropům ukotveny tak, aby se do těchto příček a nenosných stěn nepřenášelo zatížení od průhybu stropní konstrukce.

Stropní deska nad 1.PP bude provedena jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC2. Stropní deska nad 1.NP bude provedena jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC1.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Železobetonové nosné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. ŽB deska nad 1.NP byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut). ŽB deska nad 1.PP byla navržena a posouzena na požární odolnost R120 (120 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukce chránit, viz [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Zastřešení vstupního prostoru

Zastřešení vstupního prostoru bude provedeno jako železobetonová křížem vyztužená monolitická deska, která bude na krajích podepřena obrácenými průvlaky, které budou zároveň tvořit atiku. Tato konstrukce bude navazovat na střešní desky severní a západní přístavby a propojí tak oba tyto objekty. Střešní deska nad vstupním prostorem bude tl. 300 mm.

Ve výpočtu bylo předpokládáno, že omítky stropů, podhledy a omítky příček budou provedeny nejdříve 28 dní po provedení příček. Stropní deska bude provedena jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC1.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Na tuto konstrukci nejsou z hlediska PBŘ kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

Železobetonové sloupy

Železobetonové sloupy budou provedeny jako monolitická železobetonová konstrukce z betonu C25/30-XC1. Železobetonové sloupy v 1.PP a 1.NP budou profilu 300x300 mm.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Železobetonové nosné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. ŽB sloupy v 1.NP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). ŽB sloupy v 1.PP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukci chránit, viz [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Překlady a průvlaky

Překlady a průvlaky budou provedeny jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC1. Překlady v obvodové stěně budou provedeny jako součást ŽB střešní desky. Prosklené výplně otvorů je možné z důvodu průhybů a dotvarování osazovat až po provedení kompletní hrubé stavby. Prosklené výplně otvorů je nutné osazovat a kotvit do nosných konstrukcí tak, aby byl zohledněn průhyb průvlaků a překladů po osazení výplně do otvoru.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Železobetonové konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Železobetonové překlady a průvlaky vyhovují na požadovanou požární odolnost dle [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Zděné stěny

Obvodové nosné stěny v 1.NP budou provedeny z keramických tvárnic tl. 300 mm pevnosti P10. Stěny budou vyzděny na obyčejnou maltu pro zdění (G) pevnosti min. M5 nebo na maltu pro tenké spáry. V novém nosném zdivu není dovoleno provádět vodorovné drážky, mimo drážek uvedených na výkrese konstrukční části.

Zděné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle technických listů dodavatele. Zděné nosné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Zděné konstrukce vyhovují na požadovanou požární odolnost dle [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Venkovní konstrukce

Venkovní konstrukce u severní přístavby (anglické dvorky a kanál pro VZT) budou provedeny jako monolitická železobetonová konstrukce. Anglické dvorky a svislá část kanálu od úrovně -1,050 nahoru budou provedeny z betonu C30/37-XC4, XF1. Podzemní vodorovná část kanálu bude provedena z betonu C25/30-XC2.

Povrchová úprava viditelných částí kanálu pro VZT bude provedena jako pohledový beton kvality P1 C1 H1 S1 U1 Z1 dle [18]. Na železobetonové venkovní konstrukce nejsou z hlediska PBŘ kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

5.3 PŘÍSTAVBA A STAVEBNÍ ÚPRAVY ZÁPADNÍHO KŘÍDLA

5.3.1 Stávající objekt západního křídla

Stávající konstrukce

Při obhlídce nebyly zjištěny statické poruchy nebo trhliny. Na základě [21] je možné konstatovat, že stávající objekt je stabilní a nevykazuje žádné statické poruchy nebo nadměrné deformace. Stávající konstrukce je ve smyslu [2] bezpečná a stabilní.

Stávající konstrukce, které nejsou porušeny, nejsou nadměrně deformovány a u konstrukcí, u kterých se nemění statické schéma nebo zatížení (zatížení je stejné nebo menší než původní zatížení) byly posouzeny a hodnoceny dle [2]. Stávající konstrukce, u kterých se mění statické schéma nebo zatížení (zatížení je větší než původní zatížení), byly posouzeny dle [1].

Stávající konstrukce nebyly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Požární odolnost je řešena v [19] a [20].

Stávající zděné stěny

Nejvýraznější stavební úpravy se z konstrukčního hlediska týkají stávající střední nosné stěny v 1.NP na ose B. Dle původní dokumentace nebyla stěna zcela kompaktní a byla oslabena řadou nik a průduchů, viz [23]. Tato stěna byla už minulosti výrazně ovlivněna původní rekonstrukcí v devadesátých letech, viz [24], zejména množstvím nových prostupů. Pravděpodobně i z tohoto důvodu bylo v západním křídle provedeno rozsáhlé zesílení a podchycení stropů nad 1.PP, 1.NP a částečně nad 2.NP. Přesnou stávající geometrii a materiálové řešení stěny (původní dozdivky a bourací práce) se s ohledem na nepřerušovaný provoz nepodařilo zjistit a bude nutné to doplnit v rámci provádění stavby. V rámci provádění stavby bude důležitá koordinace v projektantem SKŘ při zjištění skrytých skutečností a rozdílů s projektem.

Dle STP jsou stávající stěny provedeny jako zděné z CPP na maltu vápennou až vápenocementovou. Pro posudek stávajících zděných konstrukcí byly použity charakteristiky materiálů zjištěné stavebně technickým průzkumem [27] a [28]. Bylo uvažováno s charakteristickou pevností matly 1,20 MPa a s charakteristickou pevností cihel 15,62 MPa. Charakteristická hodnota pevnosti zdiva byla vypočtena dle ČSN EN 1996-1-1+A1 a dle ČSN 73 0038. Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu γ_m byl vypočten na základě hodnot stanovených průzkumem dle ČSN ISO 13822 NF. 4.2.

Byla ověřena únosnost obecného výseku stěny o délce 1,0m a zatěžovací délce 2,0m (např. ostění u typického otvoru). Zatížení od stávajících konstrukcí bylo určeno kvalifikovaným odhadem. Skladby střechy a stávajících podlah 2,00kN/m², konstrukce střechy a stropů 5,00kN/m², užité zatížení v podlažích 5,00kN/m². Dále bylo v posudku zohledněno i stávající zesílení konstrukce prostorovou ocelovou konstrukcí. Byli posouzeny dva zatěžovací stavy, ZS1 – stěna zatížená bez uvažování podpůrné ocelové konstrukce, ZS2 – odlehčená stěna pomocí stávající ocelové konstrukce. Obecná stěna při ZS1 nevyhovuje s využitím

101,8%, při ZS2 vyhovuje s využitím 83%. Na základě aktuálních podkladů a posudků lze konstatovat, že typická stěna na předpokládané zatížení vyhoví.

Veškeré stávající nevyužité otvory, prostupy a niky ve stěnách budou zazděny pomocí CPP na obyčejnou maltu M5. Nevyužité svislé a vodorovné drážky a menší otvory a niky budou očištěny od nesoudržného materiálu a budou zastříkány betonovou směsí (torkretem). Beton a stávající zdivo budou spřaženy pomocí navrtaných ocelových trnů ØR8, vlepených pomocí vhodného lepidla.

Stávající konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požadovaná požární odolnost konstrukcí je řešena v [19] a [20].

Stávající vodorovné konstrukce

Stávající vodorovné konstrukce západního křídla jsou provedeny jako železobetonové trámové stropy, nad chodbovým traktem je pouze monolitická deska. V 90. letech minulého století byla provedena rozsáhlá rekonstrukce, která se týkala i západního křídla – viz projekt [24]. Z konstrukčního hlediska byly v rámci rekonstrukce jako nejvýraznější úpravy provedeny četné prostupy pro VZT ve střední stěně a dále podchycení stávajících stropů nad 1.PP, 1.NP a části 2.NP pomocí ocelových nosníků a rámců.

U nynější rekonstrukce se nebudou stropní konstrukce přetěžovat ani nebude měněno statické schéma stropní konstrukce. Příčky budou provedeny sádrokartonové. Podlahové konstrukce budou ponechány nebo budou provedeny o stejné nebo nižší hmotnosti.

U nově prováděných velkých prostupů budou provedeny pomocné ocelové konstrukce, kterými se dotčené konstrukce podchyty.

Ocelová konstrukce bude provedena z oceli S235 JR+M dle ČSN EN 10025-2. Veškeré ocelové konstrukce jsou zařazeny do třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2. Povrchová úprava ocelových konstrukcí musí být v souladu s architektonicko-stavební částí. Konstrukce bude opatřena nátěrem. Dodavatel navrhne konkrétní návrh povrchové úpravy každé ocelové konstrukce.

Konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požární odolnost nosných konstrukcí je řešena v [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Nové otvory ve stávajících zděných stěnách

Z důvodu vybourávání nových otvorů ve stávajících nosných stěnách budou provedeny nové ocelové překlady ve stávajícím zdivu. Před bouráním drážek pro překlady a otvorů budou obrysy drážky a obrysy otvoru nejprve vyřezány do zdiva z obou stran diamantovou pilou a následně bude postupně odbouráno zdivo.

Překlady budou uloženy na roznášecí monolitický betonový blok výšky min. 100 mm, provedený na celou šířku zdiva. Nejprve bude vybourána vodorovná drážka, provedeny roznášecí bloky v ostění z jedné strany stěny a osazen ocelový nosník. Po doklínování ocelového překladu bude stejným způsobem proveden překlad i z druhé strany stěny. Po provedení obou překladů bude zdivo komplet vybouráno a překlady budou vzájemně spojeny ocelovými prvky. Zdivo v nadpraží nutno pečlivě doklínovat a vyplnit rozpínavou maltou (eventuálně zatlučenou jemnou betonovou směsí).

Konstrukce bude provedena z oceli S235 JR+M, Veškeré ocelové konstrukce jsou zařazeny třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2. Povrchová úprava ocelové konstrukce bude nátěr.

Konstrukce nebyly posouzeny na mimořádné zatížení požárem dle [1]. Požární odolnost nosných konstrukcí bude zajištěna dostatečným obetonováním nosníků a finálním omítkou, viz také [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Sanace stávajících ŽB konstrukcí stropů

Na základě skutečností, které byly zjištěny při provádění rekonstrukce stávajícího objektu východního křídla (ARO), projektant předpokládá, že stávající ŽB konstrukce stropů mohou být lokálně poškozeny. Tento stav nebyl zjištěn v STP, viz [27] a [28], protože sondy v rámci STP jsou pouze lokální a STP nemůže nikdy zjistit celoplošný stav stávajících konstrukcí.

Projektant předpokládá poškozenou krycí vrstvu výztuže, odhalenou nosnou výztuž a oslabení průřezu nosných konstrukcí ve 20% plochy stávajících konstrukcí.

Případné vady stávajících nosných konstrukcí je potřeba sanovat. Obecný postup sanace je očištění konstrukcí od nesoudržných částí, doplnění chybějící výztuže, provedení adhezního můstku a vyspravení vhodnou reprofilační hmotou.

5.3.2 Přístavba západního křídla

Obecné poznámky k provádění základů

- Jestliže budou zjištěny odlišné skutečnosti, než předpokládal projekt, budou základy upraveny.
- Při provádění základů je třeba provádět stavební dozor, monitoring a kontrolu provádění mimo jiné v souladu s normou ČSN EN 1997-1 čl. 4 a příloha J
- Základy budou vybetonovány na výšku vcelku, po délce bude možno provést šikmou pracovní spáru, kterou bude třeba řádně ošetřit a vložit ocelové trny (min 4x R16).
- Prostupy pro ZTI, EL a ÚV v základech budou provedeny dle projektů stavební části
- Základovou spáru převezme projektant konstrukční části.

Základové pasy

Nové IGP nebylo provedeno, na základě původního projektu [25], obhlídky parcely a na základě geologie celého regionu, projektant předpokládá, že v základové spáře se nachází jíl tuhé konzistence dle [12] třídy F4.

Objekt bude založen plošně na monolitických základových pasech. Geometrie základů bude provedena dle výkresové dokumentace. Objekt bude založen na ŽB základových pasech z betonu C25/30, XC2.

Základová spára obvodových základů bude minimálně 1100 mm pod upraveným terénem. Základy musí zasahovat minimálně 400 mm do rostlé zeminy. Základy v místě styku se stávajícími objekty budou provedeny do hloubky stávající základové spáry. Základovou spáru bude nutno chránit proti promrzání a rozbídní, posledních 200 mm zeminy nad základovou spárou bude vykopáno ručně těsně před betonáží základu. Betonáž základů je třeba provádět ihned po provedení výkopů, aby nedošlo k vysychání, případně k rozbřednutí zeminy ve výkopu. Základová spára bude v celé ploše přístavby provedena ve stejných základových poměrech. Projektant předpokládá, že základy budou betonovány do bednění.

Na betonové základové konstrukce nejsou z hlediska PBR kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

Výkopy

Všechny výkopy budou prováděny tak, aby byla zajištěna stabilita těchto výkopů ve smyslu platných norem, nařízení vlády, předpisů BOZP a statických výpočtů. Výkopy hlubší než 1,30 resp. 1,50 m je nutné vždy pažit nebo svahovat. Dočasné svahy je možno svahovat v poměru 1:0,5.

Hutněné násypy a zásypy

Pod základovou deskou bude v celé ploše proveden hutněný násyp tl. 300 mm nebo bude deska vybetonována přímo na rostlou zeminu. Pod venkovní konstrukce (opěrné stěny, schodiště, anglické dvorky, kanály) bude v celé ploše proveden hutněný násyp minimální tl. 500 mm.

Všechny případné zásypy a násypy pod základovou deskou a násypy pod venkovní konstrukce budou provedeny z vhodné zeminy. Projekt předpokládá, že hutněný násyp a zásyp musí mít tyto minimální parametry: $C_u > 10$ (číslo nestejnozrnatosti), $C_c = 1$ až 3 (číslo křivosti), $f < 15\%$ (podíl jemných částic). Postup hutnění a zvolené prostředky pro hutnění bude nutno zvolit tak, aby ulehlost prováděného násypu byla minimálně $ID > 0,80$ a modul přetvárnosti zhutněného násypu byl minimálně $E_{def} > 45$ MPa ($E_{def,2} > 45,0$ MPa, $E_{def,2} / E_{def,1} < 2,5$).

Základová deska

Nad základy bude provedena podkladní podlahová deska tl. 200 mm. Základová deska bude vyztužena kari sítí 6/200-6/200 při spodním povrchu, krytí 30 mm, stykování přesahem minimálně 300 mm. Prostupy základovou deskou budou provedeny dle projektů specialistů (ZTI, EL, . . .).

Základová deska bude provedena z betonu C25/30-XC2.

Na železobetonové základové konstrukce nejsou z hlediska PBR kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

ŽB obvodové stěny v 1.PP

Obvodové stěny budou provedeny jako železobetonová konstrukce tl. 300 mm. Mezi základ a stěnu budou vloženy těsnící prvky pro vodorovné pracovní spáry jako pojistná hydroizolace. Prvky do pracovní spáry budou na sebe vzájemně navazovat a budou provedeny jako systémová konstrukce jednoho výrobce.

Těsnící prvky se nesmí dotýkat výztuže, minimální vzdálenost výztuže a těsnícího prvku je 30 mm. Spoje, ukotvení a osazení prvků vodonepropustných konstrukcí bude provedeno dle podkladů výrobce

prvků. Prvky vodonepropustných konstrukcí je nutné chránit před poškozením výztuží nebo následných prací. Před betonáží budou prvky a pracovní spára důkladně očištěny. Před betonáží budou jednotlivé prvky a jejich očištění a ukotvení zkontrolovány projektantem nebo TDI. Pracovní spára bude dále ošetřena krystalizačním nátěrem, podrobná specifikace, viz ASŘ.

Za stěnou bude provedena soustava drenáží, které budou odvádět podzemní vodu mimo stavbu, viz ASŘ.

Stěny budou provedeny jako monolitická železobetonová konstrukce z betonu třídy C25/30-XC2 dle ČSN EN 12390-8.

Železobetonové konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Železobetonová konstrukce vyhovuje na maximální požadovanou požární odolnost R60 (60 minut) dle [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Stropní a střešní konstrukce

Stropní konstrukce nad 1.PP a střešní konstrukce nad 1.NP budou provedeny jako železobetonové křížem vyztužené monolitické desky. Desky budou betonovány na jeden pracovní záběr. Stropní desky nad 1.PP a 1.NP budou tl. 240 mm.

U sloupů a ostění stěn bylo posouzeno protlačení desek. V místě, kde desky nevyhověly s obvyčejnou betonářskou výztuží, byly navrženy smykové lišty. Tyto prvky jsou detailně specifikovány ve výkresech tvarů, tyto prvky lze zaměnit o prvky od jiného výrobce při dodržení požadované únosnosti. Osazení a postup montáže bude proveden dle podkladů výrobce.

Ve výkresové dokumentaci jsou zakresleny všechny nosné prvky. Ostatní konstrukce nejsou z pohledu statiky nosné a budou provedeny až po kompletním provedení nosné konstrukce. Ve výpočtu bylo předpokládáno, že příčky budou provedeny nejdříve 7 dní po odbednění stropní konstrukce. Ve výpočtu bylo předpokládáno, že omítky stropů, podhledy a omítky příček budou provedeny nejdříve 28 dní po provedení příček. Příčky budou vhodným způsobem ukotveny k nosným prvkům (žb sloupy, žb stěny a žb desky). Konkrétní detail bude vycházet z podkladů výrobce a projektu architektonicko-stavební části. Příčky a nenosné stěny musí být k žb stropům ukotveny tak, aby se do těchto příček a nenosných stěn nepřeneslo zatížení od průhybu stropní konstrukce.

Stropní deska bude provedena jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC1.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Železobetonové nosné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. ŽB deska nad 1.NP byla navržena a posouzena na požární odolnost R60 (60 minut). ŽB deska nad 1.PP byla navržena a posouzena na požární odolnost R120 (120 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukce chránit, viz [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Zastřešení vstupního prostoru

Zastřešení vstupního prostoru bude provedeno jako železobetonová křížem vyztužená monolitická deska, která bude na krajích podepřena obrácenými průvlaky, které budou zároveň tvořit atiku. Tato konstrukce bude navazovat na střešní desky severní a západní přístavby a propojí tak oba tyto objekty. Střešní deska nad vstupním prostorem bude tl. 300 mm.

Ve výpočtu bylo předpokládáno, že omítky stropů, podhledy a omítky příček budou provedeny nejdříve 28 dní po provedení příček. Stropní deska bude provedena jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC1.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Na tuto konstrukci nejsou z hlediska PBŘ kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

Železobetonové sloupy

Železobetonové sloupy budou provedeny jako monolitická železobetonová konstrukce z betonu C25/30-XC1. Železobetonové sloupy v 1.PP a 1.NP budou profilu 300x300 mm.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadována. Železobetonové nosné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. ŽB sloupy v 1.NP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). ŽB sloupy v 1.PP byly navrženy a posouzeny na požární odolnost R60 (60 minut). V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukci chránit, viz [19] a [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Překlady a průvlaky

Překlady a průvlaky budou provedeny jako železobetonová monolitická konstrukce z betonu třídy C25/30-XC1. Překlady v obvodové stěně budou provedeny jako součást ŽB střešní desky. Prosklené výplně otvorů je možné z důvodu průhybů a dotvarování osazovat až po provedení kompletní hrubé stavby. Prosklené výplně otvorů je nutné osazovat a kotvit do nosných konstrukcí tak, aby byl zohledněn průhyb průvlaků a překladů po osazení výplně do otvoru.

Povrchová úprava betonových konstrukcí není požadovaná. Železobetonové konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Železobetonové překlady a průvlaky vyhovují na požadovanou požární odolnost dle [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Zděné stěny

Obvodové nosné stěny v 1.NP budou provedeny z keramických tvárnic tl. 300 mm pevnosti P10. Stěny budou vyzděny na obyčejnou maltu pro zdění (G) pevnosti min. M5 nebo na maltu pro tenké spáry. V novém nosném zdivu není dovoleno provádět vodorovné drážky, mimo drážek uvedených na výkrese konstrukční části.

Zděné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle technických listů dodavatele. Zděné nosné konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Zděné konstrukce vyhovují na požadovanou požární odolnost dle [20].

Podrobná specifikace viz bod 6.

Venkovní konstrukce

Venkovní konstrukce u západní přístavby (opěrná stěna a únikové schodiště SCH1 a SCH2) budou provedeny jako monolitická železobetonová konstrukce z betonu C30/37-XC4, XF1. Základová pata opěrné stěny bude provedena z betonu C25/30-XC2.

Povrchová úprava viditelných částí opěrné stěny a únikových schodišť bude provedena jako pohledový beton kvality P1 C1 H1 S1 U1 Z1 dle [18]. Na železobetonové venkovní konstrukce nejsou z hlediska PBŘ kladeny žádné nároky.

Podrobná specifikace viz bod 6.

6. SPECIFIKACE MATERIÁLU, POSTUPU PROVÁDĚNÍ, POVRCHOVÉ ÚPRAVY A GEOMETRICKÉ TOLERANCE

6.1. BETONOVÉ KONSTRUKCE

6.1.1 Specifikace betonu

Označení betonu je navrženo dle ČSN EN 206+A1:2018 a dle norem navazujících na tuto normu. Složení betonové směsi, její konzistence a ošetřování betonu musí odpovídat zatřídění do příslušného stupně. Konzistence a maxim. frakce kameniva bude navržena dodavatelem stavby a odsouhlasena projektantem. Samozhutnitelný beton (SCC) bude definován ve smyslu ČSN EN 206+A1:2018 - příloha G až po konzultaci s dodavatelem betonů.

Základy: C25/30 – XC2 (CZ) - CI 0,20 – D_{max} 16 – S4

Konstrukce v 1.PP: C25/30 – XC2 (CZ) - CI 0,20 – D_{max} 16-S3

Ostatní konstrukce horní stavby: C25/30 – XC1 (CZ) - CI 0,20 – D_{max} 16-S3

Konstrukce v exteriéru: C30/37 – XC4, XF1 (CZ) - CI 0,20 – D_{max} 16-S3

- doplňující požadavky:

- minimální teplota betonové směsi 10°C, maximální teplota 25°C
- maximální teplota betonového dílce 45°C

6.1.2 Specifikace výztuže do betonu

Železobetonové konstrukce budou vyztuženy žebírkovou výztuží B500B a hladkou výztuží 10216. Označení žebírkové výztuže B500B je dle ČSN EN 10080:2005 a ČSN 420139:2007, výztuž musí být vždy válcovaná za tepla a musí mít parametry v souladu s výše uvedenými normami a normami navazujícími.

Označení hladké výztuže 10216 je dle ČSN 420139 a ČSN 425512, výztuž musí mít parametry v souladu s výše uvedenými normami a normami navazujícími.

6.1.3 Stykování výztuže

Výztuž železobetonových konstrukcí bude stykována přesahem dle platné normy.

6.1.4 Provádění betonových monolitických konstrukcí

- Po provedení žb konstrukcí je třeba řádně ošetřovat žb. konstrukce po dobu min 7 dnů, základové konstrukce je třeba ošetřovat po dobu min 3 dnů. Pro teploty nižší než 5 °C se doba ošetřování prodlužuje o dobu rovnou trvání teploty nižší než 5 °C. Beton musí být po dobu ošetřování ve vlhkém stavu tak, aby proces hydratace betonu nebyl narušen – dodavatel žb konstrukce zajistí vhodným opatřením (plachty, nástriky ...). Doba ošetření betonu bude dle teploty, použitého cementu a plastifikátorů stanovena dle [5].

- Projektant předpokládá, že všechny železobetonové konstrukce budou provedeny v prováděcí třídě 2 dle [5].

- Projektant předpokládá, že všechny železobetonové konstrukce budou ošetřovány v třídě ošetření 3 dle [5].

- Doprava, ukládání a ošetřování betonu musí splňovat všechna kritéria normy ČSN EN 13670:2010 Provádění betonových konstrukcí [5], především je třeba dodržet články 6, 8 a přílohu F. Teplota povrchu žb konstrukcí nesmí klesnout pod +5 °C, dokud povrch betonu nedosáhne pevnosti v tlaku, při kterém může odolávat mrazu bez poškození ($f_c > 7,5 \text{ MPa}$). Pokud předpověď počasí uvádí, že teplota vnějšího prostředí bude v době ukládání betonu nebo v období jeho ošetřování nižší než 0 °C, musí se připravit předběžná opatření na ochranu betonu proti poškození mrazem. Pokud předpověď počasí uvádí, že teplota vnějšího prostředí bude v době ukládání betonu nebo v období jeho ošetřování vysoká, musí se připravit předběžná opatření na ochranu betonu proti škodlivým účinkům těchto teplot.

- Pracovní spáry po výšce konstrukcí vyplývají z geometrie dané konstrukce a technologických možností monolitického betonu. Uvedené množství pracovních spár může dodavatel, po konzultaci s projektantem doplnit.

- Na základě prováděcího projektu dodavatel betonové konstrukce zpracuje výrobní dokumentaci. Součástí výrobní dokumentace bude technologické postupy, montážní postup a výkresy výztuže.

- Technologické a montážní postupy budou v souladu s prováděcím projektem, s odsouhlasenou definicí povrchové úpravy, s odsouhlasenou geometrickou tolerancí, budou v souladu POV a platnými zákony a normami - viz bod 8, 9, 10 a 11.

- Výrobní dokumentace bude odsouhlasena projektantem konstrukční části.

- Dodavatel žb konstrukcí navrhne případné použití distančních prvků pro výztuž. Distanční, napojovací a kotevní prvky nejsou obsaženy ve výkresové dokumentaci, použití těchto prvků je závislé na zvolené technologii a montážním postupu dodavatele betonových konstrukcí.

- Projekt předpokládá $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ ve smyslu ČSN EN 1992-1-1 čl. 4.4.1.3 a NA.2.24. Použití distančních prvků a provedení na dodavateli nezávislé kontroly bude provedeno dle výše uvedených článků. Krytí výztuže c_{nom} je uveden na výkresech jednotlivých prvků. Rozsah min a max hodnoty krytí bude uveden ve výrobní dokumentaci zhotovitele.

- Prostupy v betonových a železobetonových konstrukcích budou provedeny dle výkresů konstrukční části. V průvlacích, stěnách a sloupech se nesmí provádět prostupy a drážky, mimo prostupů a drážek vyznačených v dokumentaci konstrukční části.

- Při provádění betonových konstrukcí musí být v každém okamžiku zajištěna stabilita prováděné konstrukce až do doby plné pevnosti betonu (tj. 28 dní od provedení betonáže) a plného statického spolupůsobení s navazujícími konstrukcemi tak, jak předpokládal projekt – viz také bednění.

- Výztuž bude umístěna tak, aby při betonáži nedošlo k rozmixování betonové směsi a aby bylo možno betonovou směs ztuhnout, výztuž bude posunuta do nejbližší možného polohy i za cenu nerovnoměrného rozmístění výztuže.

- Do železobetonových monolitických konstrukcí budou osazeny všechny kotevní prvky
- Před prováděním betonových konstrukcí, resp. před zpracováním výrobní dokumentace budou ověřeny všechny důležité kóty.
- Výztuž žb. konstrukcí převezme smyslu ČSN EN 1992-1-1 NA.2.24 projektant konstrukční části nebo TDI- viz také plán kvality.

6.1.5 Provádění betonových monolitických vodonepropustných konstrukcí

• Po provedení žb konstrukcí je třeba řádně ošetřovat žb. konstrukce po dobu min 14 dnů. Konstrukce je možné odbednit nejdříve po 3 dnech. Konstrukce nelze provádět pokud teplota klesne pod 5°C nebo naopak je teplota (nebo se očekává) větší než 25°C. Beton musí být po dobu ošetřování ve vlhkém stavu tak, aby proces hydratace betonu nebyl narušen – dodavatel žb konstrukce zajistí vhodným opatřením (plachty, náštříky ...). Dodavatel musí zvážit všechny technologické a povětrnostní aspekty při provádění. Základová deska musí být minimálně 7 dní udržována kontinuálně v „mokrém stavu“ zakrytá soustavou plachet. Horní povrch desky nesmí vyschnout. Stěny budou odbedněny co nejpozději po betonáži.

• Postup betonáže a časová prodleva pro jednotlivé části je uveden na výkresech. Dodavatel musí zvážit všechny aspekty při provádění.

• Těsnící prvky do pracovní spáry, dilatačních spár a prvky pro řízený vznik trhlin - mohou být použity pouze prvky a výrobky splňující požadované parametry pro daný účel. Všechny použité těsnící prvky musí mít „Průkaz použitelnosti“. Průkaz použitelnosti těsnících prvků je vydán autorizovanou nebo notifikovanou osobou na základě evropských předpisů EAD. Těsnící prvky musí mít předpokládanou životnost 50 let.

• Prvky musí být navrženy na požadovaný hydrostatický tlak vody. Prvky musí bezpečně přenést tlak vody. Zatížení podzemní vodou, resp. hydrostatický tlak a vztlak na konstrukce je popsán v bodě 3.

• Dodavatel po konzultacích s investorem a projektantem zváží, zda je nutné při betonáži použít u těsnících prvků „napojovací směs“, tzn směs s kamenivem frakce $D_{max}=8$ mm.

• Prvky do pracovní spáry, dilatačních spár a prvky pro řízený vznik trhlin budou na sebe vzájemně navazovat a budou provedeny jako systémová konstrukce jednoho výrobce. Spoje, ukotvení a osazení bude provedeno dle podkladů výrobce prvků. Dodavatel zpracuje podrobnou výrobní dokumentaci.

• Do dilatační spáry budou vloženy těsnící prvky. Těsnící prvky budou mít tažnost min 350 % dle DIN 185441.

• V místě vzájemného stykování pásového těsnění budou použity pouze tvarovky. Svařovat pásové těsnění lze pouze tupými svary. Uchycení pásového těsnění k podkladním konstrukcím a bednění musí být provedeno tak, aby nedošlo k poškození těsnění při odbedňování nebo při betonáži. Pro svislé pásy je třeba zbudovat provizorní konstrukce, na které budou pásy uchyceny před bedněním a armováním stěn.

• Napojení pásového těsnění a těsnících plechů bude provedeno pouze speciálními prvky.

• Těsnící plech s bitumenovým povrchem bude osazen tak, aby byl zabudován minimálně 30 mm do konstrukce jednotlivých částí. Minimální přesah při napojování plechů je 50 mm.

• Bobtnavé pásy budou osazeny na rovnou plochu a budou pečlivě uchyceny. Bobtnavé pásy musí být minimálně 80 mm od hrany konstrukce (od líce konstrukce). Dle klimatických podmínek budou použity vhodné bobtnavé pásy (např. ochranný povlak proti dešti).

• Injektážní hadičky budou osazeny na rovnou plochu a budou pečlivě uchyceny. Injektážní hadičky budou vyvedeny na konstrukce ve vhodném místě. Injektáž bude provedena dle konkrétního dodavatele PU pěnou nebo PU pryskyřicí nebo epoxidovou pryskyřicí.

• Všechny distanční prvky pro vodonepropustné konstrukce budou z vláknobetonu, musí být zajištěna požadovaná vodonepropustnost.

• Prostupy instalací přes vodonepropustné konstrukce musí být řádně utěsněny proti tlakové vodě. Prostupy pro instalace budou těsněny systémovými prvky.

• Těsnící prvky se nesmí dotýkat výztuže, minimální vzdálenost výztuže a těsnícího prvku je 30 mm.

• Těsnící prvky vodonepropustných konstrukcí je nutné chránit před poškozením výztuží nebo následných prací. Před betonáží budou prvky a pracovní spára důkladně očištěny. Před betonáží budou jednotlivé prvky a jejich očištění a ukotvení zkontrolovány projektantem nebo TDI.

- Jestliže budou po odbednění zjištěny kaverny, trhliny nebo jiné nedostatky v železobetonových konstrukcích budou všechny kaverny a trhliny důkladně zainjektovány. Po provedení konstrukce bude konstrukce zkontrolována projektantem a TDI. Rozsah injektáže a způsob injektáže navrhne dodavatel.

6.1.6 Zkoušky betonu

- Kontrola schody a kritéria schody pro betonové konstrukce bude prováděna dle ČSN EN 206+A1 [4], ČSN EN 13670:2010 [5]. a dalších navazujících norem a právních dokumentů.

- Během stavby budou prováděny zkoušky identity, přičemž projektant požaduje tuto četnost:

- konzistence - každých započatých 15 m³, každý mix vizuálně
- pevnost - projektant požaduje tuto četnost provedení normových zkušebních těles z každého dilatačního celku:

- a) 1 sada=3 vzorky z železobetonových základových konstrukcí

- b) 1 sada=3 vzorky ze svislých železobetonových konstrukcí v každém patře

- c) 1 sada=3 vzorky z každé železobetonové stropní konstrukci

- Provedené zkušební tělesa -vzorky budou zkoušeny a vyhodnoceny autorizovaným certifikovaným orgánem

- Detailní rozsah zkoušek bude definován v rámci VD a smluvních vztahů mezi zhotovitelem a investorem, resp. zhotovitelem výrobku a investorem.

6.1.7 Výrobní dokumentace železobetonových monolitických konstrukcí

Rozsah a obsah výrobní dokumentace je záležitost norem, zvyklostí, požadavků objednatele a smluvních podmínek. Požadavky projektanta na výrobní dokumentaci mají pouze doporučující povahu a jsou podkladem pro stanovení rozsahu výrobní dokumentace.

Projektant požaduje, aby výrobní dokumentace zhotovitele železobetonových monolitických konstrukcí mimo jiné obsahovala:

- Bednění a podepření – typ a výkres skladby bednicích prvků, spínací místa, dobu podepření a postup odbednění

- Technologické postupy provádění

- Postup provádění

- Výkresy výztuže (v případě, že projekt obsahuje pouze schémata výztuže)

- Výkresy zohledňující použití distančních prvků pro výztuž, kotevních prvků a napojovacích prvků

- Rozmístění pracovních záběrů a pracovních spár

- Geometrické tolerance

- Postup a dobu ošetřování prvků

- Povrchovou úpravu

- Stanoví konzistenci, maximální frakci kameniva s ohledem na teplotu, dopravu, tvar konstrukce a tvar bednění

- Celkovou koncepci plánu kvality

- Těsnící prvky do pracovních, dilatačních spár a prvky pro řízení vznik trhlin, spoje prvků do vodonepropustných konstrukcí.

Výrobní dokumentace bude odsouhlasená projektantem stavebně-konstrukční části.

6.1.8 Plán kvality

- Projektant požaduje plán kvality dle kapitoly 4.2.2 ČSN EN 13670:2010 [5].

- Projektant předpokládá, že v rámci plánu kvality bude kontrolováno: osový systém nosných prvků, profil, průřez a poloha (krytí) výztuže, pevnost a konzistence betonu.

- Celková koncepce plánu kvality bude součástí výrobní dokumentace zhotovitele.

6.1.9 Bednění

- Bednění (typ, skladba, spínací prvky, závěsná místa) bude definováno v rámci VD na základě prováděcího projektu.

- Bednění bude navrženo na tlak betonu na základě použitého technologického postupu, povrchové úpravy a povoleným geometrickým tolerancím.

- Bednění pohledových betonů bude navrženo dle [5] a [18].

- Bednění pohledových betonů je definováno v článku 6.1.11.

6.1.10 Geometrické tolerance

- Hotová konstrukce musí mít geometrické parametry v mezích největších povolených odchylek.

- Limitní geometrické tolerance jsou uvažovány dle ČSN EN 13670:2010 [5], odchylky a doplnění viz další text tohoto článku.

- Projektant uvažuje toleranční třídu 1 pro všechny konstrukce dle [5].

- Projektant uvažuje toleranční třídu 2 pro rozměr průřezu, krycí vrstvu a polohu výztuže dle obrázku 4b normy ČSN EN 13670:2010 [5].

- Jestliže bylo zjištěno, že byly překročeny povolené geometrické tolerance, bude neprodleně kontaktován projektant stavebně-konstrukční části. Projektant navrhne opatření, plynoucí z tohoto zjištění.

- U základových konstrukcí (pasy, patky, piloty, pažící konstrukce) musí být předáno kompletní zaměření provedených konstrukcí bezprostředně po realizaci konstrukcí projektantovi stavebně-konstrukční části.

- Projektant na základě zaměření povolí další výstavbu, nebo navrhne řešení v případě neshody.

- Detailní postup, rozsah kontroly shody bude definován v rámci VD a smluvních vztahů mezi zhotovitelem a investorem, resp. zhotovitelem výrobku a investorem.

Schodiště: Geometrické tolerance všech viditelných ploch částí železobetonových monolitických schodišť (ramena, stupně a mezipodesty) je 5,0 mm.

Prefabrikované schodiště: Geometrické tolerance všech viditelných ploch částí železobetonových prefabrikovaných schodišť (ramena, stupně a mezipodesty) je 2,0 mm.

Hlazený a kartáčovaný beton: Geometrické tolerance všech ploch musí splňovat všechna kritéria dle DIN 18202 – tab. 3, řádek 3.

Pohledový beton: U pohledového betonu PB3 a PBS dle [18] je třeba zohlednit požadované tolerance uvedené v [18].

Základové konstrukce: Geometrické tolerance jsou uvedeny v konkrétním článku popisujícím konstrukci – viz bod 5.

6.1.11 Povrchová úprava monolitických železobetonových konstrukcí

Pohledový beton (PB1-PBS): Viditelný povrch monolitické konstrukce, u kterých je požadován specifický, předem definovaný vzhled.

- Přesná definice třídy pohledového betonu a rozsah podhledových betonů je uvedena ve výkresech tvaru.

- Použitý typ bednění, tvar a skladba jednotlivých bednicích dílců, napojovací a kotevní prvky bednění, separační prostředky budou zpracovány ve výrobní dokumentaci zhotovitele. Výrobní dokumentace bednění bude odsouhlasena projektantem.

- Pro přesnější definici pohledového betonu bude použita Technická pravidla ČBS 03 (2018) [18].

- Třída provedení betonu bude odsouhlasena na základě smluvních vztahů mezi zhotovitelem a investorem.

- Na základě smluvních vztahů mezi investorem a zhotovitelem bude vybrána referenční stavba nebo konstrukce, která bude sloužit jako vzor pro definování vzhledu povrchu finální konstrukce.

- Doporučujeme provést zkušební konstrukci (méně exponovaná konstrukce v prováděném objektu).

- Skladba bednění pohledových konstrukcí (pohledový beton) musí respektovat předpokládané pracovní spáry a úpravu těchto spár.

Hlazený beton: Strojně hlazený povrch desek bude proveden tak, aby bylo docíleno povrchové úpravy srovnatelné s pohledovým betonem – viz pohledový beton. Povrchová úprava hlazeného betonu (vsyp nebo nátěr) je definována v architektonicko-stavební části.

Kartáčovaný beton: Strojně kartáčovaný povrch desek bude proveden tak, aby bylo docíleno povrchové úpravy srovnatelné s pohledovým betonem – viz pohledový beton. Povrchová úprava kartáčovaného betonu (vsyp nebo nátěr) je definována v architektonicko-stavební části.

Ostatní konstrukce – PB0: Povrch betonových konstrukcí bude proveden jako jednolitá celistvá konstrukce. Celková plocha všech dutin a štěrkových hnízd nesmí přesáhnout 4%, lokální kaverny nesmí být větší než 20 x 20 mm a smí pronikat max. 15 mm pod povrch prvku. Trhlínky se připouští do max. šířky 0,2 mm. poškození hran se připouští do hloubky 10 mm.

• Detailní postup, rozsah pohledových betonů bude definován v rámci VD a smluvních vztahů mezi zhotovitelem a investorem, resp. zhotovitelem výrobku a investorem.

6.1.12. Požárně bezpečnostní řešení

Železobetonové nosné konstrukce byly na požární odolnost posouzeny dle [1]. Železobetonové desky vyhovují na požární odolnost do R120, ŽB sloupky vyhovují na požární odolnost do R60 a ŽB stěny v 1.PP vyhovují na požární odolnost do R180 dle [20]. V případě větších požadavků na požární odolnost je nutné konstrukce chránit, viz [19] a [20].

6.2. OCELOVÉ KONSTRUKCE

6.2.1. Jakost materiálu a profily

- Válcovaná konstrukční ocel z nelegované oceli: **S235 JR+M dle ČSN EN 10025-2**
- Duté profily z nelegované oceli tvářené za tepla **S235 JRH dle ČSN EN 10210-1**

6.2.2. Výroba a montáž

• Veškeré ocelové konstrukce jsou zařazeny třídy provedení EXC2 dle ČSN EN 1090-2. Ocelová konstrukce bude vyrobena a montována v souladu ČSN EN 1090-1, ČSN EN 1090-2. Konstrukce smí vyrábět a montovat pouze firma, která má k dané činnosti oprávnění ve smyslu ČSN EN 1090-1, ČSN EN 1090-2 a dalších navazujících norem. Výrobce musí mít evropský certifikát ve smyslu ČSN EN 1090-1, ČSN EN 1090-2 opravňující výrobce k označení výrobku CE. Výrobce musí mít zaveden management jakosti dle norem ISO řady 9000.

Při převzetí ocelové konstrukce dodavatel doloží certifikát pro použité materiály a certifikáty na použité spojovací prostředky (šrouby, elektrody, kotvy ...) ve smyslu technických požadavků na vybrané stavební výrobky dle zákona 22/1997 Sb – viz bod 10.

- Veškeré spoje (svary, šrouby, svorníky, vruty) budou provedeny dle ČSN EN 1090-2.
- Konstrukce bude provedena v souladu s normou ČSN EN ISO 12944.
- Na základě prováděcího projektu dodavatel ocelové konstrukce zpracuje výrobní dokumentaci (dílenskou dokumentaci). Součástí výrobní dokumentace budou také technologické postupy a montážní postup. Součástí výrobní dokumentace bude také provizorní podepření konstrukcí. Technologické a montážní postupy budou v souladu prováděcím projektem, ČSN EN 1090-2, POV a platnými zákony a normami - viz bod 7, 8, 9 a 10
- Při montáži musí být v každém okamžiku zajištěna stabilita montovaných dílů až do smontování celé ocelové konstrukce, dodavatel navrhne případné montážní (dočasné) ztužení ocelové konstrukce.
- Výrobní dokumentace (dílenská dokumentace) ocelové konstrukce včetně montážního postupu bude předložena projektantovi konstrukční části k odsouhlasení.
- Před prováděním ocelové konstrukce resp. před zpracováním výrobní dokumentace budou ověřeny všechny důležité koty.
- Projektant konstrukční části nebo TDI převezme vždy dílčí část smontované ocelové konstrukce.

6.2.3 Výrobní dokumentace ocelových konstrukcí

Rozsah a obsah výrobní dokumentace je záležitostí norem, zvyklostí, požadavků objednatele a smluvních podmínek. Požadavky projektanta na výrobní dokumentaci mají pouze doporučující povahu a jsou podkladem pro stanovení rozsahu výrobní dokumentace.

Projektant požaduje, aby výrobní dokumentace zhotovitele ocelových konstrukcí mimo jiné obsahovala:

- Technologické a montážní postupy provádění
- Postup provádění

- Dílenské výkresy včetně přípojí a povrchové úpravy
- Geometrické tolerance
- Povrchovou úpravu
- Celkovou koncepci plánu kvality
- Výrobní dokumentace bude odsouhlasená projektantem stavebně-konstrukční částí.

6.2.4 Plán kvality

- Projektant požaduje plán kvality
- Projektant předpokládá, že v rámci plánu kvality bude kontrolováno: osový systém nosných prvků, profil, průřez a poloha jednotlivých prvků.
- Celková koncepce plánu kvality bude součástí výrobní dokumentace zhotovitele.

6.2.5 Povrchová úprava

Ocelová konstrukce – nátěr: Úprava podkladu nátěrové plochy, volba nátěrový systému, provádění nátěru a kontrola provádění nátěru bude v souladu s ČSN EN ISO 12944 dle ČSN EN 1090. Nátěrový systém konstrukcí v exteriéru bude odpovídat stupni korozivní agresivity C3. Nátěrový systém konstrukcí v interiéru bude odpovídat stupni korozivní agresivity C2. Nátěrový systém konstrukcí zabetonovaných (obezděných) v interiéru bude odpovídat stupni korozivní agresivity C1. Životnost všech nátěrů bude více jak 15 let. Barva nátěru bude stanovena dle škály RAL v architektonicko-stavebním řešení.

Ocelová konstrukce – žárově zinkovaná: Ocelové konstrukce budou žárově zinkovány v souladu s ČSN EN ISO 1461 a ČSN EN ISO 14713. Minimální průměrná tloušťka zinkování bude 85 µm.

Spojovací prvky: Kotvy, šrouby, matice, svorníky, vruty a podložky budou opatřeny povrchovou úpravou zinkováním.

Povrchová úprava ocelových konstrukcí musí být v souladu s PBŘ a s architektonicko-stavební částí. Dodavatel navrhne konkrétní návrh povrchové úpravy každé ocelové konstrukce, tento návrh bude odsouhlasen projektantem.

6.2.6 Geometrické tolerance

Velikost jednotlivých odchylek se řídí dle ČSN EN 1090-2 ve smyslu ČSN ISO 7976-1 a ČSN ISO 7976-2, konstrukce bude po smontování zaměřena a jednotlivé odchylky vyhodnoceny.

6.2.7 Požárně bezpečnostní řešení

Ocelové nosné konstrukce nebyly posouzeny na požární odolnost dle [1]. Požární odolnost ocelových nosných konstrukcí bude zajištěna obetonováním a omítnutím, viz [19] a [20].

6.3. ZDĚNÉ KONSTRUKCE

6.3.1 Specifikace materiálu

Jednovrstvá nosná stěna tl.300 mm

- pálené keramické tvarovky kategorie I dle ČSN EN 771-1
- skupina prvků LD dle ČSN EN 771-1
- skupina zdících prvků 2 dle ČSN EN 1996-1-1
- pevnost tvarovek P10 - min 10 MPa v tlaku
- malta pro tenkovrstvé zdění (T) pevnosti M5 (min 5,0 MPa v tlaku) nanесena celoplošně
- charakteristická pevnost zdiva minimálně $f_k = 3,853$ MPa dle ČSN EN 1996-1-1
- přídržnost 0,15 N/mm² dle ČSN EN 1015
- třída reakce na oheň: A1
- požární odolnost REI 180 DP1

Stávající zdivo

- pálené keramické tvarovky kategorie I dle ČSN EN 771-1
- skupina prvků HD dle ČSN EN 771-1
- rozměr cihly 290x140x65 mm
- skupina zdících prvků 1 dle ČSN EN 1996-1-1
- pevnost tvarovek P15 - min 15,62 MPa v tlaku

- objemová hmotnost zdícího prvku 1800 kg/m³
- obyčejná malta pro zdění (G) dle ČSN EN 998-2 pevnosti v tlaku M0,4 (min 1,2 MPa v tlaku) nanесena celoplošně
- charakteristická pevnost zdiva minimálně $f_k = 2,6$ MPa dle ČSN EN 1996-1-1
- přídržnost 0,15 N/mm² dle ČSN EN 1015
- třída reakce na oheň: A1
- požární odolnost REI 180 DP1

6.3.2 Provádění zděných konstrukcí

• Provádění zděných konstrukcí bude provedeno dle ČSN EN 1996-2, zdící prvky musí vyhovovat příslušné části normy ČSN EN 771, návrhové malty musí vyhovovat ČSN EN 998-2.

• Tvarovky mohou být upravovány pouze řezáním, sekání tvarovek není dovoleno. Při zdění budou použity rohové a vyrovnávací tvarovky, případně tvarovky výšky 155 mm.

• Tvárnice musí být v jednotlivých vrstvách převázány min o 100 mm. Cihly je nutné chránit před provlhčením jak při skladování, tak po vyzdění.

• Teplota vzduchu a materiálu nesmí po dobu tuhnutí a tvrdnutí malty klesnout pod 5 °C. Na zděné konstrukce nesmí být použit jiný materiál. Při zdění z tvarovek musí být dodržovány technické a technologické podklady od výrobce a platné normy.

• Ve svislých zděných konstrukcích nesmí být prováděny vodorovné drážky, mimo drážek uvedených na výkrese konstrukční části. Svislé drážky a výklenky, které nejsou uvedeny ve výkresové dokumentaci konstrukční části, lze provést dle ČSN EN 1996-1-1. Prostupy, které nejsou vyznačeny ve výkresech konstrukční části, je možno do velikosti 300/300 mm provést dle projektů a specifikací ostatních specialistů.

6.3.3 Geometrické tolerance

Zděné konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 1996-2. Velikost jednotlivých odchylek se řídí dle ČSN EN 1996-2 a dalšími navazujícími normami.

6.3.4. Požární bezpečnostní řešení

Konstrukce byly posouzeny na požární odolnost dle tabulkových hodnot v [1], konstrukce vyhovuje na požadovanou požární odolnost dle [20].

7. SPECIFIKACE RIZIK A MOŽNÝCH PŘÍČIN NAVÝŠENÍ ROZSAHU PRACÍ PŘI REALIZACI STAVBY

Při provádění stavby může dojít k navýšení rozsahu prací nebo k nutnosti provést konstrukce složitější nebo obtížnější technologii. V tomto článku jsou uvedeny rizika navýšení ceny, které plynou z možné proměnlivosti některých parametrů nebo z důvodu extrémního počasí nebo z důvodu změny normy či zatížení.

Možné příčiny:

1. Základy:
 - a. V základové spáře budou zjištěny jiné parametry základové zeminy, než předpokládal inženýrsko-geologický průzkum. V případě menší únosnosti zeminy bude nutno základy zvětšit.
 - b. Při provádění HTU budou zjištěny jiné parametry zemin a násypů, než předpokládal inženýrsko-geologický průzkum. V případě horších parametrů může dojít k úpravě HTU. Tzn. může dojít ke zvětšení objemu výkopů a nových násypů.
 - c. Budou zjištěny stávající inženýrské sítě, které bude nutno přeložit.
2. Extrémní počasí:
 - a. V případě extrémních vysokých teplot bude nutno konstrukci chránit tak, aby nedošlo k poškození konstrukce.
 - b. V případě extrémních nízkých teplot bude nutno konstrukci chránit tak, aby nedošlo k poškození konstrukce.
3. Návaznost na stávající konstrukce:

- a. Při provádění může dojít k nutnosti změny konstrukce, rozměru nebo uložení nosných konstrukcí, které plynou z nutnosti provádět zásahy ve stávající konstrukci.
 - b. Při provádění může dojít k nutnosti změny konstrukce geometricky se navázat na stávající konstrukce. Skutečnou polohu stávajících konstrukcí je možné ověřit až při provádění.
4. Změna technologie nebo ČSN:
- a. Před prováděním nebo při provádění může dojít k změně zatížení od technologie z důvodu nutnosti použití aktuálně dostupného zařízení či výrobního celku.
 - b. Při provádění může dojít k nutnosti změny konstrukce z důvodu změny normy.
5. Nepředpokládaný stav stávajících konstrukcí:
- a. Při provádění budou zjištěny rozměry, kvalita nebo porušení stávajících konstrukcí, které nebyly zjištěny obhlídkou nebo sondami a mají negativní vliv na stabilitu nebo únosnost konstrukce. Konstrukce bude třeba opravit, zesílit nebo vyměnit.
 - b. Při provádění budou zjištěny skutečnosti, které mají vliv na projektované řešení a nebyly zjištěny obhlídkou nebo sondami. Konstrukci bude třeba provést jinak nebo způsobem nebo bude třeba upravit geometrii.

8. POUŽÍVÁNÍ A UDRŽBA KONSTRUKCE

Po dokončení výstavby bude nutné konstrukce užívat, tak jak předpokládal projekt nebo tak jak předpokládal výrobce materiálu nebo konstrukce.

Nosné konstrukce objektu budou pravidelně kontrolovány. Běžná kontrolní prohlídka nosných konstrukcí se bude provádět jednou za 5 let. Podrobná kontrolní prohlídka se bude provádět na základě doporučení běžné nebo mimořádné prohlídky, nejméně však jednou za 10 let. Kontrolními prohlídkami bude zjištěn stav nosných konstrukcí jak z hlediska [1] a [7], tak z hlediska životnosti konstrukce. Rozsah a způsob provádění kontrolních prohlídek bude řešen obdobně jako v [7]. Kontrolu bude provádět oprávněná (autorizovaná) osoba pro statiku a dynamiku staveb dle Zákona č. 183/2006 Sb. v platném znění.

Konstrukce bude udržována v dobrém bezchybném stavu a budou prováděny standardní udržovací práce vyplývající s povahy a užívání konstrukce. Údržba a oprava nosných konstrukcí bude také vycházet ze zjištění v rámci pravidelných kontrol.

Ocelové konstrukce budou udržovány a kontrolovány dle [7].

Konstrukce je zařazena do třídy následku CC2 dle [1].

9. POŽÁRNĚ BEZPEČNOSTNÍ ŘEŠENÍ

Veškeré nosné konstrukce musí být provedeny v souladu s „požárně bezpečnostním řešením“, které je samostatnou částí projektu.

10. BEZPEČNOST PRÁCE

Veškeré práce budou prováděny podle platných zákonů, vyhlášek a nařízení vlády o bezpečnosti a ochraně zdraví při práci. Především budou dodržovány nařízení vlády 110/2005 Sb, 362/2005 Sb, 591/2005 Sb. Dodavatel stavby zpracuje pro práce v tomto projektu Bezpečnostní plán (dle ČSN EN 1090), který bude v souladu s projektovou dokumentací, POV, platnými zákony a platnými normami a bude zohledňovat všechna bezpečnostní rizika. Jestliže dodavatel stavby, resp. osoba zajišťující odborné vedení stavby (stavbyvedoucí), zjistí skutečnosti, které by mohli ohrozit život nebo zdraví osob nebo by mohli vést k materiálním nebo finančním ztrátám, ihned uvědomí projektanta.

11. VŠEOBECNÉ INFORMACE

- Před započítím stavební činnosti a v průběhu výstavby budou před započítím další ucelené části ověřeny všechny nezbytné kóty, všechny rozdíly oproti projektové dokumentaci, které budou při stavbě zjištěny, budou neprodleně sděleny projektantovi. Projektant na základě zjištěných skutečností uváží případné změny projektu. Na základě zjištěných rozměrů dodavatel upraví rozměry jednotlivých prvků nebo konstrukcí navazujících.

- Dodavatel stavby předloží zástupci investora při převjímcce jednotlivých částí nosných konstrukcí, mimo jiné dohodnuté doklady, certifikát výrobku ve smyslu zákona č. 22/1997 Sb. ve znění pozdějších předpisů a to:

- nařízení vlády č.163/2002 Sb. v platném znění

- nařízení vlády 190/2002 Sb. v platném znění

- Tato dokumentace je vypracována pro provedení stavby, na tuto dokumentaci musí navazovat výrobní dokumentace zhotovitele stavby. Výrobní dokumentace zhotovitele stavby bude obsahovat, kromě výkresové dokumentace, plán jakosti, bezpečnostní plán a předávací dokumentaci. V plánu jakosti bude, mimo jiné, dodavatelem navržen způsob a četnost kontrol a zkoušek.

- Projektant při návrhu, výpočtu a vypracování projektové dokumentace předpokládal, že stavba bude prováděna dle platných norem ČSN. Nedodržením platných norem při provádění znamená, že stavba není prováděna v souladu s touto dokumentací. Při nedodržení všech platných norem, projektant nebere za takto zhotovenou stavbu záruku.

- Technická úroveň materiálů a výrobků a technologická úroveň výroby v době provádění (dodání) stavby musí odpovídat technické a technologické úrovni dané doby.

- Tato dokumentace je duševním vlastnictvím chráněným platnými zákony. Nesmí být bez předchozího písemného souhlasu autora kopírována, rozmnožována, upravována a zpřístupněna jiným fyzickým nebo právnickým subjektům či jinak zneužívána. Dokumentace nesmí být za žádných okolností bez předchozího písemného souhlasu autora modifikována nebo použita celá nebo její část k vytvoření jiné dokumentace pro stavbu.

Datum: listopad 2022

Vypracoval: Ing. Aleš Utíkal

Ing. Petr Hanuš

Zodpovědný projektant: Ing. Aleš Utíkal