

Město Ústí nad Orlicí, Sychrova 16, 562 24 Ústí nad Orlicí (stavebník)

Dům dětí a mládeže

D.1.2 – stavebně konstrukční řešení

4X 24/06/18/...DPS – dokumentace pro provádění stavby

D.1.2.a

TECHNICKÁ ZPRÁVA

D.1.2.b Podrobný statický výpočet

STATICKÝ VÝPOČET

Nosné konstrukce a založení

**Vypracoval: Ing.Voborský Libor
ČKAIT 11933**

1	Úvod.....	4
2	Popis řešených konstrukcí.....	4
3	Podklady.....	4
4	Geologická situace	5
4.1	Poloha.....	5
4.2	Stavba podloží.....	5
4.3	Hydrogeologie.....	5
4.4	Ochranné režimy	5
4.5	Zeminy zastižené v podloží staveniště.....	6
4.5.1	Základové poměry.....	6
4.5.2	Mechanicko-fyzikální vlastnosti zemin	6
4.5.3	Vrty IGP.....	7
4.6	Zemní práce.....	7
4.7	Závěr geologa.....	7
5	Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky	8
5.1	Základy.....	8
5.2	Železobetonové nosné konstrukce	8
5.3	Ocelové konstrukce	8
5.4	Zdivo	8
6	Zatížení.....	8
6.1	Přehled zatížení	8
6.1.1	Stálé zatížení	8
6.1.2	Proměnné zatížení	9
6.2	Rozbor zatížení.....	10
6.2.1	Vlastní tíha – $g_{0,k}$	10
6.2.2	Ostatní stálé zatížení – $g_{i,k}$	11
6.2.3	Reakce v kotevních místech stínící plachty	15
6.2.4	Užitné zatížení – $q_{i,k}$	16
6.2.5	Zatížení výtahem	16
6.2.6	Zatížení během provádění	16
6.2.7	Zatížení teplotou.....	17
6.2.8	Zatížení větrem – w_k	17
6.2.9	Zatížení sněhem – s_k	17
6.3	Zatížení zemním tlakem	18
7	Návrh hlavních částí nosné konstrukce	20
7.1	Zatížení uvažované ve výpočtech	21
7.2	Rozdělení hlavního objektu na dilatace	22
7.3	Skelet galerie	22
7.4	Vazník/rošt	23
7.5	Model nosné konstrukce.....	23
8	Založení	25
8.1	Podloží.....	25
8.1.1	Únosnost podloží dle EN 1997-1 – plošný základ	26
8.2	Zatížení do základů	26
8.3	Piloty	27
8.3.1	Posouzení pilot	27
8.3.2	Pilota pro 1100kN	29
8.3.3	Pilota pro 2300kN	36
8.3.4	Pilota pro 1500kN	42
8.3.5	Pilota pro 2300kN	48

8.4	Podlaha na terénu	55
8.5	Základová deska suterénu	55
8.6	Závěr.....	55
9	Pažení stavební jámy (SJ)	55
10	Železobetonové konstrukce.....	55
10.1	Návrhové hodnoty použitého betonu a výztuže	56
10.1.1	Krytí výztuže	56
10.2	Podlaha na terénu	57
10.3	Monolitický suterén a amfiteátr	57
10.3.1	Základová deska	58
10.3.2	Stěny v 1.PP	59
10.4	Prefabrikovaný skelet	61
10.4.1	Popis řešených konstrukcí	61
10.4.2	Sloupy.....	62
10.4.3	Stropní desky	64
10.4.4	Schody SCH1	73
10.4.5	Schody SCH2	75
10.4.6	Deska galerie v ose 1	76
10.5	Poznámky k provádění železobetonových konstrukcí	77
10.5.1	Kvalita povrchů betonových konstrukcí	78
10.5.2	Kotvení	78
10.5.3	Smršťování a dotvarování betonu	79
10.5.4	Tolerance	79
11	Ocelové konstrukce	80
11.1	Návrhové hodnoty zvolených materiálů	80
11.2	OK střechy.....	80
11.2.1	Zatížení.....	81
11.2.2	Trapézový plech	81
11.2.3	Vaznice.....	82
11.2.4	Krajní nosník	83
11.2.5	Vazník + ztužidlo	84
11.3	OK konzola galerie.....	88
11.4	Poznámky k provádění OK	89
12	Zateplení fasády ETICS	90
12.1	Zatížení větrem.....	90
13	Požární odolnost.....	90
14	Bezpečnost práce.....	91
15	Použitá literatura a software	91

1 Úvod

Základy Nosné konstrukce jsou navrženy jako masivní a odolné tak, aby spolehlivě a bez poškození přenesly běžné zatížení dle ČSN 1991-1-1 až 1991-1-4.

Statickým výpočtem je ověřena navržená koncepce základových konstrukcí, prokázána jejich dostatečná mechanická odolnost a stabilita, zejména s ohledem na výskyt nepřípustných přetvoření a poškození jiných částí stavby a technických zařízení vlivem přetvoření (sedání). Jsou ověřeny všechny rozhodující prvky založení.

Rozsah dokumentace v části D.1.2 - stavebně konstrukční řešení odpovídá příloze č. 13 k vyhlášce č.499/2006 Sb. ve znění vyhl. č. 405/2017.

Je vykázána pouze staticky nutná výztuž monolitických konstrukcí (výkresy uspořádání výztužení s rezervou cca. 25%), v rámci PD zhotovitele budou dopracovány podrobné výkresy výztužení dle ČSN EN 1992-1-1. Součástí PD zhotovitele je i podrobné posouzení zejména prefabrikovaných a dále ocelových a příp. zděných konstrukcí, a to včetně detailů a přípojí.

2 Popis řešení konstrukcí

PD pro vydání stavebního povolení (DSP) v části stavebně konstrukční řešení – D.1.2 řeší hlavní nosné konstrukce a založení novostavby Domu dětí a mládeže Duha (DDM). Stavba bude umístěna na pozemku s par.č. 52/1, k.ú. Ústí nad Orlicí.

Jedná se o zařízení pro výchovu a vzdělávání, stavba tak zahrnuje prostory učeben/kluboven, tělocvičnu a plochou střechu se sportovně-rekreačním využitím. Objekt DDM je navržen jako tvarově poměrně jednoduchá vícepodlažní stavba soustředěná kolem centrální sportovní haly/tělocvičny. Objekt je částečně podsklepený (bílá vana). Základní rozměry (opsané) jsou cca. 37.3m (délka) x 29.8m (šířka bez zapuštěného amfiteátru) x 12.5m (výška nad UT).

Z hlediska nosných konstrukcí se především jedná o železobetonový skelet centrální haly s rozponem cca. 16.5m, tj. sloupy v modulu 5.5/6.35m s OK vazníkem/roštem, který vynáší těžkou přístupnou střechu s odpočinkovou plochou. Na halu s tělocvičnou navazují obvodové galerie (1. a 2.NP) se schodišťovou věží, které přecházejí v místnosti s klubovnami, které jsou navrženy jako prefabrikovaný skelet (průvlaky v osách sloupů + sprážená deska). Schodišťová věž končí ve 3.NP s výstupem na střechu haly (+ mezipatro se servisním výstupem na vegetační nepřístupnou střechu).

Podsklepená část (1.PP) je navržena jako monolitická bílá vana (předpoklad vyšší HPV), tj. krabice s deskou, obvodovými stěnami a stropem s lokálními podporami (sloupy), která přechází v neoddilatovaný venkovní amfiteátr (stupňovité sezení s horolezeckou stěnou). Střecha obvodového prstence tělocvičny s galerií je navržena jako vegetační, střecha haly je přístupná (odpočinková plocha) s odpovídajícím užitným zatížením. Fasáda je navržena z keramických vyzdívek skeletu s příkotveným provětrávaným obkladem, lokálně pak s kontaktním zateplením.

Základové konstrukce jsou s ohledem na složitou geologickou stavbu navrženy jako hlubinné s vrtanými velkopřůměrovými pilotami pod sloupy skeletu, resp. pod deskou suterénu.

±0 = 354.9 m n.m. (Bpv, podlaha v 1.NP objektu)

3 Podklady

Byla předána rozpracovaná dokumentace stavební části (ing.Hůda, O.Turek, Bursík holding, a.s.).

1.Dokumentace k DUR – stavební část;

2.Rozpracovaná dokumentace k DSP – stavební + konstrukční část;

- 3.IGP (rešerše) – (2G, geologická kancelář, RNDr.Podolský);
4.IGP (Stavebně-geologický průzkum, RNDr.Šafář).

Zpracovatel stavebně konstrukčního řešení, části dokumentace D.1.2, žádným způsobem neodpovídá za správnost ani úplnost předaných podkladů.

4 Geologická situace

K dispozici je IGP (rešerše) z roku 2016 (3), která byla zpracována pro jiný záměr (zázemí SŠUP), ale mj. i pro pozemek 52/1. Je tedy dobře využitelná. Jedná se ale pouze o rešerši IGP. Ve shodě se závěry geologa jsou další skutečnosti a návrhy týkající se zakládání pouhými předpoklady, které musí/by měly být ověřeny nejpozději před dalším stupněm PD! V průběhu prací na PD DPS byl doplněn i IGP (4).

4.1 Poloha

Lokalita leží v centru města východně od Mírového náměstí na téměř rovinném pozemku (p.č. 52/1, mezi ulicemi 17.listopadu a L.Lochmana), jehož nadmořská výška se pohybuje v úrovni cca. 355 až 358m n.m. Jedná se o areál bývalé textilní továrny Perla 01. V současné době 2017/2018 je pozemek po demolici původních objektů vyčištěn a srovnán na úroveň cca. 354.8 m n.m.

4.2 Stavba podloží

Z regionálně geologického hlediska náleží předkvartérní podloží zájmového území k jedné ze strukturně tektonických jednotek české křídové pánve, ústecké synklinále.

Skalní podloží zájmové lokality je tvořeno křídovými sedimenty zastoupenými písčitými slínovci (opuky), pískovci a vápnitými jílovci. Mocnost křídových sedimentů dosahuje cca. 280m, povrchové slínovce svrchního turonu mají mocnost přibližně 20-30m.

Křídové sedimenty jsou v místě stavby překryty neogenními jílovými usazeninami v mocnosti až 10m. Jedná se především vápnité jíly s písčitou příměsí a šterkovou polohou při bázi.

Kvartérní sedimenty jsou zastoupeny říčními uloženinami říčních šterkopískových teras překrytými eolickými sedimenty jílového charakteru.

Povrch území je pravděpodobně překryt hlinito-kamenitými navážkami.

4.3 Hydrogeologie

Dle *hydrogeologické rajonizace* se celé širší území nachází v rajónu č. **4231 Ústecká synklinála v povodí Orlice**. Pánvovité uložení sedimentární výplně vedlo k vytvoření vícekolektorového systému. Hlavní zvoděň se souvislou HPV se vytváří v polohách křídových sedimentů, tj. v hloubkách kolem 40m pod PT. Generelní směr proudění podzemní vody je k Z, k soutoku Tiché Orlice a Třebovky.

Zvodněné kvartérních sedimentů (kvartérní kolektor) je dáno existencí šterkopískové terasy na podloží nepropustných terciérních jílu. HPV je v hloubce 1 až 3 m pod UT a může být napjatá. Podzemní voda tak založení s nejvyšší pravděpodobností ovlivní!

Podle **ČSN EN 206 - 1** odpovídá podzemní voda pravděpodobně max. stupni agresivity **XA3** (vysoká uhličitánová → max. 299mg/l/ nízká síranová → max. 154mg/l) agresivita na beton. Agresivita podzemní vody by měla být ověřena!

4.4 Ochranné režimy

Širší okolí náleží k chráněné oblasti přirozené akumulace podzemních vod 216 Východočeská křída, omezení se na stavbu DDM nevztahují. Území nenáleží do Registru svahových nestabilit ani do databáze poddolovaných území. Podle mapy seismických oblastí (ČSN EN

1998-1) náleží území k seismickému okresu Ústí nad Orlicí se špičkovým zrychlením $a_{gR} = 0.06g$, tzn., že přírodní seismicitu je možné zanedbat.

4.5 Zeminy zastižené v podloží staveniště

V místních podmínkách jsou zastoupeny především zeminy kvartérního překryvu celkové mocnosti cca. 5.0m, včetně navážek. Ty nasedají na hlíny písčité a jílovité, písčité jíly až jíly (H a V). Neogenní vrstvy jsou zastoupeny monotónním souvrstvím jílu. Skalní podklad budují svrchnokřídové pískovce a vápnité prachovce v hloubkách větších než 10m. Vrtnými pracemi zastiženy nebyly.

V území lze při současném stupni znalostí odlišit základní geotechnické typy základových půd, pro účely SV jsou označeny jako GT 1 až GT 3. Pro každý typ je uvedeno zařazení dle klasifikace ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*.

- ❖ GT 1 – hlinitokamenité navážky **F2 CG/Y**
- ❖ GT 2 – sedimenty kvartéru **F4 CS, F3 MS, F6 CI, S4 SM, G2 GP**
- ❖ GT 3 – neogenní sedimenty **F8 CH, F8 CV**

Povrch území na místě stavby je upraven hlinitokamenitými navážkami mocnosti do 1.0m (GT1). Dále do hloubky se nacházejí sedimenty kvartéru mocnosti cca. 4.0m (GT2). Hluběji (min. do hloubky 16.5m) jsou dokumentovány vápnité neogenní mořské jíly s vysokou až velmi vysokou plasticitou (GT3) s rezidui písku a štěrkových teras mocnosti cca. 1.0m. Na povrchu jsou tuhé až pevné, směrem do hloubky se vlastnosti jílu zlepšují. Neogenní jílové vrstvy jsou překonsolidované a jsou v nich zachována tzv. residuální vodorovná napětí.

Křídové podloží nebylo okolními archivními vrty zastiženo.

V podmínkách staveniště je HPV je vázána především na kvartérní kolektor, tj. na nespojitě polohy štěrku a písku. Neogenní jíly jsou prakticky nepropustné. Podzemní voda tak přitéká do prostoru staveniště z výš položených poloh. Ustálená HPV byla víceméně jednotně zastižena v hloubce cca. 1.5 až 4.0m pod PT. Jedná se o vodu neagresivní na betonové konstrukce.

4.5.1 Základové poměry

Zeminy kvartérního pokryvu jsou jak polohově tak i výškově proměnlivé. Vlivem poměrně mělké HPV je konzistence zemin kvartéru nízká. Při plošném způsobu založení je třeba počítat s úpravami podloží. Schůdnější bude varianta hlubinného založení, kdy základovou půdu bude tvořit homogenní masiv neogenního jílu tuhé, pevné až tvrdé konzistence. S hloubkou se bude plynule zvětšovat únosnost a snižovat stlačitelnost.

Základové poměry staveniště lze na základě relativně komplikované geologické stavby území hodnotit jako složité. Dle ČSN EN 1997-1: *Eurokód 7 Navrhování geotechnických konstrukcí, část 1: obecná pravidla* je třeba při projektu postupovat min. podle **2. geotechnické kategorie**.

4.5.2 Mechanicko-fyzikální vlastnosti zemin

geotechnický typ základové půdy	GT 2	GT 2	GT 2	GT 3
zařazení dle ČSN 73 6133	F3 MS	F6 CI	F4 CS	F8 CH
ulehlost, konzistence	tuhá	měkká až tuhá	měkká až tuhá	tuhá,pevná, pevná-tvrdá
objemová tíha γ_n (kN.m ⁻³)	18	19,5-21	18	20,5
Poissonovo č. ν (1)	0,35	0,4	0,35	0,42

úhel vnitřního tření φ_{ef} (°) φ_u (°)	- 0	- 0	- 0	- 0/0/7
soudržnost c_{ef} (kPa) c_u (kPa)	- 60	- 50	- 50	- 40/60/90
modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	8	1.5/5	2.5/6	3/5/8
R_{dt} (kPa)	175	50/100	80/150	80/160/230

4.5.3 Vrtý IGP

Nejbližšími vrtý IGP jsou V-5 a V-6:

V-5 (354.8)

0.0 1.3 beton
 1.3 2.4 hlína s kameny a org. zbytky, měkká až kašovitá → F6 CIO
 2.4 3.5 jíl, vlhký, tuhý s polohami měkké konz. → F8 CH
 neogén
 3.5 4.0 jíl prachovitý, tuhý → F8 CH
 4.0 6.0 jíl vysoce plastický, pevný → F8 CH
 HPV n/u = 1.4/1.05

V-6 (354.7)

0.0 0.2 beton
 0.2 0.5 hlína písčitá → F3 MS
 0.5 1.9 hlína jílovitá, tuhá → F6 CI
 1.9 4.0 jíl, vlhký, tuhý → F8 CH
 4.0 4.9 jíl, tuhý až pevný → F8 CH
 neogén
 4.9 8.0 jíl vysoce plastický, pevný → F8 CH
 HPV n/u = -/3.45

4.6 Zemní práce

Při hloubení dočasných výkopů do hloubky cca. 3.0m budou práce probíhat zčásti v navážkách, zasáhnou ale především do prostředí jílovité hlíny a jílu. Ty jsou místy až měkké, s občasnými polohami mokrého písku. Jílovité zeminy je nezbytné pod HPV a při snížené konzistenci pažit. Třetihorní jíly jsou silně „tlačivé“!

4.7 Závěr geologa

Na základě IGP lze vyslovit následující závěry:

- provedený inženýrskogeologický průzkum zjistil poměrně složité základové poměry a dle ČSN EN 1997-1 - Navrhování geotechnických konstrukcí bude možné při návrhu založení postupovat podle **II. geotechnické kategorie**;
- vhodný geotechnický typ pro plošné založení plánovaného objektu je GT 3 (tuhý, pevný až tvrdý neogenní jíl), přičemž se nachází v hloubce cca 5.0m pod terénem;

Závěr projektanta konstrukční části.

V případě, že geolog při provádění nepotvrdí předpoklady projektu DSP/DPS, mohou být základy upraveny podle skutečností zjištěných při stavbě a při převzetí základové spáry!! Projektant stavebně konstrukčního řešení žádným způsobem neodpovídá za změny PD způsobené odchylkami mezi předpokládanou stavbou podloží a skutečností!

5 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Rozhodující materiály nosných konstrukcí dle platných ČSN EN.

5.1 Základy

Beton:

- pasy a patky min. C30/37 XC2, XA2 až XA3 (železobeton, část v zemi)
- pasy a patky min. C25/30 XC0 (prostý beton, část v zemi)
- nadzemní části C30/37 XC4 XF1 (železobeton v exteriéru)
- podkladní/výplňový beton C16/20

Ocel:

- výztuž z oceli B500B (10 505.9) nebo B500A (10 505.0) → 10 505-R.
- ostatní S235.

5.2 Železobetonové nosné konstrukce

Beton:

- monolitické konstrukce jsou navrženy z betonu min. C25/30 XC1/XC2, resp. až C30/37 XC4 XF1 s případným opatřením pro zvýšení mrazuvzdornosti a nepropustnosti.
- Prefabrikáty jsou navrženy z betonu min.C25/30 až C40/50 XC1/XC2.

Ocel:

- výztuž z oceli Bst500B (10 505.9) nebo B500A (10 505.0) → 10 505-R.
- ostatní S235.

5.3 Ocelové konstrukce

Většina prvků OK z oceli S235, max. S460

Antikorozní nebo protipožární ochrana dle stavební části dokumentace.

Všechny průřezy válcovaných nosníků jsou uvažovány dle příslušných ČSN!

5.4 Zdivo

Nenosné zdi:

- Obvodové zdivo tl. 30cm – P10 na M10 (T)
- Vnitřní nosné zdivo tl. 24cm – P15 na M10 (T)
- Příčkovky tl. 14cm, tl. 8cm

6 Zatížení

Zatížení je stanoveno na základě předané dokumentace GP (ing.Hůda, Bursík Holding, a.s.) a respektuje ČSN EN 1990 a EN 1991-1-1 až 4, resp. EN 1991-2.

Všechna zatížení jsou uvažována jako trvalá návrhová situace.

Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách.

Je-li uveden konkrétní materiál/výrobce, je to pouze pro ilustraci předpokládaných vlastností (pevnost, objemová hmotnost...).

6.1 Přehled zatížení

Je uvedeno rozhodující stálé a proměnné zatížení.

6.1.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha konstrukcí a materiálů ve skladbách.

6.1.1.1 Vlastní tíha

železobetonové konstrukce	24 kN/m ³ /25 kN/m ³
ocelové konstrukce	78.5 kN/m ³
zděné konstrukce – tvarovky (např. POROTHERM nebo HELUZ, včetně omítek):	
obvodové+vnitřní nosné zdivo, např. 25 SK	2.16 kN/m ²
vnitřní nosné zdivo, např. 30 AKU P+D	3.62 kN/m ²
vnitřní nosné zdivo, např. 25 AKU SYM	3.13 kN/m ²
příčky 14 P+D	1.82 kN/m ²
příčky P8	1.2 kN/m ²
ostatní zděné konstrukce (např. Ytong apod.)	
Ytong P2-350 (bez omítek)	4.5 kN / m ³
zdivo z CP, 450mm	8.7 kN/m ²

$$\gamma_F = 1.1 / 1.35 / 0.9$$

6.1.1.2 Ostatní stálé

podlaha ve 2.NP, tl. 150mm – učebny (bez desky)	1.71 kN/m ²
podlaha tělocvičny (na terénu)	1.8 kN/m ²
podlaha v 1.PP	3.426 kN/m ²
střecha tělocvičny bez vazníku a vaznic	2.54 kN/m ²
střecha galerie	1.56 kN/m ²
příčky max.	4.7 kN/m ²
příčky v běžných prostorách	1.0 kN/m ²

$$\gamma_F = 1.1 / 1.35 / 0.9$$

6.1.2 Proměnné zatížení

Hlavním proměnným zatížením je zatížení užitné (stropy, základy, zdivo). Vedlejší proměnná zatížení jsou zatížení větrem a sněhem (neplatí pro střechu).

6.1.2.1 Proměnné zatížení střednědobé

DDM – část stropu nad 1.PP je tělocvičnou, převážná plocha stropu nad 1.NP je využita jako klubovny, střecha ochozu (strop nad 2.NP) je nepřístupnou střechou, střecha tělocvičny je sportovní plochou.

Užitné zatížení.

kategorie C1 (plochy se stoly - klubovny)	3.0 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie C3 (přístupové plochy)	5.0 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie C4 (tělocvičny)	5.0 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie H (nepřístupné střechy - galerie)	0.75 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie I (přístupné střechy)	5.0 kN / m ² , $\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$

$$\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$$

6.1.2.2 Proměnné zatížení krátkodobé

Zatížení klimatické

Vítr I. oblast, výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$	$22.5m/s, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.6$
Sníh III. oblast, charakteristická hodnota s_k (ČHMÚ)	$1.44kN/m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.5$
Teplotní rozdíl ($t=+25-30^\circ C, t_0=10^\circ C$)	$15^\circ C, \gamma_F=1.5$

t =teplota konstrukce za provozu

t_0 =teplota při dokončení konstrukce

Zatížení během provádění

Montážní zatížení na trapézový plech – max.	$1.5kN/m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$
Montážní zatížení na trapézový plech – běžné.	$0.75kN/m^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$

6.2 Rozbor zatížení

Uvažuje se typické zatížení působící na nosné konstrukce dle stavební části dokumentace.

6.2.1 Vlastní tíha – $g_{0,k}$

Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k,1-2}$

Nosné konstrukce, tj. zdi, sloupy, průvlaky, stropy, vazník, základy a pod.

Zatížení v charakteristických hodnotách.

Třída trvání zatížení – stálé.

1.stropní deska – $g_{0,k}$

→ žb monolitický strop tl. 200mm (světlost max. 7.4m), resp. 175mm (schody):

tl. max. 250mm → $g_{0,k} = 0.25 \times 25 = 6.25kN/m^2$

tl. max. 200mm → $g_{0,k} = 0.2 \times 25 = 5.0kN/m^2$

tl. max. 175mm → $g_{0,k} = 0.175 \times 25 = 4.38kN/m^2$

2.nosné zdi – $g_{0,k}$

→ obvodové (0.24m) a vnitřní nosné zdi (0.24m). Obvodová zeď – sendvič cihla 0.24m+min.vlna 0.15m+obklad 0.05m, výška na podlaží max. 3.25m:

zdivo vč. omítky, 240mm → $3.13kN/m^2$

minerální vlna, 150mm → $1.25 \times 0.15 = 0.188kN/m^2$

kamenný obklad, 30mm → $26 \times 0.03 = 0.78kN/m^2$

celkem obvod. zdivo (stálé) → $g_{0,k} \doteq 4.1kN/m^2$

→ vnitřní nosná zeď – cihla 0.3m, výška 3.2m (1.NP), resp. 3.1m (2.NP):

zdivo s omítkou → $3.18kN/m^2$

celkem vnitřní zdivo 0.3m (stálé) → $g_{0,k} = 3.18kN/m^2$

→ vnitřní nosná zeď – cihla 0.25m, výška 3.8m škola 1.NP/4.285m jídelna1.NP, resp. 3.7m škola 2.NP:

zdivo s omítkou → $3.13kN/m^2$

celkem vnitřní zdivo 0.25m (stálé) → $g_{0,k} = 3.13kN/m^2$

3.prefabrikáty – $g_{0,k}$

→ tyčové prefabrikáty – průvlaky a sloupy.

průvlak cca. 0.25x0.45m (7.4m)

→ $g_{0,k} = 0.25 \times 0.45 \times 25 = 2.82 \text{ kN} / \text{m}'$

sloup cca. 0.3x0.3m (7.0m)

→ $g_{0,k} = 0.35 \times 0.5 \times 25 = 4.4 \text{ kN} / \text{m}'$

sloup cca. Ø0.45m (12.0m)

→ $g_{0,k} = \frac{\pi \times 0.45^2}{4} \times 25 = 4.0 \text{ kN} / \text{m}'$

soklový nosník 0.3x0.6 (6.35m)

→ $g_{0,k} = 0.16 \times 1.9 \times 25 = 7.6 \text{ kN} / \text{m}'$

deska schodišťového ramene, 0.175m

→ $g_{0,k} = 0.175 \times 25 = 4.375 \text{ kN} / \text{m}^2$

4.OK vazník/rošt – $g_{0,k}$

→ předpoklad příhradového OK vazníku s převýslými konci, trapézový plech na max. 6.35m:

OK vazník, max. odhad

→ $1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

celkem vazník (stálé)

→ $g_{0,k} = 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

5.nenosné příčky Ytong

příčka, 100mm

→ $0.1 \times 4.5 = 0.45 \text{ kN} / \text{m}^2$

omítky, 20mm

→ $0.02 \times 23 = 0.46 \text{ kN} / \text{m}^2$

příčka

→ $g_{0,k} \doteq 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

6.2.2 Ostatní stálé zatížení – $g_{i,k}$

Skladby střech, podlah, příčky, podhledy apod.

Zatížení v charakteristických hodnotách.

Třída trvání zatížení – stálé.

1.střecha galerie – $g_{1,k}$

→ nepřístupná střecha, železobetonová deska 250mm, skladba S5:

kačírek 16-32, 50mm

→ $14.1 \times 0.05 = 0.705 \text{ kN} / \text{m}^2$

nopová fólie+voda, 20mm

→ $0.13 \text{ kN} / \text{m}^2$

geotextilie, 500g/m²

→ $0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$

fólie PVC-P, 2mm

→ $0.03 \text{ kN} / \text{m}^2$

geotextilie, 500g/m²

→ $0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$

EPS 200S, 260-400mm

→ $0.5 \times 0.35 = 0.175 \text{ kN} / \text{m}^2$

parotěsná fólie

→ $0.01 \text{ kN} / \text{m}^2$

betonová deska, 250mm

SDK akustický podhled

→ $0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$

celkem střecha (stálé bez $g_{0,k}$)

→ $g_{1,k} \doteq 1.56 \text{ kN} / \text{m}^2$

2.1 střecha tělocvičny – $g_{2,k}$

→ lokálně nepřístupná plochá střecha (sklon do 0.5°), příhradový vazník, vaznice, skladba S2:

vegetační vrstva (rozchodník), 50mm

→ $12 \times 0.08 \doteq 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

MW+voda, 40mm

→ $10 \times 0.04 = 0.4 \text{ kN} / \text{m}^2$

nopová fólie+voda, 20mm

→ $0.13 \text{ kN} / \text{m}^2$

geotextilie, 500g/m²

→ $0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$

fólie PVC-P, 2mm

→ $0.03 \text{ kN} / \text{m}^2$

geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
EPS 200S, 250mm	→ 0.5 × 0.25 = 0.125kN / m ²
MW, 60mm	→ 0.75 × 0.06 = 0.045kN / m ²
parotěsná fólie	→ 0.01kN / m ²
trapézový plech, 50mm	→ 0.1kN / m ²
OK vazník + vaznice	
SDK akustický podhled + osvětlení	→ 0.5kN / m ²
celkem střešní plášť (stálé bez g _{0,k})	→ g _{2,k} = 2.34kN / m ²

2.2 střecha tělocvičny – g_{2,k}

→ lokálně nepřístupná plochá střecha (sklon do 0.5°), příhradový vazník, vaznice, skladba S3:

kačírek f16-32, 50mm	→ 14.1 × 0.05 = 0.705kN / m ²
nopová fólie+voda, 20mm	→ 0.13kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
fólie PVC-P, 2mm	→ 0.03kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
EPS 200S, 250mm	→ 0.5 × 0.25 = 0.125kN / m ²
MW, 60mm	→ 0.75 × 0.06 = 0.045kN / m ²
parotěsná fólie	→ 0.01kN / m ²
trapézový plech, 50mm	→ 0.1kN / m ²
OK vazník + vaznice	
SDK akustický podhled	→ 0.5kN / m ²
celkem střešní plášť (stálé bez g _{0,k})	→ g _{2,k} = 2.05kN / m ²

2.3 střecha tělocvičny – g_{2,k}

→ lokálně přístupná plochá střecha (sklon do 0.5°), příhradový vazník, vaznice, skladba S4:

betonová dlažba, 50mm	→ 24 × 0.05 = 1.2kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
fólie PVC-P, 2mm	→ 0.03kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
EPS 200S, 250mm	→ 0.5 × 0.25 = 0.125kN / m ²
MW, 60mm	→ 0.75 × 0.06 = 0.045kN / m ²
parotěsná fólie	→ 0.01kN / m ²
trapézový plech, 50mm	→ 0.1kN / m ²
OK vazník + vaznice	
SDK akustický podhled	→ 0.5kN / m ²
celkem střešní plášť (stálé bez g _{0,k})	→ g _{2,k} = 2.54kN / m ²

2.4 střecha tělocvičny – g_{2,k}

→ lokálně nepřístupný okraj ploché střechy za atikou (sklon do 0.5°), příhradový vazník, vaznice, skladba Sx:

plech+bednění, 25mm	→ 0.35kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
fólie PVC-P, 2mm	→ 0.03kN / m ²

geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
EPS 200S, 250mm	→ 0.5 × 0.25 = 0.125kN / m ²
trapézový plech, 50mm	→ 0.1kN / m ²
OK vazník + vaznice	
SDK podhled	→ 0.25kN / m ²
celkem střešní plášť (stálé bez g _{0,k})	→ g _{2,k} = 0.865kN / m ²
3. střecha schodiště – g _{3,k}	
→ plochá střecha, skladba 02:	
SBS modif. asfaltový pás, 4mm	→ 0.05kN / m ²
geotextilie, 350g/m ²	→ 0.0035kN / m ²
EPS 100S, 20-160+160mm	→ 0.35 × 0.25 = 0.0875kN / m ²
SBS modif. asfaltový pás, 4mm	→ 0.05kN / m ²
penetrace	→ 0.005kN / m ²
žb deska, 200mm	
podhled	→ 0.05kN / m ²
celkem střešní plášť (stálé bez g _{0,k})	→ g _{3,k} = 0.246kN / m ²
4. střecha galerie – g _{4,k}	
→ nepřístupná plochá střecha (sklon do 0.5°), betonová deska, skladba S5:	
kačírek f16-32, 50mm	→ 14.1 × 0.05 = 0.705kN / m ²
nopová fólie+voda, 20mm	→ 0.13kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
fólie PVC-P, 2mm	→ 0.03kN / m ²
geotextilie, 500g/m ²	→ 0.005kN / m ²
EPS 200S, 350mm	→ 0.5 × 0.35 = 0.175kN / m ²
parotěsná fólie	→ 0.01kN / m ²
deska, 250mm	
SDK akustický podhled	→ 0.5kN / m ²
celkem střešní plášť (stálé bez g _{0,k})	→ g _{4,k} = 1.1kN / m ²
4. běžná podlaha ve 2. NP – g _{4,k}	
→ žb. stropní deska tl. 250mm, vrstvy podlahy tl. 150mm, lamely 10mm/dlažba 10mm, skladba P2:	
dlažba+lepidlo/lepené vinylové lamely 2.5mm	→ 22 × 0.015 = 0.33kN / m ²
samonivelační potěr, cement 50mm	→ 21 × 0.05 = 1.05kN / m ²
PE fólie	→ 0.01kN / m ²
min. vlna, 40mm	→ 0.04 × 1.25 = 0.05kN / m ²
EPS 150S, 40mm	→ 0.04 × 0.5 = 0.02kN / m ²
geotextilie, 400g/m ²	→ 0.005kN / m ²
deska, 250mm	
SDK podhled, technologie	→ 0.25kN / m ²
celkem podlaha (stálé bez g _{0,k})	→ g _{4,k} = 1.71kN / m ²

5.schodišťové rameno – $g_{5,k}$

→ schodišťové rameno tl. 175mm se stupni cca. 154x295mm, keramická dlažba, 15mm:
deska, 175mm

$$\rightarrow 0.175 \times 25.0 = 4.375 \text{ kN} / \text{m}^2$$

stupně, 154x295mm

$$\rightarrow \frac{0.154 \times 0.295}{2 \times \sqrt{0.154^2 + 0.295^2}} \times 25.0 = 1.71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

obklad vč.stěrky, tl. 15mm

$$\rightarrow 22 \times 0.015 = 0.33 \text{ kN} / \text{m}^2$$

rameno (stálé včetně $g_{0,k}$, kolmo na střednici)

$$\rightarrow g_{5,k} = 6.415 \text{ kN} / \text{m}^2$$

rameno (stálé bez $g_{0,k}$, kolmo na střednici)

$$\rightarrow g_{5,k} = 2.04 \text{ kN} / \text{m}^2$$

6.příčky ve 2. NP – $g_{6,k}$

→ příčky z tvarovek např. Porotherm 14 nebo 8, omítka oboustranná, obklad do 1.5m, celková výška 3.7m, zvětšené zatížení příčkami se uplatní jen lokálně, např. na WC:

tvarovka, 14/8

$$\rightarrow 1.82 / 1.2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

obklad (výška max. 1.5m)

$$\rightarrow \frac{26 \times 0.015 \times 1.5}{3.8} = 0.154 \text{ kN} / \text{m}^2$$

celkem příčka 150mm

$$\rightarrow 2.0 / 1.35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Celkem → $16.4 \times 4.7 = 77 \text{ m}^2$, příčky 140mm (plnost cca. 100%, dveře započítány v délce)
celkem cca. 20.0m, příčky 100mm celkem cca. 20.0m

celkem příčky max. odhad

$$\rightarrow g_{6,k} \doteq \frac{20 \times 2.0 + 20 \times 1.35}{77} \doteq 0.87 \text{ kN} / \text{m}^2$$

7.fasáda – $g_{7,k}$

→ fasáda, tj. zdivo 0.25m + zateplení 0.14m + obklad 0.07m

zdivo vč. jednostr. omítky

$$\rightarrow 2.16 \text{ kN} / \text{m}^2$$

minerální vlna, 140mm

$$\rightarrow 0.75 \times 0.14 = 0.105 \text{ kN} / \text{m}^2$$

obklad dřevo

$$\rightarrow 0.25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

celkem obvod. zdivo (stálé)

$$\rightarrow g_{7,k} \doteq 2.515 \text{ kN} / \text{m}^2$$

8.podlaha tělocvičny v 1. NP – $g_{8,k}$

→ vrstvy PU podlahy na terénu tl.250mm:

PU nášlapná vrstva, 10mm

$$\rightarrow 14 \times 0.01 = 0.14 \text{ kN} / \text{m}^2$$

samonivelační + uzavírací PU vrstva, 12+6mm

$$\rightarrow 14 \times 0.018 = 0.252 \text{ kN} / \text{m}^2$$

pěnová elastická podložka, 12mm

$$\rightarrow 1.04 \times 0.012 = 0.013 \text{ kN} / \text{m}^2$$

samonivelační CEM stěrka, 20mm

$$\rightarrow 17 \times 0.02 = 0.34 \text{ kN} / \text{m}^2$$

betonová mazanina, 40mm

$$\rightarrow 23 \times 0.04 = 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

EPS 150S, 90mm

$$\rightarrow 0.1 \times 0.5 = 0.05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

geotextilie, 400g/m²

$$\rightarrow 0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$$

deska, 200mm

celkem podlaha (stálé bez $g_{0,k}$)

$$\rightarrow g_{8,k} = 1.8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

9.VZT NP – $g_{9,k}$

→ VZT rozvody pod stropem haly:

VZT (odhad)

$$\rightarrow 0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

celkem VZT rozvody

$$\rightarrow g_{9,k} = 0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

10.podlaha v 1. PP – $g_{10,k}$

→ žb. deska tl. 300mm na terénu, lamely 10mm/dlažba 10mm, celkem 350mm:

dlažba+lepidlo/lepené vinylové lamely 2.5mm

$$\rightarrow 22 \times 0.015 = 0.33 \text{ kN} / \text{m}^2$$

samonivelační potěr, cement 120mm

$$\rightarrow 24 \times 0.12 = 2.88 \text{ kN} / \text{m}^2$$

PE fólie

$$\rightarrow 0.01 \text{ kN} / \text{m}^2$$

EPS 150S, 180mm

$$\rightarrow 0.35 \times 0.18 = 0.063 \text{ kN} / \text{m}^2$$

geotextilie, 500g/m²

$$\rightarrow 0.005 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Alkorplan 35, 1.5mm

$$\rightarrow 0.025 \text{ kN} / \text{m}^2$$

geotextilie, 300g/m²

$$\rightarrow 0.003 \text{ kN} / \text{m}^2$$

stěrka, 5mm

$$\rightarrow 22 \times 0.005 = 0.11 \text{ kN} / \text{m}^2$$

deska, 250mm

celkem podlaha (stále bez $g_{0,k}$)

$$\rightarrow g_{10,k} = 3.426 \text{ kN} / \text{m}^2$$

11.schodišťové rameno – $g_{11,k}$

→ schodišťové rameno tl. 175 se stupni cca. 154x295mm, keramická dlažba, 25mm:

deska, 175mm

$$\rightarrow 0.175 \times 25.0 = 4.375 \text{ kN} / \text{m}^2$$

stupně, 154x295mm

$$\rightarrow \frac{0.154 \times 0.295}{2 \times \sqrt{0.154^2 + 0.295^2}} \times 25.0 = 1.71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

obklad, tl. 15mm

$$\rightarrow 22 \times 0.015 = 0.33 \text{ kN} / \text{m}^2$$

penetrace+vyrovnávací stěrka, 5mm

$$\rightarrow 22 \times 0.005 = 0.11 \text{ kN} / \text{m}^2$$

rameno (stále bez $g_{0,k}$, kolmo na střednici)

$$\rightarrow g_{11,k} = 2.15 \text{ kN} / \text{m}^2$$

6.2.3 Reakce v kotevních místech stínící plachty

OZN	CC-PŘEDPĚTÍ-0					CC-A-PŘEDPĚTÍ+SNÍH					CC-B-PŘEDPĚTÍ+VÍTR SÁNÍ				
	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	F		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	F		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	F	
11	15.52	17.36	58.52	62.987	CC-0	38.99	44.31	249.97	256.840	CC-A	35.42	37.97	212.56	218.81	CC-B
12	-3.96	-2.77	12.14	13.069	CC-0	-21.03	-14.08	68.16	72.710	CC-A	-10.09	-7.55	34.48	36.71	CC-B
13	18.99	-16.55	129.69	132.112	CC-0	53.50	-31.50	578.88	582.202	CC-A	56.40	-14.41	506.18	509.51	CC-B
14	-3.92	-13.59	-81.80	83.015	CC-0	1.30	-62.82	-266.34	273.655	CC-A	-4.32	-80.80	-308.35	318.79	CC-B
15	6.12	-1.16	-41.53	41.990	CC-0	45.49	-22.85	-229.84	235.410	CC-A	39.49	-27.66	-220.42	225.63	CC-B
16	-20.83	-9.22	-12.39	25.926	CC-0	-81.87	-36.93	-47.48	101.590	CC-A	-113.79	-49.96	-66.55	140.97	CC-B
17	0.59	-4.47	-6.01	7.510	CC-0	1.69	-16.89	-21.71	27.562	CC-A	1.99	-22.98	-30.60	38.32	CC-B
18	-11.11	16.44	-32.67	38.222	CC-0	-20.05	55.47	-86.06	104.333	CC-A	-35.84	93.43	-147.71	178.41	CC-B
19	19.71	-6.74	-36.88	42.357	CC-0	107.18	-9.71	-160.99	193.645	CC-A	119.49	-11.72	-185.40	220.88	CC-B
20	-15.09	2.29	-25.48	29.705	CC-0	-91.21	31.31	-154.67	182.267	CC-A	-86.54	27.23	-146.22	172.08	CC-B
21	1.26	5.17	-57.68	57.921	CC-0	4.77	50.09	-247.45	252.518	CC-A	3.81	41.75	-224.18	228.07	CC-B
22	-7.28	13.24	94.08	95.282	CC-0	-38.83	13.60	522.65	524.267	CC-A	-27.04	15.84	375.19	376.50	CC-B

Zatížení je převzato od zpracovatele PD konstrukce plachty.

6.2.4 Užité zatížení – $q_{i,k}$

Zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 a ČSN EN 1991-2.

Strop nad 1. a 2. NP:

1. běžné prostory kluboven (učebny se stoly) → kategorie C1 (klubovny) → $q_{1,k} = 3.0 kN / m^2$ 2. přístupové plochy (chodby) → kategorie C3 (veřejné budovy) → $q_{2,k} = 5.0 kN / m^2$ 3. nepřístupná střecha → kategorie H → $q_{3,k} = 0.75 kN / m^2$ 4. tělocvična → kategorie C4 (tělocvičny, shromažďovací prostory) → $q_{4,k} = 5.0 kN / m^2$ 5. přístupná střecha → kategorie I (pro plochu C1) → $q_{5,k} = 3.0 kN / m^2$ 6. zatížení vodorovného zábradlí (pro plochu C5) → $q_{6H,k} = 5.0 kN / m'$, výška 1.2m

6.2.5 Zatížení výtahem

1. mimořádné zatížení výtahem (např. Kone EcoSpace, 630kg) na dno prohlubně, na vodítka a na strop šachty.

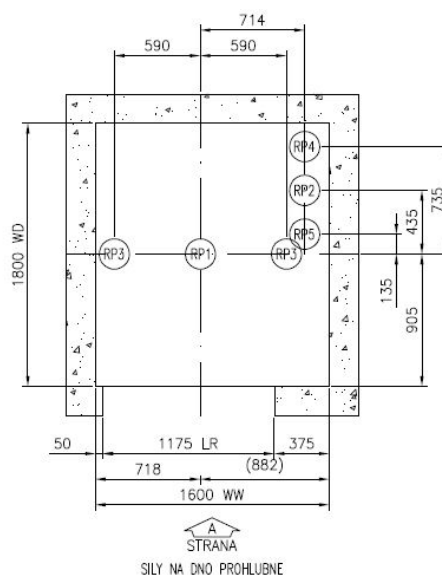
RP1 = 62kN

RP2 = 50kN

RP3 = 16kN

RP4 = 9kN

RP5 = 1kN



2. montážní zatížení výtahem na strop šachty.

R9 = 20kN

R10 = 15kN (2x)

6.2.6 Zatížení během provádění

Zatížení při betonáži do trapézových plechů (montážní zatížení):

→ $g_{0,k,pl} = 0.106 kN / m^2$ (TR 60/235/1), $\gamma_F = 1.35$ → $g_{b1,k} = 26 \times 0.11 = 2.86 kN / m^2$, $\gamma_F = 1.35$ (čerstvý beton 60+90mm)→ $q_{ca,k,1} = 1.5 kN / m^2$, $\gamma_F = 1.5$ (hlavní při betonáži)→ $q_{ca,k,2} = 0.75 kN / m^2$, $\gamma_F = 1.5$ (vedlejší při betonáži)

6.2.7 Zatížení teplotou

Teplotní rozdíl předpokládám dle ČSN 1991-1-5 pro $T_{\max} = 34^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = -34^{\circ}\text{C}$ a stavbu nad zemí a léto $\rightarrow T_{\text{out}} = 34 + 30 = 64^{\circ}\text{C}$ (J orientace, světlý povrch), $T_{\text{inst}} \geq 10^{\circ}\text{C}$ $\rightarrow \Delta T = 64 - 10 = 54^{\circ}\text{C}$.

$t_1 = 25^{\circ}\text{C}$ (max. provozní teplota v netemperované části bez izolace), $t_2 = -5^{\circ}\text{C}$ (min. teplota v netemperované části), $t_0 = 10^{\circ}\text{C}$ (teplota při dokončení nosné konstrukce).

6.2.8 Zatížení větrem – w_k

Třída trvání zatížení – krátkodobé.

Pro zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 vycházím z mapy větrných oblastí, kde je pro oblast I stanovena výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 22.5\text{ m/s}$.

Základní údaje o objektu \rightarrow 2-podlažní obdélníková stavba, přibližná šířka (rozměr kolmý na směr větru) - $b \doteq 37.3\text{ m}$, přibližná hloubka - $d = 29.8\text{ m}$, výška $h \doteq 12.5\text{ m}$ (atika ploché střechy).

$h = 12.5 \leq b = 37.3 \rightarrow z_e = h \doteq 12.5\text{ m}$ (tlak je pro celou výšku konstantní)

Pro kategorii terénu III, základní rychlost větru $\rightarrow v_b = v_{b,0} = 22.5\text{ m/s}$ a základní dynamický

tlak větru $\rightarrow q_b = \frac{1}{2} \rho \times v_b^2 = \frac{v_b^2}{1600} = \frac{22.5^2}{1600} = 0.316\text{ kN/m}^2$ je

$c_e(z_e = 9) = 1.709 + \frac{1.98 - 1.709}{15 - 10} \times (12.5 - 10) \doteq 1.845$, (podle tab.4.4, Příručka k ČSN EN 1991-1-4).

Maximální dynamický tlak větru je pak $q_p(z_e) = 0.316 \times 1.845 \doteq 0.583\text{ kN/m}^2$

Výsledná charakteristická hodnota tlaku větru $\rightarrow w_k \doteq 0.583\text{ kN/m}^2$.

Stěny jsou uvažovány dle tab. 7.1 pro $\frac{h}{d} = \frac{12.5}{29.8} \doteq 0.42$, tj. návětrná stěna $C_{pe,D} \doteq +0.73$ a závětrná stěna $C_{pe,E} \doteq -0.345$, $C_{pe,A} = -1.2$, $C_{pe,B} = -0.8$.

Např. na návětrnou stěnu působí max. tlak $w_{k,1} = 0.73 \times 0.583 \doteq 0.43\text{ kN/m}^2$, na závětrnou stěnu tah $w_{k,2} = -0.345 \times 0.583 \doteq -0.2\text{ kN/m}^2$. Tlak(+), tah(-)!

6.2.9 Zatížení sněhem – s_k

Pro zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 \rightarrow pro oblast III stanovena charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 1.44\text{ kPa}$ (aplikace ČHMÚ).

Pro otevřenou krajinu platí $\mu_1 = 1.0$, $C_e = 0.8$, $C_t = 1.0$. Výsledné charakteristické zatížení sněhem na střeše pro $\mu_1 = 0.8 \rightarrow s_{1,k} = 0.8 \times 1.44 = 1.152\text{ kPa}$ (plochá střecha).

6.2.9.1 Zatížení navátým sněhem

Střecha přístavby dle čl. 5.3.6 ČSN EN 1991-1-3 \rightarrow délka návěje na střeše galerie přiléhající k vyšší stavbě bez možnosti pádu sněhu (z vyšší budovy s plochou střechou):

$b_1 \doteq 33\text{ m}$, $b_2 \doteq 6.4\text{ m}$, $h \doteq 3.1\text{ m}$

$5\text{ m} \leq l_s = 2 \times h = 2 \times 3.1 = 6.2\text{ m} \leq 15.0\text{ m} \rightarrow l_s = 6.2\text{ m} \leq b_2 = 6.4\text{ m}$

$\mu_1 = 0.8$, $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$, $\mu_s = 0$ (bez pádu)

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \times h} = \frac{33 + 6.4}{2 \times 3.1} \doteq 6.35 \geq \frac{\gamma \times h}{s_k} = \frac{2.0 \times 3.1}{1.44} = 4.3$$

$$0.8 \geq \mu_w = 4.3 \geq 4.0 \rightarrow \mu_w = 4.0$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 4.0 = 4.0, \mu_1 = 0.8$$

Na střeše galerie přiléhající k vyššímu objektu může dojít k návěži bez pádu sněhu

$$\rightarrow s_{2,k,max} = 4 \times 1.44 = 5.76 kN / m^2, \text{ délka návěže je max. } l_s = 9m,$$

$$\rightarrow s_{2,k,min} \doteq 0.8 \times 1.44 = 1.15 kN / m^2.$$

Pro vegetační střechu nad ochozem rozhoduje navátý sníh!

6.3 Zatížení zemním tlakem

Zemní tlak na zasypané konstrukce = suterénní stěny. Působí zatížení zpětným zásypem, tj. materiálem který odpovídá min. F3 MS až S4 SM.

Výpočet zemních tlaků na konstrukci

Vstupní data

Projekt

Datum : 22.06.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.50

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
3	0.00	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším bodu konstrukce.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		26.50	12.00	18.00	8.00	8.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu



Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída F3, konzistence tuhá		soudržná	-	0.35	-	-

Parametry zemin

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8.00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5.00	Třída F3, konzistence tuhá	
2	-	Třída F3, konzistence tuhá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Půs. ob.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		pro mě nné	2.50				na terénu

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výpočet čís. 1**Celkový tlak působící na konstrukci**

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	2.02	0.00
2	1.00	15.10	0.00
3	3.50	47.82	0.00

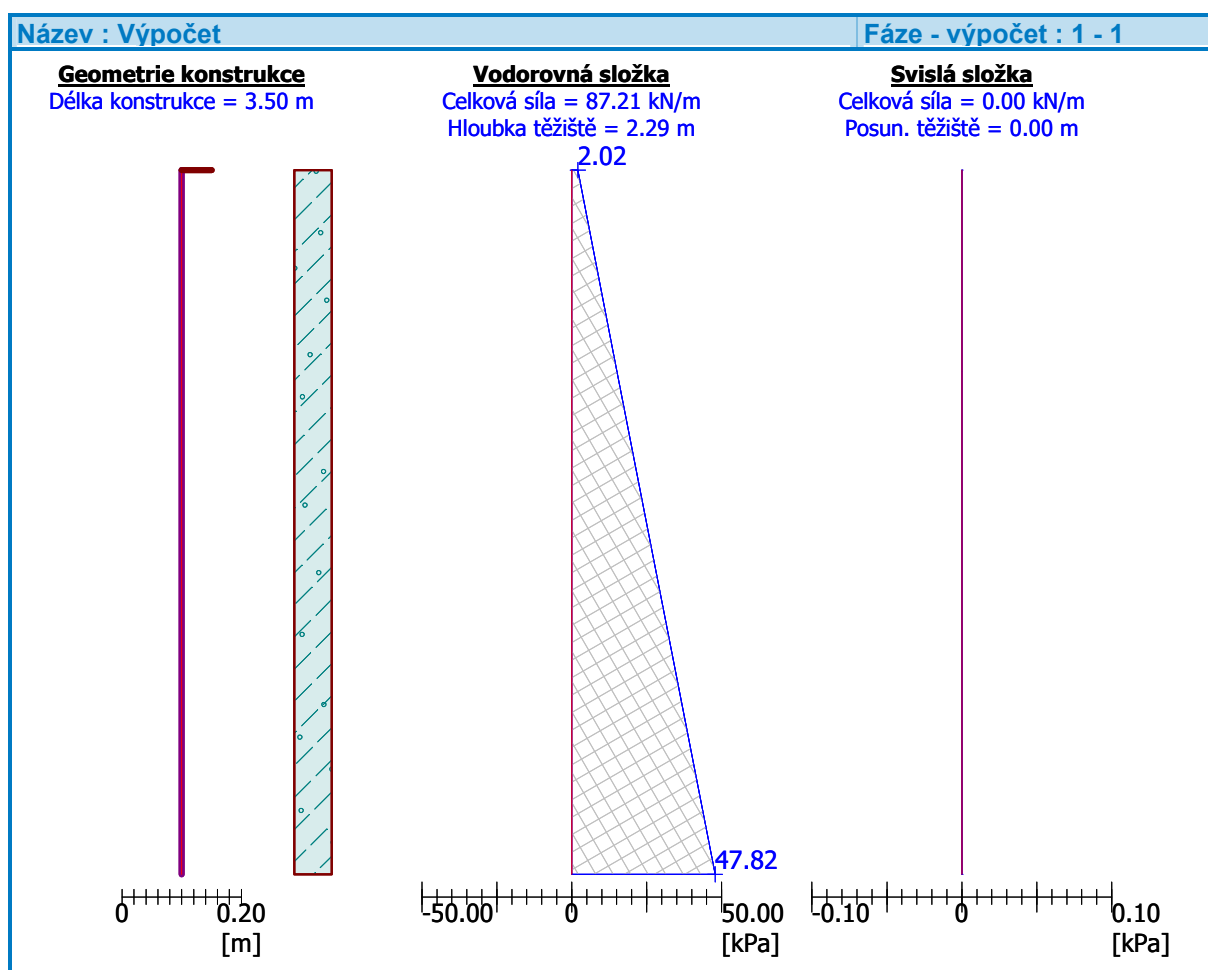
Výsledné síly

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 87.21 kN/m

Působíště vodorovné složky je v hloubce = 2.29 m

Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 0.00 kN/m

Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0.00 m



Na rozepřené podzemní konstrukce působí zemní tlak v klidu $\rightarrow \sigma_{0,y,Ed,max} \leq 48 \text{ kPa}$! Aktivní tlak nelze uvažovat!

7 Návrh hlavních částí nosné konstrukce

Předběžný návrh nosných konstrukcí, tj. především železobetonového prefabrikovaného (alternativně monolitického) skeletu \rightarrow sloupy, průvlaky, deska. Rozhodujícím prvkem bude příhradový vazník/rošt těžké střechy s převisými konci.

Jedná se orientační návrh základních rozměrů za uvedených předpokladů. Při změně předpokladů (prefabrikáty, uložení, statické působení) budou adekvátně upraveny i rozměry a výztuž – viz PD zhotovitele.

7.1 Zatížení uvažované ve výpočtech

Konstrukce jsou navrženy na působící zatížení:

1.přístupná střecha tělocvičny (dlažba):

$$\rightarrow g_{0,k} = 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (OK vazník + ztužidlo)}$$

$$\rightarrow g_{2,k} = 2.54 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vrstvy střechy, max.)}$$

$$\rightarrow q_{4,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.5 \text{ (užitné na střeše, sportovní plocha)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}, \gamma_G = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh, rozhoduje užitné)}$$

$$q_k = 1.0 + 2.34 + 5.0 \doteq 8.34 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (střecha přístupná)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (1.0 + 2.54) + 1.5 \times 5.0 \doteq 12.3 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (střecha přístupná)}$$

2.vegetační střecha nepřístupná:

$$\rightarrow g_{0,k} = 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (OK vazník + ztužidlo)}$$

$$\rightarrow g_{2,k} = 2.34 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vrstvy střechy, max.)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}, \gamma_G = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh, rozhoduje)}$$

$$\rightarrow q_{k,3} = 0.75 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.5 \text{ (užitné na střeše, lokální působení)}$$

$$q_k = 1.0 + 2.34 + 1.152 \doteq 4.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (střecha nepřístupná)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (1.0 + 2.34) + 1.5 \times 1.152 \doteq 6.24 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (střecha nepřístupná)}$$

3.střecha nad 3.NP:

$$\rightarrow g_{0,k} = 6.25 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{1,k} \doteq 1.56 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vrstvy střechy)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}, \gamma_G = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh, rozhoduje)}$$

$$\rightarrow q_{k,3} = 0.75 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.5 \text{ (užitné na střeše, lokální působení)}$$

$$q_k = 6.25 + 1.1 + 1.152 \doteq 8.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (střecha nad 3.NP)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.35 + 1.1) + 1.5 \times 1.152 \doteq 11.8 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (střecha nad 3.NP)}$$

4.strop nad 1.NP:

$$\rightarrow g_{0,k} = 6.25 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{4,k} = 1.71 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)}$$

$$\rightarrow g_{5,k} \doteq 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (příčky, odhad)}$$

$$\rightarrow q_{1,k} = 3.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-běžné plochy s lavicemi, WC)}$$

$$\rightarrow q_{2,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-chodby)}$$

$$q_k = 6.25 + 1.71 + 1.0 + 4.0 \doteq 12.96 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (podlaha)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.25 + 1.71 + 1.0) + 1.5 \times 4.0 \doteq 18.1 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (strop nad 1.NP)}$$

5.strop nad 1.PP:

$$\begin{aligned}
&\rightarrow g_{0,k} = 6.25 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (deska)} \\
&\rightarrow g_{8,k} = 1.8 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)} \\
&\rightarrow q_{2,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-tělocvična)} \\
&\rightarrow g_{4,k} = 1.71 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)} \\
&\rightarrow g_{5,k} \doteq 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (příčky, odhad)} \\
&\rightarrow q_{1,k} = 3.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-běžné plochy s lavicemi, WC)} \\
&\rightarrow q_{2,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-chodby)} \\
&q_k = 6.25 + 1.8 + 5.0 \doteq 13.05 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (podlaha)} \\
&q_{Ed} = 1.35 \times (6.25 + 1.8) + 1.5 \times 5.0 \doteq 18.4 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (strop nad 1.PP)}
\end{aligned}$$

6.podlaha v 1.PP:

$$\begin{aligned}
&\rightarrow g_{0,k} = 7.5 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (deska)} \\
&\rightarrow g_{10,k} = 3.426 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)} \\
&\rightarrow q_{2,k} = 4.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné)} \\
&\rightarrow g_{5,k} \doteq 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (příčky, odhad)} \\
&q_k = 7.5 + 3.426 + 1.0 + 4.0 \doteq 15.93 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (podlaha)} \\
&q_{Ed} = 1.35 \times (7.5 + 1.0 + 3.426) + 1.5 \times 4.0 \doteq 22.1 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (podlaha v 1.PP)}
\end{aligned}$$

7.zdivo (1 až 3.NP, plná zedř, výška max. 3.25m)

$$\rightarrow g_{0,k} \doteq 4.1 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (zdivo 0.24m + obklad)}$$

8.vítr

$$\rightarrow w_{1,k} = 0.51 \text{ kN} / \text{m}^2, w_{2,k} = -0.32 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5, \psi_0 = 0.6$$

7.2 Rozdělení hlavního objektu na dilatace

Ve smyslu ČSN 73 1201 je doporučená maximální délka dilatačního celku chráněné monolitické konstrukce s obvodovými nosnými stěnami $\rightarrow l_{dil} \leq 51.0 \text{ m}$.

Doporučená délka dilatačního celku $l_{dil} \leq 51 \text{ m} \geq l_{max} \doteq 38 \text{ m} \rightarrow$ volím 1 dilatační celek.

7.3 Skelet galerie

Předpokládám prefabrikovaný skelet (ve shodě s DUR) na osově rozpětí pole max. 7.65 x 6.15m (rohová pole), 6.15 x 6.35m (krajní pole), resp. min. 6.35 x 5.5m (vnitřní pole). Sloupy cca. 300/300mm vetknuté do základů, průvlaky v obou směrech, rozhoduje směr příčný, deska spojitá, po obvodu uložena.

Monolitické desky jsou po obvodu podepřeny průvlaky, spojitost je ale jen lokální \rightarrow pro krajní pole uvažuji desky po obvodu prostě uložené, pro běžná pole desku spojitou, uloženou v jednom směru.

$$1/ \text{ deska pole } 7.65 \times 6.15 \text{ m} \rightarrow h \geq 1.1 \times \frac{l_1 + l_2}{75} = 1.1 \times \frac{7.65 + 6.15}{75} \doteq 0.202 \text{ m} \rightarrow \text{volím desku tl.}$$

$$0.2 \text{ m, deska pole } 6.35 \times 6.15 \text{ m} \rightarrow h \geq \frac{l}{35} = \frac{6.35}{35} \doteq 0.181 \text{ m} \rightarrow \text{volím desku tl. min. } 0.2 \text{ m.}$$

Volím jednotnou tl. desky předběžně 250mm.

Pro běžné sloupy 300/300mm a 400/400mm je světlá délka průvlaku (při předpokládaném uložení pomocí nožové konzoly je $l_{eff} \leq l_n$) max. 7.2m v podélném směru a 5.85m v příčném směru. Průvlaky jako prosté nosníky (resp. částečná spojitost) spřažené s deskou.

$$2/ \text{ průvlaky v poli 7.2m, běžné zatížení } \rightarrow h \geq \frac{l}{17} = \frac{7.2}{17} \doteq 0.423m, \rightarrow b \leq \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} \doteq 0.225m$$

Volím předběžně průvlaky 250/450mm.

Sloupy pod vazníky, tj. nejvíce namáhané sloupy ve střední řadě pro max. odhadované zatížení střechou a stropními deskami, zatěžovací plocha střechy cca.

$$A_1 = \frac{6.35 \times 24}{2} = 76.2m^2, \text{ resp. stropu } A_2 = \frac{6.35 \times 6.15}{2} = 19.5m^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (1.0 + 2.54) + 1.5 \times 5.0 \doteq 12.3kN/m^2 \text{ (střecha haly přístupná)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (1.0 + 2.34) + 1.5 \times 1.152 \doteq 6.24kN/m^2 \text{ (střecha haly nepřístupná)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.35 + 1.1) + 1.5 \times 1.152 \doteq 11.8kN/m^2 \text{ (střecha nad 3.NP)}$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.25 + 1.71 + 1.0) + 1.5 \times 4.0 \doteq 18.1kN/m^2 \text{ (strop nad 1.NP)}$$

$$3/ \text{ sloup haly } \rightarrow N_{Ed} \leq 1.1 \times (76.2 \times 12.3 + 19.2 \times (11.8 + 18.1)) \doteq 1700kN$$

$$N_{Rd} = 0.8A_c f_{cd} + A_s \sigma_s \geq N_{Ed}, \text{ pro stupeň vyztužení cca. } \rho_s = 0.015 - 0.03 \text{ (ocel max. B500B)}$$

$$\text{a beton min. C30/37 je } A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0.8f_{cd} + \rho_s \sigma_s} = \frac{2}{0.8 \times 20 + 0.02 \times 400} = 0.0833m^2, \text{ tj. odpovídá}$$

kruh Ø0.326m \rightarrow volím min. sloupy 0.3 x 0.3m (vliv momentu) nebo 0.4 x 0.4m.

Schody SCH1 jsou prefabrikované, deskové se stupni. Nástupní rameno, mezipodesta a výstupní rameno jsou navrženy jako prosté nosníky na rozpětí max. 3.75m. Předběžně tl. desky je 175mm.

7.4 Vazník/rošt

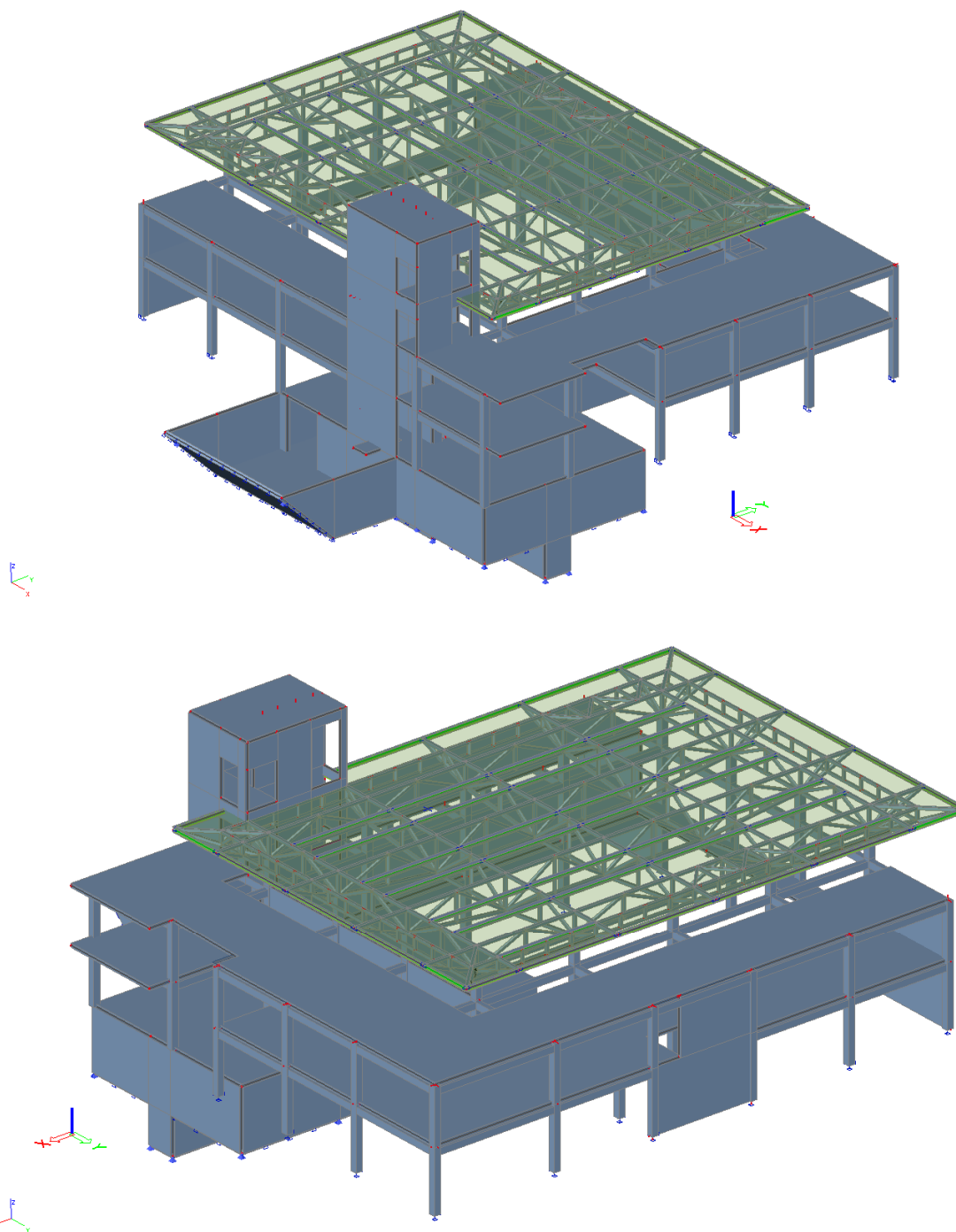
Příhradový vazník (předpoklad OK) na rozpětí 16.5m (podpory) volím jako kosoúhlou soustavu s podružnými svislicemi, s převislými konci a lomeným spodním pásem \rightarrow celková délka cca. 24m. Vazníky po max. 6.35m jsou v podélném směru ztuženy podélnými ztužidly (min. 4x) \rightarrow působí jako rošt. Uvažuji trubkový vazník s tuhými styčníky (vyložené konce),

$$\text{výška vazníku min. (jako pro most) } h \leq \frac{l}{8} = \frac{16.5}{8} = 2.06m, \text{ volím ve shodě s architektem}$$

výšku cca. 2.0m.

7.5 Model nosné konstrukce

Celkový model železobetonového skeletu s OK roštem střechy. Všechny (převážně všechny) styčníky jsou modelovány jako tuhé, a to i pro styk průvlak-sloup, kde spojitost je zaručena zpraženou deskou. Základová deska je bodově (v místech rozhodujícího svislého zatížení) podepřena (piloty – uvažuji zjednodušeně pevný kloub) pilotami a plošně (částečně \rightarrow pevné klouby) podloží. Sloupy jsou vetknuty, stěny mezi sloupy jsou podepřeny pilotami sloupů (cca. tlačena diagonála).



Působí zatížení (vlastní tíha, ostatní stálé, proměnné), střecha haly viz bod 11:

ZS1 $\rightarrow g_{0,k} / kN / m^2$, $\gamma_F \doteq 1.35$ (vlastní tíha konstrukce, program)

ZS2 $\gamma_F \doteq 1.35$ (ostatní stálé)

$\rightarrow g_{10,k} = 3.426 kN / m^2$ (podlaha v 1.PP)

$\rightarrow g_{8,k} = 1.8 kN / m^2$ (podlaha v 1.NP)

$\rightarrow g_{4,k} = 1.71 kN / m^2$ (podlaha ve 2.NP)

$\rightarrow g_{1,k} \doteq 1.56 kN / m^2$ (vrstvy střechy nad 2.NP)

$\rightarrow g_{5,k} \doteq 1.0 kN / m^2$ (příčky)

$$\rightarrow g_{0,k} \doteq 4.1 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (zdivo, max. 3.25m)}$$

$$\rightarrow g_{11,k} = 2.15 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (schody bez desky)}$$

$$\text{ZS3 } \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné)}$$

$$\rightarrow q_{2,k} = 4.0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (1.PP)}$$

$$\rightarrow q_{2,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (1.NP, tělocvična + galerie, střecha)}$$

$$\rightarrow q_{1,k} = 3.0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (1.NP, 2.NP)}$$

$$\text{ZS4 } \rightarrow s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}, \gamma_G = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh)}$$

$$\text{ZS5 (Q střechy, bod 11)}$$

$$\text{ZS6 } \rightarrow w_{k,1} = 0.43 \text{ kN} / \text{m}^2, w_{k,2} = -0.2 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.5 \text{ (vítr)}$$

$$\text{ZS7 } \rightarrow \text{zemní tlak}, \gamma_F = 1.5$$

8 Založení

Jedná se o hlubinné založení. Volím ve shodě s doporučením geologa vrtané velkopřůměrové piloty vetknuté do neogenních jílu pevné konzistence. Návrh založení jednotlivých konstrukcí vychází z geologické stavby podloží, působícího zatížení a charakteru konstrukce:

- Základové poměry staveniště lze na základě relativně komplikované geologické stavby území hodnotit jako složité. Při projektu je nezbytné postupovat podle 3. geotechnické kategorie \rightarrow musí být proveden IGP!.
- Základová spára podsklepeného objektu je na úrovni min. cca. 350.5 m n.m. (cca. - 4.5), příp. hlouběji. S velkou pravděpodobností je budována jílem plastickým, tuhým až pevným \rightarrow F8 CV
- HPV na úrovni -4.0m (maximálně).
- UT je na úrovni cca. 354 m n.m.
- Nezámrzná hloubka je dle IGP řešerše cca. 1.03m.

V podloží do hloubky pro běžnou délku pilot rozhodují spraše F3 MS a písčité štěrky G3 G-F (odhad), resp. předpokládám dosažení neogenních jílu \rightarrow délka cca. 10.0m.

Pro stavbu podloží:

SU-2 (352.7)

0.0	0.5	navážka, hlína písčitá, suť \rightarrow F3 Y
0.5	1.7	jíl písčitý, tuhý až pevný \rightarrow F4 CS
1.7	2.1	jíl písčitý až štěrkovitý, tuhý až pevný \rightarrow F4 CSG
2.1	3.4	písek jílovitý se štěrkem, ulehlý (tuhá výplň) \rightarrow S5 SC
3.4	4.0	jíl plastický, tuhý až pevný \rightarrow F8 CV

HPV $n/u = 2.8/2.8$.

a pro max. předpokládané svislé zatížení volím vrtané velkopřůměrové piloty Ø1200mm. Piloty budou pravděpodobně vrtány za použití výpažnice (podzemní voda). Podrobný návrh pilot je součástí PD zhotovitele, resp. dodavatele prací speciálního zakládání.

8.1 Podloží

Plošné základy (podlaha) jsou uloženy na upraveném podloží F4 CS/F6 CI (GT1), resp. na hutněném polštáři ze štěrkodrti (G3 G-F) nebo na výplňovém betonu C16/20 s parametry (minimální):

$$\text{F4/F6 } \rightarrow E_{def} = 7 \text{ MPa}, \nu = 0.35 - 0.4, \gamma = 19.5 - 22 \text{ kN} / \text{m}^3, \varphi_{ef} = 25 - 35^\circ, c_{ef} = 10 - 25 \text{ kPa}$$

8.1.1 Únosnost podloží dle EN 1997-1 – plošný základ

Únosnost podloží na úrovni min. 1.0m pod PT (GT1):

$$\frac{B'}{L'} = \frac{0.6}{1.0} = 0.6, D \geq 1.0m, \text{ předpoklad obdélníkové efektivní základové spáry.}$$

$$1.\text{odvodněné podmínky} \rightarrow \frac{R}{A'} = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \text{ návrhový přístup}$$

NP1 ve smyslu EN 1997-1:

$$1.NP 1 \rightarrow A1+M1+R1 \rightarrow \gamma_M = 1.0, \gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.5, \gamma_{R,V} = 1.0$$

$$c_{ef} = 10kPa \rightarrow c' = 5kPa, \varphi_{ef} = 35^\circ \rightarrow \varphi' = 30^\circ, \gamma = 19kN/m^3 \rightarrow q' = 0.9 \times 19 \times 0.9 \doteq 15.5kPa, \\ \gamma' = 19kN/m^3 \text{ (objemová tíha zeminy pod základovou spárou, tj. nad HPV)}$$

$$N_q = e^{\pi \times \tan 30} \times \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 18.4$$

$$N_\gamma = 2 \times (18.4 - 1) \times \tan 30 = 20.1$$

$$b_q = b_\gamma = 1.0$$

$$s_q = 1 + 0.6 \times \sin 30 \doteq 1.3, s_\gamma = 1 - 0.3 \times 0.6 = 0.82$$

$$i_q \doteq i_\gamma \doteq 0.9 \text{ (odhad)}$$

$$\frac{R}{A'} = (15 \times 18.4 \times 1.0 \times 1.3 + 0.5 \times 19 \times 0.6 \times 20 \times 1.0 \times 0.82) \times 0.9 \doteq 400kPa$$

$$2.\text{neodvodněné podmínky} \rightarrow R_d = (\pi + 2) \times c_u \times b_c \times s_c \times i_c + q$$

$$\gamma = 19kN/m^3 \rightarrow q = 1.5 \times 19 \doteq 28.5kPa, c_u = 70kPa$$

$$b_c = 1.0 (\alpha = 0)$$

$$s_c = 1 + 0.2 \times 0.6 = 1.12$$

$$i_c \doteq 0.5 \times \left(1 + \sqrt{1 - \frac{100}{4 \times 70}} \right) = 0.9$$

$$R_d = (\pi + 2) \times 70 \times 1.12 \times 0.9 + 28.5 \doteq 390kPa$$

Po redukci s ohledem na složité podmínky a nejistotu ve vstupních údajích volím $\rightarrow R_{d1} \geq 350kPa$! Základovou spáru všech základových konstrukcí převezme odpovědný geolog! Odhadnutá únosnost podloží musí být potvrzena!

8.2 Zatížení do základů

Zatížení na rozhodující základové konstrukce \rightarrow piloty, základová deska. Působí zatížení \rightarrow z nosných konstrukcí na sloupy.

1.střecha:

$$V_{Ed} = 91.6kN \text{ (reakce vazníku)}$$

2.nosná konstrukce (skelet):

$$\rightarrow g_{0,k,6} = 2.25kN/m', \gamma_G = 1.35 \text{ (průvlak, 3.45m)}$$

$$\rightarrow g_{0,k,7} = 4.4kN/m', \gamma_G = 1.35 \text{ (sloup 7.15m)}$$

3.fasáda:

$$\rightarrow g_{6,k} \doteq 11.0kN/m', \gamma_G = 1.35 \text{ (fasáda+okna+sokl. nosník)}$$

4.základy

$$\rightarrow g_{0,k,7} = 14.4 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_G = 1.35 \text{ (odhad)}$$

5.vítr

$$w_{k,1} \doteq 0.54 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (tlak)}, w_{k,2} \doteq -0.34 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (sání)}, \gamma_Q = 1.5 \text{ (vítr)}$$

6.střecha

$$\rightarrow q_k = \frac{4.9}{1.25 \times 1.4} = 2.8 \text{ kN} / \text{m}', \gamma_F = 1.4$$

Pro nejvíce zatížený obvodový sloup je zatěžovací šířka 3.8m:

$$\rightarrow V_{Ed} = 92 + 1.35 \times (3.45 \times 2.25 + 7.15 \times 4.4 + 3.8 \times 11.0) \doteq 205 \text{ kN}$$

$$H_k = 9.25 \times 0.54 \times 3.8 \doteq 20 \text{ kN}, H_{Ed} \doteq 20 \times 1.5 = 30 \text{ kN} \text{ (vodorovná síla od větru)}$$

$$M_k = 3.8 \times \left(0.54 \times \frac{9.25^2}{2} \right) \doteq 90 \text{ kNm}, M_{Ed} \doteq 90 \times 1.5 = 135 \text{ kNm}$$

Pro štítový sloup po 4.375m:

$$\rightarrow V_{Ed} = 1.35 \times (2 \times 3.45 \times 4.025 + 8.82 \times 4.4 + 4.375 \times 11.0) + 1.4 \times 2.8 \times 4.375 \doteq 172 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} \doteq \frac{4.375}{3.8} \times 30 = 34.5 \text{ kN} \text{ (vodorovná síla od větru)}$$

$$M_{Ed} \doteq \frac{4.375}{3.8} \times 135 = 155 \text{ kNm}$$

8.3 Piloty

V podloží do hloubky pro běžnou délku pilot rozhodují tuhé až pevné neogenní jíly F8 CH \rightarrow délka cca. 8.0m.

Pro max. svislé zatížení předpokládám piloty Ø1200mm. Piloty budou pravděpodobně vrtány za použití výpažnice (podzemní voda). Podrobný návrh pilot je součástí PD zhotovitele, resp. dodavatele prací speciálního zakládání.

Předpokládaná stavba podloží:

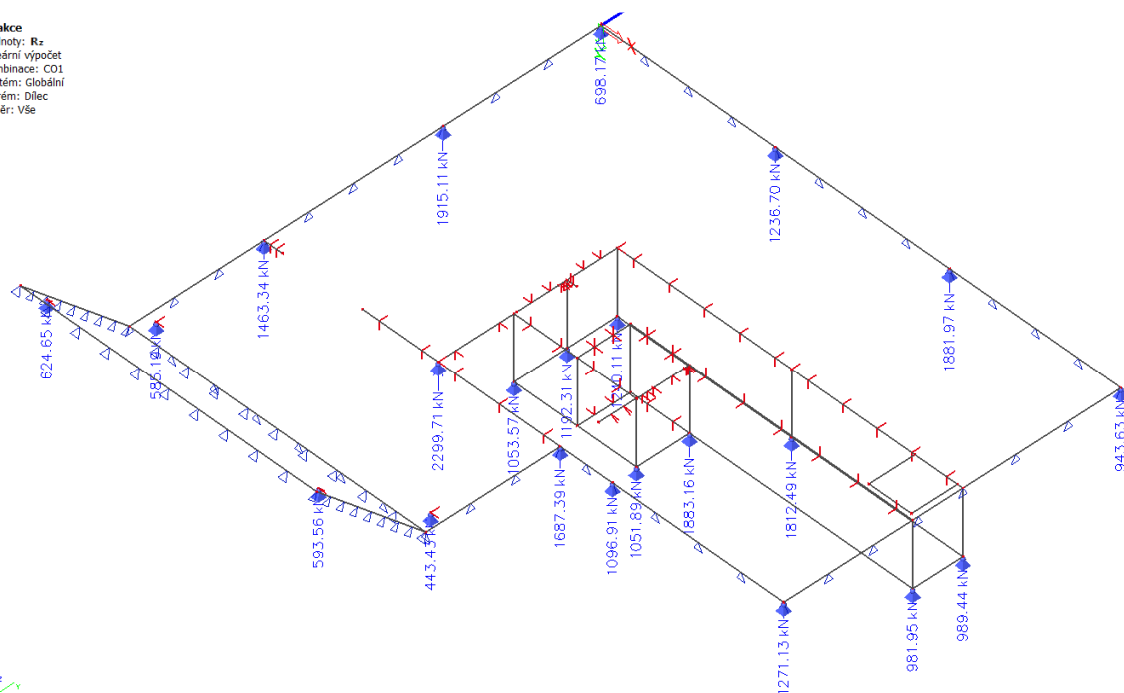
0.0	0.2	beton
0.2	0.5	hlína písčitá \rightarrow F3 MS
0.5	1.9	hlína jílovitá, tuhá \rightarrow F6 CI
1.9	4.0	jíl, vlhký, tuhý \rightarrow F8 CH
4.0	4.9	jíl, tuhý až pevný \rightarrow F8 CH
4.9	8.0	jíl vysoce plastický, pevný \rightarrow F8 CH (neogén)

HPV n/u = -/3.45

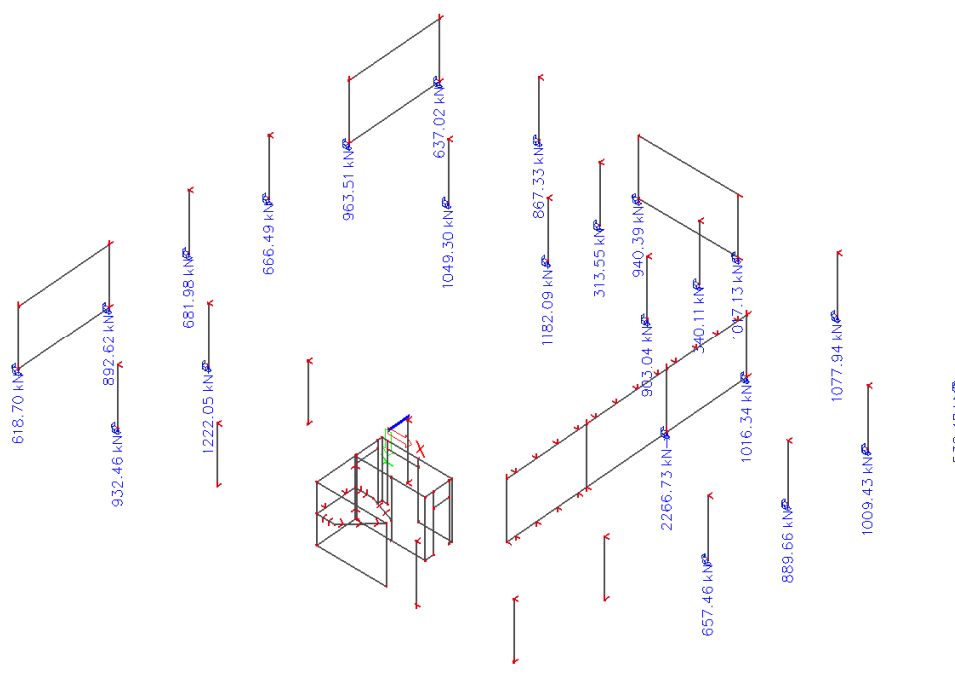
8.3.1 Posouzení pilot

Zatížení do pilot $\rightarrow R_{z,Ed,max} \leq 2300 \text{ kN}$. Vodorovné zatížení na piloty neuvažují, přeneseno podlaha.

Reakce
Hodnoty: R_z
Lineární výpočet
Kombinace: CO1
Systém: Globální
Extrém: Dílec
Výběr: Vše



Reakce
Hodnoty: R_z
Lineární výpočet
Kombinace: CO1
Systém: Globální
Extrém: Dílec
Výběr: Vše



Reakce

Lineární výpočet
Kombinace: CO1
Systém: Globální
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Uzlové reakce

Jméno	Stav	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	e _x [mm]	e _y [mm]
Sn17/N445	CO1/1	380.15	237.28	1053.57	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn18/N447	CO1/1	-14.72	181.90	1192.31	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn19/N434	CO1/1	358.17	-127.85	1240.11	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn20/N433	CO1/1	141.40	83.68	1812.49	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn21/N435	CO1/1	-190.61	-224.54	989.44	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

Jméno	Stav	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	e _x [mm]	e _y [mm]
Sn22/N439	CO1/1	59.16	-276.62	1883.16	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn23/N441	CO1/1	-359.39	187.93	1051.89	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn24/N452	CO1/1	34.06	725.67	2299.71	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn25/N450	CO1/1	29.97	85.72	585.19	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn26/N451	CO1/1	-139.85	-51.02	443.43	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn27/N429	CO1/1	-323.57	340.22	1463.34	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn28/N430	CO1/1	-181.15	103.54	1915.11	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn29/N419	CO1/1	90.75	-200.69	698.17	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn30/N420	CO1/1	82.73	222.43	1236.70	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn31/N421	CO1/1	146.11	162.92	1881.97	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn32/N422	CO1/1	-181.11	-202.95	943.63	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn33/N424	CO1/1	-93.22	204.07	1271.13	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn34/N425	CO1/1	337.76	-103.71	1096.91	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn35/N426	CO1/1	95.28	-108.98	1687.39	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn36/N493	CO1/1	29.17	-245.43	637.02	14.35	30.96	6.64	22.5	48.6
Sn37/N495	CO1/1	4.02	-25.87	867.33	35.94	7.02	-0.51	41.4	8.1
Sn38/N497	CO1/1	206.24	6.94	940.39	8.85	-1.45	-5.77	9.4	-1.5
Sn39/N505	CO1/1	-11.72	-17.45	313.55	27.99	-14.22	1.32	89.3	-45.3
Sn40/N513	CO1/1	-0.16	-5.28	1182.09	12.91	-0.06	-0.25	10.9	0.0
Sn41/N499	CO1/1	-242.39	11.59	1017.13	0.24	-3.67	-1.59	0.2	-3.6
Sn42/N507	CO1/1	4.65	-11.34	340.11	18.51	5.64	0.31	54.4	16.6
Sn43/N515	CO1/1	0.47	-2.20	903.04	7.24	2.18	0.73	8.0	2.4
Sn44/N501	CO1/1	4.95	-12.10	1077.94	15.47	4.47	0.42	14.3	4.1
Sn45/N517	CO1/1	30.87	-52.13	1016.34	-37.14	33.00	7.07	-36.5	32.5
Sn46/N523	CO1/1	67.98	199.21	2266.73	-35.92	62.86	2.33	-15.8	27.7
Sn47/N503	CO1/1	-26.25	-11.83	536.48	11.49	-33.84	0.70	21.4	-63.1
Sn48/N519	CO1/1	-25.13	7.07	1009.43	-11.80	-31.00	0.42	-11.7	-30.7
Sn49/N525	CO1/1	-24.45	0.63	889.66	-3.57	-29.64	0.15	-4.0	-33.3
Sn50/N537	CO1/1	-16.64	12.18	657.46	-17.74	-20.21	-0.96	-27.0	-30.7
Sn51/N511	CO1/1	-3.20	6.29	1049.30	-4.90	-4.80	-0.76	-4.7	-4.6
Sn52/N509	CO1/1	22.35	169.70	963.51	7.65	19.72	-7.89	7.9	20.5
Sn53/N521	CO1/1	22.03	-0.24	666.49	0.48	24.59	0.07	0.7	36.9
Sn54/N527	CO1/1	23.21	-1.02	681.98	1.60	26.44	-0.04	2.3	38.8
Sn55/N529	CO1/1	25.07	-203.30	892.62	1.23	21.83	7.75	1.4	24.5
Sn56/N531	CO1/1	20.96	185.01	618.70	-4.71	18.72	-6.63	-7.6	30.3
Sn57/N535	CO1/1	0.27	20.61	932.46	-26.10	-0.04	0.22	-28.0	0.0
Sn58/N533	CO1/1	2.81	-19.10	1222.05	23.92	2.38	0.21	19.6	1.9
Sn59/N690	CO1/1	-494.25	-72.04	624.65	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn60/N691	CO1/1	466.17	-73.08	593.56	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
Sn61/N437	CO1/1	-209.30	272.02	981.95	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

Jméno	Klíč kombinace
CO1/1	1.35*ZS1 + 1.35*ZS2 + 1.50*ZS3 + 1.50*ZS4 + 1.50*ZS5 + 1.50*ZS6 + 1.35*ZS7

8.3.2 Pilota pro 1100kN
Pilota v nepodsklepené části.

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : DDMÚO
Část : pilotové založení
Popis : vrtané piloty
Odběratel : Bursík holding, a.s.
Vypracoval : Ing.Voborský
Datum : 25.06.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu




Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	navážka		18.00	0.35
2	Třída F6, konzistence měkká		21.00	0.40
3	Třída F8, konzistence tuhá		20.50	0.42
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		20.50	0.42





Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	navážka		-	6.50	18.00	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		-	2.25	21.00	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	3.00	20.50	-	-
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		-	7.00	20.50	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	navážka		26.50	-	-	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		19.00	-	-	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	-	-	40.00	1.00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		-	-	-	85.00	1.00

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	k [MN/m ³]	β [°]
1	navážka		100.00	10.00
2	Třída F6, konzistence měkká		50.00	5.00
3	Třída F8, konzistence tuhá		180.00	10.00
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		140.00	10.00

Parametry zemin**navážka**

Objemová tíha :	γ	=	18.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	100.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26.50 °

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2.25 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	50.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	5.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °

Třída F8, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	3.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	180.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	40.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	1.00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15.00 °

Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	140.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °

Soudržnost zeminy : $c_u = 85.00$ kPa
 Součinitel adheze : $\alpha = 1.00$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 15.00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1.20$ m

Délka $l = 6.00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1.13E+00$ m²

Moment setrvačnosti $I = 1.02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = -1.00$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0.50$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako lineární.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	navážka	
2	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
3	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
4	0.50	Třída F8, konzistence tuhá	
5	6.00	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	
6	-	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	1100.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1.50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1**Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 85.00$ kPaPlocha příčného řezu piloty $A_p = 1.13E+00$ m²

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	k_{dc} [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	0.00	-
0.90	0.90	-	-	1.05	14.25	4.95	4.07
0.90	-	-	-	-	-	4.95	-
1.20	0.30	-	-	1.05	14.25	11.55	3.17
1.20	-	-	-	-	-	11.55	-
2.00	0.80	-	-	1.05	14.25	13.20	9.65
2.00	-	-	-	-	-	13.20	-
2.50	0.50	40.00	1.00	-	-	13.20	68.54
2.50	-	-	-	-	-	13.20	-
6.00	3.50	85.00	1.00	-	-	13.20	1019.59

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1105.02$ kNÚnosnost piloty v patě $R_b = 786.54$ kNÚnosnost piloty $R_c = 1891.56$ kNExtrémní svislá síla $V_d = 1100.00$ kN

$$R_c = 1891.56 \text{ kN} > 1100.00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**Posouzení čís. 1**

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	15.00
2	15.00

Vrstva a	E_s
číslo	[MPa]
3	15.00
4	15.00
5	15.00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0.99$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0.88$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1.28$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.18$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.20$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0.20$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1.00$
 Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.96$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláštětření $R_{yu} = 1518.36$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 16.2$ mm
 Celková únosnost $R_c = 1625.11$ kN
 Maximální sednutí $s_{lim} = 25.0$ mm

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.
 Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	5.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	7.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	7.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	8.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.80	10.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	11.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	34.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.10	35.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.40	39.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	40.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	31.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.70	33.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	35.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
3.30	38.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.60	41.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.90	44.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	46.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	49.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.80	52.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.10	54.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.40	57.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.70	60.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	62.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.30	4.80	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.60	5.91	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.90	7.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.90	7.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.20	8.12	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.50	9.23	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.80	10.34	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.00	11.08	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.00	34.64	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.10	35.80	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.40	39.26	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.50	40.42	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.50	31.44	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.70	33.23	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.00	35.93	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.30	38.62	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.60	41.31	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.90	44.01	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.20	46.70	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.50	49.40	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.80	52.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.10	54.79	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.40	57.48	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.70	60.18	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.00	62.87	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0.0 mm
 Max.posouvající síla = 0.00 kN
 Maximální moment = 0.00 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 80.0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0.333 \% > 0.250 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = -1100.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 0.00$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -20263.80 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 810.55 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 8.0 mm; vzdálenost 250.0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 506.59 \text{ kN} > 0.00 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Vyhovuje pilota Ø1.2m délky 6.0m.

8.3.3 Pilota pro 2300kN

Pilota nepodsklepené části.

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : DDMÚO
Část : pilotové založení
Popis : vrtané piloty
Odběratel : Bursík holding, a.s.
Vypracoval : Ing.Voborský
Datum : 25.06.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2

Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	navážka		18.00	0.35
2	Třída F6, konzistence měkká		21.00	0.40





Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [–]
3	Třída F8, konzistence tuhá		20.50	0.42
4	Třída F8, konzistence pevná, Sr < 0.8		20.50	0.42

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	navážka		-	6.50	18.00	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		-	2.25	21.00	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	3.00	20.50	-	-
4	Třída F8, konzistence pevná, Sr < 0.8		-	7.00	20.50	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [–]	c_u [kPa]	α [–]
1	navážka		26.50	-	-	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		19.00	-	-	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	-	-	40.00	1.00
4	Třída F8, konzistence pevná, Sr < 0.8		-	-	-	85.00	1.00

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	k [MN/m ³]	β [°]
1	navážka		100.00	10.00
2	Třída F6, konzistence měkká		50.00	5.00
3	Třída F8, konzistence tuhá		180.00	10.00
4	Třída F8, konzistence pevná, Sr < 0.8		140.00	10.00

Parametry zemín

navážka

Objemová tíha :	γ	=	18.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	100.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26.50 °

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2.25 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	50.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	5.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °

Třída F8, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	3.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	180.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	40.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	1.00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15.00 °

Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	140.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	85.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	1.00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15.00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1.20$ m

Délka $l = 8.00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1.13E+00$ m²

Moment setrvačnosti $I = 1.02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = -1.00$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0.50$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako lineární.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30.00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2.90 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000.00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	13750.00 MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	navážka	
2	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
3	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
4	0.50	Třída F8, konzistence tuhá	
5	6.00	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	
6	-	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	2300.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1.50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1**Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 85.00 \text{ kPa}$ Plocha příčného řezu piloty $A_p = 1.13E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [°]	k_{dc} [°]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	0.00	-
0.90	0.90	-	-	1.05	14.25	4.95	4.07
0.90	-	-	-	-	-	4.95	-
1.20	0.30	-	-	1.05	14.25	11.55	3.17
1.20	-	-	-	-	-	11.55	-
2.00	0.80	-	-	1.05	14.25	13.20	9.65
2.00	-	-	-	-	-	13.20	-

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	k_{dc} [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
2.50	0.50	40.00	1.00	-	-	13.20	68.54
2.50	-	-	-	-	-	13.20	-
8.00	5.50	85.00	1.00	-	-	13.20	1602.21

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.
Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1687.64$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 786.54$ kN

Únosnost piloty $R_c = 2474.18$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 2300.00$ kN

$R_c = 2474.18$ kN > 2300.00 kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	15.00
2	15.00
3	15.00
4	15.00
5	15.00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0.98$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0.88$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1.32$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.15$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.18$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0.18$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1.00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.96$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 2251.06$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 22.0$ mm

Celková únosnost $R_c = 2279.92$ kN

Maximální sednutí $s_{lim} = 25.0$ mm

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40	3.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.80	4.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	5.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.60	6.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	7.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	22.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.40	25.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	26.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	20.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.80	22.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.20	24.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.60	27.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	29.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.40	31.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.80	34.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.20	36.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.60	38.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	41.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.40	43.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.80	45.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.20	48.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.60	50.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.00	52.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.40	3.39	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.80	4.35	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.90	4.60	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.90	4.60	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.20	5.32	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.60	6.29	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.00	7.26	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.00	22.69	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.40	25.71	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.50	26.47	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.50	20.59	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
2.80	22.35	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.20	24.71	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.60	27.06	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.00	29.41	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.40	31.76	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.80	34.12	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.20	36.47	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.60	38.82	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.00	41.18	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.40	43.53	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.80	45.88	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
7.20	48.23	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
7.60	50.59	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
8.00	52.94	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0.0 mm

Max.posouvající síla = 0.00 kN

Maximální moment = 0.00 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 80.0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0.333 \% > 0.250 \% = \rho_{\min}$ Zatížení : $N_{Ed} = -2300.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 0.00$ kNmÚnosnost : $N_{Rd} = -20263.80$ kN; $M_{Rd} = 810.55$ kNm**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE****Posouzení na smyk**

Smyková výztuž - profil 8.0 mm; vzdálenost 250.0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 686.59$ kN > 0.00 kN = V_{Ed} **Průřez VYHOVUJE.**

pouze konstrukční smyková výztuž

Vyhovuje pilota Ø1.2m délky 8.0m.

8.3.4 Pilota pro 1500kN

Pilota v podsklepené části.

Posouzení piloty**Vstupní data****Projekt**

Akce : DDMÚO

Část : pilotové založení

Popis : vrtané piloty

Odběratel : Bursík holding, a.s.

Vypracoval : Ing.Voborský

Datum : 25.06.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : NAVFAC DM 7.2

Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	navážka		18.00	0.35
2	Třída F6, konzistence měkká		21.00	0.40
3	Třída F8, konzistence tuhá		20.50	0.42
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		20.50	0.42





Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	navážka		-	6.50	18.00	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		-	2.25	21.00	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	3.00	20.50	-	-
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		-	7.00	20.50	-	-

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	navážka		26.50	-	-	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		19.00	-	-	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	-	-	40.00	1.00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		-	-	-	85.00	1.00

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	k [MN/m ³]	β [°]
1	navážka		100.00	10.00
2	Třída F6, konzistence měkká		50.00	5.00
3	Třída F8, konzistence tuhá		180.00	10.00
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		140.00	10.00

Parametry zemin**navážka**

Objemová tíha :	γ	=	18.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	100.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26.50 °

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2.25 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	50.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	5.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °

Třída F8, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	3.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	180.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	40.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	1.00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15.00 °

Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	140.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °

Soudržnost zeminy : $c_u = 85.00$ kPa
 Součinitel adheze : $\alpha = 1.00$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 15.00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1.20$ m

Délka $l = 5.00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1.13E+00$ m²

Moment setrvačnosti $I = 1.02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = -3.50$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0.50$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako lineární.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	navážka	
2	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
3	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
4	0.50	Třída F8, konzistence tuhá	
5	6.00	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	
6	-	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	1500.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1.50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1**Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 85.00$ kPaPlocha příčného řezu piloty $A_p = 1.13E+00$ m²

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	k_{dc} [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	0.00	-
1.20	1.20	85.00	1.00	-	-	6.30	349.57
1.20	-	-	-	-	-	6.30	-
5.00	3.80	85.00	1.00	-	-	12.60	1106.98

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1456.56$ kNÚnosnost piloty v patě $R_b = 786.54$ kNÚnosnost piloty $R_c = 2243.10$ kNExtrémní svislá síla $V_d = 1500.00$ kN

$$R_c = 2243.10 \text{ kN} > 1500.00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**Posouzení čís. 1****Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data**

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	15.00
2	15.00
3	15.00
4	15.00
5	15.00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty	$C_k = 0.99$
Opravný součinitel Poissonova čísla	$C_v = 0.89$
Opravný součinitel tuhosti zeminy	$C_b = 1.00$
Součinitel přenosu zat. nestl. piloty	$\beta_0 = 0.32$
Součinitel přenosu zatížení do paty	$\beta = 0.28$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d	$I_0 = 0.23$
Součinitel vlivu tuhosti piloty	$R_k = 1.00$
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy	$R_h = 1.00$
Korekční součinitel Poissonova čísla	$R_v = 0.96$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření	$R_{yu} = 2051.09 \text{ kN}$
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu}	$s_y = 25.0 \text{ mm}$
Celková únosnost	$R_c = 2051.09 \text{ kN}$
Maximální sednutí	$s_{lim} = 25.0 \text{ mm}$

Posouzení čís. 1**Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	44.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	47.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	50.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	53.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.25	56.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	59.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75	62.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.25	68.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	71.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.75	74.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	77.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.25	80.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	83.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	86.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	89.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.25	92.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	94.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.75	97.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	100.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
0.25	44.52	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.50	47.48	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.75	50.45	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.00	53.42	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.25	56.39	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.50	59.35	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.75	62.32	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.00	65.29	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.25	68.26	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.50	71.22	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.75	74.19	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.00	77.16	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.25	80.13	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.50	83.10	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.75	86.06	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.00	89.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.25	92.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.50	94.97	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.75	97.93	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.00	100.90	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0.0 mm

Max.posouvající síla = 0.00 kN

Maximální moment = 0.00 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 80.0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0.333 \% > 0.250 \% = \rho_{\min}$ Zatížení : $N_{Ed} = -1500.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 0.00$ kNmÚnosnost : $N_{Rd} = -20263.80$ kN; $M_{Rd} = 810.55$ kNm**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE****Posouzení na smyk**

Smyková výztuž - profil 8.0 mm; vzdálenost 250.0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 566.59$ kN > 0.00 kN = V_{Ed} **Průřez VYHOVUJE.**

pouze konstrukční smyková výztuž

Vyhovuje pilota Ø1.2m délky 5.0m.

8.3.5 Pilota pro 2300kN

Pilota podsklepené části.

Posouzení piloty**Vstupní data****Projekt**

Akce : DDMÚO

Část : pilotové založení

Popis : vrtané piloty
 Odběratel : Bursík holding, a.s.
 Vypracoval : Ing.Voborský
 Datum : 25.06.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]




Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

Základní parametry zemín





Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	navážka		18.00	0.35
2	Třída F6, konzistence měkká		21.00	0.40
3	Třída F8, konzistence tuhá		20.50	0.42
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		20.50	0.42

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	navážka		-	6.50	18.00	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		-	2.25	21.00	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	3.00	20.50	-	-
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		-	7.00	20.50	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	navážka		26.50	-	-	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		19.00	-	-	-	-
3	Třída F8, konzistence tuhá		-	-	-	40.00	1.00
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		-	-	-	85.00	1.00

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	k [MN/m ³]	β [°]
1	navážka		100.00	10.00
2	Třída F6, konzistence měkká		50.00	5.00
3	Třída F8, konzistence tuhá		180.00	10.00
4	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$		140.00	10.00

Parametry zemin**navážka**

Objemová tíha :	γ	=	18.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	100.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26.50 °

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2.25 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Koeficient :	k	=	50.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	5.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °

Třída F8, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	3.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	180.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	40.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	1.00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15.00 °

Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$

Objemová tíha :	γ	=	20.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.50 kN/m ³
Koeficient :	k	=	140.00 MN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	10.00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	85.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	1.00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15.00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

RozměryPrůměr $d = 1.20$ mDélka $l = 6.00$ m**Spočtené průřezové charakteristiky**Plocha $A = 1.13E+00$ m²Moment setrvačnosti $I = 1.02E-01$ m⁴**Umístění**Vysazení $h = -3.50$ mHloubka upraveného terénu $h_z = 0.50$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako lineární.

Materiál konstrukceObjemová tíha $\gamma = 23.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPaPevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPaModul pružnosti $E_{cm} = 33000.00$ MPaModul pružnosti ve smyku $G = 13750.00$ MPa**Ocel podélná : B500**Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	navážka	
2	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
3	1.10	Třída F6, konzistence měkká	
4	0.50	Třída F8, konzistence tuhá	
5	6.00	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	
6	-	Třída F8, konzistence pevná, $S_r < 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	2300.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1.50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1**Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvozená smyková pevnost $c_u = 85.00$ kPa

Plocha příčného řezu piloty $A_p = 1.13E+00$ m²

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	k_{dc} [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	0.00	-
1.20	1.20	85.00	1.00	-	-	6.30	349.57
1.20	-	-	-	-	-	6.30	-
6.00	4.80	85.00	1.00	-	-	12.60	1398.29

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1747.87$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 786.54$ kN

Únosnost piloty $R_c = 2534.41$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 2300.00$ kN

$R_c = 2534.41$ kN > 2300.00 kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1**Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data**

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	15.00
2	15.00
3	15.00
4	15.00
5	15.00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0.99$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0.89$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1.00$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.18$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.16$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0.20$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1.00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.96$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 2282.73$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 24.4$ mm
 Celková únosnost $R_c = 2287.62$ kN
 Maximální sednutí $s_{lim} = 25.0$ mm

Posouzení čís. 1**Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.30	34.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	36.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	39.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	42.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	44.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.80	47.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.10	50.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.40	52.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.70	55.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	58.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.30	61.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
3.60	63.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.90	66.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	69.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.50	71.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.80	74.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.10	77.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.40	79.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.70	82.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	85.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.30	34.13	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.60	36.82	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.90	39.52	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.20	42.21	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.50	44.91	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.80	47.60	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.10	50.30	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.40	52.99	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.70	55.69	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.00	58.38	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.30	61.07	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.60	63.77	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.90	66.46	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.20	69.16	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.50	71.85	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.80	74.55	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.10	77.24	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.40	79.94	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.70	82.63	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.00	85.32	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0.0 mm
 Max.posouvající síla = 0.00 kN
 Maximální moment = 0.00 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 80.0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0.333 \% > 0.250 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = -2300.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 0.00$ kNm
 Únosnost : $N_{Rd} = -20263.80$ kN; $M_{Rd} = 810.55$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 8.0 mm; vzdálenost 250.0 mm
 Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 686.59$ kN > 0.00 kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Vyhovuje pilota Ø1.2m délky 6.0m.

8.4 Podlaha na terénu

Deska podlahy → betonová deska podlahy na terénu tl. 0.15m (škola) nebo 0.2m (tělocvična). Deska podlahy bude provedena na upravené podloží (hutněný polštář ze štěrkodrti tl. min. 0.35m, separace tkané geosyntetikum Stabilenka). Podloží podlahy bude upraveno (hutněná

štěrkodrt') → $E_{def,2} \geq 90MPa$, $\frac{E_{def,2}}{E_{def,1}} \leq 2.1$. Požadovaných parametrů podloží bude dosaženo

např. vápněním nebo výměnou zemin v podloží, kdy dojde k vytvoření zeminové desky pod stmelené vrstvy ze štěrkodrti nebo betonového recyklátu (nestmelené podkladní vrstvy – polštář z drceného kameniva - štěrkodrt' nebo recyklát, $D_{max} \leq 63mm$). Předpoklad → odstranění vrstev navážek plochy pod základem na „rostlé“ podloží, tj. jemnozrnné zeminy = písčité jíl tuhé/pevné konzistence. Předpokládaná mocnost je cca. 0.8m. Orientačně lze počítat, že na každých 100mm štěrkodrti vzroste modul přetvárnosti o min. cca. 10MPa. Na stavební plán bude před provedením hutněného násypu ze štěrkodrti položena geomříž, např. FORNIT nebo PE tkanina, např. Stabilenka – viz PD zhotovitele.

8.5 Základová deska suterénu

Deska tl. 0.3m bodově především podepřená pilotami a částečně i plošně podloží (tuhé až pevné jíly F8). Dočištěná základová spára bude překryta podkladním betonem min. mocnosti 100-150mm. Znehodnocené a málo únosné zeminy musí být ze základové spáry odstraněny! O sanaci rozhodne podle skutečnosti odpovědný geolog stavby.

8.6 Závěr

Jsou předběžně navrženy hlubinné základy pro složité základové poměry → vrtané velkopřůměrové piloty.

V případě, že geolog při provádění nepotvrdí předpoklady projektu, mohou být základy upraveny podle skutečností zjištěných při stavbě a převzetí základové spáry!!

9 Pažení stavební jámy (SJ)

Je navržena dočasná štětová stěna ze štětovnic Larsen IIIIn jako těsněné pažení stavební jámy, tj. štětovnice budou zabírány do „nepropustného“ podložního jílu (neogén F8 CH) tuhé až pevné konzistence. Celková délka štětovnice je tak cca. 10.0m.

10 Železobetonové konstrukce

Jedná se především o předběžný návrh monolitických a prefabrikovaných prvků železobetonového skeletu, tj. monolitického suterénu, stropních desek nad 1.PP, 1.NP a 2.NP, prefabrikovaných průvlaků a sloupů skeletu a pilot hlubinného založení.

Podrobný návrh prefabrikovaných a monolitických železobetonových konstrukcí je součástí PD zhotovitele! V případě monolitických konstrukcí je vykázána pouze staticky nutná výztuž monolitických konstrukcí (výkresy uspořádání vyztužení s rezervou cca. 25%), v rámci PD zhotovitele budou dopracovány podrobné výkresy vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1.

Všechny betonové konstrukce jsou navrženy dle EN 1992-1-1.

10.1 Návrhové hodnoty použitého betonu a výztuže

Beton min. C25/30 XC2 $\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20MPa, f_{ctm} = 2.9MPa$ (základové konstrukce), resp.

C25/30 XC1 $\rightarrow f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.67MPa, f_{ctm} = 2.6MPa$ (nosné konstrukce v interiéru), resp.

min. C30/37 XC1 $\rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20MPa, f_{ctm} = 2.9MPa$ (prefabrikáty, vnitřní expozice), resp.

až C30/37 XC4 XF1/XF2 (monolit i prefabrikát, venkovní expozice).

Betonářská výztuž B500 (resp.10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490MPa, f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426MPa$

Všechny betonové konstrukce jsou navrženy dle EN 1992-1-1.

10.1.1 Krytí výztuže

1/ krytí výztuže desek podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm\}$$

$$\max \phi R14 \rightarrow c_{\min,b} \geq 14mm$$

$$XC1 \rightarrow c_{\min,dur} = 15mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{14, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10\} = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro XC1, monolit)}$$

$$\Delta c_{dev} = 5mm$$

$$c_{nom} = 15 + 5 = 20mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro XC1, prefabrikát)}$$

2/ krytí výztuže sloupů podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm\}$$

$$\max \phi R25 \rightarrow c_{\min,b} \geq 25mm$$

$$XC1 \rightarrow c_{\min,dur} = 15mm \text{ pro S4 (interiér)}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{25, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10\} = 25mm$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 5mm$$

$$c_{nom} = 25 + 5 = 30mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro XC1, prefabrikát)}$$

$$XC4 \rightarrow c_{\min,dur} = 30mm \text{ pro S4 (exteriér)}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{25, 30 + 0 - 0 - 0 = 30, 10\} = 30mm$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 5mm$$

$$c_{nom} = 30 + 5 = 35mm \text{ (předepsané krytí výztuže pro XC4, prefabrikát)}$$

Pro REI60DP1 je min. tl. desky $h_s \geq 80mm$, osová vzdálenost výztuže pro desku působící v jednom směru je $a \geq 20mm$ (od líce betonu). Vyhovuje krytí dolní výztuže $c_{nom} = 25mm$ (i tl. desky 250mm)! Pro horní výztuž uvažuji rovněž krytí pro prostředí XC1.

10.2 Podlaha na terénu

Deska běžné podlahy podlahy tl. 150mm a podlahy pod halou tl. 200mm bude vyztužena standardně sítěmi KARI nebo bude z drátkobetonu. Tato cementobetonová podlahová deska bude od vrstev podloží oddělena kluznou vrstvou – fólie PE o tl. 0.2mm (koef. tření $k = 0.45$). Rozvržení pracovních a dodatečně provedených smršťovacích (kontrakčních) spár, jakož i způsob betonáže a provedení pracovní spáry je součástí dodavatelské dokumentace (viz PD zhotovitele)!

Podle Směrnice pro navrhování drátkobetonových konstrukcí volím třídu drátkobetonu F25/4.0. Bude použito min. $30kg/m^3$ drátků min. délky 40mm (např. Dramix RC-80/60-BN). Max. zrno kameniva betonu 16mm. Beton kvalitou odpovídá min. C25/30. Odtrhová pevnost povrchu upraveného vytvrzovacím vsypem je min. 1.5MPa.

10.3 Monolitický suterén a amfiteátr

Konstrukce suterénu a amfiteátru pod HPV jsou navrženy jako „bílá vana“, tj. vodotěsné. Uvažuji „vodotěsnou“ konstrukci ve smyslu doporučení TP ČBS 02 Bílé vany → třída tlaku vody max. W_1 , třída požadavků na vodotěsnost stěn max. A_2 , konstrukční třída Kon_2 tj. min. výztuž pro šířku trhlin $w_k \leq 0.25mm$. Dilatační a pracovní spáry jsou těsněné. Jedná se především o spáry deska-stěna a stěna-deska suterénních konstrukcí a dojezdu výtahu. Technologie provádění betonových konstrukcí a opatření k udržení těsnosti (přísady, spáry) – viz PD zhotovitele. Předpokládám použití betonu Permacrete, bobtnavé pásy, pryžové profily nebo pozinkované plechy 0.7m potažené aktivním bentonitem (např. MQB 150 aktiv) apod.

Betony vodotěsných konstrukcí → C30/37 XC4 XF1 (90-ti denní nárůst pevnosti), ocel B500B, krytí 40mm. Povrchová úprava viz samostatná kapitola.

Monolitická část je doplněna prefabrikovanými sloupy a průvlaky, stropní deska je monolitická, resp. v kombinaci prefab-monolit, tj. prefabrikovaný filigrán sprážený s monolitickou nadbetonávkou.

Ve smyslu TP ČBS 02 – Bílé vany je pro tl. stěny 300mm, krytí výztuže 40mm a $w_k \leq 0.25mm$ min. výztuž proti tvorbě časných trhlin ØR12/150mm.

$$\text{Beton min. C30/37 XC4 XF1} \rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20MPa, f_{ctm} = 2.9MPa, f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426MPa$$

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm \}$$

$$\max \phi R14 \rightarrow c_{min,b} \geq 14mm$$

$$\rightarrow c_{min,dur} = 30mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{min} = \max \{ 14, 30 + 0 - 0 - 0 = 30, 10 \} = 30mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

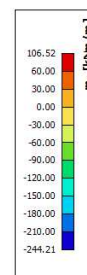
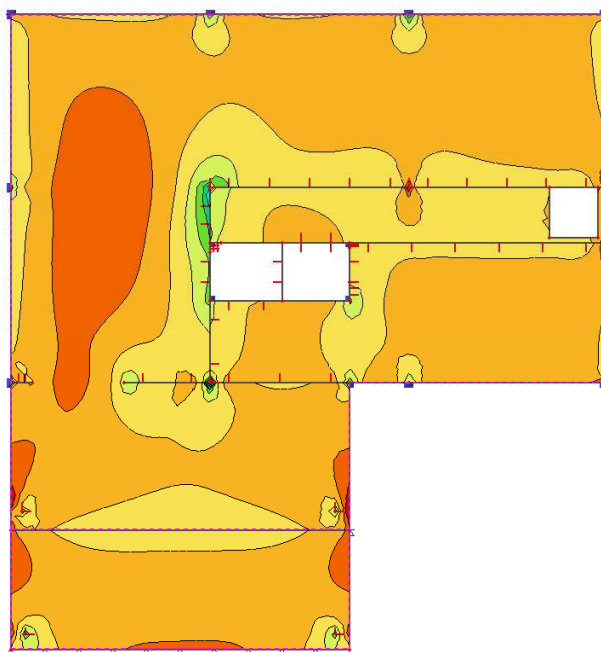
$c_{nom} = 30 + 10 = 40\text{mm}$ (předepsané krytí horní výztuže pro XC4), resp. spodní výztuže desky na terénu.

10.3.1 Základová deska

Deska tl. 300mm podepřená bodově pilotami.

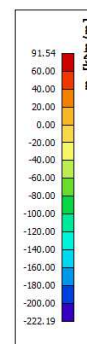
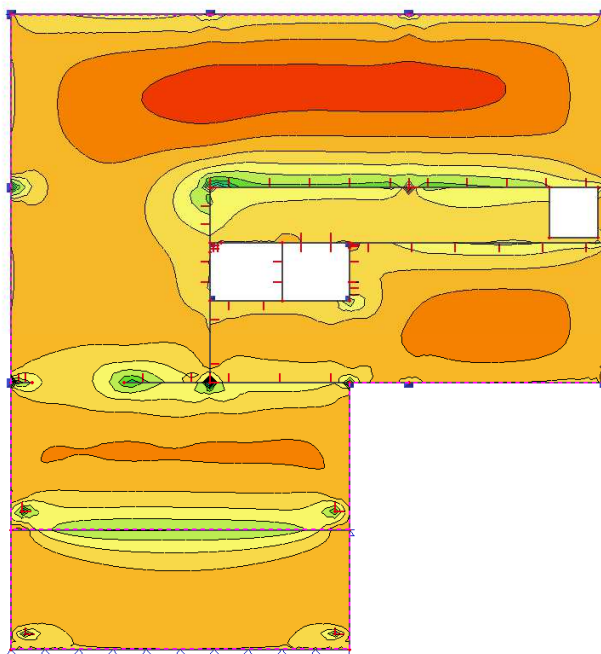
2D vnitřní síly

Hodnoty: m_x
Lineární výpočet
Kombinace: C01
Extrém: Globální
Výběr: S1, S72
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_y
Lineární výpočet
Kombinace: C01
Extrém: Globální
Výběr: S1, S72
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Momenty v základové desce na pilotách $\rightarrow m_{y,d,Ed} \leq 92\text{kNm} / m'$, $\rightarrow m_{y,h,Ed} \leq 140\text{kNm} / m'$ (rozhodující směr), resp. $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 107\text{kNm} / m'$, $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 140\text{kNm} / m'$

1.deska $\rightarrow h \geq 0.4\text{m}$, výztuž horní/dolní, podélně, příčně

krytí $c = 40\text{mm}$, $\phi_{s1} = 16\text{mm} \rightarrow A_{s1} = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2$

→ účinná výška - $d_{1,2} = 400 - 40 - 1.5 \times 16 \doteq 336 \text{ mm}$ (2.vrstva od povrchu)

$$M_{Ed,fd,h} \doteq 0.14 \text{ MNm} / \text{m}'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.336}{700 + 426} \doteq 0.167 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.336 - \sqrt{0.336^2 - \frac{2 \times 0.14}{1.0 \times 20}} = 0.022 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.167 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.336 \doteq 4.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.336 \doteq 5.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

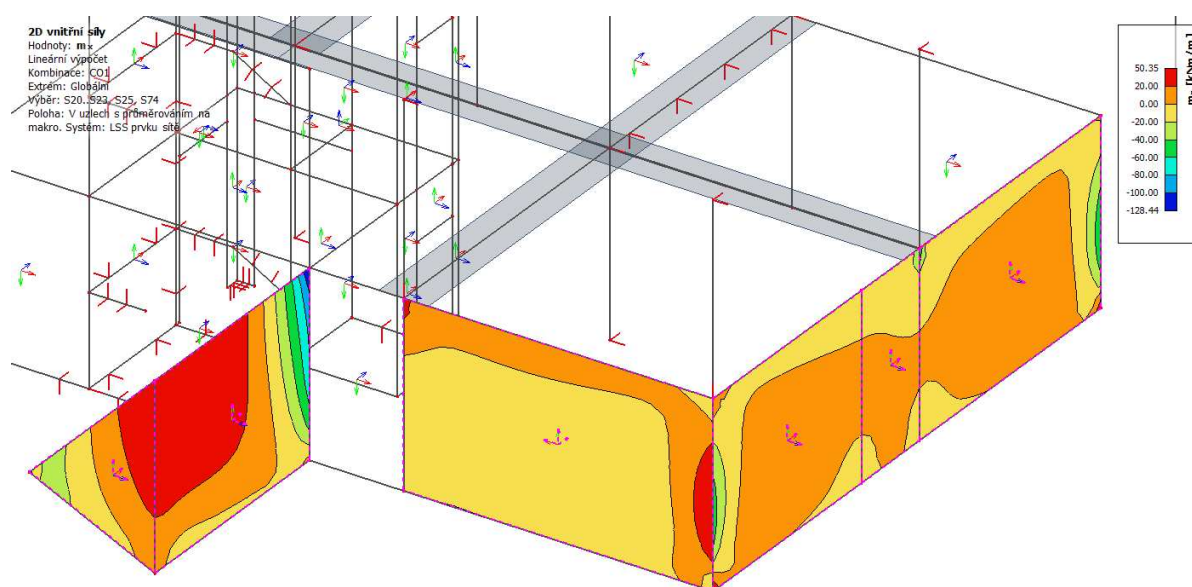
$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.022 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 10.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}' \geq A_{s,\text{min}}$$

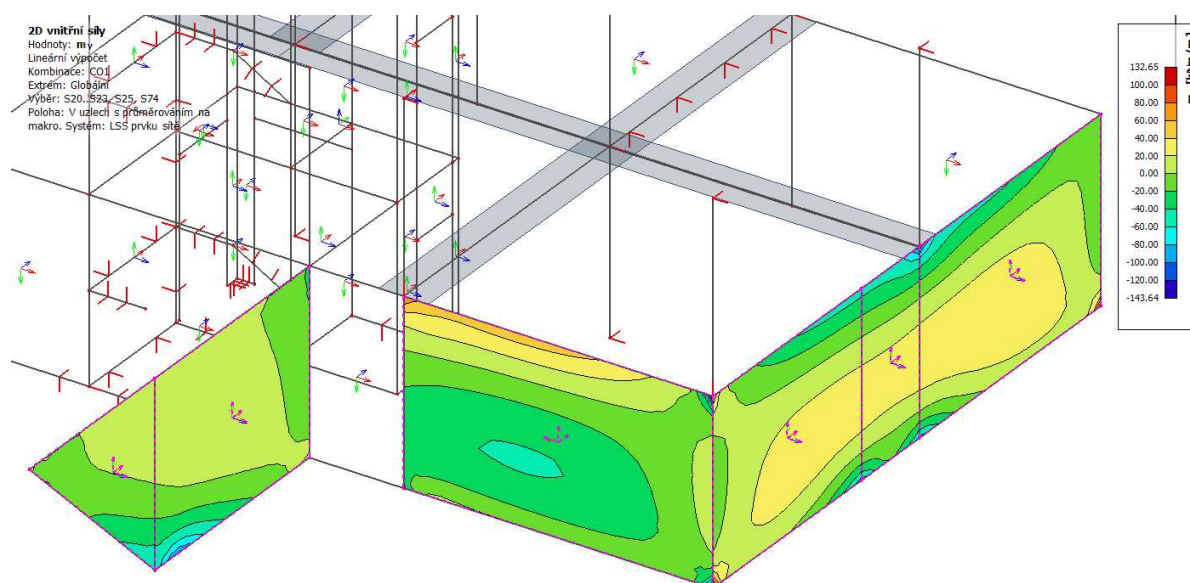
$$n = \frac{A_{s,\text{min}}}{A_{s1}} = \frac{10.34}{2.01} = 5.15 \rightarrow 6 \text{ ksR16} / \text{m}' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 2.01 = 13.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

Volím pro oba směry a povrchy desky (obě) a stěn (kanálu) tl. 0.4m, tj. $A_{s,\text{prov}} \geq 13.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$. Volím výztuž **ØR16/150**. Platí i pro desku kanálu VZT.

10.3.2 Stěny v 1.PP

Stěny tl. 300mm rozepřené stropem a základovou deskou, resp. pouze základovou deskou (amfiteátr). Stěny kanálu VZT mají tl. 400mm.





Momenty ve stěnách $\rightarrow m_{y,d,Ed} \leq 80 \text{ kNm} / \text{m}'$ (v poli), $\rightarrow m_{y,h,Ed} \leq 100 \text{ kNm} / \text{m}'$ (příčný směr),
 resp. $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 50 \text{ kNm} / \text{m}'$ (v poli), $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 110 \text{ kNm} / \text{m}'$ (podélný směr)

1. stěna $\rightarrow h \geq 0.3 \text{ m}$, výztuž horní/dolní, podélně, příčně

krytí $c = 40 \text{ mm}$, $\phi_{s1} = 16 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

\rightarrow účinná výška - $d_{1,2} = 300 - 40 - 1.5 \times 16 \doteq 236 \text{ mm}$ (2.vrstva od povrchu)

$$M_{Ed,fd,h} \doteq 0.11 \text{ MNm} / \text{m}'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.236}{700 + 426} \doteq 0.117 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.236 - \sqrt{0.236^2 - \frac{2 \times 0.11}{1.0 \times 20}} = 0.025 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.117 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.236 \doteq 3.07 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.236 \doteq 4.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.025 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 11.55 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}' \geq A_{s,\text{min}}$$

$$n = \frac{A_{s,\text{min}}}{A_{s1}} = \frac{11.55}{2.01} = 5.75 \rightarrow 6 \text{ ksR16} / \text{m}' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 2.01 = 13.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$M_{Ed,fd,h} \doteq 0.08 \text{ MNm} / \text{m}'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.236}{700 + 426} \doteq 0.117 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.236 - \sqrt{0.236^2 - \frac{2 \times 0.08}{1.0 \times 20}} = 0.0176 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.117 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.236 \doteq 3.07 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.236 \doteq 4.18 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0176 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 8.27 \times 10^{-4} m^2 / m' \geq A_{s,min}$$

$$n = \frac{A_{s,min}}{A_{s1}} = \frac{8.27}{1.539} = 5.4 \rightarrow 6ksR14 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

Volím pro příčný směr a vnější povrch stěny tl. 0.3m výztuž **ØR16/125**, tj. $A_{s,prov} \geq 13.4 \times 10^{-4} m^2 / m'$, pro vnitřní povrch **ØR14/150**, tj. $A_{s,prov} = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$. Pro podélný směr

10.4 Prefabrikovaný skelet

Prefa-monolitická konstrukce je navržena z prvků univerzálního konstrukčního systému, např. SICON S21 nebo jiný podle zhotovitele. Nosný systém je tvořen tyčovým montovaným skeletem, tj. tyčovými (průvlaky) a deskovými (filigrán) prvky v kombinaci s monolitickou spřahující vrstvou nebo alternativně celomonolitickými stropy. Konstrukční systém SICON S21 je založen na využití spřažení prvků konstrukce, tzn. že prefabrikované prvky (alternativně předem předpjaté nebo železobetonové desky, průvlaky) spolupůsobí s monolitickou nadbetonávkou stropů. Jednoduchost a variabilita je dána použitím styčnicku typu „C“, který usnadňuje napojování svislých a vodorovných prvků. **Konstrukce je zařazena do 7.třídy přesnosti** (podle v současnosti již neplatné ČSN), resp. platí **mezní odchylky** dle tab.č.1 dle ČSN 73 0212-3.

Statické působení jednotlivých horizontálních prvků konstrukce plně využívá příznivý účinek spřažení prefabrikovaných dílců s monolitickou nadbetonávkou. Spřažení je zajištěno spřahovacími oky vyčnívajícími z horního líce prefabrikovaných průvlaků a desek, která zasahují až do monolitické dodatečně nadbetonované vrstvy. Provizorní podepření desek při betonáži zajišťuje dorovnání podhledu stropní konstrukce, příp. deskové průvlaky jsou pak podepírány při montáži ze statických důvodů. Stropní tabule je uvažována ve statickém modelu jako tuhá, přenášející vodorovné účinky zatížení do sloupů. Styčníky skeletu jsou uvažovány jako kloubové nebo částečně tuhé až tuhé v závislosti na zatěžovacím stavu konstrukce a poloze prvku v konstrukci.

Všechny předpjaté prvky jsou uvažovány jako předem předpjaté s plným nebo omezeným předpětím!

10.4.1 Popis řešených konstrukcí

Nosná konstrukce je navržena jako prefabrikovaný železobetonový skelet systému např. SICON S21 nebo jiný podle PD zhotovitele. Sloupy s trámy tvoří obousměrné rámy, mezi které jsou pnuty stropní konstrukce. Stropní desky jsou navrženy jako prefamonolitické – prefabrikované filigránové desky spřažené monolitickou nadbetonávkou nebo alternativně celomonolitické.

Z hlediska nosných konstrukcí se především jedná o železobetonový skelet centrální haly s rozponem cca. 16.5m, tj. sloupy v modulu 5.5/6.35m s OK roštovou konstrukcí, která vynáší lokálně přístupnou střechu s využitím jako odpočinková plocha. Na halu s tělocvičnou navazují obvodové galerie (1. a 2.NP) se schodišťovou věží, které přecházejí v místnosti s klubovnami, které jsou navrženy jako prefabrikovaný skelet (průvlaky v osách sloupů + spřažená deska). Schodišťová věž končí ve 3.NP s výstupem na střechu haly (+ mezipatro se servisním výstupem na nepřístupnou střechu). Nepřístupná střecha prstence je navržena jako vegetační, střecha haly je přístupná (sportoviště s odpovídajícím užitným zatížením).

Podsklepená část (1.PP) je navržena jako monolitická bílá vana (předpoklad vyšší HPV), tj. krabice s deskou, obvodovými stěnami a stropem s lokálními podporami (sloupy), která přechází v neoddilatovaný venkovní amfiteátr (stupňovité sezení s horolezeckou stěnou).

Hlavními prvky z hlediska tuhosti a přenosu vodorovného zatížení jsou monolitické (nebo prefabrikované) stěny (a jádro) vložené mezi sloupy vetknuté do základů (tlačená diagonála). Stěny jsou uloženy kloubově. Svislé zatížení do základů přenášejí sloupy. Objekt není vzhledem k půdorysným rozměrům rozdělen dilatací. Sloupy jsou uvažovány jako prefabrikované čtvercové 400/400mm, doplňkově i 300/300mm. Desky stropu mají celkovou tl. 250mm a jsou nadbetonávkou spřaženy s převážně obousměrnými průvlaky 300/400mm. Hlavními sloupy jsou sloupy 400/400mm po obvodu tělocvičny, přes 2 podlaží, které nesou OK rošt s převislými konci.

Použitý konstrukční systém využívá převážně prefabrikáty z předem předpjatého betonu. Prvky jsou spojovány prostřednictvím univerzálního styčnicku „C“, který umožňuje ukládání vodorovných prvků na sloupy ve sklonu a na výměnu, příp. i orientaci prvku mimo modulové osy. Styčník zároveň zjednodušuje a urychluje práci na stavbě. **Dimenze rozhodujících prvků nosné konstrukce (systém SICON S21) vycházejí z použití styčnicku „C“ a předpětí. V případě změny konstrukčního systému (a tím i změny styčnicků) je nutno posoudit všechny prvky (pozor na změnu působišť reakcí v uložení)!**

Strop nad 1.PP → monolitická stropní deska v rozsahu suterénu s tl. 0.25m, spřažená s prefabrikovanými průvlaky v obou směrech, po obvodu uložená (vetknutí) na suterénní stěny. Rozpětí pole křížem vyztužené desky je max. 6.45 + 5.35m. Šachty pro VZT výtah tvoří společné monolitické jádro.

Strop nad 1.NP → prefamonolitická stropní deska po obvodu haly (neuzavřený prstenec) s filigrány a nadbetonávkou, tl. 0.25m (cca. 0.1 + 0.15m). Rozpětí spojitých deskových nosníků je max. cca.6.35m. Každé pole je olemováno průvlaky, v místě schodiště SCH1 jsou přidány doplňkové sloupy 300/300mm a krátké průvlaky 300/400mm.

Strop nad 2.NP → prefamonolitická stropní deska po obvodu haly (střecha neuzavřeného prstence) s filigrány a nadbetonávkou, tl. 0.25m (cca. 0.1 + 0.15m). Deska je ukončena cca. 1.7m od obvodových sloupů tělocvičny (umožňuje tím nepřímé osvětlení). Rozpětí spojitých deskových nosníků je max. cca.6.35m. Každé pole je olemováno průvlaky 300/400mm.

Schodišťová věž → v poli 4-5/E'-F je navržena jako ztužující monolitická stěnová konstrukce se schodištěm SCH2 a šachtami pro VZT a výtah.

10.4.2 Sloupy

Hlavní sloupy s průřezem 400/400mm a doplňkové 300/300mm. Tyčové prefabrikáty vetknuté do kalichů základových konstrukcí, kotvené na trny nebo ocelovou plotnu (viz PD zhotovitele). Vetknutí do kalicha je 950mm, délka kotvení na trny napojovaného nebo kotveného sloupu je standardní → 120+10+120mm. Alternativně lze použít zabetonované příločky – „botky“ z pásové oceli v patě sloupu. Trny nesmějí být přivařeny k úhelníkům vymezujícím vybrání v rohu sloupu! Sloupy jsou v místech napojení průvlaků opatřeny speciální úpravou → vybrání + zabudovaná ocelová součást pro uložení ocelového nože styčnicku „C“. **Zhotovitelem zvolené kotvení sloupu musí být odpovídajícím způsobem promítnuto i do základových konstrukcí!**

$$\text{Beton min. C40/50 XC1} \rightarrow f_{cd} = \frac{40}{1.5} = 26.7 \text{ MPa}, f_{ctm} = 3.5 \text{ MPa}, f_{yd} = \frac{490}{1.15} \doteq 426 \text{ MPa}$$

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10 \text{ mm} \}$$

$$\max \phi R25 \rightarrow c_{\min,b} \geq 25 \text{ mm}$$

$$\rightarrow c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm pro S4}$$

$$\Delta c_{\text{dur}, \gamma} = \Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = \Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0$$

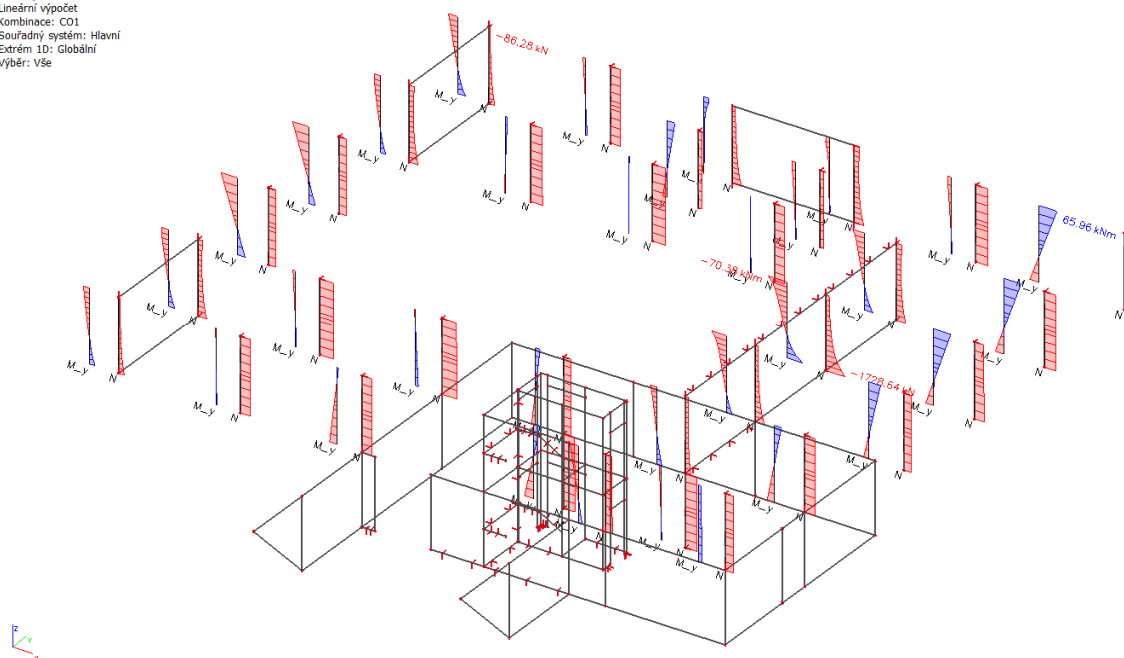
$$c_{\min} = \max \{25, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10\} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 0 \text{ mm (prefabrikát)}$$

$$c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm (předepsané krytí výztuže pro XC1)}$$

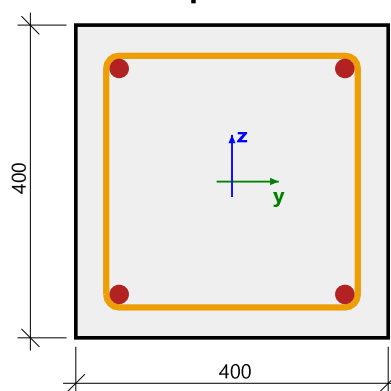
1D vnitřní síly
Hodnoty: N, M_y
Lineární výpočet
Kombinace: CO1
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



Vnitřní síly ve sloupech $\rightarrow N_{Ed} \leq 2000 \text{ kN}, M_{Ed} \leq 100 \text{ kNm}$

SCIA Concrete Section 17.1

DDMUO-sloup S1



Nastavení výpočtu

2φ25 (982 mm²) EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11

Typ prvku

Délka prvku

Třídy prostředí

Materiály

Beton

2φ25 (982 mm²) Podélná výztuž

Smyková výztuž

φ8/150 mm, ns=2

EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008

Sloup Posouzení

4.4 m

XC1

C 50/60

B 500 B

B 500 B

Shrnutí výpočtu

Posouzení	Kombinace	N _{Ed} [kN]	V _{Edy} [kN]	V _{Edz} [kN]	T _{Ed} [kNm]	M _{Edy,rec} [kNm]	M _{Edz,rec} [kNm]	Jednotkový posudek	Stav
N+My+Mz - Diagram	MSÚ / 1	-2000	25	0	0	150	0	0.52	OK
N+My+Mz - Odezva	MSÚ / 1	-2000	25	0	0	150	0	0.68	OK
Interakce V+T	MSÚ / 1	-2000	25	0	0	150	0	0.12	OK,*
Konstrukční zásady	MSÚ / 1	-2000	25	0	0	150	0	1.00	OK

Volím výztuž **4ØR25**.

10.4.3 Stropní desky

Běžné stropní a střešní železobetonové desky jsou navrženy jako spřažené s celkovou tloušťkou 200 až 250mm (100mm prefabrikát + 100/150mm spřahující nadbetonávka). Desky jsou nejčastěji podepřeny příčnými/podélnými průvlaky 300 x 400mm (vnitřní podpora spojitého nosníku). Všechny typy obdélníkových průvlaků jsou v čelech opatřeny ocelovými nožovými konzolami (nebo jiná úprava podle PD zhotovitele), které slouží k osazení průvlaků do ocelových pouzder sloupů a průvlaků a v případě spřažení i spřahovacími háky na horním líci.

Filigránové desky jsou prefabrikáty tl. 100mm s vyčnívajícími spřahovacími oky. Vrchní plocha desek je zdrsněná z důvodů lepšího propojení s monolitickou nadbetonávkou. Desky předpokládám jako samonosné pro montážní zatížení a proto není nutné je v montážním stadiu podepírat (předepnutí). Je však potřeba podepřít desky, které jsou příliš oslabeny otvory v příčném směru, nebo které vykazují po namontování velká přetvoření nebo běžné železobetonové filigrány. V deskách budou podchyceny pouze větší otvory. Drobné otvory do rozměru cca. 200x200mm budou z důvodu přesnosti provedeny až po namontování desek a betonáži spřahující vrstvy. Při provádění drobných prostupů není nikterak omezena poloha otvoru vzhledem k poloze případných předpínacích lan (lana lze při vrtání otvorů přerušit!), to neplatí pro běžné železobetonové desky.

Tloušťky desek a způsob vyztužení – předem předepjaté prvky nebo vyztužené měkkou výztuží – jednotlivých prvků jsou v tomto stupni pouze doporučeny. V PD zhotovitele bude návrh zpřesněn i s ohledem na zvolenou technologii montáže (způsob podpírání, zvyklosti výrobce apod.). Zejména u stropních desek je možná alternativa 80mm prefabrikát + 170mm spřahující nadbetonávka.

Průvlak jako železobetonový nebo předem předpjatý prefabrikát 300/400mm délky max. cca. 7.34m, běžně 5.95m spřažený s monolitickou nadbetonávkou tl. 100-150mm (+ filigrán) nebo celomonolitickou deskou tl. 250mm. Průvlaky jsou pomocí nožové konzoly uloženy do vybrání ve sloupech. Průvlaky jsou zatíženy jednostranně nebo oboustranně.

10.4.3.1 Strop nad 1.PP

Monolitická stropní deska tl. 250mm (částečně působí zatížení z tělocvičny) je spřažena s prefabrikovanými průvlaky v příčném i podélném směru na rozpětí (desky, světlé) max. cca. 6.2m. Působí max. zatížení z podlahy tělocvičny (viz bod 7.1):

$$\rightarrow g_{0,k} = 6.25 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{8,k} = 1.8 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)}$$

$$\rightarrow q_{2,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-tělocvična)}$$

$$\rightarrow g_{4,k} = 1.71 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)}$$

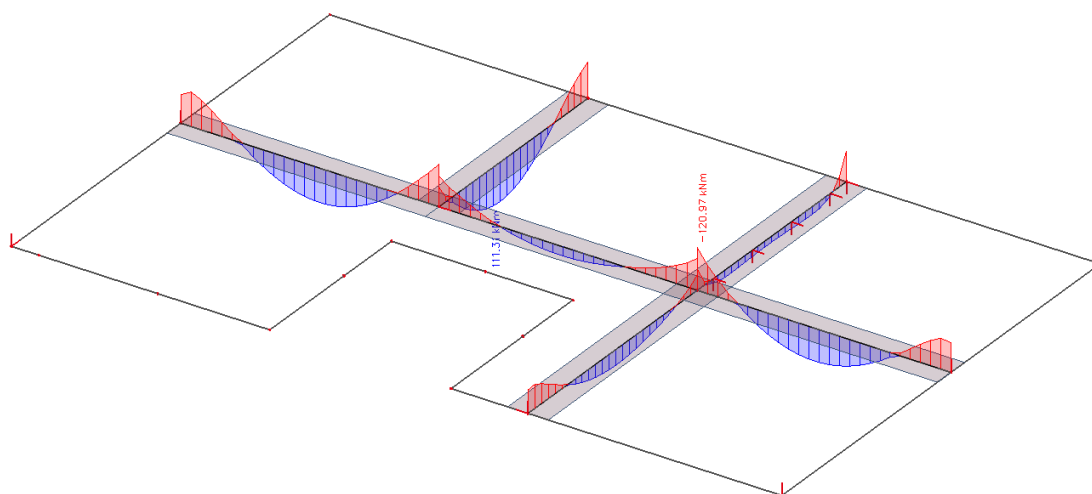
$$\rightarrow g_{5,k} \doteq 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (příčky, odhad)}$$

$$q_k = 6.25 + 1.8 + 5.0 + 1.0 \doteq 14.05 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (podlaha)}$$

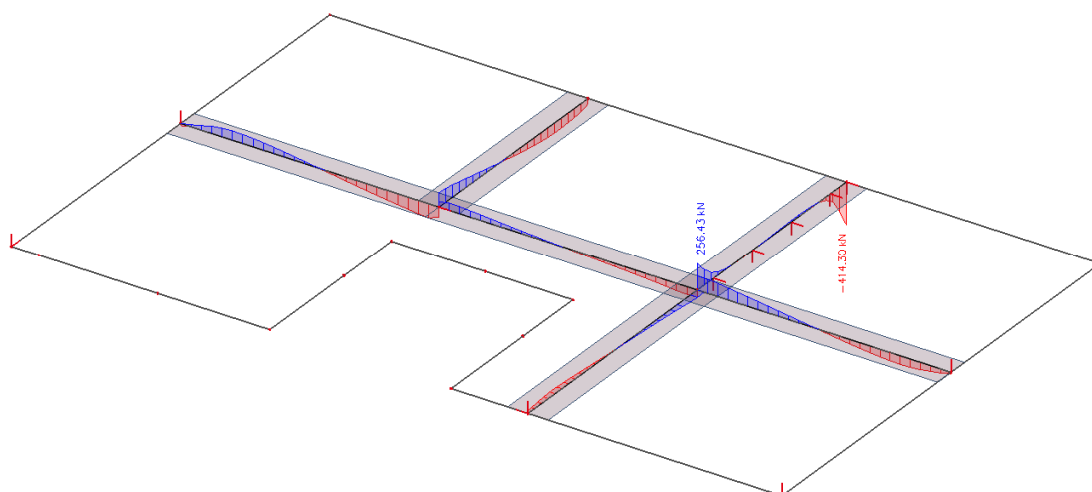
$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.25 + 1.8 + 1.0) + 1.5 \times 5.0 \doteq 19.7 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (strop nad 1.PP)}$$

1D vnitřní síly

Hodnoty: M_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Globální
 Výběr: Vše

**1D vnitřní síly**

Hodnoty: V_z
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Globální
 Výběr: Vše



Pro průvlak $\rightarrow M_{y,d,h,Ed} \leq 120 \text{ kNm}$, $\rightarrow V_{z,Ed} \leq 415 \text{ kN}$

1. orientační návrh výztuže prefa průvlaku

\rightarrow jedná se o výztuž průvlaku $\rightarrow h \geq 0.4 \text{ m}$ spřaženého s deskou $\rightarrow h \geq 0.25 \text{ m}$. Deska (monolit) je navržena z betonu min. C25/30 XC1 $\rightarrow f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$, průvlak (prefabrikát) z betonu min. C30/37 XC1 (viz PD zhotovitele). Betonářská výztuž B500 (resp. 10 505-R) $\rightarrow f_{yk} = 490 \text{ MPa}$, alt. předpínací výztuž. Předběžně jsou všechny průvlakky uvažovány jako spojitě s ohledem na spojitost spřahující vrstvy (desky).

Pro průvlak spřažený s deskou (žebro desky) s rozpětím max. 5.95 m je:

$$b = 6.845 \text{ m}, l_0 = 0.85 \times 6.35 = 5.4 \text{ m}, b_1 = b_2 \doteq 3.273 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0.2 \times b_i + 0.1 \times l_0 \leq 0.2 \times l_0, b_{eff,i} \leq b_i$$

$$b_{eff,i} = 0.2 \times 3.273 + 0.1 \times 5.4 = 1.195 \geq 0.2 \times 5.4 = 1.08 \text{ m} \leq 3.273 \text{ m} \rightarrow b_1 = b_2 = 1.08 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \times 1.08 + 0.3 = 2.46m \leq b = 6.485m$$

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm \}$$

$$\max \phi R25 \rightarrow c_{min,b} \geq 25mm$$

$$\rightarrow c_{min,dur} = 15mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{min} = \max \{ 25, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10 \} = 25mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

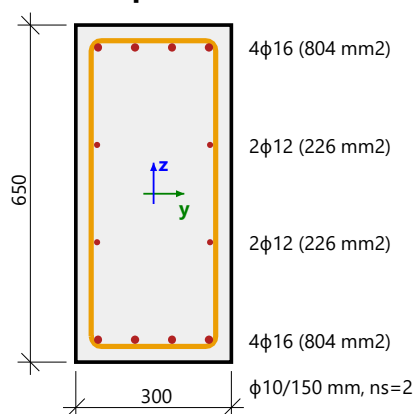
$$\Delta c_{dev} = 0mm \text{ (prefabrikát)}$$

$$c_{nom} = 25mm \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC1)}$$

Průvlak typ P1 $\rightarrow 300/400+250mm$

Scia Concrete Section 18.0

DDMUO-průvlak P1 300/400+250mm



Nastavení výpočtu

EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11

Typ prvku

Délka prvku

Třídy prostředí

Materiály

Beton

Podélná výztuž

Smyková výztuž

EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008

Nosník Posouzení

6 m

XC1

C 25/30

B 500 B

B 500 B

Shrnutí výpočtu

Posouzení	Kombinace	N _{Ed} [kN]	V _{Edy} [kN]	V _{Edz} [kN]	T _{Ed} [kNm]	M _{Edy,rec} [kNm]	M _{Edz,rec} [kNm]	Jednotkový posudek	Stav
N+My+Mz - Diagram	MSÚ / 1	0	0	415	0	120	0	0.45	OK
N+My+Mz - Odezva	MSÚ / 1	0	0	415	0	120	0	0.53	OK
Interakce V+T	MSÚ / 1	0	0	415	0	120	0	0.82	OK
Konstrukční zásady	MSÚ / 1	0	0	415	0	120	0	0.67	OK

Spražený průvlak **P1 300/400 + 250mm** \rightarrow beton C30/37 XC1 nebo lepší, krytí $c_{nom} = 25mm \rightarrow$ volím výztuž **4ØR16** pro oba povrchy, třmínky **2ØR10/150mm**.

2.předběžný návrh výztuže desky tl. 250mm

Krytí výztuže podle požadavků prostředí:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm \}$$

$$\max \phi R14 \rightarrow c_{min,b} \geq 14mm$$

$$\rightarrow c_{min,dur} = 15mm \text{ pro S4}$$

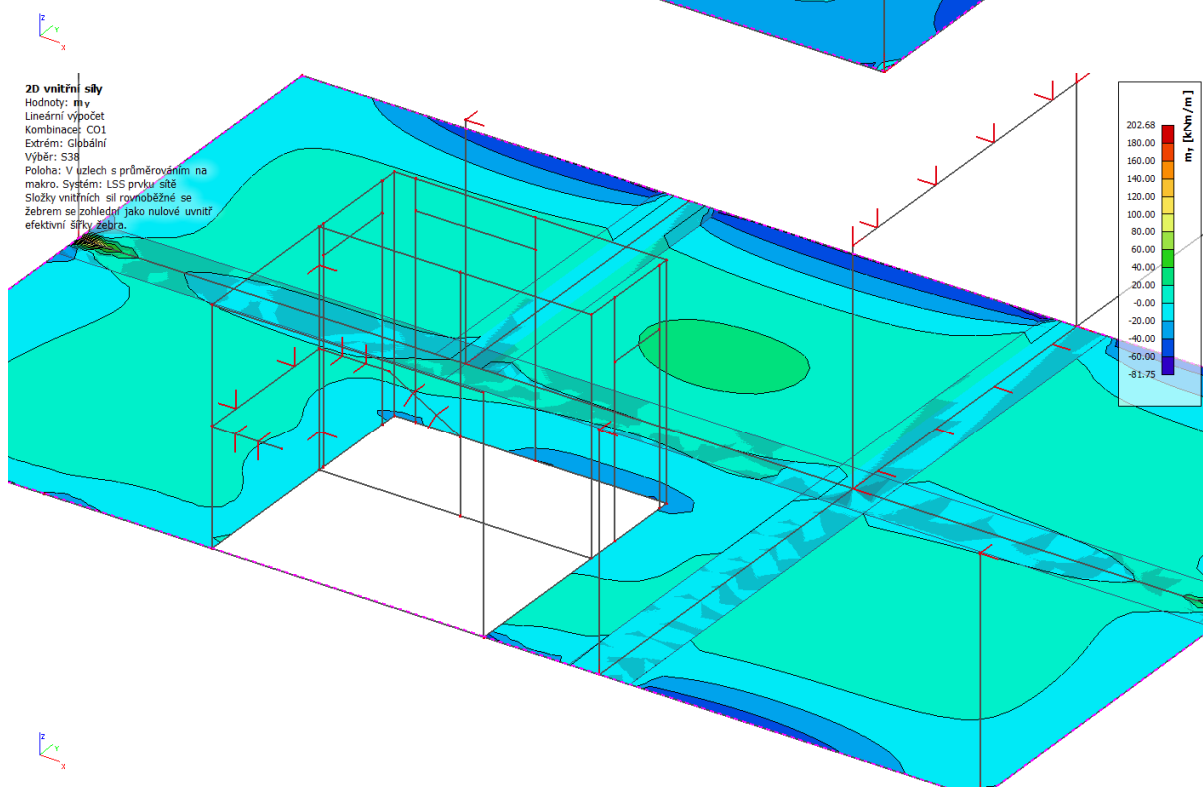
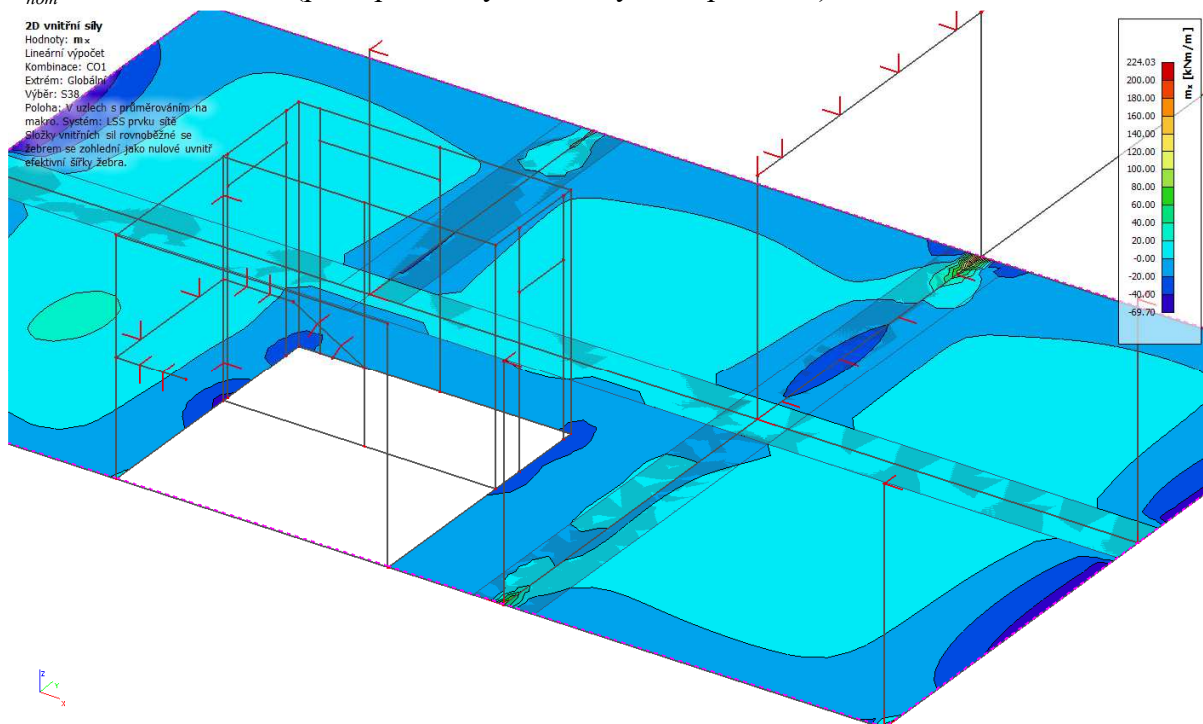
$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{min} = \max \{ 15, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10 \} = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm \text{ (prefabrikát + monolit/monolit)}$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25mm \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC1)}$$



Momenty v desce stropu nad 1.PP $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 120kNm / m'$ (lokálně), $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 50kNm / m'$
 $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 70kNm / m'$ (rozhodující směr), resp. $\rightarrow m_{y,d,Ed} \leq 140kNm / m'$ (lokálně),
 $\rightarrow m_{y,d,Ed} \leq 60kNm / m'$, resp. $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 82kNm / m'$.

1.deska $\rightarrow h \geq 0.25m$, výztuž dolní, podélně/příčně
 krytí $c = 25mm$, $\phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} m^2$

→ účinná výška - $d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 14 \doteq 204 \text{ mm}$

$$M_{Ed,d} \doteq 0.05 \text{ MNm} / m'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.2}{700 + 426} \doteq 0.101 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.204 - \sqrt{0.204^2 - \frac{2 \times 0.05}{1.0 \times 20}} = 0.013 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.101 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.204 \doteq 2.65 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.204 \doteq 3.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.013 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 6.1 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m' \geq A_{s,\text{min}}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{6.1}{1.131} = 5.4 \rightarrow 6 \text{ ksR12} / m' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.131 = 7.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m' \text{ (běžná}$$

výztuž v poli při dolním lici)

2.deska → $h \geq 0.25 \text{ m}$, výztuž horní, podélně/příčně

$$\text{krytí } c = 25 \text{ mm}, \phi_{s1} = 14 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ účinná výška - $d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 20 \doteq 195 \text{ mm}$

$$M_{Ed,h} \doteq 0.12 \text{ MNm} / m'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.195}{700 + 426} \doteq 0.097 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.195 - \sqrt{0.195^2 - \frac{2 \times 0.12}{1.0 \times 20}} = 0.034 \text{ m} \leq x_{B,\text{lim}} = 0.097 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.195 \doteq 2.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.195 \doteq 3.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.034 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 15.96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m' \geq A_{s,\text{min}}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{15.96}{3.142} = 5.1 \rightarrow 6 \text{ ksR20} / m' \rightarrow A_{s,\text{prov}} \geq \frac{1}{0.15} \times 3.142 = 20.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / m' \text{ (lokální}$$

v místech sloupů)

3.deska → $h \geq 0.25 \text{ m}$, výztuž horní, podélně/příčně

$$\text{krytí } c = 25 \text{ mm}, \phi_{s1} = 14 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ účinná výška - $d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 14 \doteq 204 \text{ mm}$

$$M_{Ed,d} \doteq 0.07 \text{ MNm} / m'$$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.2}{700 + 426} \doteq 0.101 \text{ m}$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.204 - \sqrt{0.204^2 - \frac{2 \times 0.07}{1.0 \times 20}} = 0.018m \leq x_{B,lim} = 0.101m$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.204 \doteq 2.65 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.204 \doteq 3.61 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.018 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 8.43 \times 10^{-4} m^2 / m' \geq A_{s,min}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{8.43}{1.539} = 5.5 \rightarrow 6ksR14 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m' \text{ (běžná}$$

výztuž v poli při horním lici)

Volím pro dolní líc a oba směry desky cca. **1ØR12/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 7.54 \times 10^{-4} m^2 / m'$, doplňková rozdělovací výztuž **5ØR8/m'**, lokálně **1ØR20/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 20.95 \times 10^{-4} m^2 / m'$, horní líc **1ØR14/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$.

Podrobný návrh a posouzení je součástí PD zhotovitele.

10.4.3.2 Strop nad 1.NP

Monolitická stropní deska tl. 250mm je spřažena s prefabrikovanými průvlaky v příčném i podélném směru na rozpětí (desky, světlé) max. cca. 7.5m. Působí max. zatížení (viz bod 7.1):

$$\rightarrow g_{0,k} = 6.25 kN / m^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{4,k} = 1.71 kN / m^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (podlaha)}$$

$$\rightarrow g_{5,k} \doteq 1.0 kN / m^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (příčky, odhad)}$$

$$\rightarrow q_{1,k} = 3.0 kN / m^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-běžné plochy s lavicemi, WC)}$$

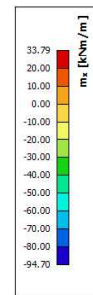
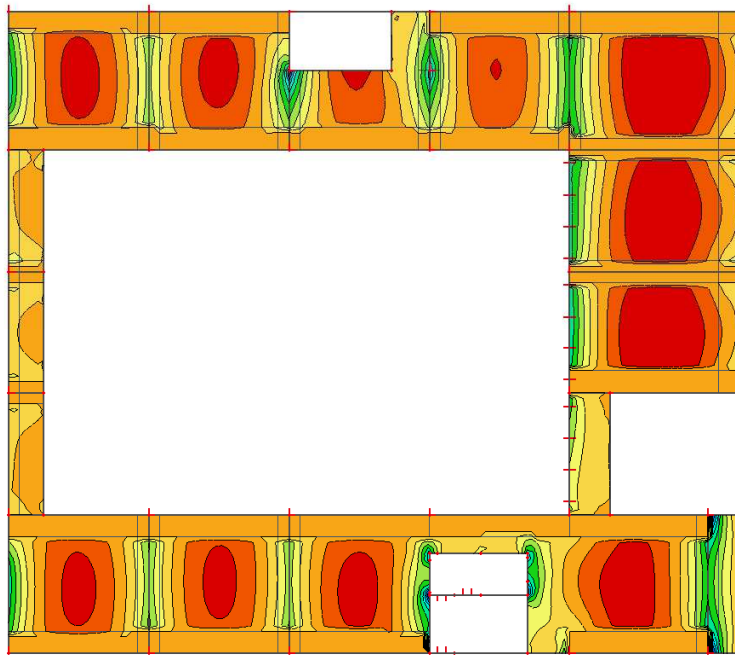
$$\rightarrow q_{2,k} = 5.0 kN / m^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné-chodby)}$$

$$q_k = 6.25 + 1.71 + 1.0 + 4.0 \doteq 12.96 kN / m^2 \text{ (podlaha)}$$

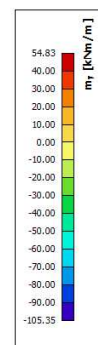
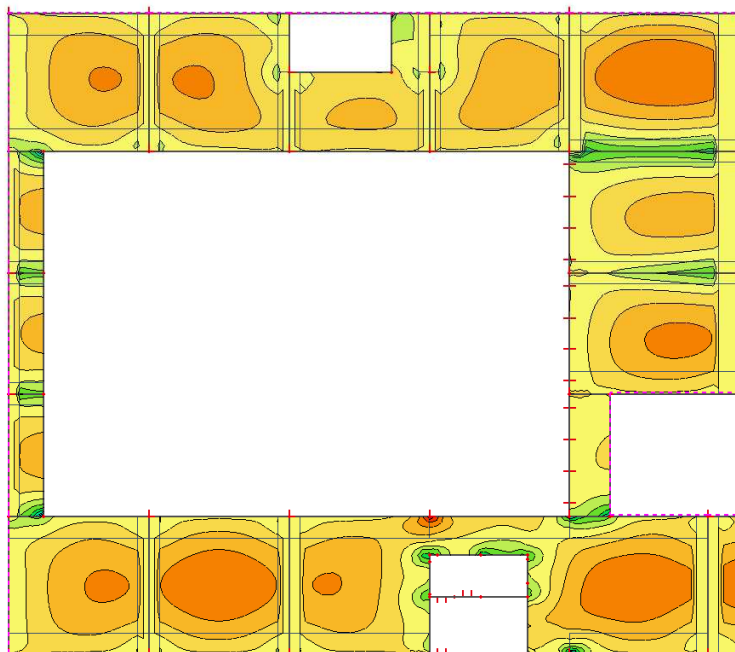
$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.25 + 1.71 + 1.0) + 1.5 \times 4.0 \doteq 18.1 kN / m^2 \text{ (strop nad 1.NP)}$$

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_x
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Extrém: Globální
 Výběr: S54
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

**2D vnitřní síly**

Hodnoty: m_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Extrém: Globální
 Výběr: S54
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



Momenty v desce stropu nad 1.NP $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 35 \text{ kNm} / \text{m}'$, $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 80 \text{ kNm} / \text{m}'$
 (rozhodující směr), resp. $\rightarrow m_{y,d,Ed} \leq 55 \text{ kNm} / \text{m}'$, resp. $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 90 \text{ kNm} / \text{m}'$.

1.deska $\rightarrow h \geq 0.25 \text{ m}$, výztuž dolní, podélně/příčně

krytí $c = 25 \text{ mm}$, $\phi_{s1} = 14 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

\rightarrow účinná výška - $d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 14 \doteq 204 \text{ mm}$

$M_{Ed,d} \doteq 0.035 \text{ MNm} / \text{m}'$

$$x_{B,\text{lim}} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.2}{700 + 426} \doteq 0.101 \text{ m}$$

$b = 1.0 \text{ m}$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.204 - \sqrt{0.204^2 - \frac{2 \times 0.035}{1.0 \times 20}} = 0.009m \leq x_{B,lim} = 0.101m$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.204 \doteq 2.65 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.204 \doteq 3.61 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.009 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 4.12 \times 10^{-4} m^2 / m' \geq A_{s,min}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{4.12}{1.131} = 3.7 \rightarrow 5ksR12 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq 5 \times 1.131 = 5.655 \times 10^{-4} m^2 / m' \text{ (běžná výztuž}$$

v poli při dolním lici, podélný směr)

2.deska $\rightarrow h \geq 0.25m$, výztuž dolní, podélně/příčně

$$\text{krytí } c = 25mm, \phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} m^2$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{1,1} = 250 - 25 - 0.5 \times 14 \doteq 218mm$$

$$M_{Ed,d} \doteq 0.05 MNm / m'$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.218}{700 + 426} \doteq 0.108m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.218 - \sqrt{0.218^2 - \frac{2 \times 0.05}{1.0 \times 20}} = 0.012m \leq x_{B,lim} = 0.108m$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.218 \doteq 2.83 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.218 \doteq 3.86 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.012 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 5.63 \times 10^{-4} m^2 / m' \geq A_{s,min}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{5.63}{1.131} = 5 \rightarrow 6ksR12 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.131 = 7.54 \times 10^{-4} m^2 / m' \text{ (běžná výztuž}$$

v poli při dolním lici, příčný směr).

3.deska $\rightarrow h \geq 0.25m$, výztuž horní, podélně/příčně

$$\text{krytí } c = 25mm, \phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} m^2$$

$$\rightarrow \text{účinná výška} - d_{1,2} = 250 - 25 - 1.5 \times 14 \doteq 204mm$$

$$M_{Ed,d} \doteq 0.07 MNm / m'$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.2}{700 + 426} \doteq 0.101m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.204 - \sqrt{0.204^2 - \frac{2 \times 0.07}{1.0 \times 20}} = 0.018m \leq x_{B,lim} = 0.101m$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.204 \doteq 2.65 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.204 \doteq 3.61 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.018 \times 1.0 \times 20}{426} \doteq 8.43 \times 10^{-4} m^2 / m' \geq A_{s,min}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{8.43}{1.539} = 5.5 \rightarrow 6ksR14 / m' \rightarrow A_{s,prov} \geq \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m' \text{ (běžná výztuž v poli při horním lici)}$$

Volím pro dolní líc a podélný směr desky cca. **1ØR12/200mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 5.655 \times 10^{-4} m^2 / m'$, resp. pro příčný směr **1ØR12/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 7.54 \times 10^{-4} m^2 / m'$, horní líc **1ØR14/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$, doplňková rozdělovací výztuž **5ØR8/m'**. Podrobný návrh a posouzení je součástí PD zhotovitele.

10.4.3.3 Strop nad 2.NP

Monolitická stropní deska tl. 250mm je spřažena s prefabrikovanými průvlaky v příčném i podélném směru na rozpětí (desky, světlé) max. cca. 7.5m. Působí max. zatížení (viz bod 7.1):

$$\rightarrow g_{0,k} = 6.25 kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{1,k} \doteq 1.56 kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vrstvy střechy)}$$

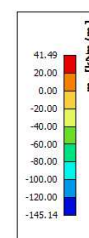
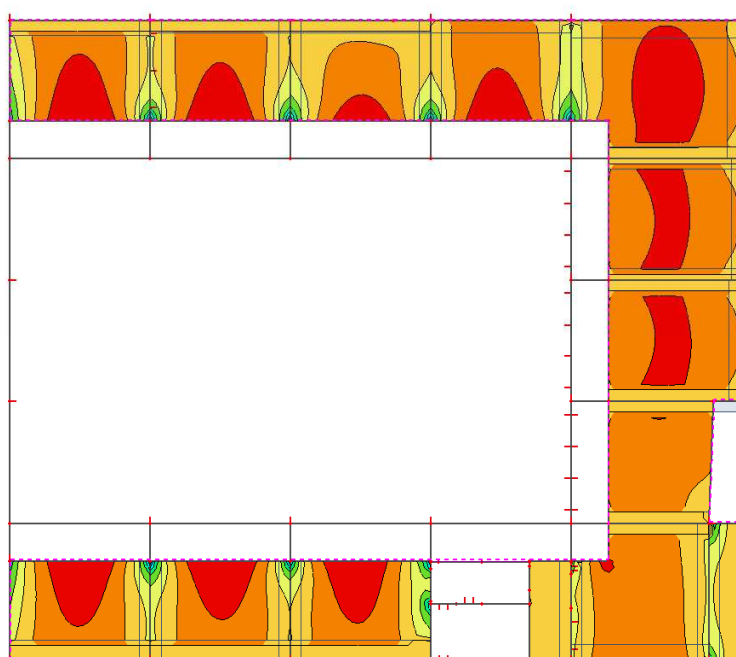
$$\rightarrow s_{1,k} = 1.152 kPa, \gamma_G = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh, rozhoduje)}$$

$$\rightarrow q_{k,3} = 0.75 kN / m^2, \gamma_G = 1.5 \text{ (užitné na střeše, lokální působení)}$$

$$q_k = 6.25 + 1.1 + 1.152 \doteq 8.5 kN / m^2 \text{ (střecha nad 3.NP)}$$

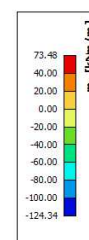
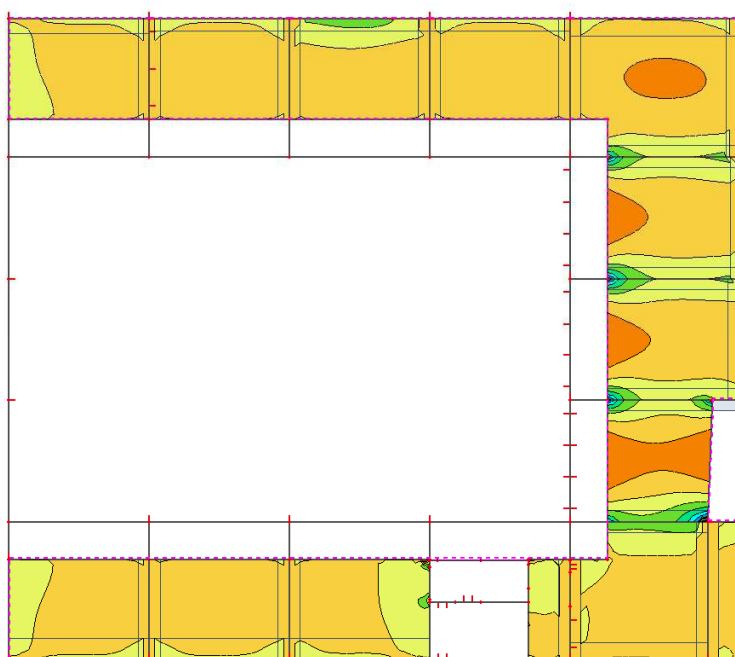
$$q_{Ed} = 1.35 \times (6.35 + 1.1) + 1.5 \times 1.152 \doteq 11.8 kN / m^2 \text{ (střecha nad 3.NP)}$$

2D vnitřní síly
Hodnoty: m x
Lineární výpočet
Kombinace: C01
Extrém: Globální
Výběr: S70
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť
Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Extrém: Globální
 Výběr: S70
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



Momenty v desce stropu nad 2.NP $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 42 \text{ kNm} / \text{m}'$, $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 80 \text{ kNm} / \text{m}'$ (rozhodující směr), resp. $\rightarrow m_{y,d,Ed} \leq 74 \text{ kNm} / \text{m}'$, resp. $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 80 \text{ kNm} / \text{m}'$.

Volím (cca. ve shodě se stropem nad 1.NP) pro dolní líc a podélný směr desky cca. **1ØR12/200mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 5.655 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$, resp. pro příčný směr **1ØR14/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 7.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$, horní líc **1ØR14/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 10.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$, doplňková rozdělovací výztuž **5ØR8/m'**. Podrobný návrh a posouzení je součástí PD zhotovitele.

10.4.4 Schody SCH1

Prefabrikované železobetonové schody, dvouramenná desková konstrukce s přímo nebo dodatečně betonovanými stupni (viz PD zhotovitele) $\rightarrow 2 \times 13 \times 153.85/300$. Lomená deska tl. 0.175m je uložena na podlahové desce (nástupní rameno), nosném zdivu (mezipodesta tl. 0.175m) a desce stropu nad 1.NP (výstupní rameno).

Na schodišťové rameno působí zatížení:

$$\rightarrow g_{0,k} = 4.375 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{4,k} = 2.23 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (schody)}$$

$$\rightarrow q_{2,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné)}$$

10.4.4.1 Návrh výztuže

$$q_k = 4.375 + 2.23 + 5.0 \doteq 11.61 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (4.375 + 2.23) + 1.5 \times 5.0 \doteq 16.42 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Nástupní/výstupní rameno. Jednoduše jako prostý nosník na rozpětí cca. 4.3m.

$$M_{Ed,max} \approx \frac{1}{8} \times 16.42 \times 4.3^2 \doteq 38 \text{ kNm} / \text{m}', \quad V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \times 16.42 \times 4.3 \doteq 35.3 \text{ kN} / \text{m}' \quad (\text{jednostranná reakce na desku/mezipodestu}).$$

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}, c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm\}$$

Výztuž cca. $\phi R14 \rightarrow c_{\min,b} \geq 14mm$

$$\rightarrow c_{\min,dur} = 15mm \text{ pro S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$$c_{\min} = \max \{14, 15 + 0 - 0 - 0 = 15, 10\} = 15mm$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25mm \text{ (předepsané krytí horní výztuže pro XC1)}$$

Návrh výztuže desky $\rightarrow h \geq 175mm$ C30/37 XC1 \rightarrow krytí $c_{nom} = 25mm$, výztuž max. cca.

$$\phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.54 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow d_{1,1} = 175 - 25 - \frac{14}{2} \doteq 143mm$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.143}{700 + 426} = 0.071m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.143 - \sqrt{0.143^2 - \frac{2 \times 0.04}{1.0 \times 20}} = 0.0147m \leq x_{B,lim} = 0.071m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0147 \times 1.0 \times 20}{426} \geq 6.92 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.143 \doteq 1.86 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.143 \doteq 2.53 \times 10^{-4} m^2 / m' \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{6.92}{1.539} \doteq 4.5 \rightarrow 5ksR14 / m' \rightarrow A_{s1} = \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

Pro ramena volím výztuž **6ØR14/m'**, rozdělovací výztuž **4ØR8/m'**.

Mezipodesta \rightarrow monolitická deska tl. 225mm uložená jako prostý nosník na zdivo tl. 240mm (+1.787) nebo monolitickou stěnu. Světlé rozpětí podesty je cca. 2.5m, uložení na zdivo/monolit je min. 0.15m $\rightarrow l_{eff} = 2.8m$ (max., neuvažují vetknutí).

Působí zatížení plošné (podlaha + užitné) a liniové z ramen:

$$\rightarrow g_{0,k} = 4.375kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (deska)}$$

$$\rightarrow g_{4,k} = 2.23kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (schody)}$$

$$\rightarrow q_{2,k} = 5.0kN / m^2, \gamma_F \doteq 1.5 \text{ (užitné)}$$

$$\rightarrow q_{z,Ed} = V_{Ed,max} \doteq 36kN / m'$$

$$\Sigma q_{Ed} = 1.35 \times (4.375 + 2.23) + 1.5 \times 5.0 \doteq 16.41kN / m^2$$

Předpoklad – reakci z ramen přenáší cca. nosník šířky 0.75m \rightarrow

$$q_{Ed}' = 0.75 \times 16.41 + 37 = 49.3kN / m'$$

$$M_{Ed,max} \approx \frac{1}{8} \times 50 \times 2.8^2 \doteq 49kNm, V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \times 50 \times 2.8 \doteq 70kN \text{ (reakce na zdivo z nosníku šířky cca. 1.0m, tj. cca. 70kN/m')}.$$

C30/37 XC1 → krytí $c_{nom} = 25mm$, výztuž $\phi_{s1} = 14mm \rightarrow A_{s1} = 1.539 \times 10^{-4} m^2$

$$c_{nom} \leq 25mm \rightarrow d_{1,1} = 225 - 25 - 0.5 \times 14 \doteq 193mm$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.193}{700 + 426} = 0.096m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.193 - \sqrt{0.193^2 - \frac{2 \times 0.05}{1.0 \times 20}} = 0.0134m \leq x_{B,lim} = 0.096m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0134 \times 1.0 \times 20}{426} \geq 6.3 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.193 \doteq 2.51 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.193 \doteq 3.42 \times 10^{-4} m^2 / m' \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{6.3}{1.539} \doteq 4.1 \rightarrow 5ksR14 / m' \rightarrow A_{s1} = \frac{1}{0.15} \times 1.539 = 10.26 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

Pro mezipodestu volím výztuž **ØR14/150mm**, rozdělovací výztuž **4ØR8/m'**.

Pro ramena i mezipodestu volím výztuž **6ØR14/m'**, rozdělovací výztuž **4ØR8/m'**.

Podrobný návrh a posouzení je součástí PD zhotovitele, resp. dodavatele (výrobce) prefabrikátu.

10.4.5 Schody SCH2

Schody v komunikační věži. Hlavní schody jsou navrženy jako kombinace monolitických mezipodest a prefabrikovaných ramen ukládaných na ozuby desek (stropní a mezipodesta) s vložením izolačního prvku (např. Tronsole). Konstrukční výška podlaží se liší → stupně 22 x 165.9/290mm (11 + 11 stupňů), tl. desky prefabrikovaného ramene na max. rozpětí cca. 3.8m je 0.175m.

Zatížení (deska, užité):

$$\rightarrow g_{0,k} = 4.375 kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (deska tl. 175mm)}$$

$$\rightarrow q_{4,k} \leq 3.0 kN / m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užité)}$$

$$\Sigma q_k = 4.375 + 3.0 \doteq 7.4 kN / m^2$$

$$\Sigma q_{Ed} = 1.35 \times 4.375 + 1.5 \times 3.0 \doteq 10.4 kN / m^2, \gamma_F = \frac{10.4}{7.4} = 1.406$$

$$M_{Ed,max} \approx \frac{1}{8} \times 10.4 \times 3.8^2 \doteq 19 kNm / m', \quad V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \times 10.4 \times 3.8 \doteq 20 kN / m' \quad (\text{jednostranná}$$

reakce na ozub mezipodesty a stropu).

Orientační návrh výztuže desky ramene → $h \geq 175mm$ C30/37 XC1 → krytí $c_{nom} = 20mm$,

$$\text{výztuž } \phi_{s1} = 10mm \rightarrow A_{s1} = 0.785 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow d_{1,1} = 175 - 20 - \frac{10}{2} \doteq 150mm$$

$$x_{B,lim} = \frac{560 \times d}{700 + f_{yd}} = \frac{560 \times 0.15}{700 + 426} = 0.0746m$$

$$b = 1.0m$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{Ed}}{b \times f_{cd}}} = 0.15 - \sqrt{0.15^2 - \frac{2 \times 0.019}{1.0 \times 20}} = 0.0065m \leq x_{B,lim} = 0.075m$$

$$A_{s,rqd} = \frac{x_B \times b \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0065 \times 1.0 \times 20}{426} \geq 3.04 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1.0 \times 0.15 \doteq 1.95 \times 10^{-4} m^2 / m'$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.9}{426} \times 1.0 \times 0.15 \doteq 2.65 \times 10^{-4} m^2 / m' \leq A_{req}$$

$$n = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s1}} = \frac{3.04}{0.785} \doteq 3.9 \rightarrow 5ksR10 / m'$$

Vyhovuje průřez ramene tl. 175mm z betonu min. C30/37 XC1 s výztuží min. 5ØR10/m' (rameno SCH2).

10.4.6 Deska galerie v ose 1

Deska galerie na úrovni +3.55, tl. 250mm → spojitý nosník (3 pole po 5.5m) podepřený OK konzolami, podélným průvlakem a na koncích vetknutý (podpora + deska). Působí zatížení:

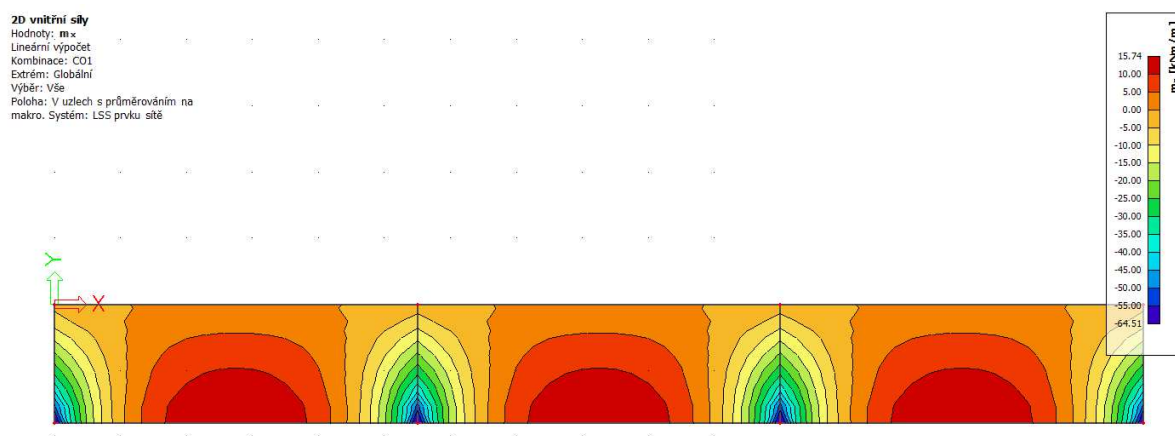
→ $g_{0,k} = 6.25 kN / m^2$, $\gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha desky)

→ $g_{4,k} = 1.71 kN / m^2$, $\gamma_G = 1.35$ (podlaha)

→ $q_{4,k} = 5.0 kN / m^2$, $\gamma_Q = 1.5$ (užitné - podlaha)

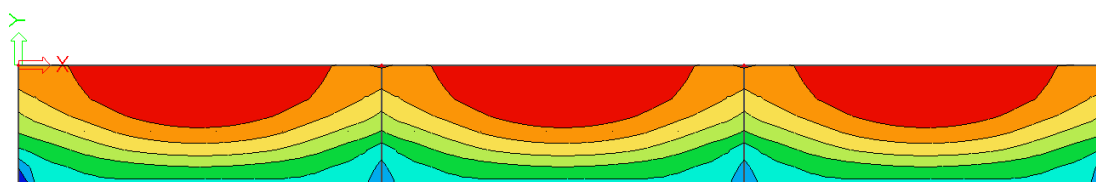
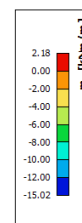
→ $q_{6H,k} = 5.0 kN / m'$, $\gamma_Q = 1.5$ (užitné – zábradlí, výška 1.2m)

Působí plošné zatížení $q_k = 6.25 + 1.71 + 5.0 \doteq 13.0 kN / m^2$ a liniové momentové zatížení na hraně $m_k = 5 \times 1.2 = 6.0 kNm / m'$.



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Momenty v desce $\rightarrow m_{x,h,Ed} \leq 50 \text{ kNm} / \text{m}'$, $\rightarrow m_{x,d,Ed} \leq 16 \text{ kNm} / \text{m}'$

Volím (cca. ve shodě se stropem nad 1.NP) pro dolní líc a podélný i příčný směr desky cca. **1ØR12/200mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 5.655 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$, horní líc **1ØR14/150mm**, tj. $A_{s,prov} \geq 10.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}'$, doplňková rozdělovací výztuž **5ØR8/m'**. Podrobný návrh a posouzení je součástí PD zhotovitele.

10.5 Poznámky k provádění železobetonových konstrukcí

Platí především pro stropní desku a stěnu. Pracovní spáry budou upraveny podle postupu betonáže, resp. pouze tam kde je to z hlediska požadavku na pohledový beton přípustné. Pracovní spára musí být před betonáží **řádně ošetřena** (viz ČSN P ENV 13670-1/ 73 2400), tj. očištěna a zvlhčena (viz příslušné detaily v DD).

Výztuž všech monolitických konstrukcí bude provedena z měkké vázané oceli R 10505 (BSt 500 S).

Krytí výztuže stropní desky/stěny je $c_{nom}=15\text{mm}$ (dolní líc), resp. $c_{nom}=15\text{mm}$ (horní líc).

Svařování betonářské výztuže (případné) bude provedeno dle ČSN EN ISO 17660-1 a ČSN EN ISO 17660-2. Receptura betonové směsi, technologie betonáže a zkoušky čerstvého i zatvrdlého betonu musí být navrženy a prováděny v souladu s technologickým předpisem betonáže (viz PD zhotovitele). Technické požadavky na složky betonu, vlastnosti čerstvého a zatvrdlého betonu a jejich ověřování, požadavky na výrobu betonu, jeho dopravu, dodávání, ukládání a ošetřování a postupy při kontrole jakosti se řídí ustanoveními ČSN EN 206-1 a kap. 18 TKP. Musí být doloženo prohlášení o shodě včetně všech protokolů o výsledcích zkoušek a jejich vyhodnocení.

Provádění betonových konstrukcí a související technologické předpisy jsou především součástí PD zhotovitele. Tato dokumentace musí stavebníkovi (v rámci AD i projektantovi) předložena v dostatečném předstihu!

- Beton je min. C25/30 XC1.
- Technologické pracovní spáry budou upraveny podle postupu betonáže, resp. pouze tam kde je to z hlediska požadavku na pohledový beton přípustné. Pracovní spára musí být před betonáží **řádně ošetřena** (viz ČSN P ENV 13670-1/ 73 2400), tj. očištěna a zvlhčena (viz příslušné detaily v PD zhotovitele).
- Výztuž všech monolitických konstrukcí bude provedena z měkké vázané oceli R 10 505.9, tj. R (B500 B). Případné svařování betonářské výztuže (viz PD zhotovitele) bude provedeno podle ČSN EN ISO 17660-1, resp. ČSN EN ISO 17660-2.

10.5.1 Kvalita povrchů betonových konstrukcí

Všechny konstrukce musí být provedeny v tolerancích požadovanými platnými normami, tj. především ČSN EN 13670. Z hlediska kvality výsledného povrchu betonu jsou konstrukce rozděleny do tří kategorií:

- a) běžný povrch bez zvláštních nároků
- b) pohledový beton bez mimořádných nároků
- c) pohledový beton s maximálními nároky na kvalitu provedení

Kategorie a) platí pro všechny povrchy, které nebudou trvale viditelné. Z konstrukčního hlediska musí tyto povrchy vyhovět pouze běžným požadavkům na kvalitní beton s patřičným krytím výztuže bez hnízd a nepřiměřených trhlin. Rovinatost povrchu musí vyhovovat navazujícím konstrukcím.

Kategorie b) platí pro povrchy betonu ve všech pomocných prostorech jako vzdušní líc OZ, nebo povrchy dostatečně vzdálené od přímého kontaktu. Povrch musí být takový, aby jej nebylo nutné dále stěrkovat, či omítat. Má být hutný, hladký, uzavřený, množství pórů velikostí 1 – 15 mm, maximálně 0,3% ze zkušební plochy 0,50 x 0,50 m. Ostré hrany musí být zkoseny, do pracovních spár musí být osazeny lišty, dilatační spáry musí být utěsněny proti vniknutí vody a kryty lištami nebo pásy. Rozmístění pracovních a optických spár musí být odsouhlaseno architektem a zadavatelem. Pracovní postup musí být navržen tak, aby nedocházelo ke vzniku větších než vlasových trhlin nebo k následnému znečištění nebo poškození povrchu.

Kategorie c) platí pro vizuálně exponované povrchy a esteticky náročné prostory. Rozměrová tolerance se zpřísňuje na $\pm 10\text{mm}$ v obou směrech, bednění je nutné překontrolovat z hlediska nerovností. Povrch musí být hladký, celistvý, vyrovnaný, ve stejném barevném odstínu, napínací zámky a místa styku bednění musí být odsouhlasena architektem. Předpokládá se provedení zkušebních vzorků, jejich schválení a uchovávání pro další porovnávání. Až do kolaudace musí být plochy chráněny před možným poškozením.

Poznámka: Jeden a týž prvek může být zařazen do různých kategorií, rozhoduje kategorie s vyššími nároky. V projektu nejsou uvažovány prvky se zvýšenými požadavky na pohledovou kvalitu.

Bedněné povrchy betonových konstrukcí budou provedeny v kvalitě PB2 dle TP ČBS 03 Pohledový beton.

10.5.2 Kotvení

Svislé nosné monolitické konstrukce jsou vždy vyvazovány na kotevní výztuž z předchozí vodorovné (svislé) monolitické konstrukce. Veškeré sousedící monolitické konstrukce jsou navzájem provázány výztuží. Každý vzniklý vyvázaný roh (ať ve stěně nebo v desce) musí mít zavlečenou vnitřní závlačovou výztuž. Pro kotvení platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro nastavování výztuží platí vždy min. délka přesahu (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 60 profilů).

Veškeré dodatečné kotvení (především výztuže) musí být předem odsouhlaseno projektantem prováděcí části dokumentace. Dodatečné kotvení se bude provádět pomocí vrtání a vlepení výztuže. Osazování výztuže se řídí technologickými předpisy výrobce. Pro kotvení v tlaku platí vždy délky výztuže na min. kotevní délku (dle třídy betonu a profilu výztuže – cca 40 profilů). Pro kotvení v tahu platí vždy délky výztuže na min. přesahovou délku (dle třídy betonu a profilu výztuže → cca 60 profilů).

10.5.3 Smršťování a dotvarování betonu

Nepříznivé účinky od smršťování betonu budou omezeny především vhodným uspořádáním výztuže (viz PD zhotovitele), vhodnou technologií ukládání betonu, dodržováním technologické kázně, kvalitním ošetřováním uloženého betonu, vhodným složením betonové směsi a případně použitím betonu, u kterého je dosaženo požadovaných vlastností po devadesáti dnech (bílá vana). Standardně, tj. bez nároku na šířku trhlin (propustnost – neuplatní se) bude použit beton, který dosáhne požadovaných vlastností po 28 dnech od uložení betonové směsi.

10.5.4 Tolerance

Tolerance vertikální i horizontální, jak celkové tak lokální, nosné železobetonové konstrukce jsou omezeny podle znění ČSN EN 13670 „Provádění betonových konstrukcí“ – Toleranční třída 1. Požadavky na dodržení výrobních rozměrových a povrchových tolerancí budou (především nebo mimo jiné) následující:

- 1) Poloha základu v půdorysu vztažená k sekundárním přímkám: ± 25 mm
- 2) Poloha základu ve svislém směru vztažená k sekundární úrovni: ± 20 mm
- 3) Poloha stěny v půdorysu vztažená k sekundárním přímkám: ± 25 mm
- 4) Volný prostor mezi sousedními sloupy nebo stěnami: větší z ± 20 mm nebo $\pm l/600$, max. 60 mm
- 5) Vodorovná přímota nosníků: větší z ± 20 mm nebo $\pm l/600$
- 6) Vzdálenost mezi sousedními nosíky: větší z ± 20 mm nebo $\pm l/600$, max. 40 mm
- 7) Vychýlení nosníku nebo desky: $\pm (10 + l/500)$ mm
- 8) Úroveň sousedních nosníků: $\pm (10 + l/500)$ mm
- 9) Úrovně sousedních stropů u podpěr: ± 20 mm
- 10) Rovina nejvyššího stropu měřená k sekundární úrovni: ± 20 mm nebo $\pm 0,5 (H+20)$ mm, max. 60 mm
- 11) Pravoúhlost příčného řezu desky (nosníku): větší z $\pm 0,04 h$ nebo ± 10 mm, max. ± 20 mm
- 12) Tolerance pro rovinnost povrchů a přímota hran:
 - a. Povrch ve styku s bedněním
 - i. Rovinnost celkově ($l = 2,0$ m): 9 mm
 - ii. Rovinnost místně ($l = 0,2$ m): 4 mm
 - b. Povrch bez styku s bedněním
 - i. Rovinnost celkově ($l = 2,0$ m): 15 mm
 - ii. Rovinnost místně ($l = 0,2$ m): 6 mm
 - c. Kosoúhlost příčného řezu: větší z $a/25$ nebo $b/25$, max. ± 30 mm
 - d. Přímota hran
 - i. Pro délky $l < 1,0$ m: ± 8 mm
 - ii. Pro délky $l > 1,0$ m: ± 8 mm/m, max. ± 20 mm
- 13) Tolerance pro otvory (kruhové a pravoúhlé) a vložené prvky:
 - a. Otvory a vložky pro potrubí
 - i. Pravoúhlé otvory: ± 25 mm
 - ii. Kruhové otvory: ± 10 mm
 - b. Otvory nebo výstupek: ± 25 mm

- c. Kotevní šrouby a podobné vložky
 - i. Umístění šroubů a střed skupiny šroubů: $\pm 10 \text{ mm}$
 - ii. Vnitřní vzdálenost mezi šrouby ve skupině: $\pm 10 \text{ mm}$
 - iii. Volná délka šroubů: $+ 25 \text{ mm}, - 5 \text{ mm}$
 - iv. Naklonění: 5 mm nebo $1/200$
- d. Kotevní desky a podobné vložky
 - i. Odchylka v poloze: $\pm 20 \text{ mm}$
 - ii. Odchylka ve výšce: $\pm 10 \text{ mm}$
- 14) Vychýlení sloupu nebo stěny v některé rovině
 - a. Pro $h \leq 10 \text{ m}$: větší z 15 mm nebo $h/400$
 - b. Pro $h > 10 \text{ m}$: větší z 25 mm nebo $h/600$
- 15) Odchylka mezi středy stěn a sloupů: větší z $t/30$ nebo 15 mm , max. 30 mm
- 16) Zakřivení sloupu nebo stěny v úrovni podlaží: větší z $h/300$ nebo 15 mm , max. 30 mm
- 17) Poloha betonářské výztuže (s lineární interpolací pro mezilehlé hodnoty)
 - a. Pro $h \leq 150 \text{ mm}$: $+ 10 \text{ mm}$
 - b. Pro $h = 400 \text{ mm}$: $+ 15 \text{ mm}$
 - c. Pro $h \geq 2500 \text{ mm}$: $+ 20 \text{ mm}$
- 18) Krytí výztuže: $\pm 10 \text{ mm}$ (Δc_{def})
- 19) Stykování přesahem (l = délka přesahu): $- 0,06 l$

11 Ocelové konstrukce

Nosné ocelové konstrukce \rightarrow především OK vazníky a ztužidla = rošt střechy, vaznice.

11.1 Návrhové hodnoty zvolených materiálů

Konstrukční ocel S235 $\rightarrow f_u = 360 \text{ MPa}, f_y = 235 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$), $\gamma_{M0} = 1.0$ (válcované průřezy), resp. Fe320G $\rightarrow f_u = 390 \text{ MPa}, f_y = 320 \text{ MPa}$ (S320GD+Z)

11.2 OK střechy

Jedná se o příhradové vazníky na rozpětí 16.5 m (podpory v příčném směru) \rightarrow volím jako kosoúhlou soustavu s podružnými svislicemi, s převislými konci a lomeným spodním pásem (viz DSP, resp. změna tvaru) \rightarrow celková délka cca. 23.5 m , převislé konce vazníků cca. 3.4 m . Vazníky po max. 6.35 m jsou v podélném směru ztuženy podélnými ztužidly (min. $4 \times$), resp. vazníky spolu se ztužidly ($3 \times 5.5 \text{ m}$, 4 ks) tvoří ortogonální rošt s převislými konci až 3.75 m . Uvažuji trubkový vazník s tuhými styčníky (velké zatížení + vyložené konce), výška vazníku min. cca. 2.0 m . Stejný typ konstrukce uvažuji i pro ztužidla. Mezi horní pásy jsou uloženy vaznice pro zmenšení rozpětí profilovaných samonosných plechů. Na koncích vazníků a ztužidel jsou (v rozích) balkónové nosníky (oboustranná konzola cca. 3.5 m !). Profilované (trapézové) plechy jsou k vazníkům, vaznicím a ztužidlům šroubovány nebo bodově vařeny. K OK střechy je přikotvena konstrukce plachty s velkými tahovými silami. Návrh kotvení je součástí PD zhotovitele, resp. dodavatele konstrukce stínící plachty! OK je na hlavách sloupů $400/400 \text{ mm}$ uložena pomocí elastomerových (mostních) ložisek, typ C (viz TP 160 – Mostní elastomerová ložiska). Předpokládaná výška ložiska je cca. $50\text{--}75 \text{ mm}$ (ložisko navrhne pro charakteristické zatížení, tj. reakce výrobce).

11.2.1 Zatížení

Plocha přístupné střechy je v zadání uvažována jako „relaxační“, volím plochu S4:

- $g_{0,k}$, $\gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha = vazník + vaznice)
- $g_{2,k} = 2.54 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_G = 1.35$ (vrstvy střechy + plech)
- $g_{9,k} = 0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_G = 1.35$ (rozvody VZT)
- $q_{4,k} = 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_Q = 1.5$ (užitné přístupné části – omezeno dlažbou)
- $q_{3,k} = 0.75 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma_Q = 1.5$ (užitné nepřístupné části)
- $s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}$, $\gamma_Q = 1.5$ (sníh)
- $Q_{i,k}$, $\gamma_Q = 1.5$ (podpory sloupků, tj. **zatížení** na OK v kotevních místech):
- bob č. 11 (5/B) → $F_{z,k} = -250 \text{ kN}$ (tlak), $F_{x,y,k} = \pm 45 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, tj. proti sklonu sloupku)
- bob č. 12 (2/E) → $F_{z,k} = -70 \text{ kN}$ (tlak), $F_{x,y,k} = \pm 21 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, tj. proti sklonu sloupku)
- bob č. 13 (5/E) → $F_{z,k} = -580 \text{ kN}$ (tlak), $F_{x,y,k} = \pm 55 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, tj. proti sklonu sloupku)
- bob č. 22 (3/B) → $F_{z,k} = -523 \text{ kN}$ (tlak), $F_{x,y,k} = \pm 39 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, tj. proti sklonu sloupku)
- tahové kotvy působící mimo modulové osy (!):
- bob č. 14 → $F_{z,k} = 310 \text{ kN}$ (tah), $F_{y,k} = 81 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 13)
- bob č. 15 → $F_{z,k} = 230 \text{ kN}$ (tah), $F_{x,y,k} = 46 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 13)
- bob č. 16 → $F_{z,k} = 67 \text{ kN}$ (tah), $F_{x,k} = 50 \text{ kN}$, $F_{y,k} = 114 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 12)
- bob č. 17 → $F_{z,k} = 31 \text{ kN}$ (tah), $F_{y,k} = 23 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 12)
- bob č. 18 → $F_{z,k} = 148 \text{ kN}$ (tah), $F_{x,k} = 36 \text{ kN}$, $F_{y,k} = 95 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 11)
- bob č. 19 → $F_{z,k} = 186 \text{ kN}$ (tah), $F_{x,k} = 120 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 11)
- bob č. 20 → $F_{z,k} = 155 \text{ kN}$ (tah), $F_{x,k} = 92 \text{ kN}$, $F_{y,k} = 32 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 22)
- bob č. 21 → $F_{z,k} = 248 \text{ kN}$ (tah), $F_{y,k} = 50 \text{ kN}$ (směrem do plochy střechy, sloupek 22)

11.2.2 Trapézový plech

Uvažuji plech TR60/235 jako spojitý nosník min. přes 2 pole (!) na rozpětí 1.85m (max. cca. 2.0m) → volím např. TR60/235 (samonosný). Na plech působí max. zatížení (přístupná plocha):

$$q_k = 2.54 + 5.0 = 7.54 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times 2.54 + 1.5 \times 5.0 = 10.93 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = \frac{10.929}{7.54} = 1.45$$

→ max. moment nad podporou:

$$M_{Ed, \max, h} \doteq 0.125 \times 11 \times 1.85^2 \doteq 4.7 \text{ kNm} / \text{m}' \text{ (platí i v poli pro plech jako prostý nosník)}$$

→ max. moment v poli:

$$M_{Ed,max,d} \doteq 0.0957 \times 11 \times 1.85^2 \doteq 3.6 kNm / m'$$

$$W_{ef,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{4.7 \times 10^6 \times 1.0}{320} \geq 14700 mm^3 \rightarrow \text{vyhovuje plech s tl. 1.0mm dle ČSN EN}$$

$$1993-1-3, \text{ tj. volím plech TR 60/235-1.25} \rightarrow I_{ef} = 891.98 \times 10^3 mm^4, W_{ef} = 23.174 \times 10^3 mm^4$$

$$\text{Průhyb} \rightarrow \delta = \frac{1}{E \times I_a} \times \frac{5}{384} \times q_k \times l^4,$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{7.54 \times 1850^4}{210 \times 10^3 \times 891.98 \times 10^3} \doteq 6.1 mm \leq \frac{L}{300}, \text{ vyhoví pro prostý nosník!}$$

Plech **TR 60/235-1.25** vyhovuje s rezervou na 1.MS, a to i jako prosté pole (prostý nosník) na rozpětí do 2.0m.

11.2.3 Vaznice

Trapézové plechy jsou přímo podepřeny vaznicemi, vazníky a ztužidly. Vaznice jsou navrženy jako prosté nosníky na rozpětí max. 6.35m (osově), po max. 1.85m \rightarrow volím válcovaný průřez cca. HE180B (nezpražený). Vaznice jsou zalícovány s horním pasem vazníků a ztužidel, působí mimostyčně. Na vaznici působí zatížení ($g_{0,k} = 0.613 kN / m'$):

$$q_k = 1.85 \times (2.54 + 5.0) + 0.613 = 14.6 kN / m'$$

$$q_{Ed} = 1.85 \times (1.35 \times 2.54 + 1.5 \times 5.0) + 1.35 \times 0.613 = 21.1 kN / m' \quad \gamma_F = \frac{21.05}{14.562} = 1.445$$

Světlost $l_n \doteq 6.25m$, uložení na pas vazníku zboku (kloub), teoretický rozpon:

$$l_{eff} \leq 6.35m = L_e$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 21.1 \times 6.35^2 = 106.4 kNm, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 21.1 \times 6.35 = 67 kN$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{110 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 468 \times 10^3 mm^3 \rightarrow \text{odpovídá min. HE180B/1.85m}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{250 \times 5 \times 14.6 \times 6350^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 58 \times 10^6 mm^4 \rightarrow$$

odpovídá min. HE220B/1.85m.

Alternativně lze uvažovat vaznice v kolmém směru, tj. na rozpětí max. 5.5m (osově) po max. 1.835m.

$$q_k = 1.85 \times (2.54 + 5.0) + 0.613 = 14.6 kN / m'$$

$$q_{Ed} = 1.85 \times (1.35 \times 2.54 + 1.5 \times 5.0) + 1.35 \times 0.613 = 21.1 kN / m' \quad \gamma_F = \frac{21.05}{14.562} = 1.445$$

teoretický rozpon: $l_{eff} \leq 5.35m = L_e$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 21.1 \times 5.35^2 = 75.5 kNm, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 21.1 \times 5.35 = 56.5 kN$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{76 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 324 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá min. HE160B/1.835m}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{250 \times 5 \times 14.6 \times 5350^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 34.7 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow$$

odpovídá min. HE180B/1.835m.

Volím běžnou vaznici **HE220B/1.85m**. Alternativně lze pro kratší rozpětí nebo nižší zatížení (okraje střechy) použít např. vaznici **IPE270** – viz PD zhotovitele (pouze po podrobném posouzení).

V místě působící reakce z kotvení táhla plachty (body 15, 16, 20 uprostřed rozpětí pole) s max. tahovou silou $\rightarrow F_{z,k} = 230 \text{ kN}$ volím náhradní/doplňkový nosník (síla v cca. polovině rozpětí):

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \times 230 \times 1.5 \times 6.35 = 548 \text{ kNm}, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 230 \times 1.5 \times 6.35 = 1095.4 \text{ kN}$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{550 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 2340 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá min. HE340B}$$

Volím běžný nosník HE220B zajištěný táhly ke spodní pásnici vazníků a ztužidla!

11.2.4 Krajiní nosník

Lemovací nosníky na koncích vazníků a ztužidel působí jako prosté nosníky (bez diagonálních podpor pak jako balkónový nosník, tj. oboustranná konzola cca. 3.4m!). V dalším uvažuji bezpečnou variantu balkónového nosníku (tj. bez diagonálních příhradových podpor). Působí zatížení střechou S3 (bezpečně v celé ploše):

$\rightarrow g_{0,k}, \gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha = vazník + vaznice)

$\rightarrow g_{2,k} = 2.05 \text{ kN/m}^2, \gamma_G = 1.35$ (vrstvy střechy + plech)

$\rightarrow q_{3,k} = 0.75 \text{ kN/m}^2, \gamma_Q = 1.5$ (užitné nepřístupné části)

$\rightarrow s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}, \gamma_Q = 1.5$ (sníh)

Zatížení na konec konzoly pro cca. $\frac{1}{4}$ zatěžovací plochy $\rightarrow \frac{3.5 \times 3.5}{4} \doteq 3.1 \text{ m}^2$. Odhad vlastní

tíhy $\rightarrow g_{0,k} \leq 1.0 \text{ kN/m}'$, odhad povrchových úprav (žlab + oplech....) $\rightarrow g_{ost,k} \leq 0.5 \text{ kN/m}'$

$$Q_k = 3.1 \times (2.05 + 1.152) \doteq 10.0 \text{ kN}$$

$$Q_{Ed} = 3.1 \times (1.35 \times 2.05 + 1.5 \times 1.152) \doteq 14.0 \text{ kN} \quad \gamma_F = \frac{14}{10} = 1.4$$

Vyložení cca. $l_n \doteq 3.4 \text{ m}$, uložení na pas vazníku zboku, teoretický rozpon

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 1.5 \times 1.35 \times 3.4^2 + 14 \times 3.4 = 51.0 \text{ kNm}, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 1.35 \times 3.4 + 14 = 17.5 \text{ kN}$$

Je pravděpodobné, že vyhoví běžný nosník vaznice (HE220B).

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{51 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 217 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá min. HE140B nebo IPE200}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{Q_k \times l^3}{3 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,\min}} \rightarrow I_{y,\min} = \frac{250 \times 10 \times 10^3 \times 3400^2}{3 \times 210 \times 10^3} = 46 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{odpovídá}$$

min. HE200B nebo IPE270.

Pro krajní polohu v běžném poli je zatížení:

$$q_k = \frac{1.8}{2} \times (2.05 + 1.152) + 1.5 \doteq 4.5 \text{ kN / m'}$$

$$q_{Ed} = \frac{1.8}{2} \times (1.35 \times 2.05 + 1.5 \times 1.152) + 1.35 \times 1.5 \doteq 6.1 \text{ kN / m' } \gamma_F = \frac{6.071}{4.382} = 1.385$$

Světlost $l_n \doteq 6.25 \text{ m}$, uložení na pas vazníku zboku, teoretický rozpon: $l_{\text{eff}} \leq 6.35 \text{ m} = L_e$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 6.1 \times 6.35^2 = 30.8 \text{ kNm}, V_{Ed} = \frac{1}{2} \times 6.1 \times 6.35 = 19.4 \text{ kN}$$

$$W_{pl,y,\min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{31 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 132 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá min. IPE180}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{5 \times g_k \times l^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,\min}} \rightarrow I_{y,\min} = \frac{250 \times 5 \times 4.5 \times 6350^3}{384 \times 210 \times 10^3} = 17.9 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow$$

odpovídá min. IPE200.

Volím **IPE270** – viz PD zhotovitele (po podrobném posouzení).

11.2.5 Vazník + ztužidlo

OK příhradové vazníky + ztužidla tvoří ortogonální rošt zatížený střechou. Rozpětí je cca. 16.5m, resp. 25.4m. Spřažení s trapézovým plechem neuvažuji. V poli 4-5/C-D je osazen sklopný basketbalový koš na pomocné OK → přerušení spodní pásnice ztužidla v ose D + přitížení (odhad 25kN celkem). V poli 4-5/B-C bude osazena deska pro lezení pod stropem → přitížení (odhad 10kN/m').

Plošné zatížení bude na model roštu převedeno pomocí zatěžovacích panelů (SCIA Engineer 2018). Na OK rošt působí zatížení → střecha, užitné, sníh, akustický podhled + VZT + osvětlení ($g_{0,k} = 1.0 \text{ kN / m}^2$, odhad vlastní tíhy):

$$\rightarrow g_{0,k}, \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha)}$$

$$\rightarrow g_{2,k} = 2.34 \text{ kN / m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (nepřístupná zelená střecha)}$$

$$\rightarrow g_{2,k} = 0.865 \text{ kN / m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (nepřístupná střecha-okraj)}$$

$$\rightarrow g_{9,k} = 0.5 \text{ kN / m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (rozvody VZT)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 1.152 \text{ kPa}, \gamma_Q = 1.5 \text{ (sníh)}$$

$$\rightarrow g_{2,k} = 2.54 \text{ kN / m}^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (přístupná střecha)}$$

$$\rightarrow q_{4,k} = 5.0 \text{ kN / m}^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užitné přístupné části – omezeno dlažbou)}$$

$$q_k = 1.0 + 2.54 + 0.5 + 5.0 = 9.1 \text{ kN / m}^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (1.0 + 2.54 + 0.5) + 1.5 \times 5.0 = 13.0 \text{ kN / m}^2, \gamma_F = \frac{12.954}{9.04} = 1.433$$

Odhad pásu příhradového nosníku (prostý nosník na rozpětí cca. 16.5m a cca. poloviční zatížení → rošt → cca. 60% v kratším směru) s výškou max. 2.0m:

$$M_{Ed,max} = 0.6 \times \frac{1}{8} \times 6.35 \times 13.0 \times 16.5^2 \doteq 1600 kNm$$

$$N_{Ed} = \frac{1600}{2.0} = 800 kN \rightarrow \text{volím průřez s plochou cca. } A \geq 1.5 \times \frac{800 \times 10^3}{235} \doteq 5100 mm^2, \text{ tj.}$$

odpovídá pásnice min. cca. TR160x160x10. Všechny styčníky roštu uvažuji jako tuhé, krokve jsou uloženy kloubově. V modelu uvažuji:

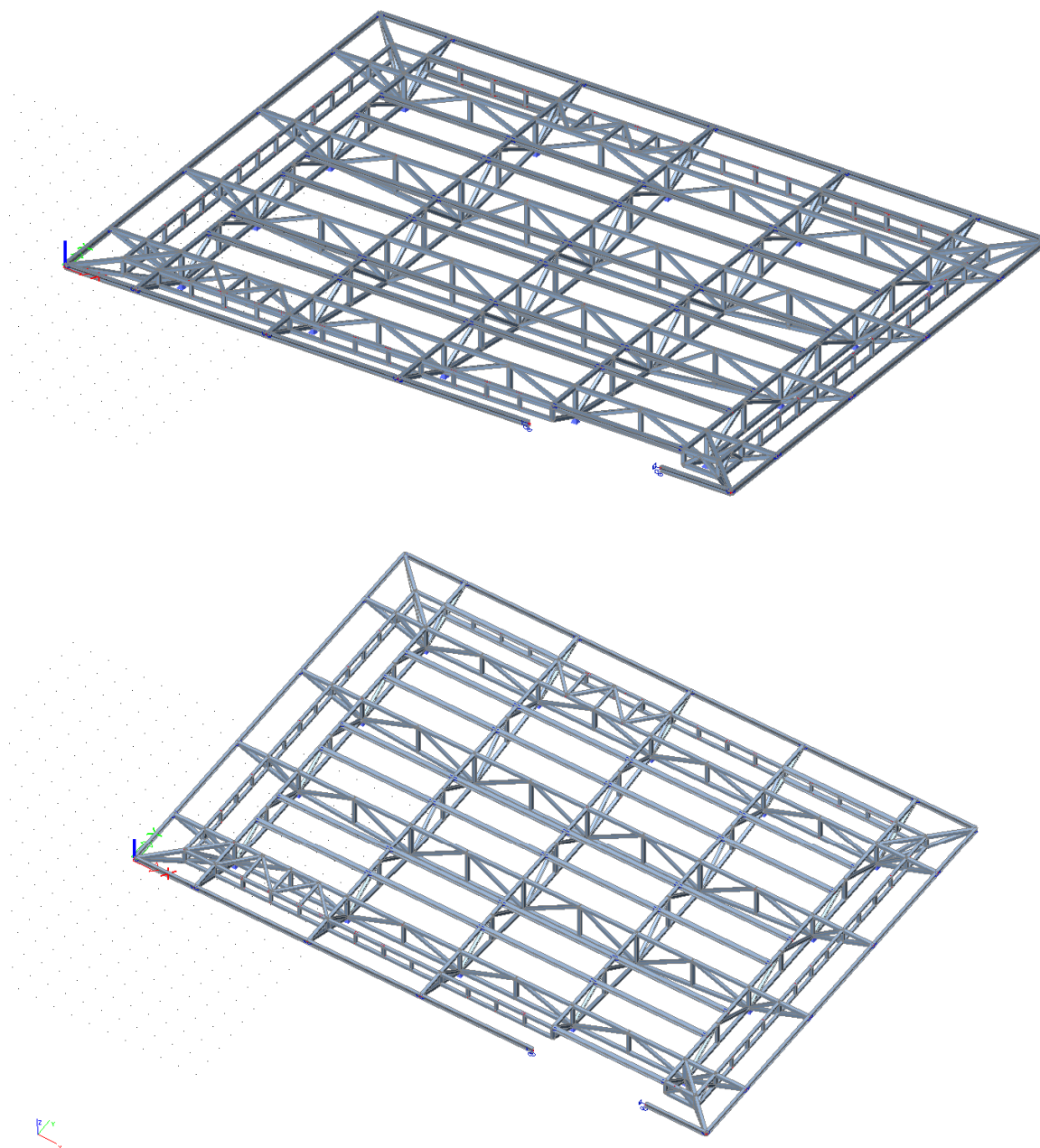
pásnice \rightarrow TR160x160x10

diagonály+svislíce \rightarrow TR140x140x10

krokve \rightarrow HE220B

obvodový nosník \rightarrow IPE270

Model konstrukce ve SCIA Engineer 2018



Rošt OK střešní konstrukce, v působištích tahové kotevní síly jsou místo vaznic příhrady!

ZS1 $\rightarrow g_{0,k}$, $\gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha, viz SCIA)

ZS2:

$\rightarrow g_{2,k} = 2.34 kN / m^2$, $\gamma_G = 1.35$ (nepřístupná zelená střecha)

$\rightarrow g_{2,k} = 0.865 kN / m^2$, $\gamma_G = 1.35$ (nepřístupná střecha-okraj)

$\rightarrow g_{2,k} = 2.54 kN / m^2$, $\gamma_G = 1.35$ (přístupná střecha)

$\rightarrow g_{9,k} = 0.5 kN / m^2$, $\gamma_G = 1.35$ (rozvody VZT)

ZS3 $\rightarrow q_{4,k} = 5.0 kN / m^2$, $\gamma_Q = 1.5$ (užitné přístupné části – omezeno dlažbou)

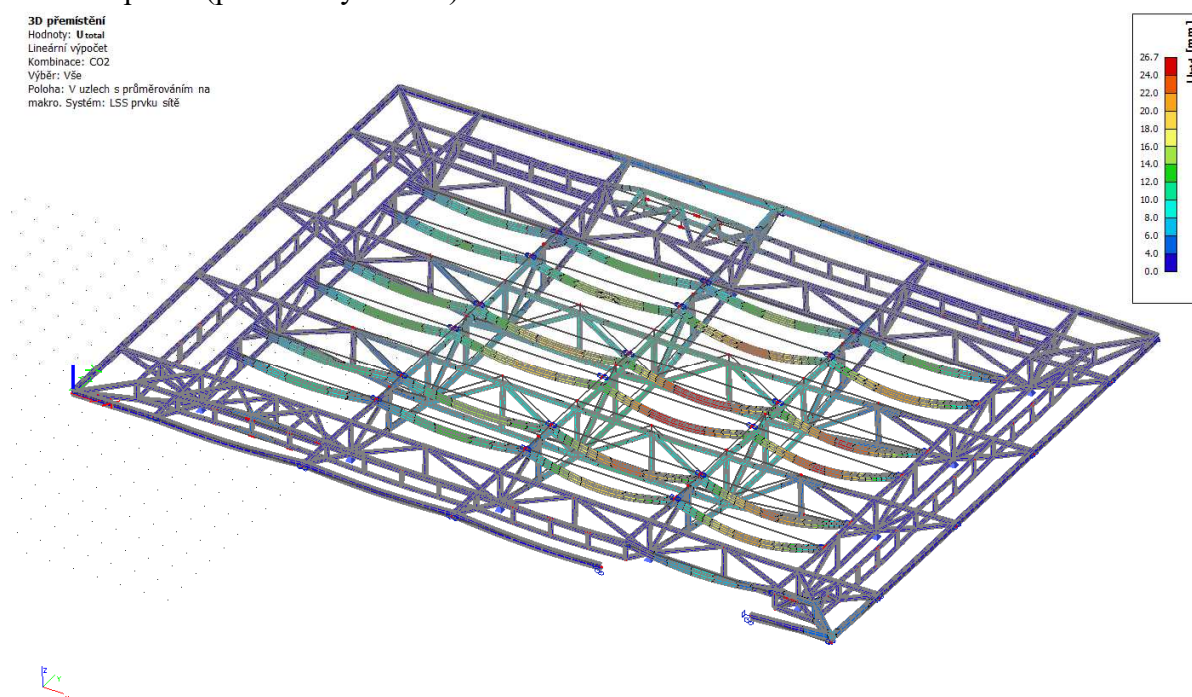
ZS4 $\rightarrow s_{1,k} = 1.152 kPa$, $\gamma_Q = 1.5$ (sníh)

ZS5 $\rightarrow Q_k = kN$, $\gamma_Q = 1.5$ (reakce z kotvení plachty)

CO1 = $1.35 \times (ZS1 + ZS2) + 1.5 \times (ZS3 + ZS4 + ZS5)$, hlavní proměnné zatížení je zatížení užitné + sníh (1.MS).

CO2 = $1.0 \times (ZS1 + ZS2) + 1.0 \times (ZS3 + ZS4 + ZS5)$, (2.MS).

Z předběžných výsledků je zřejmé, že rozhoduje bodové zatížení od kotvení plachty \rightarrow volím lokální úpravu (příhradový nosník).



Max. deformace střechy (průhyb) $u_z \leq 26.7 mm \leq \frac{l}{200} = \frac{6350}{200} = 31.75 mm \rightarrow$ vyhovuje!

Průhyb vaznice pro max. užitné zatížení pro shromažďovací plochy!!

Vyhovují průřezy:

1. pásnice (vazníku i kolmého ztužidla) \rightarrow OTR160/16

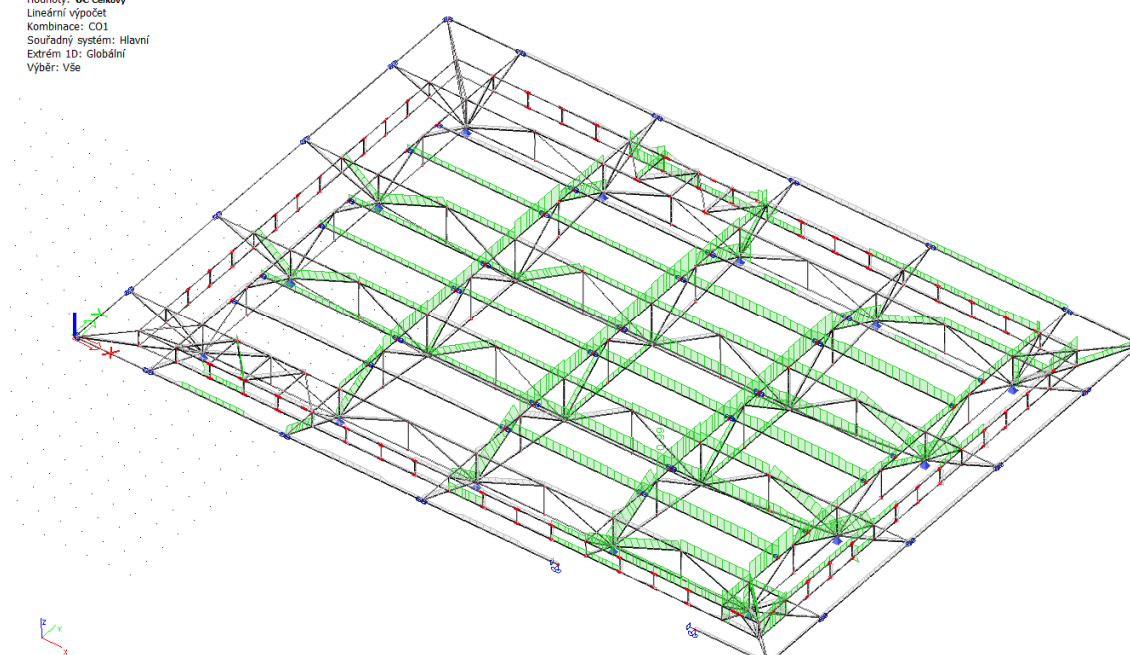
2. svislice (vazníku i kolmého ztužidla) \rightarrow OTR160/16

3. diagonály \rightarrow OTR140/12.5

3. vaznice \rightarrow HE220B, s příhradou nebo Vierendeel OTR140/12.5

4. plech TR 60/235-1.25 (nespřažená plechová deska, přišroubováno nebo přivařeno)

Posudek ocelových prvků na MSÚ
EC-EN 1993
Hodnoty: UC Celkový
Lineární výpočet
Kombinace: CO1
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



Posudek ocelových prvků na MSÚ EC-EN 1993

Lineární výpočet
Kombinace: CO1
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše

Celkový posudek

Jméno	dx [m]	Stav	Průřez	Materiál	UC _{Celkový} [-]	UC _{Průřez} [-]	UC _{Stabilita} [-]
B152	0.000	CO1/1	CS2 - SHS160/160/16.0	S 235	0.99	0.46	0.99

Jméno	Klíč kombinace
CO1/1	1.35*ZS1 + 1.35*ZS2 + 1.50*ZS3 + 1.50*ZS4 + 1.50*ZS5

Navržené průřezy vyhovují.

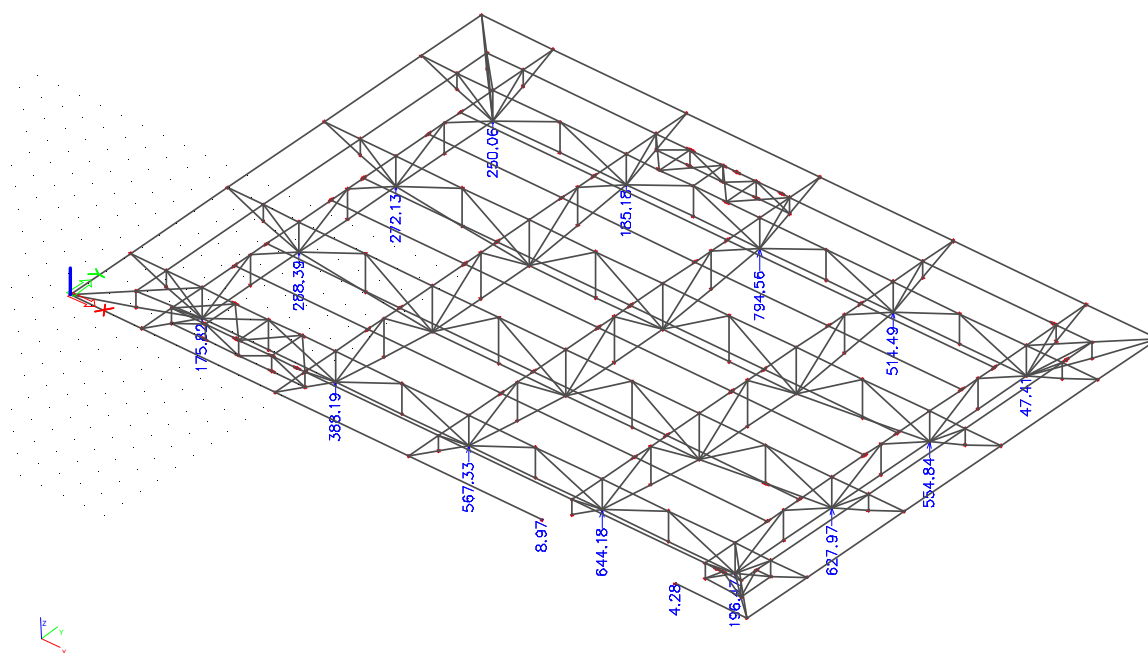
Výkaz materiálu

Jméno	Hmotnost [kg]	Povrch [m ²]	Objem [m ³]
Celkový součet :	85117.7	972.292	1.0843e+01

Vysvětlivky symbolů

Povrch	Pozn.: pro výpočet plochy povrchu se uvažuje pouze jeden povrch každého 2D dílce
--------	--

Průřez	Materiál	Jednotková hmotnost [kg/m]	Délka [m]	Hmotnost [kg]	Povrch [m ²]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Objem [m ³]
CS1 - IPE270	S 235	36.0	104.734	3773.7	109.021	7850.0	4.8073e-01
CS2 - SHS160/160/16.0	S 235	70.2	657.610	46150.4	393.909	7850.0	5.8790e+00
CS3 - SHS140/140/12.5	S 235	48.7	461.281	22486.8	243.556	7850.0	2.8646e+00
CS4 - HEB220	S 235	71.5	177.800	12706.7	225.806	7850.0	1.6187e+00



Reakce (svislé) od OK střechy

Reakce

Lineární výpočet, Extrém : Uzel

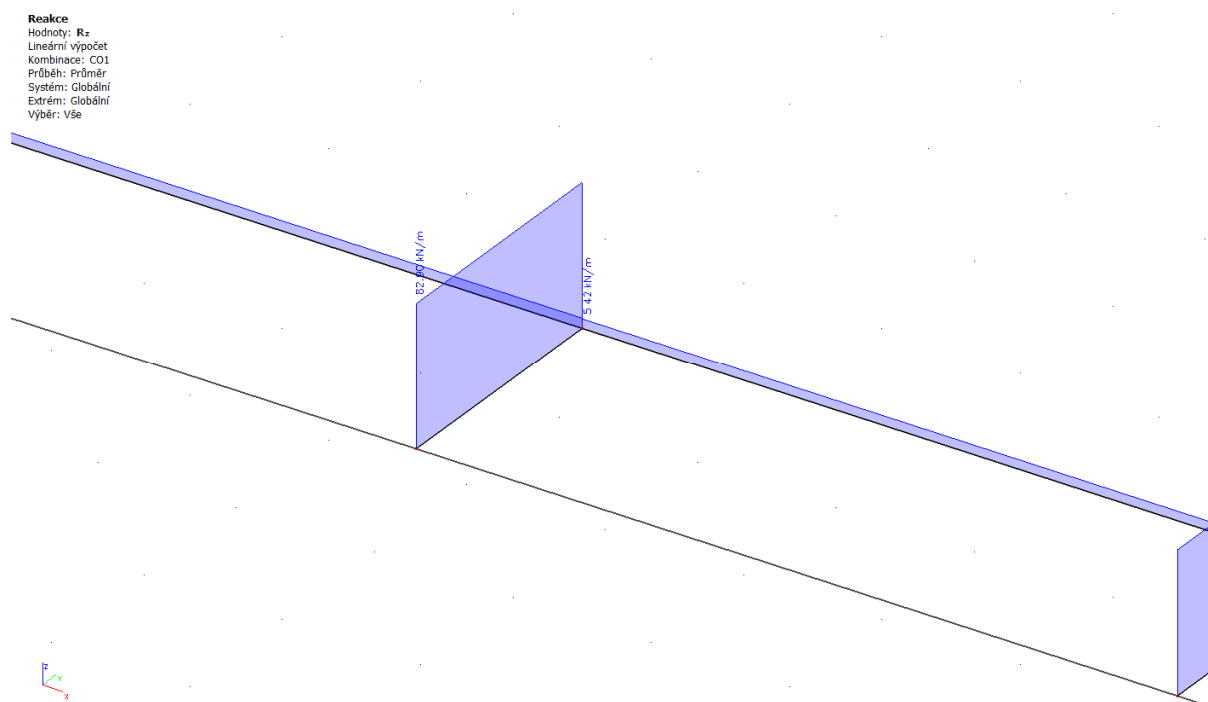
Výběr : Vše

Kombinace : CO1

Podpora	Stav	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn1/N14	CO1/1	-7.55	-24.71	175.82	0.00	0.00	0.00
Sn2/N16	CO1/1	139.18	-45.95	288.39	0.00	0.00	0.00
Sn3/N18	CO1/1	142.01	-55.87	272.13	0.00	0.00	0.00
Sn4/N20	CO1/1	-17.54	19.15	250.06	0.00	0.00	0.00
Sn5/N91	CO1/1	61.84	-233.64	185.18	0.00	0.00	0.00
Sn6/N127	CO1/1	92.31	-319.06	794.56	0.00	0.00	0.00
Sn7/N163	CO1/1	134.39	-270.97	514.49	0.00	0.00	0.00
Sn8/N47	CO1/1	-166.79	-238.80	47.41	0.00	0.00	0.00
Sn9/N45	CO1/1	-140.28	-13.29	554.84	0.00	0.00	0.00
Sn10/N43	CO1/1	-138.00	-315.24	627.97	0.00	0.00	0.00
Sn11/N296	CO1/1	-387.16	568.90	196.47	0.00	0.00	0.00
Sn12/N232	CO1/1	223.72	276.71	644.18	0.00	0.00	0.00
Sn13/N227	CO1/1	83.28	411.64	567.33	0.00	0.00	0.00
Sn14/N85	CO1/1	77.57	191.72	388.19	0.00	0.00	0.00
Sn15/N307	CO1/1	-0.43	0.00	8.97	0.00	0.00	0.00
Sn16/N308	CO1/1	53.45	-0.06	4.28	0.01	0.00	0.00

11.3 OK konzola galerie

OK nosníky podepírající desku galerie v ose 1 na sloupech 1/C a 1/D. Konzola s vyložení cca. 1.4m nese desku tl. 250mm + podlaha + užitné (+ zábradlí). Reakce (průměrná) z desky:



$$\rightarrow R_{z,Ed} \doteq 85 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$q_k = \frac{85}{1.4} + 0.6 = 61.3 \text{ kN} / \text{m}', \quad q_{Ed} = 85 + 1.35 \times 0.6 = 85.81 \text{ kN} / \text{m}',$$

Vyložení max. $\rightarrow l_n \doteq 1.4 \text{ m}$, OK nosník přivařený na plotnu ve sloupu $\rightarrow l_{eff} \leq 1.4 \text{ m} = L_e$

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \times 86 \times 1.4^2 = 84.3 \text{ kNm}, \quad V_{Ed} = 86 \times 1.4 = 120.4 \text{ kN} \text{ (reakce na OK plotnu ve sloupu)}$$

$$W_{pl,y,min} = \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_{yb}} = \frac{86 \times 10^6 \times 1.0}{235} \geq 366 \times 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{odpovídá min. HE180B}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{g_k \times l^4}{8 \times 210 \times 10^3 \times I_{y,min}} \rightarrow I_{y,min} = \frac{250 \times 61.3 \times 1400^3}{8 \times 210 \times 10^3} = 25 \times 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{odpovídá}$$

min. HE180B. Volím nosník **HE200B**.

11.4 Poznámky k provádění OK

Provádění ocelových konstrukcí dle ČSN EN 1990-2, třída provedení EXC2. Třída stupně přípravy povrchu P1 dle ISO 8501-3 pro předpokládanou životnost protikorozi ochrany 15 let a korozi kategorii C2. Protikorozi ochranné systémy budou provedeny podle EN ISO 12 944 a ČSN EN 1990-2 pro natírané konstrukce, resp. podle EN ISO 1461, EN ISO 14713 a ČSN EN 1990-2 pro povrchy pozinkované ponorem.

Základní tolerance podle přílohy D.1 ČSN EN 1990-2, funkční tolerance podle přílohy D.2 ČSN 1990-2, toleranční třída 1.

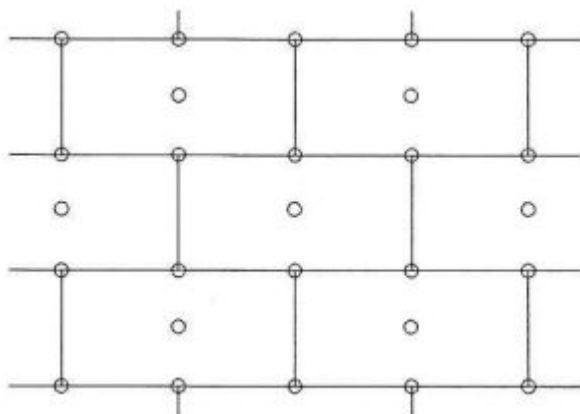
Kontrola, zkoušení a opravy budou prováděny v průběhu prací podle specifikace, třídy provedení a v souladu s požadavky na jakost uvedenými v ČSN 1990-2.

12 Zateplení fasády ETICS

Podrobný návrh kotvení zateplovacích vrstev je součástí dokumentace zhotovitele (podle zvoleného zateplovacího systému ETICS). Dále je určeno zatížení fasády tahem větru a předpokládaný způsob uchycení zateplovacího systému → systém mechanicky kotvený s doplňkovým lepením dle ČSN 73 2902. Minimální přídržnost lepicí hmoty k podkladu je 0.25MPa. Minimální počet kotev je 6ks/m².

12.1 Zatížení větrem

Pro zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4, oblast II, kategorii terénu III a výšku max. 9.2m je $w_{k,2} = -1.2 \times 0.83 \doteq -1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$ (tah, jedna oblast A).



rozmístění kotev

Pro uvedené zatížení větrem je dle ČSN 73 2902 a předpokládanou třídu únosnosti hmoždinek 0.4 dle tab. 6 je min. počet hmoždinek **6ks/m²** (pro desky 500 x 1000mm). Desky z MW musí mít nejmenší pevnost TR10 (podélně orientované vlákno). Kotvení přes výztužnou síťovinu s gramáží min. 314g/m², šroubovací hmoždinky s kovovým trnem. Podrobný návrh kotvení závisí na použitém zateplovacím systému ETICS a je součástí dokumentace zhotovitele (resp. dodavatele systému)!

13 Požární odolnost

Požární odolnost železobetonových konstrukcí je závislá na celkové tloušťce prvku a na krytí hlavní výztuže. Hlavními nosnými prvky železobetonové prefabrikované (alt. monolitické) konstrukce jsou sloupy, průvlaky, deska (žebrová deska) a stěny.

Dle ČSN 73 0821, ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1993-1-2 vychází předběžně pro hlavní nosné prvky minimální požární odolnost:

1/ sloupy 300/300mm a 400/400mm, beton C45/55 XC1, krytí $c_{nom} = 25\text{mm}$ (předepsané krytí výztuže pro XC1), výztuž max. ØR25 + třmínky ØR8 → $a = 25 + 8 + 12.5 = 45.5\text{mm}$
požadavek PBR → R 60 DP1

sloup 300/300mm, $\mu_{fi} = 0.5$, $b = 300\text{mm} \geq b_{min} = 300\text{mm}$, $a = 45.5\text{mm} \geq 36\text{mm} \rightarrow$ **sloup 300/300mm vyhovuje min. pro R60** (pomocné sloupy na 1 podlaží)!

sloup 400/400mm, $\mu_{fi} = 0.7$, $b = 400\text{mm} \geq b_{min} = 350\text{mm}$, $a = 45.5\text{mm} \geq 40\text{mm} \rightarrow$ **sloup 400/400mm vyhovuje min. pro R60!**

2/ stropní desky 250mm, beton C25/30 XC1, krytí $c_{nom} = 15 + 10 = 25\text{mm}$ (předepsané krytí dolní výztuže pro XC1), výztuž max. ØR14 → $a = 25 + 7 = 32\text{mm}$

požadavek PBŘ → REI 60 DP1, resp. R 30 DP1

deska 250mm, $h_s = 250\text{mm} \geq 180\text{mm}$, $a = 32\text{mm} \geq 10\text{mm} \rightarrow$ předpjatá **deska tl. 250mm**
vyhovuje min. pro REI 60!

3/ stěny 240mm a 300mm, beton C30/37 XC4, krytí $c_{nom} = 30 + 10 = 40\text{mm}$ (předepsané krytí výztuže pro XC4), výztuž max. ØR14 → $a = 40 + 7 = 47\text{mm}$

požadavek PBŘ → R 60 DP1

stěna 300mm, $h_s = 300\text{mm} \geq 130\text{mm}$, $a = 47\text{mm} \geq 10\text{mm} \rightarrow$ **stěna tl. 300mm** **vyhovuje min. pro R 60!**

4/ průvlaky/trámy 300/400mm, beton C45/55 XC1, krytí $c_{nom} = 20\text{mm}$ (předepsané krytí výztuže pro XC1), výztuž max. ØR20 + třmínky ØR8 → $a = 20 + 8 + 10 = 38\text{mm}$

požadavek PBŘ → R 60 DP1

trám 300/400mm, $b = 300\text{mm} \geq b_{min} = 160\text{mm}$, $a = 38\text{mm} \geq 35\text{mm} \rightarrow$ předpjatý **trám 300/400mm** **vyhovuje min. pro R60!**

5/ OK příhradový vazník spřažený s železobetonovou deskou tl. 150mm, ocel S235, beton C25/30 XC1, krytí $c_{nom} = 15 + 10 = 25\text{mm}$ (předepsané krytí dolní výztuže pro XC1), výztuž max. ØR10 → $a = 25 + 5 = 30\text{mm}$, OK vazník s průřezy TR200/200/12.5

požadavek PBŘ → R 15 DP1 (pro OK)

průřez TR200/200/12.5, $\frac{A_m}{V} = \frac{1}{t} = \frac{1}{0.0125} = 80\text{m}^{-1} \leq 100\text{m}^{-1} \rightarrow$ **nosník nechráněný**

namáhaný požárem ze 4 stran **vyhovuje min. R15.**

14 Bezpečnost práce

Všechny části stavby byly navrženy v souladu s předpisy platnými v České republice.

Veškeré stavební práce budou prováděny odbornou firmou k této činnosti způsobilou. Během provozu stavby je nutno dodržovat všechny požadavky platné legislativou.

15 Použitá literatura a software

Rozhodující použitá literatura a ČSN:

ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1990-2 – Provádění ocelových konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1-1 – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-1-3 – Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-1-4 – Zatížení větrem

ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1993-1-1 – Navrhování ocelových konstrukcí

ČSN EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí

ČSN EN 206-1 – Beton-Část 1:Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

EN 13670-1 - Provádění betonových konstrukcí

ČSN 73 2902 - Vnější tepelně izolační kompozitní systémy (ETICS) - Navrhování a použití mechanického upevnění pro spojení s podkladem

TP 160 – Mostní elastomerová ložiska, Ministerstvo dopravy ČR, 2003

Procházka – Navrhování betonových konstrukcí – Příručka k ČSN EN 1992-1-1

P.Turček a kol.-Zakládání staveb, Jaga 2005

Bičík, Fillo, Benko, Halvoník – Betónové konštrukcie, STU 2008

Kuklík, Kuklíková – Navrhování dřevěných konstrukcí-příručka k ČSN EN 1995-1
Hořejší, Šafka – TP51, SNTL 1988

Výpočetní software:

SCIA Engineer 2018 (modelování nosných konstrukcí)

SCIA Concrete Section 2018 (dimenzování žb konstrukcí)

GEO5 (piloty)

V Praze 27.6.2018 Ing. Voborský Libor