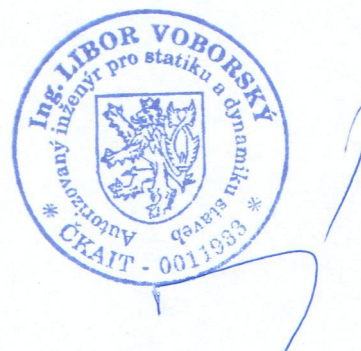


ÚFE AV ČR, v.v.i., Chaberská 57, 182 00 Praha 8 (stavebník)
**Odborný statický posudek účelové budovy THS v areálu ÚFE Chaberská, Praha 8
s ohledem na realizovatelnost rekonstrukce a případného rozšíření objektu THS
D.1.2 – stavebně konstrukční řešení
4X 05/03/22/...studie proveditelnosti nástavby**

B.2.6 Základní technický popis staveb

Odborný statický posudek

Nosná konstrukce a založení



Zhotovitel PD:	OVĚŘIL:
	DATUM:
DES Praha, s.r.o Terronská 880/58, 160 00 Praha 6 tel./fax.:220 515 164, 220 515 172 e-mail: des@des.cz, www.des.cz	

Vypracoval: Ing.Voborský Libor
ČKAIT 11933

1	Úvod.....	3
2	Popis řešených konstrukcí.....	3
2.1	Stávající objekt.....	3
2.2	Nástavba.....	4
3	Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky.....	4
4	Podklady.....	5
5	Geologická situace.....	5
5.1	Geologické poměry.....	5
5.2	Hydrogeologické poměry.....	5
5.3	Inženýrskogeologické poměry.....	6
5.3.1	Základové poměry.....	6
5.3.2	Zemní práce.....	7
5.3.3	Agresivita zemního prostředí.....	8
5.4	Závěr.....	8
6	Zatížení.....	8
6.1	Přehled zatížení.....	9
6.1.1	Stálé zatížení.....	9
6.1.2	Proměnné zatížení.....	9
6.2	Podrobný rozbor zatížení.....	10
6.2.1	Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k}$	10
6.2.2	Ostatní stálé zatížení – g_k	10
6.2.3	Užitné zatížení – q_k	12
6.2.4	Zatížení větrem – w_k	12
6.2.5	Zatížení sněhem – s_k	13
7	Posouzení možnosti nástavby.....	13
7.1	Konstrukce nástavby.....	13
7.1.1	Zatížení.....	14
7.1.2	Hlavní nosné prvky nástavby.....	14
7.1.3	Model konstrukce nástavby.....	14
7.1.4	Výsledky.....	16
7.2	Stávající montovaný skelet.....	19
7.2.1	Zatížení.....	19
7.2.2	Posouzení stávajícího sloupu.....	20
7.3	Založení.....	21
7.3.1	Podloží.....	21
7.4	Posouzení stávající piloty.....	22
8	Závěr.....	31
9	Použitá literatura.....	32

1 Úvod

Nosná konstrukce je navržena jako masivní a odolná tak, aby spolehlivě a bez poškození přenesla běžné zatížení dle ČSN 1991-1-1 až 1991-1-4.

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

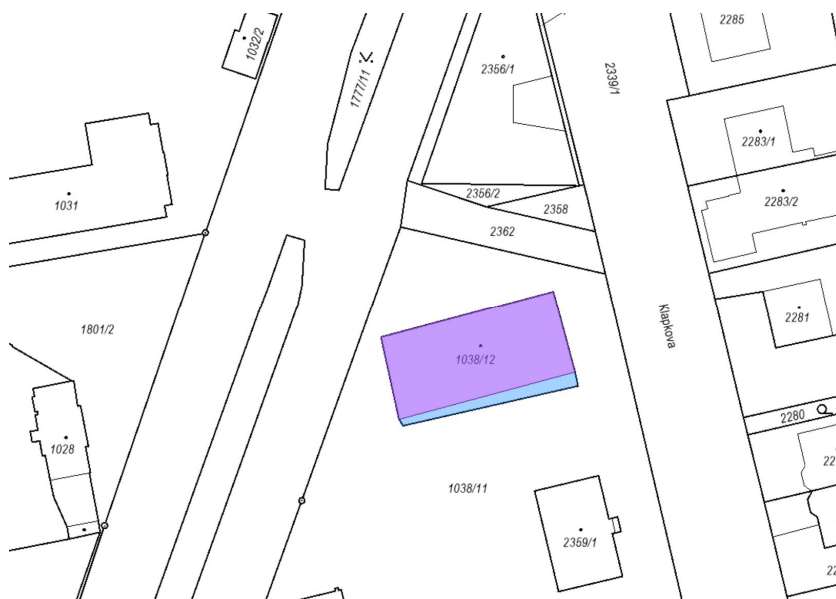
Rozsah dokumentace v části B.2.6 – základní technický popis staveb odpovídá příloze č.1 k vyhlášce č.499/2006 Sb. v platném znění.

2 Popis řešených konstrukcí

Projekční dokumentace (PD) ve studii proveditelnosti (STP) řeší technickou proveditelnost nástavby stávajícího objektu Účelové budovy THS v areálu ÚFE AV ČR, Chaberská, Praha 8 Kobylisy.

2.1 Stávající objekt

Stávající nepodsklepený objekt je umístěn do severní část stávajícího areálu UFE, na pozemku p.č. 1038/12, k.ú. Kobylisy. Objekt je dvoupodlažní o půdorysných rozměrech cca. 13x31 m s přilehlou rampou o šířce 2.6m. Celková výška objektu po atiku střechy je 8.15m. Celková zastavěná plocha je 484 m² (dle KN 505 m²), obestavěný prostor cca. 3 940 m³. Objekt byl postaven v 80-tých letech minulého století (začátek výstavby v roce 1984, dokončení 1986). Nosnou konstrukci tvoří železobetonový montovaný skelet Konstruktiva (Montostav) → „lehký skelet s příčnými rámy na 5.0kN/m²“. Příčný modul je 2 x 6.0m, podélný 5 x 6.0m. Konstrukční výška přízemí je 3.6 m, konstrukční výška patra je 3.3 m. Schodiště je prefabrikované, dvouramenné, typové. Stropní panely výšky 0.235m jsou dutinové prefabrikované na rozpětí 5.6m (v TZ je uvedena únosnost 7.5kN/m²). Strop nad kotelnou je proveden jako plynotěsný (výplň panelů betonem). Sloupy mají průřez 400/400mm. Obvodový plášť tvoří keramické stěnové sendvičové panely o tl. 0.3m s dozdvídkami z pórobetonových tvárníc mezi okny, v přízemí je dozděna celá jižní stěna. Založení skeletu je hlubinné na velkopřůměrových vrтанých pilotách Ø1.22m. V původní PD (3) bylo předpokládáno plošné založení na patkách. V roce 1984 bylo plošné založení změněno na hlubinné (4), důvody změny byly podle TZ pouze dodavatelské.



Podle sdělení investora tehdejší vedení ústavu v 80-tých letech zvažovalo možnost nástavby, a to mohl být jeden z důvodů změny založení stavby, jakož i přípravy vnitřního prostoru na výtah a dalších opatření. Přípravu nástavby však z dostupných archivních materiálů nelze doložit.

2.2 Nástavba

Nástavba 2 podlaží je uvažována jako lehký ocelový skelet s příčnými průvlaky a podélnými trámy spráženými a tenkou železobetonovou deskou nad 3.NP na rozpětí do 6.0m. Pro strop nad 4.NP (střecha) uvažují lehkou ocelovou konstrukci s trapézovým (profilovaným) plechem. Desky jednotlivých polí jsou po obvodu podepřeny průvlaky (spojitost nebo kloub = krajní pole). Nástavba je na úrovni stropu nad 2.NP uložena na stávající sloupy (přechod z průřezu sloupu 400 x 400mm na OK průřez HEA nebo HEB) → uvažují kloubové uložení (v původní PD není s nástavbou uvažováno). Tuhost OK konstrukce nástavby bude řešena ztužidly, např. vloženými ztužujícími stěnami nebo táhly. Stávající sloupy v 1.NP a 2.NP budou podle potřeby rovněž ztuženy vloženými ztužidly (pata vetknutí, hlava kloub) nebo zesíleny (např. bandáž).

Variantně je uvažována nástavba pouze 1 podlaží, a to zejména z důvodu minimalizace stavebních úprav stávajících nosných konstrukcí.

±0 = 314.6 m n.m. (Bpv)

3 Navržené výrobky, materiály a hlavní konstrukční prvky

Rozhodující materiály nosných konstrukcí dle platných ČSN.

1/ základy

→ beton:

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

→ ocel:

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

2/ železobetonové nosné konstrukce

→ beton:

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

3/ ocelové konstrukce

Většina prvků OK z oceli S235

Antikorozní nebo protipožární ochrana dle stavební části dokumentace.

Všechny průřezy válcovaných nosníků jsou uvažovány dle příslušných ČSN!!

4/ zdivo

→ Nosné/nenosné zdi (např. Porotherm nebo Heluz, Hebel, nebo Ytong):

- Keramické tvarovky 30 – P6 nebo P8 na M10
- Cihly 24 až 30 P+D – P15 na M10
- Příčkovky 11.5 P+D
- Plynosilikát min. P2-350

4 Podklady

Byla předána rozpracovaná dokumentace stavební části (DES Praha s.r.o.). Zpracovatel části D.1.2 žádným způsobem neodpovídá za správnost a úplnost předaných podkladů!

1/ Rozpracovaná dokumentace studie nástavby – stavební část

2/ IGP (2016, Chemcomex Praha, a.s.)

3/ zlomek JP nosné konstrukce Účelové budovy, statická část, SV (1982, Konstruktiva, n.p.)

4/ JP pilotových základů, SV+TZ (1984, Konstruktiva, n.p.)

5 Geologická situace

K dispozici je nově provedený IGP z roku 2016 (2).

Zájmové území se nachází v Praze 8 - Kobylisy, v katastrálním území Kobylisy a je ohraničeno ulicemi Hornátecká, Chaberská a Klapkova. Na pozemku s parcel. č. 1038/12 se v současnosti nachází objekt (THS). Terén zájmové parcely se mírně uklání k jihu (J). V místě výstavby se nadmořská výška pohybuje okolo 314 m n. m.

5.1 Geologické poměry

Z regionálně geologického hlediska budují *skalní podloží* horniny *kralupsko-zbraslavské skupiny* svrchního proterozoika. Zastoupeny jsou fylitickými drobnými, prachovci a břidlicemi. Tyto horniny mohou být ve svrchních polohách fosilně zvětralé a jsou přikryté mocnou vrstvou pliocénních (terciér) lakustrinních až fluviolakustrinních písků s drobným štěrčikem a čůčkami jemnozrnných zemin (tzv. zdíbské stadium). Mocnost těchto fluviálních sedimentů dosahuje mezi Ládvím a Čimickým hájem až 40 m.

Kvartérní pokryv je minimální a jeho mocnost se v zájmovém území pohybuje okolo 1 - 2 m. Jedná se o hlinitopísčité svahové uloženiny včetně navážek.

Podzemní voda vytváří souvislou průlinovou zvedeň na fázi pliocénních sedimentů a její hladinu lze očekávat v hloubce okolo 30 a více m.

5.2 Hydrogeologické poměry

Obecně se jedná o hydrogeologicky nevýznamný rajón, s vydatnostmi zvodně převážně nepřesahujících první setiny $l \cdot s^{-1}$. Tento kolektor podzemní vody je vázaný na oběh v systému puklin břidlic. Generelní směr proudění podzemní vody je k jihu, k toku Vltavy, která tvoří drenážní bázi zájmového území.

Hlavní oběh podzemní vody je na lokalitě vázán na puklinový systém hornin skalního podkladu – proterozoických břidlic. Jsou to masivní horniny bez průlinové propustnosti a většinou neobsahují pukliny větší než kapilární.

Pro akumulaci a oběh podzemních vod má největší význam přípovrchová zóna zvětrání a rozpojení puklin, zde je však živější oběh podzemní vody limitován jílovitou výplní puklin. V neporušeném stavu jsou pak tyto horniny pro podzemní vodu prakticky nepropustné.

Hladina podzemní vody je zde převážně volná a konformní s terénem. Z hlediska chemismu podzemní vody se obecně jedná o vodu středně mineralizovanou, chemického typu Ca-Na-HCO₃.

Zájmové území se dle dostupných informací nenachází v ochranném pásmu vodního zdroje ani není součástí chráněné oblasti přirozené akumulace vod CHOPAV.

5.3 Inženýrskogeologické poměry

Zeminy a horniny zastížené v zájmovém území vrtnými pracemi byly podle makroskopického posouzení, laboratorních zkoušek a archivní geologické dokumentace zařazeny do následujících geotechnických typů:

1/ recent

- **GT 1 – antropogenní uloženiny (navážky)** tvoří svrchní polohu v celém zájmovém území. Jedná se o přemístěný místní materiál charakteru jílovito-písčitých hlín, místy se stavební sutí a kameny. Jako základová půda jsou navážky **nevhodné**. Jejich negativy jsou heterogenita a místy nízká ulehlost. Dle ČSN 73 6133 navážky odpovídají klasifikačnímu symbolu *Y*.

2/ neogén

- **GT 2 - písek slabě hlinitý** je vlhký, ulehlý, rezavo-žlutý, místy s polohami písčitého slínu cca 5 cm mocnými, které lze snadno lámat v ruce. Dle ČSN 73 6133 náleží do třídy *S4 SM*.
- **GT 3 - písek hlinitý** je vlhký, s příměsí šterku (valounky 1 - 3 cm), velmi ulehlý, s častými polohami písčitého slínu cca 5 cm mocnými, které lze snadno lámat v ruce. Dle ČSN 73 6133 náleží do třídy *S3 S-F*.

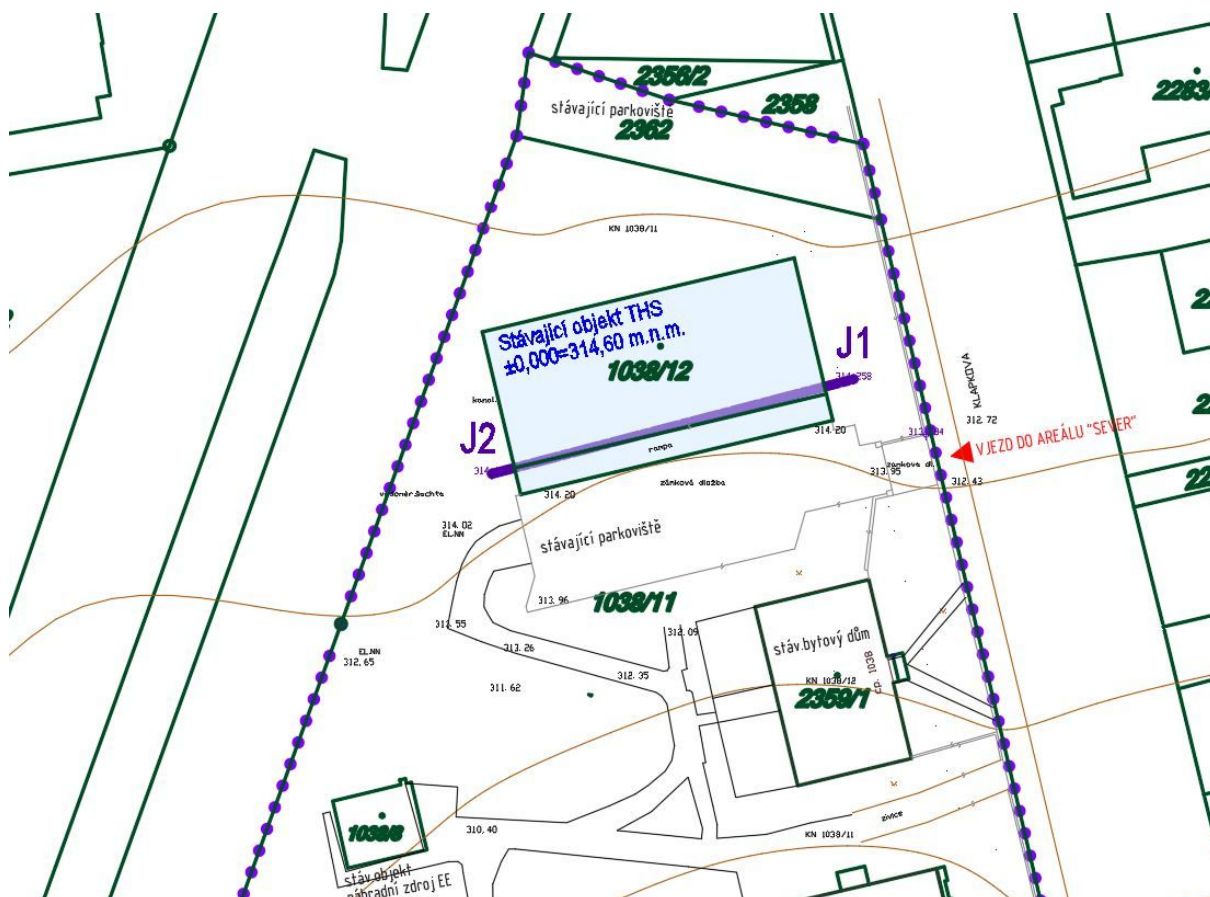
geotechnický typ základové půdy	GT 2	GT 3
zatrídění dle ČSN 73 6133 a dle ČSN EN ISO 14688-2	S4 SM cISa	S3 S-F grSa
ulehlost/konzistence dle ČSN EN ISO 14688-2	ulehlý	velmi ulehlý
objemová tíha γ_n (kNm ⁻³)	18	17,5
Poissonovo č. ν (1)	0,30	0,30
úhel vnitřního tření φ_{ef} (°) φ_u (°)	28-30 -	30-33 -
soudržnost c_{ef} (kPa) c_u (kPa)	0-10 -	0 -
modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	5-15	17-25
doporučená únosnost (kPa)	250	300

Podzemní voda ve zkoumaném prostoru je vázaná zejména na svrchní partie navětralého skalního podkladu. Hladina podzemní vody nebyla průzkumnými vrty zastížena. Podzemní voda zakládání neovlivní.

5.3.1 Základové poměry

Základové poměry je třeba hodnotit jako **složité**. Dle ČSN EN 1997-1 *EUROKÓD 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí* je třeba při návrhu založení postupovat podle **2. geotechnické kategorie**.

Při hlubinném způsobu založení na pilotách doporučujeme piloty vetknout do hlinitých písků s příměsí šterku (GT 3).



5.3.1.1 Provedené vrty

Vrty J1 (314.26) a J2 (314.14).

J1

0.0	0.9	GT1 → navážka, slabě písčité hlína s úlomky
0.9	1.8	GT1 → navážka, kameny
1.8	10.4	GT2 → písek ulehlý s polohami písčitého slínu
10.4	12.0	GT3 → písek hlinitý s příměsí štěrku, velmi ulehlý

HPV nebyla zastižena

J2

0.0	1.3	GT1 → navážka, jílovitopísčité hlína s úlomky
1.3	2.1	GT1 → navážka, kameny
2.1	4.5	GT2 → písek ulehlý
4.5	5.0	GT2 → jíl písčitý, tuhý
5.0	11.8	GT2 → písek hlinitý, s polohami písčitého slínu, ulehlý
10.4	12.0	GT3 → písek slabě hlinitý s polohami písčitého slínu, velmi ulehlý

HPV nebyla zastižena

5.3.2 Zemní práce

Dle ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací* budou výkopové práce prováděny v zeminách třídy těžitelnosti I.

Výkopy do hloubky 1,5 m se udrží svislé po dobu nezbytně nutnou pro výstavbu. Hlubší výkopy je třeba chránit vhodným pažením.

Vytěžené navážky (GT 1) jsou podmíněčně vhodné až nevhodné pro další použití v závislosti na jejich složení. Vytěžené hlinité písky (GT 2) jsou vhodné pro další použití.

Okolí objektu je třeba upravit tak, aby nedocházelo k zasakování srážkové vody do podzákladí.

5.3.3 Agresivita zemního prostředí

Střední hodnota intenzity elektrického pole BP na stanovišti S1 je $3,97 \text{ mV.m}^{-1}$, což spadá do kategorie bludných proudů střední intenzity. Azimut maximální hustoty bludných proudů je 139° , tj. ve směru přibližně JV.

Podle kritéria proudové hustoty BP je na stanovišti S1 v celém intervalu hloubek agresivita horninového prostředí zvýšená (proudové hustoty vyšší než $3,0 \text{ }\mu\text{A.m}^{-2}$), z toho v rozmezí hloubek 1,8 až 5,4 m velmi vysoká (proudová hustota $121,6 \text{ }\mu\text{A.m}^{-2}$). Na základě kritéria měrného odporu hornin je agresivita horninového prostředí zvýšená pouze v hloubkovém intervalu od 1,8 do 5,4 m (měrný odpor $32 \text{ }\Omega\text{m}$).

Souhrnně lze konstatovat, že v prostoru plánované výstavby vykazuje geologické prostředí do hloubky cca 10 m generelně zvýšený až velmi vysoký stupeň agresivity, který je podmíněný především vyšší intenzitou pole bludných proudů (tramvajová trať v Klapkové ulici), částečně i zvýšenou vodivostí zastoupených zemin a hornin (krytí!).

5.4 Závěr

Provedený inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum zjistil **složitě** základové poměry. Dle ČSN EN 1997-1 EUROKÓD 7 - *Navrhování geotechnických konstrukcí* je třeba při návrhu založení postupovat podle **2. geotechnické kategorie**.

Problematika budoucího staveniště je podrobněji rozvedena v jednotlivých částech kapitoly č. 4 IGP. Schematicky ji lze shrnout v následujících hlavních bodech:

- hladina podzemní vody nebyla průzkumnými vrty zastižena;
- při hlubinném způsobu založení na pilotách doporučujeme piloty vetknout do hlinitých písků s příměsí štěrku (GT 3);
- dle ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací* budou výkopové práce prováděny v zeminách třídy těžitelnosti I.

6 Zatížení

Podle ČSN 73 0035 se jedná o zatížení nahodilá krátkodobá, tj. užitná a klimatická zatížení, a zatížení nahodilá dlouhodobá, tj. zatížení příčkami nebo trvale osazenou technologií (kotelna).

Podle ČSN EN 1990 se jedná o zatížení proměnná hlavní a vedlejší, střednědobá a krátkodobá. Hlavním proměnným zatížením je zatížení užitné (nosná konstrukce, základy). Vedlejší proměnná zatížení jsou zatížení větrem a sněhem.

Zatížení je stanoveno na základě předané dokumentace GP (DES Praha s.r.o.) a respektuje ČSN EN 1990 a EN 1991-1-1 až 4.

Všechna zatížení jsou uvažována jako trvalá návrhová situace.

Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách.

Kombinace zatížení pro trvalé návrhové situace:

$$\sum_j \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10)$$

$$\sum_j \xi \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Ve studii volím postup podle 6.10 ČSN EN 1990, tj. $1.35 \times G_{k,j} + \text{max. 2 proměnná zatížení}$ (rezerva)!

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 použitých materiálů

železobetonové konstrukce	$23 - 25 \text{ kN} / \text{m}^3$
ocelové konstrukce	$78.5 \text{ kN} / \text{m}^3$
příčky SDK, dvojitě opláštěné	$0.55 \text{ kN} / \text{m}^2$
P2-350 (bez omítek)	$4.5 \text{ kN} / \text{m}^3$

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

6.1.1.2 Ostatní stálé

Skladby konstrukcí

podlaha ve 2.NP (včetně příček)	$2.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
podlaha ve 3.NP	$1.85 \text{ kN} / \text{m}^2$
podlaha ve 4.NP	$2.37 \text{ kN} / \text{m}^2$
střecha nad 4.NP – lehká OK	$0.815 \text{ kN} / \text{m}^2$

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

6.1.2 Proměnné zatížení

Hlavním proměnným zatížením je zatížení užité (stropy, základy). Vedlejší proměnná zatížení jsou zatížení větrem a sněhem.

6.1.2.1 Proměnné zatížení střednědobé

Nemocniční pavilon. Užité zatížení.

kategorie B (kanceláře)	$2.5 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie C2 (zasedací místnosti)	$4.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie C1 (laboratoře)	$3.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.7$
kategorie E1 (archivy)	$7.5 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$
kategorie E1 (sklady)	$4.0 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$
kategorie H (nepřístupné střechy)	$0.75 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0$

$$\gamma_F = 1.5, \psi_0 = 1.0$$

6.1.2.2 Proměnné zatížení krátkodobé

Zatížení klimatické

Vítr II. oblast, výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$	$25 \text{ m} / \text{s}, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.6$
Sníh max. I. oblast, charakteristická hodnota s_k	$0.7 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = 1.5, \psi_0 = 0.5$
Teplotní rozdíl ($t = +25 - 30^\circ\text{C}, t_0 = 10^\circ\text{C}$)	$15^\circ\text{C}, \gamma_F = 1.5$

t =teplota konstrukce za provozu

t_0 =teplota při dokončení konstrukce

6.2 Podrobný rozbor zatížení

Rozbor působícího zatížení. Pro studii se jedná pouze o kvalifikovaný odhad skladeb.

6.2.1 Vlastní tíha nosných konstrukcí – $g_{0,k}$

Vlastní tíha rozhodujících nosných konstrukcí → stropní desky, stěny, zdi a schodiště.

1/ prefabrikovaná stropní deska tl. do 0.25m → $g_{0,k} = 3.8kN / m^2$

2/ deska do trapézového plechu

Srovnaná tl. žebra $t_s = \frac{4 \times (54 + 30.5)}{1000} \times 48.5 = 16.4mm$, deska nad plechem $h_c \geq 50mm$

deska do trapézu, srovnaná tl. max. 70mm → $25 \times 0.07 = 1.75kN / m^2$

plech TR50/250-1mm → $0.1kN / m^2$

spražená deska do trapéz. plechu → $g_{0,k} = 1.85kN / m^2$

3/ náhradní zatížení stropem = odpovídající plošné zatížení stropem, varianta OK (započítání příčných stropnic a podélných průvlaků):

$$g_{0,k} = \frac{6 \times 8.75 \times 0.1 + 6 \times 1.2 + 2 \times 8.75 \times 0.84}{6 \times 8.75} \doteq 0.55kN / m^2$$

předběžně uvažuji (rezerva) → $g_{0,k} = 0.8kN / m^2$

6.2.2 Ostatní stálé zatížení – g_k

Skladby podlah, střech a stěn fasády.

1/ podlaha ve 2.NP – $g_{1,k}$

→ skladba stávající podlahy (koberec + 30mm cement. potěr + 64mm perlitbeton), ve SV je uvažováno plné zatížení na stropní panel, tj. $7.5kN/m^2$ (ostatní stélé + nahodilé), tj. na podlahu připadá cca. $1.5kN/m^2$ (při uvážení cca. $1.0kN/m^2$ na těžké příčky), podlaha bude ponechána nebo vybourána a nahrazena novou skladbou, 100mm:

dlažba+lepidlo, 15mm → $22 \times 0.015 = 0.33kN / m^2$

samonivelační potěr, cement 55mm → $21 \times 0.055 = 1.155kN / m^2$

PE fólie → $0.015kN / m^2$

EPS, 30mm → $0.35 \times 0.07 = 0.025kN / m^2$

dutinový panel, 235mm

podhled, technologie → $0.15kN / m^2$

celkem podlaha (stálé bez $g_{0,k}$) → $g_{1,k} = 1.675kN / m^2$

2/ podlaha ve 3.NP – $g_{2,k}$

→ nová podlaha v tl. 150mm:

dlažba+lepidlo, 15mm → $22 \times 0.015 = 0.33kN / m^2$

samonivelační potěr, cement 50mm → $21 \times 0.05 = 1.05kN / m^2$

PE fólie → $0.015kN / m^2$

EPS, 70mm → $0.35 \times 0.07 = 0.025kN / m^2$

dutinový panel, 250mm

SDK podhled, technologie	→ $0.35kN / m^2$
celkem podlaha (stálé bez $g_{0,k}$)	→ $g_{2,k} = 1.85kN / m^2$
3/ podlaha ve 4.NP – $g_{3,k}$	
→ nová podlaha v tl. 150mm:	
dlažba+lepidlo, 15mm	→ $22 \times 0.015 = 0.33kN / m^2$
samonivelační potěr, cement 65mm	→ $21 \times 0.065 = 1.365kN / m^2$
PE fólie	→ $0.015kN / m^2$
EPS, 70mm	→ $0.35 \times 0.07 = 0.025kN / m^2$
cementový potěr, 20mm	$0.02 \times 21 = 0.42kN / m^2$
deska do trapézu, 100mm	
SDK podhled, technologie	→ $0.25kN / m^2$
celkem podlaha (stálé bez $g_{0,k}$)	→ $g_{3,k} = 2.37kN / m^2$
4/ střecha – $g_{4,k}$	
→ jednoplášťová střecha na OK roštu (nad 4.NP):	
fólie Dekplan 76, 1.5mm	→ $0.05kN / m^2$
geotextílie Filtek V 300g/m ²	→ $0.005kN / m^2$
EPS 150S, 280mm	→ $0.35 \times 0.28 = 0.1kN / m^2$
fólie PE	→ $0.01kN / m^2$
trapézový plech TR50/250-1.0mm	→ $0.1kN / m^2$
nosná OK	
SDK podhled požární	→ $0.35kN / m^2$
instalace (VZT...)	→ $0.1kN / m^2$
SDK podhled	→ $0.1kN / m^2$
střecha celkem (stálé bez $g_{0,k}$)	→ $g_{4,k} \doteq 0.815kN / m^2$
5/ příčky SDK – $g_{5,k}$	
→ SDK 2x12.5+minerál. vata 50+ SDK 2x12.5, výška cca. 3.0m (3. a 4.NP):	
příčka SDK	→ $0.55kN / m^2$
Zatížení příčkami v typickém poli 6 x 6m (odhad) → $l \leq 15m$	
	$\frac{15 \times 3.0 \times 0.55}{6 \times 6} = 0.69$
příčky	→ $g_{5,k} = 0.75kN / m^2$
6/ lehká fasáda – $g_{6,k}$	
→ lehký sendvič SDK+MW+AQP	
2xSDK 12.5mm	→ $2 \times 0.1 = 0.2kN / m^2$
fólie PE	→ $0.01kN / m^2$
OK-CW 100 (odhad)	→ $0.15kN / m^2$
MW, 160mm	→ $0.75 \times 0.16 = 0.12kN / m^2$
pojistná hydroiz., 1.5mm	→ $0.05kN / m^2$
Aquapanel, 12.5mm	→ $12.8 \times 0.013 = 0.17kN / m^2$
lehká fasáda	→ $g_{6,k} = 0.7kN / m^2$

7/ okno ve fasádě – $g_{7,k}$

3-sklo (odhad)

$$\rightarrow 0.45kN / m^2$$

celkem otvory ve fasádě (stále bez $g_{0,k}$)

$$\rightarrow g_{7,k} \doteq 0.45kN / m^2$$

8/ fotovoltaika – $g_{8,k}$ \rightarrow lehká podpůrná konstrukce + fotovoltaické panely na střeše

panely + OK (odhad)

$$\rightarrow 0.4kN / m^2$$

fotovoltaické panely

$$\rightarrow g_{8,k} \doteq 0.4kN / m^2$$

6.2.3 Užité zatížení – q_k

Užité zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 (s přihlédnutím k ČSN 73 0035). Stropy v 1. až 4. NP, na stropěch se převážně jedná o plochy kancelářské (B), laboratoře (B, C1), zasedací místnosti (C2), sklady (E1) \rightarrow bude upřesněno investorem:

Kanceláře \rightarrow kategorie B $\rightarrow q_{1,k} = 2.5kN / m^2$ Zasedací místnosti \rightarrow kategorie C2 $\rightarrow q_{2,k} = 4.0kN / m^2$ Laboratoře \rightarrow kategorie C1 $\rightarrow q_{3,k} \leq 3.0kN / m^2$ (musí být upřesněno investorem)Kotelna + VZT \rightarrow kategorie B $\rightarrow q_{4,k} \leq 3.5kN / m^2$ (bude upřesněno)Sklady \rightarrow kategorie E1 $\rightarrow q_{5,k} \leq 4.0kN / m^2$ Střechy \rightarrow kategorie H $\rightarrow q_{6,k} \leq 0.75kN / m^2$ 6.2.4 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 II stanovena výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25m / s$.

Základní údaje o nadzemním objektu THS (31 x 13m, výška 14.5m \rightarrow přibližná šířka (rozměr kolmý na směr větru) - $b \doteq 31m$, přibližná hloubka - $d = 13m$, výška $h \doteq 14.5m$.

$2 \times b = 2 \times 31 = 62m \geq h = 14.5m \leq b = 31m \rightarrow z_e = h = 14.5m$ (tlak větru je pro celou výšku v rozhodujícím směru větru konstantní).

$$\text{Základní dynamický tlak větru } \rightarrow q_b = \frac{1}{2} \rho \times v_b^2 = \frac{v_b^2}{1600} = \frac{25^2}{1600} = 0.391kN / m^2$$

Pro kategorii terénu III a součinitel orografie $c_0(z_e) = 1.0$ je součinitel expozice

$$c_e(z_e = 14.5) = 1.709 + \frac{1.98 - 1.709}{15 - 10} \times (14.5 - 10) \doteq 1.953 \quad (\text{podle tab.4.4, Příručka k ČSN EN}$$

1991-1-4). Maximální dynamický tlak větru je pak

$$q_p(z_e = 14.5) = 0.391 \times 1.953 \doteq 0.764kN / m^2$$

Výsledná charakteristická hodnota tlaku větru $\rightarrow w_k = 0.764kN / m^2$.

I/ stěny \rightarrow jsou uvažovány dle tab. 7.1 pro $0.25 \leq \frac{h}{d} = \frac{14.5}{13} = 1.1$, tj. návětrná stěna

$C_{pe,D} \doteq +0.8$ a závětrná stěna cca. $C_{pe,E} \doteq -0.5$, $C_{pe,A} = -1.2$, $C_{pe,B} = -0.8$.

Např. na návětrnou stěnu působí tlak $w_{1,k} = 0.8 \times 0.764 \doteq 0.612kN / m^2$, na závětrnou stěnu tah

$w_{2,k} = -0.5 \times 0.764 = -0.382kN / m^2$. Tlak(+), tah(-)!

2/ plochá střecha → uvažuji jednotný souč. tlaku $C_{pe,I} = +0.2$, resp. tahu $C_{pe,H} = -0.7$. Na plochu střechy působí max. tlak $w_{3,k} = 0.2 \times 0.764 = 0.153 \text{ kN/m}^2$, resp. tah $w_{4,k} = -0.7 \times 0.764 = -0.535 \text{ kN/m}^2$.

6.2.5 Zatížení sněhem – s_k

Pro zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 vycházím z mapy sněhových oblastí, kde je pro oblast I stanovena charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 0.7 \text{ kPa}$.

Pro otevřenou krajinu platí $\mu_1 = 1.0, C_e = 0.8, C_t = 1.0$. Pro ploché střechy se → $\mu_1 = 0.8$.

Výsledné charakteristické zatížení sněhem na střechě → $s_{1,k} = 0.7 \times 0.8 = 0.56 \text{ kPa}$.

Pro střechu je rozhodující užité zatížení nepřístupných střech!



7 Posouzení možnosti nástavby 3. a 4.NP

Na stávající montovaný dvoupodlažní (1. a 2.NP) nepodsklepený žb skelet Konstruktiva mají být nastavena další 2 podlaží (3. a 4.NP), resp. variantně pouze 1 podlaží (3.NP). Podle původní PD se s možností nástavby neuvažovalo, ke změně z plošného na hlubinné založení došlo podle TZ z dodavatelských důvodů.

7.1 Konstrukce nástavby

S ohledem na co nejnižší přitížení stávajících sloupů a pilotových základů volím konstrukci nástavby jako lehký ocelový skelet s lehkým opláštěním. Konstrukční výška podlaží nástavby je cca. 3.45m (3.NP) a 3.525m (4.NP).

Ocelový skelet s především příčnými průvlaky a podélnými trámy spřaženými s tenkou železobetonovou deskou (cca. 100mm) nad 3.NP na rozpětí do 6.0m (deska +10.25). Pro strop

nad 3.NP (střecha) předpokládám lehkou ocelovou konstrukci s trapézovým (profilovaným) plechem bez betonové desky (celková hmotnost). Plech bude kotven (šroubován nebo bodově přivařen) k OK nosníkům v obou směrech. Nástavba je na úrovni stropu 2.NP uložena na stávající sloupy → kloubové uložení OK sloupů. Tuhost konstrukce nástavby je v příčném směru zajištěna příčnými rámy, resp. v podélném směru ztužidly (krajní podélné trámy). Stávající konstrukce bude v případě potřeby zavětrována vloženými táhly nebo stěnami, sloupy v 1.NP a 2.NP budou podle potřeby zesíleny (bandáž).

Nová fasáda navazující na stávající keramickou fasádu (sendvičové panely) bude navržena z desek SDK, se zateplením z MW a s provětrávaným obkladem Knauf AQUAPANEL.

7.1.1 Zatížení

Zatížení na konstrukci s nástavbou → střecha, fasáda, podlaha ve 4.NP + střecha, sníh, užitné (konstrukce stropu s polem 6.0 x 6.0m):

1/ střecha (strop nad 4.NP)

$$\rightarrow g_{0,k} = 0.8kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (konstrukce stropu nad 4.NP)}$$

$$\rightarrow g_{4,k} \doteq 0.815kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (skladba střechy)}$$

$$\rightarrow g_{8,k} \doteq 0.4kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (fotovoltaické panely + podp. konstrukce)}$$

$$\rightarrow s_{1,k} = 0.56kPa, \text{ resp. } \rightarrow q_{k,4} = 0.75kN / m^2, \gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.5 \text{ (sníh nebo střecha lokál.)}$$

2/ strop nad 3.NP

$$\rightarrow q_{1,k} = 2.5kN / m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užitné - kanceláře)}$$

$$\rightarrow q_{4,k} \leq 3.5kN / m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užitné - techn. + laboratoře)}$$

$$\rightarrow g_{5,k} = 0.75kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (příčky)}$$

$$\rightarrow g_{3,k} = 2.37kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (skladba podlahy)}$$

3/ fasáda

$$\rightarrow g_{6,k} = 0.7kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (lehká fasáda celoplošně)}$$

4/ vítr

$$\rightarrow w_{1,k} = 0.612kN / m^2, w_{2,k} = -0.382kN / m^2, \gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.6 \text{ (vítr na stěny)}$$

$$\rightarrow w_{3,k} = 0.153kN / m^2, w_{4,k} = -0.535kN / m^2, \gamma_Q = 1.5, \psi_0 = 0.6 \text{ (vítr na střechu)}$$

7.1.2 Hlavní nosné prvky nástavby

Hlavní nosné prvky nové ocelové konstrukce nástavby s příčnými rámy a podélnými stropnicemi (trámy) jsou (strop nad 3.NP jako spřažený s žb deskou do trapézového plechu, strop nad 4.NP jako nespřažený, tj. pouze s bodově přikotveným trapézovým plechem):

1/ stojky a příčle rámů po 6.0m → **HE240B**

2/ stropnice nespřažené po max. 1.5m → **HE140B**

3/ stropnice spřažené po max. 1.5m → **IPE240**

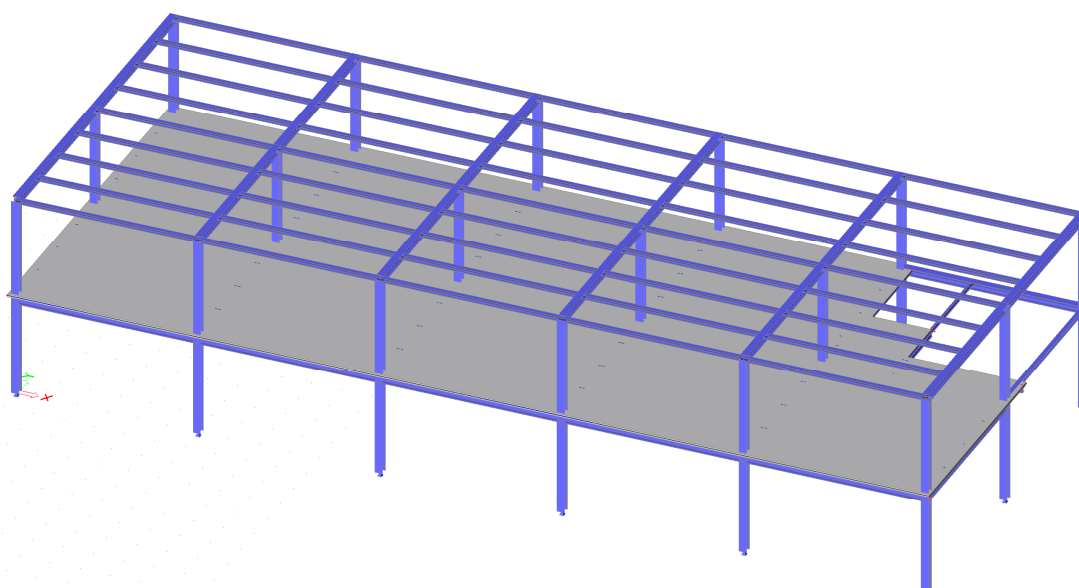
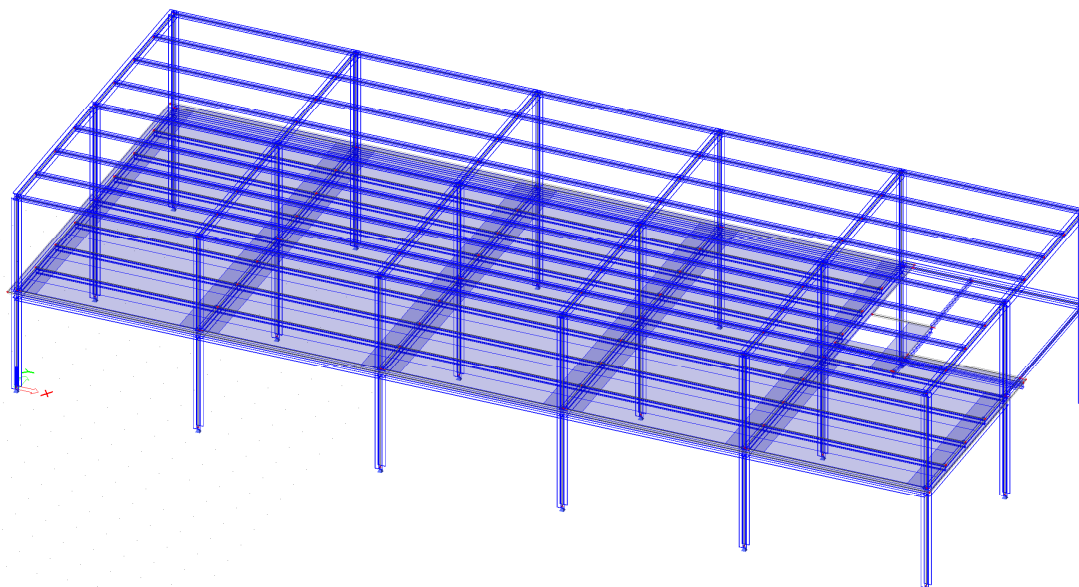
4/ trapézové plechy na rozpětí max. 1.5m → **TR 50/250-1.0**

Schody jsou uvažovány jako ocelové s postranními schodnicemi a plechovými stupni. Ve studii neřeším.

7.1.3 Model konstrukce nástavby 3. a 4.NP

OK skelet s tuhými příčnými rámy (tuhá konstrukce v příčném směru), resp. se spřaženými trámy v podélném směru (strop nad 3.NP) a obvodovými ztužidly tuze uloženými na rámy (tuhá konstr. v kolmém směru, strop nad 4.NP). Paty sloupů jsou kloubově podepřeny

(uloženy na hlavy prefabrikovaných sloupů). Model v posudku → pouze stanovení přitížení OK na stávající prefa skelet. Nejedná se o návrh konstrukce nástavby!



3D model OK nástavby

Zatěžovací stavy:

ZS1 → $g_{0,k}$, $\gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha)

ZS2 → g_k , $\gamma_G = 1.35$ (ostatní stálé, skladby)

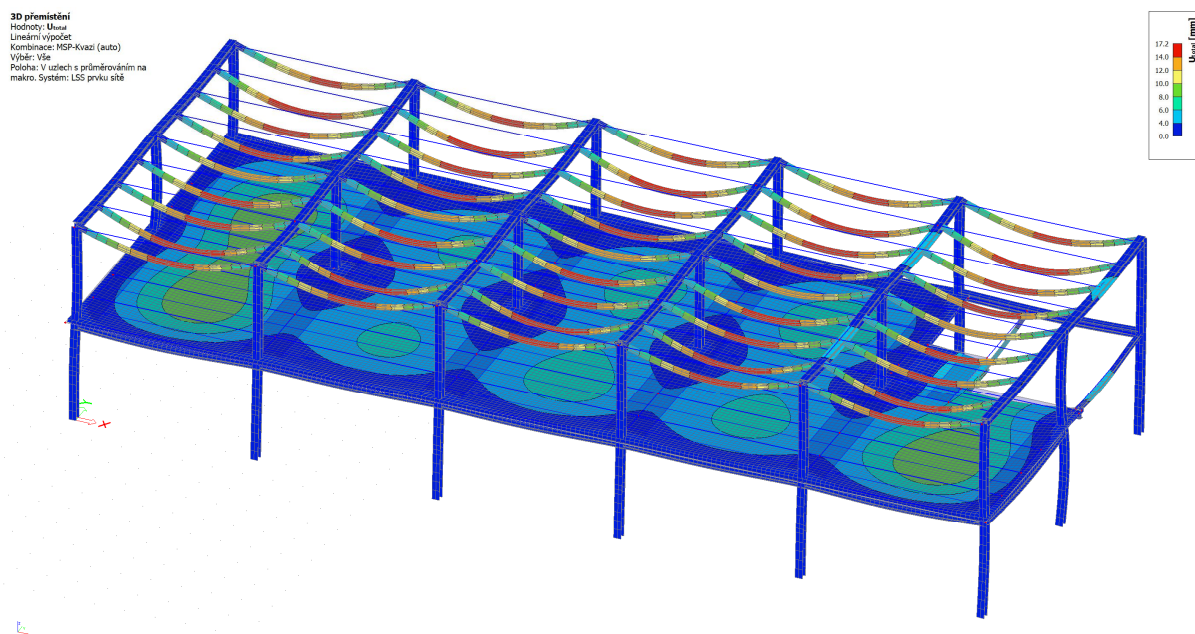
ZS3 → s_k , $\gamma_Q = 1.5$, $\psi_0 = 0.5$ (sníh)

ZS4 → w_k , $\gamma_Q = 1.5$, $\psi_0 = 0.6$ (vítr)

ZS5 → q_k , $\gamma_Q = 1.5$ (užitné)

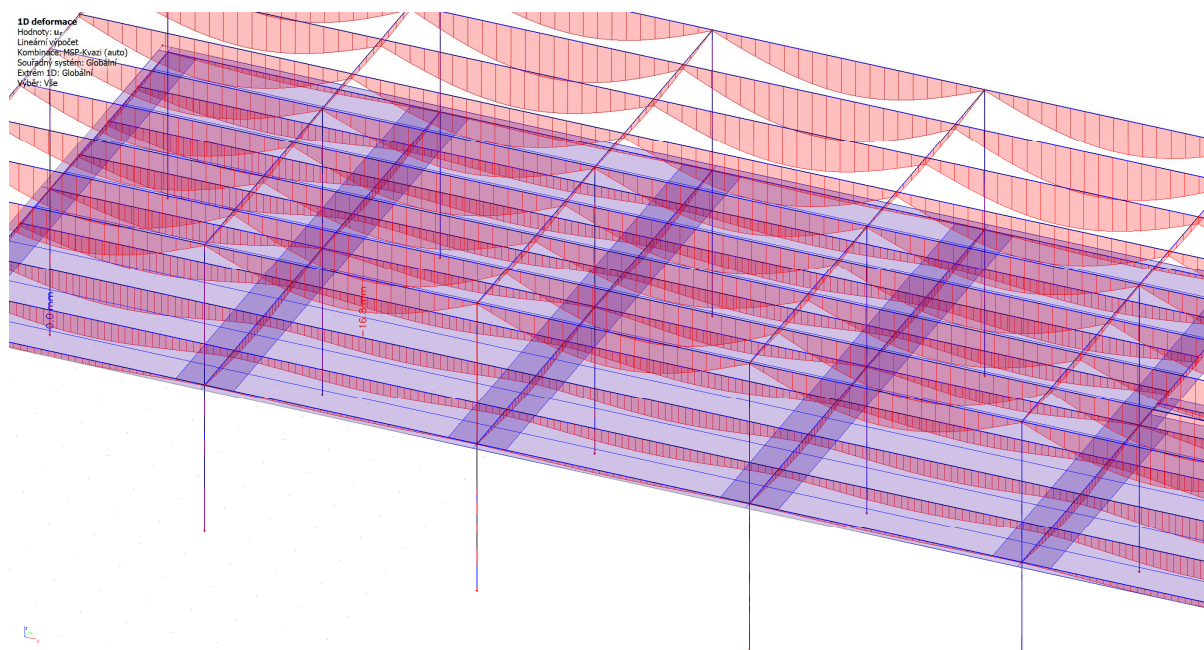
7.1.3.1 Výsledky

Totální deformace pro ověření „správnosti“ návrhu OK nástavby, resp. především reálnosti reakce v uložení OK sloupů na hlavy prefabrikovaných sloupů.



3D totální (celková) deformace

Rozhoduje přetvoření (průhyb) podélných trámů stropu nad 4.NP (střechy):

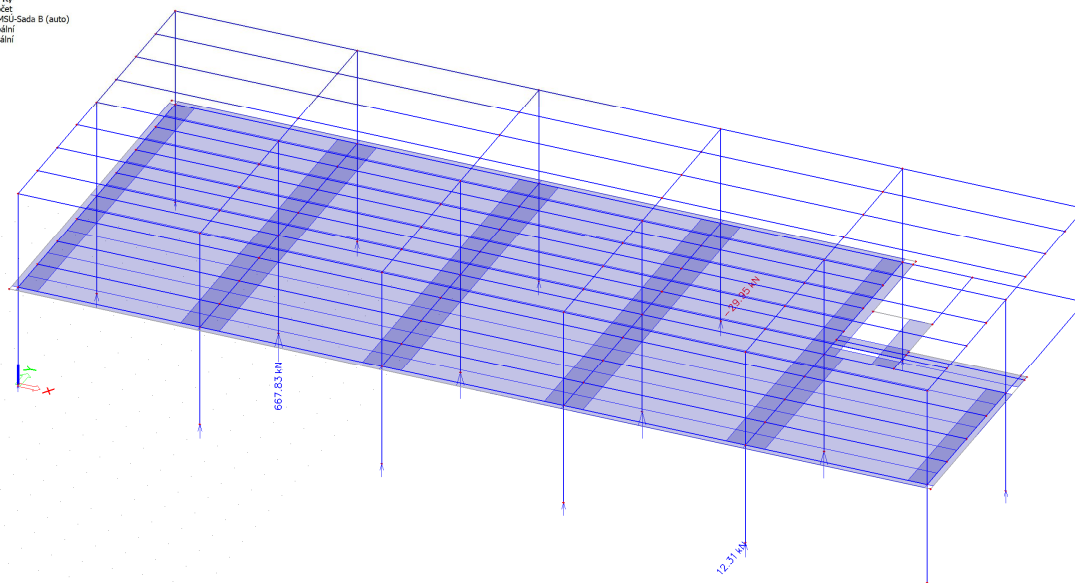


Deformace uz trámů střechy

$$u_z \leq 16.8 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = \frac{5750}{300} \doteq 19.2 \text{ mm}, \text{ vyhovuje.}$$

Reakce na hlavy stávajících sloupů jako přitížení stávající prefabrikované konstrukce:

Reakce
 Hodnoty: R_x, R_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU-Sada B (auto)
 Systém: Globální
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše

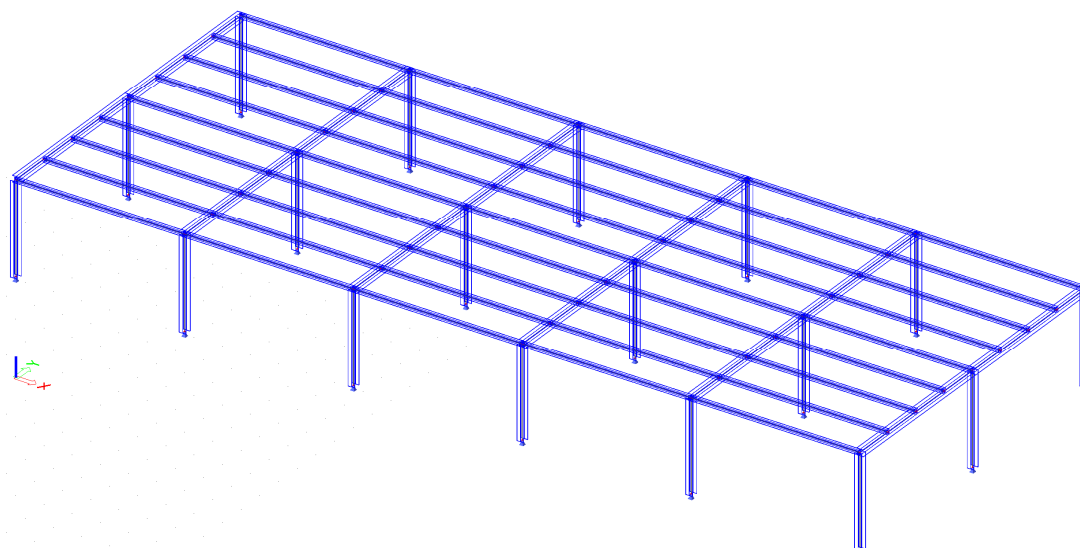


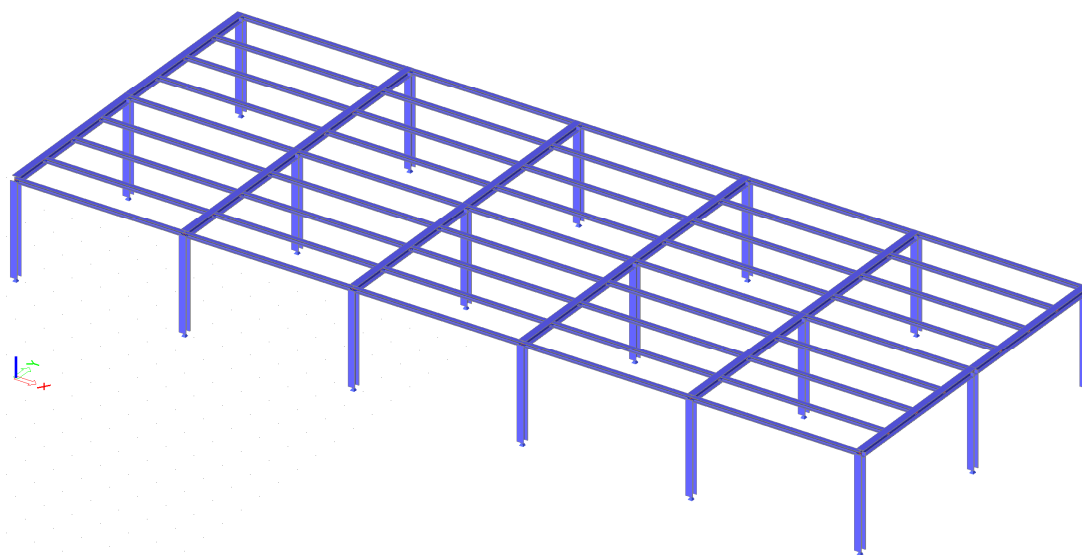
Reakce

Reakce na hlavu sloupů (max. ve střední řadě) $\rightarrow R_{z,Ed} \leq 670kN$, vodorovná reakce na krajní řady sloupů nepřesáhne $\rightarrow R_{y,Ed} \leq 30kN$.

7.1.4 Model konstrukce nástavby 3.NP

OK skelet s tuhými příčnými rámy (tuhá konstrukce v příčném směru), resp. obvodovými ztužidly tuze uloženými na rámy (tuhá konstr. v kolmém směru, strop nad 3.NP). Paty sloupů jsou kloubově podepřeny (uloženy na hlavy prefabrikovaných sloupů). Model v posudku \rightarrow pouze stanovení přitížení OK na stávající prefa skelet. Nejedná se o návrh konstrukce nástavby!





3D model OK nstavby

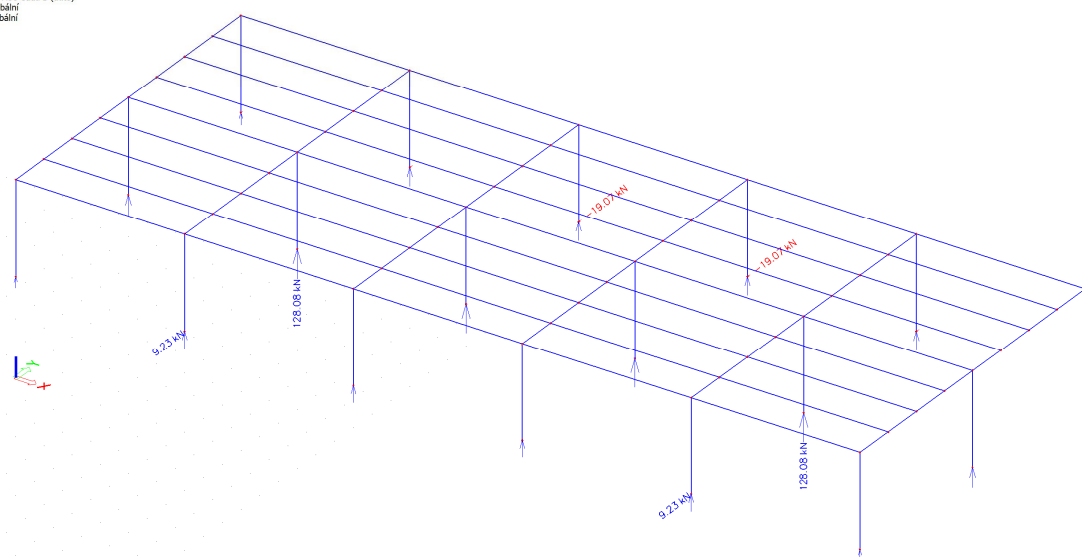
Zatěžovací stavy:

ZS1 → $g_{0,k}$, $\gamma_G = 1.35$ (vlastní tíha)ZS2 → g_k , $\gamma_G = 1.35$ (ostatní stálé, skladby)ZS3 → s_k , $\gamma_Q = 1.5$, $\psi_0 = 0.5$ (sníh)ZS4 → w_k , $\gamma_Q = 1.5$, $\psi_0 = 0.6$ (vítr)ZS5 → q_k , $\gamma_Q = 1.5$ (užitné)

7.1.4.1 Výsledky

Reakce na hlavy stávajících sloupů jako přitížení stávající prefabrikované konstrukce:

Reakce
 Hodnoty: R_x, R_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU-Sada B (auto)
 Systém: Globální
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše



Reakce

Reakce na hlavu sloupů (max. ve střední řadě) $\rightarrow R_{z,Ed} \leq 130kN$, vodorovná reakce na krajní řady sloupů nepřesáhne $\rightarrow R_{y,Ed} \leq 20kN$.

7.2 Stávající montovaný skelet

Stávající nosnou konstrukci tvoří železobetonový montovaný skelet Konstruktiva (Montostav) \rightarrow „lehký skelet s příčnými rámy na 5.0kN/m²“. Příčný modul sloupů je 2 x 6.0m, podélný 5 x 6.0m. Konstrukční výška přízemí je 3.6 m, patra 3.3 m. Schodiště je prefabrikované, dvouramenné, typové. Stropní panely výšky 0.235m jsou dutinové prefabrikované (nepředpjaté) na rozpětí 5.6m (v TZ je uvedena únosnost 7.5kN/m², jedná se o ostatní stálé + nahodilé zat.). Strop nad kotelnou je proveden jako plynotěsný (výplň panelů betonem). Sloupy mají průřez 400/400mm. Průvlaky i obvodová ztužidla mají průřez tvaru obráceného T (OT \rightarrow 730(400)/450mm), na ozub průvlaku je uložen panel stropní desky výšky 235mm. Z hlediska přetížitelnosti skeletu nástavbou rozhodují především tyčové prvky skeletu, tj. sloupy a průvlaky jako příčné rámy.

7.2.1 Zatížení

Zatížení na stávající konstrukci (s nástavbou) \rightarrow podlaha ve 2. a 3.NP, podlaha, příčky, užitné. Zatížení uvažují zjednodušeně podle původního SV, kde je uvedeno zatížení na patku pod středním nejvíce zatíženým sloupem $N_{1,k} = 449.4 + 455.9 = 905.3kN$. Jedná se o normové (charakteristické) zatížení při uvážení max. možného zatížení obou stropních desek, tj. dovoleného zatížení stropů (i střechy = rezerva) 7.5kN/m² + vlastní tíhy. Skelet byl navržen na užitné zatížení 5.0kN/m², tj. na ostatní stálé připadá 2.5kN/m². Přepočítání původního zatížení podle ČSN ISO 13822, tj. především podle ČSN EN 1990 (zatížení na střední sloup). Vlastní tíha prvků skeletu \rightarrow dutinový panel 3.8kN/m², průvlak 31.3kN, sloup 11.3+17.8kN:

$$\rightarrow g_{0,k} = 3.8 + \frac{31.3}{36} = 4.67kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha stropu)}$$

$$\rightarrow g_k = 2.5kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (ostatní stálé, skladby)}$$

$$\rightarrow q_k = 5.0kN / m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užitné)}$$

$$q_k = 4.67 + 2.5 + 5.0 = 12.17kN / m^2$$

$$q_{Ed} = 1.35 \times (4.67 + 2.5) + 1.5 \times 5.0 = 17.18kN / m^2$$

$N_{1,Ed} = 2 \times 6 \times 6 \times 17.18 + 1.35 \times (11.3 + 17.8) = 1276.25kN$, tj. původní zatížení na pilotu podle

$$\text{ČSN EN, } \gamma_F = \frac{1276.25}{905.3} \doteq 1.41.$$

Přepočítání stávajícího zatížení po přestavbě, tj. vybourání podlah keramických příček ve 2.NP a jejich náhradě novými konstrukcemi (nové vrstvy podlahy + příčky SDK), resp. při uvážení skutečného užitného zatížení:

$$\rightarrow g_{0,k} = 4.67kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (vlastní tíha stropu)}$$

$$\rightarrow g_{1,k} = 1.675kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (nová podlaha ve 2.NP)}$$

$$\rightarrow g_{3,k} = 2.37kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (nová podlaha ve 3.NP místo střechy)}$$

$$\rightarrow g_{5,k} = 0.75kN / m^2, \gamma_G = 1.35 \text{ (příčky)}$$

$$\rightarrow q_{4,k} \leq 3.5kN / m^2, \gamma_Q = 1.5 \text{ (užitné)}$$

$$q_{2.NP,k} = 4.67 + 1.675 + 0.75 + 3.5 = 10.595 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{2.NP,Ed} = 1.35 \times (4.67 + 1.675 + 0.75) + 1.5 \times 3.5 = 14.828 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = \frac{14.828}{10.595} \doteq 1.4$$

$$q_{3.NP,k} = 4.67 + 2.37 + 0.75 + 3.5 = 11.29 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{3.NP,Ed} = 1.35 \times (4.67 + 2.37 + 0.75) + 1.5 \times 3.5 = 15.767 \text{ kN} / \text{m}^2, \gamma_F = \frac{15.767}{11.29} \doteq 1.397$$

$N_{1,Ed} = 6 \times 6 \times (14.828 + 15.767) + 1.35 \times (11.3 + 17.8) = 1140.7 \text{ kN}$, tj. zatížení po přestavbě stáv. objektu je bez vlivu nástavby nižší, než v původním SV uvažované zatížení a vnitřní sloup.

7.2.2 Posouzení stávajícího sloupu

Železobetonové sloupy s průřezem 400/400mm typové soustavy Konstruktiva pravděpodobně cca. odpovídají typovému katalogu STÚ S1.2 (pouze předpoklad, který bude ověřen destruktivním nebo nedestruktivním průzkumem → výztuž + beton!). V dalším posouzení ale vycházím pouze z tohoto předpokladu!

Sloup VZS 6/61 → průřez 390/390mm (výrobní rozměry), beton B400 (odpovídá cca. C25/30 až C30/37), výztuž min. 4ØV16 (10 425), krytí cca. 37mm (osově 45mm):

návrhové hodnoty → beton C25/30 XC1 → $f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$, $f_{cm} = 2.6 \text{ MPa}$, resp. ocel

10 425-V → $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$ odpovídá cca. B420B ($R_e = 420 \text{ MPa}$).

7.2.2.1 Sloup pro působení nástavby 2 podlaží

Na sloup v 1.NP délky cca. 3.5m působí max. zatížení po provedení nástavby 3. a 4.NP

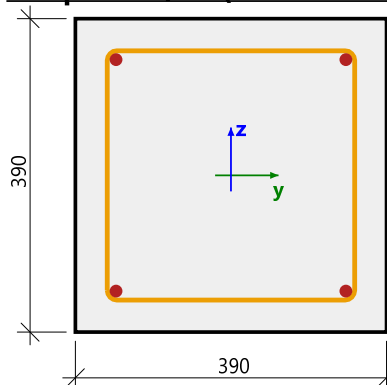
$$N_{1,Ed} \leq 1140.7 + 670 = 1810.7 \text{ kN}$$

Odpovídající charakteristická hodnota je cca. $N_{1,k} \leq \frac{1810.7}{1.4} \doteq 1294 \text{ kN}$, tj. nárůst zatížení je

cca. $\Delta N_k = 1293.3 - 905.3 = 388 \text{ kN}$, tj. cca. 43%.

Posouzení sloupu v programu SCIA Concrete Section:

Scia Concrete Section 20.0

sloup VZS 6/61 (Konstruktiva)**Nastavení výpočtu**

2φ16 (402 mm ²) EN 1992-1-1:2004/AC:2010-11	EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008
Typ prvku	Sloup Posouzení
Délka prvku	3.5 m
2φ0 (0 mm ²)	Třídy prostředí
	XC1

Materiály

Beton	C 25/30
2φ16 (402 mm ²) Podélná výztuž	B 400 B
Smyková výztuž	B 400 B
φ6/150 mm, ns=2	

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	-1811	0	0	0	0	0	0.64	OK

Sloup VZS 6/61 s průřezem 390/390mm, z betonu min. B400 (odpovídá min. C25/30), s výztuží 4ØV16 (V - 10 425) na přitížení nástavbou 2 podlaží pravděpodobně vyhovuje. Posouzení ale vychází pouze z předpokladu (beton, výztuž), který bude ověřen destruktivním nebo nedestruktivním průzkumem!

7.2.2.2 Sloup pro působení nástavby 1 podlaží

Na sloup v 1.NP délky cca. 3.5m působí max. zatížení po provedení nástavby pouze 3.NP

$$N_{1,Ed} \leq 1140.7 + 130 = 1270.7 \text{ kN}$$

Odpovídající charakteristická hodnota je cca. $N_{1,k} \leq \frac{1270.7}{1.4} \doteq 910 \text{ kN}$, tj. nárůst zatížení je cca. $\Delta N_k = 910 - 905.3 = 5 \text{ kN}$, tj. cca. 0.5%.

Sloup VZS 6/61 s průřezem 390/390mm, z betonu min. B400 (odpovídá min. C25/30), s výztuží 4ØV16 (V - 10 425) na přitížení nástavbou 1 podlaží velmi pravděpodobně vyhovuje, zatížení se nemění.

7.3 Založení

Stávající hlubinné založení na vetknutých velkopřůměrových pilotách Ø1.22m celkové délky min. 6.0m → pata pilot je podle původní PD umístěna v jílovitém písku až štěrkopísku s dovoleným namáháním 3kg/cm². Podle IGP (2) se ale jedná spíše o jílovitý písek ulehlý GT2 (S4 SM). Původně navržené plošné založení bylo změněno na hlubinné (4), důvody změny byly podle TZ pouze dodavatelské.

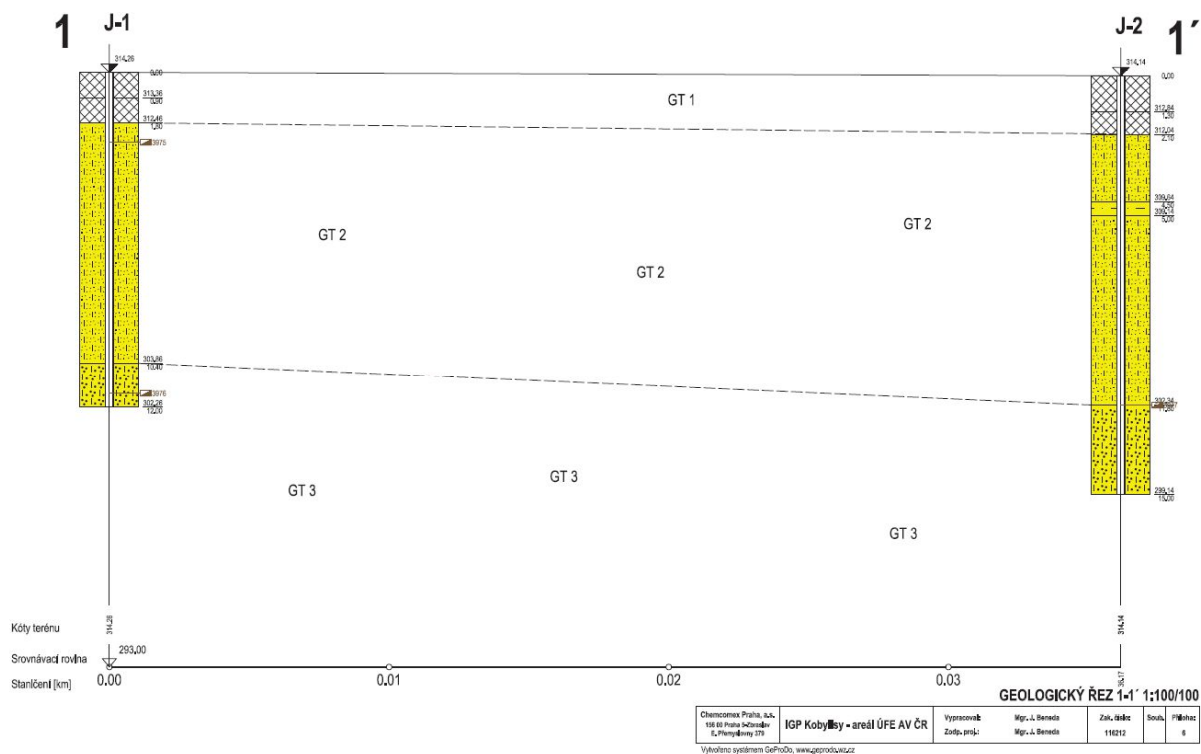
Ve SV změny založení je pilota Ø1.22m navržena z betonu BIII (odpovídá C16/20), výztuž 10 425 (V). Normové zatížení na pilotu je $N^n = 1080.6 \text{ kN}$. Normová únosnost piloty je stanovena podle ČSN 73 1002 na 2340kN. Sedání posouzeno nebylo.

7.3.1 Podloží

Podle IGP (2) je podloží budováno především **pískem slabě hlinitým (GT2)**, který je vlhký, ulehlý, rezavo-žlutý, místy s polohami písčitého slínu cca. 5 cm mocnými, které lze snadno lámat v ruce. Dle ČSN 73 6133 náleží do třídy S4 SM s min. s parametry → $E_{def} = 5 - 15 \text{ MPa}$, $\nu = 0.3$, $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$, $\varphi_{ef} = 28 - 30^\circ$, $c_{ef} = 0 - 10 \text{ kPa}$.

Hlouběji (10.4 až 11.8m pod PT) je **písek hlinitý (GT3)**, který je vlhký, s příměsí šterku (valounky 1 - 3 cm), velmi ulehlý, s častými polohami písčitého slínu cca. 5 cm mocnými, které lze snadno lámat v ruce. Dle ČSN 73 6133 náleží do třídy *S3 S-F* s min. s parametry $\rightarrow E_{def} = 17 - 25 MPa, \nu = 0.3, \gamma = 17.5 kN / m^3, \varphi_{ef} = 30 - 33^\circ, c_{ef} = 0 kPa$. Tato poloha není stávajícími pilotami dosažena.

V PD změny založení je délka piloty v únosném prostředí 4.0m, v prostředí se zanedbatelným plášťovým třením, tj. víceméně celé zatížení je přenášeno patou.



7.4 Posouzení stávající piloty

Stávající vrtané velkopřůměrové piloty do $\varnothing 1.22m$ s délkou cca. 5.6m a hlavou s kalichem na úrovni cca. -0.65 (313.95), tj. cca. 1.5m v GT1 (Y, navážky) resp. patou na úrovni -6.25 (308.35), tj. cca. 4.0m v zemině GT2. Jedná se o piloty vetknuté, tj. s přenosem zatížení pláštěm i patou, kdy pata není opřena o únosnější zeminu (horninu).

Požadované návrhové zatížení na pilotu po přitížení nástavbou je $N_{1,Ed} \leq 1810.7 kN$.

Posouzení pilot v programu GEO 2022:

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : AV ČR ÚFE
 Část : Nástavba objektu THS
 Popis : Posouzení stávajících pilot na přitížení nástavbou
 Odběratel : DES Praha s.r.o.
 Vypracoval : Ing. Libor Voborský
 Datum : 18.03.2022
 Číslo zakázky : 4X05/03/22

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1.30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0.50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{Cr} = 0.67$

Piloty

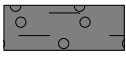
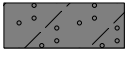
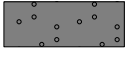
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvodněné podmínky :	ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka :	lineární (Poulos)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Návrhový přístup :	1 - redukce zatížení a materiálu

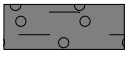
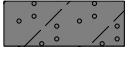
Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]	1.40 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.00 [-]	1.30 [-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.25 [-]	1.60 [-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.25 [-]	1.60 [-]


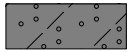
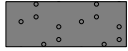
Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	navážka_Třída G5		30.00	6.00	19.50	0.30
2	Třída S4		29.00	5.00	18.00	0.30
3	Třída S3, ulehlá		31.50	0.00	17.50	0.30

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	navážka_Třída G5		-	15.00	19.50	-	-
2	Třída S4		-	15.00	18.00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
3	Třída S3, ulehlá		-	21.00	17.50	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	navážka_Třída G5		15.00
2	Třída S4		20.00
3	Třída S3, ulehlá		20.00

Parametry zemin

navážka_Třída G5

Objemová tíha :	γ = 19.50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 30.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 6.00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0.30
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 15.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19.50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 15.00 °

Třída S4

Objemová tíha :	γ = 18.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 29.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 5.00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0.30
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 15.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 20.00 °

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha :	γ = 17.50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 31.50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0.00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0.30
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 21.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 17.50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β = 20.00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr d = 1.22 m

Délka l = 5.60 m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha A = 1.17E+00 m²

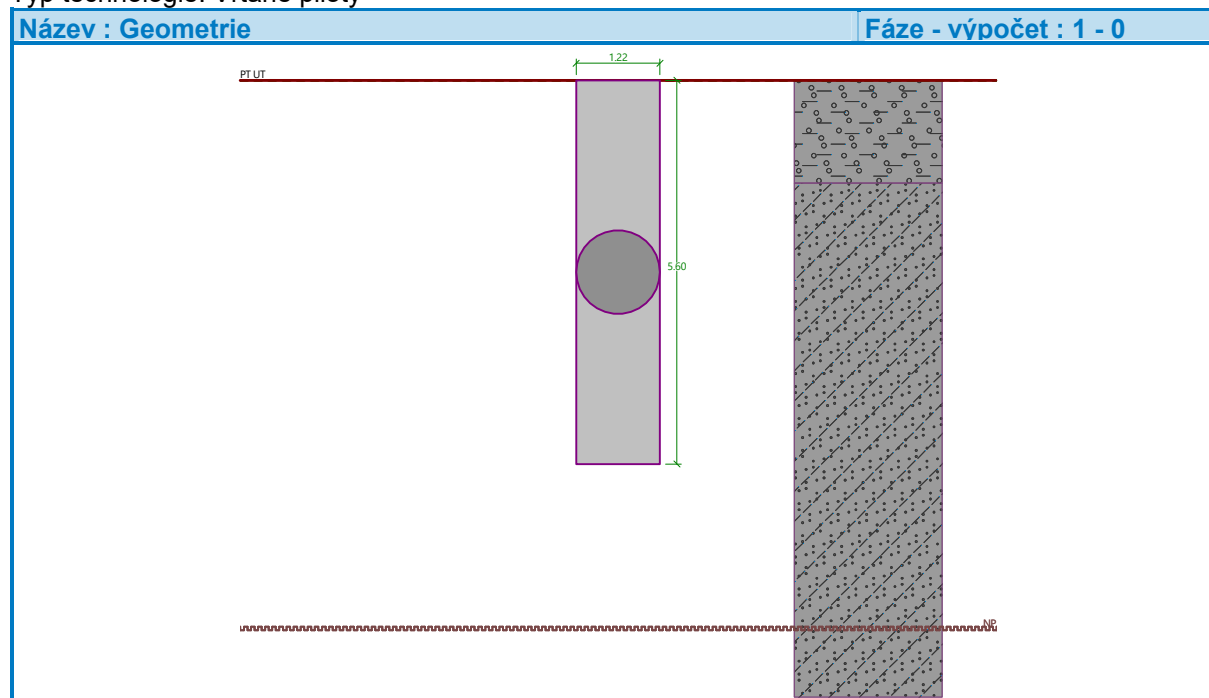
Moment setrvačnosti I = 1.09E-01 m⁴

Umístění

Vysazení h = 0.00 m

Hloubka upraveného terénu h_z = 0.00 m

Typ technologie: Vrtané piloty



Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukceObjemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 16/20Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 16.00 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu $f_{ctm} = 1.90 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_{cm} = 29000.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 12083.00 \text{ MPa}$ **Ocel podélná: 10425 (V)**Mez kluzu $f_{yk} = 420.00 \text{ MPa}$ **Ocel příčná: 10425 (V)**Mez kluzu $f_{yk} = 420.00 \text{ MPa}$ **Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy		Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
	t [m]				
1	1.50		0.00 .. 1.50	navážka_Třída G5	
2	8.60		1.50 .. 10.10	Třída S4	
3	4.00		10.10 .. 14.10	Třída S3, ulehlá	
4	-		14.10 .. ∞	Třída S3, ulehlá	

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	1811.00	125.00	0.00	0.00	45.00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 8.00 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 podle teorie MS - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti	$N_c =$	27.86
Součinitel únosnosti	$N_d =$	16.44
Součinitel únosnosti	$N_b =$	12.84
Součinitel únosnosti	$K_1 =$	1.00
Výpočtová únosnost na patě piloty	$R_{bd} =$	2781.84 kPa
Plocha příčného řezu piloty	$A_p =$	1.17E+00 m ²

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty $L_p = 1.97$ m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	Φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{R2} [-]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
1.50	1.50	30.00	6.00	19.50	1.00	13.54	77.84
3.63	2.13	29.00	5.00	18.00	1.00	28.99	236.40

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti	$N_c =$	19.21
Součinitel únosnosti	$N_d =$	9.52
Součinitel únosnosti	$N_b =$	5.67
Součinitel únosnosti	$K_1 =$	1.00
Výpočtová únosnost na patě piloty	$R_{bd} =$	1514.31 kPa
Plocha příčného řezu piloty	$A_p =$	1.17E+00 m ²

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty $L_p = 1.37$ m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	Φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{R2} [-]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
1.50	1.50	24.79	4.80	19.50	1.00	10.87	48.07
4.23	2.73	23.91	4.00	18.00	1.00	25.46	204.95

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

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

Únosnost piloty na plášti $R_s = 314.24$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 2601.55$ kN

Únosnost piloty $R_c = 2915.79$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1811.00$ kN

$R_c = 2915.79$ kN > 1811.00 kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

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

Vrstva číslo	E_s [MPa]
1	29.00
2	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 $C_v = 0.80$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1.00$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.25$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.19$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0.21$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 0.58$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.91$

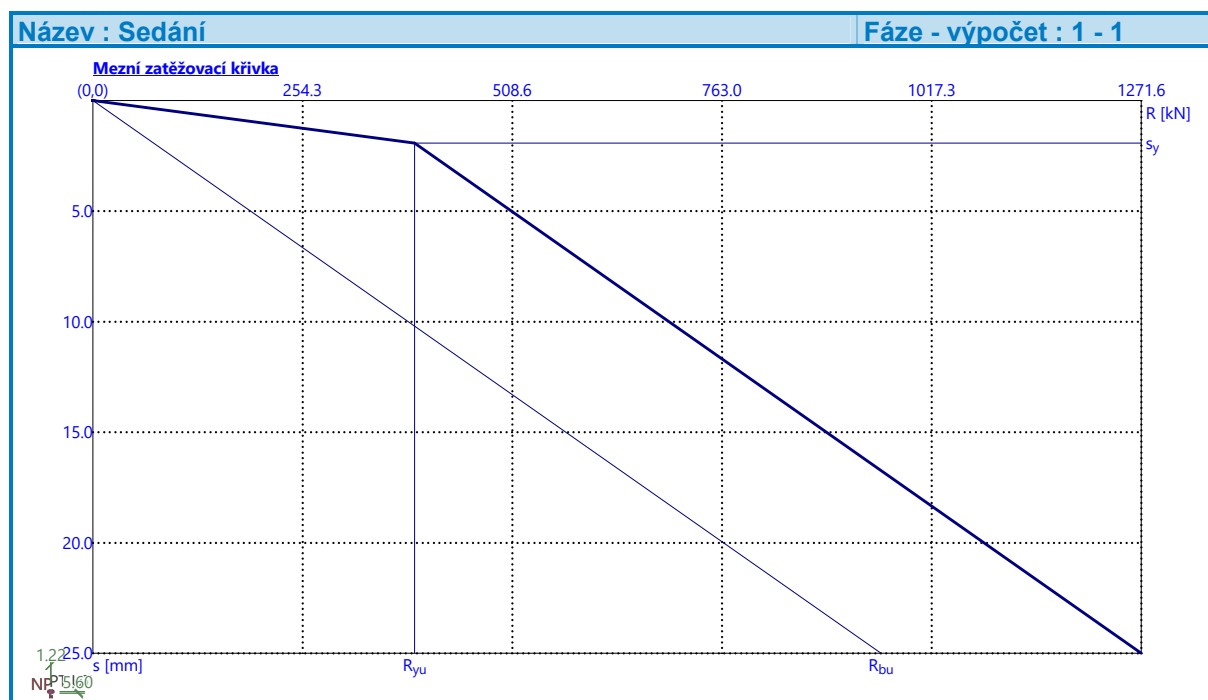
Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 390.15$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 1.9$ mm

Celková únosnost $R_c = 1271.61$ kN

Maximální sednutí $s_{lim} = 25.0$ mm

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

Pilota je vetknutá do horniny (posun paty je roven nule).

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-2.72	0.60	32.65	-45.00	125.00
0.25	12.01	-2.57	0.59	30.84	-35.24	135.10
0.28	12.01	-2.55	0.59	30.64	-34.19	136.07
0.31	12.01	-2.54	0.59	30.44	-33.15	137.01
0.53	12.01	-2.40	0.58	28.87	-25.04	143.52
0.56	12.01	-2.39	0.58	28.68	-24.06	144.21
0.59	12.01	-2.37	0.58	28.49	-23.08	144.87
0.81	12.01	-2.24	0.57	26.95	-15.51	149.19
0.84	12.01	-2.23	0.56	26.76	-14.59	149.61
0.87	12.01	-2.21	0.56	26.57	-13.68	150.00
1.09	12.01	-2.09	0.55	25.07	-6.63	152.27
1.12	12.01	-2.07	0.55	24.88	-5.77	152.44
1.15	12.01	-2.06	0.55	24.70	-4.93	152.59
1.37	12.01	-1.94	0.54	23.24	1.62	152.96
1.40	12.01	-1.92	0.54	23.06	2.41	152.90
1.43	12.01	-1.90	0.54	22.87	3.20	152.82
1.65	10.67	-1.79	0.53	19.06	8.80	151.45
1.68	10.67	-1.77	0.52	18.91	9.44	151.20
1.71	10.67	-1.76	0.52	18.75	10.09	150.93
1.93	10.67	-1.64	0.51	17.51	15.04	148.11
1.96	10.67	-1.63	0.51	17.36	15.64	147.68
1.99	10.67	-1.61	0.51	17.21	16.23	147.23
2.21	10.67	-1.50	0.50	16.00	20.77	143.08
2.24	10.67	-1.49	0.50	15.85	21.31	142.49
2.27	10.67	-1.47	0.50	15.71	21.85	141.89
2.49	10.67	-1.36	0.49	14.53	25.98	136.52
2.52	10.67	-1.35	0.49	14.39	26.47	135.79
2.55	10.67	-1.33	0.48	14.24	26.96	135.04
2.77	10.67	-1.23	0.47	13.10	30.70	128.58
2.80	10.67	-1.21	0.47	12.95	31.14	127.71
2.83	10.67	-1.20	0.47	12.81	31.58	126.83
3.05	10.67	-1.10	0.46	11.69	34.93	119.38
3.08	10.67	-1.08	0.46	11.55	35.33	118.40
3.11	10.67	-1.07	0.46	11.42	35.72	117.40
3.33	10.67	-0.97	0.45	10.32	38.69	109.06
3.36	10.67	-0.95	0.45	10.19	39.04	107.97
3.39	10.67	-0.94	0.45	10.05	39.39	106.87
3.61	10.67	-0.84	0.44	8.98	41.99	97.76
3.64	10.67	-0.83	0.44	8.85	42.29	96.58
3.67	10.67	-0.82	0.44	8.72	42.59	95.39
3.89	10.67	-0.72	0.44	7.67	44.83	85.59
3.92	10.67	-0.71	0.44	7.54	45.09	84.33
3.95	10.67	-0.69	0.43	7.40	45.34	83.07
4.17	10.67	-0.60	0.43	6.37	47.23	72.69
4.20	10.67	-0.59	0.43	6.24	47.44	71.37
4.23	10.67	-0.57	0.43	6.12	47.65	70.04

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
4.45	10.67	-0.48	0.42	5.10	49.18	59.19
4.48	10.67	-0.47	0.42	4.97	49.36	57.81
4.51	10.67	-0.45	0.42	4.85	49.52	56.42
4.73	10.67	-0.36	0.42	3.84	50.71	45.19
4.76	10.67	-0.35	0.42	3.72	50.84	43.77
4.79	10.67	-0.34	0.42	3.59	50.96	42.34
5.01	10.67	-0.24	0.42	2.59	51.81	30.83
5.04	10.67	-0.23	0.42	2.47	51.90	29.38
5.07	10.67	-0.22	0.41	2.35	51.98	27.92
5.29	10.67	-0.13	0.41	1.36	52.48	16.22
5.32	10.67	-0.12	0.41	1.23	52.53	14.75
5.35	10.67	-0.10	0.41	1.11	52.57	13.28
5.57	10.67	-0.01	0.41	0.12	52.74	1.48
5.60	10.67	0.00	0.41	0.00	52.74	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Deformace hlavy piloty = -2.7 mm
 Max.deformace piloty = 2.7 mm
 Max.posouvající síla = 52.74 kN
 Maximální moment = 153.00 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 1.22 m
 Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 70.0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0.322 \% > 0.250 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = 1811.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 153.00$ kNm
 Únosnost : $N_{Rd} = 10620.72$ kN; $M_{Rd} = 897.29$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

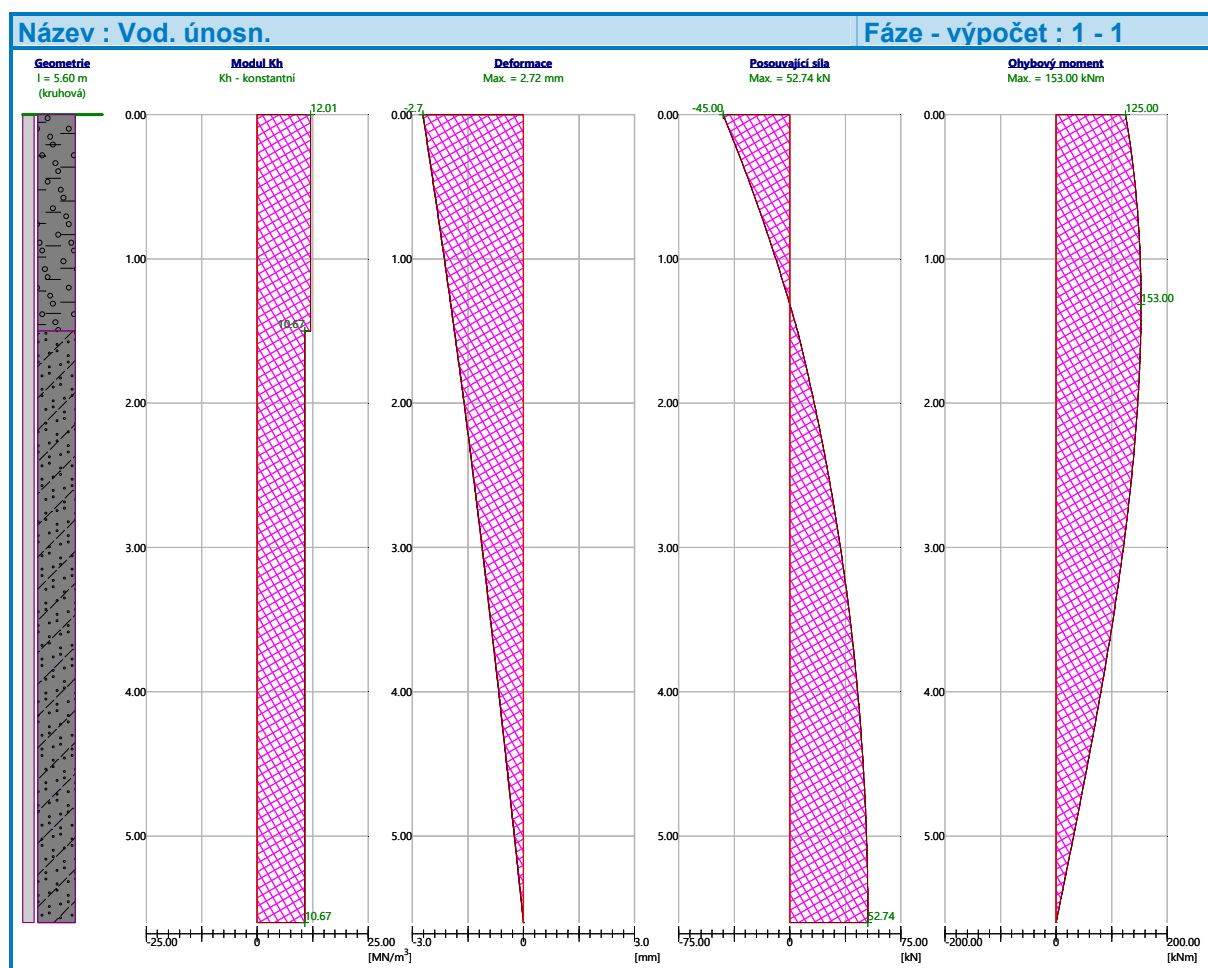
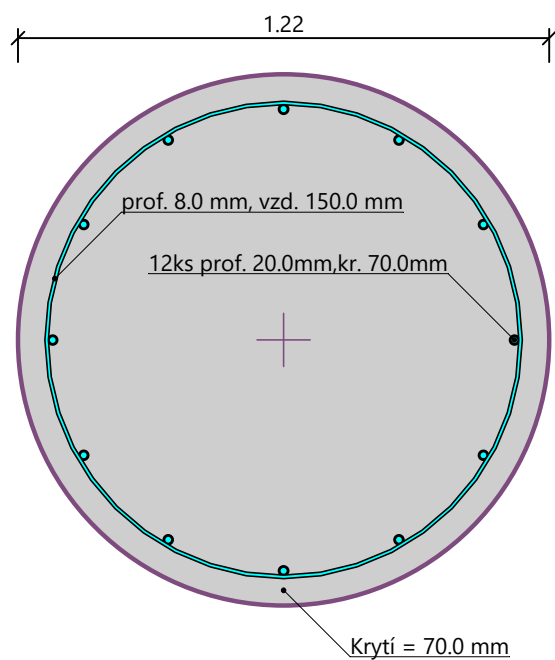
Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 8.0 mm; vzdálenost 150.0 mm
 $A_{sw} = 2 \times 335.1 = 670.2$ mm²
 Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 537.52$ kN > 52.74 kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

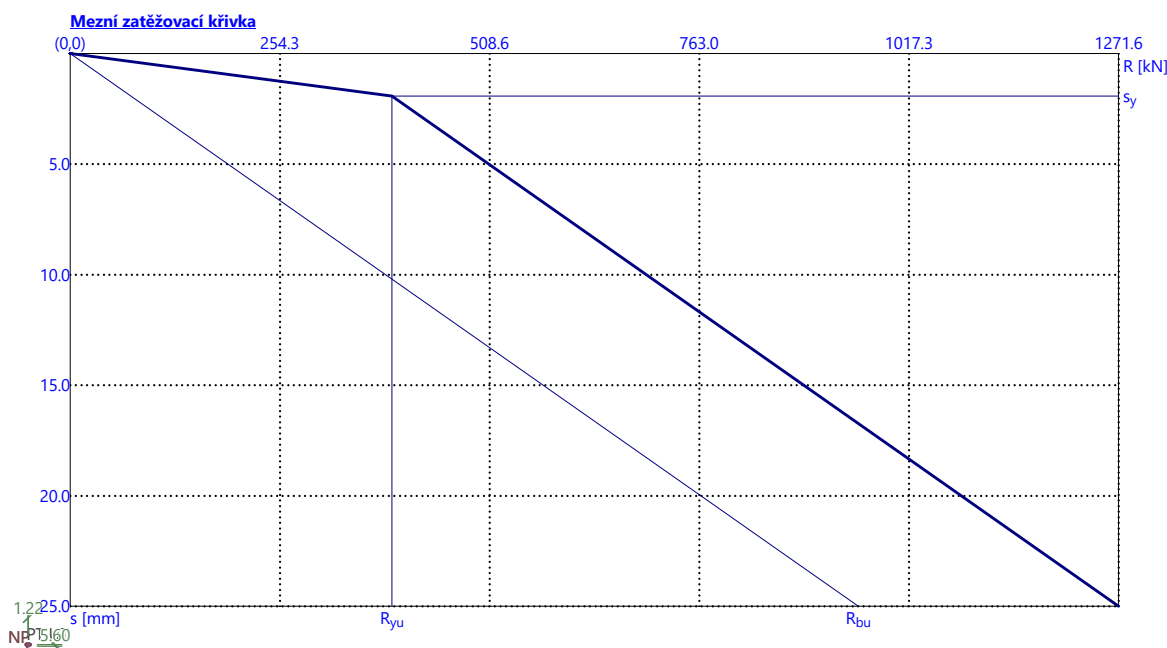
Schéma vyztužení



Pilota $\varnothing 1.22$ m v prostředí především GT2 (S4 SM) požadované návrhové zatížení nástavby 2 podlaží (3. a 4.NP) 181kN podle postupu dle ČSN 73 1002 přeneše (max. únosnost je cca. $R_c \geq 2915kN$, což víceméně odpovídá únosnosti vypočítané v PD změny založení, tj. cca.

1.4x dovolené namáhání), ovšem za cenu dalšího sedání, které už pro původní zatížení dosahuje pravděpodobně limitní hodnoty uvažované pro pilotové základy podle 2. skupiny mezních stavů, tj. 25mm (ČSN 73 1002, mezní zatěžovací křivka). Např. podle publikace NACFAC DM 7.2 je únosnost pouze $V_d \geq 1194kN$, a pilota tak podle tohoto přístupu nevyhovuje ani na 1.MS (únosnost).

Konečné sedání po přitížení nástavbou se tak velmi pravděpodobně přiblíží k limitní hodnotě pro vícepodlažní skelety podle ČSN EN 1997-1 (NA.1) $s_{m,lim} \leq 60mm \rightarrow$ orientačně extrapolací z mezní zatěžovací křivky (viz posouzení GEO5) lze pouze velmi přibližně sedání odhadnout.



Pro hodnoty $R_{yu} = 390.15kN$, $s_y = 1.9mm$, $R_{bu} = 1271.61kN$ vyjde pro zatížení piloty po nástavbě sedání přibližně

$$s = s_y + \frac{s_{25} - s_y}{R_{bu} - R_y} \times (R - R_y) = 1.9 + \frac{25 - 1.9}{1271.61 - 390.15} \times (1811 - 390.15) = 39.1mm \leq 60mm.$$

Přibližný odhad celkového sedání po přitížení vychází ze sklonu mezní zatěžovací křivky, ale je extrapolován za mez 25mm (ČSN 73 1002, Masopust), a sedání tak může být i větší. Odhad sedání s přihlédnutím k této skutečnosti ale i tak pravděpodobně odpovídá požadavkům ČSN EN 1997-1 pro vícepodlažní skelety. Dosednutí, zejména bude-li ještě větší než odhadnuté, se ale může negativně projevit především na souvisejících nenosných konstrukcích.

Zatížení piloty v případě nástavby pouze jednoho podlaží se nemění. Pilota vyhovuje.

8 Závěr

Ve studii proveditelnosti (STP) je řešena technická proveditelnost nástavby stávajícího objektu Účelové budovy THS v areálu ÚFE AV ČR, Chaberská, Praha 8 Kobylice, a to zejména s ohledem na stávající nosné konstrukce (především sloup skeletu) a hlubinné založení na velkopřůměrových vrtaných pilotách.

V původní PD ani její změně (pilotové založení) není s možností nástavby uvažováno (viz TZ změny založení). Podle sdělení investora tehdejší vedení ústavu v 80-tých letech zvažovalo

možnost nástavby, a to mohl být jeden z důvodů změny založení stavby, jakož i přípravy vnitřního prostoru na výtah a dalších opatření. Přípravu nástavby však z dostupných archivních materiálů nelze doložit.

Typový skelet Konstruktiva na svislé zatížení od přitížení nástavbou 2 podlaží pravděpodobně vyhovuje. Posouzení ale vychází pouze z předpokladu (vyztužení a beton sloupů), který by měl být před PD nástavby ověřen destruktivním nebo nedestruktivním průzkumem! Vliv zvýšeného vodorovného zatížení na prvky skeletu (sloup a průvlak) bude po průzkumu posouzen v PD nástavby (nutno uvážit i např. styk průvlaků v poli, tj. kloub). Vzhledem k tomu, že tento skelet mohl být prováděn bez ztužujících stěn až do 4 nebo 5 nadzemních podlaží, je tak velmi pravděpodobné, že dodatečné ztužení (příčné a podélné) potřeba nebude.

Typový skelet Konstruktiva na svislé zatížení od přitížení nástavbou 1 podlaží velmi pravděpodobně vyhovuje, zatížení se nemění.

Stávající pilota Ø1.22m požadované návrhové zatížení po přitížení nástavbou 2 podlaží pravděpodobně přenese (nově odhadnutá max. únosnost víceméně odpovídá únosnosti vypočítané v PD změny založení), ovšem za cenu dalšího sedání.

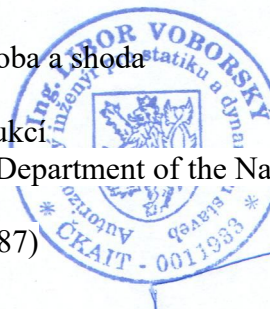
Přibližný odhad celkového sedání po přitížení vychází ze sklonu mezní zatěžovací křivky, ale je extrapolován za mezí 25mm, a sedání tak může být větší. **Odhad sedání** s přihlédnutím k této skutečnosti ale i tak **pravděpodobně odpovídá požadavkům** dnes již neplatné ČSN 73 1001, resp. požadavkům **ČSN EN 1997-1 pro vícepodlažní skelety**. Dosednutí, zejména bude-li ještě větší než odhadnuté, se ale může negativně projevit především na souvisejících nenosných konstrukcích v 1.NP, tj. v přízemí (podlaha, příčky), které by měly být před provedením nástavby vybourány. S ohledem na dosednutí by mělo být ověřeno i podloží (zpětný podsyp) prefabrikovaných základových trámů.

Zamezení dosednutí nejvíce zatížených pilot po přitížení (a zvýšení jejich únosnosti) je možné dosáhnout např. dodatečnou injektáží paty pilot.

Stávající pilota Ø1.22m požadované návrhové zatížení po přitížení nástavbou 1 podlaží přenese, zatížení se nemění.

9 Použitá literatura

- ČSN EN 1990 – Zásady navrhování 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
- ČSN ISO 13822 – Hodnocení existujících konstrukcí
- ČSN 73 0038 – Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí
- NAVFAC DM 7.2, Foundation and Earth Structures, U.S. Department of the Navy, 1984
- ČSN 73 1002 – Pilotové základy (1987)
- ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy (1987)



V Praze 23.5.2022 Ing. Voborský Libor