



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra geotechniky**

Založení bytového domu na Pankráci

Foundation design of an apartment building

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Jan Salák, CSc.

Ondřej Vaněček

Praha 2016



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

studijní program: Stavební inženýrství
studijní obor: Konstrukce pozemních staveb
akademický rok: 2015-16

Jméno a příjmení studenta: Ondřej Vaněček
Zadávající katedra: Geotechniky
Vedoucí bakalářské práce: Ing. Jan Salák, CSc.
Název bakalářské práce: Založení bytového domu na Pankráci
Název bakalářské práce
v anglickém jazyce: Foundations design of apartment building on Pankrác

Rámcový obsah bakalářské práce: Statické výpočty založení bytového domu na Pankráci
v softwaru GEO5 a SCIA Engineer, popis výpočetních metod, porovnání výsledků,
výkresová dokumentace navržených konstrukcí

Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2016 Termín odevzdání: 22.5.2016
(vyplňte poslední den výuky příslušného semestru)

Pokud student neodevzdal bakalářskou práci v určeném termínu, tuto skutečnost předem písemně zdůvodnil a omluva byla děkanem uznána, stanoví děkan studentovi náhradní termín odevzdání bakalářské práce. Pokud se však student řádně neomluvil nebo omluva nebyla děkanem uznána, může si student zapsat bakalářskou práci podruhé. Studentovi, který při opakovaném zápisu bakalářskou práci neodevzdal v určeném termínu a tuto skutečnost řádně neomluvil nebo omluva nebyla děkanem uznána, se ukončuje studium podle § 56 zákona o VŠ č. 111/1998. (SZŘ ČVUT čl. 21, odst. 4)

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

.....
vedoucí bakalářské práce

.....
vedoucí katedry

Zadání bakalářské práce převzal dne: 22.2.2016

.....
student

Formulář nutno vyhotovit ve 3 výtiscích – 1x katedra, 1x student, 1x studijní odd. (zašle katedra)

Nejpozději do konce 2. týdne výuky v semestru odešle katedra 1 kopii zadání BP na studijní oddělení a provede zápis údajů týkajících se BP do databáze KOS.

BP zadává katedra nejpozději 1. týden semestru, v němž má student BP zapsanou.

(Směrnice děkana pro realizaci studijních programů a SZS na FSv ČVUT čl. 5, odst. 7)

Abstrakt

Předmětem bakalářské práce je návrh a posouzení základové konstrukce vícepodlažního objektu. Řešená konstrukce je navrhována jako novostavba. Založení bude řešeno ve více konstrukčních variantách s plošným a hlubinným založením. Obě varianty jsou modelovány v inženýrských softwarech GEO5 a SCIA Engineer. Výsledky jsou následně porovnány a vyhodnoceny.

Klíčová slova

Základy, podloží, základová deska, piloty, konstrukční model

Abstract

The bachelor theses presents foundation design of multi-storey structure. Structure is projected as a new one. Foundations are designed in more variants, with shallow foundations and with deep foundations. Both variants are modeled in structural engineering software GEO5 and SCIA Engineer. The results are compared to each other and evaluated.

Key words

Foundation, subsoil, foundation slab, piles, structural model

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, s použitím odborné literatury a pramenů uvedených v seznamu, který je součástí této diplomové práce.

Dále prohlašuji, že veškerý software, použitý při řešení této bakalářské práce, je legální.

.....

podpis

V Praze dne 21.5.2016

Ondřej Vaněček

Poděkování

Rád bych poděkoval všem, kteří mi pomáhali s přípravou práce, nebo mě jakkoliv podporovali během jejího vytváření. Zejména bych pak chtěl poděkovat vedoucímu své bakalářské práce Ing. Janu Salákovi, CSc. za podnětné rady a čas strávený konzultacemi.

ÚVOD	6
<u>1 ÚVOD DO MODELOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ</u>	<u>7</u>
1.1 JEDNOROZMĚRNÉ MODEL Y	7
1.2 DVOUROZMĚRNÉ MODEL Y	8
1.3 TROJROZMĚRNÉ MODEL Y	8
1.4 WINKLERŮV PRUŽNÝ MODEL PODLOŽÍ	9
1.5 WINKLER-PASTERNAKŮV MODEL	10
1.6 GEO5	13
1.7 SCIA ENGINEER	14
<u>2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O PROJEKTU</u>	<u>16</u>
2.1 OBECNÝ POPIS STAVBY	16
2.2 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ STAVBY	16
2.3 MATERIÁLOVÉ ŘEŠENÍ STAVBY	17
2.4 ZATÍŽENÍ	17
2.5 STATICKÝ VÝPOČET	22
2.6 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝ PRŮZKUM	31
<u>3 SPODNÍ STAVBA</u>	<u>35</u>
3.1 NÁVRH PRVNÍ VARIANTY	35
3.2 VÝSLEDKY PRVNÍ VARIANTY	44
3.3 NÁVRH DRUHÉ VARIANTY	48
3.4 VÝSLEDKY DRUHÉ VARIANTY	52
3.5 STAVEBNÍ JÁMA	56
3.6 HYDROIZOLACE SPODNÍ STAVBY	61
<u>4 ZÁVĚR</u>	<u>62</u>
4.1 POROVNÁNÍ PROGRAMŮ SCIA ENGINEER A GEO5 DESKA	62
SEZNAM OBRÁZKŮ	64
SEZNAM TABULEK	65
SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	65
SEZNAM PŘÍLOH	66

Úvod

Předmětem bakalářské práce je řešení více konstrukčních variant založení vícepodlažního bytového domu. Konstrukce je řešena jako novostavba, je inspirována komplexem bytové a administrativní budovy spojené podzemními garážemi na Pankráci v Praze 4 – Michle, Budějovická a Hanusova ulice. V bakalářské práci je řešen návrh pouze bytového domu.

Práce je rozdělena do tří částí. V první z nich, teoretické části bakalářské práce, se autor zabývá základním popisem výpočetních metod pro navrhování základových desek a seznámení se s inženýrskými softwary pro návrh a posouzení základových konstrukcí použité ve výpočetní části bakalářské práce.

V druhé části bakalářské práce se autor zabývá konstrukcí jako celkem, předběžným návrhem konstrukčního systému a nosných prvků stavby pro zajištění reálného zatížení na konstrukci základovou. Součástí je také obecný popis stavby a geologických poměrů pozemku, získaných technickou zprávou skutečného objektu a vypracovaných geologických vrtů v místě stavby.

Ve třetí části je pojednáno o postupech a navržení modelů základové konstrukce v inženýrských softwarech GEO a SCIA Engineer. Návrh probíhá ve variantách s plošným založením a založením hlubinným. Výsledky autor následně vyhodnotí a vzájemně porovnává. Dále je proveden obecný návrh pažení a kotevního systému stavební jámy objektu.

1 Úvod do modelování základových konstrukcí

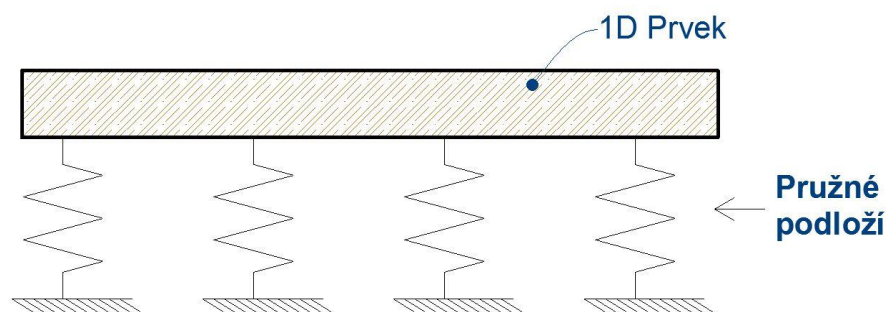
Úvodní kapitola se zabývá metodami a postupy navrhování pro základové konstrukce. Základové konstrukce slouží k přenesení zatížení do podloží. Základní potřebou správného statického posudku je model, který nejlépe odpovídá realitě a je schopný správně znázornit interakci mezi podložím a stavbou. V praxi jsou převážně používány dvě metody interakce podloží a konstrukce. Jednou z těchto metod je deska nebo nosník ležící na pružném podloží a druhá využívá metodu konečných prvků.

Použití metody konečných prvků pro model podloží je velmi náročný proces, který velice podrobně reprezentuje fyzikální chování podloží. Je ovšem velice časově, výpočetně a modelově náročný.

Oproti tomu model konstrukce ležící na pružném podloží (tzv. Winklerovský model) není složité použít. Fyzikální chování podloží není znázorněno tak přesně, ovšem časový a výpočetní faktor je oproti použité metodě konečných prvků mnohem příznivější.

1.1 Jednorozměrné modely

Jednorozměrné modely je možné počítat na bázi analytických nebo numerických metod výpočtu. Použitím základních podmínek rovnováhy je možné popsat chování celého systému. Příkladem je základní model prutu ležící na Winklerovském modelu podloží (za předpokladu, že podloží se může brát plně jako lineárně-pružné). Tento postup se používá při základním návrhu štíhlých konstrukcí ležícím na pružném podloží. (12)

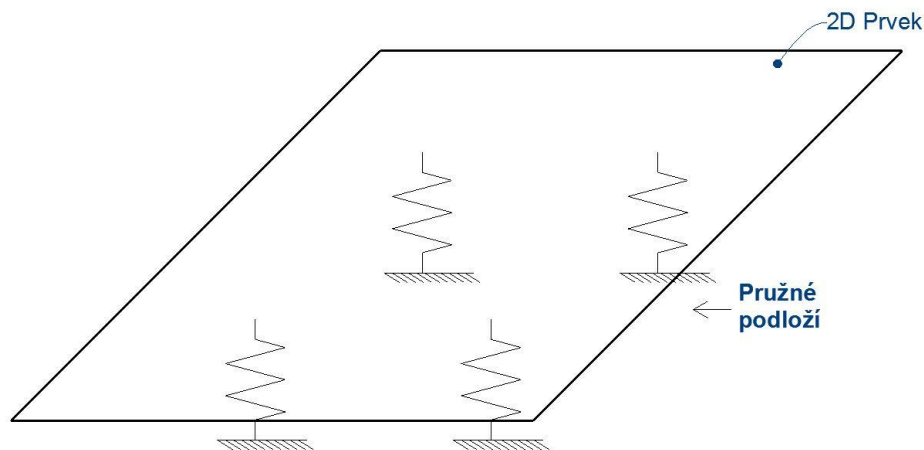


Obr. 1 Příklad jednorozměrného modelu

Předností tohoto modelu je malá časová náročnost. Nedostatkem je, že pro větší konstrukce, kupříkladu základové desky, je tento postup velice zjednodušený a nepřesný.

1.2 Dvourozměrné modely

Přidáním druhého rozměru do systému získáme model mnohem vhodnější pro návrh deskových konstrukcí ležících na pružném podloží.

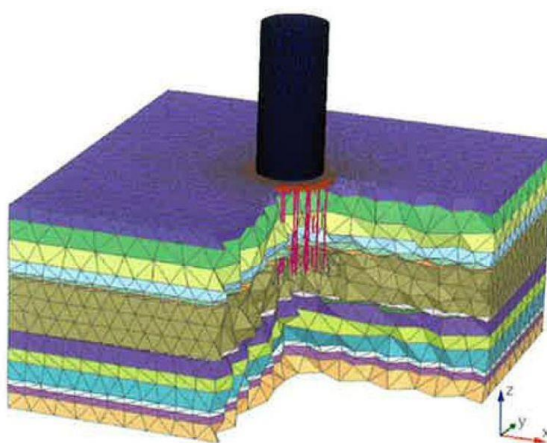


Obr. 2 Příklad dvourozměrného modelu

Předností tohoto modelu je větší přiblížení se realitě díky přidanému rozměru, výsledky jsou už vhodnější k interpretaci. Nedostatkem jsou vznikající nepřesnosti mezi interakcí konstrukce a podloží. (12)

1.3 Trojrozměrné modely

Typ modelu využívající metodu konečných prvků, nejvíce se blíží skutečnosti.



Obr. 3 Příklad trojrozměrného modelu (5)

Předností toho modelu je přesnější šíření zatížení vedoucí k lepšímu návrhu konstrukce a možnému ušetření materiálu. Nedostatky je časová náročnost, také veškeré parametry

potřebné k návrhu nemusí být na počátku známe. Náročnost tvorby modelu je mnohem větší oproti modelům dvourozměrným. (5)

1.4 Winklerův pružný model podloží

Winklerův model podloží pracuje na principu lineárně pružného dvourozměrného modelu, který počítá na základě přímé úměrnosti napětí a deformace vzniklé od vnějšího zatížení v každém bodě podloží. Zavede se fyzikální parametr základové půdy, vyjádřen modulem reakce podloží **k** [**kN/m³**].

$$\sigma = k * w$$

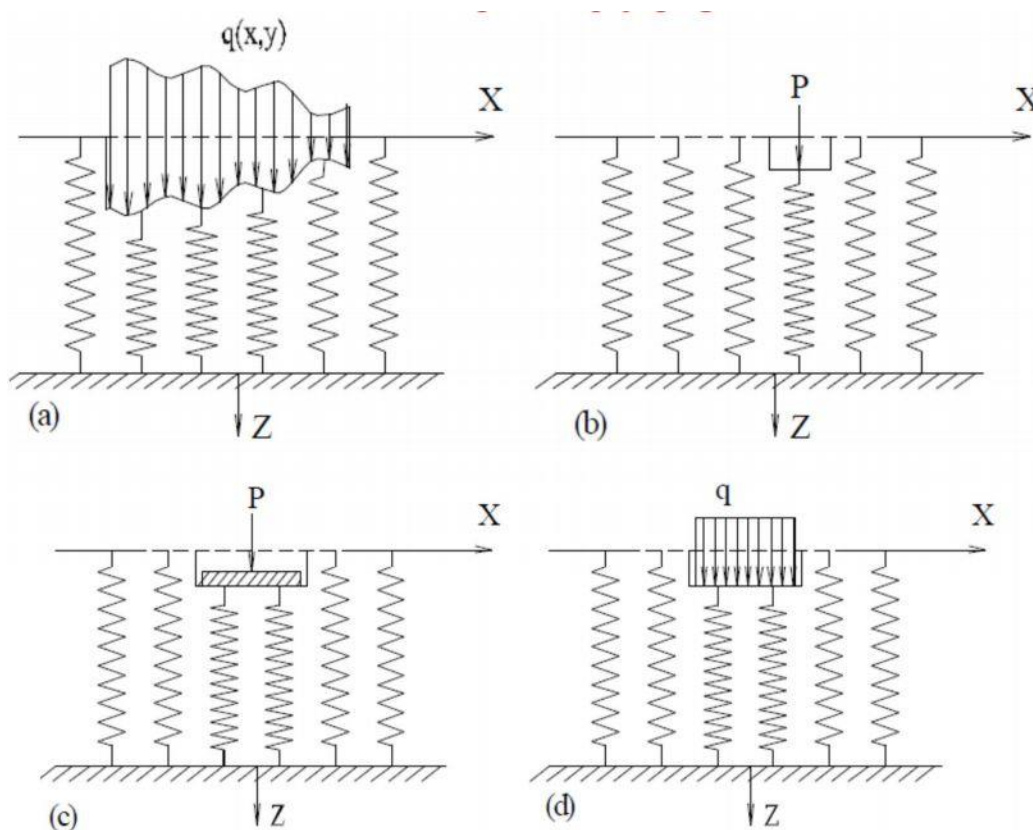
σ [**kN/m²**] – napětí v podloží

k [**kN/m³**] – modul reakce podloží

w – relativní svislá deformace

Model počítá s podložím jako se skupinou samostatných pružin, které na sebe nemají vzájemný vliv. Tuhost pružin je vyjádřena zmíněným koeficientem **k** [**kN/m³**].

Základním nedostatkem Winklerovského modelu je zanedbání smykových sil podloží. To způsobí, že deformace podloží je limitována pouze na zatíženou plochu. Vznikají tak deformace neodpovídající realitě. S fyzikálním parametrem **k** [**kN/m³**] se nedá počítat jako s konstantou, je závislá na vlastnostech a zařazení podloží, které nejsou ve většině případech stejné po celé zatěžovací ploše, ale záleží i na velikosti, tvaru a hloubky založení základové konstrukce. Z důvodu jednoduchosti výpočtu založeném na Winklerovském modelu, je však model v určitých situacích (například v měkkém jílovitém podloží) stále vhodný k návrhu. (9)

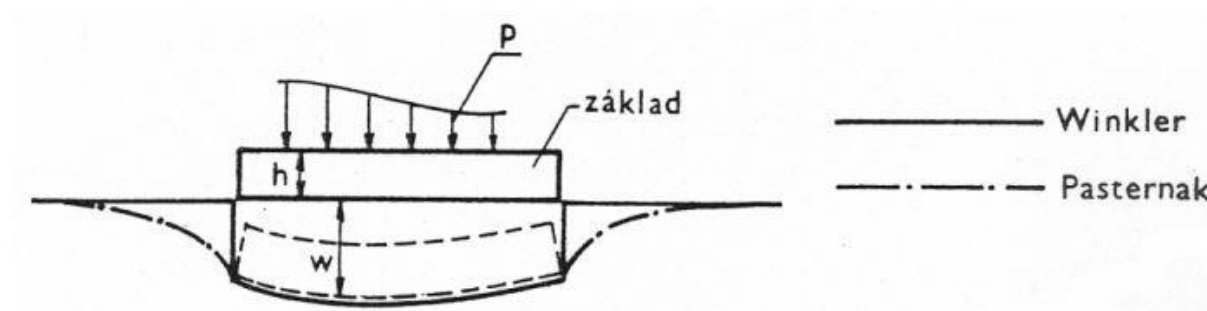


Obr. 4 Winklerův model pro různé typy zatížení (9)

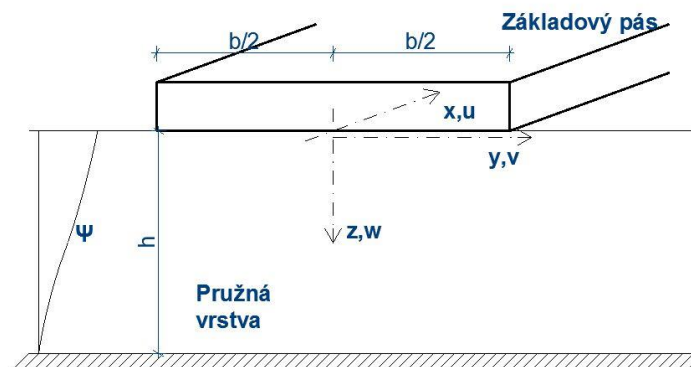
- a) Nestejnosměrné zatížení
- b) Bodové zatížení
- c) Zatížení tuhé konstrukce
- d) Plošné zatížení

1.5 Winkler-Pasternakův model

V pozdější době byl model vylepšen přidáním Pasternakova modelu. Ten odstraňuje některé nedostatky tím, že počítá se vzájemným ovlivňováním jednotlivých pružin a bere tak v potaz i smykové síly podloží. Pasternakův model lépe odpovídá realitě. U zaboření desky vzniká průhybová kotlina. Fyzikální parametry jsou vyjádřeny hodnotami C_1 a C_2 .



Obr. 5 Rozdíl mezi Winklerovým a Pasternakovým modelem podloží



Obr. 6 Winkler-Pasternakův model podloží (6)

$$C_1 = \int_0^h E_{oed} * \left(\frac{d\psi(z)}{dz} \right)^2 dz \quad \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

$$C_2 = \int_0^h G * \psi(z)^2 dz \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$\Psi(z)$ [-] - normová funkce sedání

E_{oed} [kPa] – oedometrický modul pružnosti zeminy

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta} [kPa]$$

G [kPa] – smykový modul pružnosti zeminy

$$G = \frac{E_{def}}{2*(1+v)} [kPa]$$

β [-] – součinitel pružného přetvoření

$$\beta = \frac{1-2v^2}{1-v} [-]$$

v [-] – Poissonovo číslo

E_{def} [kPa] – deformační modul zeminy

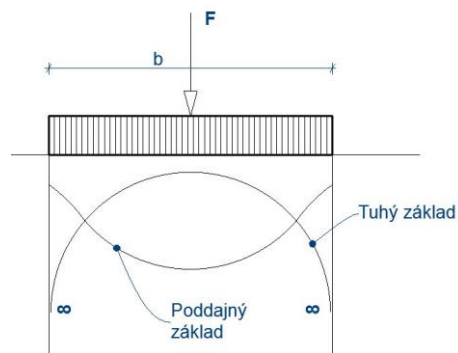
1.5.1 Nepřesnosti Winkler-Pasternakova modelu

Největší nevýhodou modelu zůstává fakt, že výpočet tuhosti podloží je závislé na vzniklém napětí a deformaci od daného zatížení na konstrukci. Tím pádem hledání správných fyzikálních parametrů probíhá iterační metodou.

Dalším problémem pružného řešení je nerovnoměrné rozdělení kontaktního napětí a deformace pod deskou tuhého i poddajného základu. Vznikají zde nereálné hodnoty kontaktního napětí a tak i deformací po obvodě desky. (6)

Vlivy na rozdělení velikosti kontaktního napětí:

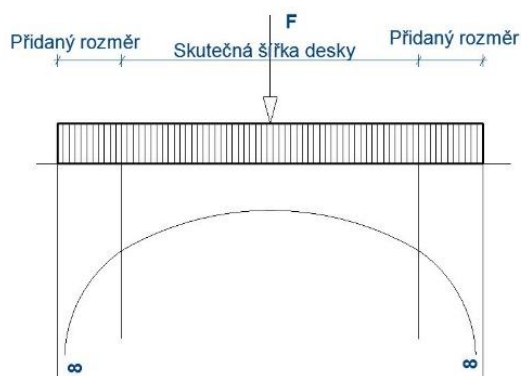
- Tuhost základové konstrukce
- Tvar a velikost základové konstrukce
- Zatížení konstrukce
- Hloubka založení
- Hladina podzemní vody
- Fyzikální vlastnosti podloží



Obr. 7 Napětí pod tuhým a poddajným základem

Průběhy napětí a deformací po okrajích desky je možno opravit více způsoby. Jednou z možností je vytvoření pružné podpory pod okrajem desky, čímž zmenšíme maximální hodnoty napětí v okrajích a získáme tak reálnější výsledky.

Další možností využívané i v pozdějších stádiích této práce je změna rozměrů modelu základové desky. Rozměry desky zvětšíme po obvodu konstrukce. Cílem této metody je přesunout limitu blízkou nekonečnu kontaktního napětí ven ze skutečného modelu.



Obr. 8 Napětí po přidaném rozměru desky

Winkler-Pasternakův model nezohledňuje hloubku založení základové konstrukce, proto je potřeba model upravit, aby byla brána v potaz konsolidace způsobená předešlým zatížením zeminy. Podloží bylo skoro po celou dobu životnosti vystaveno sloupci zeminy, následně vyjmuté při zemních pracích pro výstavbu objektu. Do modelu musíme vložit zatížení proti vlastní tíze konstrukce. Toto zatížení odpovídá geostatickému zatížení od sloupce zeminy. Přidáním zatížení do výpočetního modelu se snažíme zpřesnit výsledky sedání základové konstrukce, v modelu by však neměli vznikat deformace proti směru vlastní tíhy. Zemina se ustálí v méně zatížených podmínkách a nepůsobí vztlakem, musí se tak zatížení zredukovat na optimální hodnoty.

1.6 GEO5

Je souborem samostatných programů, určených pro výpočty a řešení většiny geotechnických úloh. Program Deska je určen pro výpočet plošné deskové konstrukce, v našem případě základové desky obecného tvaru, metodou konečných prvků. Funguje na jednoduchém dvourozměrném modelu deskové konstrukce, na který jsou přidány následná zatížení, podpory a tuhost monolitických styků.

1.6.1 Model podloží v programu GEO5 Deska

Program pracuje s pružným Winkler-Pasternakovým modelem podloží. Deska počítá parametry tuhosti podlaží C_1 a C_2 z jednoduchých vztahů pomocí modulu přetvárnosti **Edef** [kPa] a hloubky aktivní deformační zóny **h_a** [m].

$$C_1 = \frac{E_{oed}}{h_a} = \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

Obr. 9 Dopočet fyzikálních parametrů vyjádřených parametry C_1 a C_2 v programu DESKA

Parametr zohledňující smykové síly C_2 se pak dopočítá z požadavku rovnováhy ve svislém směru.

$$C_1 * w - C_2 * \Delta w = f_z$$

w [m] – posun ve svislém směru

f_z [kN/m²] – svislé zatížení vrstvy

Před výpočtem v programu Deska je nutné stanovit některé hodnoty potřebné pro dopočet tuhosti podloží. Jedná se o hloubku deformační zóny. Jedním ze způsobů je dopočet sedání a aktivní zóny pomocí programu Patka, který je součástí celého balíčku programů GEO5. Vytvořením pomyslné patky pod nosnou konstrukcí objektu a přidáním stejných zatěžovacích podmínek vypočítáme sedání patky, které je stanoveno dle bývalé ČSN 731001 a stanovené hodnoty deformační zóny, které přidáme do programu Deska. (4)

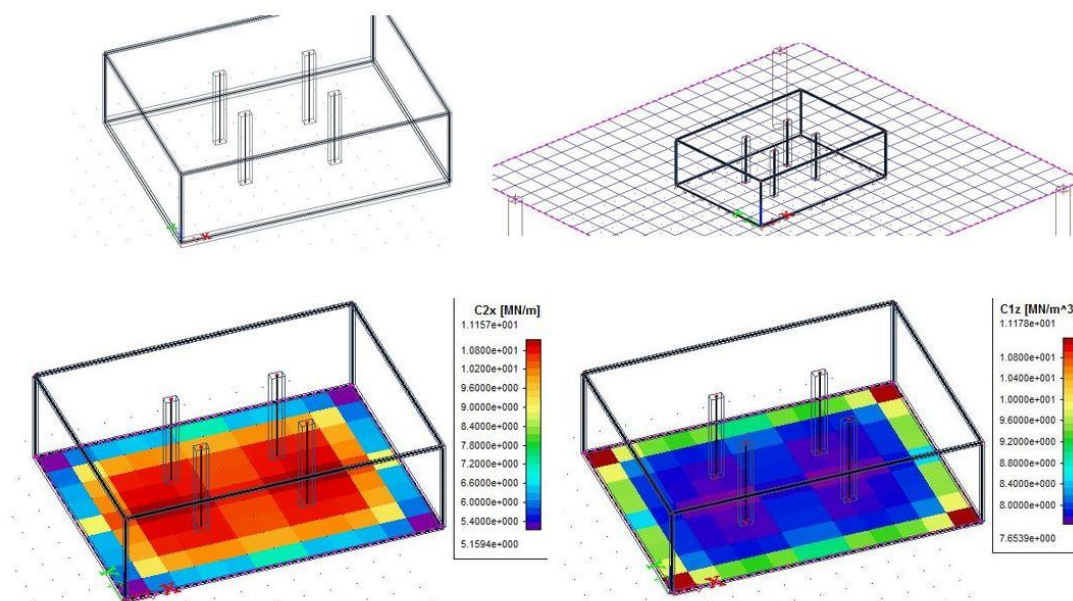
1.7 Scia Engineer

Scia engineer je inženýrský program s možností práce v trojrozměrném prostoru, soustředící se na návrh, výpočet a analýzu konstrukcí. Umožňuje návrh normového posouzení a optimalizaci konstrukcí podle celé řady technických norem. Oproti GEO5 se soustředí na návrhy konstrukcí spodní, ale i vrchní stavby v jednom modelu. Umožňuje velké množství funkcionalit různých statických oborů, jako například: dynamika, stabilita a interakce podloží Soilin.

1.7.1 Princip výpočtu podloží v programu Scia engineer (Soilin)

Program Soilin slouží k získání hodnot parametrů C Winkler-Pasternakova podloží a výpočtu interakce mezi konstrukcí a podložím v důsledku sedání. Protože parametry C ovlivňují kontaktní napětí a pokles kontaktní vrstvy, jsou následně hodnoty C ovlivněny kontaktním napětím. Výpočet parametrů je proto iterační. Výpočet MKP nejprve nalezne první aproximaci kontaktního napětí s pomocí výchozích hodnot parametrů C , které mohou být nastaveny uživatelem. Tyto hodnoty kontaktního napětí představují zatížení podloží a slouží jako vstup pro modul Soilin. Tento program vypočte sedání podle příslušné normy a z něho hodnoty potřebných parametrů C . Celý cyklus MKP + Soilin se opakuje, dokud není splněna iterační podmínka přesnosti kontaktních napětí. Tímto způsobem jsou získány výsledné deformace a vnitřní síly konstrukce na podloží. Celý výpočet tím zohledňuje rozložení a intenzitu zatížení, kontaktní napětí mezi konstrukcí a zemínou a místní geologické podmínky, které jsou vymodelovány pomocí funkce geologických vrstev. Vytvořené vrty, kterým jsou

přiřazeny dané geologické podmínky, spojí dané podloží se stejnými vlastnostmi s ostatními vrty. Je tak vytvořen model podloží, který se více přibližuje realitě. (10)



Obr. 10 Příklad jednoduché konstrukce na vymodelovaném podloží s dopočtem parametrů $C1$ a $C2$

2 Základní údaje o projektu

Zadání konstrukce je inspirováno komplexem bytové a administrativní budovy spojené podzemními garážemi na Pankráci v Praze 4 – Michle, Budějovické a Hanusovy ulice (Příloha 1.). V bakalářské práci se řeší pouze bytový dům s označením B2.

2.1 Obecný popis stavby

Jedná se o novostavbu osmipodlažního domu s dvěma podzemními podlažími. Nadzemní podlaží je určeno pro obytné účely, na každém patře bude 10-13 bytů různých velikostí, přesná dispozice ovšem není známá. Podzemní podlaží je navrženo jako garážové prostory s přibližně dvaceti parkovacími místy, dále jsou přítomné sklepní kóje a technické zázemí budovy. Vjezd do garáží je situován v objektu V1, který spojuje bytový dům B2 a administrativní budovu B1. Tato budova je zastřešena plochou nepochozí střechou. Délka budovy se je 52,730m a šířka 16,950m. Vchod do objektu je situován z jihovýchodní strany a je vyvýšen nad upraveným terénem.

2.2 Technické řešení stavby

2.2.1 Základové konstrukce

Založení objektu je navrženo ve dvou konstrukčních variantách. První z variant je plošné založení na železobetonové základové desce. Varianta druhá je založena na železobetonové desce s přidánými monolitickými vrtanými piloty. Založení obou variant bude vybetonováno v nezámrazné hloubce s provedenou hydroizolací proti tlakové vodě.

2.2.2 Svislé nosné konstrukce

Nosný systém konstrukce je kombinovaný, hlavním nosným systémem nadzemní části konstrukce jsou železobetonové sloupy uvnitř objektu a stěnové nosníky po obvodu. V podzemní části objektu jsou suterénní stěny a stejné železobetonové sloupy, jako v podlaží nadzemním.

2.2.3 Vodorovné nosné konstrukce

Stropní konstrukce jsou navrhovány jako monolitické desky pnuté v jednom směru na průvlaky. Monolitické průvlaky přenášejí zatížení do svislých nosných konstrukcí.

2.2.4 Vertikální komunikace

Schodiště v objektu je řešeno jako železobetonové dvouramenné pravotočivé s mezipodestou. Jednotlivá ramena jsou řešena jako jednosměrně pnutá a zvukově oddílována od schodišťových stěn. Dále je v objektu zajištěná komunikace pomocí výtahových šachet, umístěných vedle schodišťového prostoru.

2.2.5 Vodorovné ztužení objektu

Celou výškou budovy prochází schodišťové železobetonové jádro zajišťující ztužení. V nadzemní části objektu se dále nachází ztužující stěny zajišťující tuhost v příčném směru budovy. Stěnové nosníky jsou uzpůsobené pro ztužení podélné.

2.3 Materiálové řešení stavby

Sloupy, stěnové nosníky, schodišťové jádro, schodiště, stropy

- Beton C30/37 XC1 (CZ) – Cl0,2 – Dmax 16 – S3

Základové a suterénní stěny, ztužující stěny nadzemního podlaží

- Beton C20/25 XC2 (CZ) – Cl0,2 – Dmax 16 – S3

Výztuž železobetonu

- Ocel B500B

2.4 Zatížení

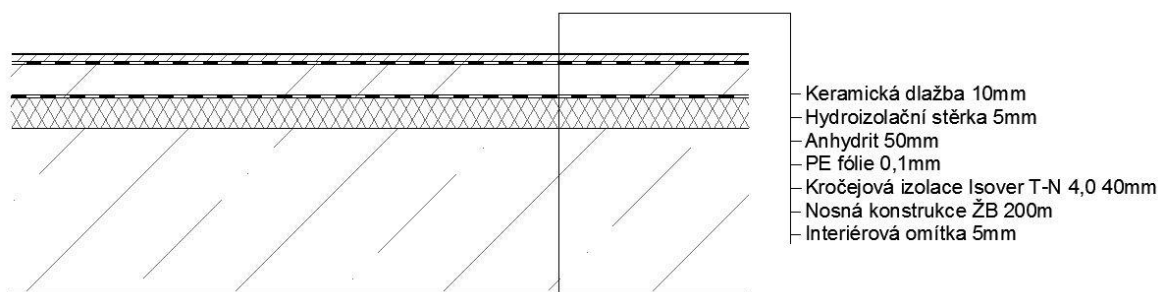
2.4.1 Zatížení obytných podlaží

Zatížení stálé

Rozměry nosných konstrukcí jsou navrženy v kapitole 2.5 a vlastní tíha započítána automaticky v modelu Scia Engineer s objemovou tíhou betonu 25kN/m^3 .

Mezi bytové akustické nenosné stěny ze zdiva POROTHERM 30 AKU P+D na obyčejnou maltu, mají plošnou tíhu $3,62\text{kN/m}^2$. Ostatní dělicí příčky v objektu jsou ze zdiva POROTHERM 11,5 Profi s maltou pro tenké spáry tloušťky 115mm s plošnou hmotností $0,9\text{kN/m}^2$. Z důvodu neznámého rozmístění příček je zatížení od jejich vlastní tíhy započítáno pomocí náhradního rovnoměrného plošného zatížení stropní desky o velikosti $1,2\text{kN/m}^2$.

Vlastní tíhy jednotlivých podlah, byly z důvodu neznámé dispozice objektu uvažovány s vrstvou nášlapné keramické dlažby na celé ploše obytných podlaží. Vrstvy tloušťky $\leq 5\text{mm}$ byly do výpočtu zatížení zanedbány.



Obr. 11 Uvažované vrstvy podlah nadzemních podlaží

Zatížení proměnné

V bytové části objektu je uvažováno zatížení $1,5\text{kN/m}^2$ pro stropní konstrukce (kategorie A dle ČSN EN 1991-1-1).

Součet zatížení

Tab. 1 Součet zatížení obytného podlaží

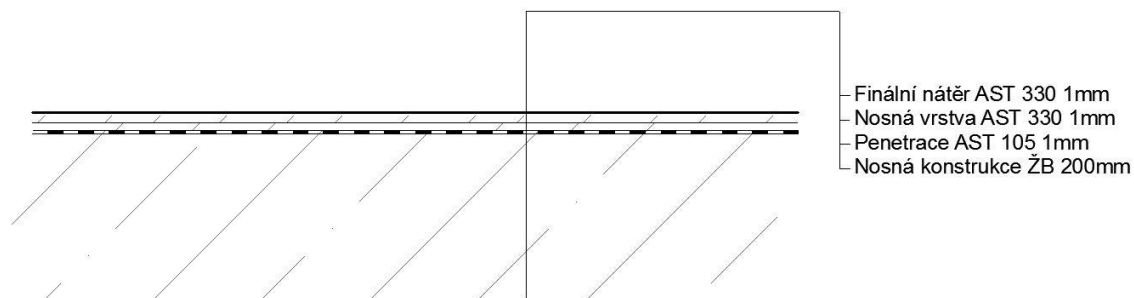
Stálé zatížení	Tloušťka [mm]	Charakt. [kN/m ²]	Souč. [-]	Návrh [kN/m ²]
Keramická dlažba ($22,00 \times 0,010$)	10	0,22	1,35	0,30
anhydritový potěr ($21,00 \times 0,050$)	50	1,05	1,35	1,42
Isover T-N 4,0 ($1,48 \times 0,040$)	40	0,60	1,35	0,81
Zatížení od příček a stěn		1,20	1,35	1,62
Součet stálé zatížení		3,07	1,35	4,14
Proměnné zatížení		Charakt. [kN/m ²]	Souč. [-]	Návrh [kN/m ²]
A Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti - stropní konstrukce		1,50	1,5	2,25
Součet proměnného zatížení		1,50	1,5	2,25
Celkový součet zatížení		4,57	1,40	6,39

2.4.2 Zatížení podzemních garáží

Zatížení stálé

Rozměry nosných konstrukcí jsou navrženy v kapitole 2.5 a vlastní tíha započítána automaticky v modelu Scia Engineer s objemovou tíhou betonu 25kN/m^3 .

Systém EP1 od firmy AST systems je třívrstvá epoxidová stěrka (Příloha 11). Její povrch je zrnitý pro zvýšení protiskluznosti. Tloušťka celého systému je 3mm a tak je do výpočtu zatížení zanedbána.



Obr. 12 Uvažované vrstvy podlah podzemních podlaží

Zatížení proměnné

Na parkovacích plochách v 1. PP a 2. PP je uvažováno zatížení $2,5 \text{ kN/m}^2$ (kategorie F dle ČSN EN 1991-1-1).

Součet zatížení

Tab. 2 Součet zatížení podzemního podlaží

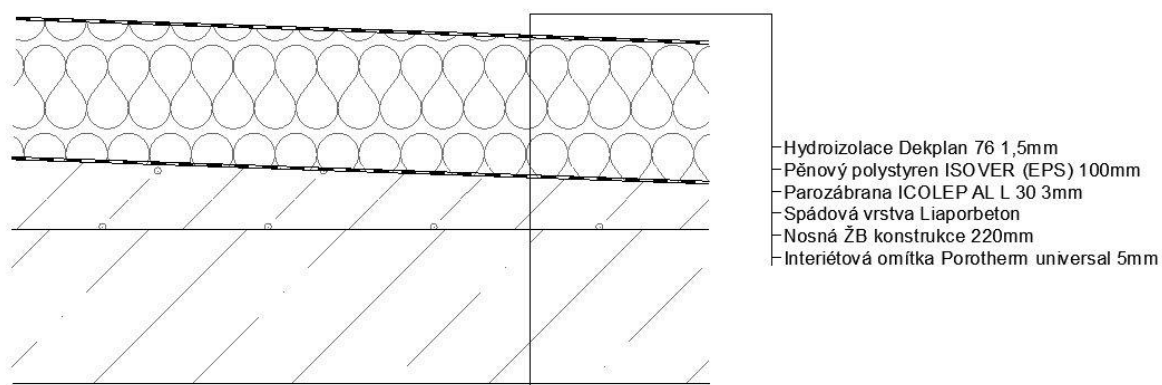
Stálé zatížení	Tloušťka [mm]	Charakt. [kN/m ²]	Souč. [-]	Návrh [kN/m ²]
Součet stálé zatížení		0	1,35	0
Proměnné zatížení		Charakt. [kN/m²]	Souč. [-]	Návrh [kN/m²]
F Dopravní a parkovací plochy v pozemních stavbách pro lehká vozidla		2,5	1,5	3,75
Součet proměnného zatížení		2,5	1,5	3,75
Celkový součet zatížení		2,5	1,5	3,75

2.4.3 Zatížení ploché střechy

Zatížení stálé

Rozměry nosných konstrukcí jsou navrženy v kapitole 2.5 a vlastní tíha započítána automaticky v modelu Scia Engineer s objemovou tíhou betonu 25 kN/m^3 .

Tíha střešního pláště je uvažovaná s konstantní tloušťkou spádové vrstvy. Hydroizolační vrstva a pojistná hydroizolace byla do výpočtu zatížení zanedbána.



Obr. 13 Uvažované vrstvy nepochozí ploché střechy

Zatížení proměnné

Zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3

Sněhová oblast: II
 Základní tíha sněhu s_k : 1,00 kN/m²
 Typ krajiny: normální
 Součinitel expozice C_e : 1,00
 Tepelný součinitel C_t : 1,00
 Součinitel zatížení γ_f : 1,50
 Tvarový součinitel μ_1 : 0,8
 $S_1 = s_k * C_e * C_t * \mu_1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$

Součet zatížení

Tab. 3 Součet zatížení od střechy

Stálé zatížení	Tloušťka [mm]	Charakt. [kN/m ²]	Souč. [-]	Návrh [kN/m ²]
Spádový lehký beton	200	2,4	1,35	3,24
Isover LAM 50	150	0,12	1,35	0,16
Součet stálé zatížení		2,52	1,35	3,40
Proměnné zatížení		Charakt. [kN/m ²]	Souč. [-]	Návrh [kN/m ²]
Zatížení sněhem		0,8	1,5	1,2
Součet proměnného zatížení		0,8	1,5	1,2
Celkový součet zatížení		3,32	1,39	4,6

2.4.4 Zatěžovací kombinace**Kombinace ZS1**

Kombinace určená pro návrh betonových nosných prvků na mezní stav únosnosti. Byla vytvořena obálka zatížení pro výpočet nejmenších/největších ohybových momentů.

Tab. 4 Kombinace ZS1

Zatížení	Součinitel zatížení [-]
Vlastní tíha	1,35
Zatížení od podlah obytného podlaží	1,35
Zatížení od vrstev ploché střechy	1,35
Zatížení od příček a stěn	1,35
A Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti	1,5
F Dopravní a parkovací plochy v pozemních stavbách pro lehká vozidla	1,5
Sníh	1,5
Zatížení od zeminy	1,35
Zatížení od vody	1,35

Kombinace ZS2

Lineární kombinace pro výpočet mezního stavu použitelnosti (sedání základových konstrukcí a posudku deformací nosných konstrukcí vrchní stavby).

Tab. 5 Kombinace ZS2

Zatížení	Součinitel zatížení [-]
Vlastní tíha	1,0
Zatížení od podlah obytného podlaží	1,0
Zatížení od vrstev ploché střechy	1,0
Zatížení od příček a stěn	1,0
A Obytné plochy a plochy pro domácí činnosti	1,0
F Dopravní a parkovací plochy v pozemních stavbách pro lehká vozidla	1,0
Sníh	1,0
Zatížení od zeminy	1,0
Zatížení od vody	1,0

Kombinace ZS3

Kombinace určena pro znázornění zatížení pouze hrubou stavbou. Je to nejmenší možné zatížení, které je schopná konstrukce nabídnout.

Tab. 6 Kombinace ZS3

Zatížení	Součinitel zatížení [-]
Vlastní tíha	1,0
Zatížení od příček a stěn	1,0
Zatížení od zeminy	1,0
Zatížení od vody	1,0

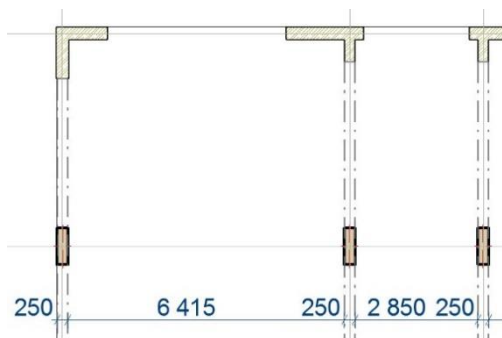
2.5 Statický výpočet

Veškeré výpočty jsou provedené dle studijních skript: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, C., Doc. Ing. Alena Kohoutková, C., & Ing. Jitka Vašková, C. (2007). *Příklady navrhování betonových konstrukcí I*. Praha: Vydavatelství ČVUT.

2.5.1 Stropní deska

Rozpětí stropní desky

Rozpětí stropní desky se pohybuje od 2850mm do 6415mm



Obr. 14 Schéma konstrukce v místě největšího rozpětí desky

Empirický návrh

$$h = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20} \right) * L = 256,6 \sim 320,75 \text{ mm}$$

Navrhují stropní desku tloušťky 200mm

Předpokládaná výztuž Ø8mm, krycí vrstva $c=25\text{mm}$

Předpokládaná účinná výška průřezu: $d = 200 - c - \frac{\emptyset}{2} = 200 - 25 - \frac{8}{2} = 171\text{mm}$

Vnitřní síly

Vypočítané pomocí Scia Engineer, zatěžovací kombinace ZS1

Maximální ohybový moment desky $M_{\max}=21,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Návrh výztuže

$$\text{Poměrný ohybový moment: } \mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21,58}{1 \cdot 0,171^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,037 \rightarrow \zeta = 0,980$$

$$\text{Požadovaná plocha výztuže: } A_{s,req} = \frac{M_{ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{21,58}{0,980 \cdot 0,171 \cdot 435 \cdot 10^3} = 2,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navrhují Ø 8 a 145mm $A_{s,prov}=347\text{mm}^2$

Účinná výška průřezu: $d = 171\text{mm}$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} db; 0,0013bd\right)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{2,9}{500} 171 \cdot 1000; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 171\right)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max(257,86; 222,3)$$

$$A_{s,prov} = 347mm^2 \geq A_{s,min} = 257,86mm^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = (0,04b * h)$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = (0,04 * 1000 * 200)$$

$$A_{s,prov} = 347mm^2 \leq A_{s,max} = 8000mm^2$$

Maximální rozteče prutů:

$$s \leq s_{max} = \min(2h; 250mm)$$

$$s \leq s_{max} = \min(2 * 200; 250mm)$$

$$s = 145mm \leq s_{max} = 250mm$$

Minimální rozteče prutů:

$$s \leq s_{max} = \max(20; 1,2\varnothing; D_{max} + 5)$$

$$s \leq s_{max} = \max(20; 9,6; 21)$$

$$s = 145mm \leq s_{max} = 21mm$$

Posudek

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{347 * 435}{0,8 * 1000 * 20} = 9,43mm$

Velikost ramene vnitřních sil: $z = d - 0,4x = 171 - 0,4 * 9,43 = 167,2mm$

Kritický moment:

$$M_{rd} = A_{s,prov} * z * f_{yd} = 347 * 435 * 167,23 * 10^{-6} = 25,24kNm$$

$$M_{rd} = 25,24kNm \geq M_{ed} = 21,58kNm$$

Na mezní stav únosnosti deska vyhoví

Poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = \frac{x}{d} = \frac{9,43}{171} = 0,06 \leq 0,45$

Ohybová štíhlost: $\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tav}$

$$\kappa_{c1}=1 \dots \text{Obdélníkový průřez}$$

$$\kappa_{c2}=1 \dots \text{Rozhodující rozpětí desky } L > 7,0m$$

$$\kappa_{c3}=1 \dots \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} * \frac{347}{296} = 1,17$$

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} * 100\% = \frac{347}{1000 * 171} * 100\% = 0,2 \rightarrow 0,5\%$$

$$\lambda_d = 26$$

$$\lambda = \frac{6415}{171} \leq \lambda_d = 1 * 1 * 1,14 * 26$$

$$\lambda = 37,5 \leq \lambda_d = 29,64$$

Podmínka na ohybovou štíhlost nevyhoví

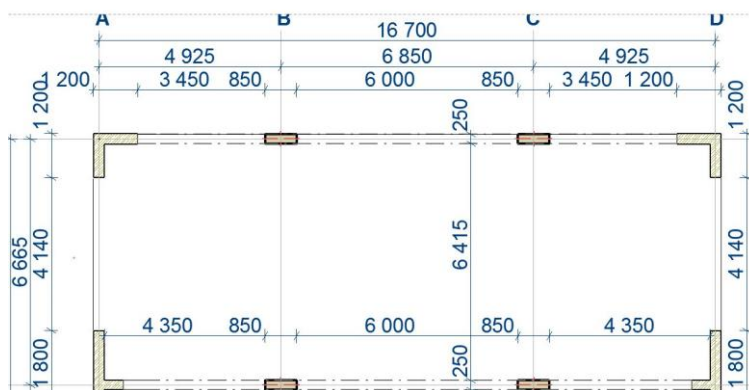
Deformace desky

Vypočítané pomocí Scia Engineer, zatěžovací kombinace ZS2

Průhyb desky: $u_{z,max} = 14,8mm < u_{z,lim} = \frac{1}{250} * L$

$$u_{z,max} = 14,8mm < u_{z,lim} = \frac{1}{250} * 6450$$

$$u_{z,max} = 14,8mm < u_{z,lim} = 25,66mm$$

2.5.2 Průvlaky desky**Rozpětí průvlaků desky**

Obr. 15 Schéma konstrukce v místě největšího rozpětí průvlaku

Empirický návrh

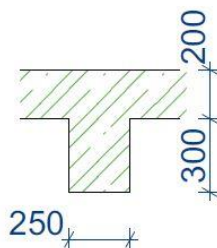
$$h_t = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10} \right) * L_t = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10} \right) * 6000 = 500 \sim 600 \text{ mm} \rightarrow 500 \text{ mm}$$

$$b_t = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3} \right) * h_t = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3} \right) * 500 = 166,6 \sim 333,3 \text{ mm} \rightarrow 250 \text{ mm}$$

Navrhuji průvlak o velikosti $h_t=500\text{mm}$, $b_t=250\text{mm}$ Předpokládaná výztuž $\varnothing 14\text{mm}$, třmínky $\varnothing 8\text{mm}$, krycí vrstva $c=25\text{mm}$

Předpokládaná účinná výška průřezu:

$$d = 200 - c - \varnothing_t - \frac{\varnothing}{2} = 500 - 25 - 8 - \frac{14}{2} = 460 \text{ mm}$$



Obr. 16 Schéma navržených rozměrů průvlaku

Vnitřní síly

Vypočítané pomocí Scia Engineer, zatěžovací kombinace ZS1

Maximální ohybový moment desky:

V poli $M_{\max}=125,57 \text{ kNm}$

V podpoře $M_{\min}=-220,7 \text{ kNm}$

Efektivní šířka průřezu

Efektivní šířka průřezu (v zájmu bezpečnosti bude počítáno s konstantní minimální efektivní šířkou pro všechna rozpětí desky)

$$b_{eff} = b_{eff1} + b_{eff2} + b_t$$

$$b_{eff1/2} = 0,2b_{1/2} + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0, b_{1/2})$$

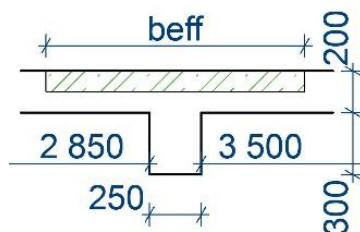
$$b_{eff1} = 0,2 \frac{2850}{2} + 0,1(0,7 * 2850) \leq \min(0,2 * 2850, \frac{2850}{2})$$

$$b_{eff1} = 484,5 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm}$$

$$b_{eff2} = 0,2 \frac{3500}{2} + 0,1(0,7 * 3500) \leq \min(0,2 * 3500, \frac{3500}{2})$$

$$b_{eff2} = 595 \text{ mm} \leq 700 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 484,5 + 595 + 250 = 1330 \text{ mm}$$



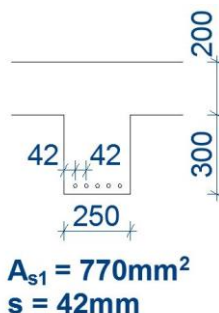
Obr. 17 Schéma efektivní šířky pro rozpětí desky 2,85m a 3,5m

Návrh na ohyb v poli

Poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{125,57}{1,33 \cdot 0,460^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,022 \rightarrow \zeta = 0,990$

Požadovaná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{M_{ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{125,57}{0,990 \cdot 0,460 \cdot 435 \cdot 10^3} = 6,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Navrhují 5x Ø14 a 42mm $A_{sprov}=770 \text{ mm}^2$



Obr. 18 Schéma vyztužení na ohyb v poli

Účinná výška průřezu: $d = 460 \text{ mm}$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} db; 0,0013bd)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max(0,26 \frac{2,9}{500} 460 * 250; 0,0013 * 250 * 460)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max(173,42; 149,5)$$

$$A_{s,prov} = 770mm^2 \geq A_{s,min} = 173,42mm^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = (0,04b * h)$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = (0,04 * 250 * 500)$$

$$A_{s,prov} = 770mm^2 \leq A_{s,max} = 5000mm^2$$

Maximální rozteče prutů:

$$s \leq s_{max} = \min(2h; 250mm)$$

$$s \leq s_{max} = \min(2 * 500; 250mm)$$

$$s = 42mm \leq s_{max} = 250mm$$

Minimální rozteče prutů:

$$s \leq s_{max} = \max(20; 1,2\varnothing; D_{max} + 5)$$

$$s \leq s_{max} = \max(20; 16,8; 21)$$

$$s = 42mm \leq s_{max} = 21mm$$

Posudek v poli

$$\text{Výška tlačené oblasti: } x = \frac{a_{sprov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{770 * 435}{0,8 * 1330 * 20} = 15,74mm$$

$$\text{Velikost ramene vnitřních sil: } z = d - 0,4x = 460 - 0,4 * 15,74 = 453,7mm$$

Kritický moment:

$$M_{rd} = A_{s,prov} * z * f_{yd} = 770 * 435 * 453,7 * 10^{-6} = 151,97kNm$$

$$M_{rd} = 151,97kNm \geq M_{ed} = 125,57kNm$$

Na mezní stav únosnosti trám vyhoví

Ohybová štíhlost

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}=1$ Obdélníkový průřez

$\kappa_{c2}=1$ Rozhodující rozpětí desky $L > 7,0m$

$$\kappa_{c3}=1 \dots \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} * \frac{770}{634} = 1,21$$

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} * 100\% = \frac{700}{250 * 500} * 100\% = 0,56\%$$

$$\lambda_{d,tab} = 29,4$$

$$\lambda = \frac{6000}{460} \leq \lambda_d = 1 * 1 * 1,21 * 29,4$$

$$\lambda = 13,04 \leq \lambda_d = 35,574$$

Podmínka na ohybovou štíhlost vyhoví, není nutné posuzovat prvek na mezní stav použitelnosti

Návrh v podpoře

Předpokládaná výztuž Ø14mm, třmínky Ø8mm, krycí vrstva c=25mm

Předpokládaná účinná výška průřezu:

$$d = 200 - c - \varnothing_t - \frac{\varnothing}{2} = 500 - 25 - 8 - \frac{14}{2} = 460\text{mm}$$

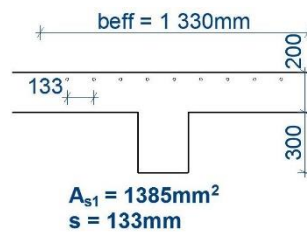
Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{220,7}{0,250 \cdot 0,460^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,21 \rightarrow \xi = 0,298 \rightarrow \zeta = 0,881$$

$$\xi = 0,298 \in \langle 0,15; 0,40 \rangle$$

Požadovaná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{M_{ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{220,7}{0,881 \cdot 0,460 \cdot 435 \cdot 10^3} = 1,25 \cdot 10^{-3} \text{m}^2$

Navrhuji 9x Ø14 a 133mm $A_{s,prov} = 1385 \text{mm}^2$



Obr. 19 Schéma vyztužení na ohyb v podpoře

Účinná výška průřezu: $d = 460\text{mm}$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} db; 0,0013bd\right)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{2,9}{500} 460 \cdot 250; 0,0013 \cdot 250 \cdot 460\right)$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max(173,42; 149,5)$$

$$A_{s,prov} = 1385\text{mm}^2 \geq A_{s,min} = 173,42\text{mm}^2$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = (0,04 \cdot 250 \cdot 500)$$

$$A_{s,prov} = 1385\text{mm}^2 \leq A_{s,max} = 5000\text{mm}^2$$

Maximální rozteče prutů:

$$s \leq s_{max} = \min(2h; 250\text{mm})$$

$$s \leq s_{max} = \min(2 \cdot 500; 250\text{mm})$$

$$s = 133\text{mm} \leq s_{max} = 250\text{mm}$$

Minimální rozteče prutů:

$$s \leq s_{max} = \max(20; 1,2\varnothing; D_{max} + 5)$$

$$s \leq s_{max} = \max(20; 16,8; 21)$$

$$s = 133\text{mm} \leq s_{max} = 21\text{mm}$$

Posudek v podpoře

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1385 \cdot 435}{0,8 \cdot 250 \cdot 20} = 150,61\text{mm}$

Velikost ramene vnitřních sil: $z = d - 0,4x = 460 - 0,4 \cdot 150,61 = 399,76\text{mm}$

Kritický moment:

$$M_{rd} = A_{s,prov} \cdot z \cdot f_{yd} = 1385 \cdot 435 \cdot 399,76 \cdot 10^{-6} = 240,84\text{kNm}$$

$$M_{rd} = 240,84\text{kNm} \geq M_{ed} = 220,7\text{kNm}$$

Na mezní stav únosnosti trám vyhoví

2.5.3 Návrh sloupu

Posudek se provede zjednodušenou metodou. Kontrolou součinitele ω pro návrh výztuže s více zatěžovacími kombinacemi.

Vnitřní síly

Vypočítané pomocí Scia Engineer

Kombinace ZS1:

$$N_{max} = 3736,12kN; M = 47,08kNm$$

$$N = 208,21kN; M_{max} = 294,01kNm$$

Kombinace ZS3:

$$N_{max} = 2326,69kN; M = 28,79kNm$$

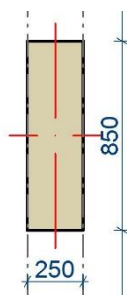
$$N = 186,64kN; M_{max} = 187,32kNm$$

$$\text{Rozměry sloupu: } Ac \geq \frac{N_{ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} = \frac{3736,12}{0,8 \cdot 20 \cdot 10^3 + 0,03 \cdot 400 \cdot 10^3} = 0,133m^2$$

$$\rho_s = 3\% \quad \sigma_s = 400MPa$$

Návrh sloupu $b=250mm$ $h=850mm$ ($Ac=0,213m^2$)

Předpokládaná výztuž $\varnothing 14mm$, třmínky $\varnothing 8mm$, krycí vrstva $c = 30mm$



Obr. 20 Schéma tvaru navrženého sloupu

$$h = 850mm; d_1 = c + \varnothing_t + \frac{\varnothing}{2} = 30 + 8 + \frac{14}{2} = 45mm$$

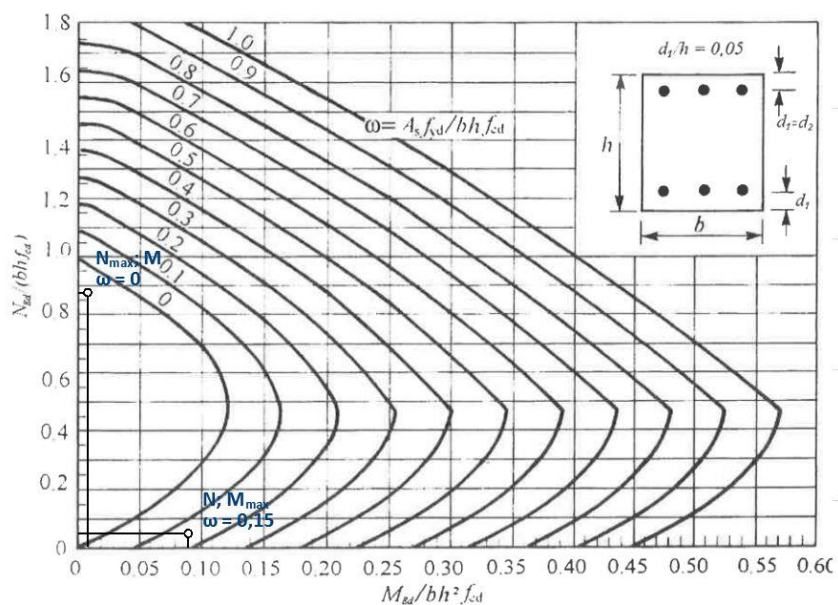
$$\frac{d_1}{h} = \frac{45}{850} = 0,052 \rightarrow \text{Nomogram 12.1}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}; \quad \nu = \frac{M_{ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Tab. 7 Výsledky μ a ν pro sloupy

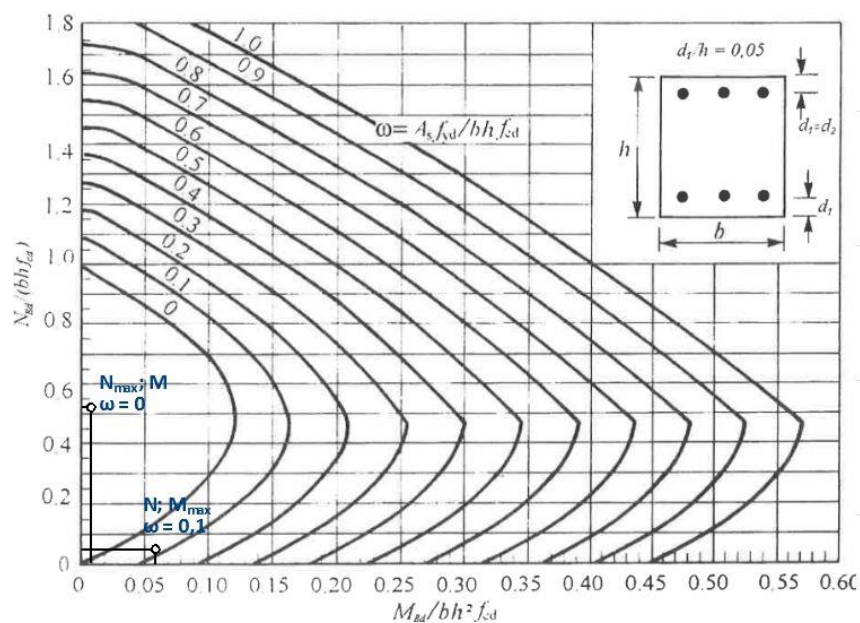
Kombinace	μ	ν
ZS1 N_{max}, M	0,88	0,01
ZS1 N, M_{max}	0,05	0,08
ZS2 N_{max}, M	0,55	0,01
ZS2 N, M_{max}	0,04	0,05

ZS1



Obr. 21 Nomogram 12.1 pro kombinaci ZS1 (7)

ZS3



Obr. 22 Nomogram 12.1 pro kombinaci ZS3 (7)

Součinitel ω pro návrh výztuže se pohybuje v rozmezí $0 \leq \omega \leq 0,15$. Vyztužení sloupu by tak mělo v následných statických výpočtech vyjít bez problémů.

2.5.4 Návrh suterénní stěny

Vnitřní síly (vypočítané pomocí Scia Engineer)

Kombinace ZS1:

$$N_{max} = 580 \text{ kN/m}'; M = 55 \text{ kNm/m}'$$

Kombinace ZS3:

$$N_{max} = 389,42 \text{ kN/m}'; M = 40,84 \text{ kNm/m}'$$

Návrh stěny $b=1000\text{mm}$ $h=250\text{mm}$

Předpokládaná výztuž $\varnothing 14\text{mm}$, krycí vrstva $c = 30\text{mm}$

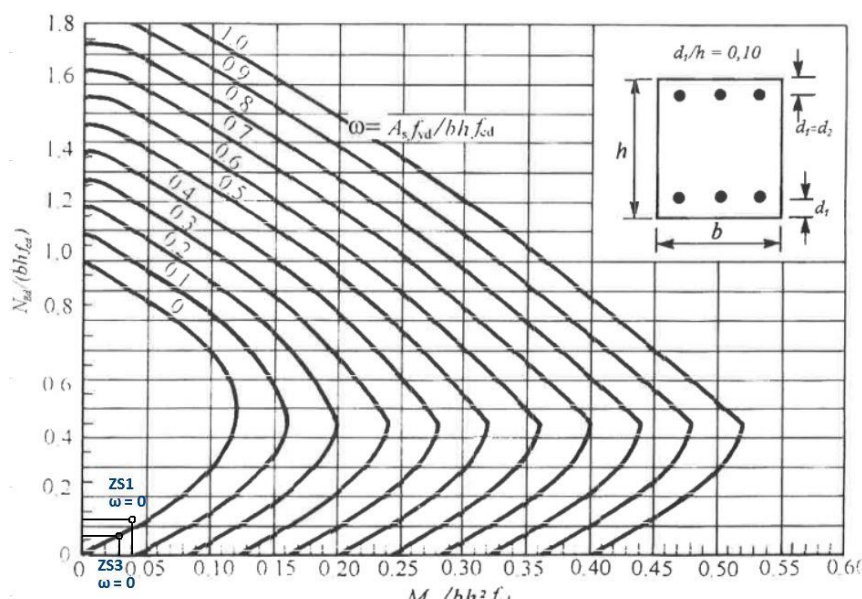
$$h = 250\text{mm}; d_1 = c + \varnothing_t + \frac{\varnothing}{2} = 30 + \frac{14}{2} = 37\text{mm}$$

$$\frac{d_1}{h} = \frac{37}{250} = 0,12 \rightarrow \text{Nomogram 12.2}$$

$$\mu = \frac{N_{ed}}{b * h * f_{cd}}; \nu = \frac{M_{ed}}{b * h^2 * f_{cd}}$$

Tab. 8 Výsledky μ a ν pro suterénní stěny

Kombinace	μ	ν
ZS1 N,M	0,12	0,04
ZS3 N,M	0,07	0,03



Obr. 23 Nomogram 12.2 pro kombinaci ZS1 a ZS3 (7)

Součinitel ω pro návrh výztuže se pohybuje v rozmezí $0 \leq \omega \leq 0$. Vyztužení stěny by tak mělo v následných statických výpočtech vyjít bez problémů..

2.6 Inženýrsko-geologický průzkum

Na území výstavby objektů se před zahájením prací nacházelo celkem jedenáct archivních sond, určené především pro výstavbu vrtů ČDK Polovodiče a čtyři nové jádrové vrty, provedené před výstavbou skutečného objektu. Jádrové vrty jsou označeny HJ1, HJ4, J2 a J3.(11)

2.6.1 Geologické poměry

Z regionálně geologického hlediska náleží zájmové území do jihozápadního křídla barrandienské pánve, do prvohorního svrchně-ordovického souvrství bohdaleckého.

Skalní podklad

Je budován břidlicemi bohdaleckého souvrství. V monotónním vývoji se jedná o šedé a tmavě šedé (zvětralé a navětralé až hnědošedé) jílovité břidlice s kolísavým množstvím prachové frakce, místy jemně slídnaté, tence destičkovitě vrstevnaté, které obecně patří mezi málo pevné břidlice ordoviku. Snadno a poměrně rychle zvětrávají do větších hloubek. Rozpadávají se úlomkovitě až drobně střípkovitě. Ve skalním podkladu je možno schematicky vymezit dvě zvětralinové zóny:

Silně zvětralá a zvětralá, velmi silně rozpukaná břidlice

Polopevná břidlice s velikou až velmi velkou hustotou diskontinuit, ploše střípkovitě a drobně úlomkovitě rozpadavá – geotechnický typ GT4. Na hornině lze pozorovat původní vrstevnatost. Střídají se polohy ploše úlomkovité a střípkovitě, které lze lámat v ruce, s polohami s hojnou jílovitou výplní, místy až jílovitě rozloženou, zejména ve svrchních partiích geotypu. Mocnost této zóny je mezi 4,90 – 8,2 m.

Slabě zvětralá až navětralá břidlice

Polopevná až pevná břidlice, tence destičkovitá, ploše úlomkovitě rozpadavá – geotechnický typ GT5. Provedenými vrty byla zastižena v hloubce 7,70-10,80 m pod současným terénem. Ve vrtu HJ4 byly odrebrány již z hloubky 8,5 m vzorky horniny na určení její pevnosti v tlaku. U ostatních vrtů nebylo možno z důvodu podrcení vrtného jádra (a to i při použití speciální technologie vrtání dvojitou jádrovnicí s výplachem) horninové vzorky odebrat. Podle makroskopických popisů nevykazovaly vyšší pevnost, než maximálně hornina třídy R4, tj. podle posouzení vesměs drobných 2-3 cm velkých úlomků, které šlo již poměrně obtížně lámat v ruce. (11)

2.6.2 Terasové sedimenty

Jsou tvořeny rezavě hnědými, světle hnědými a žlutohnědými ulehlými až slabě stmelenými jílovitými a hlinitými štěrkopísky s opracovanými valouny křemene a různých hornin o velikosti obvykle do 10 cm, s ojedinělými valouny až 15 cm – geotechnický typ GT3. Podřízeně se objevují polohy hlinitého písku s ojedinělými valounky – geotechnický typ GT2. Celkově převažují štěrkopísky GT3, výskyt písků GT2 je pouze omezený. Celková mocnost terasových sedimentů dosahuje 1,3-7,7 m.

Původní povrch terénu byl v minulosti zarovnan a upraven navážkami – geotechnický typ GT1. Na jejich povrchu je asfaltový či betonový kryt, pod nímž leží písčitá hlína, písek nebo i překopaný podloží terasový štěrk, slabě ulehlý. Na většině budoucího staveniště se jejich mocnost pohybuje v rozsahu 0,00-1,50 m. (11)

2.6.3 Geotechnické vlastnosti zemin a hornin

Tab. 9 Geotechnické vlastnosti zemin v místě objektu (11)

geneze / stratigrafie	antropogenní sediment	fluviální sediment kvartér	
petrografické složení	navážka - písčitá hlína a hlinitý písek	hlinitý písek	hlinitý štěrkopísek
geotechnický typ	GT1	GT2	GT3
vybrané klasifikace a charakteristiky zemin místní oblasti			
ČSN 731001 „Základová půda	F3-S4	S3-S5	G3-S3
tabulková výpočtová únosnost R_{dt} /kPa/	-	225	350
konzistence / ulehlost	neulehlá	ulehlý	ulehlý
objemová hmotnost v přirozeném uložení /kg.m ⁻³ /	1500-1800	1750-1800	1900
koeficient filtrace k_f /m.s ⁻¹ /	10 ⁻⁵ až -6	10 ⁻⁵ až -6	10 ⁻⁴ až -5
modul deformace E_{def} /MPa/	1-3	15-17	80
Poissonova konstanta ν /1/	0,35	0,30-0,32	0,28
1) soudržnost efektivní c_{ef} /kPa/ 2) soudržnost totální c_u /kPa/	0-4 20-30	1) 0-2	0-2
1) úhel vnitřního tření efektivní ϕ_{ef} /°/ 2) úhel vnitřního tření totální ϕ_u /°/	22-24 0-5	1) 28-30	30-33
ČSN 721002 „Silniční norma“ - vhodnost do silničního podloží	III-V	III-V	III-V
vhodnost do násypů	vhodné	vhodné až velmi vhodné	vhodné až velmi vhodné
ČSN 733050 „Zemní práce“ třída těžitelnosti	3	2-3	3-4

Tab. 10 Geotechnické vlastnosti hornin v místě objektu (11)

geneze / stratigrafie	svrchní ordovik – bohdalecké souvrství sedimentární hornina	
petrografické složení	jílovité břidlice silně zvětralé a zvětralé	jílovité břidlice zvětralé až navětralé
geotechnický typ	GT4	GT5
vybrané klasifikace a charakteristiky hornin místní oblasti		
ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“ – zatřídění	R5	R4
pevnost v prostém tlaku δ /MPa/	2,5-5	5-12
hustota ploch nespojitosti (pro horninové prostředí)	velká až velmi velká	velká
tabulková výpočtová únosnost R_{dt} /kPa/	300	400
objemová hmotnost v přirozeném uložení /kg.m ⁻³ /	2250-2350	2350-2450
modul deformace E_{def} /MPa/	50-60	80-120
Poissonova konstanta ν /-/	0,32	0,28
soudržnost zdánlivá c' /kPa/	30	40
úhel pevnosti ϕ' /°/	28-30	30-32
ČSN 733050 „Zemní práce“ třída těžitelnosti	4	4 a 5
třída vrtatelnosti pro piloty	II	II

2.6.4 Hydrogeologické poměry

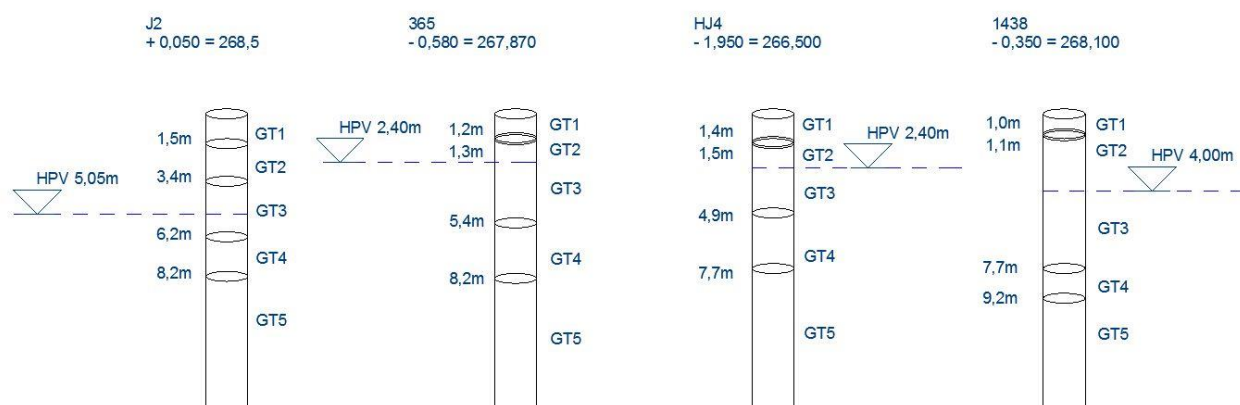
Prostředím výskytu podzemní vody jsou převážně štěrko-písčité terasové sedimenty, které jsou poměrně dobře propustné a vytváří podmínky pro existenci souvislého zvodnění, kde podzemní voda může prakticky bez výraznějšího omezení volně proudit. Podzemní voda se ve většině nových průzkumných vrtů ustálila v hloubkách od 2,40 m do 5,05 m pod terénem. Podzemní vody zde vykazují zvýšenou agresivitu. Ze dvou průzkumných vrtů byly odebrány vzorky podzemní vody na laboratorní rozbor. Z výsledků vyplývá, že podzemní voda je zde až středně agresivní na betonové konstrukce dle ČSN EN 206-1 stupeň XA1 až XA2. (11)

2.6.5 Popisy geologických vrtů

Ke geotechnickému návrhu stavby budou zapotřebí čtyři geologické vrtů s označením J2, 365, HJ4 a 1438. Hloubka vrtů je brána vůči výšce 1.NP, $\pm 0,000 = 268,450$ m n.m. Bpv.

Tab. 11 Mocnost zemin v geologických vrtech

Název vrtu	J2	365	HJ4	1438
$\pm 0,000$ 268,450m n.m	+ 0,050 268,500m n.m	-0,580 267,870m n.m	-1,950 266,500m n.m	-0,350 268,100m n.m
GT1	0-1,5	0-1,2	0-1,4	0-1,0
GT2	1,5-3,4	1,2-1,3	1,4-1,5	1,0-1,1
GT3	3,4-6,2	1,3-5,4	1,5-4,9	1,1-7,7
GT4	6,2-8,2	5,4-8,2	4,9-7,7	7,7-9,2
GT5	8,2	8,2	7,7	9,2
Hladina podzemní vody	5,05	2,4	4,9	4,0



Obr. 24 Mocnost zemin v geologických vrtech

2.6.6 Přiřazení charakteristik zemin pro výpočet

Tab. 12 Charakteristiky přiřazené k geotechnickým typům zemin

Geotechnický typ	E_{def} /MPa/	ν /-/	m	c_{ef} /kPa/ c /kPa/	γ /kg/m ³ /	γ_{sat} /kg/m ³ /
GT1	2	0,35	0,1	2	16,5	19,5
GT2	16	0,31	0,3	1	18	21
GT3	80	0,28	0,3	1	19	22
GT4	60	0,32	0,3	30	23	26
GT5	100	0,28	0,3	50	24	27

3 Spodní stavba

3.1 Návrh první varianty

První varianta se soustředí na založení stavby pouze na plošné konstrukci základové desky. V plošném zakládání můžeme mluvit o nejdražším řešení založení konstrukce. Výhodou založení na deskách je nižší kontaktní napětí v základové spáře spolu se souvislou tuhostí, která omezuje nerovnoměrné sedání stavby. Další předností je snadné provádění hydroizolace proti podzemní vodě, proto jsou desky ideální u budov, které mají hladinu podzemní vody nad základovou spárou. Technologické provedení samotné konstrukce je také jednodušší oproti dalším typům plošných základů. Pod sloup je možné využít hříbových hlavic, které pomohou přenést zatížení od vrchní stavby a zabránit tak propíchnutí. Pro zabránění propíchnutí, zmenšení sedání a zmenšení nad podporových momentů základových desek se nabízí i kombinace s hlubinným založením, která je navrhována ve druhé konstrukční variantě.

Jelikož je základová konstrukce navržena na zvětralé břidlici, pozemek tak nabídl pevné podloží, které dostatečně zajišťuje stabilitu domu. Tloušťka základové desky je navrhována s ohledem na protlačení v místě nejvíce zatíženého sloupu od vrchní stavby.

3.1.1 Posouzení na protlačení

Veškeré výpočty jsou provedené dle studijních skript: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, C., & kol., a. (2007). *Navrhování betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1 (EC2)*.

Protlačení desky se bude posuzovat stejným způsobem jako železobetonová patka o velikosti zatěžovací šířky sloupu.

Rozměry

Rozměry patky: $b_f=5,1\text{m}$; $l_f=6,0\text{m}$, $h=0,7\text{m}$

Krytí výztuže $c=50\text{mm}$, $\varnothing=16\text{mm}$

$$d = 0,7 - 0,05 - \frac{0,016}{2} = 0,642\text{m}$$

Rozměry sloupu: $b_s=0,25\text{m}$; $h_s=0,85\text{m}$

Vnitřní síly

Vypočítané pomocí Scia Engineer, zatěžovací kombinace ZS1

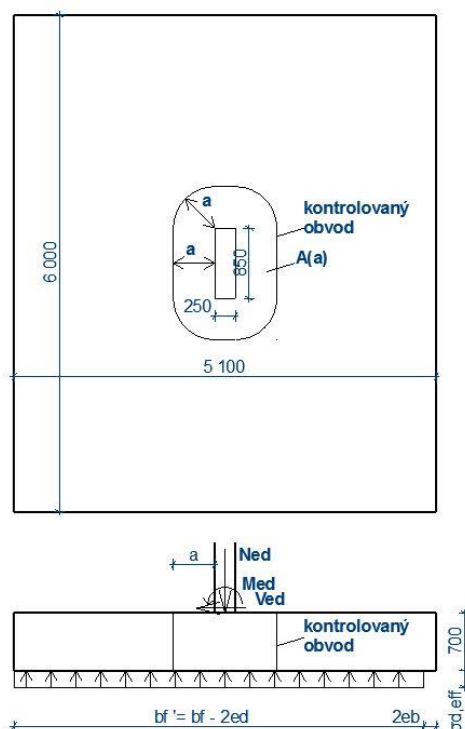
$N_{ed} = -3736,12\text{kN}$

$V_{ed} = -42,49\text{kN}$

$M_{ed} = 47,08\text{kNm}$

$$\text{Excentricita: } e_b = \frac{M_{ed} + V_{ed} \cdot h}{N_{ed}} = \frac{47,08 + 42,49 \cdot 0,6}{3736,12} = 0,021\text{m}$$

$$\text{Kontaktní napětí: } \sigma_{gd} = \frac{N_{ed}}{l_f(b_f - 2e_b)} = \frac{3736,12}{6,0 \cdot (5,1 - 0,021)} = 0,122\text{MPa}$$



Obr. 25 Schéma konstrukce pro posudek na protlačení

Posudek v místě sloupu

Kontrolovaný obvod: $\mu_0 = 2 * (bs + hs) = 2 * (0,850 + 0,250) = 2,2m$

$$\nu = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{ed,red} = \sigma_{gd} * (bf * lf - bs * hs) = 0,122 * (5,1 * 6,0 - 0,85 * 0,25) = 3,71MN$$

$$V_{ed,0} = \frac{\beta * V_{ed,red}}{u_0 * d} = \frac{1,0 * 3,71}{2,2 * 0,642} = 2,63MPa$$

Součinitel β byl uvažován hodnotou 1, protože vliv ohybového momentu byl zohledněný ve vztahu $A_{eff} = lf(bf - 2eb)$

$$V_{rd,max} = 0,4 * \nu * f_{cd} = 0,4 * 0,54 * 16,67 = 3,60MPa$$

$$V_{ed,0} = 2,63MPa \leq V_{rd,max} = 3,6MPa$$

Posudek na protlačení v obvodu u_0 vyhoví.

Posouzení na protlačení v obvodu $u_{(a)} = 0,5d \leq a \leq 2d$

$$\mu_{(a)} = 2 * (bs + hs) + 2\pi * a = 2 * (0,850 + 0,250) + 2\pi * a$$

$$A_{(a)} = (bs + 2 * a)(hs + 2 * a) + (\pi - 4)a^2$$

$$V_{ed,red(a)} = \sigma_{gd} * (bf * lf - A_a) = 0,122 * (5,1 * 6,0 - A_{(a)})$$

$$v_{ed(a)} = \frac{\beta * V_{ed,red(a)}}{u_{(a)} * d} = \frac{1,0 * V_{ed,red(a)}}{u_{(a)} * 0,642}$$

$$k_h = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{642}} = 1,56; \rho = 0,005 \text{ (odhad)}; C_{Rd,c} = \frac{1,8}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$v_{Rd,c(a)} = \frac{2d}{a} * C_{Rd,c} * k_h * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}; = \frac{2 * 0,642}{a} * 0,12 * 1,61 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 25}$$

Tab. 13 Tabulka posudků na protlačení v obvodu $u_{(a)}$

	a	$u_{(a)}$	$A_{(a)}$	$V_{ed,red(a)}$	$v_{ed(a)}$		$v_{Rd,c(a)}$
0,5d	0,321	4,217	1,242	3,582	1,323	<	1,738
0,75d	0,482	5,225	2,000	3,489	1,040	<	1,159
d	0,642	6,234	2,920	3,377	0,844	<	0,869
1,25d	0,803	7,242	4,001	3,245	0,698	<	0,699
1,5d	0,963	8,251	5,245	3,093	0,584	<	0,586
1,75d	1,124	9,259	6,650	2,922	0,492	<	0,497
2d	1,284	10,268	8,217	2,731	0,414	<	0,434

Všechny posudky na protlačení v obvodech $u_{(a)} = 0,5d \leq a \leq 2d$ vyhoví.

Je navržena základová deska o velikost 700mm.

3.1.2 Zatížení

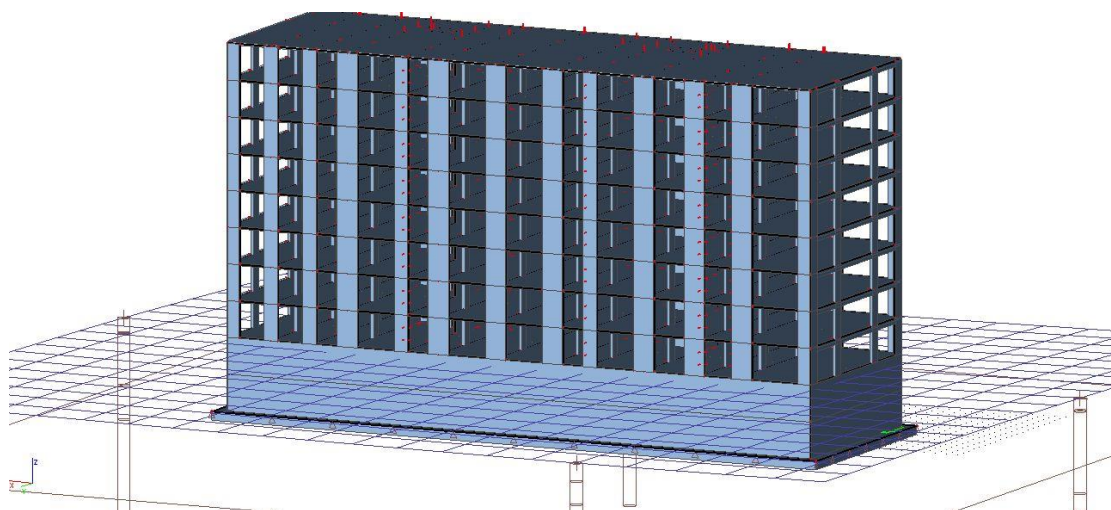
V modelu je zapotřebí využití třech druhů zatížení. První zatížení je vlastní tíha konstrukce, zatížení vzniklé od provozu a využívání konstrukce. Druhé zatížení geostatické slouží ke zpřesnění výpočetního modelu stavby. Třetí, hydrostatické zatížení je vztlkové působení od podzemní vody, jehož hladina se nachází nad základovou spárou.

3.1.2.1 Zatížení od vrchní stavby

Informace o použitých konstrukcích a vrstvách podlah a střech jsou sepsány v kapitole 2.4.

Zatížení od vrchní stavby v programu SCIA

Pro výpočet zatížení byl vytvořený trojrozměrný model konstrukce složený z plošných a prutových prvků s přidáním zatěžovacích stavů (kapitola 2.4.4)



Obr. 26 Výpočetní model stavby

Pro výpočet interakce podloží a základové konstrukce bylo nutné využít lineární kombinaci zatížení ZS2 (kapitola 2.4..2).

Zatížení od vrchní stavby v programu Deska

Program Deska neumožňuje výpočet modelu vrchní stavby, proto bylo využito výsledků z programu SCIA. Stejným vstupem zatížení od stavby se docílí podobných výsledků deformací a vnitřních sil základové konstrukce a anuluje se možnost základních chyb při ručním dopočtu.

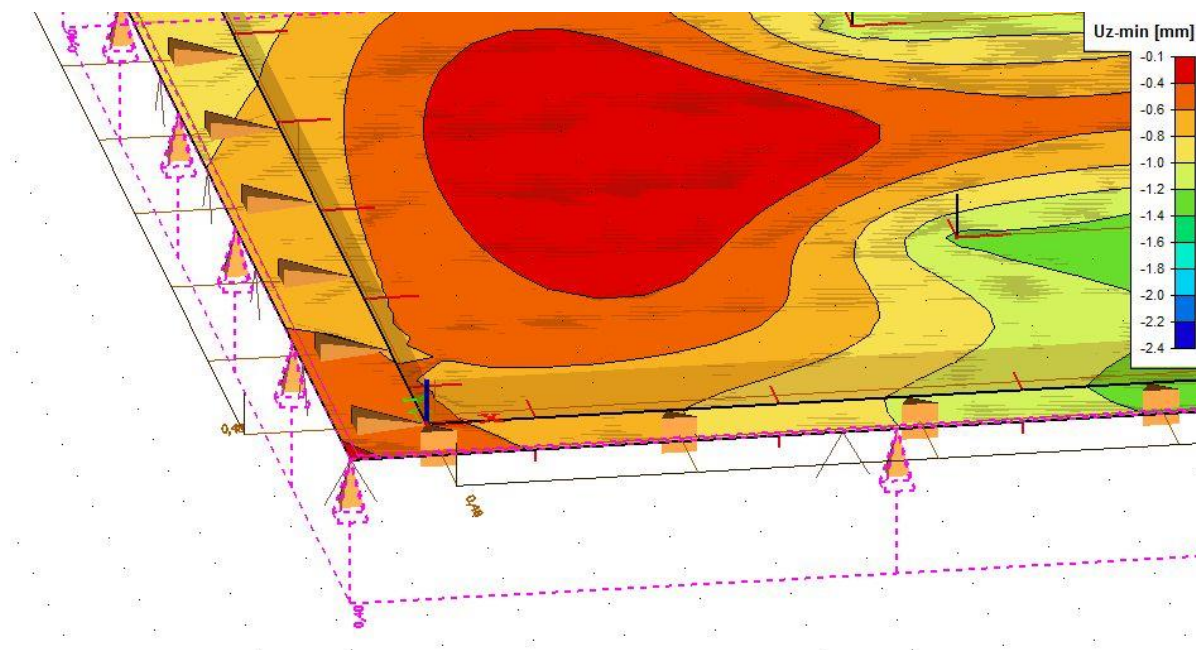
Zatížení od suterénních stěn bylo zprůměrováno a vloženo liniovým zatížením po obvodu desky. V rozích desky byla vytvořena samostatná linie pro hodnoty podstatně menších než v dalších částech desky.

3.1.2.2 Geostatické zatížení

Pro zohlednění hloubky založení základové konstrukce přidáváme zatížení, které bere v potaz předchozí zatížení zeminy (kapitola 1.5.1).

Geostatické zatížení v programu SCIA

SCIA Engineering umožňuje funkcionalitu s názvem Zatížení zeminou. Toto zatížení je schopné vyvolat zatížení od tlaku zeminy na vodorovné i svislé prvky konstrukce, dle vytvořených profilů vrtů. Zatížení se potom vynásobí redukčním součinitelem. V případě návrhu hledáme velikost zatížení na základovou desku, které při zatěžovacím stavu s kombinací ZS3 a geostatickým napětím nevyvolává deformace ve směru proti vlasnní tíze konstrukce.

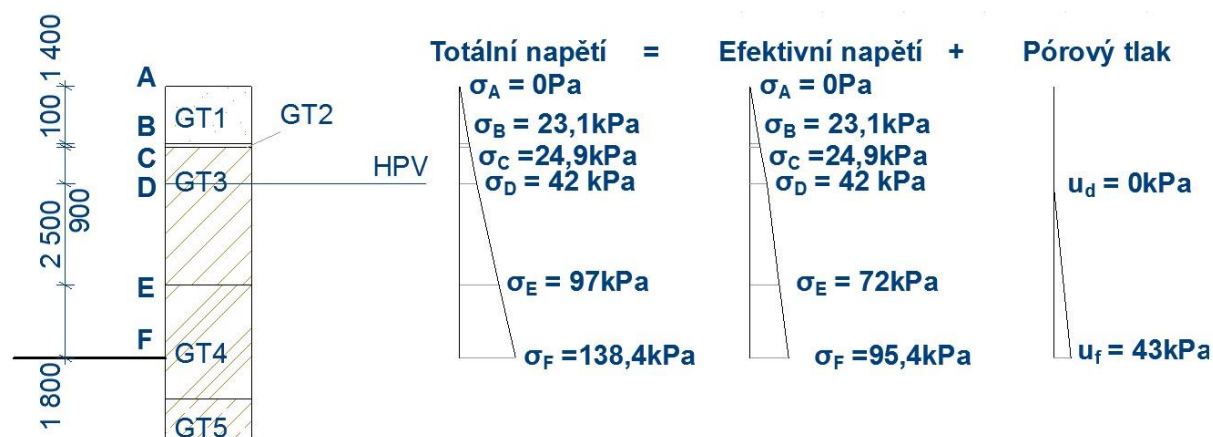


Obr. 27 Geostatické napětí se zatěžovací kombinací ZS3 program SCIA

Pro výpočetní model bylo zvoleno konstantní geostatické zatížení po celé ploše základové desky o hodnotě 40% celkového zatížení. V místě desky zatížené od sloupů a stěn by se dalo předpokládat větší geostatické zatížení, tím by se celkové deformace v kritických místech desky ještě zmenšily. Pro zjednodušení výpočetního modelu a s ohledem na bezpečnost, tak nebylo učiněno.

Geostatické zatížení v programu Desky

Do programu deska se vloží zatížení makroprvku proti směru vlastní tíhy konstrukce o velikosti celkového geostatického napětí. Pro stanovení průběhu geostatického napětí stačí ručně vypočítat jeho hodnoty pouze v některých význačných bodech a poté je lineárně spojit. Těmito úrovním odpovídají místa na hranici dvou zemín různého typu a úroveň hladiny podzemní vody. Bod D označuje úroveň, ve které se nachází ustálená hladina podzemní vody. Při přenosu zatížení do podloží dochází ke vzájemným posuvům pevných částic, ke zmenšování objemu pórů a stlačování zeminy. Platí tedy, že celkové (totální) napětí se přenáší na pevný skelet (efektivní napětí) a na vodu v pórech (pórový tlak). Po výpočtu totálního napětí a pórového tlaku se ke stanovení efektivního napětí použije princip efektivních napětí: $\sigma' = \sigma - u$. (2)



Obr. 28 Výpočet geostatického napětí

Totální napětí

$$\sigma_A = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_B = \gamma_{GT1} * h_A = 16,5 * 1,4 = 23,1 \text{ kPa}$$

$$\sigma_C = \sigma_B + \gamma_{GT2} * h_B = 23,1 + 18 * 0,1 = 24,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_D = \sigma_C + \gamma_{GT3} * h_C = 24,9 + 19 * 0,9 = 42 \text{ kPa}$$

$$\sigma_E = \sigma_D + \gamma_{GT3,Sat} * h_D = 42 + 22 * 2,5 = 97 \text{ kPa}$$

$$\sigma_F = \sigma_E + \gamma_{GT4,Sat} * h_E = 97 + 26 * 1,8 = 138,4 \text{ kPa}$$

Pórový tlak

$$u_A = 0 \text{ kPa}$$

$$u_B = 0 \text{ kPa}$$

$$u_C = 0 \text{ kPa}$$

$$u_D = 0 \text{ kPa}$$

$$u_E = \gamma_w * h_D = 10 * 2,5 = 25 \text{ kPa}$$

$$u_F = u_E + \gamma_w * h_E = 25 + 1,8 * 10 = 43 \text{ kPa}$$

Efektivní napětí

$$\sigma_A' = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_B' = \sigma_B - u_B = 23,1 - 0 = 23,1 \text{ kPa}$$

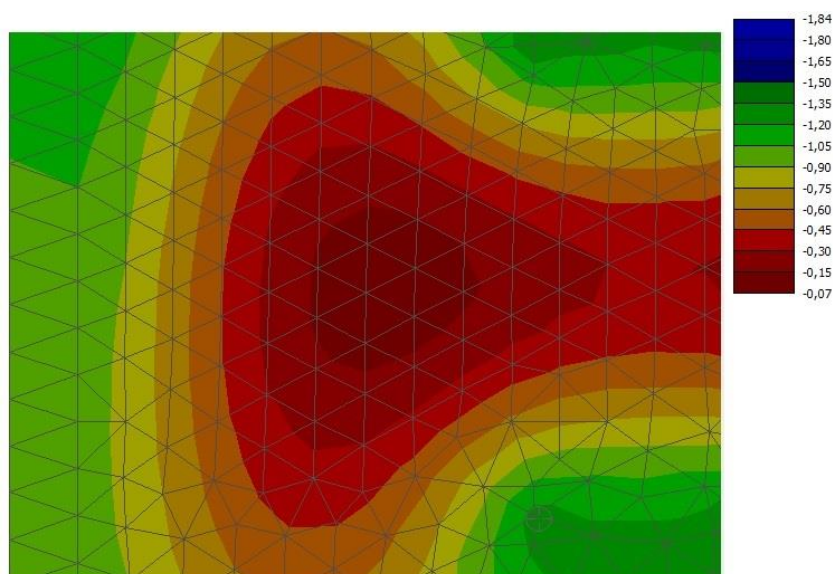
$$\sigma_C' = \sigma_C - u_C = 24,9 - 0 = 24,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_D' = \sigma_d - u_d = 42 - 0 = 42 \text{ kPa}$$

$$\sigma_E' = \sigma_E - u_E = 97 - 25 = 72 \text{ kPa}$$

$$\sigma_F' = \sigma_F - u_F = 138,4 - 43 = 95,4 \text{ kPa}$$

Stejným způsobem jako u programu SCIA Engineer, vytvoříme zatěžovací stav s kombinací ZS3 a geostatickým napětím, které zmenšujeme, dokud nám nevznikají deformace pouze ve směru zatížení vlastní tíhy konstrukce.



Obr. 29 Geostatické napětí se zatěžovací kombinací ZS3 program Deska

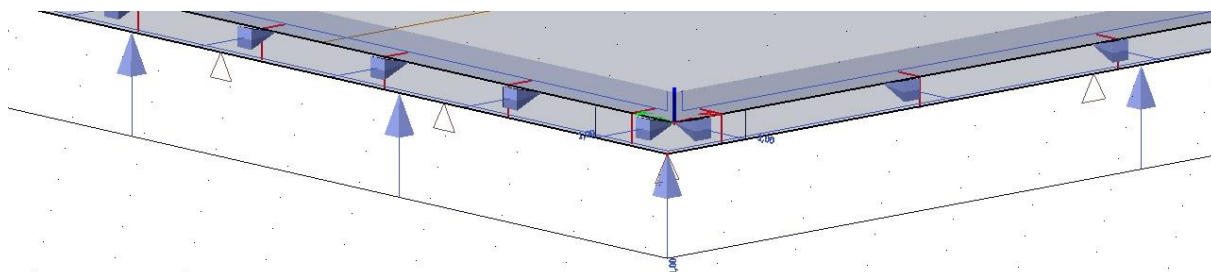
Pro výpočetní model bylo zvoleno konstantní geostatické zatížení po celé ploše základové desky o hodnotě 40kPa, což odpovídá vstupní hodnotě do programu SCIA Engineer.

3.1.2.3 Hydrostatické zatížení

Základová deska se nachází pod hladinou podzemní vody, jejíž ustálená hladina byla dle inženýrsko-geologických průzkumů stanovena v hloubce 2,4m-5,05m pod zemí. Pomocí vypracovaného modelu podloží byla stanovena průměrná hodnota výšky vodního sloupce vzhledem k základové spáře na 3,6m.

Hydrostatické zatížení v programu SCIA

Stejně jako v případě geostatického zatížení, program SCIA Engineer vyvolává zatížení na svislé a vodorovné prvky, závislé na vstupech vytvořených profilů vrtů.



Obr. 30 Hydrostatické napětí na základovou konstrukci v programu SCIA

Hydrostatické zatížení v programu Deska

Do programu deska se vloží zatížení makroprvku proti vlastní tíze konstrukce o velikosti celkového hydrostatického napětí. Průměrná výška vodního sloupce vzhledem k základové spáře je stanovena hodnotou 3,6m. Hydrostatické napětí se stanoví jednoduchým vztahem

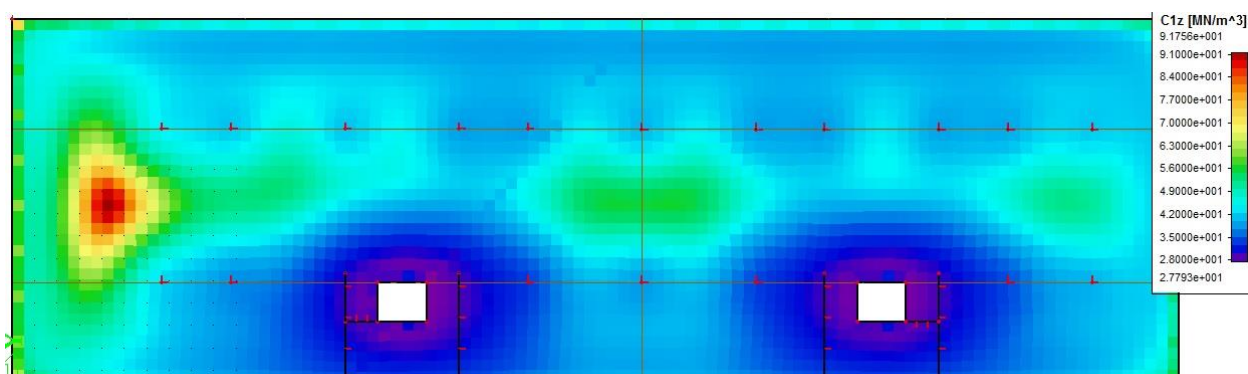
$$\sigma_w = \gamma_w * h_w = 10 * 3,6 = 36 \text{ kN/m}^2$$

3.1.3 Model podloží

Oba programy počítají na základě Winkler-Pasternakova dvourozměrného modelu podloží.

Model podloží v programu SCIA

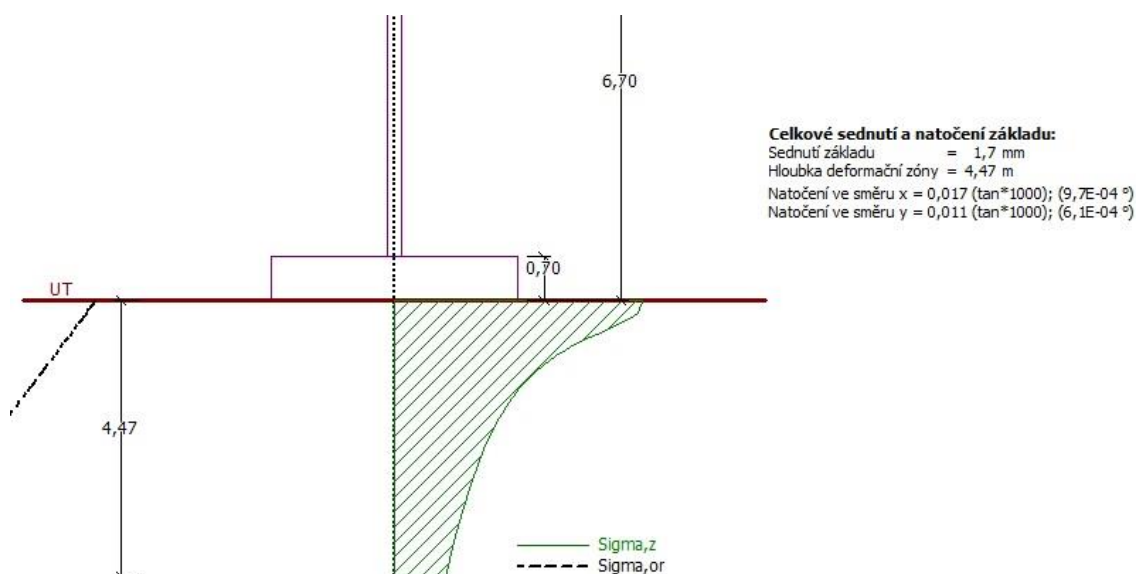
Základní princip výpočtu je vysvětlen v kapitole 1.7.1. Program Soilin dopočítá fyzikální parametry podloží vyjádřené hodnotami C1 a C2 v různých bodech konstrukce.



Obr. 31 Hodnoty C1 pro výpočetní model v programu SCIA

Model podloží v programu GEO

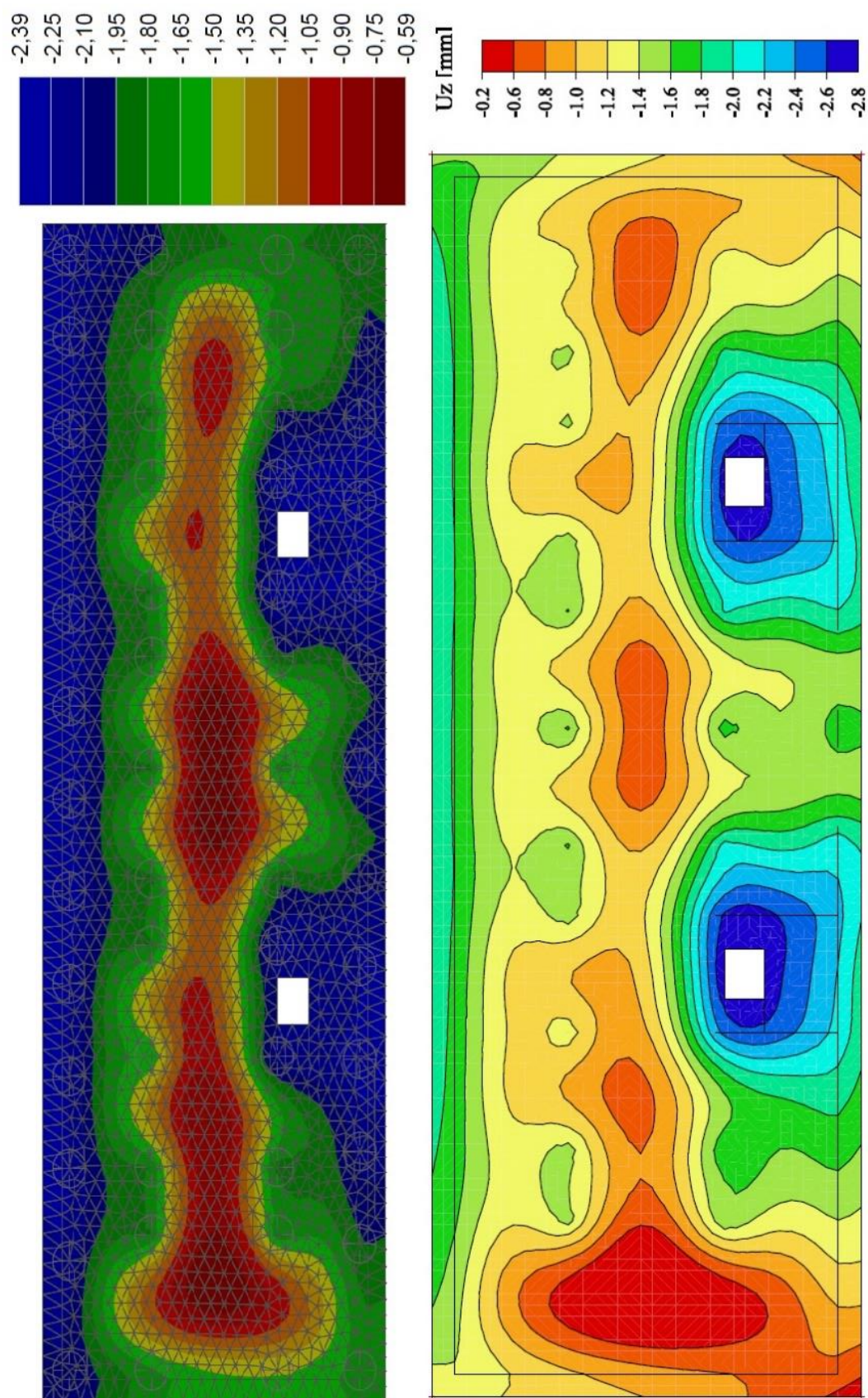
Za použití programu Patka vymodelujeme patku nejvíce zatíženého sloupu. Vypočítáme sedání patky dle bývalé ČSN 731001. Z výsledků vybereme hodnoty deformační zóny a necháme program Deska dopočítat hodnoty C1 a C2. Vstupní hodnoty geometrie rozměrů v programu Patka upravujeme, dokud hodnota sedání v programu Deska v místě vybraného sloupu není stejná jako v místě pomyslné patky.



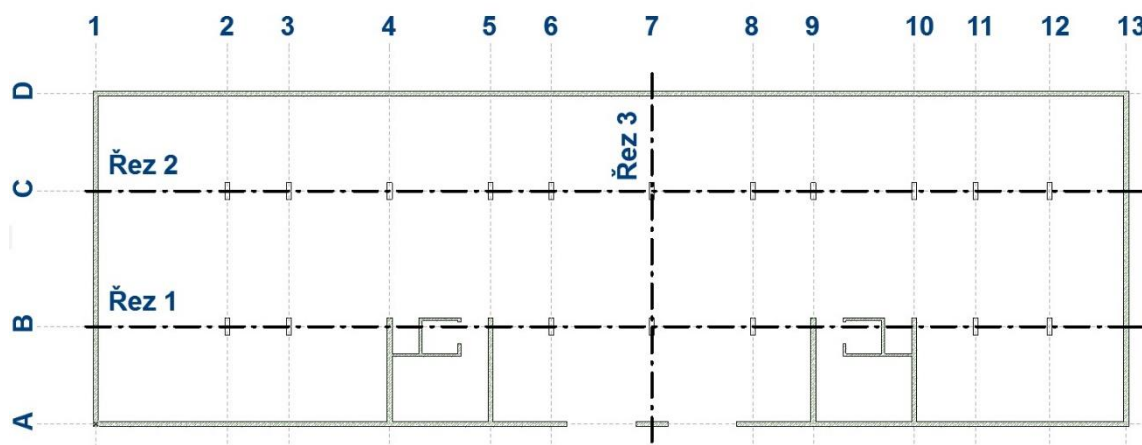
Obr. 32 Výpočet deformační zóny pro dopočet parametrů C1 a C2 v programu Deska

Ve výpočetním modelu bylo hodnoty C1 C2 uvažovány jako konstanty po celé ploše základové konstrukce. Vytvoření pomyslné patky a dopočet přesnějších parametrů C1 a C2 by bylo možné téměř ve všech částech základové desky.

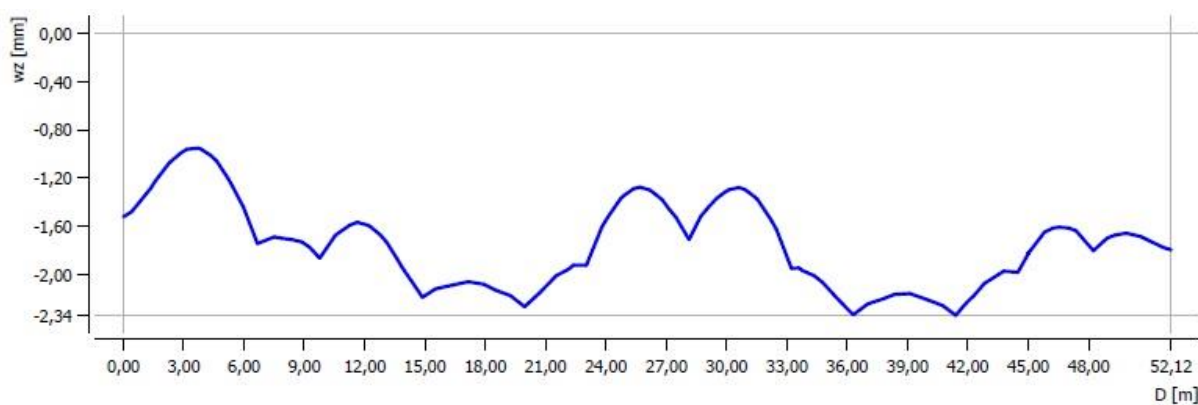
3.2 Výsledky první varianty



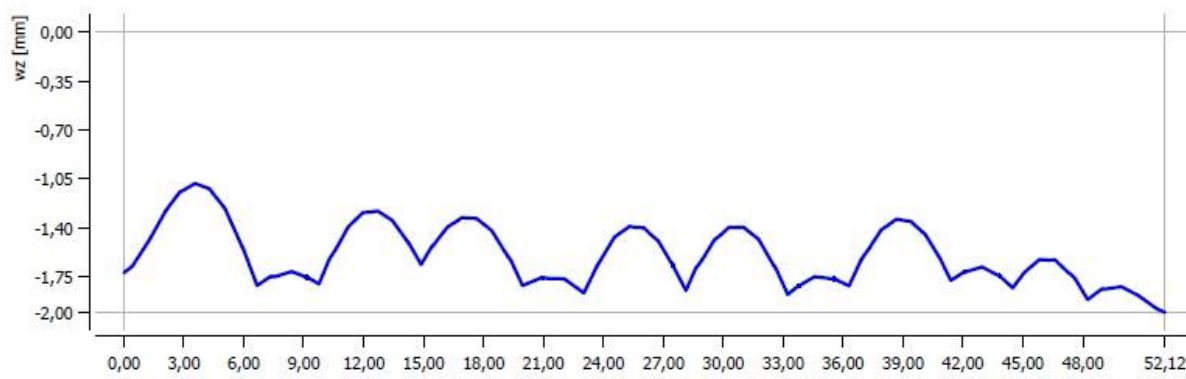
Obr. 33 Výsledky sedání základové desky v programech GEO5 a SCIA



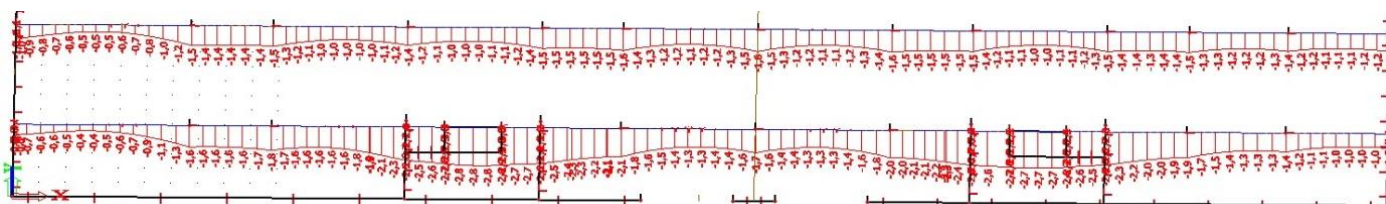
Obr. 37 Schéma umístění řezů pro výsledné průběhy



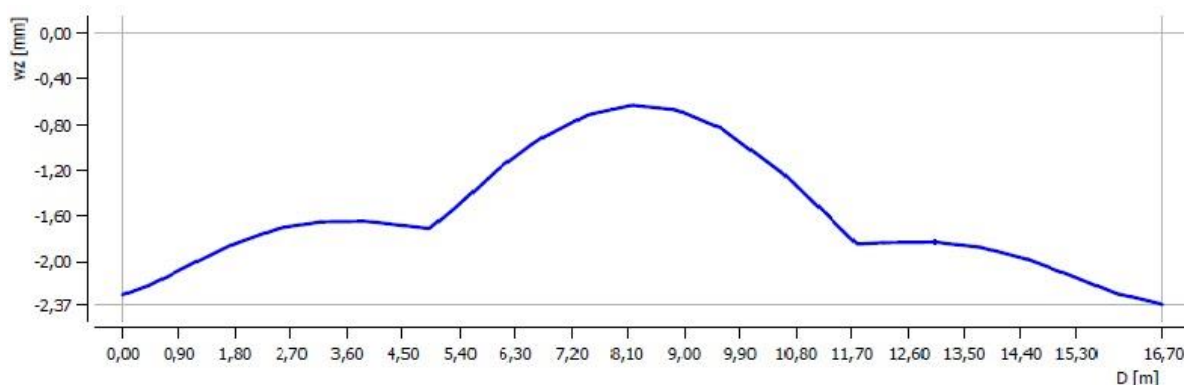
Obr. 36 Průběh sedání základové desky z programu Deska v místě řez 1



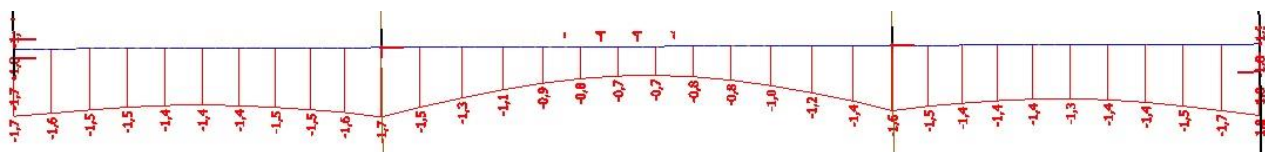
Obr. 35 Průběh sedání základové desky z programu Deska v místě řez 2



Obr. 34 Průběh sedání základové desky z programu SCIA v místě řez 1 a řez 2



Obr. 39 Průběh sedání základové desky z programu Deska v místě řez 3



Obr. 38 Průběh sedání základové desky z programu SCIA v místě řez 3

3.2.1 Porovnání výsledků

Téměř stejnými vstupy hodnot zatížení bylo dosaženo velice podobných výsledků z obou inženýrských programů. Výsledky sedání základové desky v místech sloupů jsou téměř totožné. Největší rozdíly vznikají v místech suterénních stěn po obvodu základové konstrukce. Konkrétně u stěny na severovýchodní straně vznikají rozdílné výsledky sedání až o hodnotu 1mm, což ve skutečnosti není moc, ale s ohledem na výsledky se jedná o přibližně 50% navýšení.

Příčin tohoto navýšení může být několik. Jednou z možností je nedostatečná změna tvaru základové konstrukce pro posunutí špičky napětí ven z konstrukce (kapitola 1.5.1). Nereálná napětí tak způsobují větší sedání po obvodu desky, což souhlasí s dosaženými výsledky. Přesnější hodnoty se předpokládají z programu SCIA Engineer z důvodu funkcí programu Soilin (kapitola 1.7.1), kde fyzikální parametry podloží C1 a C2 jsou dopočítány v každém bodě základové desky. Oproti programu Deska kde bylo využito konstantních parametrů, to může mít obrovský vliv na rozdíly sedání. Další možností jsou nepřesnosti při aplikování zatížení svislých suterénních stěn do programu GEO5, po kontrole modelu byla ovšem tato možnost vyloučena.

3.2.2 Posuzování základových konstrukcí

Při navrhování základových konstrukcí se vychází z mezních stavů podloží a konstrukce, rozlišujeme mezní stavy porušení (skupina 1. mezního stavu) a mezní stavy použitelnosti (skupina 2. mezního stavu). Mezní stavy porušení (1. mezního stavu) jsou (1):

- (EQU) – ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy uvažované jako tuhé těleso. Jde například o stabilitu tuhého základu na skalním podkladu, tento případ není častý.
- (STR) – vnitřní porušení či nadměrná deformace konstrukce nebo jejích prvků, pro něž je jejich pevnost rozhodující k posouzení odolnosti (rovněž málo častý případ mimořádně únosné základové půdy, kde o stabilitě rozhoduje pevnost konstrukce);
- (GEO) – porušení nebo nadměrná deformace základové půdy, pro niž smyková pevnost základové půdy je rozhodující pro posouzení odolnosti (nejčastější případ pro posouzení plošných i hlubinných základů v zeminách a poloskalních horninách).
- (UPL) – ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy nastává vlivem vztlaku vody nebo jiných svislých zatížení (jde o málo časté případy tahem zatěžovaných základů, nebo o případy vztlaku, kdy nedostatečně hmotná konstrukce je pod hladinou podzemní vody)
- (HYD) – nadzdvihování dna, vnitřní eroze a sufoze v základové půdě, způsobená hydraulickým gradientem (rovněž málo časté případy, pro něž je rozhodující proudový tlak podzemní vody).

3.2.3 Vyhodnocení

Základová konstrukce vyhoví z hlediska mezního stavu STR. Ohybové momenty v místech sloupů dosahují nejvyšších hodnot $M_{ed} = 900 \text{ kN/m}$ pro zatěžovací kombinaci ZS1, což odpovídá vyztužení $10 \times \emptyset 16 \text{ a } 110 \text{ mm } A_{sprov} = 1828 \text{ mm}^2$ v jednom směru desky a $10 \times \emptyset 16 \text{ a } 110 \text{ mm } A_{sprov} = 1828 \text{ mm}^2$ v druhém směru. Deska vyhovuje na protlačení v místech sloupů (kapitola 3.1.1). Z ekonomické hlediska návrhu by bylo možné po provedení podrobnějších statických výpočtů desku zredukovat v místech menších ohybových momentů.

Z hlediska mezního stavu GEO, konstrukce bez problémů vyhoví, hlavně z důvodu značné hloubky založení na zvětralých jílovitých břidlicích. Hodnoty sedání vyšly v řádech jednotek milimetrů. Limitní hodnoty nerovnoměrného sedání pro železobetonové skeletové vícepodlažní budovy je $\frac{\Delta s_{lim}}{L} = 15\text{mm}$ a celkové průměrné sedání $s_{m,lim}=50\text{mm}$. Nerovnoměrné sedání navrhované konstrukce vyšlo přibližně v hodnotách $\frac{\Delta s_{lim}}{L} = 0,3\text{mm}$ a celkové průměrné sedání $s_m=2\text{mm}$ v obou navrhovaných programech.

Nutná je zmínka i o dalších mezních stavech UPL a HYD, které se stavby týkají z důvodu přítomnosti podzemní vody nad úrovní základové spáry. Navrhovaný objekt je díky svým rozměrům a tíze dostatečně stabilní proti vlivu vztlaku vody a základová deska je dostatečně tuhá a tak i chráněná proti nadměrnému nazdvihování dna v místech minimálního zatížení základové desky. Mezní stav UPL ovšem nevyhoví ve všech fázích výstavby, jednoduchým výpočtem stanovíme přibližnou tíhu pater, které musí být v součtu větší než vztlak od podzemní vody $f_w=36\text{kN/m}^2$.

Základová deska: $f_f = 0,7\text{m} * 24\text{kNm}^{-3} = 16,8\text{kNm}^{-2}$

Stropní deska: $f_c = 0,2\text{m} * 24\text{kNm}^{-3} = 4,8\text{kNm}^{-2}$

Aby konstrukce vyhověla na mezní stav UPL musí už být vystavěná minimálně dvě nadzemní patra objektu. Do té doby je nutno stavební jámu neustále odčerpávat a bránit vniknutí podzemní vody.

3.3 Návrh druhé varianty

Varianta druhá se soustředí na návrh základové konstrukce za pomoci hlubinných základů. Hlubinné zakládání navrhujeme v případech, když plošné je založení nedostatečně únosné, neekonomické nebo zejména nevhodné. V nedostatečně únosné zemině dochází k nadměrnému či nerovnoměrnému sedání základové konstrukce. Hlubinné zakládání představuje svislou nosnou konstrukci, která přenáší většinu zatížení stavby do hlubších a únosnějších vrstev podloží.

Z vyhodnocení první varianty návrhu konstrukce vyhověla ve všech mezních stavech bez sebemenších problémů. Za použití hlubinného zakládání, konkrétně vrtaných pilot, se dá docílit ekonomičtějšího návrhu založení. Piloty nebudou navrhovány z hlediska únosnosti nebo stability, nýbrž z hlediska ekonomického. Při použití pilot pod základovou deskou v místě

sloupů a suterénní stěny, získáme menší ohybové momenty. Přenos smykových sil v místě styku sloupu a desky se nám také zmenší a konstrukce nebude tak náchylná na protlačení. Tloušťku základové desky můžeme zmenšit a zapříčinit tím ušetření na materiálu základové konstrukce.

3.3.1 Základová deska

Prvním krokem při návrhu hlubinného založení je návrh nové základové desky odpovídající lepším ekonomickým požadavkům. Desku po celé ploše zredukujeme z původní hodnoty 700mm na hodnotu 400mm, zmenší se tuhost celé základové konstrukce a deformace budou poměrně výraznější. Postup návrhu a vstupy do modelu jsou totožné s návrhem první varianty.

3.3.2 Piloty

Návrh pilot je proveden v programu GEO5 Pilota. Rozměry pilot jsou navrženy dle mezního stavu svislé a vodorovné únosnosti, za předpokladu kompletní aktivace (přenesení všech svislých sil působících na konstrukci základové desky). Svislé síly působící na základovou konstrukci se ve většině míst desky výrazně liší. To je zapříčiněno nerovnoměrným rozložením modulových os sloupů a jiným rozponům stropních desek. Piloty jsou navrhovány ve třech rozměrech s označením P1, P2 a P3. Průměr všech druhů pilot je konstantně navržen na hodnotu 0,85m, což odpovídá delší straně sloupu.

Pilota P1

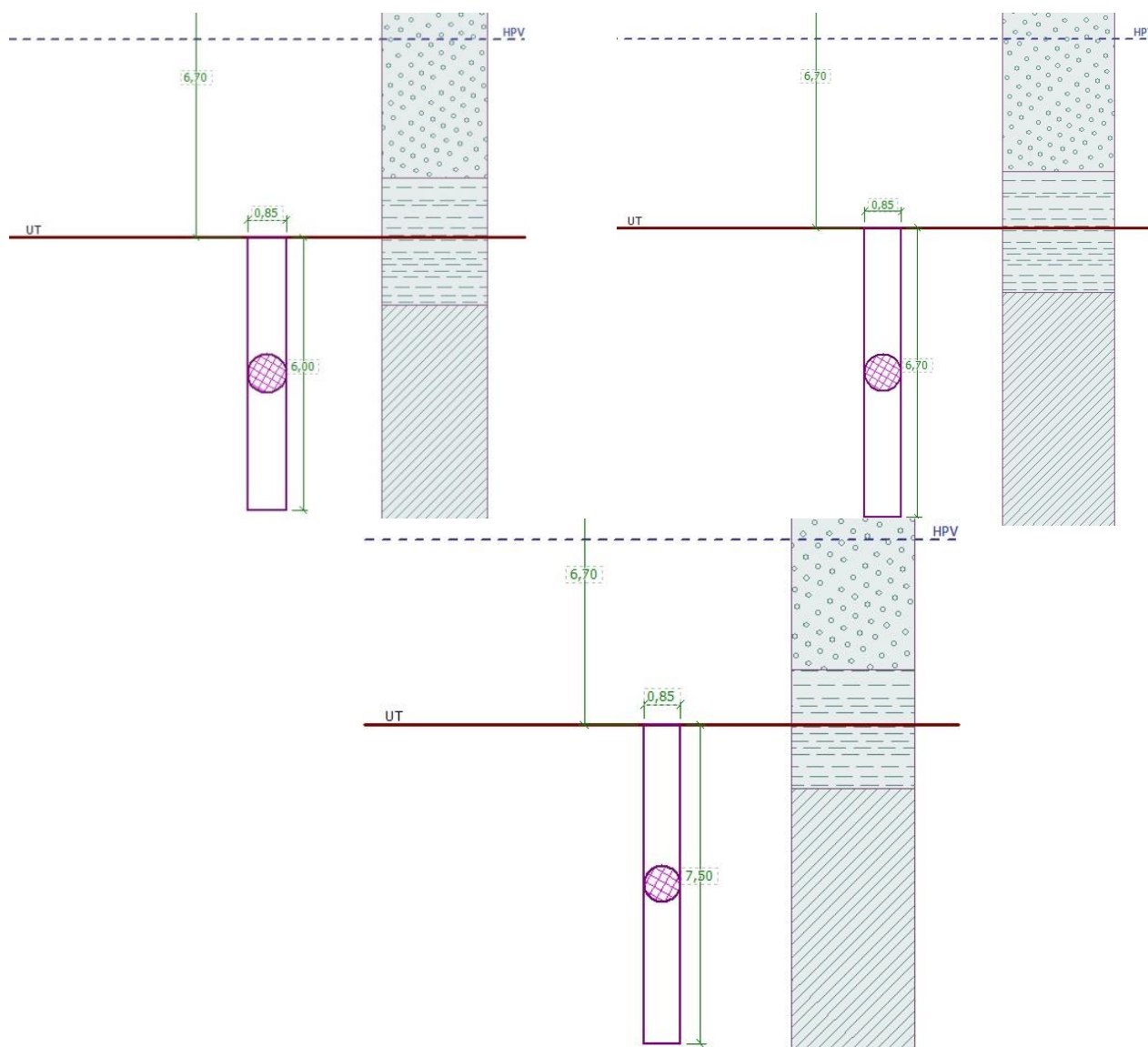
Nejmenší pilota konstrukce určená k přesunu menších hodnot zatížení od stavby do podloží. Je nejčastější pilotou stavby, hlavně v místech obvodových suterénních stěn a málo zatížených sloupů.

Pilota P2

Pilota P2 je navržena pouze o 0,7m delší než pilota P1, ovšem v geologických podmínkách pozemku se znatelně zvětší únosnost zhruba o 20%. Pilota P2 je navržena pro místa vysokého zatížení pod sloupy konstrukce.

Pilota P3

Pilota P3 slouží k přenosu svislých sil v nejvíce zatížených místech konstrukce.



Obr. 40 Piloty P1, P2, P3

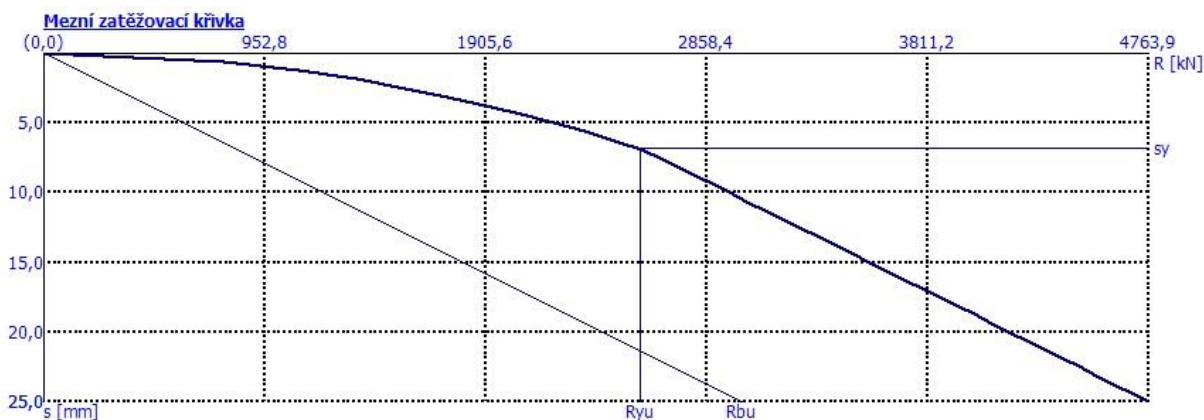
Všechny piloty jsou provedené do větší hloubky podloží než vrty z inženýrskogeologického průzkumu. Při vrtání pilot je tak potřeba, aby na stavbě byl přítomen statik nebo geotechnik, který by při neočekávané změně třídy těžitelnosti zeminy byl schopen posoudit, jestli je vyvrtaná hloubka dostatečná.

3.3.3 Přidání pilot do konstrukčního modelu

Je několik způsobů jak přidat vliv tuhostí pilot do statického modelu desky. V programu GEO5 deska, můžeme změnit parametry C1 a C2 v místě provádění pilot, u programu SCIA můžeme piloty namodelovat a poté dopočítat v softwaru MFoundation od společnosti Deltares.

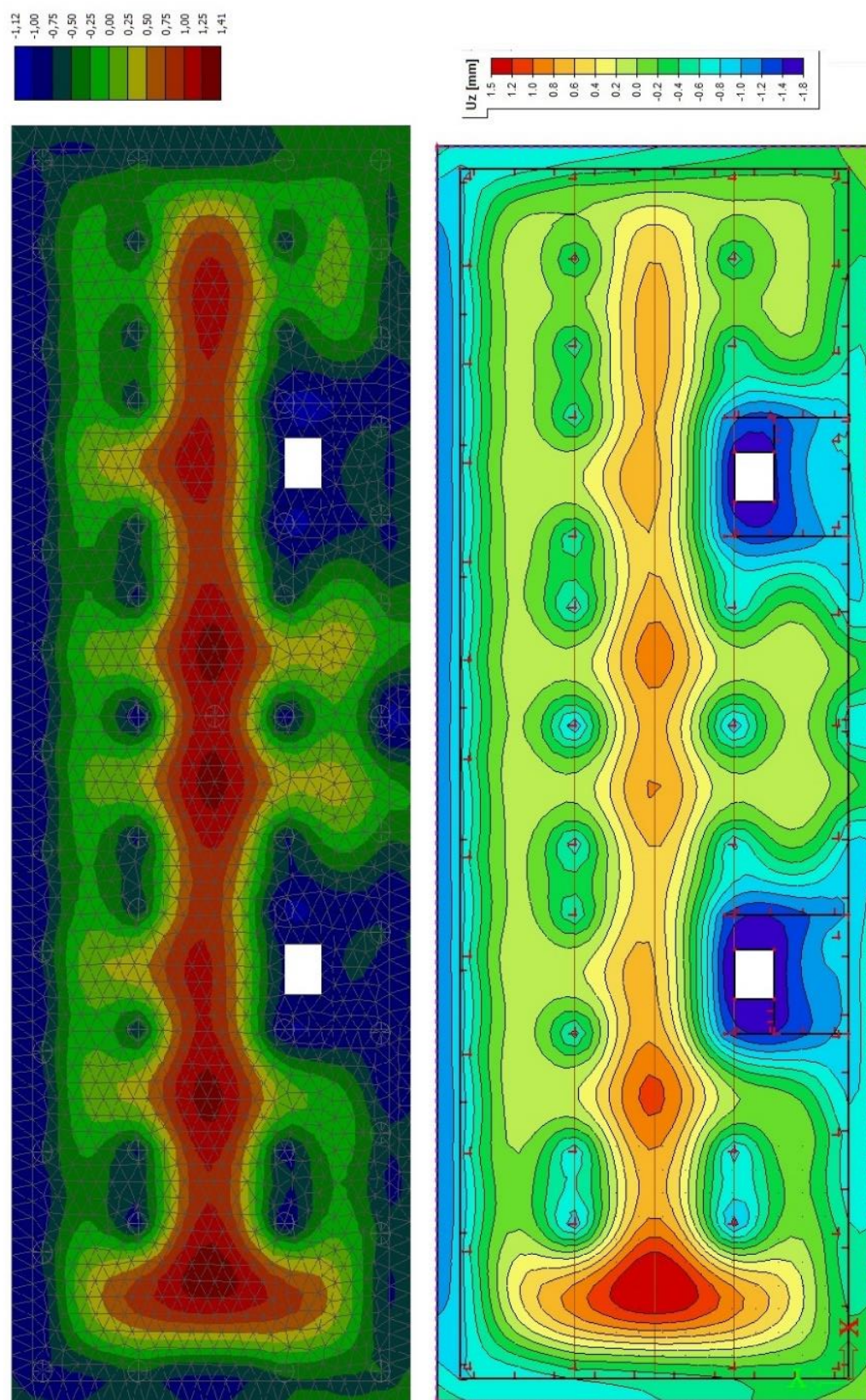
Pro účely tohoto návrhu byla zvolena metoda přidání pružných podpor do modelu základové desky v místech středové osy pilot. Tuhost podpor je závislá na mezní zatěžovací křivce spočtené při sedání piloty. Výpočet sedání byl proveden dle nelineární teorie sedání (Masopust). ta při sestrojování zatěžovací křivky piloty předpokládá, že mezi nulovým zatížením piloty a plně mobilizovaným třením pláště, je závislost sedání vyjádřena parabolou druhého stupně. Pro větší zatížení je závislost vyjádřena lineárně. Metoda je odvozena z rovnic regresních křivek určených na principu zatěžovacích zkoušek pilot. Pro stanovení mezní zatěžovací křivky využívá součinitele a, b (regresivní součinitelé měrného plášťového tření) a součinitele e, f (regresivní součinitelé pod patou piloty) a sečnový modul deformace okolí zeminy E_s [MPa]. Všechny regresivní součinitelé jsou zvoleny dle nápovědy programu GEO5 Pilota. Sečnový modul deformace E_s [MPa] byl zvolen dle informací získaných z geotechnických průzkumů. (3) (4)

Výpočet tuhosti podpory se dopočítá z jednoduchého poměru únosnosti a sedání piloty. Výsledky sedání základové konstrukce v místě pilot bez přidání podpor slouží jako výchozí hodnota pro výpočet tuhosti. Po přidání pružných podpor se získá nová hodnota sedání, opět se dopočítá hodnota tuhosti a tento postup libovolně opakujeme. (Příloha 12)

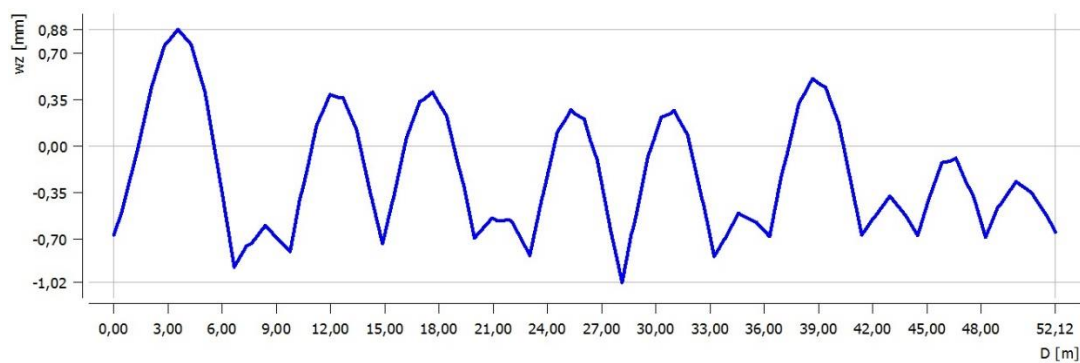


Obr. 41 Mezní zatěžovací křivka piloty P1

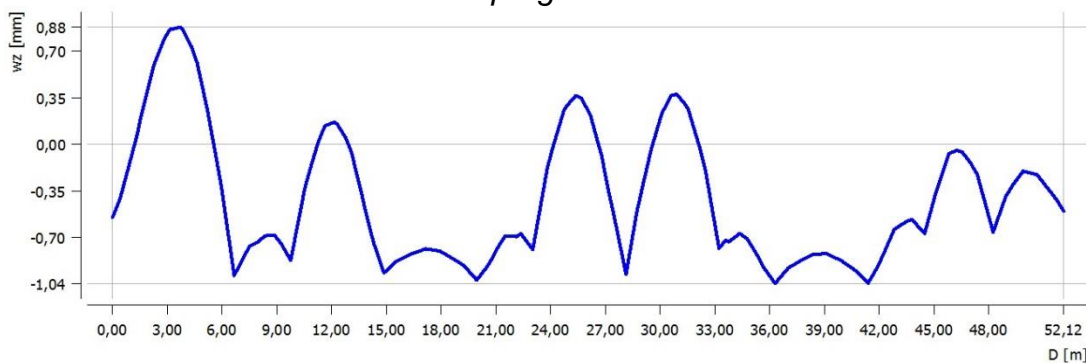
3.4 Výsledky druhé varianty



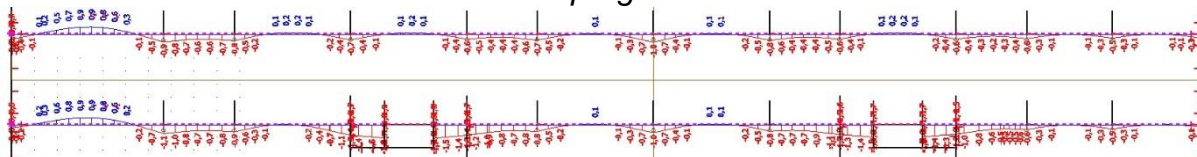
Obr. 42 Výsledky sedání základové desky v programech GEO5 a SCIA



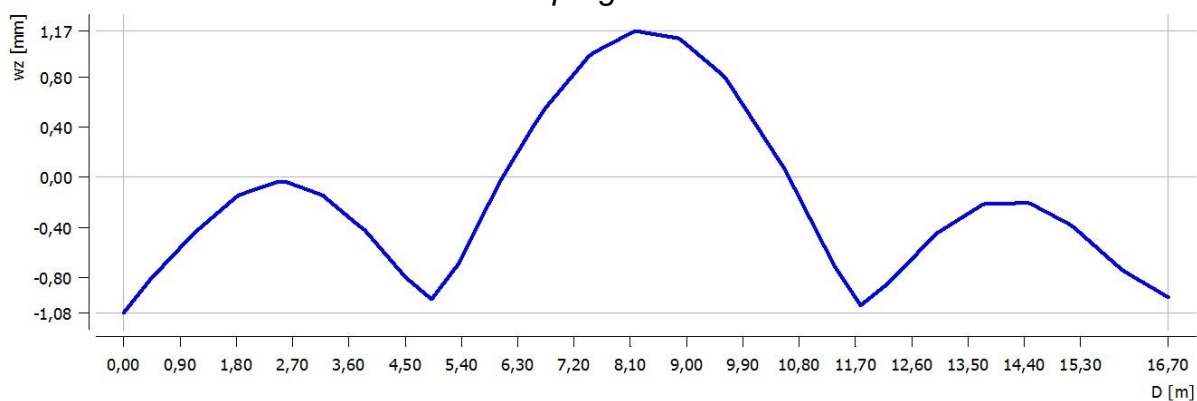
Obr. 43 Průběh sedání v programu Deska v místě řez 2



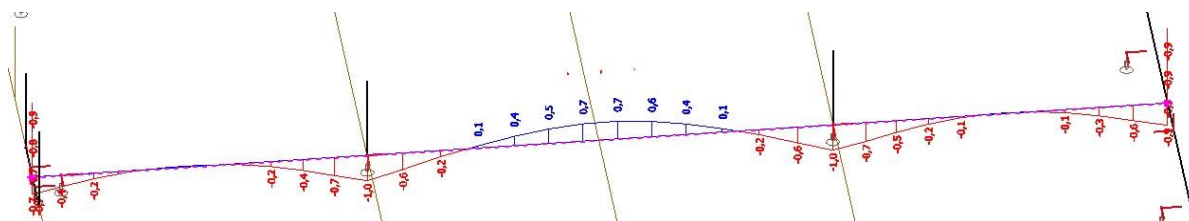
Obr. 44 Průběh sedání v programu Deska v místě řez 1



Obr. 45 Průběh sedání v programu SCIA v místě řez 1 a 2



Obr. 46 Průběh sedání v programu Deska v místě řez 3



Obr. 47 Průběh sedání v programu SCIA v místě řez 3

3.4.1 Porovnání výsledků

Po výpočtu druhé varianty je opět dosaženo podobných výsledků z obou programů. V první variantě návrhu bylo dosaženo největších výsledných rozdílů v místě severovýchodní suterénní stěny, po přidání pilot do výpočetních modelů je výsledné sedání téměř totožné. Největší rozdíly se nachází v místě výtahové šachty a v místech s deformací od podzemní vody. Příčinou opět může být rozdíl mezi fyzikálními parametry podloží C1 a C2. Hodnoty sedání jsou ovšem velice malé a výsledky se výrazně neliší. Je tak velice obtížné vyhodnotit příčinu rozdílu a přesnější výsledek.

3.4.2 Posouzení na protlačení

Veškeré výpočty jsou provedené dle studijních skript: Prof. Ing. Jaroslav Procházka, C., & kol., a. (2007). *Navrhování betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1 (EC2)*.

Protlačení desky se bude posuzovat stejným způsobem, jako železobetonová patka o velikosti zatěžovací šířky sloupu.

Rozměry

Rozměry patky: $b_f=5,1\text{m}$; $l_f=6,0\text{m}$, $h=0,4\text{m}$

Krytí výztuže $c=50\text{mm}$, $\varnothing=16\text{mm}$

$$d = 0,7 - 0,05 - \frac{0,016}{2} = 0,342\text{m}$$

Rozměry sloupu: $b_s=0,25\text{m}$; $h_s=0,85\text{m}$

Vnitřní síly

Vypočítané pomocí Scia Engineer, zatěžovací kombinace ZS1

$N_{ed} = -3736,12\text{kN}$

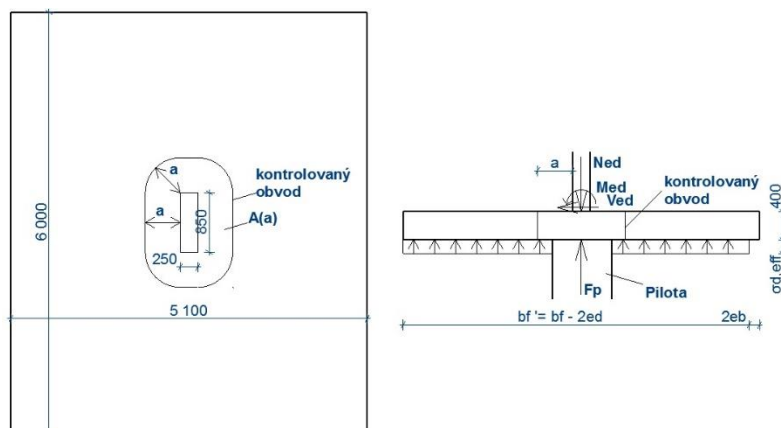
$F_p = 1160\text{kN}$

$V_{ed} = -42,49\text{kN}$

$M_{ed} = 47,08\text{kNm}$

$$\text{Excentricita: } e_b = \frac{M_{ed} + V_{ed} \cdot h}{N_{ed} - F_p} = \frac{47,08 + 42,49 \cdot 0,6}{3736,12 - 1160} = 0,028\text{m}$$

$$\text{Kontaktní napětí: } \sigma_{gd} = \frac{N_{ed} - F_p}{l_f(b_f - 2e_b)} = \frac{3736,12 - 1160}{6,0 \cdot (5,1 - 0,028)} = 0,084\text{MPa}$$



Obr. 48 Schéma konstrukce s pilotou pro posudek na protlačení

Posudek v místě sloupu

Kontrolovaný obvod: $\mu_0 = 2 * (bs + hs) = 2 * (0,850 + 0,250) = 2,2m$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{fck}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$V_{ed,red} = \sigma_{gd} * (bf * lf - bs * hs) = 0,084 * (5,1 * 6,0 - 0,85 * 0,25) = 0,255MN$$

$$V_{ed,0} = \frac{\beta * V_{ed,red}}{u_0 * d} = \frac{1,0 * 0,255}{2,2 * 0,342} = 0,339MPa$$

Součinitel β byl uvažován hodnotou 1, protože vliv ohybového momentu byl zohledněn ve vztahu $A_{eff} = lf(bf - 2eb)$

$$V_{rd,max} = 0,4 * v * fcd = 0,4 * 0,54 * 16,67 = 3,60MPa$$

$$V_{ed,0} = 0,339MPa \leq V_{rd,max} = 3,6MPa$$

Posudek na protlačení v obvodu u_0 vyhoví.

Posouzení na protlačení v obvodu $u_{(a)} = 0,5d \leq a \leq 2d$

$$\mu_{(a)} = 2 * (bs + hs) + 2\pi * a = 2 * (0,850 + 0,250) + 2\pi * a$$

$$A_{(a)} = (bs + 2 * a)(hs + 2 * a) + (\pi - 4)a^2$$

$$V_{ed,red(a)} = \sigma_{gd} * (bf * lf - A_{(a)}) = 0,084 * (5,1 * 6,0 - A_{(a)})$$

$$v_{ed(a)} = \frac{\beta * V_{ed,red(a)}}{u_{(a)} * d} = \frac{1,0 * V_{ed,red(a)}}{u_{(a)} * 0,342}$$

$$k_h = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{342}} = 1,76; \rho = 0,005 \text{ (odhad)}; C_{Rd,c} = \frac{1,8}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$v_{Rd,c(a)} = \frac{2d}{a} * C_{Rd,c} * k_h * \sqrt[3]{100 * \rho * fck}; = \frac{2 * 0,342}{a} * 0,12 * 1,76 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 25}$$

Tab. 14 Tabulka posudků na protlačení v obvodu $u_{(a)}$

	a	u(a)	A(a)	$V_{ed,red(a)}$	$v_{ed(a)}$		$v_{Rd,c(a)}$
0,5d	0,171	3,274	0,681	2,513	2,244	>	1,961
0,75d	0,257	3,812	0,983	2,488	1,908	>	1,159
d	0,342	4,349	1,332	2,458	1,653	>	0,869
1,25d	0,428	4,886	1,727	2,425	1,451	>	0,695
1,5d	0,513	5,423	2,168	2,388	1,288	>	0,579
1,75d	0,599	5,960	2,655	2,347	1,152	>	0,497
2d	0,684	6,498	3,187	2,303	1,036	>	0,434

Všechny posudky na protlačení v obvodech $u_{(a)} = 0,5d \leq a \leq 2d$ nevyhoví. Po vypracování dalších statických výpočtů by bylo potřeba posoudit desku na protlačení přesněji a následně navrhnout smykovou výztuž v podobě smykových lišt nebo manžetových hlavíc.

3.4.3 Vyhodnocení

Piloty mají vliv na redukci nadpodporových momentů, které v místech nejzatíženějších sloupů dosahují hodnot $M_{ed} = 650 \text{ kN/m}$ pro zatěžovací kombinaci ZS1. Z důvodu zmenšení účinné výšky průřezu je potřeba navrhnout větší množství výztuže, odpovídající $12 \times \emptyset 16 \text{ a } 100 \text{ mm}$ $A_{sprov} = 2011 \text{ mm}^2$ v jednom směru desky a $12 \times \emptyset 16 \text{ a } 100 \text{ mm}$ $A_{sprov} = 2011 \text{ mm}^2$ v druhém směru. Deska nevyhovuje na protlačení v místech sloupu (kapitola 3.4.2), bylo by potřeba pomocí dalších statických výpočtů navrhnout smykovou výztuž například v podobě smykových trnů nebo manžetových hlavíc. Mezní stav STR je vyhovující.

Z hlediska mezního stavu GEO, který byl už vyhovující v první variantě návrhu, se konečné průměrné sedání ještě zmenšilo na hodnotu přibližně $s_m = 1 \text{ mm}$ v obou programech a nerovnoměrné sedání se nepatrně zvětšilo na hodnotu $\frac{\Delta s_{lim}}{L} = 0,5 \text{ mm}$. Mezní stav GEO je tak možno prohlásit za vyhovující.

Stejně jako v první variantě mezní stav UPL je vyhovující až po dokončení určitých fází výstavby.

$$\text{Základová deska: } f_f = 0,4 \text{ m} * 24 \text{ kNm}^{-3} = 9,6 \text{ kNm}^{-2}$$

$$\text{Stropní deska: } f_c = 0,2 \text{ m} * 24 \text{ kNm}^{-3} = 4,8 \text{ kNm}^{-2}$$

Z výpočtu přibližné tíhy patra vyplývá, že mezní stav UPL bude vyhovující až po dostavbě čtyř nadzemních pater. Do té doby je nutno stavební jámu neustále odčerpávat a bránit vniknutí podzemní vody.

Vztlakem od podzemní vody vzniká menší nazdvihování dna o maximální hodnotu $u = 1,5 \text{ mm}$ s ohybovým momentem $M_{ed} = 200 \text{ kN/m}$ v místě největšího vztlaku. Jedná se stále o malou hodnotu deformace a momentů pro návrh výztuže. Na mezní stav HYD konstrukce vyhoví.

3.5 Stavební jáma

Za účelem výstavby objektu byla vytvořena stavební jáma půdorysných rozměrů 60×17 metrů, jejíž hloubka se pohybuje mezi 6 a 7 metry. Jáma se bude zajišťovat záporovým pažením s ocelovými I průřezy HEB260B a stabilizačními kotvami ve dvou úrovních. Záporové pažení je trvalou konstrukcí, odolává zatížení zemními tlaky, hydrostatickému tlaku podzemní

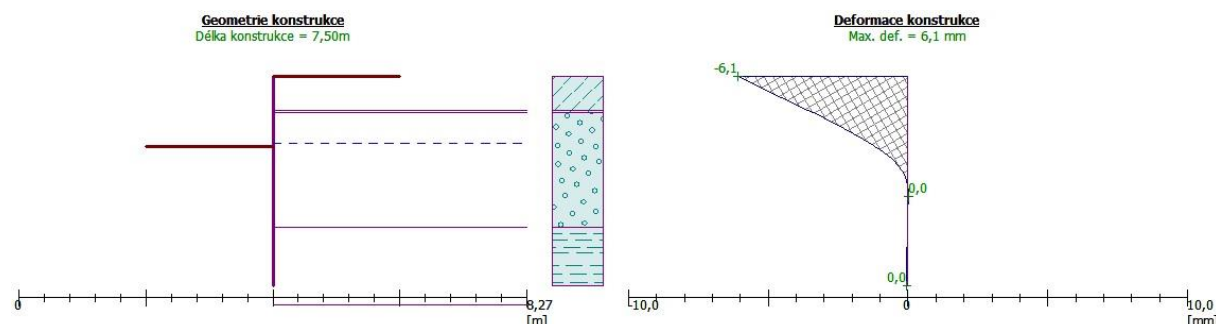
vody a provoznímu zatížení za rubem konstrukce představující staveništní provoz. Ocelové I nosníky jsou zabírány do únosného podloží.

3.5.1 Postup návrhu

Pro návrh použijeme program GEO5 Pažení návrh a Pažení posudek. Pažení návrh slouží k základnímu návrhu rozměrů a sil v kotevním systému. Pažení posudek počítá zemní tlaky na obecně zdeformovanou konstrukci, tím lépe znázorňuje skutečné chování konstrukce (metoda závislých tlaků), kde iterační výpočet diferenciálních rovnic ohybové čáry nosníku je stanoven závislostí zemních tlaků na deformaci konstrukce. Pro návrh byl použit druhý návrhový přístup (redukce zatížení a odporu). Program Pažení posudek nám umožní ověřit hloubku vetknutí a deformace, vnitřní síly a vnitřní stabilitu. Vstupy geologických podmínek jsou zvoleny stejné jako v předchozích úlohách. Třecí úhel konstrukce-zemina byl zvolen v hodnotách $2/3\phi$ pro hrubý a neupravený povrch rubu konstrukce. (4)

První pracovní záběr

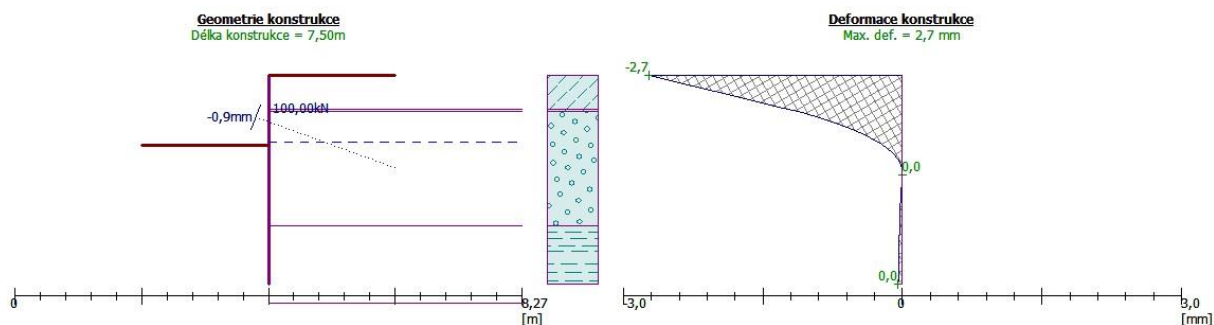
Při hloubení prvního pracovního záběru se hlava konstrukce vykloní směrem do stavební jámy. Tažená vlákna se v tomto případě projeví po celé výšce na rubové straně konstrukce.



Obr. 49 První pracovní záběr

Napnutí první řady kotev

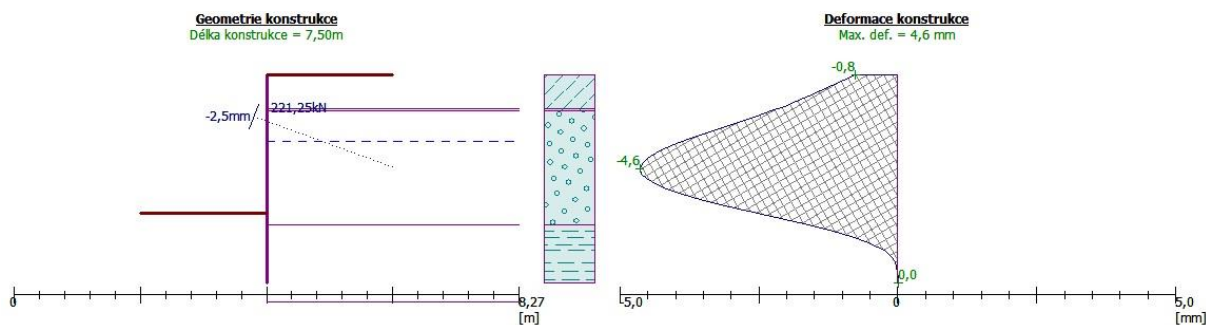
Po osazení a dopnutí první řady kotev ve vrchní části ocelových I nosníků, se zmenší deformace ve směru jámy. Kotva evidentně způsobí kompletní změnu konvence ohybových momentů, přinejmenším vytvoří lokální extrém v blízkosti úrovně napínání.



Obr. 50 Napnutí první řady kotev

Druhý pracovní záběr

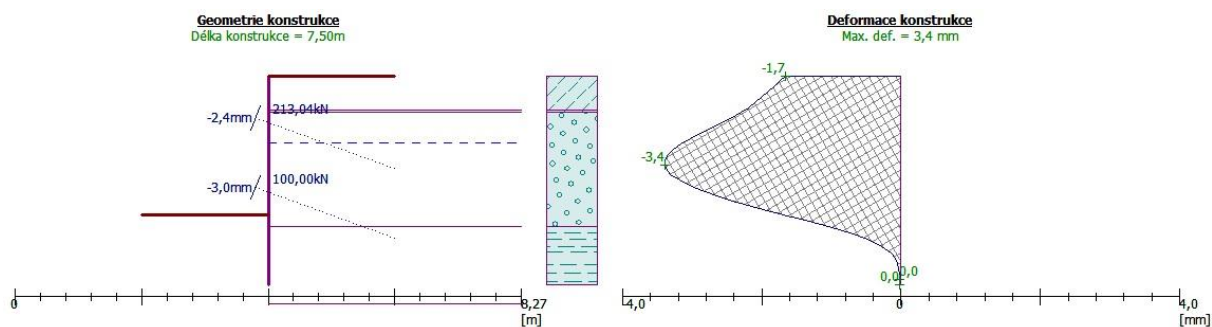
Při hloubení druhého pracovního záběru se stane hned několik věcí. V první řadě má konstrukce tendenci vyvalit se do jámy a dále zcela jistě vzroste síla v kotvách první úrovně. Průběh ohybových momentů je velmi podobný předchozímu, jen oblast tažených vláken se v důsledku deformace přesune k lící straně.



Obr. 51 Druhý pracovní záběr

Napnutí druhé řady kotev

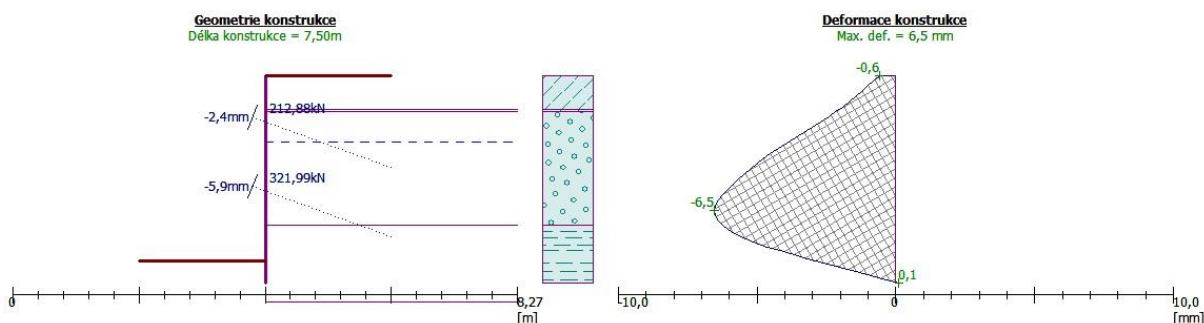
Napnutím druhé řady kotev se změní deformace a sníží se síla v kotvách první úrovně. Vytvoří se druhý lokální extrém v průběhu ohybových momentů.



Obr. 52 Napnutí druhé řady kotev

Třetí pracovní záběr

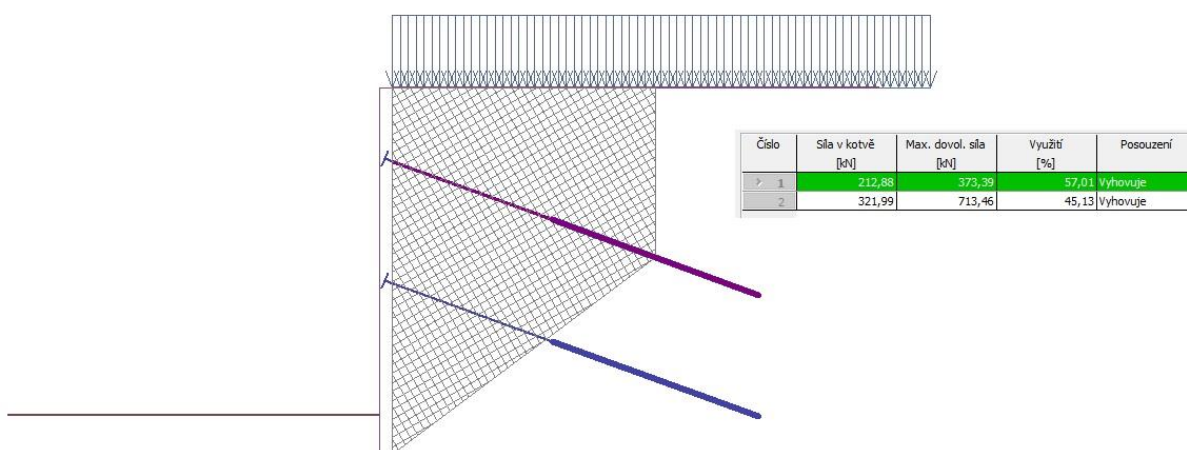
Třetí záběr se projeví hodně podobně jako záběr druhý. Konstrukce se celá vykloní do jámy, zvýší se deformace, pasivní odpor při patě stěny vzroste a stejně tak síly v kotvách obou kotevních úrovní.



Obr. 53 Třetí pracovní záběr

Vnitřní stabilita

Vnitřní stabilita kotevního systému pažící konstrukce se posuzuje pro každou vrstvu kotev zvlášť. Posudek se provádí tak, že se zjišťuje síla v kotvě, která uvede do rovnováhy soustavu sil působící na blok zeminy, vytknutý pažící konstrukcí, povrchem terénu, spojnici paty pažící konstrukce se středem kořene kotvy a svislicí mezi středem kořene kotvy a povrchem terénu. Výpočet se provádí pro běžný metr pažící konstrukce. Síly v kotvách jsou přepočítávány podle svých vzdáleností v jednotlivých vrstvách. [Manuál geo45]



Obr. 54 Vnitřní stabilita

3.5.2 Kotevní systém

Pro návrh kotevního systému jsou zvoleny injekční zavrtávací kotevní tyče od firmy Minova Bohemie s.r.o (Příloha 9). Průměr navržené kotevní tyče je 38mm, smluvní únosnost kotevní tyče na mezi pevnosti je 500kN. Systém tak z hlediska pevnosti tyčí vyhoví.

Posouzení kořene kotvy na vytržení

Vypočítané dle Doc. Ing. L. L., & Doc. Ing. Zdeněk Štěpánek, C. (2008). *Mechanika zemin a zakládání staveb*. Praha : ČVUT Fakulta stavební.

Celková tloušťka injektážního kořene stěny se předpokládá v hodnotách $d_k=0,4\text{m}$, délka navrhovaného kořene $l_k=4,5\text{m}$, se sklonem $\alpha=20^\circ$, hloubkou těžiště kořene $z_{t1}=3,3\text{m}$ pro první kotvu a $z_{t2}=5,9$ pro kotvu druhou, průměrná objemová tíha zeminy $\gamma=19\text{kN/m}^3$ a úhel vnitřního tření $\varphi=32^\circ$.

Únosnost pláště:

$$U_p = \pi * d_k * l_k * \gamma * z_t * \cos \alpha * \tan \varphi$$

$$U_{p1} = \pi * 0,4 * 4,5 * 19 * 3,3 * \cos 20 * \tan 32 = 214,5\text{kN}$$

$$U_{p2} = \pi * 0,4 * 4,5 * 19 * 5,9 * \cos 20 * \tan 28 = 322,1\text{kN}$$

Únosnost čela:

Nepočítá se dle žádné teorie, empiricky je stanovený na 50% únosnost pláště

$$U_{\xi} = 0,5U_p$$

$$U_{\xi 1} = 0,5 * 214,5 = 107,25 \text{ kN}$$

$$U_{\xi 1} = 0,5 * 322,1 = 161,05 \text{ kN}$$

Celková únosnost:

$$U = U_{\xi} + U_p$$

$$U_1 = 214,5 + 107,25 = 321,75 \text{ kN}$$

$$U_2 = 322,1 + 161,05 = 483,15 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$F_1 = 212,88 * \gamma_F = 212,88 * 1,5 = 319,32 \text{ kN}$$

$$F_1 = 322 * \gamma_F = 322 * 1,5 = 483 \text{ kN}$$

3.5.3 Vyhodnocení

Všechny fáze výstavby jsou z hlediska mezních stavů v pořádku a je proto možné prohlásit celý návrh za vyhovující. Za zmínku stojí předpoklad rovinně-deformační úlohy, tedy předpokládá se nekonečné množství daných řezů řazených vedle sebe ve vzdálenostech rovných jednoho metru (běžný metr šířky, u kotvených stěn se velikost kotevních sil odvíjí od osově vzdálenosti kotev). Kotevní systém vyhovuje z hlediska vnitřní stability a vytržení kořene ze zeminy.

3.6 Hydroizolace spodní stavby

Z hydrogeologických průzkumů byla zjištěna hladina podzemní vody nejvýše 2,0m pod terénem. Hydroizolace proti tlakové podzemní vodě je navržena systémem DUALDEK od firmy DEK (Příloha 10) v úrovni od -2,000m od +/- 0,000m až po úroveň základové spáry. Ve vyšších částech spodní stavby už se nepředpokládá hydrofyzikální namáhání, je tak systém zredukován na izolační fólii Alkorplan 35034.

4 Závěr

Předmětem bakalářské práce bylo navrhnout konstrukční varianty založení bytového domu na Pankráci v inženýrských programech SCIA a GEO5 a popis výpočetních metod k tomu potřebných.

V první části bakalářské práce, byly stručně popsány výpočetní programy využívané pro návrh základových desek a jejich metody pro výpočet.

Druhá část se soustředí na konstrukční popis a předběžný návrh nosných prvků nadzemních a podzemních podlaží. Všechny statické výpočty jsou z důvodu neznámé dispozice a konstrukčních detailů provedeny pouze přibližně, pro zajištění reálného zatížení spodní stavby objektu. Další součástí je popis inženýrsko-geologického průzkumu pozemku, určení základních vlastností a klasifikaci zemin.

Ve třetí části bakalářské práce byl proveden návrh a posouzení dvou konstrukčních variant založení bytového domu. Obě varianty byly provedeny v programech SCIA Engineer a GEO5 Deska. První varianta návrhu je plošné založení na základové desce. Ze statického hlediska návrh bezpečně vyhoví s přijatelnou hodnotou ohybových momentů a sedání plošného základu. Varianta druhá je přijatelnější z hlediska ekonomického, kdy k základové desce byly přidány piloty k redukci ohybových momentů a smykových sil. Povedlo se tak zmenšit celkovou tloušťku desky přibližně o 40%. Program GEO5 byl dále využit k obecnému návrhu pažící konstrukce stavební jámy, konkrétně záporového pažení s dvěma řadami injektážních zavrtávacích kotevních tyčí. Statické výpočty a výkresová dokumentace slouží pouze k obecnému návrhu konstrukcí a nejsou interpretovány jako podklady projektové dokumentace pro provádění stavby.

4.1 Porovnání programů SCIA Engineer a GEO5 Deska

Největší výhodou programu SCIA Engineer je samostatný výpočet fyzikálních parametrů modelu podloží C_1 a C_2 , protože parametry C jsou ovlivňovány kontaktním napětím a poklesem kontaktní vrstvy. Jsou proměnné po celé ploše základové konstrukce a výpočet probíhá iteračně. Do GEO5 Deska se zadávají parametry manuálně nebo se dopočítávají pomocí jiných programů, je tak mnohem složitější vytvořit reálný model podloží. Předpokládá se tak, že výsledky sedání základové konstrukce jsou přesnější v programu SCIA Engineer.

Výhodou GEO5 Deska je mnohem jednodušší uživatelské rozhraní, za předpokladu dobré znalosti programu a výpočetních metod je tak možné provést statický posudek mnohem rychleji. Program Deska počítá pouze s dvourozměrným modelem konstrukce, zatížení od vrchní stavby je tak nutné získat pomocí jiných zdrojů.

Seznam obrázků

OBR. 1 PŘÍKLAD JEDNOROZMĚRNÉHO MODELU	7
OBR. 2 PŘÍKLAD DVOUROZMĚRNÉHO MODELU	8
OBR. 3 PŘÍKLAD TROJROZMĚRNÉHO MODELU (5).....	8
OBR. 4 WINKLERŮV MODEL PRO RŮZNÉ TYPY ZATÍŽENÍ (9).....	10
OBR. 5 ROZDÍL MEZI WINKLEROVÝM A PASTERNAKOVÝM MODELEM PODLOŽÍ	11
OBR. 6 WINKLER-PASTERNAKŮV MODEL PODLOŽÍ (6).....	11
OBR. 7 NAPĚTÍ POD TUHÝM A PODDAJNÝM ZÁKLADEM.....	12
OBR. 8 NAPĚTÍ PO PŘIDANÉM ROZMĚRU DESKY	12
OBR. 9 DOPOČET FYZIKÁLNÍCH PARAMETRŮ VYJÁDRĚNÝCH PARAMETRŮ C1 A C2 V PROGRAMU DESKA.....	13
OBR. 10 PŘÍKLAD JEDNODUCHÉ KONSTRUKCE NA VYMODELOVANÉM PODLOŽÍ S DOPOČETEM PARAMETRŮ C1 A C2	15
OBR. 11 UVAŽOVANÉ VRSTVY PODLAH NADZEMNÍCH PODLAŽÍ.....	18
OBR. 12 UVAŽOVANÉ VRSTVY PODLAH PODZEMNÍCH PODLAŽÍ.....	19
OBR. 13 UVAŽOVANÉ VRSTVY NEPOCHOZÍ PLOCHÉ STŘECHY.....	20
OBR. 14 SCHÉMA KONSTRUKCE V MÍSTĚ NEJVĚTŠÍHO ROZPĚTÍ DESKY	22
OBR. 15 SCHÉMA KONSTRUKCE V MÍSTĚ NEJVĚTŠÍHO ROZPĚTÍ PRŮVLAKU	24
OBR. 16 SCHÉMA NAVRŽENÝCH ROZMĚRŮ PRŮVLAKU	24
OBR. 17 SCHÉMA EFEKTIVNÍ ŠÍŘKY PRO ROZPĚTÍ DESKY 2,85M A 3,5M	25
OBR. 18 SCHÉMA VYZTUŽENÍ NA OHYB V POLI	25
OBR. 19 SCHÉMA VYZTUŽENÍ NA OHYB V PODPOŘE	27
OBR. 20 SCHÉMA TVARU NAVRŽENÉHO SLOUPU	28
OBR. 21 NOMOGRAM 12.1 PRO KOMBINACI ZS1 (7)	29
OBR. 22 NOMOGRAM 12.1 PRO KOMBINACI ZS3 (7)	29
OBR. 23 NOMOGRAM 12.2 PRO KOMBINACI ZS1 A ZS3 (7)	30
OBR. 24 MOCNOST ZEMIN V GEOLOGICKÝCH VRTECH	34
OBR. 25 SCHÉMA KONSTRUKCE PRO POSUDEK NA PROTlačENÍ	36
OBR. 26 VÝPOČETNÍ MODEL STAVBY	38
OBR. 27 GEOSTATICKÉ NAPĚTÍ SE ZATĚŽOVACÍ KOMBINACÍ ZS3 PROGRAM SCIA.....	39
OBR. 28 VÝPOČET GEOSTATICKÉHO NAPĚTÍ.....	40
OBR. 29 GEOSTATICKÉ NAPĚTÍ SE ZATĚŽOVACÍ KOMBINACÍ ZS3 PROGRAM DESKA	41
OBR. 30 HYDROSTATICKÉ NAPĚTÍ NA ZÁKLADOVOU KONSTRUKCI V PROGRAMU SCIA.....	42
OBR. 31 HODNOTY C1 PRO VÝPOČETNÍ MODEL V PROGRAMU SCIA	42
OBR. 32 VÝPOČET DEFORMAČNÍ ZÓNY PRO DOPOČET PARAMETRŮ C1 A C2 V PROGRAMU DESKA.....	43
OBR. 33 VÝSLEDKY SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY V PROGRAMECH GEO5 A SCIA	44
OBR. 34 PRŮBĚH SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY Z PROGRAMU SCIA V MÍSTĚ ŘEZ 1 A ŘEZ 2	45
OBR. 35 PRŮBĚH SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY Z PROGRAMU DESKA V MÍSTĚ ŘEZ 2	45
OBR. 36 PRŮBĚH SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY Z PROGRAMU DESKA V MÍSTĚ ŘEZ 1	45
OBR. 37 SCHÉMA UMÍSTĚNÍ ŘEZŮ PRO VÝSLEDNÉ PRŮBĚHY	45
OBR. 38 PRŮBĚH SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY Z PROGRAMU SCIA V MÍSTĚ ŘEZ 3	46
OBR. 39 PRŮBĚH SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY Z PROGRAMU DESKA V MÍSTĚ ŘEZ 3	46
OBR. 40 PILOTY P1, P2, P3	50
OBR. 41 MEZNÍ ZATĚŽOVACÍ KŘIVKA PILOTY P1	51
OBR. 42 VÝSLEDKY SEDÁNÍ ZÁKLADOVÉ DESKY V PROGRAMECH GEO5 A SCIA	52
OBR. 43 PRŮBĚH SEDÁNÍ V PROGRAMU DESKA V MÍSTĚ ŘEZ 2	53
OBR. 44 PRŮBĚH SEDÁNÍ V PROGRAMU DESKA V MÍSTĚ ŘEZ 1.....	53
OBR. 45 PRŮBĚH SEDÁNÍ V PROGRAMU SCIA V MÍSTĚ ŘEZ 1 A 2	53
OBR. 46 PRŮBĚH SEDÁNÍ V PROGRAMU DESKA V MÍSTĚ ŘEZ 3.....	53
OBR. 47 PRŮBĚH SEDÁNÍ V PROGRAMU SCIA V MÍSTĚ ŘEZ 3	53
OBR. 48 SCHÉMA KONSTRUKCE S PILOTOU PRO POSUDEK NA PROTlačENÍ	54
OBR. 49 PRVNÍ PRACOVNÍ ZÁBĚR.....	57
OBR. 50 NAPNUTÍ PRVNÍ ŘADY KOTEV	58
OBR. 51 DRUHÝ PRACOVNÍ ZÁBĚR	58
OBR. 52 NAPNUTÍ DRUHÉ ŘADY KOTEV	59
OBR. 53 TŘETÍ PRACOVNÍ ZÁBĚR.....	59
OBR. 54 VNITŘNÍ STABILITA.....	60

Seznam tabulek

TAB. 1 SOUČET ZATÍŽENÍ OBYTNÉHO PODLAŽÍ	18
TAB. 2 SOUČET ZATÍŽENÍ PODZEMNÍHO PODLAŽÍ	19
TAB. 3 SOUČET ZATÍŽENÍ OD STŘECHY	20
TAB. 4 KOMBINACE ZS1	21
TAB. 5 KOMBINACE ZS2	21
TAB. 6 KOMBINACE ZS3	21
TAB. 7 VÝSLEDKY M A N PRO SLOUPY	28
TAB. 8 VÝSLEDKY M A N PRO SUTERÉNNÍ STĚNY.....	30
TAB. 9 GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI ZEMIN V MÍSTĚ OBJEKTU (11).....	32
TAB. 10 GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI HORNIN V MÍSTĚ OBJEKTU (11)	33
TAB. 11 MOCNOST ZEMIN V GEOLOGICKÝCH VRTECH.....	34
TAB. 12 CHARAKTERISTIKY PŘIRAZENÉ K GEOTECHNICKÝM TYPŮM ZEMIN.....	34
TAB. 13 TABULKA POSUDKŮ NA PROTLAČENÍ V OBVODU $U_{(A)}$	37
TAB. 14 TABULKA POSUDKŮ NA PROTLAČENÍ V OBVODU $U_{(A)}$	55

Seznam použité literatury

- (1) ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ. (2013). Navrhování základových konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1997.
- (2) Doc. Ing. L. L., & Doc. Ing. Zdeněk Štěpánek, C. (2008). *Mechanika zemin a zakládání staveb*. Praha : ČVUT Fakulta stavební.
- (3) doc. Ing. Jan Masopust, C. (1994). *Vrtané piloty*. Čeněk a Ježek s.r.o.
- (4) Fine spol. s.r.o. (2016). *GEO5 Uživatelská příručka*. Načteno z www.fine.cz.
- (5) L. Bekken en W. Nohl. (2012). 3D-interactie constructie en ondergrond. *CEMENT*, vol. 64, 74-79.
- (6) Prof. Ing Ivan Vaníček, D., Čiháková, I. T., Ing. Daniel Jirásko, P., Ing. Jan Kos, C., Ing. Jan Salák, C., & Ing. Martin Vaníček, P. (2016). *Projektování základových a zemních konstrukcí*.
- (7) Prof. Ing. Jaroslav Procházka, C., Doc. Ing. Alena Kohoutková, C., & Ing. Jitka Vašková, C. (2007). *Příklady navrhování betonových konstrukcí 1*. Praha: Vydavatelství ČVUT.
- (8) Prof. Ing. Jaroslav Procházka, C., & kol., a. (2007). *Navrhování betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1 (EC2)*.
- (10) Sarvesh, C. (3. 12 2014). Modelling of Soil behaviour.
- (11) SCIA A NEMETSCHEK COMPANY. (2016). *Interakce s podložím (Soilin), Datasheet Scia Engineer, esas.06*. Načteno z [www.scia-online.com](http://resources.scia.net/cs/Subsystems/factsheets/datasheets/esas.06-cz.pdf):
<http://resources.scia.net/cs/Subsystems/factsheets/datasheets/esas.06-cz.pdf>
- (12) Schreiber, M. M., & Štorek, R. D. (Září 2007). Administrativně bytový komplex "Pankrác". *Podrobný inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum - závěrečná zpráva*. Praha.
- (13) Thandavamoorthy, T. (2011). *Structural Analysis*. Oxford University Press.

Seznam příloh

Příloha 1: Situace

Příloha 2: Model podloží

Příloha 3: Konstrukční schéma 1.NP

Příloha 4: Konstrukční schéma 1.PP

Příloha 5: Konstrukční schéma řezy

Příloha 6: Výkres tvaru základů, 1. varianta

Příloha 7: Výkres tvaru základů, 2. varianta

Příloha 8: Hydroizolace spodní stavby

Příloha 9: Technický list kotevních tyčí

Příloha 10: Technický list DUALDEK

Příloha 11: Technický list AST epoxidová stěrka

Příloha 12: Výstupy z programu GEO5 a podklady pro návrh pilot

Příloha 13: Výstupy z programu GEO5 pro návrh pažení