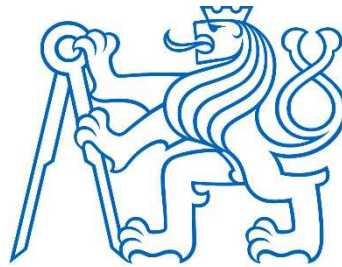


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA GEOTECHNIKY



**NÁVRH ZALOŽENÍ PREFABRIKOVANÉHO
SKELETU HALY**

**DESIGN OF THE PRECAST HALL
FOUNDATIONS**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Vypracoval: Bc. Ondřej Tušl
Vedoucí práce: Ing. Jan Ježek
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha, 2023

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Tušl Jméno: Ondřej Osobní číslo: 477010

Zadávací katedra: K135 - Katedra geotechniky

Studijní program: N3607 - Stavební inženýrství

Studijní obor/specializace: 3607T009 - Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh založení prefabrikovaného skeletu haly

Název diplomové práce anglicky: Design of the precast hall foundations

Pokyny pro vypracování:

Student vypracuje komplexní návrh založení prefabrikovaného skeletu průmyslové haly. Jedná se o skutečný projekt objektu v daném geologickém prostředí. Součástí diplomové práce bude popis postupu návrhu a odůvodnění navrženého způsobu založení s ohledem na poznatky z IGHG průzkumu dané lokality. Návrh založení bude podepřen statickým posudkem spodní stavby a nadále výkresy daných prvků založení.

Seznam doporučené literatury:

JAGA Zakládání staveb

ČSN EN 1997-1

ČSN 73 1001 (neplatná, převzato v ČSN 73 6133)

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Jan Ježek

Datum zadání diplomové práce: 19.09.2022

Termín odevzdání DP v IS KOS: 09.01.2023
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

21.9.2022

Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 09.01.2023

.....
Bc. Ondřej Tuší

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych poděkoval vedoucímu své diplomové práce Ing. Janu Ježkovi za odborné vedení, cenné rady a ochotu při zpracování diplomové práce.

ABSTRAKT

Diplomová práce se věnuje návrhu základových konstrukcí přístavby distribučního centra v Bratislavě. Nosná konstrukce objektu je tvořena železobetonovými prefabrikovanými dílci.

V práci je uveden souhrn možností řešení nosných systémů prefabrikovaných skeletů halových staveb. Jsou uvedeny možnosti a způsoby návrhu a posouzení konstrukcí plošného i hlubinného založení montovaných prefabrikovaných staveb. Specifikem takových staveb je přenos zatížení na spodní stavbu nejen v podobě svislých sil, ale také vodorovných sil a ohybových momentů.

Dále je řešen způsob přechodu mezi monolitickou konstrukcí spodní stavby a prefabrikovanou konstrukcí horní stavby – realizace kalichu pro osazení sloupu.

V diplomové práci je na základě inženýrskogeologického průzkumu a reakcí od horní stavby proveden komentovaný návrh založení halového objektu. Konečný návrh je verifikován pomocí numerického modelu. Součástí práce je statické posouzení a výkresová dokumentace navržených základových konstrukcí.

Klíčová slova: piloty, hlavice, kalich, ohybový moment, vodorovné zatížení, numerický model

ABSTRACT

This diploma thesis is focused on the design of the foundation structures of the distribution centre extension in Bratislava. The load bearing structures are made of precast reinforced concrete components.

The thesis presents a summary of the solution options for load bearing systems of precast hall skeletons. Possibilities and design and assessment methods of shallow and deep foundations of assembled precast structures are presented. A specific feature of such structures is the transfer of loads to the foundations not only as vertical forces, but also as horizontal forces and bending moments.

Furthermore, the way of transition between the monolithic foundations and precast structure is solved – the realization of a socket for column installation.

In the diploma thesis, based on an engineering geological survey and forces from the upper structure, a commented design of hall foundations is showed. The final design is verified using a numerical model. Part of the thesis is statical assessment and drawing documentation of designed foundation structures.

Key words: piles, pile cap, socket, bending moment, horizontal load, numerical model

OBSAH

ÚVOD	10
1 PREFABRIKOVANÉ HALOVÉ KONSTRUKCE	11
1.1 Prefabrikace	11
1.2 Konstrukční systémy	11
1.2.1 Vazníkové systémy	12
1.2.2 Bezvazníkové systémy	13
1.3 Základové konstrukce	14
1.4 Zatížení	14
2 POPIS ŘEŠENÉHO OBJEKTU	16
2.1 Základní údaje	16
2.2 Poloha	16
2.3 Konstrukční uspořádání	17
2.4 Zatížení haly	18
3 GEOLOGICKÉ POMĚRY	19
3.1 Charakteristika zájmového území	19
3.2 Průzkumné práce	20
3.2.1 Jádrové vrty	20
3.2.2 Dynamické penetrační sondy	21
3.3 Zastižená geologie	22
3.4 Návrhový geologický profil	23
3.4.1 Návrhové parametry zemin	24
3.5 Hydrogeologické poměry	25
3.6 Seizmicita území	25
4 PLOŠNÉ ZALOŽENÍ	27
4.1 Hloubka založení	27
4.2 Mezní stav porušení	27
4.2.1 Kontaktní napětí v mezním stavu porušení	29
4.2.2 Mezní únosnost	30
4.2.2.1 Svislá únosnost	30
4.2.2.2 Vodorovná únosnost	31
4.3 Mezní stav použitelnosti	31

4.3.1	Kontaktní napětí v mezním stavu použitelnosti	32
4.3.2	Výpočet sednutí	32
4.4	Řešený objekt.....	34
4.4.1	Reakce na základ.....	34
4.4.2	Návrh a posouzení	35
4.4.2.1	Zhodnocení návrhu.....	36
5	PILOTOVÉ ZALOŽENÍ.....	38
5.1	Osová únosnost osamělé piloty	38
5.1.1	Mezní stav porušení.....	38
5.1.2	Mezní stav použitelnosti.....	42
5.1.2.1	Metoda dle ČSN 73 1004	42
5.1.2.2	Metoda nelineární.....	45
5.2	Únosnost osamělé příčně zatížené piloty	48
5.2.1	Tuhá pilota	49
5.2.2	Ohebná pilota.....	51
5.3	Hlavice pilot	53
5.3.1	Vrtané hlavice	53
5.3.2	Kopané hlavice.....	54
5.3.3	Návrh výztuže hlavic	55
5.4	Výztuž pilot	58
5.4.1	Návrh a posouzení	58
5.4.2	Provádění.....	61
5.5	Beton pilot.....	63
5.6	Řešený objekt.....	64
5.6.1	Návrh a posouzení	64
5.6.1.1	Piloty.....	65
5.6.1.2	Beton pilot	66
5.6.1.3	Výztuž pilot	67
5.6.1.4	Hlavice.....	68
5.6.1.5	Konečný návrh.....	71
6	NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ.....	73
6.1	Postup modelování	73
6.2	Rozměry světa.....	73

6.3	Geologické prostředí.....	73
6.4	Piloty.....	74
6.5	Výpočet.....	75
6.6	Výsledky	75
6.6.1	Svislé deformace.....	76
6.6.2	Vodorovné deformace.....	76
6.6.3	Vnitřní síly	77
	ZÁVĚR	80
	SEZNAM LITERATURY	82
	SEZNAM OBRÁZKŮ	86
	SEZNAM TABULEK	87
	PŘÍLOHY.....	89

ÚVOD

Základové konstrukce jsou nedílnou součástí každé stavby. Počet nových halových objektů roste poměrně rychlým tempem a dochází k jejich stavbě i na místech s méně příznivými geologickými podmínkami. Zároveň roste jejich zastavěný objem a jsou navrhovány i několikapodlažní halové stavby. Z těchto důvodů rostou požadavky na základové konstrukce, které musí spolehlivě přenést zatížení od horní stavby.

Je zvykem halové objekty navrhovat nepodsklepené, s podlahou v jedné úrovni v celé ploše objektu, je tedy potřeba připravit území jako rovinu s vhodným podložím pro podlahu. Z tohoto důvodu vznikají v ploše stavby místa, kde je nutné zeminu odebrat, ale také místa, kde je nutné zeminu dosypat. V případě halových objektů vystavěných na násypch není vhodné volit plošné založení, přistupuje se tedy k návrhu hlubinného založení.

Halové objekty se běžně navrhují jako opláštěné montované skelety z prefabrikovaných železobetonových dílců, čímž se zkrátí doba realizace horní stavby. Společně s urychlením realizace horní stavby je vhodné zkrátit dobu výstavby spodní stavby, což například pilotové založení jakožto hlubinné v porovnání s plošným založením umožňuje.

Jak vyplývá ze statického řešení montovaných konstrukcí, musí základové konstrukce odolat kromě svislého zatížení také vodorovnému zatížení a zatížení ohybovými momenty.

Práce se věnuje specifikům navrhování základových konstrukcí prefabrikovaných montovaných skeletů hal. Je popsáno posouzení základů v mezním stavu porušení i v mezním stavu použitelnosti. Dále je popsáno řešení přechodu monolitických základových konstrukcí a prefabrikovaných konstrukcí horní stavby.

V rámci aplikace poznatků je řešen návrh založení přístavby distribučního centra v Bratislavě.

1 PREFABRIKOVANÉ HALOVÉ KONSTRUKCE

Halové konstrukce jsou v dnešní době velkým tématem a neustále se rozvíjející mezinárodní obchod tlačí dopředu výstavbu objektů pro skladování a překládání zboží. Stejně tak sektor výroby potřebuje prostory pro své zaměstnance a umístění poloautomatizovaných či plně automatizovaných linek pro výrobu, které bývají velmi náročné na prostor. Halové konstrukce se budují jednopodlažní, ale také vícepodlažní.

U takových staveb je pro investory kromě ceny klíčová současně rychlost realizace a proto se přistupuje k využívání prefabrikovaných dílců, ze kterých je sestavován skelet těchto staveb. V takovém případě není vesměs výstavba na staveništi zdržována předepsanými technologickými přestávkami a může být prováděna i za značně méně příznivých klimatických podmínek. [1]

Prefabrikáty mohou být vyrobeny z různých materiálů – železobetonové, ocelové, dřevěné, plastové či kombinované. Pozornost v této práci je věnována výhradně železobetonovým konstrukcím. [2]

1.1 Prefabrikace

Prefabrikace se uplatní v mnoha oborech stavebnictví – pozemních, dopravních či vodních stavbách. Základní princip spočívá v přesunutí části výrobního procesu mimo staveniště a vyrobení celé nebo části konstrukce ve výrobě. [3]

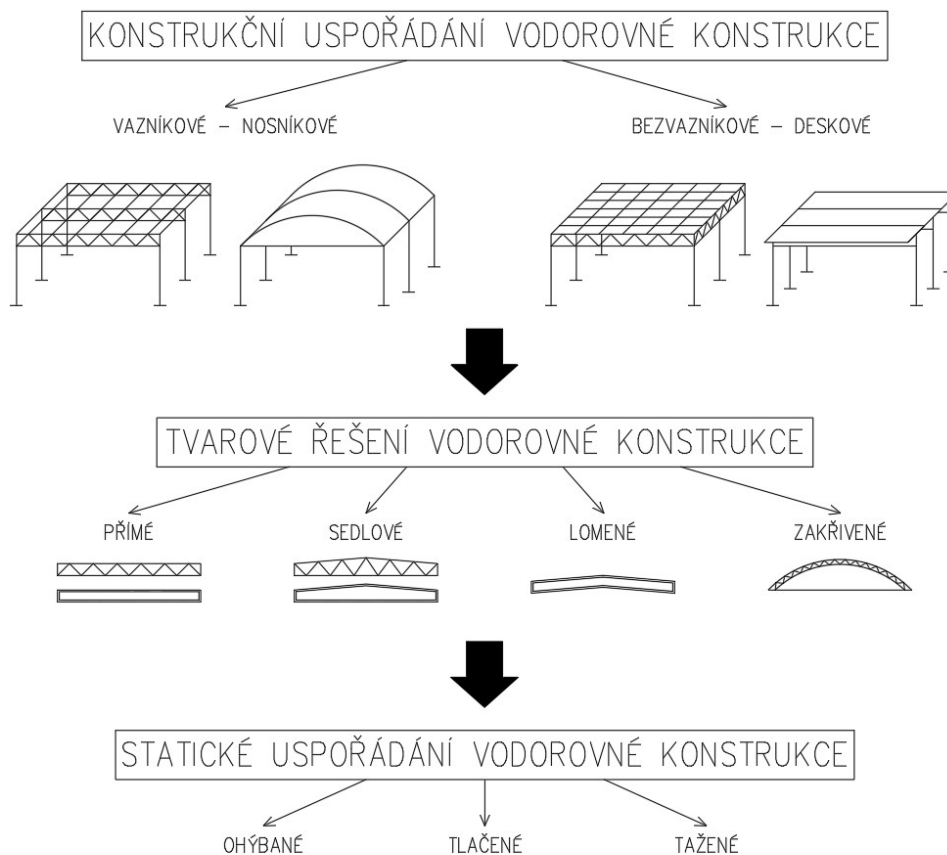
Výhodami prefabrikace jsou urychlení procesu realizace, vyšší technologická kázeň či možnost použití kvalitnějších materiálů. Sériová výroba také snižuje koncové náklady. [3]

Nevýhodami jsou složité řešení netypických konstrukcí nebo spojů a zajištění spojitosti konstrukcí. Největší nevýhodou prefabrikace je omezení z hlediska dopravy výrobků, a to z důvodu jejich vysoké hmotnosti či velkých rozměrů. [3]

1.2 Konstrukční systémy

Na celkové působení nosného systému halových objektů mají vliv zejména vodorovné prvky, jež tvoří charakteristickou část konstrukce. Základní rozdělení

konstrukčních uspořádání a statické působení horizontálních prvků je znázorněno na Obr. 1.



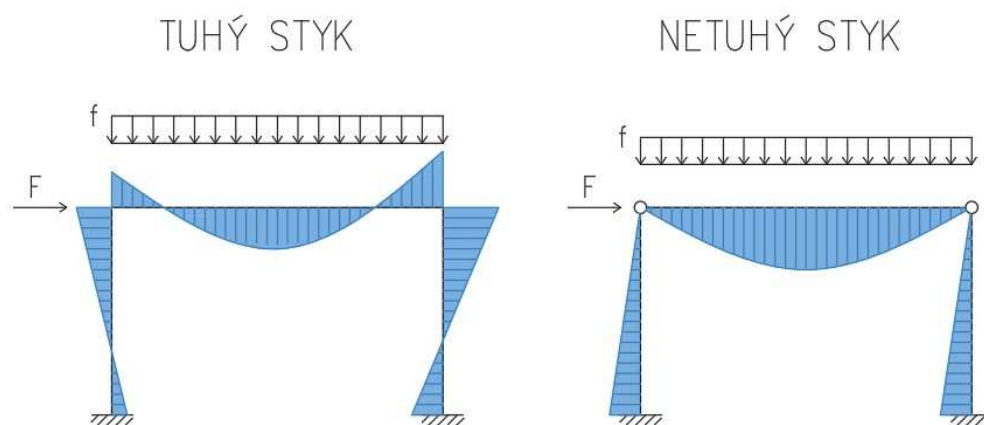
Obr. 1 Přehled konstrukčních systémů halových staveb, dle [2]

1.2.1 Vazníkové systémy

U vazníkových systémů je hlavním nosným vodorovným prvkem vazník, který je zpravidla pnutý mezi sloupy rozmístěnými v ortogonální modulové osnově. Vazníky jsou podpírány ve zhlaví sloupů, do kterých přenáší zatížení ze střešní konstrukce. Vazníky se v drtivé většině případů osazují příčně ve směru kratšího rozměru haly, hovoříme pak o příčném nosném systému. V opačném případě hovoříme o podélném nosném systému. Haly s vazníkovým konstrukčním systémem mohou být i vícelodní. [1] [2]

Vazníkové systémy jsou obecně nejvíce efektivním ohýbaným konstrukčním systémem halových staveb z hlediska hmotnosti nosné konstrukce ve vztahu k její únosnosti. [2]

Z hlediska statického se rám tvořený sloupy s vazníkem modeluje nejčastěji dvěma způsoby – s kloubovým spojením mezi sloupy a vazníkem nebo s tuhým spojením. Spojení mezi sloupy a základy se uvažuje jako tuhé. Zvolenému statickému modelu pro globální analýzu musí samozřejmě také ve skutečnosti odpovídat řešení napojení při realizaci. U železobetonových konstrukcí je tuhé spojení mezi sloupy a vazníkem výrazně méně používané, neboť je pracné a často je nutné experimentálně ověřit jeho rotační kapacitu – pracovní diagram styku – závislost mezi ohybovým momentem a natočením. [2]



Obr. 2 Průběh ohybových momentů od svislého a vodorovného zatížení

Mezi vazníkové systémy řadíme také haly s obloukovou nosnou konstrukcí, kdy hlavní nosné prvky, obloukové vazníky, přecházejí až do základové konstrukce. Používají se pro své výhodné statické působení, kdy přenášejí zatížení převážně tlakem. Obloukové vazníky se z hlediska statického navrhují jako vetknuté, dvoukloubové či trojkloubové s vloženým kloubem uprostřed rozpětí. [2]

Vazníkové systémy se v současné době používají pro výstavbu nových hal přednostně před systémy bezvazníkovými.

1.2.2 Bezvazníkové systémy

U bezvazníkových systémů jsou hlavními nosnými vodorovnými prvky desky různých tvarů, jež tvoří střešní konstrukci haly. Desky mohou být vodorovné, zvlněné, zalomené či s výztužnými žebry. [2]

Nosné deskové konstrukce jsou ukládány na čelní nosníky nebo jsou podpírány sloupy. Tvary nosných desek v podélném směru mohou být přizpůsobeny průběhu namáhání po jejich délce, v kombinaci s tvarem příčného řezu může být zvolený

konečný tvar desky zdůvodněn jiným funkčním významem, například odvodněním či osvětlením. [2]

Bezvažníkové haly jsou ohýbaným konstrukčním systémem v případě použití přímých nosných desek, ale mohou být i tlačným v případě použití obloukových desek napojených na základovou konstrukci. [2]

Z hlediska statického se bezvažníkové rámy většinou řeší pomocí kloubového styku mezi svislou a vodorovnou konstrukcí. K tomuto řešení se přistupuje z důvodu nižší tuhosti systému při tuhém spojení, která je oproti važníkovým systémům způsobena rovnoměrným rozložením vodorovného zatížení na jednotlivé desky. [2]

1.3 Základové konstrukce

V závislosti na zatížení a geologických poměrech v místě stavby se volí založení hal plošné či hlubinné. Problematické je napojení prefabrikovaných sloupů na monolitické základové konstrukce. Zpravidla se využívají základové patky s prohlubněmi (kalichy) pro osazení sloupů v případě plošného založení. V určitých případech mohou být tyto patky dodávány také jako prefabrikáty. V případě hlubinného založení na pilotách se v hlavě piloty realizuje železobetonová monolitická hlavice s kalichem, do kterého se následně osadí sloup. [1]

Spojení mezi prefabrikovanými sloupy a monolitickými základy je zajištěno pomocí jemnozrné zálivky kalichu kolem již osazeného sloupu. Při dostatečném zapuštění sloupu do kalichu můžeme pak uvažovat spojení jako vetknutí.

1.4 Zatížení

U montovaných halových konstrukcí je nutné uvažovat provozní, montážní i výrobní stavy. Existuje mnoho druhů zatížení, se kterými se musí uvažovat, v závislosti na funkci haly. [1]

Mezi svislá zatížení jednoznačně řadíme vlastní tíhu konstrukce i navazujících prvků jako jsou fasáda, střešní plášť, kabelová vedení atd. Dále je svislé zatížení tvořeno zatížením užitným – zatížení obvyklým užíváním osobami, nábytkem a přemístitelnými předměty (zejména uskladněné předměty), vozidly. V našich podmínkách se uvažuje také zatížení sněhem. Typy zatížení jsou blíže popsána v ČSN EN 1991-1-1. [4]

Vodorovná zatížení jsou vyvolána zejména větrem, geometrickými imperfekcemi, účinky jeřábových drah. V některých případech, kdy je hala umístěna v zářezu, resp. na násypu a je nutné realizovat opěrnou konstrukci, která vodorovně přitěžuje konstrukci haly, případně je stavba podsklepená a vodorovné silové účinky jsou vyvolané zemním tlakem. V seizmicky aktivních oblastech se uvažuje vodorovné zatížení vyvolané účinky zemětřesení. V případě, že by mohlo při provozu haly dojít k nárazu vozidla do svislé nosné konstrukce, musí se uvažovat i takové mimořádné vodorovné zatížení. [1]

Specifickým zatížením hal je působení montážních stavů, zejména pak zatížení větrem ve fázi, kdy jsou osazeny pouze sloupy s vazníky – z takového stavu vyplývají vysoké ohybové momenty společně s malou svislou silou. Takové stavy začínají být rozhodující s rostoucí výškou staveb. V případě samotných prefabrikátů vzniká odlišné rozložení vnitřních sil při zdvihání jeřábem při montáži či uložení prvku při dopravě na stavbu. [1] [2]

Při posuzování prefabrikovaných prvků se musí uvážit také stav, kdy jsou ve výrobně zvedány z formy v době, kdy beton nenabyl plné předepsané pevnosti (předpokládá se asi 70 % konečné pevnosti). [2]

Má se uvažovat také nesilové zatížení, které vyvolá silové účinky – zatížení teplotou, dotvarování betonu či nerovnoměrné sedání.

Vzhledem ke statickému uspořádání halových konstrukcí jsou základové konstrukce zpravidla zatíženy reakcemi od horní stavby v podobě svislých a vodorovných sil a ohybových momentů. Ohybové momenty kolem svislé osy bývají pro návrh základových konstrukcí zanedbatelné.

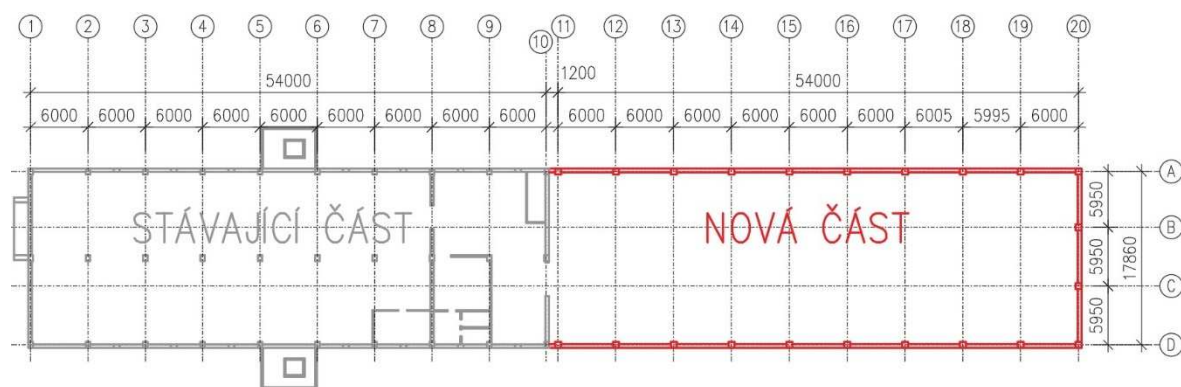
Účelem práce není podrobný rozbor veškerých zatížení, které mohou působit na halové konstrukce a proto jsou zde uvedena zkráceně pouze ty nejdůležitější. Veškerá zatížení jsou blíže popsána v řadě evropských norem pro navrhování ČSN EN 1991.

2 POPIS ŘEŠENÉHO OBJEKTU

2.1 Základní údaje

Řešeným objektem je přístavba distribučního centra společnosti provozující internetový obchod. Rozšíření přiléhá k již existující třípodlažní stavbě, kdy nová část objektu bude využívat pouze dvě nadzemní podlaží, první dvě podlaží budou využívána jako jeden provozní celek se zvýšenou světlou výškou, třetí nadzemní podlaží bude plnit funkci administrativní.

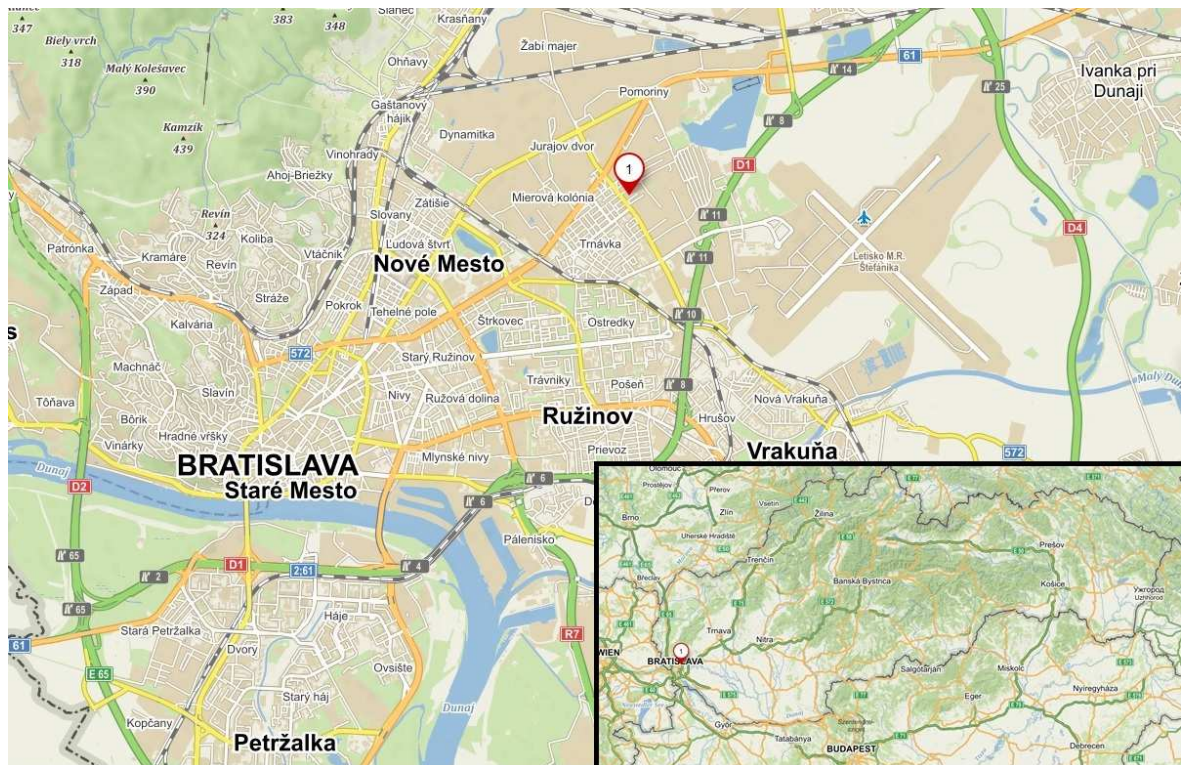
Půdorysná plocha navrhovaného objektu činí zhruba 972 m² o rozměrech 54 x 18 m.



Obr. 3 Schématický půdorys řešeného objektu

2.2 Poloha

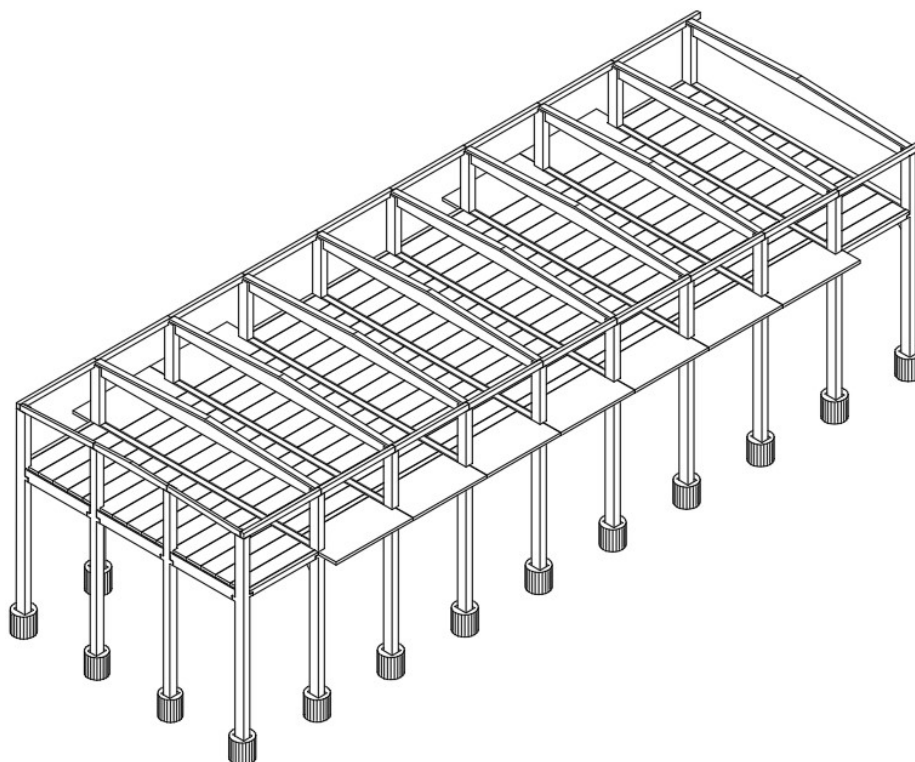
Řešená stavba se nachází v ulici Galvaniho v Bratislavě, hlavním městě Slovenské republiky.



Obr. 4 Poloha řešeného objektu [5]

2.3 Konstrukční uspořádání

Řešená halová stavba je navržena jako jednodílný montovaný skelet z prefabrikovaných železobetonových dílců. Příčný nosný systém přístavby tvoří svislé sloupy, na které budou osazovány sedlové vazníky s rozponem 18 m. Konstrukce mezistropu bude tvořena příčně loženými průvlaky podporujícími předpjaté stropní panely. Podélné ztužení haly zajišťuje mezistrop společně s krajními vaznicemi v úrovni střechy a štítovými sloupy. Ztužení haly je současně zajištěno vetknutím sloupů do základových konstrukcí. Konstrukční uspořádání hlavních nosných prvků je patrné z Obr. 5. [1]



Obr. 5 Model nosného systému objektu [6]

2.4 Zatížení haly

Pro návrh založení byl poskytnut výpis reakcí působících v úrovni horní hrany hlavice pro jednotlivé sloupy. Ze statického výpočtu horní stavby vyplývá, že pro skupinu stálých zatížení byla uvažována vlastní tíha a ostatní stálé zatížení. Pro skupinu proměnných zatížení byla uvažována zatížení větrem a sněhem, užité zatížení pro sklady. Skupinu mimořádných zatížení tvoří seizmicita. [7]

3 GEOLOGICKÉ POMĚRY

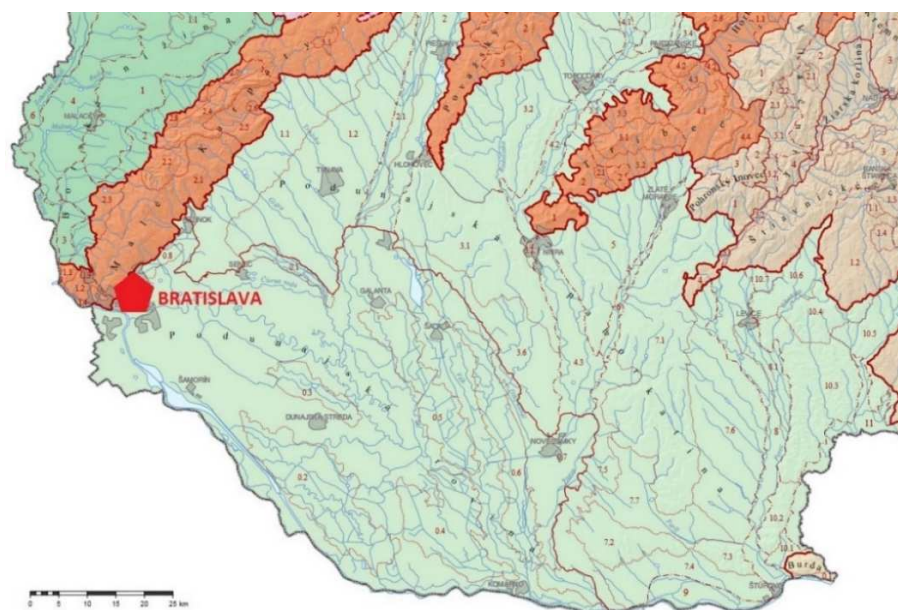
V místě plánované přístavby byl v roce 2019 proveden inženýrskogeologický průzkum provedený společností DRILL, s.r.o. Závěrečná zpráva z provedeného průzkumu včetně jejích příloh byla podkladem pro numerické vyjádření geologických poměrů v místě stavby. [8]

Objednatelem bylo požadováno popsat geologické poměry do hloubky 8,0 metrů pod terénem. V bezprostředním okolí byly v minulosti provedeny dva podrobné inženýrskogeologické průzkumy, které však nedosáhly hloubky větší než 8,0 metrů. Také k poznatkům z těchto průzkumů bylo přihlédnuto při zpracování závěrečné zprávy posledního průzkumu. [8]

Základové poměry a zejména geotechnické vlastnosti nesoudržných zemin byly současně ověřeny pomocí dvou provedených dynamických penetračních sond. Právě dynamické penetrační zkoušky jsou dle ČSN ISO 22476-2 vhodné pro stanovení pevnostních a deformačních charakteristik nesoudržných zemin. [8] [9]

3.1 Charakteristika zájmového území

Dle geomorfologického členění Slovenska patří zájmové území do provincie Západopanonská pánev, subprovincie Malá dunajská kotlina, oblasti Podunajská nížina, celku Podunajská rovina. [10]



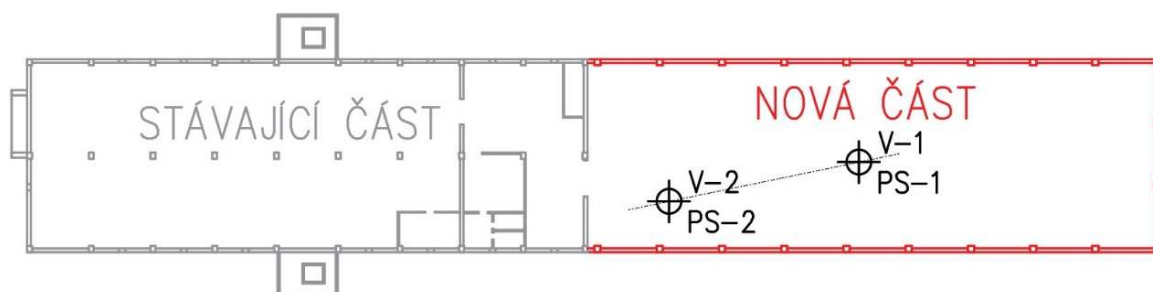
Obr. 6 Výřez z mapy geomorfologického členění Slovenska [11]

Na geologické stavbě území se podílí kvartérní pokryvné sedimenty a podložní neogenní sedimenty. Povrchovou vrstvu tvoří antropogenní navážky, kvarterní sedimenty jsou zastoupeny špatně zrněnými štěrky a neogenní sedimenty písčitymi jíly pevné konzistence. [8]

3.2 Průzkumné práce

V rámci inženýrskogeologického průzkumu byly provedeny dva jádrové vrty mobilní vrtnou soupravou do hloubky 9,0 metrů pod terénem. Vrtání bylo prováděno rotačně-nárazovým způsobem s průměrem vrtu 180 mm. Po ukončení vrtných prací byly odebrány vzorky zemin pro laboratorní rozборы a zpracována primární geologická dokumentace jádra. Sondy byly následně zlikvidovány záhozem z vyvrtaného materiálu a terén byl upraven do původního stavu. [8]

Zároveň byly v místě jádrových vrtů provedeny dynamické penetrační sondy do hloubky 8,0 metrů, konkrétně bylo využito těžké dynamické penetrace. Pro vyhodnocení zkoušky jsou klíčovými parametry specifický dynamický odpor, počet úderů na zatlačení hrotu o stanovenou svislou vzdálenost a krouticí moment při pootáčení po každém zaraženém metru. [8] [9]



Obr. 7 Poloha sond v rámci objektu, dle [8]

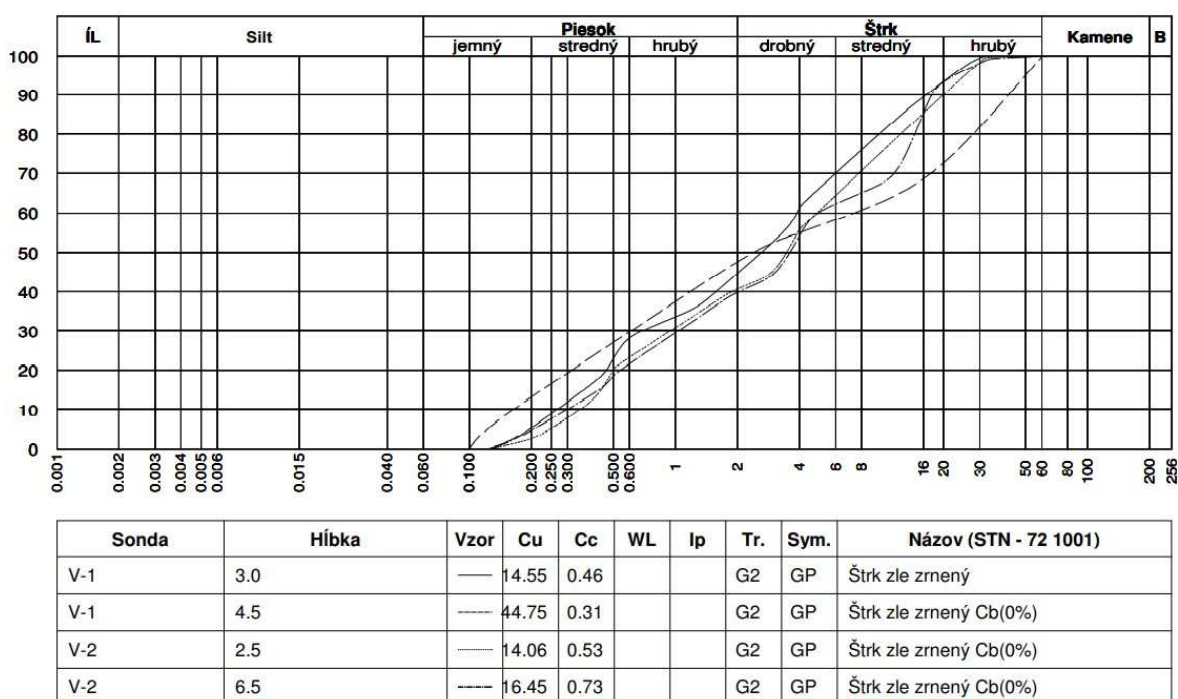
3.2.1 Jádrové vrty

Vrt V-1 byl proveden z úrovně terénu na kótě 131,69 m n.m. zhruba v geometrickém středu plánované přístavby. Vrt V-2 byl proveden z úrovně terénu na kótě 131,60 m n.m., blíže stávajícímu objektu.

Oba vrty byly ukončeny v hloubce 9,0 metrů pod terénem. Sondami byla ověřena mocnost kvarterního pokryvu a hloubka uložení neogenních sedimentů.

Zároveň byla zjištěna úroveň hladiny podzemní vody, která je totožná pro stav naražený i ustálený.

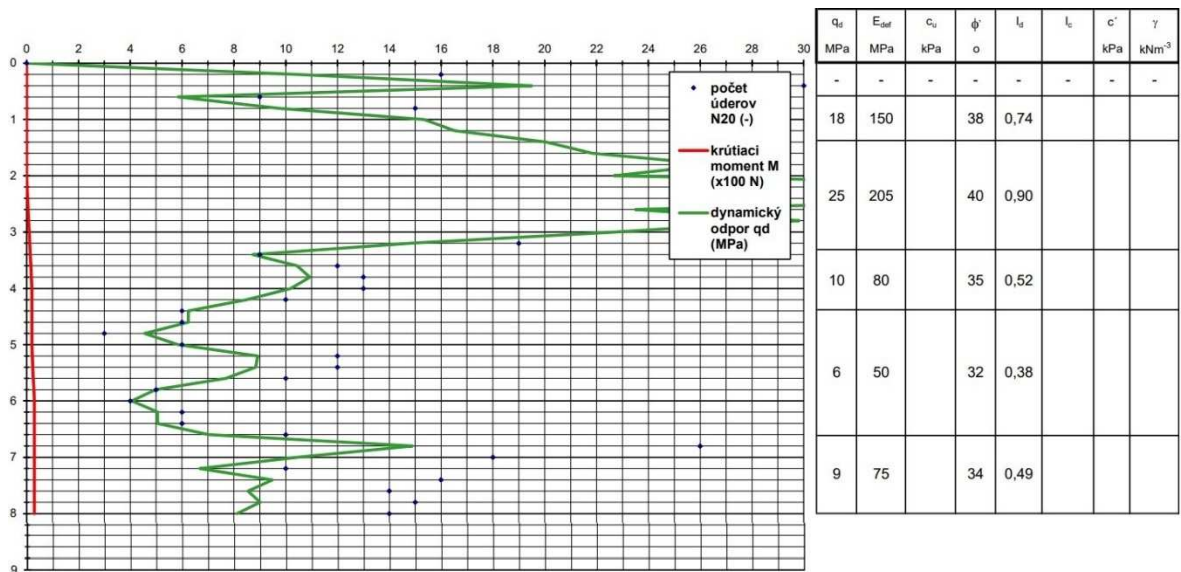
Zastižené zeminy byly zatříděny dle STN 72 1001. Třída zeminy kvartérního pokryvu byla určena na základě provedené prosévací zkoušky a následně vygenerované křivky zrnitosti. Celkem byly pro laboratorní zkoušky odebrány čtyři vzorky z různé hloubky. Jejich granulometrické křivky včetně zatřídění jsou na *Obr. 8*. [12]



Obr. 8 Křivky zrnitosti laboratorních vzorků [8]

3.2.2 Dynamické penetrační sondy

Obě dynamické penetrační sondy, označené PS-1 a PS-2, byly provedeny v místech jádrových vrtů. Sondy byly provedeny do hloubky 8,0 metrů pod terénem a byla ověřena poloha kvartérního pokryvu současně s jeho geotechnickými vlastnostmi. Pro ukázkou je na *Obr. 9* ukázán průběh sledovaných veličin a vyhodnocení dynamické penetrační zkoušky PS-1.



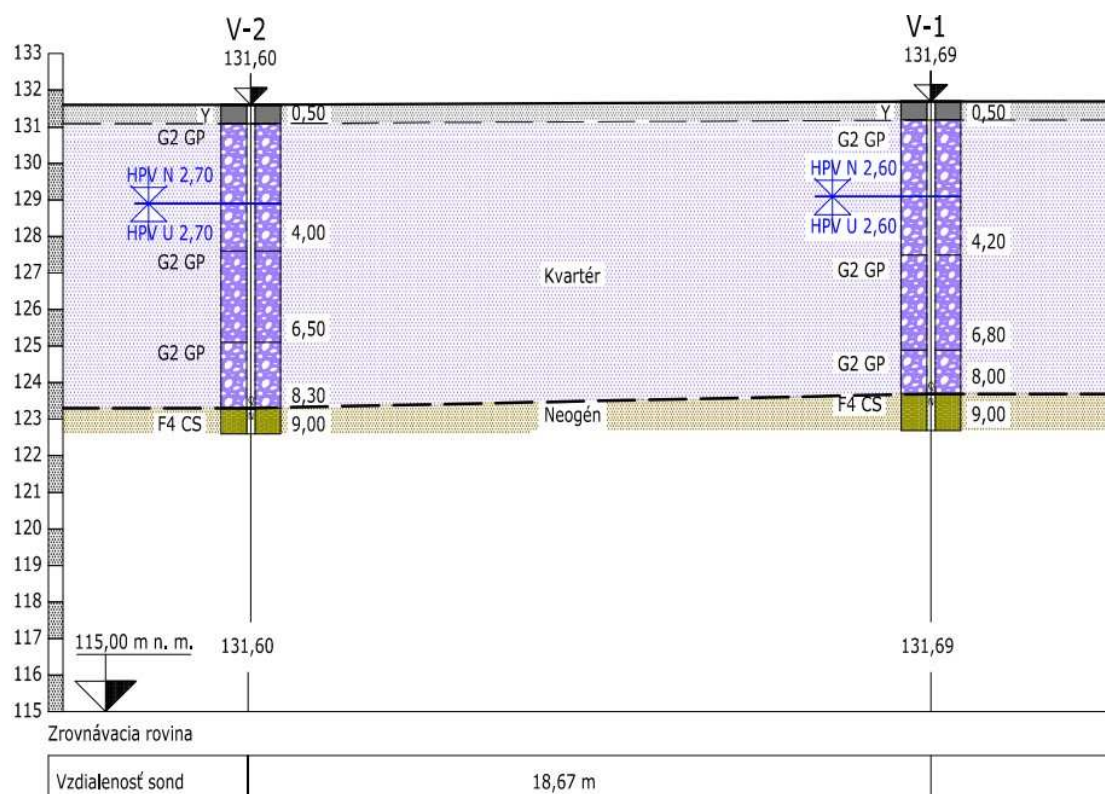
Obr. 9 Grafický výstup dynamické penetrační zkoušky PS-1 [8]

Z vyhodnocení zkoušky vyplývá, že čím větší je dynamický odpor na hrotu a počet potřebných úderů pro zaražení zarážecího soutyčí o 20 cm, tím vyšší je deformační modul zeminy, úhel vnitřního tření i index ulehlosti. [8]

3.3 Zastižená geologie

V obou provedených vrtech byla zastižena stejná geologie, mocnosti popsaných vrstev se liší v řádech desítek centimetrů.

Do hloubky 0,5 m od terénu se nachází antropogenní navážky, štěrkopískový podsyp pod betonové panely. Dále následuje vrstva kvarterního pokryvu o mocnosti 7,5 až 7,8 metrů tvořená špatně zrněným štěrkem s velikostí zrn 1 – 8 cm. Tuto štěrkovou vrstvu lze dodatečně rozdělit na dvě v závislosti na jejich ulehlosti, kdy první zhruba 4,0 metry tvoří štěrk ulehlý, níže je štěrk středně ulehlý. Pod kvartérní vrstvou štěrku se nachází neogenní vrstva tvořená jílem písčitém, šedomodré barvy a tuhé konzistence. Popsaná geologie obou vrtů je patrná z geologického řezu na Obr. 10. [8]

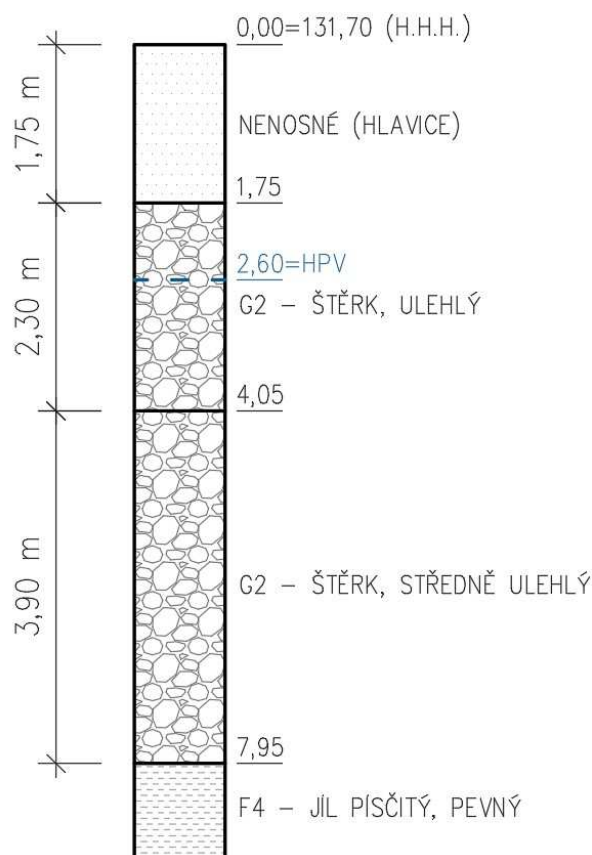


Obr. 10 Geologický rez zastižených poměrů [8]

3.4 Návrhový geologický profil

V případě plošného založení bude základová spára v nezámrazné hloubce alespoň 80 cm pod povrchem upraveného terénu. V takovém případě bude základová půda pod patkami tvořena ulehlým, špatně zrněným štěrkem.

Pro případ hlubinného založení bude z důvodu velmi málo proměnné geologie v místě stavby použit jeden návrhový profil pro návrh všech základových konstrukcí. Bude přihlédnuto k méně příznivému zastiženému profilu, to znamená vyšší polohu neogenních sedimentů a nižší mocnost kvartérního pokryvu. Zároveň je nutné srovnat geologický profil s předepsanou úrovní horních hran hlavic. Na Obr. 11 je zobrazen geologický profil pro návrh a posouzení hlubinného založení na pilotách.



Obr. 11 Geologický profil pro návrh pilot

V návrhovém geologickém profilu je první vrstva zeminy uvažována jako nenosná do hloubky úrovně spodní hrany hlavice. Předvrtý pro hlavice s kalichy se často realizují s předstihem před samotnými vrtý pro piloty a jejich povrch je tedy i několik dní odkryt a vystaven vnějším povětrnostním vlivům, čímž dochází k jeho degradaci. Dalším důvodem je, zejména v nesoudržných zeminách, případná nutnost zajištění stěn předvrtů, což se běžně provádí pomocí výztužných sítí a umělohmotné folie, jež jsou pak v místě předvrtu ponechány. Umělohmotná folie má značný vliv na snížení plášťového tření.

3.4.1 Návrhové parametry zemin

S přihlédnutím k výsledkům inženýrskogeologického průzkumu byly jednotlivým vrstvám dle návrhového geologického profilu přiřazeny pevnostní a přetvárné charakteristiky, které jsou uvedeny v *Tab. 1*. Elastický modul pružnosti byl určen jako trojnásobek modulu deformace.

Tab. 1 Pevnostní a přetvárné charakteristiky zemin

Číslo vrstvy [-]	Zatřídění dle STN 72 1001	E_{def} [MPa]	γ [kN/m ³]	c_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	ν [-]	E [MPa]
1	Y	-	18,00	-	-	-	-
2	G2	80,00	20,00	0,00	36,00	0,20	240,00
3	G2	50,00	20,00	0,00	32,00	0,20	150,00
4	F4	8,00	18,50	6,00	22,00	0,35	24,00

3.5 Hydrogeologické poměry

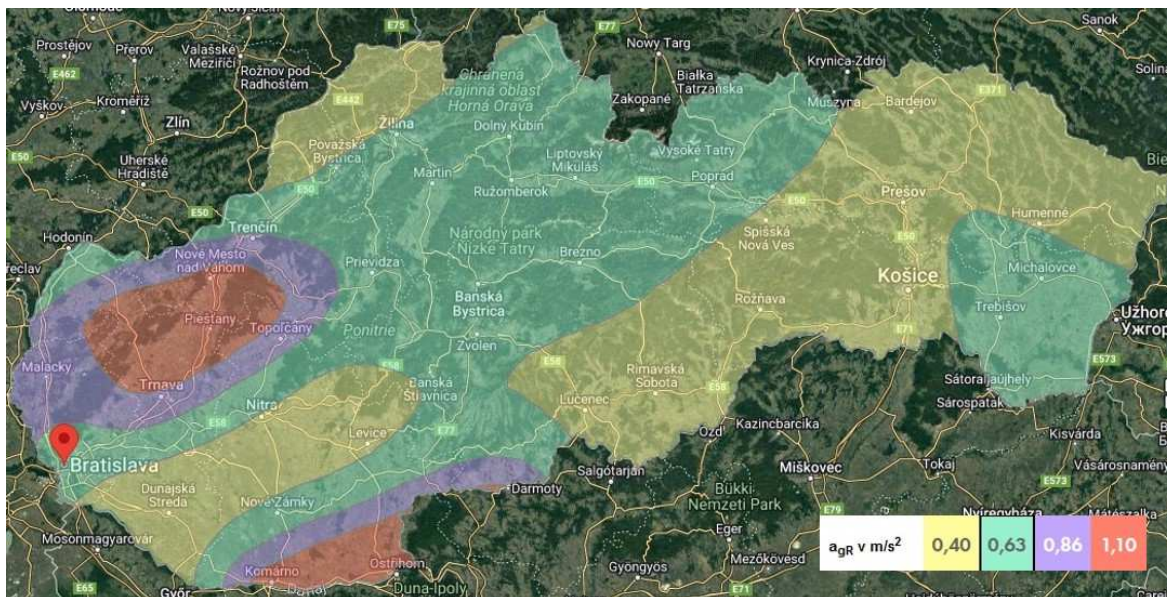
Přítomnost podzemní vody je vázána na vrstvu kvartérních sedimentů s vysokou transmisivitou, která je dotována především boční infiltrací z řeky Dunaj, v menším množství je také dotována atmosférickými srážkami. Podzemní voda je s vodním tokem v přímém kontaktu. Hladina podzemní vody je volná. Režim podzemní vody je závislý na hladině Dunaje, ale také je ovlivněn výstavbou vodního díla Gabčíkovo nedaleko Bratislavy. Před vybudováním vodního díla byla hladina podzemní vody nižší a měla výraznější výkyvy, naopak po jeho vybudování se hladina mírně zvýšila a její výkyvy zmenšily. Neogenní vrstvy ve formě jílových sedimentů se dají považovat za hydrogeologický izolátor. [8]

V rámci inženýrskogeologického průzkumu byl odebrán vzorek podzemní vody a podroben laboratornímu testování. Dle laboratorních výsledků podzemní voda odebraná z vrtu V-1 nevykazuje žádnou chemickou agresivitu podle ČSN EN 206+A2, je však ale nedosycená uhličitánem vápenatým a může mít tendenci k jeho rozpouštění. [8] [13]

3.6 Seizmicita území

Území Slovenské republiky je ve smyslu STN EN 1998-1 rozděleno na několik seizmických oblastí podle stupně ohrožení. Ohrožení oblasti je popsáno parametrem, kterým je hodnota referenčního špičkového zrychlení a_{gR} pro podloží typu A. Na území Slovenské republiky mají všechny seizmické oblasti nenulovou hodnotu parametru a_{gR} . V závislosti na hodnotě parametru a_{gR} , typu podloží a třídě významu stavby dle STN EN 1998-1 se určí zda při návrhu stavby musí či nemusí

být dodržena ustanovení této normy, případně v omezené či zjednodušené podobě. Dle Obr. 12 leží řešená stavba v seizmické oblasti s hodnotou $a_{gR} = 0,63 \text{ m/s}^2$. [14]



Obr. 12 Mapa seizmických oblastí Slovenské republiky [15]

Dle inženýrskogeologického průzkumu je podloží v zájmovém území, dle STN EN 1998-1, typu C – mocné sedimenty středně ulehlého nebo ulehlého písku, štěrk nebo tuhý jíl v tloušťce od několika desítek do stovek metrů. [8] [14]

V řešeném případě se jedná o malou seizmicitu a je možné použít zjednodušený návrh.

V místě stavby nebyly zjištěny žádné projevy nestability a území je považováno za stabilní z hlediska geodynamických jevů. [8]

4 PLOŠNÉ ZALOŽENÍ

V normě ČSN EN 1997-1 jsou pro různé stavby v různých geologických poměrech definovány tři geotechnické kategorie, na základě kterých je zvolen přístup k návrhu a posouzení základových konstrukcí. Řešený objekt můžeme zařadit do 2. geotechnické kategorie, která je doporučena pro konstrukce s běžným rizikem nebo jednoduchými základovými poměry. Návrh pro 2. geotechnickou kategorii má zahrnovat kvantitativní geotechnické údaje a rozbory. [16]

4.1 Hloubka založení

Hloubka založení stavby je ovlivněna klimatickými vlivy, kterými jsou promrzání a vysychání základové půdy. Z hlediska promrzání je minimální hloubka založení stanovena na 80 cm pod upraveným terénem. [17]

V případě řešeného objektu je jasně stanovena úroveň horní hrany kalichu – 30 cm pod upravený terén a hloubka zapuštění sloupu je 120 cm. Tím bezpečně víme, že základová spára se bude nacházet v nezámrzné hloubce.

4.2 Mezní stav porušení

Základní podmínkou pro správný návrh je splnění podmínky únosnosti podloží:

$$\sigma_d = \frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_{vd}}{A'} \quad (1)$$

kde σ_d ... návrhové kontaktní napětí v základové spáře,

V_d ... návrhová hodnota zatížení,

A' ... efektivní plocha základové spáry,

R_{vd} ... svislá návrhová únosnost.

Dále musí být splněna podmínka s ohledem na odolnost proti usmyknutí:

$$H_d \leq \frac{R_d + R_{pd}}{\gamma_{E;z}} \quad (2)$$

kde H_d ... návrhová hodnota vodorovného zatížení,

R_d ... návrhová hodnota odporu v základové spáře,

R_{pd} ... návrhová hodnota odporující síly vyvolané zemním tlakem,

$\gamma_{E;z}$... dílčí součinitel pro zemní odpor, $\gamma_{E;z} = 1,50$.

Výpočet únosnosti dle mezního stavu porušení je prováděn v souladu s normou ČSN 73 1004. Ve výpočtu se využívá metod popsanych v normě ČSN EN 1997-1, která definuje tři návrhové přístupy, pomocí kterých se určí návrhové parametry, kdy pro plošné základy je doporučen návrhový přístup 1 (NP1). Návrhový přístup 1 zahrnuje dvě kombinace se schémata „A1“ + „M1“ + „R1“ nebo „A2“ + „M2“ + „R1“. Klíč ke kombinaci dílčích součinitelů a jejich hodnoty jsou uvedené v *Tab. 2.* [17]

Pro návrh založení byl dostupný výpis reakcí na spodní stavbu v charakteristických a návrhových hodnotách. Z důvodu nemožnosti rozlišení poměru mezi stálým a proměnným zatížením bylo přistoupeno k posouzení patek pouze dle první uvedené kombinace návrhového přístupu 1. U návrhových reakcí je známo, že pro jejich stanovení byly použity dílčí součinitelé odpovídající skupině „A1“.

Tab.2 Dílčí součinitelé pro výpočet únosnosti plošného základu, dle [16]

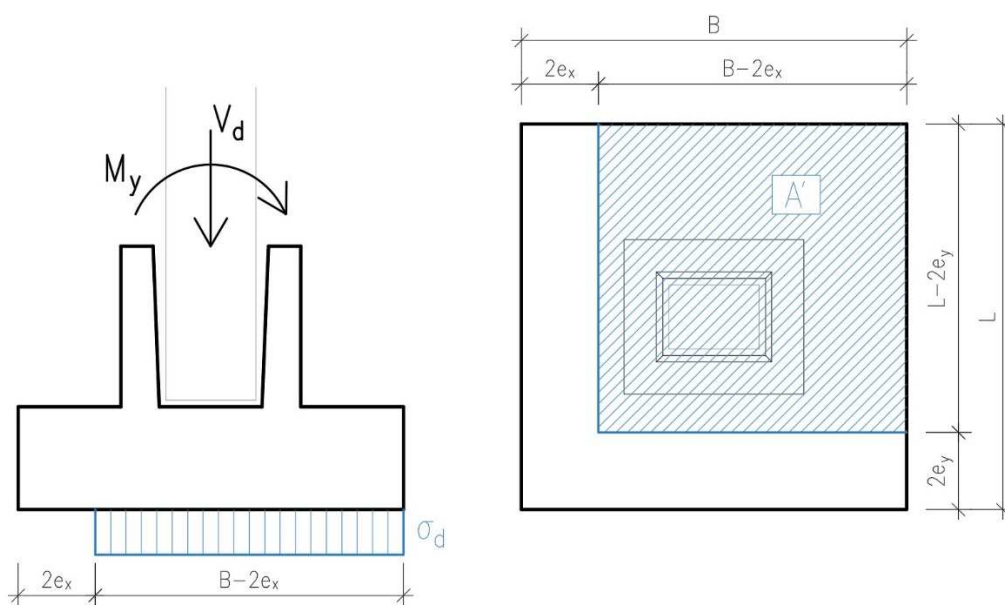
A1 / A2			
Zatížení			
Klasifikace	Působení	Značka	Dílčí součinitel
Stálé	Nepříznivé	γ_G	1,35 / 1,00
	Příznivé		1,00 / 1,00
Proměnné	Nepříznivé	γ_Q	1,50 / 1,30
	Příznivé		0,00 / 0,00
M1 / M2			
Parametry zemin			
Parametr		Značka	Dílčí součinitel
Úhel vnitřního tření		$\gamma_{\varphi'}$	1,00 / 1,25
Efektivní soudržnost		$\gamma_{c'}$	1,00 / 1,25
Neodvodněná smyková pevnost		γ_{c_u}	1,00 / 1,40
Pevnost v prostém tlaku		γ_{q_u}	1,00 / 1,40
Objemová tíha		γ_Y	1,00 / 1,00
R1			
Únosnost plošných základů			
Dílčí únosnost		Značka	Dílčí součinitel
Únosnost		$\gamma_{R,v}$	1,00
Usmyknutí		$\gamma_{R,h}$	1,00

4.2.1 Kontaktní napětí v mezním stavu porušení

Rozložení napětí pod základem obecně není rovnoměrné, je ovlivněno působením ohybových momentů. Pro zjednodušení výpočtu se ale uvažuje jako konstantní, vliv ohybových momentů je zahrnut pomocí redukce plochy základové spáry, tzv. efektivní plochy. Pro stanovení efektivních rozměrů základu se určí excentricita zatížení jako podíl momentu v příslušném směru a svislé síly. Efektivní plocha pro obdélníkový základ je pak stanovena následovně: [17]

$$A' = (B - 2e_x) \cdot (L - 2e_y) \quad (3)$$

- kde A' ... efektivní plocha základové spáry,
 B ... kratší rozměr základu,
 L ... delší rozměr základu,
 e_x ... excentricita svislé síly ve směru kratšího rozměru základu,
 e_y ... excentricita svislé síly ve směru delšího rozměru základu.



Obr. 13 Efektivní plocha základu

Z hlediska stability základu je nutné splnit podmínku (4), v opačném případě je nutné upravit plochu základu. [17]

$$\left(\frac{e_x}{B}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{L}\right)^2 \leq \left(\frac{1}{3}\right)^2 \quad (4)$$

4.2.2 Mezní únosnost

4.2.2.1 Svislá únosnost

Z hlediska mezní únosnosti vyhoví takový plošný základ, kde kontaktní napětí pod základem nepřesáhne únosnost základové půdy pod základem, jak je uvedeno v rovnici (1).

Pro stanovení únosnosti plošného základu za odvodněných podmínek se použije rovnice (5). Uvedený vzorec platí pro základy jejichž šířka nepřekračuje 3,0 metry. [17]

$$\frac{R_{vd}}{A'} = c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (5)$$

kde c_d ... návrhová hodnota soudržnosti,
 N_c, N_q, N_γ ... součinitele únosnosti, jež jsou funkcí úhlu vnitřního tření,
 s_c, s_q, s_γ ... součinitele tvaru základu,
 d_c, d_q, d_γ ... součinitele vlivu hloubky založení,
 i_c, i_q, i_γ ... součinitele šikmosti zatížení,
 q' ... efektivní svislé napětí v zemině v úrovni základové spáry,
 γ' ... efektivní velikost objemové tíhy základové půdy. [17]

V případě únosnosti plošného základu v jemnozrnných zeminách za neodvodněných podmínek se použije vzorec (6). Za takových podmínek se ve výpočtu eliminuje vliv úhlu vnitřního tření zemin. [17]

$$\frac{R_{vd}}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot i_q \quad (6)$$

kde c_u ... neodvodněná pevnost,
 q ... totální svislé napětí v zemině v úrovni základové spáry. [17]

Při posudku je nutné k celkové svislé síle započítat také vlastní tíhu základu a vodorovné síly vztáhnout k těžišti základové spáry jako přídavné ohybové momenty.

Jednotlivé součinitele pro dané řešené podmínky jsou přesně uvedené v normě ČSN 73 1004. [17]

4.2.2.2 Vodorovná únosnost

Z hlediska vodorovné únosnosti musí být splněna podmínka (2), tak aby nedošlo k usmyknutí základové konstrukce v základové spáře. Zde je klíčovým parametrem návrhová hodnota odporu v základové spáře, jež se určí dle rovnice (7). Odpor vyvolaný zemním tlakem se ve výpočtech může zanedbat, čímž se výpočet přiklání na stranu bezpečnou. [18]

$$R_d = V_d \cdot \tan \delta + A' \cdot c_{ad} \quad (7)$$

kde δ ... úhel tření v základové spáře závisející na její drsnosti,

c_{ad} ... návrhová hodnota adheze. [17]

4.3 Mezní stav použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti se ověřuje schopnost základu a potažmo celé stavby plnit svou funkci za provozu, v případě plošných základů se jedná zejména o ověření hodnot svislých deformací – sedání. Sedání základových konstrukcí nemusí být ve všech místech stejné, ověřuje se pak nerovnoměrné sedání závislé na rozdílech sedání a vzdálenosti. Limitní velikosti sedání i nerovnoměrného sedání jsou uvedeny v příloze normy ČSN 73 1004. [17]

Sedání se stanoví za předpokladu, že podloží základu se chová jako pružný poloprostor, kde se přetížení základové spáry šíří do hloubky v závislosti na intenzitě zatížení, jeho rozložení a tvaru základové spáry. V závislosti na tuhosti základu lze předpokládat buď lineární průběh napětí v základové spáře pro tuhé základy nebo se jeho průběh musí určit matematickým modelováním v případě poddajného základu. Tuhost základu je závislá na modulu pružnosti betonu, Youngových modulech vrstev základové půdy a jeho rozměrech. [17] [18]

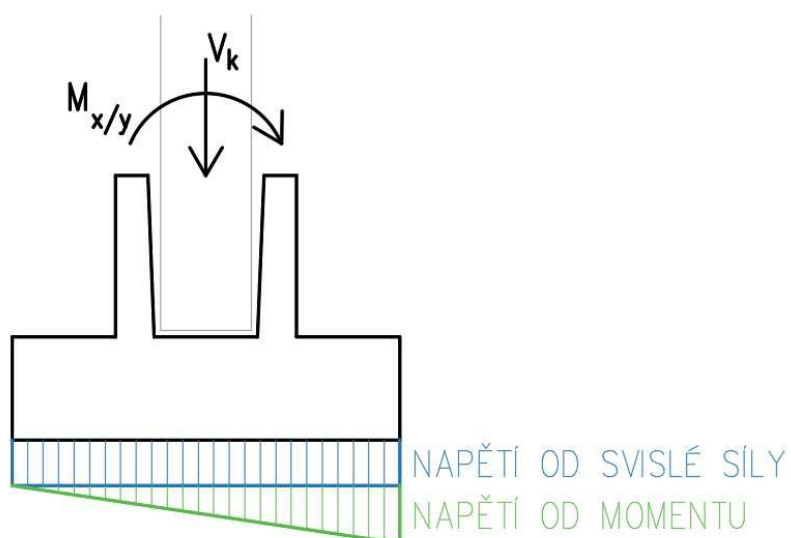
Obecně se v mezním stavu použitelnosti mohou projevit tři složky sedání, jejichž superpozicí vznikne celkové sednutí základové konstrukce. Jedná se o sednutí okamžité, konsolidační a sednutí vyvolané sekundárním stlačením, tzv. creepem. Všechny tři složky se mají uvažovat hlavně pro základy v jemnozrnných nasycených zeminách. [17]

4.3.1 Kontaktní napětí v mezním stavu použitelnosti

V případě tuhého základu zatíženého svislou silou a ohybovými momenty, případně i vodorovnými silami se uvažuje lineární průběh napětí v základové spáře. Celkový lichoběžníkový obrazec napětí je superpozicí obdélníkového obrazce napětí vyvolaného svislou silou a trojúhelníkového obrazce napětí od ohybových momentů. Kontaktní napětí se stanoví následovně:

$$\sigma_k = \frac{V_k}{A} \pm \frac{V_k \cdot e_{x/y}}{W_{x/y}} \quad (8)$$

- kde σ_k ... kontaktní napětí v základové spáře,
 V_k ... charakteristická hodnota zatížení,
 $e_{x/y}$... excentricita svislé síly ve směru kratšího / delšího rozměru základu,
 $W_{x/y}$... průřezový modul ve směru kratšího / delšího rozměru základu. [17]



Obr. 14 Superpozice napětí v základové spáře pro tuhý základ

V případě poddajného základu lze přibližně použít stejný postup nebo stanovit přesněji kontaktní napětí v základové spáře metodami matematického modelování. [17]

4.3.2 Výpočet sednutí

Průměrné sednutí tuhého základu se stanovuje pod charakteristickým bodem, kde je teoreticky sednutí tuhého a poddajného základu shodné. Výchozím

parametrem míry sednutí je přetížení v základové spáře. Konečné konsolidační sednutí se spočte dle vzorce (9). Výpočtový model je patrný z Obr. 15.

$$s = \sum_{i=1}^n (\sigma'_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}) \cdot h_i / E_{oed,i} \quad (9)$$

kde $\sigma'_{z,i}$... efektivní přetížení ve středu vrstvy o mocnosti h_i ,
 m_i ... opravný součinitel přetížení závislý na druhu základové půdy,
 σ_{ori} ... původní svislé efektivní napětí ve středu vrstvy,
 $E_{oed,i}$... oedometrický modul dané vrstvy základové půdy. [17]

Původní svislé efektivní napětí se spočte jako součin objemové tíhy zeminy a hloubky středu dané vrstvy vzhledem k původnímu terénu. Při výpočtu se uváží vlivy hloubky založení a nestlačitelné vrstvy pod úrovní základové spáry. Tyto vlivy jsou reprezentovány součiniteli, kterými se získá upravená vzdálenost pro výpočet svislého napětí. Původní svislé efektivní napětí se pak spočte dle rovnice (10), součinitele zohledňující hloubku založení a přítomnost nestlačitelné vrstvy jsou uvedené v přílohách normy ČSN 73 1004 pro různé případy. [17]

$$\sigma_{or,i} = \gamma' \cdot D + \sum_{i=1}^n (\gamma'_i \cdot z_i \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2) \quad (10)$$

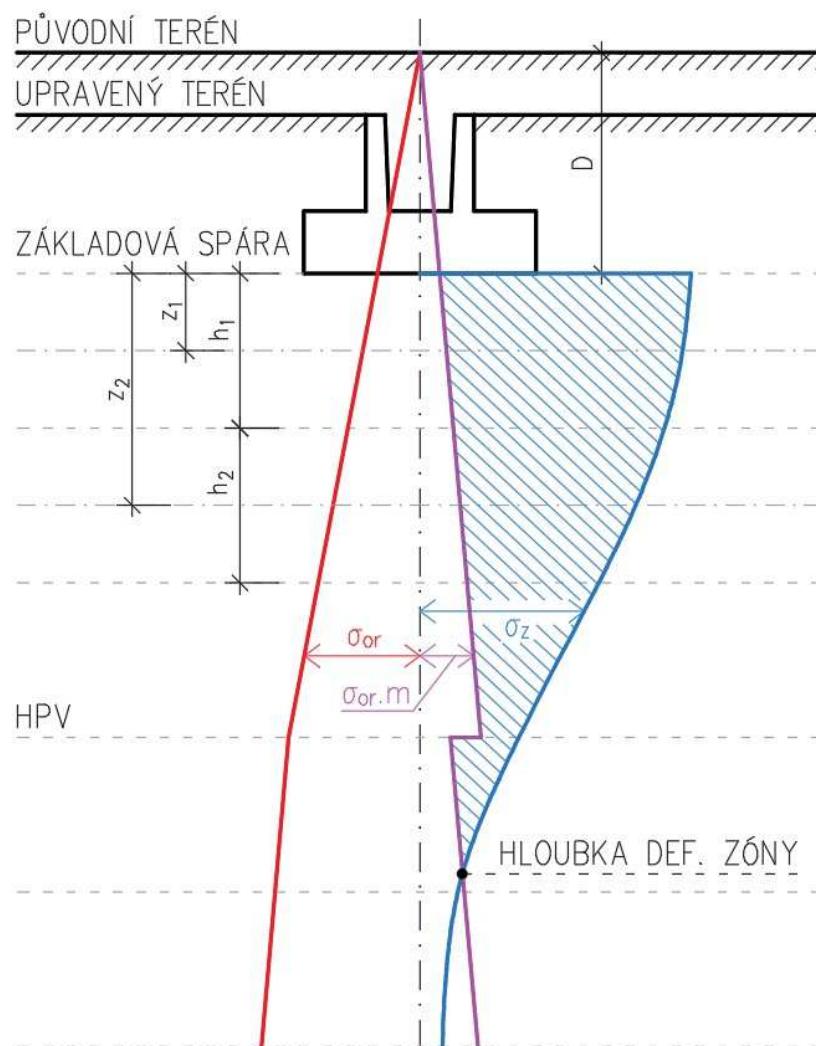
kde D ... hloubka založení,
 z_i ... hloubka středu vrstvy základové půdy,
 κ_1 ... součinitel vlivu hloubky založení,
 κ_2 ... součinitel vlivu hloubky nestlačitelné vrstvy. [17]

Hodnota svislého napětí od efektivního přetížení v základové spáře s rostoucí hloubkou klesá až k nulové hodnotě, to znamená že daná vrstva už není stavbou vůbec ovlivněná. Klesání napětí je ve výpočtu zavedené pomocí příčinkových součinitelů pro různé tvary základů a průběhy napětí. [17]

$$\sigma'_{z,i} = (\sigma_k - \gamma' \cdot D) \cdot I_2 \quad (11)$$

kde I_2 ... příčinkový součinitel sedání pro charakteristický bod obdélníku.

V minulosti základová půda přenášela napětí σ_{or} vyvolané tíhou vykopané zeminy od původního terénu k základové spáře. Hloubka, ve které je původní geostatické napětí vynásobené opravným součinitelem přetížení rovné svislému napětí od efektivního přetížení v základové spáře, se nazývá hloubka deformační zóny. [18]

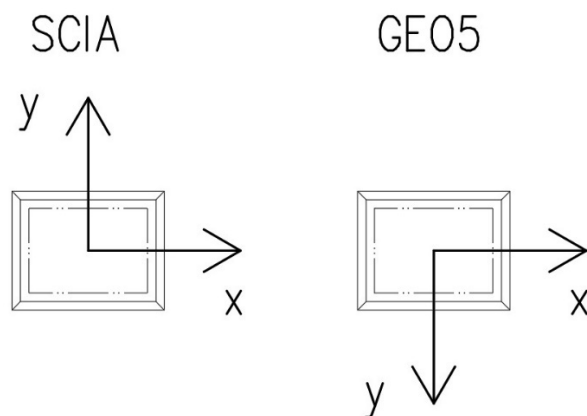


Obr. 15 Výpočtový model sedání 1D, dle [17]

4.4 Řešený objekt

4.4.1 Reakce na základ

Pro posouzení plošného založení byl použit program GEO5 2022 – Patky. Předané reakce byly vygenerovány programem SCIA používající jiný souřadný systém než program pro posouzení plošného založení, souřadné systémy jsou znázorněny na Obr. 16. Z obrázku vyplývá, že při zadávání ohybových momentů kolem osy y a vodorovných sil působících ve směru osy y musí být použita opačná hodnota.



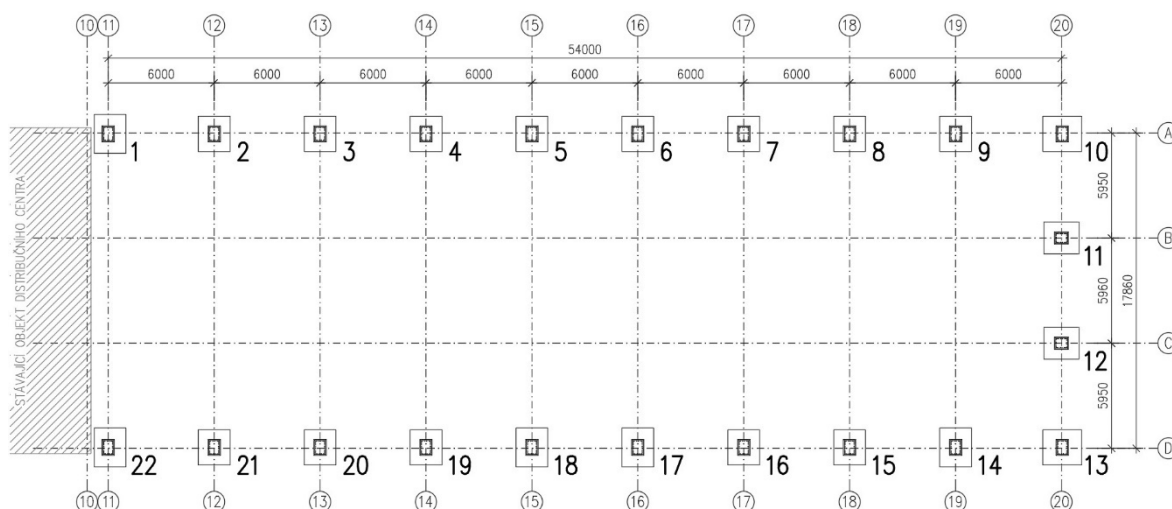
Obr. 16 Souřadné systémy použitých programů

Každému sloupu byla ve výpočetním modelu přiřazena jedna podpora, ve které jsou určeny reakce pro několik kombinací zatěžovacích stavů ve třech třídách – mezním stavu únosnosti, mezním stavu použitelnosti a mimořádném stavu seizmicity. To znamená, že každá patka je posouzena na několik kombinací svislé síly s ohybovými momenty a vodorovnými silami. Pro návrh je rozhodující nejméně příznivá kombinace.

Působíště reakcí je v ose sloupu v úrovni horní hrany kalichu.

4.4.2 Návrh a posouzení

Dle výkresu skladby je nutné založit celkem 22 sloupů, jejichž označení je patrné z Obr. 17. Pro každý sloup byla navržena samostatná základová patka s kalichem pro osazení prefabrikovaného sloupu.



Obr. 17 Číslování pozic sloupů

Pro zjednodušení celého projektu v rámci realizace byla snaha navrhnout pro co největší množství sloupů stejný tvar základové patky, nikoliv však za cenu velké ekonomické ztráty – zbytečné předimenzování konstrukce. Bylo tedy v závislosti na zatížení a rozměru sloupu navrženo pět různých tvarů základových patek, jejichž přiřazení k jednotlivým pozicím je patrné z přílohy č. 1.2. Tvary jednotlivých typů patek (P1 – P5) jsou v příloze č. 1.4.

Patky byly posouzeny v mezním stavu porušení pro kombinace zatěžovacích stavů mezního stavu únosnosti a mimořádného stavu seismicity. Jako rozhodující faktor pro návrh půdorysných rozměrů se ukázala excentricita zatížení. Svislá i vodorovná únosnost pro všechny typy patek vyhoví se značnou rezervou.

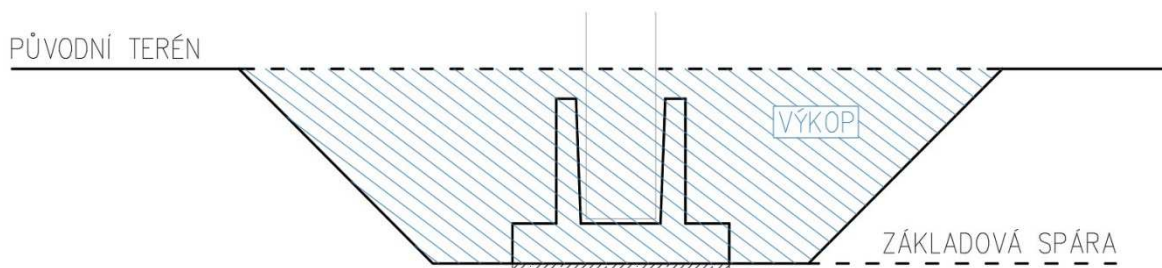
V mezním stavu použitelnosti bylo u patek posouzeno sednutí a natočení, byly použity kombinace zatěžovacích stavů pro mezní stav použitelnosti. Maximální sednutí u nejnepříznivější kombinace zatížení činí 5,50 mm, čímž je spolehlivě splněn limit maximálního sednutí pro staticky neurčité železobetonové konstrukce 60 mm. [17]

Statický výpočet plošného založení je přílohou č. 1.1 této práce.

4.4.2.1 Zhodnocení návrhu

Základová spára se nachází ve vrstvě ulehlých štěrkových zemin kvartérního pokryvu, jež jsou vhodné pro plošné založení objektu. Příznivá je rovněž, zejména z hlediska realizace, úroveň hladiny podzemní vody, která leží pod úrovní základové spáry.

Při návrhu rozhodovala excentricita zatížení a z hlediska svislé únosnosti zůstává základová konstrukce méně využitá. S tím se zároveň pojí větší půdorysné rozměry, které mají dopad na objem zemních prací.



Obr. 18 Schéma výkopu pro základovou patku

Kolem hran základu bývá ponechán pracovní prostor, aby bylo možné realizovat bednění pro betonáž a vyvázat výztuž patky. V některých případech může být odstraněna zemina pouze v objemu základu a výztuž osazena jako celek, nicméně je to závislé na geologických poměrech a hloubce výkopu z hlediska bezpečnosti práce, kdy v určitých případech musí být přistoupeno k zajištění stěn výkopu, což vede k dalším nákladům. V řešeném případě bude výkop realizován v nesoudržných zeminách a svahování se tedy jeví jako nejlepší varianta. Z výpočtu v programu GEO5 2022 – Patky vyplývá, že objem výkopu pro jednu základovou patku je zhruba 45 m³, celkově tedy pro všechny patky bude nutné vytěžit zhruba 990 m³ zeminy. Dále je také nutné dokonale zhutnit zemní pláň jako podporu podlahy haly, u základových patek však musí dojít k jejich zpětnému zasypání, čímž dochází ke ztížení hutnění zemní pláně v jejich blízkosti. [19]

Z důvodu velkého objemu zemních prací, komplikací s provedením únosné zemní pláně v celé ploše a značné pracnosti realizace spojenou s její dobou trvání bude přistoupeno k návrhu hlubinného založení objektu na pilotách.

5 PILOTOVÉ ZALOŽENÍ

V dnešní době je běžnou praxí zakládat podobné průmyslové stavby na pilotách, a to zejména z důvodu kratší doby realizace než je tomu u plošného založení. Také dochází k úspoře zemních prací, objemu materiálu i pracnosti provádění. Z těchto důvodů bylo přistoupeno k návrhu založení na velkopřůměrových vrtaných pilotách kruhového průřezu.

Při návrhu a posouzení pilotových základů je třeba stanovit návrhovou únosnost piloty zatížené svislou silou, případně také kombinací vodorovných sil a ohybových momentů pro mezní stav porušení. Pro stejné silové účinky je také nutné stanovit únosnost piloty pro mezní stav použitelnosti, kdy se sledují svislé i vodorovné deformace. [17]

5.1 Osová únosnost osamělé piloty

S ohledem na zastižené geologické poměry byly piloty modelovány jako plovoucí, to znamená, že nejsou opřené ani vetknuté do nestlačitelného podloží.

5.1.1 Mezní stav porušení

Výpočet návrhové únosnosti pilot je podrobně popsán v normě ČSN 73 1004. Výpočet je v souladu s ustanoveními normy ČSN EN 1997-1. Pro pilotové základy je doporučen návrhový přístup 2 (NP2) se schématem „A1“ + „M1“ + „R2“. Klíč ke kombinaci dílčích součinitelů a jejich hodnoty jsou uvedené v *Tab. 3.* [16] [17]

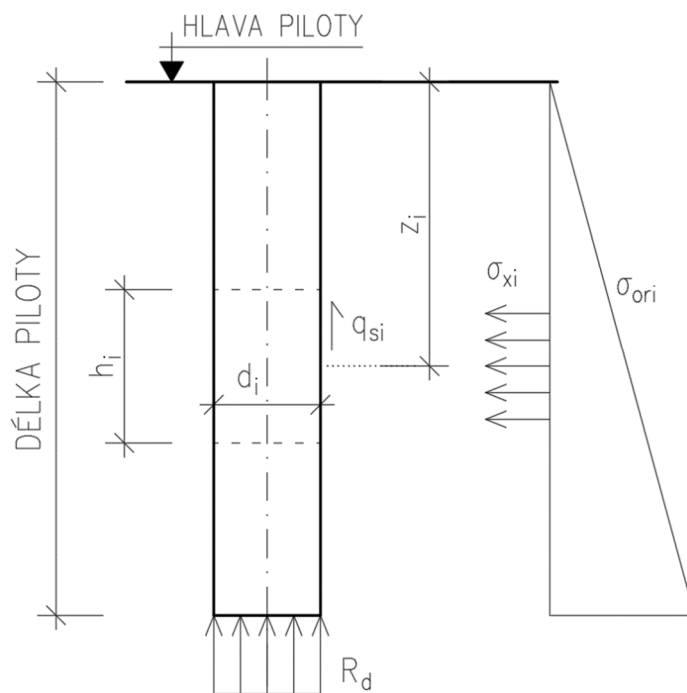
Tab.3 Dílčí součinitelé pro výpočet únosnosti osamělé piloty, dle [17]

A1			
Zatížení			
Klasifikace	Působení	Značka	Dílčí součinitel
Stálé	Nepříznivé	γ_G	1,35
	Příznivé		1,00
Proměnné	Nepříznivé	γ_Q	1,50
	Příznivé		0,00
M1			
Parametry vrstev základové půdy			
Parametr	Značka	Dílčí součinitel	
Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,00	
Neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	
Pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	
Objemová tíha	γ_V	1,00	
R2			
Únosnost pilotových základů – vrtané piloty			
Dílčí únosnost	Značka	Dílčí součinitel	
Únosnost paty	γ_b	1,10	
Únosnost pláště tlačných pilot	γ_s	1,10	
Celková únosnost tlačných pilot	γ_t	1,10	
Únosnost pláště tažených pilot	$\gamma_{s;t}$	1,15	

Návrhová únosnost osamělé piloty je součtem únosností její paty a pláště, matematický zápis je uveden ve vztahu (12). Statické schéma pro posouzení svislé únosnosti v mezním stavu porušení je na *Obr. 19*. [17]

$$R_{vd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (12)$$

kde R_{vd} ... svislá návrhová únosnost piloty,
 R_{bd} ... návrhová únosnost paty piloty,
 R_{sd} ... návrhová únosnost na plášti piloty.



Obr. 19 Statické schéma vrtané piloty pro stanovení návrhové únosnosti podle mezního stavu porušení, dle [17]

Únosnost paty piloty je závislá zejména na její ploše a únosnosti základové půdy pod patou piloty, zároveň má na únosnost vliv celková délka piloty.

$$R_{bd} = k_1 \cdot A_s \cdot q_{dp} \quad (13)$$

kde A_s ... plocha paty piloty,

k_1 ... součinitel vyjadřující zvětšení únosnosti vlivem délky piloty L , jehož hodnoty jsou uvedeny v [17],

q_{dp} ... návrhové napětí na patě piloty stanovené v zeminách pro odvozené podmínky podle vztahu (14).

$$q_{dp} = 1,2 \cdot c_d \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_d) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_q + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot 0,5 d_0 \cdot N_\gamma \quad (14)$$

kde c_d ... návrhová hodnota soudržnosti,

N_c, N_q, N_γ ... součinitele únosnosti, jež jsou funkcí úhlu vnitřního tření, určí se dle [17]

φ_d ... návrhová velikost úhlu vnitřního tření,

γ_1 ... vážený průměr objemové tíhy zemin po délce piloty,

γ_2 ... objemová tíha základové půdy pod patou piloty,

d_0 ... průměr paty piloty.

Únosnost pláště piloty je součtem únosností v jednotlivých vrstvách základové půdy. Vztah pro výpočet únosnosti na plášti v jedné vrstvě základové půdy za odvozených podmínek je uveden v rovnici (15).

$$R_{sd} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot q_{si,d} \quad (15)$$

kde R_{sd} ... návrhová únosnost na plášti,
 d_i ... průměr piloty v dané vrstvě základové půdy,
 h_i ... mocnost vrstvy základové půdy,
 $q_{si,d}$... tření na plášti, které se spočte dle rovnice (16).

$$q_{si,d} = \sigma_{xi} \cdot \tan(\varphi_d/\gamma_{r1}) + c_d/\gamma_{r2} \quad (16)$$

kde σ_{xi} ... kontaktní napětí v dané vrstvě základové půdy dle rovnice (17),
 γ_{r1} ... součinitel podmínek působení vyjadřující vliv technologie provádění, jehož hodnoty jsou uvedeny v *Tab. 4*,
 γ_{r2} ... součinitel podmínek působení základové půdy, hodnoty jsou v [17].

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ori} \quad (17)$$

kde σ_{ori} ... původní svislé efektivní napětí ve středu vrstvy,
 k_2 ... součinitel bočního zemního tlaku na plášť piloty roven 1,00.

Tab. 4 Hodnoty součinitele γ_{r1} , dle [17]

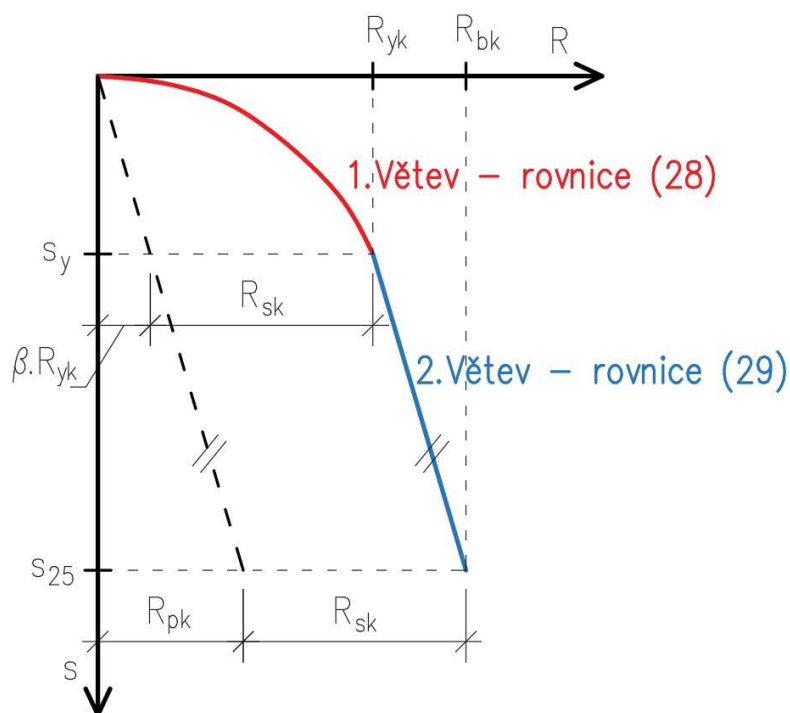
Technologie provádění piloty	Součinitel γ_{r1} [-]
Betonáž piloty do suchého nezapaženého vrtu v jemnozrnných zeminách	1,00
Betonáž piloty do suchého nezapaženého vrtu v hrubozrnných zeminách a v poloskalních horninách	1,10
Betonáž piloty do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodu	1,20
Betonáž piloty do vrtu zapaženého pažnicí suspenzí	1,25
Betonáž piloty sekundárně chráněné fólií umělé hmoty tl 0,25 mm	1,50
Betonáž piloty sekundárně chráněné fólií umělé hmoty při průměru $d > 2,0$ m	1,60

5.1.2 Mezní stav použitelnosti

5.1.2.1 Metoda dle ČSN 73 1004

Metodika stanovení svislé deformace piloty je podrobně popsána v normě ČSN 73 1004. Pro zjištění charakteristické únosnosti vrtané piloty je nutné řešit tvar mezní zatěžovací křivky podle *Obr. 20*. [17]

Při stanovení charakteristické únosnosti na plášti piloty se vychází z rovnic regresních křivek, které byly odvozeny na základě statistické analýzy více než dvou set statických zatěžovacích zkoušek pilot. Pomocí rovnic těchto křivek byly pro jednotlivé typy zemin a hornin stanoveny regresní parametry únosnosti, které slouží pro výpočet mezního plášťového tření a napětí na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření. [17]



Obr. 20 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, dle [17]

Charakteristická únosnost na plášti je dána rovnicí:

$$R_{sk} = 0,7 \cdot m_p \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \quad (18)$$

kde m_p ... dílčí součinitel vyjadřující vliv povrchu dříku piloty, jehož hodnoty jsou uvedeny v *Tab. 5*,

q_{si} ... mezní plášťové tření v dané vrstvě základové půdy dle rovnice (19).

Tab. 5 Hodnoty součinitele m_p , dle [17]

Úprava povrchu dříku piloty	Součinitel m_p [-]
Betonáž do suchého vrtu a pod vodu	1,00
Betonáž pod pažící suspenzi	0,90
Ochrana dříku pomocí fólie PVC, PE, tl. přes 0,7 mm	0,70
Ochrana dříku pomocí fólie a pletiva B-systému	0,50
Ochrana ponechanou ocelovou pažnicí	0,15

$$q_{si} = a - b/(D_i/d_i) \quad (19)$$

kde a, b ... regresní parametry únosnosti,

D_i ... vzdálenost od hlavy piloty do poloviny dané vrstvy základové půdy.

Charakteristická hodnota napětí na patě piloty při sednutí odpovídající plné mobilizaci plášťového tření je dána vztahem:

$$q_b = e - f/(L/d_0) \quad (20)$$

kde e, f ... regresní parametry únosnosti.

Hodnoty jednotlivých regresních parametrů únosnosti pro různé typy zemin a hornin, jejichž třídicími znaky jsou konzistence, relativní ulehlost nebo pevnostní třída, jsou uvedeny v příloze normy ČSN 73 1004. [17]

Pro stanovení poměru přenosu zatížení mezi pláštěm a patou piloty je nutné stanovit průměrnou velikost plášťového tření podél dříku piloty, která se stanoví jako vážený průměr velikostí mezního plášťového tření po délce piloty.

$$q_{s;mean} = (\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}) / (\sum d_i \cdot h_i) \quad (21)$$

Součinitel přenosu zatížení se stanoví následovně:

$$\beta = q_b / (q_b + 4 \cdot q_{s;mean} \cdot L/d_0) \quad (22)$$

Pomocí předchozích rovnic lze určit svislé zatížení v hlavě piloty, při kterém nastane plná mobilizace plášťového tření a následně dochází k nárůstu únosnosti piloty jen pomocí její paty. Zatížení na mezi mobilizace plášťového tření se určí dle vztahu (23) a jemu odpovídající velikost sedání dle vztahu (24).

$$R_{yk} = R_{sk}/(1 - \beta) \quad (23)$$

$$s_y = I \cdot R_{yk}/(\bar{d} \cdot E_{s;mean}) \quad (24)$$

kde I ... příčinkový koeficient sedání piloty,
 \bar{d} ... vážený průměr profilů piloty,
 $E_{s;mean}$... průměrná velikost Youngova sečnového modulu zemin podél
dříku piloty.

Příčinkový koeficient sedání piloty se určí ze vztahu:

$$I = I_1 \cdot R_k \quad (25)$$

kde I_1 ... základní příčinkový součinitel sedání závislý na poměru L/d_0 ,
jenž se odečítá z grafu v [17]
 R_k ... korekční součinitel vyjadřující štíhlostní poměr L/d_0 a vliv tuhosti piloty
 K dle rovnice (26), který se odečte z grafu v [17].

$$K = E_b/E_{s;mean} \quad (26)$$

kde E_b ... Youngův modul betonu piloty.

Průměrná velikost Youngova sečnového modulu zemin podél dříku piloty se vypočítá jako vážený průměr dle rovnice (27), do které vstupují Youngovy sečnové moduly jednotlivých druhů základové půdy v závislosti na mocnosti jejích vrstev a profilu piloty uvedené v příloze normy ČSN 73 1004. Tyto sečnové moduly byly na základě statických zkoušek stanoveny zpětně z rovnice (24) a jedná se tedy o fiktivní hodnoty, které nelze metodami mechaniky zemin naměřit. Typy základové půdy se tedy pro stanovení sečnového modulu dělí na horniny poloskalní, zeminy soudržné dále rozdělené dle indexu konzistence a zeminy nesoudržné, jejichž třídícím znakem je relativní ulehlost. [17]

$$E_{s;mean} = (\sum E_{si} \cdot h_i)/(\sum h_i) \quad (27)$$

kde E_{si} ... Youngův sečnový modul zeminy pro danou vrstvu.

První větev mezní zatěžovací křivky, jež má tvar paraboly druhého stupně, je možné popsat rovnicí (28) ze znalosti zatížení na mezi plné mobilizace plášťového tření a jemu odpovídajícímu sednutí piloty. [17]

$$s = s_y \cdot (R/R_{yk})^2 \quad (28)$$

Druhá větev mezní zatěžovací křivky má tvar úsečky, která představuje závislost mezi svislou deformací a zatížením po plné mobilizaci plášťového tření. To znamená, že je nárůst charakteristické únosnosti lineární až do koncového bodu daného sednutím 25 mm a jemu odpovídajícímu zatížení. Předpis druhé větve mezní zatěžovací křivky je:

$$s = s_y + (s_{25} - s_y) \cdot (R - R_{yk}) / (R_{bk} - R_{yk}) \quad (29)$$

kde s_{25} ... sednutí rovné 25 mm,

R_{bk} ... celková únosnost při sednutí 25 mm dle rovnice (30).

$$R_{bk} = R_{sk} + R_{pk} \quad (30)$$

kde R_{pk} ... charakteristická únosnost na patě piloty, jež se určí ze vztahu:

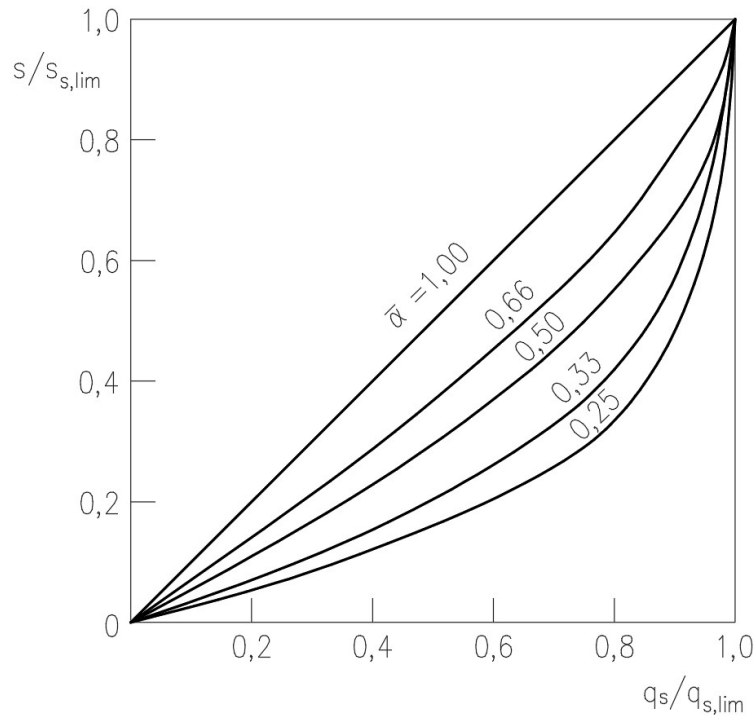
$$R_{pk} = \beta \cdot R_{yk} \cdot s_{25} / s_y \quad (31)$$

5.1.2.2 Metoda nelineární

Skutečné chování pilot při svislém zatěžování a jejich sedání nejlépe vystihuje nelineární model výpočtu, který stanovuje deformační křivku jako závislost mezi sednutím a svislým zatížením. [19]

Jednou ze vstupních hodnot metody je presiometrický modul zeminy, jež se zjišťuje zkouškou presiometrem v maloprofilovém vrtu in situ. Nevýhodou je právě jeho experimentální zjišťování, a proto lze pro praktické použití ve výpočtech přistoupit k jeho náhradě modulem deformace zeminy E_{def} . [19]

Další vstupní hodnotou je reologický koeficient struktury zeminy $\bar{\alpha}$ (reologický parametr), jehož hodnota udává míru odchýlení od lineárního elastického řešení. Nabývá hodnot od 0 do 1, čím je jeho hodnota menší, tím více se řešení odchyluje od elastického. V závislosti na reologickém parametru mají křivky mobilizace plášťového tření různý tvar – pro vybrané hodnoty jsou vykresleny na Obr. 21. Matematický zápis křivky mobilizace plášťového tření je v předpisu (32). [19]



Obr. 21 Křivky mobilizace plášťového tření v závislosti na reologickém parametru, dle [19]

$$q_s = q_{s,lim} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{s}{s_{s,lim}} \right) \cdot f(\bar{\alpha}) \right] \quad (32)$$

- kde q_s ... velikost plášťového tření,
 s ... sednutí piloty,
 $s_{s,lim}$... sednutí na mezi mobilizace plášťového tření dle rovnice (33),
 $q_{s,lim}$... mezní hodnota plášťového tření,
 $f(\bar{\alpha})$... funkce reologického parametru dle druhu zeminy dle Tab. 6.

Tab. 6 Funkce reologického parametru dle druhu zeminy, dle [19]

$\bar{\alpha}$	0,25	0,33	0,50	0,66	1,00
Index konzistence I_c	0,50		1,00		> 1,00
Index ulehlosti I_b	0,50		0,70		1,00
$f(\bar{\alpha})$	7,656	6,526	4,500	3,017	1,00

$$s_{s,lim} = A_1 \cdot \frac{q_{s,lim}}{E_{def}} \cdot g(\bar{\alpha}; d) \quad (33)$$

- kde A_1 ... koeficient závislý na rychlosti zatěžování, používá se $A_1 = 0,7$,
 $g(\bar{\alpha}; d)$... funkce reologického parametru a průměru piloty dle rovnice (34).

Funkci dvou proměnných, reologického parametru a průměru piloty, lze pro snazší programování nahradit následující rovnicí:

$$g(\bar{\alpha}; d) = A + B \cdot d + C \cdot d^2 \quad (34)$$

kde $A, B, C \dots$ konstanty dle *Tab. 7*.

Tab. 7 Konstanty pro vyčíslení funkční hodnoty funkce $g(\bar{\alpha}; d)$ pro vybrané hodnoty reologického parametru, dle [19]

$\bar{\alpha}$	A	B	C
0,25	7,359	-1,165	0,568
0,33	11,781	-8,872	2,831
0,50	1,751	2,361	-0,237
0,66	0,766	2,019	-0,152
1,00	0,000	1,000	0,000

Pilota zároveň přenáší zatížení pomocí paty, kde vzniká napětí, jehož mobilizaci popisuje rovnice (35).

$$q_p = q_{p,lim} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{s}{s_{p,lim}} \right) \cdot f(\bar{\alpha}) \right] \quad (35)$$

kde $q_p \dots$ napětí na patě piloty,

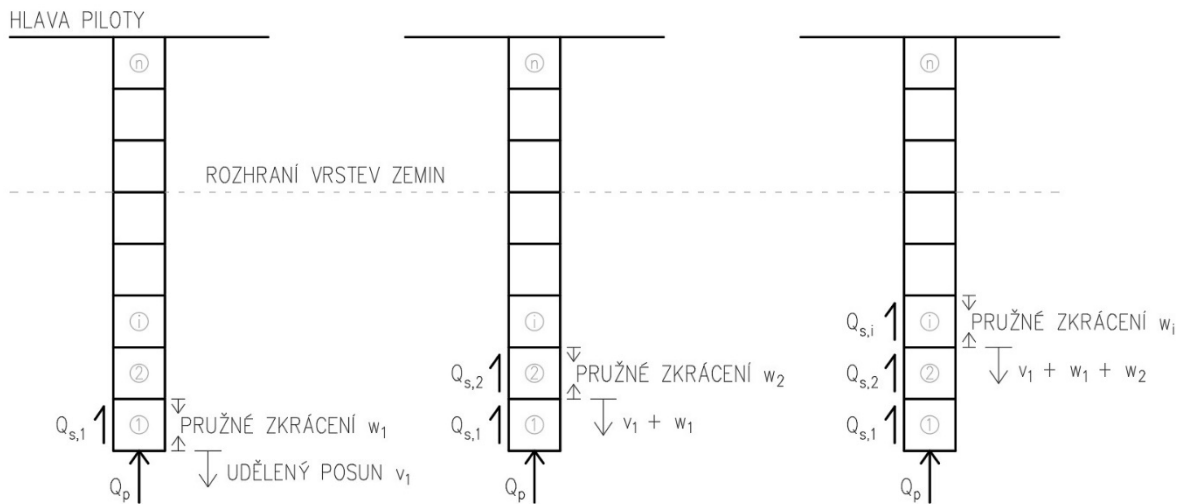
$s_{p,lim} \dots$ mezní sedání paty piloty, při němž se aktivuje mezní napětí na patě piloty podle rovnice (34),

$q_{p,lim} \dots$ mezní napětí na patě piloty.

$$s_{p,lim} = A_2 \cdot \frac{q_{p,lim}}{E_{def}} \cdot g(\bar{\alpha}; d) \quad (36)$$

kde $A_2 \dots$ koeficient nabývající hodnoty 0,4 až 0,8.

Postup výpočtu je naznačen na *Obr. 22*. Pilotu je nutné rozdělit na několik dílků, rozhraní zemin musí souhlasit s hranicí dotčených dílků. V první fázi se patě piloty udělí malý posun v_1 , čímž se aktivuje síla na patě piloty Q_p a na prvním dílku síla na plášti $Q_{s,1}$. Působením těchto sil dojde k pružnému zkrácení prvního dílku w_1 , které se určí z Hookova zákona. Následující dílek se tedy posune o součet v_1 a w_1 a dojde k mobilizaci síly na plášti $Q_{s,2}$. Stejným algoritmem se postupuje až k poslednímu dílku směrem k hlavě piloty. [19]



Obr. 22 Postup výpočtu nelineární metodou

Celkové sednutí se stanoví dle rovnice (37), celková přenášená síla pak dle rovnice (38). Stejný postup se znovu opakuje pro sérii předepsaných postupně zvětšujících se posunů paty piloty v_i . Hodnoty celkového sednutí a přenášené síly pro dané předepsané posuny paty piloty se vynesou do grafu, proložením těchto bodů křivkou se získá deformační křivka piloty. [19]

$$s = v_i + \sum_{i=1}^n w_i \quad (37)$$

$$Q = Q_p + \sum_{i=1}^n Q_{s,i} \quad (38)$$

5.2 Únosnost osamělé příčně zatížené piloty

V určitých případech přenášejí piloty kromě svislé síly také vodorovné síly a ohybové momenty, případně jejich kombinaci. Obor přijatelných vodorovných deformací bývá obvykle poměrně úzký, posuzují se tedy účinky svislého a vodorovného zatížení zvlášť. [19]

Pilotu lze modelovat jako nosník vetknutý do pružně plastického prostředí a lze podle Winklerovy hypotézy vycházet z lineární závislosti mezi napětím a deformací dle rovnice (39). [17] [19]

$$\sigma_z = k_{hz} \cdot u_z \quad (39)$$

kde k_{hz} ... modul horizontální stlačitelnosti podloží,
 u_z ... příslušná vodorovná deformace piloty.

Hodnota modulu horizontální stlačitelnosti podloží obecně závisí na druhu základové půdy a deformaci piloty. Pro jemnozrnné zeminy a poloskalní horniny lze předpokládat konstantní průběh modulu horizontální stlačitelnosti s hloubkou dle rovnice (40), pro hrubozrnné zeminy lze předpokládat jeho lineární nárůst s hloubkou podle rovnice (37). [17] [19]

$$k_{hz} = \frac{E_{def}}{d} \quad (40)$$

$$k_{hz} = \frac{n_h \cdot z}{d} \quad (41)$$

kde d ... průměr piloty, maximálně 1,0 m,
 n_h ... konstanta dle Tab. 8,
 z ... hloubka.

Tab. 8 Konstanta n_h pro hrubozrnné zeminy, dle [17]

Zemina	n_h [MN/m ³]		
Relativní ulehlost I_D	0,33	0,50	0,90
Suchý písek a štěrk	1,5	7,0	18,0
Vlhký písek a štěrk	2,5	4,5	11,0

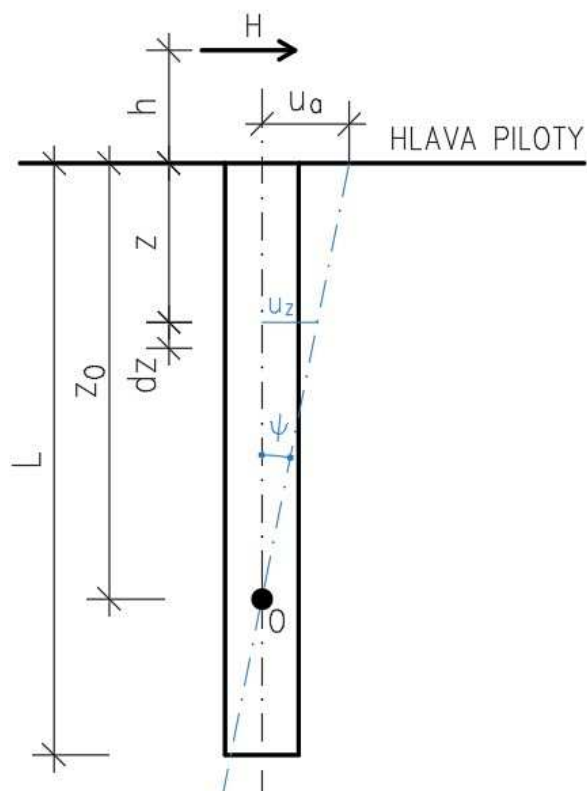
5.2.1 Tuhá pilota

V některých případech a v přijatelném oboru deformací lze uvažovat, že se příčně zatížená pilota chová jako tuhá, to znamená, že osa piloty po zatížení zůstává přímá, jen se posunuje a pootáčí. V takovém případě rozeznáváme několik statických modelů z hlediska podepření pilot v základové půdě, u montovaných prefabrikovaných konstrukcí, kdy je sloup podepřen jednou pilotou, se užívá model volná hlava, volná pata. Za tuhou pilotu délky L se považuje taková, která splňuje nerovnici (42). [17] [20]

$$L \leq L_{max} = m \cdot d \quad (42)$$

kde m ... součinitel v závislosti na statickém schéma piloty, hodnoty v [17].

Řešení tuhé vodorovně zatížené piloty je staticky určitá úloha. Z podmínek rovnováhy lze určit posun v hlavě piloty, pootočení osy piloty a velikost vnitřních sil, na jejichž základě lze dimenzovat průřez piloty. [20]



Obr. 23 Statické schéma vodorovně zatížené piloty, dle [20]

Dle statického schéma na Obr. 23 je nutné určit hloubku bodu otáčení, kolem kterého se sestaví momentová podmínka rovnováhy (44), dle které spolu s vodorovnou silovou podmínkou rovnováhy (43) a využitím Winklerova předpokladu o přímé úměře mezi napětím a deformací lze určit posun v hlavě piloty a pootočení osy piloty, potažmo vnitřní síly. [20]

$$\rightarrow : H - d \cdot \frac{u_a}{z_0} \cdot \int_0^L [k_{hz} \cdot (z_0 - z)] \cdot dz = 0 \quad (43)$$

$$\curvearrowright : H \cdot (h + z_0) - d \cdot \frac{u_a}{z_0} \cdot \int_0^L [k_{hz} \cdot (z_0 - z)^2] \cdot dz = 0 \quad (44)$$

kde H ... vodorovná síla,
 h ... vysazení vodorovné síly nad hlavou piloty,
 z_0 ... hloubka bodu otáčení od hlavy piloty.

Podrobná řešení pro různé typy zemin a statické schéma jsou uvedené v [19].

5.2.2 Ohebná pilota

V ostatních případech, kdy není splněna rovnice (42), se předpokládá, že se pilota chová jako ohebný nosník, to znamená, že se osa piloty po zatížení deformuje. Jedná se o staticky neurčitou úlohu a mimo podmínek rovnováhy je nutné řešit rovnici ohybové čáry (45), která po dvojí integraci přechází na známou diferenciální rovnici druhého řádu (46). [20]

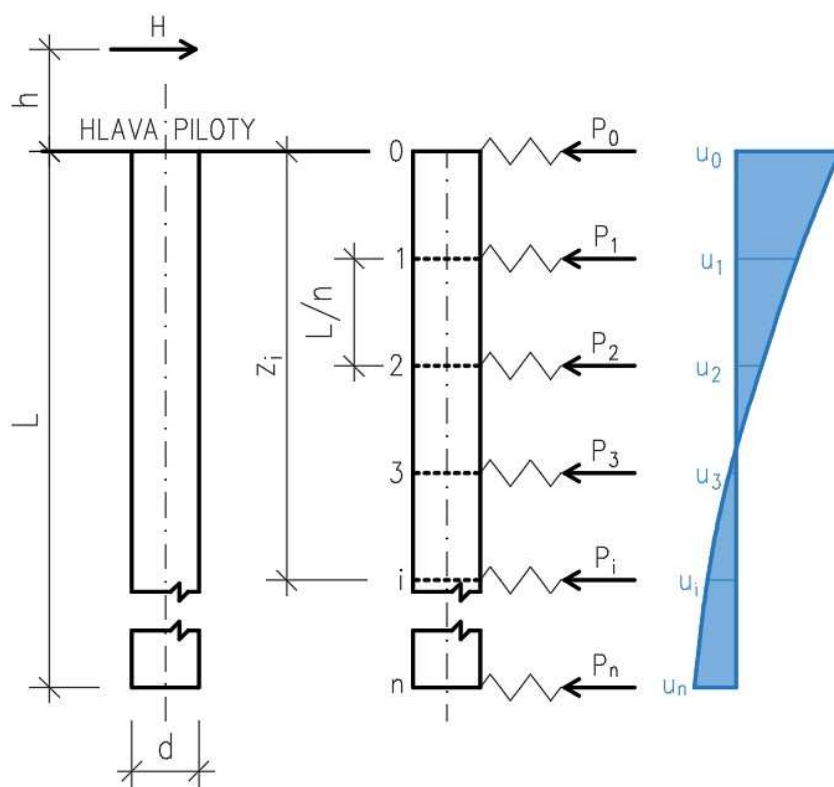
$$E_b \cdot I \cdot \frac{d^4 u}{dz^4} + d \cdot k_{hz} \cdot u = 0 \quad (45)$$

$$-E_b \cdot I \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} = M_z \quad (46)$$

kde E_b ... modul pružnosti betonu piloty,

I ... moment setrvačnosti průřezu piloty.

Pilota zpravidla prochází několika různými vrstvami základové půdy s rozdílným modulem horizontální stlačitelnosti a rovnici ohybové čáry nelze řešit přímo. Je ovšem možné přistoupit k přibližnému řešení aplikací metody sítí pro nosníkovou úlohu. Výpočtové schéma je uvedené na Obr. 24. [20]



Obr. 24 Výpočtové schéma ohebné vodorovně zatížené piloty, dle [20]

Přibližným řešením se rozumí nahrazení příslušné derivace funkce vodorovného posunu diferenčními výrazy v určitých, předem stanovených bodech. Pilota se rozdělí na několik dílků, jež se označí 1 až n a dělicí body se označí 0 až n . Při takovém značení dostaneme n stejně dlouhých dílků a $n+1$ průřezů, v nichž hledáme vodorovné posuny. Modul horizontální stlačitelnosti základové půdy je reprezentován pérovou konstantou (tuhostí) pružiny dle modelu na Obr. 24, jež tvoří podporu piloty v každém dělicím bodě. [17] [20]

$$P_i = \frac{L}{n} \cdot d \cdot k_{hz} \cdot u_i \quad (47)$$

kde P_i ... diskrétní síla v bodě i , jež má fyzikální význam tuhosti pružiny,
 n ... počet dílků pro výpočet,
 u_i ... vodorovný posun v bodě i .

Druhou derivaci funkce vodorovného posunu v bodě i lze nahradit následujícím diferenčním výrazem:

$$\frac{d^2 u}{dz^2}_{(i)} = \frac{u_{i-1} - 2u_i + u_{i+1}}{(L/n)^2} \quad (48)$$

Dosazením diference do rovnice (46) získáme:

$$E_b \cdot I \cdot \frac{u_{i-1} - 2u_i + u_{i+1}}{(L/n)^2} = H \cdot (h + z_i) - \sum_{j=0}^{j=i} P_j \cdot \left(z_i - j \cdot \frac{L}{n} \right) \quad (49)$$

Jak je patrné z rovnice (48), pro náhradu vodorovného posunu v jednom dělicím bodě potřebujeme znát posuny také v obou okolních dělicích bodech, to znamená, že jsme schopni pomocí této diference nahradit druhou derivaci funkce vodorovného posunu pouze pro $n-1$ dělicích bodů. Vodorovné posuny je ale nutné určit v $n+1$ dělicích bodech, proto musíme využít také podmínek rovnováhy – součtové ve vodorovném směru a momentové k patě piloty. [20]

$$\rightarrow : H - \sum_{i=0}^{i=n} P_i = 0 \quad (50)$$

$$\curvearrowright : H \cdot (h + L) - \sum_{i=0}^{i=n} P_i \cdot L \cdot \left(1 - \frac{i}{n} \right) = 0 \quad (51)$$

Pomocí rovnic podmínek rovnováhy (50) a (51) a $n-1$ rovnic (49) jsme schopni určit $n+1$ neznámých posunů vodorovně zatížené piloty rozdělené na n dílků.

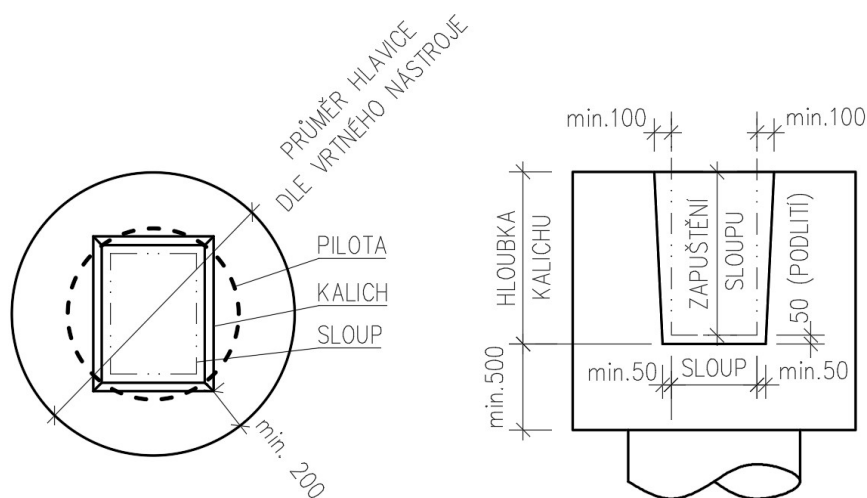
5.3 Hlavice pilot

Přechod mezi monolitickou konstrukcí spodní stavby a prefabrikovanou konstrukcí horní stavby se v případě pilotového založení řeší pomocí realizace hlavice s kalichem v horní části piloty. Hlavice se provádí kruhového průměru, zpravidla většího než je pilota, způsobem rotačně náběrového vrtání nebo obdélníkového či jiného půdorysu klasickým způsobem provádění výkopů.

Rozměry hlavice a kalichu jsou dány rozměry osazovaného sloupu a jeho požadovaným zapuštěním. Obecně bývá kalich mírně kónický, na dně přesahuje rozměry sloupu o 50 až 100 mm, v úrovni hlavy kalichu pak o 100 až 150 mm. Kónický tvar kalichu zajišťuje možnost vytáhnutí jeho bednění a usnadňuje následné zalití prostoru mezi kalichem a sloupem jemnozrnnou zálivkou. Hloubka kalichu se skládá z požadované hloubky zapuštění sloupu, jež je obvykle určena statikem horní stavby, a prostoru pro podlití sloupu, které se volí zpravidla 50 mm. Tloušťka dna hlavice pod kalichem se volí nejméně 500 mm. [18] [21]

5.3.1 Vrtané hlavice

Průměr vrtané hlavice by měl o 400 až 500 mm přesahovat úhlopříčku kalichu v jeho hlavě. Vrt pro hlavici se realizuje spirálem nebo vrtným hrcem, průměr hlavice tedy zpravidla odpovídá průměru použitého vrtného nástroje, v případě nutnosti je možné nástroj nastavit a zvětšit tak průměr hlavice. Doporučené rozměry pro návrh vrtané hlavice jsou na *Obr. 25*. Ukázka fází výroby vrtané hlavice je na *Obr. 26*. [18]



Obr. 25 Doporučené rozměry vrtané hlavice



Obr. 26 Výroba vrtané hlavice [archiv Čeněk a Ježek a.s.]

5.3.2 Kopané hlavice

V některých případech je v horní části piloty žádoucí realizovat hlavici obdélníkových rozměrů. Jedním z hlavních důvodů je nedostupnost vrtného nářadí požadovaného minimálního průměru, zejména v případě osazování sloupů velkých rozměrů. Dalším důvodem je extrémní zatížení, kdy již není prakticky možné navrhnout a realizovat výztuž vrtané hlavice. Jedná se ale také třeba o případy, kdy je nutné jednou pilotou podepřít dva sloupy v těsné blízkosti, například v místě dilatace haly, nebo naopak jeden extrémně zatížený sloup podepřít více pilotami. K realizaci kopané hlavice se přistupuje také v případě prostorových omezení, kdy se například přistavuje nová konstrukce blízko již stávající a pozice navazujících sloupů je navržena tak, že vrtná souprava nemá dostatečný odstup pro zhotovení vrtané hlavice – v této situaci vzniká excentricita mezi sloupem a pilotou a dochází k dodatečnému ohybovému namáhání piloty i hlavice.

Z hlediska přechodu mezi kruhovou pilotou a hranatou hlavicí vzniká problém se zakotvením výztuže piloty, jejíž přesahy se obvykle ohýbají s odklonem na vnější stranu tak, aby nezasahovaly do kalichu. Výztuž hranaté hlavice se svařuje do jednoho celku a osazuje jako jeden celek z důvodu urychlení prací, vázat výztuž na místě je velmi pracné a časově náročné. V hranaté hlavicí je výztuž uspořádána ortogonálně a je následně velmi náročné přesahující pruty vyhnout mezi výztužné pruty hlavice. V případě vyhnutí prutů armokoše piloty s předstihem je pak prakticky nemožné výztuž hlavice osadit. Z tohoto důvodu se navrhuje dno hlavice tak

vysoké, aby odpovídalo nutné kotevní délce výztuže piloty a nemusela se výztuž pilot ohýbat.

Je tedy zřejmé, že s výrobou kopané hlavice roste objem zemních prací i objem spotřebovaného betonu a výztuže. Další nevýhodou je nutnost přítomnosti další mechanizace pro zhotovení výkopu pro hlavici.



Obr. 27 Uspořádání výztuže kopané hlavice [archiv Čeněk a Ježek a.s.]

5.3.3 Návrh výztuže hlavic

Konstrukce hlavic musí být schopna přenést svislé zatížení, ohybové momenty a smykové síly ze sloupu do piloty, potažmo do podloží. Z hlediska rozložení reakcí v hlavici se rozlišují dva základní případy – kalich má buď profilovaný nebo hladký povrch. [22]

Profilované kalichy jsou záměrně tvarované nebo zazubené a lze pak uvažovat působení mezi hlavicí a sloupem za monolitické. Za případ profilovaného povrchu se považuje stav, kdy je povrch kalichu a líc sloupu dostatečně zazubený, to znamená hloubku zazubení minimálně 15 mm a šířku ozubů menší než čtyřnásobek jejich hloubky. Zároveň je nutné splnit podmínky blíže popsané v [23], kde jsou

zároveň uvedené modely náhradní příhradoviny, pomocí kterých se určí rozložení sil v hlavici. [23]

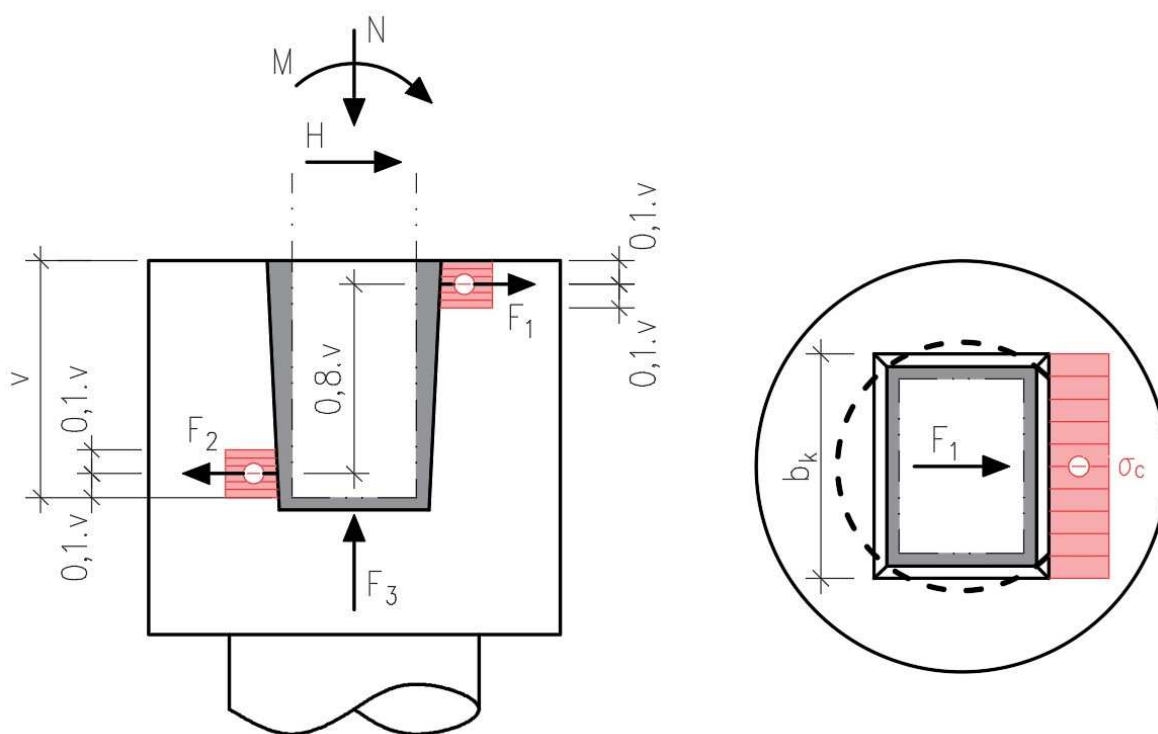
Obyčejně se povrch kalichů a sloupů pouze zdršňuje pomocí profilované folie a zazubení nedosahuje požadované hloubky. Z tohoto důvodu je v práci blíže popsán jen způsob návrhu výztuže v případě kalichu s hladkým povrchem.

V případě hladkého povrchu kalichu lze předpokládat přenos sil a ohybových momentů ze sloupu do základové konstrukce pomocí sil na Obr. 28, a to betonovou zálivkou a odpovídající třecími silami. Třecí síly je však doporučeno zanedbat, jelikož značně komplikují výpočet a při jejich uvažování dochází k příliš optimistickému snížení vodorovných sil pro návrh výztuže. Pro použití modelu musí být splněna nerovnice (52). [21] [22]

$$v \geq 1,2 \cdot a_{max} \quad (52)$$

kde v ... délka zapuštění sloupu do kalichu,

a_{max} ... delší rozměr sloupu.



Obr. 28 Výpočtový model hlavice s kalichem s hladkým povrchem, dle [21]

Svislá síla je přenášena dnem hlavice do piloty a podloží, posouzení konstrukce dna na protlačení je v případě hlavic pilot bezpředmětné. Vodorovná síla a ohybový

moment je transformován do sil, jež jsou přenášeny stěnami hlavice. Je tedy nutné posoudit stěny hlavice na roztržení od vodorovných tahových sil a na účinky ohybového momentu a vodorovné síly ve vertikálním směru stěn hlavice. [21]

Jak je patrné z *Obr. 28*, je nutné zachytit síly F_1 a F_2 , jež vzniknou rozložením ohybového momentu včetně ohybového momentu od vodorovné síly na dvojici sil, která otáčí kolem bodu v hloubce poloviny zapuštění sloupu, rozteč dvojice sil je $0,8.v$. Účinek vodorovné síly se rovnoměrně rozdělí mezi síly F_1 a F_2 . [21]

$$F_1 = \frac{M}{0,8.v} + \frac{H \cdot 0,5.v}{0,8.v} + \frac{H}{2} = \frac{M}{0,8.v} + \frac{9}{8} \cdot H \quad (53)$$

$$F_2 = \frac{M}{0,8.v} + \frac{H \cdot 0,5.v}{0,8.v} - \frac{H}{2} = \frac{M}{0,8.v} + \frac{1}{8} \cdot H \quad (54)$$

Hlavice je v místech působení sil F_1 a F_2 namáhána tahem i tlakem, kdy na tahové působení se navrhne výztuž dle rovnice (55), na tlakové působení se ověří odolnost použité třídy betonu podle rovnice (56). Jelikož má vrtaná hlavice kruhový průřez, tak je nutné v případě působení zatížení ve více směrech navrhnout výztuž na vektorový součet hodnot zatížení. [21]

$$A_{s,req} = \frac{F}{f_{yd}} \quad (55)$$

kde $A_{s,req}$... nutná plocha výztuže v celé vrstvě,
 F ... působící tahová síla,
 f_{yd} ... návrhová hodnota meze kluzu výztuže.

$$\sigma_c = \frac{F}{0,2.v.b_k} \quad ; \quad |\sigma_c| \leq f_{cd} \quad (56)$$

kde σ_c ... tlakové napětí v betonu,
 b_k ... rozměr kalichu v úrovni horní hrany hlavice ve směru zatížení,
 f_{cd} ... návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku.

Celistvé těleso hlavice půdorysného tvaru prstence je namáháno jako konzola s vyložení rovinným hloubce kalichu. Důsledkem namáhání je vznik ohybového momentu podle rovnice (57) a posouvající síly, která je rovna vodorovné reakci ze sloupu. Stěny hlavice musí být vyztuženy svislou výztuží tak, aby uvedenému namáhání odolaly. K zachycení smykových sil se používá ovinutí. [21]

$$M_{kal} = F_1 \cdot (0,9 \cdot v + p) - F_2 \cdot (0,1 \cdot v + p) \quad (57)$$

kde p ... podlití sloupu v kalichu.

Příklad výztuže vrtané hlavice před osazením, kde je patrné uspořádání jednotlivých prvků celého armokoše, je na *Obr. 29*.



Obr. 29 Výztuž vrtané hlavice [autor]

5.4 Výztuž pilot

5.4.1 Návrh a posouzení

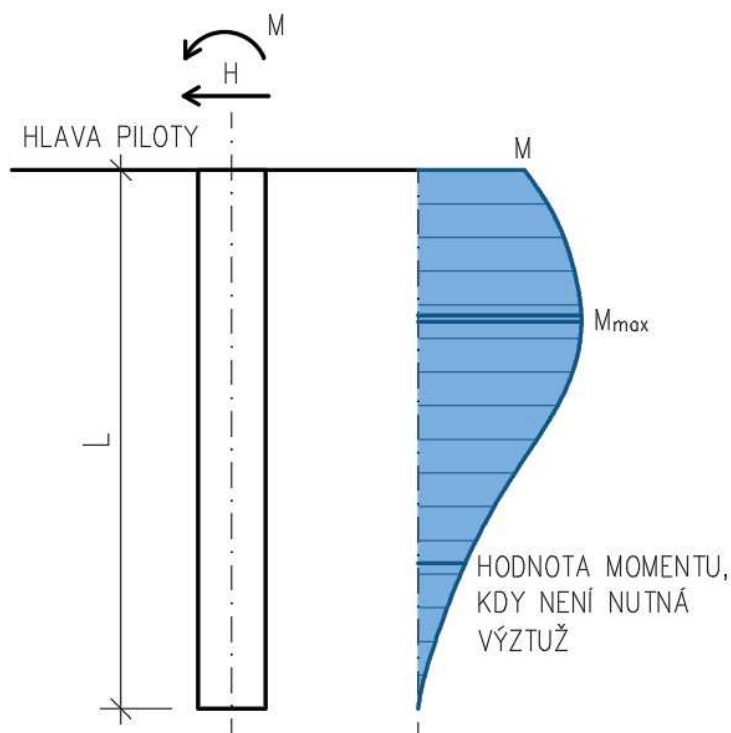
Piloty, jako základové konstrukce, jsou prvky přenášející zejména tlakové zatížení od horní stavby. V ojedinělých případech, kdy působí na pilotu pouze tlakové zatížení a zároveň se pilota se nenachází v zeminách náchylných ke ztrátě stability, je možné pilotu navrhnout nevyztuženou, avšak v hlavě piloty musí být osazena výztuž k pokrytí náhodných zatížení. [20] [24]

V převládající většině případů je ale pilota zatížena také ohybovými momenty a vodorovnými silami, ať již vzniknou působením horní stavby nebo vlivem geometrických nepřesností při provádění, kdy vzniká dodatečný ohybový moment v hlavě piloty vyvolaný svislým zatížením působícím na rameni rovném odchylce vzniklé při realizaci. Při návrhu pilot se vždy musí vzít v úvahu výrobní tolerance dle *Tab. 8*, a uvažuje se, že svislá síla může v krajním případě působit právě na rameni rovném maximální povolené odchylce. [24]

Tab. 9 Maximální povolené polohové odchytky vrtaných pilot, dle [24]

Průměr piloty d	Maximální odchytky [m]
$d \leq 1,0 \text{ m}$	0,10
$1,0 \text{ m} < d \leq 1,5 \text{ m}$	$0,10 \times d$
$d > 1,5 \text{ m}$	0,15

Pilota se chová jako nosník vetknutý do pružně plastického prostředí, deformace a potažmo vnitřní síly nemají konstantní průběh po celé délce. V případě působení vodorovné síly v hlavě piloty ve stejném směru jako ohybový moment dochází k nárůstu ohybového momentu po délce piloty a jeho maximum tedy není v hlavě piloty. Právě uvedená maximální hodnota ohybového momentu je jedním ze vstupních údajů pro návrh podélné výztuže piloty. Nárůst ohybového momentu vlivem působení vodorovné síly je závislý na její velikosti, ale také na tuhosti piloty a základové půdy.



Obr. 30 Průběh ohybového momentu po délce piloty

Pro návrh výztuže je nutné vzít v úvahu nejméně příznivý směr působení zatížení, jelikož je pilota kruhový prvek a výztuž je symetrická, bude její posudek ve všech směrech stejný. Finální hodnota ohybového momentu pro posouzení tedy sestává z maximálního ohybového momentu na délce piloty a ohybového momentu vyvolaného excentricitou svislého zatížení.

$$M_{dim} = M_{max} + N \cdot e \quad (58)$$

kde M_{dim} ... finální hodnota ohybového momentu pro posouzení výztuže piloty,

N ... svislá síla,

e ... maximální povolená polohová odchylka piloty.

Pro samotné posouzení průřezu se stanoví průběh interakčního diagramu pro zvolený průřez a vyztužení, jež vyjadřuje mezní hodnoty únosnosti průřezu namáhaného ohybovým momentem a normálovou silou. Jedná se o uzavřenou křivku vymežující v rovině množinu bodů, které jsou určeny souřadnicemi odpovídající hodnotě ohybového momentu a normálové síly $[M;N]$. Pokud daný bod leží uvnitř interakčního diagramu, průřez vyhoví. [25]

Z průběhu ohybového momentu po délce piloty je patrné, že v určité hloubce má ohybový moment takovou hodnotu, že namáhání přeneso samotný průřez piloty bez výztuže. Maximální hodnotu ohybového momentu M_p , kdy je namáhání schopen přenést nevyztužený průřez, je možné určit z rovnice (59). [26]

$$M_p = f_{ctd} \cdot W \quad (59)$$

kde f_{ctd} ... návrhová pevnost betonu v tahu,

W ... průřezový modul piloty.

Průřez piloty zároveň musí odolat smykovému namáhání, kdy vstupní hodnotou pro posouzení je maximální hodnota posouvající síly na délce piloty. Posouzení poté probíhá v souladu s postupem uvedeným v normě ČSN EN 1992-1-1. [22]

5.4.2 Provádění

Výztuž vrtaných pilot se osazuje před jejich betonáží jako jeden celek ve formě svařovaných armokošů, které sestávají z podélné, příčné a pomocné výztuže. Podélnou výztuž tvoří rovné pruty v příčném řezu symetricky uspořádané do kruhu, jejichž stabilní polohu zajišťují z vnitřní strany přivařené distanční kruhy. Jako příčná výztuž se používá spirálové ovinutí. Minimální množství podélné výztuže je uvedené v *Tab. 9*. Doporučené průměry příčné výztuže jsou uvedeny v *Tab. 10*. [20]

Tab. 10 Minimální podélná výztuž piloty, dle [24]

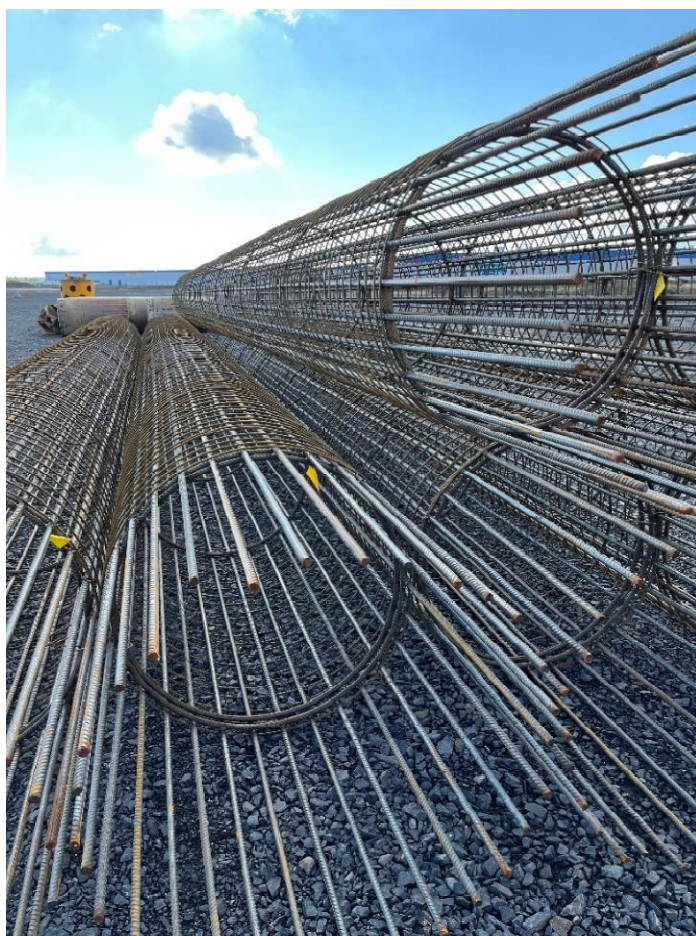
Jmenovitá průřezová plocha dříku piloty A_c	Plocha podélné výztuže A_s
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,5 \% A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,25 \% A_c$

Tab. 11 Doporučené průměry příčné výztuže piloty, dle [24]

Typ příčné výztuže	Průměry příčné výztuže
Pravouhlé a kruhové třmínky a spirály	$\geq 6 \text{ mm a}$
	\geq čtvrtina největšího průměru podélné výztuže
Výztužné sítě	$\geq 5 \text{ mm}$

Vzdálenost mezi podélnými pruty je třeba volit co největší, aby byl umožněn volný průtok betonu, nesmí ale překročit 400 mm. Světlá vodorovná vzdálenost podélných prutů nebo třmínek nesmí být menší než 100 mm. [24]

Při manipulaci s armokoší na stavbě dochází k jejich zdvihu z vodorovné polohy do svislé, je tedy nutné zajistit jejich dostatečnou tuhost, aby nedošlo k jejich poškození či nepřiměřené deformaci. Pokud je to možné, osazují se armokoše do vrtů vcelku, bez spojů. Na *Obr. 31* je zobrazen příklad typických armokošů před zapuštěním do pilot. [20]



Obr. 31 Armokoše pilot [autor]

Krytí výztuže u pilot s průměrem větší než 600 mm má být minimálně 60 mm, v případě pažení vrtů spojujatelými pažnicemi se krytí výztuže zvětšuje, a to obvykle o tloušťku této pažnice, jež bývá 40 mm. K zajištění krycí vrstvy a zároveň k vycentrování polohy armokoše v pilotě se používají kruhové distanční prvky z betonu nebo plastu. Distanční prvky se osadí minimálně tři v příčném řezu, vzdálenost příčných řezů nepřesáhne tři metry. [20] [24]



Obr. 32 Plastový distanční prvek [27]

5.5 Beton pilot

Beton pilot musí dosahovat pevnosti předepsané projektem, musí být odolný vůči vnějšímu prostředí a jeho receptura musí odpovídat doporučením pro zvolenou technologii betonáže, tak aby nedošlo k segregaci v průběhu betonáže a beton byl schopen protékat kolem armokoše. [24]

Piloty přicházejí do styku se základovou půdou, již je možné charakterizovat jako prostředí mokré, občas suché. Takový popis prostředí odpovídá dle ČSN EN 206+A2 stupni nebezpečí koroze vlivem karbonatce XC2. Dle národní přílohy k normě ČSN EN 1992-1-1 je minimální indikativní pevnostní třída betonu pro stupeň vlivu prostředí XC2 C 20/25. U základových konstrukcí se také často setkáme s chemickou agresivitou prostředí, pro jejíž nejnižší stupeň XA1 je doporučená minimální indikativní pevnostní třída betonu C 25/30. [13] [22]

Kamenivo použité do betonu musí být v souladu s normou ČSN EN 206+A2 a pro beton pilot je velikost největšího zrna kameniva stanovena na 22 mm. [13] [28]

S ohledem na technologii betonáže je důležitá jeho dobrá zpracovatelnost, která se ověřuje zkouškou sednutí kužele. Pro beton do pilot se požaduje stupeň konzistence S4, při kterém výsledek zkoušky ukazuje sednutí kužele 160–210 mm. Složení betonu pro vrtané piloty je dáno *Tab. 11*. [20] [28]

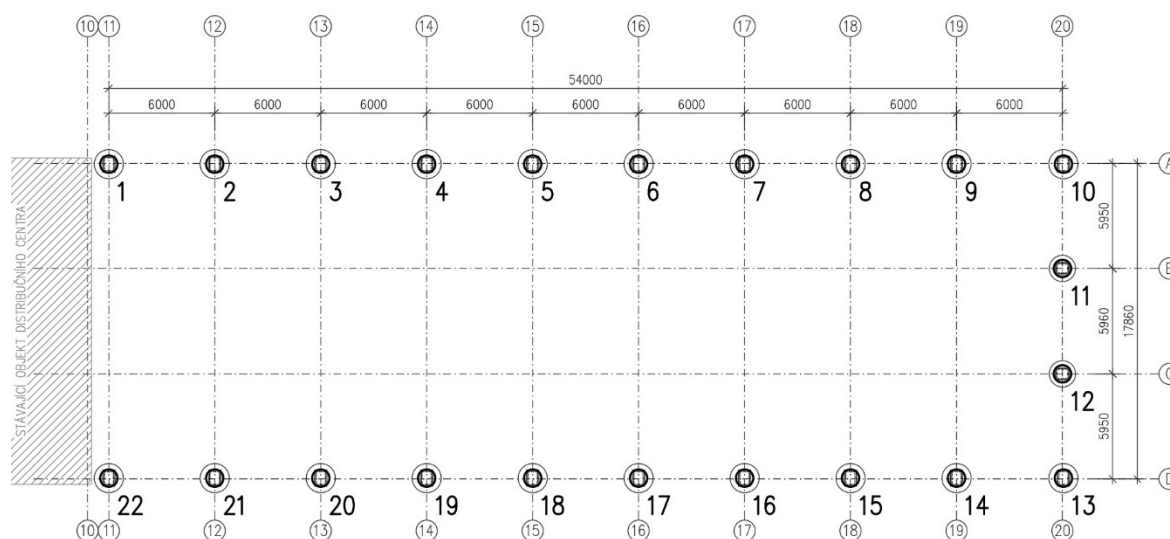
Tab. 12 Složení čerstvého betonu pro vrtané piloty, dle [20]

Obsah cementu	
<ul style="list-style-type: none"> Betonáž do sucha Betonáž pod vodu a pod suspenzi 	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$ $\geq 375 \text{ kg/m}^3$
Vodní součinitel (v/c)	$< 0,60$
Podíl jemné frakce $d < 0,125 \text{ mm}$ (včetně cementu)	
<ul style="list-style-type: none"> Největší zrno kameniva $d > 8 \text{ mm}$ Největší zrno kameniva $d \leq 8 \text{ mm}$ 	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$ $\geq 450 \text{ kg/m}^3$

5.6 Řešený objekt

5.6.1 Návrh a posouzení

V rámci pilotového založení řešeného objektu bylo přistoupeno k návrhu založení každého sloupu na samostatné pilotě ukončené vrtanou kruhovou hlavicí s kalichem pro následné osazení prefabrikovaného sloupu skeletu. Jak je patrné z Obr. 33, bylo nutné navrhnut celkem 22 pilot s hlavicemi.



Obr. 33 Číslování pozic pilot s hlavicemi

S převzatými reakcemi na spodní stavbu bylo pracováno stejně jako v případě návrhu plošného založení.

5.6.1.1 Piloty

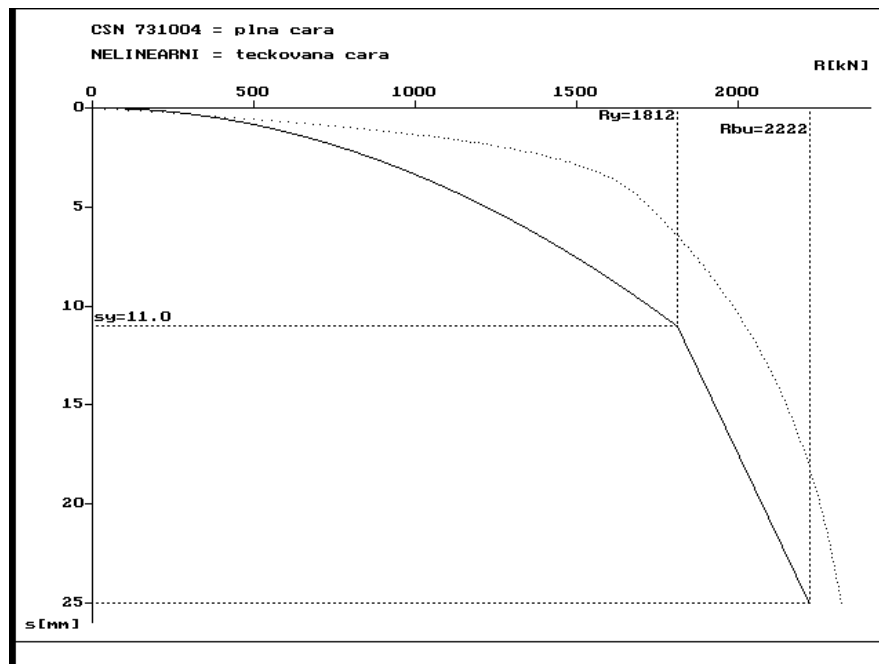
Pilota při posouzení byla modelována vcelku i s hlavicí, neboť bude hlavice realizována stejnou technologií jako pilota, bude s pilotou monoliticky spojena a výztuž piloty bude dostatečně zakotvena do hlavice.

Jednotlivé piloty byly posouzeny na účinky svislého tlakového zatížení v mezním stavu porušení i v mezním stavu použitelnosti, dále na účinky kombinace vodorovného zatížení a ohybových momentů. Konečná dimenze piloty musí splňovat všechny podmínky pro svislou i vodorovnou únosnost.

Pro výpočet svislé únosnosti podle mezního stavu porušení a vodorovné únosnosti byl použit program GEO5 2022 – Pilota, pro výpočet svislé únosnosti v mezním stavu použitelnosti byl zvolen software VP, ve kterém je zakomponován také výpočet sedání pomocí nelineární metody.

V mezním stavu porušení byla spočtená únosnost porovnávána s maximální návrhovou svislou silou. V momentě, kdy byla pilota navržena takové délky, že její pata se nacházela v neogenních jílových sedimentech, docházelo k poklesu únosnosti dle mezního stavu porušení a musela být dostatečně prodloužena tak, aby nedostatečná únosnost paty byla kompenzována únosností pláště. Z uvedeného důvodu byly navrženy piloty délky až 11,50 metrů. Ačkoliv byl inženýrskogeologický průzkum proveden pouze do hloubky 9,00 metrů pod terénem, lze dle archivních vrtů v blízkosti stavby i hlouběji předpokládat vrstvu neogenních jílových sedimentů, jejichž geotechnické parametry se s hloubkou zlepšují. V případě zastižení odlišné geologie mimo dosah průzkumu mohou být v průběhu realizace piloty operativně prodlouženy tak, aby splnily všechny podmínky únosnosti.

V mezním stavu použitelnosti byly pro piloty zvolených délek spočteny mezní zatěžovací křivky dvěma různými metodami – metodou ukotvenou v normě ČSN 73 1004 a metodou nelineární, která přesněji popisuje skutečné chování piloty. Délka piloty byla volena tak, aby její sednutí bylo maximálně 12 mm, přičemž se nakonec ukázalo, že rozhodující je posouzení podle mezního stavu porušení. Z obou zvolených metod byly příznivější výsledky určené metodou nelineární.



Obr. 34 Porovnání výsledků metod výpočtu mezní zatěžovací křivky piloty o průměru 880 mm a délky 11,0 metrů, výstup z programu VP

U pilot, jejichž zatěžovací údaje byly zadány v návrhových hodnotách, byl z hlediska vodorovné únosnosti sledován průběh posouvajících sil a ohybových momentů, jejichž maximální hodnoty byly vstupními hodnotami pro návrh výztuže pilot. Pro posouzení vodorovných deformací bylo nutné použít charakteristické hodnoty zatížení, délka piloty byla navržena tak, aby vodorovný posun v hlavě nepřesahoval hodnotu 12 mm.

Posouzení pilot je součástí přílohy č. 2.2a.

5.6.1.2 Beton pilot

Piloty přicházejí do styku se základovou půdou a podzemní vodou. Ačkoliv zastižená podzemní voda dle laboratorních rozborů nevykazuje žádnou agresivitu dle ČSN EN 206+A2, je v závěrečné zprávě z inženýrskogeologického průzkumu doporučeno základové konstrukce chránit. Proto bude u betonu do pilot požadována odolnost proti slabě agresivnímu chemickému prostředí XA1. S ohledem na požadovanou minimální pevnostní třídu betonu a uvedené skutečnosti byla sestavena následující specifikace betonu pilot a hlavic:

Beton ČSN EN 206+A2 a ČSN P 73 2404 :

C 25/30 - XC2, XA1 - Dmax 22 mm - S4. [8] [13] [22]

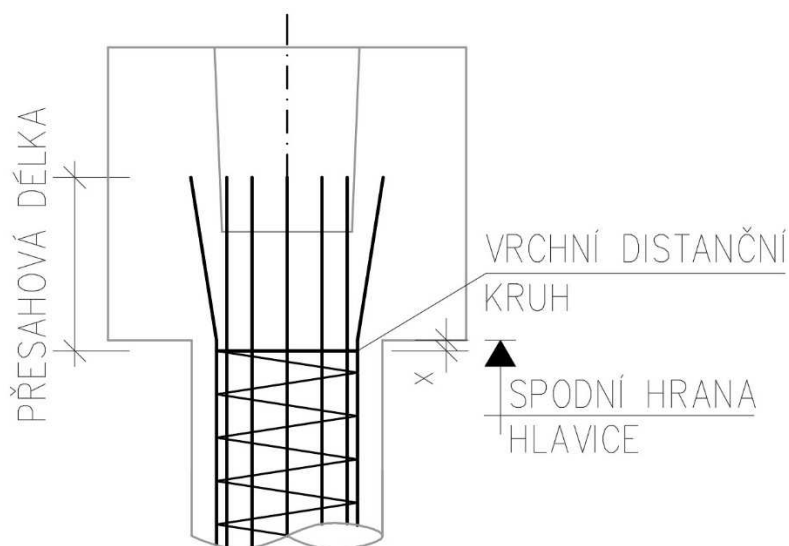
Minimální hodnota krycí vrstvy byla stanovena na 60 mm, nominální hodnota na 100 mm.

5.6.1.3 Výztuž pilot

Vstupní hodnotou pro návrh a posouzení výztuže pilot je maximální hodnota posouvající síly a ohybového momentu po délce piloty v nejméně příznivém směru působení. K jednotlivým kombinacím zatěžovacích stavů tříd mezního stavu únosnosti a mimořádného stavu seismicity byl přiřazen maximální ohybový moment i maximální posouvající síla působící na průřez piloty, tak aby k nim byla jednoznačně přiřazena současně působící svislá síla, jejíž hodnota ovlivňuje konečný posudek výztuže. Jednotlivé hodnoty vnitřních sil pro posouzení jsou patrné z přílohy č. 2.2b.

Posouzení bylo provedeno pomocí programu FIN EC – Beton 2019, kde byly zadány maximální hodnoty vnitřních sil působících na průřez včetně současné působící síly normálové. Ohybový moment byl zvětšen o působení svislé síly s excentricitou danou maximální povolenou odchylkou při provádění vrtaných pilot. Výztuž piloty byla posouzena pomocí interakčního diagramu. Posouzení výztuže pilot je součástí přílohy č. 2.2a.

Navržené armokoše musí být dostatečně zakotveny do konstrukce vrtané hlavice a je tedy nutné navrhnout dostatečnou přesahovou délku podélných prutů v horní části armokoše. Minimální přesahová délka je dána součtem dvou hodnot – základní požadované kotevní délky dle ČSN EN 1992-1-1 pro dobré podmínky soudržnosti a výškové tolerance osazení armokoše dle ČSN EN 1536+A1, jež činí 150 mm. K součtu těchto hodnot se přičte ještě hodnota vzdálenosti vrchního distančního kruhu armokoše od spodní hrany hlavice. [22] [24]



Obr. 35 Přesahová délka podélných prutů armokoše

Základní požadovaná kotevní délka podélné výztuže je dána následující rovnicí:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}} \quad (60)$$

kde \varnothing ... průměr prutu výztuže,

η_1 ... součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze prutu během betonáže,

η_2 ... součinitel závislý na průměru prutu výztuže. [22]

Celková minimální délka přesahu podélné výztuže armokoše je pak dána:

$$l_{p,min} = l_{b,rqd} + 150 \text{ mm} + x \quad (61)$$

kde x ... vzdálenost vrchního distančního kruhu od spodní hrany hlavice.

K jednotlivým pilotám byl přiřazen typ armokoše v závislosti na použité výztuži a délce armokoše. Z hlediska realizace je vždy vhodné vyrobít a dodat na stavbu co největší množství typově stejných armokošů, avšak toto rozhodnutí musí být v souladu se statickým i ekonomickým řešením založení stavby. Výkres výztuže pilot je v přílohách č. 2.5a a 2.5b.

5.6.1.4 Hlavice

Vstupní hodnotou pro návrh a posouzení výztuže hlavic byly návrhové hodnoty reakcí od horní stavby v úrovni horní hrany hlavic. Pro výpočet byl sestaven

jednoduchý automatizovaný postup stanovení minimální požadované plochy výztuže na roztržení v programu MS Office 365 – Excel. Zároveň byla hlavice posouzena jako nosník s průřezem jejího půdorysu, byla ověřena smyková únosnost a byla ověřena tlaková odolnost použitého betonu.

Na *Obr. 36* je výřez ze statického výpočtu hlavice, kde jsou patrné potřebné vstupní údaje – rozměry, materiálové charakteristiky a zatížení. Rozměry kalichu a samotné hlavice jsou dané požadavkem na rozměr sloupu a délku jeho zapuštění. Specifikace betonu i betonářské oceli je stejná jako u pilot. Byl zároveň ověřen požadavek na použití modelu kalichu s hladkým povrchem dle nerovnice (48).

Typ hlavice:		H1		
Základní údaje:			Materiálové charakteristiky:	
Rozměr sloupu:	500 x 600	mm	Beton:	C25/30
Průměr hlavice:	1 500	mm	Výztuž:	B500B
Výška hlavice:	1,75	m		
Vetknutí sloupu:	1,20	m	Návrhová pevnost betonu v tlaku:	16,67 MPa
Hloubka kalichu:	1,25	m	Návrhová hodnota meze kluzu výztuže:	434,78 MPa
Zatížení:			Ověření použitelnosti modelu:	
Ohybový moment x:	-34,62	kNm	$v \geq 1,2 \cdot a_{\max} ?$	$v = 1,20$ m
Ohybový moment y:	-282,47	kNm		$1,2 \cdot a_{\max} = 0,72$ m → OK
Vodorovná síla x:	-25,64	kN		
Vodorovná síla y:	-3,18	kN		
Vektorový součet:				
Ohybový moment:	285,00	kNm		
Vodorovná síla:	26,00	kN		

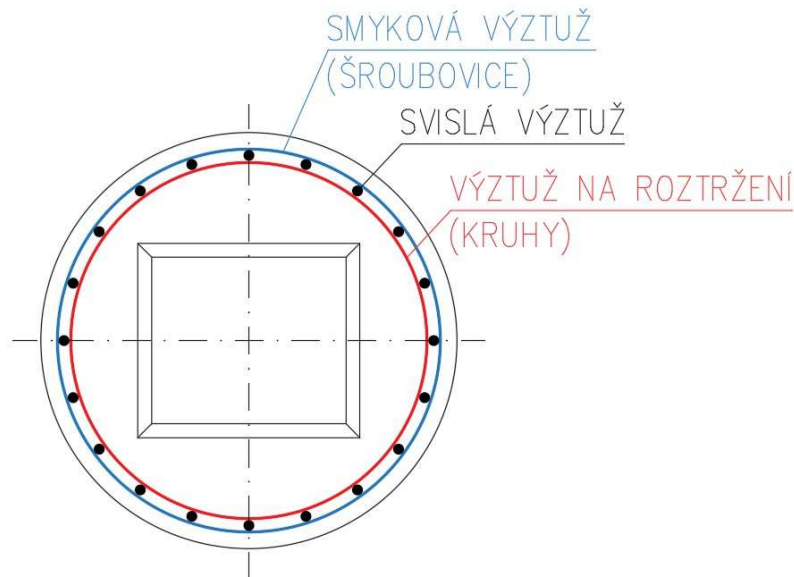
Obr. 36 Vstupní údaje pro návrh a posouzení hlavice H1

K jednotlivým pilotám byly přiřazeny typy hlavic v závislosti na rozměru a požadované výztuži. Pro posouzení byla pro daný typ hlavice vybrána pozice s nejméně příznivým účinkem zatížení – vodorovná síla a ohybový moment. Přímou vstupní hodnotou do výpočtu byl vektorový součet vodorovných sil a ohybových momentů v obou směrech.

Roztržení:							
Síla F_1 :	326,13	kN	→	$A_{s,req}$:	750,1	mm ²	→ NÁVRH: 2 x \varnothing 16 (počet kruhů) 93,27%
Síla F_2 :	300,13	kN	→	$A_{s,req}$:	690,3	mm ²	→ NÁVRH: 2 x \varnothing 16 (počet kruhů) 85,83%
Drcení betonu:							
$\sigma_{c,x}$:	0,54	MPa	<	16,67	MPa	→	VYHOVÍ
$\sigma_{c,y}$:	2,48	MPa	<	16,67	MPa	→	VYHOVÍ
Stěny hlavice - svislá výztuž:							
<u>Ohybová únosnost:</u>							
M_{kal} :	317,50	kNm	→	$A_{s,req}$:	583,4	mm ²	→ NÁVRH: 5 x \varnothing 12 (jedna strana) 51,59%
Krytí + $\frac{1}{2} \varnothing$:	72	mm					
pozn.: pro stanovení plochy výztuže byl kruhový průřez převeden na rovnoplochy čtverec							
<u>Smyková únosnost:</u>							
V_{kal} :	26,00	kN					
Únosnost průřezu bez výztuže:	229,10	kN	>	26,00	kN	→	KONSTRUKČNÍ VYZTUŽENÍ
Návrh ovinutí:	d = 6	mm	;	vzdálenost = 100	mm	→	$A_{sw} = 56,5$ mm ² 6,23%
Únosnost vyztuženého průřezu:	417,33	kN					

Obr. 37 Návrh a posouzení výztuže hlavice H1

Na Obr. 37 je výřez ze statického výpočtu hlavic, kde jsou posouzeny jednotlivé prvky výztuže. Je nutné navrhnout výztuž na roztržení – čistý tah – ve formě kruhů, které se přivaří na svislé pruty. Požadovaná plocha výztuže z výpočtu platí pro celou oblast pro zachycení síly F_1 , respektive F_2 . Dále je nutné hlavici posoudit jako celek, který odolává namáhání ohybovým momentem M_{kal} a posouvající silou V_{kal} úrovní dna kalichu. Pro stanovení minimálního množství svislé výztuže hlavice byl její kruhový průřez převeden na čtverec o stejném obsahu. Při posouzení smykové odolnosti průřezu hlavice bylo opět uvažováno s čtvercovým průřezem, v tomto případě ale do šířky odolávající smykovému namáhání nebyla započítána šířka kalichu v úrovni jeho dna. Také byla porovnána hodnota tlakového napětí na šířce, resp. délce kalichu v obou směrech působení zatížení s návrhovou hodnotou pevnosti v tlaku použitého betonu.



Obr. 38 Uspořádání výztuže hlavice

Posouzení výztuže hlavic je součástí přílohy č. 2.2a a výkresy tvaru a výztuže hlavic jsou v příloze č. 2.6.

5.6.1.5 Konečný návrh

V rámci řešení hlubinného založení bylo navrženo celkem 22 vrtaných pilot kruhového průřezu ukončených kruhovou vrtanou hlavicí s kalichem pro osazení prefabrikovaného železobetonového sloupu. Jsou navrženy piloty o průměru 880 mm, tato hodnota odpovídá vnějšímu průměru běžně dostupných pažnic.

Průměry vrtaných hlavic byly zvoleny 1 500 a 1 650 mm – průměry byly zvoleny na základě předepsaného rozměru osazovaného sloupu a vnějších rozměrů běžně dostupných vrtných nástrojů. V místech, kde budou osazeny sloupy o rozměrech 500x600 mm jsou navrženy hlavice o průměru 1 500 mm, a v místech, kde budou osazeny sloupy o rozměrech 500x700 mm jsou navrženy hlavice o průměru 1 650 mm. U všech sloupů bylo požadováno jejich zapuštění do kalichu o délce 1 200 mm, hloubka kalichu je navržena 1 250 mm, počítá tedy s podlitem o mocnosti 50 mm. Celková výška všech hlavic je navržena 1 750 mm.

V tabulce pilot v příloze č. 2.3 jsou uvedeny pro jednotlivé piloty jejich délky včetně vrtané hlavice. Jsou navrženy piloty v délkách 6,00 – 11,50 m. Pro všechny hlavice je předepsaná stejná hodnota úrovně jejich horní hrany, čímž je

jednoznačně definováno výškové umístění piloty s hlavicí. Úroveň horní hrany hlavic v celé ploše přístavby zhruba kopíruje úroveň stávajícího terénu.

Do každé piloty bude vložen předepsaný typ armokoše, který přesahuje do konstrukce hlavice. Přesahy armokošů budou vyhnuty tak, aby bylo možné osadit bednění kalichu a předepsanou, předem připravenou a do jednoho celku svařenou výztuž hlavice. Požadavky na uzemnění nebyly v době zpracování projektu známy a proto není řešení vývodů zemních pásků v projektu uvedeno.

Piloty na modulové ose 11 v blízkosti stávající části distribučního centra jsou na jejich osu od líce fasády vzdáleny 975 mm. Pro vrtnou soupravu je dostačující odstup pro zvolené průměry pilot od překážky na osu piloty 800 mm, minimální odstup pro větší průměry pilot je limitován rozměrem unašeče. Na Obr. 39 je názorně ukázána schopnost práce vrtné soupravy ve stísněných podmínkách s minimálním odstupem od stávajících konstrukcí.



Obr. 39 Práce vrtné soupravy ve stísněných podmínkách [archiv Čeněk a Ježek a.s.]

6 NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

Pro verifikaci navrženého řešení bylo přistoupeno k numerickému modelování pomocí metody konečných prvků. Pro tento účel byl použit program Plaxis 3D - 2016, který umožňuje modelování geotechnických úloh ve třech dimenzích, zároveň ale také umožňuje modelovat časově závislé jevy.

6.1 Postup modelování

Pro získání výsledků z modelu je nutné chronologicky využít tři základní fáze programu. Nejprve se určí velikost modelované oblasti, geometrie modelu a jeho materiální vlastnosti a okrajové podmínky. Dále se přistoupí k vygenerování sítě konečných prvků a samotnému výpočtu, kde lze modelovat fáze budování aktivací či deaktivací jednotlivých částí modelu. Nakonec lze zobrazit výsledky výpočtu pro daný model – interpretace výsledků je umožněna jak numerická, tak grafická. [29]

6.2 Rozměry světa

Vzhledem k velikosti přístavby, která činí zhruba 54 x 18 m byla velikost světa zvolena tak, aby jeho hranice byly vzdáleny 10 m od hranice řešeného objektu. Výška byla zvolena 20 m, což znamená, že pod patou nejdelších navržených pilot zbývá 8,5 m zeminy. Rozměry modelového hranolu jsou tedy 74 x 38 x 20 m.

6.3 Geologické prostředí

V zadávacím okně pro průzkumné vrty byly vloženy data z inženýrskogeologického průzkumu z vrtů V-1 a V-2. Byla zachována jejich zaměřená pozice i sled vrstev základové půdy. Program je z těchto informací schopen vytvořit prostorový model základové půdy.

Jednotlivým vrstvám základové půdy byly přiřazeny charakteristiky dle *Tab. 1*. Pro všechny zeminy byla zvolena analýza za odvozených podmínek.

Chování zemin bylo charakterizováno Mohr-Coulombovým materiálovým modelem, jež je nejzákladnějším konstitučním modelem pro geotechnické úlohy. Jedná se o ideálně plastický model charakterizovaný plochou plasticity, jež tvoří obálku všech fyzikálně přípustných stavů zeminy. Uvnitř obálky pevnosti je chování lineárně elastické, hranice obálky jsou definovány smykovou pevností zeminy.

Matematický zápis Mohr-Coulombovy podmínky plasticity je uveden v rovnici (62). [30]

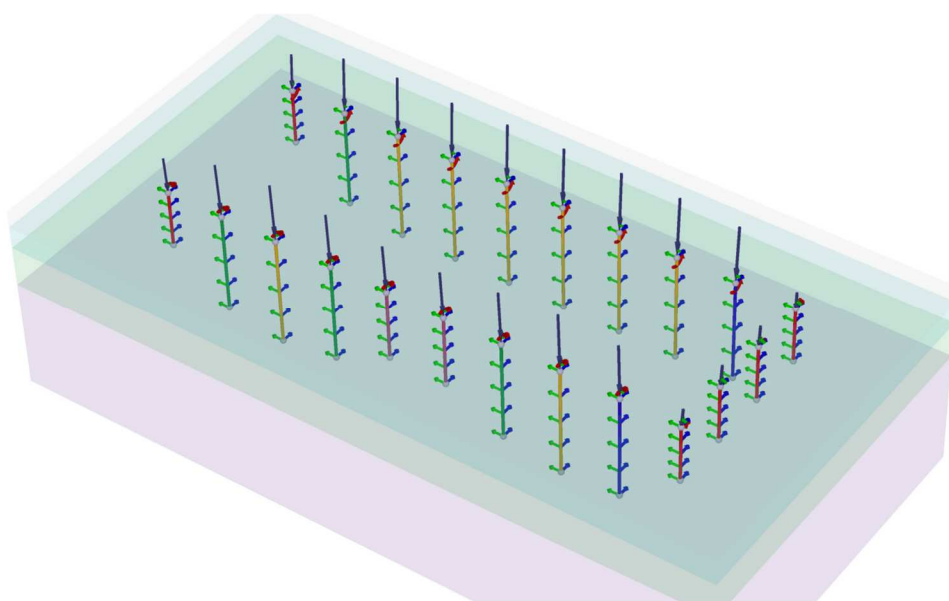
$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi + c \quad (62)$$

kde τ ... smykové napětí,
 σ ... normálové napětí,
 φ ... úhel vnitřního tření zeminy,
 c ... soudržnost zeminy.

6.4 Piloty

Jednotlivé piloty byly modelovány jako samostatné piloty zatížené bodovými silami a ohybovými momenty v jejich hlavě. Samostatná pilota byla namodelována jako liniový prvek s vlastností, která je v programu označena jako *embedded beam*. Tato vlastnost umožňuje zjednodušenou simulaci chování piloty, kdy samotná pilota je uvažována jako nosník s reálnými materiálovými vlastnostmi, zatímco interakce mezi pilotou a okolní základovou půdou je simulována pomocí pružin s nelineárním chováním. Tento způsob simulování pilot je vhodný v případě modelování většího množství pilot a zároveň umožňuje vykreslení vnitřních sil po délce piloty. [31]

V programu bylo také nutné zadat průběh plášťového tření podél piloty, jež bylo pro jednotlivé vrstvy základové půdy, kterými pilota prochází, určeno z rovnice (19). Únosnost paty piloty byla určena na základě rovnice (20).



Obr. 40 Piloty modelované jako *embedded beam* (Plaxis 3D)

V programu bylo stanoveno pět typů pilot jako *embedded beam* v závislosti na jejich délce a průběhu plášťového tření. Pro přehlednost výstupu byly barevně odlišeny.

Jako zatížení byla aplikována nejméně příznivá kombinace svislé síly, vodorovných sil a ohybových momentů v charakteristických hodnotách.

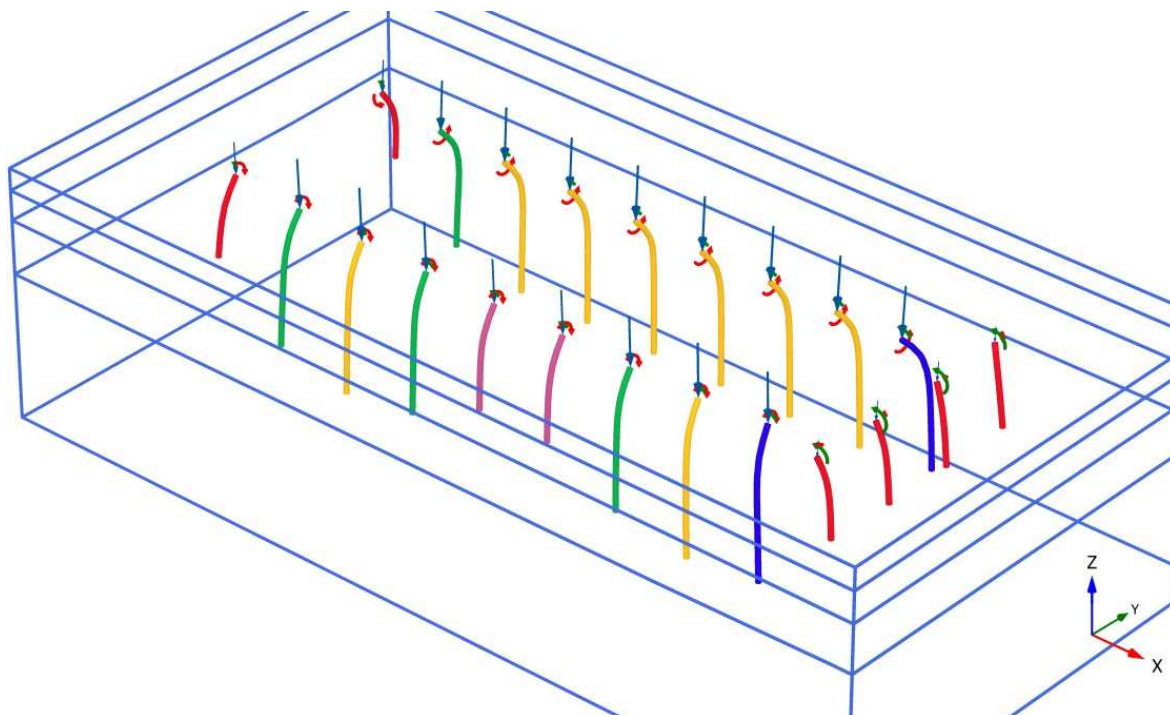
6.5 Výpočet

Před výpočtem byla programem automaticky vygenerována síť konečných trojúhelníkových prvků s hrubou jemností.

Samotný výpočet byl rozdělen do tří fází – v první fázi byla aktivována základová půda, v další fázi byly aktivovány jednotlivé piloty a v poslední fázi bylo aplikováno zatížení do pilot. Pro výpočet byla zvolena plastická analýza.

6.6 Výsledky

Jedním z pozorovaných aspektů byly deformace pilot. Na *Obr. 41* je názorně ukázáno, kterým směrem dochází k deformaci pilot.

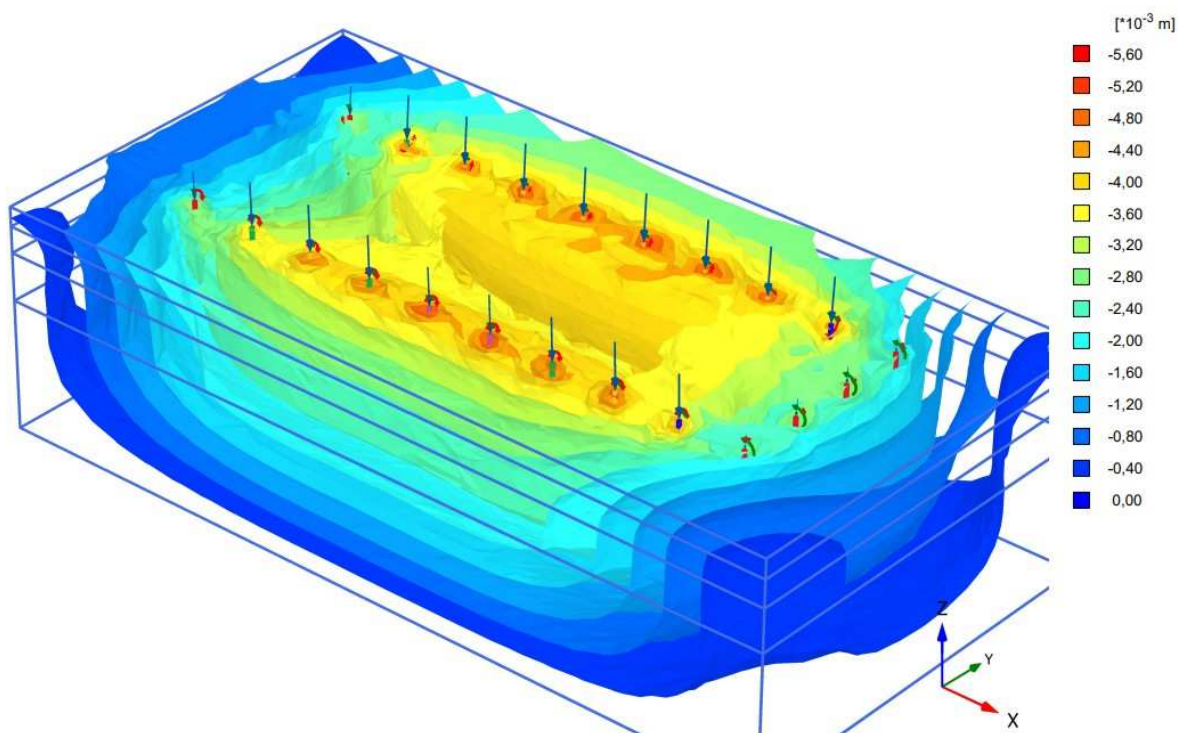


Obr. 41 Směr deformací pilot (Plaxis 3D)

6.6.1 Svislé deformace

V poslední fázi výpočtu byly sledovány svislé deformace – sedání jednotlivých pilot. Maximální hodnota sedání byla spočtena na 5,34 mm. K největšímu sedání dochází u obvodových pilot v podélném směru.

Maximální spočtená svislá deformace je menší než předepsaná maximální přípustná deformace 12 mm.

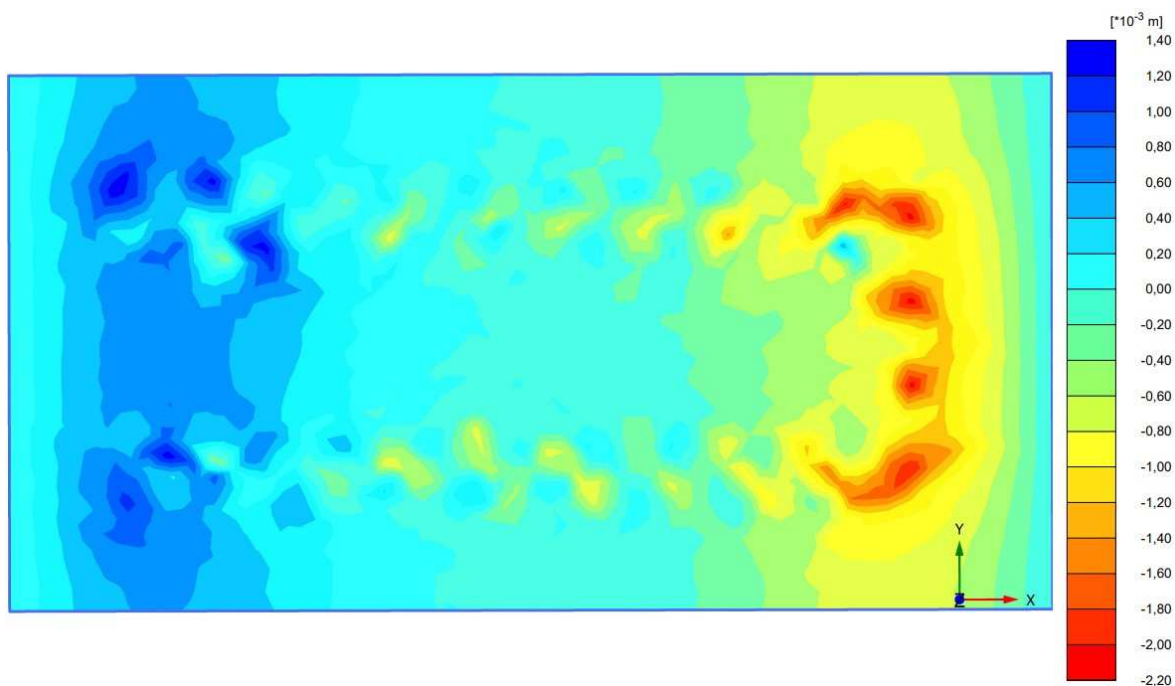


Obr. 42 Sedání pilot (Plaxis 3D)

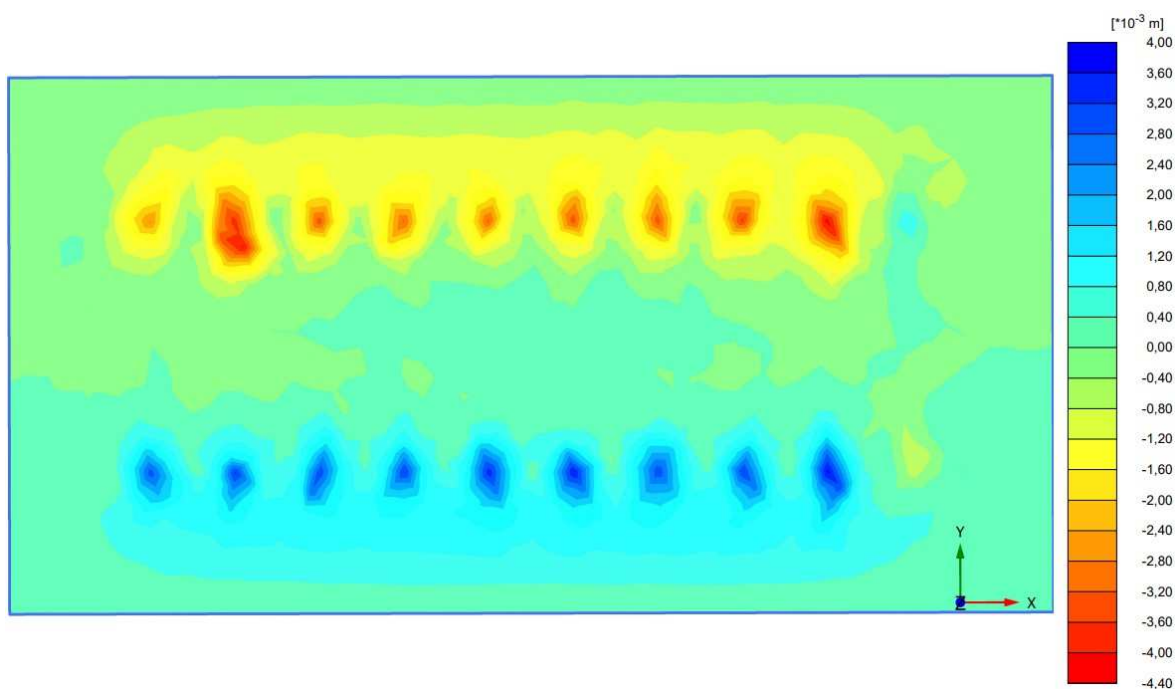
6.6.2 Vodorovné deformace

Důležitým předpokladem návrhu pilotového založení montovaných staveb je omezení vodorovných deformací v hlavách pilot. Na Obr. 43 a Obr. 44 jsou v půdorysném průmětu zobrazeny vodorovné deformace v jednotlivých směrech v úrovni hlav pilot.

Maximální deformace ve směru osy x je 2,11 mm, ve směru osy y pak 4,17 mm. V obou případech, dokonce i v případě vektorového součtu maximálních hodnot deformací, je splněna podmínka omezení vodorovných deformací v hlavě piloty hodnotou 12 mm.



Obr. 43 Vodorovné deformace ve směru osy x (Plaxis 3D)



Obr. 44 Vodorovné deformace ve směru osy y (Plaxis 3D)

6.6.3 Vnitřní síly

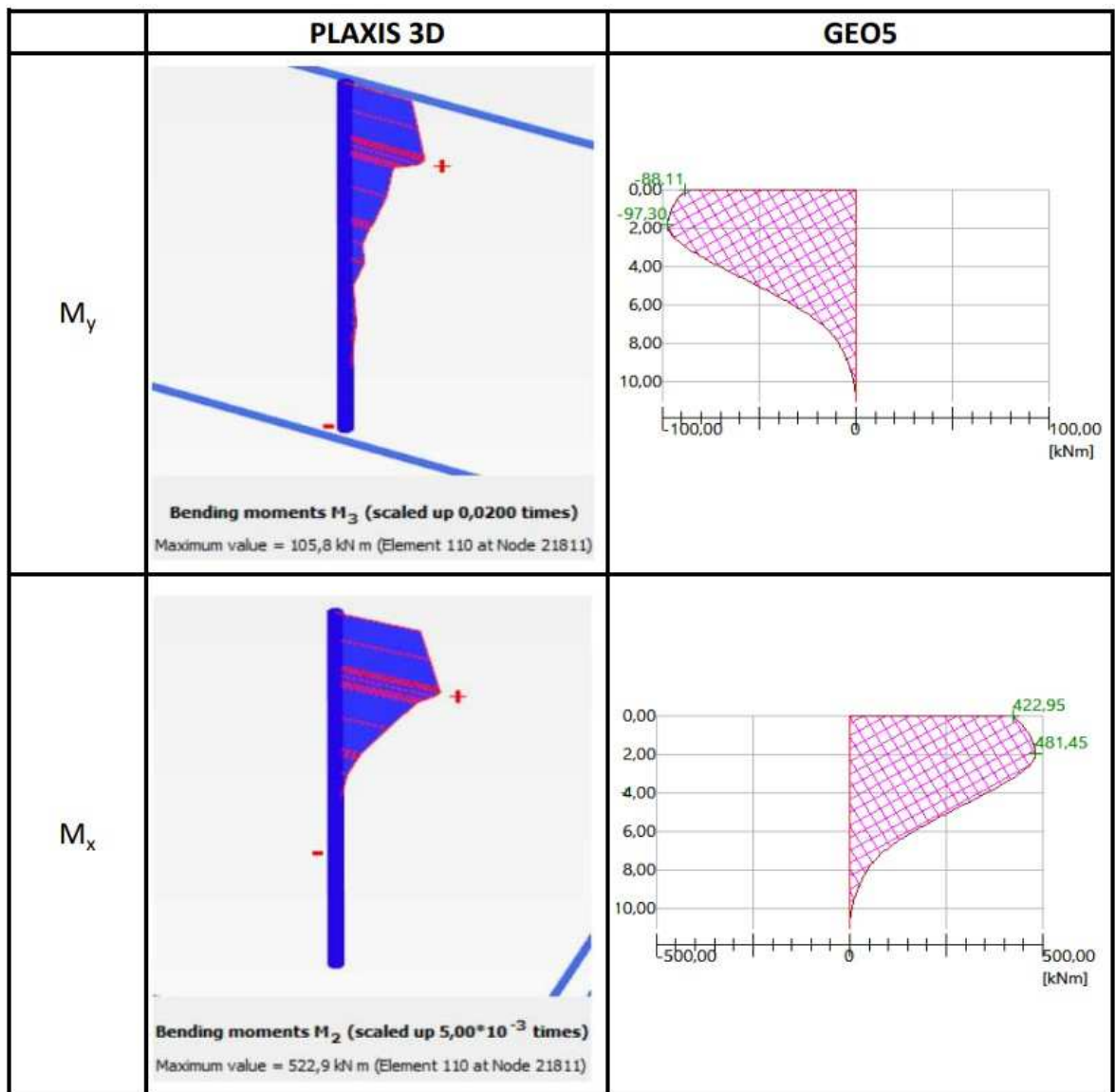
Z hlediska vnitřních sil byly pozorovány zejména ohybové momenty, jejichž maximální velikost se lišila maximálně o 12 % od hodnot spočtených analytickými

metodami. Přesné hodnoty pro jednotlivé piloty včetně porovnání jsou uvedené v Tab. 13.

Tab. 13 Porovnání ohybových momentů spočtených metodou konečných prvků a analytickými metodami

Číslo piloty	Metoda konečných prvků				An. metody	Procentuální rozdíl [%]
	$ M_2 $ [kNm]	$ M_3 $ [kNm]	M_k [kNm]	M_d [kNm]	$M_{max,d}$ [kNm]	
1	389,1	63,6	394,3	571,7	516,1	10,76
2	503,4	69,7	508,2	736,9	694,7	6,08
3	491,8	87,2	499,5	724,2	684,2	5,85
4	490,1	88,8	498,1	722,2	680,8	6,08
5	488,1	88,1	496,0	719,2	679,4	5,85
6	491,0	89,1	499,0	723,6	684,3	5,74
7	500,3	89,0	508,1	736,8	694,6	6,08
8	503,3	89,9	511,3	741,3	700,3	5,86
9	522,9	105,8	533,5	773,6	729,7	6,01
10	172,5	150,4	228,9	331,8	296,8	11,82
11	68,6	178,0	190,8	276,6	295,4	6,35
12	69,7	177,2	190,4	276,1	291,1	5,15
13	173,2	147,0	227,2	329,4	294,2	11,95
14	483,4	102,5	494,1	716,5	650,4	10,16
15	459,8	93,1	469,1	680,2	650,3	4,60
16	467,6	71,1	473,0	685,8	638,0	7,50
17	466,0	83,0	473,3	686,3	612,9	11,98
18	490,5	85,1	497,8	721,8	667,9	8,08
19	474,2	100,8	484,8	703,0	628,2	11,91
20	455,2	85,1	463,1	671,5	635,8	5,61
21	464,4	67,8	469,3	680,5	630,3	7,96
22	382,5	61,5	387,4	561,7	505,5	11,13

Na Obr. 45 je uvedené porovnání průběhů ohybových momentů po délce vybrané piloty v jednotlivých směrech spočtených programem GEO5 a programem Plaxis 3D. Označení momentu M_2 v programu Plaxis 3D, resp. momentu M_3 odpovídá ohybovému momentu M_x , resp. M_y v programu GEO5. Případná rozdílnost znamének momentů je dána odlišností souřadných systémů obou softwarů.



Obr. 45 Porovnání ohybových momentů piloty č. 9

ZÁVĚR

Práce se věnuje možnostem založení prefabrikovaných montovaných staveb. Specifikem těchto staveb je zatížení základů svislými silami společně se silami vodorovnými a ohybovými momenty. U navržených základových konstrukcí musí být posouzena svislá únosnost společně s vodorovnou, jež se řeší jako dvě separátní úlohy.

Jelikož jsou svislé nosné konstrukce u montovaných staveb tvořeny zpravidla sloupy, navrhuje se samostatná základová konstrukce pro každý sloup. V úrovni horní hrany základových konstrukcí se běžně navrhuje železobetonová podlaha, jejíž podporu tvoří dokonale připravená a na požadovanou míru zhutněná zemní pláň.

Jednou z možností je navrhnout plošné založení na patkách. Nicméně z důvodu zatížení vodorovnými silami a ohybovými momenty dochází k návrhu poměrně velkých půdorysných rozměrů patky, kvůli nimž zůstává patka z hlediska svislé únosnosti méně využitá. Pro realizaci půdorysně rozměrné patky musí být zároveň zasaženo do připravené zemní pláně a hotová patka se následně zasype vhodným materiálem, který se ale v blízkosti patek komplikovaně hutní a může docházet k lokálnímu zhoršení funkce zemní pláně jako podpory pro podlahu.

Druhou možností je návrh hlubinného založení na pilotách. Nespornou výhodou je přenos zatížení do únosnějších, níže položených vrstev základové půdy. Tím pádem je pilotové založení vhodné i u montovaných konstrukcích budovaných na násypch. Další výhodou je možnost přípravy zhutněné zemní pláně, jež se běžně z důvodu pojezdu těžké mechanizace ochraňuje štěrkovou vrstvou, v celé ploše stavby a nedochází k jejímu narušení z hlediska nutnosti zpětného zasypávání základových konstrukcí. V neposlední řadě je pilotové založení upřednostňováno také z důvodu rychlosti jeho realizace v porovnání s plošným založením.

V práci je popsán způsob návrhu a posouzení svislé i vodorovné únosnosti základových patek, stejně tak jako způsob výpočtu sednutí. Dále je uveden postup posouzení vrtaných pilot z hlediska mezních stavů porušení i použitelnosti pro svislou i vodorovnou únosnost. Mimo výpočtu sedání vrtaných pilot dle metody

ukotvené v normě ČSN 73 1004 je přiblížen také postup nelineární, který lépe charakterizuje skutečné chování piloty.

Základové konstrukce jsou zpravidla monolitické a je proto třeba připravit kalich pro osazení prefabrikovaného sloupu. U základových patek se realizuje vysazená konstrukce obdélníkového tvaru s otvorem, případně může být kalich zapuštěný zčásti do patky. U pilotového založení se v hlavě piloty realizuje hlavice kruhového, v odůvodněných případech obdélníkového tvaru s kalichem pro osazení sloupu.

Uvedené poznatky jsou uplatněny při praktickém návrhu založení objektu rozšíření distribučního centra internetového obchodu v Bratislavě, jehož nosná konstrukce je tvořena železobetonovými prefabrikovanými dílci. Zájmové území se nachází v oblasti s malou seizmicitou, k posouzení tedy přibylo několik kombinací zatěžovacích stavů týkající se sil vyvolaných seizmickým zatížením.

V menší podrobnosti bylo navrženo plošné založení na základových patkách, nicméně z důvodů uvedených výše bylo přistoupeno ke komplexnějšímu návrhu pilotového založení. Bylo navrženo založení na vrtaných pilotách o průměru 880 mm ukončených vrtanou hlavicí s kalichem.

V konečné fázi byl návrh pilotového založení verifikován numerickým modelem, jenž používá pro výpočet metodu konečných prvků. Z jeho výsledků je patrná korelace s výsledky danými analytickými metodami a je tak ověřena správnost návrhu.

SEZNAM LITERATURY

- [1] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové vícepodlažní a halové konstrukce*. 2. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2022. ISBN 978-80-01-06949-3.
- [2] WITZANY, Jiří, Jan PAŠEK, Tomáš ČEJKA a Radek ZIGLER. *Konstrukce Pozemních staveb 70*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2003. ISBN 80-01-02656-6.
- [3] LENNER, Roman. *Prefabrikace* [prezentace]. Praha: České vysoké učení Technické v Praze, 2022.
- [4] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [5] Mapa okolí objektu. In: *Mapy.cz* [online]. Seznam.cz, 2022. [cit. 2022-09-09]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=17.1472556&y=48.1509742&z=13>
- [6] *Prístavba distribučního centra Mall Bratislava – Výkres skladby*. Námestovo: V-STATIK s.r.o., 2019.
- [7] NATŠIN, Ján. *Prístavba distribučního centra Mall Bratislava – Statický výpočet haly*. Námestovo: V-STATIK s.r.o., 2019.
- [8] ŠARÍK, Martin. *Bratislava – Galvaniho 6, rozšírenie haly – Podrobný Inžinierskogeologický prieskum*. Bratislava: DRILL s.r.o., 2019.
- [9] ČSN EN ISO 22476-2. *Geotechnický průzkum a zkoušení – Terénní zkoušky - Část 2: Dynamická penetrační zkouška*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [10] MAZÚR, E. a M. Lukniš. *Geomorfologické členenie SSR a ČSSR – Časť Slovensko*. Bratislava: Slovenská kartografia, 1986.
- [11] KOČICKÝ, Dušan a Boris IVANIČ. Geomorfologické členenie Slovenska. In: *Geology.sk* [online]. [cit. 2022-09-24]. Dostupné z: <https://apl.geology.sk/mapportal/img/pdf/tm19a.pdf>

- [12] STN 72 1001. *Klasifikácia zemín a skalných hornín*. Bratislava: Slovenský ústav technickej normalizácie, 2010.
- [13] ČSN EN 206+A2. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [14] STN EN 1998-1. *Eurokód 8: Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť. Časť 1: Všeobecné pravidlá, seizmické zaťaženia a pravidlá pre pozemné stavby*. Bratislava: Slovenský ústav technickej normalizácie, 2005.
- [15] Seismic zones of Slovakia according to Eurocode. In: *dlubal.com* [online]. [cit. 2022-09-25]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/oblasti-zatizeni-snehem-vetrem-a-zemetresenim/zemetreseni-stn-en-1998-1.html#¢er=48.63393997844564,19.929008411269464&zoom=8&marker=48.147076,17.105885>
- [16] ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [17] ČSN 73 1004. *Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2020.
- [18] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05837-4.
- [19] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994.
- [20] TURČEK, Peter. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga, 2005. ISBN 80-8076-023-3.
- [21] HARVAN, Ivan a Iyad ABRAHOIM. *Vybrané state z betónových konštrukcií: učebné texty pre 4. a 5. ročník študijného oboru Pozemné stavby a architektura zameranie Statika*. Bratislava: Vydavateľstvo STU, 2003. Edícia skript. ISBN 80-227-1913-7.
- [22] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2. vyd. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019.

- [23] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Poruchové oblasti železobetonových konstrukcí. In: *ckait.cz* [online]. Praha: ČKAIT, 2015. [cit. 2022-11-02]. Dostupné z: <https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-13-1/#11-4>
- [24] ČSN EN 1536+A1. *Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.
- [25] HAVLÁSEK, Petr. *Mezní únosnost železobetonových prutů s přihlédnutím k nelineárnímu chování* [online]. Praha, 2008. [cit. 2022-10-28]. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební. Dostupné z: <https://mech.fsv.cvut.cz/wiki/images/5/57/BP-2008-Havlassek.pdf>
- [26] TIPKA, Martin. Ohybová únosnost betonového, resp. vláknobetonového prvku. In: *people.fsv.cvut.cz* [online]. [cit. 2022-11-12]. Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/YNBK/moment_unosnost_vlaknobetonu.pdf
- [27] Centrátor – plastový distanční kruh na piloty. *Juvi.eu* [online]. [cit. 2022-11-12]. Dostupné z: <https://juvi.eu/plastove-distanzni-prvky/24-centrator-plastovy-distanzni-kruh-na-piloty.html>
- [28] HORKÝ, Bohumil, Alois KOUBA a Michal ŠTEVULA. Beton monolitických podzemních stěn a vrtaných pilot. *Beton – Technologie, konstrukce, sanace* [online]. 2001, 5, str. 30-33. [cit. 2022-10-28]. ISSN 1213-3116. Dostupné pro registrované uživatele z: <https://www.betontks.cz/sites/default/files/2001-5-30.pdf>
- [29] KAŠPAR, Antonín. *Posouzení skupiny pilot* [online]. Praha, 2017. [cit. 2022-12-18]. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební. Dostupné z: https://dspace.cvut.cz/bitstream/handle/10467/70351/F1-DP-2017-Kaspar-Antonin-posouzeni_skupiny_pilot.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- [30] MAŠÍN, David. *Mechanika zemin a numerické modelování v geomechanice* [online]. Praha, 2006. [cit. 2022-12-18]. Přednáška. Karlova univerzita, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyziky. Dostupné z: https://web.natur.cuni.cz/uhigug/masin/vyuka/download/prednaska_druhaci_res_print.pdf

[31] WITASSE, Richard. How to model piles in PLAXIS. In: *blog.virtuosity.com* [online]. 2021 [cit. 2022-12-18]. Dostupné z: <https://blog.virtuosity.com/how-to-model-piles-in-plaxis>

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Přehled konstrukčních systémů halových staveb, dle [2]	12
Obr. 2 Průběh ohybových momentů od svislého a vodorovného zatížení	13
Obr. 3 Schématický půdorys řešeného objektu	16
Obr. 4 Poloha řešeného objektu [5]	17
Obr. 5 Model nosného systému objektu [6]	18
Obr. 6 Výřez z mapy geomorfologického členění Slovenska [11]	19
Obr. 7 Poloha sond v rámci objektu, dle [8]	20
Obr. 8 Křivky zrnitosti laboratorních vzorků [8]	21
Obr. 9 Grafický výstup dynamické penetrační zkoušky PS-1 [8]	22
Obr. 10 Geologický řez zastižených poměrů [8]	23
Obr. 11 Geologický profil pro návrh pilot	24
Obr. 12 Mapa seizmických oblastí Slovenské republiky [15]	26
Obr. 13 Efektivní plocha základu	29
Obr. 14 Superpozice napětí v základové spáře pro tuhý základ	32
Obr. 15 Výpočtový model sedání 1D, dle [17]	34
Obr. 16 Souřadné systémy použitých programů	35
Obr. 17 Číslování pozic sloupů	35
Obr. 18 Schéma výkopu pro základovou patku	36
Obr. 19 Statické schéma vrtané piloty pro stanovení návrhové únosnosti podle mezního stavu porušení, dle [17]	40
Obr. 20 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, dle [17]	42
Obr. 21 Křivky mobilizace plášťového tření v závislosti na reologickém parametru, dle [19]	46
Obr. 22 Postup výpočtu nelineární metodou	48
Obr. 23 Statické schéma vodorovně zatížené piloty, dle [20]	50
Obr. 24 Výpočtové schéma ohebné vodorovně zatížené piloty, dle [20]	51
Obr. 25 Doporučené rozměry vrtané hlavice	53
Obr. 26 Výroba vrtané hlavice [archiv Čeněk a Ježek a.s.]	54
Obr. 27 Uspořádání výztuže kopané hlavice [archiv Čeněk a Ježek a.s.]	55
Obr. 28 Výpočtový model hlavice s kalichem s hladkým povrchem, dle [21]	56
Obr. 29 Výztuž vrtané hlavice [autor]	58
Obr. 30 Průběh ohybového momentu po délce piloty	60

Obr. 31 Armokoše pilot [autor].....	62
Obr. 32 Plastový distanční prvek [27].....	63
Obr. 33 Číslování pozic pilot s hlavicemi.....	64
Obr. 34 Porovnání výsledků metod výpočtu mezní zatěžovací křivky piloty o průměru 880 mm a délky 11,0 metrů, výstup z programu VP.....	66
Obr. 35 Přesahová délka podélných prutů armokoše.....	68
Obr. 36 Vstupní údaje pro návrh a posouzení hlavice H1.....	69
Obr. 37 Návrh a posouzení výztuže hlavice H1.....	70
Obr. 38 Uspořádání výztuže hlavice.....	71
Obr. 39 Práce vrtné soupravy ve stísněných podmínkách [archiv Čeněk a Ježek a.s.].....	72
Obr. 40 Piloty modelované jako embedded beam (Plaxis 3D).....	74
Obr. 41 Směr deformací pilot (Plaxis 3D).....	75
Obr. 42 Sedání pilot (Plaxis 3D).....	76
Obr. 43 Vodorovné deformace ve směru osy x (Plaxis 3D).....	77
Obr. 44 Vodorovné deformace ve směru osy y (Plaxis 3D).....	77
Obr. 45 Porovnání ohybových momentů piloty č. 9.....	79

SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Pevnostní a přetvárné charakteristiky zemin.....	25
Tab.2 Dílčí součinitelé pro výpočet únosnosti plošného základu, dle [16].....	28
Tab.3 Dílčí součinitelé pro výpočet únosnosti osamělé piloty, dle [17].....	39
Tab. 4 Hodnoty součinitele γ_{r1} , dle [17].....	41
Tab. 5 Hodnoty součinitele m_p , dle [17].....	43
Tab. 6 Funkce reologického parametru dle druhu zeminy, dle [19].....	46
Tab. 7 Konstanty pro vyčíslení funkční hodnoty funkce $g(\bar{\alpha}; d)$ pro vybrané hodnoty reologického parametru, dle [19].....	47
Tab. 8 Konstanta n_h pro hrubozrnné zeminy, dle [17].....	49
Tab. 9 Maximální povolené polohové odchylky vrtaných pilot, dle [24].....	59
Tab. 10 Minimální podélná výztuž piloty, dle [24].....	61
Tab. 11 Doporučené průměry příčné výztuže piloty, dle [24].....	61
Tab. 12 Složení čerstvého betonu pro vrtané piloty, dle [20].....	64

Tab. 13 Porovnání ohybových momentů spočtených metodou konečných prvků a analytickými metodami	78
---	----

PŘÍLOHY

Příloha č. 1.1	Plošné založení – statický výpočet	68xA4
Příloha č. 1.2	Tabulka patek	3xA4
Příloha č. 1.3	Půdorys základových patek	A3
Příloha č. 1.4	Tvary základových patek	A3
Příloha č. 2.1	Pilotové založení – technická zpráva	8xA4
Příloha č. 2.2a	Pilotové založení – statický výpočet	59xA4
Příloha č. 2.2b	Pilotové založení – tabulky vstupních hodnot výpočtu	15xA4
Příloha č. 2.3	Tabulka pilot	2xA4
Příloha č. 2.4	Pilotový plán	A3
Příloha č. 2.5a	Výztuž pilot – část 1/2	A3
Příloha č. 2.5b	Výztuž pilot – část 2/2	A3
Příloha č. 2.6	Tvar a výztuž hlavic	A2