



Komplexní chování silně zatížených konstrukcí v interakci s podložím

1 Úvod

U silně zatížených konstrukcí dochází vlivem sedání, zemních tlaků, či jiného deformačních chování založení objektu, k ovlivnění samotné nosné konstrukce. Tento efekt je často zanedbáván, nebo nahrazován zjednodušenými předpoklady, nicméně u některých typů konstrukcí může být poměrně významný.

V úvodních stupních návrhu konstrukce bývá tato analýza zanedbána a do modelu vstupuje pouze jako maximální povolené nerovnoměrné sedání. Tento postup je značně zjednodušený a plně nevystihuje chování konstrukce.

Další a přesnější možností může být výpočet a návrh založení v externím geotechnickém softwaru a následné nahrazení základu pružinami v globálním modelu.

Poslední a nejvíce přesnou metodou je použití tzv. globálního modelu i se založením, tedy vymodelování spodní stavby, založení a geologického prostředí v softwaru. Ovšem ne každý výpočetní software má v sobě zabudované dostatečně přesné modely podloží.

Tento příklad se bude zabývat kombinací metody globálního modelu a nahrazení zemního podloží pomocí pružin o určité tuhosti, které simulují reálné chování základu. Za normálních okolností se zeminy chovají pružno-plasticky. V příkladu však budeme konzervativně uvažovat pouze lineárně-pružné chování zeminy a tudíž budeme posuzovat vzniklá napětí v zemině s jejich kritickými hodnotami.

2 Zakládání silně zatížených konstrukcí

Zakládání silně zatížených konstrukcí (jeřáby, průmyslové stavby, mosty, apod.) je proti jiným stavbám, které méně zatěžují základovou půdu a jsou stavěny na suchu, obtížnější a nákladnější. Tyto konstrukce musí být často založeny ve velké hloubce jednak proto, aby se dosáhlo základové půdy dostatečné únosnosti, jednak aby byl základ bezpečný proti dalším vlivům okolí (např. podemletí vodou).

Požadavky na základové konstrukce stoupají s velikostí přenášeného zatížení a se statickou náročností konstrukce. Pro volbu druhu základů nebo způsobu založení jsou rozhodující geotechnické vlastnosti staveniště, především vlastnosti podložních vrstev zemin, mocnost únosných vrstev a hydrogeologické poměry.

U konstrukcí rozlišujeme dva hlavní způsoby založení, hlubinné a plošné. Hlavními kritérii při výběru způsobu založení je hloubka dostatečně únosného a stabilního podloží pod terénem a nároky na svislé a vodorovné deformace konstrukce.

V tomto materiálu se budeme dále věnovat hlubinnému založení na vrtaných železobetonových pilotách. Jako vhodný příklad silně zatížené konstrukce je zvolen pylon zavěšeného mostu.

Základní druhy založení

Plošné zakládání

U plošných základů (bloky, pasy, desky, patky) je základová spára s únosnou půdou dosažitelná zpravidla v nevelké hloubce a bývá kvalitní, skalního či poloskalního podkladu, štěrky či kvalitnější hlíny. Posouzení únosnosti předpokládané základové spáry získáme z parametrů geologického souvrství, které je součástí vyhodnocení geologického posudku (sondy kopané nebo vrtané). Pro potřeby zvýšení únosnosti základové spáry je možno přímo pod základem nahradit někdy méně únosnou zeminu například štěrkopískovým polštářem.

Hlubinné zakládání

Tento způsob zakládání je doporučován v případě že:

- únosná zemina se nachází ve větší hloubce (základ opěry by byl příliš hluboko umístěn, s nadměrným množstvím výkopových prací),
- zřízení plošných základů na únosné půdě brání hladina podzemní vody, která je poblíž povrchu, komplikace s jejím čerpáním a prováděním jímky,



- je-li do hloubky základová zemina stále stejná jako pod základovou spárou, ale chceme-li snížit sedání stavby, jak rovnoměrné tak nerovnoměrné,
- existuje-li nebezpečí možnosti podemletí základu vodou, zejména v blízkosti vodních toků.

Hlubinné založení je nejčastěji tvořeno pilotovými základy, v našich podmínkách obvykle vrtanými průměry nad 880 mm, používané průměry jsou v tab. 1. Piloty až do průměru 500 mm mají nízkou ohybovou tuhost a proto musí být uspořádány tak, aby byly namáhány pokud možno jen osovými silami, které jsou v rovnováze s vnějším zatížením.

Dalšími možnostmi jsou například štěrkové pilíře, pilíře tryskové injektáže, podzemní stěny, štetové stěny.

Vývoj ve světě i u nás směřuje k rozsáhlému používání pilotových základů, které umožňují proti plošnému nebo jinému typu založení snížit náklady o 10-40%, uspořit hmotu a snížit pracnost.

Tab. 1 Průměry varných a spojovatelných výpažnic spolu s vrtným nářadím (v mm)

Průměr varné pažnice	630	720	820	920	1 020	1 220	1 420	–	1 620	(1 820)
Průměr spojovatelné pažnice	630	750	880	–	(1 020) 1 080	1 180 (1 220)	–	1 500	–	1 800
Průměr vrtného nářadí	570	630	770	870	920	1 070	1 220	1 350	1 500	1 700

3 Základní typy pilot

Pilota se někdy definuje jako sloup vetknutý do zeminového prostředí.

Základní části pilot: Hlava, dřík, pata

Materiály používané k výrobě pilot jsou:

- Dřevo (dnes již pouze u historických konstrukcí)
- Ocel, litina (u nás výjimečné)
- Beton, železobeton
- Štěrkové a vápenné piloty, trysková injektáž

Způsob provádění

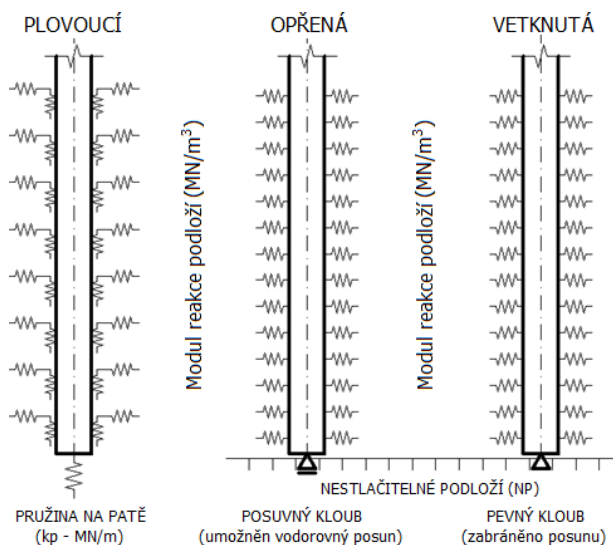
- Zhotovené in-situ (vrtané, drapáková technologie, předrážené, injektované, CFA...)
- Osazované (beraněné, vibrované, šroubované, zatlačované)

Průměr piloty

- Mikropiloty – do 250 mm
- Maloprůměrové piloty – do 650 mm
- Velkoprůměrové piloty – nad 650 mm

Piloty podle přenosu zatížení

- **Třecí (plovoucí)** – celá leží v homogenním prostředí, nedosedá na únosnou vrstvu. Plocha pláště je mnohem větší, než plocha paty => zatížení se přenáší třením na plášti.
- **Opřené** – v patě opřeny o nestlačitelné podloží, hrozí namáhání vzpěrem. Přenos zatížení probíhá patou. Na plášti nedochází k žádnému přenosu zatížení, protože nedochází k poklesu piloty a plášť tedy není aktivován.
- **Vetknuté** – kombinace předchozích. Pilota prochází skrz neúnosnou vrstvu do únosnější zeminy (v té je pak pilota vetknuta). V zemině, ve které je pilota vetknuta, dochází k poklesu => pilota je v únosném prostředí aktivována na plášti, přenáší zatížení i patou.



Obr. 1 Způsoby uložení pilot

Podle počtu pilot

- **Osamělé** – nedochází k vzájemnému statickému ovlivnění pilot (nepřekrývají se ovlivněné oblasti pilot). Jako osamělé můžeme brát piloty s osovou vzdáleností větší, než 6d
- **Skupinové** – piloty, u kterých dochází ke vzájemnému statickému ovlivnění
- **Skupina pilot** – soubor několika skupinových pilot.

Skupina pilot

Piloty se pod základy rozmisťují tak, aby každá pilota byla osově a přibližně stejně zatížena, tzn. těžiště skupiny pilot by se mělo co nejvíce shodovat s působišťem svislé výslednice R.

Míra ovlivnění pilot ve skupině je dána zhruba následujícími faktory:

- počtem pilot, průměry, uspořádáním a délkou (čím jsou osově vzdálenosti menší a piloty v homogenní zemině delší, tím je ovlivňování významnější)
- vlastnostmi základové půdy podél dřívků pilot a pod jejich patami (příčměž čím je základová půda v oblasti pat pilot pevnější, tím je ovlivňování menší a naopak)
- celkovou průměrnou velikostí sedání skupiny pilot (čím je větší, tím je i větší ovlivňování a naopak)
- tuhostí spojovací základové konstrukce (patky, desky) a kvalitou základové půdy v základové spáře této konstrukce

Minimální osová vzdálenost pilot ve skupině (d...průměr piloty)

- $2,5 \cdot d$ platí pro maloprůměrové ($d \leq 0,6$ m)
- $(1,5-1,7) \cdot d$ platí pro velkopřůměrové piloty ($d > 0,6$ m)

Z hlediska podepření pilot (jako nosníků v zemině) rozeznáváme tyto základní příklady:

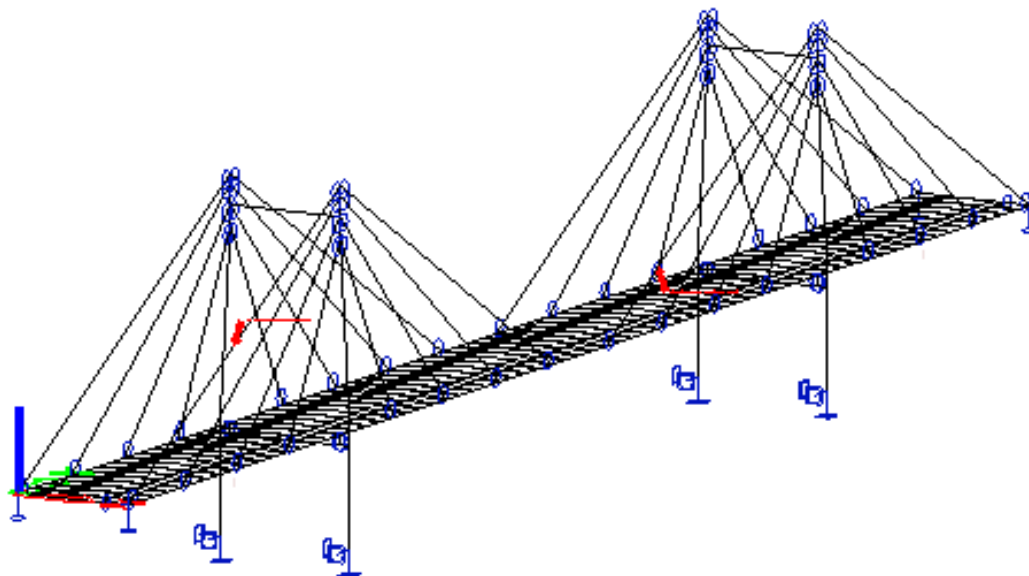
- volná hlava, volná pata – velmi častý příklad podepření sloupu jednou pilotou
- pevná hlava, volná pata – piloty v hlavě vetknuté do tuhého základového bloku, který neumožní pootočení, nýbrž jen posun
- volná hlava, kloub v patě – zakotvené paty pilot na malou hloubku (např. 0,1 až 0,2 m) do skalního podloží
- piloty zatížené jednostranným tlakem (většinou zemním) – což je příklad pilotových stěn

V závislosti na geometrických a pevnostních charakteristikách piloty a v závislosti na velikosti vodorovného zatížení rozeznáváme dva základní případy deformace vodorovně zatížených vrtaných pilot:

- osa piloty zůstává po zatížení přímá, pouze se posunuje a pootáčí
- osa piloty se po zatížení deformuje – ohebné piloty

4 Příklad postupu návrhu silně zatížené konstrukce v interakci s podložím

Jako příklad silně zatížené konstrukce je zvolen pylon zavěšeného mostu se zahrnutím postupu výstavby. Sestavení globálního modelu (stanovení a zohlednění postupu výstavby, předpětí lan ve všech fázích výstavby a životnosti mostu) probíhá bez zahrnutí vlivu založení na deformace a vnitřní síly na konstrukci. Uložení pylonů je v první fázi výpočtu modelováno jako plně vetknuté. Pro tento příklad se předpokládají piloty opřené o skalní podloží.



Obr. 2 Model zavěšeného mostu v první fázi návrhu - konstrukce s plně vetknutými pylony

Představený postup (viz dále) slouží k obecnému zahrnutí vlivu základu (pružného uložení pylonu) na deformace konstrukce a jeho vlivu na rozdělení vnitřních sil na konstrukci. V dalších kapitolách jsou postupně rozebrány jednotlivé kroky návrhu založení a vlivu na nosnou konstrukci a zároveň posouzení založení (skupiny pilot). V druhé části tohoto materiálu je uveden reálný příklad výpočtu a v závěru potom srovnání výsledků s modelem, který má vetknuté pylony.

Postup výpočtu:

1. Dle geologického profilu a sil vstupujících do základu předběžně stanovit počet, rozmístění a velikost skupiny pilot
2. Výpočet tuhosti vodorovného podepření pilot z charakteristik zemin v jednotlivých vrstvách
3. Zohlednění skupinového účinku pilot
4. Výpočet limitního odporu zeminy (vodorovná tuhost pilot)
5. Model pilotového základu a výpočet vodorovných deformací po délce pilot. Výpočet napětí v zemině ze získaných deformací a tuhostí pilot
6. Porovnání napětí v zemině z matematického modelu s odolností zemního prostředí
7. Redukce vodorovné tuhosti pilot v místech, kde zemní tlak překračuje limitní hodnoty
8. Iterace výpočtu dokud není dosaženo stavu, kdy napětí v zemině jsou nižší než její odolnost.

5 Stanovení únosnosti jednotlivé piloty

Typ, délku a průměr piloty volíme dle velikosti sil vstupujících do základu, dle geologie daného prostředí, ekonomických nároků, dostupné technologie provádění piloty, atd.

V našem případě se jedná o skupinu železobetonových vrtaných velkopřůměrových pilot.

Průměr piloty je zvolen dle vlastního uvážení v rozmezí 0,9 m až 1,5 m. Prvním krokem je provedení výpočtu svislé únosnosti jedné piloty ($R_{c,p}$). Počet pilot ve skupině je dán vztahem:



$$n \geq \frac{V_{Ed}}{R_{c,p}}$$

npočet pilot

V_{Ed} svislá síla vstupující do základu

$R_{c,p}$ svislá únosnost jedné piloty

S ohledem na rozsah příkladu se předpokládá piloty opřené o skalní podloží, tzn. že uvažována je pouze svislá odolnost v patě piloty a tření na plášti piloty lze zanedbat (předpokládá se velmi malý svislý posun, který neumožní aktivovat plášťové tření).

Orientační tabulkovou (předpokládanou) únosnost $R_{c,p}$ jedné piloty anebo skupiny pilot v patě je možné v případech projektů nižších stupňů (studie, DÚR) podle Tab. 2.

Tabulka 5.2 Předpokládaná svislá únosnost $R_{c,p}$ vrtaných pilot v horninách tříd R1 až R3

Délka vetknutí (m) v hornině	Únosnost $R_{c,p}$ (kN) v horninách třídy R1 až R3 pro průměry pilot d (m)							
	třídy R1 až R3	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0, až 0,5	200	380	600	850	2300	4000	6000	
1,5	300	500	720	1000	2500	4300	6000	

Tabulka 5.3 Předpokládaná svislá únosnost $R_{c,p}$ vrtaných pilot v horninách třídy R4 až R6

Délka vetknutí (m) v hornině	Únosnost $R_{c,p}$ (kN) v horninách třídy R4 až R6 pro průměry pilot d (m)							
	třídy R4 až R6	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0, až 0,5	100	200	300	430	1000	1600	2000	
1,5	150	300	400	580	1250	1900	2200	
3,0	200	400	500	730	1500	2200	2600	

Tab. 2 Tabulkové svislé únosnosti opřených pilot

Piloty do skupiny pilot jsou rozmístěny dle zásad uvedených výše, tj. tak, aby jejich těžiště leželo přibližně v místě působení zatížení a na piloty působilo přibližně stejné zatížení (alespoň od stálých zatížení).

6 Výpočet vodorovné tuhosti pilot

Pilotu lze považovat obecně za nosník vetknutý do pružně plastického prostředí a v jistém oboru deformací jej lze řešit jako nosník omezené délky na pružném podkladě. Předpokládá se tedy lineární závislost mezi napětím a deformací podle Winklerovy hypotézy.

$$\sigma_z = k_{h,z} u_z$$

$k_{h,z}$ horizontální reakce podloží [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$] (modul horizontální stlačitelnosti)

u_z vodorovná deformace piloty [m]

Velikost modulu k_h závisí obecně na typu zeminy a na deformaci piloty a jeho průběh podél piloty může mít různý tvar. Např. podle DIN 4014 platí empirický vztah

$$k_h = \frac{E_{\text{def}}}{d}$$

E_{def} deformační modul přetvárnosti [MPa]

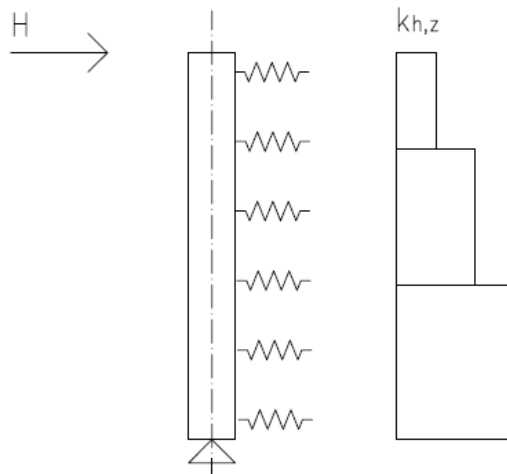
k_h tuhost piloty ve vodorovném směru [$\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$]

d průměr piloty [m], pro $d > 1,0$ m se dosazuje $d = 1,0$ m za předpokladu, že maximální vodorovná deformace v hlavě piloty $u_a = 20$ mm, resp. $u_a = 0,03\cdot d$ (platí menší hodnota).

Budeme-li uvažovat výpočet vodorovné tuhosti podepření piloty dle DIN 4014, vypočítáme v prvním kroku vodorovnou tuhost piloty z deformačního modulu zeminy v každé analyzované vrstvě a z průměru piloty tak, aby splňovala uvedené podmínky deformace v hlavě piloty.

Deformační modul, stejně jako ostatní parametry zemín, pokud nejsou určeny laboratorními nebo terénními zkouškami, lze orientačně převzít např. ze staré normy ČSN 73 1001, která je již neplatná.

V tomto příkladu budeme uvažovat kloubové uložení ohebné piloty v patě.



Obr. 3 Uložení piloty a rozdělení tuhosti po výšce piloty

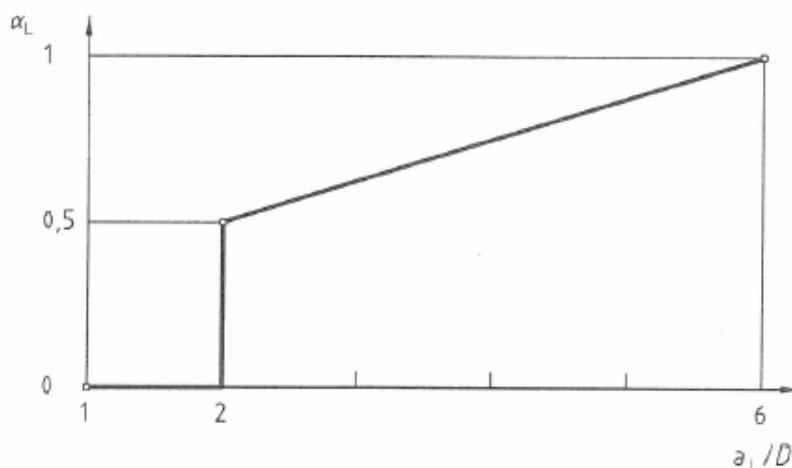
7 Zohlednění skupinového účinku pilot

Skupinový účinek a důvody vzájemného ovlivňování pilot jsou vysvětleny v úvodní sekci o hlubinných pilotových základech.

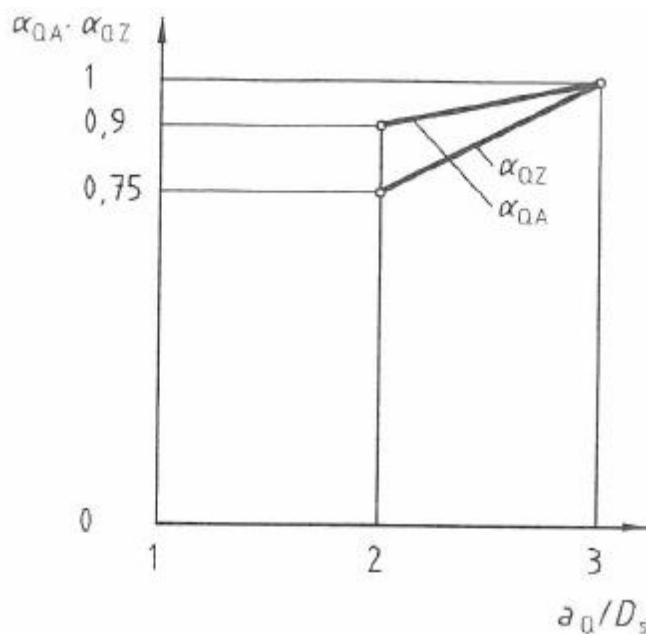
Skupina pilot v hlavách pevně spojených se základovou deskou přenášející vodorovné síly vykazuje shodné posuny v hlavách. Jednotlivé piloty však v zemině přenášejí pouze určitý podíl celkové vodorovné síly, dle svojí polohy ve skupině.

Zohlednění skupinového účinku se provede např. podle DIN 1054-2003, a to úpravou tuhosti podepření k_h jednotlivých pilot ve skupině koeficienty α_i , které závisí na poloze dané piloty ve skupině a na roztečích pilot. Normy ČSN neobsahují postup jak zohlednit a namodelovat skupinu pilot namáhanou vodorovnými silami, postup dle DIN 1054-2003 je zmíněn a částečně zpracován v knize Vrtané piloty (Masopust 1993).

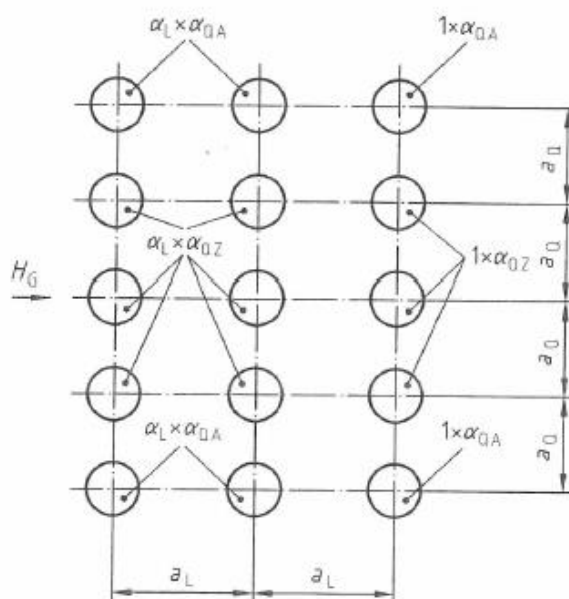
Koeficienty α_i se stanovují dle dále uvedených grafů, kde a_L a a_G jsou rozestupy mezi pilotami a D_S průměr piloty. Tyto koeficienty α_i jsou v následujícím kroku výpočtu zprůměrovány, z důvodu zjednodušení výpočtu na lineární závislost.



Obr. 4 Skupinový součinitel α pro vrtané piloty uspořádané ve směru zatížení (piloty v zákrytu)



Obr. 5 Skupinový součinitel α pro vrtané piloty uspořádané ve směru kolmém k zatížení (piloty vedle sebe)



Obr. 6 Použití součinitelů α v závislosti na poloze piloty ve skupině

Správně by měla být každá pilota podepřena v každém směru pružinami s upravenou tuhostí dle polohy piloty ve skupině vůči uvažovanému směru zatížení. Z důvodu zjednodušení výpočtu se podepření jednotlivých pilot provede v jednotlivých směrech vždy pružinami stejné tuhosti. Toho lze zjednodušeně dosáhnout zprůměrováním redukovaných tuhostí v jednom směru a jejich rovnoměrným rozmístěním ve skupině pilot.



8 Výpočet a posouzení napětí v zemině (odolnosti zeminy)

V tomto kroku bude proveden výpočet maximálního povoleného napětí v zemině od charakteristického zatížení dle DIN 1054-2003. Tento postup se využívá na zohlednění vlivu spodní stavby na deformace konstrukce, a proto předpokládá pouze pružné chování zeminy v mezním stavu použitelnosti. Limitní zemní tlak se spočítá z rozdílu pasivního a aktivního tlaku.

$$e_w = K_p \sigma_p - K_a \sigma_a$$

- e_w Limitní zemní tlak [kPa]
 σ_a Aktivní boční napětí [kPa]
 σ_p Pasivní boční napětí [kPa]
 σ_z Napětí v zemině [kPa]
 K_a Součinitel aktivního zemního tlaku [-]
 K_p Součinitel pasivního zemního tlaku [-]

Limitní zemní tlak na jedné pilotě se poté přečte na liniové zatížení, a to pomocí jejího průměru D .

$$e_{ph,k} = e_w D$$

Při výpočtu zemních tlaků rozlišujeme zeminy soudržné ($c \neq 0$) a zeminy nesoudržné ($c = 0$).

Aktivní zemní tlak

Nesoudržné zeminy

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a$$

Soudržné zeminy

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Pasivní zemní tlak

Nesoudržné zeminy

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p$$

Soudržné zeminy

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

Součinitele zemních tlaků

1. Coulombův stav, tj. $\alpha \neq \beta \neq \delta \neq 0^\circ$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)} \right]^2}$$

2. Rankinův stav, tj. $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

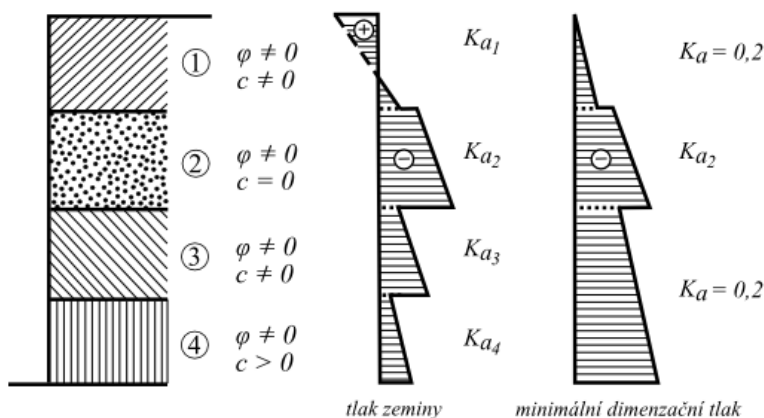
$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

α úhel konstrukce na styku se zeminou, $\alpha = 0$

β úhel svahu nad konstrukcí, $\beta = 0$

δ úhel tření mezi konstrukcí a zeminou, pro aktivní tlak $\delta = 1/3\varphi$, pro pasivní tlak $\delta = -2/3\varphi$

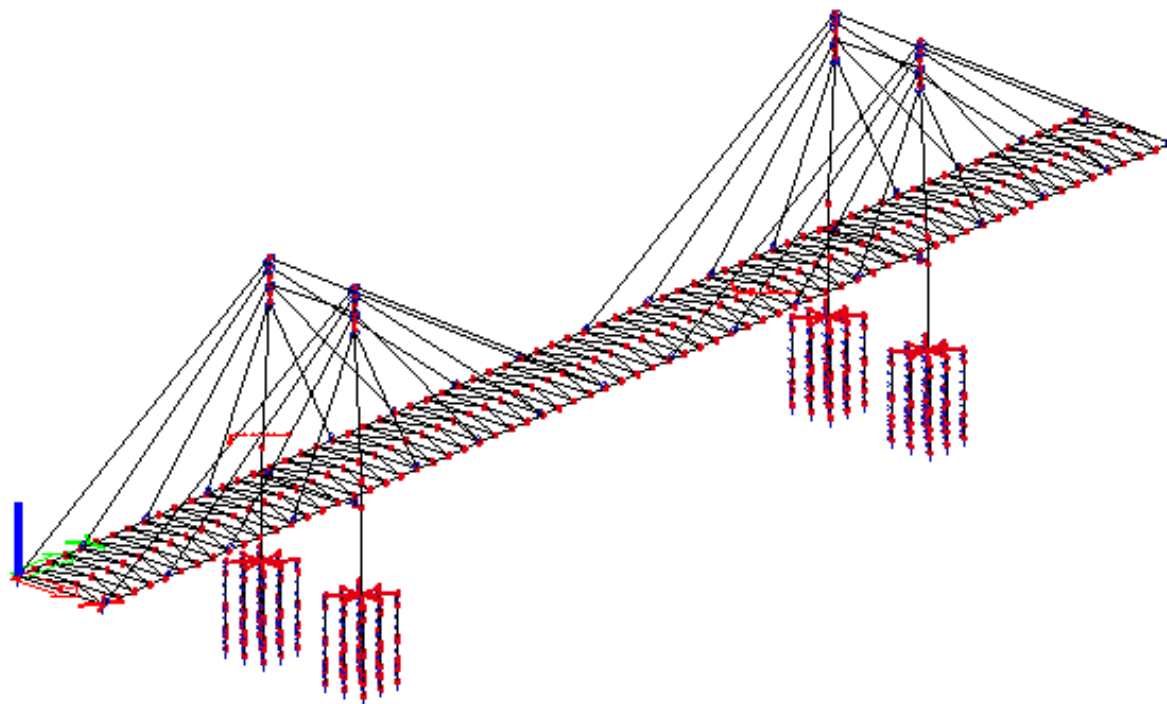
Při výpočtu aktivního zemního tlaku u soudržných zemin může nastat situace, kdy díky soudržnosti zeminy vychází aktivní zemní tlak v horních vrstvách zeminy záporný (ze vztahu $\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$, kdy tlak od zeminy nedosahuje dostatečných hodnot ve vztahu k soudržnosti c). V tomto případě se využije tzv. minimální dimenzační aktivní zemní tlak, který zanedbává soudržnost a jehož součinitel aktivního zemního tlaku $K_a = 0,2$. Minimální dimenzační tlak se stanoví pro celou výšku konstrukce. Tam, kde je minimální dimenzační zemní tlak vyšší než aktivní zemní tlak se zohledněním soudržnosti, musíme uvažovat hodnotu minimálního dimenzačního tlaku.



Obr. 7 Aktivní zemní tlak a minimální dimenzační zemní tlak

9 Model pilotového základu

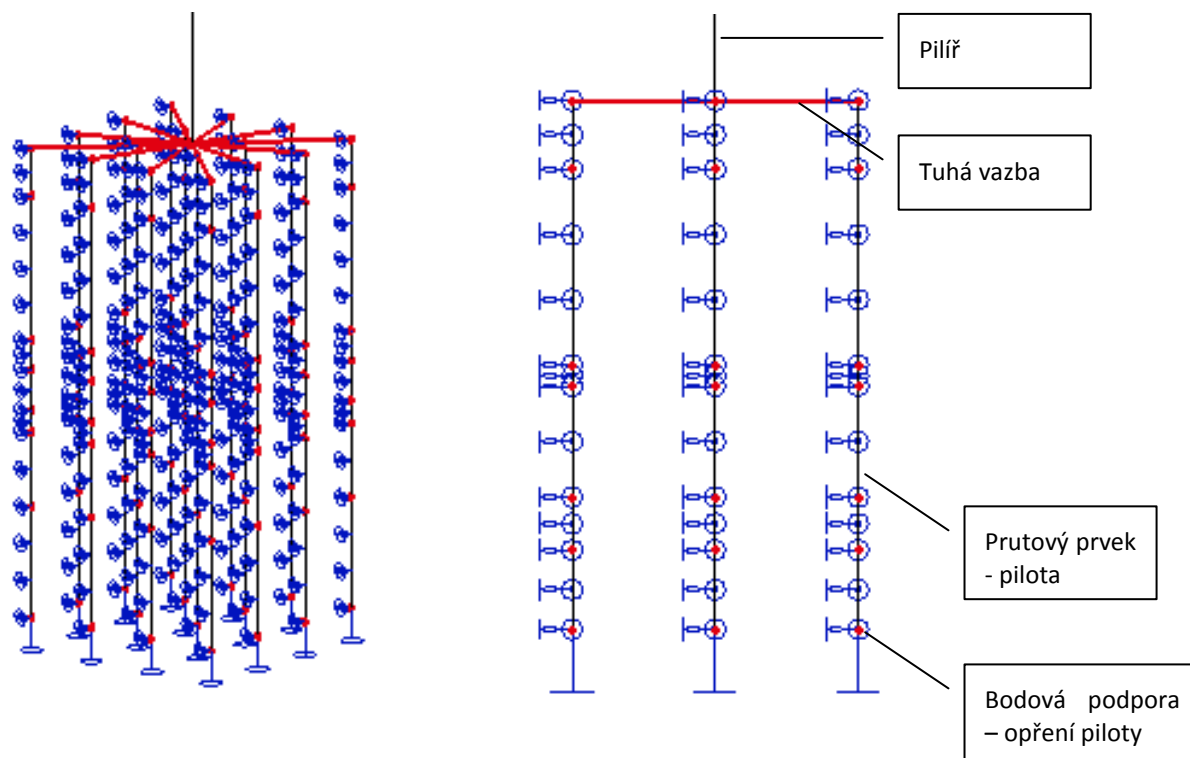
V návaznosti na navržené množství a délku pilot a jejich stanovené vodorovné tuhosti se ve výpočtovém modelu nahradí původní řešení (s vetknutými pylony) modelem zahrnujícím piloty (viz Obr. 8). Propojení pilot s pylonem je provedeno pomocí nekonečně tuhé základové patky, piloty jsou po délce rozděleny na segmenty odpovídající tloušťce jednotlivých geologických vrstev a jejich dělení. Tyto jednotlivé pruty jsou následně liniově podepřeny po celé jejich délce pružnými liniovými podporami v globálních směrech X a Y.



Obr. 8 Model mostu včetně pilotového základu

Nekonečně tuhou desku základu pylonu lze jednoduše nahradit tuhými rameny vedoucími od pylonu ke každé pilotě. Tíha základové desky je potom nutno zadat jako samostatné silové zatížení.

Jednotlivé piloty jsou ve svislém směru podepřeny na svém konci všesměrně posuvným kloubem. Takového uložení zaručuje nulové svislé posuny v patě piloty a zároveň vodorovný odpor pouze ve vodorovném směru (vodorovnými pružinami).



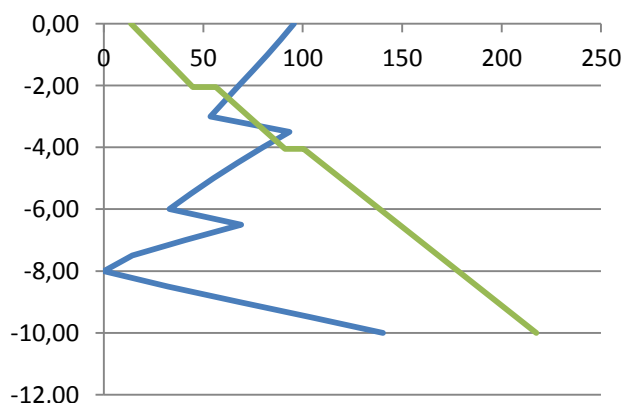
Obr. 9 Detail podepření skupiny pilot

10 Posouzení pilotového základu

Zemní tlak v zemině, resp. odpor zemního prostředí proti zatlačení pilot, se dopočítá z reálné vodorovné deformace pilot z výpočetního modelu a vodorovné tuhosti pružin podpírajících danou pilotu podle Hookova zákona (v oboru pružných deformací).

Z důvodu zjednodušení výpočtu na lineární byla v předchozích odstavcích zvolena tuhost podepření pilot jako zprůměrovaná hodnota stanovená ze součinitelů α_A a α_B . Hodnoty zemního tlaku získané z výpočetního modelu pomocí takto zprůměrované tuhosti by však nebyly na straně bezpečné. Proto je nutné zemní tlak stanovený z deformací matematického modelu, vypočítat z neupravených hodnot tuhostí, tj. nezprůměrovaných hodnot součinitelů α_A a α_B .

Hodnoty limitního zemního tlaku (zeleně) a reálného tlaku (modře) je vhodné vynést do grafu pro zjištění, zda jsou v modelu překročeny limitní hodnoty zemního tlaku.

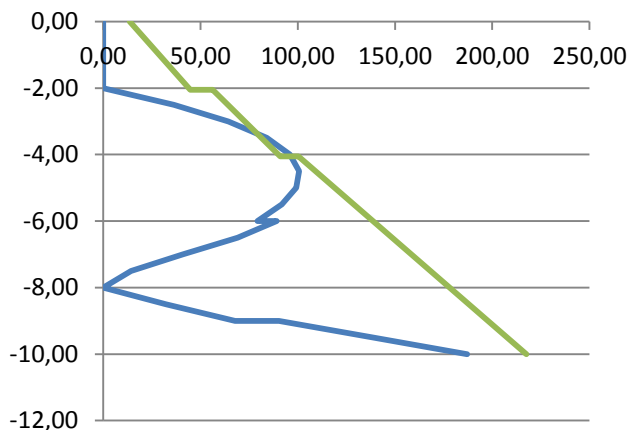


Obr. 10 Kritické a reálné zemní napětí po výšce piloty (0. iterace)

Tam, kde napětí v zemině přesahuje limitní hodnoty zemního tlaku (odolnost zeminy), je nutné tuhost pružin redukovat, popřípadě je úplně vyloučit. Snahou je, aby se křivka reálných hodnot odporu zeminy (zemního tlaku) z matematického modelu, dostala pod limitní hodnoty zemních tlaků (odolnosti zeminy), které jsou vypočítány z rovnováhy pasivního a aktivního zemního tlaku pro zadané vrstvy podloží (viz výše). Tuhost



snížíme, nebo vyloučíme v místech, kde dochází k překročení limitního napětí (odolnosti zeminy), změna je následně promítnuta do dalšího kroku matematického modelu. Nové výsledky deformací následně přepočteme dle Hookova zákona (násobíme novými upravenými hodnotami tuhostí), stanovíme odpovídající napětí v zemině a postup opakujeme, dokud nedojde ke splnění výše uvedených podmínek ohledně maximálních napětí v zemině.



Obr. 11 Kritické a reálné zemní napětí po výšce piloty (10. iterace)

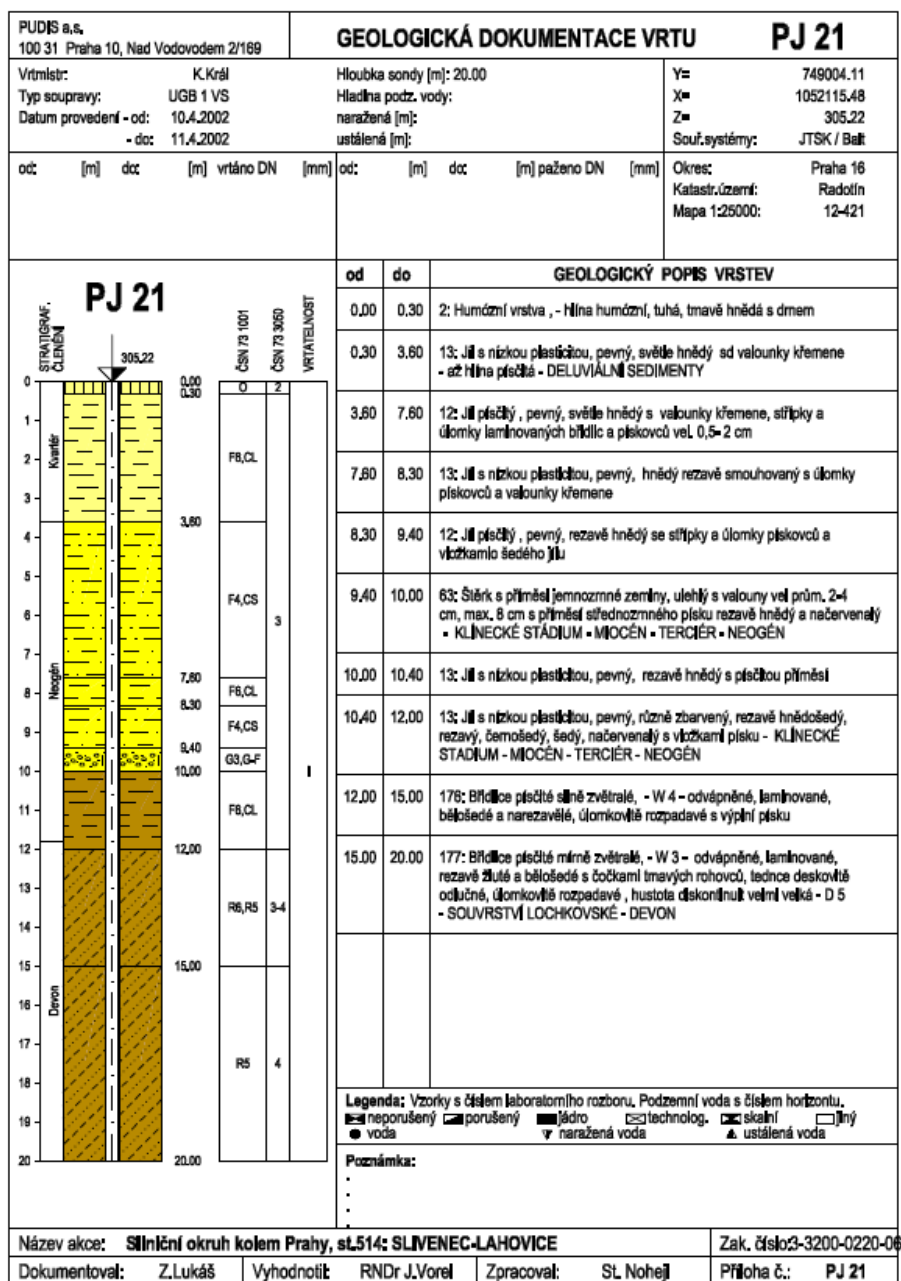
Po odladění modelu se tento model využije ke globální analýze nosné konstrukce a k zohlednění vlivu spodní stavby na celkové deformace konstrukce.



Příklad návrhu pilotového základu

1 Návrh rozměrů a počtu pilot

Z maximálních reakcí působících na vetknutí, geologického profilu a tabulky únosností pilot stanovíme přibližně potřebný počet pilot, jejich rozměr a délku.



Obr. 12 Zadaný geologický profil

	1	2	3	4
Rz [kN]	9324	9308	9271	9299
Mx [kNm]	2784	2710	2710	2973

My [kNm]	210	8	17	204
----------	-----	---	----	-----

Tab. 3 Maximální reakce z modelu s vetknutými pylony

Piloty uvažujeme, že budou založeny do únosné vrstvy, tedy do třídy hornin R5-R6. Vyšší únosnost mají dle tabulky únosností (Tab. 1) piloty, které jsou do této vrstvy vetknuty alespoň 3,0 m. V případě tohoto geologického profilu tedy do hloubky 15,0 m. Při založení desky do nezámrazné hloubky 1,3 m a její tloušťce 1,0 m máme navrženou pilotu o délce 12,7 m.

Nyní musíme odhadnout tloušťku piloty a na základě její únosnosti z tabulky stanovit minimální počet pilot. Při průměru piloty 1,0 m vychází únosnost jedné piloty po interpolaci 1500 kN.

Následně připočteme tíhu základové desky o rozměrech přibližně 8,0x8,0x1,0 m, tíhu pilot o předběžném průměru 1,0 m a uvážíme dostatečnou rezervu, vyjde nám přibližný počet pilot následovně:

$$n = \frac{R_z + (8 * 8 * 1 + 16 * 12,7 * \pi * 0,5^2) * \gamma_G * 25}{1500} = \frac{9324 + 5580 * 1,35}{1500} = 11,2$$

Požadovaný počet pilot pod každým základem je tedy alespoň 12. V této hodnotě však nejsou zohledněny působící momenty a skupinu pilot nelze navrhnout symetrickou, proto navrheme skupinu šestnácti pilot s roztečemi 2,0 m. Za předpokladu nekonečně tuhé desky a pilot přenášejících pouze tlak ověříme, že pilota přenesou působící zatížení i se zohledněním nejnepříznivějších momentových účinků.

$$N_d = \frac{R_z + 5580 * 1,35}{16} + \frac{M_y}{4 * 3} + \frac{M_x}{4 * 3} = \frac{9324 + 5580 * 1,35}{16} + \frac{210}{4 * 3} + \frac{2784}{4 * 3} = 1303 \text{ kN}$$

2 Výpočet podepření modelu - pilot

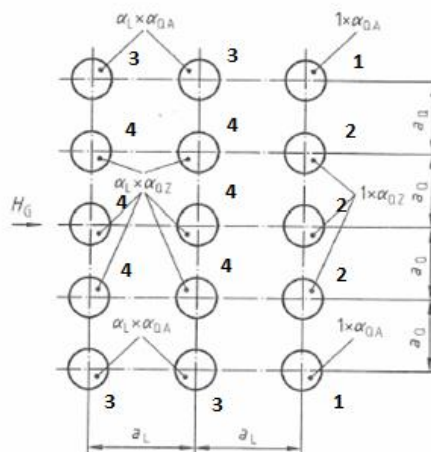
Nyní máme přesně určenou geometrii pilotového základu a jeho polohu v geologickém profilu. Z deformačního modulu E_{def} , který vyčteme pro jednotlivé vrstvy ze zadaného inženýrsko-geologického průzkumu, a průměru piloty určíme tuhost náhradních pružin podepírající piloty ve vodorovném směru.

Dle polohy piloty ve skupině, roztečí a polohy zatížení stanovíme z grafů z DIN 1054-2003 následující součinitele redukce tuhosti (Obr 3 - 5).

rozmístění pilot a typ polohy ve směru X					
	1	2	3	4	5 6
1	3	3	3	1	
2	4	4	4	2	
3	4	4	4	2	
4	3	3	3	1	
5					
6					

redukční součinitel ve směru X					
	1	2	3	4	5 6
1	0,45	0,45	0,45	0,90	
2	0,38	0,38	0,38	0,75	
3	0,38	0,38	0,38	0,75	
4	0,45	0,45	0,45	0,90	
5					
6					

Průměrný redukční součinitel 0,52



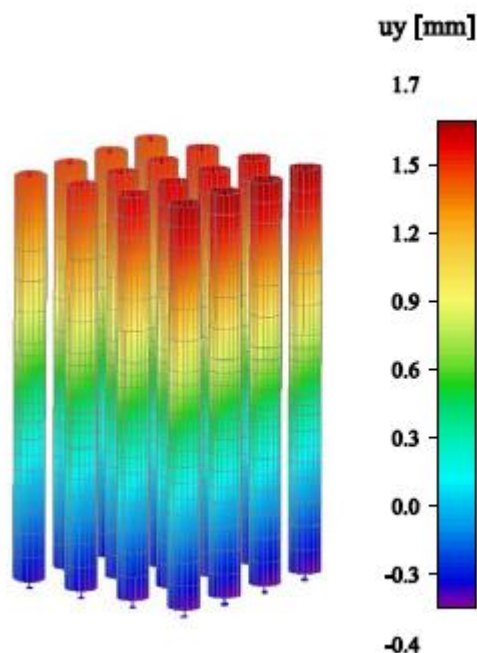


Z důvodu možnosti využití lineárního výpočtu získané redukční součinitele zprůměrujeme. Redukovaná tuhost jednotlivých vrstev ve vodorovném směru dle vztahu $k_h = \frac{\alpha * E_{def}}{d}$ a maximální hodnotě $d = 1,0$ m vychází:

vrstva	z_1	z_2	třída	E_{def}	k_h	$k_h * \alpha_x$	$k_h * \alpha_y$
	[m]	[m]	-	[MPa]	[Mn/m]	[Mn/m]	[Mn/m]
1	2,3	3,6	F6,CL	5	5,0	2,58	2,58
2	3,6	7,5	F4,CS	6,5	6,5	3,35	3,35
3	7,5	8,3	F6,CL	5	5,0	2,58	2,58
4	8,3	9,4	F4,CS	6,5	6,5	3,35	3,35
5	9,4	10,0	G3,G-F	80	80,0	41,25	41,25
6	10,0	12,0	F6,CL	5	5,0	2,58	2,58
7	12,0	15,0	R6,R5	20	20,0	10,31	10,31

3 Model pilotového základu

Původní podepření pylonu vetknutím nyní můžeme nahradit předběžně navrženou skupinou pilot. Každá pilota je po své výšce podepřena v obou směrech pružinami o příslušné tuhosti a v patě je podepřena všesměrně posuvným kloubem. Napojení na pylon je provedeno pomocí tuhých ramen, do počtu devíti pilot. Pokud počet pilot přesahuje devět, je nutné namodelovat samotnou základovou desku. Pružiny jsou modelovány liniově s konstantní tuhostí po své délce. Deformace skupiny pilot z provedené analýzy jsou:





4 Maximální napětí v zemině

Z výše uvedených vztahů podle Coulomba a dle hodnot z IGP vypočteme následující hodnoty aktivního a pasivního součinitele zemního tlaku pro jednotlivé vrstvy zeminy.

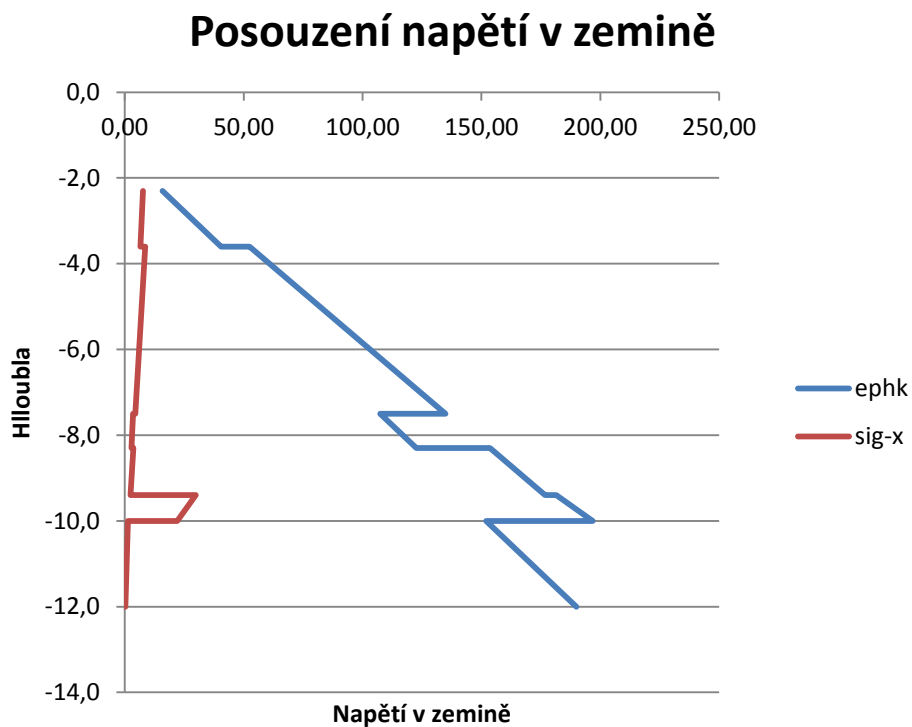
vrstva	z_1	z_2	Gama	φ	φ'	δ_p	δ_a	K_{pgh}	K_{agh}
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[rad]	[°]	[°]	[°]		
1	2,3	3,6	20,5	19	0,332	-0,221	0,111	1,403	0,476
2	3,6	7,5	18,5	24,5	0,428	-0,285	0,143	1,525	0,384
3	7,5	8,3	20,5	19	0,332	-0,221	0,111	1,403	0,476
4	8,3	9,4	18,5	24,5	0,428	-0,285	0,143	1,525	0,384
5	9,4	10,0	19	30	0,524	-0,349	0,175	1,647	0,308
6	10,0	12,0	20,5	19	0,332	-0,221	0,111	1,403	0,476
7	12,0	15,0	21,5	25	0,436	-0,291	0,145	1,536	0,377

Ze stanovených součinitelů zemních tlaků K vypočteme hodnoty normové křivky maximálního vodorovného namáhání v zemině. V tabulce jsou také v posledních sloupcích uvedeny hodnoty tuhostí nejméně redukované piloty, posunů a výsledných tlaků v zemině.

vrstva	z	h	Gama	σ_p	σ_a	e_w	e_{phk}	$k \cdot h \cdot \alpha_x$	u_x	$\sigma_{z,x}$
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[MN/m ²]	[mm]	[kN/m]
1	2,3	-2,3	20,5	0	0	15,82	15,82	4,50	1,70	7,65
1	3,6	-3,6	20,5	26,65	26,65	40,52	40,52	4,50	1,46	6,59
2	3,6	-3,6	18,5	26,65	26,65	52,54	52,54	5,85	1,46	8,57
2	7,5	-7,5	18,5	98,8	98,8	134,83	134,83	5,85	0,76	4,44
3	7,5	-7,5	20,5	98,8	98,8	107,39	107,39	4,50	0,76	3,41
3	8,3	-8,3	20,5	115,2	115,2	122,59	122,59	4,50	0,61	2,76
4	8,3	-8,3	18,5	115,2	115,2	153,54	153,54	5,85	0,61	3,59
4	9,4	-9,4	18,5	135,55	135,55	176,75	176,75	5,85	0,41	2,42
5	9,4	-9,4	19	135,55	135,55	181,50	181,50	72,00	0,41	29,82
5	10,0	-10,0	19	146,95	146,95	196,77	196,77	72,00	0,31	22,00
6	10,0	-10,0	20,5	146,95	146,95	152,02	152,02	4,50	0,31	1,37
6	12,0	-12,0	20,5	187,95	187,95	190,02	190,02	4,50	0,06	0,27
7	12,0	-12,0	21,5	187,95	187,95	242,90	242,90	18,00	0,06	1,08
7	15,0	-15,0	21,5	252,45	252,45	317,68	317,68	18,00	0,60	10,80



V následujícím grafu je zobrazena normová křivka (modře) a hodnoty napětí v zemině stanovené analýzou (červeně). Díky velmi nízkému modulu přetvárnosti zemin a tudíž nízké tuhosti podepření, napětí v zemině vycházejí dostatečně nízká a není tedy nutno tuhost redukovat ani provádět iterační výpočet.



5 Shrnutí a závěr

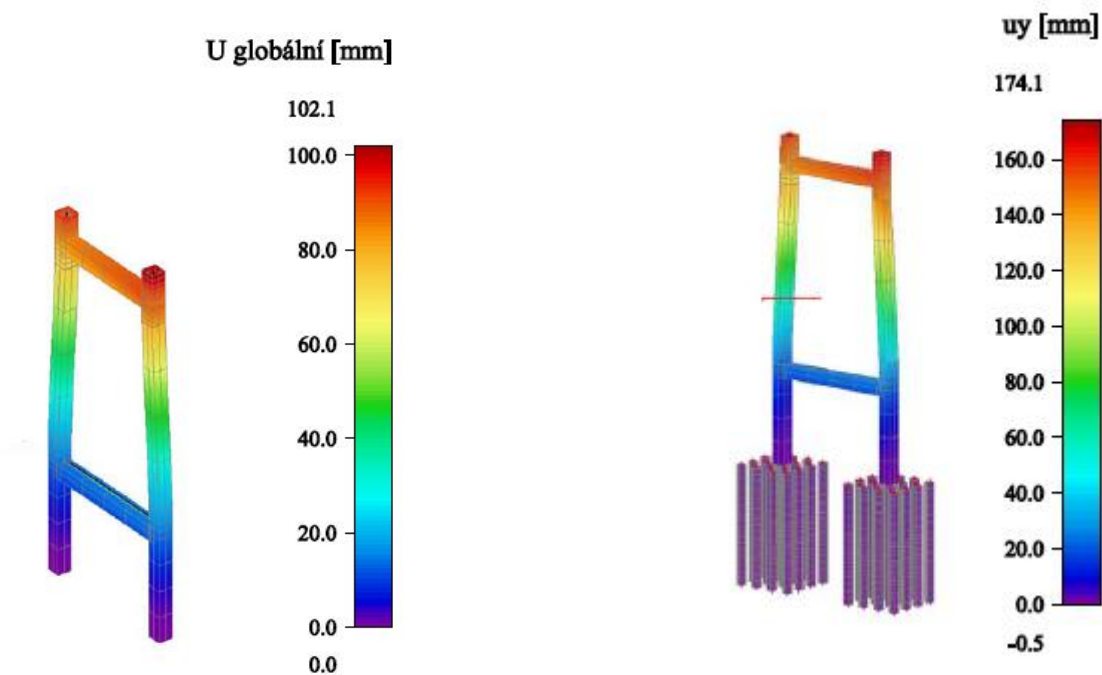
Na základě vnitřních sil z původního modelu s vetknutím a zadaných geologických podmínkách byl stanoven počet, velikost, délka a rozmístění pilot. Zatížení na jednu pilotu bylo posouzeno s tabulkovou únosností pilot uložených v horninách dané pevnostní třídy.

Vodorovné podepření pilot bylo vypočteno z modulu přetvárnosti daných vrstev a redukováno součiniteli, které zahrnují skupinový účinek skupiny pilot.

Základ byl modelován jako celek, včetně okrajových podmínek plynoucích z podepření, a z vypočtených posunů bylo stanoveno napětí v zemině, které bylo porovnáno s kritickým napětím, které vychází s rozdílu aktivního a pasivního zemního tlaku. Tam kde napětí překročilo normovou křivku, byla tuhost pružin redukována a výpočet proveden znovu.

V závěru byl získán globální model konstrukce se zahrnutím vlivu spodní stavby, který je možné použít pro realistický výpočet deformací a rozdělení vnitřních sil se zahrnutím základu a geologických podmínek

Na obrázku níže jsou zobrazeny deformace pylonu z obou modelů. V ukázkovém příkladu byl pro názornou ukázkou zadán geologický profil velmi špatných geotechnických vlastností, a tudíž rozdíl ve vodorovných deformacích je markantní.



Obr. 13 Vodorovné deformace pylonu