

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ČASOVÁ ANALÝZA SEDÁNÍ PODLOŽÍ VYZTUŽENÉHO ŠTĚRKOVÝMI PILÍŘI

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. LIBOR VYKOUKAL

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Libor Vykoukal
Název	Časová analýza sedání podloží vyztuženého štěrkovými pilíři
Vedoucí diplomové práce	Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2011
Datum odevzdání diplomové práce	13. 1. 2012

V Brně dne 31. 3. 2011

.....
Ing. Lumír Miča, Ph.D.

Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.

Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

FHWA-RD-83-026, Design and Construction of Stone Columns, Volume 1, PB84-190024, 1983

FHWA-RD-83-027, Design and Construction of Stone Columns, Volume 2, PB85-215416/AS, 1983

Ostatní podklady budou průběžně předávány.

Zásady pro vypracování

Námětem diplomové práce je numerická analýza podloží vyztuženého štěrkovými pilíři. Hlavním cílem práce je provést analýzu sedání v čase pomocí analytických modelů a jejich srovnání s numerickým modelem. Při zpracovávání diplomové je potřeba se zaměřit zejména na tyto oblasti:

- radiální konsolidace
- vliv technologie na rychlost konsolidace
- možnosti numerického modelování štěrkových pilířů

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

Diplomová práce obsahuje tyto kapitoly:

Úvod

Teoretický rozbor podloží vyztuženého štěrkovými pilíři

Numerická analýza

Závěrečné shrnutí

.....
Ing. Lumír Miča, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Cílem diplomové práce je časová analýza podloží vyztuženého štěrkovými pilíři a srovnání těchto výsledků s případem zeminy nevyztužené. Podloží je tvořeno nasycenými jíly. Hlavním úkolem je zavedení efektu zlepšení do numerických modelů. Pro účel diplomové práce je zvolen program Plaxis, který je běžně využíván pro geotechnické úlohy. Pilíře byly modelovány 3 způsoby: pomocí prvků drain, zavedením náhradních charakteristik zeminy či vytvořením lokálních prvků.

Klíčová slova

štěrkové pilíře, časová analýza, konsolidace, pórové tlaky

Abstract

The thesis focuses on the time analysis of the subsoil which is reinforced with stone columns and without them. The subsoil is made of saturated clays. Main purpose is to introduce the improvement into the numerical models. For the purpose of the diploma thesis the software Plaxis has been chosen, which is normally used for geotechnical tasks. The influence of the stone columns have been introduced to the model using the drain elements, spare characteristics and local elements.

Keywords

stone columns, time depending analysis, consolidation, pore pressure

...

Bibliografická citace VŠKP

VYKOUKAL, Libor. *Časová analýza sedání podloží vyztuženého štěrkovými pilíři*. Brno, 2011. 89 s., 8 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Lumír Miča, Ph.D..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně, a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 12.1.2012

.....

podpis autora

Obsah

1.	Úvod.....	9
1.1	Provádění šterkových pilířů.....	10
1.1.1	Vibrační vpěchování plnění ve špici.....	10
1.1.2	Metoda Franki.....	13
1.2	Zhodnocení metod.....	14
1.3	Oblast využití.....	14
1.4	Příklady použití.....	14
2.	Mechanismy porušení.....	15
3.	Výpočetní přístupy řešené problematiky.....	17
3.1	Analytické metody.....	20
3.1.1	Navrhování šterkových pilířů dle Priebe.....	20
3.1.2	Navrhování šterkových pilířů dle Štěpánka.....	23
3.1.3	Radiální konsolidace.....	28
3.2	Převedení prostorového působení konsolidace na rovinný.....	32
3.2.1	Rovinné řešení s využitím náhradní vertikální propustnosti.....	32
3.2.2	Rovinné řešení s užitím prvků "geodrain".....	33
4.	Výpočet násypového tělesa.....	35
4.1	Geologické poměry.....	36
4.2	Výpočet.....	39
4.2.1	Ruční výpočet M1 a M2.....	40
4.2.2	Analýza v Plaxisu 2D.....	45
4.2.2.1	Model 3.....	46
4.2.2.2	Model 4.....	49
4.2.2.3	Model 5.....	53
4.2.3	Analýza v Plaxisu 3D.....	59
4.2.3.1	Model 6.....	59
4.2.3.2	Model 7.....	63
4.2.3.3	Model 8.....	66
4.2.3.4	Model 9.....	70
4.2.3.5	Model 10.....	74
5.	Závěr.....	79

6.	Seznam použitých zdrojů.....	83
----	------------------------------	----

1. Úvod

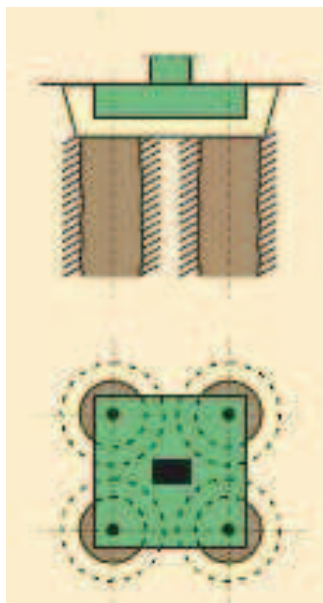
Štěrkové pilíře jsou již klasickým způsobem zlepšení základové půdy. Cílem diplomové práce je časová analýza podloží vyztuženého těmito prvky a prokázání jejich pozitivní funkce na únosnost, celkové deformace a rychlost konsolidace. Práce se dále zabývá možnostmi numerického modelování štěrkových pilířů, jejich popisem a vyhodnocením získaných výsledků. Analýza byla provedena na typickém příkladu vysokého násypu silničního tělesa vybudovaného na stlačitelném podloží. Štěrkové pilíře byly modelovány buď zlepšením charakteristik podloží, nebo přímo vytvořením lokálních objemových prvků.

Štěrkové pilíře jsou prvky hlubinného zakládání staveb typu "displacement", při jejichž provádění se v základové půdě vibrací nebo předrážením vytvoří otvor. Následně dojde k jeho vyplnění vhodným materiálem, který se příslušně zhutní. Používají se především u podloží tvořeného soudržnými zeminami měkké až tuhé konzistence. Zvyšují průměrnou velikost deformačního modulu základové půdy, čímž přispívají ke zvýšení únosnosti a omezení deformací. Tyto prvky mají mnohonásobně větší tuhost než má okolní základová půda. Tím, že se provádí z propustných materiálů, působí v zemině též jako svislé drény, čímž se zkracuje celková doba konsolidace.

Štěrkové pilíře jsou někdy označovány jako štěrkové piloty. Toto označení je chybné, což vyplývá zejména z rozdílného mechanismu porušení obou prvků. Únosnost štěrkových pilířů totiž nezáleží na plášťovém tření a na napětí v patě, ale jeho chování závisí na schopnosti okolní zeminy vzdorovat boulení těchto prvků při rovnoměrném zatížení jejich hlavy. Existují dva rozdílné pohledy na štěrkové pilíře, a to jako na prvky, které:

- a) jsou schopné vzdorovat osovému zatížení (např. pod základovými pasy a patkami)(Obr. 1-1).
- b) plošně zlepšují vlastnosti základové půdy (zvýšení průměrné velikosti E_{def} a zrychlení konsolidace U)

Nejtypičtějším případem je právě zlepšení deformačních parametrů, proto musí být síť těchto prvků dostatečně hustá a rovnoměrně rozložená. [1]



Obr. 1-1 Použití pod základovou patkou[1]

1.1 Provádění štěrkových pilířů

1.1.2 Vibrační vpěchování, plnění ve špici

Tato metoda je vhodná pro jemnozrnné zeminy a navážky (stavební suť, škvára nebo skrývkové zeminy). Zlepšení zeminy závisí na vysoké tuhosti a vyšší smykové pevnosti štěrkových pilířů. U této metody je ve většině případů používán vibrátor, do kterého je přidávaný materiál vháněn za pomoci stlačeného vzduchu. K tomuto účelu je nutné použít zvláštní stroj–zásobníkový vibrátor s klapkou, který je součástí stroje s pásovým podvozkem. Stroj vyvozuje přítlak nutný pro zapuštění vibrátoru a zhutnění zeminy. Přidávaný materiál se vypouští na hrotu vibrátoru, přičemž je vytvořen celistvý sloup. Tělo vibrátoru, resp. prodlužovací roura plní funkci výpažnice, čímž je otvor po dobu plnění pilíře stabilní, a to i ve velmi měkkých zeminách. Tento efekt je dále umocněn přetlakem vzduchu, který je vypouštěn tryskami v místě hrotu vibrátoru. Věž nosiče zaručuje maximální možnou svislost provádění. Technologický postup se skládá z následujících kroků.(Obr. 1-2)

Příprava – vibrátor se připraví na předem vytyčeném místě a zajistí se za pomoci hydraulických patek. Nakladač doplní násypku přidávaným materiálem.

Plnění – násypka se vytáhne až k otvoru pro sypání a její obsah se vysype do zásobníku. Poté co se klapka uzavře, dopraví přidávaný materiál za pomoci stlačeného vzduchu do hrotu vibrátoru.

Zapouštění – vibrátor, podporovaný stlačeným vzduchem a přítlačnou silou, roztlačuje okolní zeminu a proniká až do projektované úrovně.

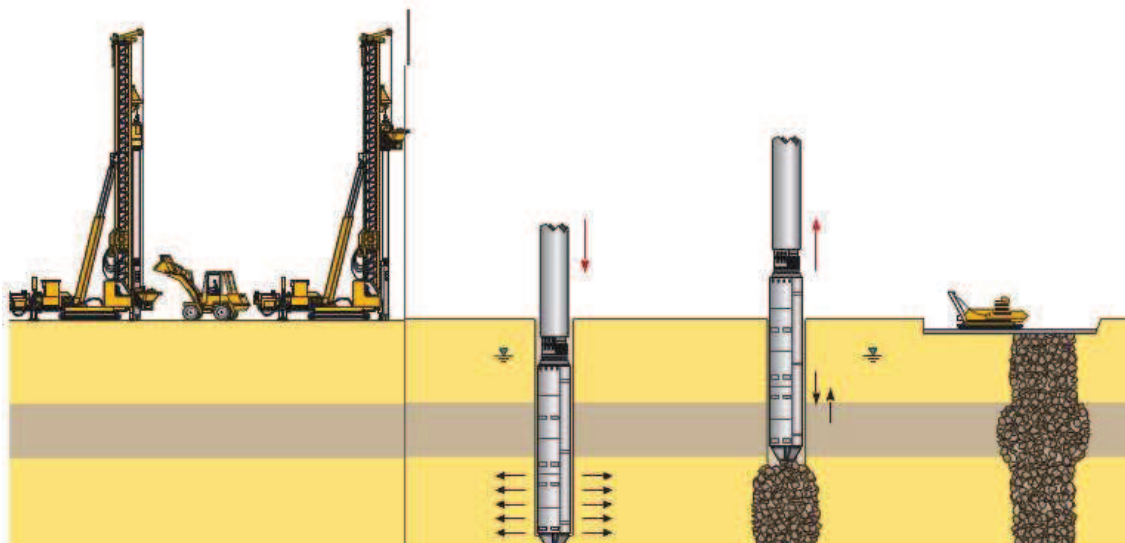
Zhutňování – po dosažení projektované úrovně se vibrátor zčásti povytáhne. Přídavný materiál s podporou stlačeného vzduchu vysype do vytvořené dutiny. Následně vibrátor zatlačí materiál do zeminy a zhutní ji.

Dokončovací práce – tímto způsobem se zhotoví celý pilíř až do úrovně hlavy. Poté se upraví hlava pilíře jejím zarovnáním a dodatečným zhutněním, případně se na něj položí další konstrukční vrstva. (vyrovnávací, zhutnění, vyztužená atd.)

Uvedeným postupem, který vznikl koncem 50. let 20. století, vzniká kompozit tvořen z okolní zeminy a ze zhutněných pilířů. Z geotechnického hlediska se zlepšené zeminové prostředí chová jako základová půda pod plošnými základy s únosností v rozmezí 150 až 400 kPa.

Při spouštění vibrátoru, které lze urychlit použitím vodního či vzduchového výplachu, je materiál vtlačován do okolní zeminy. Míra zhutnění okolní zeminy se dá poměrně lehce zjistit penetrační zkouškou. Další informace poskytuje záznam z provádění, ve kterém jsou uvedeny spotřeba elektrické energie a délka šterkového pilíře. Ta se bez využití speciální zařízení pohybuje okolo 20m.

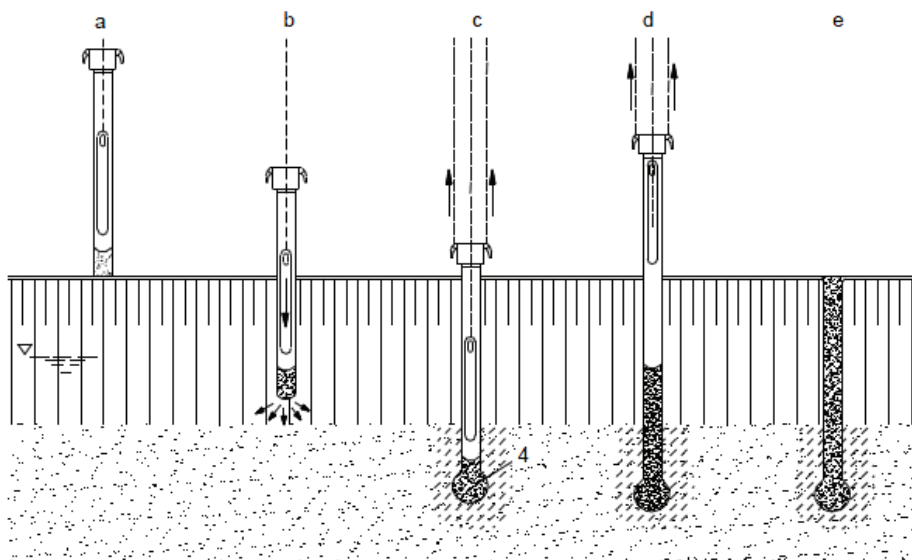
Výplňovým materiálem bývá nejčastěji drcené nebo těžené kamenivo frakce od 4 mm do 32 mm. V důsledku úbytku zdrojů kvalitního materiálu a zlevnění výsledného produktu je snaha o zavedení alternativních materiálů (např. recyklovaný stavební materiál - beton, cihly nebo využití geopolymérů). Geopolymery představují synteticky vytvořené minerální látky, jejichž výhodou je vysoká trvanlivost, nízká cena a ekologická nezávadnost.[2]



Obr. 1-2 Technologický postup při plnění ve špiči [1]

1.2.3 Metoda Franki

Metoda vychází z principu provádění předrážených železobetonových pilot, avšak místo suchého betonu se k vytvoření dříku používá drcený štěrk frakce 8-32 mm (Obr. 1-3). Použitím této metody lze dosáhnout piliřů až dvojnásobného průměru v porovnání s průměrem razící silnostěnné ocelové roury. Samotná razící souprava je složena z pásového podvozku a z lafety s několikanásobným kladkostrojem. Postup provádění je následující. Razící roura se umístí do předem vytyčeného místa a vsype se do ní štěrk, čímž se vytvoří v dolní části roury zátka. Ta je hutněna volným pádem beranu ve tvaru ocelového válce o hmotnosti 1,25-5 t, který se padá z výšky 2- 4 m. Při beranění roura postupně proniká do okolní zeminy. Přenos beranící síly je způsoben třením štěrku o vnitřní stěnu silnostěnné razící roury. Během beranění je sledován vnik roury do okolní zeminy a počet úderů k němu potřebných, což vlastně prezentuje vynaloženou energii. Po dosažení projektované úrovně se roura vyvěsí pomocí dvou lanových závěsů. Přidá se přídatný materiál a přejde se k fázi nazývané vyrážení zátky, při které dostane pata piliře typický cibulovitý tvar. Následně se přidává další přídatný materiál, který je hutněn beranem za současného povytahování razící roury[3]



Obr. 1-3 Technologický postup metody FRANKI[4]

1.2 Zhodnocení metod

Mezi vibračním vpěchováním a předrážením panuje značná rivalita. Mezi výhody metody vibračního vpěchování obvykle patří větší produktivita a menší dynamické účinky na okolní zástavbu. Metoda předrážení má naopak lepší schopnost prorazit překážku, což je výhodné hlavně v navážkách, skládkách a násypech.[3] Ze strachu investorů z negativních dynamických účinků na okolní konstrukce byla provedena firmou Keller studie. Z ní vyplývá, že vibrační válec (25 t) se svislými vibracemi má nepříznivější vliv než hloubkový vibrátor.[2]

1.3 Oblast využití

Možnosti ekonomického použití metody šterkových pilířů je převážně závislé na vlastnostech okolní základové půdy. U soudržných zemin je hlavním ukazatelem neodvodněná koheze c_u :

- v případě, že bude koheze dosahovat hodnot 15 kPa až 80 kPa jsou šterkové pilíře vhodné
- v případě, že bude koheze nižší než 15 kPa nejsou šterkové pilíře vhodné, zlepšení není možné ani efektivní
- v případě, že bude koheze vyšší než 80 kPa je použití této technologie nevhodné z pohledu míry zlepšení na počet zhotovených pilířů[3]

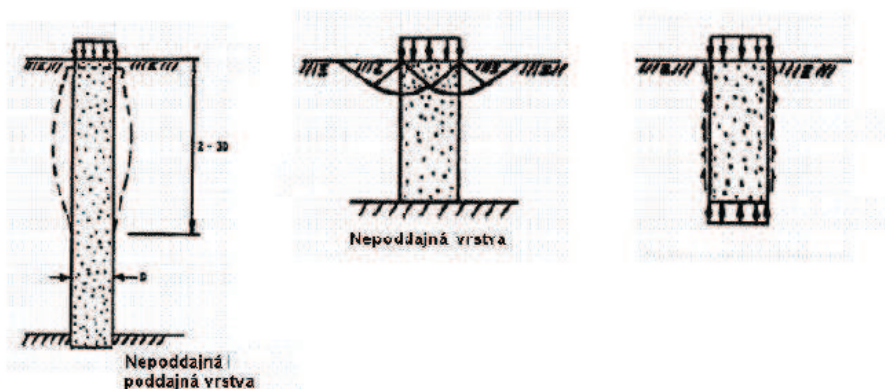
1.4 Příklady použití

Technologie šterkových pilířů se úspěšně použila při založení vysokých násypů, mostních opěr a křidel či nádrží na kapaliny, sanaci železničního spodku, apod. Je možné je využít při stabilizaci svahů, násypů a v oblastech s tektonickou aktivitou je možné použití pro snížení rizika ztekucení zeminy.[5]

2. Mechanismy porušení

Mechanismy porušení závisí na tom, jestli je samotný pilíř svojí patou ukončen v nepoddajné vrstvě nebo v samotné zlepšované zemině (poddajné), případně jestli je okolní zemina homogenní nebo vrstevnatá. V případě, že je pilíř zhotoven v homogenním prostředí a ukončen v nepoddajné vrstvě, tak přicházejí v úvahu dva mechanismy porušení:

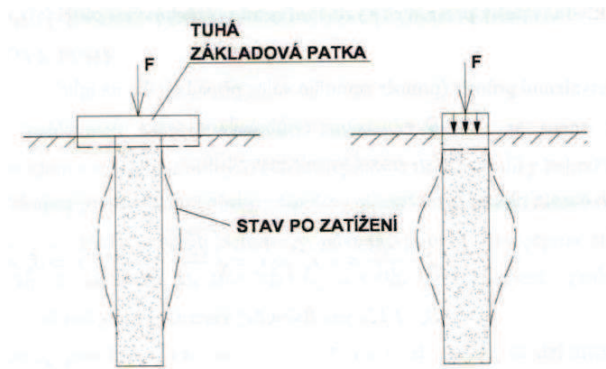
- v případě, že délka pilíře přesahuje 2 až 3 násobek průměru D , pilíř se vyboulí v horní části délky 2 až 3 D (Obr. 2-1)
- v případě, že je pilíř kratší, hrozí ztráta stability a vznik smykových ploch, které nastanou při překročení mezního stavu únosnosti pod plošnými základy (Obr. 2-1).



Obr. 2-1 Mechanismy porušení šterkových pilířů v homogenním prostředí [5]

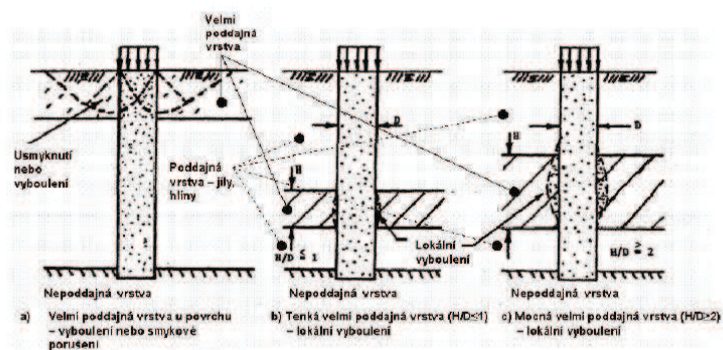
V případě, že je pilíř ukončen v poddajné vrstvě a je příliš krátký, pak bude pravděpodobně překročena jeho únosnost a dojde k jeho zatlačení do okolní zeminy. (Obr. 2-1)

Další aspektem, který ovlivňuje způsob porušení pilíře, je velikost zatěžovací plochy. Je-li nad pilířem tuhá patka o velikosti přesahující plochu pilíře, je následné vyboulení do stran méně znatelné a pilíř při zatížení dosahuje vyšší únosnosti. (Obr. 2-2)



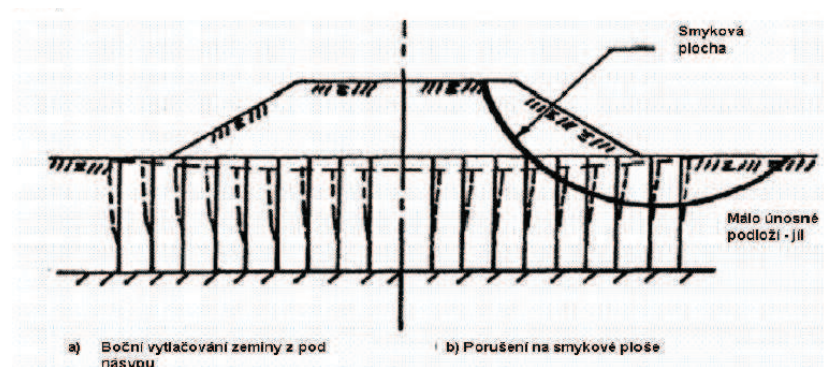
Obr. 2-2 Vliv zatěžovací plochy na vyboulení pilíře[4]

Ve většině případů se šterkové pilíře nachází ve vrstevnatém prostředí. Často dochází ke střídání málo únosných stlačitelných vrstev s vrstvami méně stlačitelnými. Kritickým případem se tedy stává velmi neúnosná a velmi stlačitelná vrstva.



Obr. 2-3 Mechanismy porušení ve vrstevnatém prostředí [5]

U skupiny šterkových pilířů jsou mechanismy porušení obdobné: vyboulení či ztráta únosnosti v patě pilíře. Navíc se vytváří porušení na obecné smykové ploše a boční posun.[4](Obr. 2-4)



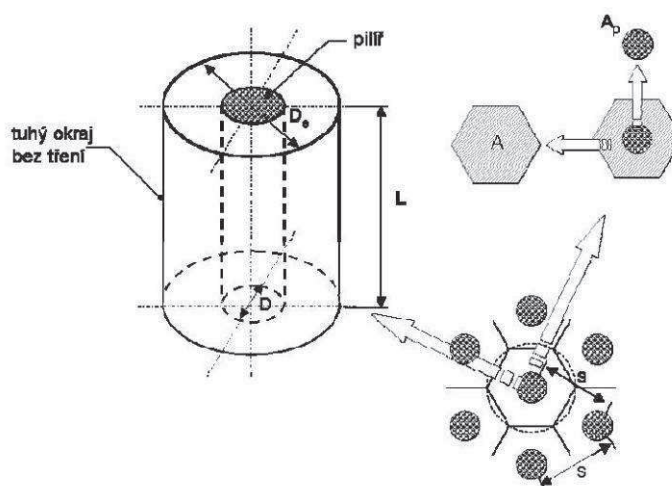
Obr. 2-4 Porušení skupiny pilířů pod vysokým násypem[5]

3. Výpočetní přístupy řešené problematiky

Existuje nespočet teorií, které se zabývají výpočtem a návrhem vyztužení zeminy štěrkovými pilíři. V současné době se do popředí dostávají především numerické metody, jako je např. metoda konečných prvků, metoda konečných diferencí nebo metoda hraničních prvků. Hlavní předností těchto metod je získání přehledu o deformacích při dané napjatosti a možnost modelovat jednotlivé fáze výstavby. Možností modelovat i 3D úlohy lze navíc do výpočtů zahrnout prostorové efekty chování zeminy. Při návrhu a řešení praktických úloh se však uplatňují především analytické metody, které řeší únosnost a deformace odděleně.[5] Většina těchto klasických metod vychází z tzv. koncepce náhradní buňky (Obr.3-1)

Přehled analytických metod

- metoda Priebe (Priebe)
- metoda Štěpánek
- metoda rovnováhy (Aboshi, Barksdale)
- přírůstková metoda (Goughnour, Bayuk)
- metoda Greenwood (Greenwood)
- metoda náhradní stěny (Van Impe)
- metoda konečných prvků (Balaam, Poulos, Brown)



Obr. 3-1 Náhradní buňka[5]

Hlavní vztahy pro návrh vyztužení šterkovými pilíři

Ekvivalentní průměr (průměr zemního válce připadající na jeden pilíř) (Obr. 3-2)

$$- De = 1,05 \cdot s \quad \text{pro trojúhelníkovou síť} \quad (1)$$

$$- De = 1,13 \cdot s \quad \text{pro čtvercovou síť} \quad (2)$$

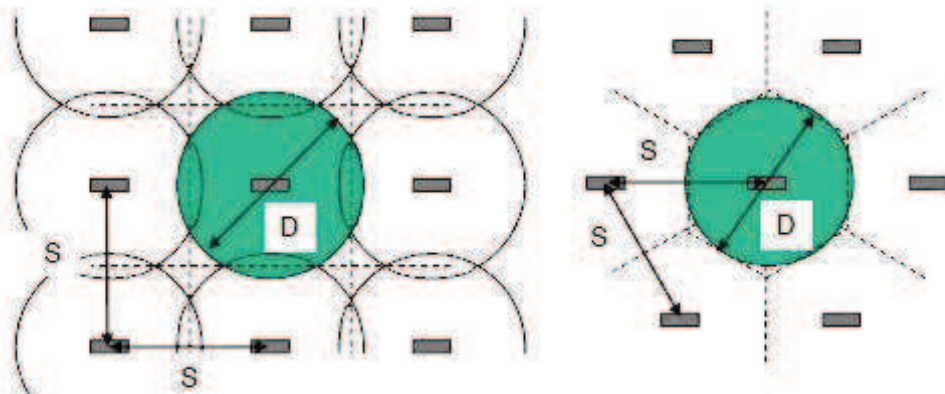
kde s je osová vzdálenost pilířů ve skupině (při trojúhelníkovém rozdělení sítě dochází k rovnoměrnějšímu pokrytí). Dalším významným parametrem je poměr ploch pilíře A_s a náhradní buňky A značený a_s

$$a_s = \frac{A_s}{A} = C1 \cdot \left(\frac{D}{s}\right)^2 \quad (3)$$

$$C1 = \frac{\pi}{2,3^{1/2}} \quad \text{trojúhelníková síť}$$

$$C1 = \frac{\pi}{4} \quad \text{čtvercová síť}$$

$$a_c = \frac{(A-A_s)}{A} = 1 - a_s \quad (4)$$



Obr. 3-2 Ekvivalentní průměr náhradní buňky na příkladu PVD[6]

Koncentrace napětí (Obr. 3-3)

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}; \quad n \approx (3 - 5) \quad (5)$$

$$\sigma = \sigma_s \cdot a_s + \sigma_c \cdot (1 - a_s) \quad \text{průměrné napětí v pilíři}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma}{1 + (n-1) \cdot a_s} = \mu_s \cdot \sigma \quad \text{napětí v pilíři} \quad (6)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{1 + (n-1) \cdot a_s} = \mu_c \cdot \sigma \quad \text{napětí v zemině} \quad (7)$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi_s}{2} \right) = K_p \quad (8)$$

φ_s úhel vnitřního tření pilíře 40-43°

Horizontální napětí

pro soudržné zeminy ($\varphi_u = 0, c_u$)

$$\sigma_3 = 9 \cdot c_u \quad (9)$$

pro soudržné zeminy (φ_{ef}, c_{ef})

$$\sigma_3 = \sigma_p + c_{ef} \left(1 + \ln \frac{E_{def}}{2 \cdot c_{ef} \cdot (1 - \nu)} \right) \quad (10)$$

σ_p – původní vodorovné napětí

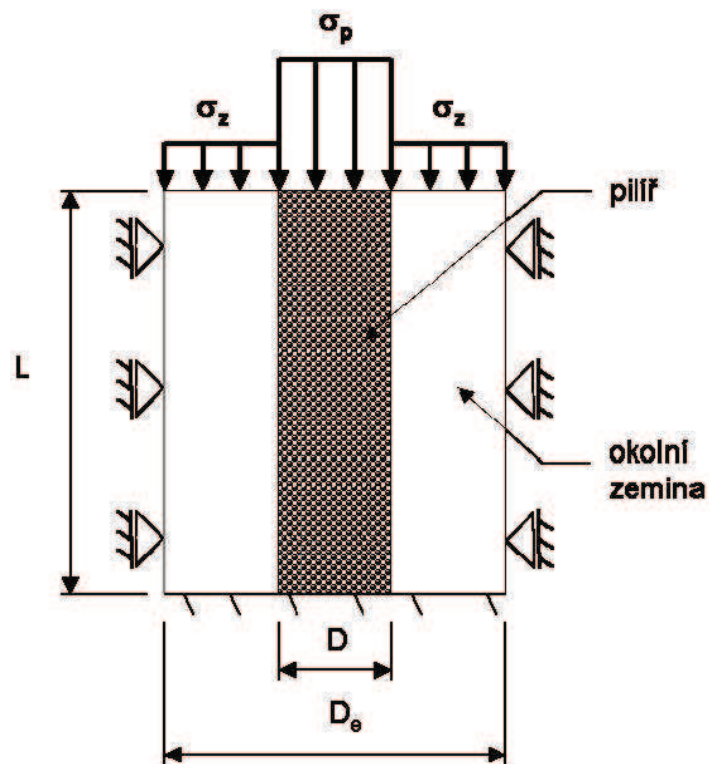
E_{def} – deformační modul zeminy

ν – poissonova konstanta zeminy

Maximální napětí v okolí pilíře

$$\sigma_c = 5 \cdot c_u \quad (11)$$

[4]



Obr. 3-3 Okrajové podmínky a rozdělení napětí na pilíři [5]

3.1 Analytické metody

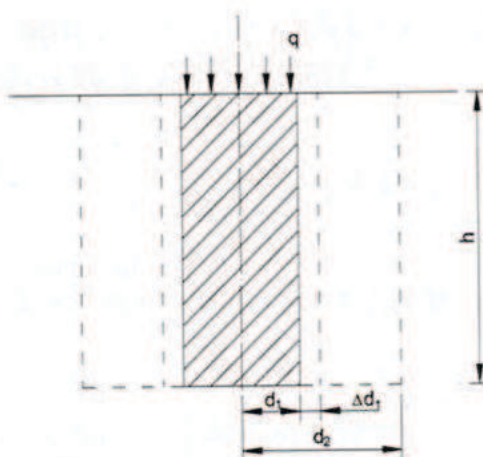
3.1.1 Navrhování štěrkových pilířů dle Priebe

Jednou z neznámějších metod analytického řešení je metoda dle Priebeho (1976). Ten předpokládá, že tuhý základ, vyvolující rovnoměrné zatížení, je založen na nekonečně velké síti štěrkových pilířů. Základová půda je uvažována jako izotropní materiál, přičemž paty štěrkových pilířů spočívají v hloubce, ve které je dosaženo dostatečně únosného podloží. Dále se předpokládají totožné vertikální deformace pilíře i okolní zeminy. Chování zeminy je uvažováno pružné[3].

a) Určení součinitele zlepšení

Roztažení elementární (Obr. 3-4) buňky ve vzdálenosti d_1 při daných okrajových podmínkách

$$\Delta d_1 = r_h \frac{1+\nu}{E} \cdot d_1 \frac{(1-2\nu) \cdot (1-d_1^2/d_2^2)}{1-2\nu+d_1^2/d_2^2} \quad (102)$$



Obr. 3-4 Chování štěrkového pilíře v pružném poloprostoru [4]

$\Delta\sigma_h$ - rozdíl horizontálního tlaku pilíře na zeminu od svislého zatížení a tlaku zeminy na pilíř

$$\Delta\sigma_h = q \cdot K_a - \sigma_{vz} \quad (11)$$

(předpoklad $\bar{\sigma}_{v,z} = \bar{\sigma}_{h,z}$, $q = \bar{\sigma}_{v,c}$)

d_1 – průměr pilíře

d_2 – průměr zemního válce

$\bar{\sigma}_{v,z}$ – svislé napětí zeminy

Použijeme-li k výpočtu edometrický modul E_{oed} pak

$$E = \frac{1 - 2\nu^2}{1 - \nu} E_{oed} \quad (12)$$

$$\Delta d_1 = \frac{\Delta\sigma_h \cdot d_1}{E_{oed} \cdot f(\nu, a_s)} \quad (13)$$

$$f(\nu, a_s) = \frac{(1 - \nu)^2 \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 - a_s)}{(1 - \nu - 2\nu^2)(1 - 2\nu + a_s)} \quad (14)$$

Za předpokladu, že pilíř při deformaci nemění svůj objem, bude radiálnímu roztažení Δd_1 odpovídat axiální zkrácení, tj. sednutí pilíře (18):

$$s_c = \frac{2h \cdot \Delta d_1}{d_1} = \frac{2\Delta\sigma_h \cdot f(\nu, a_s) \cdot h}{E_{oed}} \quad (15)$$

Sednutí okolního zeminy (18) za předpokladu nekonečně velkého tuhého základu bude:

$$s_z = \frac{\sigma_{hz} \cdot h}{E_{oed}} \quad (16)$$

Jelikož platí rovnost $s_c = s_z$ bude:

$$\bar{\sigma}_{h,z} = 2 \cdot \Delta\bar{\sigma}_h \cdot f(\nu, a_s) \quad (17)$$

Poměr vertikálních napětí (21) ve šterkovém pilíři a základové půdě bude:

$$\frac{\sigma_{v,c}}{\sigma_{v,z}} = \frac{0,5 + f(v, a_s)}{K_a + f(v, a_s)} \quad (18)$$

Pro celkové zatížení bude odpovídat poměrům ploch, tedy:

$$A \cdot q = A_c \cdot \bar{\sigma}_{v,c} + A_s \cdot \bar{\sigma}_{v,z} \quad (19)$$

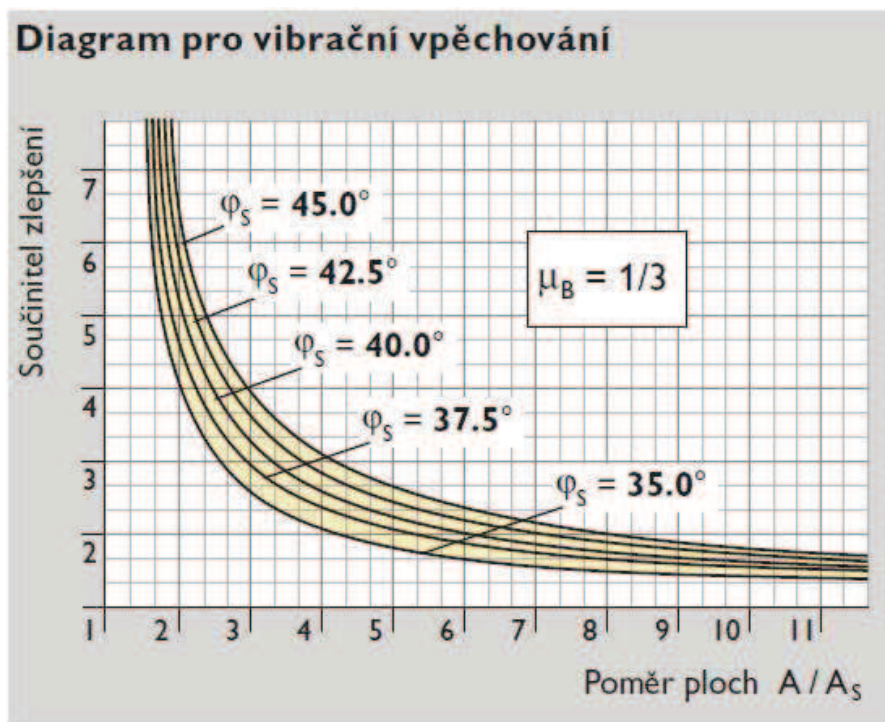
$$\frac{q}{\sigma_{v,z}} = 1 + a_s \frac{0,5 + f(v, a_s)}{K_a \cdot f(v, a_s)} \quad (20)$$

Poměr sedání nevyztužené a vyztužené zeminy:

$$\beta = \frac{s}{s_z} = \frac{q}{\sigma_{v,z}} = \frac{1}{n} \quad (21)$$

Stupeň zlepšení (Obr. 3-5 Součinitel zlepšení, lze vyjádřit rovnicí:

$$n = 1 + a_s \left[\left(\frac{0,5 + f(v, a_s)}{K_a \cdot f(v, a_s)} \right) - 1 \right] \quad (22)$$



[4]

Obr. 3-5 Součinitel zlepšení [1]

b) Určení smykových parametrů zeminy zlepšené štěrkovými pilíři

Nahradíme-li část soudržné zeminy štěrkovým materiálem s vysokým úhlem vnitřního tření, dojde ke zvýšení úhlu vnitřního tření celého kompozitu podle vztahu:

$$m' = \frac{n-1}{n} \quad (23)$$

$$\operatorname{tg}\varphi_n = m' \cdot \operatorname{tg}(\varphi_s) + (1-m') \cdot \operatorname{tg}(\varphi_s) \quad (24)$$

Toto zvýšení úhlu vnitřního tření (26) má podstatný vliv zejména při řešení stupně stability krajních částí násypů. Na druhou stranu bude koheze zlepšené (27) vrstvy, s ohledem na zanedbatelnou kohezi štěrkového pilíře, nižší než u původní nezlepšené zeminy. [4]

$$c_u = \left(1 - \frac{A_s}{A}\right) \cdot c_s \quad (25)$$

3.1.2 Navrhování štěrkových pilířů dle Štěpánka

Podobně jako Priebe, vychází i tato výpočtová metoda z následujících předpokladů:

pilíř při zatížení nemění svůj objem

paty pilířů jsou ukončeny na nestlačitelné vrstvě

při zatížení tuhým základem je sedání pilíře i okolní zeminy stejné

Podstata této metody vychází z úvahy, že po zatížení se pilíř i okolní zemina stlačí o hodnotu Δh a jeho průměr vzroste z původního d_0 na $d_0 + 2u_0$. Za těchto předpokladů se všechny částice mezi pilíři posunou, přičemž horizontální složka posunu u (měřeno od středu pilíře) bude klesat k hranici elementární buňky, kde se účinky sousedních pilířů vyruší. Deformace a stav napjatosti bude tedy popsán na válci zeminy s kruhovou podstavou $2R$ (Obr. 3-6). Na obvodu válce tedy platí:

$$[u]_{r=R} = 0 \quad (26)$$

Vzhledem ke zvolenému osově symetrickému systému a způsobu zatížení, budou na elementu působit napětí dle (Obr. 3-8). Po zatížení systému pilíř-zemina se poruší stabilita pilíře a vzniklé zkrácení se projeví deformací znázorněnou na (Obr. 3-7) V pilíři vzniknou kuželové smykové plochy, po kterých dojde k vytlačení části štěrkopísku do okolní zeminy. Úhel vrcholových přímek smykového kužele

s vodorovnou přímkou je určen stabilitou na smykové ploše podle (Obr. 3-9). Při reakci H od okolní zeminy platí pro výseč pilíře s vrcholovým úhlem β :

$$P_s = H \cdot \text{tg}(\pi/2 - \alpha + \varphi) \quad (27)$$

kde φ je úhel vnitřního tření štěrkopísku. Radiální napětí na styku roztláčovaného pilíře a zeminy se označí σ_{r0} , potom lze dosadit za:

$$H = \beta \cdot r_0^2 \cdot \sigma_{r0} \cdot \text{tg}(\alpha) \quad (30)$$

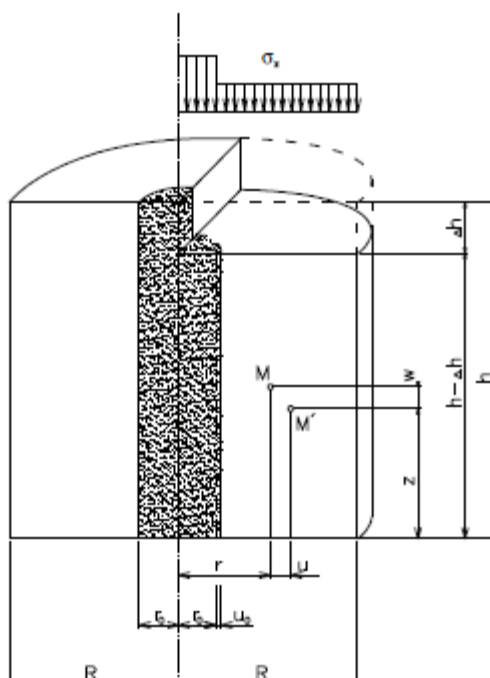
do rovnice (29), tedy:

$$P_s = \beta \cdot \sigma_{r0} \cdot r_0^2 \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot \text{tg}(\pi/2 - \alpha + \varphi) \quad (31)$$

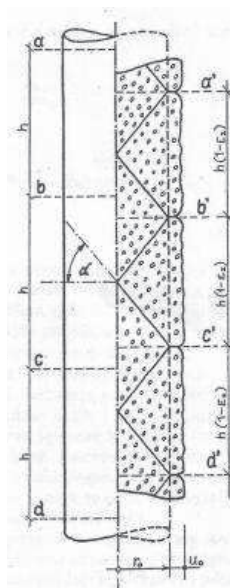
Úklon smykové plochy lze určit z extrému:

$$\frac{\partial P_s}{\partial \alpha} = \beta \cdot r_0 \cdot \left[\frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi \right) - \text{tg} \alpha \cdot \frac{1}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi \right)} \right] = 0 \quad (32)$$

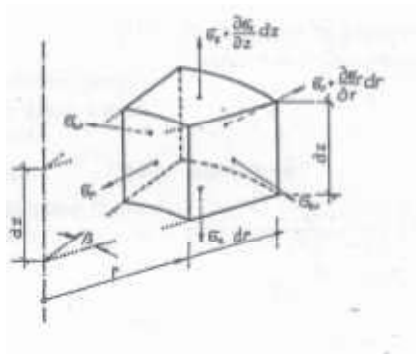
$$\text{odkud } \alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (33)$$



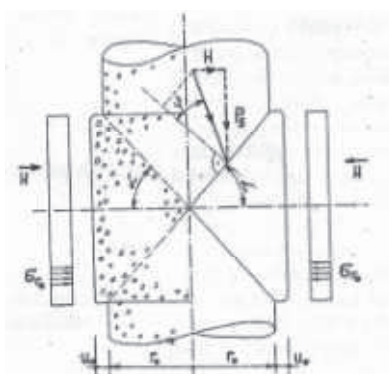
Obr. 3-6 Štěrkový pilíř s příslušným objemem zeminy[4]



Obr. 3-7 Deformace ŠP pilíře po vytvoření smykových ploch[4]



Obr. 3-8 Napětí na diferenciálním prvku[4]



Obr. 3-9 Stabilita na smykové ploše[4]

Poměry vně štěrkového pilíře jsou znázorněny na (Obr. 3-8). Z rovnic rovnováhy ve svislém a radiálním směru plyne:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} (r \cdot \sigma_r) - \sigma_\omega &= 0\end{aligned}\tag{34,28}$$

Dále platí pro poměrná přetvoření:

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}, \varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}, \varepsilon_\omega = \frac{u}{r}\tag{29}$$

kde w , u a ω jsou posuny ve svislém, radiálním a tangenciálním směru.

Pro další úvahy použil Štěpánek vztahy mezi napětím a přetvořením:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 2G \frac{\partial w}{\partial z} + \lambda \Omega \\ \sigma_r &= 2G \frac{\partial u}{\partial r} + \lambda \Omega \\ \sigma_\omega &= 2G \frac{u}{r} + \lambda \Omega\end{aligned}\tag{30, 31, 32}$$

$$\text{v nichž } \Omega = (\varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\omega) \text{ a } \lambda = \frac{2\nu G}{1-2\nu}\tag{40}$$

Pro modul deformace zeminy E a příslušnou hodnotu poissonovy konstanty ν platí:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}\tag{41}$$

Dosadí-li se z rovnic(40) a(41) za napětí (39), potom lze získat po úpravě diferenciální rovnici radiální složky posunu:

$$\frac{\partial u^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} = 0\tag{42}$$

s integrálem

$$u = C_1 r + C_2 \frac{1}{r}\tag{43}$$

Podle předpokladů nedojde na obvodě válce ani po stlačení zeminy k radiálnímu posunu. Proto platí:

$$[u]_{r=R} = C_1 R + C_2 \frac{1}{R} = 0\tag{33}$$

Vložíme-li rovnici (44) do rovnice (43), získáme následující vztah:

$$u = C_1 \left(r - \frac{R^2}{r} \right) \quad (34)$$

Svislý řez pilíři umožňuje určit velikost radiálního posunu na obvodu pilíře, jehož materiál považujeme za nestlačitelný. Lze tedy uvažovat následující vztah:

$$\pi r_0^2 h = \pi \cdot (r_0 + u_0) \cdot (h - \Delta h) \quad (35)$$

Rozvine-li se pravá strana rovnice a zanedbají – li se součiny $u_0^2 h$, $2r_0 u_0 \Delta h$ a $u_0^2 \Delta h$, získáme z (45):

$$u_0 = \frac{r_0}{2}, \frac{\Delta h}{h} = \frac{r_0 \varepsilon_z}{2} \quad (36)$$

ε_z je poměrné přetvoření ve vertikálním směru

Radiální složka posunu na obvodu pilíře bude podle (45):

$$u_0 = C_1 \left(r_0 - \frac{R^2}{r_0} \right) \quad (37)$$

Při porovnání s výrazem (47) lze stanovit integrační konstantu:

$$C_1 = \frac{r_0^2 \varepsilon_z}{2(R^2 - r_0^2)} \quad (38)$$

Na válcové ploše o poloměru r_0 působí napětí, pro které platí druhá z rovnic (39). Po dosazení dostaneme:

$$\sigma_{r_0} = \frac{\varepsilon_z G}{(R^2 - r_0^2)(1 - 2\nu)} [R^2 + r_0^2(1 - 2\nu)] \quad (50)$$

Dosadí – li se za α z rovnice (33) do rovnice (32) a dále za $\beta = 2\pi$, potom pro sílu P_s , potřebnou ke stlačení pilíře o Δh lze získat výraz:

$$P_s = 2\pi \cdot \sigma_{r_0} \cdot r_0^2 \cdot \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (39)$$

V důsledku radiální deformace u_0 je třeba ke stanovení poměrného stlačení zeminy vně štěrkopískového pilíře znát napětí, pro které platí první z rovnic (39). Po dosazení a úpravě se získá vztah:

$$\sigma_z = \frac{2\varepsilon_z G}{(R^2 - r_0^2)(1 - 2\nu)} [R^2(1 - \nu) - r_0^2(1 - 2\nu)] \quad (40)$$

Celková síla potřebná na stlačení mezikruží s poloměry R a r_0 bude:

$$P_z = \pi(R^2 - r_0^2)\sigma_z \quad (41)$$

Ke stlačení pilířem vyztuženého objemu zeminy znázorněného na (Obr. 3-6) o Δh musí být vyvinuta síla o velikosti:

$$N = P_s + P_z \quad (42)$$

Kdyby se stlačoval tentýž objem zeminy bez štěrkopískového jádra, bylo by podle první z rovnic (39), uvažovali bychom stejné svislé deformace, nutné vyvinout napětí

$$\sigma_z' = \frac{2\varepsilon_z G}{(1-2\nu)} \cdot (1-\nu) \quad (43)$$

Kterému odpovídá síla:

$$N' = \pi R^2 \sigma_z' = \frac{2\pi R^2 G \varepsilon_z}{1-2\nu} \cdot (1-\nu) \quad (44)$$

Provedením štěrkopískového pilíře se zvětší odpor zeminy v objemu:

$$\chi = \frac{N}{N'} \quad (45)$$

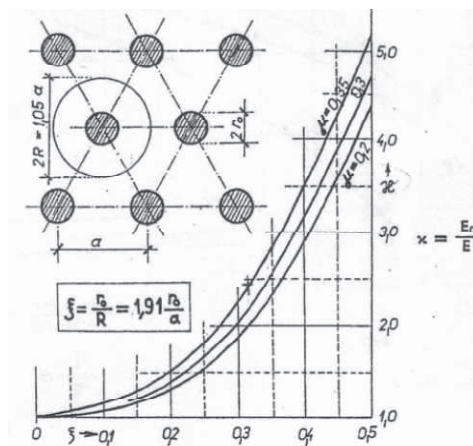
Po dosazení za příslušné síly a napětí a po zavedení bezrozměrného parametru

$$\xi = \frac{r_0}{R} \quad (46)$$

dostaneme:

$$\chi = \frac{\xi}{(1-\xi^2)(1-\nu)} \left[1 + \xi^2 \cdot (1-2\nu) \operatorname{tg}^2 \alpha + (1-\xi^2) \cdot \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] \quad (47)$$

Na (Obr. 3-6) je průběh bezrozměrné hodnoty χ vynesena v závislosti na poloměru a poissonově konstantě ν pro štěrk s úhlem vnitřního tření $\varphi=50^\circ$. [4].



Obr. 3-10 Součinitel zlepšení[4]

3.1.3 Radiální konsolidace

Výpočet stupně konsolidace

Pro návrh svislých drenážních prvků, s ohledem na konsolidaci, je nutné znát čas, za který má být požadovaného stupně konsolidace dosaženo. Problémům tohoto typu, tj. konsolidace zemního tělesa ve tvaru válce se věnoval v roce 1949 Barron. Jeho teorie stojí na základech Terzaghiho jednorozměrné konsolidace a rozšiřuje ji o konsolidaci v radiálním směru.

$$U = 1 - (1 - U_h) \cdot (1 - U_v) \quad (60)$$

U_h – stupeň konsolidace v radiálním směru

U_v -stupeň konsolidace pro svislý směr

Uvedený vztah platí, jestliže pilíř prochází celou konsolidovanou vrstvou a je ukončen ve spodní drenážní vrstvě. Jestliže je penetrace pouze částečná, je uváděn vztah pro poměr $L/H \approx 0,25$ až $0,75$

$$U = 1 - \left[(1 - U_h) \cdot (1 - U_v) + \left(1 - \frac{L}{H}\right) U_v \right] \quad (48)$$

L- délka drénu

H-hloubka konsolidované vrstvy

Kjellman(1948) uvádí zjednodušený vztah pro výpočet času nutného pro získání požadovaného stupně konsolidace.

$$t = \frac{D_e^2}{8c_h} \left(\ln \frac{D_e}{D} - 0,75 \right) \cdot \ln \left(\frac{1}{1-U} \right) \quad (49)$$

t-čas konsolidace

c_h -součinitel konsolidace při radiálním odvodnění

D_e -ekvivalentní průměr náhradní buňky

D-průměr šterkového pilíře

U-požadovaný stupeň konsolidace

Konsolidace při radiálním odvodnění

Pro stupeň konsolidace při radiálním směru proudění pórové vody se uvádí vztah

$$U_h = \frac{s_t}{s_\infty} = 1 - \exp \left(- \frac{8T_h}{F(n)} \right) \quad (50)$$

s_t -sedání v čase

s_{∞} - konečné sednutí

T_h -časový faktor

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{D_e^2} \quad (51)$$

c_h -součinitel konsolidace pro horizontální proudění

D_e -ekvivalentní průměr náhradní buňky

$F_{(n)}$ -funkce obsahující dimenzionální vztah geometrie pilířů, propustnosti filtru a vliv technologie instalace pilířů

Při nekonečné propustnosti a za předpokladu, že nedojde k porušení okolní zeminy vlivem instalace, je uváděn vztah:

$$F_{(n)} = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (52)$$

Vztah zohledňující pouze geometrické vztahy drenáže a ovlivněného válce je zřejmě značné zjednodušení.

Hansbo uvádí modifikovaný vztah funkce $F_{(n)}$, který zahrnuje i vliv omezení propustnosti drenáže:

$$F_{(n)} = \ln(n) - 0,75 + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (53)$$

q_w kapacita drenáže ($=k_f \cdot A_f$)

k propustnost filtru drenáže

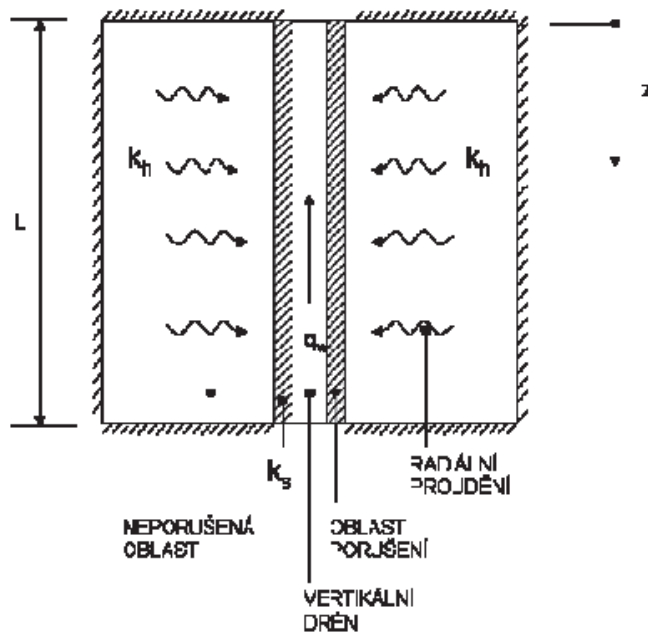
A_f plocha šterkového pilíře

z charakteristická délka drenáže

Při instalaci šterkových pilířů dochází k narušení okolní zeminy a kolem pilíře vznikne prstenec porušené zeminy (tzv. „smearzone“) o vnějším průměru d_s . Tato oblast je typická nízkou propustností, což ovlivňuje drenážní funkci šterkových pilířů. Do výpočtu je tedy nutné zahrnout korekci zohledňující i tento efekt. Funkce $F_{(n)}$ zohledňující všechny vlivy najednou

$$F_{(n)} = \ln\left(\frac{D_e}{d_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(n) - 0,75 + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (54)$$

k_s -součinitel propustnosti porušené zóny při horizontálním toku pórové vody



Obr. 3-11 Oblast porušení[5]

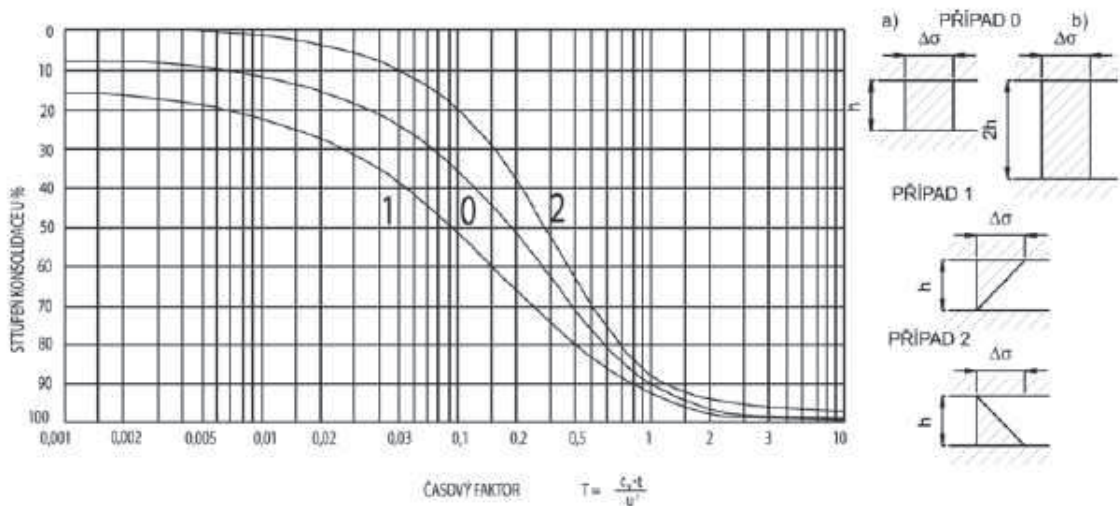
Zahrnutí těchto úprav má na výsledné návrhové parametry podstatný vliv.

Konsolidace při vertikálním odvodnění

Uvažujeme-li proudění pórové vody ve vertikálním směru, lze stupeň konsolidace vyjádřit vztahem:

$$U_{vo} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2 c_v}{4H^2} t\right)$$

55



Obr. 3-12 Průběh jednoosé konsolidace v čase[7]

U_v stupeň konsolidace pro při vertikálním proudění

c_v součinitel konsolidace ve vertikálním směru

H délka odvodňovací dráhy

Dosažením do rovnice 60 vztahy 68 a 63 vznikne výsledný vztah pro průměrný stupeň konsolidace:

$$\bar{U} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp \left[- \left(\frac{8c_h}{D_e^2 F(n)} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} \right) \cdot t \right] \quad (56)$$

[4]

3.2 Převedení prostorového působení konsolidace na rovinný

Konsolidace je prostorovým problémem. Ve většině aplikací je však úloha řešena jako problém rovinný. Je tedy nezbytné nalézt postup umožňující prostorový problém zjednodušit. Dále budou popsány dva z těchto postupů [4]. V literatuře se uvádí dva možné výpočetní přístupy. V prvním případě je stanovena tzv. ekvivalentní vertikální propustnost, v případě druhém jsou při numerickém modelování využity prvky typu „geodrain“ a horizontální propustnost mezi nimi je upravena tak, aby byl zachován stupeň konsolidace pro prostorové radiální působení. [4]

3.2.1 Rovinné řešení s využitím náhradní vertikální propustnosti

Způsob nahrazení je znázorněn na (Obr. 3-13). Vychází se ze stupně konsolidace pro náhradní buňku ve svislém, resp. svislém i horizontálním směru:

$$U_{vh} = 1 - \exp \left(- \left(\frac{\pi^2}{4} T_v + 0,21 + \frac{8}{\mu} T_h \right) \right) \quad (57)$$

$$U'_v = 1 - \exp \left(- \frac{\pi^2}{4} T' - 0,21 \right) \quad (58)$$

Z jejich rovnosti je stanovena ekvivalentní vertikální propustnost, která bude přiřazena zlepšované vrstvě zeminy:

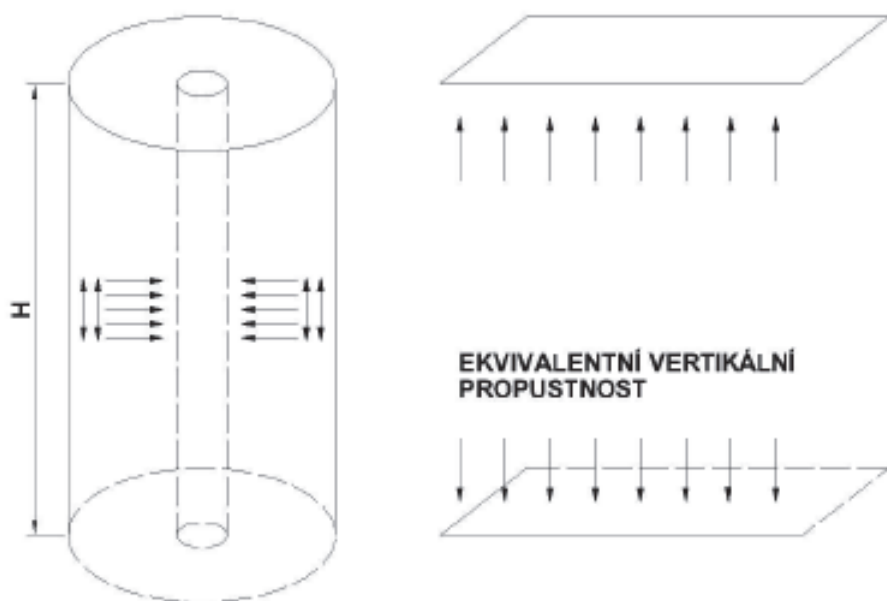
$$k'_v = k_v + \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{H^2}{\mu D^2} k_h \quad (59)$$

D průměr náhradní buňky

$\mu = F(n)$

H délka šterkových pilířů

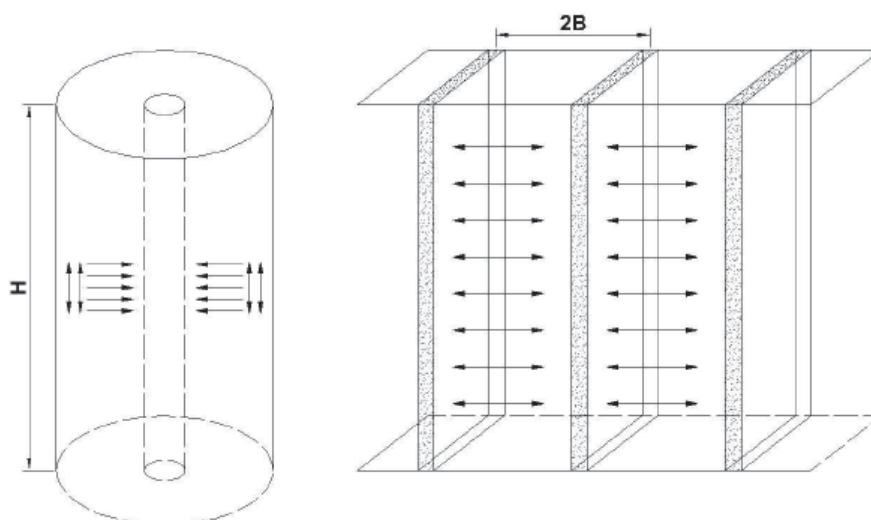
Součinitel propustnosti k_h pro radiální směr zůstane zachován [4].



Obr. 3-13 Určení ekvivalentní vertikální propustnosti[4]

3.2.2 Rovinné řešení s užitím prvků „geodrain“

Druhou alternativou je použití prvků typu „geodrain“, které mají v rovinné úloze šířku jeden metr. Mezi těmito prvky je pozměněna horizontální propustnost v závislosti na jejich vzdálenosti tak, aby bylo dosaženo stejného stupně konsolidace jako při radiálním působení. Způsob nahrazení je znázorněn na (Obr. 3-14)



Obr. 3-14 Využití prvků „geodrain“ a výměna propustnosti[4]

V tomto případě se vychází ze stupně konsolidace pro náhradní buňku v horizontálním směru

$$U_h = 1 - \exp^{-\frac{8T_h}{\mu}} \quad (60)$$

Tento stupeň konsolidace se položí roven stupni konsolidace pro horizontální proudění pórové vody mezi geodrény

$$U'_h = 1 - \exp^{-\frac{\pi^2}{4} T'_h - 0,21} \quad (61)$$

Z jejich rovnosti a zavedením substituce $T'_h = \frac{c'_h \cdot t}{B^2}$ získáme

$$c'_h = 3,24 \frac{B^2}{\mu D^2} c_h - 0,085 \frac{B^2}{t} \quad (62)$$

Změněný součinitel c'_h pro využití v rovinné úloze, ale závisí i na čase t . Byl tedy odvozen následující výraz, ze kterého se získá i výsledný vztah pro změněnou horizontální propustnost v závislosti na vyžadovaném stupni konsolidace

$$c'_h = \alpha \frac{B^2}{\mu D^2} k_h \quad s \quad \alpha = 3,24 \frac{\ln(1-U) + 0,21}{\ln(1-U)} \quad (63)$$

$$k'_h = \alpha \frac{B^2}{\mu D^2} k_h \quad s \quad \alpha \approx 2,2 \text{ až } 3,1 \quad (64)$$

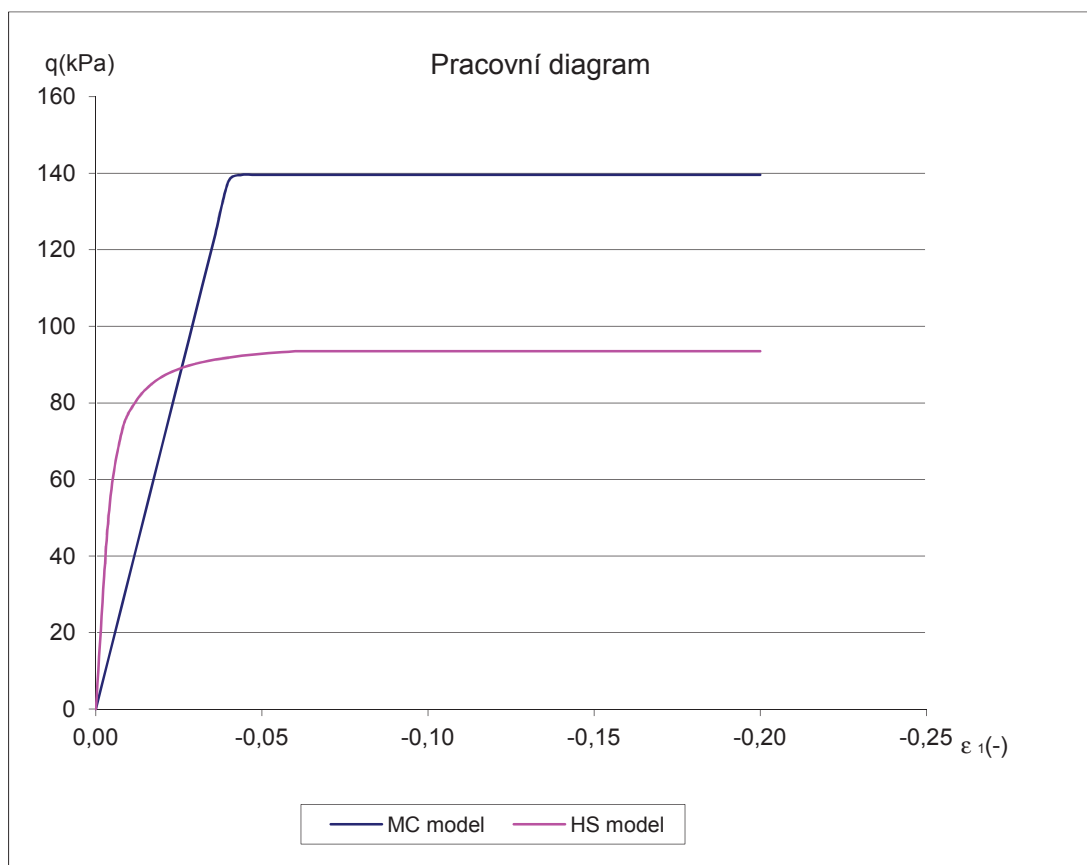
Součinitel propustnosti k_v zůstane zachován[4]

4. Výpočet násypového tělesa

Studie je provedena na příkladu silničního násypového tělesa budovaného na málo únosném a stlačitelném podloží. Cílem diplomové práce je porovnat časový průběh konsolidace podloží na nezlepšeném a zlepšeném podloží, a to s využitím tří výpočetních modelů. Byl proveden analytický výpočet sedání založený na teorii radiální konsolidace v charakteristických místech násypového tělesa a dále výpočet numerický. U numerického modelování bylo provedeno srovnání rovinného a prostorového modelu. Deformace jsou vyšetřovány v úrovni terénu.

Silniční násypové těleso je vysoké 10 m se sklonem 1:2 a je budováno po vrstvách o tloušťce 2 m. Uvažovaná doba navezení a zhutnění jedné vrstvy je 25-ti dní, celková doba výstavby bude tedy 125 dní. Násypové těleso je dle normy ČSN 72 1002 – Klasifikace zemin pro dopravní stavby (již neplatná) vytvořeno z písčitého jílu F4-CS. Tato zemina je hodnocena jako vhodná do násypů a její materiálové charakteristiky byly převzaty z normových směrných charakteristik[8]. Pod násypem jsou ve čtvercovém rastru zhotoveny šterkové pilíře o průměru 700 mm. Osová vzdálenost pilířů byla navržena 2.1 m a jejich délka je 15 m. Ukončeny jsou v propustné vrstvě písku.

Terén je v příčném řezu uvažován jako vodorovný. Materiálové vlastnosti vyšetřované vrstvy jsou převzaty z[9] a její materiálové charakteristiky byly zjišťovány a kalibrovány pro konstituční modely Mohr-Coulomb a Hardening Soil model (Obr. 4-1). Hladina podzemní vody je v úrovni původního terénu. V zatěžovacích stavech je uvažována pouze vlastní tíha násypu, která je při ručním výpočtu převedena na rovnoměrné a trojúhelníkové přitížení. Zatížení dopravou je zanedbáno jakožto zatížení krátkodobé. Takto definovaná úloha byla analyzována ve výpočetních programech (MS Excel, Plaxis 2D, Plaxis 3D). V těchto programech byla provedena analýza jak podloží nezlepšeného tak zlepšeného šterkovými pilíři. Zlepšení je v rovinné úloze do modelu zavedeno ekvivalentními parametry dle teorie Priebe a v prostorovém modelu je zlepšení modelováno jako lokální prvek. V závěru jsou výsledky porovnány.



Obr. 4-1 Pracovní diagram jílového podloží

Na (Obr.4-1) jsou uvedeny pracovní diagramy obou konstitučních modelů pro materiál jílového podloží. Jedná se o výstup ze Soil testu, výpočetního softwaru Plaxis, který simuluje triaxiální zkoušku při komorovém tlaku 100 kPa, jedná se tedy o zkoušku neodvodněnou, kterou ovlivňují pórové tlaky.

4.1 Geologické poměry

Materiálové charakteristiky obsažené v modelech jsou:

- Písek – použit v pilíři (Tab.4-1) (Tab.4-2)
- Jíl – vyskytuje se v podloží (Tab. 4-3, Tab. 4-4)
- Písečný jíl – stavební materiál násypového tělesa (Tab. 4-5)

Písek -

Konstituční model – Hardening soil model

γ	kN/m ³	Objemová hmotnost zeminy	18
γ_{sat}	kN/m ³	Objemová hmotnost nasycené zeminy	20
φ	°	Úhel vnitřního tření	35
c	kPa	Koheze	0
ψ	°	Úhel dilatance	5
ν_{ur}	-	Poissonova konstanta	0,2
E_{50}^{ref}	kPa	Sečnový modul	30 000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kPa	Edometrický modul	30 000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kPa		90 000
m	-	Vliv zvyšování modulů	0,55
p_{ref}	kPa	Referenční napětí	100
k_h	m.s ⁻¹	Součinitel propustnosti v horizontálním směru	1,00E-04
k_v	m.s ⁻¹	Součinitel propustnosti ve vertikálním směru	1,00E-04

Tab. 4-1 Materiálové charakteristiky HS model [9]

Konstituční model - Mohr-Coulomb model

γ	kN/m ³	Objemová hmotnost zeminy	18
γ_{sat}	kN/m ³	Objemová hmotnost nasycené zeminy	20
φ	°	Úhel vnitřního tření	35
c	kPa	Koheze	0
ψ	°	Úhel dilatance	5
ν	-	Poissonova konstanta	0,25
E_{def}	kPa	Deformační modul	60 000
k_h	m.s ⁻¹	Součinitel propustnosti v horizontálním směru	1,00E-04
k_v	m.s ⁻¹	Součinitel propustnosti ve vertikálním směru	1,00E-04

Tab.4-2 Materiálové charakteristiky MC model[9]

Jíl

γ	kN/m ³	Objemová hmotnost zeminy	18
γ_{sat}	kN/m ³	Objemová hmotnost nasycené zeminy	19
φ	°	Úhel vnitřního tření	27
c	kPa	Koheze	15
ψ	°	Úhel dilatance	10
ν_{ur}	-	Poissonova konstanta	0,2
E_{s0}^{ref}	kPa	Sečnový modul	4 300
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kPa	Edometrický modul	1 800
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kPa		14 400
m	-	Vliv zvyšování modulů	0,9
p_{ref}	kPa	referenční napětí	100
k_h	m.s ⁻¹	součinitel propustnosti v horizontálním směru	1,00E-10
k_v	m.s ⁻¹	součinitel propustnosti ve vertikálním směru	1,00E-10

Tab. 4-3 Materiálové charakteristiky HS model[9]

Konstitutivní model - Mohr-Coulomb model

γ	kN/m ³	Objemová hmotnost zeminy	18
γ_{sat}	kN/m ³	Objemová hmotnost nasycené zeminy	19
φ	°	Úhel vnitřního tření	27
c	kPa	Koheze	15
ψ	°	Úhel dilatance	0
ν	-	Poissonova konstanta	0,3
E_{def}	kPa	Deformační modul	3 000
k_h	m.s ⁻¹	součinitel propustnosti v horizontálním směru	1,00E-10
k_v	m.s ⁻¹	součinitel propustnosti ve vertikálním směru	1,00E-10

Tab. 4-4 Materiálové charakteristiky MC model[9]

Písčité jíl

Konstituční model - Mohr-Coulomb model

γ	kN/m ³	Objemová hmotnost zeminy	18,5
γ_{sat}	kN/m ³	Objemová hmotnost nasycené zeminy	19,5
φ	°	Úhel vnitřního tření	5
c	kPa	Koheze	70
ψ	°	Úhel dilatance	0
ν	-	Poissonova konstanta	0,35
E_{def}	kPa	Deformační modul	8 000
k_h	m.s ⁻¹	součinitel propustnosti v horizontálním směru	1,00E-08
k_v	m.s ⁻¹	součinitel propustnosti ve vertikálním směru	1,00E-08

Tab. 4-5 Materiálové charakteristiky MC model[8]

4.2 Výpočet

Ve všech modelech bylo modelováno násypové těleso na podloží bez zlepšení a se zlepšením šterkovými pilíři. Vstupní parametry, které byly zadány do modelů, jsou uvedeny v geologii a výpočet náhradních parametrů je uveden u konkrétních modelů.

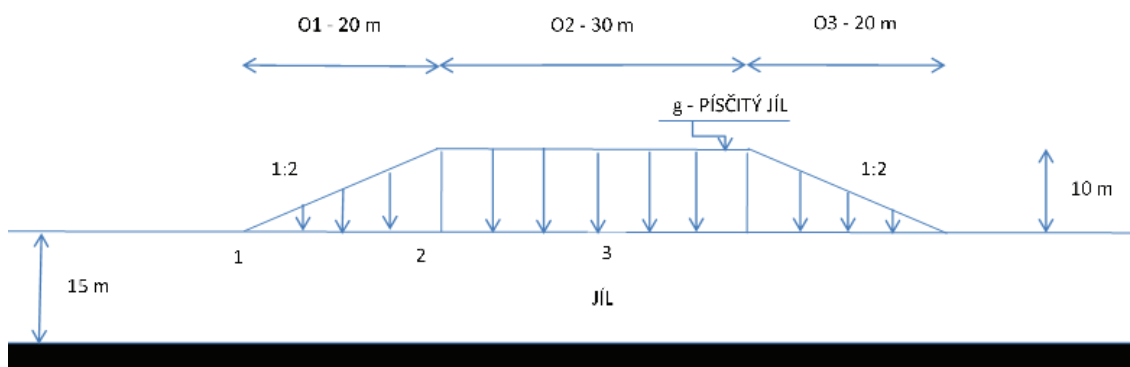
Zatížení

Při ručním výpočtu je vlastní tíha převedena na rovnoměrné a lichoběžníkové zatížení, v numerických modelech je tento zatěžovací stav obsažen automaticky v zadání geometrie.

stálé:

vlastní tíha: násyp (výška 10 m) $g=10,0.18,5=185 \text{ kN/m}^2$

Geometrie



Obr. 4-2 Geometrie násypového tělesa

Rozložení pilířů

Průměr šterkového pilíře:	700 mm
Osová vzdálenost pilířů:	2100 mm
Délka pilířů:	15,0 m
Rastr:	čtvercový
Technologie prováděn:	vibrační vpěchování
Analytická teorie:	Priebe

Pro tuto technologii byl použit přístup dle Priebe, který se na tuto technologii zaměřuje. Hlavním důvodem však byla nesrovnalost mezi výsledným vztahem (59) a grafem znázorněným na (Obr. 3-11).

rámci diplomové práce bylo zpracováno 10 modelů

Model 1 Nezlepšené podloží –	MS Excel	
Model 2: Zlepšené podloží –	MS Excel	náhradní parametry
Model3 Nezlepšené podloží	Plaxis 2D	
Model 4: Zlepšené podloží	Plaxis 2D	náhradní parametry, “drain“
Model 5: Zlepšené podloží	Plaxis 2D	náhradní parametry
Model 6: Nezlepšené podloží	Plaxis 3D	
Model 7: Zlepšené podloží –	Plaxis 3D	lokální prvky
Model 8: Zlepšené podloží –	Plaxis 3D	náhradní parametry
Model 9: Nezlepšené podloží –	Plaxis 3D	
Model 10: Zlepšené podloží –	Plaxis 3D	lokální prvky

U všech modelů byla sledována poklesová kotlina pod násypovým tělesem a velikost sedání v čase ve středu násypového tělesa

4.2.1 Ruční výpočet

Pro tento výpočet byl zvolen klasický tabulkový procesor MS Excel, běžně používaný pro komerční i nekomerční účely. Násypové těleso bylo převedeno na rovnoměrné spojitě zatížení.

Výpočet sedání je proveden vztahem:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} h_i$$

65

vycházející z normy ČSN 73 1001 (dnes již neplatné)

Výpočet konsolidace je založen na teorii radiální konsolidace. Vliv propustnosti drénů a porušení okolní zeminy při instalaci drénů byla zanedbána. Osová vzdálenost a průměr pilířů byly navrženy za předpokladu, že 75-ti procentní konsolidace proběhne do pěti měsíců od výstavby násypového tělesa. Hodnota konsolidace v čase je vypočítána pro případ 0 (Obr. 3-12), který předpokládá konstantní napětí po hloubce drénované vrstvy a možnost proudění pórové vody dvěma směry. Průběh napětí od přitížení je pod středem násypového tělesa přibližně konstantní, proto lze tento předpoklad akceptovat.

Přepočítání deformáčního modulu na edometrický, nezbytný pro výpočet seádní, je dán vztahem (66)

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,74$$

$$E_{Oed} = \frac{3000}{0,74} = 4038 \text{ kPa}$$

$$c_v = \frac{E_{Oed}}{\gamma_w} k = \frac{4038}{10} 10^{-10} = 4,04 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

Pro přehlednost jsou údaje zrekapitulovány v Tab. 4-6

β	-	Součinitel stanovuje pružné přetvoření	0,74
E_{oed}	kPa	Edometrický modul	4038
m	-	Součinitel strukturální pevnosti	0,2
c_v	$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	Součinitel konsolidace	$4,04 \cdot 10^{-8}$

Tab. 4-6 Parametry nezlepšeného podloží

Návrh rozmístění a průměru pilířů

$$D_e = 1,13 \cdot 2,1 = 2,373 \text{ m}$$

$$n = \frac{2,373}{0,7} = 3,39$$

$$F_{(n)} = \frac{3,39^2}{3,39^2 - 1} \ln(3,39) - \frac{3,39^2 - 1}{4 \cdot 3,39^2} = 0,61$$

pro $t = 150$ dní

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2 \cdot 4,04 \cdot 10^{-8}}{4 \cdot 7,5^2} 1,3 \cdot 10^7\right) = 0,07$$

$$T_h = \frac{4,04 \cdot 10^{-8} \cdot 1,3 \cdot 10^7}{2,373} = 0,09$$

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8 \cdot 0,09}{0,61}\right) = 0,71$$

$$\bar{U} = 1 - (1 - 0,71) \cdot (1 - 0,12) \approx 0,75$$

Rekapitulace vstupních hodnot:

s	m	Osová vzdálenost	2,1
D	m	Průměr št.pilíře	0,7
D _e	m	Průměr náhradní buňky	2,373
t	měsíce	Konsolidační čas	5
t	dny		150
t	sekundy		1,30E+07
n	-		3,39
F(n)	-	Vliv vzdálenosti drénů	0,61
c _v	m ² .s ⁻¹	Stupeň konsolidace	4,04E-08
H	m	Délka odvodňovací dráhy	7,5
U _v	-	Vertikální stupeň konsolidace	0,12
C _h	m ² .s ⁻¹	Stupeň konsolidace	4,04E-08
T _h	-	Časový faktor	0,09
U _r	-	Radiální stupeň konsolidace	0,71
U	-	Průměrný stupeň konsolidace	0,76

Tab. 4-7 Návrh rozvržení štěrkových pilířů

Dále je proveden výpočet náhradních deformačních a smykových parametrů zlepšené zeminy. Uvedené hodnoty budou použity pro ruční výpočet a numerický rovinný model.

Výpočet náhradních charakteristik

$$a_s = 0,907 \cdot (700 / 2100)^2 = 0,087$$

$$f(v, a_s) = \frac{(1 - 0,3)^2 (1 - 2 \cdot 0,3) (1 - 0,087)}{(1 - 0,3 - 2 \cdot 0,3^2) (1 - 2 \cdot 0,3 + 0,087)} = 0,706$$

$$K_a = tg^2 (45 - 35 / 2) = 0,271$$

$$n = 1 + 0,087 \cdot \left[\frac{0,5 + 0,706}{0,271 \cdot 0,706} - 1 \right] = 1,463$$

Rekapitulace vstupních hodnot

Průměr štěrkového pilíře	D	0,7	[m]
Úhel vnitřního tření štěrku	φ	35	[°]
Osová vzdálenost pilířů	s	2,1	[m]
Poissonova konstanta okolní zeminy	ν	0,3	[-]
Objemová tíha okolní zeminy	ρ_c	19,0	[kN/m ³]
Objemová tíha štěrku	ρ_s	20	[kN/m ³]
Soudržnost zeminy	c_c	15	[kPa]
Úhel vnitřního tření zeminy	φ_c	27	[°]
	as	0,087	[-]
	f(ν, as)	0,706	[-]
Součinitel aktivního tlaku	K_a	0,271	[-]
Stupeň zlepšení zeminy štěrkovými pilíři	n	1,463	[-]
Náhradní objemová tíha vyztuž. zeminy	ρ_n	19,087	[kN/m ³]
	m	0,316	[-]
	tg φ_n	0,640	[-]
Náhradní úhel vnitřního tření	φ_n	32,616	[°]
Náhradní koheze	c_n	10,256	[kPa]
Původní deformační modul	E _{def}	3 000	[kPa]
Náhradní deformační modul	E _{def}	4387,6	[kPa]

Tab. 4-8 Ekvivalentní parametry zlepšeného podloží

Přepočítání deformačního modulu

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,74$$

$$E_{Oed} = \frac{4 \cdot 388}{0,74} = 5\,906 \text{ kPa}$$

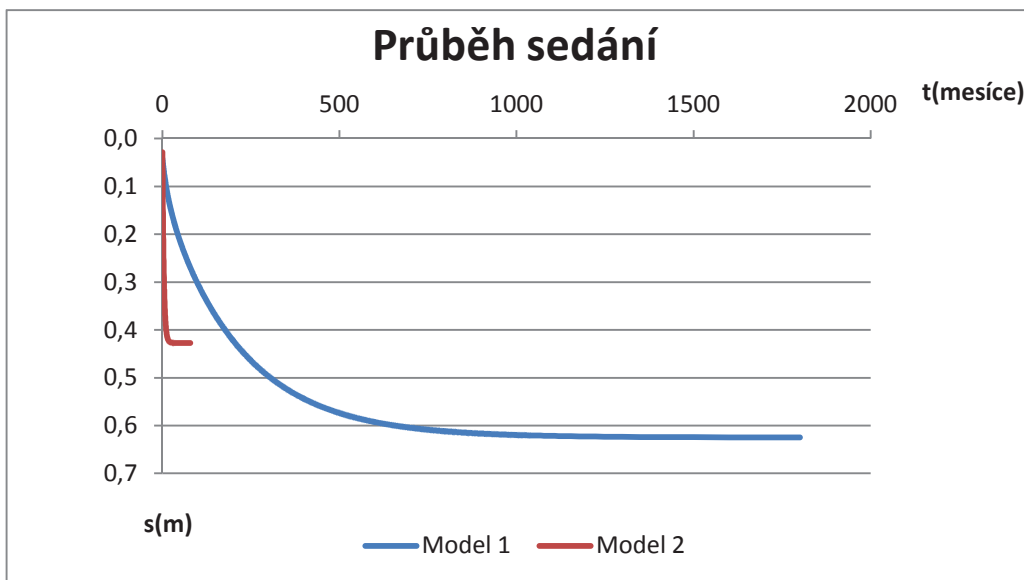
Rekapitulace vstupních hodnot

E _{def}		Deformační modul	4 388
β	-	Součinitel stanovuje pružné přetvoření	0,74
E _{oed}	kPa	Edometrický modul	5 906
m	-	Součinitel strukturní pevnosti	0,2

Tab. 4-9 Parametry zlepšeného podloží

Výstupy

Na (Obr. 4-3) je znázorněn graf průběhu sedání pod středem násypu v čase pro nezlepšené zeminy a zeminy vyztužené štěrkovými pilíři. Při použití štěrkových pilířů dojde k úplné konsolidaci za dva roky



Obr. 4-3 Průběh sedání v čase

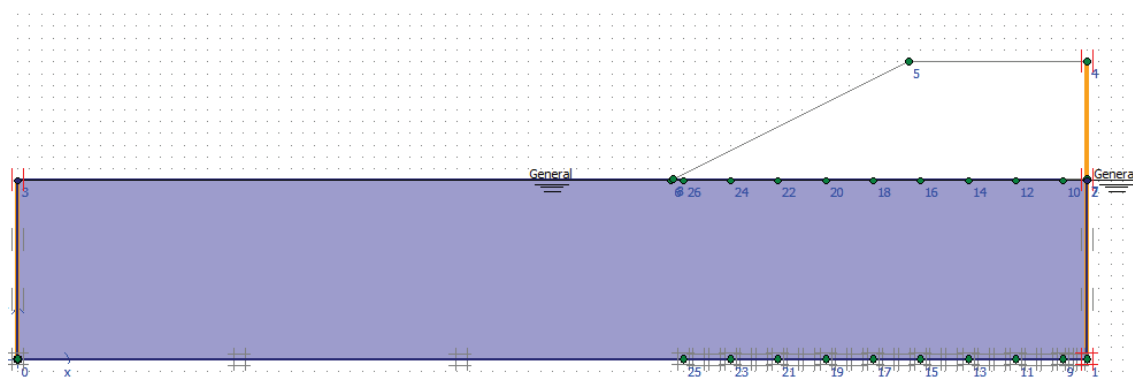
Deformace byly stanoveny v charakteristických místech násypového tělesa (v patě, nad korunou a pod středem násypu)(Obr. 4-2). Bylo využito symetrie úlohy. Postup výpočtu je uveden v Příloze 1. V (Tab. 4- 10) jsou pro srovnání uvedeny deformace před zlepšením a po zlepšení. Hodnoty jsou uvedeny pro čas t_{∞} .

Bod	1(m)	2(m)	3(m)
Model 1	0,020	0,552	0,625
Model 2	0,014	0,377	0,427

Tab. 4-10 Analyzované konečné deformace

4.2.2 Analýza v Plaxisu2D

Pro účel analýzy byl zvolen program Plaxis 2D, tento program je určený pro speciální geotechnické úlohy. Jelikož je násypové těleso konstrukcí liniového charakteru, byl pro výpočet zvolen režim rovinné deformace. Z důvodu snížení časové náročnosti byla zadána do geometrie pouze polovina násypového tělesa. Mocnost jílu byla uvažována 15 m. Hlouběji jsou již deformace uvažovány jako zanedbatelné, což je zajištěno okrajovými podmínkami modelu. Hladina spodní vody je v úrovni terénu a k proudění vzhledem k malé propustnosti zeminy nedochází. Na svislých hranách modelu bylo nastaveno “closed consolidation boundary“(Obr. 4-4), čímž je na těchto hranicích zabráněno rozptylování pórových tlaků. Pórová voda může při konsolidaci proudit směrem dolů k vrstvě ulehlého písku a k povrchu. Doba výstavby násypového tělesa byla nastavena na 125 dní. Průběh konsolidace byl zjišťován ve výpočetním režimu “consolidation“ a fáze byla ukončena při dosažení nastaveného minimálního pórového tlaku, v našem případě 1kPa. Zlepšení bylo do modelu zavedeno náhradními parametry a speciálními konečnými prvky typu „geodrain“. Pro účel analýzy byl zvolen konstituční model Mohr- Coulomb.

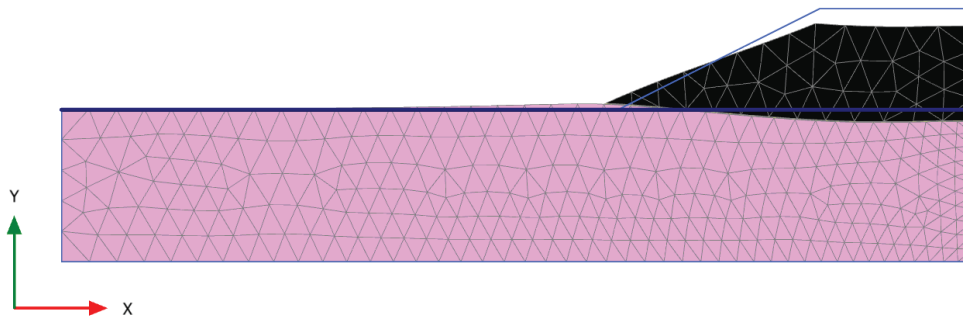


Obr. 4-4 Nastavení počátečních podmínek (9)

4.2.2.1 Model 3

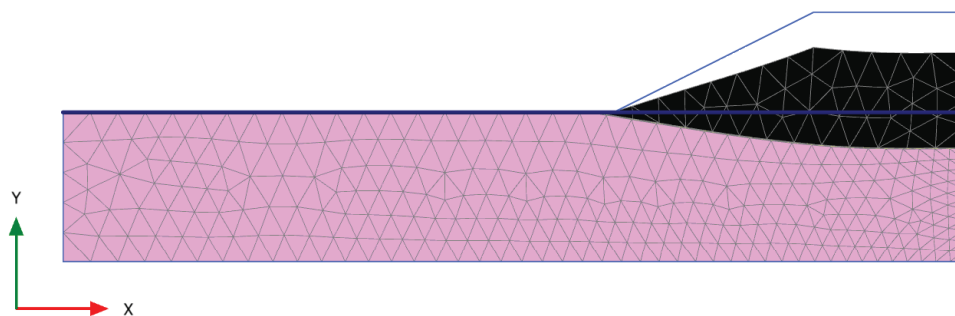
Model 3 simuluje nezlepšené podloží při použití konstitutivního model MC.

Deformace modelu:



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 5,00 times)
Maximum value = 0,3735 m (Element 574 at Node 3278)

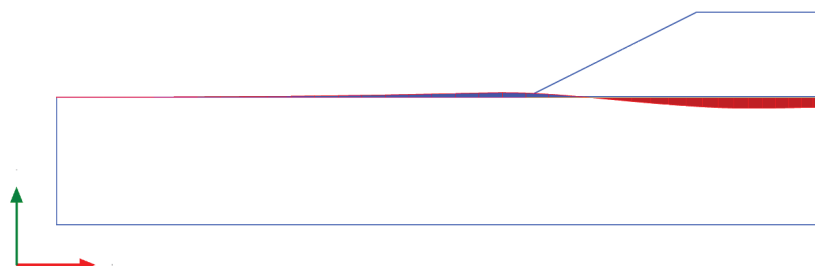
Obr. 4-5 Deformace modelu po vybudování násypu



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 5,00 times)
Maximum value = 0,8212 m (Element 573 at Node 3294)

Obr. 4-6 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

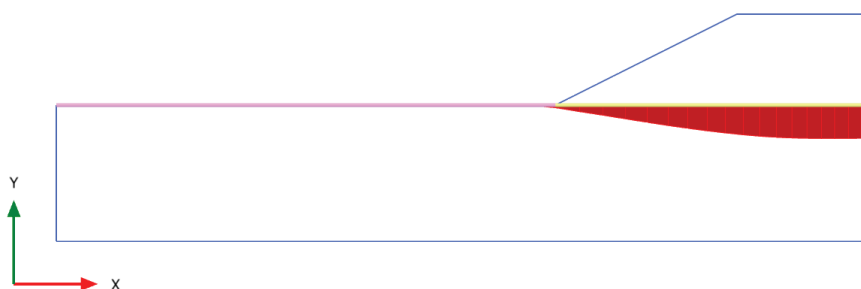


Total displacements u_y (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,1163 m

Minimum value = -0,2505 m

Obr. 4-7 Poklesová kotlina po vybudování násypu



Total displacements u_y (scaled up 5,00 times)

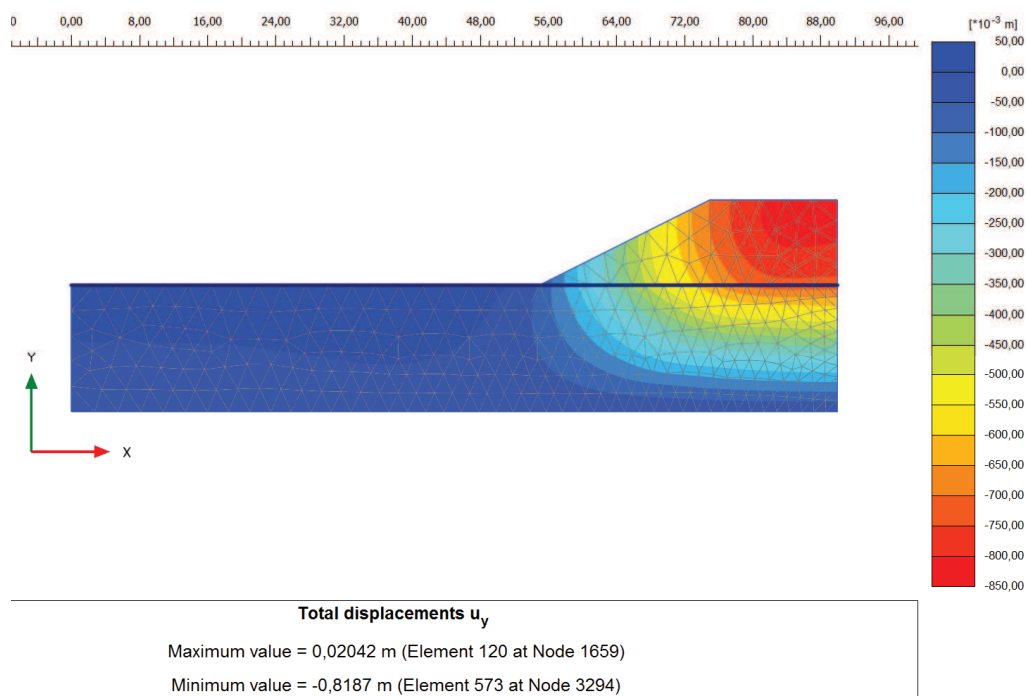
Maximum value = 0,02042 m

Minimum value = -0,7314 m

Obr. 4-8 Poklesová kotlina v t_{∞}

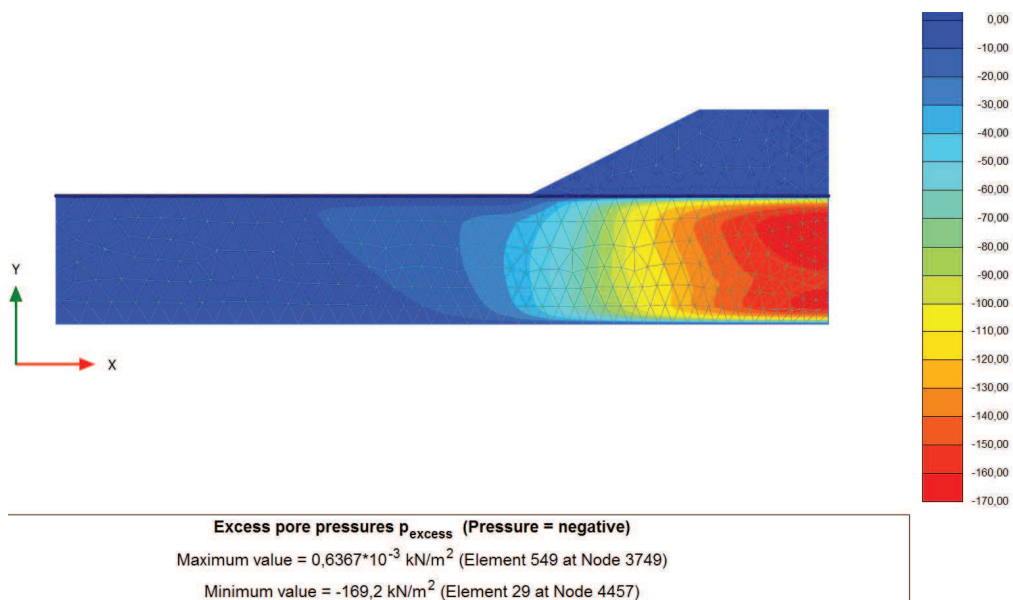
Pozn.: Řez byl proveden v úrovni původního terénu

Konečné deformace:

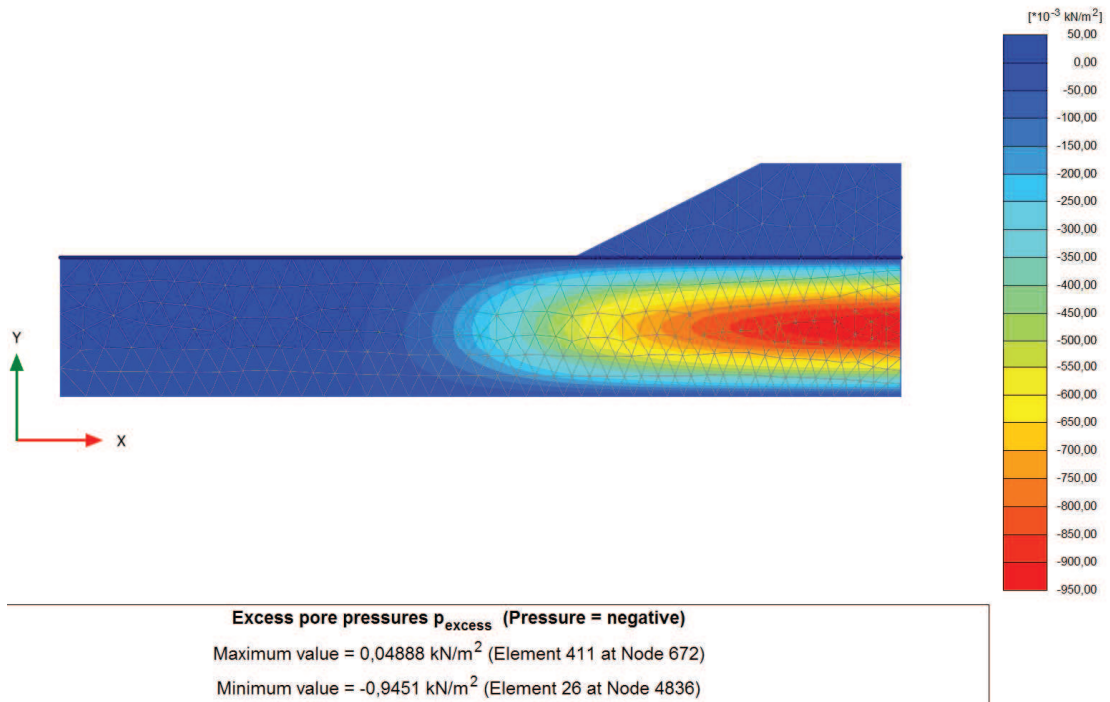


Obr. 4-9 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:



Obr. 4-10 Pórové tlaky po vybudování násypu



Obr. 4-11 Pórové tlaky v t_{∞}

4.2.2.2 Model 4

Vylepšení je do modelu zavedeno pomocí náhradních parametrů, které jsou uvedeny jsou uvedeny v (Tab. 4-8). Navíc jsou doplněny o výpočet ekvivalentní propustnosti v horizontálním směru. Součinitel propustnosti ve vertikálním směru zůstává zachován.

Výpočet náhradních parametrů:

Ekvivalentní propustnost je stanovena při osově vzdálenosti prvků “geodrain“ 4 m a pro požadovaný stupeň konsolidace $U=100$.

Pro zajímavost je uveden i k_h pro $U = 75$.

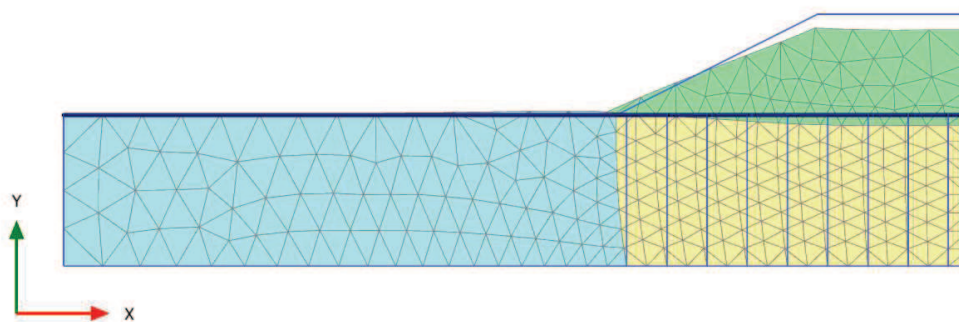
$$\alpha = 3,24 \frac{\ln(1-0,99) + 0,21}{\ln(1-0,99)} = 3,09$$

$$k_h = 3,09 \frac{2^2}{0,61 \cdot 2,373^2} 1E^{-10} = 3,61E^{-10} m.s^{-1}$$

$$\alpha = 3,24 \frac{\ln(1-0,75) + 0,21}{\ln(1-0,75)} = 2,75$$

$$k_h = 2,75 \frac{2^2}{0,61 \cdot 2,373^2} 1E^{-10} = 3,21E^{-10} m.s^{-1}$$

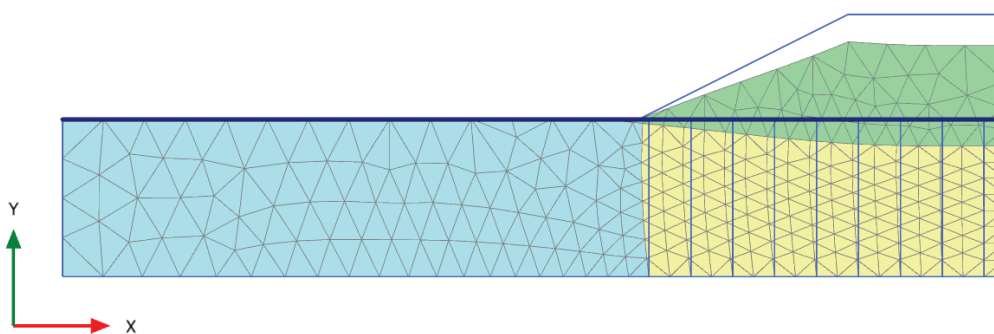
Pohled na model:



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,3189 m (Element 356 at Node 2601)

Obr. 4-12 Deformace modelu po vybudování násypu

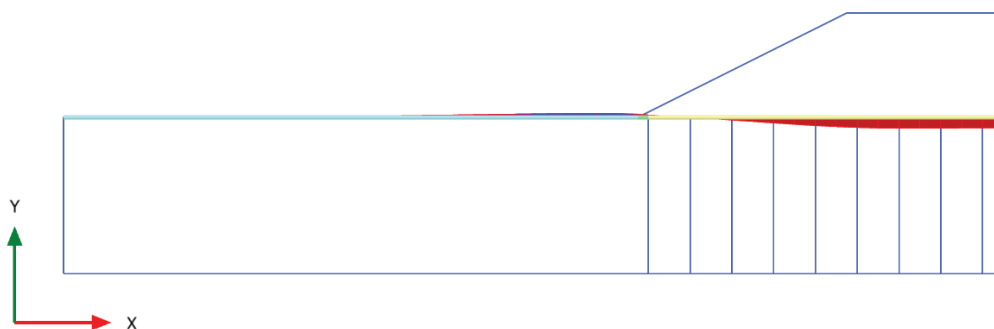


Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,5932 m (Element 360 at Node 2873)

Obr. 4-13 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

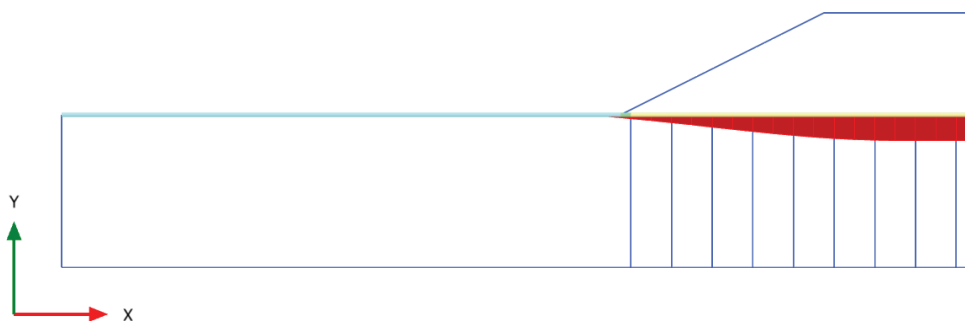


Total displacements u_y (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,08058 m

Minimum value = -0,2093 m

Obr. 4-14 Poklesová kotlina po vybudování násypu



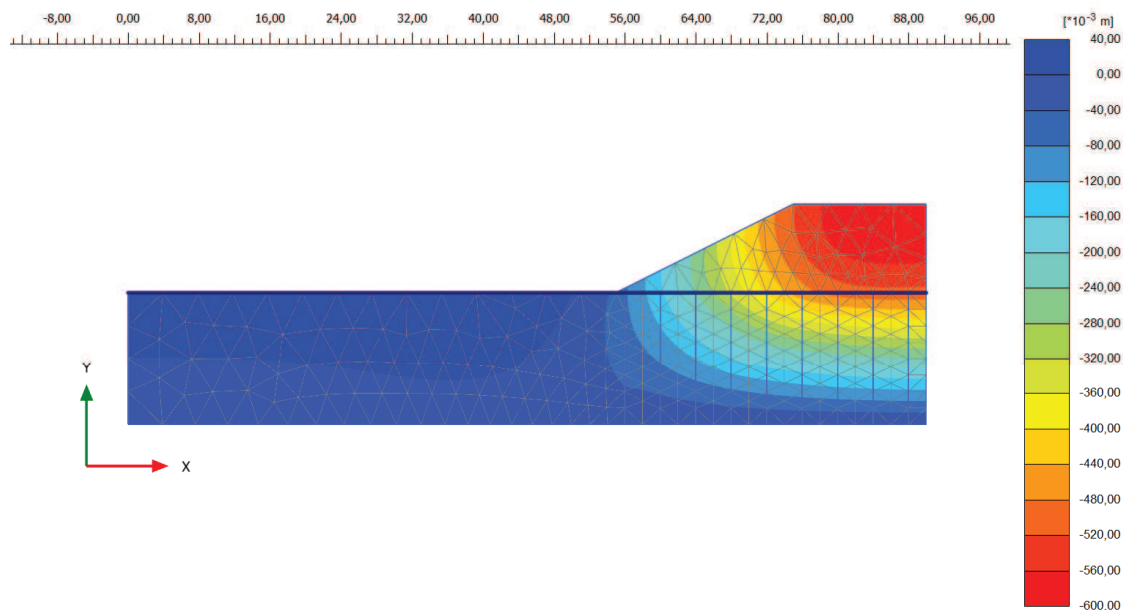
Total displacements u_y (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,01500 m

Minimum value = -0,5087 m

Obr. 4-15 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



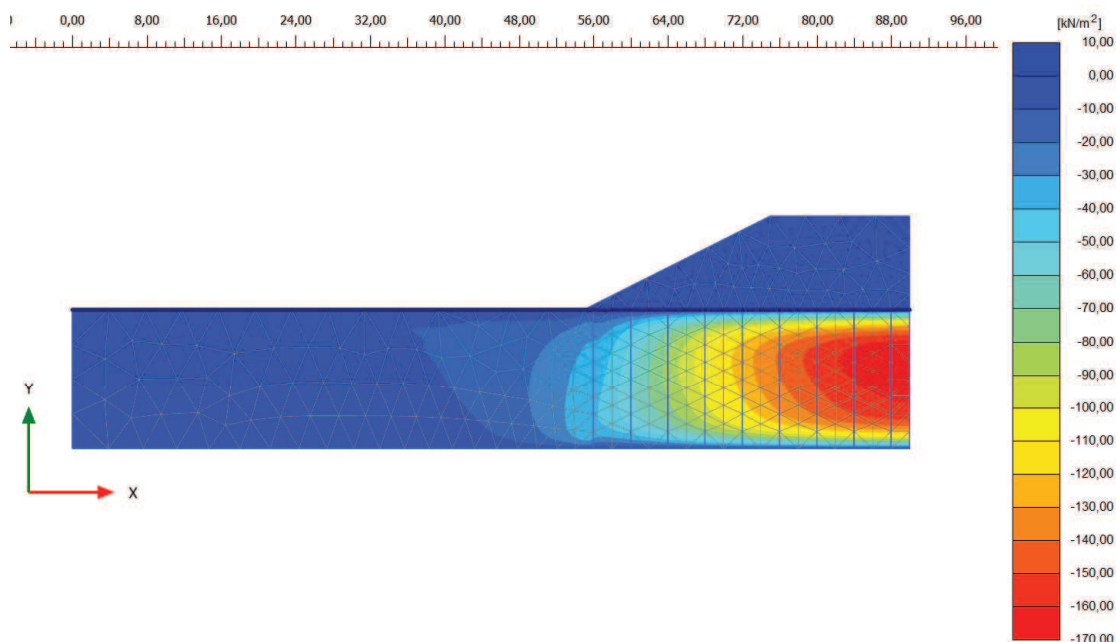
Total displacements u_y

Maximum value = 0,01500 m (Element 140 at Node 965)

Minimum value = -0,5928 m (Element 360 at Node 2873)

Obr. 4-16 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:

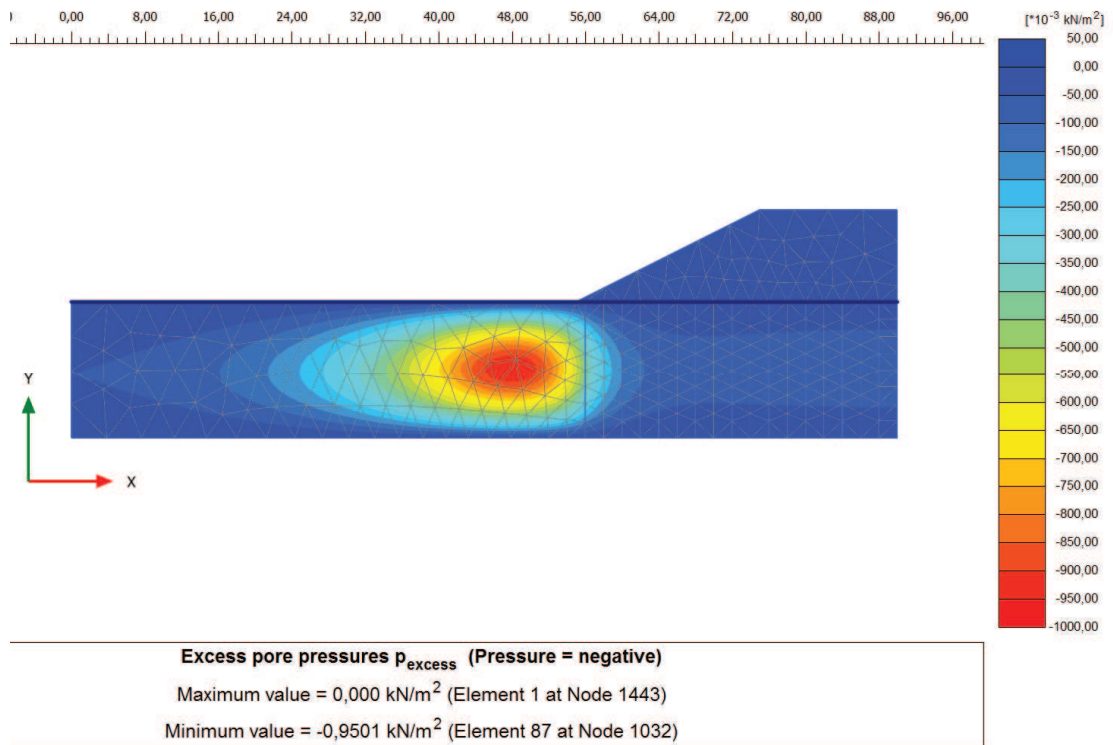


Excess pore pressures p_{excess} (Pressure = negative)

Maximum value = $1,595 \cdot 10^{-3}$ kN/m² (Element 287 at Node 3333)

Minimum value = -168,1 kN/m² (Element 488 at Node 3907)

Obr. 4-17 Pórové tlaky po vybudování násypu



Obr. 4-18 Pórové tlaky v t_{∞}

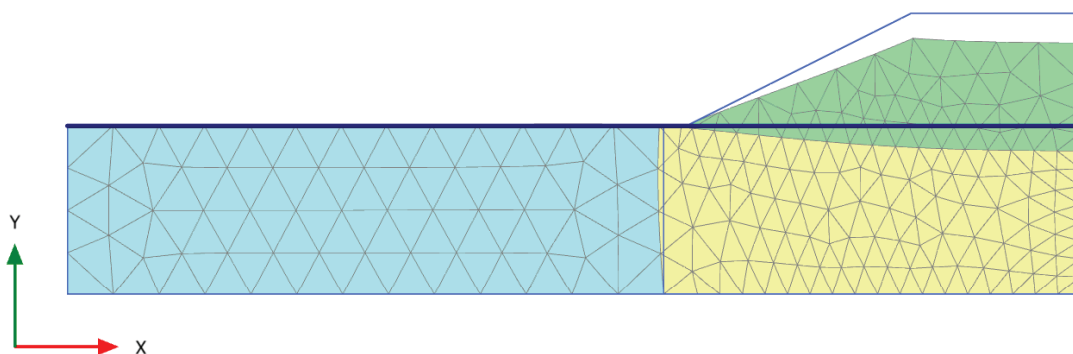
4.2.2.3 Model 5

Vylepšení je do modelu zavedeno pomocí náhradních parametrů, pro tento model jsou uvedeny v (Tab. 4-8). Navíc jsou doplněny o výpočet ekvivalentní propustnosti ve vertikálním směru. Součinitel propustnosti v horizontálním směru zůstává zachován.

Výpočet náhradních parametrů:

$$kv' = 1E^{-10} + \frac{32}{\pi^2} \frac{15^2}{0,61 \cdot 0,7^2} 1E^{-10} = 2,14E^{-8} m.s^{-1}$$

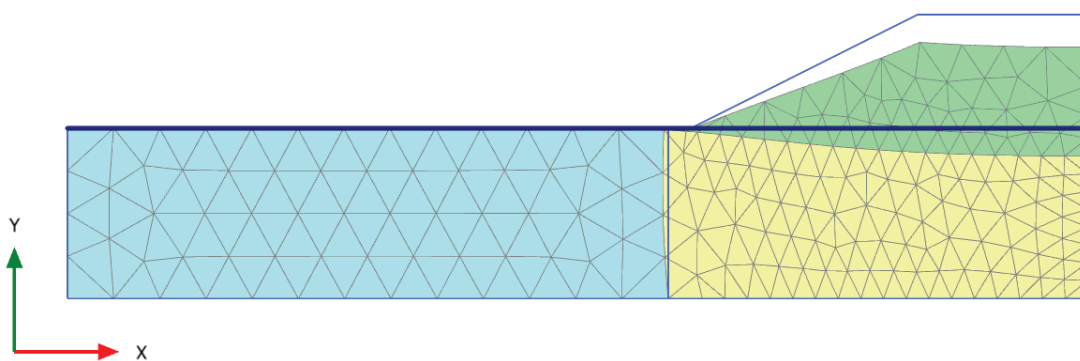
Pohled na model:



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,5249 m (Element 356 at Node 2018)

Obr. 4-19 Deformace modelu po vybudování násypu

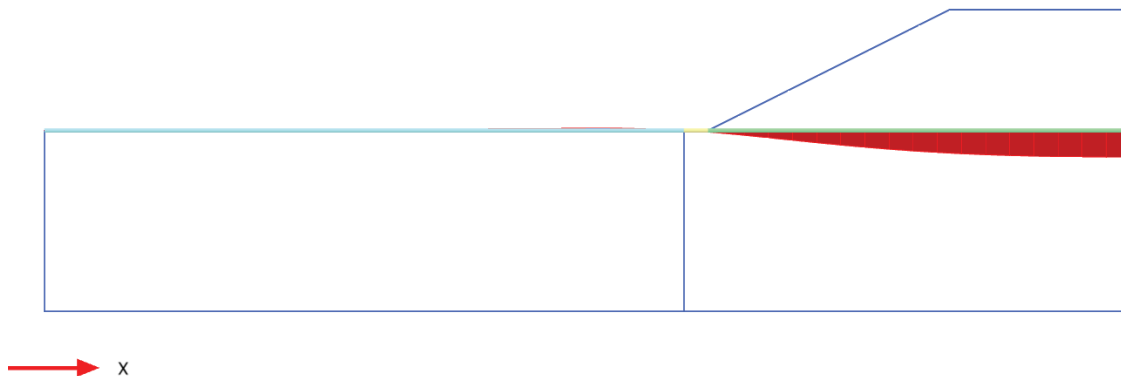


Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,5713 m (Element 356 at Node 2017)

Obr. 4-20 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

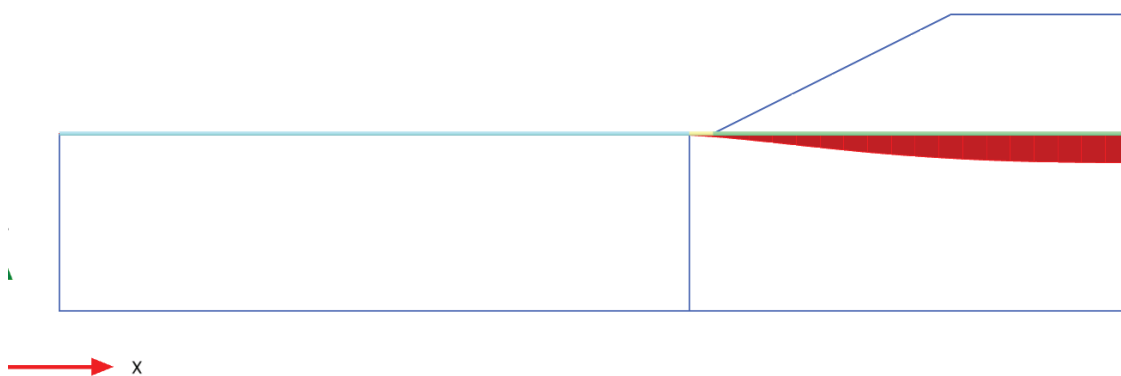


Total displacements u_y (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,03842 m

Minimum value = -0,4412 m

Obr. 4-21 Poklesová kotlina po vybudování násypu



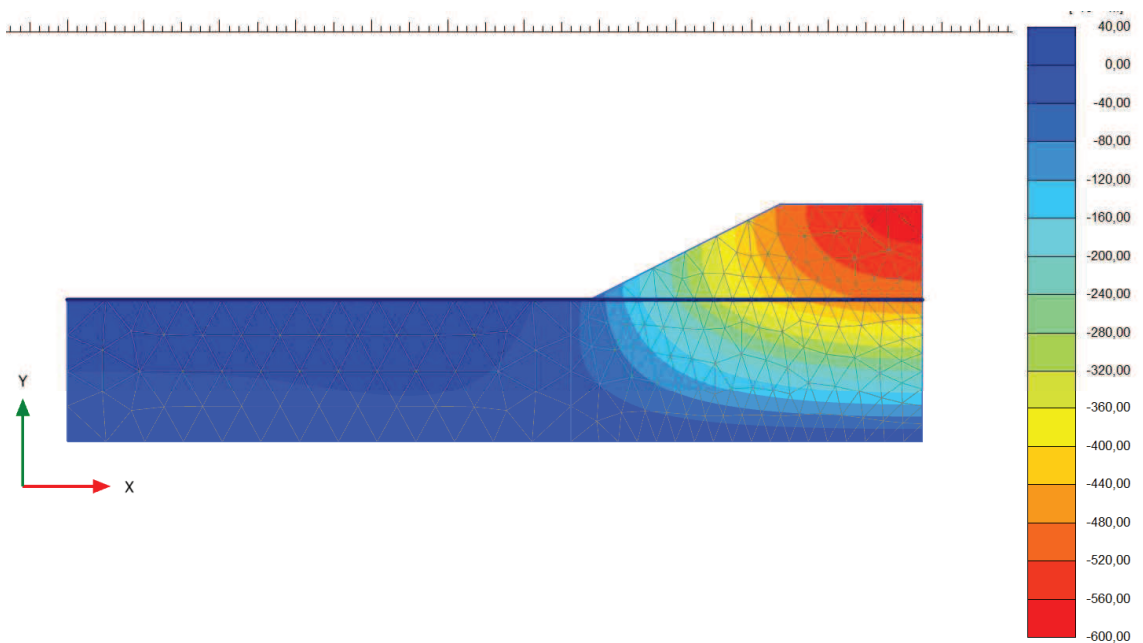
Total displacements u_y (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,01084 m

Minimum value = -0,4904 m

Obr. 4-22 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



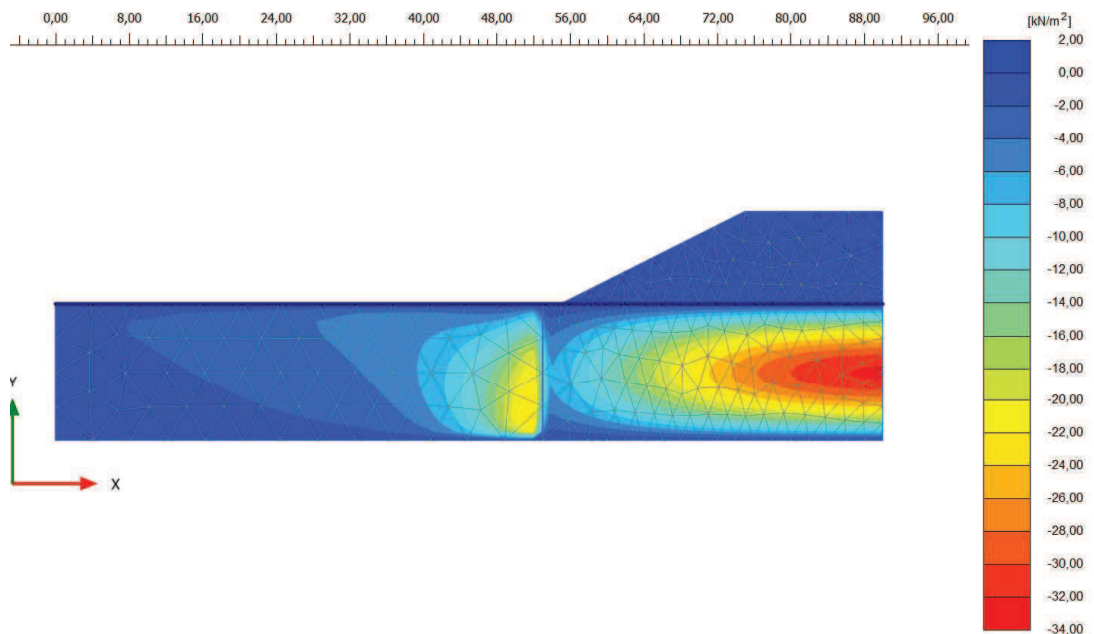
Total displacements u_y

Maximum value = 0,01093 m (Element 17 at Node 677)

Minimum value = -0,5713 m (Element 356 at Node 2017)

Obr. 4-23 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:

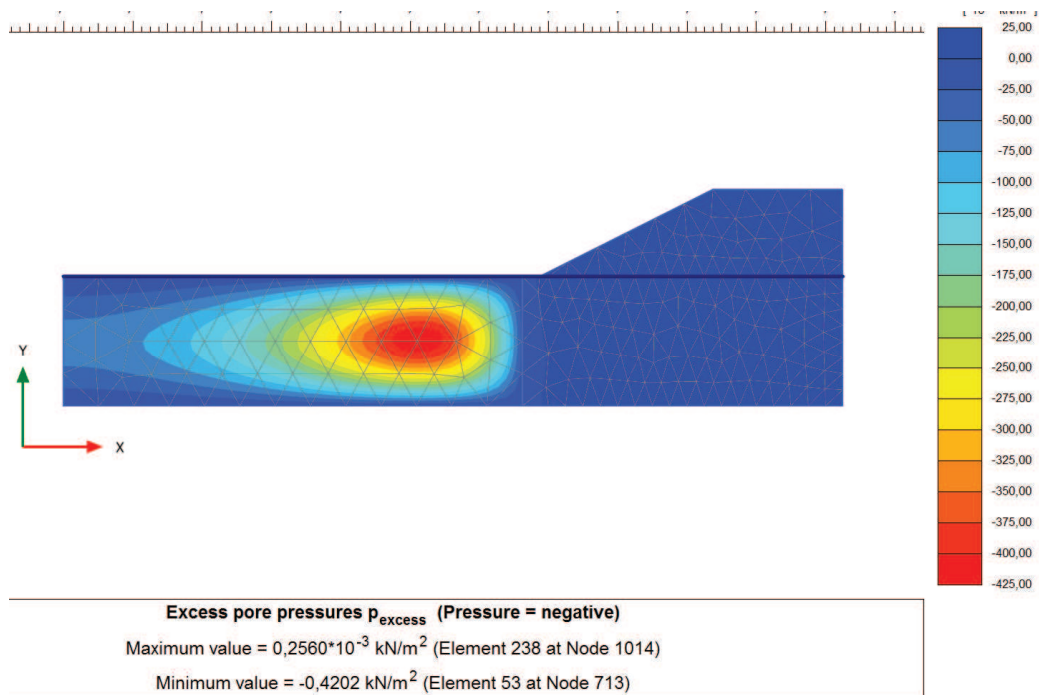


Excess pore pressures p_{excess} (Pressure = negative)

Maximum value = $7,855 \cdot 10^{-3}$ kN/m² (Element 285 at Node 2403)

Minimum value = -32,30 kN/m² (Element 108 at Node 2889)

Obr. 4-24 Pórové tlaky po vybudování násypu

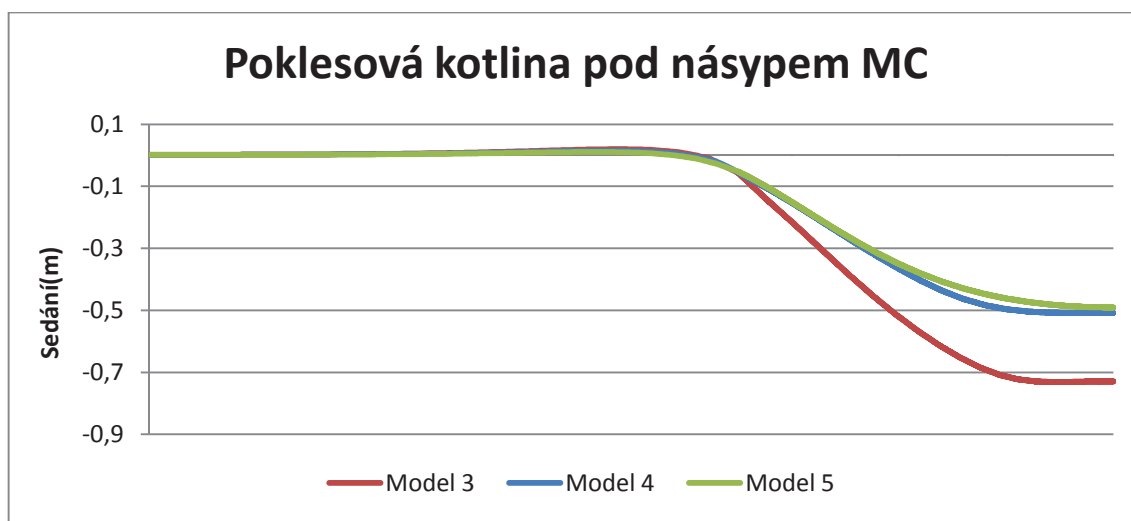


Obr. 4-25 Pórové tlaky v t_{∞}

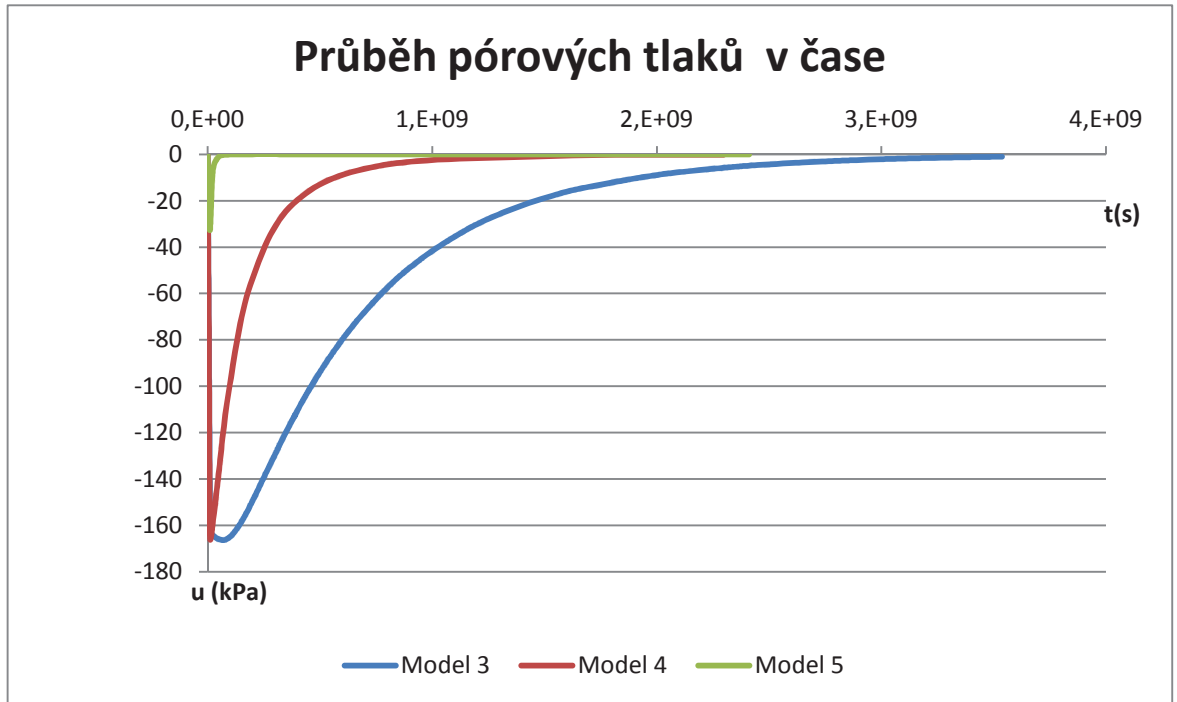
Srovnání modelu 3,4,5

Ve všech případech bylo prokázáno, že celkové deformace zlepšeného podloží budou menší než u podloží, které upraveno nebylo (Obr. 4-26). Výměna součinitele propustnosti se dále projevila i na rychlosti konsolidace a disipaci pórových tlaků. V Modelu 5 je doba výrazně kratší než u Modelu 4 a ani pórové tlaky nevzrostou do takových hodnot (Obr. 4-27).

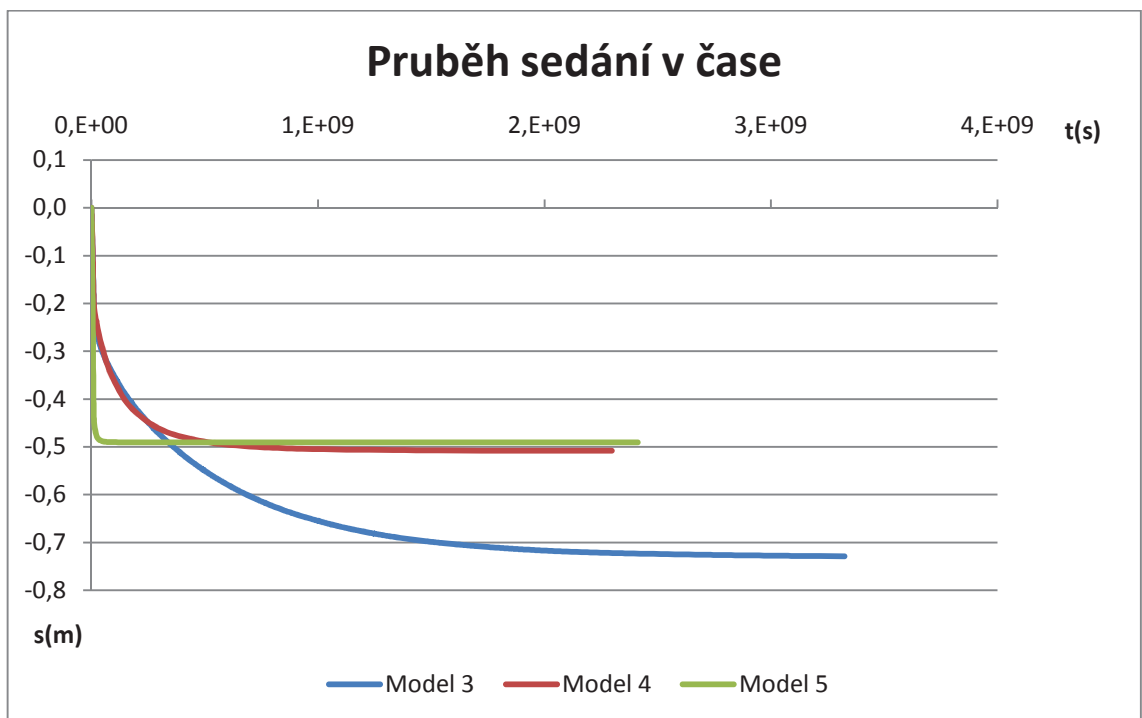
Konsolidace proběhne prakticky okamžitě po výstavbě.



Obr. 4-26 Porovnání poklesových kotlin



Obr. 4-27 Průběh pórových tlaků pod středem násypového tělesa



Obr. 4-28 Průběh sedání v čase pod středem násypového tělesa

Byla zvažována i varianta, že by byl použit při modelování v rovině konstituční vztah Hardening Soil Model. Po nezdárných pokusech bylo od původního záměru upuštěno. Tvar poklesové kotliny nevypadal přirozeně. Dále není známo, jakým způsobem se součinitel zlepšení projeví na modulech E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} . Z těchto důvodů byl konstituční model HS použit pouze u 3D modelů, u kterých nedochází k použití náhradních materiálových charakteristik.

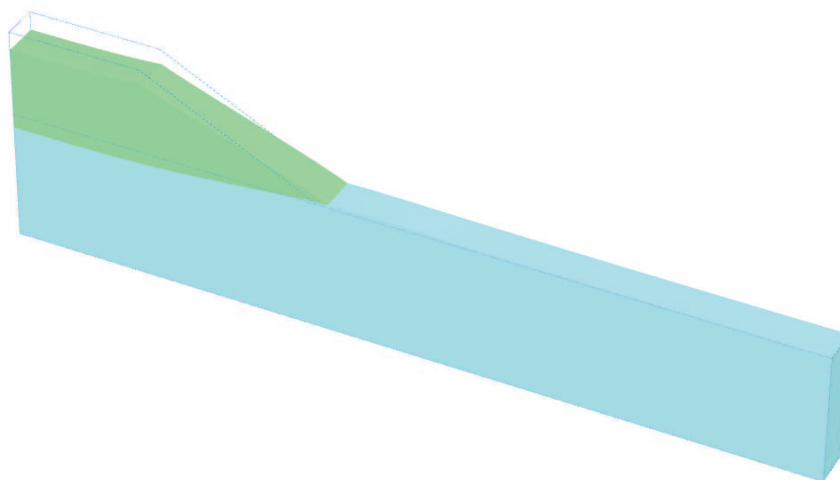
4.2.3 Analýza v Plaxisu3D

Pro účel analýzy byl zvolen program Plaxis 3D, tento program je určený pro speciální geotechnické úlohy, které již nelze zjednodušit na rovinnou úlohu. Z důvodu šetření kapacit výpočetní techniky, byla zadána do geometrie pouze polovinou násypového tělesa. Mocnost jílu byla nastavena stejně jako ve 2D na 15 m, hlouběji jsou již deformace uvažovány jako zanedbatelné, což je zajištěno okrajovými podmínkami modelu. Třetí rozměr modelu odpovídá osové vzdálenosti štěrkových pilířů, tedy 2,1 m. Hladina spodní vody je v úrovni terénu. Doba výstavby násypového tělesa byla uvažována 125 dní. Průběh konsolidace byl zjišťován ve výpočetním režimu consolidation,“. Výpočet se sám ukončil v okamžiku, kdy hodnoty pórových tlaků klesly na 1 kPa. Zlepšení bylo do modelu zavedeno především lokálními prvky, které simulovali štěrkové pilíře. Pro účel analýzy byl zvolen jak konstitutivní mode Mohr-Coulomb, tak i model Hardening Soil. Veškeré dosazené materiálové charakteristiky jsou uvedeny v(Tab.4-1),(Tab.4-2),(Tab. 4-3) a (Tab. 4-4)

4.2.3.1 Model 6

U tohoto modelu byl použit Mohr-Coulombův konstituční vztah. Model skládající se z 4772 konečných prvků a 8542 uzlů. Simuluje nezlepšené podloží.

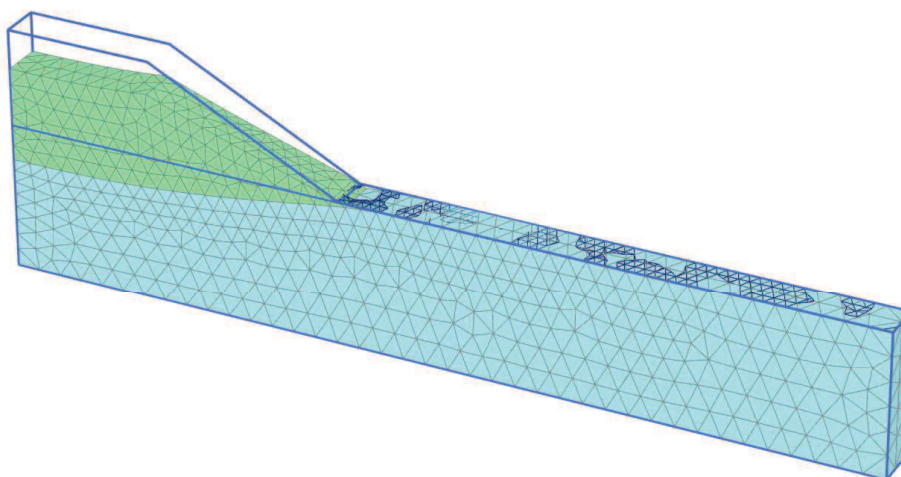
Pohled na model:



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,4309 m (at Node 26)

Obr. 4-29 Deformace modelu po vybudování násypu

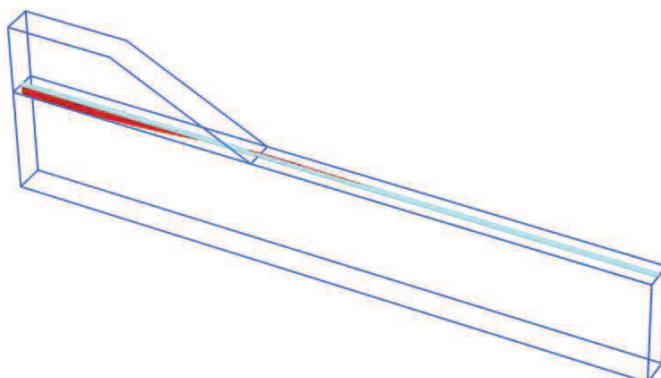


Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,8140 m (at Node 78)

Obr. 4-30 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

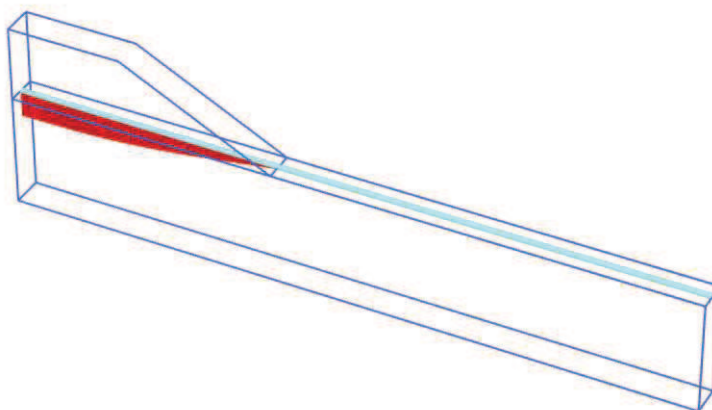


Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,08515 m

Minimum value = -0,3247 m

Obr. 4-31 Poklesová kotlina po vybudování násypu



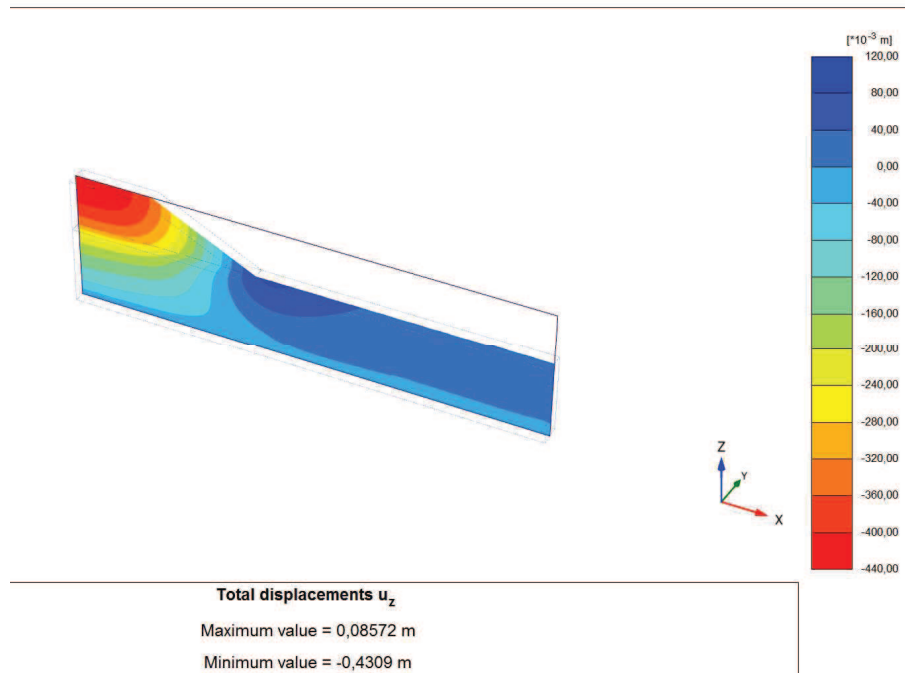
Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,01410 m

Minimum value = -0,7305 m

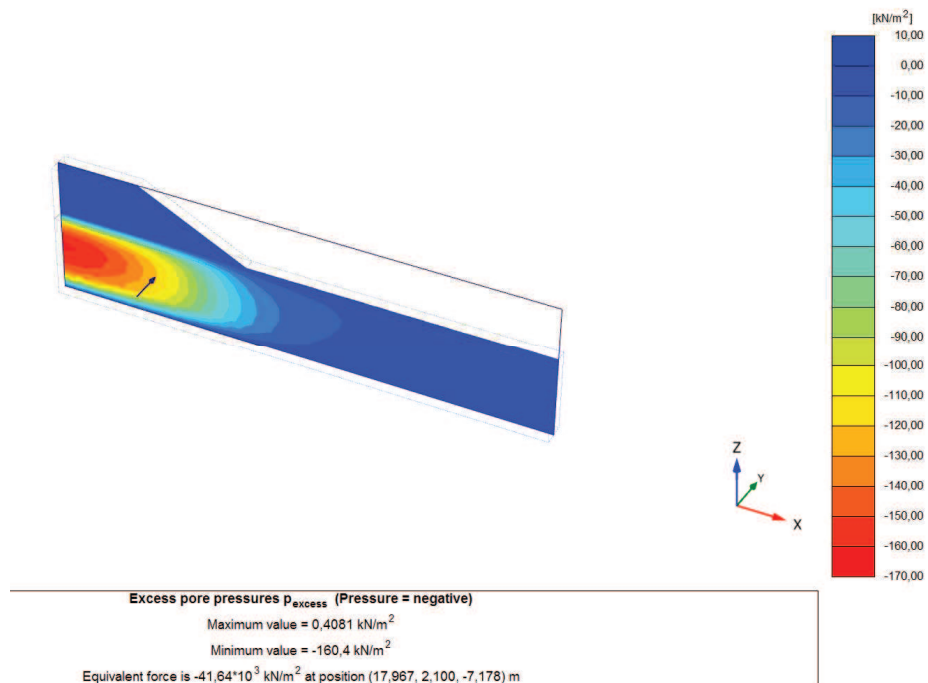
Obr. 4-32 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



Obr. 4-33 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:

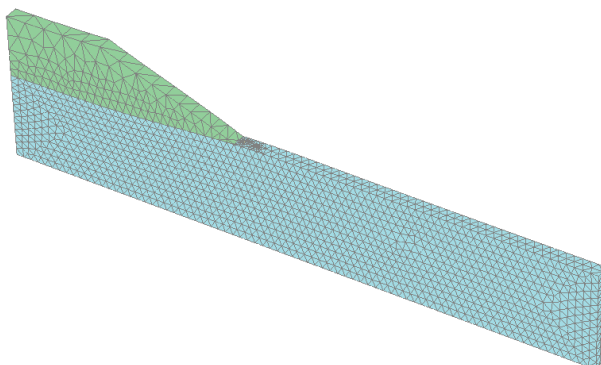


Obr. 4-34 Pórové tlaky po vybudování násypu

4.2.3.2 Model 7

U tohoto modelu byl opět použit Mohr-Coulombův konstituční vztah. Model se skládá z 63 949 konečných prvků a 94 294 uzlů. Výrazný nárůst počtu prvků je spojen se zavedením pilířů jakožto lokálních prvků, jejichž výrazná štíhlost kladla vysoké nároky na jemnost generované sítě.

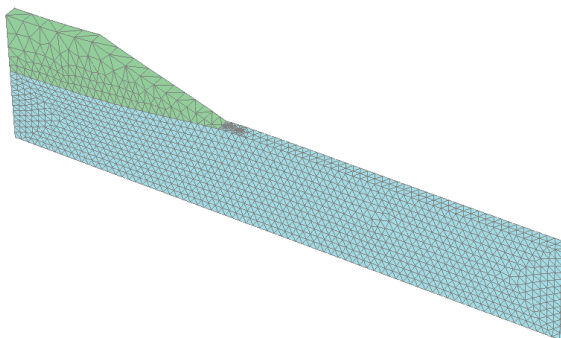
Pohled na model:



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,4423 m (at Node 13553)

Obr. 4-35 Deformace modelu po vybudování násypu

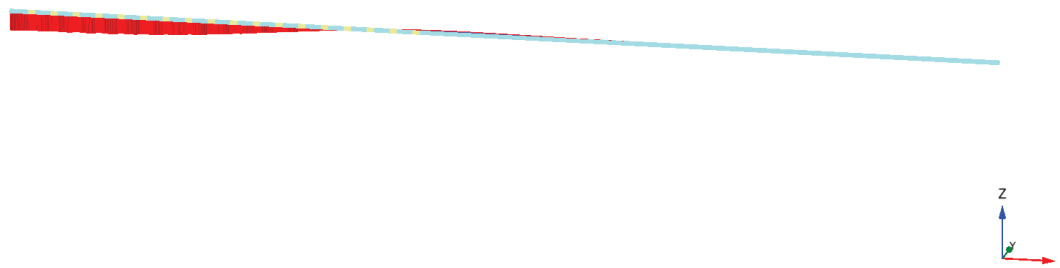


Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,7140 m (at Node 13553)

Obr. 4-36 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

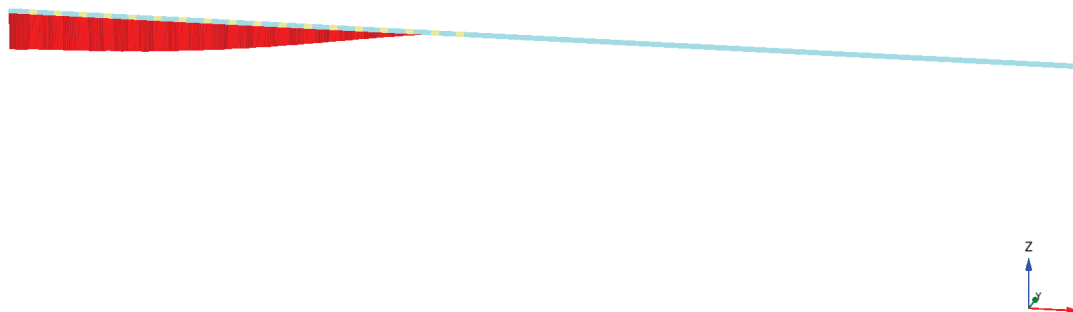


Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,05542 m

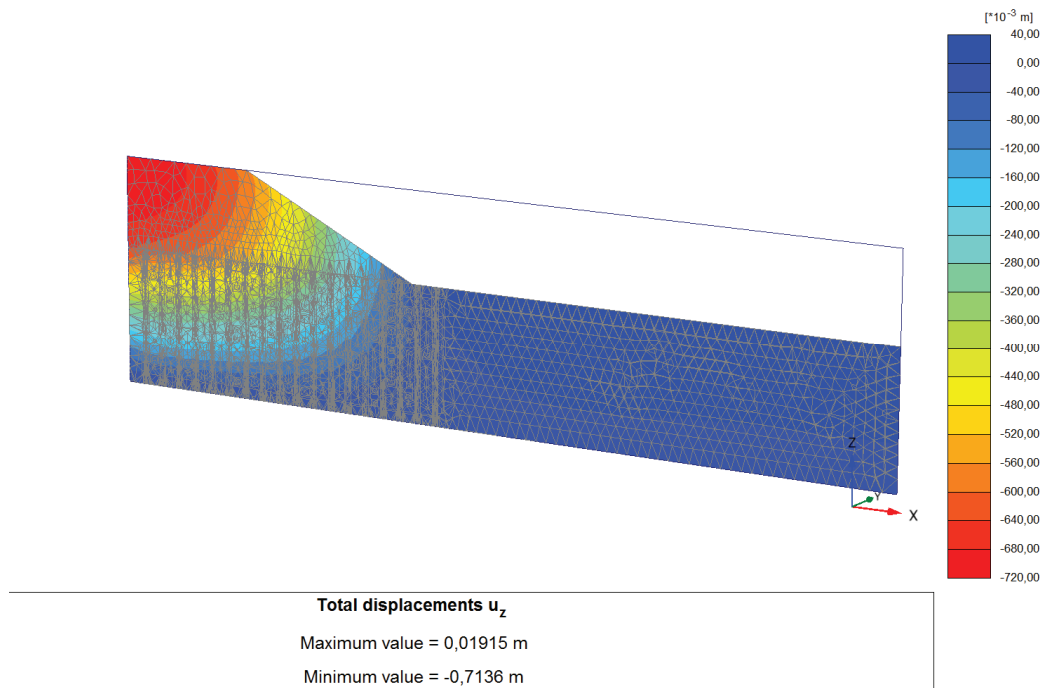
Minimum value = -0,3575 m

Obr. 4-37 Poklesová kotlina po vybudování násypu



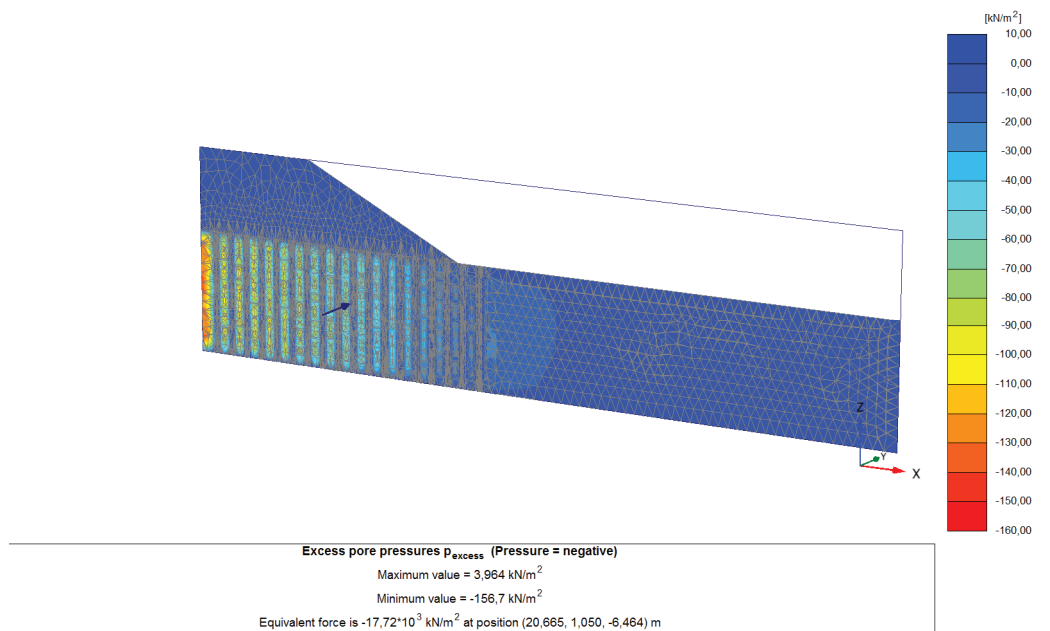
Obr. 4-38 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



Obr. 4-39 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:



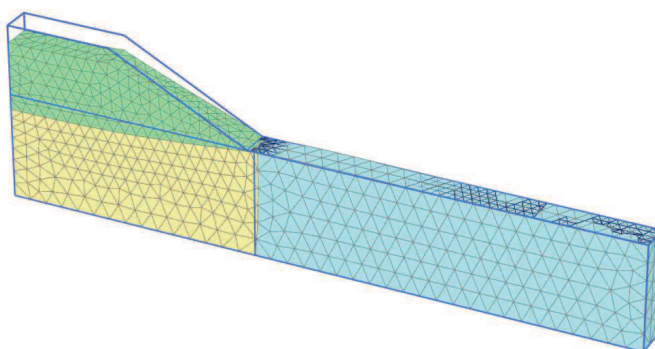
Obr. 4-40 Pórové tlaky po vybudování násypu

4.2.3.3 Model 8

Pro modelování je opět použit Mohr-Coulombův konstituční vztah. Zavedení pilířů bylo zavedeno náhradními materiálovými charakteristikami, stejně jako u Modelu 5. Vypočtené náhradní charakteristiky jsou uvedené v (Tab. 4-8.)

$$kv' = 1E^{-10} + \frac{32}{\pi^2} \frac{15^2}{0,61 \cdot 0,7^2} 1E^{-10} = 2,14E^{-8} m.s^{-1}$$

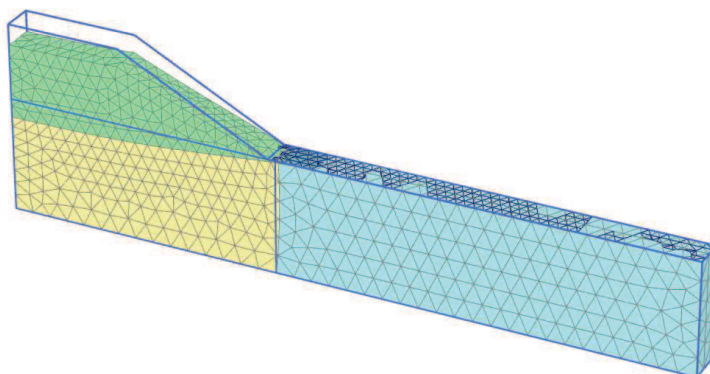
Pohled na model:



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,5181 m (at Node 106)

Obr. 4-41 Deformace modelu po vybudování násypu

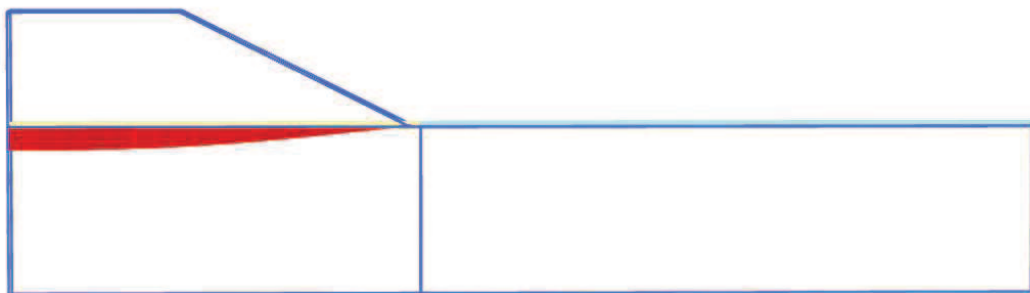


Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,5718 m (at Node 106)

Obr. 4-42 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

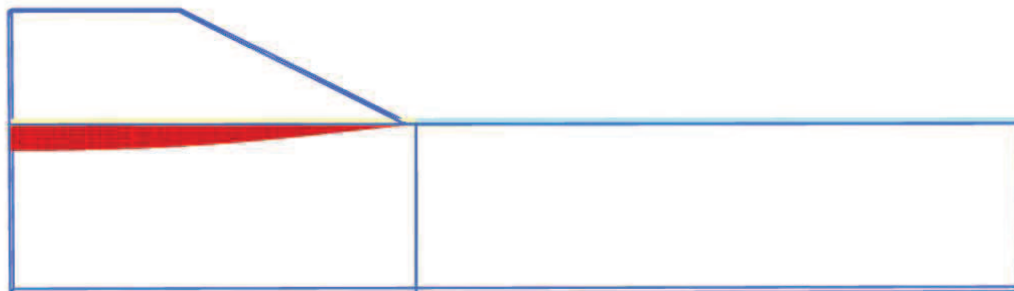


Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,03659 m

Minimum value = -0,4379 m

Obr. 4-43 Poklesová kotlina po vybudování násypu



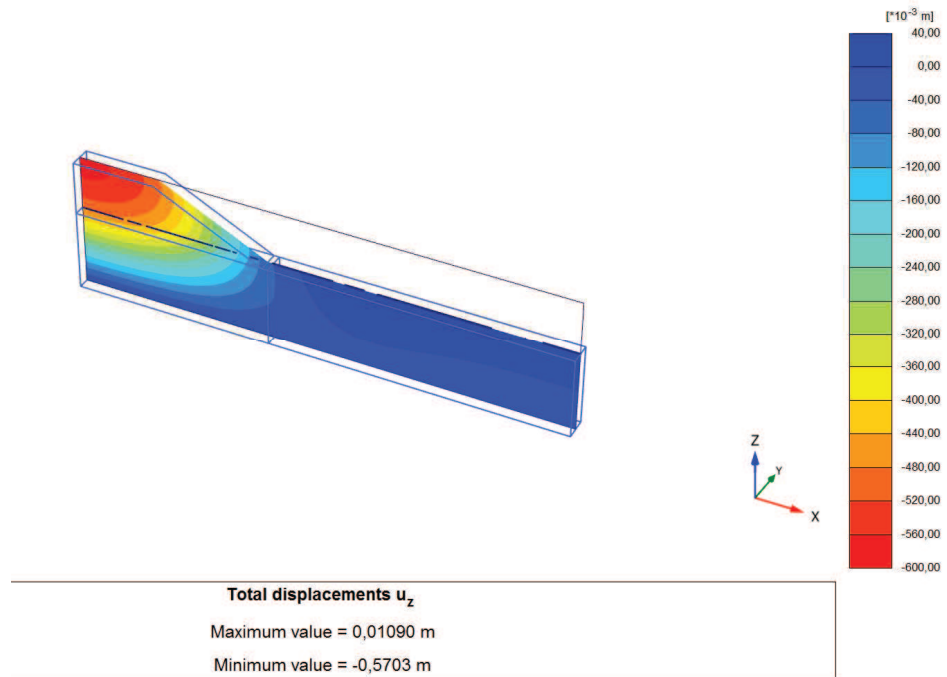
Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,01090 m

Minimum value = -0,4895 m

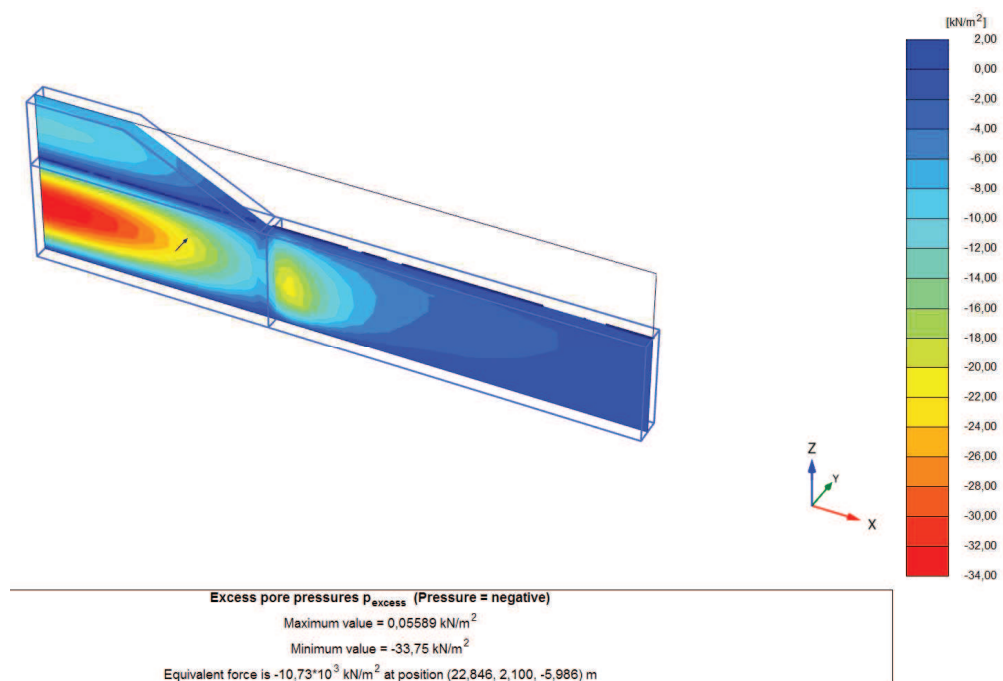
Obr. 4-44 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



Obr. 4-45 Konečného sedání izopásma

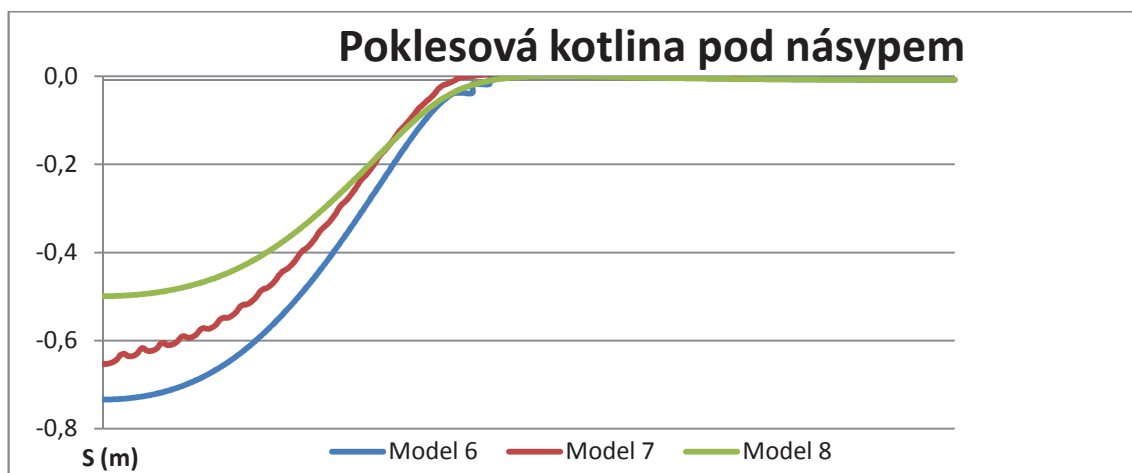
Pórové tlaky:



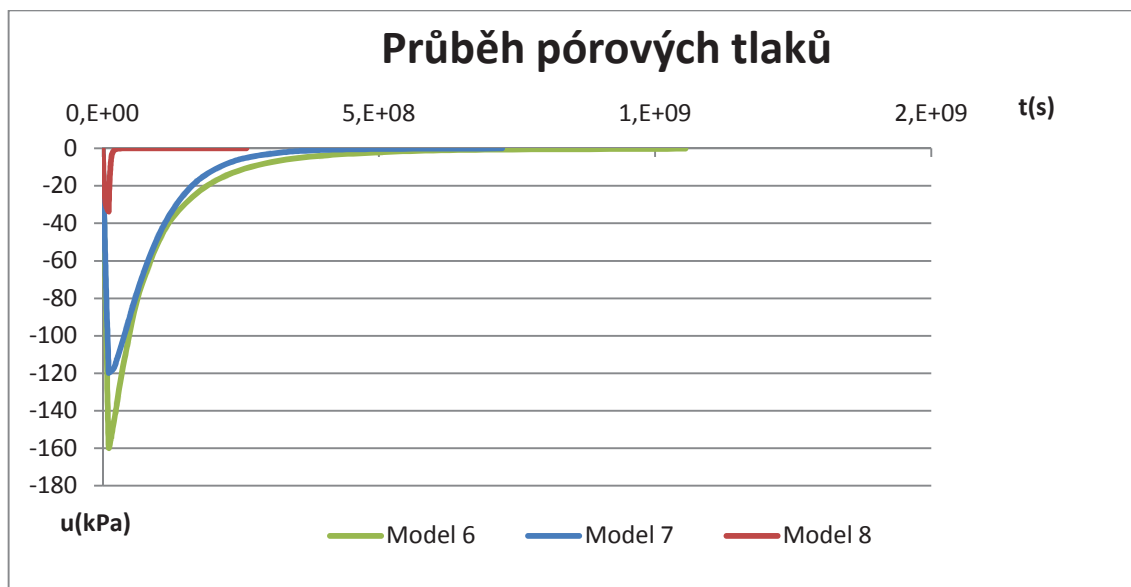
Obr. 4-46 Pórové tlaky po vybudování násypu

Srovnání modelů 6,7,8

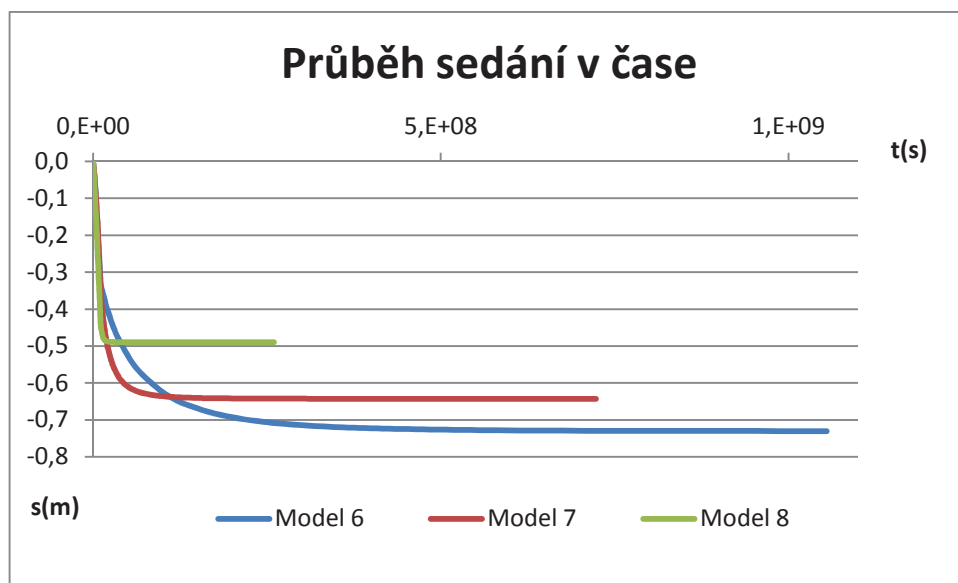
Ve všech případech se prokázalo, že celkové deformace podloží budou menší než u podloží, které nebylo nijak upraveno, což je zobrazeno na grafu (Obr. 4-47). I v tomto případě bylo prokázáno zrychlení konsolidace a rychlejší uvolnění pórových tlaků (Obr. 4-48), což je způsobeno drénovací funkcí šterkových pilířů. U zlepšení lokálními prvky se na poklesové kotlině projevila několikanásobně vyšší tuhost šterkových pilířů a tak se mezi jednotlivými pilíři vytváří dílčí poklesové kotliny.



Obr. 4-47 Porovnání poklesových kotlin



Obr. 4-48 Průběh pórových tlaků pod středem násypového tělesa



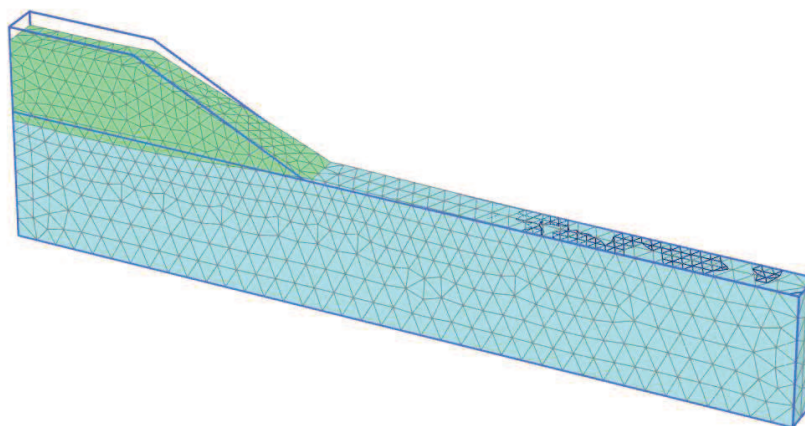
Obr. 4-49 Průběh sedání v čase pod středem násypového tělesa

4.2.3.4 Model 9

V tomto případě byl použit konstituční vztah Hardening soil. Model tvoří 4772 konečných prvků a 8542 uzlů. Podloží není zlepšeno štěrkovými pilíři. Je takřka identický s Modelem 6

Výstupy:

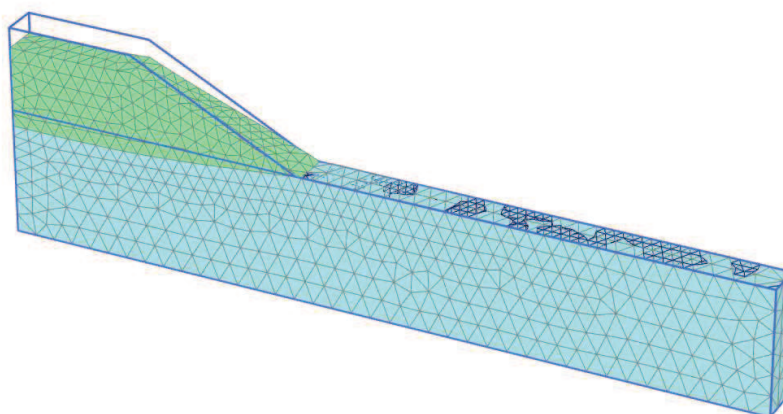
Pohled na model:



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,3250 m (at Node 601)

Obr. 4-50 Deformace modelu po vybudování násypu

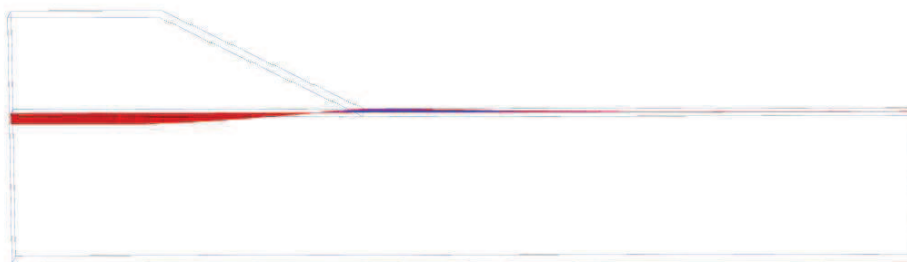


Deformed mesh $|u|$ (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,4857 m (at Node 156)

Obr. 4-51 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:

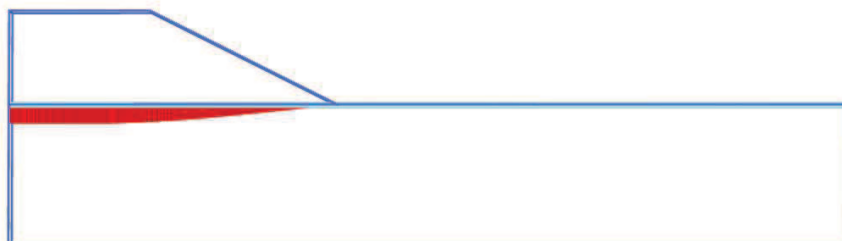


Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,07498 m

Minimum value = -0,2231 m

Obr. 4-52 Poklesová kotlina po vybudování násypu



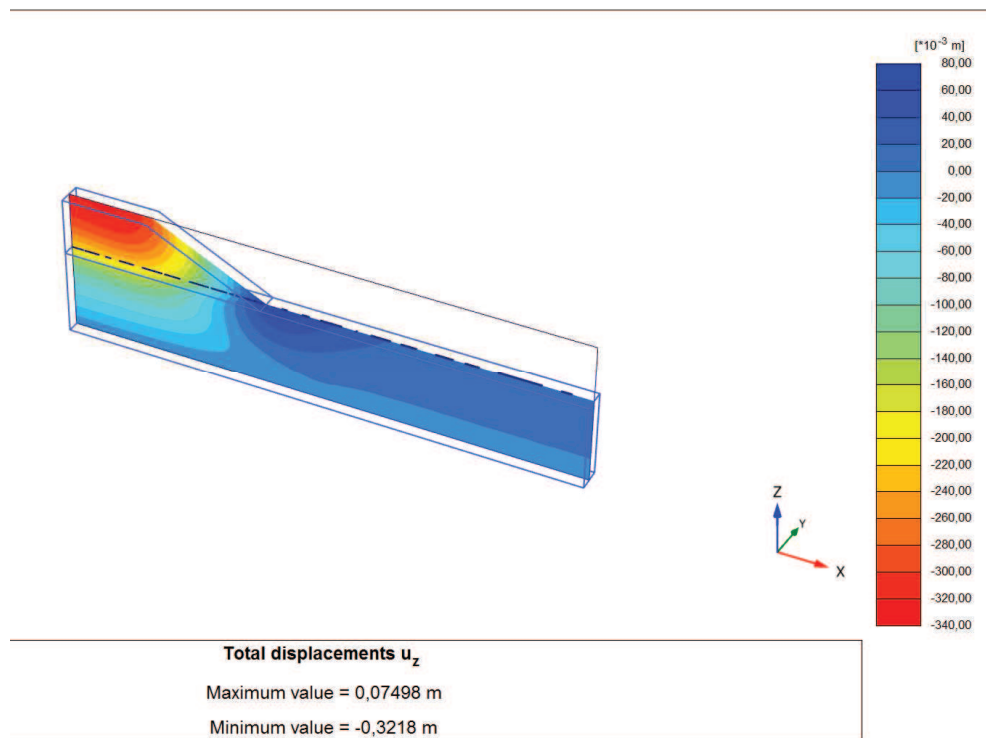
Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,02226 m

Minimum value = -0,3935 m

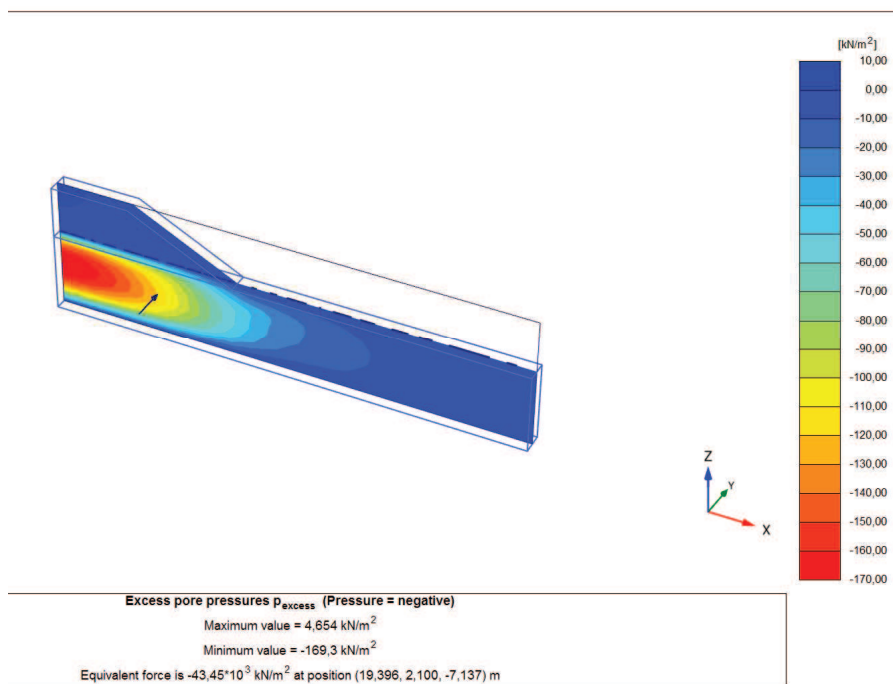
Obr. 4-53 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



Obr. 4-54 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:

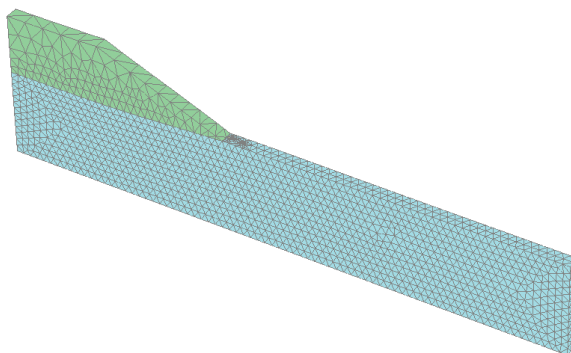


Obr. 4-55 Pórové tlaky po vybudování násypu

4.2.3.5 Model 10

U tohoto modelu jsou materiálové charakteristiky nastaveny na konstituční model HS. Zlepšení je zavedeno lokálními prvky.

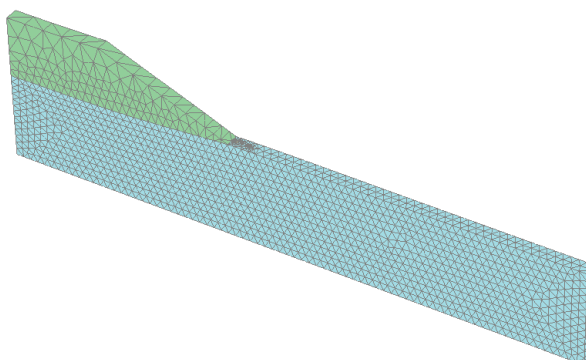
Pohled na model:



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,3209 m (at Node 13553)

Obr. 4-56 Deformace modelu po vybudování násypu



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,3996 m (at Node 13553)

Obr. 4-57 Deformace modelu v čase t_{∞}

Poklesová kotlina:



Total displacements u_z (scaled up 10,0 times)

Maximum value = 0,02555 m

Minimum value = -0,2411 m

Obr. 4-58 Poklesová kotlina po vybudování násypu



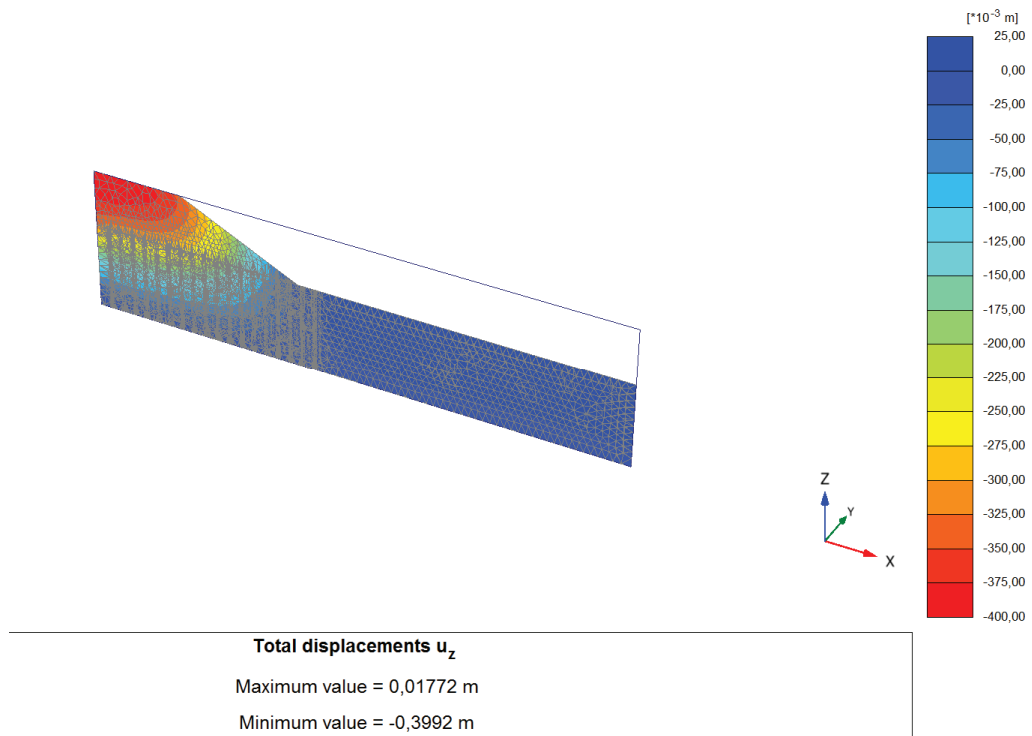
Total displacements u_z (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,01772 m

Minimum value = -0,3212 m

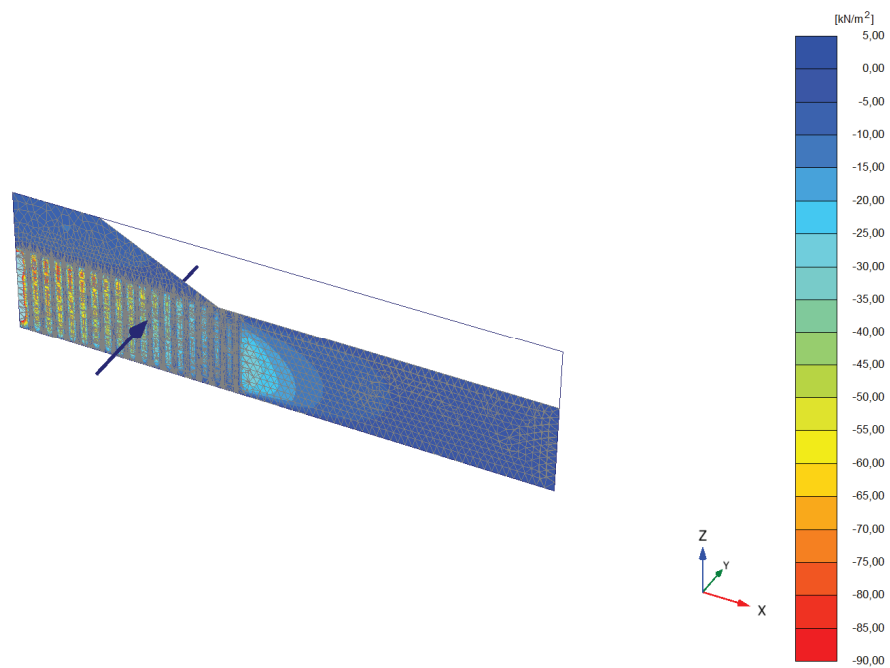
Obr. 4-59 Poklesová kotlina v t_{∞}

Konečné deformace:



Obr. 4-60 Konečného sedání izopásma

Pórové tlaky:

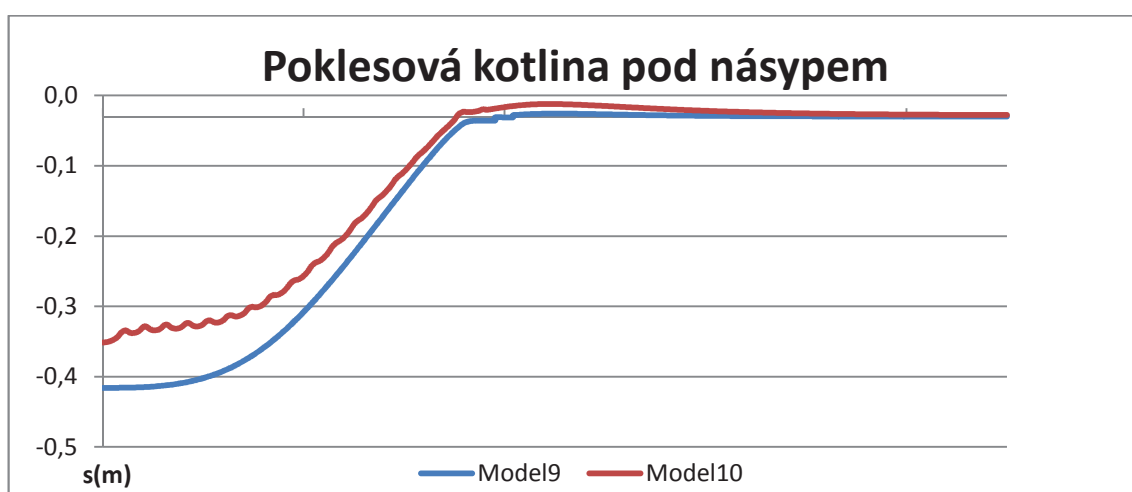


Obr. 4-61 Pórové tlaky po vybudování násypu

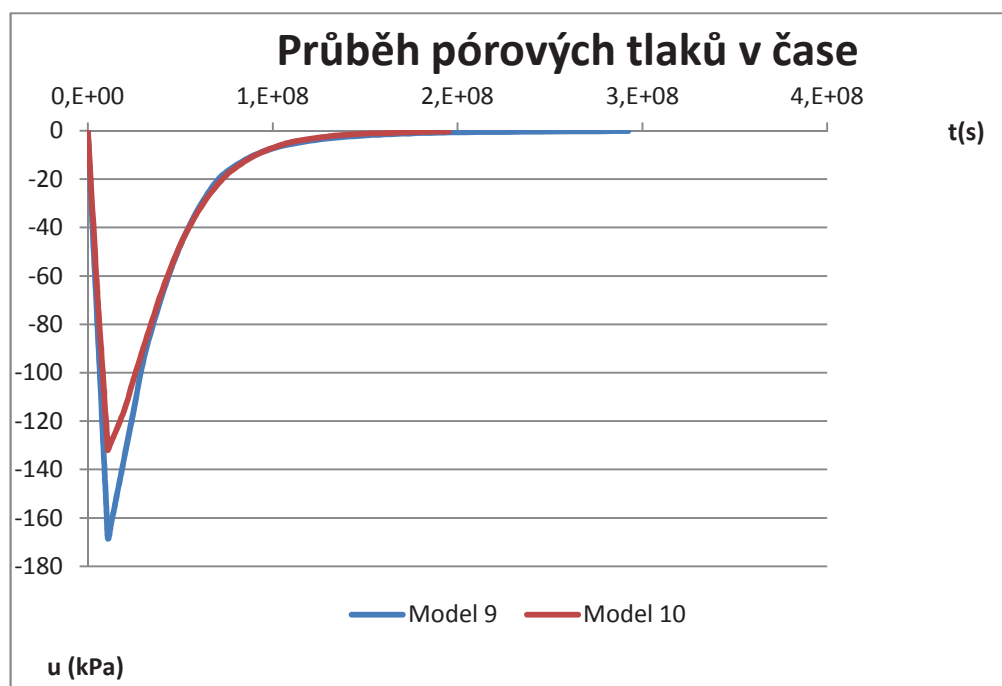
Srovnání modelu M9,M10

Bylo prokázáno, že celkové deformace podloží budou menší než u podloží, které nebylo nijak upraveno, což je zobrazeno na grafu. Dále bylo zjištěno zrychlení konsolidace a rychlejší disipace pórových tlaků, přičemž štěrkové pilíře slouží jako drény. U zlepšení lokálními prvky se na poklesové kotlině projevila několikanásobně vyšší tuhost štěrkových pilířů a mezi jednotlivými pilíři se vytvořily dílčí poklesové kotliny.

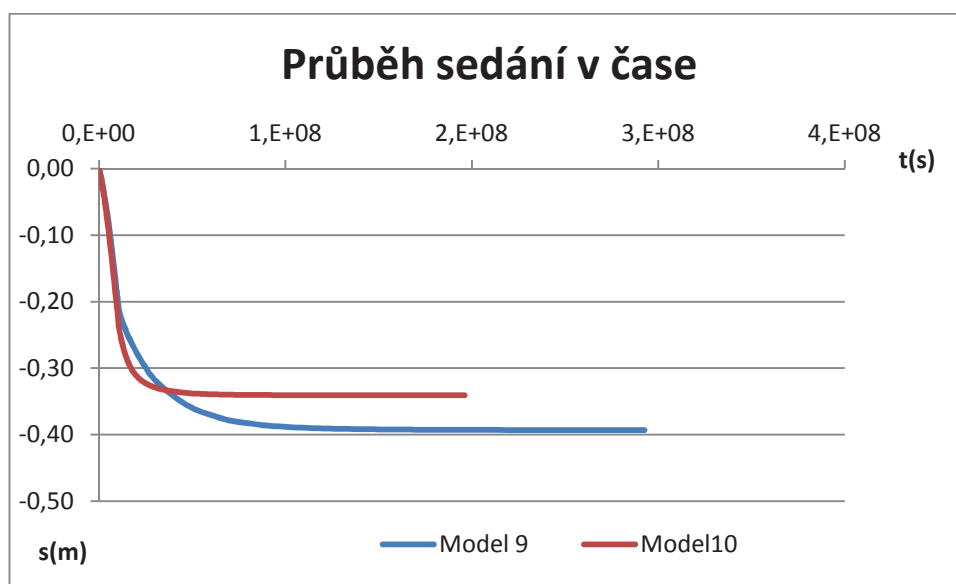
V případě konstitučního vztahu HS není rozdíl mezi deformacemi a tvarem poklesové kotliny Modelů 9 a 10 tak výrazný. (Obr. 4-62)



Obr. 4-62 Porovnání poklesových kotlin



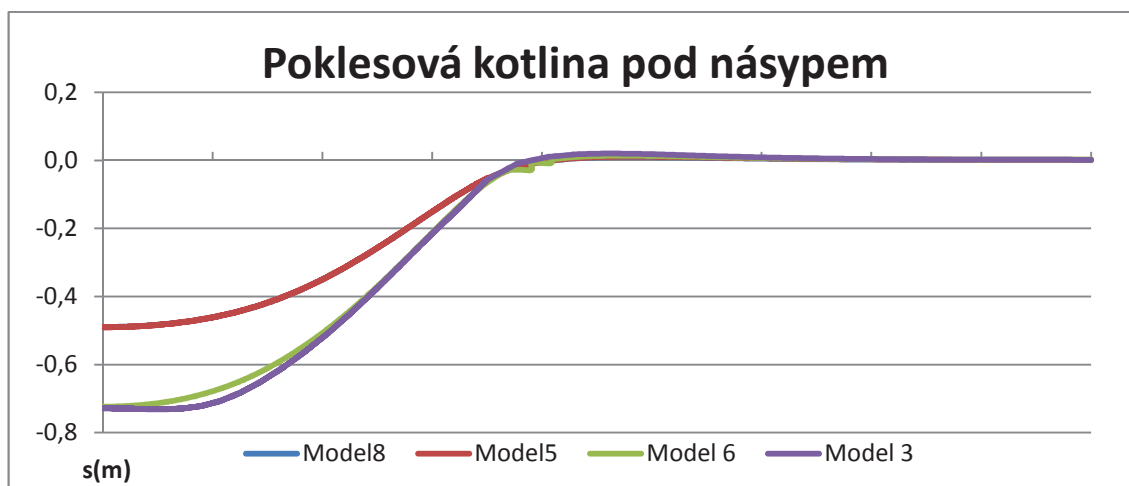
Obr. 4-63 Průběh pórových tlaků pod středem násypového tělesa



Obr. 4-64 Průběh sedání v čase pod středem násypového tělesa

Srovnání modelu 3,6,5,8

V odstavcích výše bylo uvedeno srovnání modelů s nezlepšeným podložím a podložím vyztuženým šterkovými pilíři, a to s ohledem na konstituční vztah a dimenzi modelu. Nyní bude ještě uvedeno porovnání 2D a 3D modelů v rámci konstitučního vztahu. V případě zlepšeného podloží lze pozorovat, že křivky znázorňující poklesovou kotlinu splývají, tedy jsou takřka identické. U nezlepšeného případu dochází pouze k mírné odchylce křivek a to přibližně v místě pod korunou svahu. Bylo tedy dosaženo poměrně dobré shody mezi rovinným a prostorovým modelem.



Obr. 4-65 Porovnání poklesových kotlin

5. Závěr

V (Tab. 5-1) jsou uvedeny konečné deformace získané z jednotlivých modelů. Hodnoty jsou uvedeny v charakteristických místech násypového tělesa. Současně je uveden i čas po jakém bude konečných hodnot sedání dosaženo.

MODEL	ZP.VÝPOČTU	MAT.MODEL	ZLEPŠENÍ	1(m)	2(m)	3(m)	t_{∞} (rok)
Model1	RUČNÍ	VZTAH (77)	-	0,020	0,552	0,625	117,0
Model2	RUČNÍ	VZTAH (77)	NAH.PAR	0,014	0,377	0,427	7,0
Model3	2D	MC	-	0,057	0,639	0,724	113,7
Model4	2D	MC	DRAIN	0,05	0,451	0,508	73,9
Model5	2D	MC	NAH.PAR	0,053	0,418	0,490	77,6
Model6	3D	MC	-	0,066	0,611	0,724	34,0
Model7	3D	MC	LOK.PRVKY	0,031	0,508	0,642	23,2
Model8	3D	MC	NAH.PAR	0,054	0,419	0,489	8,3
Model9	3D	HS	-	0,020	0,339	0,386	9,4
Model10	3D	HS	LOK.PRVKY	0,011	0,271	0,321	6,3

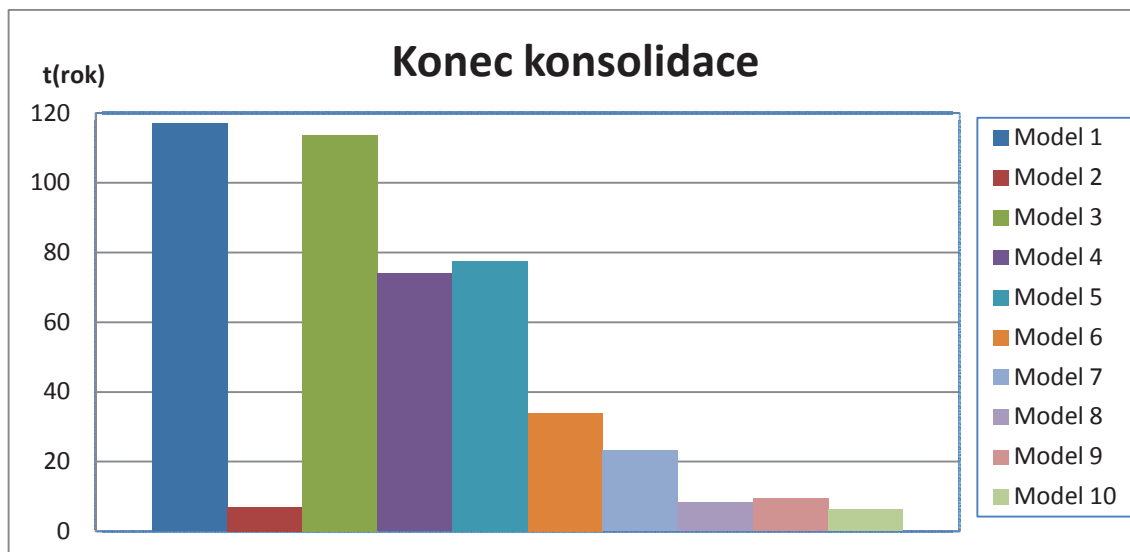
Tab. 5-1 Souhrn všech výsledků konečných deformací

MODEL	ZP.VÝPOČTU	MAT.MODEL	ZLEPŠENÍ	1(m)	2(m)	3(m)	t_{∞} (rok)
Model1	RUČNÍ	VZTAH (77)	-	0,020	0,552	0,625	117,0
Model3	2D	MC	-	0,057	0,639	0,724	113,7
Model6	3D	MC	-	0,066	0,611	0,724	34,0
Model9	3D	HS	-	0,020	0,339	0,386	9,4

Tab. 5-2 Souhrn výsledků konečných deformací nezlepšeného podloží

MODEL	ZP.VÝPOČTU	MAT.MODEL	ZLEPŠENÍ	1(m)	2(m)	3(m)	t_{∞} (rok)
Model2	RUČNÍ	VZTAH (77)	NAH.PAR	0,014	0,377	0,427	7,0
Model4	2D	MC	DRAIN	0,055	0,451	0,508	73,9
Model5	2D	MC	NAH.PAR	0,053	0,418	0,490	77,6
Model 7	3D	MC	LOK.PRVKY	0,031	0,508	0,642	23,2
Model8	3D	MC	NAH.PAR	0,054	0,419	0,489	8,3
Model 10	3D	HS	LOK.PRVKY	0,011	0,271	0,321	6,3

Tab. 5-3 Souhrn výsledků konečných deformací zlepšeného podloží



Obr. 5-4 Čas potřebný k dosažení konečných deformací

Nezlepšené podloží

Při porovnání konečných deformací na různých modelech je patrné, že u modelů s nezlepšeným podložím (tedy Modely 1,3,6 a 9), bylo dosaženo, s výjimkou Modelu9, velmi podobných výsledků, a to jak při analytickém výpočtu, tak i při 2D a 3D modelování. Tato podobnost je dána lineární závislostí napětí na deformacích. Nejmenší deformace vykazoval Model10 s konstitučním vztahem HS, což je způsobeno větší tuhostí HS v počátečních zatěžování. Nedojde k vytvoření Plasticpoints. Navíc se jeho moduly zvyšují v závislosti na zvyšujícím se napětí, což MC v standartním nastavení neumožňuje. Pro zajímavost jsou na obrázcích (Obr. 5-2)(Obr. 5-3) zobrazeny pracovní diagramy v těchto konstitučních modelech. Pokud se jedná o dobu konsolidace, byl nejvíce konzervativní Model11. Ten byl vypočten teorií Terzaghiho jednorozměrné konsolidace a konsolidace jako taková je funkcí trojrozměrnou. To se i zřejmě projevilo na Modelu 6 a Modelu M9 ,který jakožto 3D model dosáhl nejkratších dob konsolidace.

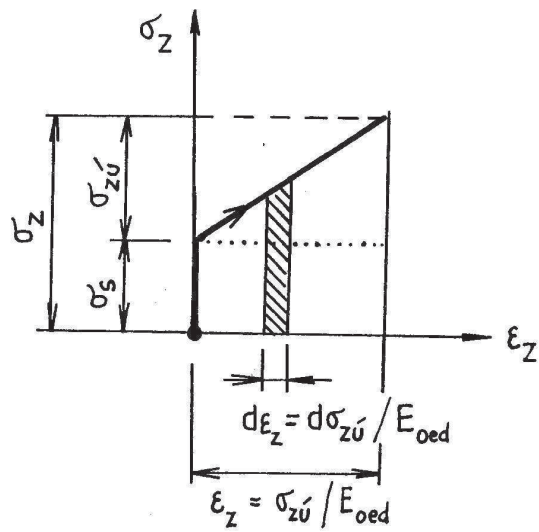
Zlepšené podloží

Když porovnáme modely se zlepšením, tj. Modely 2, 4, 5, 7, 8 a 10, tak nejkonzervativnějšího výsledku bylo dosaženo v Modelu7, kde bylo zlepšení modelováno lokálními prvky s využitím MC modelu. Naopak neoptimističtějších výsledků bylo dosaženo u Modelů 2 a 10, které představují ruční výpočet, resp. 3D model s lokálními prvky s konstitučním modelem HS. U Modelů 5 a 8 byly konečné deformace takřka identické, což je způsobeno srovnáváním stejných výpočetních

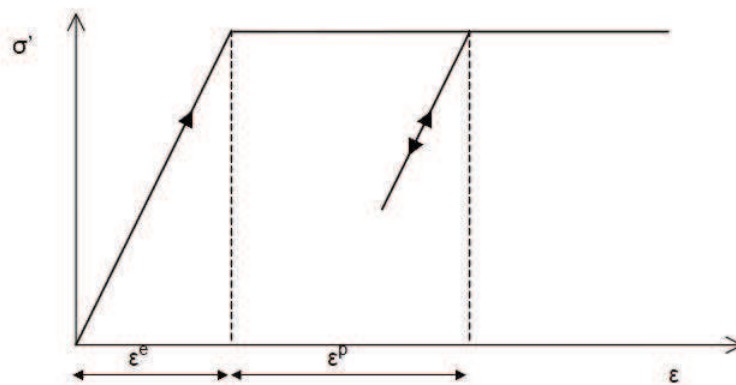
přístupů lišících se pouze dimenzemi. Oba modely mají stejnou tuhost a jediné v čem se liší, je doba konsolidace, která je u 3D modelů kratší.

Na základě provedených výpočtů lze konstatovat:

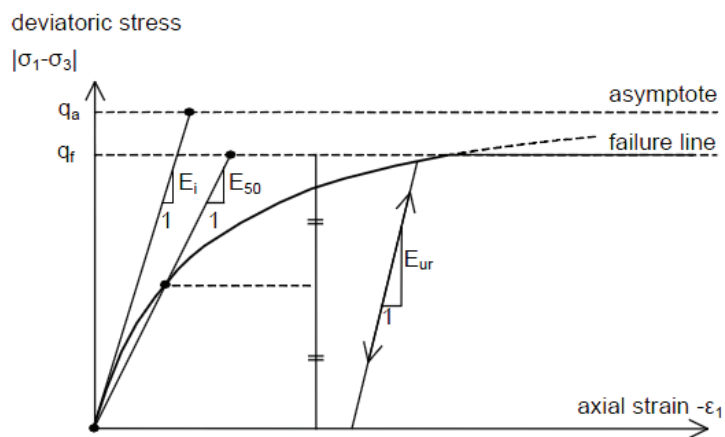
- Ve všech případech, které se zabývají vyztužením, dojde k urychlení konsolidace a k eliminaci deformací.
- Eliminace konečných deformací by v tomto případě neměla být tak výrazná, což poukazuje i fakt, že součinitel zlepšení n nabyl hodnoty 1,463, což predikuje zlepšení deformačního modulu o 46%. Eliminace deformací však nebyla hlavním cílem. Tím bylo urychlení konsolidace, což bylo následně dokázáno. Tyto dvě podmínky nejlépe vystihují Modely 9 a 10, které jsou modelovány konstitučním vztahem HS a jejichž zlepšení bylo zavedeno lokálními prvky.
- V modelech s lokálními prvky nelze zavést vliv technologie, kdy dochází instalací k roztlačování šterkového pilíře, a tím i ke zhutnění okolní základové půdy. Zlepšení je tedy zavedeno pouze vyšší tuhostí prvku, který simuluje šterkový pilíř. Zřejmě právě z tohoto důvodu byly deformace po zlepšení vyšší než se předpokládalo.
- Nejdelší doba konsolidace byla dosažena při použití teorie jednoosé konsolidace.
- Nejkratší doby konsolidace prokázali 3D modely, jejichž průběh byl až 14krát rychlejší než u 2D modelů.
- Je na zvážení projektanta a na typu řešené úlohy, zvolí-li klasický 2D přístup a stanoví náhradní charakteristiky či zvolí-li přístup 3D numerického modelování, s lokálními prvky a založený na HS modelu. Tento přístup totiž klade nejvyšší nároky na čas, na kapacitu výpočetní techniky, na geotechnický průzkum a v neposlední řadě i na kalibraci parametrů pro konstituční vztah HardeningSoil model.
- Modelování zlepšení ve 2D nahrazením zeminy náhradními charakteristikami se jeví jako dostatečné a časově poměrně nenáročné.



•
Obr.5-1 Pracovní diagram zeminy dle vztahu (78) [12]



Obr. 5-2 Konstitutivní model MC[10]



Obr. 5-3 Konstitutivní model HS [10]

6. Seznam použitých zdrojů

- [1]MASOPUST, Jan. *Speciální zakládání staveb 2. díl*. první. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2006. ISBN 80-7204-489-3.
- [2]KELLER. *Hlubkové vibrační zhutňování zemin* [online]. 2009 [cit. 2012-01-11]. ISBN 10-02 CZ. Dostupné z: <http://www.kellergrundbau.cz/technologie/files/10-02CZ.pdf>
- [3]SVOBODA, Petr. *Hlubkové zlepšování zemin v české praxi*. první. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009. ISBN 978-80-7204-663-8.
- [4]MAREK, Pavel. *Spolupůsobení konstrukce a horninového prostředí: Zlepšování základových půd pomocí štěrkových pilířů*. Brno, listopad 2005. Doktorandská disertační práce. Stavební fakulta. Vedoucí práce Jan Masopust.
- [5]MÍČA, Lumír. *Zemní konstrukce* [intranet]. 2007 [cit. 2012-01-11]. Dostupné z: <https://intranet.study.fce.vutbr.cz/>
- [6]MÍČA, Lumír. *Zemní konstrukce*. Brno, 2007.
- [7]WEIGLOVÁ, Kamila. *MECHANIKA ZEMIN*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2005. ISBN 80-7204-507-5.
- [8]ČSN 73 1001. *Zakládání staveb: Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1988.
- [9]SCHWEIGER, H.S. *Influence of constitutive model and EC7 design approach in FE analysis of deep excavations*. Graz University of Technology: i, 2002.
- [10] PLAXIS BV. *PLAXIS: Material models manual* [online]. 2011 [cit. 2012-01-11]. ISBN <http://www.plaxis.nl/files/files/3D2011-3-Material>. Dostupné z: <http://www.plaxis.nl/files/files/3D2011-3-Material-Models.pdf>
- [11]ČSN 72 1002. *KLASIFIKACE ZEMIN PRO DOPRAVNÍ STAVBY*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1993.
- [12]BUČEK, J, Ivan NĚMEC a Lumír MÍČA. *Nelineární řešení interakce konstrukce s podložím* [CD]. 2007 [cit. 2012-01-11]

Seznam symbolů a zkratek

n	-	Koncentrační součinitel
σ_c	MPa	Koncentrace napětí na šterkovém pilíři
σ_s	MPa	Koncentrace napětí na okolní zemině
σ	MPa	Průměrné napětí
D	m	Průměr šterkového pilíře
D_e	m	Náhradní průměr
s	m	Osová vzdálenost pilířů ve skupině
a_s	-	Poměr plochy okolní zeminy v buňce A_c a náhradní buňky A
E_s	MPa	Modul pružnosti šterkového pilíře
E_c	MPa	Modul pružnosti okolní zeminy
ν	-	Poissonova konstanta okolní zeminy
E_{def}	MPa	Modul přetvárnosti zeminy
Δd_1	m	Roztažení dutého válcovitého tělesa
E_{oed}	MPa	Edometrický modul přetvárnosti
s_c	mm	Sednutí šterkového pilíře
s_z	mm	Sednutí okolní zeminy
β	-	Poměr sedání nevyztužené a vyztužené zeminy
n	-	Stupeň zlepšení šterkovými pilíři
c_n	kPa	Náhradní soudržnost vyztužené zeminy
φ_n	°	Náhradní úhel vnitřního tření vyztužené zeminy
H	N	Reakce okolní zeminy
φ	°	Úhel vnitřního tření šterkopísku
ε_z	-	Poměrná přetvoření ve svislém směru
ε_r	-	Poměrná přetvoření v radiálním směru
ε_ω	-	Poměrná přetvoření v tangenciálním směru
σ_z	kPa	Napětí na diferenciálním prvku ve svislém směru
σ_r	kPa	Napětí na diferenciálním prvku v radiálním směru
σ_ω	kPa	Napětí na diferenciálním prvku v tangenciálním směru
G	kPa	Modul pružnosti ve smyku
τ_{zx}	kPa	Smyková napětí
τ_{zy}	kPa	Smyková napětí

$\sigma_{or,i}$	kPa	Geostatické napětí ve středu i-té vrstvy
h_i	m	Mocnost i-té vrstvy
m	-	Součinitel přitížení
$\sigma_{zú}$	kPa	Účinné napětí
U	-	Stupeň konsolidace
U_h	-	Stupeň konsolidace v radiálním směru
U_v	-	Stupeň konsolidace pro svislý směr
c_h	$m^2 \cdot s^{-1}$	Součinitel konsolidace při radiálním odvodnění
t	s	Čas
T_h	-	Časový faktor
$F_{(n)}$	-	
q_w	$m^3 \cdot s^{-1}$.kapacita drenáže
A_f	m^2	plocha šterkového pilíře
z	m	charakteristická délka drenáže
c_v	$m^2 \cdot s^{-1}$	součinitel konsolidace ve vertikálním směru
H	m	délka odvodňovací dráhy
k_v'	$m \cdot s^{-1}$	Ekvivalentní součinitel propustnosti ve vertikálním směru
k_h'	$m \cdot s^{-1}$	Ekvivalentní součinitel propustnosti pro horizontální směr

Seznam obrázků

OBR. 1-1 POUŽITÍ POD ZÁKLADOVOU PATKOU[1]	10
OBR. 1-2 TECHNOLOGICKÝ POSTUP PŘI PLNĚNÍ VE ŠPICI [1]	12
OBR. 1-3 TECHNOLOGICKÝ POSTUP METODY FRANKI[4]	13
OBR. 2-1 MECHANISMY PORUŠENÍ ŠTĚRKOVÝCH PILÍŘŮ V HOMOGENNÍM PROSTŘEDÍ [5]	15
OBR. 2-2 VLIV ZATĚŽOVACÍ PLOCHY NA VYBOULENÍ PILÍŘE[4].....	16
OBR. 2-3 MECHANISMY PORUŠENÍ VE VRSTEVNATÉM PROSTŘEDÍ [5].....	16
OBR. 2-4 PORUŠENÍ SKUPINY PILÍŘŮ POD VYSOKÝM NÁSYPEM[5]	16
OBR. 3-1 NÁHRADNÍ BUŇKA[5]	17
OBR. 3-2 EKVIVALENTNÍ PRŮMĚR NÁHRADNÍ BUŇKY NA PŘÍKLADU PVD[6].....	18
OBR. 3-3 OKRAJOVÉ PODMÍNKY A ROZDĚLENÍ NAPĚTÍ NA PILÍŘI [5].....	19
OBR. 3-4 CHOVÁNÍ ŠTĚRKOVÉHO PILÍŘE V PRUŽNÉM POLOPROSTORU [4]	20
OBR. 3-5 SOUČINITEL ZLEPŠENÍ [1].....	22
OBR. 3-6 ŠTĚRKOVÝ PILÍŘ S PŘÍSLUŠNÝM OBJEMEM ZEMINY[4].....	24
OBR. 3-7 DEFORMACE ŠP PILÍŘE PO VYTVOŘENÍ SMYKOVÝCH PLOCH[4]	25

OBR. 3-8 NAPĚTÍ NA DIFERENCIÁLNÍM PRVKU[4]	25
OBR. 3-9 STABILITA NA SMYKOVÉ PLOŠE[4]	25
OBR. 3-10 SOUČINITEL ZLEPŠENÍ[4]	28
OBR. 3-11 OBLAST PORUŠENÍ[5]	31
OBR. 3-12 PRŮBĚH JEDNOOSÉ KONSOLIDACE V ČASE[7]	31
OBR. 3-13 URČENÍ EKVIVALENTNÍ VERTIKÁLNÍ PROPUSTNOSTI[4]	33
OBR. 3-14 VYUŽITÍ PRVKŮ „GEODRAIN“ A VÝMĚNA PROPUSTNOSTI[4]	33
OBR. 4-1 PRACOVNÍ DIAGRAM JÍLOVÉHO PODLOŽÍ	36
OBR. 4-2 GEOMETRIE NÁSYPOVÉHO TĚLESA	39
OBR. 4-3 PRŮBĚH SEDÁNÍ V ČASE	44
OBR. 4-4 NASTAVENÍ POČÁTEČNÍCH PODMÍNEK(9)	45
OBR. 4-5 DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	46
OBR. 4-6 DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	46
OBR. 4-7 POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	47
OBR. 4-8 POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	47
OBR. 4-9 KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA	48
OBR. 4-10 PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	48
OBR. 4-11 PÓROVÉ TLAKY V T_{∞}	49
OBR. 4-12 DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	50
OBR. 4-13 DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	50
OBR. 4-14 POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	51
OBR. 4-15 POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	51
OBR. 4-16 KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA	52
OBR. 4-17 PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	52
OBR. 4-18 PÓROVÉ TLAKY V T_{∞}	53
OBR. 4-19 DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	54
OBR. 4-20 DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	54
OBR. 4-21 POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	55
OBR. 4-22 POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	55
OBR. 4-23 KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA	56
OBR. 4-24 PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	56
OBR. 4-25 PÓROVÉ TLAKY V T_{∞}	57
OBR. 4-26 POROVNÁNÍ POKLESOVÝCH KOTLIN	57
OBR. 4-27 PRŮBĚH PÓROVÝCH TLAKŮ POD STŘEDEM NÁSYPOVÉHO TĚLESA	58
OBR. 4-28 PRŮBĚH SEDÁNÍ V ČASE POD STŘEDEM NÁSYPOVÉHO TĚLESA	58
OBR. 4-29 DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	60
OBR. 4-30 DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	60
OBR. 4-31 POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	61
OBR. 4-32 POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	61

OBR. 4-33KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA.....	62
OBR. 4-34PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	62
OBR. 4-35DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	63
OBR. 4-36DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	63
OBR. 4-37POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	64
OBR. 4-38POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	64
OBR. 4-39KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA.....	65
OBR. 4-40PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	65
OBR. 4-41DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	66
OBR. 4-42DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	66
OBR. 4-43 POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	67
OBR. 4-44 POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	67
OBR. 4-45 KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA.....	68
OBR. 4-46 PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	68
OBR. 4-47POROVNÁNÍ POKLESOVÝCH KOTLIN.....	69
OBR. 4-48 PRŮBĚH PÓROVÝCH TLAKŮ POD STŘEDEM NÁSYPOVÉHO TĚLESA.....	69
OBR. 4-49PRŮBĚH SEDÁNÍ V ČASE POD STŘEDEM NÁSYPOVÉHO TĚLESA.....	70
OBR. 4-50DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	71
OBR. 4-51DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	71
OBR. 4-52POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	72
OBR. 4-53POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	72
OBR. 4-54KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA.....	73
OBR. 4-55 PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	73
OBR. 4-56 DEFORMACE MODELU PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	74
OBR. 4-57DEFORMACE MODELU V ČASE T_{∞}	74
OBR. 4-58 POKLESOVÁ KOTLINA PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	75
OBR. 4-59 POKLESOVÁ KOTLINA V T_{∞}	75
OBR. 4-60 KONEČNÉHO SEDÁNÍ IZOPÁSMA.....	76
OBR. 4-61 PÓROVÉ TLAKY PO VYBUDOVÁNÍ NÁSYPU	76
OBR. 4-62 POROVNÁNÍ POKLESOVÝCH KOTLIN.....	77
OBR. 4-63PRŮBĚH PÓROVÝCH TLAKŮ POD STŘEDEM NÁSYPOVÉHO TĚLESA	77
OBR. 4-64PRŮBĚH SEDÁNÍ V ČASE POD STŘEDEM NÁSYPOVÉHO TĚLESA.....	78
OBR. 4-65 POROVNÁNÍ POKLESOVÝCH KOTLIN.....	78
OBR. 5-1 ČAS POTŘEBNÝ K DOSAŽENÍ KONEČNÝCH DEFORMACÍ	80
OBR.5-2PRACOVNÍ DIAGRAM ZEMINY DLE VZTAHU (78) [12]	82
OBR. 5-3 KONSTITUTIVNÍ MODEL MC [10].....	82
OBR. 5-4KONSTITUTIVNÍ MODEL HS [10].....	82

Seznam tabulek:

TAB. 4-1 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY HS MODEL [9].....	37
TAB.4-2MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY MC MODEL[9].....	37
TAB. 4-3 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY HS MODEL[9].....	38
TAB. 4-4 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY MC MODEL[9].....	38
TAB. 4-5 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY MC MODEL[8].....	38
TAB. 4-6 PARAMETRY NEZLEPŠENÉHO PODLOŽÍ	41
TAB. 4-7 NÁVRH ROZVRŽENÍ ŠTĚRKOVÝCH PILÍŘŮ	42
TAB. 4-8 EKVIVALENTNÍ PARAMETRY ZLEPŠENÉHO PODLOŽÍ	43
TAB. 4-9PARAMETRY ZLEPŠENÉHO PODLOŽÍ.....	43
TAB. 4-10 ANALYZOVANÉ KONEČNÉ DEFORMACE.....	44
TAB. 5-1 SOUHRN VŠECH VÝSLEDKŮ KONEČNÝCH DEFORMACÍ	79
TAB. 5-2 SOUHRN VÝSLEDKŮ KONEČNÝCH DEFORMACÍ NEZLEPŠENÉHO PODLOŽÍ.....	79
TAB. 5-3 SOUHRN VÝSLEDKŮ KONEČNÝCH DEFORMACÍ ZLEPŠENÉHO PODLOŽÍ	79

Seznam příloh

Příloha1 – Výpočet sedání: Ruční výpočet