

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA GEOTECHNIKY



SEDÁNÍ PODLOŽÍ NÁSYPOVÉHO TĚLESA
VYZTUŽENÉHO SVISLÝMI PRVKY
DIPLOMOVÁ PRÁCE

Autor práce: Bc. Martin Klančík

Vedoucí práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Praha 2024

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Klančík Jméno: Martin Osobní číslo: 486102
Zadávající katedra: Katedra geotechniky
Studijní program: Stavení inženýrství
Studijní obor/specializace: Konstrukce a dopravní stavby, zaměření Dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Sedání podloží násypového tělesa vyztuženého svislými prvky
Název diplomové práce anglicky: Settlement of the embankment subsoil improved by vertical elements

Pokyny pro vypracování:

Náplní diplomové práce je analýza násypového tělesa vybudovaného na podloží zlepšeného svislými prvky (vertikální drény (PVD), šterkové pilíře). V první části práce bude popsán obecný úvod do řešené problematiky, proveden teoretický rozbor fungování prvků a ovlivňujících faktorů.

V druhé části práce bude popsáno analytické řešení a možný postup řešení pomocí 2D numerického modelu. Při zpracovávání diplomové práce je potřeba se zaměřit zejména na tyto oblasti:

- radiální konsolidace
- popis technologie
- možnosti analytického řešení

Seznam doporučené literatury:

MOSELEY, M. P.; KIRSCH, K. Ground improvement. Spon Press, 2004; 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 ČSN 73 6244

Další podklady budou předány v průběhu řešení diplomové práce.

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Datum zadání diplomové práce: 18. 9. 2023 Termín odevzdání DP v IS KOS: 8. 1. 2024
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

18.9.2023
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Čestně prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci s názvem *Sedání podloží násypového tělesa vyztuženého svislými prvky* vypracoval samostatně, za odborné pomoci a vedení doc. Dr. Ing. Jana Prušky a že jsem uvedl veškerou použitou literaturu a další informační zdroje.

V Praze dne 05. 01. 2024

.....

Bc. Martin Klančík

Poděkování

V první řadě bych rád touto formou poděkoval vedoucímu své diplomové práce, panu doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi za odborné vedení mé práce a poskytnutí všech potřebných materiálů k jejímu zpracování. Dále bych chtěl poděkovat své rodině za podporu během studia.

Abstrakt

Problematika zlepšování vlastností podloží násypových těles dopravních staveb v dnešní době představuje zcela aktuální téma. S narůstající dopravou a jejími požadavky na směrové a výškové vedení je nutné stále častěji navrhovat zemní tělesa i v geologických poměrech, které jsou v přirozeném stavu pro takové stavby nevhodné. Jedná se zejména o měkké jílovité zeminy, které vykazují vysoké hodnoty konečného sednutí, a jejichž konsolidace probíhá v řádu let. Pro takové případy vychází často jako nejvýhodnější řešení aplikace vertikálních prvků, jako jsou šterkové pilíře nebo geodrény, které dokáží urychlit dobu konsolidace na zlomek doby původní.

Tato práce si klade za cíl popsat princip sedání podloží zatíženého náspem a popsat jednotlivé metody, kterými lze navrhnout zlepšení takového podloží pomocí vertikálních prvků. Kromě podrobného popisu návrhových metod, včetně jejich vzájemného porovnání a uvedení vzorových řešení, je součástí práci i teoretický rozbor fungování těchto prvků.

Klíčová slova

sedání podloží, konsolidace, šterkové pilíře, geodrény

Abstract

The problem of improving the properties of the subsoil of the embankment of transport structures is still very actual topic nowadays. With increasing traffic and its demands on directional and elevation guidance, it is increasingly necessary to design earth structures in geological conditions that are unsuitable in their natural state for such constructions. This is especially true for soft clayey soils exhibiting high values of ultimate settlement, with their consolidation taking place over the course of years. For such cases, the application of vertical elements, such as stone columns or vertical drains, often emerges as the most advantageous solution, capable of accelerating the consolidation time to a fraction of the original duration.

This work aims to describe the principle of settlement in the subsoil loaded by embankments and to outline various methods for improving such substrates using vertical elements. In addition to a detailed description of design methods, including their comparative analysis and presentation of exemplary solutions, the work also includes a theoretical analysis of the functioning of these elements.

Keywords

subsoil settlement, consolidation, stone columns, vertical drains

Obsah

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | Obecné informace | 9 |
| 1.1 | Definice náspu..... | 9 |
| 1.2 | Normové podklady | 9 |
| 1.3 | Materiály | 10 |
| 1.3.1 | Materiály užívané v konstrukci náspů | 10 |
| 1.3.2 | Zlepšování zemin a vyztužování..... | 11 |
| 1.4 | Klasifikace zemin..... | 12 |
| 1.4.1 | Klasifikace dle ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy.. | 13 |
| 1.4.2 | Klasifikace dle ČSN 72 1002 – Klasifikace zemin pro dopravní stavby.. | 14 |
| 1.4.3 | Klasifikace dle EN ISO 14668-1 – Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařídování zemin | 14 |
| 1.5 | Návrh zemního tělesa | 14 |
| 1.5.1 | Geotechnické kategorie..... | 15 |
| 1.5.2 | Mezní stavy..... | 15 |
| 2. | Podloží náspu..... | 16 |
| 2.1 | Požadavky | 17 |
| 2.2 | Sedání podloží..... | 17 |
| 2.3 | Metody zlepšení podloží náspu | 19 |
| 2.3.1 | Zhutňování zemin | 19 |
| 2.3.2 | Výměna základové půdy..... | 20 |
| 2.3.3 | Stabilizace zemin | 21 |
| 2.3.4 | Dynamická konsolidace..... | 22 |
| 2.3.5 | Injektáže..... | 22 |
| 2.3.6 | Hloubková vibrace | 23 |
| 2.3.7 | Vertikální prvky | 24 |
| 3. | Konsolidace | 27 |
| 3.1 | Zemina jako trojfázové prostředí | 27 |
| 3.2 | Princip konsolidace | 27 |
| 3.3 | Terzaghiho teorie konsolidace | 29 |
| 3.4 | Další případy konsolidace | 32 |
| 3.4.1 | Sekundární konsolidace | 32 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 4. | Chování štěrkových pilířů..... | 33 |
| 4.1 | Koncept elementární buňky | 33 |
| 4.2 | Skupiny štěrkových pilířů | 34 |
| 4.3 | Princip urychlení konsolidace | 36 |
| 4.4 | Způsoby porušení | 38 |
| 5. | Zavedení štěrkových pilířů do výpočtu | 41 |
| 5.1 | Analytické řešení..... | 41 |
| 5.1.1 | Priebeho metoda | 42 |
| 5.1.2 | Vzorové analytické řešení..... | 48 |
| 5.2 | Řešení metodou konečných prvků | 58 |
| 5.2.1 | Štěrkové pilíře – modelování osamocenými prvky | 58 |
| 5.2.2 | Štěrkové pilíře – modelování homogenního bloku kompozitního materiálu – zjednodušený potup | 59 |
| 5.2.3 | Štěrkové pilíře – modelování homogenního bloku kompozitního materiálu – Priebeho postup..... | 66 |
| 5.2.4 | Porovnání metod výpočtu | 75 |
| 6. | Chování geodrénnů | 77 |
| 6.1 | Vývoj geodrénnů..... | 77 |
| 6.2 | Vlastnosti geodrénnů..... | 78 |
| 6.3 | Koncept elementární buňky | 79 |
| 6.4 | Teorie radiální konsolidace | 80 |
| 7. | Zavedení geodrénnů do výpočtu..... | 86 |
| 7.1 | Vzorové analytické řešení – ruční výpočet | 86 |
| 7.2 | Vzorové analytické řešení – softwarový výpočet | 93 |
| 7.3 | Řešení metodou konečných prvků | 95 |
| 8. | Závěr | 96 |
| | Seznam použité literatury | 97 |
| | Seznam obrázků..... | 99 |
| | Seznam tabulek..... | 100 |

1. Obecné informace

1.1 Definice násypu

Termínem *násyp* je označována taková konstrukce, která vznikla umělým navršením zrnitého materiálu nad úroveň původního terénu. Účelů budování násypů je celá řada, od složení přebytečného zrnitého materiálu, přes násypy dopravních staveb až po sypaná tělesa zemních hrází. Historicky byly využívány zejména jako součást fortifikace, případně jako sypané rybníční hráze. S rozvojem železnice v průběhu 19. století vznikla potřeba budovat nebývalé množství násypových těles, vzhledem k nutnosti plynulého směrového a výškového vedení železniční trasy s ohledem na možnosti drážních vozidel. Ve 20. století s nástupem automobilismu dále potřeba výstavby násypů ještě vzrostla.

Vzhledem k zaměření diplomové práce zejména na problematiku silničních násypů je uvedena definice dle normy ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*:

„Násyp – zemní těleso vytvořené nasypáním a zhutněním zeminy nebo horniny do předepsaných rozměrů, včetně úpravy svahů a zemní pláně.“ [1]

1.2 Normové podklady

V podmínkách České republiky je k dispozici pro navrhování násypů již výše zmíněná norma ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací* vydaná roku 2010. Ta nahrazuje původní normu ČSN 73 6133 a normu ČSN 73 3050 *Zemní práce – všeobecná ustanovení* z roku 1986.

Pro navrhování násypových těles podle principu mezních stavů slouží evropská norma ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla*.

Pro horizontálně a subhorizontálně vyztužené geotechnické konstrukce, mezi které se řadí i vyztužená násypová tělesa, je vyčleněna norma ČSN EN 14475 *Provádění speciálních geotechnických prací – Vyztužené zemní konstrukce*.

Dále jsou k dispozici technické podmínky vydávané Odborem infrastruktury Ministerstva dopravy, které postihují specifické oblasti navrhování násypů. Jsou to zejména následující:

TP 97 Geosyntetika v zemním tělese pozemních komunikací, SG Geotechnika

TP 138 Užití struskového kameniva do pozemních komunikací

TP 176 Hlušinová sypanina v tělese PK, SG Geotechnika

TP 198 Vylehčené násypy PK, SG Geotechnika

1.3 Materiály

1.3.1 Materiály užívané v konstrukci náspů

Zeminy

Nejběžnějším materiálem pro budování násypových těles jsou bezpochyby zeminy. Z hlediska použitelnosti do náspů se zeminy dle normy ČSN 73 6133 (*Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*) dělí do čtyřech kategorií na zeminy „nepoužitelné, nevhodné, podmíněčně vhodné a vhodné“. Zatřídění zemin do těchto kategorií je rozepsáno v tabulce 1.

Tabulka 1 Použitelnost zemin pro stavbu zemního tělesa [1]

| Podmínky použití | NEPOUŽITELNÉ ^{a)} k jakémukoli použití | NEVHODNÉ k přímému použití bez úpravy | PODMÍNEČNĚ VHDNÉ k přímému použití bez úpravy | VHDNÉ k přímému použití bez úpravy |
|------------------|--|--|--|---------------------------------------|
| | Nelze upravit běžnými technologiemi, použití se zpravidla vylučuje | Musí se vždy upravit ^{c)} | Podle dalších vlastností se rozhodne, zda lze použít přímo bez úpravy nebo zda se musí upravit | Lze použít přímo bez úpravy |
| Aktivní zóna | Organické zeminy s obsahem organických látek větším než 6 % ^{b)} , bahna, rašelina, humus, ornice, CE, ME | ML, MI, CL, CI MH, MV, CH, CV | S-F MG, CG, MS, CS, SP, SM, SC, GP, GM, GC | SW, GW, G-F |
| Násyp | | MH, MV, CH, CV | MG, CG, MS, CS, SP, SM, SC, GP, GM, GC ML, MI, CL, CI | SW, GW, G-F S-F |

^{a)} Netýká se podloží násypu a svahů zářezu.
^{b)} Obsah 6 % je hranice pro středně organické zeminy dle ČSN EN ISO 14688-2.
^{c)} Neplatí pro poddajnou vrstvu vrstevnatého násypu.

Dále v případě splnění jakékoliv z následujících podmínek nemůže být zemina použita do násypového tělesa bez úpravy:

$$W_1 > 50 \%, \text{ nebo } I_c \leq 0,5, \text{ nebo } \rho_{d,\max.PS} < 1500 \text{ kg/m}^3 \quad (1)$$

kde: W_1 ~ vlhkost na mezi tekutosti,

I_c ~ stupeň konzistence,

$\rho_{d,\max.PS}$ ~ Maximální objemová hmotnost zeminy Proctor standard.

Úpravou před použitím v náspech musejí projít též zeminy bobtnavé, které vykazují při běžných klimatických podmínkách objemové změny větší než 3 %, případně zeminy stejnozrné.

Sypaniny

Norma ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací* připouští, a upravuje podmínky pro použití sypanin v zemním tělese. Jedná se o kamenitou sypaninu a sypaniny z druhotných surovin, mezi které se řadí sypaniny z popílků, hlušinové sypaniny, recyklovaných materiálů a vysokopecní strusky.

V případě užití druhotných surovin jsou stanoveny limitní hodnoty výluhu jednotlivých kovových prvků. Dále jsou stanoveny mezní hodnoty radioaktivity Ra₂₂₆. [1]

Recyklované materiály

Do násypů mohou být užity recyklované materiály vozovek, pozemních staveb, případně staveb inženýrských. Aplikují se shodně s ostatními zeminami či sypaninami. Omezením pro recyklované materiály je přítomnost látek měnící v čase svůj objem, pevnost nebo tvar (typicky sádra, dřevo apod.). Dále nesmí být tyto materiály kontaminovány chemickými látkami škodlivými životnímu prostředí, nebo látkami omezujícími trvanlivost konstrukce. [1]

Materiály do vylehčených násypů

Důvodem vylehčení násypového tělesa je snížení napětí přenášeného do podloží, čímž se zásadně omezí sedání. Takový násyp je alternativou k jiným opatřením omezujícím sedání či urychlujícím konsolidaci.

Jako materiály pro vylehčené násypy jsou uvažovány zejména expandovaný či extrudovaný polystyren, nebo lehké keramické kamenivo. Takové kamenivo se vyrábí vypalováním jílu, přičemž nejběžněji v rozměrech zrna 1 mm až 16 mm. Typická objemová hmotnost se pohybuje okolo 400 kg/m³. Objemová hmotnost polystyrenu se nachází v rozmezí 15 až 30 kg/m³ v případě expandovaného, a 35 až 45 kg/m³ v případě extrudovaného. Specifickým požadavkem v případě užití polystyrenu do násypu je zajištění těsnicí bariéry proti vnikání organických rozpouštědel do konstrukce, typicky benzínu při autohavárii. [1]

Geotextílie a geosyntetika

Na trhu existuje celá škála geosyntetik sloužících buď jako výztuž do zemních konstrukcí, nebo jako separační či protierozní opatření. Za nejběžnější představitele geosyntetik lze označit geotextílie, což jsou plošné propustné textilní materiály, které mohou být tkané, netkané, nebo pletené. Geotextílie jsou využívány zejména jako separační vrstva zabraňující mísení materiálů s různou zrnitostí. Dalším typickým geosyntetikem je geomříž, což je pravidelná plošná struktura, která tvoří síť tahových prvků. Geomříže nacházejí uplatnění jako tahová výztuž ve vyztužených zemních konstrukcích. Jako protierozní prvek se aplikují například geobuňky, které lze charakterizovat jako trojrozměrnou voštinovou strukturu připomínající tvarem včelí plástve. Déle je možné se setkat s geomembránami, geosítěmi, georochožemi a mnohými dalšími geosyntetiky.

Materiálem pro výrobu geosyntetik bývá nejčastěji *polyethylen (PET)*, případně *polypropylen (PP)*. Jako ochranný materiál pro zvýšení chemické odolnosti se typicky používá *polyvinylchlorid (PVC)*. [1], [3]

1.3.2 Zlepšování zemin a vyztužování

Cílem zlepšování zemin je zejména umožnění využití materiálu z místa stavby tak, aby se co nejvíce eliminovala nutnost dovážení nakupovaných materiálů ze vzdálených deponií, a tím minimalizovaly náklady na stavbu. V optimálním případě je snaha využít veškerou zeminu z výkopů do konstrukce násypů, a to i přes to že v původním stavu

nesplňuje zemina požadavky na přímou aplikaci do náspu. Nutnost zlepšení se týká zemin klasifikovaných jako *podmínečně vhodné*, případně *nevhodné*, dle ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*.

Základním způsobem zlepšení vlastností zeminy je její zhutnění, čímž dojde ke snížení objemu pórů a tím nárůstu objemové hmotnosti. Výsledkem je zlepšení smykové pevnosti a deformačních charakteristik. V případě zemních konstrukcí je zhutňování vždy nutnou součástí jejich výstavby.

Další možností zlepšení zeminy je její stabilizace. Jedná se o zlepšení vlastností zeminy přimícháním jiného materiálu. Může jít například o stabilizaci jinou zeminou, která vhodně doplní křivku zrnitosti zeminy stávající. Převážně se ale stabilizace provádí přimícháním pojiv do zeminy. Nejrozšířenějším pojivem pro stabilizaci je vápno. Vápenná stabilizace vykazuje jak okamžité zlepšení vlastností zeminy, zejména snížení vlhkosti, zvýšení pevnosti a zvýšení hodnoty CBR (Kalifornský poměr únosnosti), tak dlouhodobé účinky způsobené pucolánovou reakcí, které může trvat měsíce až roky, a vede k postupnému vytvrnutí jílovitovápenných směsí. Dále je možné provádět stabilizaci hydraulickými pojivy mezi které patří zejména cement, nebo druhotná hydraulická pojiva jako například popílek nebo struska. Použití takových materiálů je však spojeno s rizikem vzniku velkých objemových změn, proto je jejich použití spíše výjimečné.

Vyztužování svahů náspu se provádí v případě, že je potřeba navrhnout sklon svahu větší, než je úhel vnitřního tření použité zeminy. Jako výztuž jsou využívána geosyntetika, nejčastěji *geomříže*, které jsou kladeny ve vrstvách obvykle po 0,3 m – 0,6 m a společně se zeminou tvoří kompozitní konstrukci. Zemina z geosyntetikem v rámci konstrukce vzájemně spolupůsobí na základě zaklínění zrn do ok *geomříže*, nebo na základě vzájemné adheze zrn a geotextílie, tím je zajištěn přenos napětí mezi zeminou a výztuží. Vyztužené náspy jsou obvykle výhodné řešení ve stísněných poměrech, kde není možné použít kvůli prostorové náročnosti klasické svahování náspu dle ČSN 73 6133 *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*. [3]

1.4 Klasifikace zemin

Pojmem klasifikace zemin se označuje zatřídění jednotlivých typů zemin do skupin, které jsou označeny písmennými symboly. Každá takto označená skupina zahrnuje zeminy s velmi blízkými vlastnostmi, které byly zjištěny na základě fyzikálně-indexových zkoušek a dlouhodobých zkušeností. V případě jemnozrnných neboli soudržných zemin závisí vlastnosti zejména na jejich vlhkosti, od které se odvíjí konzistenční stav těchto zemin. Oproti tomu v případě nesoudržných zemin závisí jejich vlastnosti na ulehlosti, která bývá vyjádřena indexem relativní ulehlosti, který závisí na číslu pórovitosti.

Základním systémem klasifikace zemin je USCS (*Unified Soil Classification System*) ze kterého vycházejí české normy ČSN 73 1001 *Základová půda pod plošnými základy*, ČSN 72 1002 *Klasifikace zemin pro dopravní stavby* a ČSN 75 5410 – *Malé vodní nádrže*.

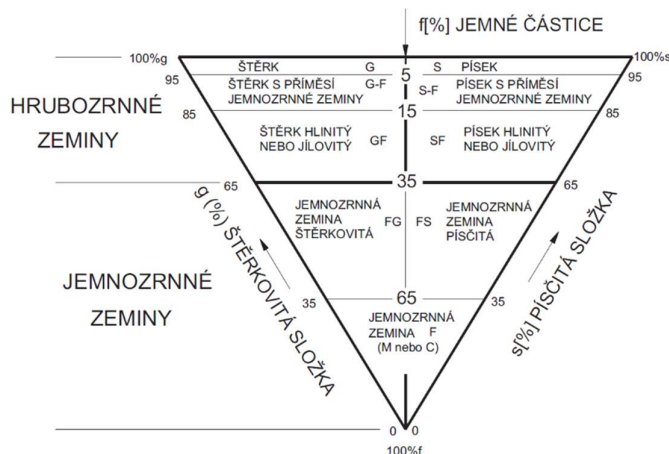
Další klasifikační systém nabízí Evropská norma EN ISO 14688-1 – *Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin*.

1.4.1 Klasifikace dle ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy

Klasifikace dle ČSN 73 1001 je stále, i přes zrušení této normy roku 2010, využívána normou ČSN 70 1004 *Navrhování základových konstrukcí*, vydanou roku 2020. Ta rozděluje zeminy na 3 základní klasifikační skupiny.

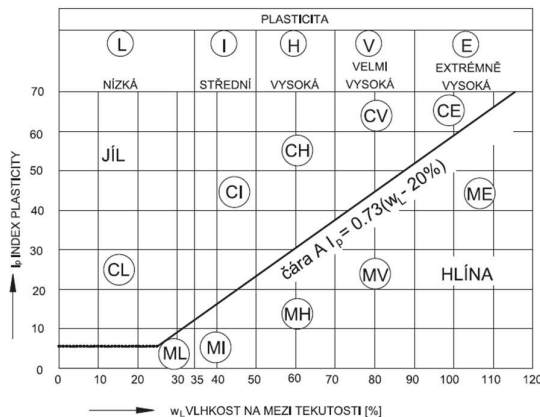
- a) Zeminy jemnozrné - symbol F - (8 tříd F1 – F8)
- b) Zeminy písčité - symbol S - (5 tříd S1 – S5)
- c) Zeminy štěrkovité - symbol G - (5 tříd G1 – G5)

Pro zařazení zemin se používá trojúhelníkový diagram, dle kterého lze přiřadit zemině konkrétní symbol na základě procentuálního zastoupení částic z výše zmíněných základních skupin. První slovo v názvu zeminy značí dominantní frakci, která je v zemině zastoupena, přičemž přídatným jménem jsou označeny příměsi. Například zemina s dominantní štěrkovou frakcí a 20 % příměsí jemnozrných zemin může být na základě trojúhelníkového diagramu označena jako štěrk hlinitý nebo štěrk jílovitý. [4]



Obr. 1 Trojúhelníkový diagram [4]

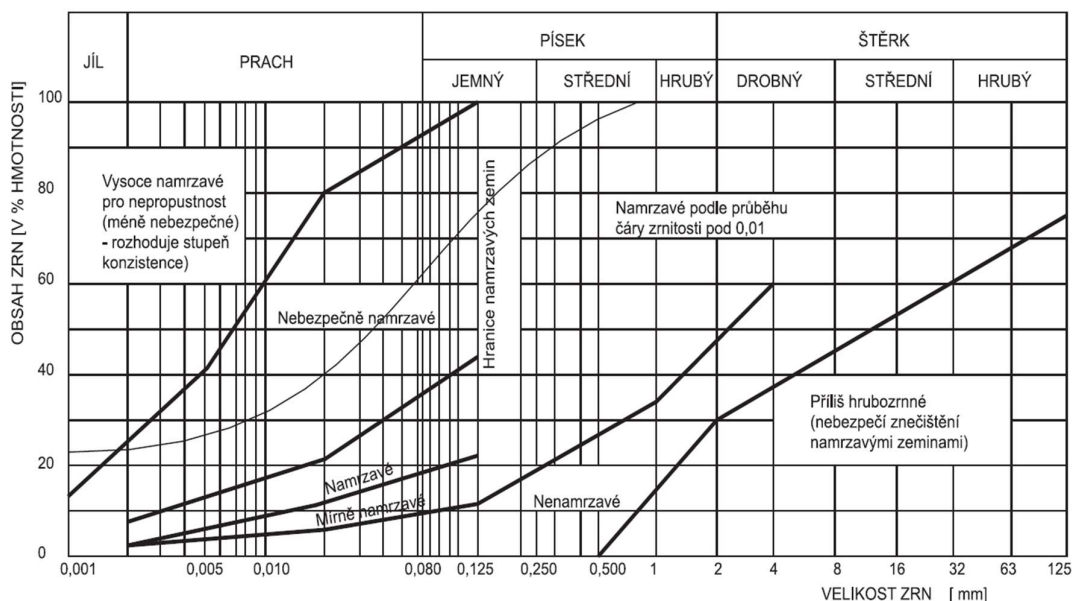
Jemnozrné zeminy se dále dělí na kategorie dle plasticity na základě polohy vůči křivce „A“ v Casagrandeho plasticitním diagramu. Pro zařazení je nutné v laboratoři zjistit vlhkost na mezi tekutosti w_L a index plasticity I_p . Na základě těchto hodnot lze určit, zda se jedná o *hlinu* či *jíl*.



Obr. 2 Casagrandeho plasticitní diagram [4]

1.4.2 Klasifikace dle ČSN 72 1002 – Klasifikace zemin pro dopravní stavby

Tato norma vychází z výše uvedené ČSN 73 1001 a plně přebírá názvosloví a symboly v ní uvedené. Oproti ní však uvádí navíc *zařazení zemin podle vhodnosti do podloží* v 10 kategoriích I – X, dále *zmiňuje zařazení zemin podle vhodnosti do náspu* ve 4 kategoriích (*nevhodné, málo vhodné, vhodné a velmi vhodné*) a *zařazení zeminy podle zhutnitelnosti* ve 4 skupinách od 1 do 4. Dalším kritériem, které norma ČSN 72 1002 zavádí navíc oproti ČSN 73 1001 je namrzavost zeminy dle Scheibleho kritéria namrzavosti. [4], [5]



Obr. 3 Scheibleho kritérium namrzavosti [4]

1.4.3 Klasifikace dle EN ISO 14668-1 – Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin

Tato norma umožňuje jak *předběžné pojmenování* na základě určení vlastností in situ tak i *přesnější pojmenování* na základě laboratorních zkoušek. Základním parametrem pro pojmenování zemin je velikost zrn. Ta se rozdělují podle frakce na velmi hrubozrné, hrubozrné a jemnozrné. Zeminy jsou pojmenovávány zkratkami anglických výrazů, přičemž hlavní frakce je vždy psána velkými písmeny a druhotné frakce jsou popisovány písmeny malými. Například hrubě písčité jemný štěrk nese označení csaFGr (coarse sandy Fine Gravel).

1.5 Návrh zemního tělesa

Při návrhu zemního tělesa se musí postupovat s ohledem na zásady a požadavky norem ČSN 73 6101 *Projektování silnic a dálnic*, ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí* a ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7*. Kvůli stanovení požadavků na návrh jsou zavedeny tři geotechnické kategorie v souladu s ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7*. Dále jsou v této normě definovány mezní stavy porušení, které mohou u zemního tělesa nastat, a na které je nutné zemní těleso posoudit.

1.5.1 Geotechnické kategorie

První geotechnická kategorie zahrnuje násypy a zářezy do 3 m výšky, které nejsou v kontaktu s vodou, a ani je neovlivňuje hladina podzemní vody. V podloží těchto násypů se nevyskytují zeminy vykazující velké deformace, a tyto násypy nejsou umístěny v poddolovaném území. Pro konstrukci nejsou užity druhotné ani vylehčené materiály, případně materiály upravené pojivy. Při návrhu zemního tělesa v 1. geotechnické kategorii lze postupovat ze zkušenosti.

Do druhé geotechnické kategorie řadíme násypy s výškou přesahující 3 m, nebo násypy které nesplňují nějakou z podmínek pro 1. geotechnickou kategorii. Pro návrh je nutné provést geotechnický průzkum a laboratorní zkoušky.

Třetí geotechnická kategorie zahrnuje konstrukce nespádající do první nebo druhé kategorie. Jedná se zejména o náročné geotechnické konstrukce ve složitých základových poměrech, například zakládání výškových budov, mostních pilířů, nebo jaderných reaktorů, na neúnosném podloží. Při návrhu se krom průzkumů a klasických laboratorních zkoušek aplikují i experimentální zkoušky. [1]

1.5.2 Mezní stavy

Ztráta celkové stability nebo únosnosti

Ztrátou celkové stability se v případě násypů rozumí usmyknutí masy zeminy po nejnepríznivější smykové ploše. V případě že se jedná o homogenní a izotropní prostředí lze tuto plochu uvažovat jako rotační válcovitou. Většina výpočetních modelů je založena právě na hledání nejméně příznivé plochy porušení, která je pro posouzení náspu na ztrátu celkové stability rozhodující. Konkrétní výpočetní metoda ovšem závisí na složitosti daného případu a na stupni projektové dokumentace. Například v izotropním prostředí lze používat proužkové metody, případně jedná-li se o dokumentaci ve stupni DÚR (dokumentace pro územní rozhodnutí), je možné využít pro posouzení stability nomogramy či grafy.

Pro stupeň projektové dokumentace DSP a vyšší je nutné u násypů přesahující výškou 6 m provést posouzení celkové stability vždy. Zároveň je nutné vždy používat, až na některé krátkodobé situace, efektivní smykové parametry zemin. Pakliže takové posouzení nevyhoví, je nutné navrhnout příslušná opatření například upravením geometrie náspu, zajištěním svahu opěrnou zdí či přitížením paty náspu, nebo vytvořením vyztužené zemní konstrukce. [1], [7]

Porušení povrchovou erozí

Nutnost posouzení náspu na porušení povrchovou erozí je nutné zvážit vždy, když je navrhované zemní těleso v blízkosti vodního toku, nebo hrozí-li nebezpečí významného plošného splachu vody. Riziko poškození povrchovou erozí hrozí zejména v případě, že je povrch zemního tělesa tvořen jemnými nesoudržnými zeminami. Nejběžnějším opatřením proti takovému způsobu porušení je ohumusování a následné zatravnění zemního svahu. Pakliže je takové opatření v daném případě nedostatečné, přistupuje se k různým způsobům opevnění zemních svahů, typicky kamenný pohoz, obklad vegetačními tvárnicemi, či geosyntetické rohože. [1]

Hydraulické porušení

Mezi způsoby hydraulického porušení patří porušení vnitřní erozí nebo vztlakem. Taková porušení hrozí zejména v inundačních oblastech, v místech s vysokou hladinou podzemní vody, případně v místech, kde plní těleso komunikace zároveň funkci protipovodňové hráze. Porušení vztlakem přichází v úvahu v případě náhlého zvýšení hladiny okolní vody, typicky při zaplavení inundačního území. V případě užití lehkých materiálů (polystyren, lehké keramické kamenivo), musí být posouzení na vztlak provedeno vždy. Při delším trvání zvýšené hladiny dojde k saturaci spodní části náspu. Následně při poklesu hladiny tato voda proudí směrem ven ze svahu, což má za následek vyplavování jemných frakcí ze zemního tělesa. Výše uvedeným způsobům porušení lze zbránit ku příkladu návrhem zemního tělesa z hrubozrnných zemin, nebo užitím do paty náspu pouze zemin upravených pojivy až do výšky hladiny stoleté vody. Další možností je obložení svahu geotextílií a perforovanými prefabrikovanými deskami, nebo kamenným pohozem. [1]

Deformace zemního tělesa

Na rozdíl od výše uvedených mezních stavů, které spadají do kategorie mezních stavů porušení, je deformace zemního tělesa zařazena mezi mezní stavy použitelnosti. Deformace náspu je nutné posoudit vždy, spadá-li daný násyp do 2. nebo 3. geotechnické kategorie. Důvodem je především ověření, zda nedojede v důsledku deformací k porušení vozovky, přidružených odvodňovacích zařízení, nebo inženýrských sítí procházejících náspem. Výsledná deformace je kombinací deformace samotného násypového tělesa a sedání podloží, přičemž řádově významnějším faktorem je právě sedání podloží. Vzhledem k tomu, že konsolidace podloží je časově závislý a dlouhodobý proces, nestačí znát pouze okamžité sedání v důsledku přetížení náspem, ale i jeho konečné hodnoty. To je důležité zejména vyskytují-li se v podloží jíly, případně organické zeminy, kde může konsolidace trvat řádově roky, než se sedání ustálí na hodnotách blízkých konečnému sednutí. Je tedy patrné, že při návrhu náspu je nutné věnovat jeho podloží dostatečnou pozornost. [1]

2. Podloží náspu

Jak již bylo zmíněno v předešlém odstavci, hraje při návrhu náspu jeho podloží zásadní úlohu, jelikož právě zejména na jeho charakteru závisí míra sedání v čase způsobená konsolidací zeminy v podloží. Znalost sedání náspu v čase je důležitá mimo výše zmíněné i proto, že může významným způsobem ovlivnit průběh nivelety komunikace vedené po náspu, a tím i zásadně ovlivnit bezpečnost a plynulost provozu.

Konkrétní požadavky na podloží náspu jsou předmětem normy ČSN 73 6133, kde je též uvedena přesná definice podloží náspu:

„Podloží násypu je část terénu pod násypem, zpravidla po odstranění orniční vrstvy; podloží násypu se zpravidla omezuje hloubkou, do níž působí vlivy přetížení násypem; do zemního tělesa se zahrnuje pouze hloubka, do níž zasahují případné stavební úpravy (např. odvodnění, náhrada zeminy do stanovené hloubky, úprava zeminy apod.)“ [1]

2.1 Požadavky

Základním požadavkem na podloží náspu je jeho schopnost přenášet zatížení způsobená jeho přitížením. Dále je nutné, aby deformace podloží nevyvolaly poruchy násypového tělesa, případně na něm umístěných konstrukcí. Mezi tyto deformace, které je nutné brát v úvahu při návrhu patří kromě celkového sedání i nerovnoměrné sedání, pootočení, naklonění, relativní průhyb a vodorovné posuny.

Další požadavky se týkají přípravy podloží před samotným budováním náspu, jako je odstranění humózní vrstvy zeminy, zbytků dřevin a jiné vegetace, různých pozůstatků komunikací nebo jiných konstrukcí, a dalších materiálů, které by mohli způsobit v budoucnu nerovnoměrné sedání.

Dále musí být zajištěno dostatečné spojení náspu s podložím, z čehož plyne nutnost odvodu srážkové vody během výstavby, a ztuhnutí podloží pro eliminaci jeho poruch způsobených staveništní dopravou. S propojením podloží a náspu souvisí i geometrie zemní pláně pod náspem, která by neměla být ve sklonu přesahujícím 10 %. V opačném případě je nutné navrhnout zazubení svahu se stupni o šířce 2,5 m až 3,5 m se sklonem 3 % až 5 % pro zajištění odvodu srážkových vod. Sklon terénu přesahující 30 % již vyvolává nutnost zřízení opěrných stěn. [1]

2.2 Sedání podloží

Termín sedání je definován jako celková deformace ve svislém směru vzniklá vnějším přitížením. Právě v důsledku přitížení se změní stav napjatosti v zemině, který dává vzniknout deformacím. Sedání je zařazeno do druhé skupiny mezních stavů, z čehož plyne, že proces sedání nesmí ohrozit použitelnost posuzované konstrukce.

Celkové sedání lze rozdělit do tří jednotlivých komponent, které se na něm podílejí:

$$s = s_i + s_c + s_s \quad (2)$$

kde: s ~ celkové sedání
 s_i ~ počáteční, neodvodněné sedání
 s_c ~ konsolidační sedání,
 s_s ~ sedání v důsledku sekundární konsolidace.

Počáteční sedání vzniká během zatěžování zeminy, kdy nedochází k vytlačování vody z pórů, a tedy i snížení pórového tlaku, ale pouze ke smykovým deformacím. To znamená, že veškerá svislá deformace v počáteční fázi nastane pouze na základě bočního přetvoření. Tím pádem lze počáteční sedání spočítat na základě trojosého namáhání z předpokladu nulové celkové deformace. V případě jednoosého namáhání by vzhledem k předpokladu nulové celkové deformace byla svislá deformace v počáteční fázi nulová.

Konsolidační sedání je způsobeno postupným vytlačováním vody z pórů, čímž dochází ke snižování pórového tlaku. Vzhledem k tomu se jedná o časově závislý proces, přičemž

rychlost konsolidačního sedání závisí na jemnosti zrn dané zeminy. Konsolidační sedání končí při konstantním zatížení kompletní disipací pórového tlaku, což v případě jílovitých zemin může trvat řádově roky či desítky let, pokud není navrženo nějaké opatření pro urychlení konsolidace, jako jsou například šterkové pilíře či goedrény. Tyto metody jsou podrobněji rozepsány dále.

Sekundární sedání neboli sedání v důsledku sekundární konsolidace, je způsobeno dotvarováním zrn zeminy za předpokladu konstantního zatížení. Na rozdíl od předchozích složek celkového sedání, které operují pouze s přemístěním zrn zeminy, sekundární sedání uvažuje změnu jejich vlastností v závislosti na čase. K takovému chování jsou náchylné zejména silně organické zeminy jako jsou například rašeliny. Vzhledem k výjimečnému výskytu těchto zemin v podmínkách České republiky se obvykle se sekundárním sedáním nepočítá.

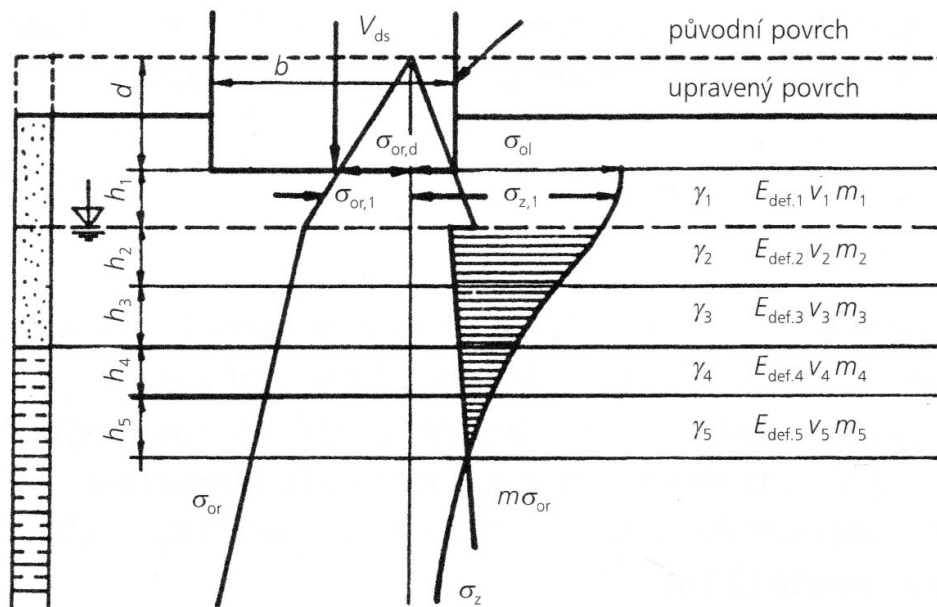
Při výpočtu sedání je možné použít typicky součtovou metodu po vrstvách využívající edometrický modul E_{def} , která je založena na předpokladu strukturní pevnosti zeminy, což je minimální hodnota napětí, které je potřeba k vyvolání deformace zeminy. Hodnotu strukturní pevnosti lze spočítat jakou součin geostatického napětí v určité hloubce a koeficientu strukturní pevnosti, který závisí na typu zeminy. V zahraniční literatuře lze najít obdobné postupy, které nejsou založeny na strukturní pevnosti, ale na změně čísla pórovitosti.

Výpočet probíhá tak, že se určí tloušťka proužku tak, aby bylo možné postihnout ve výpočtu rozhraní zemin s různými vlastnostmi a hladinu podzemní vody. Dále se stanoví průběh originálního napětí v zemině v závislosti na hloubce a hladině podzemní vody a průběh napětí od přitížení. Výpočet probíhá po jednotlivých proužcích až do hloubky, ve které se napětí od přitížení vyrovná strukturní pevnosti. Tato hloubka se nazývá deformační zónou. Celkové sedání je pak součtem dílčích sednutí jednotlivých proužků až do hloubky deformační zóny. Postup výpočtu je vyobrazen na schématu viz *obr. 4*.

Výše popsaný výpočet shrnuje vzorec:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} - m_i \cdot \sigma_{ori}}{E_{oedi}} \cdot h_i \quad (3)$$

kde: s ~ celkové sedání,
 σ_{zi} ~ svislé napětí uprostřed vrstvy o tloušťce h_i ,
 m_i ~ součinitel strukturní pevnosti,
 σ_{ori} ~ originální napětí uprostřed vrstvy tloušťce h_i ,
 h_i ~ tloušťka i -té vrstvy,
 E_{oed} ~ edometrický modul přetvárnosti,
 n ~ počet uvažovaných vrstev.



Obr. 4 Schéma pro výpočet sedání [9]

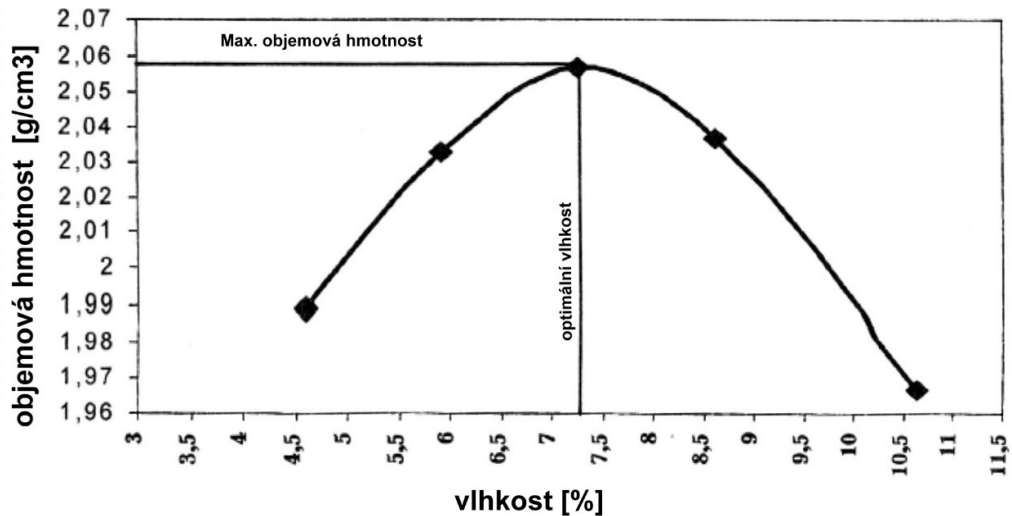
2.3 Metody zlepšení podloží náspu

Důvodem zlepšování podloží bývá nejčastěji zvýšení jeho únosnosti, omezení konečného sedání ve stlačitelných zeminách, urychlení konsolidace, případně snížení propustnosti zemin. Metody, které vedou k výše zmíněným výsledkům, se souhrnně označují pojmem *zlepšování zemin*. Volba jednotlivých způsobů zlepšení podloží závisí zejména na charakteru dané zeminy, vlastnostech, které chceme zlepšením dosáhnout a v neposlední řadě také na typu stavby. Mezi základní metody zlepšování podloží lze zařadit: *zhuťňování zemin*, *výměnu základové půdy*, *stabilizaci zemin*, *injektování zemin* a *vypalování* či *zmrazování zemin*. Samostatnou kapitolou je hloubkové zlepšování podloží, mezi které lze zařadit *dynamickou konsolidaci*, nebo *vyztužování zemin* vertikálními prvky, jako jsou *šterkové piliře* nebo *geodrény*. Těmto prvkům bude vzhledem k zaměření diplomové práce věnován podrobnější popis. [9]

2.3.1 Zhuťňování zemin

Zhuťňování zemin je jednoznačně nejstarší a doposud nejrozšířenější metoda úpravy zemin pro stavební účely. Důvodem pro zhuťňování je úprava vlastností zemin v přírodním uložení nebo sypaných materiálů. Základním principem zhuťňování je vnášení vhodného zatížení do zeminy, čímž dochází ke snížení její pórovitosti, a v důsledku toho ke zvýšení objemové hmotnosti. Výsledkem procesu hutnění je pak zvýšení smykové pevnosti, zlepšení stlačitelnosti, případně snížení propustnosti materiálu. Zhuťňování lze aplikovat na všechny typy zemin, a kromě toho i na jiné zrnité materiály, jakými jsou například popílek, druhotné kamenivo nebo hlušina. Pro co největší efektivitu hutnění je nutná znalost jeho mechanismu.

Pro danou zeminu a hutnicí prostředek existuje závislost mezi maximální dosažitelnou objemovou hmotností a vlhkostí zeminy. Maximální objemová hmotnost hutněné zeminy se zvětšuje s nárůstem vlhkosti až do momentu, kdy je dosaženo *maximální objemové hmotnosti za optimální vlhkosti*, přičemž pro každou zeminu a hutnicí prostředek existuje pouze jedna kombinace těchto hodnot. Při překročení optimální vlhkosti se objemová hmotnost zeminy s rostoucí vlhkostí opět snižuje. Závislost mezi vlhkostí a objemovou hmotností je znázorněna zhutňovací křivkou na obr. 5.



Obr. 5 Zhutňovací křivka [10]

Zhutňování se obvykle provádí pomocí statických, vibračních nebo oscilačních válců s hladkými nebo ježkovými běhouny, případně různými vibračními deskami nebo ručními pěchy. Specifickou kategorií hutnění je pak *dynamická konsolidace*, případně *zhutňování odstřelem*.

2.3.2 Výměna základové půdy

Obdobně jako zhutňování patří výměna základové půdy k nejstarším a doposud nejpoužívanějším metodám zlepšení podloží. Výměna zeminy podloží se rozděluje podle rozsahu prací na 3 základní typy: *Podsyp*, *Plomba*, *Polštář*.

Podsyp je vrstva šterku o mocnosti do 0,2 m, která se umísťuje pod plošný základ nebo násyp v celé ploše. Podsyp má jak funkci ochrannou, kdy chrání soudržnou zeminu v základové spáře před rozbředáním, tak funkci konsolidační, kdy funguje jako vodorovný drén, který odvádí vodu z nasycené zeminy v podloží.

Plomba slouží k lokálnímu nahrazení neúnosné zeminy zeminou, jejíž únosnost odpovídá budoucímu zatížení. Výhodou plomby je možnost operativního použití v případě nepředvídatelných inženýrsko-geologických podmínek.

Polštář může být vrstva o mocnosti několika metrů sloužící jako náhrada neúnosné zeminy pod celým plošným základem nebo násypem. V minulosti se zhotovovaly polštáře o mocnosti až 6 m, nicméně dnes se uvažuje jako ekonomicky rozumný limit 2 m. V opačném případě je navržen jiný typ zlepšení podloží. [9]

2.3.3 Stabilizace zemin

Stabilizací se rozumí zlepšování zemin přimícháním jiné látky do struktury zeminy. Tato technologie slouží zejména ke zlepšení mechanických parametrů jako je pevnost případně namrzavost. Stabilizace je vhodná v podstatě pro všechny druhy zemin, které je možno rozpojit, promíchat a ztuhnout. Nevhodná je však pro zeminy s velikostí zrna nad 45 mm. Stabilizace lze rozdělit podle použitých látek na: *stabilizaci jinou zeminou*, *hydraulickými pojivy*, *vápnem*, *bitumenem* případně *chemickými látkami* užívanými při injektážích. [9]

Stabilizace jinou zeminou je používána typicky pro jemnozrné zeminy s vysokým podílem stejnozrných částic, které jsou tím pádem obtížně ztuhitelné. Obvykle probíhá stabilizace způsobem, že se přidává do jemnozrné zeminy hrubší frakce tak, aby vhodně doplnila křivku zrnitosti a mohla vzniknout nosná kostra z hrubších částic s vyplněnými póry jemnými částicemi, čímž se znatelně vylepší únosnost zeminy.

Stabilizace hydraulickými pojivy. Nejběžnějším hydraulickým pojivem používaným ke stabilizaci je cement. Ten je vhodný pro většinu zemin, které neobsahují většinový podíl jílových frakcí, případně zemin s výskytem organických látek. V případě že se v zemině vyskytují významné podíly jílových frakcí, používá se ke stabilizaci směs cementu s vápnem, případně popílkem.

Stabilizace vápnem je specifická tím, že má odlišné krátkodobé a dlouhodobé účinky. Krátkodobým efektem po přidání vápna je zejména snížení vlhkosti zeminy, což napomáhá její ztuhitelnosti, přesahuje-li její vlhkost optimální hodnotu. Dlouhodobý efekt zajišťuje reakce vápna s jílovými minerály neboli pucolánová reakce, díky které probíhá postupné tvrdnutí směsi zeminy a vápna po dobu měsíců až jednotek let.

Stabilizace bitumenem není v podmínkách České republiky příliš obvyklá. Jako pojivo se nejčastěji používá asfaltová emulze, kterou se v případě jemnozrných zemin vyplní póry, a v případě hrubozrných zemin funguje jako pojivo zvyšující pevnost.

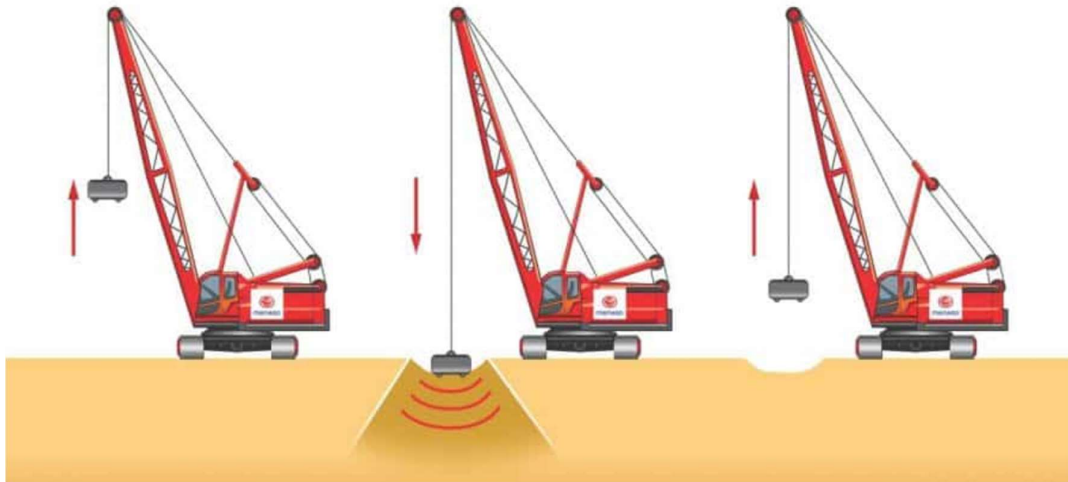
Stabilizace chemickými látkami funguje na bázi zlepšení vlastností zeminy chemickou cestou. Jedná se o obdobné látky, jaké se používají k injektážím, tedy typicky pryskyřice (například *močovinoformaldehydová* nebo *fenolformaldehydová*). Spotřeba těchto látek je až 10x menší než spotřeba cementu, nicméně chemická stabilizace je ve srovnání s hydraulickými pojivy finančně nákladná. [9]



Obr. 6 Vápnenná stabilizace s použitím zemní frézy [11]

2.3.4 Dynamická konsolidace

Dynamická konsolidace je specifický typ hutnění kontrolovanými rázy o vysoké energii. Ty jsou vyvozovány závažím, které je volným pádem pouštěno z výšky na oblast určenou k zhutnění. Hmotnost závaží se obvykle pohybuje okolo 10 – 20 t, přičemž výška jeho volného pádu činí běžně až 20 m. Tato metoda je vhodná v podstatě pro všechny typy zemin, ačkoliv účinky se v hrubozrnných a jemnozrnných zeminách liší. V hrubozrnných zeminách jde zejména o změnu polohy zrn a tím o změnu stavu materiálu z nakypřeného do stavu ulehlého. Oproti tomu se v zeminách jemnozrnných vytváří při dopadu místa se zvýšeným pórovým tlakem, což v kombinaci s vytvořením drobných smykových poruch v důsledku nárazu má za následek výrazné urychlení odvodu vody ze zeminy a tím urychlení konsolidace oproti statickému zatížení. [12]



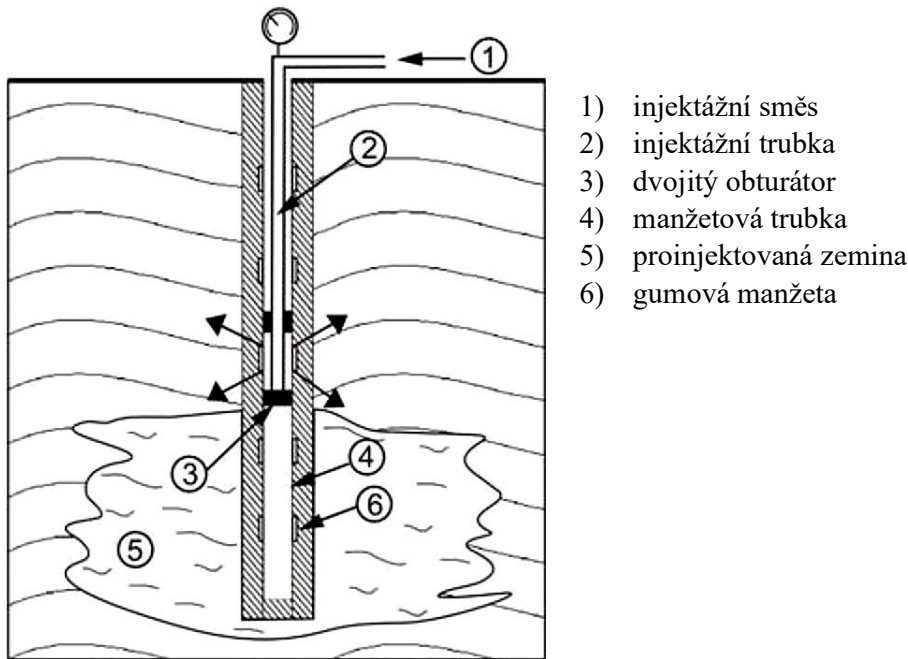
Obr. 7 Dynamická konsolidace - pracovní schéma cyklu a typické strojní vybavení [13]

2.3.5 Injektáže

Injektáží se v terminologii zakládání staveb rozumí vpravování látek do prostředí zeminy či horniny za účelem zlepšení vlastností takového prostředí. Mezi vlastnosti zlepšované injektáží patří zejména zvýšení pevnosti prostředí, případně snížení jeho propustnosti. Na požadovaném typu zlepšení a na vlastnostech zlepšovaného prostředí závisí i volba injektážní směsi. Základním typem směsi určené pro zvýšení pevnosti zemin jsou cementové suspenze. Vzhledem k nestabilitě těchto suspenzí způsobené tendencí cementových částic sedimentovat, se do injektážní směsi přidává podíl jílu, nejčastěji *bentonitu* či *illitu*. Takové směsi se nazývají *jilocementové suspenze*, a jsou vhodné zejména k injektování hrubozrnného prostředí. Další kategorií injektážních směsí jsou chemické roztoky, a to buď na bázi roztoku vodního skla (tekutý *křemičitan sodný*), nebo na bázi organických pryskyřic (typicky *močovinoformaldehydová pryskyřice*). Injektáže na principu chemických roztoků jsou vhodné především na zlepšování jemnozrnných zemin, případně utěsňování drobných trhlin v horninovém prostředí.

Od objevení principu injektování přes manžetovou trubku se již pro injektování jiné technologie v podstatě nepoužívají. Jedná se o princip dvou koaxiálně uspořádaných trubek různých průměrů, které se osadí do předem zhotoveného vrtu. Vnitřní trubkou

proudí injektážní směs do prostoru mezi trubkami, který je ohraničen shora a zespoda dvojicí obturátorů. Z tohoto prostoru proudí směs skrze otvory ve vnější trubce, které jsou přetaženy manžetovou trubkou sloužící jako zpětný ventil, do zeminy. Těchto etáží otvoru s manžetovou trubkou je po výšce několik, a obturátory slouží vždy k vymezení konkrétní etáže, kde probíhá injektáž. Kvalitu provedené injektáže lze posoudit na základě tlaků v průběhu injektování jednotlivých etáží, přičemž vyhodnocení závisí především na zkušenostech a „know how“ zhotovitele.



- 1) injektážní směs
- 2) injektážní trubka
- 3) dvojitý obturátor
- 4) manžetová trubka
- 5) proinjektovaná zemina
- 6) gumová manžeta

Obr. 8 Postup klasické injektáže [14]

2.3.6 Hloubková vibrace

Hloubková vibrace je technologie hloubkového zhutňování zemin za použití těžkého strojního vybavení. Tato technologie je vhodná zejména pro nesoudržné zeminy, kdy je jejím cílem vnášet do okolí axiální či radiální kmitání, čímž dojde ke zhutnění dané zeminy. V případě vibrací pod úrovní hladiny podzemní vody, dochází v důsledku zvyšování ulehlosti zrn k vytlačování vody z pórů.

Hloubková vibrace se rozlišuje na kategorie podle typu vibrací na svislou a vodorovnou, přičemž obě technologie umožňují dodatečné přidávání zrnitého materiálu. Způsob vodorovného vibrování se též nazývá *vibroflotací*, která, jak je uvedeno dále, bývá užívána jako jedna ze dvou dominantních technologií pro vytváření šterkových pilířů. Technologický postup *vibroflotace* je takový, že je jeřábem spuštěno do zeminy vibrační zařízení, které si vibracemi, razí cestu do zeminy. Pro usnadnění průchodu zeminou se používá vodní, případně vzduchový paprsek, dle typu a míry zvodnění zeminy. Při průchodu zeminou zhutňuje vibrační zařízení materiál ve svém okolí, přičemž hloubka dosahu se běžně pohybuje okolo 15 až 30 m. V případě varianty s přisypáváním šterku dochází nejen ke zlepšení zeminy zhutněním, ale také k vytvoření svislého drénu, a k vylepšení průměrných parametrů zeminy, v případě hustého rastru vpichů. [9], [15]

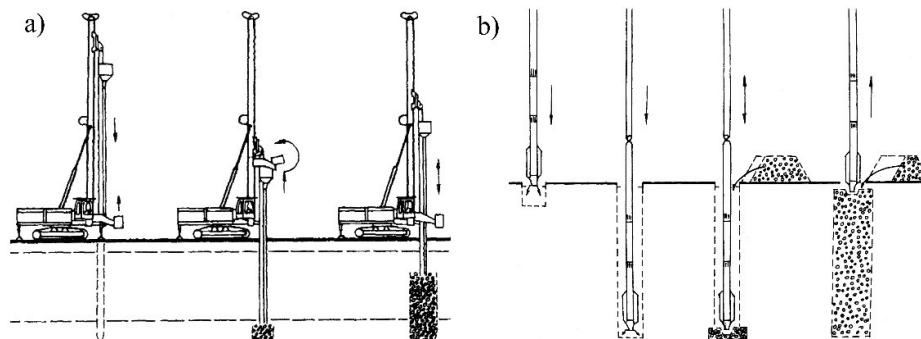
2.3.7 Vertikální prvky

Nejběžnějšími vertikálními prvky pro zlepšení podloží jsou v České republice *šterkové pilíře* a *geodrény*. Do kategorie vertikálních prvků určených ke zlepšení podloží záměrně nejsou zařazeny technologie, jako klasické piloty nebo trysková injektáž, neboť ty lze považovat spíše za prvky hlubinného zakládání. Situace může být odlišná v zahraničí, kde například v Nizozemí jsou využívány s ohledem na místní podmínky klasické betonové piloty jako prvky pro zlepšení podloží násypů dopravních staveb. [16]

Šterkové pilíře

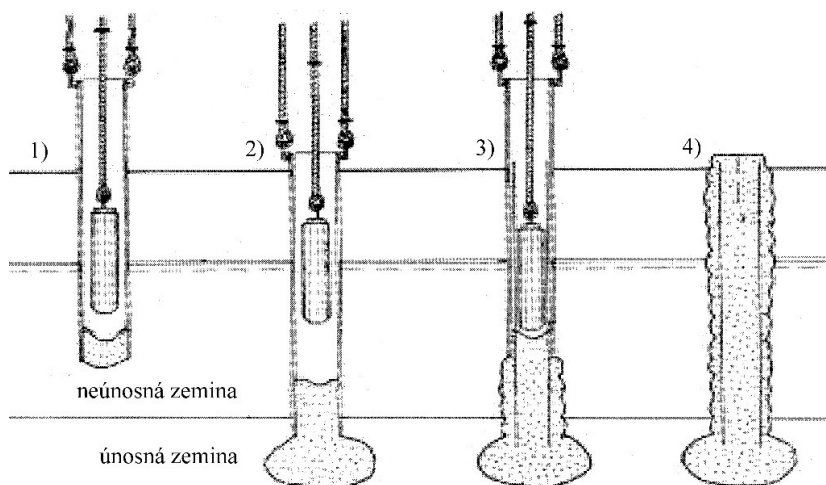
Šterkové pilíře jsou vertikální prvky určené ke hloubkovému zlepšení podloží fungující na principu svislých drénů. Při zhotovení v málo propustných zeminách, výrazně zkracují konsolidační dráhu tím, že nedochází pouze k vertikální, ale též k radiální konsolidaci. Důsledkem toho je urychlení doby konsolidace a tím i doby dosažení konečného sednutí podloží. Výslednou hodnotu sedání omezuje i skutečnost, že se jedná o prvky mnohonásobně tužší, než je okolní zemina, čímž se aplikací šterkových pilot zlepšuje průměrný deformační modul dané zeminy. Někdy bývají v literatuře šterkové pilíře nazývány pojmem *šterkové piloty*, což může být zavádějící, vzhledem ke zcela odlišnému statickému působení těchto prvků. Zatímco únosnost pilot závisí na tření na plášti piloty a odporu v její patě, svislá únosnost šterkových pilířů závisí na odporu okolní zeminy vůči jejich radiálnímu boulení.

Technologie šterkových pilířů je vhodná zejména pro jemnozrnné až jílovité zeminy, u kterých je dlouhá doba konsolidace zásadním problémem. Aby bylo možné uvažovat šterkové pilíře jako rovnoměrné zlepšení podloží, je nutné je navrhnut v dostatečně hustém rastru. Je prokázáno experimentálně, že napětí od plošného přitížení v zemině σ_s je úměrné koncentraci napětí na šterkových pilířích σ_c . Vzájemný poměr těchto napětí se nazývá *koncentrační poměr* n , který závisí na hustotě rastru, respektive poměru plochy pilířů vůči ploše zbývající zeminy a je návrhovým parametrem při návrhu šterkových pilířů. Pro zhotovení šterkových pilířů se používají v podmínkách České republiky dvě základní technologie. První z nich je založena na *vibroflotaci*, kdy se prostor, který kolem sebe vytváří vibrátor vyplňuje šterkem, a to buď variantou *s plněním ke špicí*, kdy je šterk dopravován do zeminy skrze vibrační jehlu anebo *bez plnění ke špicí*, kdy je přisypáván z povrchu. Vibrační metoda je výhodná pro použití v menších hloubkách ve snadno penetrovatelných zeminách. Výhodou je vysoká výrobní efektivita a také schopnost ztuhnutí okolí šterkového pilíře vibracemi při jeho vytváření. [15], [17]



Obr. 9 Postup vibroflotace: a) s plněním ke špicí, b) bez plnění ke špicí [9]

Druhou metodou používanou v našich podmínkách je předrážení neboli obdoba technologie Franki, známé z klasických betonových pilot. Štěrkový pilíř je zhotoven stloukáním v ocelové výpažnici identicky jako v případě pilot Franki, akorát je beton nahrazen štěrkem. Výhodou metody předrážení je schopnost pronikat i hůře penetrovatelným prostředím, které může být pro vibrační metodu překážkou. Další výhodou je i větší radiální roztlačení a zhutnění štěrkového pilíře. Oproti tomu nevýhodou je vyšší dynamické namáhání okolí při realizaci, což může limitovat použití takové metody v blízkosti okolní zástavby. [17]



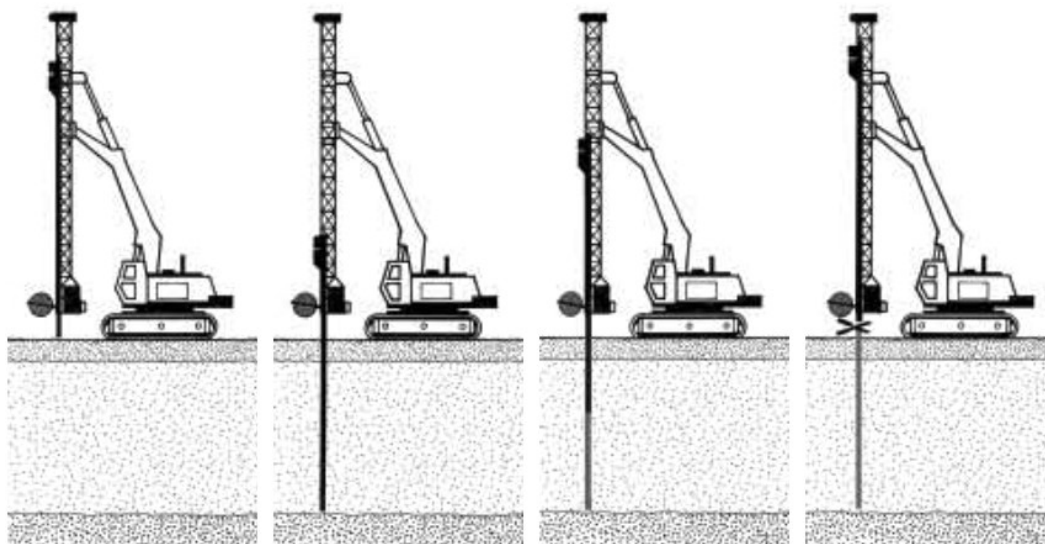
Obr. 10 Štěrkové pilíře - postup metodou Franki [9]

Geodrény

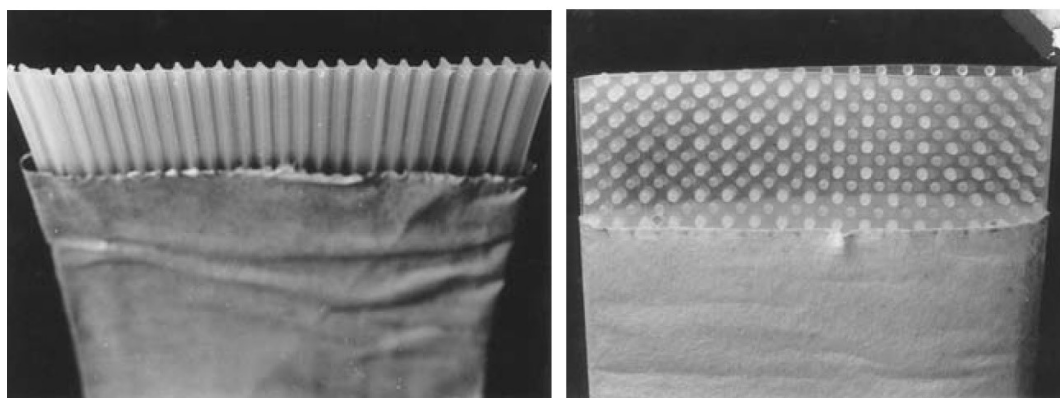
Geodrény jsou podobně jako *štěrkové pilíře* vertikálním prvkem určeným ke zlepšení podloží. Shodně se *štěrkovými pilíři* plní funkci svislých drenů, čímž v málo propustných zeminách zkracují konsolidační dráhu umožněním radiální konsolidace, a tím výrazně urychlují celkovou dobu potřebnou ke konsolidaci. Na rozdíl od výše popsaných *štěrkových pilířů* neslouží *geodrény* ke zlepšení průměrných deformačních charakteristik podloží, a tudíž neomezují hodnotu konečného sedání, pouze samotný proces sedání urychlují.

Geodrény jsou v principu technologií známou od 20. let minulého století, nicméně v současné podobě se na trhu objevily až od 70. let. Jedná se o pásek teoreticky až nekonečné délky s plastovým jádrem obaleným filtrem. V jádru jsou obvykle zhotoveny podélné drážky sloužící k odvodu vody, která do nich natéká skrze filtr, který odděluje drážky od okolní zeminy. Pásky se vyrábí typicky v šířce okolo 100 mm a tloušťce cca 3 až 7 mm, přičemž prostor pro odvod vody nemusí být vždy formou podélných drážek, ale například spojitého prostoru s mocností vymezenou rastrem distančních trnů. Hloubka zapuštění drenů se pohybuje v závislosti na konkrétním prostředí běžně od 12 do 30 m. Do finální hloubky jsou vtlačovány, nebo vibrovány v ocelovém pouzdru, které chrání drenážní pásek před poškozením. Ve své pozici jsou geodrény stabilizovány kotvou v zemině na jejich konci, aby nedošlo k jejich vytržení při vytahování ocelového pouzdra.

Existují specifické požadavky na materiály používané k výrobě *geodrény*. Vzhledem k namáhání drénů při jejich realizaci je vyžadována minimální pevnost v tahu 0,5 kN při relativním protažení 2 až 10 %, přičemž tahová síla by měla být aktivována v jádru a filtračním obalu zároveň. Požadavky na filtrační obal se týkají zejména jeho trvanlivosti a schopnosti zachytávat drobné částice. Problémem, se kterým se můžeme setkat v souvislosti s trvanlivostí filtru, je proces *kolmatace*, kdy se jednotlivé póry filtru zanášejí drobnými částicemi a filtr tak v čase ztrácí svou původní propustnost. Například papírové filtrační obaly si zachovávají svou účinnost v závislosti na úpravě po dobu 12, maximálně 30 měsíců.



Obr. 11 Geodrény - technologický postup [18]



Obr. 12 Geodrény - příklady profilů [12]

3. Konsolidace

Významem pojmu konsolidace je v oboru mechaniky zemin časově závislá deformace trojfázového prostředí při konstantním, nebo proměnném zatížení. Výpočet konsolidace je komplikovanou, ale mimořádně důležitou úlohou, neboť znalost deformace v čase je zejména z hlediska použitelnosti pro budované stavby zásadní. Jedním z nejběžnějších případů je právě výpočet konsolidace pod silničním náspem, který je předmětem právě této práce. Kromě silničních případně železničních náspů je samozřejmě možné narazit v praxi na výpočet konsolidace podloží zemních hrází, skládek odpadů a dalších konstrukcí. S první teorií konsolidace přišel profesor Karl von Terzaghi kolem roku 1920 během svého působení na Bosporské univerzitě v Istanbulu.

3.1 Zemina jako trojfázové prostředí

Důvodem, proč zemina vykazuje výraznou časovou závislost mezi ztížením a přetvořením na rozdíl od běžných homogenních materiálů, je její složení ze tří fází, které vzájemně interagují a ovlivňují se. Jedná se o fázi pevnou, kapalnou a plynnou. Pevná fáze, skládající se ze zrn různých tvarů a velikostí, tvoří nosnou kostru zeminy a v případě suchého prostředí je přenos veškerého napětí realizován pouze kontaktními ploškami na styku jednotlivých zrn.

V případě že jsou póry zeminy zaplněny vodou neboli je zemina plně saturována, nastává z hlediska přenosu napětí složitější problém. Totální napětí v zemině sestává v takovém případě ze dvou částí. Z hydrostatického tlaku vody v pórech, a z takzvaného efektivního napětí, které reprezentuje napětí v pevné fázi. Vzhledem k platnosti *Pascalova zákona* hydrostatický tlak v pórech, častěji nazývaný jako *pórový tlak*, působí ve všech směrech stejně. Z toho důvodu je možné při zkoumání stavu napjatosti zeminy obecně uvažovat vztah $\sigma_{tot} = u + \sigma_{ef}$ (kde: $\sigma_{tot} \sim$ totální napětí, $u \sim$ pórový tlak, $\sigma_{ef} \sim$ efektivní napětí). Vzhledem k tomu, že změna pórového tlaku nevyvolává změny charakteristik zeminy jako je smyková pevnost, nebo stlačitelnost, je pro výpočty nutné znát hodnoty napětí jak totální, tak efektivní.

Plynná fáze v zemině je obvykle tvořena vzduchem s příměsí dalších plynů pronikajících z podloží. Vzhledem ke zcela zanedbatelnému vlivu plynné fáze na napětí v zemině se ve výpočtech její vlastnosti nezohledňují.

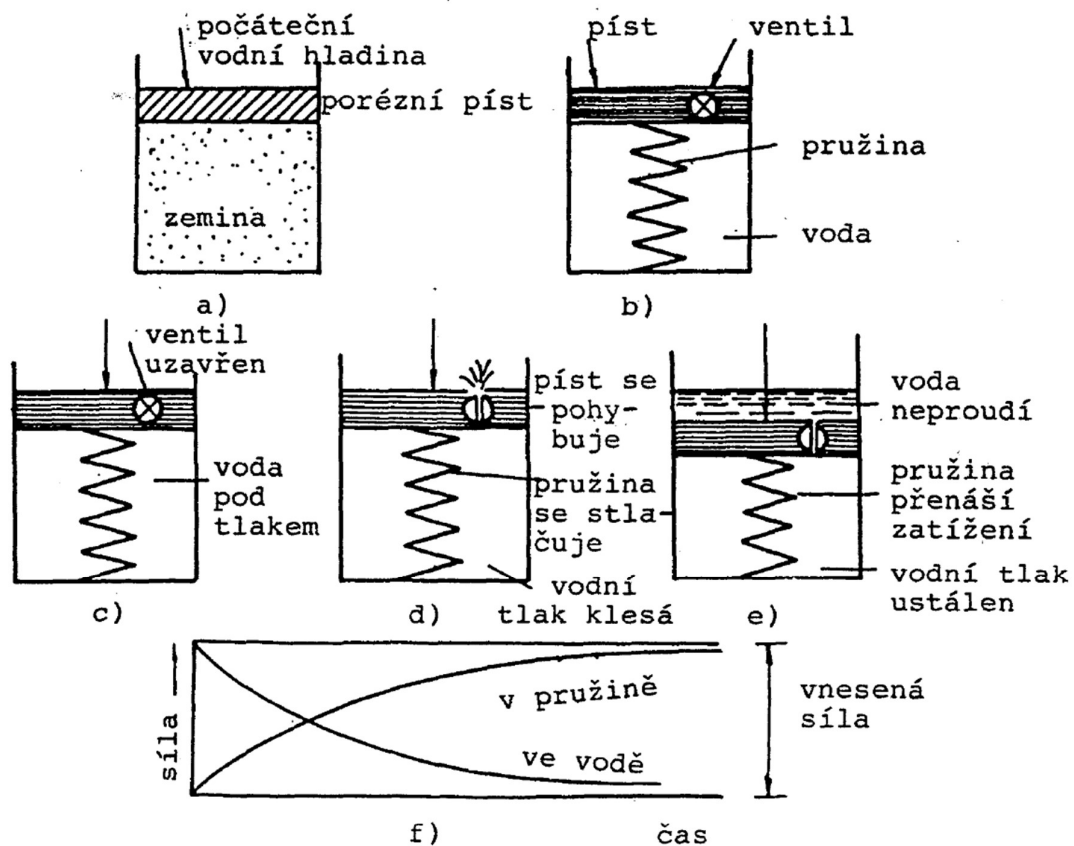
3.2 Princip konsolidace

Proces konsolidace se rozděluje do dvou kategorií na primární konsolidaci a sekundární konsolidaci. Jako primární konsolidace je označován proces vytlačování vody z porů zeminy. Primární konsolidace je ukončena dosažením nulové hodnoty pórového tlaku. Oproti tomu sekundární konsolidace je děj, při kterém dochází k reologickým procesům v kostře zeminy. V podstatě dochází ke změně vlastností zrn zeminy v důsledku dlouhodobého zatížení.

Princip primární konsolidace lze demonstrovat na jednoduchém reologickém modelu zeminy na obr. 13. Modelem je nádoba s pístem opatřeným ventilem, která je naplněna vodou a je v ní umístěna pružina.

V první fázi je píst zatížen silou, přičemž ventil v pístu zůstává uzavřen. V důsledku toho přenáší veškeré zatížení voda vzhledem ke své nestlačitelnosti, pružina nepřenáší žádné silové účinky. Tato fáze modelování demonstruje okamžité účinky zatížení na plně saturovanou zeminu.

Ve druhé fázi je otevřen ventil v pístu, a díky tomu může voda tímto ventilem vytékat. Snižováním objemu vody dochází postupně ke stlačování pružiny a tím i k nárůstu zatížení, které od vody přebírá. Rychlost vytékání vody je ovlivněna velikostí otvoru, který reprezentuje propustnost zeminy. Právě propustnost zeminy je v praxi rozhodujícím faktorem pro dobu trvání primární konsolidace, která v případě jemnozrnných zemin trvá řádově déle než v případě zemin hrubozrnných. Tato fáze jednoznačně ukazuje časovou závislost procesu rozdělení zatížení mezi kapalnou a pevnou fázi. Ukončení této fáze přichází ve chvíli, kdy veškeré vnesené zatížení přenáší pouze pružina. V tento moment model reprezentuje plně konsolidované podloží.



Obr. 13 Schéma konsolidace [8]

3.3 Terzaghiho teorie konsolidace

Pro Terzaghiho teorii konsolidace lze nalézt v literatuře i alternativní názvy, jako je lineární teorie konsolidace, případně jednoosá konsolidace. Odvození této teorie vychází z předpokladu rovinného svislého zatížení málo propustné zeminy, která vykazuje pouze svislé deformace. Dalšími předpoklady teorie jsou:

1. Filtrační součinitel k a koeficient stlačitelnosti a_v jsou konstantní po celé výšce vrstvy.
2. Zemina je plně nasycena vodou, která je volná, nestlačitelná a hydraulicky nepřetržitá.
3. Zrna pevné fáze jsou nestlačitelná.
4. Proudění vody se řídí Darcyho zákonem.
5. Deformace pevné fáze je způsobena pouze efektivním napětím, je lineární a není závislá na čase.

Princip přenosu napětí je takový, že vnesené napětí $\Delta\sigma$ se rozdělí na efektivní napětí $\Delta\sigma'$ a pórový tlak Δu : $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$. Poměr rozdělení přírůstků napětí závisí jak na vyšetřované hloubce, tak na čase od vnesení zatížení. Vzhledem k tendenci vody téct vždy cestou s nejmenším odporem je zřejmé, že voda odtéká z pórů směrem k propustné vrstvě, jejíž okolí je konsolidováno nejdříve. Z toho plyne, že doba konsolidace závisí na propustnosti zeminy a také konsolidační dráze, což je vzdálenost, kterou musí voda kvůli přetlaku v pórech překonat. Na základě výše uvedených předpokladů odvodil Terzaghi diferenciální rovnici konsolidace, označovanou jako *Terzaghiho konsolidační rovnice*:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (4)$$

kde: c_v ~ součinitel konsolidace,
 u ~ stupeň konsolidace,
 z ~ hloubka,
 t ~ čas,
 σ ~ napětí od přetížení.

V případě náhle působícího konstantního zatížení je vynulován poslední člen, a rovnice má pak následující zápis:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (5)$$

kde: c_v ~ součinitel konsolidace,
 u ~ stupeň konsolidace,
 z ~ hloubka,
 t ~ čas.

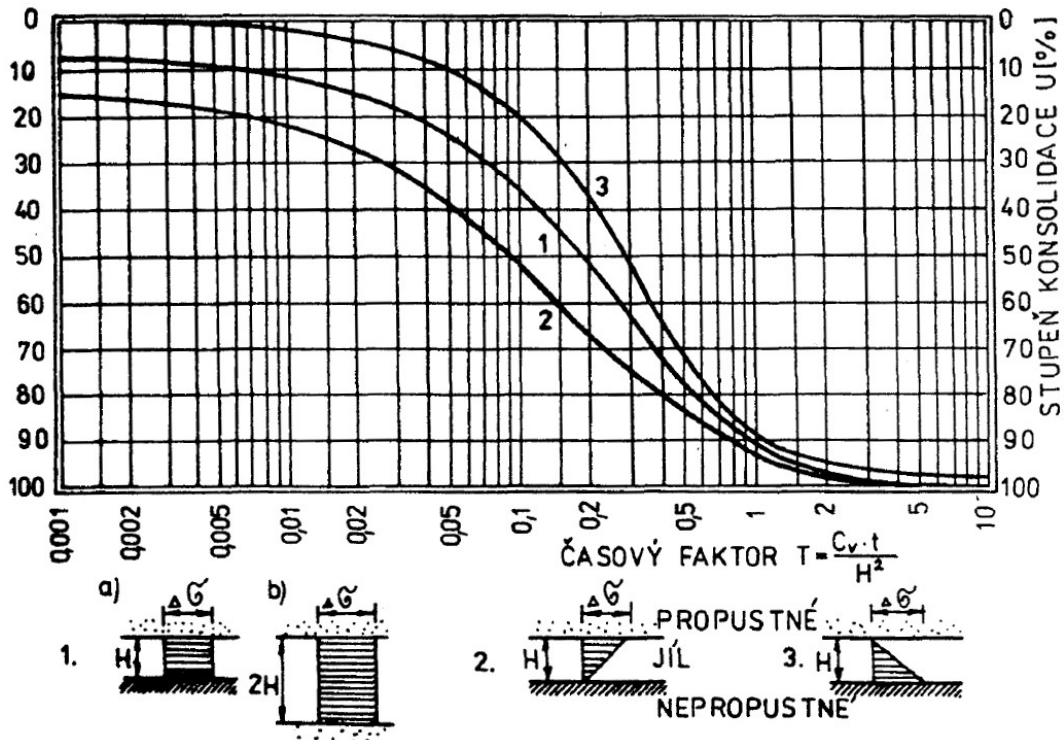
Kromě samotné diferenciální rovnice předložil Terzaghi i jedno z jejích možných řešení pomocí dvou bezrozměrných proměnných – bezrozměrného časového faktoru T a bezrozměrného faktoru polohy Z :

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad (6)$$

$$Z = \frac{z}{H} \quad (7)$$

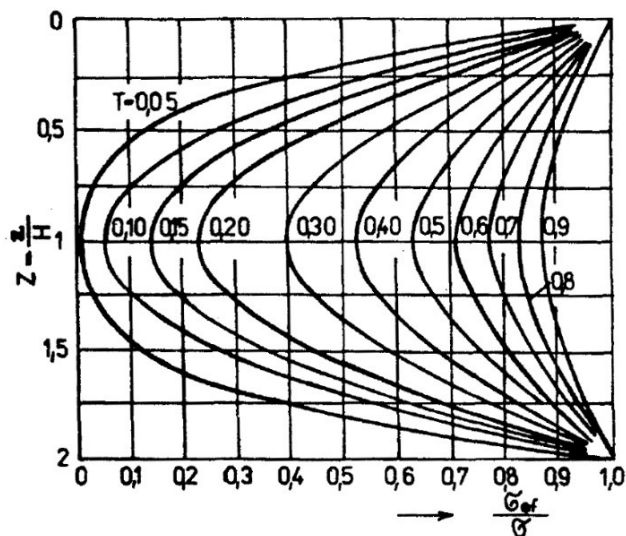
kde: c_v ~ součinitel konsolidace,
 t ~ čas,
 z ~ vyšetřovaná hloubka,
 H ~ polovina mocnosti konsolidující vrstvy.

Závislost stupně konsolidace u na časovém faktoru T neboli $u(T)$ je patrná z obr. 14. Terzaghi zde předkládá závislost odvozenou pro tři různé okrajové podmínky. První případ označený jako 1 s konstantním zatížením po výšce je rozdělen na případ *a*, u kterého se předpokládá nepropustné podloží s možností drénování pouze k povrchu, a případ *b*, kde probíhá oboustranné drénování. Příklad 2 má po výšce trojúhelníkové rozdělení napětí klesající s hloubkou, přičemž toho rozdělení zhruba odpovídá průběhu napětí pod plošným základem. Příklad 3 se svým trojúhelníkovým rozdělením napětím rostoucím s hloubkou odpovídá napětí od vlastní tíhy.



Obr. 14 Vykreslení závislosti stupně konsolidace [8]

Dále je možné z grafu na *obr. 15*, odvozeného pro základní případ *1b*, odečíst míru konsolidace vyjádřenou poměrem přírůstků efektivního a totálního napětí v libovolné hloubce a v libovolném čase od vnesení zatížení. Na základě těchto grafů lze spočítat časový průběh sedání pro předem zvolené časy, nebo určit průběh rozdělení efektivního přitížení a přírůstku pórového tlaku po výšce.



Obr. 15 Závislost mezi faktorem Z a poměrem efektivního k totálnímu přitížení [8]

Aby bylo možné výše uvedené průběhy z grafů odečíst, je potřeba znát součinitel konsolidace c_v na kterém závisí časový faktor T . K určení součinitele konsolidace je obvykle využívána edometrická zkouška. Při ní probíhá krokové zatěžování vzorku v edometru a zároveň jsou sledovány jeho deformace v závislosti na čase. Ty jsou pak vyneseny v semilogaritmickém měřítku do grafu, ze kterého lze graficky určit začátek a konec primární konsolidace. Při znalosti začátku a konce primární konsolidace lze již snadno určit čas k dosažení 50% primární konsolidace t_{50} , který je jedním ze vstupů při výpočtu součinitele konsolidace c_v pomocí vzorce:

$$c_v = \frac{T_{50} \cdot H^2}{t_{50}} \quad (8)$$

kde: T_{50} ~ hodnota časového faktoru pro případ 1 odpovídající 50 % konsolidaci,
 H ~ poloviční výška vzorku (vzhledem k oboustrannému drénování),
 t_{50} ~ čas potřebný k dosažení 50 % konsolidace vzorku, odečtený ze semilogaritmického vykreslení průběhu deformace vzorku v čase.

Vzhledem k tomu že u výše uvedené metody může v praxi nastat problém s přesným určením začátku a konce primární konsolidace, existují i alternativní postupy. Jedná se například o *Taylorovu metodu*, kde je čas vynesen v odmocnině, nebo metodu *Janbu a Sennset* odvozenou pro plynulé zatěžování vzorku.

3.4 Další případy konsolidace

Kromě Terzaghiho teorie konsolidace, ve které se uvažuje řada zjednodušení, existují i další řešení problematiky konsolidace. Jedná se zejména o případ řešení proměnného zatížení v čase, kterému se nelze, vzhledem k dostupným technologiím, během výstavby vyhnout. Dalším problémem, který Terzaghiho teorie konsolidace nepostihuje, je konsolidace zemin pouze částečně nasycených vodou, kdy voda v první fázi přenáší pouze část zatížení. Potřeba jiného řešení je i v případě konsolidace vrstevnatého podloží, kde má každá vrstva jiný filtrační koeficient k .

Zcela zásadním zjednodušujícím předpokladem Terzaghiho teorie je uvažování pouze jednorozměrné konsolidace. Reálný proces konsolidace je však děj prostorový, a to nejen kvůli případným anizotropním vlastnostem podloží, ale i z důvodu bočního přetváření zatěžovaného podloží. Speciálně v případě využití drenážních systémů v podloží, jako jsou šterkové pilíře či geodrény, jsou konsolidační dráhy prostorové, jelikož dochází jak k vertikální, tak k radiální konsolidaci. Řešením této problematiky se zabývá řada teorií, přičemž typicky se jedná o řešení pomocí superpozice následků konsolidace vertikální konsolidace radiální. Dalším možným řešením této problematiky je modelování pomocí metody konečných prvků.

3.4.1 Sekundární konsolidace

Za počátek sekundární konsolidace obvykle platí konec konsolidace primární. Ten je, jak již bylo výše uvedeno, definován stavem, kde je již ustálen pórový tlak neboli jeho změna je již v čase nulová. Samotná sekundární konsolidace tedy na rozdíl od primární není způsobena změnou polohy zrn zeminy v důsledku odtoku pórové vody, ale její příčinou je dotvarování zrn zeminy od přetížení. Tato časová deformace způsobená dotvarováním samozřejmě probíhá již během konsolidace primární, nicméně během primární konsolidace se jedná o nevýznamný přírůstek, a je tedy možné jej zanedbat, a sekundární konsolidaci uvažovat až po skončení té primární.

Vzhledem k principu sekundární konsolidace je zřejmé, že bude převážně závislá na materiálu, ale i tvaru zrn dané zeminy. Její projev je výraznější v zeminách měkčích jako jsou jíly, kde kromě klasického dotvarování dochází typicky k drcení hrotů jílových šupinek. Nejvýraznější projev sekundární konsolidace lze pak sledovat v zeminách silně organických, jako jsou rašeliny. To bývá problémem při zakládání zejména v některých zemích severní Evropy, v podmínkách České republiky nejsou takové zeminy příliš rozšířené a je obvykle možné se zakládání na nich vyhnout. Opakem k organickým zeminám z hlediska sekundární konsolidace jsou například zeminy s vysokým obsahem křemene, kde je její projev zcela minimální.

4. Chování štěrkových pilířů

Chování štěrkových pilířů, jak již bylo zmíněno v rešeršní části práce, je zcela odlišné od chování klasických pilot. Ačkoliv lze v některé literatuře narazit na pojem *štěrkové piloty*, z důvodu jiného chování je správný název prvků *štěrkové pilíře*. Zatímco únosnost pilot závisí na tření mezi zeminou a pláštěm piloty, a dále na únosnosti paty piloty, únosnost štěrkového pilíře, uvažovaného jako samostatný prvek, závisí zejména na schopnosti okolní zeminy vzdorovat jeho boulení vlivem svislého osového zatížení. Štěrkové pilíře bývají navrhovány ze dvou důvodů, zaprvé kvůli zvýšení únosnosti podloží a zadruhé pro urychlení jeho konsolidace.

4.1 Koncept elementární buňky

Vzhledem k tomu, že štěrkové pilíře jsou prvky bez vlastní soudržnosti a jsou zhotoveny bez použití pojiv, jedná se samostatně o tvarově neurčité prvky. Proto je jejich chování plně závislé na interakci s okolní zeminou a nelze o nich uvažovat jako o samostatných prvcích a zkoumat jejich chování izolovaně. Způsob, jakým se zohledňuje takovéto chování je užitím tak zvané *elementární buňky*. [19], [20], [21], [22]

Jako *elementární buňka* se uvažuje těleso tvaru šestibokého, nebo čtyřbokého hranolu, podle toho, zda se jedná o případ trojúhelníkového nebo čtvercového rozmístění pilířů. Pro zjednodušení výpočtu je třeba hranolový tvar převést na ekvivalentní těleso válcového tvaru, jehož osa je totožná s osou štěrkového pilíře a také má s pilířem shodnou výšku. Na rozhraní plochy, která ohraničuje elementární buňku je radiální deformace nulová, a také na styku těchto sousedních ploch nedochází k vzájemnému tření. Výpočet poměru průřezové plochy pilíře a elementární buňky je dán vzorcem pro oba typy rastrů:

$$a_s = \frac{A_c}{A} = C_1 \cdot \left(\frac{D}{s}\right)^2 \quad (9)$$

$$C_{1\Delta} = \frac{\pi}{(2 \cdot \sqrt{3})} \cong 0,907 \quad (10)$$

$$C_{1\blacksquare} = \frac{\pi}{4} \cong 0,785 \quad (11)$$

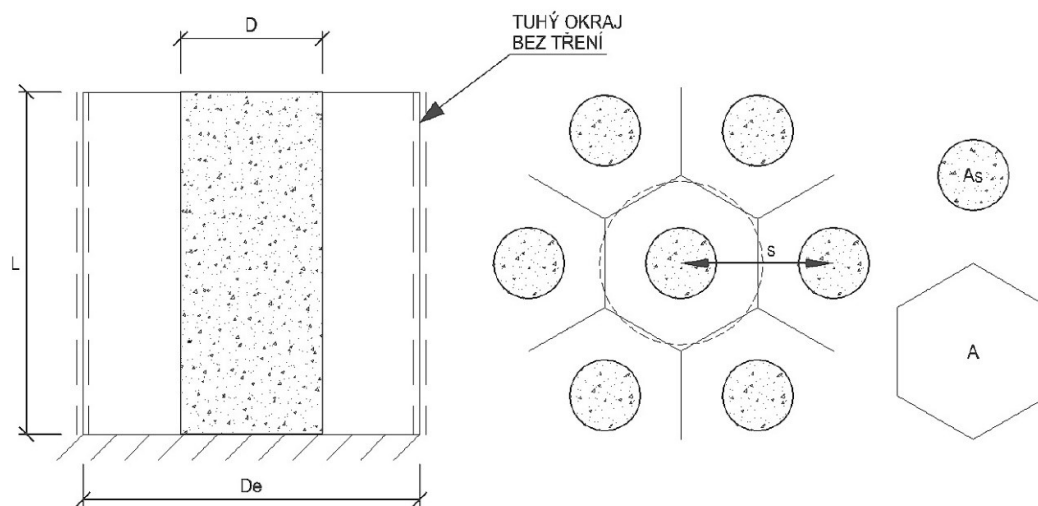
kde: a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A),
 $C_{1\Delta}$ ~ přepočtový koeficient pro trojúhelníkový rastr,
 $C_{1\blacksquare}$ ~ přepočtový koeficient pro čtvercový rastr,
 D ~ průměr štěrkového pilíře,
 s ~ osová rozteč pilířů v rastru.

Přepočet na náhradní kruhový průřez je možné vyjádřit klasicky ze vzorců pro výpočet plochy kruhu, nebo lze využít následující zjednodušený přepočet:

$$\text{pro trojúhelníkový rastr} \quad D_e = 1,05 \cdot s \quad (12)$$

$$\text{pro čtvercový rastr} \quad D_e = 1,13 \cdot s \quad (13)$$

kde: D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 s ~ osová rozteč štěrkových pilířů.

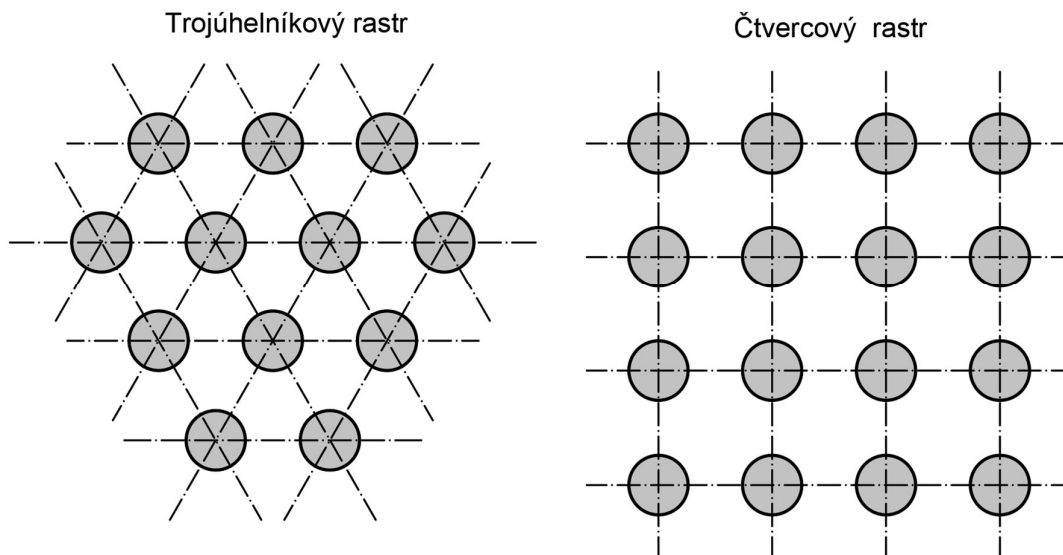


Obr. 16 Elementární buňka [20]

4.2 Skupiny štěrkových pilířů

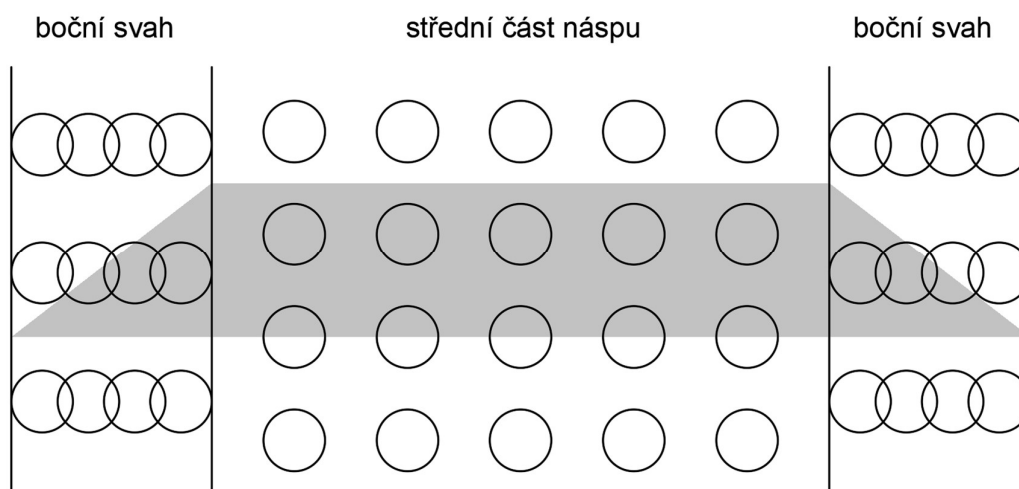
Ačkoliv je principiálně možné použít štěrkové pilíře jako samostatné prvky, není takové řešení běžné a jsou realizovány převážně ve skupinách. Při působení ve skupině je možné využít naplno potenciál štěrkových pilířů nejen z hlediska urychlení konsolidace, ale i jako prvků plošně vylepšujících parametry podloží. Aby bylo možné uvažovat plošné zlepšení parametrů, navrhuje se pilíře v pravidelném rastru. Z pravidla se užívají dva typy rastrů, a to trojúhelníkový, nebo čtvercový (viz. obr. 17), jak již bylo uvedeno výše. Vzhledem ke geometrickému uspořádání obou rastrů je zřejmé že při dodržení stejných osových roztečí vychází v případě trojúhelníkového rastru vyšší koncentrace pilířů na danou plochu. [21], [22], [23]

Kromě již zmíněných rastrů se používají i složitější uspořádání, kde se jedná často o kombinaci různých roztečí v rastru, případně je možné umístit štěrkové pilíře tak, že mají společný bod dotyku, nebo se překrývají. Takto se dají vytvářet v podstatě štěrkové stěny, které lze kombinovat s klasickým rastrem. Takové řešení lze uplatnit zejména v oblasti zlepšení podloží naspů liniových staveb.

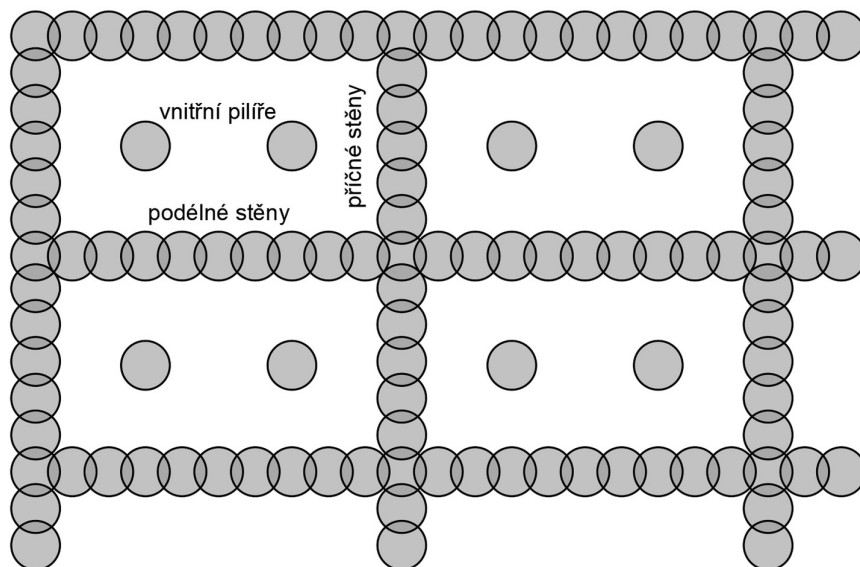


Obr. 17 Trojúhelníkový a čtvercový rastr

Kombinací různých typů rastrů a stěn z překrytých šterkových pilířů existuje v podstatě neomezené množství, nicméně nejtypičtější uspořádání je patrné z obr. 18. Uspořádání pilířů na sraz s překryvem najde pak uplatnění v problematice ztekucení zemin. K tomu dochází u zemin náchylných ke ztekucení v seizmicky aktivních oblastech, a šterkové pilíře jsou jedním z možných řešení problému ztekucení. Jedná se o vytvoření pravidelného, typicky čtvercového rastru ze vzájemně překrytých pilířů, kde jedna strana čtverce je několikanásobkem osové rozteče pilířů. Vzniknou tak vlastně komory zeminy náchylné na ztekucení, které jsou vzájemně odděleny stěnami ze šterkových pilířů (viz obr. 19). Takové řešení zásadním způsobem zlepšuje smykovou únosnost v případě dynamického namáhání způsobeného seizmickou aktivitou. Výše popsané řešení lze uplatnit jak v oblasti náspů dopravních staveb, tak v problematice plošných základů.



Obr. 18 Rastr pod násypovým tělesem



Obr. 19 Uspořádání pilířů – zeminy náchylné na ztekucení

4.3 Princip urychlení konsolidace

Urychlení doby konsolidace podloží je jeden ze zásadních požadavků na šterkové pilíře. Příčinou zrychlení konsolidace je zkrácení konsolidační dráhy umožněním odtoku vody nejen svislým, ale i radiálním směrem. S první teorií zabývající se radiální konsolidací přišel R. A. Barron v padesátých letech 20 století. [22], [24], [25] Jeho teorie vlastně rozšiřuje Terzaghiho teorii vertikální konsolidace. Výsledný stupeň konsolidace v určeném čase lze spočítat na základě superpozice stupně konsolidace vertikálního a radiálního dle vzorce který předkládá N. Carrillo:

$$U = 1 - (1 - U_r) \cdot (1 - U_z) \quad (14)$$

kde: U_r ~ stupeň konsolidace v radiálním směru,
 U_z ~ stupeň konsolidace ve vertikálním směru.

Pro výpočet stupně konsolidace v radiálním směru je uveden vztah:

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{F_{(n)}}\right) \quad (15)$$

kde: T_r ~ časový faktor radiální konsolidace,
 $F_{(n)}$ ~ funkce závisící na geometrickém uspořádání a jevech ovlivňujících proces drénování.

Funkce $F_{(n)}$ existuje v několika verzích podle množství zahrnutých ovlivňujících faktorů. Základní verzi rovnice uvedené R. A. Barronem, závisující pouze na geometrickém uspořádání, lze zapsat jako:

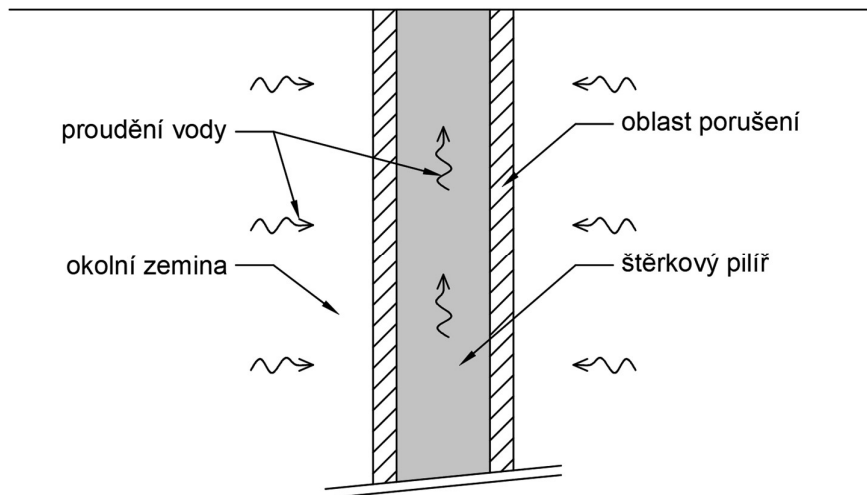
$$F_{(n)} = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (16)$$

$$n = \frac{D_e}{D} \quad (17)$$

kde: D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 D ~ průměr štěrkového pilíře

Kromě analytického výpočtu stupně konsolidace v radiálním směru U_r z výše uvedeného vzorce v závislosti na funkční hodnotě funkce $f(n)$ pro daný poměr n , lze aplikovat řešení pomocí nomogramů. V nich jsou vykresleny pro různé hodnoty funkce $f(n)$ vztahy časového faktoru T_r a stupně konsolidace v radiálním směru U_r . Odečítání z nomogramů je jistě rychlejší varianta řešení než ruční výpočet, ale méně přesná.

Nicméně i výše uvedený analytický vztah pro funkci $F_{(n)}$ je zjednodušující, a to zejména proto, že předpokládá dokonalou propustnost na styku pilíře s okolní zeminou. Ve skutečnosti v bezprostředním okolí štěrkového pilíře vzniká oblast porušení původní zeminy (viz obr. 20). Tato oblast vzniká následkem zhotovování štěrkového pilíře a míra, do které je v ní omezena propustnost zeminy závisí na zvolené realizační technologii. Dalším faktorem omezující drenážní schopnost pilířů je kolmatace, neboli jejich zanášení jemnými částicemi. Na základě zkoušek pilířů je možné získat redukční koeficienty. Těmi se pak redukuje průměr pilíře D a do výše uvedeného vzorce se jednoduše zavede redukovaný průměr štěrkového pilíře D' .

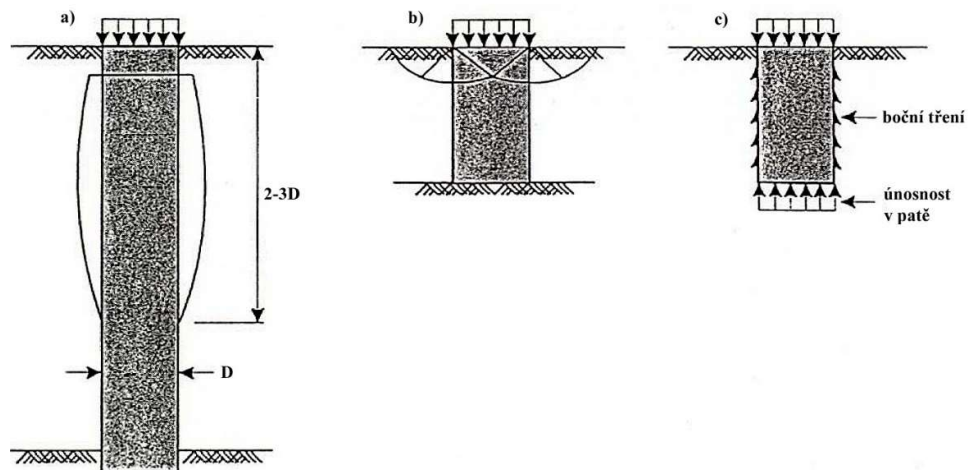


Obr. 20 Schéma štěrkového pilíře – oblast porušení

4.4 Způsoby porušení

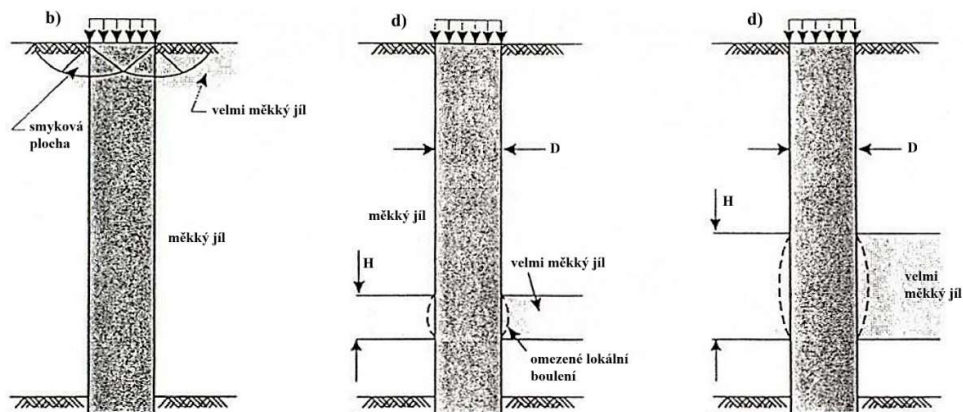
Typy mechanismů porušení závisejí na řadě faktorů. Rozhodující je přitom geometrie samotného pilíře, rozložení a vlastnosti vrstev zeminy skrze které pilíř prochází a skutečnost, zda se jedná o porušení pilíře jako samostatně působící jednotky, nebo jestli působí pilíře ve skupině. V závislosti na těchto faktorech a jejich kombinacích jsou dále uvedeny způsoby porušení štěrkových pilířů:

- Porušení vyboulením štěrkového pilíře* (viz obr. 21) neboli porušení radiální deformací, je nejběžnějším typem porušení, je-li štěrkový pilíř zhotoven v homogenní neúnosné zemině a je opřen patou pilíře o únosnou vrstvu. Délka porušené oblasti obvykle odpovídá 2 – 3 násobku průměru pilíře.
- Porušení zatlačením tuhého klínu* v důsledku vytvoření smykových ploch je obdobou překročení únosnosti plošného základu (viz obr. 21). Tento způsob porušení je typický v případě, že se vrstva nejméně únosné zeminy nachází v blízkosti povrchu, nebo jedná-li se o krátký štěrkový pilíř opřený v patě o únosné podloží.
- Porušení štěrkového pilíře jeho zatlačením v axiálním směru* (viz obr. 21) nastává v případě, že délka pilíře je menší než mocnost neúnosné zeminy. Takový mechanismus porušení je obdobou porušení klasické piloty v odpovídajících podmínkách a může nastat jak při samostatném, tak při skupinovém působení.



Obr. 21 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případy a, b, c [21]

- Porušení lokálním vyboulením štěrkového pilíře* (viz obr. 22) nastává v případě, že štěrkový pilíř prochází více vrstvami s výrazně odlišnou únosností. Vyboulení pak nastává v nejpoddajnější vrstvě typicky na délce odpovídající mocnosti dané vrstvy.



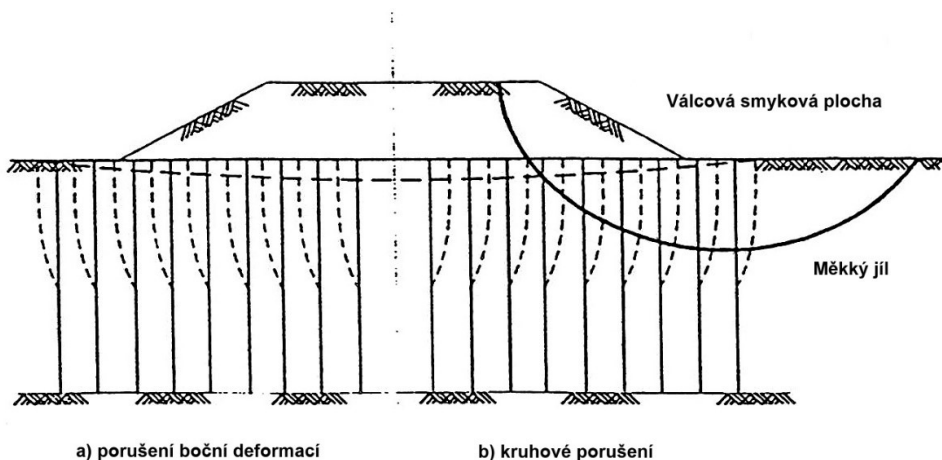
Obr. 22 Způsoby porušení šterkového pilíře, případy c, d [21]

- e) Porušení skupiny pilířů po válcové smykové ploše (viz obr. 23) nastává v případě užití skupiny šterkových pilířů jako způsobu plošného, respektive objemového zlepšení podloží náspů. V takovém případě můžeme porušení rozdělit na 2 případy takzvané *vnitřní* a *vnější stability*.

Jako porušení *vnitřní stability* je uvažován případ za předpokladu působení pilířů a zeminy společně jako kompozitního materiálu s průměrnou smykovou pevností. Za těchto podmínek se vlastně jedná o klasický případ stability svahu, kdy je vyčerpána smyková únosnost zeminy (v tomto případě kompozitu) po válcové ploše. Bez ohledu na umístění jsou pilíře vždy porušeny smykem.

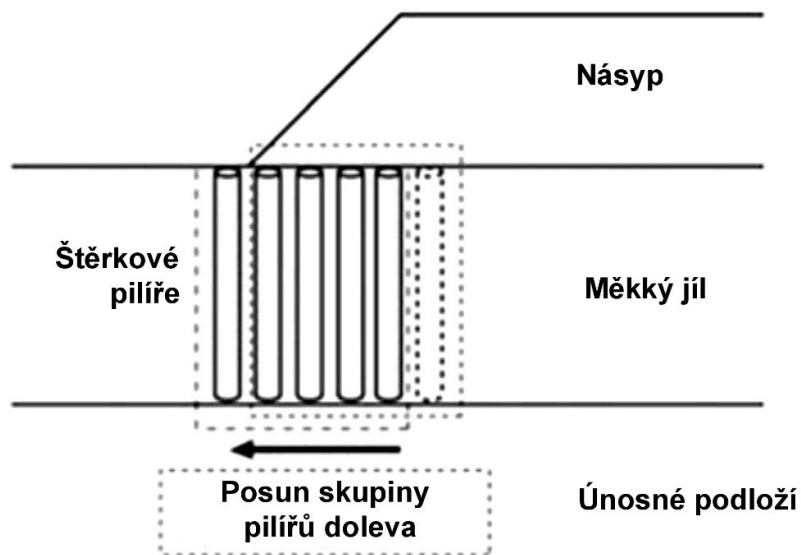
Případ porušení *vnější stability* je odlišný v tom, že nedojde k porušení kompozitu jako celku, ale dojde nejprve k porušení jednotlivých pilířů některým z výše popsaných způsobů, a vytvoření válcové smykové plochy je pak důsledkem vyčerpání smykové pevnosti okolní měkké zeminy.

Právě z důvodu rizika porušení podloží náspu vytvořením válcové smykové plochy se často využívá rozložení pilířů pod náspem patrné z obr. 18. V místech při krajích náspů jsou umístěny pilíře na sraz s částečným překryvem, aby tvořili kompaktní stěny schopné vzdorovat tangenciálnímu napětí na válcové ploše.



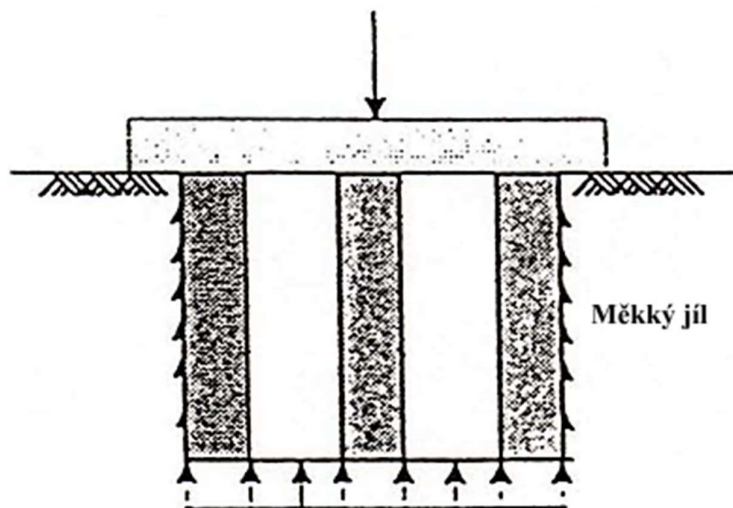
Obr. 23 Způsoby porušení šterkového pilíře, případ e [21]

- f) *Porušení skupiny pilířů vodorovným posunem, který je způsoben vodorovnou deformací zeminy vytlačované z pod náspu v důsledku svislého přetížení podloží náspem.*



Obr. 24 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případ f [26]

- g) *Porušení zatlačením celé skupiny krátkých pilířů je typické především pro pilíře umístěné pod plošným základem. V případě užití pilířů v podloží náspu může toto porušení vzniknout pod střední částí náspu.*



Obr. 25 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případ g [21]

5. Zavedení šterkových pilířů do výpočtu

5.1 Analytické řešení

Analytických metod řešení problematiky šterkových pilířů je více, přičemž se liší jak mírou zjednodušení, tak i celkovým přístupem. Zmíněné přístupy navrhování šterkových pilířů se liší v již základním pohledu na šterkový pilíř, zda se jedná o svislý nosný prvek, kterému lze přisoudit konkrétní osovou únosnost, nebo zda je uvažováno o šterkových pilířích jako o způsobu zlepšení podloží. Ačkoliv jsou oba přístupy již od prvního pohledu zcela odlišné, ve skutečnosti hranice mezi nimi není zcela jasná, jelikož se stále jedná o ten stejný prvek.

Řešení z pohledu samostatných prvků s definovanou svislou únosností je typické pro osamělé pilíře, nebo pro jejich malé skupiny umístěné například pod základovou patkou. V takovém případě závisí svislá únosnost pilíře zejména na pevnosti okolní zeminy. Jedno z možných řešení navrhli *Gibson a Anderson*, kteří odvodili vztah mezi bočním napětím, které působí na pilíř a napětím, kterým působí pilíř na okolní zeminu. Výsledkem je pak maximální osová síla, kterou je možné pilíř zatížit, a zároveň kritická hloubka, ve které dojde k porušení pilíře. Další možností řešení návrhu osamělých pilířů je návrh na základě souboru empirických dat za statických zatěžovacích zkoušek prováděných pro danou technologii v různých podmínkách. Vzhledem k zaměření práce na řešení podloží násypových těles nejsou tyto metody dále rozvedeny, jelikož v problematice liniových staveb se spíše uplatní přístup návrhu na principu zlepšení vlastností podloží.

Přístup na základě pohledu na pilíře jako na prvky plošně zlepšující podloží je v dopravních stavbách jednoznačně preferován. Plošné zlepšení podloží funguje na základě dvou základních mechanismů. Kromě již zmíněného zkrácení doby konsolidace umožněním radiálního odvodu vody z podloží, mají šterkové pilíře i schopnost zlepšení deformačních vlastností podloží náspu. To se projevuje zejména v omezení konečné hodnoty sednutí přetíženého podloží. Důvodem je neporovnatelně vyšší tuhost šterkových pilířů oproti okolní základové půdě, která se pozitivně projeví na celkovém sedání za předpokladu, uvažujeme-li stejné hodnoty sedání pilířů i okolní zeminy. Takový předpoklad je splněn buď v případě zatížení tuhým základem, nebo střední částí vysokého náspu. U analytických metod se typicky vychází z předpokladu nestlačitelnosti materiálu šterkového pilíře, a veškeré svislé deformace jsou vyjádřeny pouze jako důsledek deformace příčné, při zachování původního objemu.

Výsledkem analytického řešení z pohledu zlepšení tedy není hodnota svislé únosnosti, ale zlepšení deformačních vlastností základové půdy, na jehož základě lze již snadno spočítat finální deformace podloží.

Existuje více zjednodušených analytických metod, kterými se lze dostat ke koeficientu zlepšení podloží, nicméně komplexní a patrně i nejvýznamnější metodu výpočtu předložil H. J. Priebe.

5.1.1 Priebeho metoda

Postup řešení problematiky zlepšení podloží známý jako Priebeho metoda je polo empirická metoda založená na principu elementární buňky, který byl již popsán v části 4.1 *Koncept elementární buňky*. Priebe též uvažuje, že veškeré svislé deformace pilíře jsou dány pouze jako důsledek jeho boční deformace – těleso si tedy zachovává svůj původní objem i po čas deformace. Základní zjednodušující předpoklady metody jsou:

1. Štěrkový pilíř prochází přes celou mocnost zlepšované zeminy až na vrstvu zeminy únosné.
2. Je uvažován nekonečný rastr pilířů, které jsou zatíženy přes nekonečně tuhý základ. Svislé deformace štěrkového pilíře a okolní zeminy jsou tedy totožné.
3. Deformace zlepšované zeminy se pohybuje v pružném spektru.

Výsledkem výpočtu Priebeho postupem je součinitel zlepšení deformačních vlastností základové půdy β , který lze vyjádřit jako poměr konečného sednutí zeminy vyztužené ku zemině nevyztužené. Tímto postupem je možné relativně snadno získat konečné sednutí základové půdy s navrženými štěrkovými pilíři, a je možné dále uplatnit teorii radiální konsolidace popsanou v části 4.3 *Princip urychlení konsolidace*, a získat předpokládaný průběh sedání podloží v čase. [22], [24], [27], [28]

Základním výrazem, ze kterého Priebe vychází je vzorec, který vyjadřuje míru bočního rozšíření pilíře:

$$\Delta d_1 = \Delta \sigma_h \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{d_1}{E} \cdot \left[(1 - 2\nu) \cdot \frac{\left(1 - \frac{d_1^2}{d_2^2}\right)}{\left(1 - 2 \cdot \nu + \frac{d_1^2}{d_2^2}\right)} \right] \quad (18)$$

kde: Δd_1 ~ absolutní změna průměru pilíře,
 ν ~ poissonovo číslo základové půdy,
 d_1 ~ průměr pilíře,
 E ~ modul pružnosti základové půdy,
 d_2 ~ průměr elementární buňky,

přičemž: $\Delta \sigma_h = \sigma_{v,c} \cdot K_a - \sigma_{v,z}$ (19)

kde: $\sigma_{v,c}$ ~ svislé napětí na štěrkovém pilíři od přitížení,
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu štěrkových pilířů,
 $\Delta \sigma_h$ ~ rozdíl vodorovného tlaku pilíře na zemině a zeminy na pilíř, za předpokladu hydrostatického zatížení v hloubce z.

Dalším krokem je vyjádření modulu pružnosti E na základě edometrického modulu E_{oed} :

$$E = \left(1 - 2 \cdot \frac{\nu^2}{(1 - \nu)}\right) \cdot E_{oed} \quad (20)$$

kde: E ~ modul pružnosti základové půdy,
 ν ~ Poissonovo číslo,
 E_{oed} ~ edometrický modul základové půdy.

Poměr druhých mocnin průměru štěrkového pilíře a průměru elementární buňky lze zároveň vyjádřit jako poměr jejich ploch:

$$\frac{D}{D_e} = \frac{A_c}{A} = a_s \quad (21)$$

kde: D ~ průměr štěrkového pilíře,
 D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 A_c ~ průřezová plocha štěrkového pilíře,
 A ~ průřezová plocha elementární buňky,
 a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A).

Na základě toho je možné úvodní rovnici (18) zapsat ve tvaru:

$$\Delta d_1 = \Delta \sigma_h \cdot \frac{d_1}{E_{oed}} \cdot f(\nu, a_s) \quad (22)$$

kde: Δd_1 ~ absolutní změna průměru pilíře,
 $\Delta \sigma_h$ ~ rozdíl vodorovného tlaku pilíře na zeminy a zeminy na pilíř, za předpokladu hydrostatického zatížení v hloubce z ,
 d_1 ~ průměr pilíře,
 E_{oed} ~ edometrický modul základové půdy,
 $f(\nu, a_s)$ ~ funkce závisící na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch štěrkového pilíře a elementární buňky.

Kde závislost na Poissonově čísle základové půdy, a poměru a_s , je vyjádřena funkcí:

$$f(\nu, a_s) = \frac{[(1 - \nu)^2 \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 - a_s)]}{[(1 - \nu - 2\nu^2) \cdot (1 - 2\nu + a_s)]} \quad (23)$$

kde: $f(\nu, a_s)$ ~ funkce závisající na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch štěrkového pilíře a elementární buňky,

ν ~ Poissonovo číslo základové půdy,

a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A).

Svislé sedání vychází právě z předpokladu neměnnosti objemu pilíře v průběhu jeho deformace. Vyplyvá tedy, že svislé sedání musí být přímo úměrné relativnímu radiálnímu rozšíření $\frac{\Delta d_1}{d_1}$. Když se za člen Δd_1 dosadí výše uvedený tvar, lze získat rovnici:

$$s_c = 2h \cdot \frac{\Delta d_1}{d_1} = 2\Delta\sigma_h \cdot f(\nu, a_s) \cdot \frac{h}{E_{oed}} \quad (24)$$

kde: s_c ~ svislé sednutí štěrkového pilíře,

h ~ výška štěrkového pilíře,

Δd_1 ~ absolutní změna průměru pilíře,

d_1 ~ průměr pilíře,

$\Delta\sigma_h$ ~ rozdíl vodorovného tlaku pilíře na zeminy a zeminy na pilíř, za předpokladu hydrostatického zatížení v hloubce z ,

$f(\nu, a_s)$ ~ funkce závisající na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch štěrkového pilíře a elementární buňky,

h ~ výška štěrkového pilíře,

E_{oed} ~ edometrický modul základové půdy.

Klasický výpočet 1D sednutí vrstvy zeminy s_z o mocnosti h (rovno délce štěrkových pilířů) lze zapsat následovně:

$$s_z = \sigma_{v,z} \cdot \frac{h}{E_{oed}} \quad (25)$$

kde: s_z ~ svislé sednutí základové půdy,

$\sigma_{v,z}$ ~ svislé napětí v zemině od přitížení.

h ~ výška štěrkového pilíře,

E_{oed} ~ edometrický modul základové půdy.

Vzhledem k tomu, že je předpokládána rovnost mezi sednutím štěrkového pilíře s_c a sednutí okolní zeminy s_z v důsledku předpokladu zatížení tuhým základem, je možné dát tato sednutí do následující rovnosti:

$$s_z = s_c \quad (26)$$

kde: s_z ~ svislé sednutí základové půdy,
 s_c ~ svislé sednutí štěrkového pilíře.

Po dosažení za s_z a s_c :

$$\sigma_{v,z} \cdot \frac{h}{E_{oed}} = 2\Delta\sigma_h \cdot f(v, a_s) \cdot \frac{h}{E_{oed}} \quad (27)$$

přičemž úpravou lze získat tvar:

$$\sigma_{v,z} = 2\Delta\sigma_h \cdot f(v, a_s) \quad (28)$$

kde: $\sigma_{v,z}$ ~ svislé napětí v zemině od přitížení,
 h ~ výška štěrkového pilíře,
 E_{oed} ~ edometrický modul základové půdy,
 $\Delta\sigma_h$ ~ rozdíl vodorovného tlaku pilíře na zeminy a zeminy na pilíř, za předpokladu hydrostatického zatížení v hloubce z ,
 $f(v, a_s)$ ~ funkce závisující na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch štěrkového pilíře a elementární buňky.

Dosadí-li se za člen $\Delta\sigma_h$ vzorec (19), vyjde po matematické úpravě následující tvar vyjadřující poměr rozdělení napětí mezi zeminou a štěrkovým pilířem:

$$\frac{\sigma_{v,c}}{\sigma_{v,z}} = \frac{(0,5 + f(v, a_s))}{(K_a \cdot f(v, a_s))} \quad (29)$$

kde: $\sigma_{v,z}$ ~ svislé napětí v zemině od přitížení,
 $\sigma_{v,c}$ ~ svislé napětí ve štěrkovém pilíři od přitížení,
 $f(v, a_s)$ ~ funkce závisující na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch štěrkového pilíře a elementární buňky,
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu štěrkového pilíře.

Pro rozdělení celkového přetížení mezi šterkový pilíř a okolní zeminu v rámci elementární buňky platí následující svislá silová podmínka rovnováhy:

$$A \cdot q = A_c \cdot \sigma_{v,c} + A_z \cdot \sigma_{v,z} \quad (30)$$

kde: A ~ celková průřezová plocha elementární buňky,
 q ~ celkové spojitě přetížení podloží,
 A_c ~ průřezová plocha šterkového pilíře,
 $\sigma_{v,c}$ ~ svislé napětí ve šterkovém pilíři,
 A_z ~ plocha samotné zeminu v rámci elementární buňky,
 $\sigma_{v,z}$ ~ svislé napětí v samotné zemině v rámci elementární buňky.

Po řadě matematických úprav je možné separovat poměr svislého napětí na pilíři a v zemině $\frac{\sigma_{v,c}}{\sigma_{v,z}}$ a nahradit ho tvarem viz vzorec (29). Výsledkem je pak vyjádření poměru spojitěho přetížení podloží q ku svislému napětí v zemině $\sigma_{v,z}$ vzorcem:

$$\frac{q}{\sigma_{v,z}} = 1 + a_s \cdot \left[\frac{0,5 + f(v, a_s)}{K_a \cdot f(v, a_s)} \right] \quad (31)$$

kde: q ~ celkové spojitě přetížení podloží,
 $\sigma_{v,c}$ ~ svislé napětí v samotné zemině v rámci elementární buňky,
 a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A),
 $f(v, a_s)$ ~ funkce závisící na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch šterkového pilíře a elementární buňky,
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu šterkového pilíře.

Součinitel β , který je definován jako poměr sedání nezlepšeného podloží ku podloží zlepšenému, lze vyjádřit též jako poměr vnějšího přetížení q ku svislému napětí přeneseného zeminou zlepšeného prostředí. Zároveň je také zaveden stupeň zlepšení k , který je reciprokou hodnotou součinitele β , z čehož vyplývá že v případě zlepšení zeminu musí být vždy $k > 1,0$. Výše popsany vztah bude tedy:

$$\beta = \frac{s}{s_z} = \frac{q}{\sigma_{v,z}} = \frac{1}{k} \quad (32)$$

Po dosazení a matematických úpravách lze získat vztah:

$$k = 1 + a_s \cdot \left[\frac{0,5 + f(v, a_s)}{K_a \cdot f(v, a_s)} - 1 \right] \quad (33)$$

kde: k ~ součinitel zlepšení podloží,
 a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A),
 $f(v, a_s)$ ~ funkce závisující na Poissonově čísle a poměru průřezových ploch štěrkového pilíře a elementární buňky,
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu štěrkového pilíře.

Takto vypočteným koeficientem zlepšení podloží k lze redukovat hodnotu konečného sednutí podloží, jak je názorně ukázáno v části 5.1.2 *Vzorové analytické řešení*. Z uvedeného vzorce je patrné, že koeficient k závisí na geometrii pilířů, která je zohledněna součinitelem a_s , dále na vlastnostech původní zeminy v podloží, které jsou zohledněny funkcí $f(v, a_s)$, a dále na parametrech materiálu štěrkových pilířů, které jsou zastoupeny koeficientem aktivního zemního tlaku K_a . Pro nesoudržné zeminy, což je případ štěrkového pilíře, lze koeficient aktivního zemního tlaku vypočítat Rankinovým vzorcem takto:

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (34)$$

kde: K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu štěrkového pilíře,
 φ_c ~ úhel vnitřního tření materiálu štěrkových pilířů.

5.1.2 Vzorové analytické řešení

Zadání

Navrhněte vyztužení podloží náspu šterkovými pilíři. Spočítejte průběh konsolidace v časech 1 týden, 1 měsíc, 3 měsíce, 1 rok, 3 roky a 5 let ve variantách bez pilířů, s pilíři a s pilíři užitím Priebeho metody za splnění základních předpokladů.

Násyp: $H_n = 4,0$ m ~ celková výška střední části náspu
 $H_1 = 3,5$ m ~ mocnost náspu nad drenážní vrstvou
 $H_2 = 0,5$ m ~ mocnost drenážní vrstvy
 $\gamma_n = 20,0$ kN/m³ ~ průměrná objemová tíha náspu

Podloží: měkký jíl 100% saturovaný vodou na únosné propustné vrstvě

$\varphi_u = 0,0^\circ$ ~ úhel vnitřního tření neodvodněný
 $c_u = 18,0$ kPa ~ soudržnost neodvodněná
 $\nu = 0,4$ ~ poissonovo číslo
 $H_p = 5,0$ m ~ mocnost vrstvy měkkého jílu
 $\gamma_z = 25,0$ kN/m³ ~ objemová hmotnost jílu
 $e = 1,3$ ~ číslo pórovitosti
 $C_c = 0,55$ ~ číslo stlačitelnosti
 $C_v = 4,0 \cdot 10^{-3}$ m²/den ~ koeficient konsolidace jílu
 $k_h/k_v = 3,0$ ~ poměr horizontální a vertikální propustnosti
 $N = 2$ ~ počet směrů drénování (oboustranné drénování)

Předběžný návrh: Trojúhelníková síť

$s = 2,3$ m ~ osová rozteč pilířů v síti
 $D = 0,8$ m ~ průměr pilíře
 $\varphi_c = 40^\circ$ ~ úhel vnitřního tření materiálu pilířů
 $D' = D/5 = 0,16$ m ~ redukovaný průměr drenáže
 $\gamma_c = 2,0$ ~ součinitel spolehlivosti šterkového pilíře

Návrh a ověření pilířů

Koeficient geometrie sítě:

$$C_1 = \frac{\pi}{(2 \cdot \sqrt{3})} = \mathbf{0,907} \quad (35)$$

Poměr průřezové plochy pilíře A_c a plochy náhradní buňky A :

$$a_s = \frac{A_c}{A} = C_1 \cdot \left(\frac{D}{s}\right)^2 = 0,907 \cdot \left(\frac{0,8}{2,3}\right)^2 = \mathbf{0,11} \quad (36)$$

Ekvivalentní průměr elementární buňky:

$$D_e = 1,05 \cdot s = 1,05 \cdot 2,3 = \mathbf{2,4\ m} \quad (37)$$

Plocha průřezu pilíře:

$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} = \mathbf{0,503\ m^2} \quad (38)$$

Ekvivalentní plocha elementární buňky:

$$A = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2,4^2}{4} = \mathbf{4,581\ m^2} \quad (39)$$

Bočí napětí v zemině za předpokladu $\varphi_u = 0$:

$$\sigma_{3,z} = 9 \cdot c_u = 9 \cdot 18,0 = \mathbf{162,0\ kPa} \quad (40)$$

Koeficient pasivního zemního tlaku materiálu pilíře:

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = tg^2\left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2}\right) = \mathbf{4,6} \quad (41)$$

Maximální svislé napětí ve šterkovém pilíři:

$$\sigma_{1,c} = K_p \cdot \sigma_{3,z} = 4,6 \cdot 162,0 = \mathbf{745,0 \text{ kPa}} \quad (42)$$

Maximální svislé napětí přenesené okolní zeminou:

$$\sigma_{z,max} = 5 \cdot c_u = 5 \cdot 18,0 = \mathbf{90 \text{ kPa}} \quad (43)$$

Odhad koncentračního poměru:

$$n = \mathbf{3} \quad (44)$$

Přepočtový koeficient napětí v pilíři:

$$\mu_c = \frac{n}{[1 + (n - 1) \cdot a_s]} = \frac{3}{[1 + (3 - 1) \cdot 0,11]} = \mathbf{2,460} \quad (45)$$

Přepočtový koeficient napětí v okolní zemině:

$$\mu_z = \frac{1}{[1 + (n - 1) \cdot a_s]} = \frac{1}{[1 + (3 - 1) \cdot 0,11]} = \mathbf{0,820} \quad (46)$$

Napětí působící v okolní zemině:

$$\sigma_z = \sigma_{1,c} \cdot \frac{\mu_z}{\mu_c} = 745,0 \cdot \frac{0,820}{2,460} = \mathbf{248,3 \text{ kPa}} \quad (47)$$

Omezení napětí přeneseného zeminou:

$$\sigma_z = \mathbf{248,3 \text{ kPa}} > \sigma_{z,max} = \mathbf{90 \text{ kPa}} \quad (48)$$

Pro další výpočet uvažována menší z hodnot:

$$\sigma_z = \mathbf{90 \text{ kPa}} \quad (49)$$

Výsledná síla přenesená elementární buňkou:

$$P_c = \sigma_{1,c} \cdot A_c + \sigma_z \cdot (A - A_c) = 745,0 \cdot 0,503 + 90 \cdot (4,581 - 0,503) = \mathbf{741,5 \text{ kN}} \quad (50)$$

Výsledná síla redukováná součinitelem spolehlivosti:

$$P = \frac{P_c}{\gamma_c} = \frac{741,5}{2,0} = \mathbf{370,8 \text{ kN}} \quad (51)$$

Síla působící na elementární buňku od přetížení náspem:

$$P_n = \gamma_n \cdot H_n \cdot A = 20,0 \cdot 4,0 \cdot 4,581 = \mathbf{366,4 \text{ kN}} \quad (52)$$

Posouzení:

$$P = \mathbf{370,8 \text{ kN}} > P_n = \mathbf{366,4 \text{ kN}} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Výpočet konsolidace – případ a) bez štěrkových pilířů

Pórovitost:

$$n = \frac{e}{(1 + e)} = \frac{1,3}{(1 + 1,3)} = 0,556 = \mathbf{55,6 \%} \quad (53)$$

Objemová tíha zeminy pod vodou:

$$\gamma' = (1 - n) \cdot (\gamma_z - \gamma_w) = (1 - 0,556) \cdot (25,0 - 9,8) = \mathbf{6,76 \text{ kN/m}^3} \quad (54)$$

Původní geostatické napětí v polovině mocnosti jílovité vrstvy:

$$\sigma_0 = \gamma' \cdot \frac{H_p}{2} = 6,76 \cdot \frac{5,0}{2} = \mathbf{16,9 \text{ kPa}} \quad (55)$$

Přetížení od náspu:

$$p = H_n \cdot \gamma_n = 4,0 \cdot 20,0 = \mathbf{80 \text{ kPa}} \quad (56)$$

Konečná hodnota sednutí podloží od přetížení náspem:

$$s_t = \frac{C_c}{(1 + e)} \cdot \log \left(\frac{\sigma_0 + p}{\sigma_0} \right) = \frac{0,55}{(1 + 1,3)} \cdot \log \left(\frac{16,9 + 80}{16,9} \right) = 0,185 \text{ m} = \mathbf{185 \text{ mm}} \quad (57)$$

Bezrozměrný časový faktor pro vertikální směr:

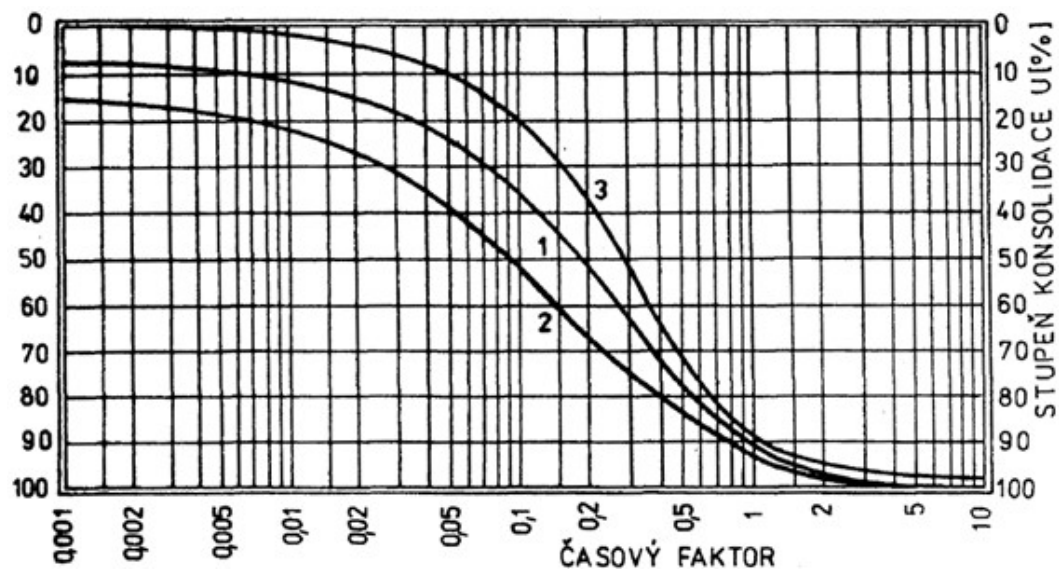
$$T_z = C_v \cdot \frac{t}{\left(\frac{H_p}{N} \right)^2} \quad (58)$$

Sednutí podloží v čase:

$$s_{(t)} = U_z \cdot s_t \quad (59)$$

kde: U_z ~ stupeň vertikální konsolidace odečtený z grafu na obr. 26.

Stupně konsolidace pro jednotlivé časové faktory jsou odečteny z křivky 1 grafu:



Obr. 26 Závislost stupně konsolidace na časovém faktoru [8]

Vstupní veličiny a výsledné hodnoty sedání v čase jsou shrnuty v *tabulce 2*:

Tabulka 2 Stupeň konsolidace a průběh sedání v čase

| Čas (<i>t</i>) | časový faktor (<i>T_z</i>) | stupeň konsolidace (<i>U_z</i>) | sedání podloží (<i>s</i>) |
|------------------|--|---|-----------------------------|
| 7 dní | 0,004 | 0,08 = 8 % | 15 mm |
| 30 dní | 0,019 | 0,15 = 15 % | 28 mm |
| 90 dní | 0,058 | 0,27 = 27 % | 50 mm |
| 365 dní | 0,234 | 0,56 = 56 % | 104 mm |
| 1095 dní | 0,701 | 0,68 = 85 % | 158 mm |
| 1825 dní | 1,168 | 0,95 = 95 % | 176 mm |

Výpočet konsolidace – případ b) se štěrkovými pilíři, bez uvažovaného zlepšení podloží

Dále je rozepsán výpočet konsolidace podloží vyztuženého štěrkovými pilíři, které byly navrženy v části příkladu „*Návrh a ověření pilířů*“. Jedná se o případ, kde není uvažováno zlepšení deformačních parametrů zeminy, ale pouze pozitivní vliv pilířů na rychlost konsolidace. Výpočet vychází z předpokladu, že svislá deformace pilířů s_c není rovna svislé deformaci okolní základové půdy s_z , a tudíž nelze použít Priebeho metodu založenou na předpokladu zatížení tuhým základem, kde se tyto deformace zákonitě rovnají.

Vzhledem k tomu že výsledný stupeň konsolidace v takovémto případě je superpozicí konsolidace vertikální a radiální, jsou hodnoty vertikálního stupně konsolidace převzaty z části příkladu „*Výpočet konsolidace – případ a) bez štěrkových pilířů*“. Redukovaný průměr drenáže D' vychází ze zadání a zahrnuje vliv kolmatace štěrkového pilíře a oblast porušení zeminy v jeho blízkosti. Ze zadání vyplývá i poměr vodorovné a svislé propustnosti zeminy k_h/k_v , přičemž tento poměr reprezentuje anizotropní chování jílovitého prostředí.

Horizontální koeficient konsolidace zeminy:

$$C_{vh} = C_v \cdot \frac{k_h}{k_v} = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 3,0 = \mathbf{12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{den}} \quad (60)$$

Poměr průměru elementární buňky a redukovaného průměru drenáže:

$$n' = \frac{D_e}{D'} = \frac{2,4}{0,16} = \mathbf{15,1} \quad (61)$$

Funkce $F_{(n)}$ pro výpočet radiálního stupně konsolidace:

$$F_{(n)} = \left(\frac{n'^2}{n'^2 - 1} \right) \cdot \ln(n') - \frac{3n'^2 - 1}{4n'^2} = \quad (62)$$

$$\left(\frac{15,1^2}{15,1^2 - 1} \right) \cdot \ln(15,1) - \frac{3 \cdot 15,1^2 - 1}{4 \cdot 15,1^2} = \mathbf{1,98}$$

Bezrozměrný časový faktor pro radiální směr:

$$T_r = C_{vh} \cdot \frac{t}{D_e^2} \quad (63)$$

Stupeň konsolidace v radiálním směru:

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{F_{(n')}}\right) \quad (64)$$

Stupeň konsolidace celkový:

$$U = 1 - (1 - U_z) \cdot (1 - U_r) \quad (65)$$

Sedání podloží v čase:

$$s = U \cdot s_t \quad (66)$$

Vstupní veličiny a výsledné hodnoty sedání v čase jsou shrnuty v *tabulce 3*:

Tabulka 3 Bezrozměrný časový faktor a stupeň konsolidace v radiálním směru

| čas (t) | časový faktor radiální (T_r) | stupeň konsolidace radiální (U_r) | stupeň konsolidace celkový (U) | sedání podloží (s) |
|----------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| 7 dní | 0,014 | 0,06 = 6 % | 0,13 = 13 % | 24 mm |
| 30 dní | 0,062 | 0,22 = 22 % | 0,34 = 34 % | 63 mm |
| 90 dní | 0,185 | 0,53 = 53 % | 0,65 = 65 % | 121 mm |
| 365 dní | 0,751 | 0,95 = 95 % | 0,98 = 98 % | 182 mm |
| 1095 dní | 2,253 | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 185 mm |
| 1825 dní | 3,755 | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 185 mm |

Výpočet konsolidace – případ c) se štěrkovými pilíři, uvažováno se zlepšením deformačních charakteristik zeminy

Níže popsaný výpočet je v tomto případě uvažován se zlepšením deformačních parametrů zeminy. Vychází se zde z předpokladu, že svislé deformace štěrkových s_c pilířů budou stejné jako svislé deformace okolní zeminy s_z . To je zároveň základní předpoklad pro použití Priebeho metody pro výpočet zlepšení podloží štěrkovými pilíři. Právě Priebeho metoda je v následujícím výpočtu použita pro zjištění konečné hodnoty sednutí zlepšeného podloží. Následný výpočet vertikální a radiální konsolidace je analogický s předešlou částí příkladu „Výpočet konsolidace – případ b) se štěrkovými pilíři, bez uvažovaného zlepšení podloží“.

Poměr a_s vychází z části příkladu „Návrh a ověření pilířů“, poissonovo číslo okolní zeminy ν a úhel vnitřního tření materiálu pilířů φ vychází ze zadání. Hodnoty vertikálních, radiálních a celkových stupňů konsolidace U_z , U_r a U jsou převzaty z částí „Výpočet konsolidace – případ a) bez štěrkových pilířů“ a „Výpočet konsolidace – případ b) se štěrkovými pilíři, bez uvažovaného zlepšení podloží“. Hodnota spojitěho přetížení naspem p , je převzatá z části „Výpočet konsolidace – případ a) bez štěrkových pilířů“.

Funkce $f(\nu, a_s)$ pro určení hodnoty koeficientu zlepšení k :

$$f(\nu, a_s) = \frac{[(1 - \nu)^2 \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 - a_s)]}{[(1 - \nu - 2\nu^2) \cdot (1 - 2\nu + a_s)]} = \quad (67)$$

$$\frac{[(1 - 0,4)^2 \cdot (1 - 2 \cdot 0,4) \cdot (1 - 0,11)]}{[(1 - 0,4 - 2 \cdot 0,4^2) \cdot (1 - 2 \cdot 0,4 + 0,11)]} = \mathbf{0,739}$$

Koeficient aktivního zemního tlaku materiálu štěrkových pilířů:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = \mathbf{0,217} \quad (68)$$

Koeficient zlepšení podloží:

$$k = 1 + a_s \cdot \left[\frac{0,5 + f(\nu, a_s)}{K_a \cdot f(\nu, a_s)} - 1 \right] = 1 + 0,11 \cdot \left[\frac{0,5 + 0,739}{0,217 \cdot 0,739} \right] = \mathbf{1,74} \quad (69)$$

Výsledné napětí od přetížení působící na okolní zeminu:

$$\sigma_{v,z} = \frac{p}{k} = \frac{80}{1,74} = 46,07 \text{ kPa} \quad (70)$$

Konečná redukovaná hodnota sednutí podloží od přetížení náspem:

$$s_{t,Priebe} = \frac{C_c}{(1 + e)} \cdot \log\left(\frac{\sigma_0 + \sigma_{v,z}}{\sigma_0}\right) = \quad (71)$$

$$\frac{0,55}{(1 + 1,3)} \cdot \log\left(\frac{16,9 + 46,07}{16,9}\right) = 0,140 \text{ m} = 140 \text{ mm}$$

Sedání podloží v čase:

$$s_{Priebe} = U \cdot s_{t,Priebe} \quad (72)$$

Stupně konsolidace a výsledné hodnoty sedání v čase jsou shrnuty v *tabulce 4*:

Tabulka 4 Stupně konsolidace a sedání podloží v čase

| čas (t) | stupeň konsolidace vertikální (U_z) | stupeň konsolidace radiální (U_r) | stupeň konsolidace celkový (U) | sedání podloží (s) |
|----------|---|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| 7 dní | 0,08 = 8 % | 0,06 = 6 % | 0,13 = 13 % | 11 mm |
| 30 dní | 0,15 = 15 % | 0,22 = 22 % | 0,34 = 34 % | 42 mm |
| 90 dní | 0,27 = 27 % | 0,53 = 53 % | 0,65 = 65 % | 97 mm |
| 365 dní | 0,56 = 56 % | 0,95 = 95 % | 0,98 = 98 % | 137 mm |
| 1095 dní | 0,68 = 85 % | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 140 mm |
| 1825 dní | 0,95 = 95 % | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 140 mm |

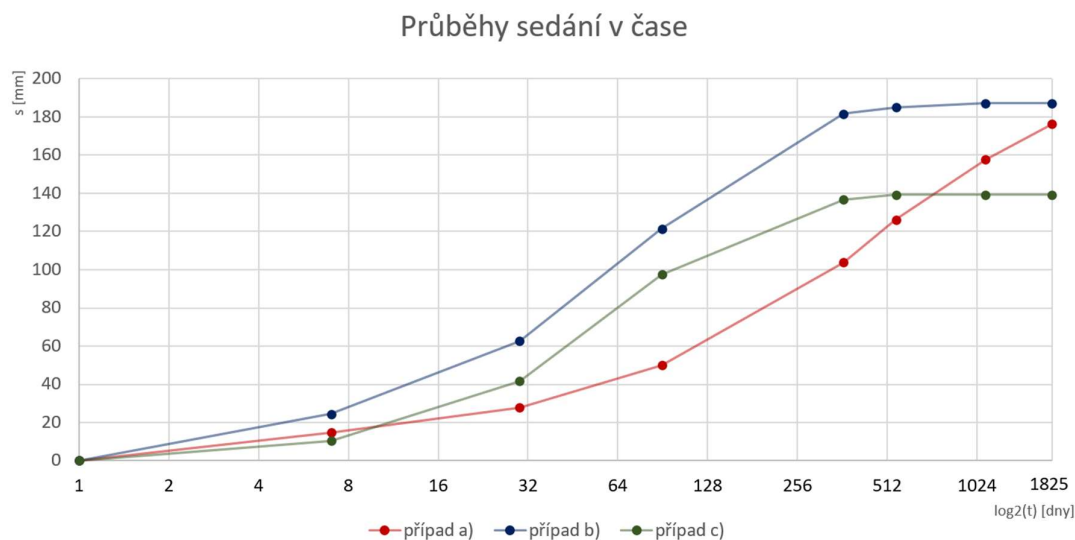
Průběhy sedání v čase na základě výsledků z *tabulky 2*, *tabulky 3* a *tabulky 4*, jsou přehledně vykresleny v grafu na *obr. 27*. Dále je uveden také komentář k vykresleným výsledkům a zhodnocení. Vzhledem, k tomu že nejvyšší rychlost konsolidace lze zaznamenat zejména v časech blízkých vnesení zatížení, jsou křivky pro jednotlivé metody výpočtu vyneseny v logaritmickém měřítku, aby byly rozdíly v rychlostech konsolidace názorné.

Porovnání výsledků

Od prvního pohledu na graf na *obr. 27* je zřejmý zásadní vliv šterkových pilířů na rychlost konsolidace a výslednou hodnotu sednutí podloží. Při porovnání křivek pro *případy a, b* je patrný rozdíl v rychlosti konsolidace, který je dán uvažováním radiální konsolidace v *případu b*. Výsledkem je, že v *případě a* dosáhne podloží 95 % celkové konsolidace, po uplynutí 1825 dní neboli 5 let. Tuto hodnotu konsolidace překoná podloží v *případě b* za méně než 365 dní neboli 1 rok. Lze tedy hovořit o zásadním snížení doby potřebné ke konsolidaci na 1/5 původní doby. Šterkové pilíře nicméně nemají vliv pouze na dobu konsolidace podloží, ale na finální hodnotu sednutí, jak vyplývá z *případu c*.

Případ c vychází z idealizovaného předpokladu, že přetížení násypem způsobí stejné deformace podloží zlepšeného pilíři, jako přetížení tuhým základem. Z tohoto předpokladu vyplývá, že svislé deformace šterkových pilířů a okolní zeminy budou shodné, což je základním předpokladem pro použití Priebeho metody pro výpočet stupně zlepšení podloží. Takovýto předpoklad není však pro zatížení klasickým silničním násypem zcela přesný vzhledem k tomu, že násyp vykazuje určitou poddajnost, a je tedy zřejmé že zemina v okolí pilířů bude ve skutečnosti vykazovat větší svislé deformace než samotné pilíře.

Ve skutečnosti použití šterkových pilířů pod násypovým tělesem vede kromě umožnění radiální konsolidace i ke zlepšení deformací podloží, nicméně míra zlepšení bude o něco menší, než v *případě c*. Křivka reálného výsledného průběhu svislých deformací v čase bude ležet na grafu v prostoru mezi křivkou *případu b* s nulovým zlepšením výsledných deformací, a křivkou *případu c* s idealizovaným zlepšením výsledných deformací podloží.



Obr. 27 Průběhy sedání v čase

5.2 Řešení metodou konečných prvků

Modelování metodou konečných prvků je velice komplexní nástroj, a při správném použití může podávat přesnější a lépe o realitě vypovídající výsledky než již popsané analytické řešení. Ačkoliv pro analytické řešení lze využít buď ruční výpočet, nebo počítačový software fungující na principu analytického řešení, tak pro řešení metodou konečných prvků je použití výpočetního software v podstatě nezbytné. Nicméně i v případě výpočtu metodou konečných prvků najdou analytické metody uplatnění, a to zejména jako kontrolní nástroj, zda je daná situace v konečných prvcích správně namodelována a rozdíly ve výsledcích mezi těmito metodami jsou v přijatelném rozmezí.

Způsoby řešení metodou konečných prvků jsou v zásadě dva. První nahlíží na šterkové pilíře jako na samostatné prvky umístěné v prostředí okolní zeminy, a druhý způsob zohledňuje pilíře jako zlepšení parametrů základové půdy v celém objemu. Druhé řešení předpokládá vznik tak zvaného kompozitního materiálu, sestávajícího z materiálu šterkových pilířů a okolní zeminy, nicméně působícího jako jeden celek, případně po dílčích vrstvách.

5.2.1 Šterkové pilíře – modelování osamocenými prvky

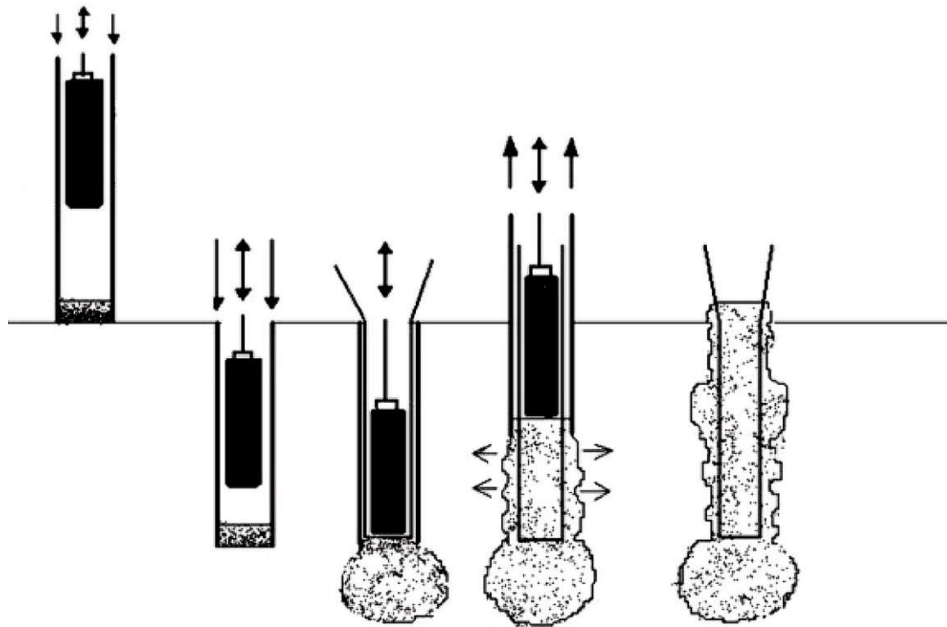
Modelování šterkových pilířů jako samostatných prvků je na první pohled logickým řešením, které by zákonitě mělo podávat výsledky velice blízké skutečnému chování. Jednoznačnou výhodou je zohlednění skutečných tuhostí pilířů, okolní zeminy a násypového tělesa. Díky tomu je možné uvažovat rozdílné svislé deformace šterkových pilířů a okolní zeminy, a zahrnout do výpočtu skutečný vliv použití pilířů na výsledné svislé deformace. Další předností je možnost v podstatě libovolného rozmístění pilířů pod příčným profilem náspu, což najde uplatnění v případě, že je navrženo jiné uspořádání pod střední částí a pod svahovanými částmi náspu.

Ve skutečnosti však tento přístup naráží na jisté omezující faktory, pro které se ve výsledku nemusí jednat o výhodné řešení. Jedná se například o tvar šterkového pilíře, který lze sice modelovat ve výpočetním software jako rotační válcové těleso, ve skutečnosti je však jeho tvar nejen podstatně složitější (viz *obr. 28*), ale zároveň i pokaždé trochu jiný, v závislosti na vlastnostech okolní zeminy daného pilíře a technologii provádění. Problémem, co se týče tvaru, je i skutečnost, že šterkový pilíř nemá přesně dané ohraničení, ale na okrajích se materiály okolní zeminy a pilíře postupně prolínají, a tudíž nelze přesnou svislou hranici pilíře jednoznačně určit.

Zcela zásadní je ale problematika modelování spolupůsobení šterkových pilířů a okolní zeminy. Pakliže by se tento faktor zanedbal, pilíře a zemina by měly stejné svislé deformace na rozhraní (tj. bod sítě MKP pevně svazuje pilíř a zeminu ve svislém posunu), což neodpovídá reálnému chování zvláště ve vrstvách pod povrchem s plně netuhým zatížením. Jinými slovy by se komplexní úloha zjednodušila na předpoklad řešení dle *Priebeho*, který nemusí vždy platit. Je tedy potřeba zavést do modelu po obvodu pilíře takzvaný *kontaktní prvek*, což je bezrozměrný prvek sestávající z vertikálních a horizontálních hypotetických pružin, které simulují spolupůsobení na rozhraní pilíře. V takovém případě vyvstává problém, jaké hodnoty tuhosti pružinám přiřadit, protože jejich zjištění bez měření in-situ prakticky není možné. Z výše uvedeného vyplývá, že

přístup k modelování štěrkových pilířů samostatně nemusí dávat reálné výsledky, protože záleží na mnoha ovlivňujících faktorech, které nejsou předem známé.

Možností, jak spolehlivěji metodou konečných prvků počítat štěrkové pilíře samostatně, je jejich zavedení jako speciálních prvků. Vlastnosti přiřazené takovým prvkům vycházejí ze souborů empirických dat a mohou tak věrněji simulovat chování štěrkových pilířů. Tento způsob řešení dává pro řadu aplikací odpovídající hodnoty, problém však může být v tom, že firmy vyvíjející software chrání informace o přesném nastavení a o funkcích těchto prvků jako svoje „know-how“. To staví projektanta do situace, kdy využívá software pro výpočet hodnot pro návrh, za které ručí, aniž by přesně znal pozadí výpočtu.



Obr. 28 Typický tvar pilíře – metoda Franki [29]

5.2.2 Štěrkové pilíře – modelování homogenního bloku kompozitního materiálu – zjednodušený potup

Zavedení štěrkových pilířů do výpočtu formou přepočtu na takzvaný kompozitní materiál je spolehlivý a patrně nejpoužívanější přístup pro jejich modelování metodou konečných prvků. Pojmem kompozitní materiál je myšlen fiktivní homogenní materiál, který reprezentuje svými vlastnostmi zeminu zlepšenou štěrkovými pilíři. Jedná se tedy o převedení heterogenního problému na problém homogenní. U tohoto postupu odpadá nutnost řešit details na styku pilířů s původní zeminou, jak je popsáno v předchozí části (5.2.1 Štěrkové pilíře – modelování osamocenými prvky). Dále je uveden postup stanovení parametrů homogenního kompozitu zjednodušeným postupem, který převádí geometrickým poměrem deformační moduly zeminu a pilířů na společný deformační modul. Analogickým postupem je stanovena i smyková pevnost a dále výsledná objemová tíha kompozitu.

Postup stanovení parametrů kompozitního bloku

Nejprve je potřeba získat poměr plochy průřezu pilíře a plochy elementární buňky. Pro trojúhelníkový rastr pod střední částí náspu se tento poměr stanoví jako:

$$a_{s, \text{střed}} = 0,907 \cdot \left(\frac{D}{s_{\text{střed}}} \right)^2 \quad (73)$$

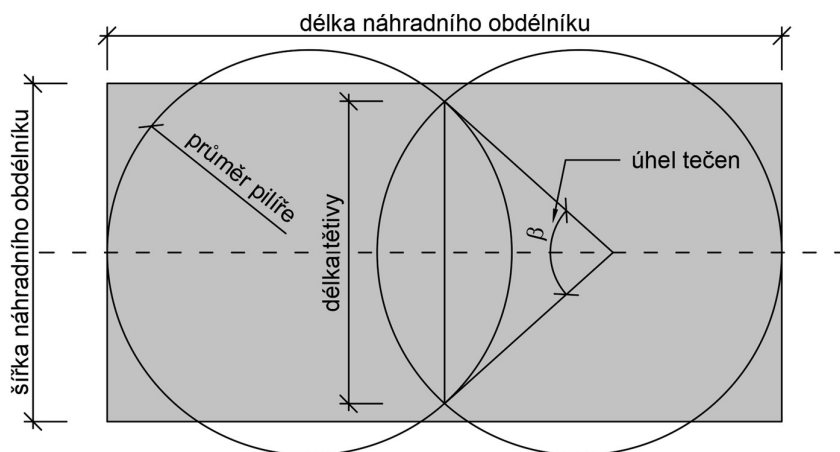
kde: D ~ průměr průřezu šterkového pilíře,
 $s_{\text{střed}}$ ~ osová rozteč pilířů ve střední části náspu.

Hodnota 0,907 pro trojúhelníkový rastr převzata z rovnice (10), pro případ čtvercového rastru lze využít hodnotu viz rovnice (11).

Určení koeficientu $a_{s, \text{stěna}}$ pro vyztužení zeminy formou stěn ze šterkových pilířů, které je typické pro okrajové části náspu, závisí na míře překryvu pilířů. Ta je do výpočtu zavedena formou pomocných geometrických parametrů:

kde: β ~ úhel tětivy vyjádřený v radiánech,
 c ~ délka tětivy,
 a_e ~ poměr plochy překryvu,
 b ~ šířka náhradního obdélníku stěny z překrývajících se pilířů.

S koeficientem $a_{s, \text{stěna}}$ se dále ve výpočtu pracuje identicky jako s koeficientem $a_{s, \text{střed}}$. Výše uvedené parametry lze případně odvodit z geometrie překryvu pilířů na obr. 29. Dále problematika pilířů s překrytím není rozvedena, porovnání metod zavedení do výpočtu je provedeno na střední části náspu s pravidelným rastrem pilířů.



Obr. 29 Geometrie překryvu pilířů

Deformační modul kompozitního bloku pod střední částí náspu lze vyjádřit jako:

$$E_{def,komp,střed} = a_{s,střed} \cdot E_{def,c} + (1 - a_{s,střed}) \cdot E_{def,z} \quad (75)$$

kde: $a_{s,střed}$ ~ poměr plochy průřezu pilíře a plochy elementární buňky,
 $E_{def,c}$ ~ deformační modul materiálu pilířů,
 $E_{def,z}$ ~ deformační modul okolní zeminy.

Počáteční smyková pevnost kompozitu pod střední částí náspu je rovna:

$$\tau_{komp} = a_{s,střed} \cdot \tau_c + (1 - a_{s,střed}) \cdot c_z \quad (76)$$

kde: $a_{s,střed}$ ~ poměr plochy průřezu pilíře a plochy elementární buňky,
 τ_c ~ počáteční smyková pevnost materiálu pilířů,
 c_z ~ soudržnost okolní zeminy.

Náhradní průměr elementární buňky pro trojúhelníkový rastr je roven:

$$D_e = 1,05 \cdot s_{střed} \quad (77)$$

kde: $s_{střed}$ ~ osová rozteč pilířů ve střední části náspu.

Dále je potřeba stanovit objemovou tíhu kompozitu, kterou lze vyjádřit jako:

$$\gamma_{komp,střed} = \frac{\gamma_c \cdot \pi \cdot D^2 + \gamma_z \cdot (\pi \cdot D_e^2 - \pi \cdot D^2)}{\pi \cdot D^2 + (\pi \cdot D_e^2 - \pi \cdot D^2)} \quad (78)$$

kde: γ_c ~ objemová tíha materiálu šterkového pilíře,
 D ~ průměr průřezu šterkového pilíře,
 γ_z ~ objemová tíha okolní zeminy,
 D_e ~ náhradní průměr elementární buňky.

Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku

V uvedených *tabulkách 5 a 6* jsou vypsány základní parametry původní zeminy a materiálu šterkových pilířů. Dále *tabulka 7* obsahuje základní parametry návrhu šterkových pilířů pro danou úlohu.

Tabulka 5 Parametry původní nezlepšení zeminy

| popis veličiny | symbol | hodnota | jednotka |
|--------------------------------|------------------|---------|-------------------|
| soudržnost totální | $c_{tot,z}$ | 18,0 | kPa |
| soudržnost efektivní | $c_{ef,z}$ | 10,0 | kPa |
| úhel vnitřního tření efektivní | $\varphi_{ef,z}$ | 20,0 | ° |
| modul přetvárnosti | $E_{def,z}$ | 5,0 | MPa |
| modul pružnosti | $E_{p,z}$ | 8,7 | MPa |
| modul pružnosti ve smyku | G_z | 3,0 | MPa |
| Poissonovo číslo | ν_z | 0,33 | - |
| objemová tíha vlhká | γ_z | 20,6 | kN/m ³ |
| objemová tíha saturovaná | $\gamma_{z,sat}$ | 25,0 | kN/m ³ |

Tabulka 6 Parametry materiálu šterkových pilířů

| popis veličiny | symbol | hodnota | jednotka |
|--------------------------------|------------------|---------|-------------------|
| soudržnost totální | $c_{tot,z}$ | 0,0 | kPa |
| soudržnost efektivní | $c_{ef,z}$ | 0,0 | kPa |
| úhel vnitřního tření efektivní | $\varphi_{ef,c}$ | 40,0 | ° |
| modul přetvárnosti | $E_{def,c}$ | 30 | MPa |
| modul pružnosti | $E_{p,c}$ | 76 | MPa |
| modul pružnosti ve smyku | G_c | 23 | MPa |
| Poissonovo číslo | ν_c | 0,25 | - |
| objemová tíha vlhká | γ_c | 18,0 | kN/m ³ |
| objemová tíha saturovaná | $\gamma_{c,sat}$ | 19,1 | kN/m ³ |

Tabulka 7 Návrh šterkových pilířů

| popis veličiny | symbol | hodnota | jednotka |
|---|-------------|---------|----------|
| průměr pilíře | D | 0,8 | m |
| osová vzdálenost pilířů v půdorysu | $S_{střed}$ | 2,3 | m |
| náhradní průměr elementární buňky | D_e | 2,4 | m |
| napětí v základové spáře od přitížení | p | 120,0 | kPa |
| součinitel bezpečnosti proti podrcení středu pilíře | F_{cc} | 1,30 | - |
| součinitel zohledňující rozptyl parametrů | f_v | 0,95 | - |

V tabulce 8 jsou vypsány výsledné hodnoty parametrů kompozitního materiálu. Tyto hodnoty lze již aplikovat jako parametry homogenního podloží násypu do modelu sestaveného metodou konečných prvků. Pro výpočet hodnot uvedených v tabulce byly aplikovány vzorce (73) až (78) z podkapitoly: *Postup stanovení parametrů kompozitního bloku*. Jako výsledná hodnota úhlu vnitřního tření $\varphi_{ef,komp}$ je uvažována menší z hodnot úhlů vnitřního tření původní zeminy a materiálu šterkových pilířů. Modul pružnosti a modul pružnosti ve smyku jsou vypočteny analogicky s deformačním modulem. Stejným postupem jsou získány hodnoty Poissonova čísla kompozitu a totální i efektivní soudržnosti.

Hodnoty uvedené v tabulce 8 jsou pak dále použity v následující podkapitole: *Výpočet sedání podloží metodou konečných prvků*.

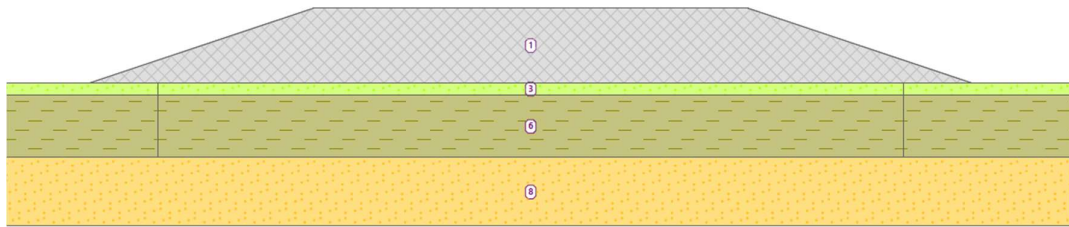
Tabulka 8 Výsledné parametry kompozitního materiálu

| popis veličiny | symbol | hodnota | jednotka |
|--|---------------------|-------------|-------------------|
| poměr plochy průřezu pilíře a plochy elementární buňky | $a_{s,střed}$ | 0,11 | - |
| minimální hodnota $a_{s,střed}$ | $a_{s,střed,min}$ | 0, | - |
| Výsledná uvažovaná hodnota $a_{s,střed}$ | $a_{s,střed}$ | 0,11 | - |
| soudržnost totální | $c_{tot,z}$ | 16,0 | kPa |
| soudržnost efektivní | $c_{ef,z}$ | 9,0 | kPa |
| úhel vnitřního tření kompozitu efektivní | $\varphi_{ef,komp}$ | 20,0 | ° |
| modul přetvárnosti kompozitu | $E_{def,komp}$ | 8,0 | MPa |
| modul pružnosti kompozitu | $E_{p,komp}$ | 23,0 | MPa |
| modul pružnosti kompozitu ve smyku | G_{komp} | 9,0 | MPa |
| Poissonovo číslo kompozitu | ν_{komp} | 0,32 | - |
| objemová tíha kompozitu vlhká | γ_{komp} | 20,3 | kN/m ³ |
| objemová tíha kompozitu saturovaná | $\gamma_{komp,sat}$ | 24,4 | kN/m ³ |

Výpočet sedání podloží metodou konečných prvků

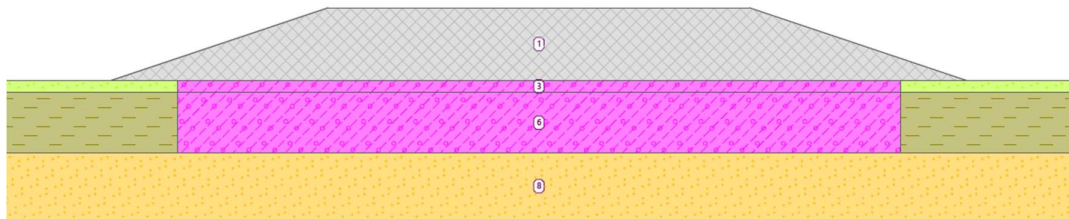
Pro výpočet konsolidace metodou konečných prvků byl vytvořen model ve studentské licenci programu *GEO5, modul MKP*. Výpočet byl proveden dvakrát, nejprve pro násyp na původním podloží, a dále pro násyp na podloží zlepšeném šterkovými pilíři. Konkrétní parametry vycházejí z tabulek 5 až 8 z části „*Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku*“. V modelu je uvažován násyp výšky $H = 6\text{ m}$, a zároveň mocnost stlačitelných vrstev $h = 6\text{ m}$. Materiálem násypu je zemina s objemovou tíhou $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$, která zatěžuje podloží plošným zatížením 120 kN/m^2 . Hladina podzemní vody je uvažována 1 m pod úrovní původního terénu. Pod stlačitelnými vrstvami se nachází únosné a propustné podloží a dále je uvažováno, že spodní část násypu bude provedena z propustného materiálu. Těmito dvěma faktory je zajištěna oboustranná svislá konsolidace.

Výpočet konsolidace byl proveden v časech 7 dní, 30 dní, 365 dní (1 rok), 1095 dní (3 roky) a 1825 dní (5 let), přičemž bylo uvažováno, že během prvních sedmi dní byly zhotoveny štěrkové pilíře, a v průběhu dalších 23 dní bylo vneseno plné zatížení. Uspořádání modelu pro původní zeminu a pro zlepšené podloží je patrné z *obr. 30* a *obr. 31*. Dále je uveden graf s porovnáním průběhu konsolidace zlepšeného a nezlepšeného podloží viz *obr. 32* a *tabulka 9* s hodnotami sedání v čase.



Obr. 30 Uspořádání modelu pro výpočet konsolidace – původní podloží

Na *obr. 30* je prvním materiálem shora, vyšrafovaným šedou barvou, zemina tělesa náspu. Dále světle zeleně je označena původní zemina nad hladinou podzemní vody a tmavě zelenou barvou zemina pod hladinou podzemní vody. Oranžovou barvou je znázorněno propustné a únosné podloží.



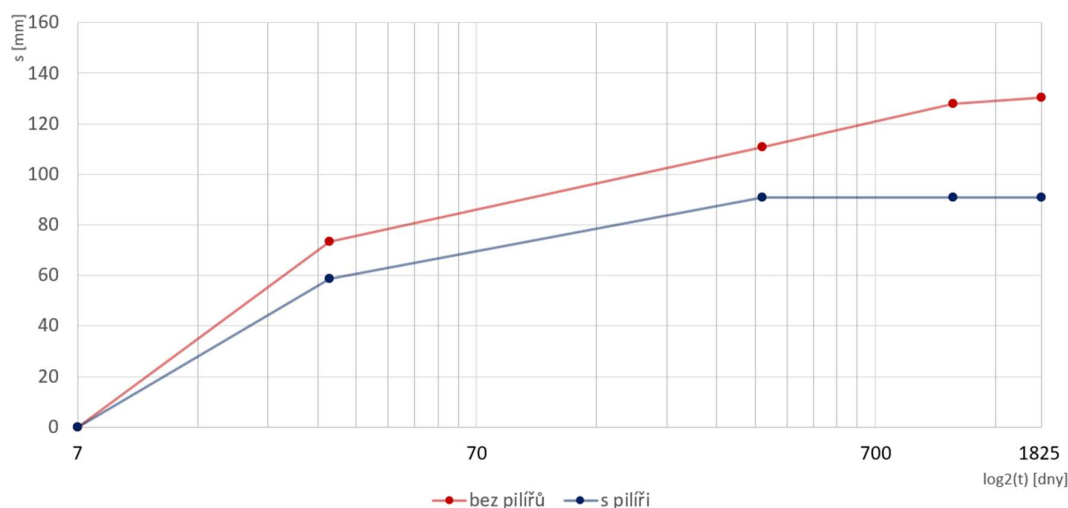
Obr. 31 Uspořádání modelu pro výpočet konsolidace – podloží zlepšené štěrkovými pilíři

V *obr. 31* je pod střední částí náspu s přesahy 20 m na obě strany podloží zlepšené štěrkovými pilíři, které je namodelováno jako homogenní prostor metodou kompozitního materiálu s parametry viz část „Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku“.

Tabulka 9 Průběhy sedání podloží s pilíři a bez pilířů

| čas (t) | sedání podloží (s) bez pilířů | sedání podloží (s) s pilíři |
|----------|-------------------------------|-----------------------------|
| 7 dní | 0 mm | 0 mm |
| 30 dní | 73 mm | 59 mm |
| 365 dní | 111 mm | 91 mm |
| 1095 dní | 128 mm | 91 mm |
| 1825 dní | 130 mm | 91 mm |

Průběhy sedání v čase



Obr. 32 Průběhy sedání podloží s pilíři a bez pilířů

Ačkoliv byl pro stejné uspořádání pilířů proveden výpočet jinou metodou a pro jiné násypové těleso i podloží, je při pohledu na graf z obr. 32 je patrné, že lze vysledovat stejné chování pilířů, jako v případě užití analytické metody viz obr. 27. Přínos šterkových pilířů je patrný nejen ve zkrácení doby konsolidace, ale i v omezení konečného sedání podloží.

Dále v části „Výpočet sedání podloží metodou konečných prvků – Priebe“ je stejný výpočet proveden komplexnější Priebeho metodou. Ve stejné kapitole je uvedeno i porovnání zjednodušené metody získání parametrů kompozitního bloku, které je řešeno v současné kapitole, a metody stanovení těchto parametrů Priebeho postupem.

5.2.3 Štěrkové pilíře – modelování homogenního bloku kompozitního materiálu – Priebeho postup

Metoda stanovení náhradních parametrů kompozitního bloku, kterou představil Heinz J. Priebe vychází z postupu, který autor publikoval již dříve, a který je popsán detailně v části 5.1.1. *Priebeho metoda*. Základním parametrem zlepšení dle Priebeho je koeficient zlepšení k , který je v následně popsaném postupu dále modifikován, což umožňuje do výpočtu zahrnout více vlivů než v původní Priebeho metodě. Do postupu dále Priebe zavádí výpočet po vrstvách, což umožňuje nejen simulovat chování vrstevnatého podloží s různými parametry, ale i zavést do výpočtu vliv hloubky uložení dané vrstvy podloží. [22], [24], [27], [28]

Níže jsou uvedeny základní vzorce odvozené v části 5.1.1. *Priebeho metoda*, a kterými lze získat výchozí hodnotu součinitel k , v tomto případě s indexem k_0 , jelikož tato základní hodnota bude dále modifikována:

$$k_0 = 1 + a_s \cdot \left[\frac{0,5 + f(v, a_s)}{K_a \cdot f(v, a_s)} - 1 \right] \quad (79)$$

kde: k_0 ~ počáteční hodnota koeficientu zlepšení podloží,
 a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A),
 $f(v, a_s)$ ~ funkce pro určení koeficientu zlepšení k_0 viz (80),
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku viz (81).

$$f(v, a_s) = \frac{[(1 - v)^2 \cdot (1 - 2v) \cdot (1 - a_s)]}{[(1 - v - 2v^2) \cdot (1 - 2v + a_s)]} \quad (80)$$

kde: v ~ Poissonovo číslo okolní zeminy,
 a_s ~ poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A).

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (81)$$

kde: K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu pilířů,
 φ_c ~ úhel vnitřního tření materiálu pilířů.

První modifikace základního součinitele zlepšení podloží k_0 vychází z úvahy, že by veškerá původní zemina v podloží byla nahrazena materiálem šterkových pilířů, a tudíž by poměr plochy pilířů a celkové plochy a_s bylo roven 1. V takovém případě by funkce $f(\nu, a_s)$ po dosazení do výrazu (80) byla zákonitě vynulována. Při následném dosazení hodnot za a_s a $f(\nu, a_s)$ do výrazu (79) lze dojít k zjištění, že by se výsledná hodnota součinitele k_0 blížila v limitě nekonečnu. Ve skutečnosti se však nemůže koeficient zlepšení podloží blížit nekonečnu, jelikož by z toho vyplývala nekonečná tuhost zlepšeného podloží, a tudíž nulové sedání po případném přitížení.

Priebe řeší tento problém úpravou hodnoty poměru plochy pilíře a okolní zeminy a_s . Vychází z toho, že nejvyšší hodnota koeficientu zlepšení může dosahovat hodnoty odpovídající poměru edometrických modulů materiálu pilířů a původní zeminy D_c/D_s . Tuto hodnotu Priebe dosadil namísto koeficientu zlepšení, a odvodil následující vzorec (82) pro hodnotu Poissonova čísla jemnozrnných zemin $\nu = 0,3$.

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 \cdot K_{a,c} \cdot (k_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{a,c} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{a,c} \cdot (k_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{a,c} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{a,c} \cdot (k_0 - 1)}{4 \cdot K_{a,c} - 1}} \quad (82)$$

kde: A_c ~ plocha průřezu šterkového pilíře,
 A ~ celková plocha elementární buňky,
 $K_{a,c}$ ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu pilíře,
 k_0 ~ koeficient zlepšení podloží.

Do výpočtu konečné hodnoty poměru a_s je jeho úprava zavedena pomocí reciprokého součinitele $\Delta(A/A_c)$ dle výrazu (83). Tento součinitel pak slouží k výpočtu finální upravené hodnoty \bar{a}_s dle vztahu (84). Upravený poměr \bar{a}_s v dalších výpočtech platí místo původní hodnoty poměru a_s .

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1 \quad (83)$$

$$\bar{a}_s = \frac{1}{1/a_s + \Delta(A/A_c)_1} \quad (84)$$

kde: \bar{a}_s ~ upravený poměr průřezové plochy pilíře a elementární buňky,
 A_c ~ plocha průřezu šterkového pilíře,
 A ~ celková plocha elementární buňky.

Na základě finální hodnoty \bar{a}_s lze jejím dosazením vypočítat novou, upravenou hodnotu součinitele zlepšení podloží k_1 identicky, jako původní součinitel k_0 , tedy:

$$k_1 = 1 + \bar{a}_s \cdot \left[\frac{0,5 + f(v, \bar{a}_s)}{K_a \cdot f(v, \bar{a}_s)} - 1 \right] \quad (85)$$

kde: k_1 ~ upravená hodnota koeficientu zlepšení podloží,
 \bar{a}_s ~ upravený poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A),
 $f(v, \bar{a}_s)$ ~ funkce pro určení koeficientu zlepšení k_1 analogicky s (80),
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku viz (81).

Dalším faktorem, který ovlivňuje výslednou hodnotu součinitel zlepšení podloží je hloubka, respektive výška nadloží posuzované vrstvy. Původní Priebeho postup vychází z předpokladu po výšce konstantního vyboulení pilíře v homogenní zemině bez ohledu na hloubku. Takové chování je však zjednodušené, protože boční deformace pilíře nejsou ve skutečnosti zdaleka konstantní. Skutečné boční deformace jsou s hloubkou proměnné, respektive klesají, jelikož s hloubkou se postupně zvyšuje míra sevření pilíře okolní zeminou. Důsledkem toho jsou nejen zmenšující se boční deformace, ale zároveň i nárůst svislé únosnosti pilíře. Postupný úbytek vlivu přetížení pilíře na jeho boční deformace s narůstajícím nadložím lze ukázat na s hloubkou klesajícím rozdílu bočních napětí pilíře a zeminy vyjádřených vzorci (86) a (87).

$$\sigma_{h,c} = (p_c + \gamma_c \cdot d) \cdot K_{a,c} \quad (86)$$

kde: $\sigma_{h,c}$ ~ boční napětí štěrkového pilíře,
 p_c ~ svislé přetížení působící na štěrkový pilíř,
 γ_c ~ objemová tíha materiálu štěrkového pilíře,
 d ~ průměr štěrkového pilíře,
 $K_{a,c}$ ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu štěrkového pilíře.

$$\sigma_{h,z} = (p_z + \gamma_z \cdot d) \cdot (K = 1) \quad (87)$$

kde: $\sigma_{h,z}$ ~ boční napětí okolní zeminy,
 p_z ~ svislé přetížení působící na okolní zeminu,
 γ_z ~ objemová tíha okolní zeminy,
 d ~ průměr elementární buňky,
 $K = 1$ ~ koeficient bočního (hydrostatického) tlaku okolní zeminy.

Je však potřeba vzít v úvahu, že průběh bočního napětí na pilíři není vzorcem (86) vyjádřen zcela přesně, jelikož koeficient aktivního tlaku $K_{a,c}$ se postupně s hloubkou zvětšuje. To je zapříčiněno postupně se zmenšujícími bočními deformacemi, což znamená, že ve hloubce, kde již není pilíř bočně deformován, působí pilíř na své okolí zemním tlakem v klidu, nikoliv aktivním.

Do výpočtu se vliv hloubky zavádí takzvaným *hloubkovým faktorem* f_d . Tímto faktorem se upraví původní vypočtená hodnota koeficientu zlepšení podloží k_1 (hodnota koeficientu již modifikovaná viz vzorec (85)) a lze tedy dostat hodnotu koeficientu k_2 kterou je nutné spočítat pro každou vrstvu v závislosti na výšce nadloží. Koeficient f_d lze vypočítat následujícím postupem:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,c} - W_z/W_c}{K_{0,c}} \cdot \frac{W_c}{\sigma_{v,c}}} \quad (88)$$

kde: f_d ~ hloubkový faktor,
 $K_{0,c}$ ~ koeficient zemního tlaku v klidu materiálu štěrkového pilíře,
 W_z ~ tíha nadloží zeminy nad posuzovanou vrstvou,
 W_c ~ tíha nadloží materiálu pilíře nad posuzovanou vrstvou,
 $\sigma_{v,c}$ ~ napětí od přitížení přenášené pilířem dle vzorce (89).

$$\sigma_{v,c} = \frac{p}{\bar{a}_s + \frac{1 - \bar{a}_s}{\sigma_{v,c}/\sigma_{v,z}}} \quad (89)$$

kde: $\sigma_{v,c}$ ~ napětí od přitížení přenášené pilířem dle vzorce ,
 \bar{a}_s ~ upravený poměr průřezové plochy pilíře (A_c) a elementární buňky (A),
 $\sigma_{v,c}/\sigma_{v,z}$ ~ poměr svislého napětí přeneseného pilířem a zeminou viz vzorec (90),

$$\frac{\sigma_{v,c}}{\sigma_{v,z}} = \frac{(0,5 + f(v, \bar{a}_s))}{(K_a \cdot f(v, \bar{a}_s))} \quad (90)$$

kde: $\sigma_{v,c}/\sigma_{v,z}$ ~ poměr svislého napětí přeneseného pilířem a zeminou,
 $f(v, \bar{a}_s)$ ~ funkce vyjadřující závislost na \bar{a}_s a Poissonově čísle viz vzorec (23),
 K_a ~ koeficient aktivního zemního tlaku materiálu pilířů.

Výsledný koeficient zlepšení podloží lze tedy spočítat jako:

$$k_2 = f_d \cdot k_1 \quad (90)$$

kde: k_2 ~ výsledný koeficient zlepšení podloží,
 f_d ~ hloubkový faktor,
 k_1 ~ původní koeficient zlepšení podloží.

Vzhledem k tomu, že výše uvedené vztahy zahrnují řadu zjednodušení a nejsou tudíž fyzikálně a matematicky zcela korektní, je nutné stanovit rozsah platnosti hloubkového faktoru f_d . Tento faktor je omezen zdola tak, že $f_d \geq 1$, z čehož plyne, že hloubka má na koeficient zlepšení podloží čistě pozitivní vliv a při nejhorším tento koeficient zůstane stejný. Shora je pak hloubkový faktor omezen dle následujícího vzorce:

$$f_d \leq \frac{E_{oed,c}/E_{oed,z}}{\sigma_{v,c}/\sigma_{v,z}} \quad (91)$$

kde: $\sigma_{v,c}/\sigma_{v,z}$ ~ poměr svislého napětí přeneseného pilířem a zeminou,
 $E_{oed,c}/E_{oed,z}$ ~ poměr edometrických modulů materiálu pilířů a okolní zeminy.

Ačkoliv se hodnota hloubkového faktoru uvažuje vždy větší než 1, může nastat situace, že z výpočtu vyplyne hodnota menší než 1. Nastane-li tedy taková situace, je nutné dále posoudit maximální možnou hodnotu upraveného koeficientu zlepšení podloží dle vzorce:

$$k_{max} = 1 + a_s \cdot \left(\frac{E_{oed,c}}{E_{oed,z}} - 1 \right) \quad (92)$$

kde: k_{max} ~ maximální hodnota koeficientu zlepšení podloží,
 a_s ~ neupravený poměr průřezové plochy pilíře a elementární buňky,
 $E_{oed,c}/E_{oed,z}$ ~ poměr edometrických modulů materiálu pilířů a okolní zeminy.

Postup stanovení parametrů kompozitního bloku dle Priebeho

Stanovení většiny charakteristik kompozitního bloku závisí na koeficientu zlepšení podloží k , který byl detailně popsán v části „5.2.3 Štěrkové pilíře – modelování homogenního bloku kompozitního materiálu – Priebeho postup“. Veličiny, které na hodnotě koeficientu k nezávisí jsou veličiny závislé na geometrii, a dále jmenovitě objemová hmotnost a *Poissonovo číslo* kompozitního bloku, jejichž hodnoty jsou spočteny váženým průměrem hodnot původní zeminy v elementární buňce a materiálu štěrkového pilíře. [22], [24], [27], [28]

Deformační modul a edometrický modul lze stanovit vynásobením hodnotou koeficientu zlepšení podloží k :

$$E_{def,Komp} = k \cdot E_{def,z} \quad (93)$$

kde: $E_{def,Komp}$ ~ deformační modul kompozitního bloku,
 k ~ koeficient zlepšení podloží,
 $E_{def,z}$ ~ deformační modul původní zeminy.

Úhel vnitřního tření je vyjádřen následujícím vzorcem:

$$\varphi_{komp} = \arctg \left(\frac{k-1}{k} \cdot \operatorname{tg} \varphi_c + \left(1 - \frac{k-1}{k} \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi_s \right) \quad (94)$$

kde: φ_{komp} ~ úhel vnitřního tření kompozitního bloku,
 k ~ koeficient zlepšení podloží,
 φ_c ~ úhel vnitřního tření materiálu pilíře,
 φ_s ~ úhel vnitřního tření původní zeminy.

Výsledná soudržnost kompozitního bloku je stanovena jako:

$$c_{komp} = \left(1 - \frac{k-1}{k} \right) \cdot c_s \quad (95)$$

kde: φ_{komp} ~ úhel vnitřního tření kompozitního bloku,
 k ~ koeficient zlepšení podloží,
 φ_c ~ úhel vnitřního tření materiálu pilíře.

Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku dle Priebeho

Parametry původní zeminy, které jsou uvedeny v následujících *tabulkách 10 a 11* jsou rozděleny podle vrstev s různými hodnotami. Aby bylo možné následně porovnat tuto metodu se zjednodušeným postupem viz část „Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku“ jsou hodnoty těchto parametrů ve váženém průměru identické s hodnotami v části „Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku“.

Tabulka 10 Parametry původní nezlepšené zeminy

| vrstva | báze vrstvy | mocnost vrstvy | soudržnost totální | soudržnost efektivní | úhel vnitřního tření efektivní | modul přetvárnosti |
|--------|-------------|----------------|--------------------|----------------------|--------------------------------|--------------------|
| [-] | [m] | [m] | $c_{tot,z}$ [kPa] | $c_{ef,z}$ [kPa] | $\varphi_{ef,z}$ [°] | $E_{def,z}$ [MPa] |
| 1 | 1,0 | 1,0 | 17,0 | 9,0 | 24,0 | 4,0 |
| 2 | 2,0 | 1,0 | 19,0 | 11,0 | 17,0 | 5,0 |
| 3 | 2,5 | 0,5 | 18,0 | 10,0 | 18,0 | 6,0 |
| 4 | 4,0 | 1,5 | 16,0 | 8,0 | 25,5 | 4,0 |
| 5 | 6,0 | 2,0 | 19,5 | 11,4 | 16,0 | 6,0 |

Tabulka 11 Parametry původní nezlepšené zeminy - pokračování

| vrstva | edometrický modul | objemová tíha | objemová tíha saturovaná | Poissonovo číslo |
|--------|-------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| [-] | $E_{oed,z}$ [MPa] | γ_n [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | ν |
| 1 | 5,9 | 21,4 | 26,0 | 0,33 |
| 2 | 7,4 | 22,3 | 27,0 | 0,33 |
| 3 | 8,9 | 19,1 | 23,0 | 0,33 |
| 4 | 5,9 | 19,9 | 24,0 | 0,33 |
| 5 | 8,9 | 20,3 | 24,8 | 0,33 |

Tabulka 12 Parametry materiálu štěrkových pilířů

| popis veličiny | symbol | hodnota | jednotka |
|--------------------------------|------------------|---------|-------------------|
| soudržnost totální | $c_{tot,z}$ | 0,0 | kPa |
| soudržnost efektivní | $c_{ef,z}$ | 0,0 | kPa |
| úhel vnitřního tření efektivní | $\varphi_{ef,c}$ | 40,0 | ° |
| modul přetvárnosti | $E_{def,c}$ | 30 | MPa |
| edometrický modul | $E_{p,c}$ | 36,0 | MPa |
| Poissonovo číslo | ν_c | 0,25 | - |
| objemová tíha vlhká | γ_c | 18,0 | kN/m ³ |
| objemová tíha saturovaná | $\gamma_{c,sat}$ | 19,1 | kN/m ³ |

Tabulka 13 Návrh šterkových pilířů

| popis veličiny | symbol | hodnota | jednotka |
|---|-------------|---------|----------|
| průměr pilíře | D | 0,8 | m |
| osová vzdálenost pilířů v půdorysu | $S_{střed}$ | 2,3 | m |
| náhradní průměr elementární buňky | D_e | 2,4 | m |
| napětí v základové spáře od přitížení | p | 120,0 | kPa |
| součinitel bezpečnosti proti podrcení středu pilíře | F_{cc} | 1,30 | - |
| součinitel zohledňující rozptyl parametrů | f_v | 0,95 | - |

V tabulce 14 a tabulce 15 jsou vypsány jednotlivé veličiny kompozitního bloku, které byly vypočteny postupem z části „5.2.3 Šterkové pilíře – modelování homogenního bloku kompozitního materiálu – Priebeho postup“. Jedná se o hodnoty vypočtené v závislosti na koeficientu k_1 , tedy bez vlivu hloubkového faktoru f_d . Tento přístup je oproti použití koeficientu k_2 konzervativní, a je vhodný pro použití v případech, kde není přesně známo chování zemin v podloží, a je vhodnější uvažovat raději bezpečnější výsledné hodnoty. Výsledné parametry kompozitního materiálu se zohledněním hloubkového faktoru f_d jsou uvedeny v tabulce 16 a tabulce 17. Dále bude proveden výpočet a porovnání obou variant parametrů.

Tabulka 14 Parametry kompozitního bloku – bez vlivu hloubkového faktoru

| vrstva | a_s | $f(v, a_s)$ | koeficient zlepšení | $\Delta(A/A_c)$ | \bar{a}_s | koeficient zlepšení | modul přetvárnosti | edometrický modul |
|--------|-------|-------------|---------------------|-----------------|-------------|---------------------|--------------------|-------------------|
| [-] | [-] | [-] | k_0 [-] | [-] | [-] | k_1 [-] | $E_{def,1}$ [MPa] | $E_{oed,1}$ [MPa] |
| 1 | 0,11 | 0,668 | 1,77 | 0,97 | 0,10 | 1,70 | 6,8 | 9,5 |
| 2 | 0,11 | 0,668 | 1,77 | 0,97 | 0,10 | 1,70 | 8,5 | 11,9 |
| 3 | 0,11 | 0,668 | 1,77 | 0,97 | 0,10 | 1,70 | 10,2 | 14,3 |
| 4 | 0,11 | 0,668 | 1,77 | 0,97 | 0,10 | 1,70 | 6,8 | 9,5 |
| 5 | 0,11 | 0,668 | 1,77 | 0,97 | 0,10 | 1,70 | 10,2 | 14,3 |

Tabulka 15 Parametry kompozitního bloku – bez vlivu hloubkového faktoru – pokr.

| vrstva | Efektivní úhel vnitřního tření | soudržnost efektivní | soudržnost totální | objemová tíha | objemová tíha saturovaná | Poissonovo číslo |
|--------|--------------------------------|----------------------|--------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| [-] | φ_1 [°] | $c_{ef,1}$ [kPa] | $c_{u,1}$ [kPa] | γ_n [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | ν [-] |
| 1 | 31,3 | 5,3 | 10,0 | 21,15 | 26,05 | 0,31 |
| 2 | 27,7 | 6,5 | 11,2 | 21,95 | 26,95 | 0,31 |
| 3 | 28,2 | 5,9 | 10,6 | 19,10 | 23,38 | 0,31 |
| 4 | 32,0 | 4,7 | 9,4 | 19,81 | 24,27 | 0,31 |
| 5 | 27,2 | 6,7 | 11,5 | 20,17 | 24,99 | 0,31 |

Tabulka 16 Parametry kompozitního bloku – s vlivem hloubkového faktoru

| vrstva | \bar{a}_s | koefficient zlepšení | hloubkový faktor | koefficient zlepšení | modul přetvárnosti | edometrický modul |
|--------|-------------|----------------------|------------------|----------------------|--------------------|-------------------|
| [-] | [-] | k_1 [-] | f_d [-] | k_2 [-] | $E_{def,2}$ [MPa] | $E_{oed,2}$ [MPa] |
| 1 | 0,10 | 1,70 | 1,00 | 1,70 | 6,8 | 9,5 |
| 2 | 0,10 | 1,70 | 1,14 | 1,93 | 9,7 | 13,5 |
| 3 | 0,10 | 1,70 | 1,34 | 2,27 | 13,6 | 19,1 |
| 4 | 0,10 | 1,70 | 1,43 | 2,43 | 9,7 | 13,6 |
| 5 | 0,10 | 1,70 | 1,86 | 3,16 | 19,0 | 26,6 |

Tabulka 17 Parametry kompozitního bloku – s vlivem hloubkového faktoru – pokr.

| vrstva | Efektivní úhel vnitřního tření | soudržnost efektivní | soudržnost totální | objemová tíha | objemová tíha saturevaná | Poissonovo číslo |
|--------|--------------------------------|----------------------|--------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| [-] | φ_2 [°] | $c_{ef,2}$ [kPa] | $c_{u,2}$ [kPa] | γ_n [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | ν [-] |
| 1 | 31,3 | 5,3 | 10,0 | 21,15 | 26,05 | 0,31 |
| 2 | 29,4 | 5,7 | 9,8 | 21,95 | 26,95 | 0,31 |
| 3 | 31,5 | 4,4 | 7,9 | 19,10 | 23,38 | 0,31 |
| 4 | 34,6 | 3,3 | 6,6 | 19,81 | 24,27 | 0,31 |
| 5 | 33,6 | 3,6 | 6,2 | 20,17 | 24,99 | 0,31 |

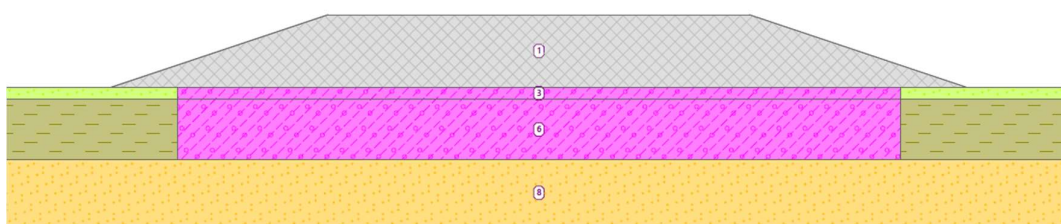
Výpočet sedání podloží metodou konečných prvků – Priebé

Pro výpočet konsolidace metodou konečných prvků by vytvořen model ve studentské licenci programu *GEO5, modul MKP*. Výpočet byl proveden dvakrát, nejprve pro násyp s podložím zlepšeným pilíři bez uvážení hloubkového faktoru f_d , a dále pro násyp na podloží zlepšeném šterkovými pilíři se započtením vlivu hloubkového faktoru f_d . Konkrétní parametry vycházejí z tabulek 10 až 17 z části „Ukázka stanovení parametrů kompozitního bloku dle Priebeho“. V modelu je uvažován identický násyp jako v části „Výpočet sedání podloží metodou konečných prvků“, tzn. násyp výšky $H = 6$ m, a zároveň mocnost stlačitelných vrstev $h = 6$ m. Materiálem násypu je zemina s objemovou tíhou $\gamma = 20$ kN/m³, která zatěžuje podloží plošným zatížením 120 kN/m². Hladina podzemní vody je uvažována 1 m pod úrovní původního terénu. Pod stlačitelnými vrstvami se nachází únosné a propustné podloží a dále je uvažováno, že spodní část násypu bude provedena z propustného materiálu. Těmito dvěma faktory je zajištěno oboustranná svislá konsolidace.

Výpočet konsolidace byl proveden v časech 7 dní, 30 dní, 365 dní (1 rok), 1095 dní (3 roky) a 1825 dní (5 let), přičemž bylo uvažováno, že během prvních sedmi dní byly zhotoveny šterkové pilíře, a v průběhu dalších 23 dní bylo vneseno plné zatížení. Uspořádání modelu pro oba případy (s vlivem a bez vlivu hloubkového faktoru) je identické, a je patrné z obr. 33. Výpočet konsolidace stlačitelné části podloží nebyl

proveden po vrstvách s výjimkou toho, že byly odděleny části podloží nad hladinou podzemní vody a pod její hladinou. Parametry zbylých 4 vrstev byly přepočítány váženým průměrem, přes jejich mocnost a byly zavedeny do výpočtu jako jeden blok.

Dále je uveden graf s porovnáním průběhu konsolidace podloží bez vlivu hloubkového faktoru a s jeho vlivem, viz *obr. 33* a *tabulka 18* s hodnotami sedání v čase. Součástí jsou i hodnoty sedání nezlepšeného podloží a hodnoty ze zjednodušeného výpočtu z části „Výpočet sedání podloží metodou konečných prvků“. Dále je uvedeno porovnání výsledků použitých metod výpočtu parametrů kompozitního materiálu



Obr. 33 Uspořádání modelu pro výpočet konsolidace – podloží zlepšené štěrkovými pilíři

Tabulka 18 Průběhy sedání podloží s pilíři a bez pilířů

| čas (t) | bez pilířů | zjednodušená metoda | Priebe (k_1) | Priebe (k_2) |
|----------|------------|---------------------|------------------|------------------|
| 7 dní | 0 mm | 0 mm | 0 mm | 0 mm |
| 30 dní | 73 mm | 59 mm | 57 mm | 52 mm |
| 365 dní | 111 mm | 91 mm | 90 mm | 72 mm |
| 1095 dní | 128 mm | 91 mm | 90 mm | 72 mm |
| 1825 dní | 130 mm | 91 mm | 90 mm | 72 mm |

5.2.4 Porovnání metod výpočtu

Při pohledu na graf na *obr. 34* je zjevné, že všechny výpočetní metody popsané v předchozích kapitolách dávají výsledky, na kterých je patrný zásadní vliv štěrkových pilířů na průběh konsolidace podloží. Pozitivní přínos je evidentní jak v omezení konečného sednutí, tak v podstatném urychlení doby konsolidace.

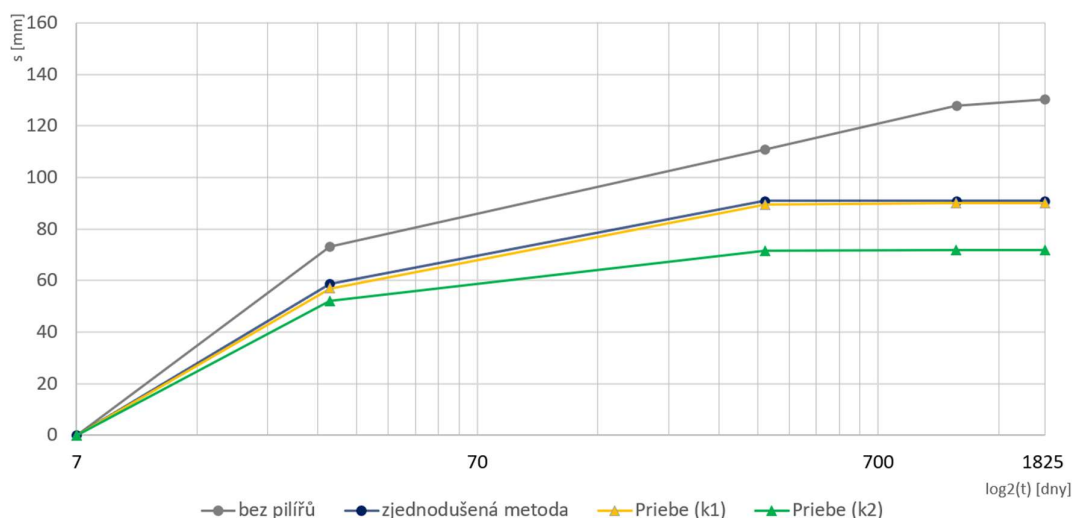
Zajímavé je porovnání zjednodušené metody a Priebeho postupu bez vlivu hloubkového faktoru (postup Priebe (k_1)). Průběhy křivek sedání jsou až nečekaně blízké – rozdíly hodnot sedání se pohybují v jednotkách milimetrů, což je pro reálné potřeby zanedbatelná hodnota.

O to méně očekávaný výsledek je to z toho důvodu, že Priebeho metoda je založena, a relativně složitě odvozena (viz část 5.1.1 *Priebeho metoda*), na principu boční deformace pilíře a na schopnosti zeminy tomuto bočnímu boulení vzdorovat, přičemž zjednodušená metoda vychází pouze z principu aritmetického průměru vlastností zeminy a materiálu pilíře. Značná podobnost výsledků metod, které jsou založené na zcela jiných principech je neobvyklá, zejména jsou-li metody takto odlišné svou komplexností přístupu k dané problematice.

Tento výsledek zcela jistě nelze zobecnit na všechny případy, jelikož v této práci je uveden pouze jeden jediný vzorový výpočet. Pro komplexnější porovnání by bylo zapotřebí množství dat pro různé kombinace vyztužení pilíři a charakteristik podloží, tj. provedení parametrické studie. Lze konstatovat, že již zmíněná zjednodušená metoda může dávat velice přesvědčivé výsledky. Toho je možné s výhodou využít pro vytvoření prvotního výpočtu, jelikož získání hodnot touto metodou je časově výrazně méně náročné, než aplikace Priebeho metody ať už s uvážením hloubkového faktoru nebo bez něj.

Průběh sedání podloží pro Priebeho metodu se zohledněním hloubkového faktoru (metoda Priebe (k_2)) je podle očekávání příznivější oproti Priebeho metodě bez vlivu hloubkového faktoru. Vzhledem k tomu že tato metoda dává již znatelně menší hodnoty oproti předchozím dvěma metodám, je na zkušenosti projektanta, zda tyto hodnoty použije pro další výpočet, nebo se bude držet metod dávajících konzervativnější výsledky, které jsou více na bezpečné straně. Metoda totiž spoléhá na výrazné boční podepření šterkového pilíře ve spodních vrstvách a relevantnost výsledků do vysoké míry závisí na podrobné znalosti geologie daného podloží. Oproti metodě bez uvážení hloubkového faktoru se v tomto případě mohou hodnoty součinitele zlepšení podloží rovnat ve spodních vrstvách až několikanásobku původní hodnoty.

Průběhy sedání v čase



Obr. 34 Průběhy sedání podloží – porovnání metod výpočtu

6. Chování geodrénu

V porovnání se štěrkovými pilíři, kterým byla věnována kapitola „4. Chování štěrkových pilířů“, vykazuje chování geodrénu některé společné, ale i rozdílné vlastnosti. Společným rysem obou metod zlepšení podloží je vertikální charakter těchto prvků. Ten je dán požadavkem na umožnění konsolidace podloží nejen pouze ve svislém, ale i ve vodorovném směru. Zásadním rozdílem oproti štěrkovým pilířům je ale skutečnost, že geodrény neslouží ke zlepšení základních parametrů původní zeminy, ale pouze k urychlení konsolidace podloží.

6.1 Vývoj geodrénu

První pokusy o vytvoření prefabrikované alternativy ke štěrkovým pilířům, které vyžadují kompletní realizaci in situ, přišly již ve 30. letech 20. století. Jednalo se pískové drény, které byly vyrobené ve formě tenkých válců obepnutých filtrační textilíí, která zajišťovala jak tvarovou stabilitu, tak odolnost pískové náplně proti zanášení jemnými částicemi. Takto připravené drény byly následně vkládány do předem vyvrtaných otvorů v podloží. Tato technologie je známá pod názvem „*Sand wicks*“ případně „*Fabridrains*“. [12], [30]

Dalším vývojovým stupněm jsou pískové drény, u kterých byla filtrační textilie nahrazena flexibilní trubicí, která byla po svém obvodu perforována. Obě tyto technologie mají značnou mechanickou odolnost, problémem je však významné porušení původní zeminy v blízkosti vrtů známé jako „*smear zone*“. Zemina v této porušené zóně vykazuje redukovanou propustnost, což má za následek snížení účinnosti. [12], [30]

Mezistupněm mezi výše uvedenými technologiemi a moderními geodrény jsou páskové drény vyrobené z impregnovaného lepenkového papíru. Papírové drény byly vyvinuté W. Kjellmanem ve 40. letech 20. století a měli již v podstatě podobu moderních geodrénu. Konstrukčně se jednalo o 2 slepené kartonové pásky o šířce cca 100 mm mezi kterými byly odtokové kanálky. Konstrukce drénů umožňovala jejich realizaci technologií typu jak *replacement*, tedy do předem připraveného vrtu, tak i *displacement*, neboli přímým vtlačení do podloží pomocí příslušného strojního vybavení. [12]

Geodrény, jak jsou známy v dnešní době, začaly nalézat uplatnění až 70. letech 20. století, což bylo zapříčiněno dvěma faktory. Zprvte teprve v 70. letech byly dostupné dostatečně mechanicky odolné, zároveň však pružné a trvanlivé materiály, které bylo možné použít na výrobu geodrénu. Dalším důvodem byla cena kameniva, které je používáno pro zhotovování štěrkových pilířů, a dále drahá technologie jejich provádění, což vedlo k tlaku na vývoj nových, méně nákladných technologií. Oproti starším formám geodrénu jsou moderní plastové drény zhotovovány takřka výhradně technologií typu *displacement*, což v případě geodrénu znamená, že jsou přímo vtlačovány do podloží. Vzhledem k užití technologii provádění nevzniká v okolí geodrénu tak významná zóna porušení „*smear zone*“ jako v případě starších typů drénů. [30]

6.2 Vlastnosti geodrénu

Jak již bylo popsáno v rešeršní části, konkrétně v podkapitole „2.3.7 Vertikální prvky“, geodrény jsou pásy, jejichž průřez je tvořen obdélníkem s typickou délkou hrany okolo 100 mm a šířkou pohybující se v rozmezí 3 mm až 7 mm. Jádro je tvořeno pevným, ale pružným polymerním materiálem. Průřez jádra je strukturován tak, aby vznikly ve směru podélné osy geodrénu kanálky pro odtok vody, případně se může místo kanálků jednat o spojitý prostor. Geodrénu je navíc obalen filtrační geotextílií, která slouží k odseparování odtokových kanálků od okolní nepropustné zeminy. Typické případy profilů geodrénu jsou znázorněny na obr. 12 v části „2.3.7 Vertikální prvky“. [12]

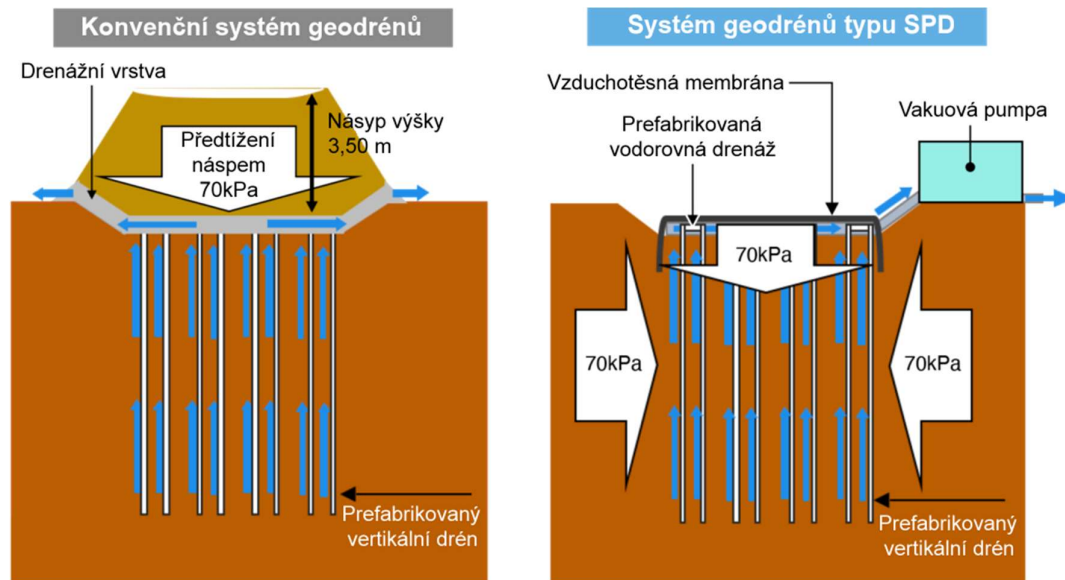
Klasické geodrény, které jsou převážně v podmínkách České republiky používány, fungují na gravitačním principu. Jejich aktivace je tedy založena na tom, že jsou zhotoveny geodrény, následně je realizována násypová konstrukce. Ta přitíží podloží nasycené vodou, čímž se zvýší pórový tlak, a tudíž může být přetlaková voda odváděna geodrény k povrchu, dokud se pórový tlak nevyrovná na hodnotu odpovídající příslušné výšce vodního sloupce.

Zcela jiným případem jsou tak zvané SPD (*suction plastic drain*, v překladu *podtlakové plastové drény*), které fungují na přesně opačném principu (viz obr. 35). Iniciátorem pohybu vody z podloží není v tomto případě přetlak pórové vody způsobený přitížením, ale naopak podtlak uměle vytvořený v drenážním potrubí. Vertikální drény jsou v tomto případě na svém konci u povrchu pospojovány vzájemně plastovým potrubím. Nad tuto síť vodorovného potrubí je aplikována celoplošná těsnicí vrstva, která je tvořena plastovou membránou. Vodorovné potrubí je zakončené vakuovou pumpou, která v závislosti na svém výkonu dokáže v trubním systému vygenerovat podtlak o hodnotě až 80 % absolutního vakua. Vzhledem k běžné hodnotě atmosférického tlaku v oblasti české republiky okolo 100 kPa vychází 80 % této hodnoty na 80 kPa. V takovém případě může podtlakový systém simulovat napětí od přitížení naspem 80 kPa, což při běžné hodnotě objemové tíhy zeminy 20 kN/m³ dává hodnotu ekvivalentní výšky násypu 4 m. [12], [31]

Geodrény na principu SPD mohou nelézt uplatnění zejména při urychlení konsolidace podloží pod plošným základem. V takovémto případě odpadá potřeba zřizovat násypy kvůli zajištění předtížení podloží. Výhodou je tedy redukce zemních prací, které představují nezanedbatelné náklady. Z omezení zemních prací vyplývá také výhoda v podobě úspory času, jelikož zemní práce jsou velice časově náročná etapa výstavby. Nevýhodou systému SPD je nutnost permanentního provozu vakuových pump, které pro dostatečnou účinnost drénování mají vysoký výkon a jejich provoz je tady finančně nákladný. V České republice zatím technologie SPD není rozšířena, nicméně setkat se s ní lze v některých asijských zemích (například v Číně nebo v Japonsku). [12], [31]

Obecným, v současnosti aktuálním, problémem geodrénu může být jejich materiálové složení, vzhledem k tomu, že jsou vyrobené z odolných plastů s dlouhým časem odbourání. Jejich materiál tedy může na rozdíl od štěrkových pilířů představovat teoreticky riziko pro životní prostředí. Na druhou stranu vzhledem k dlouhému času odbourání těchto materiálů lze předpokládat jejich takřka inertní povahu, která riziko

nějakého zásadního vlivu na životní prostředí výrazně snižuje. Touto problematikou se již některé firmy dodávající geodrény (například japonská společnost *CHIKAMI MILTEC INC.*) intenzivně zabývají a mají ve svém portfoliu výrobků také varianty z biologicky odbouratelných materiálů.



Obr. 35 Porovnání technologie klasických geodrénu a SPD [31]

6.3 Koncept elementární buňky

Při analýze Geodrénu je uvažován princip elementární buňky, stejně jako v případě analýzy šterkových pilířů. Ačkoliv je v následujících kapitolách tento princip zásadní, není zde již popisován, jelikož byl podrobně rozepsán v části „4.1 Koncept elementární buňky“. Další tématikou, která již byla dostatečně popsána dříve, konkrétně v části „4.2 Skupiny šterkových pilířů“, jsou možná uspořádání geodrénu. Zejména se jedná o upořádání do trojúhelníkového, případně čtvercového rastru, jak je znázorněno na obr. 17 Trojúhelníkový a čtvercový rastr.

Dále je v následující části „6.4 Teorie radiální konsolidace“ rozepsána problematika analýzy průběhu konsolidace v radiálním směru na základě konceptu elementární buňky. Výpočet radiální konsolidace při použití geodrénu se vzhledem k technologii provádění mírně liší od již popsaného principu radiální konsolidace v případě šterkových pilířů. Popis radiální konsolidace je v případě geodrénu zcela stěžejní, jelikož umožnění této konsolidace je v podstatě jedinou úlohou geodrénu, na rozdíl od šterkových pilířů, které mohou být i vertikálním nosným prvkem.

6.4 Teorie radiální konsolidace

Urychlení konsolidace je v případě použití geodrénu založené na stejném principu jako u již popsaných šterkových pilířů. Jedná se o umožnění proudění vody nejen vertikálním, ale i radiálním směrem. Pro výpočet výsledného stupně konsolidace lze využít vzorce na principu superpozice stupně konsolidace vertikálního a radiálního, který je identický, jako v případě šterkových pilířů, a který předložil N. Carrillo:

$$U = 1 - (1 - U_r) \cdot (1 - U_z) \quad (96)$$

kde: U ~ výsledný stupeň konsolidace,
 U_r ~ stupeň konsolidace v radiálním směru,
 U_z ~ stupeň konsolidace ve vertikálním směru.

Pro stanovení hodnoty U_z neboli stupně konsolidace ve vertikálním směru je možné využít grafu na obr. 14 uvedeného v části „3.3 Terzaghiho teorie konsolidace“. Výpočet stupně konsolidace v radiálním směru lze provést obdobně jako v případě šterkových pilířů na základě následujícího vzorce odvozeného R. A. Barronem:

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{F_{(n)}}\right) \quad (97)$$

kde: U_r ~ stupeň konsolidace v radiálním směru,
 T_r ~ časový faktor radiální konsolidace,
 $F_{(n)}$ ~ funkce závisící na geometrickém uspořádání geodrénu,

přičemž funkci $F_{(n)}$ stanovil Barron následovně:

$$F_{(n)} = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (98)$$
$$n = \frac{D_e}{D_d}$$

kde: D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 D_d ~ náhradní průměr geodrénu.

Bezrozměrný časový faktor pro radiální směr je dán vzorcem:

$$T_r = C_{vh} \cdot \frac{t}{D_e^2} \quad (99)$$

kde: C_{vh} ~ koeficient radiální konsolidace zeminy,

t ~ vyšetřovaný čas,

D_e ~ náhradní průměr elementární buňky.

Vzhledem k tomu že geodrény jsou obdélníkového průřezu, ale teorie radiální konsolidace operují s průřezem kruhového tvaru, je potřeba stanovit náhradní průměr geodrénu jako:

$$D_d = \frac{2 \cdot (b + t)}{\pi} \quad (100)$$

kde: D_d ~ náhradní průměr geodrénu,

b ~ šířka průřezu geodrénu,

t ~ tloušťka průřezu geodrénu.

Výpočet radiálního stupně konsolidace popsany uvedenými vzorci (97) až (100) je založen na předpokladu, že původní zemina si i po aplikaci geodrénu zachovává své původní hodnoty propustnosti, a zároveň, že geodrény samotné jsou ideálně propustné. Tyto předpoklady reálné chování značně zjednodušují, a výsledky získané tímto postupem tedy nemusejí být zcela odpovídající. [12], [30]

Z toho důvodu odvodil Barron později vztah (101), který zahrnuje do výpočtu omezenou propustnost geodrénu a parametry takzvané porušené zóny známou v cizojazyčné literatuře jako „*smear zone*“. Jedná se o oblast v bezprostředním okolí aplikovaného geodrénu, která je charakteristická až násobně menší propustností v horizontálním směru oproti původní zemině. Tento vztah vlastně vychází z původní Barronovy rovnice, kterou pouze rozšiřuje o výše uvedené faktory.

Míra vlivu těchto faktorů na výsledný průběh konsolidace dle Barronova vztahu (101) je významná pouze pro nízké hodnoty časového faktoru T_r , z čehož plyne, že největší rozdíly oproti výpočtu dle původního Barronova vztahu (97) lze zaznamenat v časech krátce po vnesení zatížení, jak je patrné z *obr. 36*, kde jsou vykresleny nomogramy pro odečet průměrného stupně konsolidace na základě časového faktoru, a to dle obou zmíněných Barronových vztahů (97) a (101).

Upravený vztah pro výpočet stupně konsolidace v radiálním směru odvodil Barron jako:

$$\bar{U}_r = 1 - \exp \left\{ -\frac{8T_r}{v} \cdot \left[\frac{\exp[\beta \cdot (z - 2l)] + \exp(-\beta \cdot z)}{1 + \exp(-2\beta \cdot l)} \right] \right\} \quad (101)$$

kde: T_r ~ časový faktor radiální konsolidace viz vzorec (99),
 v ~ funkce zohledňující geometrii a redukovanou propustnost viz (102),
 β ~ funkce zohledňující geometrii a redukovanou propustnost viz (103),
 z ~ vyšetřovaná hloubka,
 l ~ polovina délky geodrénu,

přičemž:

$$v = \frac{D_e^2}{D_e^2 - D_d^2} \cdot \ln \left(\frac{D_e}{d_s} \right) - \frac{3}{4} + \frac{d_s^2}{4D_e^2} + \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{D_e^2 - d_s^2}{D_e^2} \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{D_d} \right) \quad (102)$$

kde: v ~ funkce zohledňující geometrii a redukovanou propustnost,
 D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 D_d ~ náhradní průměr geodrénu,
 d_s ~ průměr zóny porušení,
 k_h ~ koeficient propustnosti zeminy v horizontálním směru,
 k_s ~ propustnost zóny porušení,

a dále:

$$\beta = \sqrt{\frac{2\pi \cdot k_h \cdot \left(1 - \frac{d_s^2}{D_e^2} \right)}{v \cdot q_d}} \quad (103)$$

kde: β ~ funkce zohledňující geometrii a redukovanou propustnost,
 k_h ~ koeficient propustnosti zeminy v horizontálním směru,
 d_s ~ průměr zóny porušení,
 D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 q_d ~ průtočná kapacita geodrénu viz (104).

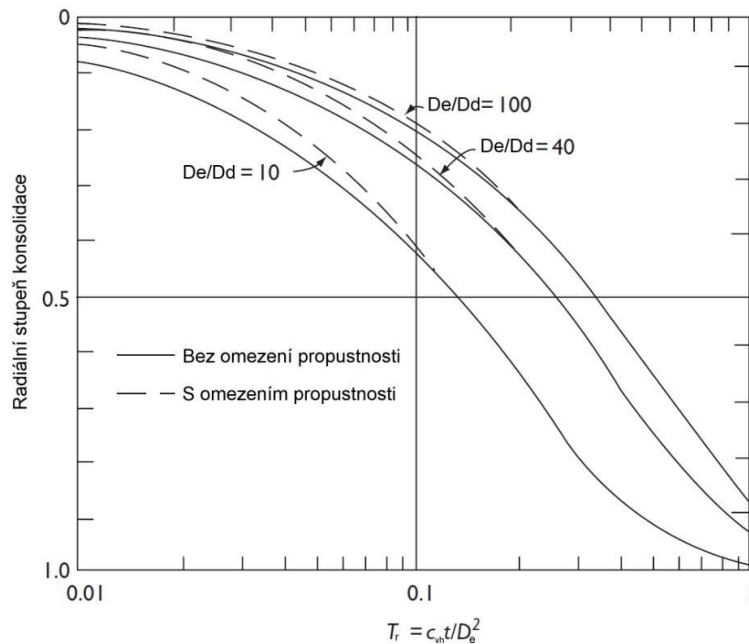
Průtočná kapacita geodrénu lze vyjádřit jako:

$$q_d = k_d \cdot \pi \cdot \frac{D_d^2}{4} \quad (104)$$

kde: q_d ~ průtočná kapacita geodrénu,
 k_d ~ koeficient propustnosti geodrénu,
 D_d ~ náhradní průměr geodrénu.

Upravený postup dle R. A. Barrona popsáný v rovnicích (101) až (104) dává výsledky jednoznačně lépe vypovídající o skutečném vlivu geodrénu na průběh radiální konsolidace než původní postup. Lze jím vyjádřit stupeň radiální konsolidace v libovolné hloubce a v libovolném vyšetřovaném čase, a to s vlivy omezení propustnosti samotných geodrénu a omezení propustnosti porušené zóny.

Vzhledem k tomu, že výpočet radiálního stupně konsolidace upravenou metodou dle Barrona je poměrně komplikovaný, a náchylný na početní chyby, lze s výhodou použít řešení Barronovy rovnice (101) za použití nomogramů na *obr. 36*. Ze zmíněného obrázku je možné odečíst stupeň radiální konsolidace pro různé hodnoty bezrozměrného časového faktoru a různé hodnoty podílu průměru elementární buňky a náhradního průměru geodrénu. Z téhož obrázku je také patrný rozdíl mezi původním Barronovým postupem a postupem modifikovaným. Je zřejmé že efekt redukované propustnosti porušené oblasti a propustnosti drenáže má významný vliv pouze pro nízké hodnoty časového faktoru.



Obr. 36 Závislost stupně konsolidace na časovém faktoru [12]

Alternativní postup získání stupně konsolidace v radiálním směru představil později S. Hansbo, který též jako R. A. Barron do výpočtu zavedl vliv propustnosti geodrénu, a dále zónu porušení. Propustnost porušené zóny může být dle Hansba redukována až na hodnotu 1/10 oproti horizontální propustnosti původní zeminy. [30]

Hansbo v podstatě rozšířil o vliv propustnosti geodrénu a porušené zóny původní postup, který předložil W. Kjellman, a který je velmi podobný Barronovu postupu viz (97) a dále. Postup dle Hansba je výpočetně o něco jednodušší oproti rozšířenému Barronovu postupu patrnému z rovnic (101) až (104), i přes to, že rozšířený Barronův postup je v práci uveden již ve své zjednodušené variantě. Rovnice (101) v původní podobě je podstatně komplikovanější, avšak sám autor tohoto postupu uvádí i její zjednodušenou variantu, pro běžné výpočty zcela dostačující.

Upravený vzorec pro výpočet stupně radiální konsolidace dle Hansba je:

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{\mu}\right) \quad (105)$$

kde: U_r ~ stupeň konsolidace v radiálním směru,
 T_r ~ časový faktor radiální konsolidace viz vzorec (99),
 μ ~ funkce zohledňující geometrii a redukovanou propustnost viz (106).

Funkce μ se vypočte jako:

$$\mu = \ln\left(\frac{D_e}{d_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln\left(\frac{d_s}{D_d}\right) - \frac{3}{4} + \frac{2 \cdot k_h \cdot \pi \cdot l^2}{3 \cdot q_d} \quad (106)$$

kde: μ ~ funkce zohledňující geometrii a redukovanou propustnost,
 D_e ~ náhradní průměr elementární buňky,
 d_s ~ průměr zóny porušení,
 k_h ~ koeficient propustnosti zeminy v horizontálním směru,
 k_s ~ propustnost zóny porušení,
 D_d ~ náhradní průměr geodrénu,
 l ~ polovina délky geodrénu,
 q_d ~ průtočná kapacita geodrénu.

přičemž:

$$q_d = k_d \cdot \pi \cdot \frac{D_d^2}{4} \quad (107)$$

kde: q_d ~ měrná kapacita průtoku geodrénu,
 k_d ~ koeficient propustnosti geodrénu,
 D_d ~ náhradní průměr geodrénu.

Obě popsané metody (rozšířená metoda dle Barrona a metoda dle Hansba) zahrnující vliv porušené oblasti zeminy a omezené propustnosti geodrénu jsou poměrně komplexní nástroje pro analýzu konsolidace podloží ve kterém jsou aplikovány geodrény. V praxi však nemusí být vždy nutné použít takto složitých metod, ale pro rutinní výpočty obvykle stačí nástroje jednodušší. Například firma *Colbond Geosynthetics* uvádí ve svém manuálu [32] k výrobku *Colbondrain*[®] jako základní postup pro výpočet radiální konsolidace při návrhu geodrénu Kjellmanovu rovnicí:

$$t = \frac{D_e^2}{8C_{vh}} \cdot \left[\ln \left(\frac{D_e}{D_d} \right) - \frac{3}{4} \right] \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - U_r} \right) \quad (108)$$

kde: D_e ~ náhradní průměr elementární buňky
 C_{vh} ~ koeficient radiální konsolidace zeminy,
 D_d ~ náhradní průměr geodrénu,
 U_r ~ požadovaný stupeň konsolidace v radiálním směru.

7. Zavedení geodrénu do výpočtu

7.1 Vzorové analytické řešení – ruční výpočet

Zadání

Navrhněte zlepšení podloží náspu pomocí geodrénu. Spočítejte průběh konsolidace v časech 1 týden, 1 měsíc, 3 měsíce, 1 rok, 3 roky a 5 let ve variantách bez geodrénu, s geodrény metodou dle Barrona a metodou dle Hansba s vlivem tzv. „smear zone“.

Násp: $H_n = 4,0$ m ~ celková výška střední části náspu
 $H_1 = 3,5$ m ~ mocnost náspu nad drenážní vrstvou
 $H_2 = 0,5$ m ~ mocnost drenážní vrstvy
 $\gamma_n = 20,0$ kN/m³ ~ průměrná objemová tíha náspu

Podloží: měkký jíl 100% saturovaný vodou na únosné propustné vrstvě

$\varphi_u = 0,0^\circ$ ~ úhel vnitřního tření neodvodněný
 $c_u = 18,0$ kPa ~ soudržnost neodvodněná
 $\nu = 0,4$ ~ Poissonovo číslo
 $H_p = 5,0$ m ~ mocnost vrstvy měkkého jílu
 $\gamma_z = 25,0$ kN/m³ ~ objemová hmotnost jílu
 $e = 1,3$ ~ číslo pórovitosti
 $C_c = 0,55$ ~ číslo stlačitelnosti
 $C_v = 4,0 \cdot 10^{-3}$ m²/den ~ koeficient konsolidace jílu
 $K_h = 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/den ~ horizontální propustnost zeminy
 $K_h/k_v = 3,0$ ~ poměr horizontální a vertikální propustnosti
 $K_s = 1,0 \cdot 10^{-6}$ m/den ~ vodorovná propustnost zeminy v oblasti „smear zone“
 $N = 2$ ~ počet směrů drénování (oboustranné drénování)

Předběžný návrh: Trojúhelníková síť

$s = 2,0$ m ~ osová rozteč geodrénu v síti
 $b = 0,1$ m ~ šířka průřezu geodrénu
 $t = 0,003$ m ~ tloušťka průřezu geodrénu
 $q_d = 0,019$ m³/den ~ průtočná kapacita geodrénu

Výpočet konsolidace – případ a) bez geodrénu

Pórovitost:

$$n = \frac{e}{(1 + e)} = \frac{1,3}{(1 + 1,3)} = 0,556 = \mathbf{55,6\%} \quad (109)$$

Objemová tíha zeminy pod vodou:

$$\gamma' = (1 - n) \cdot (\gamma_z - \gamma_w) = (1 - 0,556) \cdot (25,0 - 9,8) = \mathbf{6,76\ kN/m^3} \quad (110)$$

Původní geostatické napětí v polovině mocnosti jílovité vrstvy:

$$\sigma_0 = \gamma' \cdot \frac{H_p}{2} = 6,76 \cdot \frac{5,0}{2} = \mathbf{16,9\ kPa} \quad (111)$$

Přetížení od náspu:

$$p = H_n \cdot \gamma_n = 4,0 \cdot 20,0 = \mathbf{80\ kPa} \quad (112)$$

Konečná hodnota sednutí podloží od přetížení náspem:

$$s_t = \frac{C_c}{(1 + e)} \cdot \log\left(\frac{\sigma_0 + p}{\sigma_0}\right) = \frac{0,55}{(1 + 1,3)} \cdot \log\left(\frac{16,9 + 80}{16,9}\right) = 0,185\ m = \mathbf{185\ mm} \quad (113)$$

Bezrozměrný časový faktor pro vertikální směr:

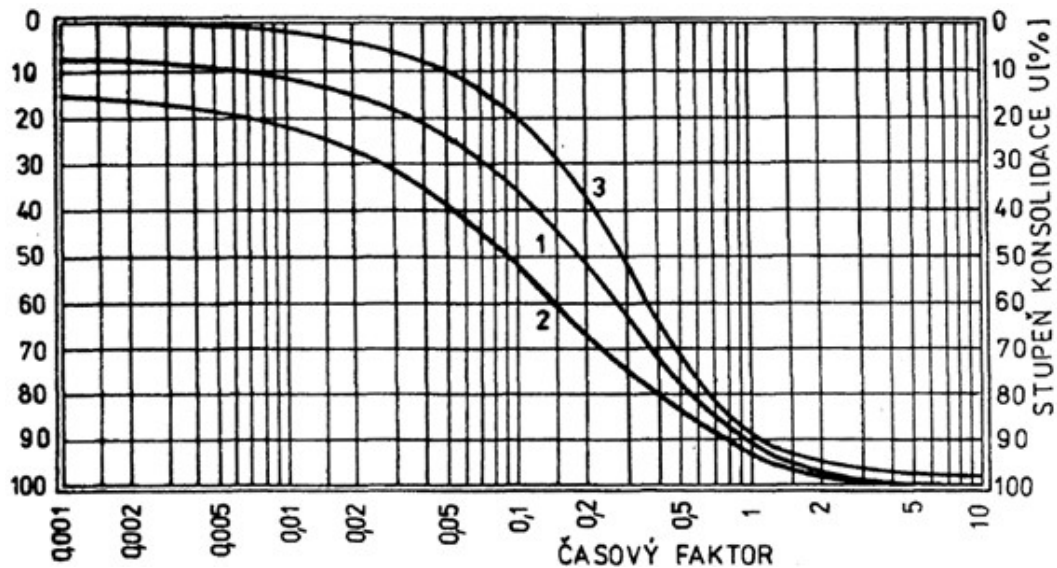
$$T_z = C_v \cdot \frac{t}{\left(\frac{H_p}{N}\right)^2} \quad (114)$$

Sednutí podloží v čase:

$$s_{(t)} = U_z \cdot s_t \quad (115)$$

kde: U_z ~ stupeň vertikální konsolidace odečtený z grafu na obr. 37.

Stupně konsolidace pro jednotlivé časové faktory jsou odečteny z křivky 1 grafu na obr. 37:



Obr. 37 Závislost stupně konsolidace na časovém faktoru [8]

Vstupní veličiny a výsledné hodnoty sedání v čase jsou shrnuty v tabulce 19:

Tabulka 19 Stupeň konsolidace a průběh sedání v čase

| Čas (t) | časový faktor (T_z) | stupeň konsolidace (U_z) | sedání podloží (s) |
|----------|-------------------------|------------------------------|--------------------|
| 7 dní | 0,004 | 0,08 = 8 % | 15 mm |
| 30 dní | 0,019 | 0,15 = 15 % | 28 mm |
| 90 dní | 0,058 | 0,27 = 27 % | 50 mm |
| 365 dní | 0,234 | 0,56 = 56 % | 104 mm |
| 1095 dní | 0,701 | 0,68 = 85 % | 158 mm |
| 1825 dní | 1,168 | 0,95 = 95 % | 176 mm |

Výpočet konsolidace – případ b) s geodrény – výpočet dle Barrona

Dále je rozepsán výpočet konsolidace podloží s aplikovanými geodrény. Jedná se o původní postup výpočtu dle R. A. Barrona, tedy bez vlivu tak zvané „smear zone“ neboli oblasti porušené zeminy, jejíž propustnost je snížena, v bezprostředním okolí geodrénu. Dalším zjednodušujícím předpokladem je uvažování samotných geodrénu jako prvků s neomezenou propustností.

Vzhledem k tomu, že výsledný stupeň konsolidace v takovémto případě je superpozicí konsolidace vertikální a radiální, jsou hodnoty vertikálního stupně konsolidace převzaty z části příkladu „Výpočet konsolidace – případ a) bez geodrénu“.

Náhradní průměr geodrénu:

$$D_d = \frac{2 \cdot (b + t)}{\pi} = \frac{2 \cdot (0,1 + 0,003)}{\pi} = 0,07 \text{ m} \quad (116)$$

Ekvivalentní průměr elementární buňky:

$$D_e = 1,05 \cdot s = 1,05 \cdot 2,0 = 2,1 \text{ m} \quad (117)$$

Horizontální koeficient konsolidace zeminy:

$$C_{vh} = C_v \cdot \frac{k_h}{k_v} = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 3,0 = \mathbf{12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{den}} \quad (118)$$

Poměr průměru elementární buňky a náhradního průměru geodrénu:

$$n' = \frac{D_e}{D'} = \frac{2,1}{0,07} = \mathbf{32,0} \quad (119)$$

Funkce $F_{(n)}$ pro výpočet radiálního stupně konsolidace:

$$F_{(n)} = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \cdot \ln(n') - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \quad (120)$$

$$\left(\frac{32,0^2}{32,0^2 - 1} \right) \cdot \ln(32,0) - \frac{3 \cdot 32,0^2 - 1}{4 \cdot 32,0^2} = \mathbf{2,72}$$

Bezrozměrný časový faktor pro radiální směr:

$$T_r = C_{vh} \cdot \frac{t}{D_e^2} \quad (121)$$

Stupeň konsolidace v radiálním směru:

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{F(n)}\right) \quad (122)$$

Stupeň konsolidace celkový:

$$U = 1 - (1 - U_z) \cdot (1 - U_r) \quad (123)$$

Sedání podloží v čase:

$$s = U \cdot s_t \quad (124)$$

Vstupní veličiny a výsledné hodnoty sedání v čase jsou shrnuty v *tabulce 20*:

Tabulka 20 Bezrozměrný časový faktor a stupeň konsolidace v radiálním směru

| čas (t) | časový faktor radiální (T_r) | stupeň konsolidace radiální (U_r) | stupeň konsolidace celkový (U) | sedání podloží (s) |
|----------|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| 7 dní | 0,019 | 0,05 = 5 % | 0,13 = 13 % | 24 mm |
| 30 dní | 0,082 | 0,21 = 21 % | 0,34 = 34 % | 61 mm |
| 90 dní | 0,245 | 0,51 = 51 % | 0,65 = 65 % | 120 mm |
| 365 dní | 0,993 | 0,95 = 95 % | 0,98 = 98 % | 181 mm |
| 1095 dní | 2,980 | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 185 mm |
| 1825 dní | 4,996 | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 185 mm |

Výpočet konsolidace – případ c) s geodrény – výpočet dle Hansba

Dále je rozepsán výpočet konsolidace podloží s aplikovanými geodrény. Jedná se o postup výpočtu dle S. Hansba, s vlivem tak zvané „smear zone“ neboli oblasti porušené zeminy, jejíž propustnost je snížena, v bezprostředním okolí geodrénu. Dále je do výpočtu zahrnuta kapacita průtoku samotných geodrénu. Průměr porušené oblasti neboli „smear zone“ je odhadnut jako přídavek 1/6 k náhradnímu průměru geodrénu. Dále propustnost „smear zone“ je v zadání úlohy odhadnuta jako 1/10 původní hodnoty horizontální propustnosti zeminy. [12]

Vzhledem k tomu že výsledný stupeň konsolidace v takovémto případě je superpozicí konsolidace vertikální a radiální, jsou hodnoty vertikálního stupně konsolidace převzaty z části příkladu „Výpočet konsolidace – případ a) bez geodrénu“. Dále jsou převzaty hodnoty náhradního průměru geodrénu, průměru elementární buňky a časových faktorů z části „Výpočet konsolidace – případ b) s geodrény – výpočet dle Barrona“.

Odhad průměru „smear zone“:

$$d_s = D_d \cdot \left(1 + \frac{1}{6}\right) = 0,07 \cdot \left(1 + \frac{1}{6}\right) = \mathbf{0,08 \text{ m}} \quad (125)$$

Výpočet funkce μ :

$$\begin{aligned} \mu &= \ln\left(\frac{D_e}{d_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln\left(\frac{d_s}{D_d}\right) - \frac{3}{4} + \frac{2 \cdot k_h \cdot \pi \cdot l^2}{3 \cdot q_d} = \\ &= \ln\left(\frac{2,1}{0,08}\right) + \frac{1 \cdot 10^{-5}}{1 \cdot 10^{-6}} \cdot \ln\left(\frac{0,08}{0,07}\right) - \frac{3}{4} + \frac{2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot \pi \cdot 2,5^2}{3 \cdot 0,019} = \mathbf{4,097} \end{aligned} \quad (126)$$

Stupeň konsolidace v radiálním směru:

$$\bar{U}_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{\mu}\right) \quad (127)$$

Stupeň konsolidace celkový:

$$U = 1 - (1 - U_z) \cdot (1 - \bar{U}_r) \quad (128)$$

Sedání podloží v čase:

$$s = U \cdot s_t \quad (129)$$

Vstupní veličiny a výsledné hodnoty sedání v čase jsou shrnuty v *tabulce 21*:

Tabulka 21 Bezrozměrný časový faktor a stupeň konsolidace v radiálním směru – Hansbo

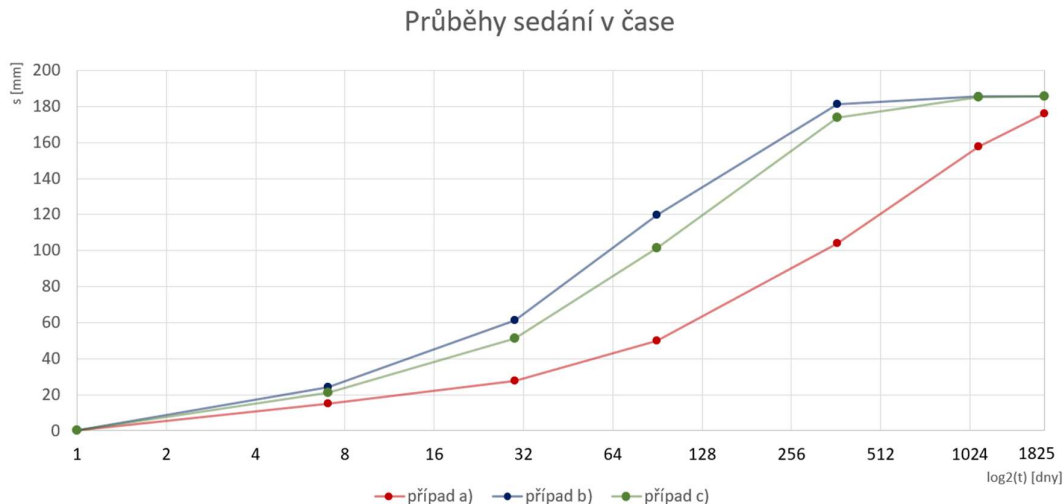
| čas (t) | časový faktor radiální (T_r) | stupeň konsolidace radiální (\bar{U}_r) | stupeň konsolidace celkový (U) | sedání podloží (s) |
|----------|----------------------------------|---|------------------------------------|--------------------|
| 7 dní | 0,019 | 0,04 = 4 % | 0,11 = 11 % | 21 mm |
| 30 dní | 0,082 | 0,15 = 15 % | 0,28 = 28 % | 51 mm |
| 90 dní | 0,245 | 0,38 = 38 % | 0,55 = 55 % | 102 mm |
| 365 dní | 0,993 | 0,86 = 86 % | 0,94 = 94 % | 174 mm |
| 1095 dní | 2,980 | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 185 mm |
| 1825 dní | 4,996 | 1,00 = 100 % | 1,00 = 100 % | 185 mm |

Porovnání výsledků

Při pohledu na vykreslení průběhů sedání na *obr. 38* je přínos aplikace geodrénu do podloží zcela evidentní. Z průběhu křivky označené jako „*případ a)*“, která znázorňuje konsolidaci podloží bez geodrénu je patrné, že po 3 letech (1825 dní) od vnesení zatížení proběhne 95 % celkového sedání. Pakliže jsou do podloží aplikovány geodrény v trojúhelníkovém rastru s osovou roztečí 2,0 m (*případy b, c*), dosáhne podloží obdobné hodnoty sednutí již v průběhu 1 roku (365 dní). Takovéto urychlení konsolidace ze 3 let na 1 rok má na průběh výstavby zcela zásadní význam. V případě využití menší osové rozteče geodrénu a zároveň aplikace jejich většího profilu lze dosáhnout ještě výraznějšího urychlení konsolidace.

Křivka označená jako „*případ c)*“ reprezentuje průběh sedání, který byl vypočten metodou dle S. Hansba. To znamená, že v tomto případě byly do výpočtu zahrnuty vlivy „*smear zone*“ a omezené průtočné kapacity geodrénu. Lze předpokládat, že v důsledku toho je vypočtený průběh sedání dle S. Hansba bližší skutečnému chování geodrénu než průběh sedání vypočtený metodou dle R. A. Barrona, znázorněný křivkou „*případ b)*“. Ačkoliv je rozdíl v komplexnosti přístupu mezi výpočtem dle Barrona a Hansba, ve výsledném vykreslení průběhu sedání vypočteného těmito metodami není rozdíl, který by šlo označit za zcela zásadní. Při celkovém výsledném sedání 185 mm činí největší rozdíl sedání v daném čase 18 mm, z čehož plyne odchylka mezi oběma metodami přibližně 10 % vztaženo na celkovou finální hodnotu sednutí. Takový rozdíl nemusí být v praktických rutinních výpočtech významný a je tedy na projektantovi a jeho zkušenostech, k jaké výpočetní metodě se přikloní, zda ke zjednodušené metodě dle Barrona, nebo k početně složitějšímu postupu dle Hansba.

Na druhou stranu, rozdíly ve výsledcích obou metod získané v této úloze nelze zobecnit. Je pravděpodobné, že pro jiné nastavení vstupních parametrů výpočtu se budou křivky označené jako „*případ b)*“ a „*případ c)*“ lišit výrazněji.



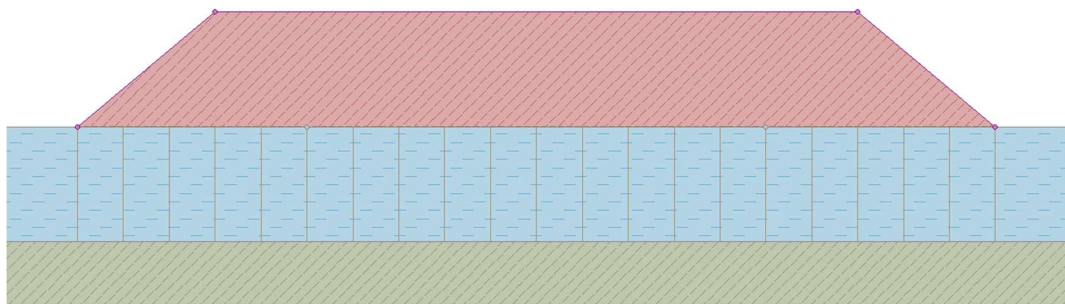
Obr. 38 Průběhy sedání v čase

7.2 Vzorové analytické řešení – softwarový výpočet

Pro výpočet konsolidace podloží zlepšeného geodrény byl využit program *GEO5* (verze 2024), konkrétně modul „sedání“, který v této verzi umožňuje aplikovat geodrény do podloží. Jako vstupní údaje do programu byly využity hodnoty ze zadání v části „7.1 Vzorové analytické řešení – ruční výpočet“. Vstupní údaje jsou vzhledem k metodice výpočtu užitě softwarem pro tento případ doplněny o edometrický modul E_{oed} zeminy podloží v hodnotě odpovídající hodnotě pro danou zeminu, a déle součinitel strukturní pevnosti m .

$$\begin{aligned} E_{oed} &= 2,6 \text{ MPa} && \sim \text{edometrický modul} \\ m &= 0,1 && \sim \text{součinitel strukturní pevnosti} \end{aligned}$$

Výpočet konsolidace byl nejprve proveden v případě bez geodrény a následně s aplikovanými geodrény. Geometrické uspořádání úlohy v programu je patrné z *obr. 39*. Prvním materiálem shora, vyšrafovaným červeně, je samotné těleso náspu, dále modře vyšrafovaná plocha představuje konsolidující jílovitou zeminu a zeleně je označeno propustné tuhé podloží. Svislice v modře vyšrafované oblasti představují aplikované geodrény.

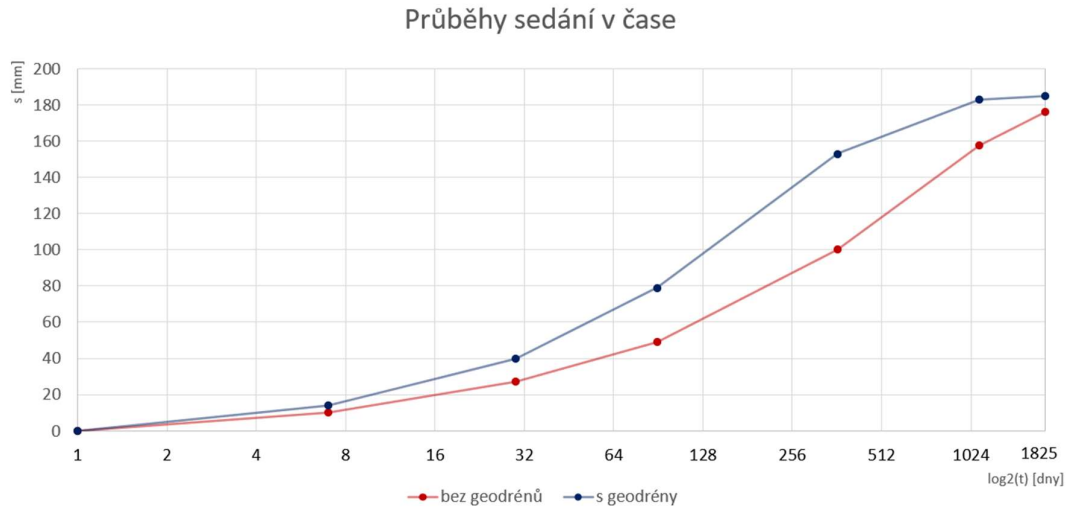


Obr. 39 Uspořádání modelu s geodrény pro výpočet konsolidace

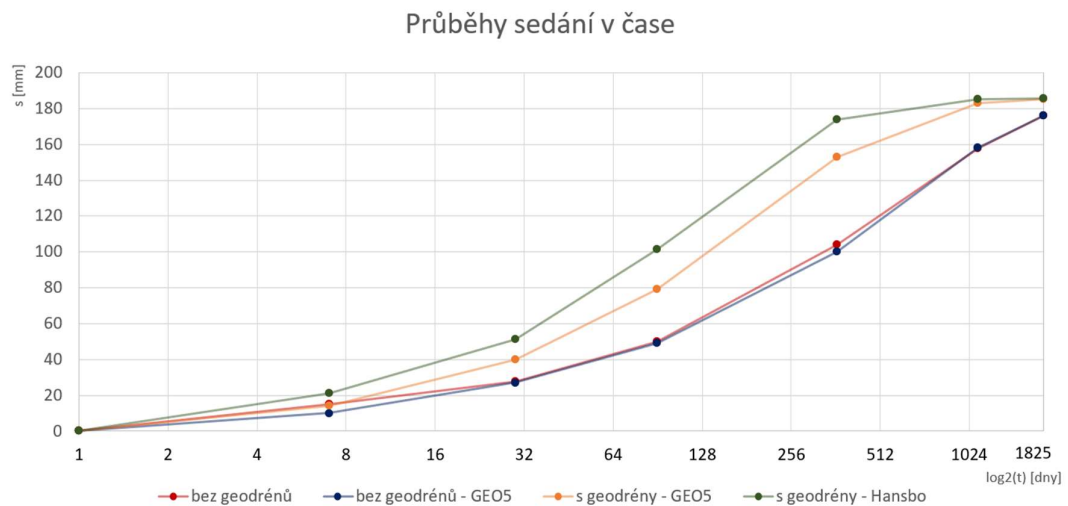
V obou variantách, tedy pro případ s geodrény i bez nich, byl výpočet proveden stejně jako v případě ručního analytického řešení v časech 1 týden, 1 měsíc, 3 měsíce, 1 rok, 3 roky a 5 let.

Na *obr. 40* jsou vykresleny výsledné průběhy konsolidace pro podloží bez geodrény a s geodrény. Dále na *obr. 41* je vynesena výsledný průběh konsolidace podloží s geodrény a bez nich v porovnání s výsledným průběhem získaným ručním výpočtem v části „7.1 Vzorové analytické řešení – ruční výpočet“.

Při porovnání výsledků ručního výpočtu a řešení pomocí analytického softwaru (viz obr. 41) je evidentní shoda výsledků při porovnání konsolidace podloží bez vlivu geodrény. Pro případ podloží zlepšeného geodrény je však patrný ve výsledcích mezi ručním a softwarovým výpočtem určitý rozdíl. V případě užití softwarového výpočtu je míra urychlení konsolidace při stejných podmínkách, jaké byly nastaveny při ručním výpočtu, znatelně menší. Lze tedy konstatovat, že softwarový výpočet je v tomto případě více na straně bezpečí než výpočet ruční, což je pro většinu běžných výpočtů netypické.



Obr. 40 Průběhy sedání v čase – GEO5



Obr. 41 Průběhy sedání v čase - porovnání

7.3 Řešení metodou konečných prvků

Jak již bylo zmíněno v popisu řešení šterkových pilířů metodou konečných prvků v části „5.2 Řešení metodou konečných prvků“ představuje tato metoda velice komplexní nástroj, a při správném použití může podávat přesnější a lépe o realitě vypovídající výsledky než již popsané analytické řešení. Ačkoliv pro analytické řešení lze využít buď ruční výpočet (popsaný v části „7.1 Analytické řešení“), nebo počítačový software fungující na principu analytického řešení (například program *GEO5* – modul sedání), tak pro řešení metodou konečných prvků je použití výpočetního software v podstatě nezbytné. Nicméně i v případě výpočtu metodou konečných prvků najdou analytické metody uplatnění, a to zejména jako kontrolní nástroj, zda je daná situace v konečných prvcích správně modelována a rozdíly ve výsledcích mezi těmito metodami jsou v přijatelném rozmezí.

Samotný způsob zavedení geodrénu do výpočtu metodou konečných prvků se oproti šterkovým pilířům značně liší. Autor diplomové práce provedl v této oblasti rešerši, jejímž cílem bylo zjistit používané metody pro zavedení geodrénu do modelu konečných prvků. Z výsledků rešerše plyne, že geodrény bývají ve všech případech zaváděny do výpočtu jako samostatné prvky. Princip homogenizace podloží, není na rozdíl od šterkových pilířů pro zavedení do výpočtu používán. Vzhledem k tomu, že princip homogenizace v případě šterkových pilířů je výhodný zejména proto, že není prakticky možné popsat skutečný tvar šterkového pilíře, jelikož se liší v závislosti na konkrétní hloubce vrstvy a parametrech zeminy, kterou je vrstva tvořena, tvar geodrénu je jednoznačně daný, vzhledem k tomu, že se jedná o prefabrikovaný prvek. Z tohoto důvodu lze tedy s výhodou využít potup modelování samostatnými prvky.

Pro zavedení geodrénu do výpočtu lze využít řadu komerčních programů, mezi které se řadí např.: *PLAXIS 2D* (vyvíjen společností *Bentley systems*), *CRISP* (vyvíjen společností *The CRISP Consortium Limited*), *ABAQUS* (vyvíjen společností *Dassault Systems*) a další. V České republice rozšířený program *GEO5* (vyvíjen společností *Fine spol. s.r.o.*) takový speciální prvek, který by simuloval aplikaci geodrénu do podloží, nenabízí.

Při modelování podloží s aplikovanými geodrény libovolným softwarem je potřeba vzít v úvahu některé obecné principy. Zaprvé je výhodnější modelovat zatížení podloží násypovým tělesem s konkrétním tvarem, a nenahrazovat jej pouze spojitým zatížením, jelikož v takovém případě dochází k zanedbání bočních deformací způsobených náspem. Dále je vhodné neuvažovat propustnost podloží jako konstantní hodnotu, jelikož se v průběhu konsolidace mění. Pro přesné výsledky je potřeba zavést propustnost jako funkci závisící na průběhu změny pórovitosti podloží. Dalším obecným principem, který může ovlivnit přesnost modelu je předpoklad malých deformací, díky kterému je ve výpočtu zanedbán vliv změny geometrie sítě na podmínky rovnováhy. V případě velkých posunů v rámci sítě MKP je potřeba počítat s aktualizovanou geometrií sítě.

Vzhledem k tomu, že studentská verze programu *Plaxis 2D* na katedře geotechniky je z roku 2019 a neobsahuje ještě prvek modelující geodrény, nebyl pro geodrény proveden výpočet pomocí MKP. I když by bylo možné získat omezenou zkušební verzi některého z jiných softwarů, znamenalo by to naučit se je ovládat do té míry, aby v nich mohla být řešena komplexní problematika geodrénu, což z časových důvodů nepřicházelo v úvahu.

8. Závěr

Problém zlepšení zemin a urychlení konsolidace je v současné době stále aktuálnější vzhledem k tomu, že se stále více objevuje nutnost zakládat na málo únosném podloží náročné konstrukce, a to s co nejkratší dobou výstavby. Jedním z velice efektivních způsobů řešení tohoto požadavku je použití vertikálních prvků, mezi které se řadí hlavně šterkové pilíře a geodrény. Tyto technologie vykazují některé společné rysy, a to zejména umožnění radiální konsolidace, nicméně v řadě aspektů jsou značně rozdílné. Vzhledem k tomu, že se jedná o moderní a perspektivní technologie zlepšení podloží (i když použití geodrénu je v ČR výjimečné), jsou obě hlavním tématem diplomové práce.

Nejvýznamnějším rozdílem mezi těmito prvky je vliv na hodnotu konečného sedání podloží, kterou lze aplikací šterkových pilířů oproti použití geodrénu zásadně snížit. Zavedení vlivu pilířů na sedání do výpočtu je náplní kapitoly „5. Zavedení do výpočtu“ diplomové práce. Tato kapitola obsahuje jednak popis několika variant analytického řešení s jejich vzájemným porovnáním a jednak popis více způsobů modelování šterkových pilířů metodou konečných prvků (opět se vzájemným porovnáním). Jednotlivé způsoby výpočtu šterkových pilířů jsou teoreticky rozebrány a jsou k nim uvedena vzorová řešení.

Společnou vlastností obou svislých prvků je jejich fungování jako svislé drenáže, díky čemuž je umožněna kromě vertikální též radiální konsolidace podloží. Součástí diplomové práce je tedy i popis a porovnání několika teorií řešící problematiku radiální konsolidace. Tyto teorie se vzájemně liší zejména v množství zahrnutých vlivů do výpočtu, jako je například vliv „smear zone“, nebo vliv postupného zanášení drenáže. Jak je patrné z grafů na *obr. 27* a *obr. 38*, tak při zhruba shodném rastru šterkových pilířů a geodrénu a při použití typických rozměrů obou prvků, mají tyto dvě technologie přibližně stejný vliv na rychlost konsolidace. Výhodou pilířů je však jednoznačně jejich schopnost omezit hodnotu konečného sednutí. Naproti tomu jsou geodrény výrazně levnější, technologicky méně náročnou a rychlejší technologií.

Specifický rozdíel mezi těmito prvky vychází též z toho, že je v posledních letech ve všech odvětvích průmyslu akcentován vliv technologií na životní prostředí. Zaměříme-li se při porovnání šterkových pilířů a geodrénu jen na jejich aplikaci pro urychlení konsolidace, je zřejmé, že vzhledem k přírodnímu původu a takřka inertní povaze kameniva, jsou šterkové pilíře ekologičtější řešení než geodrény vyráběné z těžko odbouratelných plastů. Na druhou stranu je však nutné při návrhu zhodnotit pro danou konkrétní situaci i relevantní technické a ekonomické požadavky.

Během tvorby diplomové práce si autor kladl za cíl vytvořit komplexní náhled na chování podloží zlepšeného šterkovými pilíři nebo geodrény, včetně způsobu zavedení těchto svislých prvků do výpočtu. Vzhledem k tomu, že je řešená problematika zlepšení zemin svislými prvky značně rozsáhlá, není možné a ani účelné v rámci rozsahu diplomové práce se zabývat danou problematikou do takové hloubky, kterou by si zcela jistě zasloužila. Z toho důvodu autor do budoucna doporučuje věnovat se některým tématům popsaných v diplomové práci samostatně a podrobněji. Jedná se například o řešení tzv. „smear zone“ (porušení zeminy podél drénů vlivem technologie jejich zavádění) či modelování geodrénu pomocí metody konečných prvků.

Seznam použité literatury

- [1] ČSN 73 6133. *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2010. 68 p.
- [2] TP 198. *Vylehčené násypy pozemních komunikací*. Praha: Ministerstvo dopravy Odbor infrastruktury, 2008. 25 p.
- [3] TP 97. *Geosyntetika v zemním tělese pozemních komunikací*. Praha: Ministerstvo dopravy Odbor infrastruktury, 2008. 72 p.
- [4] Weiglová, K.: *Mechanika zemin*, VUT v Brně, 2007
- [5] ČSN 72 1002. *Klasifikace zemin pro dopravní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 1993. 16 p.
- [6] ČSN EN ISO 14688-1. *Geotechnický průzkum a zkoušení - Pojmenování a zařídování zemin - Část 1: Pojmenování a popis*. Česká agentura pro standardizaci, 2018. 36 p.
- [7] ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 138 p.
- [8] Vaníček, I. *Mechanika zemin*, 3rd ed.; Vydavatelství ČVUT: Praha, 1996.
- [9] Turček, P.; et al. *Zakládání staveb*; Jaga media s.r.o.: Bratislava, 2005.
- [10] Kolbábek, J. *Zhutnitelnost materiálů v podloží vozovek*, 2016. VUT.cz. https://www.vut.cz/www_base/zav_prace_soubor_verejne.php?file_id=133908 (accessed Nov 03, 2023).
- [11] *Stabilizace zemin*, 2023. atm.cz. <http://www.atm.cz/stabilizace-zemin> (accessed Nov 03, 2023).
- [12] Moseley, M.; Kirsch, K. *Ground Improvement*, 2nd ed.; Spon Press: Abingdon, 2004.
- [13] *Dynamic Compaction DC*, 2023. gss.company. <https://www.gss.company/en/dynamic-compaction-dc/> (accessed Nov 03, 2023).
- [14] Frankovská, J.; et al. *Híbková injektáž*, 2010. envirozataze.enviroportal.sk. <https://envirozataze.enviroportal.sk/AtlasSanMetod/Jar/default.htm?url=WordDocument%2Fhbkovinjekt.htm> (accessed Nov 05, 2023).
- [15] *Vibrované šterkové pilíře*, 2023. keller-cz.com. <https://www.keller-cz.com/odbornost/technologie/vibrovane-sterkove-pilire> (accessed Oct 16, 2023).
- [16] Gangatharan, R. *Comparison between piled embankment and load transfer platform – rigid inclusion for soft soil*. Capstone Final Report, University of technology Sydney, 21st November 2014.
- [17] Masopust, J. *Zakládání staveb 2*, 2nd ed.; Česká technika - nakladatelství ČVUT: Praha, 2022.

- [18] Colbondrain, 2008. byggros.com.
<https://www.byggros.com/media/zw0dzsnm/colbondrain-vertikaldranering-broschyr.pdf>
 (accessed Nov 05, 2023).
- [19] *Determination of the Process of Consolidation by Sand Drains under Variable Loading: 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (London)*. Edited by Takagi, S. 1957.
- [20] VODÁČEK, O. *Alternativní způsoby založení kruhové nádrže v jemnozrnných zeminách: diplomová práce*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2016.
- [21] Vernon, R.; et al. *Ground Modification Methods Reference Manual – Volume I*; U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration: USA, 2017.
- [22] Masopust, J. Navrhování pažicích konstrukcí (TP 1.9.6), 2021. Profesis.
<https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-9-6/?highlight=Navrhov%C3%AAn%C3%AD%20pa%C5%BEic%C3%ADch%20konstruk%C3%AD%20%28TP%201.9.6%29> (accessed Nov 01, 2023).
- [23] Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support CHAPTER 6. DESIGN RECOMMENDATIONS, 2013. Federal Highway Administration Research and Technology.
<https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/bridge/13046/006.cfm> (accessed Nov 11, 2023).
- [24] VYKOUKAL, L. Časová analýza sedání podloží vyztuženého štěrkovými pilíři: Diplomová práce. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2012.
- [25] Aggregate Columns Design Guidance, 2018. Geo-Institute.
<https://www.geoinstitute.org/node/8906> (accessed Nov 13, 2023).
- [26] BIEKE, P. *Two-dimensional analysis of the failure mechanisms of an embankment supported by rows of dry deep mixing columns.: degree project*. Stockholm: KTH Royal Institute of Technology, 2017.
- [27] PRIEBE, H. The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, December 1995, p. 31–37.
- [28] ELLOUZE, S., BOUASSIDA, M., HAZZAR, L., MROUEH, H. On settlement of stone column foundation by Priebe's method. *Ground Improvement*, 2010, vol. 163, no. 2, p. 101–107.
- [29] Heczko, M. Úprava stavebního podloží pomocí štěrkových pilířů metodou Franki, 2014. Geotechnici.cz. https://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/SterkovePiloty_-Heczko.pdf (accessed Dec 01, 2023).
- [30] Vertical Drains and Smear Effects: A Brief Review, *GeoSymposium*; Dey, A., Ed.; 2008.
- [31] Geodrain SPD method. CHIKAMI MILETC INC.
https://www.c-miltec.co.jp/english/methods_spd/ (accessed Dec 06, 2023).
- [32] Next Generation Colbondrain®, 2008. geosyntetika.cz.
http://www.geosyntetika.cz/files/download/colbondrain_gb_2008.pdf (accessed Dec 24, 2023).

Seznam obrázků

| | |
|---|----|
| Obr. 1 Trojúhelníkový diagram [4]..... | 13 |
| Obr. 2 Casagrandeho plasticitní diagram [4] | 13 |
| Obr. 3 Scheibleho kritérium namrzavosti [4]..... | 14 |
| Obr. 4 Schéma pro výpočet sedání [9]..... | 19 |
| Obr. 5 Zhutňovací křivka [10] | 20 |
| Obr. 6 Vápenná stabilizace s použitím zemní frézy [11] | 21 |
| Obr. 7 Dynamická konsolidace - pracovní schéma cyklu a typické strojní vybavení [13]..... | 22 |
| Obr. 8 Postup klasické injektáže [14] | 23 |
| Obr. 9 Postup vibroflotace: a) s plněním ke špici, b) bez plnění ke špici [9] | 24 |
| Obr. 10 Štěrkové pilíře - postup metodou Franki [9]..... | 25 |
| Obr. 11 Geodrény - technologický postup [18] | 26 |
| Obr. 12 Geodrény - příklady profilů [12]..... | 26 |
| Obr. 13 Schéma konsolidace [8]..... | 28 |
| Obr. 14 Vykreslení závislosti stupně konsolidace [8]..... | 30 |
| Obr. 15 Závislost mezi faktorem Z a poměrem efektivního k totálnímu přitížení [8]..... | 31 |
| Obr. 16 Elementární buňka [20]..... | 34 |
| Obr. 17 Trojúhelníkový a čtvercový rastr | 35 |
| Obr. 18 Rastr pod násypovým tělesem | 35 |
| Obr. 19 Uspořádání pilířů – zeminy náchylné na ztekucení | 36 |
| Obr. 20 Schéma štěrkového pilíře – oblast porušení..... | 37 |
| Obr. 21 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případy a, b, c [21]..... | 38 |
| Obr. 22 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případy c, d [21] | 39 |
| Obr. 23 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případ e [21] | 39 |
| Obr. 24 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případ f [26]..... | 40 |
| Obr. 25 Způsoby porušení štěrkového pilíře, případ g [21]..... | 40 |
| Obr. 26 Závislost stupně konsolidace na časovém faktoru [8] | 52 |
| Obr. 27 Průběhy sedání v čase | 57 |
| Obr. 28 Typický tvar pilíře – metoda Franki [29]..... | 59 |
| Obr. 29 Geometrie překryvu pilířů..... | 60 |
| Obr. 30 Uspořádání modelu pro výpočet konsolidace – původní podloží | 64 |
| Obr. 31 Uspořádání modelu pro výpočet konsolidace – podloží zlepšené štěrkovými pilíři..... | 64 |
| Obr. 32 Průběhy sedání podloží s pilíři a bez pilířů..... | 65 |
| Obr. 33 Uspořádání modelu pro výpočet konsolidace – podloží zlepšené štěrkovými pilíři..... | 75 |

| | |
|--|----|
| Obr. 34 Průběhy sedání podloží – porovnání metod výpočtu | 76 |
| Obr. 35 Porovnání technologie klasických geodrény a SPD [31]..... | 79 |
| Obr. 36 Závislost stupně konsolidace na časovém faktoru [12] | 83 |
| Obr. 37 Závislost stupně konsolidace na časovém faktoru [8] | 88 |
| Obr. 38 Průběhy sedání v čase | 92 |
| Obr. 39 Uspořádání modelu s geodrény pro výpočet konsolidace..... | 93 |
| Obr. 40 Průběhy sedání v čase – GEO5 | 94 |
| Obr. 41 Průběhy sedání v čase - porovnání..... | 94 |

Seznam tabulek

| | |
|--|----|
| Tabulka 1 Použitelnost zemin pro stavbu zemního tělesa [1]..... | 10 |
| Tabulka 2 Stupeň konsolidace a průběh sedání v čase..... | 53 |
| Tabulka 3 Bezrozměrný časový faktor a stupeň konsolidace v radiálním směru | 54 |
| Tabulka 4 Stupně konsolidace a sedání podloží v čase..... | 56 |
| Tabulka 5 Parametry původní nezlepšení zeminy..... | 62 |
| Tabulka 6 Parametry materiálu šterkových pilířů | 62 |
| Tabulka 7 Návrh šterkových pilířů | 62 |
| Tabulka 8 Výsledné parametry kompozitního materiálu | 63 |
| Tabulka 9 Průběhy sedání podloží s pilíři a bez pilířů..... | 65 |
| Tabulka 10 Parametry původní nezlepšené zeminy | 72 |
| Tabulka 11 Parametry původní nezlepšené zeminy - pokračování..... | 72 |
| Tabulka 12 Parametry materiálu šterkových pilířů | 72 |
| Tabulka 13 Návrh šterkových pilířů | 73 |
| Tabulka 14 Parametry kompozitního bloku – bez vlivu hloubkového faktoru..... | 73 |
| Tabulka 15 Parametry kompozitního bloku – bez vlivu hloubkového faktoru – pokr..... | 73 |
| Tabulka 16 Parametry kompozitního bloku – s vlivem hloubkového faktoru..... | 74 |
| Tabulka 17 Parametry kompozitního bloku – s vlivem hloubkového faktoru – pokr..... | 74 |
| Tabulka 18 Průběhy sedání podloží s pilíři a bez pilířů..... | 75 |
| Tabulka 19 Stupeň konsolidace a průběh sedání v čase..... | 88 |
| Tabulka 20 Bezrozměrný časový faktor a stupeň konsolidace v radiálním směru | 90 |
| Tabulka 21 Bezrozměrný časový faktor a stupeň konsolidace v radiálním směru – Hansbo | 91 |