

VĚDECKÉ SPISY VYSOKÉHO UČENÍ TECHNICKÉHO V BRNĚ

*Edice Habilitační a inaugurační spisy, sv. 403*

*ISSN 1213-418X*

**Lumír Miča**

# **VYZTUŽOVÁNÍ PODLOŽÍ GEOSYNTETIKY**

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

Fakulta stavební  
Ústav geotechniky

**Ing. Lumír Miča, Ph.D.**

**VYZTUŽOVÁNÍ PODLOŽÍ GEOSYNTETIKY**

**SUBSOIL REINFORCEMENT BY GEOSYNTHETICS**

**TEZE HABILITAČNÍ PRÁCE**

Obor: Konstrukce a dopravní stavby, 2011



Brno 2011

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Geotechnika, zakládání staveb, vyztužování zemin, geosyntetika, podloží

## **KEY WORDS**

Geotechnics, Foundations, Soil reinforcement, Geosynthetics, Subsoil

## **MÍSTO ULOŽENÍ PRÁCE**

Archiv PVO, fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně

© Lumír Miča, 2011

ISBN 978-80-214-4351-8

ISSN 1213-418X

## OBSAH

1	ÚVOD .....	5
1.1	Rozdělení geosyntetik .....	5
1.2	Základní vlastnosti .....	7
2	VYZTUŽOVÁNÍ PODLOŽÍ – SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÍ .....	8
2.1	Experiment .....	9
2.2	Matematické modelování .....	10
3	ZAMĚŘENÍ A CÍL PRÁCE .....	12
4	VYZTUŽOVÁNÍ PODLOŽÍ – VÝZKUM .....	12
4.1	Experimentální měření .....	12
4.1.1	<i>Zazubení, zaklínění</i> .....	13
4.1.2	<i>Kotevní síla</i> .....	14
4.1.3	<i>Smykové parametry</i> .....	14
4.1.4	<i>Přetvoření a síla v geosyntetiku</i> .....	15
4.1.4.1	<i>Instalace snímacích prvků</i> .....	16
4.1.4.2	<i>Realizovaná měření</i> .....	16
4.2	Matematické modelování .....	19
4.2.1	<i>Numerická analýza provedených experimentů</i> .....	19
4.2.1.1	<i>Matematická simulace statické zatěžovací zkoušky deskou</i> .....	22
5	ZÁVĚREČNÉ SHRnutí .....	26
6	SEZNAM LITERATURY .....	28
	ABSTRACT .....	32

## PŘEDSTAVENÍ AUTORA

Jméno a příjmení: Lumír Miča

Datum a místo narození: 16. 10. 1971 ve Slavičíně

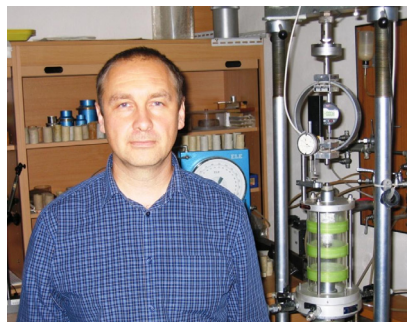
Adresa do zaměstnání:

Ústav geotechniky, Fakulta stavební VUT v Brně

Veveří 331/95, 602 00 Brno, ČR

Telefon 541 147 234

E-mail mica.l@fce.vutbr.cz



Vzdělání, pedagogické a vědecké hodnosti:

- Maturita – 1990, Gymnázium Jana Ámose Komenského v Uherském Brodě.
- Ing. – 1995, Fakulta stavební VUT v Brně; obor 36-34-8 Konstrukce a dopravní stavby.
- Ph.D. – 1999, Fakulta stavební VUT v Brně, obor 36-06-9 Teorie konstrukcí.

Zaměstnání, pracovní zařazení a funkce:

- 2000 – 2010 Ústav geotechniky, Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, 662 37 Brno, odborný asistent,
- 2010 – dosud Ústav geotechniky, Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, 662 37 Brno, vedoucí ústavu,

Další odborná praxe:

- 1994 – 2000 projektant geotechnických konstrukcí ve firmě Geotechnika spol. s r.o.; od r. 2000 spolupráce na expertní činnosti spojené s geotechnickými aplikacemi
- 2001 – 2006 konzultační činnost v oblasti geosyntetik pro firmu Geomat s.r.o.

Odborné a výzkumné zaměření:

Studium vlastností geomateriálů a jejich použitím v zemních konstrukcích se specializací na vyztužování zemin pomocí geosyntetik a šterkových pilířů. Verifikace a aplikace numerických metod pro řešení geotechnických úloh. Zhodnocení vhodnosti konstitutivního modelu pro řešení geotechnických konstrukcí.

Vyučované předměty:

Zemní konstrukce (přednášející; cvičící), Mechanika zemin (cvičící), Zakládání staveb (cvičící), Experiment v geotechnice (přednášející; cvičící)

Publikační činnost a granty do r. 2010:

Publikační aktivita autora je představována více než 50 publikacemi v časopisech a konferencích. Autor jedné monografie a kapitol v odborných knihách. Do roku 2010 byl hlavním řešitelem dvou projektů GAČR (např. GA ČR 103/00/D004 - Chování vyztužených zemin v podkladních vrstvách), jako člen řešitelského týmu se podílel na dalších sedmi výzkumných projektech na národní úrovni a 7. Rámcového projektu EU.

Ocenění:

- Cena Akademie Quido Záruby - pro mladé inženýrské geology a geotechniky za nejlepší práci v roce 2003 v oborech: Environmentální geotechnika, Geotechnický a inženýrskogeologický průzkum, Inženýrská geologie, Mechanika hornin, Mechanika zemin, Podzemní stavby, Zakládání staveb za práci „Chování vyztužených zemin v podkladních vrstvách“, Praha, květen 2004.
- Cena prof. Ing. Dr.tech Dr.h.c. K. HRUBANA, DrSc, Za nejlepší diplomovou práci, 1995.

# 1 ÚVOD

Úpravu zemin pomocí mechanického zlepšení – vyztužení - můžeme nalézt již v dávné historii. Pro vyztužování se nepoužívaly moderní materiály - papyrus (Zikurraty - přes 2000 let p. Kr.) anebo větve. Příkladem je vyztužování hrází pomocí větví stromů v Číně, které se datuje do doby přinejmenším před 1000 lety. Stejný způsob zvýšení pevnosti hrází byl použit na řece Mississippi v roce 1880. Éra geosyntetik začala v polovině minulého století v Holandsku, kde byla poprvé vyrobena geotextilie. O deset let později ve Francii definoval princip vyztužené zeminy architekt a inženýr Henri Vidal (1969).

V současné době použití výztužných geosyntetik zemin patří mezi běžné aplikace. Jelikož důležitou součástí jsou geosyntetika, tak v úvodu bude stručně popsána jejich základní charakteristika.

## 1.1 ROZDĚLENÍ GEOSYNTETIK

Geosyntetikum se řadí mezi uměle vyrobený materiál na bázi polymeru. Pro výrobu se používá celá řada polymerů a jejich přehled spolu se základními vlastnostmi je uveden v Tabulce 1.1. Z této tabulky vyplývá řada důležitých informací týkající se výsledného chování geosyntetika. Například polyolefiny (PP, PE či HDPE) mají specifickou hmotnost menší než voda. Dále je patrné, že i když jde o plast, vykazují dobré tahové namáhání.

Tab. 1.1 Přehled nejčastěji používaných polymerů pro výrobu geosyntetik

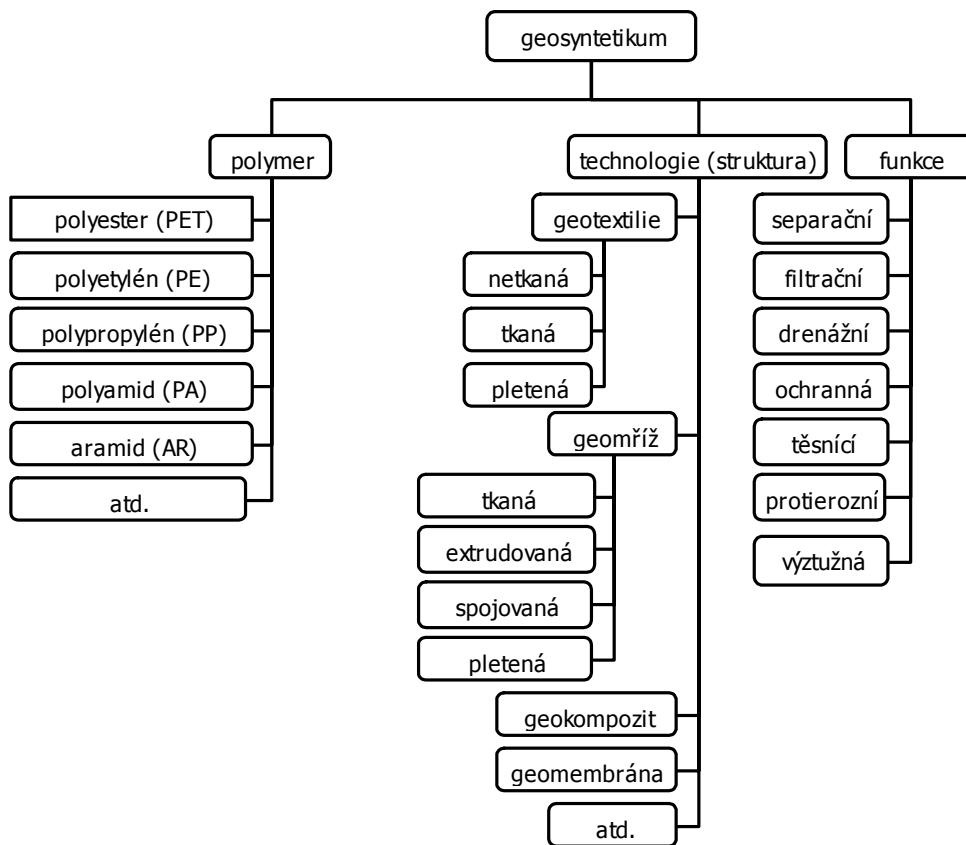
Polymer	Zkratka	Specifická hmotnost $G_s$ [1]	„Glass“ přechodová teplota $T_g$ [°C]**	Teplota tání [°C]	Modul pružnosti $E$ [GPa]	Tahové napětí $\sigma$ [GPa]
Polypropylen	PP	0,91	-15	160-170	2-5	0,037
Polyethylen	PE	0,91-0,95	-100	110-140	variabilní*	
Vysokohustotní polyethylen	HDPE***	0,96-0,97	-100	125-135	variabilní*	0,031
Polyamid	PA	1,05-1,14	30 - 50	215-250	2-4	0,1
Polyvinylalkohol	PVA	1,19-1,32	85	280	4,5-5	0,13-0,17
Aramid	AR	1,23-1,44	-	400	60-186	3,4-3,8
Polyester	PET	1,22-1,38	60-80	250-260	12-18	0,061

\* u těchto polymerů modul větší rozptyl oproti ostatním polymerů (v jednotkách GPa),

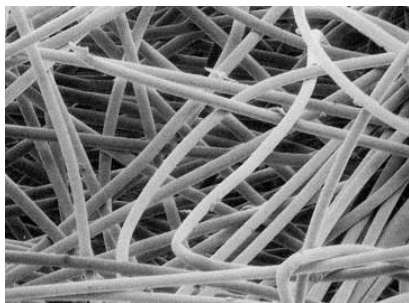
\*\* u této teploty si autor práce dovolil ponechat termín z angličtiny

\*\*\* náležitá zkratka je PE-HD. V technické praxi je však upřednostněný termín HDPE.

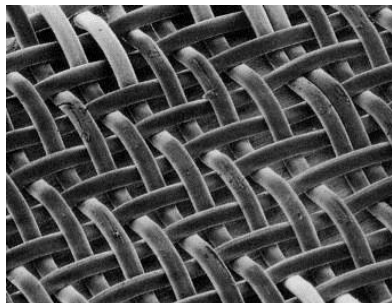
V současné době dělíme geosyntetika podle různých kritérií. Může to být například typ polymeru, technologie výroby (struktura) či funkce výrobku (Obr. 1.1). Typické struktury jednotlivých typů geosyntetik, které se nejčastěji používají v technické praxi pro vyztužování podloží, jsou zobrazeny na obrázku 1.2 a 1.3.



Obr. 1.1 Základní rozdělení geosyntetických výrobků



*netkaná*

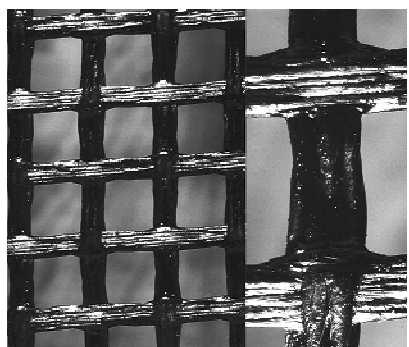


*tkaná*

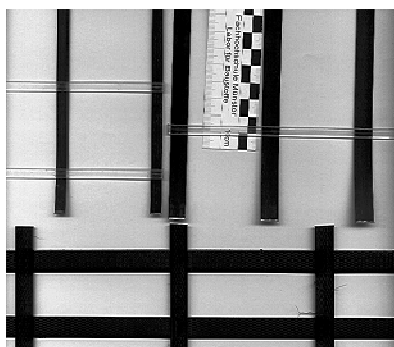


*pletená*

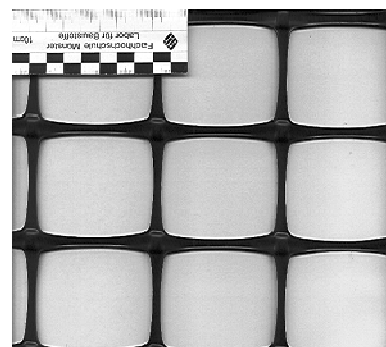
Obr. 1.2 Geotextilie



*tkaná*



*svařovaná*



*extrudovaná*

Obr. 1.3 Dvousé geomříže

## 1.2 ZÁKLADNÍ VLASTNOSTI

Pro správnou funkci geosyntetika v konstrukci je nezbytný spolehlivý návrh a tedy správně definovat jejich vlastnosti. Ty můžeme rozdělit na:

- Popisné a indexové vlastnosti.
- Mechanické vlastnosti.
- Hydraulické vlastnosti.
- Mechanická a chemická odolnost.

Mezi popisné a indexové vlastnosti patří „plošná hmotnost“ ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ ), která je jedním z rozlišovacích parametrů u netkaných geotextilií pro separační (lehčí), filtrační (středně těžké) a ochrannou (těžké) funkci. Další z vlastností z této skupiny je „tloušťka - tg“ prvku (mm). Tento parametr má své uplatnění při posuzování drenážní funkce, kdy je potřeba znát vliv změny tloušťky na jeho drenážní kapacitu. Poslední vlastností je „velikost průliny - póru“ (např.  $O_{90}$ , /mm/). Znalost této vlastnosti je důležitým kritériem při návrhu filtrační funkce geosyntetika.

Nejdůležitější mechanickou vlastností je vztah mezi zatížením ( $T$ ) a přetvořením ( $\epsilon$ ) – pracovní digram. Z pracovního digramu se uvádí kromě zatížení ( $T_f$ ) a přetvoření ( $\epsilon_f$ ) při přetržení, zatížení při smluvních velikostech přetvoření nejčastěji 2% a 5%. Jde o nejčastěji uváděný parametr v prospektech od výrobců, který slouží k porovnání geosyntetik mezi sebou. Proto byla pro kvalitativní posouzení jednotlivých výrobků dle pevnosti navržena zkouška, kde je při teplotě 20°C rychlost zatěžování 20%/min (EN ISO 10319). Jde tedy o smluvní únosnost. Pro výztužnou funkci je však nutné znát mnohem významnější únosnost, a to tzv. dlouhodobou únosnost označovanou  $T_{CR}$ . V této únosnosti jsou zahrnuty vlivy spojené s teplotou a reologickým chováním polymerů.

Významnou vlastností je spolupůsobení mezi zemínou a geosyntetickou výztuhou. Určuje se změna smykového odporu při zavedení výztuhy a vytržení výztuhy se zeminy (pull out test).

Další skupinou vlastností jsou vlastnosti hydraulické. Mezi hydraulické vlastnosti patří propustnost, kterou dále rozlišujeme na propustnost kolmo k rovině výrobku ( $k_{ng}$ ) a propustnost v rovině výrobku ( $k_{pg}$ ). Z těchto charakteristik je v závislosti na tloušťce výrobku odvozen parametr zvaný permitivita ( $\psi = k_{ng}/t_g$ ) a transmitivita ( $\theta = k_{pg}\cdot t_g$ ). Tyto vlastnosti je nutné znát zvláště při posuzování filtrační a drenážní funkce geosyntetika.

Poslední skupinou jsou vlastnosti týkající se mechanické a chemické odolnosti. Mechanická odolnost souvisí s technologií instalace geosyntetik do konstrukce, kdy může dojít k jejímu poškození stavebními stroji v návaznosti na granulometrii (velikost jejich zrn a tvar). Cílem odpovídajících zkoušek, ze kterých získáváme tyto vlastnosti je, aby co nejreálněji simulovaly způsob namáhání během výstavby nebo za provozu konstrukce. Do této skupiny zkoušek odolnosti patří tzv. penetrační zkoušky (např. zkouška padajícím kuželem, zkouška protlačování válcového razníku - CBR). Mezi další zkoušky mechanické odolnosti patří zkouška v oděru či natržení. Mechanická odolnost je důležitá zejména pro geotextilie, protože ty kromě výztužné funkce mohou zastávat současně i další (separační, filtrační). Případné narušení by mělo negativní vliv zejména na tyto funkce. K mechanickému poškození může dojít i vlivem větru. Proto je nutné po položení výztuhu zafixovat. Nejčastěji lokálním přesypáním zemínou. Kromě mechanické odolnosti se zjišťuje také chemická odolnost vůči různým chemickým látkám a vlivům. Cílem zkoušek je ověřit, zda nedochází k reakci polymeru s chemickou látkou, a tím k degradaci jeho struktury. Ve většině případů používané polymery nereagují s chemickými látkami. Výjimkou jsou však například geosyntetika z PET, která pokud nejsou speciálně upravena, degradují v zásaditém prostředí (vápno, cement apod.). Proto se musí tento vliv při návrhu zahrnout při stanovování únosnosti. PP a PE mají vůči tomuto jevu vyšší odolnost. Nižší odolnost však vykazují oproti ostatním polymerům při reakci s kyslíkem (oxidace). Jde o degradaci, která není často zmiňována a rovněž v odborné literatuře se o ní nachází pouze kusé informace. I přesto je možné se dobrat



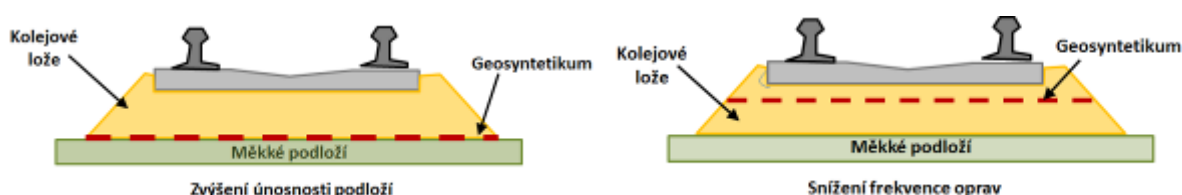
informací od autorů, kteří se této problematice věnují a laboratorně zkoumají tento proces (Mueller, Jakob, 2000). Studoval se vliv teploty a zatížení v kombinaci s oxidací (Hsuan, 2005). Zde stojí za zmínku, že u extrudovaných a orientovaných polyolefinů je odolnost k oxidaci vyšší než ostatních. Dále k výchozímu polymeru přidávají antioxidanty, které zpomalí tuto degradaci. Poslední z odolností, která se běžně vyšetřuje, je odolnost vůči ultrafialovému (UV) záření. Působením UV záření dochází k narušení řetězců polymerů, a tím k narušení jejich vnitřní struktury. Výrobci by tedy měli u výrobků, které budou v dlouhodobějším časovém horizontu exponovány UV zářením deklarovat, že po dobu této expozice budou mít požadované vlastnosti. Jde především o případy aplikace protierozní ochrany, kdy je výrobek po určitou dobu vystaven UV záření, než dojde k jeho překrytí travním porostem. Rovněž u vyztužených svahů a opěrných konstrukcí, tam kde se výrobek dostává k líci konstrukce, je nutné tento vliv zahrnout.

## 2 VYZTUŽOVÁNÍ PODLOŽÍ – SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÍ

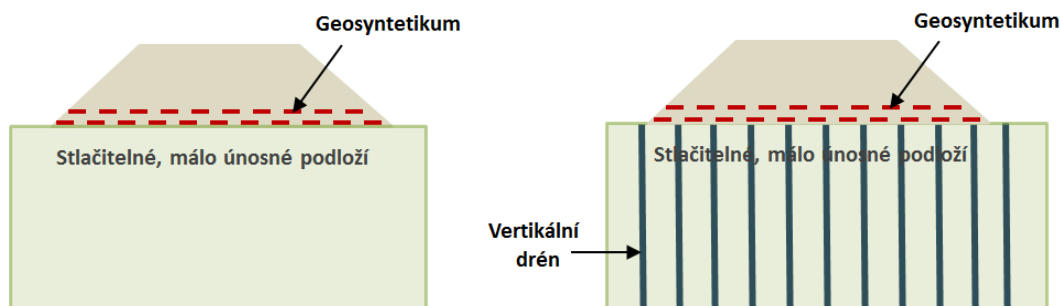
Z rozsáhlého použití geosyntetik v technické praxi se autor soustřeďuje ve své práci na oblast vyztužování podloží resp. podkladních vrstev. Vyztužování podkladních vrstev se stalo alternativou k jiným způsobům zlepšení (výměna podloží, chemická stabilizace, promísení s jiným materiálem apod.). Vždy je však nutné zvážit použití dané technologie ve vztahu ke konkrétním podmínkám na lokalitě.

Největší rozsah použití tohoto způsobu úpravy podloží je v dopravních stavbách. V podkladních vrstvách je výztuha buď položena přímo na velmi málo únosném stlačitelném podloží (Obr. 2.1a) anebo do vrstev konstrukce (např. v železničním stavitelství do vrstvy šterkového lože (Obr. 2.1b)).

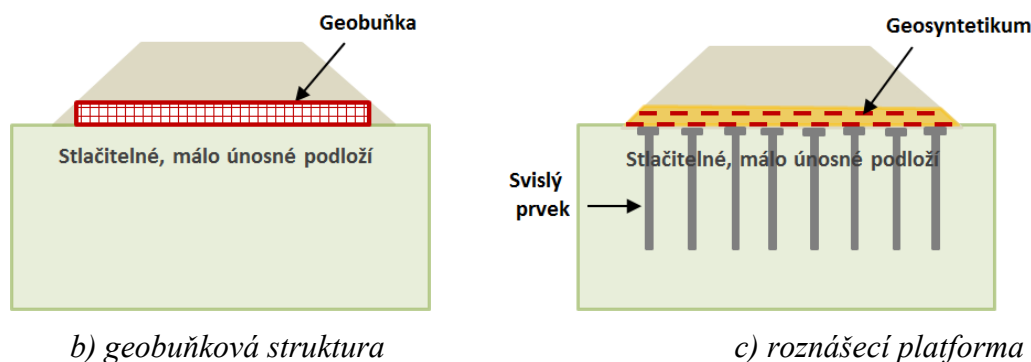
Druhou možností je vyztužení báze násypu, kde geosyntetická výztuha přenáší smyková namáhání, a tím snižuje celkové deformace a zvyšuje únosnost a stabilitu násypu. Geosyntetika se mohou dále kombinovat s dalšími prvky speciálního zakládání, a to podle požadavků na rychlost a velikost sedání. Způsoby vyztužování báze násypu jsou vyobrazeny na obrázku 2.2. V neposlední řadě je lze použít pro zvýšení únosnosti podzákladí plošných základů.



Obr. 2.1 Vyztužování podkladní vrstvy – poloha výztuhy



a) výztuha v bázi násypu resp. v kombinaci s vertikálními drény



Obr. 2.2 Způsoby vyztužování báze násypů

Z pohledu současných znalostí z této oblasti lze konstatovat, že vyztužování podkladních vrstev/podloží je celosvětově aktuálním tématem, zároveň však i tématem kontroverzním. Z jedné strany zaznívají názory proti přeceňování výztužné funkce, z druhé protiargumenty proti těmto tvrzením. Z tohoto důvodu neustále probíhají výzkumné aktivity, které mají za cíl popsat princip fungování geosyntetik v interakci s okolní zemínou.

## 2.1 EXPERIMENT

Vědeckovýzkumné aktivity spojené s touto problematikou lze datovat do druhé poloviny minulého století. Hlavním zdrojem poznání v tomto případě byl experimentální výzkum, na jehož základě byly odvozovány teoretické postupy. První experimenty byly prováděny ve zkušebních rámech malých rozměrů. Jejich přehled je shrnut v tabulce 2.1. K tomu je nutno poznamenat, že první experimenty nebyly z geosyntetickou výztuhou.

Tab. 2.1 Přehled historie provedených laboratorních experimentů

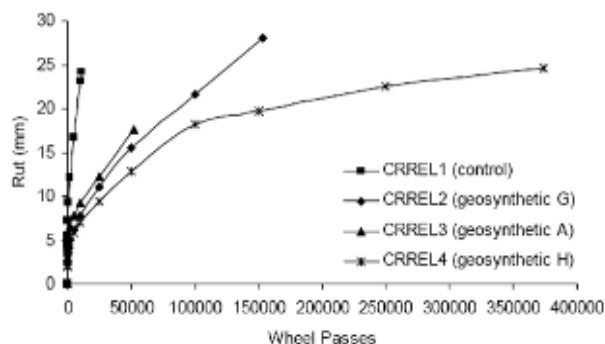
Autoři	Typ vyztužení	Materiál v podloží	Šířka základu B [m]	L/B	Počet výztuh
Binquet, Lee (1975)	AP	písek	0.076	20	1 - 6
Akinmusuru, Akinbolade (1981)	PV	písek	0.10	10	1 - 5
Ingold, Miller (1982)	GM	jíl	0.05		3 - 8
Fragaszy, Lawton (1984)	AP	písek	0.076	3;4;5;6;7;8	1
Guido, Chang, Sweeney (1985)	EG, NTG	písek	0.305	1 - 3.5	1 - 4
Guido, Biesiadecki, Sullivan	NTG, TG	písek	0.31	1 - 3	1 - 4
Milligan, Love (1985)	EG	jíl	0.075	-	1
Guido <i>et al.</i> (1987)	EG	písek	0.305	1 - 3.5	1 - 4
Koerner (1990)	TG	jíl	0,15 (průměr)		1 - 4
Khing <i>et al.</i> (1992)	EG	písek	0.101	2; 4; 6; 8;10	1 - 6
Omar, Das, Puri, Yen (1992)	EG	písek	0.08	4; 6	1 - 7
Adams, Collin (1997)	EG	písek	0.31;0.46;0.61	2; 3; 4	1 - 3
Das, Maji, Shin (1998)	EG	písek	0.08	4	0 - 4
Tanabashi, Yasuhara (1998)	EG, TG	jíl	0.10	20	1
Cai, Zhou (2002)	GM	jíl	2.0	1.4	1
Bernardi, Pintami (2006)	SG	písek	0.1 a 0.2	2; 3; 5; 7	1
Kumar, Walia (2006)	EG	písek	0.225	2; 3; 4	1 - 3
Chung, Cascante (2007)	GG	písek	0.085	3.5	1 - 3

AP...hliníkové pásy, PV...pásy z vláken, EG...extrudovaná geomříž, SG...svařovaná geomříž NTG...netkaná geotextilie, TG...tканá geotextilie, GN...geosít', GM...nespecifikovaná geomříž, GG...skleněná mříž

Později se potvrdilo, že experimenty v měřítku  $1:n$  ne zcela přesně postihnou chování systému výztuha-zemina a proto bylo přistoupeno k testování na reálných skladbách ( $1:1$ ). Např. v oblasti vyztužování podkladních vrstev nezpevněných vozovek byl prováděn rozsáhlý komplex experimentálních měření v Oxfordu (Milligan et al., 1989), u vozovek s krytem byl prováděn výzkum v USA – Obr. 2.3 - (Perkins, 2002) a u kolejového lože v Anglii (Matharu, 1994; Brown et al., 2006). Pro ověření využití geosyntetik pod letištními plochami bylo provedeno rozsáhlé měření Websterem (1993) v USA. Sledovaným parametrem těchto testů je hloubka vyjetí koleje versus počet přejezdů. Z těchto experimentů vyplynul přínos geosyntetik, ale zároveň se ukázalo, že pro vyztužování podkladních vrstev nehraje významnou roli pevnost výztuhy, ale její struktura.



Mark IV



Hloubka vyjeté koleje

Obr. 2.3 Experiment (Perkins, 2002)

Mezi časté experimenty  $1:1$  patří zhodnocení přínosu vyztužení podloží pomocí statické zatěžovací zkoušky deskou (Vanggaard, 1999, DeMerchanta et al., 2002; Pospíšil, Zedník, 2004), poněvadž statická zatěžovací zkouška patří mezi základní zkoušky v dopravním stavitelství. Nedílnou součástí je samozřejmě i její matematická simulace, čemuž se věnoval i sám autor. Prvně publikoval možnost jejího zjednodušeného matematického modelování na konferenci Ground Improvement, Malajsii (Miča, 2002). Jde však o konstrukci cyklicky zatěžovanou, a proto bylo nutno najít uvážení tohoto vlivu v matematickém modelu resp. konstitutivním modelu zeminy. Jde zejména o postižení rozdílné tuhosti v přitížení a odlehčení a hysterezi při cyklickém zatěžování. To se podařilo autorovi díky spolupráci s kolegy z Přírodovědecké fakulty Karlovy univerzity v Praze. Výsledky z těchto nových simulací statické zatěžovací zkoušky deskou jsou popsány v kapitole 4.2.1.1.

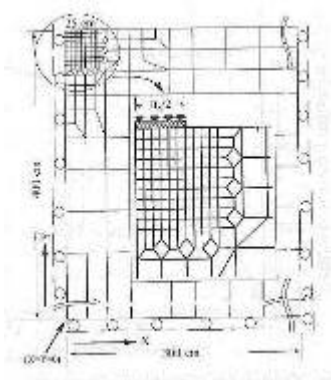
## 2.2 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ

Problematika vyztužování podkladních vrstev je přirozeně řešena i po stránce výpočtové. Na základě provedených experimentů byly navrženy analytické metody pro návrh plošných základů. Huang a Menq (1997) odvodili výpočet únosnosti základu na vyztuženém podloží tvořeném pískem, Ingold a Miller (1982) na základě svých experimentů obdobně prezentovali návrhovou metodu pro jílovité vyztužené podloží. V případě vozovek byly vypracovány návrhové postupy dle Girouda a Noiraye (1981) či tzv. Oxfordská metoda (Milligan et al., 1989). První citovaná metoda je založena na membránové teorii v kombinaci s empirickým modelem zahrnujícím zatížení od dopravy. Nejčastěji je tato metoda v praxi známa v grafickém zobrazení. Oxfordská metoda vychází z dlouhodobého experimentálního výzkumu v této oblasti a v prvé řadě předpokládá plastickou rovnováhu na rozhraní mezi kamenivem a jílovitým podložím. V praxi se více využívá

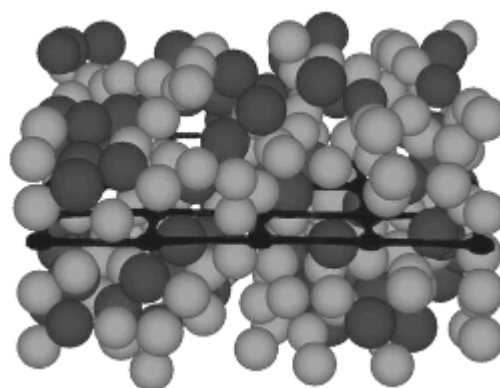
Giroud, Noirayova metoda. Obecně lze metody pro analýzu vyztužených konstrukcí rozdělit do čtyř skupin:

- Metoda mezní rovnováhy (Ingold, 1982; Wright, Duncan, 1991).
- Metoda mezního stavu rovnováhy (Michalowski, Zhao, 1995; Sawicki, 2000; Michalowski, 2004).
- Metoda klouzavých čar (Michalowski, Zhao (1995); Zhao et al., 1996; Ueno et al., 2001).
- Metody numerické (Rowe, Soderman, 1985; Otani et al., 1998; Ghazavi, Lavasan, 2008; atd.).

V posledních letech se nejčastěji používají numerické metody, a to metoda konečných prvků (Obr. 2.4). Ukazuje se však, že vzhledem k partikulární povaze zeminy se aplikují modely diskontinuita (Obr. 2.5), které jsou však prozatím pro technickou praxi nevyužitelné pro jejich teoretickou náročnost.



Obr. 2.4 FEM model (Siddiquee et al., 1999)



Obr. 2.5 DEM model částic zeminy a výtzuhy (Konietzky, 2004)

Nejrozšířenější z výše uvedených postupů je metoda konečných prvků. Její predikce popisu chování geotechnické úlohy je pak zejména odvislá od konstitutivního vztahu. V současné době je k dispozici celá řada konstitutivních modelů popisujících chování zemin. Obecně je můžeme rozdělit do těchto skupin:

- Lineárně pružný.
- Nelineárně pružný /Duncan-Changův model (Duncan, Chang, 1970)/.
- Lineárně pružný-ideálně plastický model /MC model/.
- Elasto-plastické modely /Cam-Clay model (Roscoe, Burland, 1968); Hardening soil model (Schanz et al., 1999); Small strain Hardening soil model (Benz, 2007)/.
- Elasto-plastické modely s kinematickým zpevněním /např. 3-SKH (Stallebrass, Taylor, 1997)/.
- Hypoplastické modely /Hypoplastický model pro písky (von Wolffersdorff, 1996), Hypoplastický model pro jemnozrné zeminy (Mašín, 2005)/.

Matematické analýze vyztužené konstrukce za využití právě metody konečných prvků se autor práce věnuje v kapitole 4.2.

### 3 ZAMĚŘENÍ A CÍL PRÁCE

Vyztužování zemin geosyntetiky patří mezi progresivní technologie a geosyntetika se tak stala alternativou konvenčním technologiím. Rovněž lze pozorovat, že objem použití geosyntetik se rok od roku zvyšuje, a to jak ve světě, tak i v České republice. Geosyntetika již tedy nejsou pro stavební praxi ničím neobvyklým, i když v počátku jejich používání se autor práce setkával s celou řadou odmítavých stanovisek, které pramenily zejména z neznalosti této problematiky. I když se v současné době míra poznání zvýšila, stále existují neprozkoumaná místa. K jejich pochopení je tedy stále nezbytné zkoumat chování výztužných zemin a jejich chování. Každý nový poznatek pomáhá posunout tuto technologii kupředu. Dokladem toho je i založení mezinárodní organizace „International geosynthetics society“ sdružujících nejen zástupce komerčních firem, ale zejména akademické pracovníky věnujících se této problematice. Tato odborná společnost pořádá konference (jednou za čtyři roky, se vzájemným prostřídáním, se koná evropská a světová konference). V České republice jsou odborníci na tuto problematiku sdruženi v IGS-CZ.

Předkládaná habilitační práce přináší po stránce vědeckovýzkumné nové poznatky z experimentálních měření zaměřených na zjištění tahového účinků v instalovaných geosyntetikách, měření zaklínění a síly potřebné na jejich vytržení. V této oblasti se v práci čerpá z výzkumné aktivity realizované autorem v letech 2000 až 2003, kdy získal grantový postdoktorský projekt „Chování vyztužených zemin v podkladních vrstvách“ v jehož závěru vydal závěrečnou publikaci, o kterou se opírá i tato práce. V pozdějších letech se v této oblasti autor věnoval numerickému modelování této problematiky. Oproti původnímu výzkumu autor zabýval nejen podkladními vrstvami, ale také opěrnými konstrukcemi. V práci jsou dále prezentovány i výsledky z numerických simulací vybraných úloh (roznášecí platforma a statická zatěžovací deska).

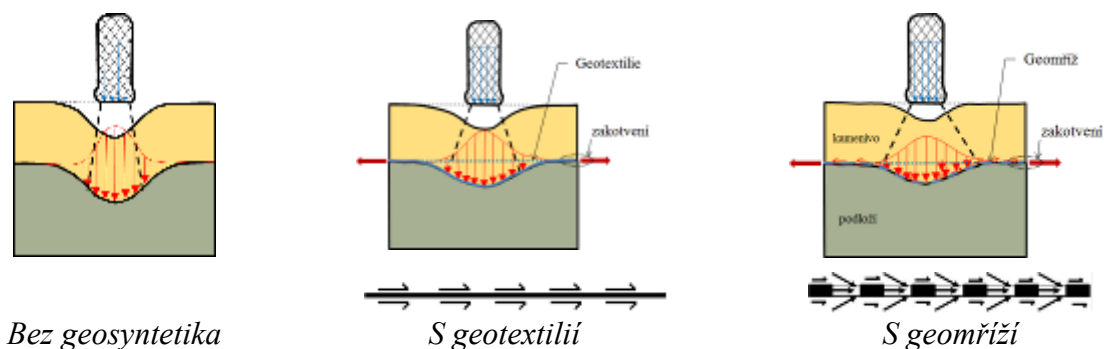
Po pedagogické stránce shrnuje práce základní poznatky o geosyntetikách. Z toho mohou čerpat studenti i odborníci z praxe při seznamování se s tímto problémem. Další poznatky z oblasti geosyntetik autor práce shrnul podrobněji v učebních textech „Zemní konstrukce v dopravních stavbách“ vydaných elektronicky na FAST VUT v Brně (Miča, 2004). Autor tuto problematiku současně přednáší v předmětu Zemní konstrukce.

## 4 VYZTUŽOVÁNÍ PODLOŽÍ – VÝZKUM

### 4.1 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ

Hlavním cílem experimentů bylo stanovit velikost přetvoření resp. síly ve výztuze. Za tímto účelem byly realizovány experimenty s použitím reálných výztužných prvků, které se využívají v konstrukcích vozovek, železničního spodku apod. K experimentům se v rámci této problematiky přistoupilo ze dvou důvodů. První vychází z informací z dostupné odborné literatury, kde se převážně prezentují experimenty zaměřené pouze na přínos výztuhy ke stabilitě konstrukce. Tento přínos je vyjádřen pomocí parametru BCR, který je poměrem únosnosti vyztužené vrstvy k únosnosti vrstvy nevyztužené; mechanismus mobilizace síly ve výztuze není přitom standardně diskutován. Druhým z důvodů jsou závěry, které ukazují, že ne vždy platí, že výztuha s vyšší tahovou únosností má lepší přínos k únosnosti než výztuha s únosností menší (Webster, 1993). Závěry předmětných experimentů pak ukazují, že významným faktorem je kromě únosnosti struktura výztuhy, a to tvar oka resp. tvar žebra. Rozebereme-li mechanické chování výztuhy v podloží, tak dospějeme právě k závěrům, které uvádí Webster. Výztuha v první řadě působí jako membrána (obr. 4.1b,c), která snižuje velikost napětí pod ní oproti stavu bez vyztužení (obr. 4.1a). Aby mohlo dojít k membránovému efektu, musí být výztuha dostatečně ukotvena mimo oblast působení zatížení. Kromě membránového efektu dochází i ke tření mezi částicemi zeminy a povrchem výztuhy. To významně omezuje roztlačení materiálu do stran, a tím opět dochází

k roznosu zatížení na větší plochu. Tento efekt je navíc umocněn u geomříží, kde se částice mohou rovněž zaklínit a opřít o jednotlivá žebra (obr. 4.1c).



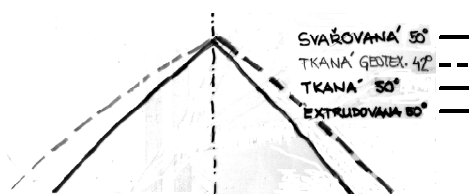
Obr. 4.1 Způsoby roznosu zatížení

Proto byla kromě měření přetvoření výztuhy realizována i další dílčí pozorování (experimenty) zaměřené na vzájemné chování výztuhy a okolního prostředí, a to v následujících vlivech:

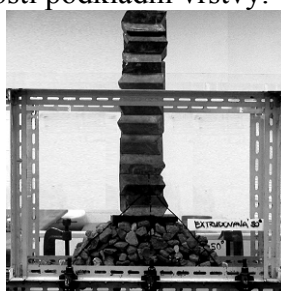
- Zazubení, zaklínění zrn zeminy (viz. kap. 4.1.1)
- Vytažení výztuhy ze zemního prostředí (viz. kap. 4.1.2)
- Smykové parametry (viz. kap. 4.1.3)
- Přetvoření a síla v geosyntetiku (viz. kap. 4.1.4)

#### 4.1.1 Zazubení, zaklínění

Pro ověření tohoto vlivu byl zhotoven zkušební rám o půdorysných rozměrech 0.65 x 0.25 m a bočními prosklenými rámy. Metodika ověření zazubení spočívala v nasypání kužele zásypového materiálu do výšky 25 cm s následným měřením úhlu sklonu kužele od horizontály. Jako zásypový materiál byl použit směsný recyklát frakce 16 / 32 mm a pro zkoušku byly vybrány čtyři charakteristické typy výztuh - tkaná geotextilie, tkaná, svařovaná a extrudovaná geomříží. Výsledky těchto experimentů ukázaly, že zaklínění resp. zadržení není specifikem jen pro jeden typ výrobku, ale pro všechny výrobky s otevřenou strukturou. Daný závěr potvrzuje i pohled na spodní stranu výztuhy, kde je možné vidět v otvorech jednotlivá zrna, která se opírají resp. jsou zaklíněná o žebra. To vzhledem k velikosti průlin u geotextilií nemůže nastat. Při volném nasypání hrubozrnného materiálu dojde k vytvoření kužele, který pro geomříže (extrudované, svařované, tkané) odpovídal sklonu 50° a pro geotextilie jen 42° (obr. 4.2). Výrazný vliv zaklínění se následně projevil při fázi statického zatěžování volně nasypaného klínu, kdy u geomříží při nanesení svislého zatížení o intenzitě 750 N nedošlo k roztlačení kužele, a to na rozdíl od kužele nad geotextilií, kde došlo k jeho poruše, a to při nanesení zatížení o intenzitě 600 N (obr. 4.3). Tento velmi jednoduchý experiment tak velmi názorně ukázal významný vliv struktury geosyntetika na zvýšení únosnosti podkladní vrstvy.



Obr. 4.2  
Porovnání sklonu kužele pro jednotlivé výztuhy



geomříž – bez porušení  
(10 kostek  $\approx$  0.75 kN)



geotextilie – porušení (8 kostek  $\approx$  0.6 kN)

Obr. 4.3 Porušení kužele vlivem vnějšího zatížení

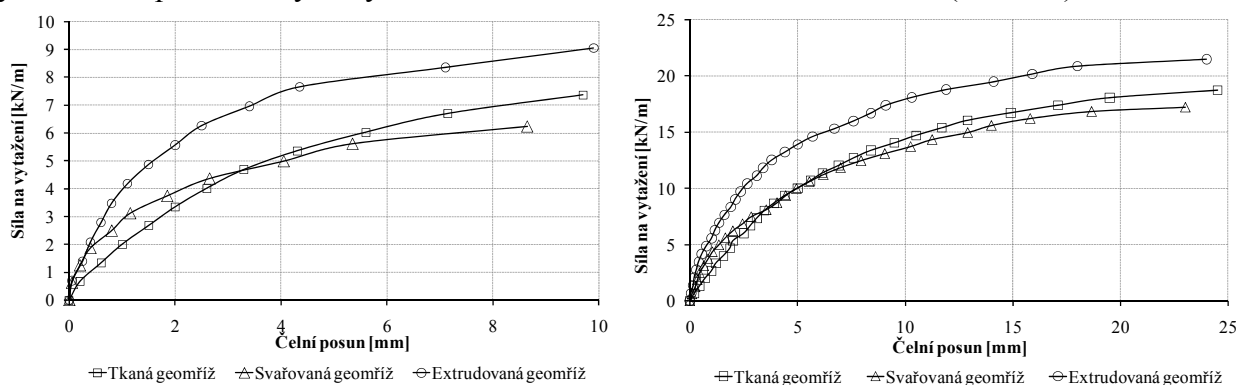
### 4.1.2 Kotevní síla

V experimentu byla použita extrudovaná, svařovaná a tkaná geomříž. Jejich parametry jsou shrnuty v tabulce 4.1. Aby nedošlo ke zkreslení výsledků, byly geomříže zvoleny se stejnými parametry. Použitým materiálem byla šterkodrt' frakce 0 / 32 mm.

Tab. 4.1 Parametry geomříží

Popis	Materiál	Tahová únosnost	Velikost oka	Protažení při porušení
Pletená	PP	30/30 kN/m	40/40 mm	10%
Extrudovaná	PP	30/30 kN/m	44/43 mm	10%
Svařovaná	PP	30/30 kN/m	37/36 mm	11%

Pro tento účel byl zhotoven zkušební rám o rozměrech 1.00 x 0.60 x 0.45 m. Při zkouškách byla zaznamenávána síla potřebná na vytažení v závislosti na čelním posunu výztuhy při měnící se šířce (B), délce (L) a zatížení (q) na okolní zemině (šterkodrt'). Šířka výztuh byla zvolena B = 200 resp. 300 mm, délka L = 500 resp. 700 mm a nadloží H = 200 resp. 460 mm. Pro takto definované okrajové podmínky byly získány závislosti čelního posunu na tahové síle. Jako příklad je uvedeno vyhodnocení pro šířku výztuhy B = 300 mm a délku ukotvení L = 700 mm (Obr. 4.4).



a)  $H = 200 \text{ mm}$

b)  $H = 460 \text{ mm}$

Obr. 4.4 Závislost čelního posunu na síle na vytržení

Z provedených měření je patrné, že relativně největší kotevní síly bylo dosaženo u extrudovaných geomříží. V případě tkané geomříže je velikost síly na vytržení menší o 9% (L = 500 mm) resp. o 12% (L = 700 mm). U svařované geomříže je to o 10% (L = 500 mm) resp. o 18% (L = 700 mm). U svařované geomříže je možné hledat jednou z příčin dosažení menší síly v důsledku porušení svařovaného spoje oddělením jednotlivých pásků, a tím zmenšení opěrných plošek. U tkaných geomříží nebyl vliv spoje shledán tak markantní. Po odkrytí výztuh následujícím po zkoušce byla sice patrná určitá deformace spoje, ale díky způsobu výroby zůstala vždy jednotlivá žebra v kontaktu. K většímu zdeformování došlo u samotného žebra. Žebro si samo vytvořilo opěrnou plochu pro částice zemin, což v konečném důsledku vedlo ke zvýšení odporu proti vytržení.

### 4.1.3 Smykové parametry

Studie mechanického chování vyztužené a nevyztužené zemině byla provedena na krabicích o rozměrech 85 x 85 mm. Normálové zatížení bylo naneseno tlaky 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa a 200 kPa. Smykání vzorku bylo provedeno pomocí řízené deformace s konstantní rychlostí 0,25 mm/min. V experimentech provedených v laboratořích FAST VUT byla výztuha umístěna pod sklonem 45° vůči předurčené smykové ploše (obr. 4.5). Vliv výztuhy v této pozici se navíc





prostoru. Za tímto účelem byly naplánovány série experimentů, které byly provedeny v laboratoři Ústavu geotechniky FAST VUT Brně a v laboratoři Centra dopravního výzkumu (CDV) v Tišnově. Pro měření velikosti přetvoření bylo použito jako snímacích prvků odporových tenzometrů. Problematika výběru a instalace prvků a vlastních tenzometrická měření byla zajištěna odborníkem v tomto oboru Ing. J. Veselým z Akademie obrany v Brně. V následujících podkapitolách bude pojednáno o realizovaných experimentech a s tím spojené problematice.

#### 4.1.4.1 Instalace snímacích prvků

Pro sledování přetvoření výztuhy byly zvoleny odporové tensometry. Vzhledem k materiálovému složení testovaných výztuh se ukázalo, že největším úskalím při instalaci odporových tenzometrů na výztuhu z polymeru PP je jejich přilepení k výztuze. PP patří mezi nepolární umělou hmotu, která je obtížně přímo lepitelná pomocí kyanoakrylátových lepidel. Je to způsobeno tím, že energie povrchu polyolefinů je asi 30 mN/m. V technické praxi se proto používají různé způsoby pro zlepšení přilnavosti povrchu. Např. Chu et al. (1996) při lepení odporových tenzometrů použili UV záření, které u polymeru urychlí povrchovou oxidaci. Doporučují proto nechat působit UV záření po dobu cca 20 – 30 minut ze vzdálenosti 25 mm. Tento postup byl využit u i zkoušek s prvními vzorky, ale jevil se při provádění vlastních experimentů jako náročný a obtížně použitelný, a to zejména v terénu. Při řešení grantu se hledal postup nový použití méně náročný. To se podařilo vyřešit pomocí nízkoviskozního roztoku pod obchodním označení ACTIVATOR s viskozita cca 1 mPa.s. Tento roztok však nebyl pro lepení odporových tenzometrů doposud vyzkoušen. Proto musela být v první řadě odzkoušena jeho funkčnosti. Za tímto účelem byly provedeny tahové zkoušky pásků geosyntetika s nalepeným tenzometrem. V experimentech byly použity dva typu tenzometrů GFLA-6.350-70 a YEFLA-5. Podle výše uvedených náležitostí byla pro instalaci odporových tenzometrů na výztužná geosyntetika na bázi polyolefinů zvolena následující metodika osazení:

- Zdrsnění povrchu v místě instalace tenzometru.
- Očištění povrchu.
- Nanesení nízkoviskozního roztoku a jeho působení po dobu 20 ÷ 60 s (alternativně s expozicí UV záření po dobu 20 – 30 min).
- Nalepení tenzometru (typ lepidla podle použitého tenzometru), připojení svorkovnice.
- Napájení drátků a kabelů.
- Ochrana hliníkovou fólií s tmelem.

Provedená měření v první řadě prokázala, že ošetření použitím nízkoviskozním roztokem zajistí dokonalé přilepení tenzometru na polyolefiny a není potřeba provádět narušení povrchové vrstvy výztuhy UV zářením, které je časově náročnější. Ověření funkčnosti ošetření nízkoviskozním roztokem potvrzují pracovní diagramy zatěžované výztuhy, v nichž nedošlo k žádným výrazným anomáliím, které by signalizovaly uvolnění tenzometru. Zvolený postup se osvědčil i u vzorku č. 2, kde opět nejsou zřejmé odchylky v průběhu pracovního diagramu. Naměřená data ze zkoušky byla porovnána i s pracovním diagramem uváděným výrobcem. U vzorku č. 2. byla zjištěna dobrá shoda mezi naměřenými daty a daty udávanými od výrobce. Potvrdila se tedy zvolená a provedená metodika lepení tenzometrů.

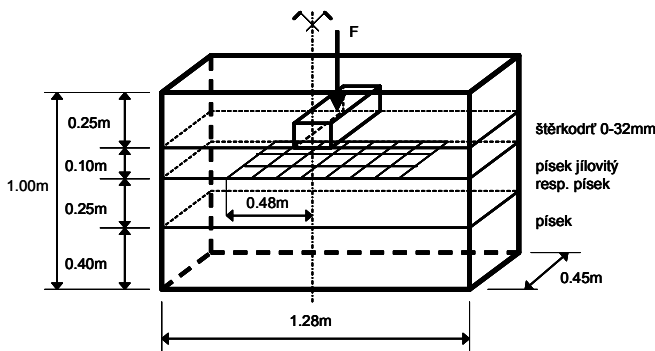
#### 4.1.4.2 Realizovaná měření

##### **Měření v laboratoři Ústavu geotechniky FAST VUT Brně**

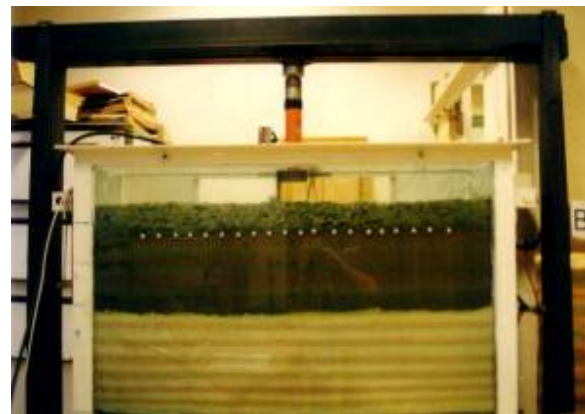
V laboratořích při VUT byly provedeny dva experimenty – Experiment VUT-1 a VUT-2 (Obr. 4.10). V tezi jsou prezentovány jen výsledky z VUT-2. V obou případech byl experiment proveden ve zkušebním rámu o rozměr 1,28 m x 0,45 m x 1,00 m. Geometrie zkušebního rámu

s definováním pozice výztuhy a zeminy je zobrazeno na obr. 4.9. Výztuha byla osazena odporovými tenzometry GFLA, které se nacházely na jejím středním podélném žebru ve vzdálenosti od osy L1 = 0 mm, L2 = 0,5B a L3 = 1,5B na obě strany (B je šířka základu). Tenzometry byly nalepeny vždy na horním a dolním povrchu pásku a z naměřených přetvoření při obou površích ( $\epsilon_1$  a  $\epsilon_2$ ) bylo možné určit, zda ve výztuze vzniká tah nebo tlak. Tah ve výztuze nastává, pokud jsou obě přetvoření kladná, tlak jedno z nich je záporné. Po vytvoření experimentu následovalo zatěžování vyztuženého podloží, během něhož se snímaly impulsy z tenzometrů a tlakových snímačů v každém zatěžovacím kroku. Dále se zaznamenávalo sednutí základu spolu s tlakem v pumpě, který se přepočítal na napětí pod základem. Rozdíl v experimentech spočíval v zemině pod výztuhou. V Experimentu VUT-1 to byl písek a v Experimentu VUT-2 písek jílovitý.

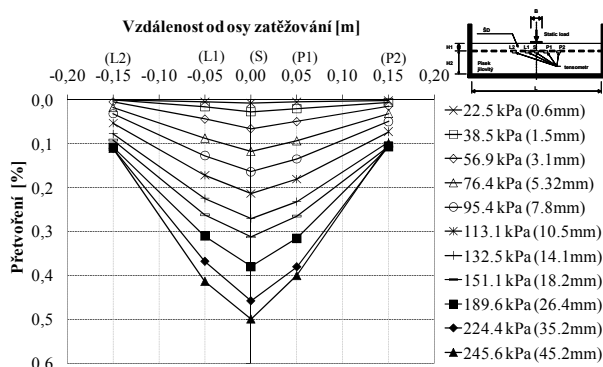
Na základě realizované zkoušky byla vyhodnocována data týkající se vyvozeného svislého napětí, zatlačení základu, přetvoření, z kterého se spočetla síla ve výztuze a napětí v bodech bod výztuhou. Na obrázku 4.11 je znázorněn průběh přetvoření výztuhy a na obrázku 4.12 průběh spočtené osové síly po její délce pro dané úrovně zatížení pro Experiment VUT-2. Síla ve výztuze byla vypočítána vynásobením síly naměřené na jednom žebru počtem žebrov v jednom běžném metru výztuhy. Tento postup byl možný díky geometrii modelu (rovinné přetvoření), kdy se na přenosu zatížení podílejí žebra kolmá k podélnému směru základového pasu, a lze zanedbat přenos síly v příčných žebrech, která působí jako opěrné body pro zajištění kotevní síly.



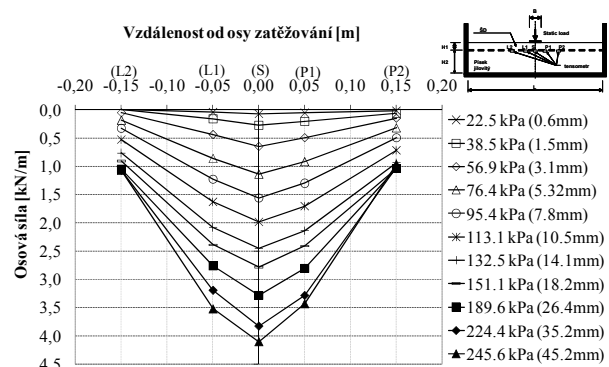
Obr. 4.9 Geometrie zkušebního rámu



Obr. 4.10 Experiment VUT-2



Obr. 4.11 Průběh přetvoření ve výztuze



Obr. 4.12 Průběh síly ve výztuze

Z naměřených dat můžeme konstatovat následující závěry:

- Naměřená přetvoření se pohybují v desetinách procent. Maximální přetvoření, kterého bylo dosaženo je 0,50% (pod středem základu) při mezním zatížení 245 kPa. Z grafů (obr. 4.38 a 4.39) je dále vidět, že postupným zatěžováním dochází k nárůstu přetvoření i v krajních měřených bodech. Odchylkou od toho je stav mezi napětím 150 ÷ 250 kPa, kdy nedochází

ke změně přetvoření. To si lze vysvětlit tím, že podle všech předpokladů již dojde k překročení síly na mezi vytržení a tím i k prokluzu výztuhy v kotevní oblasti.

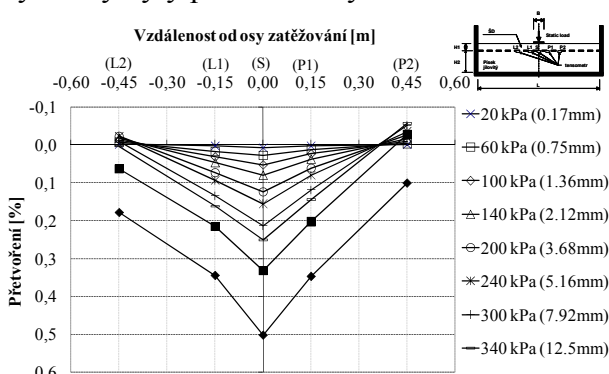
- Ve výztuze bylo dosaženo maximální síly 4,10 kN/m. V porovnání s krátkodobou únosností 30 kN/m je využita pouze ze 13.6%. Potvrdil se výchozí předpoklad o aktivizaci relativně malé síly v porovnání s tahovou únosností výztuhy. Tento výsledek nepřímo i potvrzuje závěry získané z rozsáhlých terénních zkoušek provedených v USA (Webster, 1993). Jde o to, že pro výztužnou funkci při tomto způsobu použití není rozhodující právě únosnost výztuhy.

### Měření v laboratoři CDV Brno – Tišnov

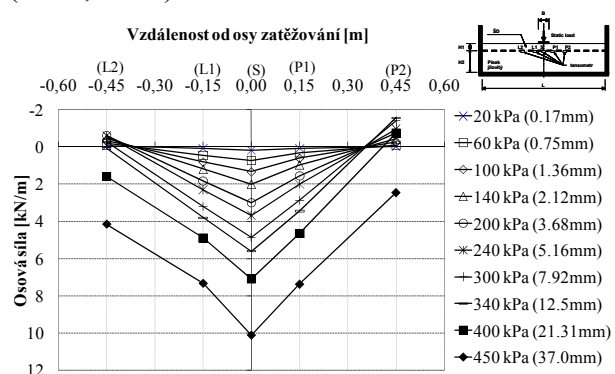
Dalším z experimentů, který byl vykonán ve spolupráci s Centru dopravního výzkumu (CDV) v Tišnově, byl proveden v tzv. laboratorním geotechnickém zkušebním poli (LGZP -Pospíšil, 2001), kde se v dané době zkoušela míra zlepšení při využití různých geosyntetik vyskytujících se na trhu v ČR a při jejich použití v železničním stavitelství. Po dohodě s Ing. P. Zedníkem (CDV, pobočka Tišnov) se jejich měření rozšířilo i o sledování přetvoření ve výztuze. Jde o železobetonovou vanu, která je rozdělena na tři zkušební prostory o půdorysných rozměrech 3,00 x 3,00 m spolu se zavodňovacím žlabem u dna propojeným se zkušebním polem.

I zde byly realizovány dva experimenty – *CDV-1* a *CDV-2*. V obou případech bylo vytvořeno stlačitelné, málo únosné podloží ze soudržné zeminy charakteru plastického jílu (CH:  $w_L = 57\%$ ,  $w = 25,7\%$ ,  $I_p = 34\%$  a  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ) o mocnosti 750 mm. Na tuto vrstvu byla položena svařovaná geomříž (60/60 kN/m). Následně se na geomříž nasypala a ztuhlila vrstva šterkodrti 0/32 mm o mocnosti 150 mm (Experiment CDV-1) resp. o mocnosti 300 mm (Experiment CDV-2).

Během měření se sledovalo sedání středu desky, přetvoření (obr. 4.13) v měřeném pásku výztuhy. V tomto případě je vzhledem k prostorovému působení výztuhy složitější stanovit velikost síly ve výztuze na její jeden běžný metr. Proto byla pro srovnání stanovena hypotetická síla na jeden běžný metr, a to za předpokladu rovnoměrného zapojení všech žeber nacházejících se v pásu šířky jednoho metru (obr. 4.14). Uvedené obrázky se vztahují k Experimentu CDV-2. Dílčí výsledky byly prezentovány na konferenci v Itálii (Miča, 2003).



Obr. 4.13 Přetvoření v měřeném pásku



Obr. 4.14 Síla ve výztuze na jeden běžný metr výztuhy (hypoteticky)

Výsledky experimentů jsou shrnuty v následujících bodech.

- Naměřená data z Experimentu CDV-1 potvrzují závěry z Experimentu VUT-2 provedeného v laboratoři Ústavu geotechniky. Maximální dosažené přetvoření v měřeném pásku bylo v přitěžovací větvi prvního cyklu při kontaktním napětí 135 kPa a činí 0.07%. U druhého cyklu bylo potom naměřeno 0.06% při zatížení 119 kPa. Jde o velmi nízké hodnoty. Měření ukázala, že ve výztuze může dojít i k tlakovému namáhání. Tlak byl naměřen v krajních tenzometrech. To si autor práce vysvětluje tím, že v důsledku zatlačování desky, dochází po jejích bocích k vytlačování zeminy, a to jak ve směru svislém, tak i vodorovném. Vodorovné posuny se potom v důsledku zaklínění zrn do

výztuhy přenáší i do výztuhy, která je tak tlačena. Výztuže je zároveň bráněno se posunout jak ve směru tlakové síly (zbylá část výztuhy je přitížena přesypanou zeminou způsobující zároveň ukotvení výztuhy), tak i ve svislém směru, kde tomu opět brání zemina svou vlastní tíhou. Z měření lze vyzorovat, že tlak nevzniká při překročení napětí 400 kPa. Deska se již chová jako tuhý razník, který již stlačuje zeminu převážně ve svislém směru. Proto i v krajních tenzometrech nastává tah. Pokud by nebylo dostatečné zakotvení výztuhy, tak k tlaku nedojde, protože výztuha se začne zatahovat pod základ. To nastalo u Experimentu VUT-2, kde tlak nebyl naměřen.

- Z Experimentu CDV-2 je patrné, že pro dosažení přetvoření výztuhy 0,5% bylo nutné dosáhnout zatlačení středu desky 37 mm při kontaktním napětí 450 kPa. Přepočítáme-li dosažené maximální přetvoření na hypotetickou sílu na jeden běžný metr výztuhy, získáme velikost 10,1 kN/m, což odpovídá podílu 16,8% z její krátkodobé únosnosti. V porovnání s Experimentem VUT-2, kdy bylo aktivováno 13,6% z celkové únosnosti výztuhy (viz. diskuse k výsledkům – Experiment VUT-2) pak získáváme srovnatelné výsledky. I v Experimentu CDV-2 došlo ve výztuže k aktivaci tlakové síly.
- Výsledky potvrzují, že pro zvýšení únosnosti zkoumaných konstrukčních systémů nebude rozhodující únosnost výztuhy, protože přetvoření resp. síla aktivující se ve výztuže je poměrně malá.

## 4.2 Matematické modelování

V rámci této práce je matematické modelování použito pro srovnání výsledků laboratorního či „in situ“ experimentu a k simulaci vybraných úloh s tím spojených (statická zatěžovací zkouška, roznos zatížení v zeminové desce nad šterkovými pilíři). K analýze se zde používá metoda konečných prvků.

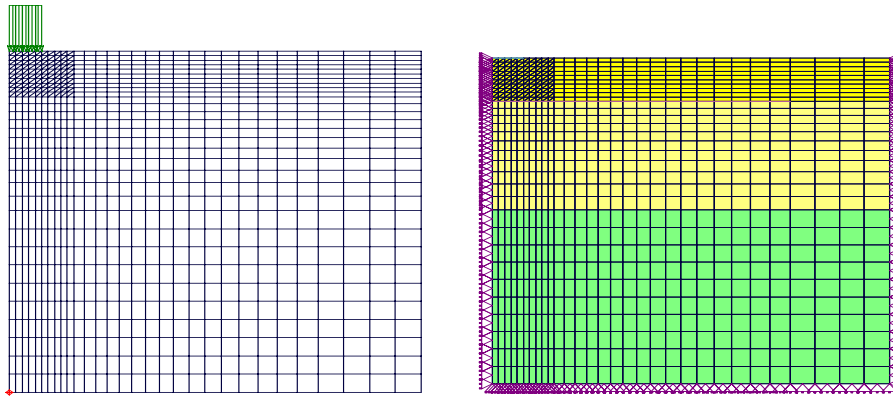
### 4.2.1 Numerická analýza provedených experimentů

Numerické modelování bylo provedeno pro Experiment VUT-2 a Experiment CDV-2. Hlavním z cílů matematického modelování bylo porovnat výsledky z experimentů a z predikcí pomocí matematického modelu. Z obou simulací, vzhledem rozsahu tezí, jsou uvedeny výsledky pro Experiment VUT-2.

Model byl řešen metodou konečných prvků pomocí programu CRISP jako 2D úloha – rovinný stav přetvoření. Vrstvy zemin byly modelovány pomocí 2D konečných prvků s lineárním průběhem přetvoření bez možnosti konsolidace tj. ze šesti uzlových trojúhelníků a osmi uzlových obdélníků. Pro modelování výztuhy byl zvolen tří uzlový prvek BAR a základ byl zaveden pomocí 1D prvku BEAM s odpovídající ohybovou tuhostí. Výsledná geometrie, síť konečných prvků a okrajové podmínky jsou zobrazeny na obrázku 4.15.

Bylo analyzováno pět konstitučních vztahů, jejichž vstupní parametry jsou uvedeny v příslušných tabulkách:

- Izotropní ideálně lineárně pružný – Tab. 4.6
- Izotropní, lineárně pružný – ideálně plastický, Drucker-Pragerova podmínka plasticity – Tab. 4.7
- Izotropní, lineárně pružný – ideálně plastický, Mohr-Coulombova podmínka plasticity – Tab. 4.7
- Izotropní, hyperbolicky pružný (Duncan-Chang), vrstva šterku ponechána jako Model 2 – Tab. 4.8
- Izotropní, Modified Cam Clay, vrstva šterku ponechána jako Model 2 – Tab. 4.9



Obr. 4.15 Vlevo – síť konečných prvků se schématem zatížení. Vpravo – síť konečných prvků s barevně vyznačenými 1D prvky, vrstvami různých materiálů a okrajovými podmínkami

Tab. 4.6 Hodnoty materiálových vlastností pro „Model 1“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu'$ [-]	$E'_s$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
Štěrk	17	0,306	2000	34	0
Jílovitý písek	17	0,36	2800	24	5
Křemitý písek	17	0,33	4500	30	0

Tab. 4.7 Doplnění hodnot materiálových vlastností pro „Model 2“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu'$ [-]	$E'_s$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
Štěrk	17	0,306	2000	34	0
Jílovitý písek	17	0,36	2800	24	5
Křemitý písek	17	0,33	4500	30	0

Tab. 4.8 Hodnoty materiálových vlastností pro „Model 4“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu'$ [-]	$E'_s$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	Pa	K	$K_u$	n	$R_f$
Štěrk	17	0,31	2000	34	0	-	-	-	-	-
Jílovitý písek	17	0,36	-	24	5	100	340	800	0,65	0,95
Křemitý písek	17	0,33	-	30	0	100	1000	1600	0,55	0,95

Tab. 4.9 Hodnoty materiálových vlastností pro „Model 5“

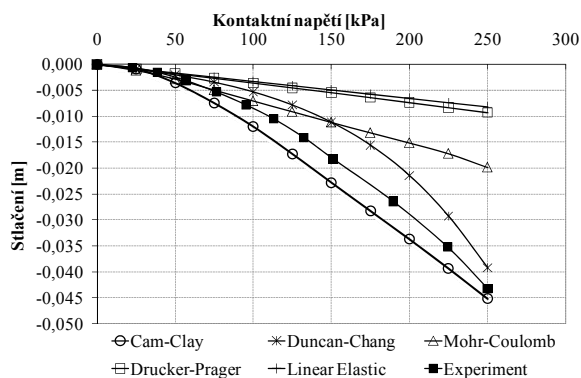
Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu'$ [-]	$E'_s$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\kappa$	$\lambda$	$e_{cs}$	M	G
Štěrk	17	0,31	2000	34	0	-	-	-	-	-
Jílovitý písek	17	-	-	-	-	0,06	0,16	1,45	0,9	12500
Křemitý písek	17	-	-	-	-	0,014	0,16	2,0	1,28	30000

Výsledky získané MKP výpočtem jsou v grafech zobrazeny vždy několika různými konkrétními hodnotami či průběhy hodnot podle odpovídajících konstitučních modelů, poněvadž

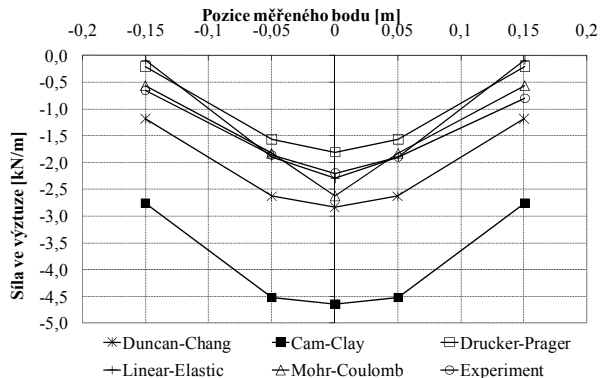
jedním z hlavních cílů matematických simulací bylo porovnat schopnosti různých materiálových vztahů popsat realizovanou zkoušku.

Zatěžovací křivky (tj. závislost svislého sednutí na kontaktním napětí) jsou porovnány na obr. 4.16, ze kterého plyne, že nejlepší shodu s naměřenými daty dává simulace s Cam - Clay konstitučním vztahem. Duncan&Chang model také vykazuje velmi přijatelné výsledky. Ostatní modely jsou nereálně tuhé, tzn., že při daném kontaktním napětí vedou k příliš nízkým hodnotám sednutí. Tato skutečnost se samozřejmě následně projeví i ve velikosti osově síly ve výztuze.

Jako další srovnávací veličina byla vyhodnocena velikost osově síly ve výztuze. Pro názornost je dále uvedeno grafické porovnání jejích hodnot v měřených bodech při maximálním a polovičním zatížení tj. při kontaktním napětí 125 kPa (obr. 4.17).



Obr. 4.16 Porovnání zatěžovacích křivek pro různé konstituční modely a experiment



Obr. 4.17 Porovnání průběhů osově síly ve výztuze pro různé konstituční modely a experiment při kontaktním napětí 125 kPa

Již první nahlédnutí zobrazených průběhů ukazuje na stejný charakter rozdělení síly ve výztuze. Největší síla je mobilizována pod středem základu, vysoká hodnota síly se drží pod plochou základu a ve větší vzdálenosti od osy základu síla prudce klesá. Dále z jednotlivých grafů vyčteme, že nejlepší shodu MKP s naměřenými daty vykazuje lineárně pružný a Drucker-Pragerův konstituční model. U ostatních modelů vycházejí vždy vyšší síly než při experimentu. Největší rozdíl mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami získáme až dvojnásobný u Cam-Clay modelu. Tato zjištění ovšem nelze akceptovat bez patřičného komentáře. Shodu velikostí sil ve výztuze spočtených pomocí jednoduchých konstitučních modelů s experimentem nelze brát jako žádný zvláštní úspěch, protože k ní došlo za zcela odpovídajících hodnot sedání. Porovnání má skutečný význam u Cam Clay a Duncan&Chang modelu, které s přijatelnou tolerancí vystihují odpovídající průběh deformace. Prvním a základním důvodem vyšší síly vypočtené u těchto modelů je absence kontaktního prvku INTERFACE, který nebyl zadán z důvodu nekorespondující koncepti tuhosti u složitějších materiálových modelů. Docházelo k numerické nestabilitě modelu. Jeho adekvátní zavedení by zřejmě způsobilo snížení normálové síly ve výztuze. Druhým důvodem bude použití lineárně pružného modelu pro definici výztuhy, který pro „vyšší“ hodnoty přetvoření dává velikosti sil oproti skutečnosti značně nadhodnocené. Pro serióznější srovnání je nutné poznamenat, že Duncan&Chang model byl při predikci působící síly úspěšnější než Cam-Clay ale současně i méně schopný vystihnout průběh deformace při zatěžování. Kdybychom „inženýrsky“ vyhodnotili tuto analýzu, dalo by se konstatovat, že použitím Cam-Clay modelu získáme reálné chování měkké zeminy při současné mobilizaci vyšších sil ve výztuze, což z hlediska praxe znamená návrh pevnějších výztuh při kvalitním odhadu deformace. To znamená i současně bezpečné splnění požadavků obou mezních stavů.

#### 4.2.1.1 Matematická simulace statické zatěžovací zkoušky deskou

Pro ověřování přínosu geosyntetik v podkladních vrstvách se často používá statická zatěžovací zkouška deskou. Zatěžování podloží se děje v cyklech. ČSN 72 1006 předepisuje dva cykly. Obecně však můžeme provést počet cyklů libovolný. V reálných podmínkách se při zpětném zatěžování nevracíme do bodu, kde jsme provedli odlehčení. S rostoucím počtu cyklů dochází ke kumulaci deformace. Pokud chceme simulovat toto chování zeminy v numerickém modelu, musí zvolený konstitutivní vztah zahrnout i vliv cyklického zatěžování.

Numerická simulace statické zatěžovací zkoušky deskou byla provedena jako 2D úloha – rotační symetrie. Zemina byla modelována 15-uzlovými trojúhelníkovými prvky a výztuha prutovým 5-uzlovým prvek typu GEOGRID. Bylo analyzováno pět konstitučních vztahů:

- Izotropní ideálně lineárně pružný:
- Lineárně pružný-ideálně plastický model – MC model
- Elastoplastický model se zpevněním – HS model
- Elastoplastický model se zpevněním se zahrnutím malých přetvoření – Hss model
- Hypoplastický model – HP model
- Hypoplastický model s intergranulárním přetvořením- HPis model

V současné české technické praxi je používán MC-model. Stále více se však do ní začíná pronik HS-model, proto jej autor práce krátce popíše. Modely této skupiny zavádí rozdílnou podmínku pro plasticitu a porušení a dále umožňují rozlišení mezi prvotním a opětovným zatížením. Mezi tyto modely se řadí i tzv. Hardening soil model (HS) - Schanz et al., 1999 – obr. 4.18. HS model zahrnuje plasticitu, dilatanci a omezení plochy plasticity (yield cap). Obdobně jako model Duncan-Chang předpokládá i tento model hyperbolickou závislost mezi vertikálním přetvořením  $\varepsilon_1$  a deviátorem napětím  $q$  závislost při primárním triaxiálním zatěžování

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{pro } q < q_f \quad (1)$$

kde  $q_a$  je asymptotická hodnota smykové pevnosti a  $E_i$  je počáteční tuhostí, která je dána v relaci s tuhosti  $E_{50}$  (Obr. 4.18 vlevo).

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2)$$

$E_{50}$  je tuhost při primárním zatěžování za triaxiálních podmínek a je dána rovnicí

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3)$$

kde  $E_{50}^{ref}$  je referenční tuhost odpovídající referenčnímu bočnímu napětí  $p_{ref}$ . Parametr  $m$  je exponent mocninné závislosti tuhosti na napětí. Mezní deviátorové napětí je definováno vztahem

$$q_f = (c \cdot \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

a dále mezi  $q_f$  a  $q_a$  platí poměr

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \quad (5)$$

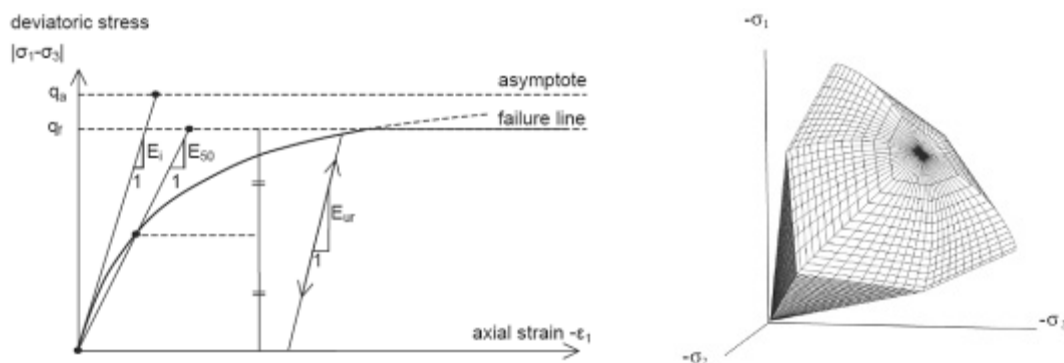
Kde  $R_f$  vyjadřuje poměr poruchy. Oproti MC modelu rozlišuje díky elastoplasticitě mezi prvotním přitížením a odtížením. Tím je dosaženo toho, že dochází k plastickému přetváření materiálu, aniž ještě byla splněna podmínka porušení (zde MC podmínka plasticity). Zde jde o objemové zpevnění při izotropním stlačování. Tento stav je vyjádřen rovnicí:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_1 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m, \quad (6)$$

Referenční napětí  $p_{ref}$  v rovnici (2.13) je charakterizováno vertikálním napětím při izotropním stlačování. Poslední tuhostí popisující chování zemin je modul tuhosti  $E_{ur}$ , který řídí odtížení s následným přitížením. V tomto případě je však hysterezní křivka velmi plochá, proto se považuje za vztah čistě elastický. Je definován rovnicí:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_1 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m, \quad (7)$$

Více informací o tomto konstitučním vztahu lze nalézt v manuálech programu Plaxis.



Obr. 4.18 HS model- Pracovní diagram a tvar plochy plasticity (Plaxis manuál)

Později byl tento konstitutivní vztah rozšířen o popis chování zeminy při velmi malých a malých přetvořeních (Benz, 2007). Poslední analyzovanou skupinou jsou modely založené na konceptu hypoplasticity. V práci je použit konstitutivní vztah převzatý z práce Mašín (2005), a to jak v základní podobě, tak i se zahrnutím konceptu velmi malých a malých přetvoření (intergranular strain konceptu).

Vstupní parametry pro jednotlivé modely byly získány z odborné literatury a z kalibrací. Cyklické chování jílu ( $w = 42,9\%$ ;  $w_L = 64,0\%$ ;  $w_P = 34,0\%$ ;  $\rho_s = 2731 \text{ kg m}^{-3}$ ) je ověřováno na základě vlastností získaných z diplomové práce (Tůma, 2010) a písku z podkladu (Herle, Gudehus, 1999). Tyto dva materiály byly zvoleny z toho důvodu, že byly k dispozici vstupní hodnoty pro hypoplastický model. Vstupy pro ostatní modely již byly získány kalibrací ve srovnání s chováním hypoplastického modelu pro oba materiály. Vstupní hodnoty pro jednotlivé modely jsou shrnuty v tabulce 4.12 až 4.18.



Tab. 4.12 Hodnoty materiálových vlastností pro „MC model“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{ref}$ [kPa]	$\nu'$ [-]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]
Jíl	20	2500	0,35	10	23	0
Písek	17	30000	0,25	1	35	5

Tab. 4.13 Hodnoty materiálových vlastností pro „HS model“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	$m$ [-]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]	$\nu_{ur}$ [-]	$p_{ref}$ [kPa]	$R_f$ [-]
Jíl	20	3500	3000	10500	0,95	10	23	0	0,2	100	0,9
Písek	17	30000	30000	90000	0,5	1	35	5	0,2	100	

Tab. 4.14 Hodnoty materiálových vlastností pro „Hss model“ (=HS model + doplněk)

Materiál	$\gamma_{0,7}$ [-]	$G_0$ [kPa]
Jíl	0,00005	35000
Písek	0,0001	90000

Tab. 4.15 Hodnoty materiálových vlastností pro „HP s model“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$\lambda^*$ [-]	$\kappa^*$ [-]	$N$ [-]	$r$ [-]
Jíl	17	31	0,103	0,015	1,31	0,3

Tab. 4.16 Hodnoty materiálových vlastností pro „HP\_j model“

Materiál	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$h_s$ [GPa]	$n$ [-]	$e_{d0}$ [-]	$e_{c0}$ [-]	$e_{i0}$ [-]	$\alpha$ [-]	$\beta$ [-]
Písek	20	33	1	0,29	0,61	0,96	1,09	0,13	2

Tab. 4.17 Hodnoty materiálových vlastností pro „HPis s model“ (=HP\_j model + doplněk)

Materiál	$m_R$ [-]	$m_T$ [-]	$R_{max}$ [-]	$\beta_r$ [-]	$\chi$ [-]	$e$ [-]
Jíl	5	2,5	0,0001	0,3	1	10,64

Tab. 4.18 Hodnoty materiálových vlastností pro „HP\_j model“ (=HP\_s model + doplněk)

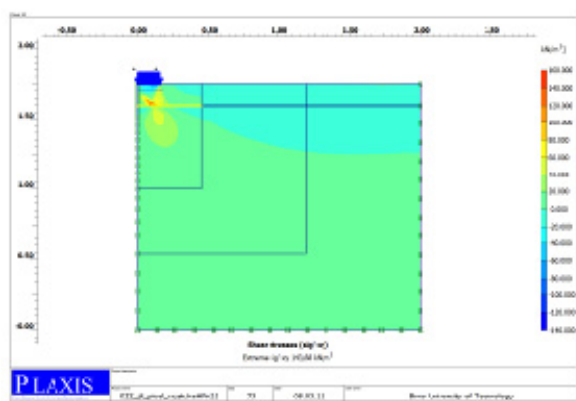
Materiál	$m_R$ [-]	$m_T$ [-]	$R_{max}$ [-]	$\beta_r$ [-]	$\chi$ [-]	$e$ [-]
Písek	5	2,5	0,0001	0,3	1	10,64

Z výše provedených analýz pro vybrané konstitutivní vztahy umožňuje simulovat cyklické namáhání hypoplastický model se zahrnutím konceptu intergranulárních přetvoření (model HPis).

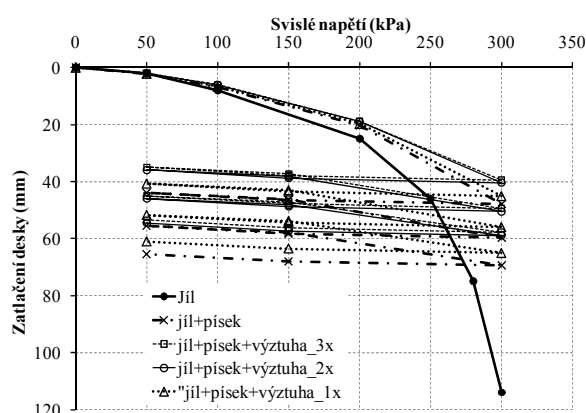
Proto modelování statické zatěžovací zkoušky deskou je provedeno již pouze pro tento model. Geometrie modelu a vstupní parametry jsou uvedeny v předchozí části kapitoly. Zatěžování desky se děje v těchto zatěžovacích cyklech a stupních:

	První cyklus	druhý cyklus	třetí cyklus
zatěžování	50kPa; 100kPa; 200kPa; 300kPa	50kPa; 150kPa; 300kPa	50kPa; 150kPa; 300kPa
odlehčení	300kPa; 150kPa; 50kPa	300kPa; 150kPa; 50kPa	300kPa; 150kPa; 50kPa

Simulace statické zatěžovací zkoušky byla provedena nejdříve pro nevyztužené podloží, poté byla vložena výztuha, u které se se měnila délka. Délka výztuhy byla 1x, 2x a 3x (Obr. 4.19) průměru desky. Výsledkem ze simulací je závislost zatlačení desky na zatížení. Vzájemné srovnání pracovních diagramů, kde je i jednoznačně vidět přínos výztuhy v podkladní vrstvě je na obrázku 4.20.

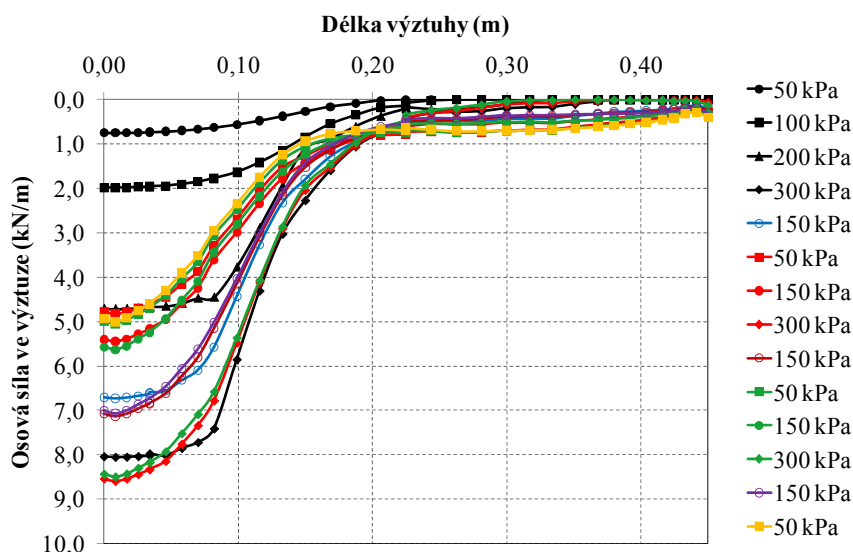


Obr. 4.19 Délka výztuhy 3x průměru desky



Obr. 4.20 Porovnání průběhu zatlačení desky pro všechny analyzované modely

Kromě zkoumání změn v zatlačení desky a rozdělení smykového napětí pod deskou se sledovala i velikost a průběh osové síly ve výztuze během jednotlivých cyklů. Pro ilustraci je uvedeno srovnání pro 3x průměru desky 4.21. Maximální vypočtená tahová síla u všech modelů dosáhla cca 9 kN/m. To koresponduje se zjištěnými v předchozích analýzách.



Obr. 4.21 Průběh a velikost osové síly ve výztuze o délce rovné trojnásobku průměru desky

## 5 ZÁVĚREČNÉ SHRNUÍ

Tato kapitola prezentuje obecné shrnutí nejdůležitějších závěrů k předmětné problematice, poznatků a zkušeností získaných při měřeních na stavbách, provedených experimentech, matematickém modelování i literární rešerši. Při formulaci níže uvedených závěrečných bodů byl kladen důraz na stručnost, přehlednost a názornost, protože důkladný rozbor každé z dílčích problematik včetně zhodnocení výsledků může zájemce najít v předchozích kapitolách. Cílem autora je zde jasně formulovat pozorované zákonitosti a naznačit, jakým směrem by se mohl vydat další výzkum či jakých úskalí by si měl výzkum a praxe v této oblasti povšimnout.

Závěry k aplikovatelnosti geosyntetik pro vyztužování podkladních vrstev na málo únosném podloží:

- Použití výztužných geosyntetik je plně alternativním řešením k tradičním způsobům zlepšování únosnosti podloží. Výhody či nevýhody vyztužování vůči ostatním metodám je nutné zvážit vždy individuálně v závislosti na konkrétních podmínkách projektu. Podkladní vrstvy vyztužené geosyntetiky mají své opodstatnění zvláště tam, kde je únosnost podloží tak nízká, že po něm nemohou pojíždět stavební stroje používané pro provádění klasického způsobu zlepšení (např. chemického či mechanického). Dále lze vyztužení pomocí geosyntetik s výhodou aplikovat v nepříznivých klimatických podmínkách (období vydatných dešťových srážek, kdy nelze provést stabilizace v požadovaném časovém horizontu). Příkladem této situace jsou železnice, pro které je doba výluky pro provedení prací pevně stanovena.

Závěry z experimentálního zkoumání:

- Pro vyztužování podkladních vrstev autor doporučuje použít na základě provedených experimentů spíše geomříže (tzv. otevřené struktury) než geotextilie (tzv. uzavřené struktury). Z experimentů zabývajících se zaklíněním lze zřetelně vidět, že otevřená struktura mnohem výrazněji omezuje boční deformace materiálu nad výztuhou než struktura uzavřená. Toto tvrzení by bylo vhodné detailněji potvrdit dalším výzkumem při nasazení náročnějších experimentů za použití dynamického zatížení, které je u na pojížděných plochách rozhodující.
- K zaklínění (interlockingu) dochází u všech otevřených struktur (geomříží). Nutnou podmínkou však je, že musí být dodržen poměr mezi velikostí oka výztuhy a velikostí zrna zásypaného materiálu. Z toho plyne, že tento způsob přenosu silových účinků mezi geomříží a zeminou je specifickým pro všechny geomříže.
- Velikost kotevní síly zjišťovaná ve vytrhávacích zkouškách je závislá na struktuře geomříže, a to zejména na tvaru, profilu a provedení spoje žeber.
- Odporové tenzometry lze úspěšně použít pro přesné měření přetvoření ve výztuze. Byla vyvinuta efektivní technologie lepení tenzometrů na materiály na bázi polyolefinů, kterou lze efektivně využít přímo v terénu, a to v přijatelném čase.
- Při svislém zatěžování vyztužené základové půdy nebo podkladní vrstvy se ve výztuze mobilizují pouze malé osově síly (neboli korespondující malá poměrná přetvoření) dosahující při mezním zatížení velikosti 10 – 15% krátkodobé únosnosti výztuhy. Provedené experimenty tak nepřímou potvrdí závěry jiných autorů, že pro zlepšení podloží není rozhodující únosnost, ale především struktura výrobku. Rozhodující je celková tuhost. Míra využitelnosti skutečné únosnosti a působících sil ve výztuhách bude tedy ještě po určitý čas předmětem intenzivní pozornosti výzkumníků.
- Při svislém zatěžování vyztužené základové půdy nebo podkladní vrstvy může při vyšších hodnotách zatížení dojít k „prokluzu“ výztuhy v kotevní oblasti. Je to spojena s kotevní délkou, která bude rovněž v budoucnosti předmětem dalších výzkumů.

#### Závěry z matematického modelování:

- Matematické modelování prokázalo, že věrohodné výsledky lze získat pouze na základě použití pokročilých konstitutivních vztahů. Jejich stanovení je však ekonomicky a také technicky dnes obtížně dosažitelné. Čas a prostředky na přípravu velkých investic jsou dnes takové, že těmto výzkumům zatím nepřejí a odkazují pouze do oblasti grantů v akademickém prostředí. Přesto je nezbytné se těmito otázkami ve výzkumu zabývat.
- Také pomocí modelů MKP se prokázala experimentálně zjištěná mobilizace relativně nízkých sil ve výztuze. Výsledky modelování MKP byly v dobré shodě s experimentálním měřením na zeminových modelech.
- Matematické modely s výztuhou vykazují nižší sedání a vyšší stabilitu než model bez výztuhy.
- Jednodušší konstitutivní vztahy (lineární pružnost, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb) vedly k nereálně nízkým hodnotám sedání při porovnání s experimentem. Použití pokročilejších konstitutivních modelů (Duncan&Chang, Modified Cam Clay) vedlo v tomto ohledu k dobré shodě. U jednodušších modelů byly vypočtené normálové síly ve výztuze blízké k experimentálním, ale vzhledem k nerealistickým hodnotám sedání nemá tato shoda příliš velký význam. U složitějších modelů vychází tyto síly vyšší než při experimentu. Tento rozdíl bude způsoben absencí adekvátního přechodového konečného prvku a jednoduchým konstitutivním vztahem pro výztuhu při MKP.
- Výsledky matematické studie tvaru smykové plochy ukázaly dobrou shodu se známými experimenty. Bylo dosaženo stejného principu vývoje smykové plochy, kdy vložím výztuh dochází k odsunu smykové plochy hlouběji do podloží. Lze si to vysvětlit tím, že se vytvoří tzv. „pseudozáklad“ (kompozit tvořený zeminou a výztuhou) a to vede ke quasi přenesení základové spáry do větší hloubky tj. až pod vyztuženou oblast.
- Přechodový prvek typu INTERFACE lze použít pro numerické modelování možného kotevního prokluzu na styku zemina-výztuha za podmínky, že koncepce definice jeho tuhosti koresponduje s materiálovým modelem přilehlé zeminy, což u složitějších modelů zemin nemusí být splněno. Obecně jeho zavedením získáme úměrně nižší sílu ve výztuze a vyšší sednutí základu.
- Ve 2D MKP modelování se pro zavedení výztuhy ve většině programů používá 1D prvků. Může-li ve výztuze dojít i ke vzniku tlakové síly (geomříže), neměly by se při jejím modelování používat konečné prvky působící s vyloučením tahu, které jsou vhodné k simulaci jiných typů výztuh, u kterých převažuje membránový efekt (geotextilie). Při zadání reálné ohybové tuhosti u konečného prvku BEAM se jeho chování téměř neliší od prvku nepřenášejícího ohyb (BAR, LINK, CABLE, GEOTEXTILE...). V problematice podkladních vrstev lze pro stanovení materiálových vlastností výztuh potřebných pro MKP analýzu vyjít z pracovního diagramu dle EN ISO 10 319, protože namáhání výztuhy od dopravy je krátkodobé a creepové vlastnosti se neprojeví.
- Numerické modelování se rovněž ukázalo jako vhodný nástroj pro simulaci zemních konstrukcí vyztužených geosyntetiky. Numerický model předpověděl vytvoření klenby v zeminové desce. Na výslednou velikost přetvoření výztuhy se tak i zapojila zemina, tak jak je tomu například v předpisu EBGEO, kde je v idealizované podobě podloží popsáno Winklerovým konstitutivním vztahem.
- Pro predikci opakovaného zatěžování, jako je tomu například u zkoušky statickou zatěžovací deskou resp. i zatížením dopravou, se ukázalo, že konstitutivní elastoplastické vztahy používané v současné době v české stavební praxi pro výpočet geotechnických konstrukcí nedovedou relevantně popsat opakované zatěžování. Pokud se chce postihnout cyklické zatěžování, tak je možné použít hypoplastický model s intergranulárním konceptem. Výsledky z této části numerické analýzy dále prokázaly, že výztuha redukuje sedání a zvyšuje únosnost a že velikost aktivované síly ve výztuze je nízká.

## 6 SEZNAM LITERATURY

- ADAMS, M. T., COLLIN, J. G. Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations, *Journal of Geotechnical and Geonvironmental Engineering*, 1997, ASCE, Vol. 123, No.1, Paper No. 12978, January, 1997, pp. 66-73.
- AKINMUSURU, J. O., AKINBOLADE, J. A. Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1981, ASCE, Vol. 107, No.GT6, June, 1981, pp. 819-827.
- BENZ T. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, *Doktor Thesis, Institut für Geotechnik*, Universität Stuttgart, 2007.
- BERARDI, R., PINZANI, G. P. *Experimental analyses of geosynthetic reinforced foundations on layered soil deposit*, Geosynthetics, 2006, J. Kuwano, J. Koseki (eds), Millpress, Rotterdam, ISBN 9059660447, pp 997-1000.
- BECKMANN, U., PRAHL, M. *Use of Tensar Geogrids in Road Construction*, Projekt 752 Tensar Geogitter im Strassenbau, 1994, BRP Consult, Braunschweig.
- BINQUET, J., LEE, K. L. Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1975, Vol. 101, No. GT12, Paper 11792, Dec. 1975, pp. 1241-1255.
- BINQUET, J., LEE, K. L. Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1975, ASCE, Vol. 101, No. GT12, Paper 11793, Dec. 1975, pp. 1241-1255.
- BROWN, S. F., THORM, N. H., KWAN, J. Optimising the Geogrid Reinforcement of Rail Track Ballast, *In. Railfound conference*, Birmingham, 2006, pp.346-354.
- CHU, T. M., GENT, A. N., SUKTHANKAR, S., REDDY, N. P. Bonding Methods for Strain Gages on Polypropylene Material; *Experimental Techniques*, p. 29.
- CHUNG, W., CASCANTE, G. Experimental and numerical study of soil-reinforcement effects on the low-strain stiffness and bearing capacity of shallow foundations, *Geotech Geol Eng.*, 2007, 25:265-281.
- DAS, B. M., MAJÍ, A., SHIN, E.C. Foundation on Geogrid-Reinforced Sand-Effect of Transient Load, *Geotextiles and Geomembranes*, 16, Elsevier, 1998, pp. 151-160.
- DEMARCHANTA, M. R., VALSANGKARB, A. J. SCHRIVER, A. B. Plate load tests on geogrid-reinforced expanded shale lightweight aggregate, *Geotextiles and Geomembranes* 20, 2002. pp. 173-190.
- FRAGASZY, R. J., LAWTON, E. Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, ASCE, Vol. 110, No. 10, Paper No. 19182, July, 1983, pp. 1500-1507.
- GHAZAVIL, M., LAVASAN, A. A. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics, *Geotextiles and Geomembranes*, 2008, 26, pp. 404-415.
- GIROUD, J. P., NOIRAY, L. Geotextile-reinforced unpaved road design, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1981, ASCE, 107, No. 9, pp. 1233-1254.
- GUIDO, V. A., CHANG, D. K., SWEENEY, M. A. Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs. *Canadian Geotechnical Journal*, (23), 1986, pp 435-40.
- GUIDO, V. A., BIESIADECKI, G. L., SULLIVAN, M. J. Bearing Capacity of Geotextile-Reinforced Foundations, *In. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 1985, Vol. 3. pp. 1777-1780.
- GUIDO, V. A., KNUEPPEL, J. D., SWEENEY, M. A. Plate Loading Tests on Geogrid-Reinforced earth Slabs, *Geosynthetic '87*, New Orleans, USA, 1987, pp. 216-225.

- HERLE, I., GUDEHUS, G. Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies, *Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 4, 1999, s. 461-486.
- HUANG, C. C., MENQ, F. Y. Deep-Footing and Wide-Slab Effects in Reinforced Sandy Ground, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997, ASCE, Vol. 123, No.1, Paper No. 12100, January, 1997, pp. 30-36.
- HSUAN, Y. G., MENGJIA, L. Temperature and pressure effects on the oxidation of high-density polyethylene geogrids, *Geotextiles and Geomembranes*, 2005, 23, pp 55–75.
- INGOLD, T. S., MILLER, K. S. Analytical and laboratory investigations of reinforced clay, *2nd International Conference on geotextiles*, 1982, Las Vegas, USA, pp 587-592.
- INGOLD, T.S. An analytical study of geosynthetics reinforced embankments, *In. Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, Nevada, USA, 1982, pp. 683-688.
- ISMAIL, I., RAYMOND, G. P. Geosynthetic Reinforcement of Granular Layerd Soils, *Geosynthetics '95*, 1995, Nashville, Tennessee, USA, Februar, 1995, pp. 317-330.
- KHING, K. H., DAS. B. M., PURI, V. K., COOK, E. E., YEN, S. C. Bearing Capacity of Two Closely Spaced Foundation, *Earth Reinforcement Practise*, Ochiai, Hayashi&Otani, Balkema, Rotterdam, 1992, pp. 619-624.
- KOERNER, R. M. *Design with Geosynthetics*, Prentice Hall, 1999, 4<sup>th</sup> ed.
- KONIETZKY, H. (2004): *Numerical Modelling of Soil – Geosynthetics Systems*. Proc. Int. Conf. on The Use of Geosynthetics in Soil Reinforcement and Dynamics, Schloss Pillnitz, Dresden, Germany, 5.-8. September 2004.
- MAŠÍN, D., A hypoplastic constitutive model for clays, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2005, 29, No. 4, pp. 311-336.
- MATHARU, M. Geogrids Cut Ballast Settlement Rate on Soft Substructures, *Railway Gazette International*, 1994.
- MICHALOWSKI, R. L., Limit Loads on Reinforced Foundation Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004, Vol. 130, No. 4, pp. 381-390.
- MICHALOWSKI, R. L., ZHAO, A. Continuum versus Structural Approach to Stability of Reinforced Soil, *Journal of the Geotechnical Engineering*, 1995, ASCE, Vol. 121, No. 2, Paper 6643, Feb. 1995, pp. 152-162.
- MIČA, L. *Zemní konstrukce (se zaměřením na dopravní stavby)*, Elektronické učební texty, Brno, 2004, s. 201.
- MIČA, L. Porovnání vlastností výztužných geosyntetik, *29. konference Zakládání staveb*, Akademické nakladatelství CERM, 2001, s. 171-175.
- MIČA, L., HUBÍK, P. Zkušenosti s používáním tuhých integrálních geomříží při rekonstrukci železničních koridorů v ČR, *Seminár s mezinárodnou účastou Geotextílie v dopravnom staviteľstve*, Žilinská universita v EDIS – vydavateľstve ŽU, Žilina, 2001, str. 51 – 57.
- MIČA, L. Stabilization of the subsoil with using stiff integral geogrids, *In 4th International Conference on Ground Improvement Techniques*, Kuala Lumpur, Malaysia, CI-PREMIER PTE LTD, 2002, p.545 – 549.
- MIČA, L. Modelování chování geosyntetických výztuh v podkladních vrstvách, *In Sborník ze 7. ročníku mezinárodní konference Geotechnika 2002*, Štrbské Pleso, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava, 2002, s.59 – 60.
- MIČA, L., BOŠTÍK, J. Možnosti modelování geosyntetických výztuh, *30. konference Zakládání staveb*, Akademické nakladatelství CERM, 2002, s. 76-80.

- MIČA, L. Full Scale Laboratory Testing Geosynthetics Reinforced in Basal Layers, *In 2nd Youth Symposium on Experimental Solid Mechanics*, Milano Maritima, Italy, University of Bologna, 2003, p.29 – 30.
- MIČA, L., VESELÝ, J., ZEDNÍK, P. Sledování přetvoření v geosyntetických výztuhách v podkladních vrstvách, *Geosyntetika v dopravném stavitelství*, Žilina, Slovenská republika, Žilinská universita v EDIS – vydavatelství ŽU, Žilina, 2003, str. 105 – 109.
- MIČA, L. Velikost přetvoření v geosyntetické výztuze od vnějšího zatížení, *31. konference Zakládání staveb Brno 2003*, Akademické nakladatelství CERM, Brno, 2003.
- MILLIGAN, G. W. E., JEWELL, R. A., HOULSBY, G. T., BURD, H. J. A new approach to the design of unpaved rous, *Ground Engineering*, 1989, 22, No. 3, pp. 25-29 (Part 1).
- MILLIGAN, G. W. E., JEWELL, R. A., HOULSBY, G. T., BURD, H. J. A new approach to the design of unpaved rous, *Ground Engineering*, 1989, 22, No. 11, 37-42 (Part 2).
- MILLIGAN, G. W. E.; LOVE, J. P. Model Testing of Geogrids under an Aggregate Layer on Soft Ground, Proc. „*Symp. Polymer Grid Reinforcement*“, Thomas Telford, London, 1985.
- MUELLER, W., JAKOB, I. Comparison of Oxidation Stability of various Geosynthetics, *Eurotel*, 2000, pp 1-13.
- NIEMUNIS, A., HERLE, I. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1997, pp. 279–299.
- OMAR, M. T., DAS, B. M., PURI, V. K. AND YEN, S. C. Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement, *Canadian Geotechnical Journal*, 1993, Vol. 30, January, 1993, pp. 545-549.
- PERKINS, S. V. *Evaluation of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavement Systems Using Two Pavement Test Facilities*, Western Transportation Institute, Montana State University, 2002, FHWA/MT-02-008/20040.
- POSPÍŠIL, K. Laboratorní geotechnické zkušební pole, *Silniční obzor*, 2001, roč. 62, 2001, str. 273,274.
- POSPÍŠIL, K., ZEDNÍK, P. (2004), Bearing capacity of reinforced and unreinforced soft soil subgrade, *In: Proceedings of Transportation Systéme*, 2004, Fort Lauderdale, pp. 1-5.
- OTANI, J., OCHIAI, H., YAMAMOTO, K. Bearing capacity analysis of reinforced foundations on cohesive soil, *Geotextiles and Geomembranes*, 1998, 16, pp. 195–206.
- ROWE, R. K., SODERMAN, K .L. An approximate method for estimating the stability of geotextile reinforced embankments, *Canadian Geotechnical Journal*, 1985, 22, No. 3, 392-398.
- SARSBY, R. W. The Influence of Aperature Size/Particle Size on the efficiency of Grid Reinforcement, Proc. „*2d Canadian Symp. Geotextiles and Geomembranes*“, The Geotechnical Society of Edmonton, Edmonton, Canada, 1985, pp. 7-12
- SAWICKI, A. *Mechanics of Reinforced Soil*, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2000.
- SCHANZ, T., VERMEER, P.A., BONNIER, P.G. *Formulation and verification of the Hardening-Soil Model*, Beyond 2000 in computational Geotechnics, Balkema, 1999, pp. 281-290.
- SHIN, E. C., DAS, B. M., ATALAR, C. Cyclic plate load test on geogrid-reinforced granular pad, In. *Geosynthetics-7th ICG*, 2002, Delmas, Gourc (eds), Sweet and Zeitlinger, pp. 423-426.
- SIDDIQUEE, M. S. A., TANAKA, T., TATSUOKA, F., TANI, K. and MORIMOTO, T. Numerical Simulation of Bearing Capacity Characteristics of Strip Footing on Sand , *Soil and Foundation*,, 1999, Vol. 39, No. 4, pp. 93 – 109.
- STALLEBRASS, S. E., TAYLOR, R. N. Prediction of ground movements in overconsolidated clay, *Géotechnique*, 1997, 47(2), pp. 235-253.

TANABASHI, Y., YASUHARA, K., HIRAO, K., KIYOKAWA, N., ITOH, H. Improvement of Bearing Capacity of Soft Clay Using Geogrids, *In. 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, Georgia, USA, 1998, pp. 895-900.

TŮMA, P. *Mechanické vlastnosti mořských sedimentů v okolí přístavu Koper a numerické modelování hluboké stavební jámy*, Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta, Diplomová práce, 2010.

UENO, K., MIURA, K., KUSAKABE, O., NISHIMURA, M. Reappraisal of size effect of bearing capacity from plastic solution, *JGGE*, 2001, Vol. 127, No. 3, pp. 275-281.

VANGGAARD, M. *The effect of reinforcement due to choice of geogrid*, IS TORINO 99.

VIDAL, A. The principle of reinforced earth, *Highway Record*, 1969, No. 282.

WOLFFERSDORFF, P.A. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1996, pp. 251-271.

WRIGHT, S. G., DUNCAN, J. M. Limit equilibrium stability analyses for reinforced slopes, 3, 1991, No. 6, 721-740.

WEBSTER, S., L. Geogrid Reinforced Base Courses for Flexible Pavements for Light Aircraft. Test Section Construction, behaviour under Traffic, Laboratory Tests and Design Criteria, Literature Review and Test Section Design, *Geotechnical Laboratory*, Department of Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, 1991, Report DOT/FAA/RD – 92/95, Mississippi.

ZHAO, A., RIMOLDI, P., MONTANELLI, F. Design of reinforced foundation by the slice-line method, *In. Proceedings Earth reinforcement*, Ochiai, Yasufuku, Omine (eds), Balkema, 1996, Rotterdam, pp. 709-714.

SAGE CRISP. *SAGE-CRISP ver. 4.3a – User Manual and Technical Reference Manual*, 2001.

HUESKER Synthetic GmbH: HUESKER Engineering with Geosynthetics, *Firemní materiál*, Gescher

NAUE Fasertechnik GmbH. *Advantages of PET/PP – Secugrid*, Firemní materiál, Lemforde, 2003.

PLAXIS B. V. *Plaxis ver. 7.00 - Manual*, A. A. Balkmea, Rotterdam, Brookfield, 1998.



## ABSTRACT

Proposed habilitation thesis is summarising the results which has been gained in years 2000 – 2010. It is about an extensive work which deals with the experimental measures and mathematical modelling. The use of geosynthetics in civil engineering practice is increasingly growing hence it is needed to fill the missing information about its effect and the behaviour in interaction with surrounding soil. From the wide area of geosynthetic usage in civil engineering practice, the author focuses on the topic of reinforcement of the base layers and bedrock. This topic has been chosen by the author, because the less attention is devoted to it as compare with reinforced retaining structures or slopes.

On the basis of the analysis of accesible literature and the author experience firstly the work focuses on the strain determination and the magnitude of the force in the geosynthetic as it has been shown that the strength of the reinforcement is not a deciding factor when reinforcing the base layers. In the thesis there are also summarized the knowledge about interaction of the reinforcement with the soil (locking, anchoring and shear parameters of the system reinforcement-soil). First of all the issue is being solved through the experiments. There has been created two series of experiments. First series was carried out with the real materials but with dimensionally smaller model. Those models has been chosen because it was needed to determine the measurement methodology of the strain in the reinforcement and thus determine if it is correct assumption that the initializing force in the reinforcement is little as compare with total bearing capacity of geosynthetic. Through the experiments VUT-1 and VUT-2 it was managed to produce the methodology of gluing of resistant strain gauges and that mainly on geosynthetics from polyolefins. The experiments also confirmed the assumption that the strain magnitude of the reinforcement in the base layers is very small. The measured strains are varying in the tenth percent. The maximal strain which was achieved is 0,50% (under the centre of the base) at the limit load 245 kPa. In the reinforcement there was achieved maximal force 4,10kN/m. As compare with short-time bearing capacity of 30kN/m there is used only 13,6%. Hence it was approached to the second series of the experiments (CDV-1 and CDV-2) which has been carried out in the cooperation with the Centre of Traffic Research in so called LGZP. The results from Experiment VUT-2 confirm the measured data from the Experiment CDV-1 which were carried out in the laboratory of the Department of Geotechnics. The maximal reached strain in the measured strap was in the aggravating part of the first cycle at the contact stress of the 135kPa which means 0,07%. From the experiment CDV-2 was resulted that in order to reach the strain of the reinforcement 0,5% it was needed to press down the plate over 37mm at the centre at the contact stress of 450kPa. If we recalculate the achieved maximal strain on the hypothetical force which load 1 one meter of the reinforcement we get the magnitude of 10,1kN/m, which responds to the part of 16,8% from it short-time bearing capacity. In compare with the Experiment VUT-2, where was activated 13,6% from the total bearing capacity of the reinforcement (see discussion to the results – Experiment VUT-2) then we can get the comparable results. As well in the Experiment CDV-2 the compressive force has been activated.

The results has shown that for increasing of the bearing capacity of the exploring construction systems is not deciding the bearing capacity of the reinforcement, because strain or rather the force is relatively small. Hence it also has been examining the interaction which has shown and also confirmed that very important factor for base layers reinforcement is the geometry of the reinforcement. The open structure seems to be more suitable (i.e. geogrids and not geotextiles).

Besides the experimental part the issue has been solved also from the mathematical analysis point of view. This analysis has been focused on the simulation possibilities of the behaviour system soil-reinforcement. This has been verified with the undertaken experiments and the choice of the constitutive model has been assessed. From the numerical analysis results it was clear that

for the simulation of cyclical loading is possible to use hypoplastic model which involves the concept of intergranular strain.

At the end it is possible to say that the use of the reinforced geosynthetics is fully alternative solution as compare with the traditional ways of improvement of the bedrocks bearing capacity. The advantages and disadvantages of the reinforcement in relation to the others methods are needed to take into account always individually depending on the particular requirements of the project.