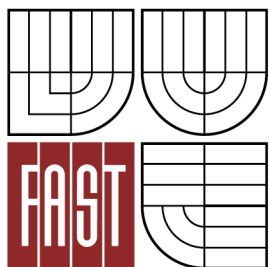




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

STUDIE CHOVÁNÍ VYZTUŽENÉHO ZEMINOVÉHO BLOKU POD KONCETROVANÝM ZATÍŽENÍM

THE STUDY THE BEHAVIOR OF THE REINFORCED SOIL BLOCK UNDER THE CONCENTRATED LOAD

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. KATEŘINA PRECHTLOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. LUMÍR MIČA, Ph.D.

BRNO 2016



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Kateřina Prechtlová
Název	Studie chování vyztuženého zeminového bloku pod koncentrovaným zatížením
Vedoucí diplomové práce	doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2015
Datum odevzdání diplomové práce	15. 1. 2016
V Brně dne 31. 3. 2015	

.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

BS 8006 (1995) Code of practice for strengthened/reinforced soils nad other fills“.

KOERNER, Robert M. Designing with Geosynthetics. 4th Ed. New Jersey: Prentice-Hall, 1998, 761 s. ISBN 0137261756.

Wu, J.T.H., Lee, K.Z.Z., Helwany, S.B., and Ketchart, K. (2006). Design and Construction Guidelines for GRS Bridge Abutment with a Flexible Facing, Report No. 556, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.

Internet

Zásady pro vypracování

Ve stavební praxi se stále více začínají projektovat a i stavět mostní opěry z vyztužené zeminy. Při jejich návrhu hraje velmi důležitou roli zahrnutí zatížení od mostní konstrukce a stanovení jeho roznosu do vyztuženého zemního bloku. Samozřejmě tento efekt se projeví i opěrných zdí. Cílem práce je tedy analyzovat roznos od koncentrovaného zatížení ve vyztuženém bloku a jeho vliv na deformace a napjatost vyztuženého bloku. Řešení bude formou numerické parametrické studie. Dosažené výsledky budou zpracovány zejména formou grafů. Výstupem bude souhrnná zpráva členěná dle zvolených kapitol.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá numerickým 3D modelováním vyztuženého zemního bloku pod koncentrovaným kolovým zatížením. Jedná se o parametrickou studii, kdy se mění zadání líce a pozice zatížení a i jeho samotné zadání. A to buď podle zjednodušení z normy ČSN 73 0037, nebo přímo. V úvodu se krátce zabývá konstrukcemi z vyztužené zeminy z hlediska jejich historie, uplatnění, výstavby, a vlastnostmi materiálů ze, kterých je konstrukce tvořena. Pozornost je věnována i statickému působení a metodám roznosu koncentrovaného zatížení do zemního bloku. Součástí je i návrh konstrukce analytickými metodami.

Klíčová slova

Vyztužená zemina, koncentrované zatížení, metoda konečných prvků, modelování, Plaxis, geomříže, mechanicky stabilizovaná zemina

Abstract

This thesis deals with numerical 3D modeling of reinforced earth block under concentrated wheel load. This is a parametric study, which varies entering face and load position and even his own task. And either by simplification of the ČSN 73 0037 or directly. At the beginning briefly describes the construction of reinforced soil in terms of history, application, construction, and properties of materials from which the structure is formed. Attention is also paid to static action and methods of spreading of a concentrated load to earth block. structural design using analytical methods is also part of the thesis

Keywords

reinforced soil, the concentrated load, finite element method, modeling, Plaxis, Mechanically Stabilized Earth

...

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Kateřina Prechtlová *Studie chování vyztuženého zeminového bloku pod koncentrovaným zatížením*. Brno, 2016. 74 s., 11 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

Prohlášení:

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

V Brně dne 14. 1. 2016

.....
podpis autora
Bc. Kateřina Prechtlová

Poděkování

Děkuji vedoucímu práce doc. Ing. Lumíru Mičovi, Ph.D. za cenné rady a čas, který mi věnoval. Mé poděkování patří také členům ústavu Geotechniky a zaměstnancům firmy GEOMAT, kteří mi ochotně při vypracování pomáhali.

OBSAH

Obsah	8
1. Úvod	10
2. Vyztužené zeminové konstrukce	11
2.1. Historie	11
2.2. Části vyztužené zemní konstrukce.....	11
2.2.1. Lícni prvky a postup stavby	12
2.2.1.1. Betonové tvarovky	13
2.2.1.2. Betonové panely	14
2.2.2. Výztuhy	14
2.2.2.1. Tahová pevnost a přetvoření	15
2.2.2.2. Creepové vlastnosti	16
2.2.2.3. Smyková pevnost na kontaktu výztuhy a zeminy	17
2.2.2.4. Mechanická odolnost.....	18
2.2.2.5. Chemická odolnost	18
2.2.3. Zemina	19
2.3. Statické působení a principy navrhování	19
2.4. Napětí a deformace pod koncentrovaným zatížením.....	21
2.4.1. Modelování pomocí MKP	23
3. Cíl práce	25
3.1. Popis modelovaného zeminového bloku.....	25
3.1.1. Geologické a hydrogeologické podmínky	25
3.1.2. Jiné materiály.....	26
3.1.3. Zatížení a jeho pozice.....	27
4. Metody zpracování	30
4.1. Analyticky	30
4.1.1. Vnější stabilita.....	30
4.1.1.1. Svislá únosnost zeminy v základové spáře	30
4.1.1.2. Posunutí v základové spáře.....	31

4.1.1.3.	Překlopení konstrukce	32
4.1.2.	Celková a vnitřní stabilita	32
4.1.2.1.	O programu ReSSA.....	32
4.1.2.2.	Zadaná data a práce v programu	33
4.1.2.3.	Výsledky	34
4.2.	Numericky s využitím metody konečných prvků	37
4.2.1.	Metoda konečných prvků	37
4.2.1.1.	Použité konečné prvky v programu PLAXIS 2D a 3D.....	37
4.2.2.	Modelování zemin.....	38
4.2.3.	Modelování dalších materiálů	39
4.2.4.	Modelování výztuh (geomříží).....	40
4.2.5.	Modelování lícních prvků	41
4.2.6.	Modelování kloubového spojení	42
5.	Studie chování vyztuženého zeminového bloku pod koncentrovaným zatížením.....	43
5.1.	Modely	43
5.2.	Výsledky a jejich zhodnocení	47
5.2.1.	Horizontální posun panelů	47
5.2.2.	Napětí a jeho roznos.....	54
5.2.3.	Maximální osově síly ve výztuhách.....	54
6.	Závěr	61
	Seznam použité literatury	63
	Seznam použitých zkratk a symbolů	66
	Seznam obrázků	68
	Seznam příloh	70

1. ÚVOD

Konstrukce ze zeminy vyztužené geosyntetiky mají ve stavebnictví již své místo. Využívají se při stavbě pozemních komunikací, mostů, nebo jako alternativa opěrných zdí. Tato diplomová práce se zabývá modelováním konstrukce z vyztužené zeminy metodou konečných prvků.

První část práce se zabývá obecně konstrukcemi z vyztužené zeminy s kolmým lícem. Tedy opěrnými stěnami, mostními křídly apod. Jejich historií, základními principy navrhování a působení. Také se věnuje jednotlivým částem vyztužené zeminy a to zemině, výztuhám a lícním prvkům.

Následuje seznámení s cílem práce, popis modelované konstrukce a seznámení s metodami, které byly pro tvorbu práce použity. Tedy analytické postupy a metoda konečných prvků. Je zde návrh konstrukce a popis modelování konstrukce.

Závěrečná část prezentuje vytvořené modely a výsledky. Dimenze konstrukce byly zvoleny tak, aby reprezentovaly běžnou stavbu. Na základě požadavku z praxe jsem sledovala napětí a deformace stěny pod koncentrovaným zatížením.

2. VYZTUŽENÉ ZEMINOVÉ KONSTRUKCE

2.1. Historie

Vyztužování zemin za účelem zlepšení jejich vlastností můžeme nalézt již v dávné historii. V době před 3 000 lety se ve starověké Mezopotámii využívaly ke stavbě jílovitá hlína a rákos. V tamních podmínkách to byly nejdostupnější materiály. Tyto se používaly i pro monumentální stavby jako byly zikkuraty. Dalšími příklady mohou být Velká čínská zeď nebo přístavní molo v Londýně vystavěné Římany. V obou těchto případech se na vyztužení zeminy používalo dřevo.[1]

Doba pokročila a od přírodních materiálů se upustilo. Byly postupně nahrazeny geosyntetiky, případně kovovými pásky. *„Moderní éra vyztužování zemních konstrukcí začala v 60-tých letech minulého století ve Francii, jejím zakladatelem byl architekt a inženýr Henri Vidal.“* [2, s. 136] V práci se budu dál zabývat jen geosyntetiky. Co jsou geosyntetika, jejich druhy a vlastnosti podstatné pro správnou funkci v mechanicky zpevněných zeminách rozeberu v dalších kapitolách.

2.2. Části vyztužené zemní konstrukce

Na konstrukce z vyztužené zeminy je nutné pohlížet jako na kompozit tvořený zeminou, výztuhami a případně lícními prvky. Jednotlivé komponenty mají přitom rozdílné vlastnosti. A toho lze s výhodami využít. Výztužná geosyntetika na rozdíl od zeminy přenáší tahová napětí. U opěrných stěn a mostních opěr lze využít fakt, že výztuhy přenáší část zemního tlaku oproti klasickým železobetonovým konstrukcím.

Podle Vaníčka [3, str. 5] řeší použití geosyntetik problémy způsobené:

1. Vysokým vertikálním a horizontálním zatížením přímo aplikovaným mostním nosníkem.
2. Dynamickým zatížením od dopravy.
3. Málo únosným podložím.
4. Vysokou hladinou podzemní vody.

Je tedy zřejmé, že opěrné konstrukce z vyztužené zeminy mají své opodstatnění a výhody.

Konstrukce z vyztužené zeminy mohou ušetřit i prostor. Výkup parcel je komplikovaný, zdlouhavý a finančně náročný. Je proto výhodné, když místo širokých násypů můžeme s použitím geosyntetik vytvořit buď násyp užší (tedy i strmější) nebo

opěrnou zeď. Mezi další výhody patří i suchý proces výstavby. Ta je nespornou výhodou, pokud nastane nutnost odstranit např. havarijní stav konstrukce během zimních měsíců, kdy je betonáž proveditelná jen velmi těžce a se spoustou vedlejších výdajů. Současně dovoluje suchá výstavba provést rekonstrukci či výstavbu ve velmi krátkém časovém období. Kdy rychlé zprovoznění např. komunikace šetří nemalé finanční prostředky investora.

2.2.1. Lícní prvky a postup stavby

Konstrukce z vyztužené zeminy mohou mít na líci různý materiál. Betonové štípané tvarovky (Obr. 1), betonové panely (Obr. 2), gabiony, ocelové panely se zeleným lícem (Obr. 3) nebo se skládaným kamenivem (Obr. 4). Možné je provést jen obalované čelo, kdy se výztuha přetáhne přes celou hutněnou vrstvu (Obr. 5). Tato možnost je ale nevhodná vzhledem k faktu, že geosyntetika nemají příliš dobrou UV ochranu, a je proto nutné je před slunečním zářením chránit. Také hrozí mechanické poškození konstrukce vandaly.



Obr. 1 Líc z betonových tvarovek



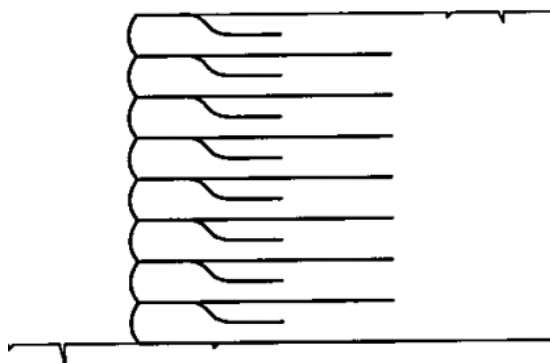
Obr. 2 Líc z betonových panelů [4]



Obr. 3 Zelený líc [4]



Obr. 4 Líc ze skládaného kameniva [4]



Obr. 5 Obalované čelo [5, str. 136]

Podle toho, jakou po konstrukci požadujeme funkci a životnost, volíme vhodný líc. Svou roli hraje i estetické hledisko. Pro konstrukce mostních opěr, mostních křídel a opěrných zdí se nejčastěji používají štípané betonové tvarovky a betonové panely.

2.2.1.1. Betonové tvarovky

Betonové tvarovky mají takový rozměr, že s nimi lze manipulovat bez použití techniky. Na trhu je mnoho výrobců a dodavatelů tvarovek i celých systémů. Např. Tensartech TW1, Tensartech Mesa, PK Wall, Geostone wall a další. Jednotlivé tvarovky se tvarem příliš neliší. Rozdílné mohou být vylehčené dutiny, připravené otvory, barva, úprava povrchu a samozřejmě druh a kvalita betonu.

Tvarovky se kladou jedna vedle druhé, v předepsané výšce se do nich pomocí ozubu, kolíčku či hřebínku uchytlí geomříž, která se přitíží další řadou tvarovek. Následně se výztuhy napnou, zajistí se, provede se předepsaný zásyp, zhutnění a pokračuje se další vrstvou.



Obr. 6 Stavba mostu v Královci [4]



Obr. 7 Zárodek geomříže v panelu [4]

2.2.1.2. Betonové panely

Betonové panely mohou být buď na celou výšku, nebo jsou rozděleny do segmentů. Nejčastěji se používají obdélníkové, ale mohou být i různě tvarované. Ve Francii můžeme kolem dálnic vidět panely ve tvaru T. Dalším možným tvarem je kříž.

Panely jsou prefabrikovány. Ve výrobě se do předepsané úrovně zabetonuje kus geomříže, tzv. starter nebo zárodek, na který se výztuž na stavbě napojí. Panely je nutné na stavbu dovézt a manipulovat s nimi, z toho důvodu jsou rozměry panelů limitovány.

Na stavbě se panely pomocí techniky postaví a jejich poloha se dočasně zajistí vzpěrami. Obr. 8. Současně probíhá zásyp materiálem a jeho hutnění. Na zabudované zárodky se napojí projektovaná délka výztuže. Výztuž se napne, zajistí a pokračuje se další vrstvou zeminy.



Obr. 8 Podepření panelů během výstavby [4]

2.2.2. Výztuhy

Jako výztuhy se nejčastěji používají geomříže a geotextilie. Jsou to výrobky, které patří do skupiny geosyntetik. To jsou výrobky z termoplastů, což jsou průmyslově vyráběné makromolekulární látky. Nejčastěji se setkáme s polyesterem, polypropylenem, polyetylenem a vysokohustotním polyetylenem. Tyto výrobky můžeme nalézt v mnoha odvětvích stavebnictví, např. ve vodním hospodářství, pozemním stavitelství, dopravním stavitelství, u podzemních staveb a zajišťování skládek.

Geosyntetika můžeme dělit podle plastu, ze kterého jsou vyrobeny, struktury, způsobu výroby a funkce, jakou v konstrukci plní.

Jednotlivé polymery se liší svými vlastnostmi, a ty propůjčují i finálním výrobkům. Například výrobky z polypropylenu (PP) a polyetyleny (PE) lépe snáší zásadité prostředí než výrobky z polyesteru (PET).

Podle struktury a způsobu lze dělit geosyntetika např. takto:

Geotextilie	Geomříže	Geokompozit	A další jako:
• tkané • netkané • pletené	• tkaná • extrudovaná • pletená • lepená	• spojení více výrobků např. : georohož a geotextilie	• geomembrána • georeochož • geobuňky • ...

Geosyntetikum může mít v konstrukci hned několik funkcí. Je definováno celkem 7 funkcí:

1. Separální – oddělení dvou vrstev s rozdílnými vlastnostmi
2. Filtrační – zajistit propustnost vody kolmo na rovinu výrobku a zabránit pohybu částic zeminy ve směru proudění
3. Drenážní – odvod vody v rovině geosyntetika
4. Izolační (těsnící) – zabránění průniku kapaliny, plynu nebo pevné částice přes výrobek
5. Ochranná – ochrana jednoho prvku (konstrukce) před druhým (zemina)
6. Protierozní – Ochrana povrchu zemní konstrukce před účinky vody
7. Výztužná funkce – dodání pevnosti zemině

Pro výztužené konstrukce je nejdůležitější výztužná funkce. Pro zajištění této vlastnosti je nutné určit především:[3, str. 9]

1. Tahovou pevnost a přetvoření
2. Creepové vlastnosti
3. Smykovou pevnost na kontaktu výztuhy a zeminy
4. Mechanickou odolnost
5. Chemickou odolnost

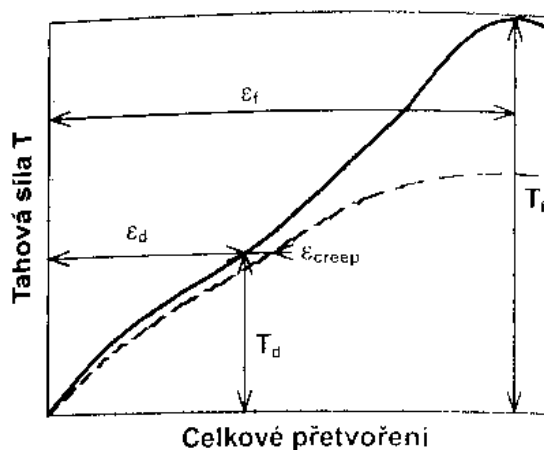
2.2.2.1. Tahová pevnost a přetvoření

Pracovní diagram pro dané geosyntetikum se získá z tahové zkoušky, která je definovaná EN ISO 10319. Jedná se o rychlou tahovou zkoušku na pásku šířky 200 mm a délky 100 mm, při teplotě 20°C a konstantní rychlosti zatěžování. Takové

přesné zadání podmínek zkoušky vychází z faktu, že rychlost zatěžování a teplota mají zásadní vliv na dosažené výsledky. Vyšší teplota snižuje pevnost, kdežto rychlejší zatěžování ji zvětšuje.

Výsledkem je zatěžovací diagram, kde je definována pevnost při porušení T_f a protažení při porušení ε_f .

Jak se liší pracovní diagramy různých materiálů, které se využívají pro vyztužování zemin lze vidět na obrázku Obr. 10. Největší krátkodobé pevnosti při nejmenším přetvoření dosahuje aramid, který je ale v poměru k ostatním materiálům příliš drahý, a proto se používá jen při zvýšených požadavcích na pevnost a přetvoření. Nejméně příznivý poměr mezi krátkodobou pevností a přetvořením dosahuje vysokohustotní polyetylen (HDPE).



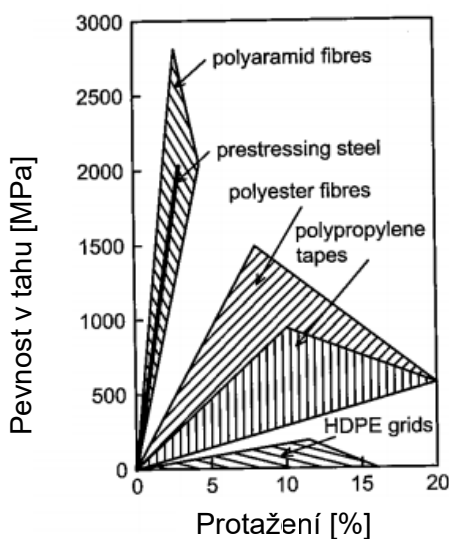
Obr. 9 Pracovní diagram geosyntetika [3, str. 10]

Je dobré znát tahovou pevnost v obou směrech. Pokud je v obou směrech stejná, hovoříme o jednoosých geomřížích. Pokud je v jednom směru výrazně rozdílná jsou to dvouosé geomříže.

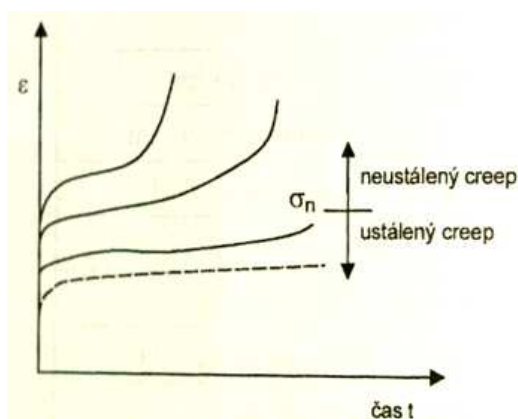
2.2.2.2. Creepové vlastnosti

Se zatěžováním a jeho rychlostí souvisí creep neboli tečení. Ten nastává, pokud je materiál zatěžován dlouhodobě konstantním zatížením. Podstatné je, aby pro dané zatížení nedošlo u materiálu k neustálenému creepu, jak jde vidět na Obr. 11 Přetvoření jako funkce času [3]. Proto se krátkodobá pevnost redukuje součinitelem a výsledkem je dlouhodobá (creepová) pevnost. Hodnota se zjišťuje pomocí dlouhodobých testů a pomocí extrapolace od doby ukončení testu po požadovanou životnost konstrukce. Anebo se může vzít v potaz druh použitého plastu, kdy jednotlivé

druhy podléhají creepu v různé míře. Nejhorší vlastnosti má v tomto směru polypropylen a polyetylen a nejnižší úroveň creepu má polyester.



Obr. 10 Pracovní diagramy různých materiálů, používaných jako výztuha do zemin (podle Jonese) [5, str. 140]



Obr. 11 Přetvoření jako funkce času [3]

2.2.2.3. Smyková pevnost na kontaktu výztuhy a zeminy

Při návrhu konstrukce se musí posoudit, zda vložením geosyntetika nevznikne v zemině oblast se sníženým smykovým odporem a nedojde tak k usmýknutí podél kontaktu zemina-výztuha. Tento vliv se dá zkoušet v krabicovém přístroji. Výsledný koeficient (součinitel posunutí) α_s se určí pro hrubozrnné zeminy:

$$\alpha_s = \frac{\text{tg}\varphi_{\text{výztuh}}}{\text{tg}\varphi_{\text{zeminy}}} \quad (1)$$

Kde φ je příslušný úhel vnitřního tření. Pro geotextilie se pohybuje mezi 0,6 – 0,9 a u geomříží se blíží 1,0, pokud dojde k zaklínění zrn zeminy do ok geomříží, mohli bychom uvažovat i vyšší.[3, str. 13]

Zároveň se musí prokázat, zda dokáže smykový odpor přenést tahovou sílu, která se do výztuhy vnese a nedojde tak k jejímu vytažení. Zkouší se Pull-out testem, kdy výztuha je zčásti v zemině a vyčnívající část je namáhána tahem. Zaznamenává se síla a příslušný posun. Zkouška se provádí pro danou kotevní délku a přetížení.

2.2.2.4. Mechanická odolnost

Mechanická odolnost je důležitá vlastnost geosyntetika, protože při manipulaci může dojít k poškození, a tím může dojít k omezení schopnosti plnit výztužnou funkci. Proto výrobci a dodavatelé přikládají k výrobkům podmínky pro manipulaci a instalaci, aby se možnost poškození limitovala.

Jedná se především o poškození způsobené zásypovým materiálem a hutněním. Zkoušky jsou nastaveny tak, aby co nejlépe simulovaly skutečnost. Jedná se o penetrační zkoušky, CBR a další.

2.2.2.5. Chemická odolnost

Odolnost proti chemickým látkám se spíše než u výztužných geosyntetik posuzuje ve skládkovém hospodářství.

Ovšem materiály z polyesteru (PET) degradují vlivem hydrolýzy, která nastává v zásaditém prostředí vlivem přítomnosti volných OH^- iontů. Takové prostředí se vyskytuje ve vápnem či cementem stabilizovaných zeminách, v okolí betonu apod.. Pro pH v rozsahu 4-9 je ale i tak očekávaná životnost 50-100 let.[3, str. 14,15].

Polypropylen a polyetylen jsou vůči hydrolýze odolné, ale mají problém s oxidací. Ve výukovém dokumentu VŠCHT [6, str. 3] se uvádí, že: „*Při oxidaci polymerů dochází ke štěpení makromolekul (tedy k poklesu relativní molekulové hmotnosti), k síťování ... a vzniku nových funkčních skupin... Proto i malý rozsah oxidace polymerů způsobí významnou změnu jejich vlastností!*“ Oxidaci urychluje přítomnost světla, tj. UV záření, zvýšená teplota a mechanické namáhání. Je zřejmé, že mechanickému namáhání se z podstaty věci nevyhneme, ale u výrobků z PP a PE bychom měli věnovat zvýšenou pozornost ochraně před UV zářením, tedy výrobky nepoužívat na líc konstrukce, skladovat ji pod plachtami, při instalaci ji nenechávat zbytečně dlouho bez zásypu apod.

Plasty obecně jsou vůči vlhkosti, mikroorganismům (plísně, hniloba) inertní. Ovšem podle [6, str. 20] je nutné si dávat pozor na výskyt mikroorganismů při použití polyvinylalkoholu (PVA), který jako jediný ze syntetických polymerů podléhá této degradaci, vyznačuje se vyšší pevností a menšími přetvořeními, a je proto používán jen při speciálních problémech. Samotná degradace je potom na bázi hydrolýzy, kterou způsobí produkty života mikroorganismů.

2.2.3. Zemina

Podkapitola čerpá z knihy Earth structures: in transport, water and environmental engineering [5, str. 138-139]

Z hlediska vzájemné interakce materiálu a výztuhy je jednoznačně výhodnější použít geomříž a hrubozrnné materiály. Hrubozrnné materiály mají vyšší deformační modul. Jsou vhodné z hlediska odvodnění konstrukce, kdy jsou dostatečně propustné, a není nutné budovat další drenážní systémy. Tyto materiály jsou vhodné i z hlediska namrzavosti. Další výhodou je jejich vyšší objemová hmotnost, protože konstrukce z vyztužené zeminy jsou v principu gravitační konstrukce.

Hrubozrnné zeminy jsou jednoznačně výhodnější, ovšem ekonomické hledisko nebo vliv na životní prostředí může převládnout a bude rozhodnuto, že do konstrukce bude použit místní jemnozrnný materiál. V tomto případě je lepší použít geotextilie než geomříže a to s ohledem na smykovou pevnost na kontaktu zemina výztuha. Též je nutné věnovat pozornost odvodnění, ochraně proti namrzání a chování během neodvodněných podmínek.

2.3. Statické působení a principy navrhování

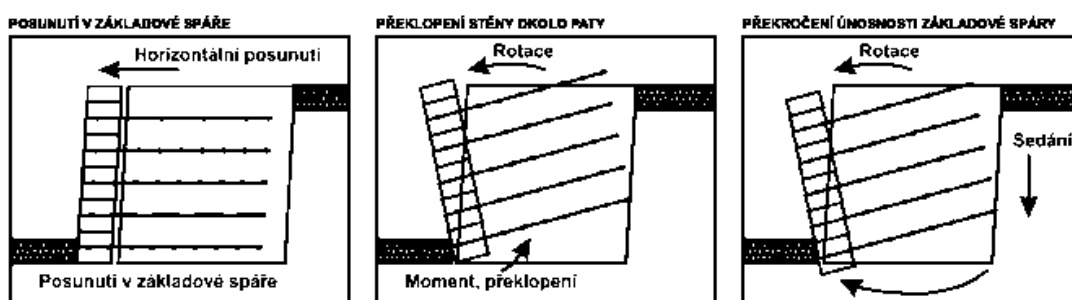
V principu se jedná o typ opěrné konstrukce. Pro konstrukce z vyztužené zeminy musí být splněny podmínky pro vnitřní i vnější stabilitu. Vnější stabilita je analogická se stabilitou opěrných gravitačních zdí. Vnitřní stabilita se zabývá návrhem výztužných prvků tak, aby přenesly požadované zatížení. Metody posouzení nejsou jednotné, ale obecně vycházejí z mezních stavů rovnováhy. Současně se návrhové metody snaží reflektovat zkušenosti z praxe.

Pro vnější stabilitu posuzujeme posunutí v základové spáře, překlopení stěny okolo paty a překročení únosnosti zeminy v základové spáře. Znázornění je vidět na obrázku 12. Výsledkem by měl být návrh šířky vyztuženého bloku. Empiricky a i podle

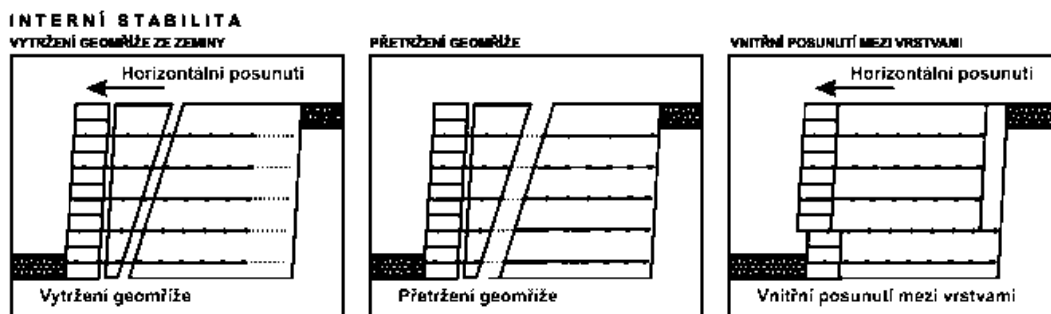
doporučení AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) se uvažuje šířka jako 70% celkové výšky konstrukce. [7, str. 99]

Vnitřní stabilita závisí na tahové pevnosti výztuhy a na soudržnosti zeminy a výztuhy. Posuzujeme, jestli se výztuha ze zeminy vytrhne a zdali má dostatečnou tahovou pevnost.

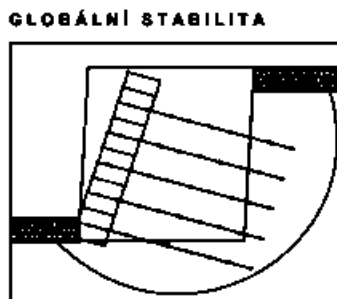
Je také nutné prověřit celkovou stabilitu konstrukce, kdy smyková plocha může procházet jak vyztuženým blokem tak za ním. Jedná se o stabilitu konstrukce jako celku. Jako poslední krok je navržení kotevní délky výztuh, aby nebyly vytrženy z oblasti za smykovou plochou.[3, s. 72].



Obr. 12 Vnitřní stabilita [8]



Obr. 13 Vnitřní stabilita [8]



Obr. 14 Globální stabilita [8]

2.4. Napětí a deformace pod koncentrovaným zatížením

Touto problematikou se zabývají odborníci především v souvislosti s vyztuženými mostními opěrami. Tam koncentrované zatížení reprezentuje zatížení mostním prahem a horní konstrukcí mostu.

Oproti opěrným konstrukcím přenáší mostní opěry ještě značné zatížení. K tomuto problému se přistupuje s pomocí principu superpozice. Přesto, že tento princip předpokládá lineárně elastické chování, které není pro zeminy typické, se na základě modelů, laboratorních testů a teoretických analýz, jeví jako rozumné tento princip použít. [9, str. 9]

Aplikace koncentrovaného zatížení zvětší velikost tahových napětí a ovlivní pozici, kde se vyskytnou ve vyztuženém bloku. Obecně lze říct, že největší napětí budou na smykové ploše. Ve vyztužené oblasti se vytvoří dvě zóny, aktivní a pasivní. V aktivní zóně jsou smyková napětí směrem ven a vedou k poklesu tahových sil. V pasivní zóně směřují smyková napětí dovnitř, což brání pohybu výztuhy. Tyto poznatky slouží k posouzení vnitřní stability konstrukce.

Soustředěné napětí se rozptyluje v zemině s hloubkou přibližně podle Boussinesqa. Roznos osamělé síly do pružného poloprostoru řešil tento Francouz na konci 19. století a odvodil vztahy pro svislé, vodorovné a smykové napětí. Vyšel z těchto předpokladů:

- Napětí se šíří poloprostorem radiálně od působíště síly a má velikost σ_r ,
- radiální napětí σ_r klesá se čtvercem vzdálenosti od působíště síly V ,
- jeho velikost je přímo úměrná cosinu úhlu β , který svírá průvodič vyšetřovaného bodu s vertikálou.

Vizualizace zatížení pružného poloprostoru osamělou silou a znázornění použitých veličin je na Obr. 15.

Pro radiální napětí potom platí vztah:

$$\sigma_r = A \frac{\cos \beta}{r^2} \quad (2)$$

$$A = \frac{3V}{2\pi} \quad (3)$$

Pro vodorovná a svislé napětí jsou potom:

$$\sigma_z = \frac{3Vz^3}{2\pi r^5} \quad (4)$$

$$\sigma_x = \frac{3Vx^2z}{2\pi r^5} \quad (5)$$

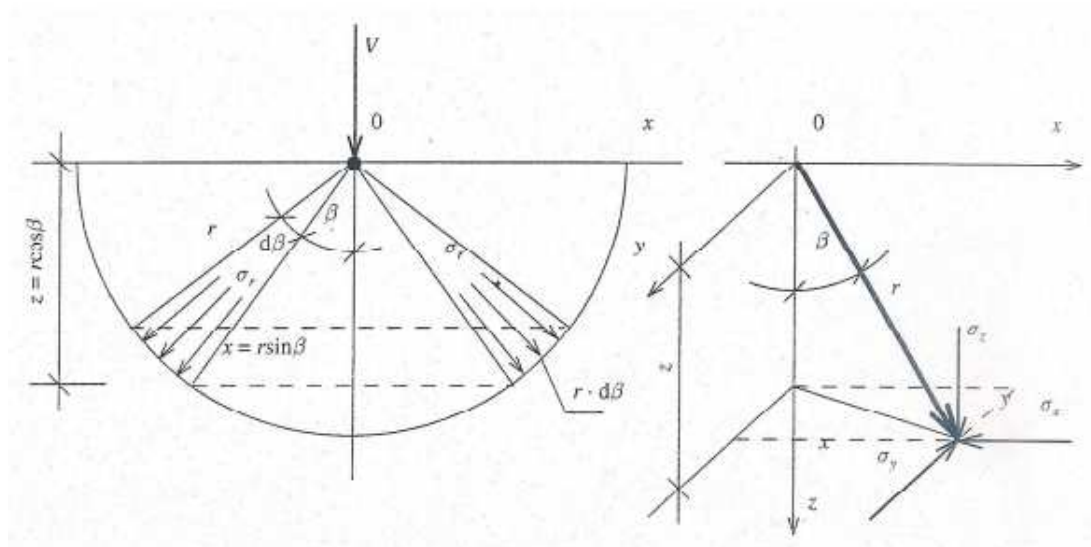
$$\sigma_y = \frac{3Vy^2z}{2\pi r^5} \quad (6)$$

Pro smyková napětí platí vztahy:

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \frac{3Vxz^2}{2\pi r^5} \quad (7)$$

$$\tau_{zy} = \tau_{yz} = \frac{3Vyz^2}{2\pi r^5} \quad (8)$$

$$\tau_{yx} = \tau_{xy} = \frac{3Vxyz}{2\pi r^5} \quad (9)$$



Obr. 15 Zatížení pružného poloprostoru osamělou silou [10, s. 112]

Americká AASHTO pro účely návrhu používá jednoduché a konzervativní rozdělení v poměru 2:1. Podle Obr. 16. Měření na konstrukcích ukázalo, že se tento odhad dá použít. [7, str. 102].

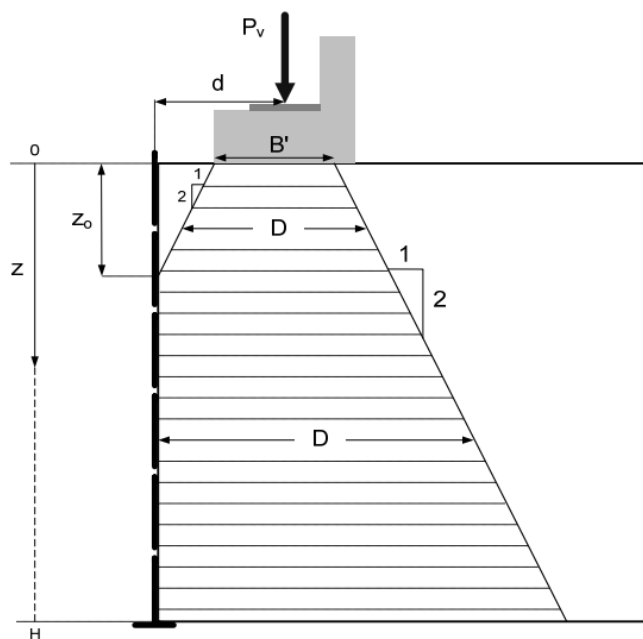
Přírůstek svislého tlaku je potom od vertikální síly V dán vztahem:

$$\Delta\sigma_z = \frac{V}{D} \quad (10)$$

kde D je efektivní šířka, na které zatížení působí v dané hloubce.

$$D = \begin{cases} B' + z & \text{pro } z \leq z_0 \\ \frac{B' + z_0}{2} + d & \text{pro } z \geq z_0 \end{cases} \quad (11)$$

z je hloubka, pro kterou přírůstek napětí počítáme, z_0 je hloubka, kde D protne lící panel zdi, d je potom vzdálenost zatížení od líce a B' je efektivní šířka, na které zatížení působí.



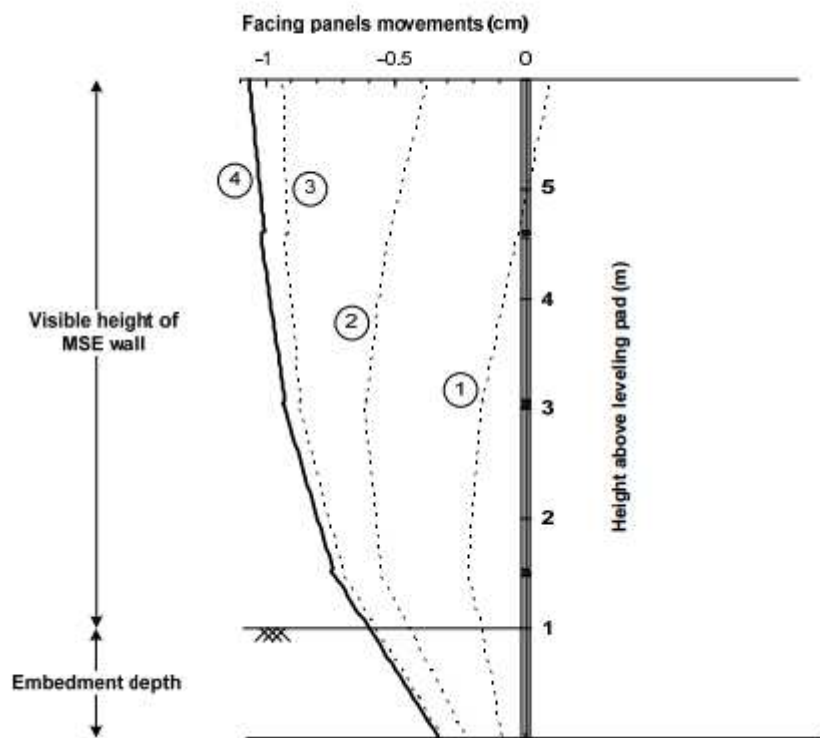
Obr. 16 Roznos vertikální síly podle AASTHO [9, str. 22]

2.4.1. Modelování pomocí MKP

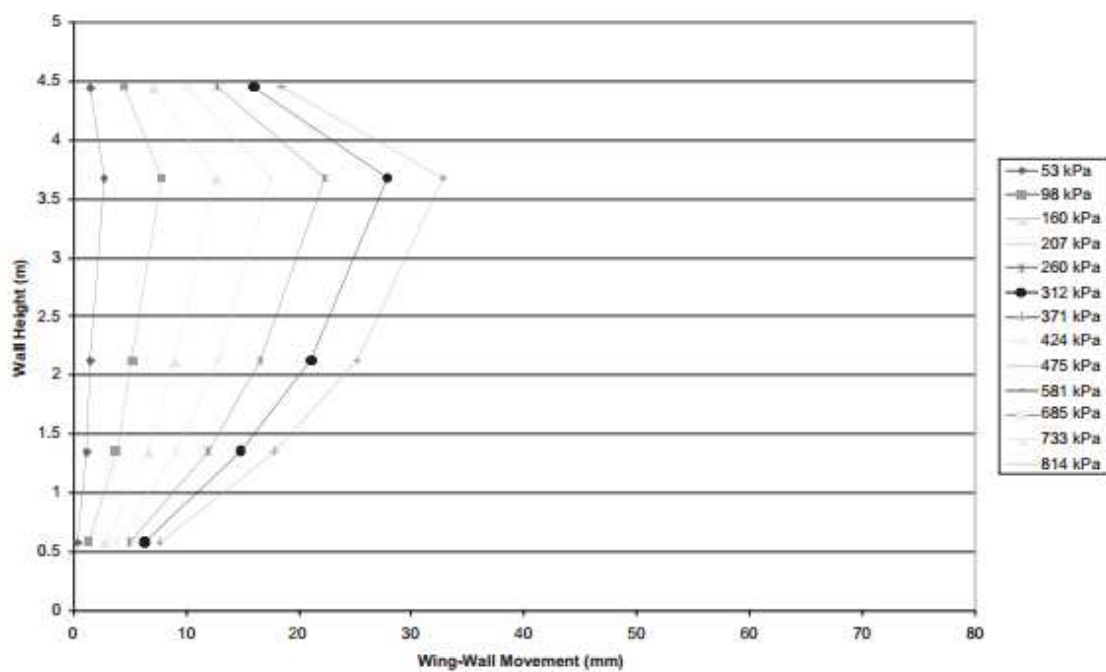
V rámci *Mechanically Stabilized Earth Wall Abutments for Bridge Support: Final report* se prováděla parametrická studie v programu PLAXIS 2D. Účelem bylo především posoudit, jestli je vhodné stavět mostní opěry bez hlubinných základů pro tamní podmínky. Jsou zde rozdíly i ve výztužných prvcích a výšce modelovaných konstrukcí. Shodné je použití segmentových prefabrikovaných panelů. Modely jsou prováděny do větších detailů, včetně pryžových podložek mezi panely a kontaktními prvky na rozhraní jednotlivých materiálů. Výsledky posunů panelů jsou na Obr. 17. Obrázek je pro podloží o tuhosti $E=100$ MPa.

Užitečné může být srovnání výsledné povahy deformace lícních panelů se zkouškami, které prováděli v rámci Project 15-29 Panel opěť v USA. V rámci projektu byly vystavěny a bohatě instrumentovány 2 mostní opěry výšky 4,5m. Lišily se použitými výztužnými tkanými geotextiliemi, kdy ale oba výrobky měly stejnou pevnost. Konstrukce pak byly postupně zatěžovány.

Pro posun lícních prvků se oba dokumenty shodují v tom, že s rostoucím napětím se zvětšuje posun při horním okraji. Ale při překročení určitého napětí se největší deformace přesune přibližně do výšky $H/6$, kde H je výška vyztuženého bloku. Viz. Obr. 18



Obr. 17 Horizontální posun líce z 2D modelu z Final report [9, str. 100]



Obr. 18 Horizontální posun líce z polní zkoušky [7, str.37]

3. CÍL PRÁCE

Práce vznikla na základě požadavku z praxe zjistit, jak by se mohla chovat konstrukce z vyztužené zeminy pod koncentrovaným kolovým zatížením. Obecně jde o prostorovou úlohu. Pro zjednodušení doporučuje norma ČSN 73 0037 přepočty zatížení pro různé pozice. Proto i v práci bude zatížení posouváno. Cílem je sledovat rozdíly v chování stěny, pokud je zatížení zadané podle normy nebo přímo na kontaktní ploše. Druhým cílem je sledovat změny v napětí a deformaci při změně polohy zatížení. A to vše pro případ stěny s klouby a bez kloubů. Více o kloubech v 4.2.6. Řešení se provádělo především modelováním v programu PLAXIS 2D a 3D, který používá metodu konečných prvků.

3.1. Popis modelovaného zeminového bloku

Pro diplomovou práci byl zvolený vyztužený zeminový blok o výšce deset metrů. Takto vysoká konstrukce může reprezentovat běžnou opěrnou stěnu nebo mostní opěru. Na líci jsou uvažovány betonové panely rozměru 1,5 x 1,5 m a tloušťky 0,15m. Zatížení bylo převzato z normy ČSN-EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou, kde jsme zvolili model LM2. Ten reprezentuje zatížení nápravou na definované kontaktní ploše pneumatik. Minimální pevnost výztuh byla navržena s pomocí analytického programu Ressa, kde bylo i ověřeno, že je konstrukce jako celek stabilní. Stabilita a správnost návrhu byla ověřena analytickým výpočtem na základě mezních stavů rovnováhy. Viz kapitola 4.1. Řez navrženým a modelovaným zemním blokem je na Obr. 19

Vzhledem k výšce panelů, rozteči výztuh a výšce konstrukce nastala situace, kdy je horní panel kotven jedinou výztuhou, což není reálně možné. Proto byly v programu PLAXIS modelovány dvě výztuhy poloviční pevnosti. Při ověřování v kapitole 4.1 jsem s tímto faktem neuvažovala.

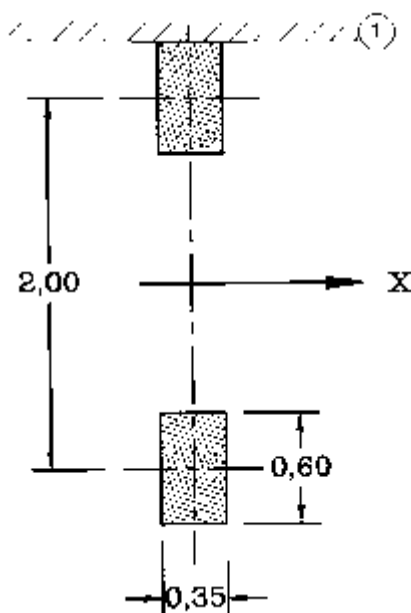
3.1.1. *Geologické a hydrogeologické podmínky*

Geologie byla zvolená jednoduchá, s jednovrstevným podložím, tvořeným fluvialním štěrkem. Jeho parametry byly vzaty z projektu mostní opěry na dálnici D1 na Slovensku u Levoče. Jako zásyp výztuh byl s ohledem na kapitolu 2.2.3 zvolen kvalitní štěrk Gr. Za vyztuženým blokem se nachází písčitá hlína Sisa.

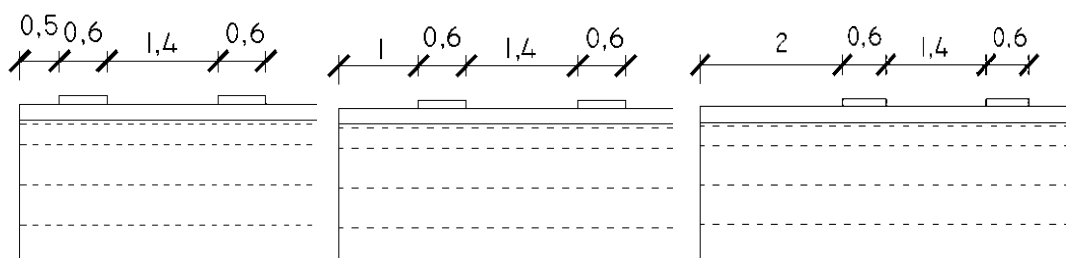
3.1.3. Zatížení a jeho pozice

Model zatížení je znázorněný na Obr. 20. Jedna náprava o síle $\beta_Q Q_{ka}$, kde $Q_{ka} = 400$ kN (zahrnuje dynamický přírůstek). Redukční koeficient β_Q je 0,8. Na jedno kolo o ploše dle obrázku tedy působí síla $F = 160$ kN.

Zatížení se posouvá, první pozice je 0,5 m, druhá 1,0 m a třetí 2,0 m. Viz Obr. 21.



Obr. 20 Model zatížení LM 2 [11, str. 109]



Obr. 21 Pozice zatížení

a) $a = 0,5$ m

b) $a = 1,0$ m

c) $a = 2,0$ m

Pokud bych modelovala přímo nápravu, bylo by zatížení ve 2D modelu zadáno na šířce 0,6 m a má jednotku kN/m/m.

$$q = \frac{160}{0,6} = 267 \text{ kN/m/m} \quad (12)$$

Ve 3D modelu je zatížení zadáno plošně jako tlak.

$$p = \frac{160}{0,6 \times 0,35} = 762 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

Pro účely analytického výpočtu externí stability jsem působící síly o velikosti 160 kN přepočetla jako rovnoměrné zatížení na celou šířku B následujícím způsobem:

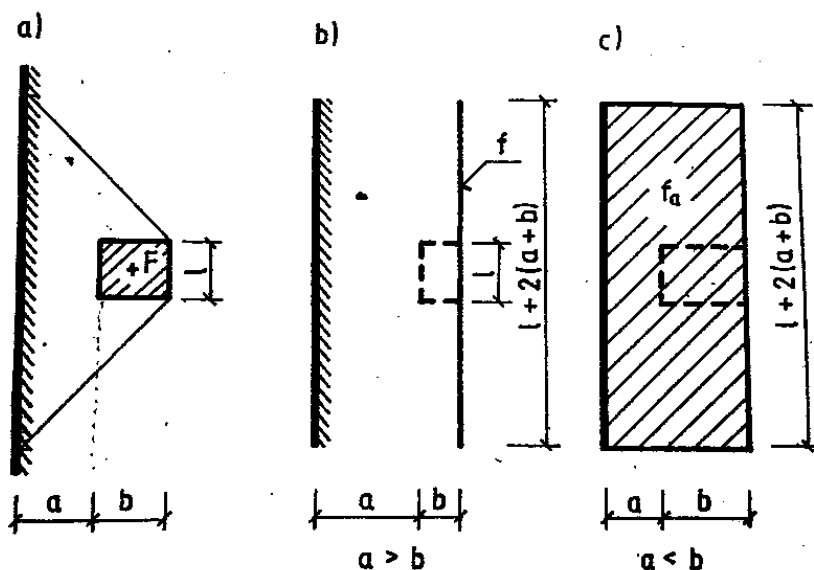
$$q = \frac{2F}{B} = \frac{2 \times 160}{7,0} = 45,8 \text{ kN/m}^2 \quad (14)$$

Z počátku jsem v programu PLAXIS vytvářela modely se zatížením, jak je popsáno výše. Ale vzhledem k problematickému chování modelů, jsem nakonec použila přepočet zatížení podle ČSN 73 0037. Norma rozlišuje, zda je $a < b$ nebo $a > b$. Pro případ b) se náhradní liniové zatížení vypočte jako

$$f = \frac{F}{l + 2 \times (a + b)} \quad (15)$$

A pro případ c) se náhradní plošné zatížení vypočte ze vzorce:

$$f_a = \frac{F}{[l + 2 \times (a + b)] \times (a + b)} \quad (16)$$



Obr. 22 Výpočet náhradního zatížení [11]

Symbol	Popis veličiny	Hodnota a jednotky
F	Síla působící na jedno kolo	160 kN
l	Rozměr zatížení rovnoběžný s lícem stěny	0,35 m
a	Vzdálenost prvního kola od líce	0,5 m; 1,0 m; 2,0 m
a'	Vzdálenost druhého kola od líce	2,5 m; 3,0 m; 4,0 m
b	Rozměr zatížení kolmý na líc stěny	0,60 m

Tab. 3 Velikost veličin podle Obr. 22

4. METODY ZPRACOVÁNÍ

4.1. Analytický

Analytické metody, které se použily pro výpočet, nejsou vhodné pro sledování napětí a deformací v tělese, protože vycházejí z mezních stavů rovnováhy. Jsou proto vhodné pro návrh zemní konstrukce. Pro účely práce se stanovená konstrukce ověřila výpočtem bez použití dílčích součinitelů bezpečnosti. Ty pro výpočet vyztužených konstrukcí zatím nejsou v Eurokódu stanoveny, stejně jako není blíže určený postup výpočtu. V práci se proto uvažovalo jen se snížením tahové pevnosti vyztužených geosyntetik vlivem creepového chování. A posouzení proběhlo pomocí stupně bezpečnosti.

4.1.1. Vnější stabilita

Cílem posouzení vnější stability je návrh šířky vyztužené oblasti. Posuzuje se, zda není překročena únosnost zeminy v základové spáře, posunutí v základové spáře a zda nedojde k překlopení.

V mém případě není nutné šířku počítat, byla stanovena empiricky, ale výpočtem jsem ji ověřila. Rozměry konstrukce a charakteristiky zemin jsou uvedeny výše.

4.1.1.1. Svislá únosnost zeminy v základové spáře

Základní vztah pro posouzení je:

$$R_d \geq \sigma_{z,max} \quad (17)$$

$$R_d = R_{tab} = 500 \text{ kPa}$$

Napětí v základové spáře se spočítá jako:

$$\sigma_{z,max} = \frac{V}{B_{eff}} \quad (18)$$

kde efektivní šířka základové spáry je:

$$B_{eff} = B - 2e_b \quad (19)$$

A excentricita je určena poměrem:

$$e_b = \frac{M}{V} \quad (20)$$

Vertikální síla V je součet vlastní tíhy a zatížení Q.

$$V = W + Q = \gamma_1 \times H \times B + Q = 19 \times 10 \times 7 + 320 = 1650 \text{ kN}$$

Moment je síla od aktivního tlaku a od přitížení od zatížení na příslušných ramenech.

$$M = S_a \times r_a + S_{aq} \times r_{aq} \quad (21)$$

$$S_a = 0,5 \times \gamma_2 \times h^2 \times K_a \quad (22)$$

$$S_{aq} = q \times H \times K_a \quad (23)$$

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) = 0,41 \quad (24)$$

K_a je součinitel aktivního tlaku zeminy za vyztuženou zeminou

γ_1 je objemová tíha zeminy vyztužené oblasti

γ_2 je objemová tíha zeminy za vyztuženým blokem

$$S_a = 0,5 \times 18 \times 10^2 \times 0,41 = 369 \text{ kN}$$

$$r_a = \frac{1}{3} \times H = 3,33 \text{ m}$$

$$S_{aq} = 45,8 \times 10 \times 0,41 = 188 \text{ kN}$$

$$r_{aq} = \frac{1}{2} \times H = 5,0 \text{ m}$$

$$M = S_a \times r_a + S_{aq} \times r_{aq} = 369 \times 3,33 + 188 \times 5,0 = 2167 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{2167}{1650} = 1,31 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 7 - 2 \times 1,31 = 4,38 \text{ m}$$

$$\sigma_z = \frac{1650}{4,38} = 376,7 \text{ kPa} < 500 \text{ kPa}$$

Posouzení svislé únosnosti v základové spáře vyhoví

4.1.1.2. Posunutí v základové spáře

$$H_r \geq P_a \quad (25)$$

H_r je síla vertikální síla (vlastní tíha vyztuženého bloku W), která brání posunutí vynásobená koeficientem tření μ .

$$\mu = \min(tg \varphi_1; tg \varphi_3) \quad (26)$$

$$\mu = \min(tg 38^\circ; tg 30^\circ) = \min(0,78; 0,577) = 0,577$$

$$H_r = \mu \times W \quad (27)$$

$$H_r = 0,577 \times 1330 = 767,4 \text{ kN}$$

P_a je součet zemního aktivního tlaku a od přitížení.

$$P_a = S_a + S_{aq} \quad (28)$$

$$P_a = 369 + 188 = 557 \text{ kN}$$

$$H_r \geq P_a$$

$$767 \geq 557$$

Konstrukce na posunutí v základové spáře vyhoví.

4.1.1.3. Překlopení konstrukce

$$M_{stab} \geq M_{destab.} \quad (29)$$

Stabilizační moment je spočtený z vlastní tíhy, která působí na rameni o délce poloviny šířky vyztuženého bloku.

$$M_{stab} = W \times \frac{B}{2} = 1330 \times \frac{7}{2} = 4655 \text{ kNm}$$

Destabilizační moment tvoří zemní tlak na příslušném rameni. A to jak od zeminy, tak od přetížení. Jde tedy o stejný moment jako v rovnici (18)

$$M_{destab.} = S_a \times r_a + S_{aq} \times r_{aq} = 369 \times 3,33 + 188 \times 5,0 = 2167 \text{ kNm}$$

$$4655 \geq 2167$$

Překlopení konstrukce nehrozí.

4.1.2. Celková a vnitřní stabilita

Celková stabilita posoudí konstrukci jako celek. Výsledkem posouzení vnitřní stability je návrh optimálních výztuh z hlediska jejich pevnosti a jejich rozestupu. Také by měla být ověřena pevnost proti vytržení výztuhy. Tyto posudky umí program ReSSA.

4.1.2.1. O programu ReSSA

Program ReSSA od firmy ADAMA Engineering, Inc. jsem využila s laskavým svolením firmy GEOMAT s.r.o.

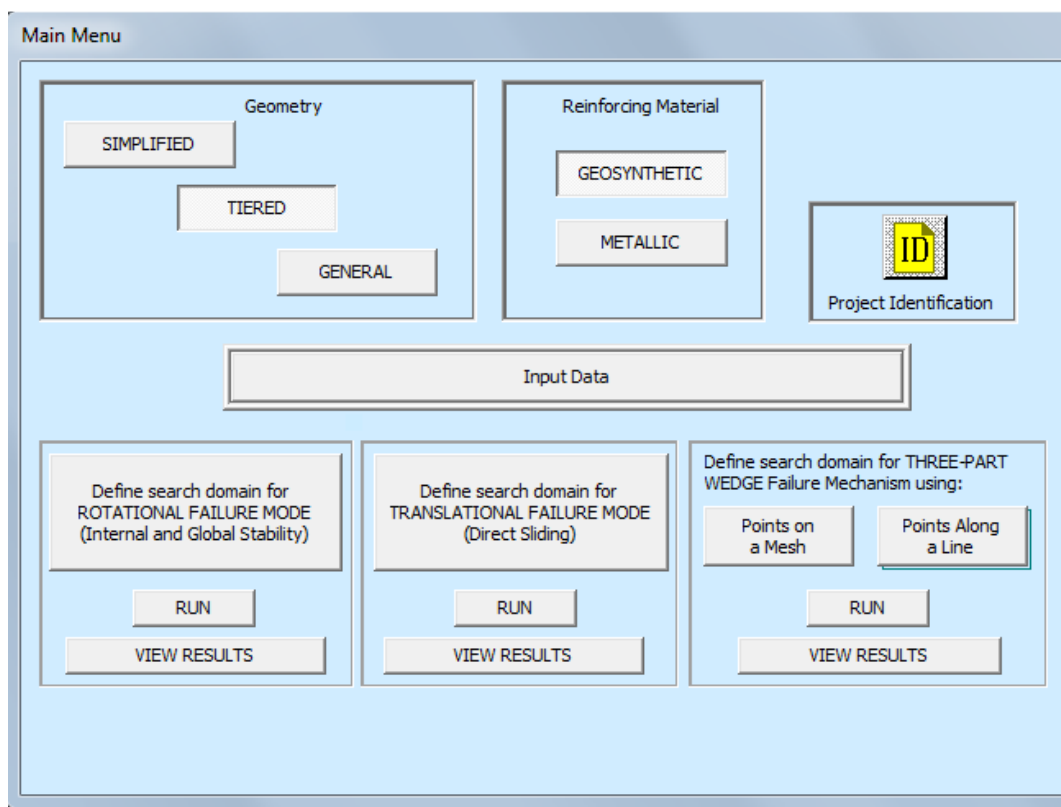
ReSSA umožňuje posoudit stabilitu svahu (zdi) pro kruhovou smykovou plochu a polygonální plochy ze dvou a ze tří částí. Program byl vyvinut pro snadný výpočet svahů a zdí vyztužených horizontální výztuhou. První verze programu byla vyvinuta pro US Federal Highway Administration (FHWA). [12]

Bishopova metoda je aplikována na kruhovou smykovou plochu. A přestože se jedná o metodu, která přesně nedodržuje podmínky rovnováhy, dává výsledky, které jsou srovnatelné s mnohem náročnějšími metodami. [13]

Pro polygonální smykové plochy je použita Spencerova metoda. Tato metoda je již důkladnější. Plocha ze dvou částí posuzuje usmýknutí přímo po vrstvě geosyntetika s ohledem na vliv odporu dalších vrstev, v programu nazýváno jako Direct sliding.

Polygonální smyková plocha ze tří částí dovoluje posoudit celkovou stabilitu jiným způsobem.

Současně program umožňuje návrh vhodného výztužného geosyntetika, jeho rozmístění a pevnost. Uvažuje také s odolností proti vytažení. Tento jev je uvažován jak na předním, tak na zadním konci výztuhy. Na zadním konci je předepsán stupněm stability, který zadává uživatel. Na předním konci je určena proveditelná pevnost výztuhy, která závisí na pevnosti spoje geosyntetika a lícního prvku. V závislosti na pevnosti spoje se pak určí síla, která nemůže překročit dlouhodobou pevnost výztuhy. Může být nulová, pokud výztuha končí na povrchu svahu (zdi), nebo může být dána přímo pevností spoje, pokud je známá. Já jsem uvažovala hodnotu rovnou dlouhodobé pevnosti výztuhy.



Obr. 23 Printscreen hlavního menu programu ReSSA

4.1.2.2. Zadaná data a práce v programu

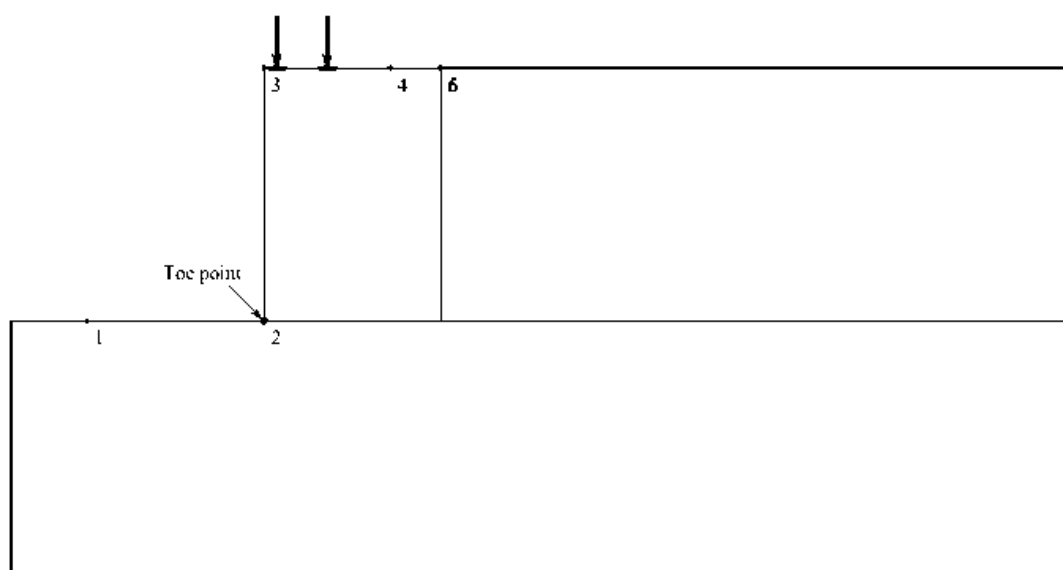
V programu jsem posoudila pozici zatížení 0,5m od okraje.

Geometrii modelu jsem volila stejnou jako na Obr. 19 Příčný řez modelovanou konstrukcí a zeminy a jejich umístění jako v kapitole 3.1.1. Nebyl modelován betonový

základ a zpevněná plocha. Pro zeminy a zatížení nebyly použity žádné koeficienty bezpečnosti.

Výztuhy byly modelovány v konstantním rozestupu. Nejprve jsem vkládala výztuhy s krátkodobou pevností 100 kN/m, potom o pevnosti 200 kN/m. Použité redukční kontaktní součinitele, další použité vstupy včetně geometrie a výsledky najdete v Příloze 1 ZPRÁVA Z PROGRAMU RESSA a odstavci níž.

Program umožňuje zadat zatížení jako lokální sílu, avšak dosažené výsledky nebylo možné akceptovat. Síla se roznášela zřejmě pod takovým úhlem, že velmi brzy vymizela. Proto jsem zvolila zatížení na pruhu o šířce 0,6m a velikosti 267 kPa. Viz kapitola 3.1.31 a rovnice (12).



Obr. 24 Geometrie modelu v programu Ressa

4.1.2.3. Výsledky

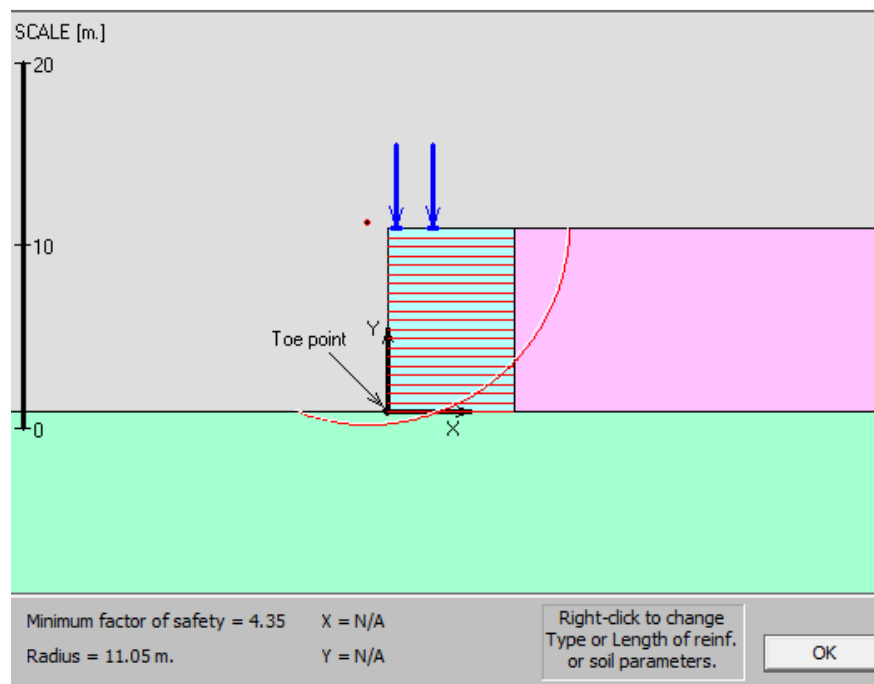
Výsledky prokázaly, že konstrukce je s použitím geomříží o $T_{cr} = 200$ kN stabilní:

Kruhová smyková plocha: $FS_{min} = 4,35$ Obr. 25

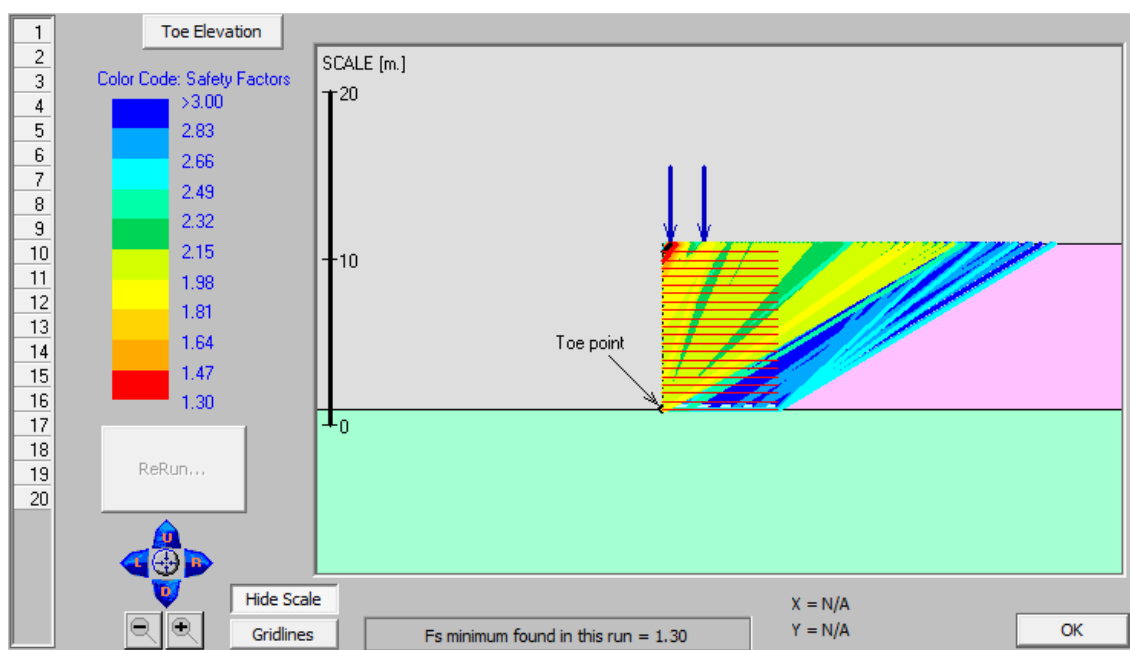
Usmýknutí po výztuze: $FS_{min} = 1,30$ po první výztuze shora Obr. 26

Polygonální smyková plocha: $FS_{min} = 1,63$ Obr. 27

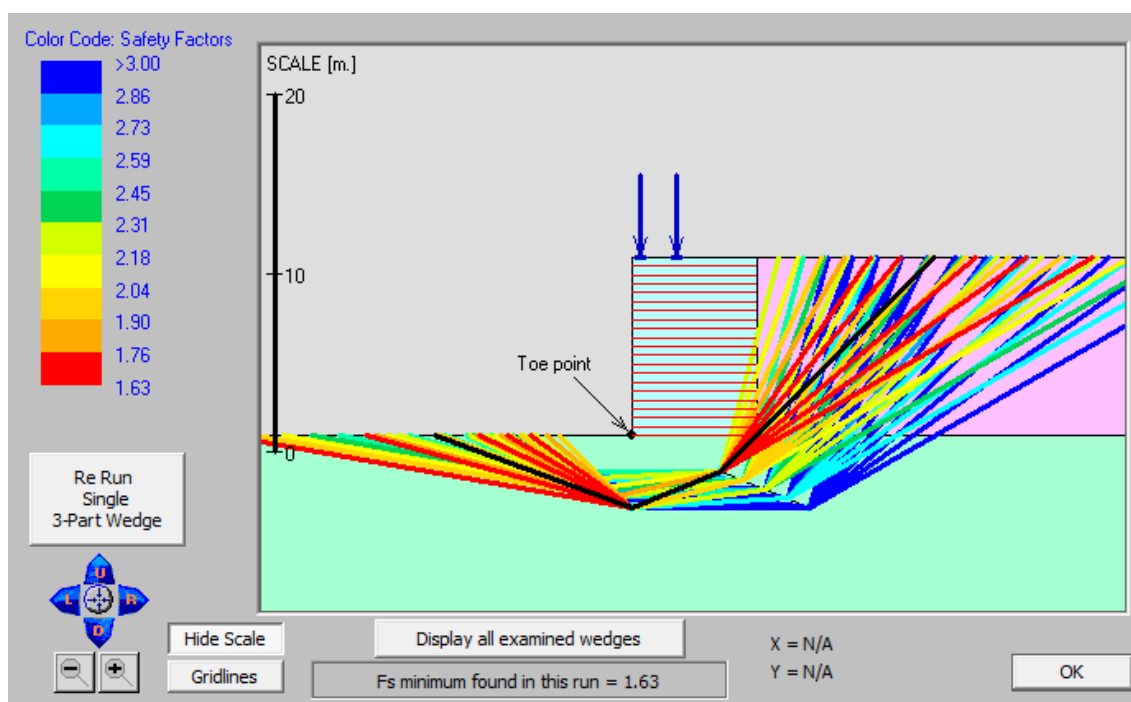
Pro výztuhy nižší pevnosti se pro danou konstrukci a zatížení nedosáhlo stupně bezpečnosti $FS=1,0$.



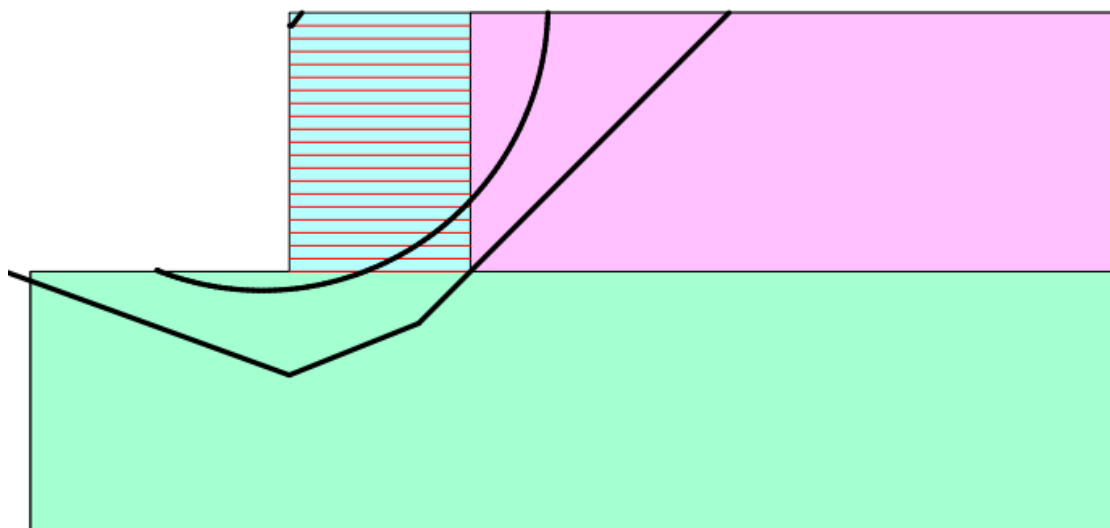
Obr. 25 Kruhová smyková plocha



Obr. 26 „Safety Map“ pro usmýknutí po výztuže



Obr. 27 „Safety Map“ pro polygonální smykové plochy



Obr. 28 Všechny nejkritičtější smykové plochy

4.2. Numericky s využitím metody konečných prvků

Pro numerické modelování jsem použila programy PLAXIS 2D a PLAXIS 3D, které počítají metodou konečných prvků.

4.2.1. Metoda konečných prvků

Tato numerická metoda vychází při řešení z Lagrangeova principu minima, který říká, že těleso je v rovnováze, pokud celková potenciální energie deformace soustavy je minimální. [14]

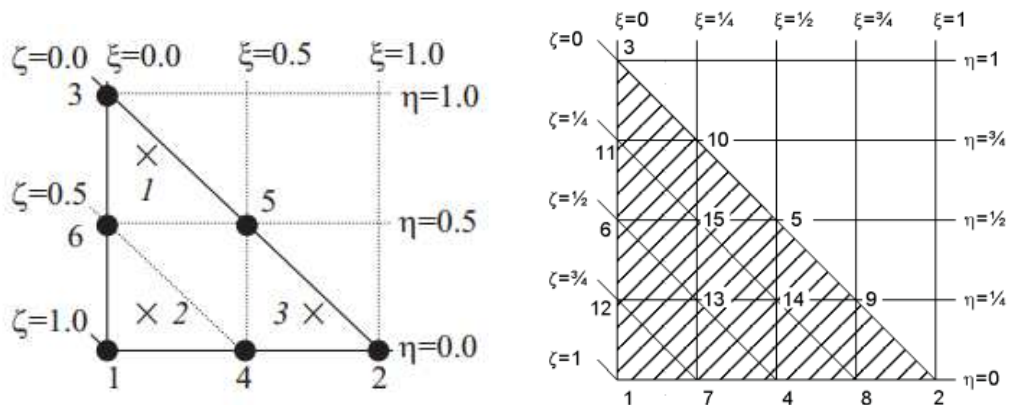
Program pracuje s předpokladem, že deformace jsou malé. Metoda rozdělí kontinuum na konečné prvky, které jsou buď plošné, nebo prostorové. Prvky se skládají z určitého počtu uzlů, a pro ty jsou sestaveny aproximační rovnice pro deformace. Sestaví se rovnice rovnováhy podle Lagrangeova principu minima pro jednotlivé prvky a posléze pro celou oblast. Nejprve se najdou uzlová posunutí, posléze napětí a poměrná přetvoření.

Metoda konečných prvků je pro modelování geotechnických problémů vhodná, protože umožňuje použít různé materiálové modely, především ale umožňuje analyzovat napětí a deformace během jednoho kroku. Současně jsou s ní rozsáhlé zkušenosti a lze s touto metodou modelovat fáze výstavby, včetně změny materiálu během výstavby (injektáž).

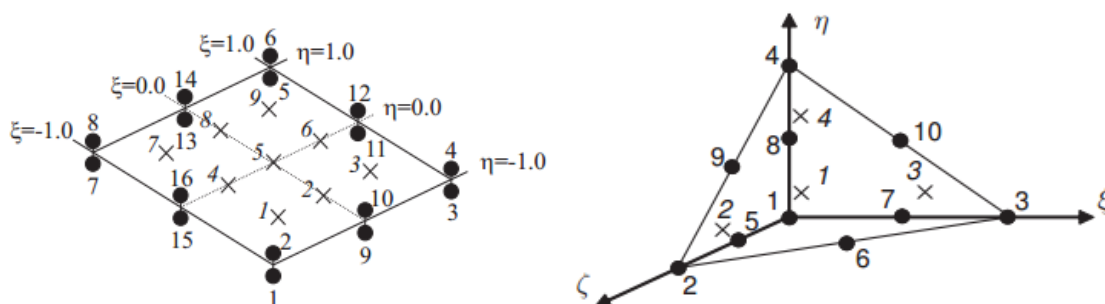
4.2.1.1. Použité konečné prvky v programu PLAXIS 2D a 3D

V této kapitole čerpám z [15, str. 36-41]

- *6ti uzlový trojúhelníkový prvek* - je základní prvek pro zeminu ve 2D, a pro prvek „plate“ tj. deska, a pro rozložené zatížení.
- *15-ti uzlový trojúhelníkový prvek* – je možné použít ve 2D jako prvek pro zeminu
- *Prvky pro interface* – jsou odlišné v tom, že mají místo jednoho uzlu dvojici uzlů, mezi kterými je ale nulová vzdálenost. Díky tomuto uspořádání je možné posunutí mezi těmito uzly.
- *10-ti uzlový čtyřstěn* – základní prvek pro zeminu ve 3D



Obr. 29. Trojúhelníkové prvky, ● uzly, X body pro výpočet napětí [15, str. 37, 38]



Obr. 30. Prvek pro interface a čtyřstěn ● uzly, X body pro výpočet napětí [15, str. 39, 41]

4.2.2. Modelování zemin

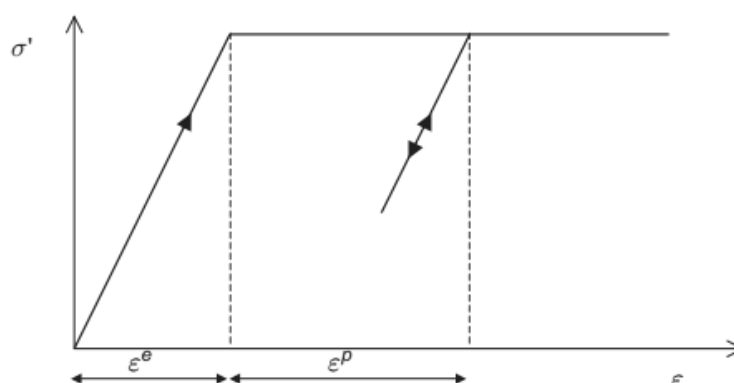
Pro zeminy jsem použila Mohr-Coulombův konstituční model. Jde o model lineárně elastický-perfektně plastický s Mohr-Coulombovými podmínkami porušení. Tento model se doporučuje použít pro prvotní analýzy. Nevystihuje chování zemin přesně. Nedokáže zohlednit například zpevnění materiálu s narůstajícím zatížením. [16, str. 10]

Deformace a jejich derivace jsou rozděleny na elastickou a plastickou část. Tento princip je zobrazen na grafu na Obr. 31. Pro model jsou tedy definovány jak pružné parametry chování, tak plastické. Elastické jsou E – Youngův modul pružnosti a ν Poissonovo číslo. Pro plastickou část chování jsou definovány parametry c – koheze, ϕ – úhel vnitřního tření a Ψ – úhel dilatance. Program nabízí možnost pokročilého nastavení, ale toto jsem nevyužila. Lze zde nastavit lineární nárůst E a c s hloubkou. [17, str. 24]

Použité elastické a plastické parametry pro modelované zeminy jsou v Tab. 4. Hodnoty pro modelované zeminy Tab. 4. Nebylo použito pokročilé nastavení.

Zásypový štěrk		
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$E = 150 \text{ MPa}$	$\nu = 0,20$
$\varphi' = 38^\circ$	$\Psi = 8^\circ$	$c = 1 \text{ kPa}$
Hlína písčitá		
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$E = 20 \text{ MPa}$	$\nu = 0,25$
$\varphi' = 25^\circ$	$\Psi = 0^\circ$	$c = 15 \text{ kPa}$
Fluviální štěrk		
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$E = 50 \text{ MPa}$	$\nu = 0,25$
$\varphi' = 30^\circ$	$\Psi = 0^\circ$	$c = 5 \text{ kPa}$

Tab. 4 Hodnoty pro modelované zeminy



Obr. 31 Podstata lineárně elastického - perfektně plastického modelu [16, str. 31]

4.2.3. Modelování dalších materiálů

Pro modelování základového pasu a zpevněné horní vrstvy byl použit lineárně elastický materiálový model. Ten se chová podle Hookova zákona (první část Obr. 31) a rozhodně není vhodný pro chování zemin. Pro chování betonového základu, kde se nepředpokládá překročení pevnosti betonu, je ale vhodný.

Pro jeho zadání je potřeba objemová hmotnost materiálu γ , Poissonovo číslo ν a Youngův modul pružnosti.

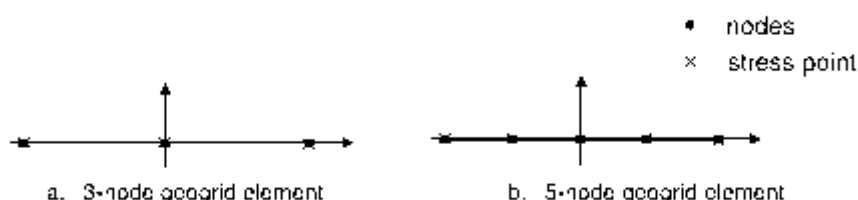
Použité parametry pro další materiály jsou v Tab. 5.

Zpevněná plocha		
$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$E = 300 \text{ MPa}$	$\nu = 0,20$
Beton - základ		
$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$E = 25 \text{ GPa}$	$\nu = 0,15$

Tab. 5 Hodnoty pro materiály modelované lineárně elastickým modelem

4.2.4. Modelování výztuh (geomříží)

Pro modelování výztuh do zeminy používá program prvek „geogrid“, tedy geomříž. Jedná se o tenkou konstrukci, která má tahovou pevnost, ale ne ohybovou. Přenáší tahové síly, ale ne tlakové. Ve 2D je definován liniovým prvkem. Prvek je ve 3D tvořen trojúhelníkovými prvky se šesti uzly. Je definován tak, že po aplikaci tahové síly může měnit svou délku.



Obr. 32 Uzly (nodes) a napěťové body (stress points) pro 2D geomříže [18, str. 76]

Pro geomříže lze volit mezi elastickým a elasto-plastickým modelem chování. Lze zvolit, jestli jsou výztuhy izotropní nebo ne. Já jsem použila elastoplastický model a uvažovala jsem izotropní chování. Hlavním parametrem, který určuje chování výztuhy je osová tuhost EA .

$$EA = T_{2\%} / \varepsilon_{2\%} \quad (30)$$

$T_{2\%}$ je síla při protažení 2%.

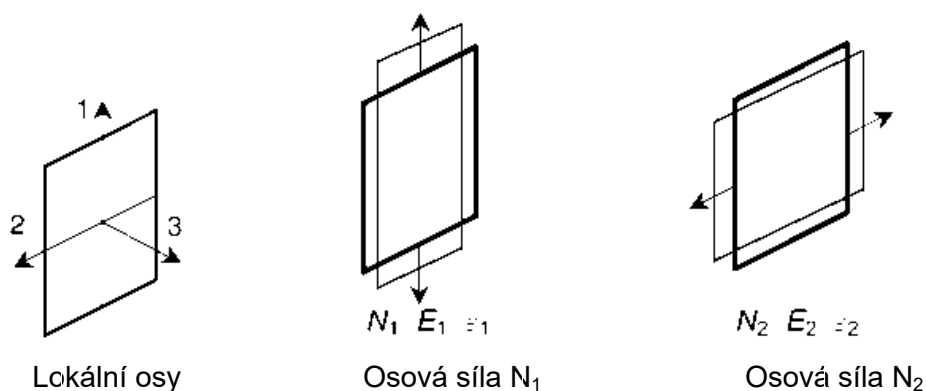
Pro elastoplastický model se dále požaduje zadání maximální síly. Po dosažení této síly se výztuha chová plasticky. Pro výpočet síly N_p jsem použila sílu T_c a koeficient creepu. Pro vybrané geomříže je koeficient creepu výrobcem stanoven na 1,56 pro životnost konstrukce 120 let.

Pro vybrané geomříže pevnosti 100 kN a 200 kN (a jejich poloviční hodnoty pro modelování 2 horních výztuh) jsou hodnoty uvedeny v tabulce 6.

T_c [kN/m]	ε_c [%]	$T_{2\%}$ [kN/m]	$\varepsilon_{2\%}$ [%]	EA [kN/m]	N_p [kN/m]
50	10,5	10	2	500	32
100	10,5	20	2	1000	64
200	10,5	50	2	2000	128

Tab. 6 Hodnoty pro modelované geomříže

Ve výsledcích lze zobrazit dosažené síly ve výztuhách. Pro 2D se jedná o jednu sílu, pro 3D o síly 2. Pro namodelované výztuhy je orientace N_1 vodorovně s lícem konstrukce a N_2 kolmo k líci.



Obr. 33 Kladné osová síly v geomříži [19, str. 295]]

4.2.5. Modelování lícních prvků

Prvek pro modelování lícních panelů byl zvolený jako „plate“. Jde o prvek, který má značnou ohybovou tuhost. Tento prvek je určen právě pro modelování stěn, základů a obložení ve směru z. [18, str. 74]. Ve 2D se jedná o liniové prvky, ve 3D o trojúhelníkové. Oproti prvkům „geogrid“ mají prvky pro „plate“ 6 stupňů volnosti (3 posunutí a 3 pootočení).

Modelované panely mají rozměry 1,5 x 0,15 x 0,15 m. Jsou vyrobeny z betonu s parametry: $E = 30 \text{ GPa}$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$; $\nu = 0,15$

Pro 2D je potřeba zadat parametry EI a EA.

$$A = 1 \times b = 1 \times 0,15 = 0,15 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,15^3 = 2,8125 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$EA = 30 \times 10^9 \times 0,15 = 4,5 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

$$EI = 30 \times 10^9 \times 2,8125 \times 10^{-4} = 8438 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Dalším parametrem je w – specifická hmotnost, který se podle Reference manual 2D má spočítat jako rozdíl materiálu, z kterého je prvek vyrobený a objemové tíhy zeminy. [18, s. 164]

$$w = \gamma_b - \gamma_s = 25 - 19 = 6 \text{ kN/m/m}$$

Pro 3D zadáváme tloušťku panelu, objemovou tíhu betonu a Youngův modul pružnosti. Ostatní parametry si program dopočítává sám.

4.2.6. Modelování kloubového spojení

Byly vytvořeny dvě sady modelů, s klouby a bez kloubů mezi panely. První sada modelů byla modelována bez kloubů, tedy panel se uvažoval na celou výšku konstrukce. Jde o jednodušší přístup. Ovšem panely jsou ve skutečnosti často segmentové, viz kapitolu 2.2.1 a Obr. 2, tj. po výšce rozdělené, a nechovají se jako jeden tuhý celek. Proto byly vytvořeny modely s klouby, které lépe reprezentují reálný stav.

První kloub se nachází hned v patě stěny. Aby bylo možné jej vytvořit, byly pro účely výpočtu vytvořeny fiktivní panely o nulové tuhosti.

Kloubové spojení je možné definovat mezi dvěma prvky typu „plate“, anebo mezi prvky plate a „beam“ (ty v práci nejsou použity).

Modelování ve 2D probíhá hned ve fázi Structures, kde se jednoduše přidá. Lze nastavit, má-li být spoj tuhý, volný (kloub), elastická pružina nebo elastoplastická pružina. Já jsem modelovala kloub.

Pokud chceme vytvořit kloubové spojení ve 3D, musíme tuto činnost odložit až do fáze „stage construction“ a tam pro příslušný výběr dvou panelů přiřadit spoj. Nutnou podmínkou je ale vytvoření interface prvku pro panely. Opět lze spoj nastavit, a to pro rotaci a posuny ve směru os. Všechny parametry byly nastaveny na hodnotu „free“.

5. STUDIE CHOVÁNÍ VYZTUŽENÉHO ZEMINOVÉHO BLOKU POD KONCENTROVANÝM ZATÍŽENÍM

5.1. Modely

Jak již bylo zmíněno v odstavci 3, jedná se o 3D problém. Proto byl kladen důraz především na 3D modelování. 2D modely byly použity pro prvotní analýzu a odladění prvků modelu.

Pro 2D je výsledný model a jeho geometrie totožná s řezem na Obr. 19. Obrázek 2D modelu s klouby je na Obr. 34.

Ten stejný řez je platný i pro 3D. Volila jsem dvě šířky modelů. První šířka modelů je rovna délce, na které se roznáší zatížení podle normy ČSN 73 0037. Šířka modelu pro danou pozici zatížení je rovna roznášecí délce pro druhé kolo nápravy. Tato šířka je označována jako 1L. Model s touto šířkou je na Obr. 35. Druhá šířka je pak rovna trojnásobku této délky, značím ji tedy 3L. Ukázka takového modelu je na Obr. 36.

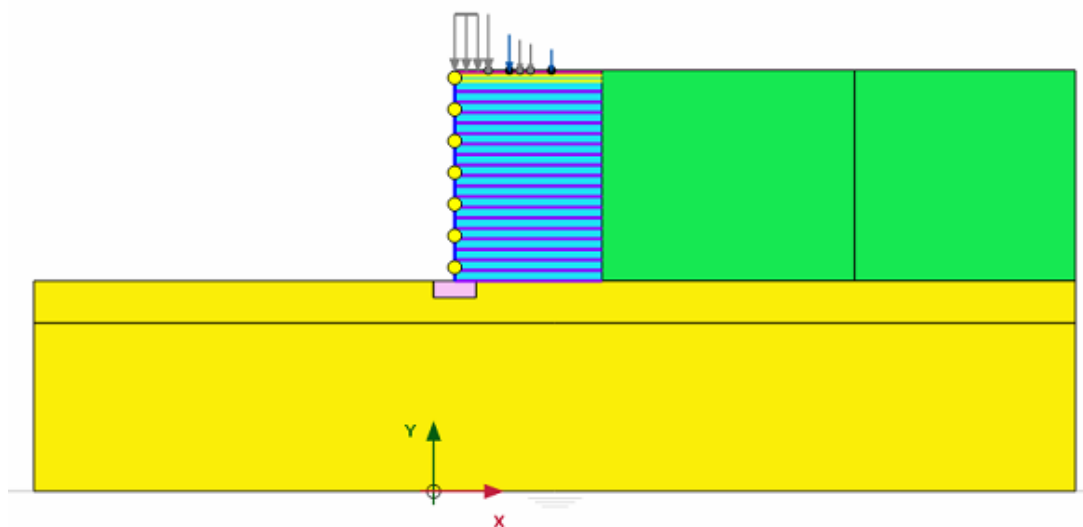
Konkrétní hodnoty délek, na kterých se roznáší zatížení a přepočet zatížení jsou spočítány v Tab.7. Podle rovnic (15) a (16). Šířky 3D modelů jsou v tabulce zvýrazněny tučně. Je tedy evidentní, že vzniklo celkem 6 modelů pro variantu bez kloubů a 6 pro variantu s klouby, dohromady tedy 12 3D modelů.

Současně bylo v každém 3D modelu namodelováno reálné zatížení modelem LM2, tedy náprava o definovaných kontaktních plochách a na něm definované napětí podle odstavce 3.1.3. Konkrétní příklad je vidět na Obr. 37.

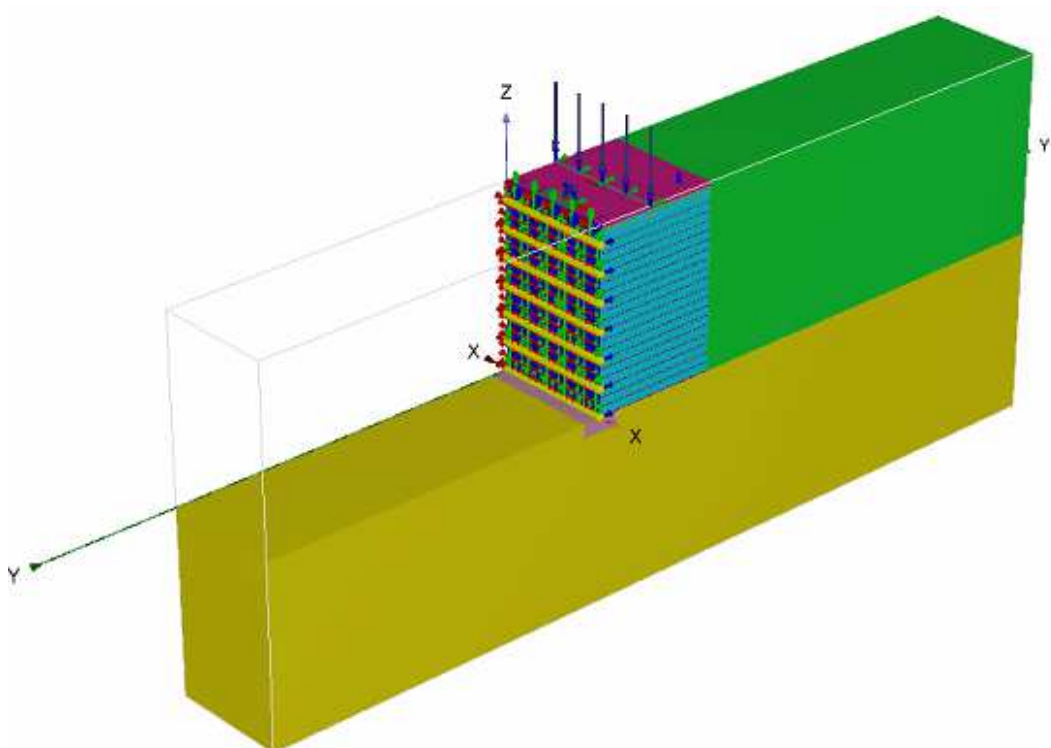
Změna pozice zatížení je viditelná jak z odstavce 3.1.3. a Obr. 21, tak z tabulky 7. Pro 2D modely jsou všechny polohy zatížení namodelovány v jednom modelu. Viz Obr. 33.

	f	roznášecí délka = 1L	3L
$a_1=0,5$ m	57 kN/m ²	2,55 m	7,65 m
$a_2= 1,0$ m	45 kN/m	3,55 m	10,65 m
$a_3= 2,0$ m	28,8 kN/m	5,55 m	16,65 m
$a_1'= 2,5$ m	24,43 kN/m	6,55 m	19,65 m
$a_2'= 3,0$ m	21,19 kN/m	7,55 m	22,65 m
$a_3'= 4,0$ m	16,75 kN/m	9,55 m	28,65 m

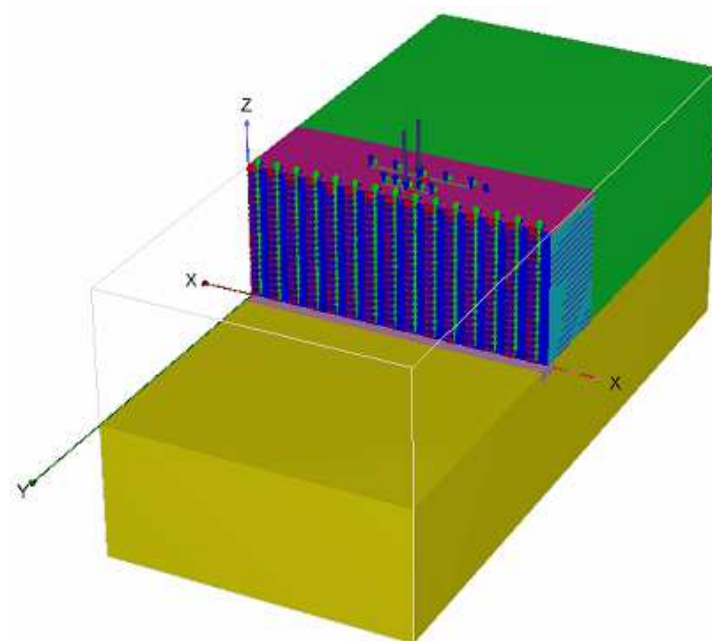
Tab 7: Náhradní zatížení a jeho roznášecí délky



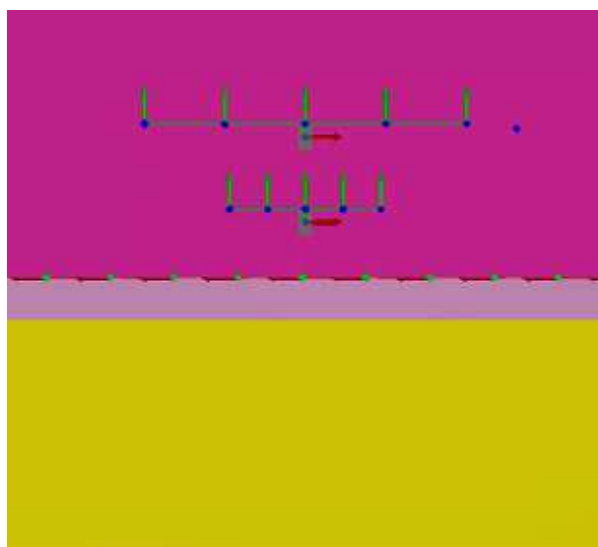
Obr. 34 Obrázek 2D modelu s klouby z programu Plaxis



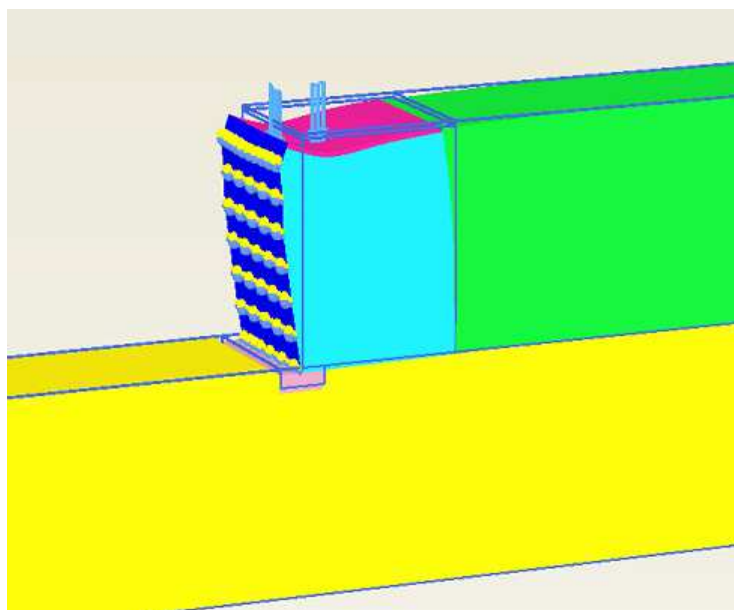
Obr. 35 3D model šířky 1L pro polohu zatížení $a=0,5m$



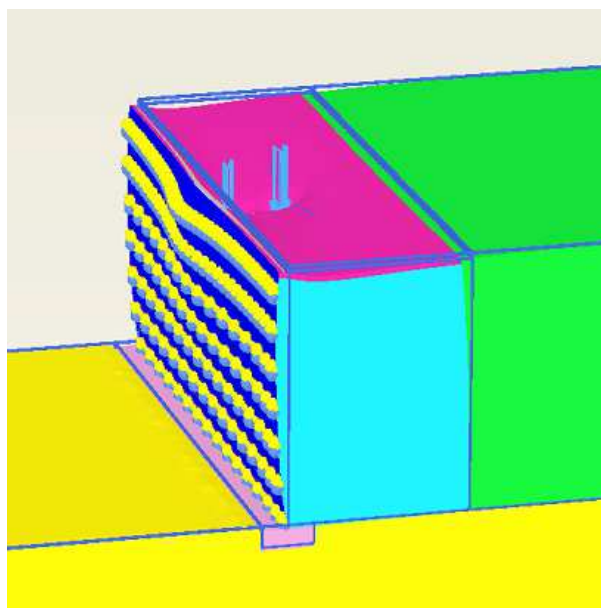
Obr. 36 3D model šířky 3L pro polohu zatížení $a = 1,0m$



Obr. 37 Půdorys: Zatížení přepočtené podle ČSN 73 0037 a zatížení přímo na definovanou plochu pro $a = 1,0 m$



Obr. 38 Zdeformovaný model šířky 1L pro $a=0,5\text{ m}$ po zatížení nápravou, zvětšeno 200 krát



Obr. 39 Zdeformovaný model šířky 3L pro $a=1,0\text{ m}$ po zatížení nápravou, zvětšeno 500 krát

5.2. Výsledky a jejich zhodnocení

5.2.1. Horizontální posun panelů

Jak modely s klouby, tak modely bez kloubů ukazují, že 2D modely vykazují větší deformace líce než modely 3D. Současně modely s klouby, které můžeme považovat za reálnější, vykazují vyšší deformace než bez kloubů. Přírůstky od zatížení jsou pro model šířky 3L menší. Tyto výsledky byly očekávány. A jsou názorně vidět v Tab. 8.

Na grafech je viditelný rozdíl mezi deformacemi modelů s klouby a bez kloubů. Např. Graf1. Bez kloubů se jedná o hladkou křivku. Na modelech s klouby jde vidět výrazný zlom horního panelu. Současně lze vidět, že maximální přírůstky nastávají v různých výškách pro modely s klouby a bez nich.

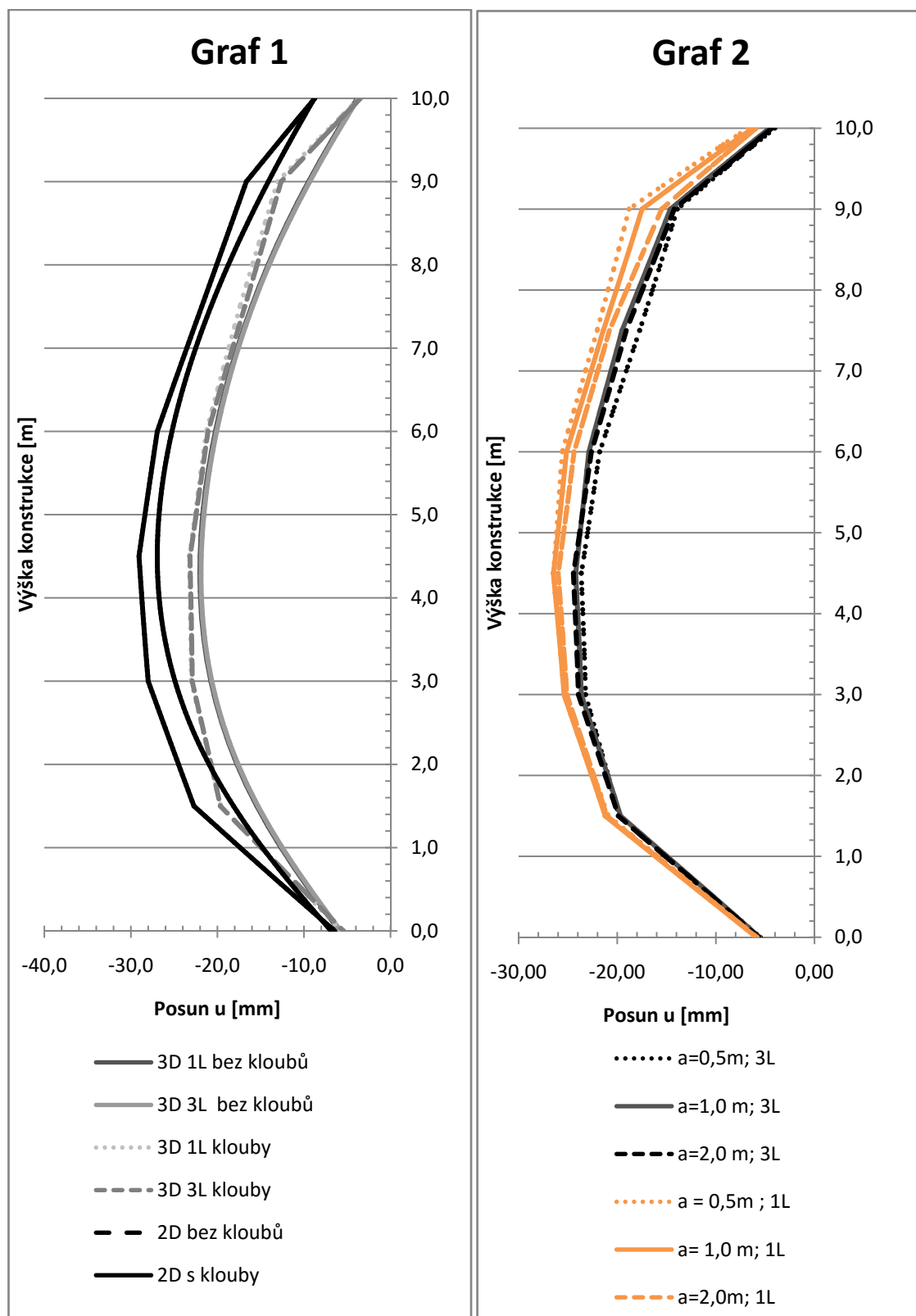
Která pozice zatížení je pro stěnu z hlediska posunů zatížení nejméně příznivá nelze jednoznačně z dosažených výsledků určit. Z 2D výsledků se dá usuzovat, že pozice 0,5 m a 1,0 m od okraje je na přírůstek deformací výrazně horší než vzdálenost 2,0 m od okraje. Na grafu 2 pro modely s klouby a zatížení zadané přímo jde naopak vidět, že nejmenší deformace vykazuje stěna právě pro pozici 0,5 m od okraje.

Pro přímou aplikaci zatížení na plochu 0,35 x 0,6 m jsou přírůstky pohybů panelů větší než při přepočtu podle ČSN 73 0037. Rozdíly jsou však do 1,5 mm (model s klouby 1L pro $a=1,0\text{m}$). Stejně výsledky lze odvodit i z Grafů 3-6. Je také vidět, že celková horizontální deformace je pro modely o šířce 3L pro všechny pozice a způsoby zadání téměř totožná. Rozdíly se více projeví u modelů s šířkou 1L. Stejně tak lze vidět, že do výšky 4 m od paty jsou téměř totožné. Největších rozdílů mezi jednotlivými pozicemi pro danou sadu modelů je vždy dosaženo v horní části konstrukce.

Nakonec jsem porovnála mé výsledky s měřením a modelováním, o kterém jsem psala v kapitole 2.4.1. Deformace pro Grafy 5 a 6 je na první pohled odlišná od Obr. 17, ovšem autoři dokumentu [9, str. 83] měnily i tuhost podloží a konstatují, že pro nižší tuhosti podloží se zvětšují posuny spodních panelů a současně se zmenšují posuny horních panelů. Moje podloží má poloviční tuhost jako to, pro které autoři vynesli závislost. S tímto poznatkem se dají výsledky považovat za přijatelné. Tvar deformace z měření, viz Obr. 18, je velmi podobný dosaženým výsledkům pro modely s klouby.

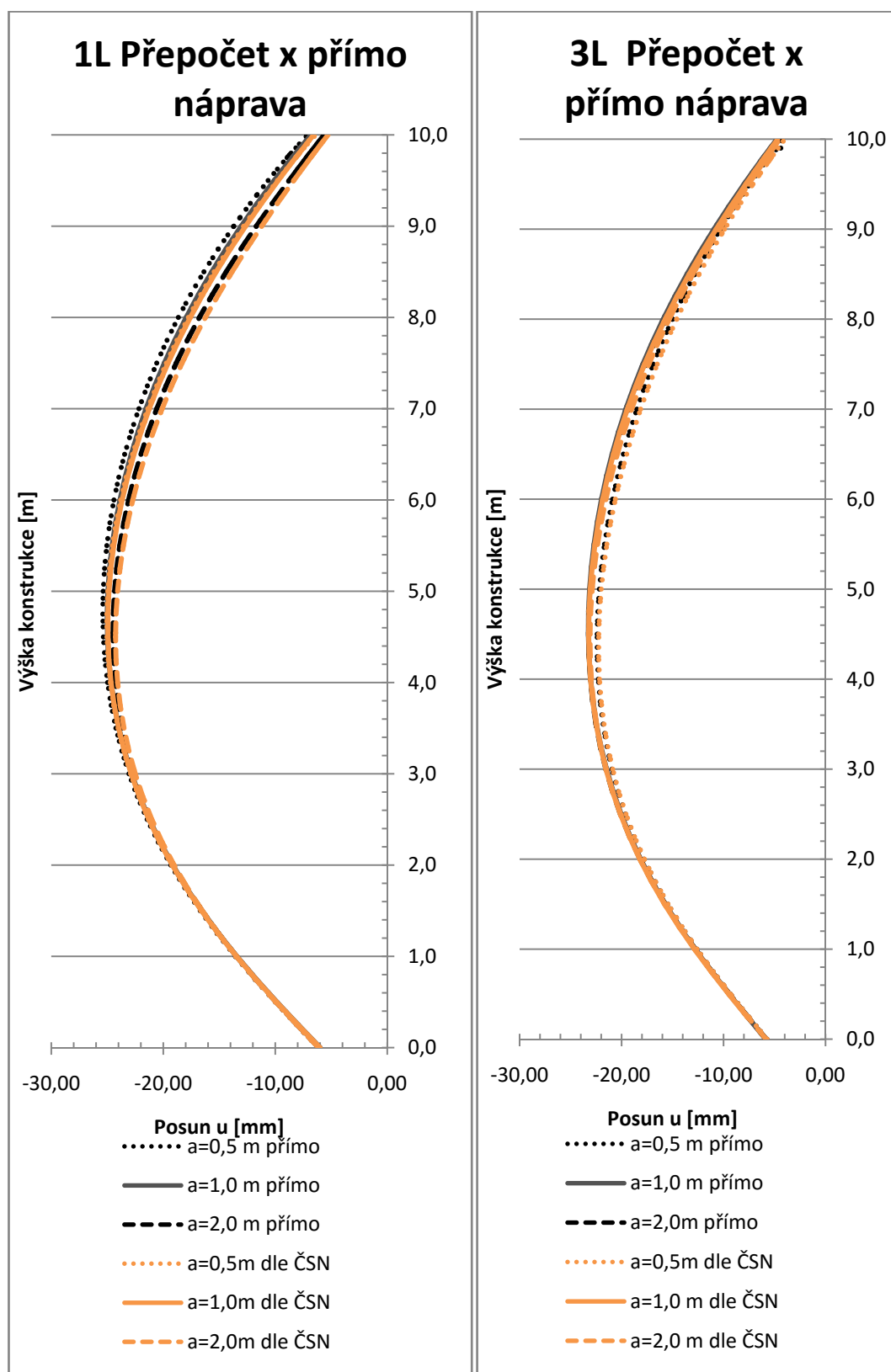
BEZ KLOUBŮ	2D	3D – 1L		3D - 3L	
		přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m	přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m
bez zatížení	-26,95	-22,04; -21,87; -21,95		-21,89; -21,91; -21,93	
a= 0,5 m a´=2,5 m	-6,30	-3,68	-4,55	-0,64	-1,07
a = 1,0 m a´=3,0 m	-6,69	-3,89	-4,22	-1,80	-1,98
a = 2,0 m a´=4,0 m	-4,01	-2,68	-3,13	-1,46	-1,73
S KLOUBY	2D	3D – 1L		3D - 3L	
		přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m	přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m
bez zatížení	-29,06	-23,34; -23,34; -23,45		-23,18; -22,89; -23,15	
a= 0,5 m a´=2,5 m	-8,57	-4,25	-5,75	-2,08	-1,28
a = 1,0 m a´=3,0 m	-7,95	-4,22	-4,86	-1,27	-2,52
a = 2,0 m a´=4,0 m	-4,32	-2,67	-3,38	-1,57	-1,84

Tab. 8 Výsledky posunů panelů, pro zatížení se jedná a přírůstky



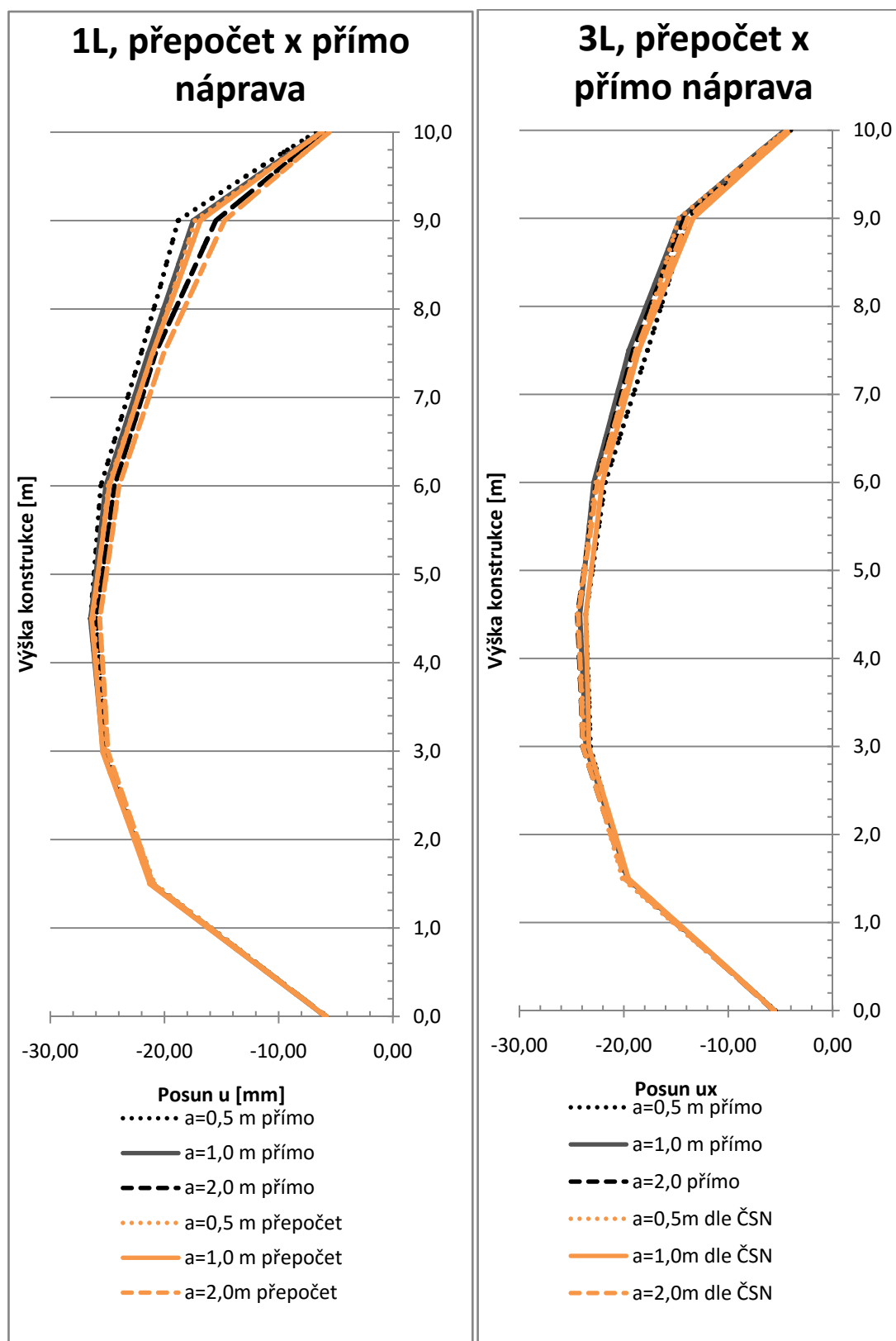
Graf 1: Posuny panelů bez zatížení

Graf 2: Posuny panelů pro modely s klouby od zatížení zadaného přímo



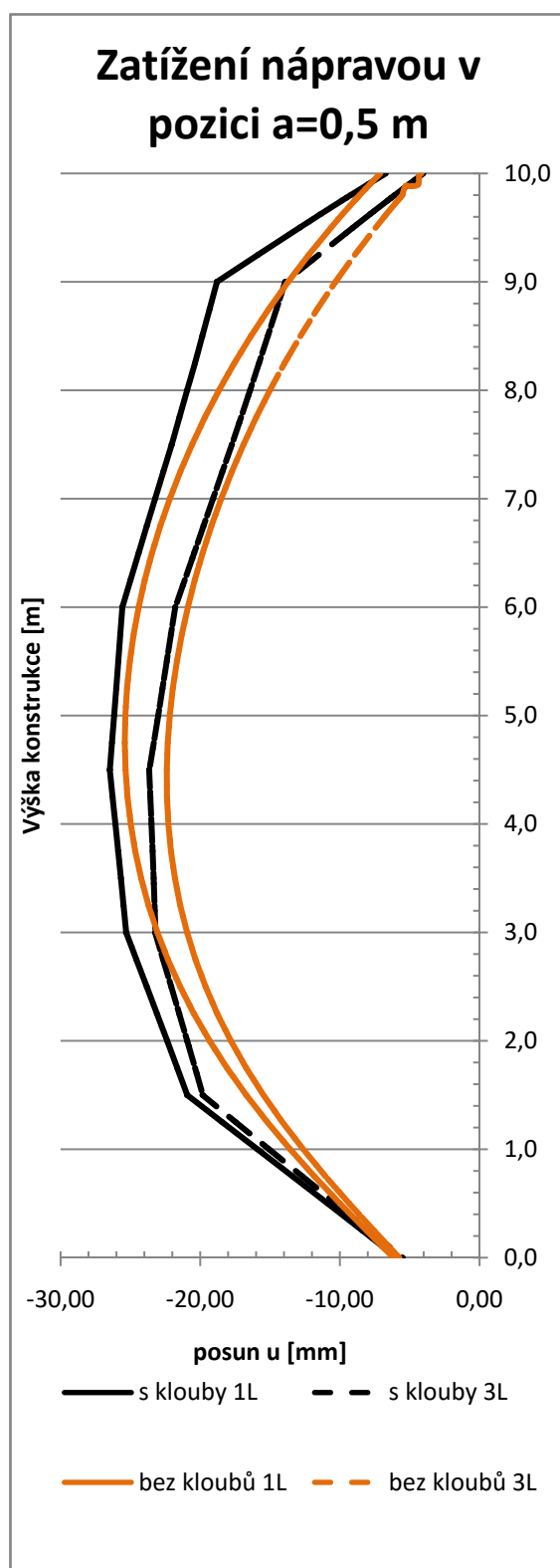
Graf 3: Posuny panelů pro modely bez kloubů 3D 1L

Graf 4: Posuny panelů pro modely bez kloubů 3D 3L

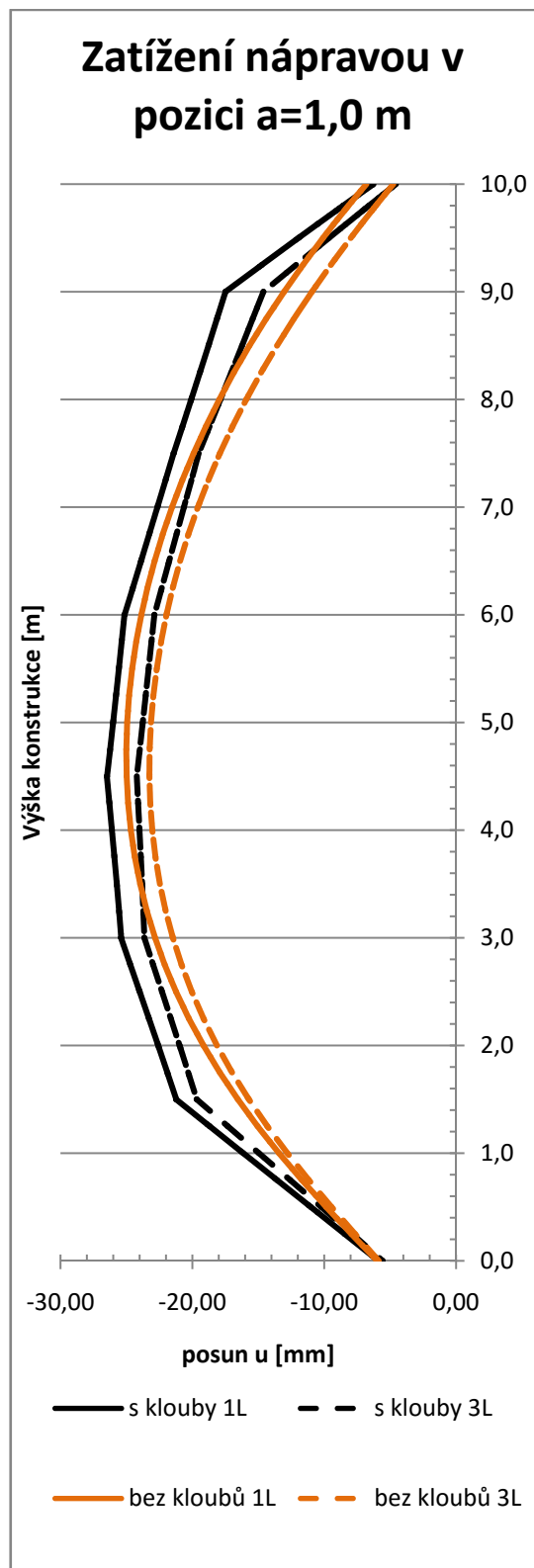


Graf 5: Posuny panelů pro modely s klouby 3D 1L

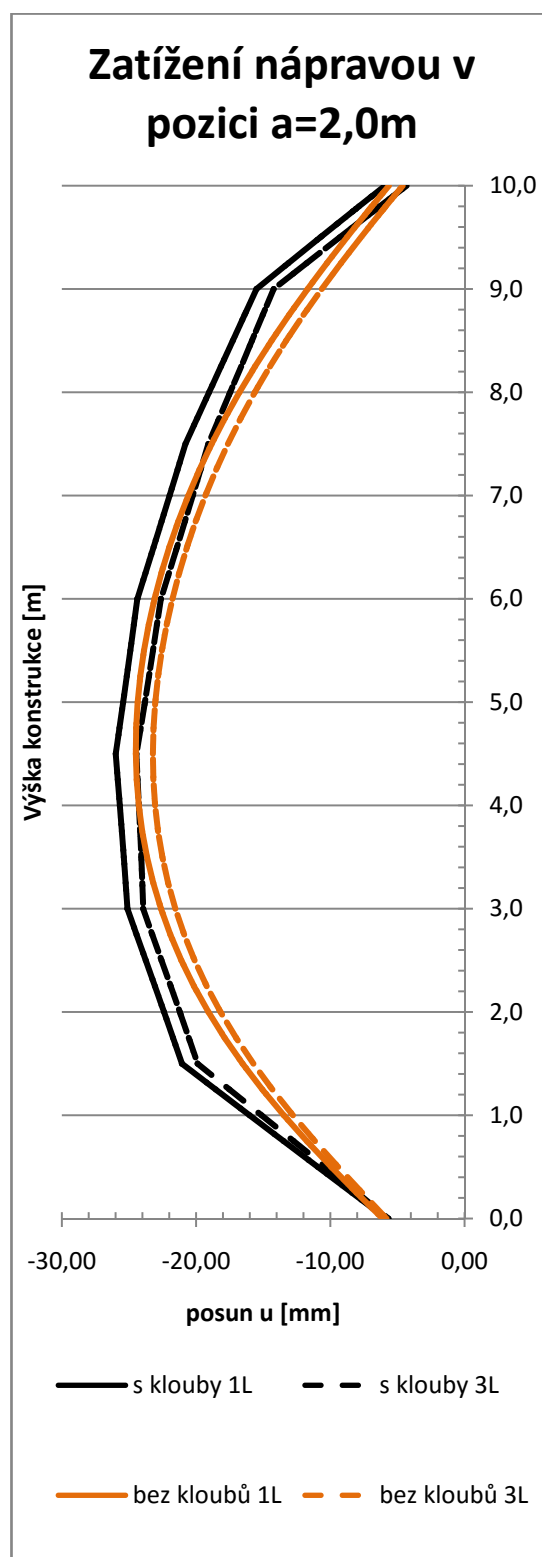
Graf 6: Posuny panelů pro modely s klouby 3D 3L



Graf 7: Posuny panelů od zatížení nápravou, $a = 0,5\text{ m}$



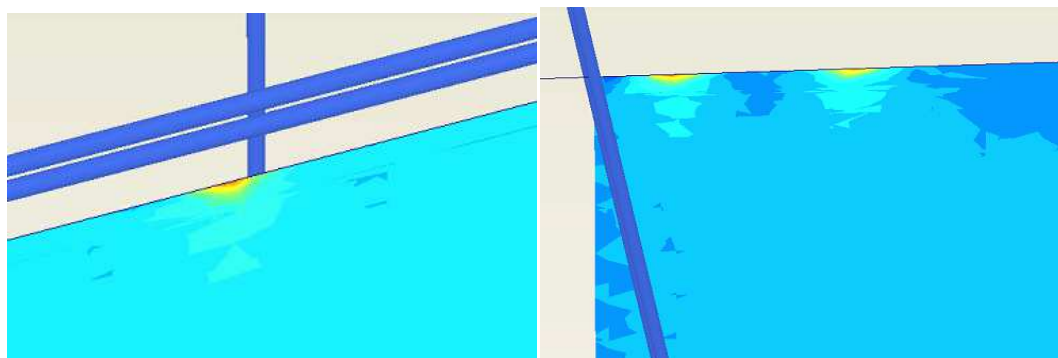
Graf 8: Posuny panelů od zatížení nápravou, $a = 1,0\text{ m}$



Graf 9: Posuny panelů od zatížení nápravou, $a = 2,0\text{ m}$

5.2.2. Napětí a jeho roznos

Maximální napětí σ_{zz} od koncentrovaného kolového zatížení, které bylo modelováno jen pro 3D je 1275 kN/m^2 a vymizí v řádu desítek centimetrů. Roznos se realizuje v horní vrstvě, která je pevnější. Pro všechny 3D modely je hodnota $\pm 50 \text{ kN/m}^2$. Otázka je, tak by se zatížení roznášelo, kdyby měla modelovaná vrstva jiné parametry.



a) Podélná řez

b) Příčný řez

Obr. 40 Roznos koncentrovaného kolového zatížení

5.2.3. Maximální osově síly ve výztuhách

Maximální osově síly ve výztuhách dosahují jen asi 15% N_p . Ve 2D modelech je dosaženo vyšších sil než u 3D modelů. Také platí, že pro modely s klouby jsou osově síly větší, asi tak o 3 kN/m.

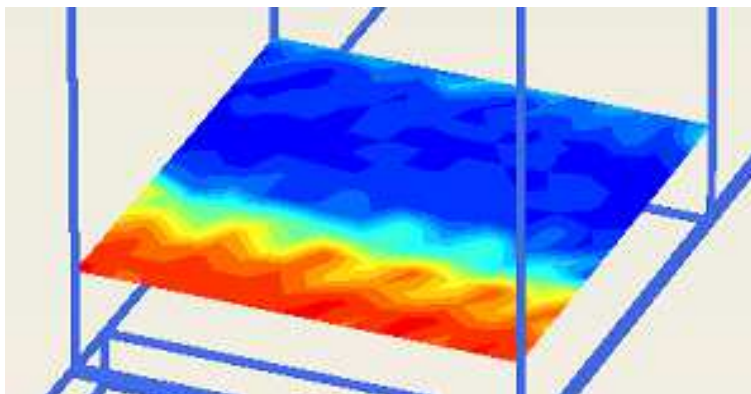
Pro modely s klouby je nejnamáhavější výztuha ve výšce 1,5m od paty konstrukce pro všechny typy modelů. Viz Tab. 9.

V tabulce 9 jde také vidět, že pro modely bez kloubů ve 2D a 3D 1L je nejnamáhavější výztuha cca ve výšce 4,5 m od paty konstrukce. Stejně tak pro 3D 3L a pozice zatížení $a=1,0 \text{ m}$ a $2,0 \text{ m}$. Pouze pro pozici $a=0,5 \text{ m}$ dostáváme největší síly od výšky 6 m nahoru. Tento výsledek do ostatních nezapadal, proto jsem se rozhodla blíže podívat na další síly pro model 1L a s pozicí zatížení $a=0,5 \text{ m}$. Po seřazení sil od největších jsem zjistila, že druhá až dvanáctá největší síla dosahuje velmi podobných hodnot jako první maximální. Těmito silami jsou namáhané výztuhy od 4,5m nahoru. V modelech s klouby jsem podobný trend pro pozici $a=0,5 \text{ m}$ zaznamenala také, ale ne tak výrazný. Lze tedy říct, že pro zatížení v pozici $a=0,5 \text{ m}$ jsou větší síly ve výztuhách, které jsou výš. A nejvíce se tento efekt projevil v modelech bez kloubů pro šířky 3L. Tento poznatek odpovídá zjednodušenému roznosu 2V:1H z předpisů FHWA, a který byl popsán v kapitole 2.4. .

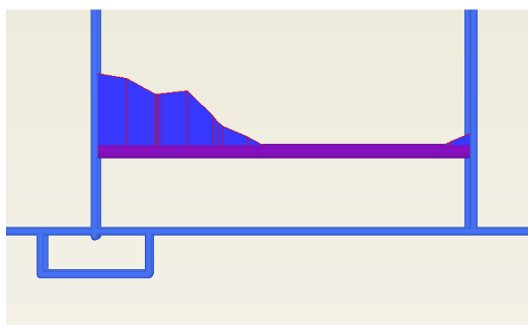
BEZ KLOUBŮ		2D	3D – 1L		3D - 3L	
			přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m	přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m
bez zatížení	F[kN/m]	16,04	11,91; 10,99; 12,31		10,92; 11,88; 11,75	
	h [m]	4,0	4,5; 3,0; 4,5		6,5; 4,5; 5,0	
a = 0,5 m a´=2,5 m	F [kN/m]	17,45	12,84	13,14	11,01	11,11
	h [m]	4,0	4,5	4,5	6,5	6,5
a = 1,0 m a´=3,0 m	F [kN/m]	18,25	12,02	12,01	12,43	12,48
	h [m]	5,0	3,0	3,0	4,5	4,5
a = 2,0 m a´=4,0 m	F [kN/m]	17,42	13,15	13,25	12,27	12,32
	h [m]	4,0	4,5	4,5	5,0	5,0
S KLOUBY		2D	3D – 1L		3D - 3L	
			přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m	přepočet dle ČSN 73 0037	ploška 0,35x0,6 m
bez zatížení	F [kN/m]	19,04	14,54; 14,70; 16,67		15,20; 13,34; 14,22	
	h [m]	1,5	1,5		1,5	
a = 0,5 m a´=2,5 m	F [kN/m]	20,27	15,22	15,38	15,46	15,25
	h [m]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
a = 1,0 m a´=3,0 m	F [kN/m]	20,77	15,64	15,59	13,46	13,59
	h [m]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
a = 2,0 m a´=4,0 m	F [kN/m]	20,25	17,55	17,61	14,63	14,58
	h [m]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5

Tab. 9: Největší síly v geomřížích a jejich pozice od paty konstrukce

Průběh sil v horních třech geomřížích jsem vynášela pro 3D modely šířky 1L a pro 2D modely. Vynesla jsem čtyři sady modelů. S klouby, bez kloubů a pro pozici zatížení $a=1,0$ m a $a=2,0$ m. Obecně je vidět, že osově síly dosahují svého maxima na lici konstrukce. Toto platí i pro nejnamáhavější výztuhy (Obr. 45). Pro 2D jsou osově síly u lici konstrukce větší než ve 3D a jsou zde výrazné nárůsty osových síl přímo pod zatížením. Od zatížení zadaného přímo jsou hodnoty osových síl v geomřížích vždy větší než od zatížení zadaného podle ČSN 73 0037. Ze série grafů si můžeme všimnout, že síly v 1. a 2. výztuze shora jsou výrazně menší než ve 3. výztuze. Také jde vidět, že charakter křivek je pro danou pozici stejný, ať jde o model s klouby nebo bez nich. Liší se tím, že špičky osových síl od zatížení jsou pro modely s klouby větší. Tento poznatek koresponduje s tím, že celkově jsou síly ve výztuhách větší pro modely s klouby.

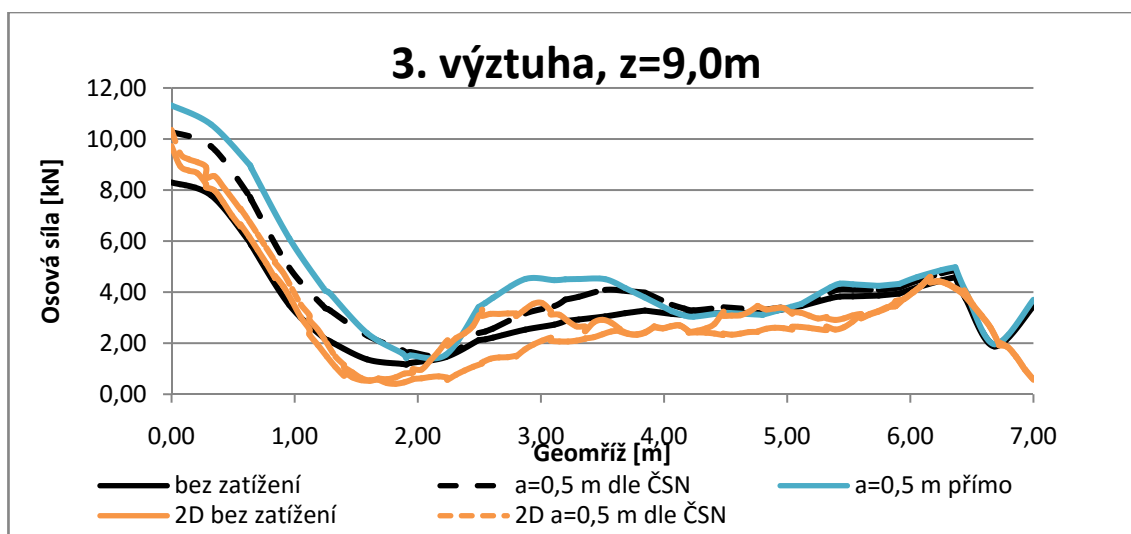
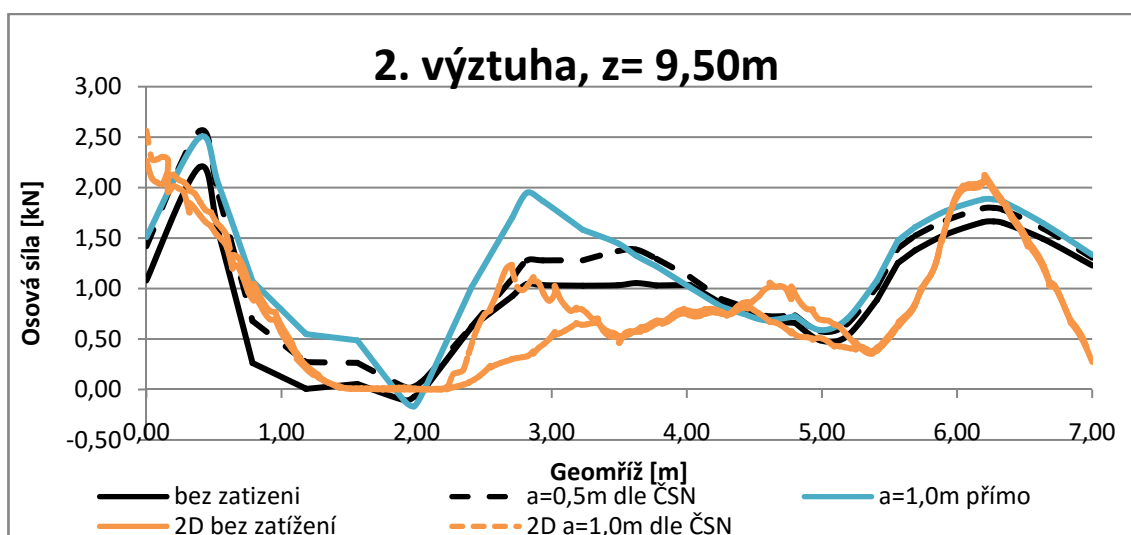
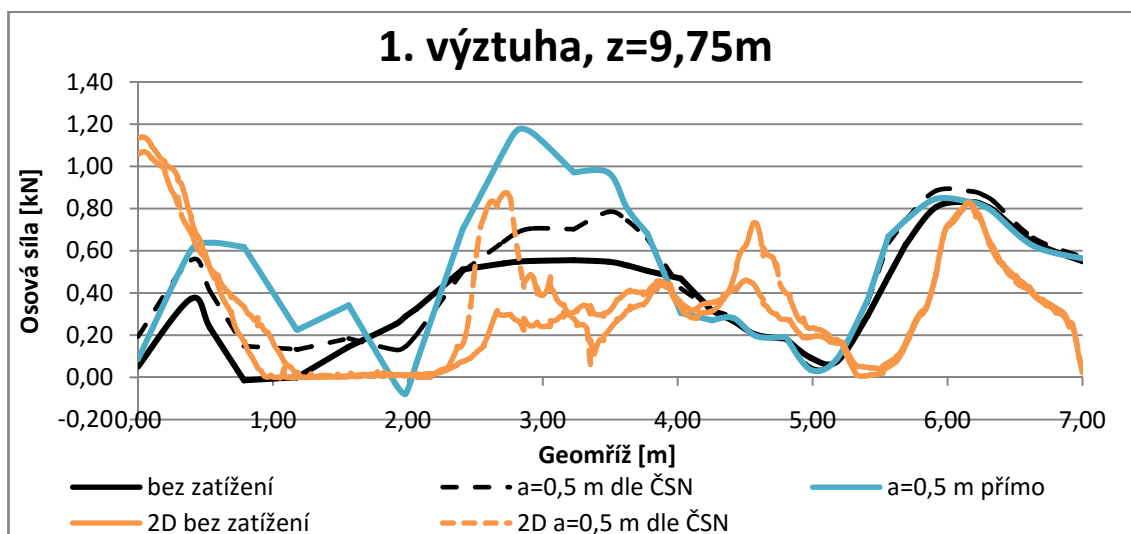


Obr. 41 Zobrazení osově síly v nejnamáhavější výztuze pro model 1L $a=0,5$ m

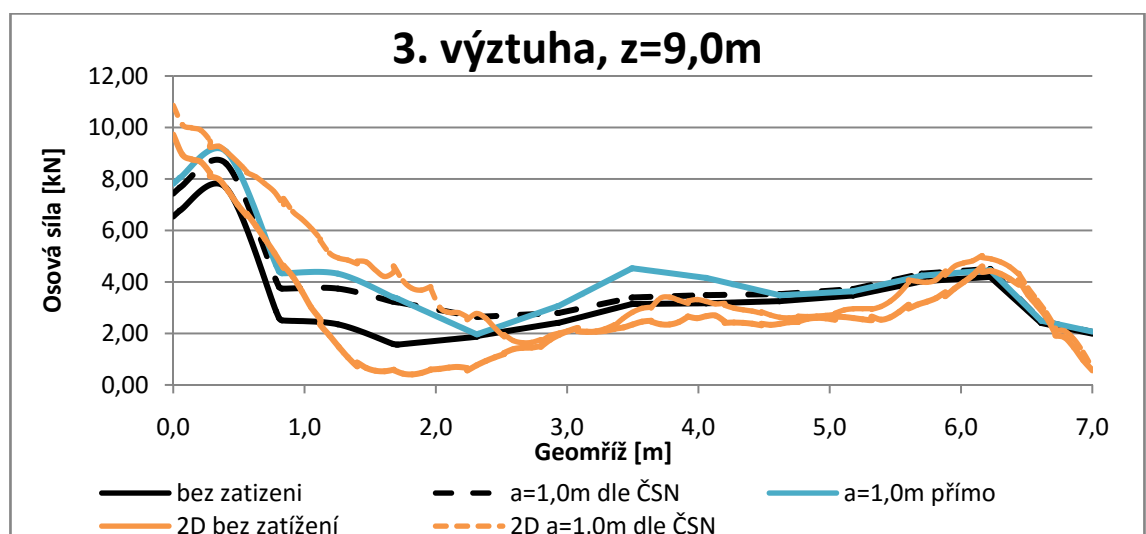
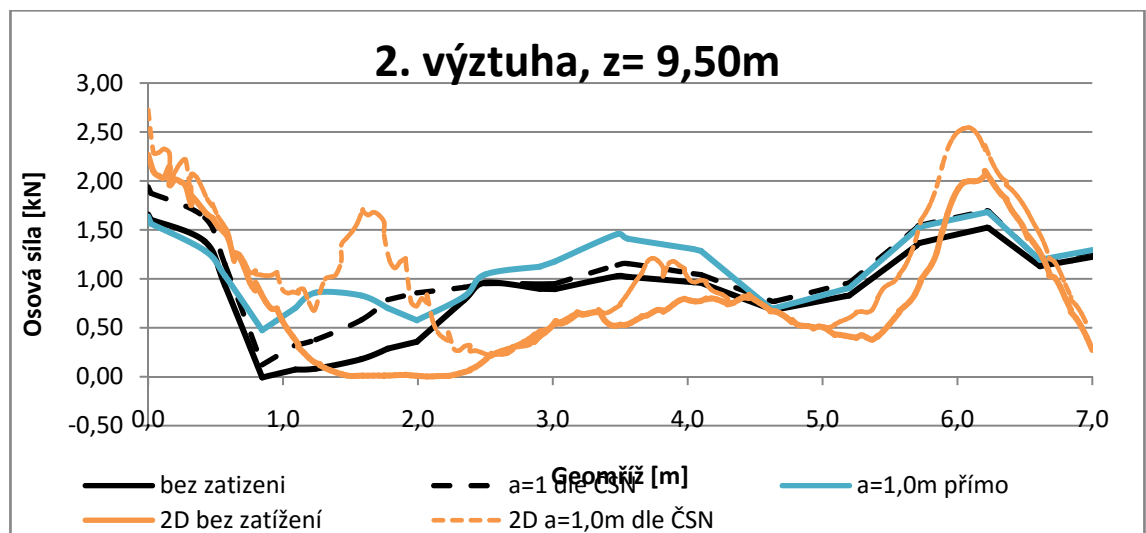
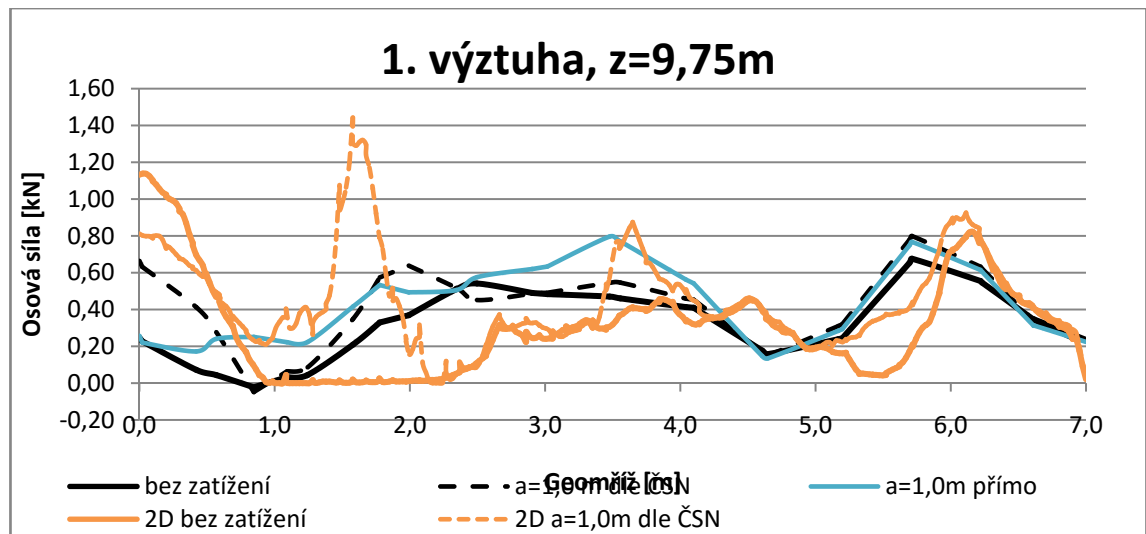


Obr. 42 Průběh osově síly po délce nejnamáhavější výztuhy

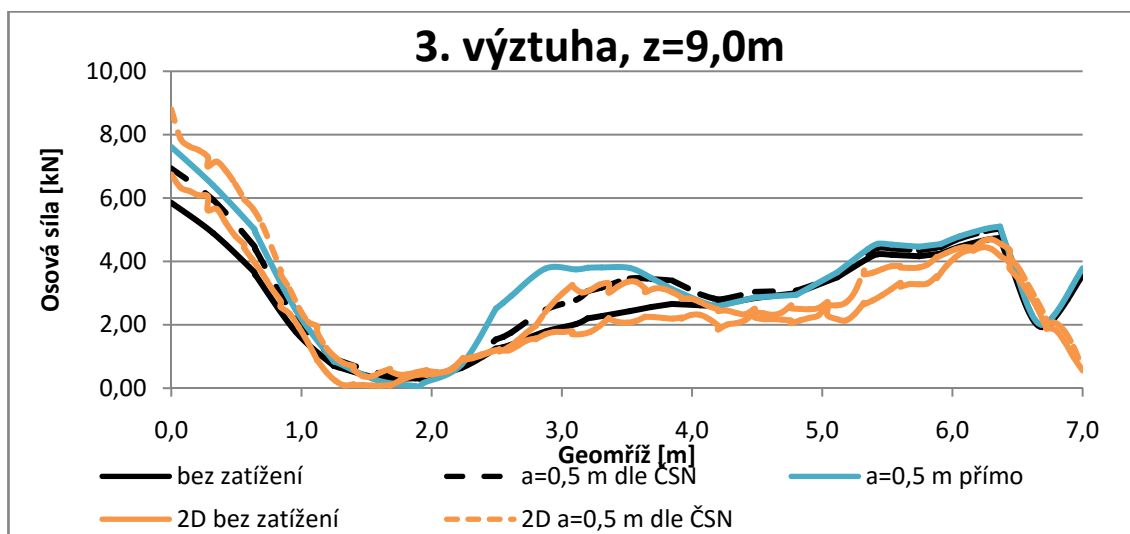
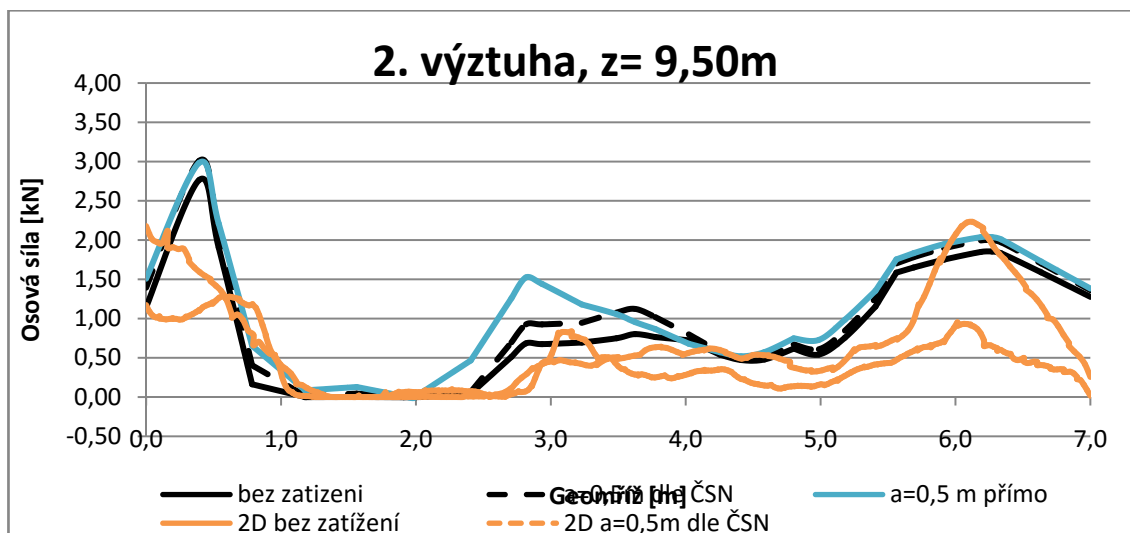
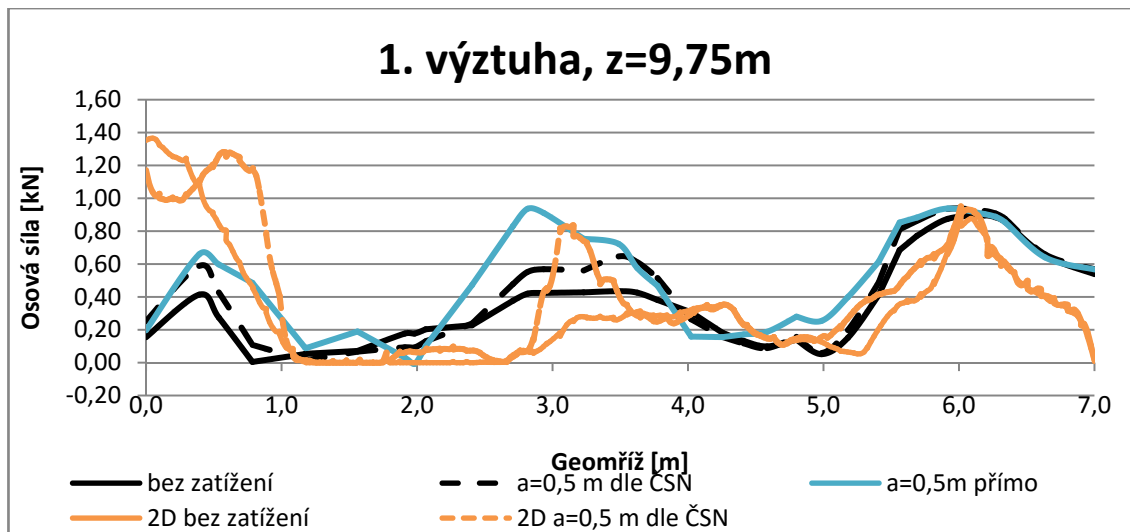
- Průběh osových sil v prvních třech výztuhách pro 3D model 1L a 2D s klouby, $a=0,5$ m



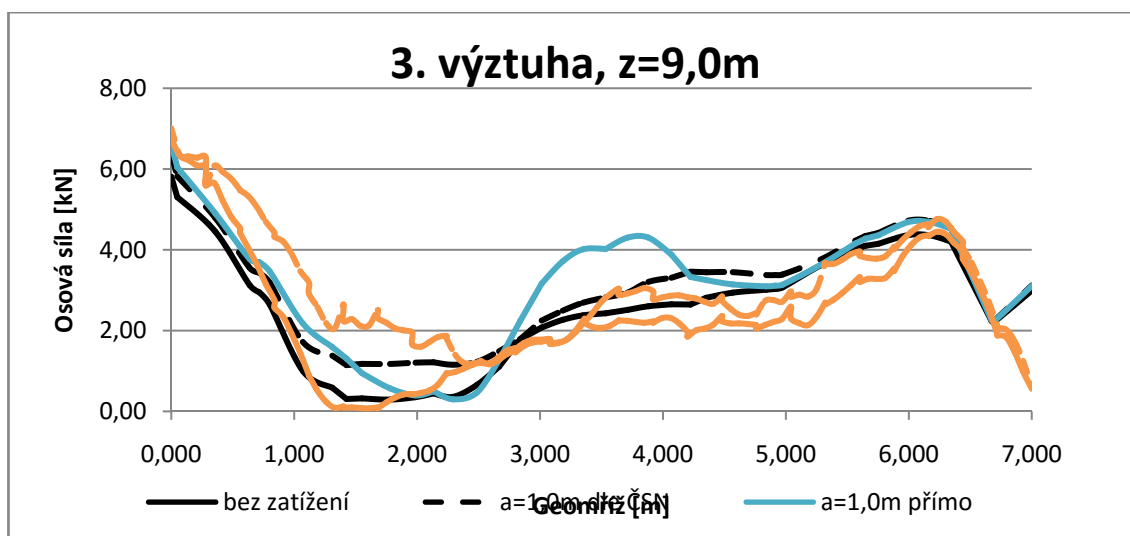
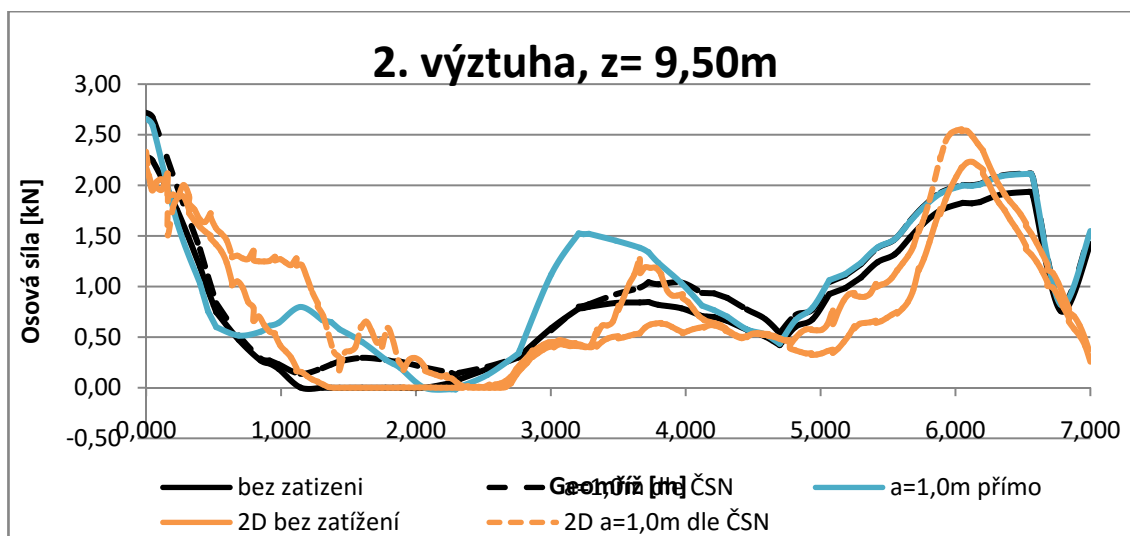
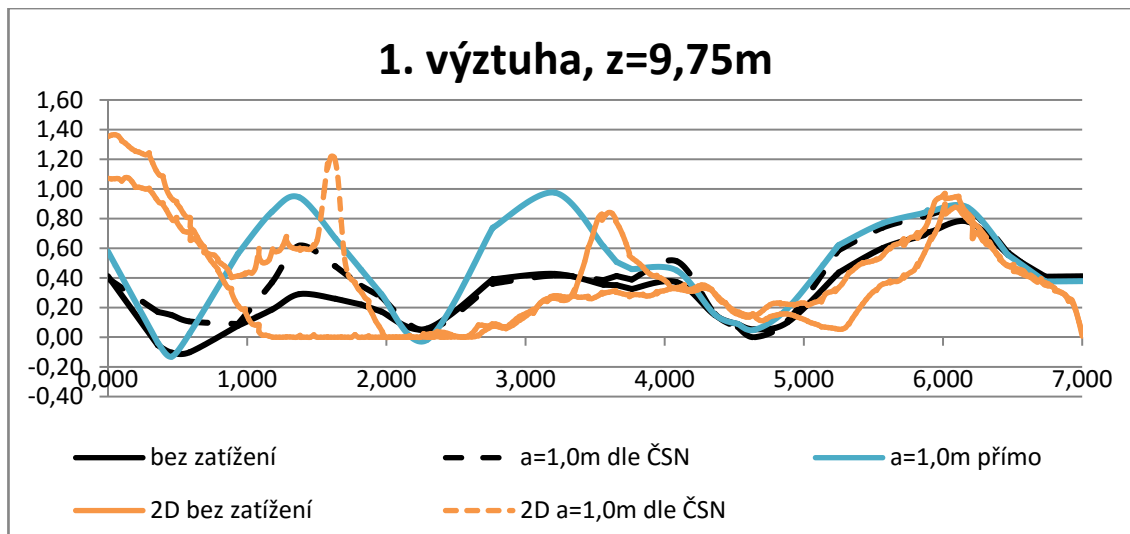
- Průběh osových sil v prvních třech výztuhách pro 3D model 1L a 2D s klouby, $a=1,0\text{m}$



- Průběh osových sil v prvních třech výztuhách pro modely 3D 1L a 2D bez kloubů a $a=0,5$ m



- Průběh osových sil v prvních třech výztuhách pro modely 3D 1L a 2D bez kloubů a $a=1,0\text{m}$



6. ZÁVĚR

V práci jsem se zabývala studií vyztuženého zeminového bloku pod koncentrovaným zatížením. Jedná se o prostorovou úlohu, kterou lze zjednodušit pomocí normy ČSN 73 0037. Práci jsem řešila pomocí numerického modelování v programu PLAXIS, která využívá metodu konečných prvků. Práce byla modelována jak pro 2D, tak pro 3D. Vznikly dvě sady modelů. Jednodušší bez kloubů a složitější s klouby. Měnila se pozice zatížení a způsob, jakým bylo zadáno. Zadávala jsem ho buď podle zjednodušení z normy, nebo přímo definovanou nápravou vozidla. Cílem bylo porovnat rozdíly mezi 2D a 3D modely a zatížením zadaným přímo nebo podle normy.

Při modelování se objevily potíže s doiterováním výpočtu konstrukce při použití přechodových prvků ("interface") mezi jednotlivými materiály. Pro geomříže a použitý hrubozrnný materiál je nezadání těchto prvků akceptovatelné vzhledem k faktu, že dojde k zaklínění zrn kameniva do struktury geomříže.

Další potíže se objevily při modelování kloubového spojení ve 3D. Pro spoje je na výběr z možností "fixed" a "free", tedy tuhý a volný. V manuálu k softwaru se nelze dočíst, jak spoj nastavit pro požadované chování. Metodou pokus omyl a analýzou výsledků bylo zvoleno nastavení hodnoty „free“ pro všechny směry.

Výsledky ukázaly, že 2D modely jsou pro praxi dobře použitelné a to i pro analýzu koncentrovaného zatížení. Výpočet těchto modelů je mnohem rychlejší než výpočet 3D modelů a dosažené výsledky jsou méně příznivé než u přesnějšího (3D) řešení.

Modely s klouby prokazatelně více odpovídají skutečnému chování konstrukce. Analýza 3D výsledků ukázala, že posuny panelů jsou pro zatížení zadané přímo nápravou větší, než pro ekvivalent přepočtený podle normy. Ale s velmi malými rozdíly.

Pokud budeme modely s klouby a zatížením zadaným přímo považovat za nejbližší reálnému chování konstrukce, potom lze říct, že pro úzké konstrukce je nejméně příznivá pozice zatížení nejbližší k okraji. Toto ale už nebude platit pro konstrukce, kde je dostatečný prostor k roznosu (3L).

Ve výztuhách se aktivuje velmi malá tahová síla oproti té, kterou dokáže výztuha přenést. Toto zjištění je v souladu s výsledky z monitoringu přímo na výztuhách. Herle změřil deformace na výztuhách a ty dosahují jen 0,4%, případně

0,7% s predikcí na 100 let.[21] Dosažená síla ve výztuže je potom přímo úměrná tuhosti výztuhy EA a přetvoření podle Herleho.

Síly v geomřížích jsou nejvyšší u líce konstrukce, pro modely s klouby jsou vyšší a ve výšce 1,5 m nad základem. Pro modely bez kloubů jsou nejnamáhanější výztuhy ve výšce 4,5 m nad základem.

Napětí se pro koncentrované zatížení a zadané parametry rozeslo velmi rychle.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] KLIMEŠ, Pavel. Vývoj vyztužených svahů a představení systému Tensartech GreenSlope. *Geomat* [online]. Brno, 2014 [cit. 2015-12-31]. Dostupné z: Vývoj vyztužených svahů a představení systému Tensartech GreenSlope
- [2] MIČA, Lumír. *Zemní konstrukce*. 1. Brno: Ústav geotechniky, 2009, s. 135-176.
- [3] VANÍČEK, Ivan. Armované zeminy: mezní stavy při aplikaci na zemní svahy, opěrné stěny a mostní opěry. Brno: Akademické nakladatelství CERM, [2002], iv, 115 s. ISBN 80-7204-225-4
- [4] *Geomat: Reference* [online]. Brno, 2014, 2015 [cit. 2016-01-09]. Dostupné z: <http://www.geomat.cz/reference/>
- [5] VANÍČEK, Ivan a Martin VANÍČEK. *Earth structures: in transport, water and environmental engineering*. Dordrecht]: Springer, 2008, xii, 637 s.: il., tab. ISBN 978-1-4020-3963-8.
- [6] *KOROZE A DEGRADACE MATERIÁLŮ* [online]. 2009, 24. 2. 2009, s. 2-22 [cit. 2016-01-09]. Dostupné z: http://old.vscht.cz/met/stranky/vyuka/predmety/koroze_materialu_pro_restauratory/kadm/pdf/3_1.pdf
- [7] WU, Jonathan T. H., Kevin Z.Z. LEE a Sam B. HELWANY. *Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing*. 1. Washington, D. C.: Transportation Research Board, 2006. ISBN 0-309-09845-9. ISSN 0077-5614.
- [8] Návrh konstrukce. *PK-WALL: vyztužené opěrné stěny, zdi a jiná zemní tělesa* [online]. 2009, 2015 [cit. 2015-12-31]. Dostupné z: http://www.opernezdi.cz/index.php?content=pkwall_navrh

[9] ZEYGOLIS, Ioannis a Philippe L. BOURDEAU. *Mechanically Stabilized Earth Wall Abutments for Bridge Support: Final report*. 1. West Lafayette: Joint Transportation Research Program, 2007. ISBN 9781622601639.

[10] WEIGLOVÁ, Kamila. *Mechanika zemin*. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007, 186 s. ISBN 978-80-7204-507-5.

[11] *Zatížení stavebních konstrukcí - Příručka k ČSN EN 1991: TP 1.12* [online]. 1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009PDF, s. 101-114 (kap.7) [cit. 2015-12-13]. ISSN 1805-6032. Dostupné z: http://www.profesis.cz/files//dokumpdf/tp1.12/tp1.12_kap7.pdf

[12] ČSN 73 0037. *Zemní tlak na stavební konstrukce*. 1. 1990.

[13] ReSSA (3.0): Information. *ADAMA ENGINEERING* [online]. 2015, 2015 [cit. 2016-01-09]. Dostupné z: <https://www.geoprograms.com/ressaindex.htm>

[14] LECHCHINSKY, Dov. An Example of Using ReSSA in Complex Geometry of Reinforced Tiered Slope. *ADAMA ENGINEERING* [online]. 2001 [cit. 2016-01-09]. Dostupné z: <https://www.geoprograms.com/downloads/>

[15] Metoda konečných prvků. In: *Wikipedia* [online]. 2015 [cit. 2016-01-10]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Metoda_kone%C4%8Dn%C3%BDch_prvk%C5%AF

[16] PLAXIS 3D. *Scientific manual* [online]. 2015, 204 s. Dostupné také z: <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/>

[17] PLAXIS 3D. *Material models manual* [online]. 2015, 204 s. Dostupné také z: <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/>

[18] *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis*. 1. vyd. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014, 62 s. ISBN 978-80-214-4938-1.

[19] PLAXIS 2D. *Reference manual* [online]. 2015, 204 s. Dostupné také z: <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/manuals/>

[20] PLAXIS 3D. *Reference manual* [online]. 2015, 204 s. Dostupné také z: <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/>

[21] HERLE, Vítězslav. DLOUHODOBÉ CHOVÁNÍ VYZTUŽENÝCH ZEMNÍCH KONSTRUKCÍ. In: Igs Česká republika [online]. 2006 [cit. 2016-01-14]. Dostupné z: <http://www.igs.cz/igs-seminare/herle-2006.pdf>

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

A	Plocha [m ²]
a	Pozice prvního kola nápravy
a'	Pozice druhého kola nápravy
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials Americké sdružení pro dálnice a dopravu
B _{eff}	Efektivní šířka [m]
b	šířka plošky kola ve směru kolmém na líc kce [m]
c	Soudržnost [Pa = m ⁻¹ ·kg·s ⁻²]
cos	Cosinus úhlu
CBR	California Bearing Ration, tj. kalifornský poměr únosnosti
e _b	Excentricita zatížení [m]
E	Youngův modul pružnosti [Pa]
EA	Tuhost výztuhy
f	Náhradní zatížení podle normy ČSN 73 0037
F	Síla [-]
FS	Stupeň stability
FHWA	Federal Highway Administration, něco jako správa cest v USA
h	Výška konstrukce od shora
H	Celková výška konstrukce nebo horizontální síla
HDPE	Vysokohustotní polyethylen
I	Moment setrvačnosti
K _a	Koeficient zemního tlaku
l	Délka plošky kola ve směru rovnoběžném s lícem kce [m]
L	Délka, na které působí náhradní zatížení f
M _{stab}	Moment stabilizující konstrukci [Nm = kg·m ² ·s ⁻²]
MKP	Metoda konečných prvků
M _{dest.}	Moment nestabilizující konstrukci [Nm= kg·m ² ·s ⁻²]
N	Osová síla ve výztuze [N]
např.	Například
Obr.	Obrázek
p	Tlak od kola [Pa]

PP	Polypropylen
PE	Polyethylen
PET	Polyester
PVA	Polyvinylalkohol
q	Zatížení na ploše od síly [N/m/m]
Q	Síla na nápravu
S_a	Aktivní zemní tlak
str.	Strana
t	čas
T	Krátkodobá pevnost výztuhy
tg	Tangenta úhlu
Tab.	Tabulka
tj.	To je
tzv.	Takzvaný
V	vertikální síla [kN]
VŠCHT	Vysoká škola chemicko-technologická
z	výška konstrukce od paty [m]
%	Procenta
Σ	Suma, součet řady
α	součinitel posunutí [-]
ε	relativní prodloužení
ν	Poissonovo číslo
τ	Smyková napětí
σ	Napětí
γ	Objemová tíha zeminy [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3} = \text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-2}$]
Δ	Změna, část
φ	Úhel vnitřního tření [°]
Ψ	Úhel dilatance [°]
μ	Součinitel tření

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Líc z betonových tvarovek	Obr. 2 Líc z betonových panelů [4].....	12
Obr. 3 Zelený lín [4]	Obr. 4 Líc ze skládaného kameniva [4].....	12
Obr. 5 Obalované čelo [5, str. 136]		13
Obr. 6 Stavba mostu v Královci [4]	Obr. 7 Zárodek geomříže v panelu [4].....	13
Obr. 8 Podepření panelů během výstavby [4]		14
Obr. 9 Pracovní diagram geosyntetika [3, str. 10]		16
Obr. 10 Pracovní diagramy různých materiálů, používaných jako výztuha do zemin (podle Jonese) [5, str. 140].....		17
Obr. 11 Přetvoření jako funkce času [3]		17
Obr. 12 Vnitřní stabilita [8].....		20
Obr. 13 Vnitřní stabilita [8].....		20
Obr. 14 Globální stabilita [8].....		20
Obr. 15 Zatížení pružného poloprostoru osamělou silou [10, s. 112].....		22
Obr. 16 Roznos vertikální síly podle AASTHO [9, str. 22]		23
Obr. 17 Horizontální posun líce z 2D modelu z Final report [9, str. 100].....		24
Obr. 18 Horizontální posun líce z polní zkoušky [7, str.37]		24
Obr. 19 Příčný řez modelovanou konstrukcí		26
Obr. 20 Model zatížení LM 2 [11, str. 109]		27
Obr. 21 Pozice zatížení		27
Obr. 22 Výpočet náhradního zatížení [11].....		28
Obr. 23 Printscreen hlavního menu programu ReSSA.....		33
Obr. 24 Geometrie modelu v programu Ressa.....		34
Obr. 25 Kruhová smyková plocha		35
Obr. 26 „Safety Map“ pro usmýknutí po výztuze		35
Obr. 27 „Safety Map“ pro polygonální smykové plochy.....		36
Obr. 28 Všechny nejkritičtější smykové plochy		36
Obr. 29. Trojúhelníkové prvky, • uzly, X body pro výpočet napětí[15; str. 37, 38]		38
Obr. 30. Prvek pro interface a čtyřstěn • uzly, X body pro výpočet napětí [15, str. 39, 41]		38
Obr. 31 Podstata lineárně elastického - perfektně plastického modelu [16, str. 31].....		39
Obr. 32 Uzly (nodes) a napěťové body (stress points) pro 2D geomříže [18, str. 76] ...		40
Obr. 33 Kladné osově síly v geomříži [19, str. 295]].....		41
Obr. 34 Obrázek 2D modelu s klouby z programu Plaxis.....		44

Obr. 35 3D model šířky 1L pro polohu zatížení $a=0,5\text{m}$	44
Obr. 36 3D model šířky 3L pro polohu zatížení $a = 1,0\text{m}$	45
Obr. 37 Půdorys: Zatížení přepočtené podle ČSN 73 0037 a zatížení přímo na definovanou plochu pro $a= 1,0\text{ m}$	45
Obr. 38 Zdeformovaný model šířky 1L pro $a=0,5\text{ m}$ po zatížení nápravou, zvětšeno 200 krát	46
Obr. 39 Zdeformovaný model šířky 3L pro $a=1,0\text{m}$ po zatížení nápravou, zvětšeno 500 krát	46
Obr. 40 Roznos koncentrovaného kolového zatížení.....	54
Obr. 41 Zobrazení osově síly v nejnamáhanější výztuze pro model 1L $a=0,5\text{ m}$	56
Obr. 42 Průběh osově síly po délce nejnamáhanější výztuhy	56

SEZNAM PŘÍLOH

1. ZPRÁVA Z PROGRAMU RESSA