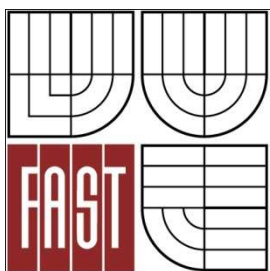




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

SROVNÁVACÍ ANALÝZA MODELOVÁNÍ POHLEDOVÉHO ČELA VYZTUŽENÉHO NÁSYPU

COMPARATIVE ANALYSIS OF MODELLING OF REINFORCED EMBANKMENT FACE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

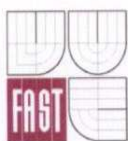
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. FRANTIŠEK FRYŠ

VEDOUcí PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. JIŘÍ BOŠTÍK, Ph.D.

BRNO 2013



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. František Fryš
Název	Srovnávací analýza modelování pohledového čela vyztuženého násypu
Vedoucí diplomové práce	Ing. Jiří Boštík, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2012
Datum odevzdání diplomové práce	11. 1. 2013

V Brně dne 31. 3. 2012

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



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

Podklady a literatura

Podklady budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Literatura:

- [1] Plaxis 2D – Version 9.0, manual, 2008, Plaxis bv
- [1] Koerner, Robert M.: Designing with geosynthetics, 4th ed., Prentice Hall, 1999, 761 s.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Náplní diplomové práce (DP) by mělo být srovnání různého typu modelování lícního prvku (betonový panel, betonové bloky) u zemní konstrukce vyztužené geosyntetikem a jeho případný vliv na interpretaci výsledků. Dále by měla být pozornost zaměřena na zhodnocení výhod a nevýhod použití daného typu modelování.

Při vypracování DP vycházejte ze zadaných podkladů, pokynů vedoucího diplomové práce a další relevantní odborné literatury.

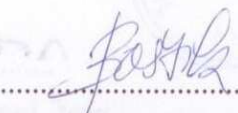
Při zpracování DP se držte následujících zásad:

1. Rozbor řešené problematiky
2. Aplikace jednotlivých postupů modelování
3. Zhodnocení získaných výsledků

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).


.....
Ing. Jiří Boštík, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce se zabývá numerickým modelováním opěrné stěny z vyztužené zeminy. Úvod práce tyto konstrukce obecně charakterizuje a popisuje různé varianty provedení čela. V další části je obecně popsáno modelování jednotlivých prvků konstrukce v programu Plaxis 2D. Následně je modelována reálná opěrná stěna, přičemž jsou porovnávány různé varianty modelování samotného pohledového čela.

KLÍČOVÁ SLOVA

Vyztužená zemina, opěrná stěna z vyztužené zeminy, geomříž, modelování, Plaxis 2D

ABSTRACT

The thesis deals with numerical modeling of reinforced earth wall. The first part of the thesis characterizes and describes these constructions in general and also describes variations of their faces. In the next part the modeling of basic reinforced earth wall construction elements in Plaxis 2D is described. Subsequently the real reinforced earth wall is modeled and some variations of face-modeling are compared.

KEYWORDS

Reinforced earth, reinforced earth wall, geogrid, modeling, Plaxis 2D

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

FRYŠ, František. *Srovnávací analýza modelování pohledového čela vyztuženého násypu*. Brno, 2012. 90 s., 8 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Jiří Boštík, Ph.D..

PROHLÁŠENÍ:

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

V Brně dne 7.1.2013

.....
podpis autora
František Fryš

PODĚKOVÁNÍ:

Rád bych poděkoval Ing. Jiřímu Bošíkovi Ph.D. a Ing. Aleně Poláškové za jejich pomoc při vzniku této diplomové práce.

OBSAH

ABSTRAKT	4
BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP	5
PROHLÁŠENÍ:	6
PODĚKOVÁNÍ:	7
OBSAH	8
ÚVOD	10
1. VYZTUŽENÉ OPĚRNÉ STĚNY	11
1.1 Obecná charakteristika a historie	11
1.2 Použití a výhody vyztužených opěrných stěn	12
1.3 Konstrukce vyztužené stěny	14
1.4 Statické působení a základní principy navrhování	15
1.5 Lícni prvky vyztužených konstrukcí	17
1.5.1 Panely na výšku a velkoplošné dělené panely	18
1.5.1.1 Systém Armovia	19
1.5.2 Blokové systémy z betonových tvarovek	21
1.5.2.1 Systém Tensartech TW1	21
1.5.2.2 Systém PK-Wall	22
2. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ VYZTUŽENÝCH ZEMNÍCH KONSTRUKCÍ	24
2.1 Software Plaxis 2D	26
2.1.1 Modelování zemin	27
2.1.2 Modelování výztužných sítí (geomříží)	29
2.1.3 Modelování pohledových prvků	30
2.1.4 Modelování kloubového spojení	31
2.1.5 Modelování kontaktu zemina – konstrukce	31
2.1.6 Modelování postupu výstavby	32
3. NUMERICKÁ ANALÝZA MODELOVÁNÍ POHLEDOVÉHO ČELA VYZTUŽENÉ KONSTRUKCE	33
3.1 Popis konstrukce	33
3.2 Geologická charakteristika území	35
3.3 Monitoring konstrukce	36
3.4 Modelování opěrné stěny v nižším řezu	38

3.4.1 Pohledové čelo modelováno prutovými prvky s tuhým spojením.....	39
3.4.1.1 Geometrie modelu.....	39
3.4.1.2 Materiálové charakteristiky	41
3.4.1.3 Fáze výstavby	43
3.4.1.4 Výsledky	47
3.4.2 Pohledové čelo modelováno pomocí plošných prvků	58
3.4.2.1 Výsledky	59
3.4.3 Pohledové čelo modelováno pomocí prutových prvků s kloubovým spojením .	64
3.4.3.1 Výsledky	66
3.5 Modelování opěrné stěny ve vyšším řezu.....	68
3.5.1 Pohledové čelo modelováno prutovými prvky s tuhým spojením.....	69
3.5.1.1 Geometrie modelu.....	69
3.5.1.2 Materiálové charakteristiky	69
3.5.1.3 Fáze výstavby	69
3.5.1.4 Výsledky	70
3.5.2 Pohledové čelo modelováno pomocí plošných prvků	73
3.5.2.1 Výsledky	73
3.5.3 Pohledové čelo modelováno pomocí prutových prvků s kloubovým spojením .	75
3.5.3.1 Výsledky	75
3.6 Zhodnocení výsledků	78
4. ZÁVĚR	82
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	83
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	85
SEZNAM OBRÁZKŮ	86
SEZNAM TABULEK	89
SEZNAM PŘÍLOH.....	90

ÚVOD

V dnešní době se díky pokročilým softwarům stále více uplatňuje řešení geotechnických úloh numerickými metodami. Tato diplomová práce se zabývá modelováním vyztužené opěrné konstrukce metodou konečných prvků.

První část práce stručně a obecně pojednává o opěrných stěnách z vyztužené zeminy. Popsána je historie těchto konstrukcí a princip působení. Následně je pozornost zaměřena na základní systémy pohledových čel užívaných v ČR.

Ve druhé části je představen program Plaxis, který je pro analýzu použit. Je zde též teoretický popis, jak jsou jednotlivé prvky konstrukce v tomto programu modelovány.

Ve třetí části je modelována reálná opěrná stěna z vyztužené zeminy na základě materiálů poskytnutých firmou Geostar (Ing. Polášková). Porovnávány jsou různé varianty modelování samotného pohledového čela. Díky poskytnutým podkladům o monitoringu skutečné konstrukce je zde i srovnání jejího chování s konstrukcí modelovanou.

1. VYZTUŽENÉ OPĚRNÉ STĚNY

1.1 Obecná charakteristika a historie

Díky nedostatku kvalitních zemin do násypů a nutnosti rozšiřování stávajících silnic a dálnic vznikla snaha o budování vyztužených zemních konstrukcí. V anglické literatuře jsou tyto konstrukce označovány zkratkou MSE (v překladu „Mechanicky stabilizovaná zemina“). Podstatou metody je nahrazení masivní betonové konstrukce zhutněným násypem zeminy, který má zlepšené vlastnosti díky vloženému systému výztuh [1].

Vyztužené opěrné stěny jsou konstrukce, které jsou v podstatě vytvořené zeminou. Výztužné prvky udržují zeminu v požadovaném sklonu a jsou namáhány výhradně tahem. Vyztužením zeminy se zlepší její stabilita a minimalizují se deformace. Má-li být vyztužení efektivní, pak musí výztuhy protínat potenciální rovinu deformace. Hlavní funkcí výztuže v opěrných konstrukcích je tedy přenášet porušující síly z oblasti porušení do stabilní oblasti. Tahové síly ve výztuži vznikají přetvořením zeminy. Přítomná výztuž omezuje deformace zeminy, a tak zvyšuje její smykovou pevnost. U novodobých opěrných stěn se dříve jako výztuž užívalo ocelové pletivo ochráněné proti korozi. V dnešní době se skoro výhradně používají geomříže z plastických hmot. Jsou to výztuhy na bázi polyesterových vláken, vysokohustotního polyetylenu (HDPE) nebo polypropylenu (PP). Jejich výhodou oproti ocelovému pletivu je vyšší odolnost proti korozi a jsou poměrně odolné i proti ostatnímu chemickému a fyzikálnímu působení. Nevýhodou je ovšem jejich vyšší průtažnost [1],[2],[3].

Opěrné konstrukce z vyztužené zeminy využívají lidé již odnepaměti. Již v roce 1000 př. n. l. byl v Babylóně postaven 60 m vysoký chrám z vyztužených jílu (obr. č. 1) a v 1. století př.n.l. vystavěli Římané vyztužené přístavní molo v Londýně [4].

Technologie výstavby násypů, opěrných stěn a mostních opěr z vyztužené zeminy vznikla v polovině 60. let ve Francii. První konstrukce typu MSE byla použita ve Francii v roce 1970 poblíž města Poitiers a o rok později i u Rouen na dálnici A15. Ve Spojených státech se první zmínka datuje k roku 1974 [1].

První konstrukce typu MSE byla vyztužena tkanými polyesterovými pásky, které byly zakotveny přímo do betonového čela. Stěna měla 6 úrovní vyztužení a její celková

výška byla 4,5m. Druhá zmiňovaná stěna, stěna u Rouen, byla vysoká 4m s geotextilním čelem. Byla to však pouze dočasná konstrukce k experimentální výstavbě. Výztužnými prvky byly netkané polyesterové geotextilie s pevností v tahu 10 kN/m s vertikálním intervalem 0,5m [1].

V USA byla v roce 1974 vybudována konstrukce místně nazývána jako The Snailback Wall. Byl to první pokus o konstrukci tohoto typu v Severní Americe. Její čelo je obalované geotextiliemi se stříkaným betonem [1].

U nás je rozvoj těchto konstrukcí otázkou posledních zhruba 15 let. Vyztužené zeminy bylo užito např. v letech 1994 – 1996 při redukci šířky přesypaných mostních objektů přes potoky Šatavu a Syrůvku na silnici R/52 Brno – Mikulov [8]. Za zmínku stojí i opěrná zeď z vyztužené zeminy na přeložce silnice I/7 Chomutov – Křimov, která byla realizována v r. 2006. Konstrukce má proměnnou výšku 5,1 – 14,7m a je vůbec nejvyšší opěrnou stěnou z vyztužené zeminy v ČR [9].

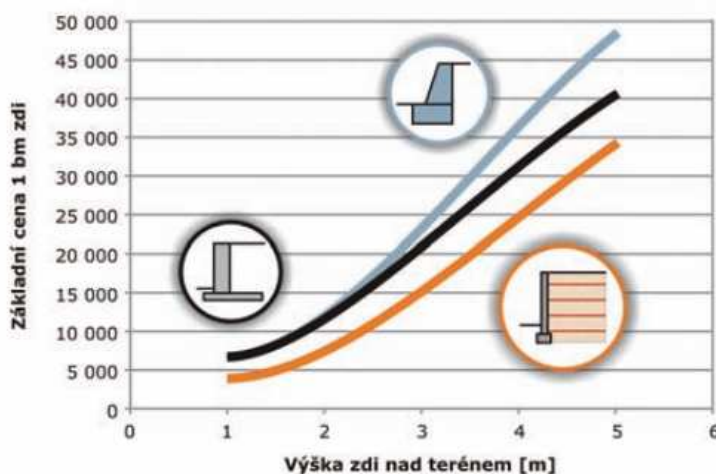


Obr. 1 Chrám z vyztužených jílu v Babylóně [9].

1.2 Použití a výhody vyztužených opěrných stěn

Je mnoho situací, kde lze vyztužené opěrné stěny použít. Vyžadují ale dostatečný prostor pro jejich šířku. Tato šířka bývá rovna minimálně 70% výšky stěny a je nutná pro

zakotvení geomříží do zeminy. Ovšem oproti vystavění klasického násypu se prostor pro zábor pozemku velmi zmenšuje. Vyztužené stěny lze navrhovat pro velké výšky, na velká zatížení statická i dynamická. Díky tomuto faktu se s výhodou užívají pro silniční a železniční komunikace, násypy, mostní opěry atd. Tyto konstrukce lze použít jak ve velkém stavebnictví, tak při menších stavebních zakázkách, a to díky materiálové dostupnosti, jednoduché realizaci a příznivé ceně. Důkazem, že jde o ekonomickou konstrukci, jsou studie provedené u nás i v zahraničí. Jednou z nich je publikace *Economics and construction of blast embankments using Tensar geogrids, Polymer grid reinforcement*, kde bylo provedeno srovnání úhlové železobetonové zdi, vyztužené zemní konstrukce a svahu pro výšku 8,6m. Ukázalo se, že u zemní konstrukce dochází k výraznému snížení nákladů, a to o 32% oproti železobetonové konstrukci a o 7% oproti svahu [3],[6]. Porovnání jednotlivých typů konstrukcí je vidět na obrázku č. 2.



Obr. 2 Srovnání konstrukčních nákladů různých typů opěrných zdí [3].

Hlavní předností těchto konstrukcí je také vynikající estetický vzhled. Tato vlastnost je dána především betonovými pohledovými prvky. V České republice se nejvíce užívají drobné štípané betonové bloky a prefa betonové panely. Volba líce se přizpůsobuje účelu použití tak, aby co nejlépe vyjadřoval charakter stavby. Další výhodou je relativně rychlá výstavba bez klimatických omezení. Tyto stěny vyvozují také poměrně malé napětí v základové spáře, čili často odpadá nutnost úpravy základového prostředí. Při realizaci bývá často s výhodou využito místní zeminy a nároky na údržbu hotové konstrukce jsou v podstatě nulové [1],[2],[3].

1.3 Konstrukce vyztužené stěny

Konstrukce vyztužené opěrné stěny je tvořena zeminou. Tato zemina je proti sesuvu zajištěna výztužnými prvky. Výztužné prvky přebírají tahová namáhání, kterým zemina není schopna odolávat. V podstatě se jedná o podobnost se železobetonem, kde tahové napětí v betonu přebírá ocelová výztuž. U vyztužených opěrných stěn se jako výztužný prvek nejčastěji užívají polymerní geomříže. Detailněji budou tyto prvky popsány v následujících kapitolách při popisu některých konkrétních systémů.

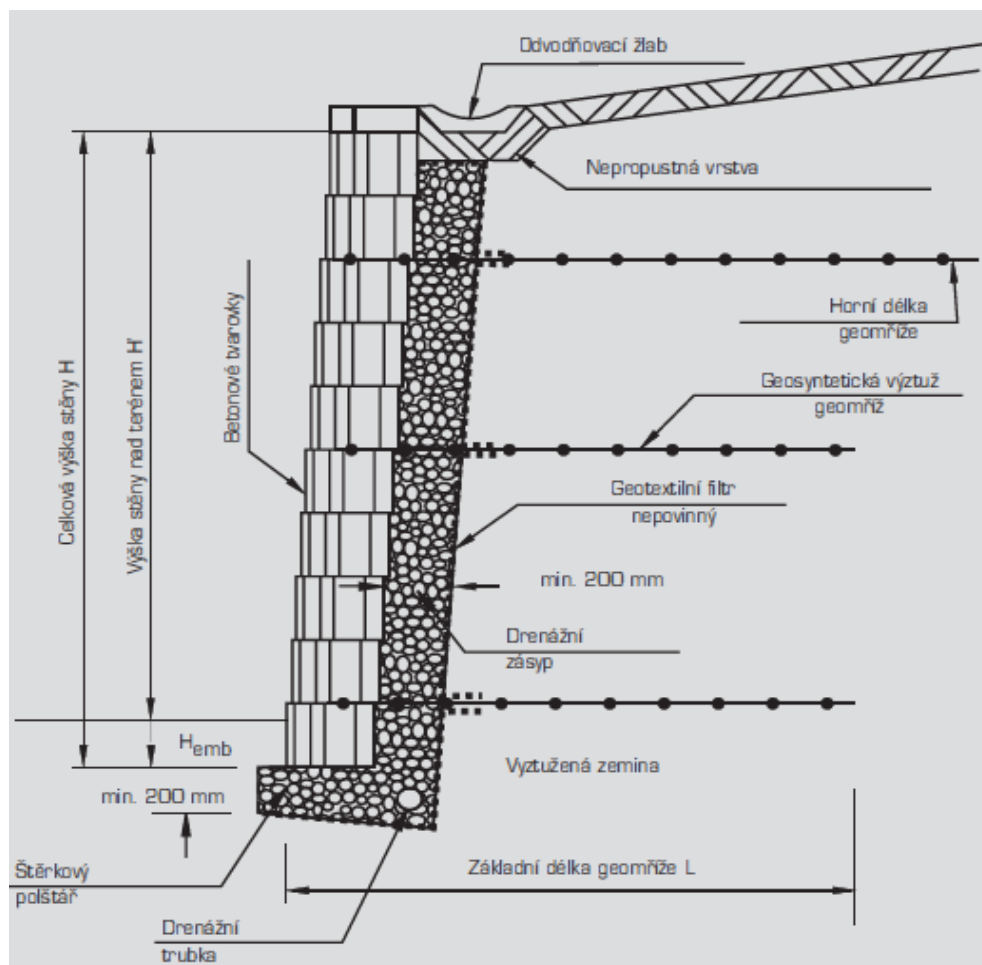
Čelní plochu stěny tvoří betonové prvky, které slouží k přichycení geomříží, dále k ochraně geomříží před povětrnostními vlivy (též UV záření) a v neposlední řadě zajišťují estetický vzhled opěrné konstrukce.

Existují předpisy o vhodnosti použití zemin jako „vyztužených zemin“. Zjednodušeně se dá říci, že velmi vhodné jsou nesoudržné materiály typu štěrků a písků. Přijatelné jsou většinou i s jistou příměsí zeminy jemnozrnné. Jemnozrnné zeminy s nízkou plasticitou jsou pro toto využití méně vhodné a zcela nepřijatelné jsou jemnozrnné zeminy s vysokou plasticitou.

Pro zajištění správné funkce stěny je důležitý drenážní systém. Prostor mezi a za betonovými prvky se zasypává štěrkem předepsané frakce, který funguje jako drenážní materiál. Voda za betonovými prvky se díky tomuto opatření odvede dolů, a tudíž nezpůsobuje vlhnutí stěny. Pod betonovými prvky bývá většinou štěrkový polštář. V jeho nejnižším místě je umístěna drenážní trubka, která odvádí vodu mimo konstrukci stěny. Pokud hladina podzemní vody dosahuje úrovně její základové spáry, pak se provádí tzv. pokrývková drenáž, čímž se rozumí štěrkový polštář pod celou vyztuženou oblastí. Pokud existuje možnost, že hladina podzemní vody může vystoupit nad úroveň základové spáry, pak se provádí tzv. komínková drenáž, což je svislý sloupec drenážního materiálu mezi zeminou za rubem stěny a vyztuženou zeminou.

Pro správné fungování konstrukce je však důležité se pokusit vodu od konstrukce odvézt dříve, než začne do konstrukce prosakovat. Voda, která do konstrukce již prosákla, bude odvedena interním drenážním systémem popsaným výše. Externí drenážní systém znamená, že v horních vrstvách vyztužené zeminy je provedena málo propustná až nepropustná vrstva (asfaltová vrstva, betonová vrstva, jílová vrstva u zelených ploch atd.).

V samotné koruně stěny, těsně za lícovými prvky, je třeba také provést žlab. Žlab je možné provádět jako jednoduchý rigol, nebo je možnost použít prefabrikované odvodňovací prvky. Tento žlab je důležitý zejména v případech, kde nad samotnou opěrnou stěnou ještě stoupá terén. Voda, která stéká dolů ze svahu, je pak tímto žlabem odvedena mimo konstrukci stěny [2]. Schéma základního typu vyztužené opěrné stěny je znázorněno na obrázku č. 3.



Obr. 3 Základní typ vyztužené opěrné stěny s betonovými prvky [2].

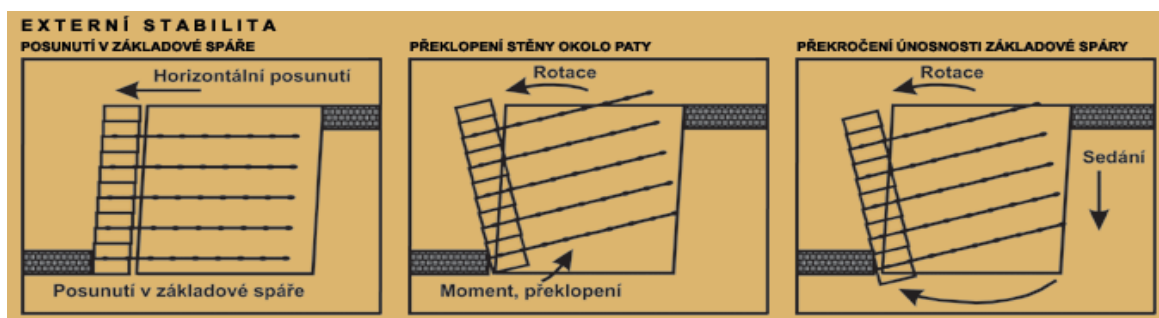
1.4 Statické působení a základní principy navrhování

Opěrná stěna z vyztužené zeminy působí svou vlastní hmotností proti destabilizujícím silám od zemního tlaku a přetížení terénu. Hlavním úkolem při výpočtu

těchto stěn je stanovení potřebné šířky stěny k zajištění odolnosti proti pootočení stěny a posunutí v základové spáře. Zjednodušeně se dá říci, že je třeba posoudit 4 druhy stability:

- Externí stabilita

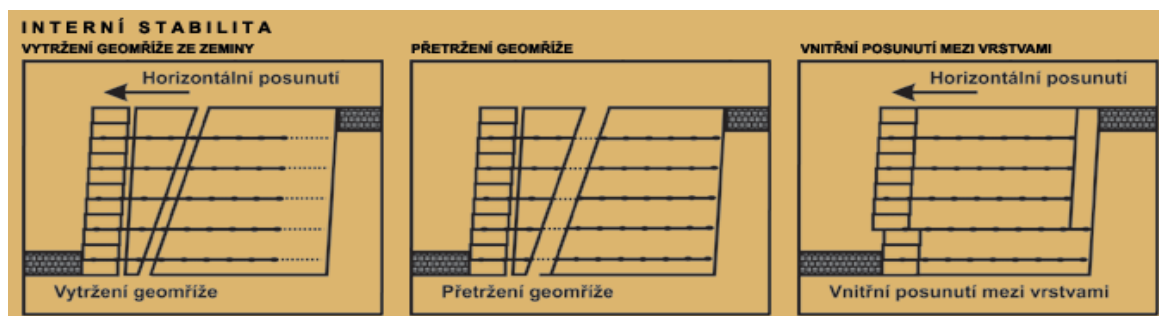
Toto posouzení bere v úvahu síly, které působí zvnějšku na celou konstrukci. Výsledkem posudku získáme minimální požadovanou délku geosyntetické výztuže.



Obr. 4 Externí stabilita vyztužené opěrné stěny [5].

- Interní stabilita

Dále je třeba provést výpočty stability interní, která prokáže, že celá konstrukce tvoří jednotný, pevný celek. Tímto získáme potřebnou pevnost geomříže, počet výztužných vrstev a jejich vertikální vzdálenost.



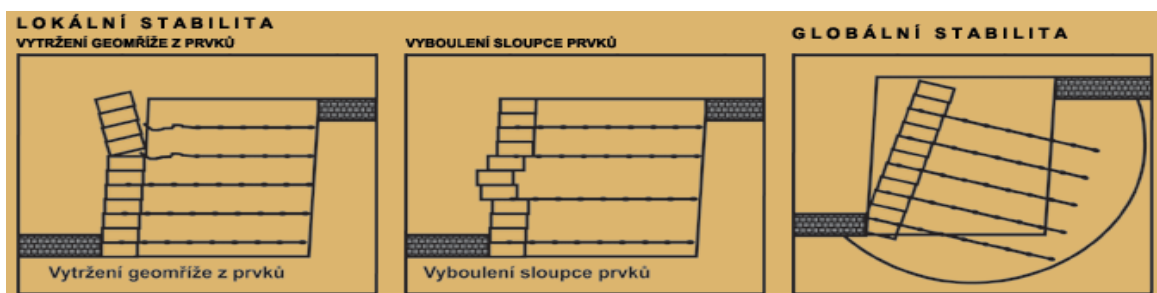
Obr. 5 Interní stabilita vyztužené opěrné stěny [5]

- Lokální stabilita

Při ukládání betonových prvků na sucho se uplatňuje také analýza lokální stability. Posuzuje se, zda nedojde k vytržení geomříže z ložné spáry či nadměrnému vyboulení sloupce prvků.

- Globální stabilita

Nakonec je třeba uvažovat i stabilitu globální, při které se pohybuje celá stěna i s okolní zeminou. Zde se uvažuje, že konstrukce tvoří neporušený celek. Tato globální destabilizace by mohla být způsobena stoupající hladinou podzemní vody či např. nadměrným sedáním [2],[5].



Obr. 6 Lokální a globální stabilita vyztužené opěrné stěny [5].

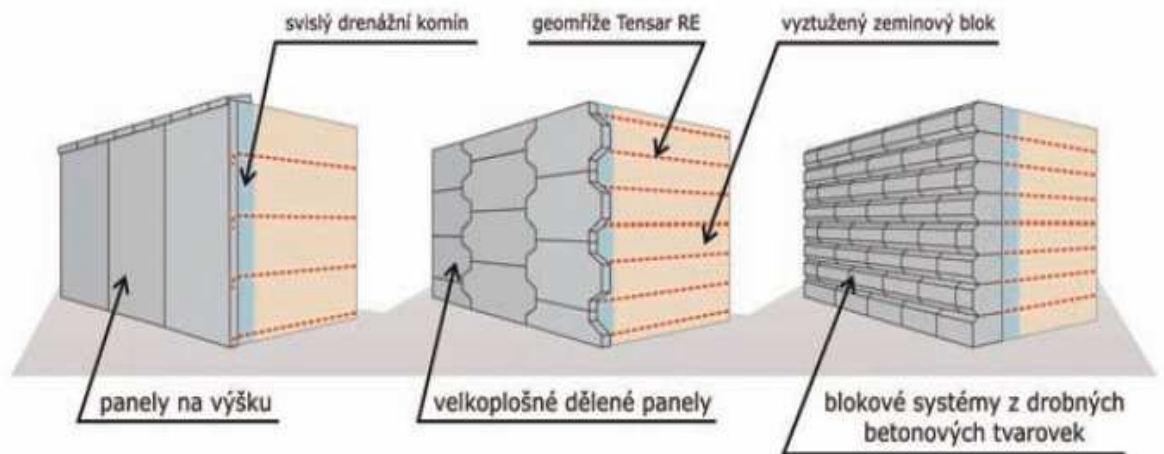
1.5 Lícní prvky vyztužených konstrukcí

Výběr lícních pohledových prvků je závislý na finální funkci konstrukce a její projektované životnosti. Návrhová životnost staveb bývá někdy delší než 100 let. Proto je zapotřebí, aby odolnost čel byla srovnatelná s životností vyztužených zemin. Zároveň je též důležitým faktorem příznivý estetický vzhled.

V České republice se běžně používá několika typů čel. Mezi nejpoužívanější patří:

- betonové panely na plnou výšku
- velkoplošné betonové dělené panely
- blokové systémy z drobných betonových tvarovek [3].

Jednotlivé varianty pohledového čela jsou znázorněny na obrázku č. 7 na následující stránce.



Obr. 7 Přehled typů betonových lícních pohledových prvků [3].

1.5.1 Panely na výšku a velkoplošné dělené panely

Panely kryjí celou výšku konstrukce a na rubové straně mají zabudované zárodky geomříží. Projektovaná délka geomříže je po osazení panelu jednoduše napojena k zárodku plnohodnotným spojem. Panelové formy umožňují mnoho atraktivních provedení čel [3].



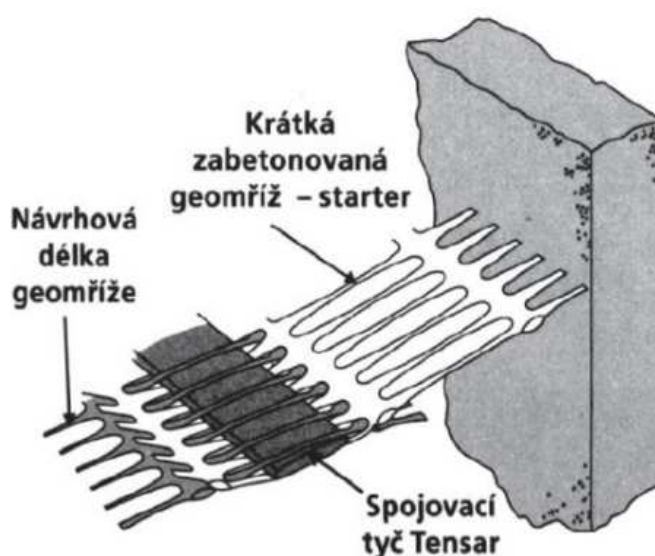
Obr. 8 Výstavba opěrné zdi z velkoplošných dělených panelů (D47 v Ostravě) [3].

1.5.1.1 Systém Armovia

Do stavební praxe byl pod názvem SSŽ AZ zaveden systém opěrných zdí s lícem z velkoplošných betonových prefabrikátů. Jako výztuhy tento systém používá pruhy geomříží z vysokohustotního polyetylenu Tensar RE. Tento systém byl v současnosti přejmenován na systém Armovia [7].

Líc opěrné stěny tohoto systému tvoří slabě vyztužené prefabrikované deskové prvky tloušťky 18 cm. Typické prvky mají skladebné rozměry 200 x 160 cm. Lícová strana prvků může mít různý plastický vzor dle požadavků architekta. Do rubové strany je zabudován zárodek pruhu výztužné geomříže. Tento zárodek, který vyčnívá zhruba 500mm z rubu panelu, se pomocí speciálního kovového prvku nastaví do délky stanovené projektem. Přípoj je znázorněn na obrázku č. 9.

Spodní řada desek je uložena na betonový práh. Práh nemá statickou funkci základu a slouží pouze jako rovná montážní plocha. Dílce vyšších řad jsou ukládány na pružné podložky, které zaručují vytvoření vodorovných spár. Svislé i vodorovné spáry mezi jednotlivými prvky mají tloušťku 20mm. Aby se zabránilo vyplavování zeminy z konstrukce, jsou svislé spáry zezadu překryty pruhem geotextilie. Dílce do sebe vzájemně zapadají, jsou proto na hranách speciálně profilovány. Pro výrobu bývá použit beton C 30/37 třídy prostředí XF4 z důvodu odolnosti proti rozmrazovacím prostředkům [7].



Obr. 9 Přípoj výztužného pruhu geomříže [7].

Montáž lícových prvků probíhá v souběhu s jejich zasypáváním. Konstrukční systém vychází z postupu, kdy se namontovaná vodorovná řada lícových prefabrikátů zasype nejprve přibližně do poloviny své výšky. Zásyp je obvykle prováděn po vrstvách, které odpovídají vertikální vzdálenosti výztužných geomříží. Každá vrstva se řádně zhutní. Po zhutnění vrstvy zeminy jsou na její povrch uloženy pruhy geomříží, které jsou napojeny k zárodku tak, jak znázorňuje obrázek č. 9. Pomocí sochoru je pak každý pruh geomříže ručně napnut a zasypán. Takto dojde ke zvýšení násypu o další vrstvu. Dílce další řady se namontují po zasypání lícového dílce do poloviny výšky. Tvar dílců totiž předpokládá jejich výškové přesazení. Postup osazování dílců a zasypávání geomříží se takto cyklicky opakuje. Do otvorů ve spodních dílcích se vkládají svislé plastové tyče, které usnadňují montáž vyšších dílců. Prefabrikáty jsou tedy při montáži provizorně fixovány k předchozím dílcům, které jsou již spolehlivě zakotveny do budovaného násypu [7].

Na obrázku č. 10 je pohled na líc opěrné zemní konstrukce systému Armovia.



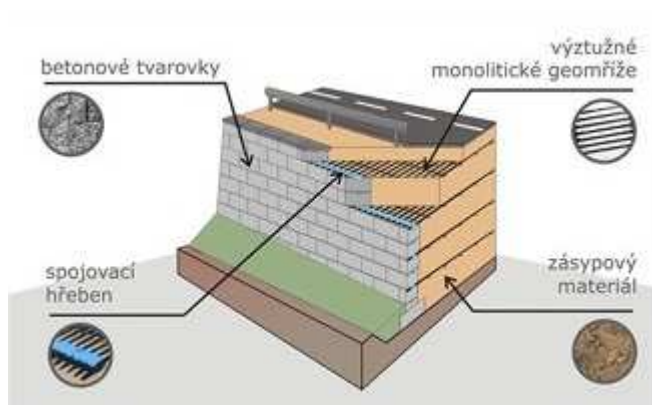
Obr. 10 SO 251 – opěrná zeď na silnici I/6 Karlovy Vary-západ [7].

1.5.2 Blokové systémy z betonových tvarovek

Betonové bloky umožňují vytvoření estetických a poměrně jednoduše sestavitelných líců opěrných stěn. Charakteristikou těchto systémů je vysoce účinné spojení mezi geomříží a čelním blokem. Bloky jsou vyráběny z kvalitního betonu různých barev a provedení. Geometrie konstrukce může být přímá nebo zakřivená, v příčném řezu svislá, šikmá nebo stupňovitá. Výhodou těchto lícních prvků je jednoduchá manipulace, která nevyžaduje použití speciálního zvedacího mechanismu a při výstavbě není nutné použití dočasných podpěrných konstrukcí. Výsledkem je rychlý postup výstavby bez speciálních požadavků na stroje a pracovní sílu [3].

1.5.2.1 Systém Tensartech TW1

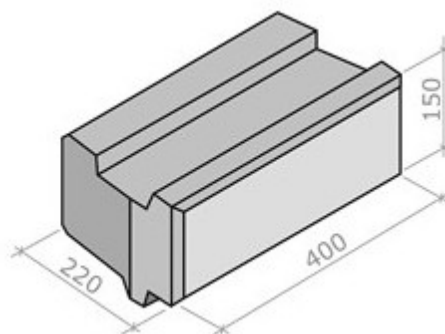
Systém Tensartech TW1 je založen na spolupůsobení 4 hlavních prvků. Lícní prvky tvoří betonové tvarovky, tahové síly v násypu jsou zachycovány monolitickými geomřížemi Tensar, geomříže a tvarovky jsou propojeny spojovacím hřebenem [4]. Řez opěrnou stěnou systému Tensartech je na obrázku č.11.



Obr. 11 Řez opěrnou stěnou systému Tensartech TW1 [4]

Spojovací hřeben je uložen do smykového ozubu v tvarovce a jeho navlečení na konec geomříže zaručuje plnohodnotný spoj po celou životnost konstrukce. Za rubem tvarovek se obvykle provádí drenážní komín, který umožňuje odvedení vody.

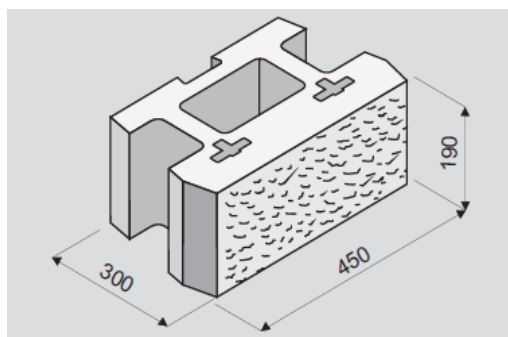
Betonové tvarovky mají na spodní a horní straně vytvarován ozub, který funguje na principu „péro & drážka“ (viz. obrázek č. 12). Díky tvaru smykového ozubu je možno vytvořit líce ve směrovém oblouku o poloměru min. 6m [4].



Obr. 12 Betonový pohledový prvek systému Tensartech TW1 [4].

1.5.2.2 Systém PK-Wall

Systém PK-Wall umožňuje mnoho variant provedení prvkových pohledových čel. První variantou jsou vibrolisované betonové tvarovky Gravity Stone a Geostone společnosti KB-Blok. Na obr. č. 13 je prvek Gravity Stone. Betonová směs pro výrobu těchto prvků se vyznačuje poměrně malým vodním součinitelem, výsledné prvky mají tudíž vysokou pevnost v tlaku. Prvky jsou zděny nasucho, což vylučuje přítomnost nevzhledných trhlin známých z klasického zdění [5].



Obr. 13 Betonový pohledový prvek typu Gravity Stone systému KB-Blok [2].

Další možností je užití gabionů. Gabion je drátěná konstrukce tvaru kvádrů. Na pohledové straně je vyplněna vyskládaným kamenivem, dále pak bývá dosypána šterkem, zeminou nebo recyklátem.



Obr. 14 Gabionové pohledové čelo [5].

Předností gabionů je přirozený vzhled a poměrně rychlá a suchá výstavba nezávislá na klimatických podmínkách. Jejich životnost se zvyšuje protikorozní ZnAl úpravou použitých drátů [5].

Specifickou variantou je tzv. „zelený líc“. Požadavek na tento typ pohledového čela bývá v dnešní době uplatňován stále častěji. Realizace takového opěrné stěny je navíc velmi úsporná. Při budování je nezbytné použít bednění. Zemina je dohutněna k bednění a následně je volný konec geomříže přehnut zpět a zakotven pod další násypovou vrstvu. U čela bývá použita humusní zemina a uplatňuje se i technologie hydroosevu [5].

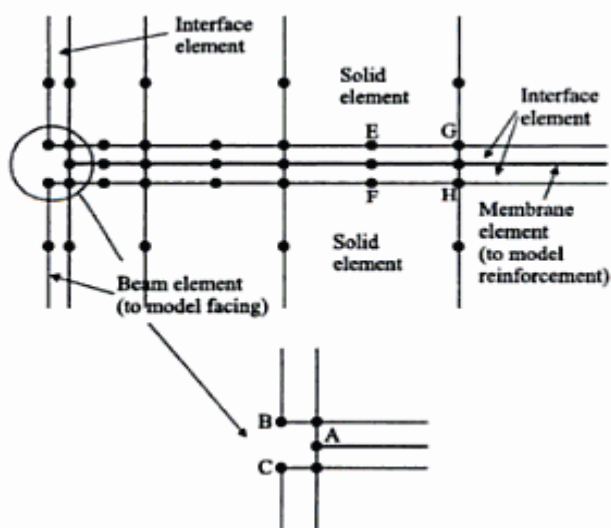


Obr. 15 „Zelený líc“ vyztužené opěrné zdi [5].

2. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ VYZTUŽENÝCH ZEMNÍCH KONSTRUKCÍ

Mezi numerické metody užívané v geotechnice patří např. metoda konečných prvků, metoda konečných diferencí, či metoda hraničních prvků. V současné době se stále více prosazuje modelování geotechnických konstrukcí metodou konečných prvků. Při modelování vyztužených zemních konstrukcí (konkrétně opěrných zdí z vyztužené zeminy) se s výhodou využívá 2D modelu v příslušném řezu konstrukce. Jedná se v podstatě o redukci 3 rozměrného případu na případ 2 rozměrný, přičemž využito je zde podmínky rovinné deformace. Tento model bývá v anglické literatuře označován jako „plane strain“. Příkladem je publikace *Finite element analysis in geotechnice engineering, Application*, kde je popsán příklad modelování opěrné zdi z vyztužené zeminy [10].

Vyztužení (např. geomříž) je modelováno jako prvky, které jsou odolné proti tahovým silám. Pohledové čelo konstrukce je zde modelováno jako prutový prvek (beam). Mezi tímto prvkem a zeminou a taktéž mezi výztužným prvkem a zeminou je definováno rozhraní (interface) nulové tloušťky. Pro každý prvek pohledového čela byl použit jeden prutový prvek (beam). Tyto elementy se vyznačují ohybovou a smykovou tuhostí [10]. Vše je znázorněno na obrázku č. 16.

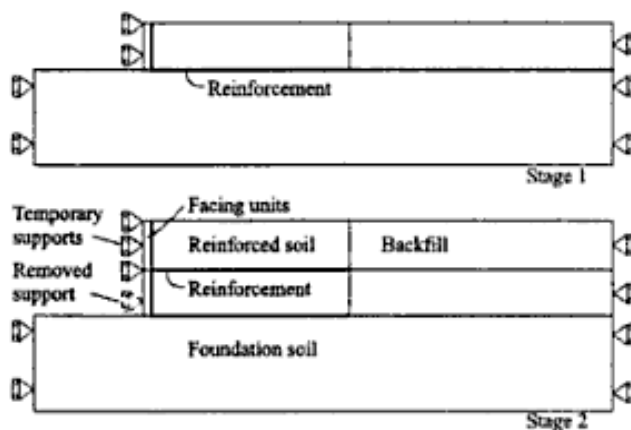


Obr. 16 Detail modelu na styku vyztužujícího a pohledového prvku [10].

Stabilita opěrné zdi z vyztužené zeminy je závislá na mobilizaci pevnosti vyztužujících prvků. Pro zamezení lokální nestability je doporučen tento konstrukční postup:

- Nejprve je zkonstruována první vrstva zeminy s příslušnou výztuhou a pohledovým prvkem. Během tohoto procesu jsou pohledovému prvku předepsány nulové horizontální deformace tak, aby zajistil dočasnou podporu pro zeminu. Pro simulaci spojení mezi výztuhou a pohledovým prvkem jsou horizontální posuny uzlu na prvku výztuhy (uzlu, který je nejbližší k pohledovému čelu) spojeny s nejbližším uzlem pohledového prvku. Vertikální deformace těchto uzlů jsou provázány taktéž [10].
- Následně je instalována další vrstva – zemina, výztuha, pohledový prvek. Opět jsou aplikovány okrajové podmínky nulové horizontální deformace, tentokrát na nový pohledový prvek. Okrajové podmínky nulové deformace prvního pohledového prvku jsou nyní odstraněny.
- Tento proces se takto opakuje pro další vrstvy [10].

První 2 fáze postupně budované konstrukce jsou na obr. č. 17.



Obr. 17 Modelování postupně budované konstrukce z vyztužené zeminy [10].

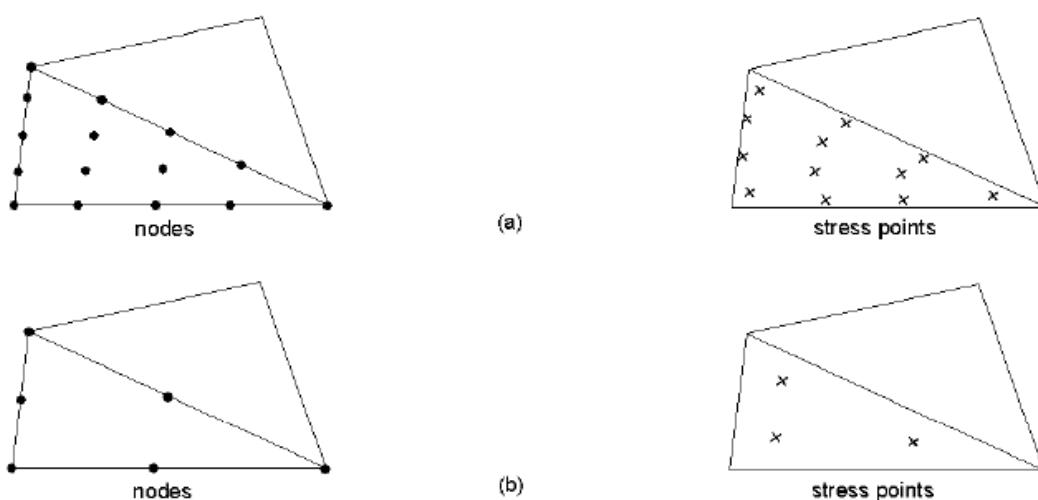
2.1 Software Plaxis 2D

Software Plaxis byl vyvinut na technické univerzitě v nizozemském městě Delft v pozdních 70. letech 20. století. Počátečním impulzem byl požadavek vynalézt jednoduše použitelný program pro analýzu říčních hrází na měkkých zeminách holandských nížin.

Plaxis je program pracující na bázi MKP (metodě konečných prvků) pro analýzy geotechnických projektů. Geotechnické aplikace vyžadují pokročilé konstitutivní modely pro simulaci nelineárního a časově závislého chování zeminy. Výpočet softwarem Plaxis umožňuje lépe zohledňovat vzájemné interakce (např. u vrstevnatého podloží), což je výhodou oproti klasickým geotechnickým výpočtům.

Geometrický model se skládá z bodů, linií a clusterů. Linie definují fyzické hranice geometrie modelu. Clustery jsou oblasti, které jsou pevně ohraničeny liniemi a uvnitř jednotlivých clusterů jsou homogenní materiálové vlastnosti.

Z geometrického modelu se vytvoří síť konečných prvků, která je založena na kompozici jednotlivých linií a clusterů. Prvky ve vytvořené síti jsou definovány uzly a dále obsahují body napětí (stress points). Během automatického generování sítě jsou clustery rozděleny do trojúhelníkových prvků. V nabídce programu Plaxis jsou 6 nebo 15 uzlové prvky. Posuny jsou počítány na uzlech, k vyčíslení napětí slouží tzv. stress points čili napětíové body [11], [12]. Vše je znázorněno na obrázku č. 18.



Obr. 18 Pozice uzlů a napětíových bodů na prvku [12].

2.1.1 Modelování zemin

Jak již bylo řečeno výše, zeminy a horniny se při zatěžování chovají nelineárně. Toto chování může být aproximováno různými způsoby. Dá se říci, že počet parametrů konkrétního modelu narůstá s rostoucí obtížností modelu pro popis chování zeminy. Plaxis umožňuje použití několika různých modelů pro zachycení chování zemin/hornin [12]. Základní typy aproximací jejich chování jsou stručně popsány níže, přičemž větší důraz je kladen na klasický Mohr – Coulombův model, který je následně použit při konkrétních výpočtech v této diplomové práci.

- Lineárně elastický model

Tento model se řídí Hookovým zákonem lineární elasticity. Pro modelování chování zemin je nevhodný. Používá se spíše pro modelování tuhých konstrukcí (např. betonových). Vstupními parametry tohoto modelu jsou objemová hmotnost materiálu, deformační modul přetvárnosti a Poissonovo číslo. V této práci bude tohoto chování použito při modelování betonového prahu pod panely a také při modelování čela plošnými a prutovými prvky.

- Hardening soil model

Je pokročilým konstitutivním modelem. Vyznačuje se tím, že zemina se chová jinak při prvotním zatížení a znovupřítížení. Tuhost zeminy je závislá na napětí a v oblasti malých přetvoření se zvyšuje.

- Soft soil model

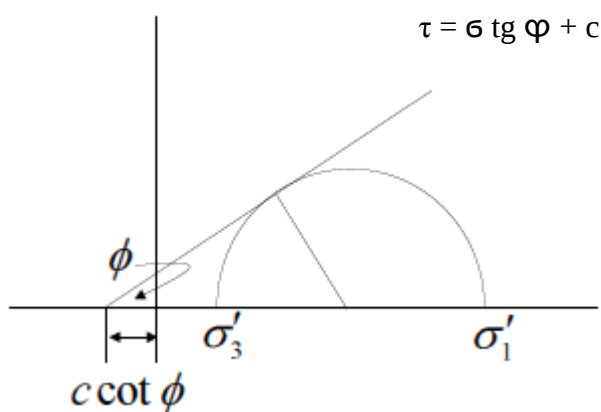
Tento typ modelu může být použit pro simulaci chování zemin, jakými jsou např. normálně konsolidované jíly či rašeliny. Je vhodný pro vystižení chování zeminy při primárním zatěžování.

- Jointed rock model

Anizotropní elastický, perfektně plastický model, který může být použit k simulaci chování skalních hornin [12].

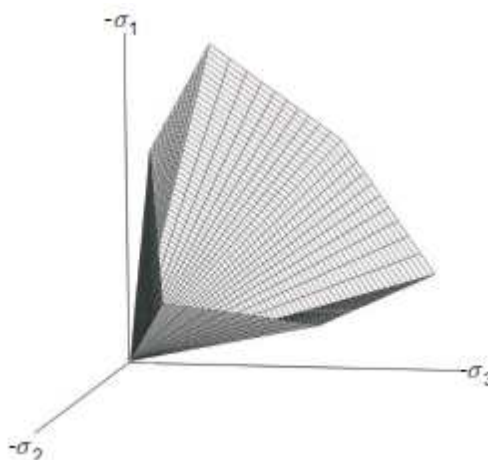
- Mohr – Coulomb model

Lineárně elastický, perfektně plastický model. Vstupními parametry pro tento model jsou modul pružnosti zeminy E a Poissonovo číslo, dále pak úhel vnitřního tření, soudržnost zeminy a úhel dilatance. Tyto parametry se získávají z běžných zkoušek mechaniky zemin. Obrázek č. 19 znázorňuje formulaci MC modelu v p' – q prostoru (prostor deviátorových napětí).



Obr. 19 Formulace MC modelu v p' – q prostoru [15].

Přímka v podstatě znázorňuje průmět MC plochy plasticity do roviny. Na následujícím obrázku je plocha plasticity znázorněna prostorově. Její ostré vrcholy představují určitou komplikaci při uplatnění této formulace v MKP. Výhodou ovšem je snadná dostupnost parametrů, které jsou získávány z běžných zkoušek zemin.



Obr. 20 MC plocha plasticity v prostoru hlavních napětí [12].

Důležitým faktorem ovlivňujícím vlastnosti zeminy je přítomnost vody v pórech. Pórové tlaky mají na chování zeminy velký vliv. K zachycení působení voda – zemina umožňuje Plaxis stanovení chování za odvodněných a neodvodněných podmínek zatížení. Jedná se o 3 základní typy chování resp. podmínek zatížení:

- Odvodněné chování (DRAINED)

Při tomto chování nevznikají v zemině zvýšené pórové tlaky. Tento případ se užívá pro suché zeminy a pro zeminy s vysokou propustností (např. písek).

- Neodvodněné chování (UNDRAINED)

Uplatňuje se u saturovaných zemin, kde voda v pórech nemůže volně proudit. Proudění může být zabráněno nízkou propustností zeminy (např. u jílu) nebo na základě působení velkého zatížení. Cluster, který bude zadán jako undrained se tak bude chovat i v případě, že by byl nad zadanou hladinou podzemní vody.

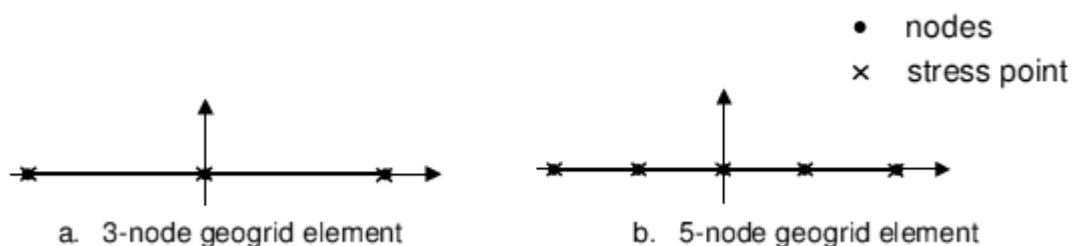
- Neporézní chování (NON – POROUS)

Při tomto nastavení nebudou vznikat žádné pórové tlaky. Tohoto chování se užívá v kombinaci s lineárně – elastickým modelem, např. při modelování betonu.

2.1.2 Modelování výztužných sítí (geomříží)

V Plaxisu jsou geomříže (geogrids) modelovány jako prvky, které jsou schopny odolávat pouze tahovým silám. Charakterizovány jsou tahovou tuhostí EA a maximální možnou silou ve výztuze N_p , která je při elastickém chování výztuhy implicitně nastavena na 1×10^{10} kN. Plastické chování lze zachytit snížením této maximální síly. Výztuha má poté možnost plastického porušení.

Geomříže se modelují jako liniové prvky, které mají dva stupně volnosti pro posunutí v každém uzlu (u_x , u_y). Na obrázku č. 21 jsou znázorněny prvky geomříže s umístěním uzlů a napěťových bodů [11],[12].



Obr. 21 Uzly (nodes) a napěťové body (stress points) na prvku geomříže [12].

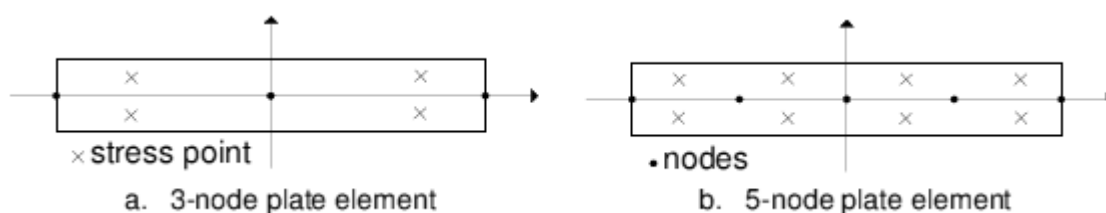
2.1.3 Modelování pohledových prvků

Pohledové prvky mohou být modelovány prutově nebo též jako plošné prvky. K prutovému modelování slouží v Plaxisu prvek označený jako „plate“.

Plate je prvek určený k modelování štíhlých objektů a jeho charakteristikou je určitá ohybová tuhost EI a normálová tuhost EA . Tyto prvky mohou být použity k modelování zdí, desek nebo skořepin [12].

Ve 2D modelu je plate liniovým prvkem, který se vyznačuje třemi stupni volnosti v každém uzlu. Jsou to 2 stupně volnosti v posunutí (u_x , u_y) a jeden stupeň volnosti v pootočení v rovině x - y (θ_z). Prvky plate jsou založeny na tzv. Midlinově teorii. Tato teorie umožňuje tomuto prvku podléhat deformacím od smyku i od ohybu. Pokud je při zatěžování dosaženo maximálního předepsaného ohybového momentu či osově síly, pak dojde k porušení [12].

Jak již bylo řečeno, ohybové momenty a osově síly jsou vyhodnocovány z napětí na napěťových bodech. Prvky jsou 3 a 5 uzlové z důvodu zajištění kompatibility s plošnými prvky. Na obr. č. 22 jsou tyto body znázorněny.

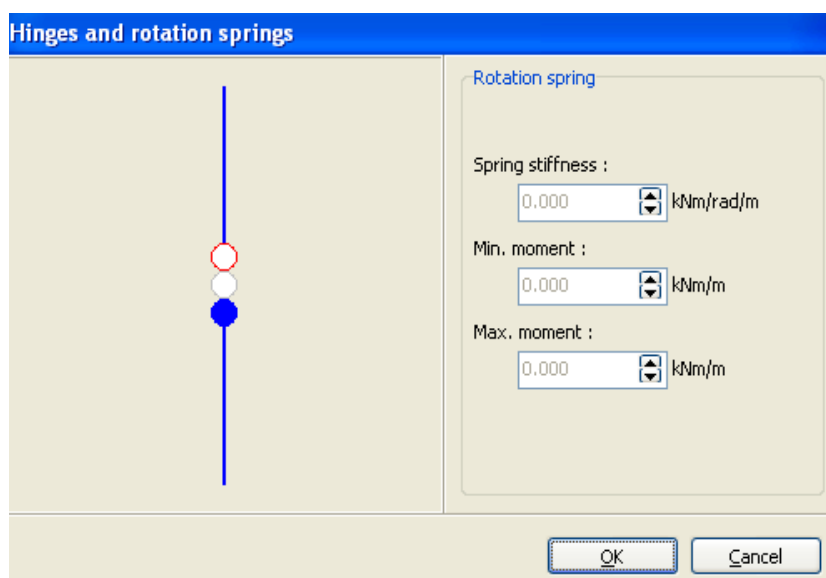


Obr. 22 Uzly (nodes) a napěťové body (stress points) na prvku plate [12].

2.1.4 Modelování kloubového spojení

Při výchozím nastavení je spojení mezi prutovými prvky tuhé. Příkaz „hinges and rotation springs“ umožňuje mezi těmito prvky povolit určitou rotaci a vytvořit tedy spojení kloubové. Kloubové spojení je definováno kloubovou tuhostí v kNm/rad/m a maximálním kroutícím momentem v kNm/m, který je schopné přenést.

V následném reálném výpočtu opěrné stěny bude v jedné z variant toto spojení prvků pohledového čela aplikováno. Obrázek 23 znázorňuje definování tohoto spojení.



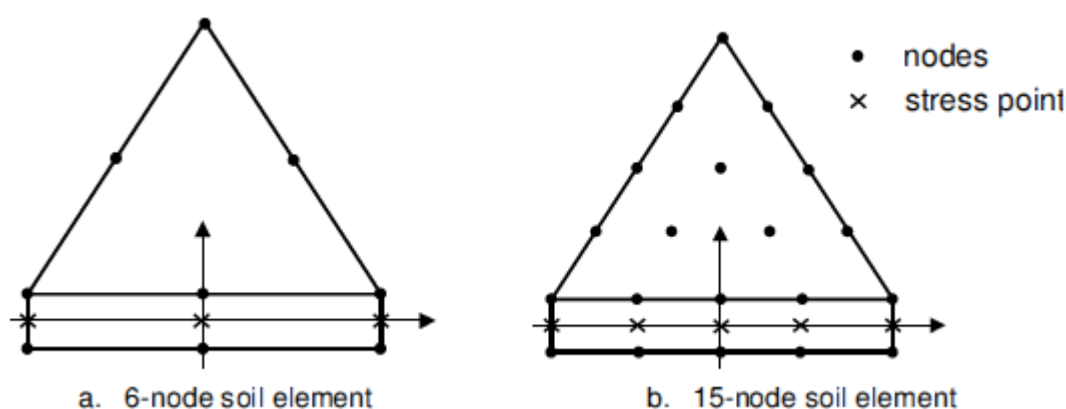
Obr. 23 Definování kloubového spojení v programu Plaxis

2.1.5 Modelování kontaktu zemina – konstrukce

Kontakt mezi zeminou a konstrukcí je v Plaxisu modelován pomocí elementu interface. Obrázek 24 ukazuje, jak jsou prvky interface připojeny k prvkům zeminy. Při 15 uzlovém prvku zeminy je interface definován 5 páry uzlů, při 6 uzlovém prvku zeminy jsou to páry 3. Na obrázku jsou elementy znázorněny tak, že mají určitou tloušťku. Ve skutečnosti jsou však uzlové páry umístěny identicky, z čehož plyne, že tento element má nulovou tloušťku [12].

Tření mezi zeminou a např. betonem je jiné než mezi zeminami. Tento fakt je zachycen stanovením parametru R_{inter} ve vlastnostech příslušné zeminy. Je-li tento parametr nastaven na 1,0, pak se jedná o kontakt mezi zeminami. Hodnota tohoto parametru se běžně stanovuje v rozmezí 0,5-1,0 pro kontakt zemina – beton a 0,8 pro kontakt zemina – geomříž.

Při modelování opěrné stěny budou tyto prvky použity pro modelování kontaktu mezi betonovým čelem a zeminou a taktéž na kontaktu zemina – výztuha.



Obr. 24 Rozdělení uzlů a bodů napětí na elementu interface a a jejich napojení na prvky zeminy [12].

V konsolidačních analýzách či v analýzách proudění podzemní vody mohou být tyto prvky užity jako nepropustná clona. To samé platí i při jejich použití v kombinaci s prvky plate.

2.1.6 Modelování postupu výstavby

V programu Plaxis je možnost modelovat postupně budovanou konstrukci po jednotlivých fázích. Výpočet konstrukce se rozdělí do různých fází, přičemž pro každou z nich se dá aktivovat příslušná geometrie, působící zatížení atd. V angličtině se takto koncipované modelování označuje jako „staged construction“.

Před započítáním výstavby konstrukce má zeminové prostředí určitou počáteční (geostatickou) napjatost, kterou je třeba vygenerovat. Zemní konstrukce má pak určitý

postup výstavby, který je popsán např. v kapitole 1.5.1.1 (systém Armovia). Základní princip této výstavby je zachycen v modelu např. v kapitole 3.4.1.3 na straně 46.

Nejprve je nutné zkonstruovat model, který obsahuje všechny objekty, které budou následně vybudovány. Analýzu lze poté provádět s uvažáním konsolidace. Celé modelování výstavby lze i časově rozčlenit.

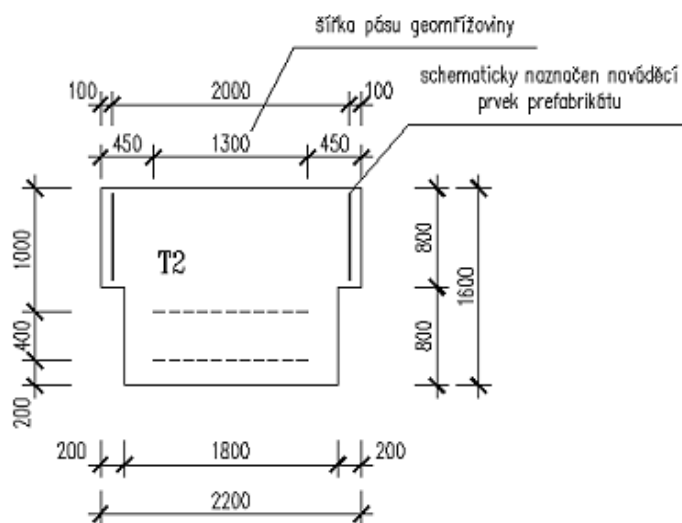
V následující kapitole bude tímto způsobem modelována konstrukce násypu a vyztužená zemní konstrukce nájezdové rampy s opěrnou stěnou.

3. NUMERICKÁ ANALÝZA MODELOVÁNÍ POHLEDOVÉHO ČELA VYZTUŽENÉ KONSTRUKCE

Pro analýzu modelování pohledového čela byla použita reálná konstrukce na základě materiálů poskytnutých firmou Geostar. V následujících kapitolách je konstrukce popsána a poté modelována s různými variantami modelování samotného pohledového čela.

3.1 Popis konstrukce

Jedná se o opěrnou konstrukci (ozn. S0 8248) z vyztužené zeminy s čelním obkladem z velkoplošných dělených panelů systému SSŽ AZ (Armovia), který je popsán v kapitole 1.5.1.1. Typický tvar jednoho panelu je uveden na obrázku 25.



Obr. 25 Typický tvar panelu pohledového čela systému Armovia [20].

Spodní řada prvků je uložena na vyrovnávacím prahu z prostého betonu šířky 0,8m. Konstrukce má délku 133,7m a proměnnou výšku 1,48 až 5,94m. Tabulka č. 1 představuje základní vlastnosti nejpoužívanějších jednoosých geomříží Tensar. Výplňový materiál mezi jednotlivými geomřížemi je tvořen šterkodrtí frakce 0-63mm.

Tab. 1 Přehled nejpoužívanějších jednoosých geomříží Tensar [2].

		40RE	55RE	80RE	120RE	160RE
Podélně:						
Pevnost v tahu	kNm ⁻¹	52,5	64,5	88	136	173
Pevnost při prodloužení 5%	kNm ⁻¹	24,7	30,9	45,2	75,5	103
Prodloužení při max. pevnosti	%	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Velikost oka	mm	16 x 235	16 x 235	16 x 235	16 x 235	16 x 230
Plošná hmotnost	gm ⁻²	290	400	600	940	1 240

U zmiňované konstrukce je jako nosný prvek použita jednoosá geomříž Tensar 120 RE, jejíž zárodek je zakotven do rubu čelního dílce.

Konstrukce je součástí MÚK Rudná na dálnici D47, Rudná - Hrušov 2. stavba km 146,600 - 153,054. V této lokalitě se nachází hned několik těchto objektů. Vše je zachyceno na následující mapce. Stěna S0 8248, která bude v dalších kapitolách modelována, je pod číslem 4.



Obr. 26 Situace objektů opěrných zdí v blízkosti MÚK Rudná [13].

3.2 Geologická charakteristika území

Širší oblast charakterizuje celkem 6 sond provedených v rámci podrobného geologického průzkumu. Pro opěrnou zeď nebyl vypracován samostatný podrobný geologický průzkum. Geologie podloží je popsána vrty J 01.29 (hl. 20m), J 02.13 (hl. 10m) a J01.26 (hl. 12,5m), které jsou uvedeny v přílohách č. 3,4,5. Situace průzkumu v blízkosti opěrné stěny je v příloze č. 6. V této kapitole bylo čerpáno z materiálů poskytnutých firmou Geostar [18].

Povrch pod konstrukcí násypu je vyrovnán navážkou z různého materiálu do hloubky až 2,6m pod terénem. Následují šedorezavé jíly/silty tuhé až pevné konzistence, proměnlivé mocnosti, s přítomností organogenních částic. Ve vrtu J 01.29 byla navíc zastižena přítomnost fosilní slatiny mocnosti zhruba 1,3m. Pod vrstvou jílu jsou přítomny šedé, ulehlé štěrky do hloubky až 9,6m. Kvartérní podloží začíná v hloubce 8,7 – 9,6m a je tvořeno tuhými až pevnými slíný šedé barvy.

Hladina podzemní vody byla naražena v hloubce 0,5 – 2,4m a ustálila se 0,5 – 2,2m pod terénem. Podzemní voda nevykazuje agresivitu na betonové konstrukce.

V následující tabulce je geotechnická charakteristika zemin v podloží násypu rampy 8 [18]. Zeminy byly zatříděny podle dnes již neplatné ČSN 73 1001.

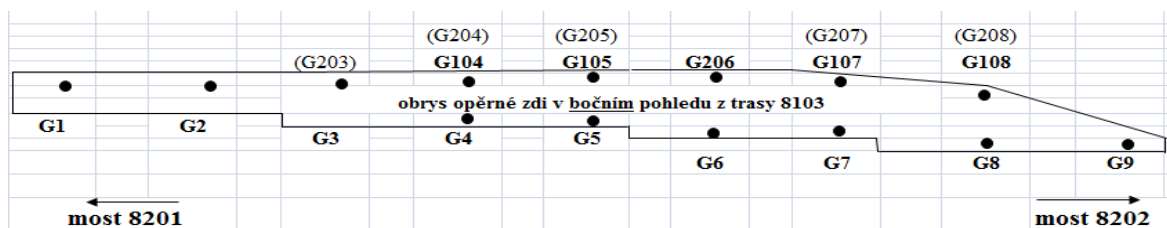
Tab.2 Geotechnická charakteristika zemin v podloží násypu rampy 8

Třída - symbol ČSN 73 1001	Popis	γ_{unsat} [kN/m ³]	konzistence/ ulehlost	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	φ_u [°]	c_u [kPa]	E_{oed} [MPa]	k [m/s]
G2-Y	navážka, hnědá, hlinitoštěrkovitá, s úlomky cihel	17,5	ulehlá	30	1	2	43	5	<3E-8
F8 - CE	jíl/silt, šedý, přítomnost ztrouch. dřeva, tuhý až pevný	16	tuhá	13	1	0	20	2	<3E-8
F6 - CI	jíl/silt, žlutošedý, měkký až tuhý	19,25	tuhá	19	10	4	40	5,3	<3E-8
G2-GP	štěrk, tmavošedý, psamitická frakce, ojedinělá zrna vel.4mm	19	ulehlá	35	0	-	-	120	<8E-4
F8-CH	slín, šedý, vrstvičky světlešedého tufitu, tuhý až pevný	19,65	tvrdá až pevná	18	20	4	80	5,4	<3E-8

3.3 Monitoring konstrukce

Opěrná stěna z vyztužené zeminy podléhá deformacím, které vznikají zejména během výstavby při hutnění zemního tělesa a v důsledku nárůstu tlaku na základovou spáru při provádění násypu. Pohyby se projevují do té doby, než dojde k úplné konsolidaci zemního tělesa i podloží a dojde k dosažení rovnovážného stavu napjatosti v zemní konstrukci. Sledovaný objekt se navíc nachází v oblasti ovlivněné důlní činností a podloží je relativně málo únosné. Pohyby konstrukce by tedy měly být výraznější [13].

Deformace opěrné konstrukce byly sledovány celkem ve 14 bodech osazených v hlavě a patě zdi. Tyto body jsou zaměřovány výškově pro určení sedání konstrukce a polohově pro určení posunů v příčném a podélném směru. Obrys opěrné zdi s rozmístěním sledovaných bodů je na obrázku č. 27. Údaje o deformacích konstrukce vychází ze zprávy o monitoringu poskytnuté firmou Geostar [19].



Obr. 27 Obrys opěrné zdi S0 8248 [19].

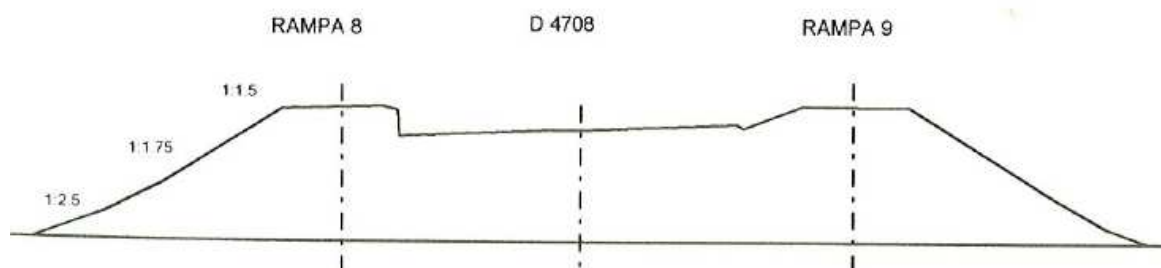
Realizace celé stavby č. 4708.2 Ostrava, Rudná - Hrušov proběhla v období od 16. října 2003 do srpna 2009, s uvedením do provozu 1. prosince 2007 [14]. Ze zprávy o monitoringu konstrukce je patrné, že měření deformací započalo v červnu 2005 a do konce roku byly provedeny ještě 3 etapy měření. Následovalo 5 etap měření v roce 2006, jedna etapa v r. 2010 a 4 etapy v roce 2011. Příslušné grafy s vysvětlivkami jsou uvedeny v přílohách 7 a 8.

Z jednotlivých grafů je patrné, že sedání konstrukce stále pokračuje, ale poklesy se ustalují. Celkové sedání konstrukce se pohybuje mezi 70 – 158mm. Vývoj příčných pohybů je v posledních 5 etapách značně neuspořádaný. Na konstrukci jsou sledovány posuny v kladném i záporném směru od uvažované osy. Měření neprokázalo jednoznačný trend pohybů. Celková velikost příčného posunu se pohybuje od 19 do 34 mm u bodů v dolní řadě a od 29 do 63mm u bodů horní řady. Nejvyšší náklon horní řady prvků oproti spodní byl prokázán v řezu G6 (30mm), v ostatních řezech se pohybuje od 9 do 22mm, v řezu G8 je nulový.

Celkově se dá hovořit o příznivém vývoji pohybů konstrukce. Deformace se k roku 2011 ustalují. Je zřejmé pomalé ukončování sedání. Příčné pohyby konstrukce nemají jednoznačný trend, ovšem stav nelze nazvat klidovým. Ve zprávě je tedy uvedeno doporučení, že pro rok 2012 bude postačující jedna etapa měření.

3.4 Modelování opěrné stěny v nižším řezu

V této části práce je zmiňovaná konstrukce SO 8248 modelována programem Plaxis 2D, o kterém je pojednáno v předchozí kapitole. Model konstrukce byl vytvořen podle řezu 5, který je na obrázku č. 29 na následující stránce. Tento řez se nachází v blízkosti bodu monitoringu G3 (viz. obr. 27). 2D model zachycuje zhruba polovinu celého násypového tělesa D47. Na obrázku č. 28 je znázorněn charakteristický tvar násypového tělesa. Řešená opěrná stěna je součástí rampy 8.

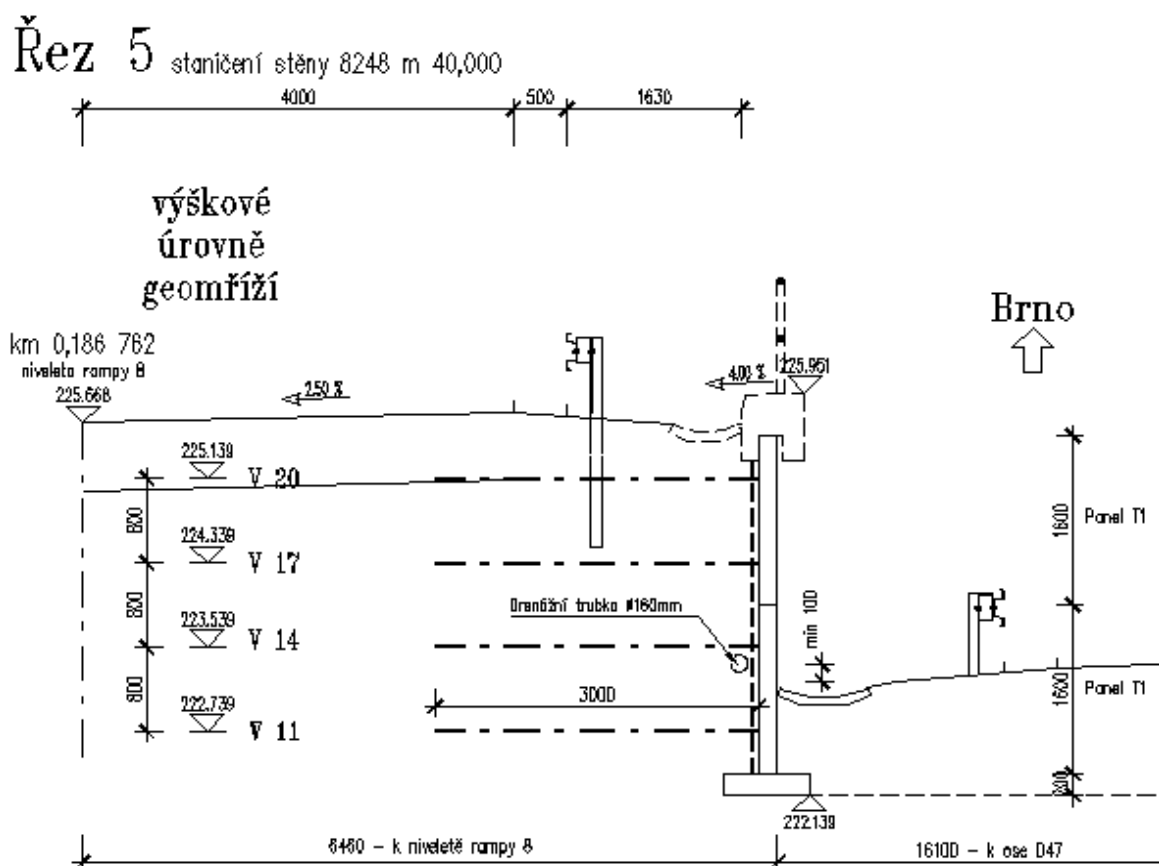


Obr 28 Charakteristický tvar násypového tělesa [18].

Pro model byly zvoleny 15-ti uzlové prvky. Zeminy jsou uvažovány Mohr – Coulombovým modelem (lineárně – elastickým, perfektně plastickým).

Samotné pohledové čelo bylo modelováno třemi způsoby:

- prutovými prvky s tuhým spojením
- plošnými prvky
- prutovými prvky s kloubovým spojením

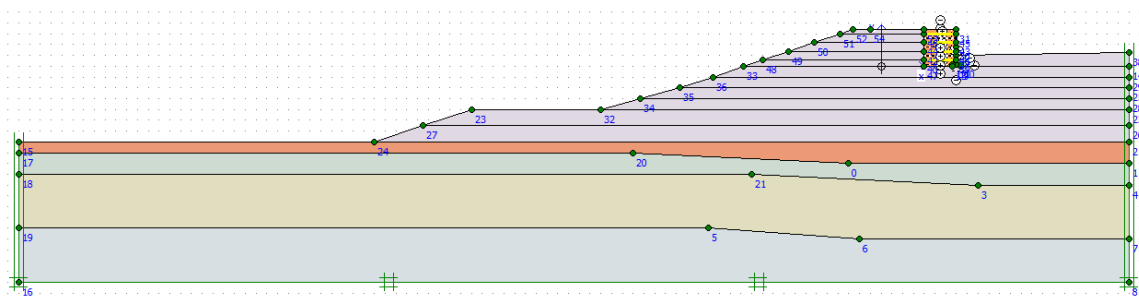


Obr. 29 Řez opěrnou stěnou z vyztužené zeminy [20].

3.4.1 Pohledové čelo modelováno prutovými prvky s tuhým spojením

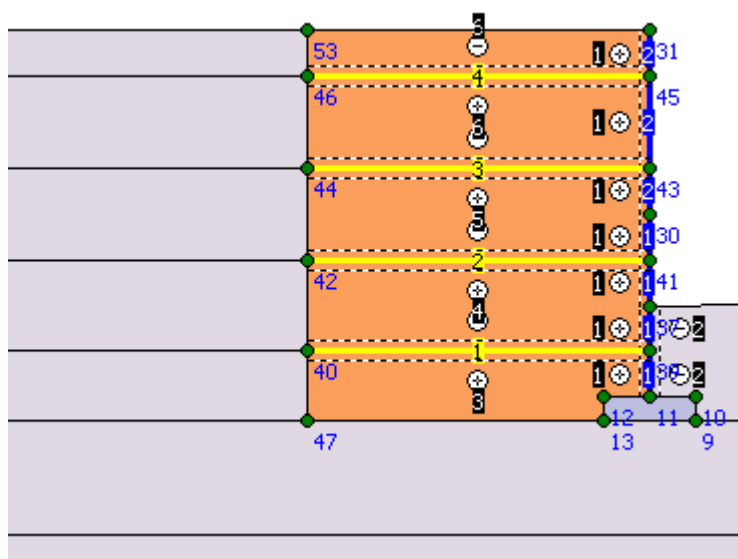
3.4.1.1 Geometrie modelu

Model zachycuje přibližně polovinu násypového tělesa D47. Model je rovinný (plane strain), rozměrově 101m horizontálně a 24m vertikálně. Jednotlivé geologické vrstvy jsou nejprve rovinné, směrem k ose D47 se mocnost vrstev mírně mění. Toto bylo odvozeno na základě různé mocnosti vrstev v jednotlivých vrtech ve směru řezu konstrukcí. Podloží je zachyceno do hloubky 14m. Na obrázku č. 30 je pohled na celý model. Těleso násypu má výšku 10m k vrcholu rampy. První 2 vrstvy násypu jsou budovány s přitěžující lavicí šířky 9,5m a výšky 3m. Násypové těleso je rozděleno na jednotlivé vrstvy, které budou budovány postupně.



Obr. 30 Celkový pohled na model

Posloupnost geologických vrstev je následující: navážka – jíl/silt – štěrk – slín. Vycházelo se z kapitoly 3.2. Nad navážkou je konstrukce násypu D47. Podzemní voda byla uvažována v konstantní hloubce 2m pod terénem, což je znázorněno v kapitole o fázích výstavby konstrukce. Na obrázku č. 31 je pohled na samotnou opěrnou stěnu z vyztužené zeminy, která byla modelována podle řezu 5.



Obr. 31 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným prutovými prvky

Geomříže jsou modelovány prvkem geogrid (žlutá barva). V tomto řezu je konstrukce vyztužena ve 4 úrovních s vertikální vzdáleností geomříží 0,8m. Pohledové čelo je modelováno prvkem plate (prutově). Kontakt těchto prvků se zeminou je modelován prvky interface. Pod prvky plate je úložný betonový práh modelovaný pomocí

plošných prvků. Na opěrnou stěnu navíc působí zatížení od provozu atd. To je zachyceno systémem sil, který bude detailněji popsán v kapitole fází výstavby konstrukce.

3.4.1.2 Materiálové charakteristiky

Materiálové charakteristiky byly stanoveny především na základě podkladů od firmy Geostar. Parametry podloží byly zadávány podle výsledků laboratorních zkoušek provedených v rámci podrobného GTP zájmového území. Rozměry a materiálové charakteristiky pohledových prvků a geomříží byly zadány podle reálných rozměrů a popisu z výkresové dokumentace rampy 8. Všechny použité charakteristiky jsou shrnuty v následujících 3 tabulkách.

Tab.3 Parametry zemin

Identifikace	navážka	jíl/silt	štěrk	slín	vyztužená zemina	hlušina
materiálový model	MC	MC	MC	MC	MC	MC
chování	Drained	Undrained	Drained	Undrained	Drained	Drained
γ_{unsat} [kN/m ³]	17,5	16	19	19,65	21	21
γ_{sat} [kN/m ³]	19,5	18	21	20,65	23	23
k [m/den]	3,00E-5	3,00E-10	3,00E-3	3,00E-10	3,00E-3	3,00E-4
E_{oed} [MPa]	5	3,5	120	5,4	145	130
ν	0,2	0,35	0,2	0,35	0,2	0,25
c_{ref} [kPa]	1	5	0,2	20	0,2	18
φ [°]	30	15	35	18	36	30
ψ [°]	0	0	5	0	6	0

Materiálové vlastnosti zemin byly zadány pevnostními a deformačními parametry MC modelu. Kvůli extrémně nízkým hodnotám z laboratoře byly parametry jílu/siltu pro potřeby modelování mírně zlepšeny, což byl nutný krok z důvodu stability výpočtů. Parametry hlušinové sypaniny byly stanoveny podle aktualizovaných TP 176 pro využití hlušiny do těles pozemních komunikací [17]. Deformační modul hlušiny byl stanoven průměrně na základě výsledků laboratorních zkoušek hlušinových sypanin z různých lokalit. Poissonovo číslo bylo zadáno dle směrných normových charakteristik zemin a doporučení v materiálovém manuálu programu Plaxis. Dále byla zadána propustnost, která

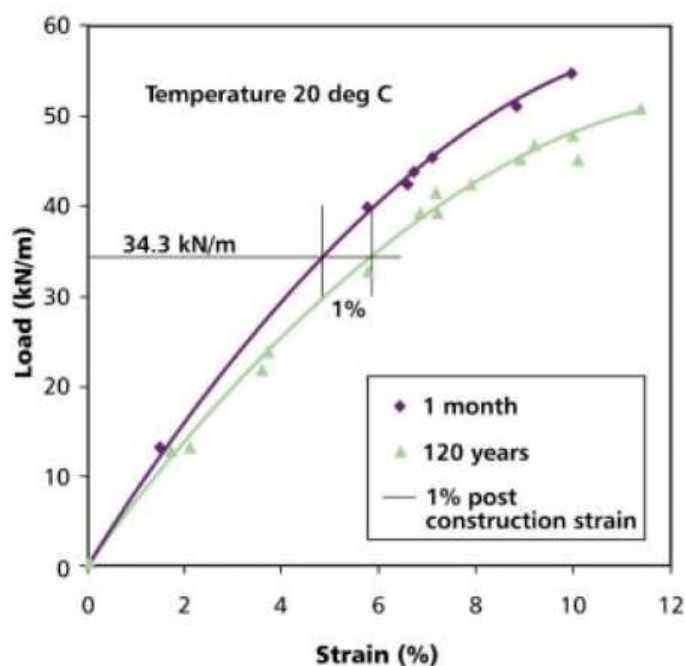
byla upravena dle charakteru zeminy. Nulová koheze byla u zeminy nahrazena alespoň minimální hodnotou 0,2 kPa, podle doporučení v manuálech programu Plaxis.

Tab. 4 Parametry pohledového čela a geomříže

Identifikace	panel T1	geomříž Tensar 120RE
Model	Elastic	Elastic
EA [kN/m]	5,76E+06	680
EI [kNm ² /m]	15,55E+03	-
d [m]	0,18	-
w [kN/m/m]	4,5	-
v	0,2	-

Pohledové čelo bylo modelováno pomocí prvku plate. Z tuhostních parametrů, které byly vypočteny z reálné geometrie a vlastností betonu, Plaxis následně vygeneruje tzv. ekvivalentní tloušťku d. Parametr w je specifická hmotnost, která byla získána vydělením objemové hmotnosti příslušnou tloušťkou prvku.

Při určení tahové tuhosti geomříže byl uvažován pracovní diagram výztuhy (závislost procentuálního protažení na působící síle). Tento diagram je na obrázku 32.



Obr. 32 Creepové chování výztuhy Tensar 120RE [16].

Graf popisuje přetváření výztuhy při déletrvajícím zatížení. Vše je uvažováno při teplotě 20°C. Pro zatížení 30kN/m bylo odečteno přetvoření 4,4%. Ze vztahu $EA = F/(\Delta l/l)$, byla následně určena tuhost $EA = 680 \text{ kN/m}$.

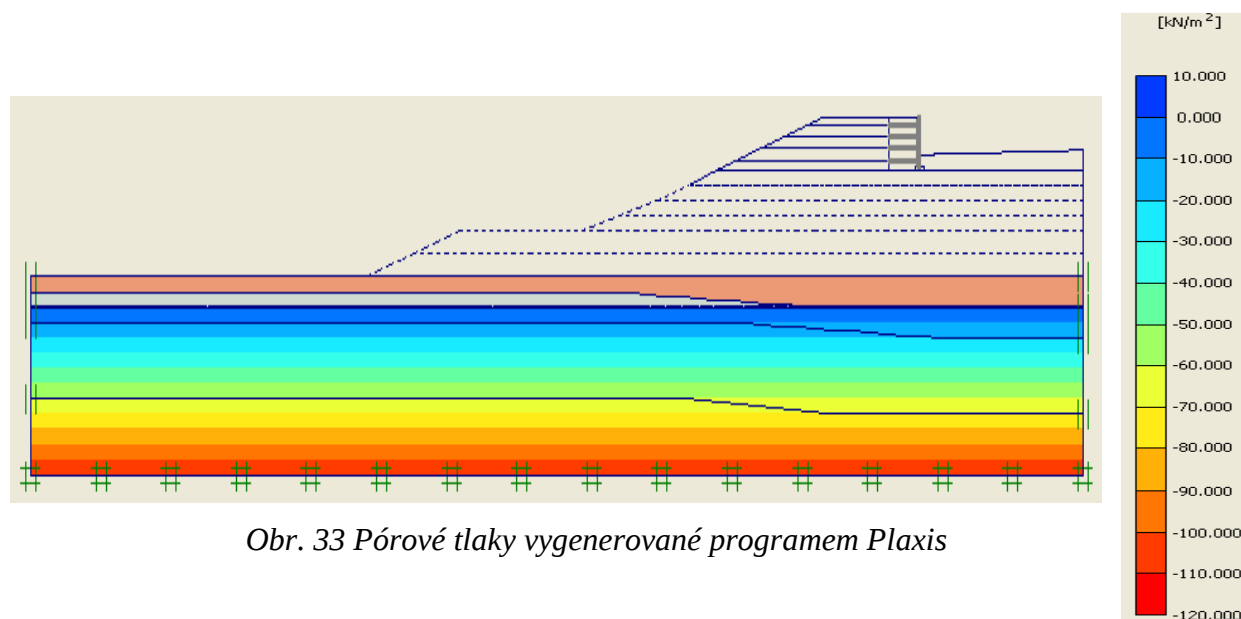
Tab. 5 Parametry betonového prahu

Identifikace	betonový práh
Model	Linear Elastic
Chování	Non - porous
$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	24
$E_{\text{ref}} \text{ [GPa]}$	27
ν	0,2

Betonový práh pod první řadou panelů byl modelován pomocí plošných prvků jako lineárně – elastický, neporézní materiál.

3.4.1.3 Fáze výstavby

Celý násyp byl následně modelován v programu Plaxis, přičemž byla zohledněna jeho postupná výstavba. Výpočet proběhl s uvažováním konsolidace. Před započítáním samotné postupné výstavby je třeba stanovit počáteční podmínky (initial conditions), tzn. vygenerovat počáteční napjatost zeminového prostředí. Na základě přítomnosti podzemní vody se vygenerují pórové tlaky. Objemová tíha vody je uvažována 10 kN/m^3 . Vše je znázorněno na následujícím obrázku.



Obr. 33 Pórové tlaky vygenerované programem Plaxis

Dále je třeba vygenerovat počáteční napjatost zeminového prostředí. Počáteční napětí je v zemině ovlivněno její vlastní tíhou a historií jejího utváření. Napjatost je obvykle charakterizována jako počáteční svislé efektivní napětí $\sigma'_{v,0}$. V Plaxisu může být počáteční napjatost generována dvěma způsoby:

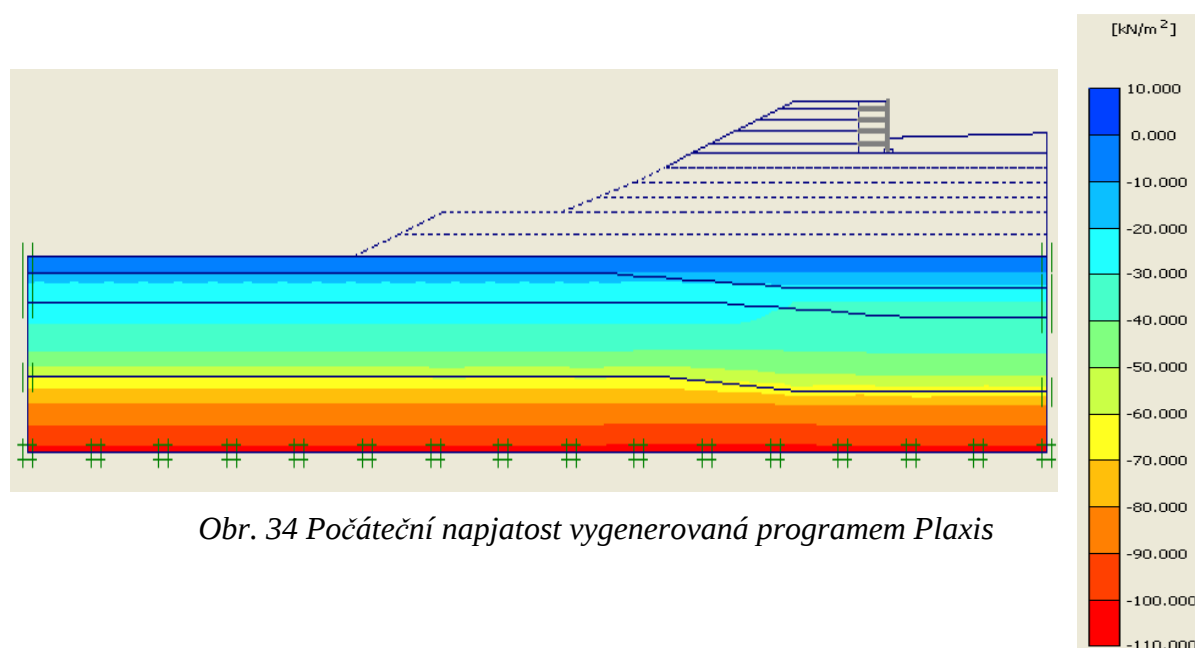
- K_0 procedura

Při tomto výpočtu Plaxis vygeneruje svislé napětí na základě vlastní tíhy zeminy. Horizontální napjatost je získána přenásobením napjatosti vertikální koeficientem K_0 . Pro MC model platí pro K_0 tzv. Jákyho empirické vyjádření: $K_0 = 1 - \sin \varphi$ [12]. Tento výpočetní postup by se měl uplatňovat tam, kde jsou vrstvy podloží uloženy horizontálně.

- Gravity loading

Gravity loading je typ plastického výpočtu, kdy je počáteční napjatost generována na základě objemové tíhy zeminy. Parametr K_0 závisí na hodnotě Poissonova čísla zeminy a pro stlačení v jednom směru platí: $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ [12]. Generování počáteční napjatosti pomocí gravity loading se užívá v případech nehorizontálně uložených vrstev podloží.

Na následujícím obrázku je vygenerovaná počáteční napjatost pro příslušnou geologii pod tělesem násypu. Počáteční napjatost byla generována před zahájením samotných výpočtů. Parametr K_0 byl určen v závislosti na Poissonově čísle zeminy.



Obr. 34 Počáteční napjatost vygenerovaná programem Plaxis

Následně byla řešena konstrukce násypu pod rampou. Nejprve bylo vybudováno prvních cca 7m násypového tělesa z hlušinové sypaniny. V modelu je tato část budována po 6 vrstvách, kdy je každá vrstva nasypána a následně je ponechána 30 dní konsolidovat.

Po vybudování spodního násypu byla zahájena výstavba samotného násypu rampy s vyztuženou opěrnou stěnou. Při první fázi výstavby rampy byly vynulovány předešlé deformace násypu. Výstavba rampy v modelu probíhala po fázích, které kopírovaly postup výstavby reálné vyztužené zemní konstrukce. V jedné fázi byla uložena vrstva zeminy, uložena výztuha, zasypána výztuha. Následovalo osazení další řady panelů a další násyp zeminy. Po jedné fázi výstavby následovala 5 denní konsolidace. Po vybudování konstrukce bylo aktivováno zatížení, které idealizuje vliv dopravy a jiného nahodilého zatížení. Toto bylo zachyceno svislým spojitým zatížením 10kN/m na vrcholu rampy.

Při výstavbě spodní části násypu byla také orientačně posuzována jeho stabilita. V Plaxisu je tento stabilitní výpočet označován jako „ $\phi - c$ redukce“. Při tomto posouzení jsou pevnostní parametry ϕ a c redukovány postupně tak, až dojde ke kolapsu. Nastaví se tedy příslušný přírůstek redukce a počet redukčních kroků. Pro posouzení stability pak platí vztah:

$$SF = \text{available strength/strength at failure} = \text{value of } \Sigma M_{sf} \text{ at failure}$$

Stupeň stability svahu se tedy rovná hodnotě ΣM_{sf} při kolapsu, přičemž tato hodnota je poměrem výchozího pevnostního parametru a parametru redukováného, čili platí:

$$\Sigma M_{sf} = \tan\phi_{\text{input}}/\tan\phi_{\text{reduced}} = C_{\text{input}}/C_{\text{reduced}}$$

Pro prvních 6 vrstev násypu byla tedy posouzena stabilita. Výpočet byl proveden po každé vybudované fázi. Vše shrnuje tabulka č 6.

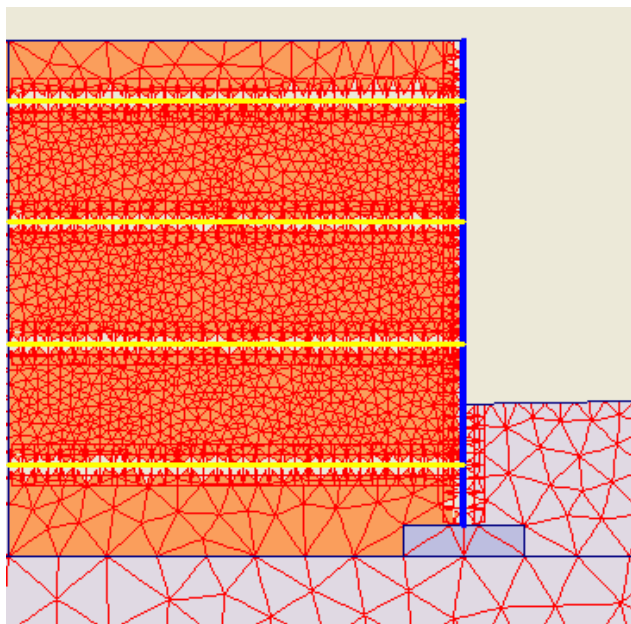
Tab. 6 Stupně stability násypu

Fáze budování	1	2	3	4	5	6
ΣM_{sf}	3,21	1,88	1,86	1,82	1,65	1,56

Z tabulky je patrné, že při narůstající výšce se stabilita násypu postupně snižuje. Všechny fáze postupného budování konstrukce jsou shrnuty v následujících bodech:

- generování počáteční napjatosti
- 1. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- posouzení stability
- 2. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- posouzení stability
- 3. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- posouzení stability
- 4. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- posouzení stability
- 5. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- posouzení stability
- 6. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- posouzení stability
- 1. vrstva rampy s 5 denní konsolidací, vynulování předešlých deformací
- 2. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 3. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 4. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- nástup zatížení

Pro model byla jako základní zvolena střední hustota sítě (medium). V prostoru vyztužené stěny byla síť v jednotlivých clusterech zjemněna (fine). Zjemněna byla též podél linie pohledového čela a geomříží. Pohled na zjemněnou síť je na obrázku č. 35. Celý model s vygenerovanou sítí je v příloze č.1.



Obr. 35 Zjemněná síť v prostoru vyztužené stěny

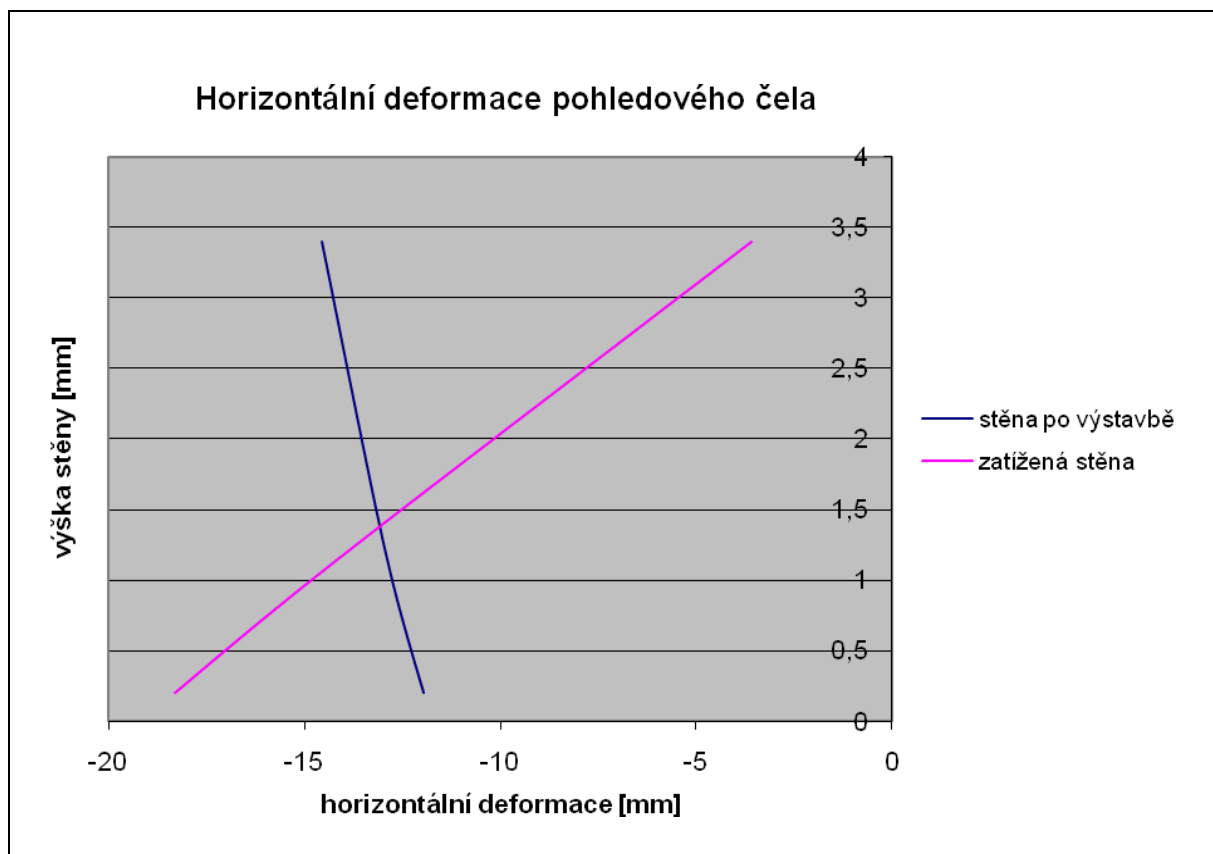
3.4.1.4 Výsledky

Při porovnávání výsledků různých druhů modelování pohledového čela a při srovnání s monitoringem skutečné konstrukce byly sledovány tyto deformace opěrné stěny:

- Celková deformace stěny po výstavbě
- Celková deformace stěny po nástupu zatížení
- Sedání stěny (sedání nivelačního bodu v líci stěny)
- Příčný posun stěny (příčný posun nivelačního bodu v líci stěny)

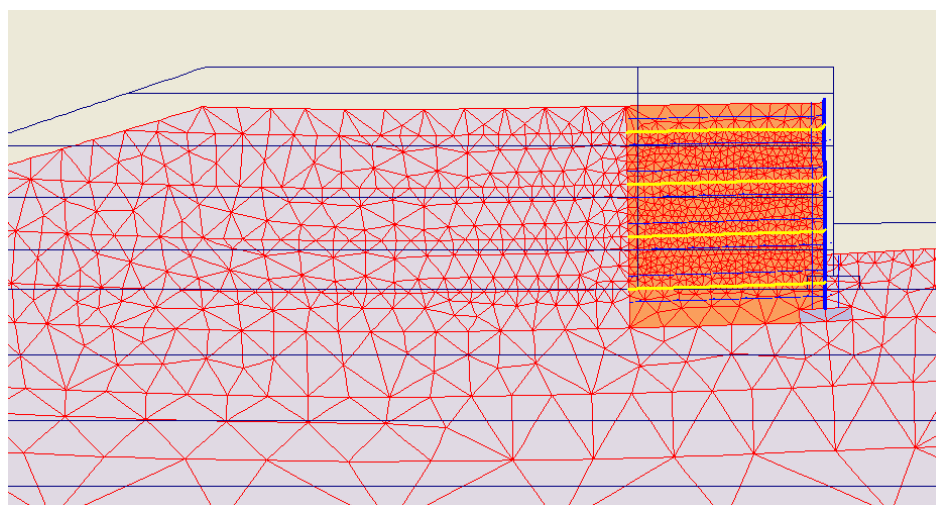
V prvním případě bylo pohledové čelo modelováno prutově s tuhým spojením prvků.

V aktualizovaných technických podmínkách TP 176 pro využití hlušiny do zemního tělesa PKO je uvedeno, že deformační modul hlušiny by se měl uvažovat hodnotou 80MPa [17]. Nejprve byla tedy uvažována tato hodnota. Po výstavbě byl svislý posun modelu 50mm, po aktivaci zatížení 77mm. Došlo tedy k nárůstu sednutí zdi o 27mm. Příčné posuny jsou na obrázku 36.



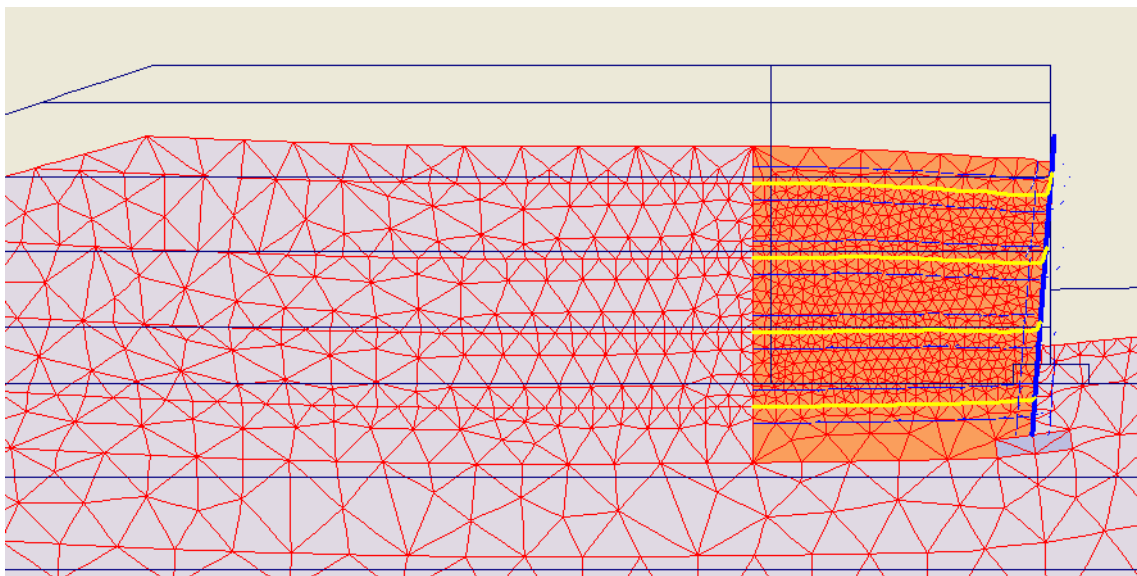
Obr. 36 Horizontální deformace pohledového čela

Z křivky deformací stěny po výstavbě jsou patrné záporné horizontální deformace, čelo se zaklání. V dalších výpočtech bude uvažována hodnota původní $E_{\text{oed}} = 130\text{MPa}$. Po vybudování tělesa rampy se konstrukce zdeformovala tak, jak je vidět na obrázku č. 37, přičemž měřítko deformací je 10x zvětšené.



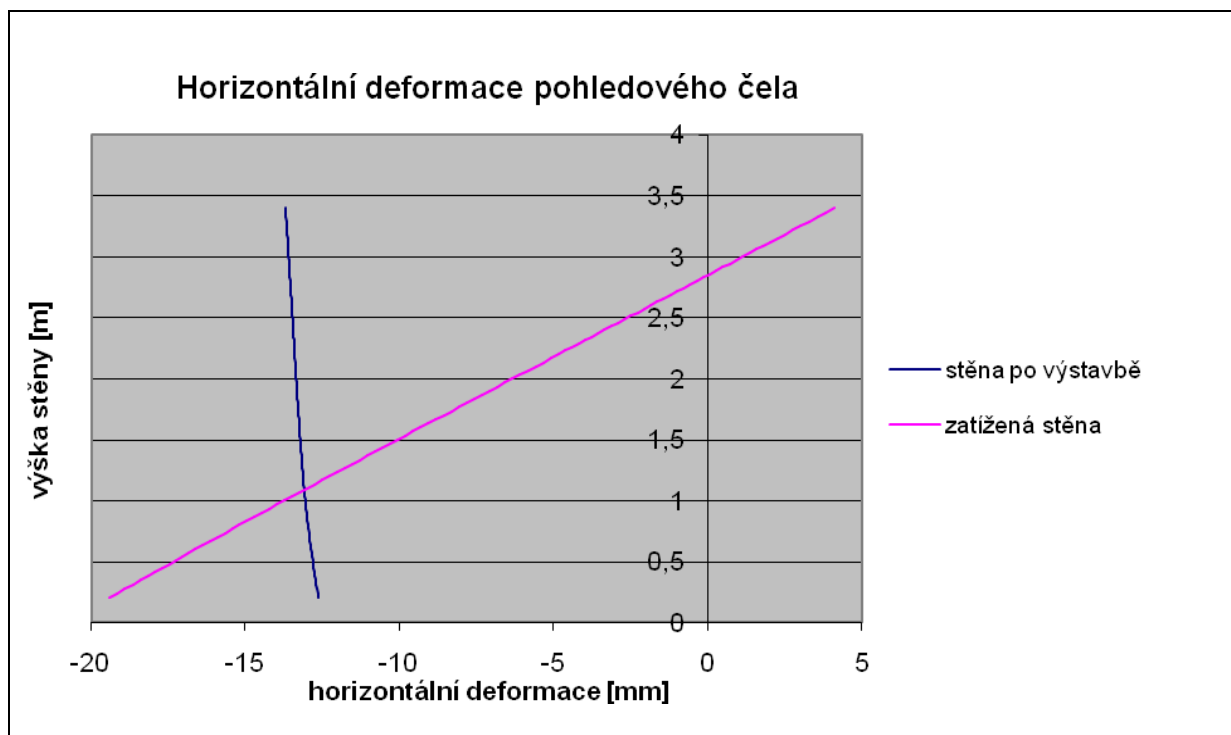
Obr. 37 Deformace opěrné stěny po vybudování

Z obrázku je zřejmé, že celá konstrukce sedá a stěna opět vykazuje záporný horizontální posun. Tento fakt je způsoben deformacemi vysokého násypového tělesa, které jsou výrazné i navzdory tomu, že přítomná hlušina má dobré deformační a pevnostní vlastnosti. Na následujícím obrázku je deformovaná konstrukce po aktivování příslušného zatížení.



Obr. 38 Deformace opěrné stěny po aktivaci zatížení

Vlivem zatížení se konstrukce stěny začala vyklánět tak, jak je vidět na obrázku č. 38. Horizontální deformace pohledového čela jsou patrné z obrázku č. 39 na následující stránce. Po vybudování byly znovu získány záporné deformace a čelo se nepatrně „zaklání“. Při působení zatížení dojde v horní části konstrukce ke kladnému příčnému posunu, přičemž dolní část stěny má tendence pohybu opačného. Všechny hodnoty deformací uvedené v následujícím textu jsou odečteny z místa bodu G3, který je ve výšce 2,8m. Průběh deformací po výšce stěny je na obrázku č. 39. Při uvážení vyššího deformačního modulu hlušiny došlo ke snížení záporných deformací čela a snížení přírůstku sedání o 1-2mm.



Obr. 39 Horizontální deformace pohledového čela

Svislý posun modelu stěny v líci po vybudování dosahoval 49mm, po aktivaci zatížení 75mm. Sednutí stěny bylo tedy 26mm. Příčný posun čela modelu je zhruba -13mm po vybudování konstrukce. Po aktivaci zatížení došlo v bodě, kde je na reálné konstrukci nivelační značka (tj. ve výšce 2,8m), k výklonu čela o 0,5mm. Dá se tedy říci, že stěna se posunula v příčném směru o 13,5mm.

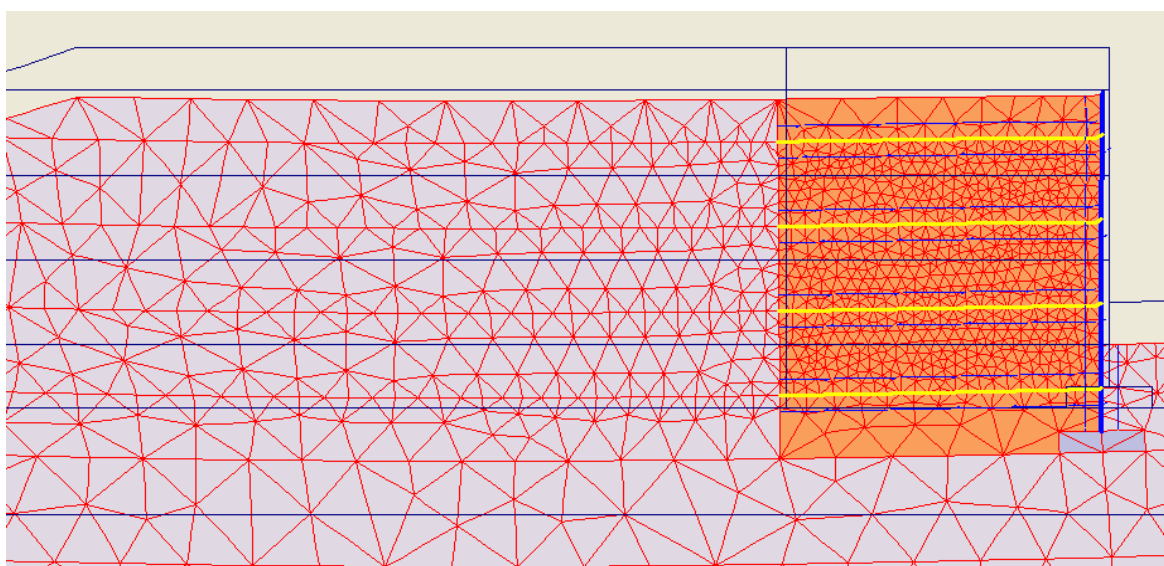
V geotechnické zprávě pro rampu 8 je uvedeno doporučení, že sedání násypu by se mělo urychlit konsolidačními vrty o průměru 40cm, které budou zahloubeny 3m do vrstvy neogenního slínu v osové vzdálenosti 3,5m [18]. Tento fakt byl tedy následně zaveden do výpočtu modelu.

Před výstavbou rampy bylo předpokládáno, že podloží pod násypem je již zkonsolidováno od účinku tíhy násypu. Všechny ostatní fáze výpočtu zůstaly shodné. Stabilita už posuzována nebyla.

- generování počáteční napjatosti
- 1. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 2. vrstva násypu s 30 denní konsolidací

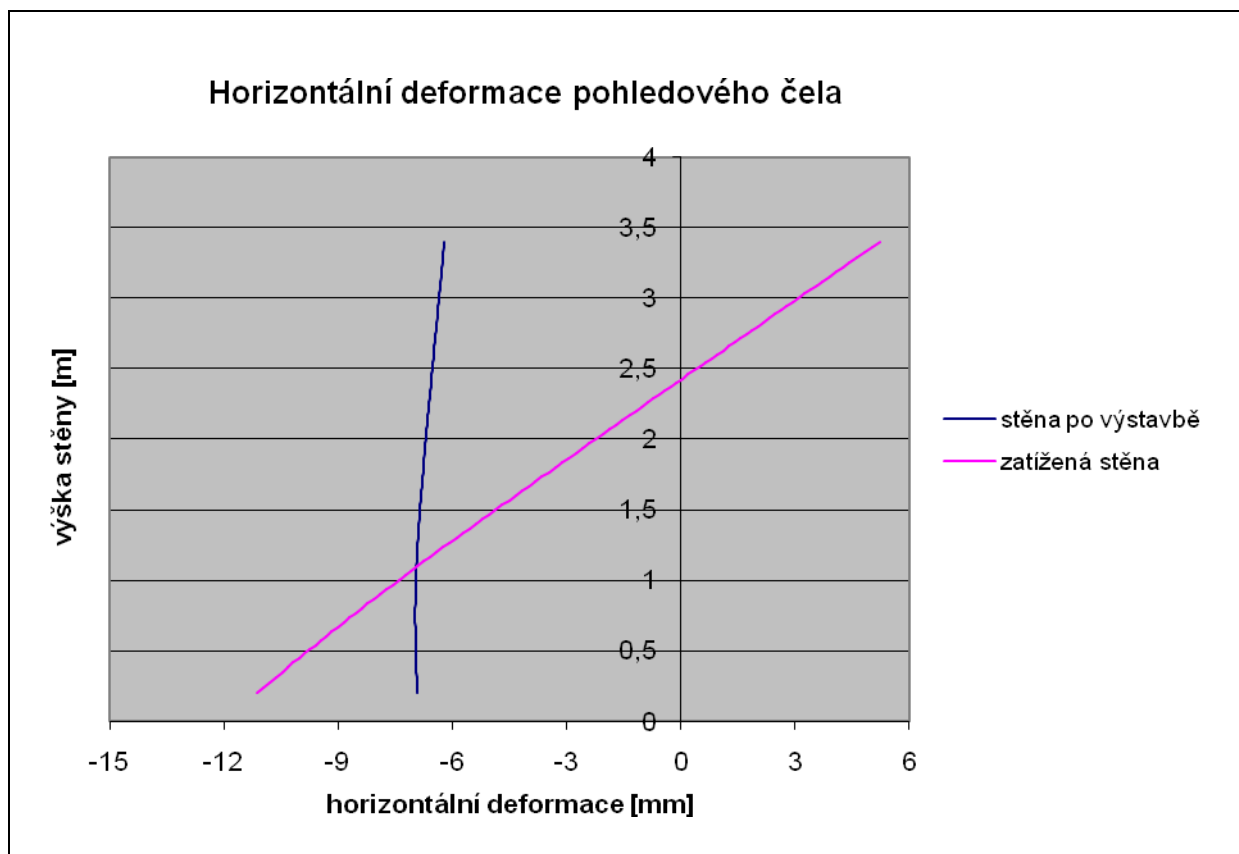
- 3. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 4. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 5. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 6. vrstva násypu s konsolidací do min. pórového tlaku
- 1. vrstva rampy s 5 denní konsolidací, vynulování předešlých deformací
- 2. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 3. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 4. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- nástup zatížení

Deformace rampy bez zatížení je na obrázku č. 40. Pohledové čelo vykázalo menší sedání i menší záporný příčný posun.



Obr. 40 Deformace opěrné stěny po vybudování

Příčný posun horního prvku (horní řada panelů) pohledového čela byl -6,2mm, dolní prvek (dolní řada panelů) -7mm. Samotné čelo má tedy už při výstavbě tendenci se vyklánět, což se zdá přirozenější. V prvním modelu byl průběh opačný. Sedání zdi bylo nižší. Horizontální deformace jsou na obrázku č. 41 na další stránce.

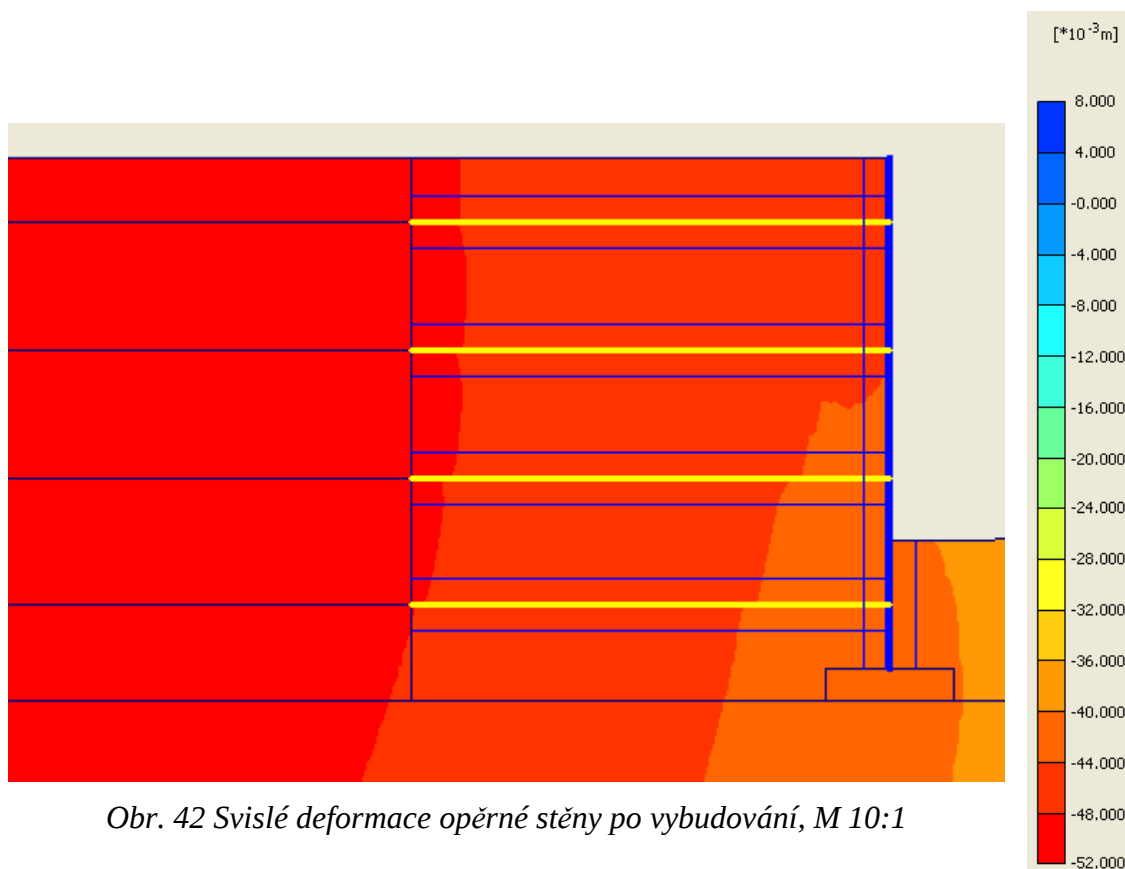


Obr. 41 Horizontální deformace pohledového čela

Po nástupu zatížení byl na horním prvku čela v místě nivelační značky odečten příčný posun 3mm. Celkový posun po zatížení byl tedy 10mm. Přírůstek sedání byl 18mm.

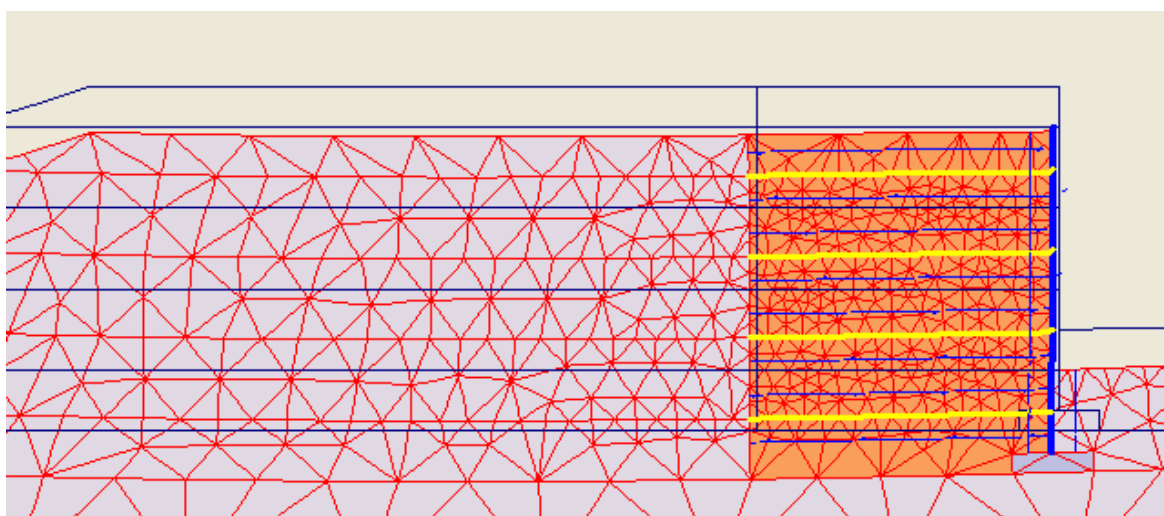
Tendence příčných posunů zdi se zdají být reálnější. Celé násypové těleso se deformuje méně a samotné čelo tolik neovlivňuje. V dalších výpočtech bude tedy uvažován tento výpočetní postup.

Svislé deformace jsou v izoplochách znázorněny na obrázku č. 42 na další stránce.



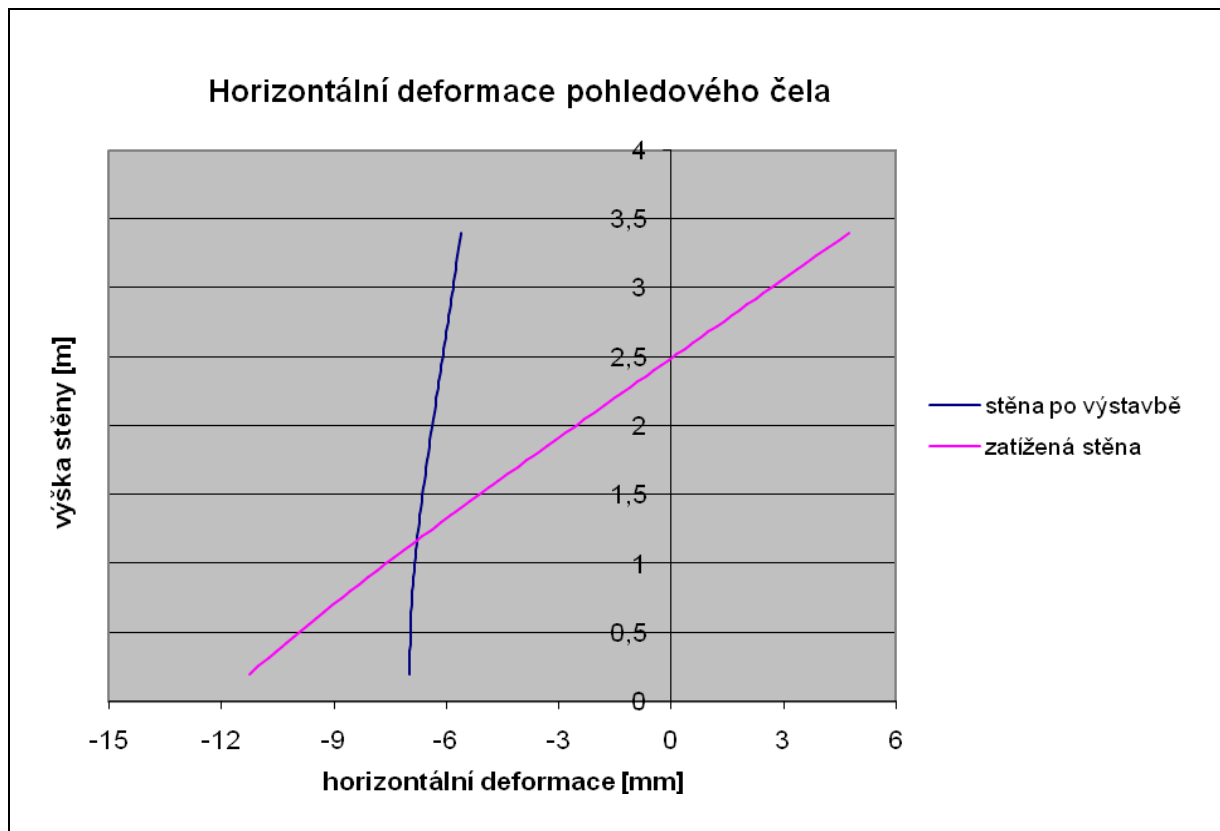
Obr. 42 Svislé deformace opěrné stěny po vybudování, $M 10:1$

Výpočet modelu s vysokým zjemněním sítě byl časově velmi náročný. Konstrukce byla tedy pro porovnání řešena znovu s použitím hrubé sítě (coarse), která byla lokálně zjemněna v prostoru rampy. Hrubší síť v prostoru rampy s deformací po výstavbě je na obrázku č. 43.



Obr. 43 Deformace opěrné stěny po vybudování, $M 10:1$

Horizontální deformace jsou na obrázku č. 44.



Obr. 44 Horizontální deformace pohledového čela

Příčný posun zdi byl 8,5mm, sedání 16mm. Výsledky modelu s hrubší sítí prvků se tedy lišily maximálně o 2 milimetry a model se deformuje stejným způsobem. Pro výpočet konstrukce stěny s prvkovým čelem v nižším řezu je tedy taková síť prvků dostatečná.

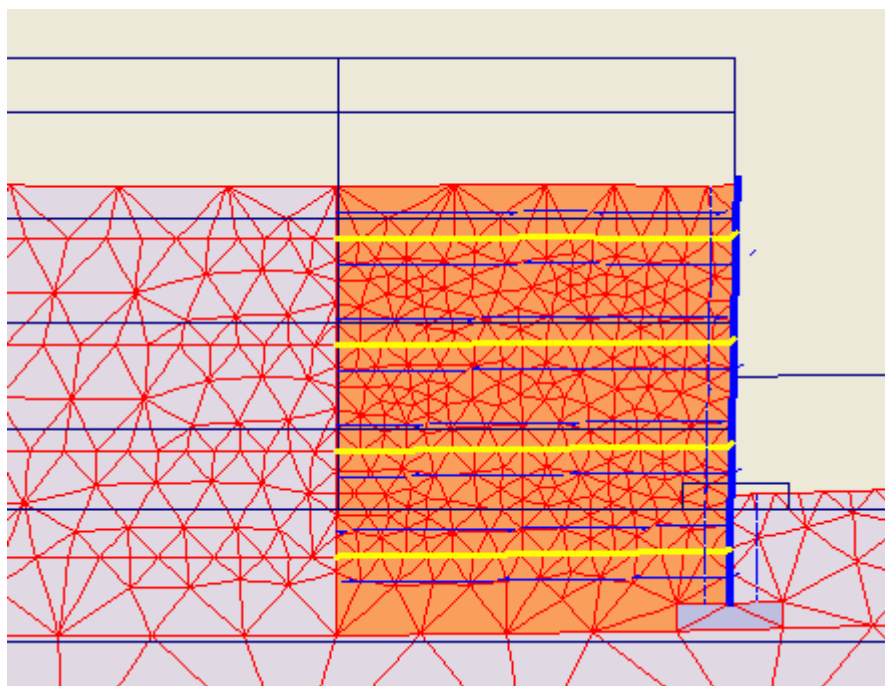
Ze zprávy o monitoringu konstrukce je patrné, že celkové sedání zdi v bodu monitoringu G3 (ve výšce 2,8m) se pohybuje přibližně mezi 17 -140 mm. Přičemž v letech 2005 a 2006 se pohybovalo mezi 17-65mm (konstrukce bez provozu). Měřeno bylo v líci stěny. V letech 2005 a 2006 byly v tomto řezu naměřeny záporné příčné posuny konstrukce -4 až -7mm. Při měřeních v letech 2010 a 2011 (konstrukce s provozem) byly zaznamenány kladné příčné posuny v rozmezí 14-26mm. Vše je popsáno v kapitole o monitoringu konstrukce s odkazem na příslušné grafy v přílohách.

Při porovnání modelu s monitoringem je deformovaný stav konstrukce po výstavbě brán jako výchozí. Monitoring opěrné stěny probíhal etapově v letech 2005 – 2011. Zachycuje tedy dlouhodobé deformační chování konstrukce. Ve zprávě je uvedeno, že po 6 letech je patrné ukončování sedání konstrukce, naměřené přírůstky deformací se snižují. O ukončování příčných pohybů hovořit nelze. Tento fakt je ale nejspíše způsoben přítomností dynamických účinků dopravy.

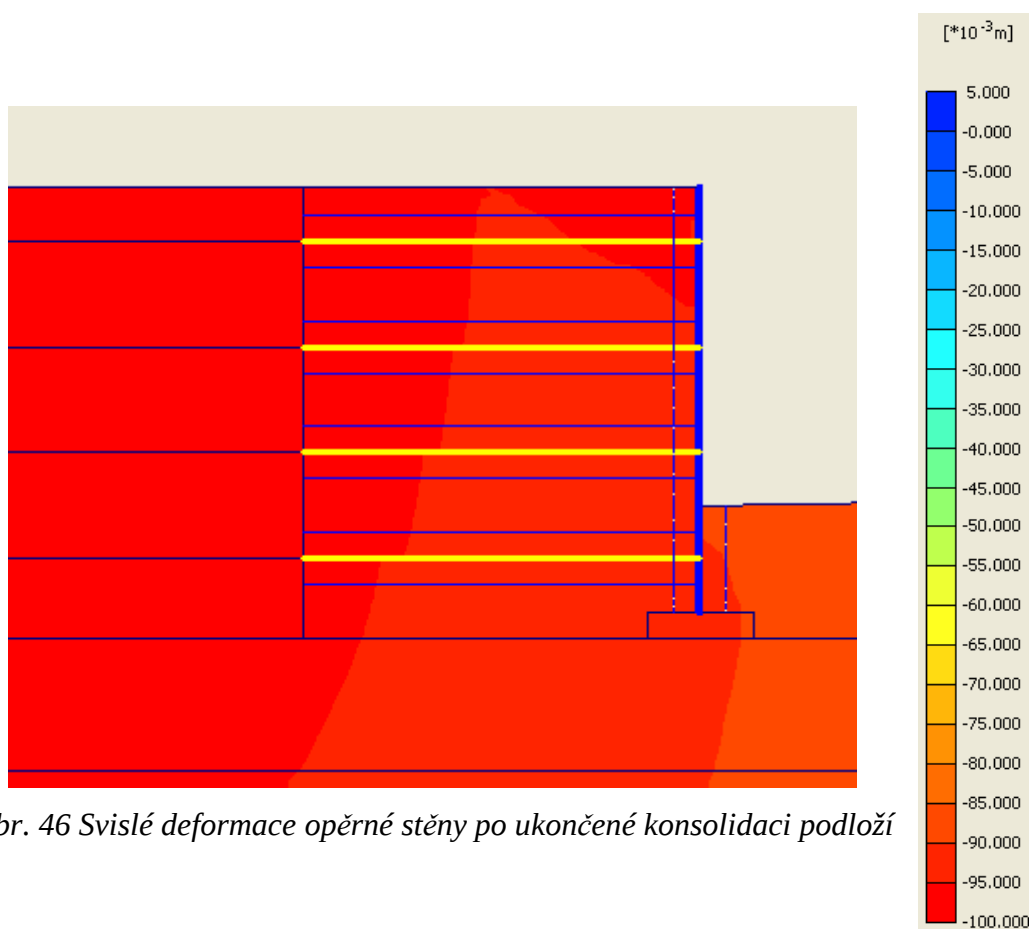
Ustalování pohybů opěrné stěny je způsobeno ukončováním deformací podloží. Po vybudování celého násypového tělesa byla tedy uvažována úplná konsolidace podloží. Trend a výsledky deformací modelu byly následně porovnávány s monitoringem reálné konstrukce. Fáze výpočtu jsou shrnuty zde:

- generování počáteční napjatosti
- 1. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 2. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 3. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 4. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 5. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 6. vrstva násypu s konsolidací do min. pórového tlaku
- 1. vrstva rampy s 5 denní konsolidací, vynulování předešlých deformací
- 2. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 3. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 4. vrstva rampy s následnou konsolidací do min. pórového tlaku
- nástup zatížení

Po proběhnutí zmíněné konsolidace se opěrná stěna zdeformovala tak, jak je vidět na obrázku č. 45. Svislé deformace jsou na obrázku č. 46.



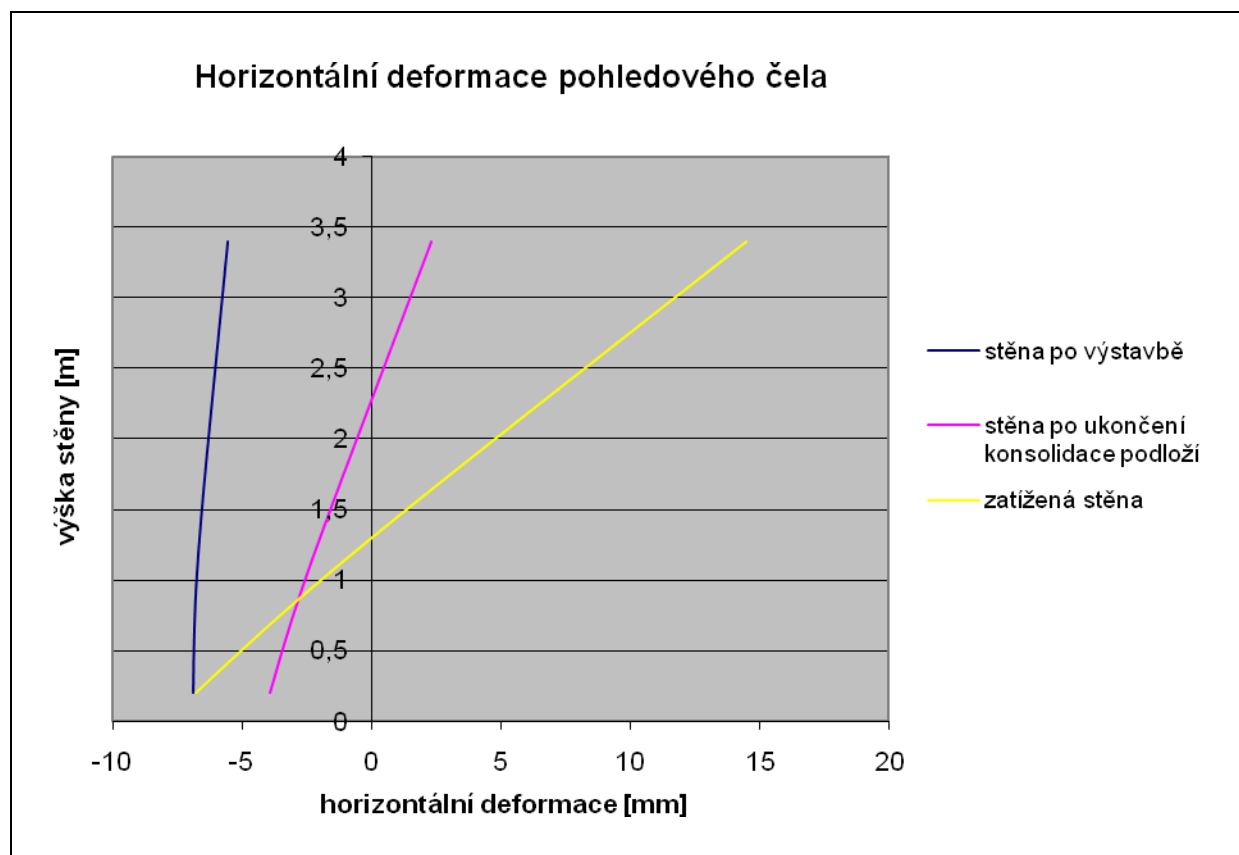
Obr. 45 Deformace opěrné stěny po ukončené konsolidaci podloží



Obr. 46 Svislé deformace opěrné stěny po ukončené konsolidaci podloží

Z legendy u obrázku č. 46 je patrný nárůst svislých deformací modelu.

Na obrázku č. 47 je znázorněn vývoj horizontálních deformací pohledového čela.



Obr. 47 Horizontální deformace pohledového čela

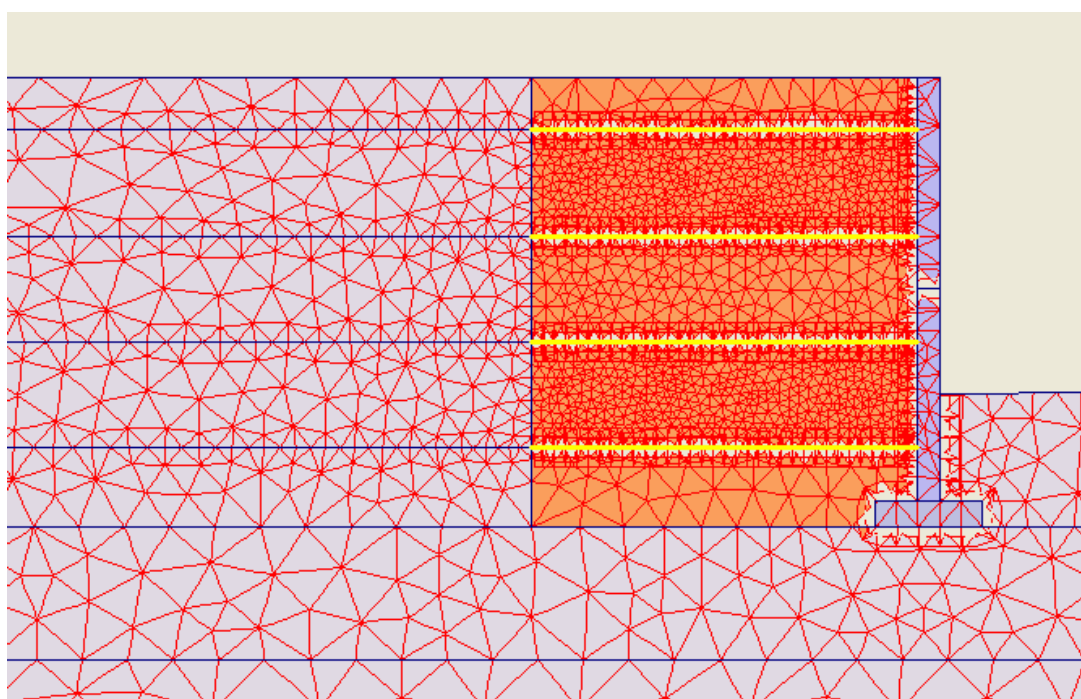
Z grafu je zřejmé, že stěna se v čase (dochází ke konsolidaci podloží) a pod zatížením deformuje. Došlo k nárůstu příčných posunů v kladném směru, sedání se zvýšilo. Model se tedy chová podobně jako reálná stěna. Porovnání deformací s monitoringem uvádí následující tabulka. Deformovaná konstrukce po výstavbě byla považována za výchozí stav. Reálné měření zachycovalo přírůstky deformací v čase, s nimiž byly porovnány přírůstky deformací na modelu. Odečítány byly přímo ve výšce, která odpovídá výšce bodu G3.

Tab. 7 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny

G3	model	reálná konstrukce
sedání po zatížení	62mm	65-140mm
příčný posun po zatížení	16mm	14-26mm

3.4.2 Pohledové čelo modelováno pomocí plošných prvků

Pro pohledové čelo byla následně použita jiná varianta modelování. Čelo bylo modelováno clusterem tloušťky 18cm, která odpovídá tloušťce panelu. V modelu tedy došlo ke změně pouze v tomto detailu, celý zbytek modelu i postup výstavby zůstal stejný jako v prvním případě modelování. Pro model byla nejprve zvolena střední hustota sítě, v místě rampy byla síť jemná (fine). Fáze výpočtu a ostatní charakteristiky jsou stejné jako v prvním modelu. Detail rampy s vygenerovanou sítí je na obrázku č. 48.



Obr. 48 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným plošnými prvky

Plošné prvky pohledového čela byly modelovány jako lineárně-elastický, neporézní materiál. Kontakt čelo – zemina byl modelován prvky interface. Vlastnosti jsou shrnuty v tabulce č. 8 na další stránce.

Tab. 8 Parametry pohledového čela

Identifikace	Pohledové čelo
Model	Linear Elastic
Chování	Non - porous
γ [kN/m ³]	25
E_{ref} [GPa]	32
ν	0,2

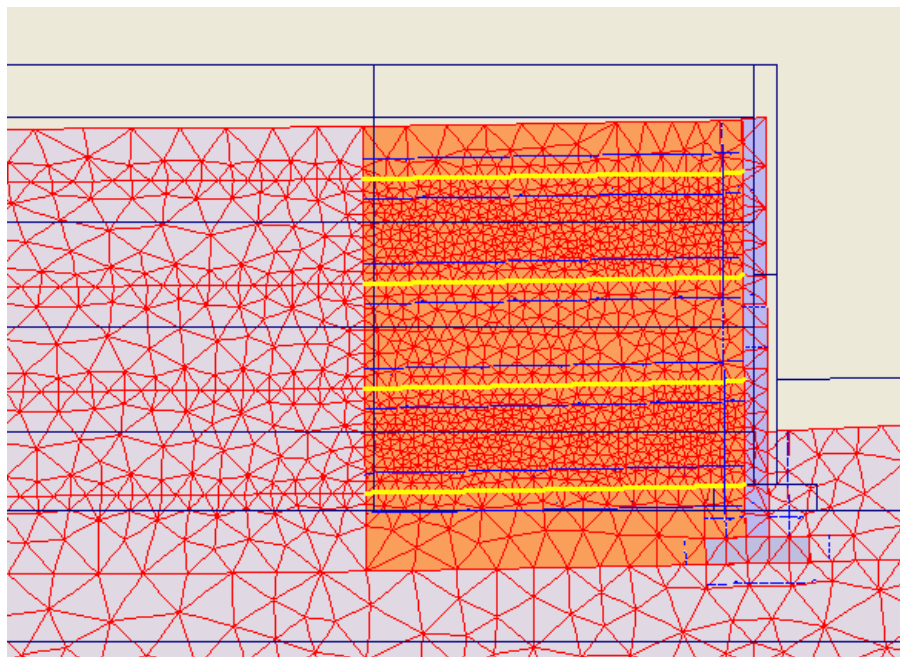
Deformační modul E_{ref} odpovídá průměrnému deformačnímu modulu pro beton C30/37, ze kterého jsou panely konstruovány.

Fáze výpočtu celého modelu:

- generování počáteční napjatosti
- 1. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 2. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 3. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 4. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 5. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 6. vrstva násypu s konsolidací do min. pórového tlaku
- 1. vrstva rampy s 5 denní konsolidací, vynulování předešlých deformací
- 2. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 3. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 4. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- nástup zatížení

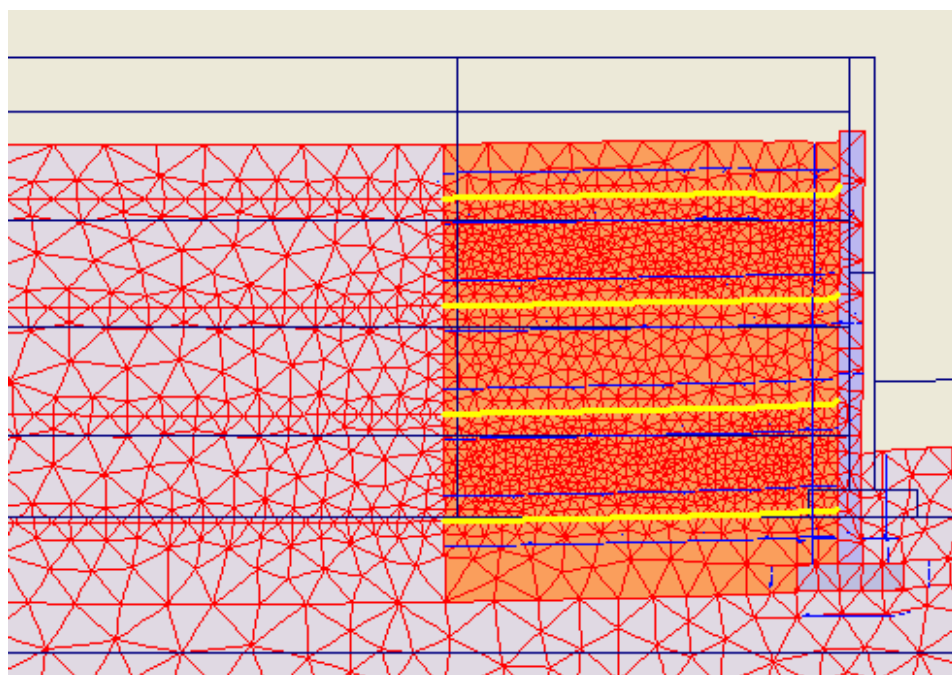
3.4.2.1 Výsledky

Opět byly sledovány stejné druhy deformací jako v předchozím případě. Na následujícím obrázku je deformovaná stěna po vybudování, přičemž deformace jsou 10x zvětšeny.



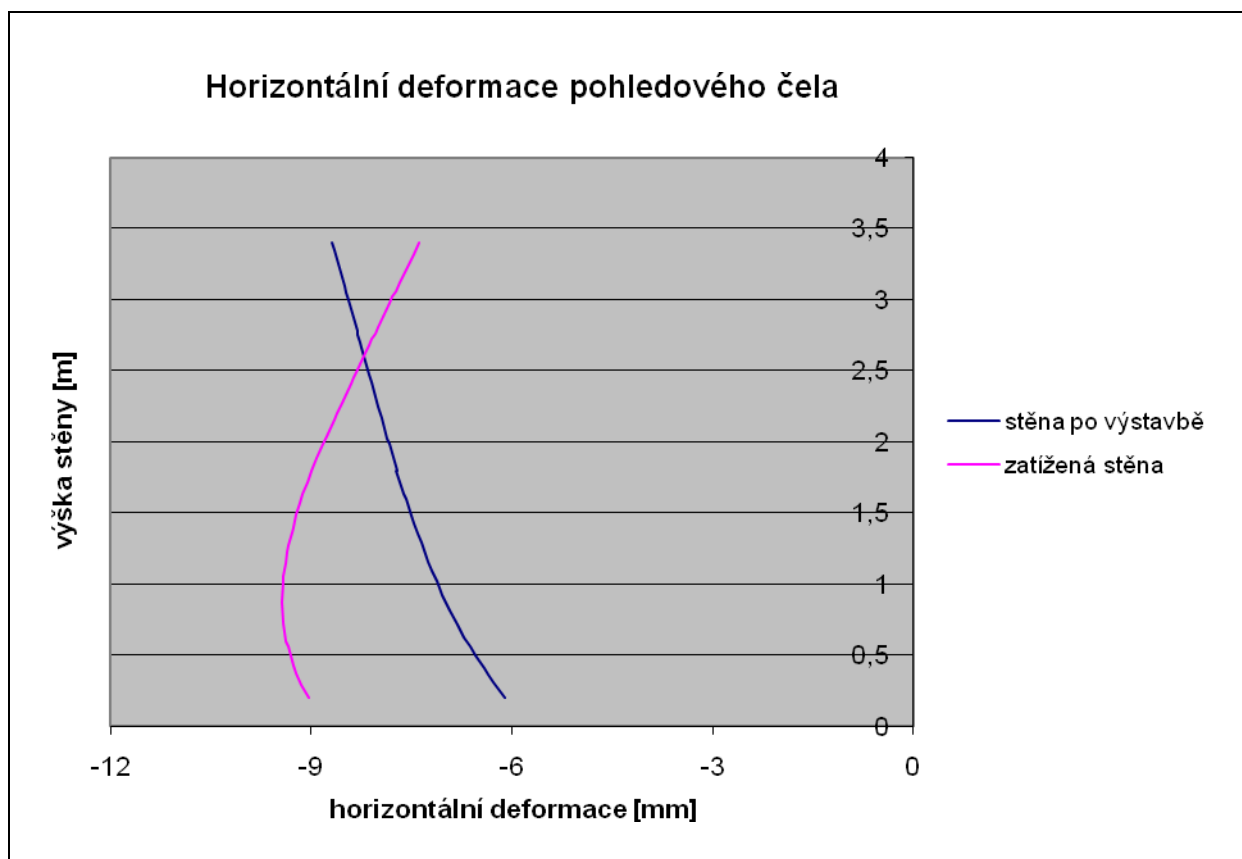
Obr. 49 Deformace opěrné stěny po vybudování

Při prutovém modelování čela se deformace dají odečíst ze samotného prvku. Je-li čelo modelováno plošnými prvky, pak lze deformace odečítat po sestrojení příslušného řezu pohledovým čelem. Pro tento řez Plaxis zobrazí tabulku s deformacemi v příslušných uzlech. Deformace stěny po aktivaci zatížení jsou na obrázku č. 50.



Obr. 50 Deformace opěrné stěny po aktivaci zatížení

Horizontální deformace čela jsou opět vyneseny v grafu.

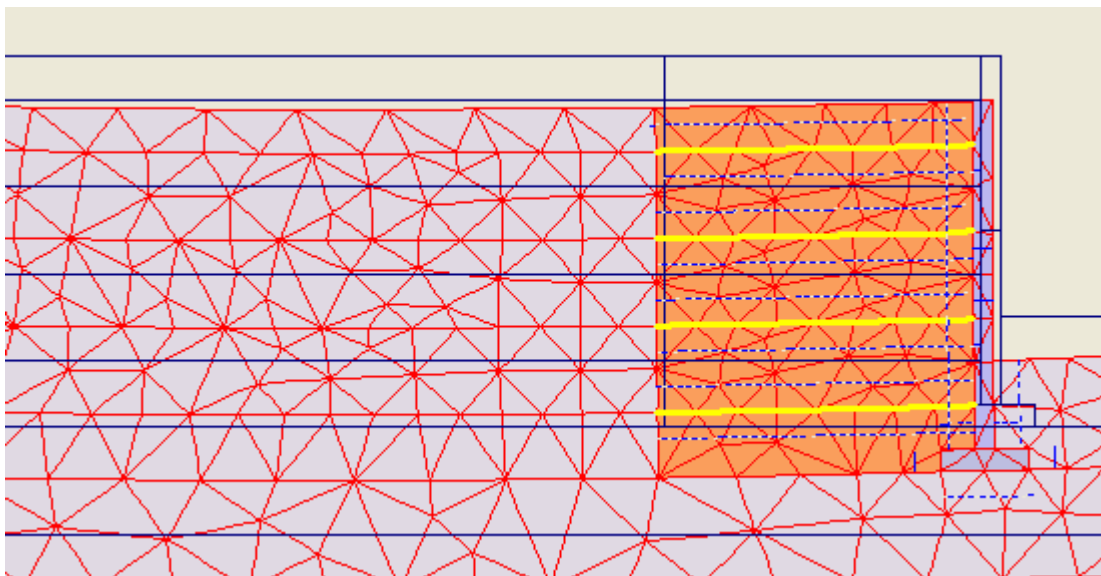


Obr. 51 Horizontální deformace pohledového čela

Z grafu je vidět, že u čela modelovaného plošnými prvky dojde po nástupu zatížení k vyššímu „zaboření“ konstrukce, která se vyklání pouze v horní části. Samotný rozdíl deformace po vybudování a po zatížení byl v místě nivelační značky minimální. Po aktivaci zatížení došlo k sednutí stěny o 15mm a příčnému posunu 1mm.

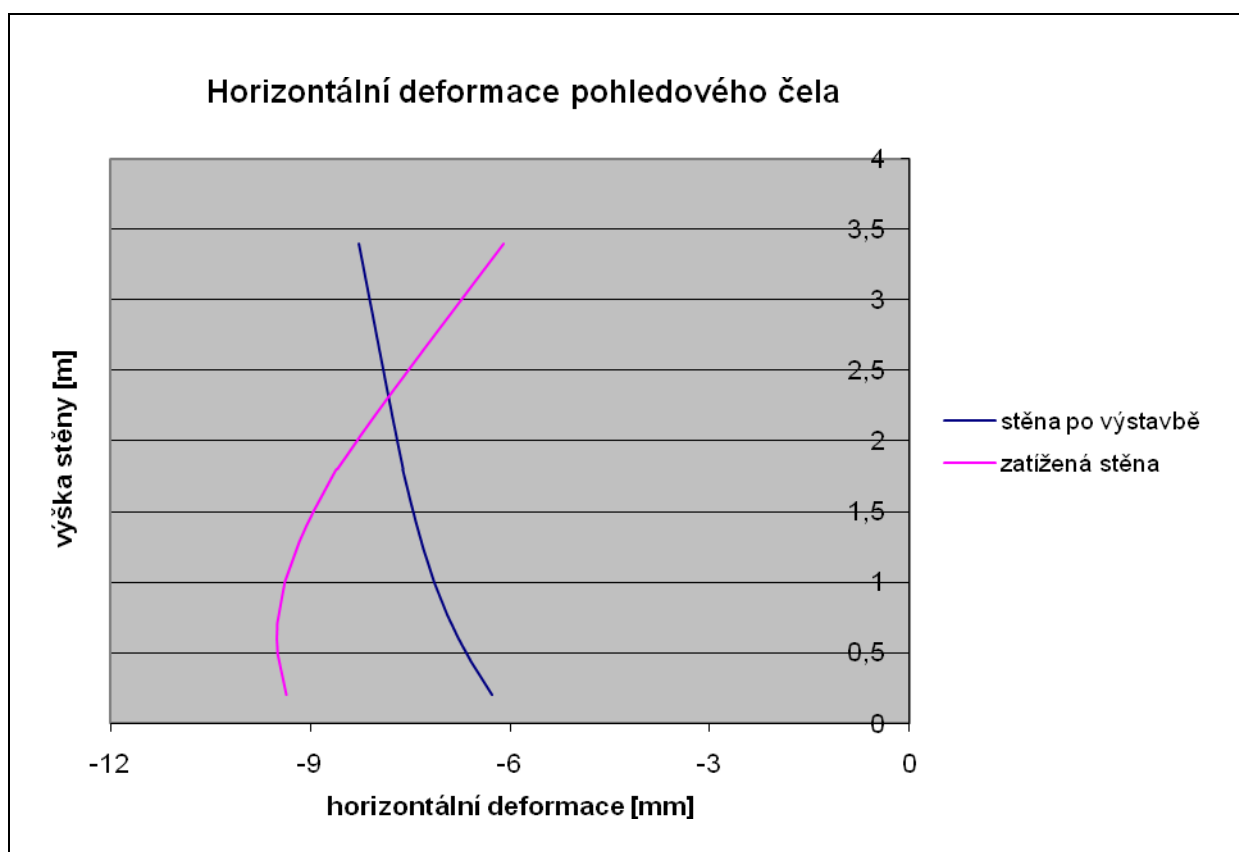
Svislé deformace stěny byly tedy na rozdíl od stěny modelované prutově nižší. Stejně tak příčný posun.

Stejný model byl následně řešen s použitím hrubé sítě s lokálním zjemněním v prostoru rampy. Pohled na vybudovanou konstrukci je na obrázku č. 52.



Obr. 52 Deformace opěrné stěny po vybudování

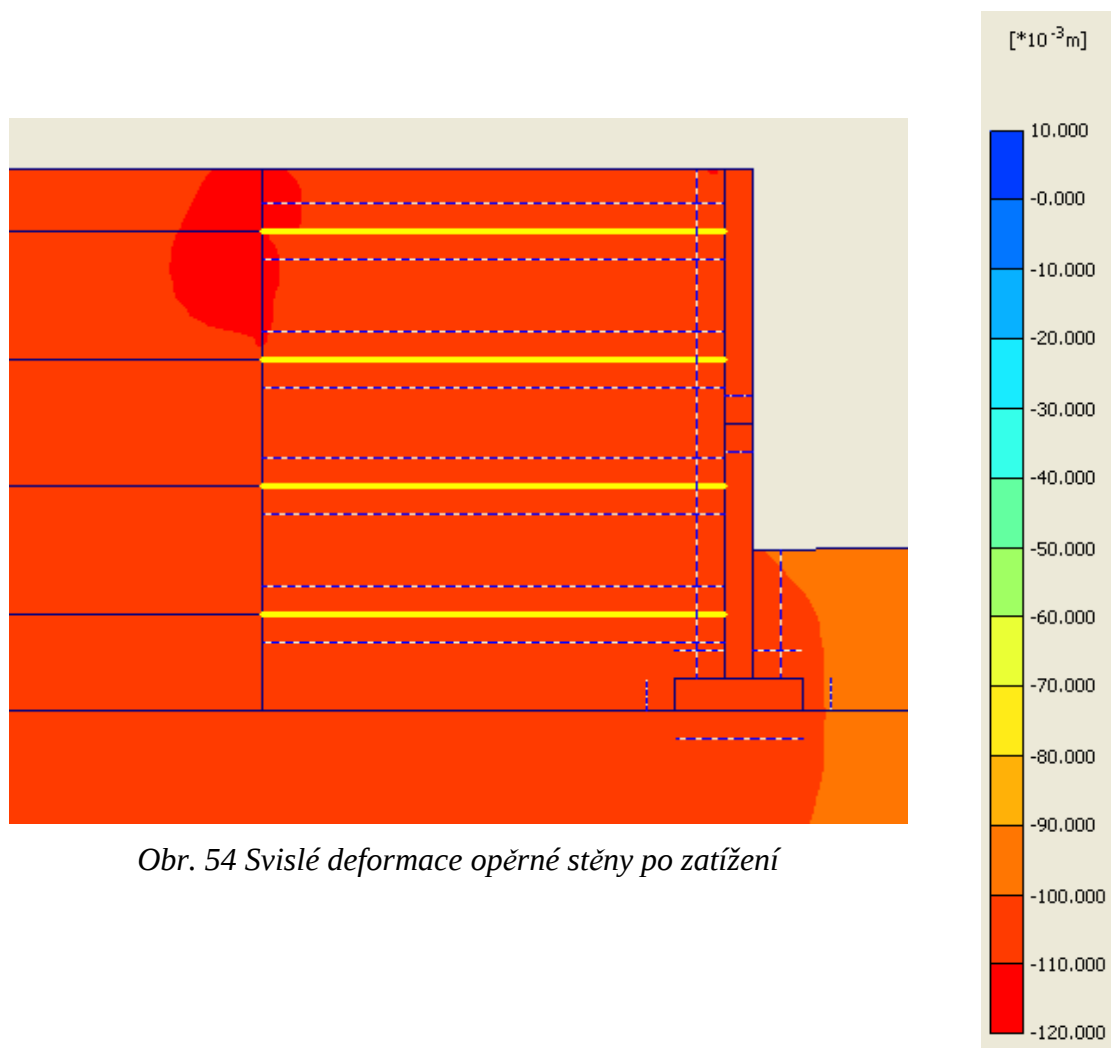
Horizontální deformace uvádí obr. č. 53.



Obr. 53 Horizontální deformace pohledového čela

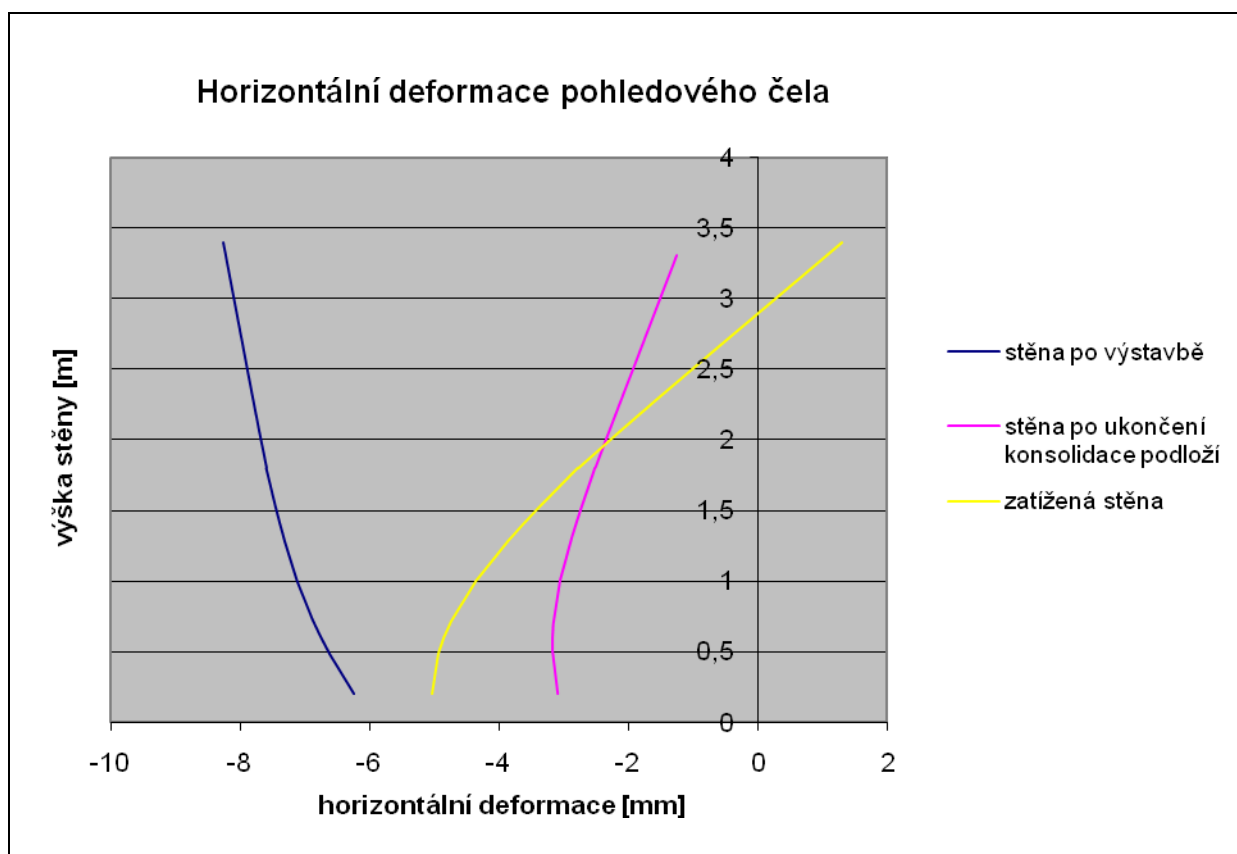
Ve výsledcích modelu s hrubší sítí byl po zatížení odečten přírůstek sedání 16mm a příčný posun 2mm. Celkové sedání konstrukce i příčné posuny jsou v podstatě stejné.

Model byl následně řešen s uvažováním ukončené konsolidace podloží. Svislé deformace modelu po ukončení konsolidace a nástupu zatížení jsou na obrázku č. 54.



Obr. 54 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení

Obrázek na další stránce zobrazuje vývoj horizontálních deformací. Z tabulky porovnání příčných posunů bodu G3 je vidět, že při modelování čela plošnými prvky docházelo k menším deformacím, než při použití prvků prutových.



Obr. 55 Horizontální deformace pohledového čela

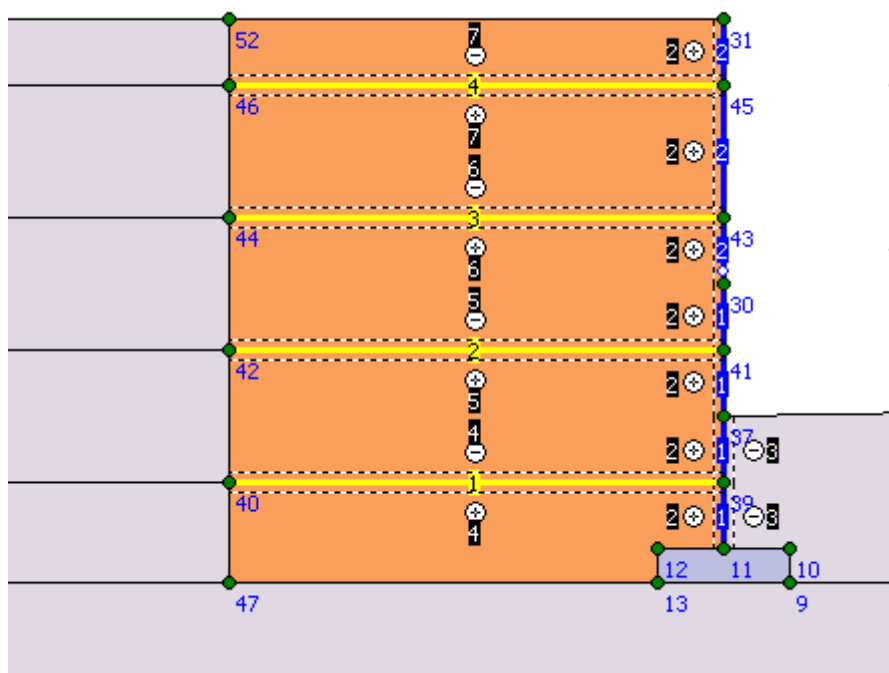
Tab. 9 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny

G3	model	reálná konstrukce
sedání po zatížení	61mm	65-140mm
příčný posun po zatížení	9mm	14-26mm

3.4.3 Pohledové čelo modelováno pomocí prutových prvků s kloubovým spojením

V řezu G3 je líc konstrukce tvořen dvěma řadami panelů. Při prutovém modelování v programu Plaxis 2D je toto zachyceno dvěma prvky plate. Spojení panelů u reálné konstrukce jistě není dokonale tuhé. V této kapitole bylo spojení mezi prvky plate definováno jako kloubové. Kloub byl zadán tak, jak je uvedeno v teoretickém popisu modelování kloubu v kapitole 2.1.4.

Pro model byla uvažována hrubá síť s lokálním zjemněním v prostoru rampy. Pohled na konstrukci s kloubovým spojením prvků čela je na obrázku č. 56.



Obr. 56 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným prutovými prvky s kloubovým spojením

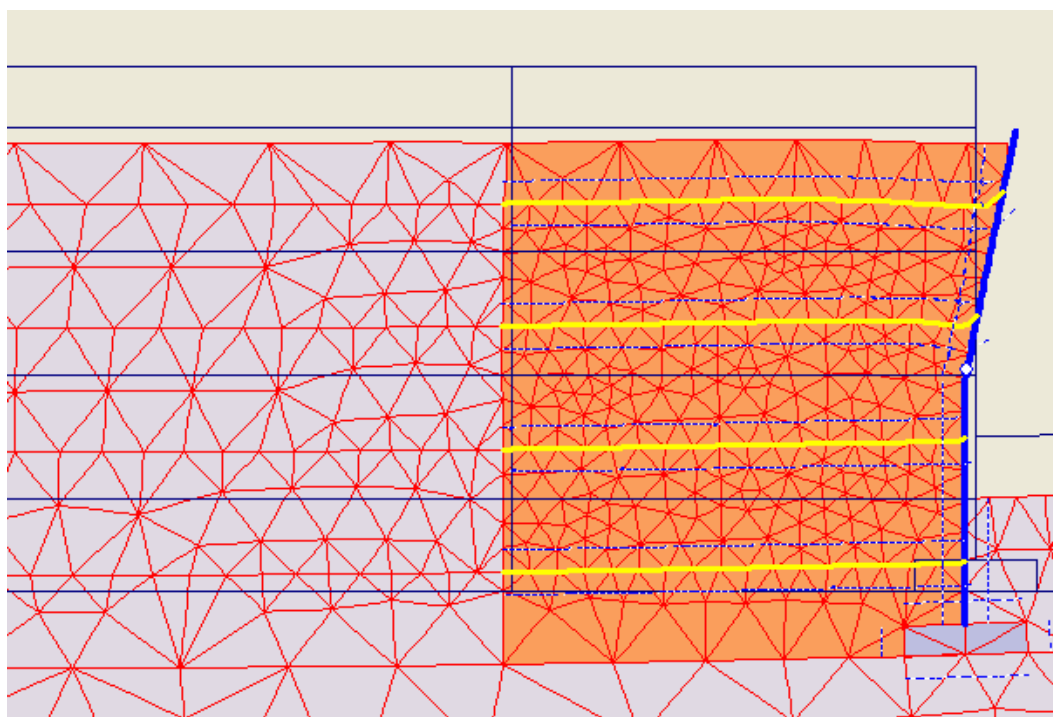
Kloubové spojení prvků je v bodě 30. Celá konstrukce byla následně řešena. Postup byl opět stejný. Pro porovnání s monitoringem byla znovu uvažována ukončená konsolidace podloží s vlivem zatížení.

- generování počáteční napjatosti
- 1. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 2. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 3. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 4. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 5. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 6. vrstva násypu s konsolidací do min. pórového tlaku
- 1. vrstva rampy s 5 denní konsolidací, vynulování předešlých deformací

- 2. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 3. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 4. vrstva rampy s následnou konsolidací do min. pórového tlaku
- nástup zatížení

3.4.3.1 Výsledky

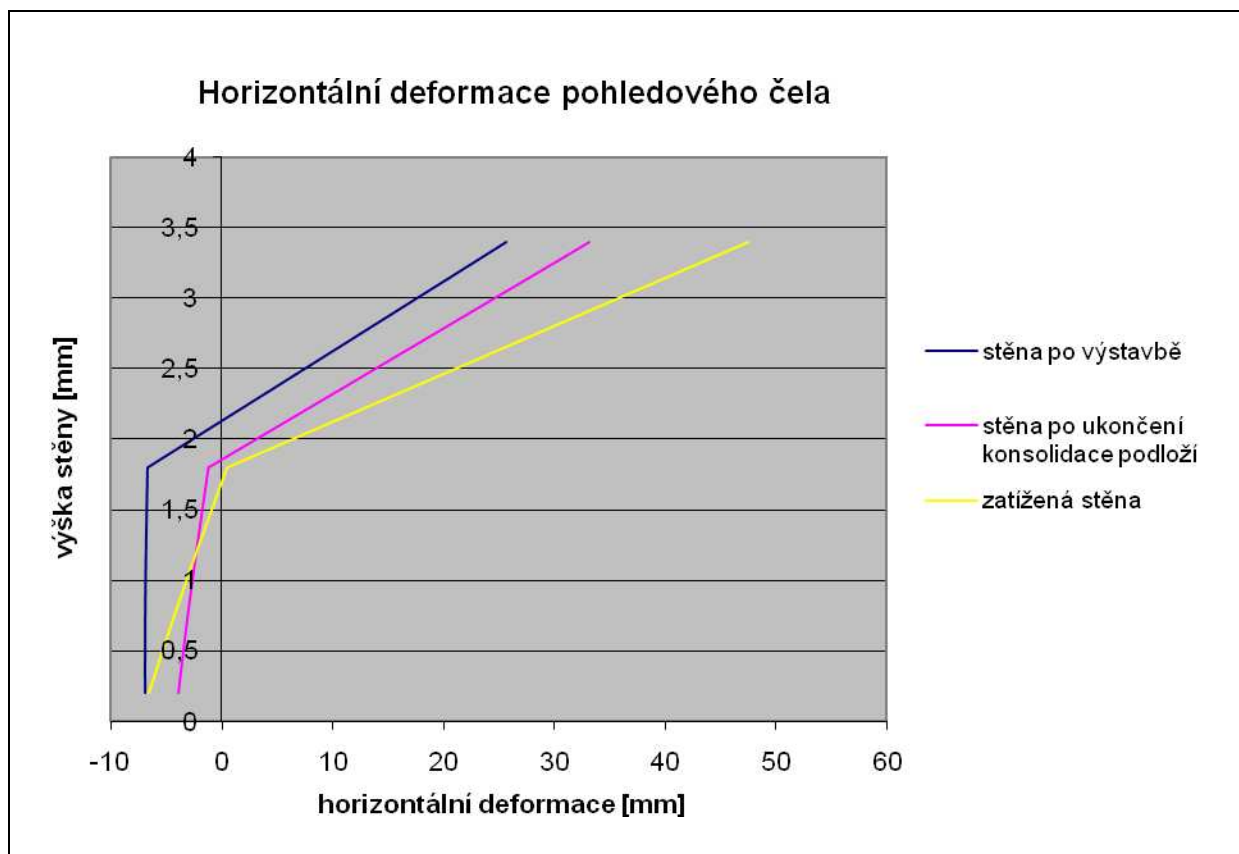
Pohledové čelo se po ukončení výstavby konstrukce vyklonilo tak, jak je vidět na obrázku č. 57. Vliv kloubového spojení prvků je tedy výrazný.



Obr. 57 Deformace opěrné stěny po vybudování

Průběh horizontálních deformací po výšce stěny je zachycen na obrázku č. 58 na následující stránce. U konstrukce docházelo k výraznějším příčným posunům. Celkový trend vývoje pohybů v čase je však stejný.

Již po ukončení postupné výstavby byl v bodě G3 příčný posun 18mm. Následné přírůstky deformací v čase a po zatížení se však od modelu prutového čela bez kloubu příliš nelišily. U modelu je tendence zvyšování sedání i příčných posunů. Horní část čela vykazuje příčný posun v kladném směru, pata ve směru záporném.

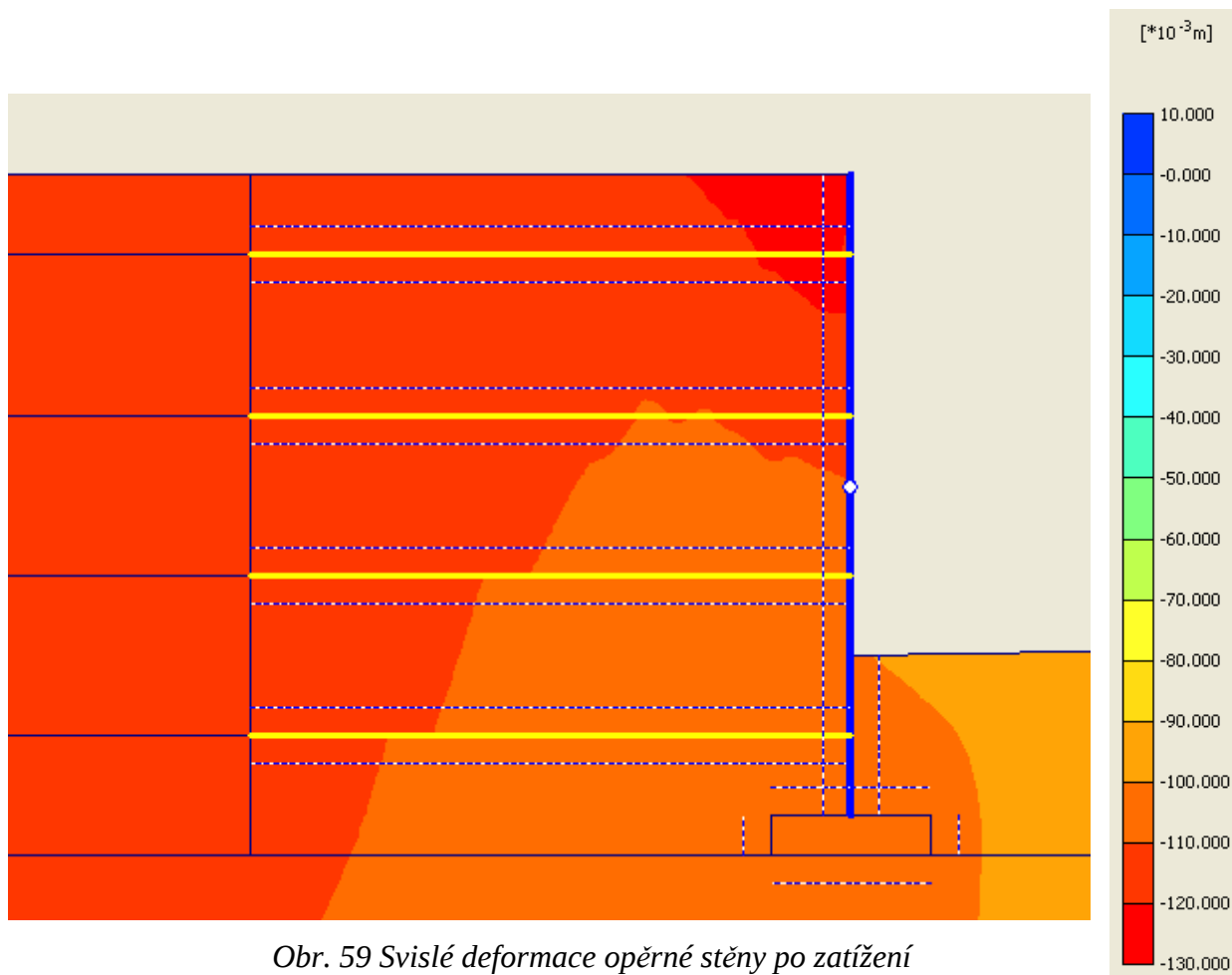


Obr. 58 Horizontální deformace pohledového čela

Tab. 10 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny

G3	model	reálná konstrukce
sedání po zatížení	62mm	65-140mm
příčný posun po zatížení	17mm	14-26mm

Obrázek č. 59 na další stránce ukazuje svislé deformace modelu po nástupu zatížení. Z legendy u obrázku je vidět, že extrémní deformace dosahovala až 13cm. Pro odečtení deformací zobrazí program Plaxis tabulku deformací v jednotlivých uzlech prutového prvku. Rozdíl svislé deformace v bodě G3 po vybudování oproti stavu se zatížením byl 62mm, což uvádí tabulka č. 10.



Obr. 59 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení

3.5 Modelování opěrné stěny ve vyšším řezu

Opěrná stěna z vyztužené zeminy byla následně modelována v jiném řezu. Tento řez odpovídá bodu monitoringu G6 (viz. kapitola 3.3). Celý násyp až po vrchol rampy má výšku 12m. Při užití 15-ti uzlových prvků docházelo ve výpočtech ke stabilitním problémům. Pro výpočty byly tedy nakonec použity 6-ti uzlové prvky. Sít' prvků byla zvolena hrubá s lokálním zjemněním v prostoru rampy.

Samotné pohledové čelo bylo znovu modelováno třemi způsoby:

- prutovými prvky s tuhým spojením
- plošnými prvky
- prutovými prvky s kloubovým spojením

3.5.1 Pohledové čelo modelováno prutovými prvky s tuhým spojením

3.5.1.1 Geometrie modelu

Model zachycuje polovinu násypového tělesa D47. Model je rovinný (plane strain), rozměrově 101m horizontálně a 26m vertikálně. Podloží je zachyceno do hloubky 14m. Pohled na celý model s vygenerovanou sítí je v příloze 2. Těleso násypu má výšku 12m k vrcholu rampy, samotná stěna je vysoká 5,6m. První 2 vrstvy násypu jsou budovány s přitěžující lavicí šířky 9,5m a výšky 3m.

V tomto řezu je konstrukce vyztužena v 9 úrovních s vertikální vzdáleností geomříží nejprve 0,4m, směrem k vrcholu stěny až 0,8m.

3.5.1.2 Materiálové charakteristiky

Všechny vlastnosti zemin a konstrukčních prvků jsou shodné s vlastnostmi použitými při modelování nižšího řezu konstrukce (kapitola 3.4.1.2).

3.5.1.3 Fáze výstavby

Modelování fází výstavby bylo koncipováno stejným způsobem jako při řešení nižšího řezu. Jediným rozdílem je, že konstrukce je větší výšky, tudíž výstavba zahrnovala více kroků. Všechny modely vyššího řezu byly porovnávány s monitoringem skutečné konstrukce. Výpočetní fáze jsou shrnuty zde:

- generování počáteční napjatosti
- 1. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 2. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 3. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 4. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 5. vrstva násypu s 30 denní konsolidací
- 6. vrstva násypu s konsolidací do min. pórového tlaku
- 1. vrstva rampy s 5 denní konsolidací, vynulování předešlých deformací
- 2. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 3. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 4. vrstva rampy s 5 denní konsolidací

- 5. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 6. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 7. vrstva rampy s 5 denní konsolidací
- 8. vrstva rampy s následnou konsolidací do min. pórového tlaku
- nástup zatížení

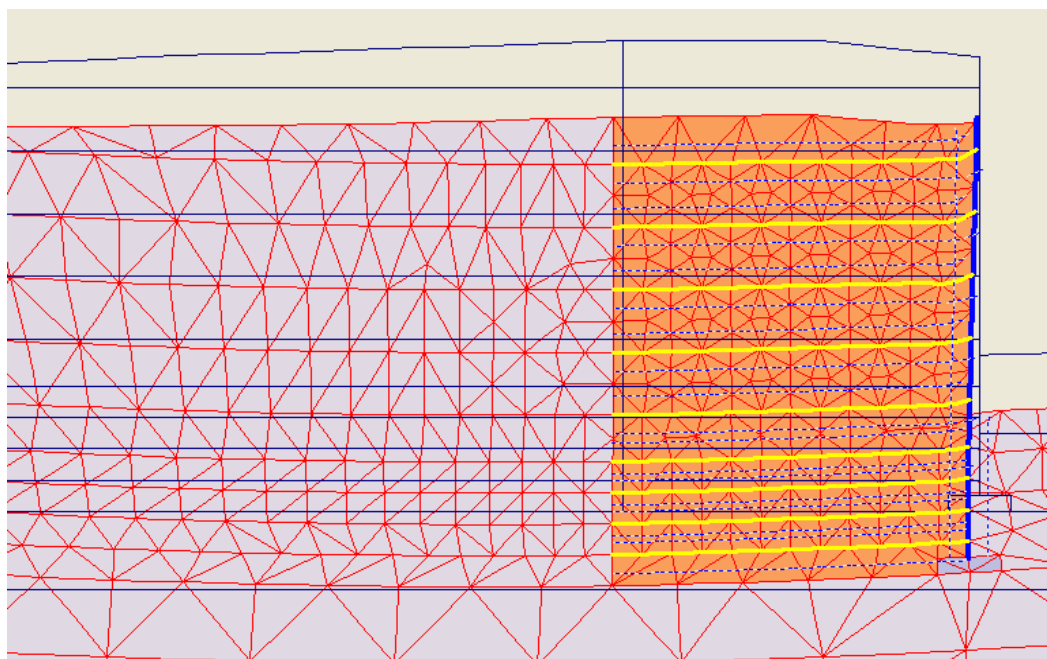
Podzemní voda byla uvažována 2m pod terénem. Samotná geologie pod násypovým tělesem byla uvažována stejná jako v případě nižšího řezu konstrukcí. Vygenerovaná počáteční napjatost se tedy shodovala.

3.5.1.4 Výsledky

Vzhledem k větší výšce násypového tělesa byly v tomto modelu očekávány vyšší hodnoty deformací.

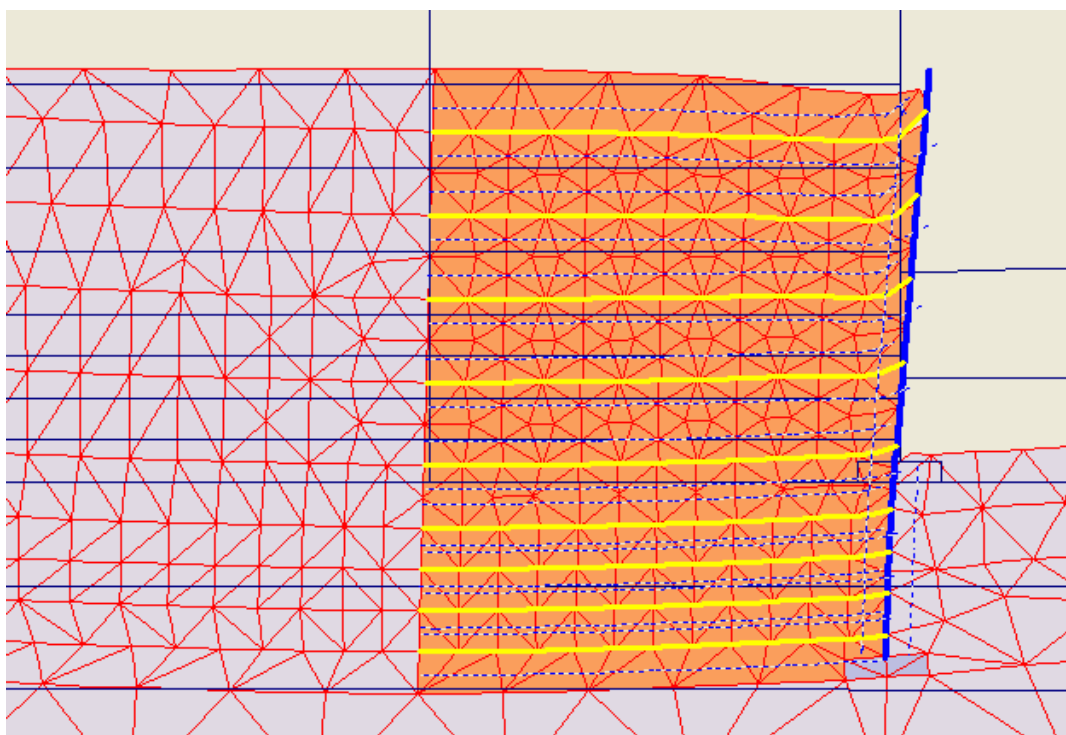
Pro monitoring reálné konstrukce byly v tomto řezu na líci zdi zřízeny 2 nivelační značky. Vše je znázorněno na obrázku č. 27 v kapitole 3.3 Monitoring opěrné stěny. Z příslušných grafů ze zprávy o monitoringu konstrukce (viz. přílohy 7 a 8) plyne, že naměřené sedání na konstrukci bez provozu se pohybovalo mezi 18-75mm. Při etapách měření provozem zatížené konstrukce byly získány hodnoty 122 a 124mm. Příčný posun byl měřen ve dvou bodech – bod v horní úrovni (ve výšce 5,1m), bod v dolní úrovni (ve výšce 1,8m). U bodů dolní úrovně byl bez provozu naměřen příčný posun 2 – 10mm, v horní úrovni 11-27mm. Při provozu dosahoval příčný posun bodů dolní úrovně 28mm, bodů horní úrovně 59-65mm. V tomto řezu byl navíc zaznamenán nejvyšší náklon horní řady oproti spodní, a to 30mm [19].

Na obrázku č. 60 je deformovaná vyztužená stěna po vybudování. Je zřejmé sedání konstrukce s příčnou deformací pohledového čela od zatížení zeminou. Deformace byly odečteny přímo z prvků pohledového čela v místech, kde jsou na reálné konstrukci nivelační značky.

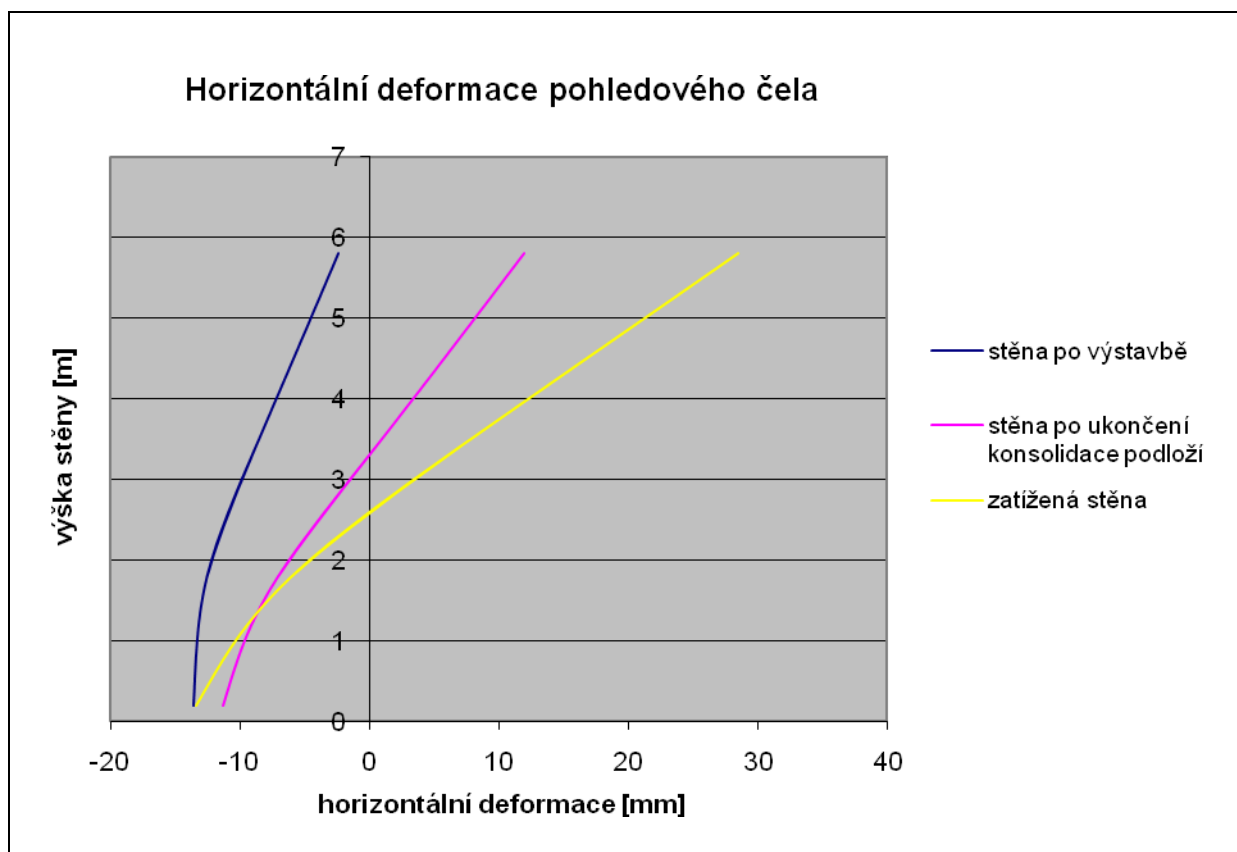


Obr. 60 Deformace opěrné stěny po vybudování

Po konsolidaci podloží a zatížení se model zdeformoval tak, jak je vidět na následujícím obrázku.



Obr. 61 Deformace opěrné stěny po zatížení



Obr. 62 Horizontální deformace pohledového čela

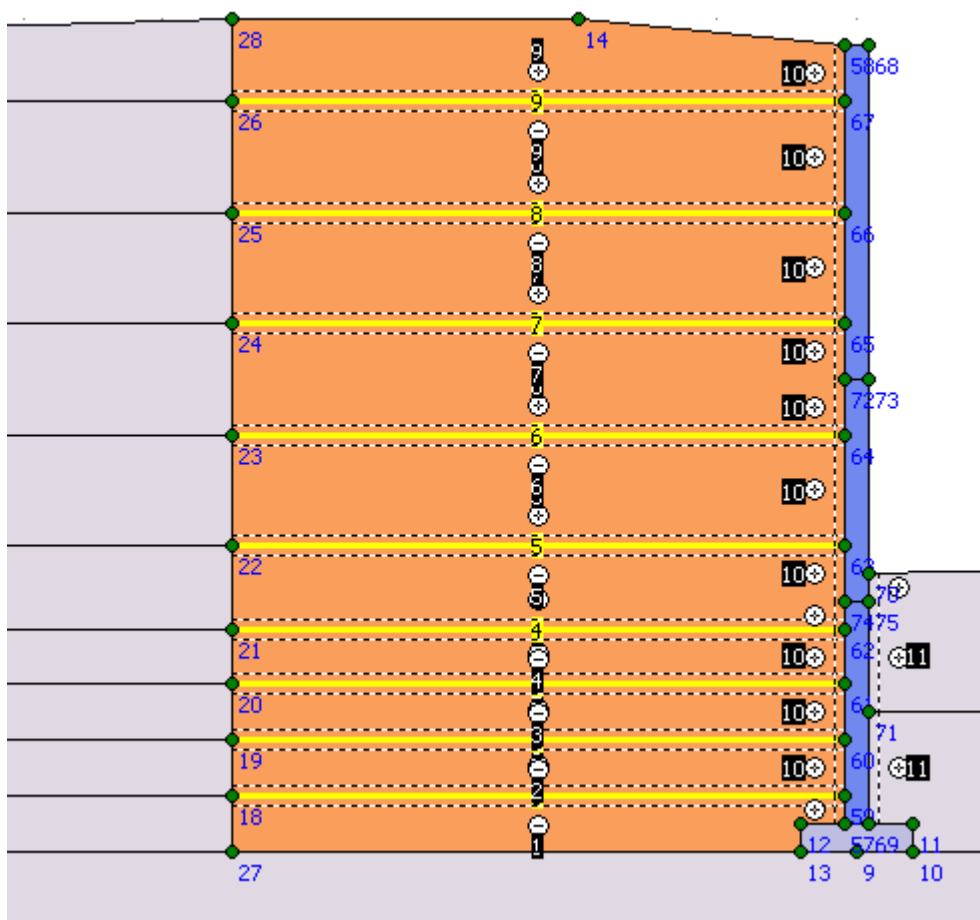
Z grafu je patrné, že vývoj deformací čela je stejný jako u konstrukce nižšího řezu. Následující tabulka uvádí porovnání deformací modelu s reálnou stěnou. Příčné deformace byly odečítány v bodech horní i dolní úrovně.

Tab. 11 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny

G6,G206	model	reálná konstrukce
sedání po zatížení	110mm	122-124mm
příčný posun po zatížení - h.bod	28mm	59-65mm
příčný posun po zatížení - d.bod	8mm	28mm
náklon horní řady oproti spodní	20mm	30mm

3.5.2 Pohledové čelo modelováno pomocí plošných prvků

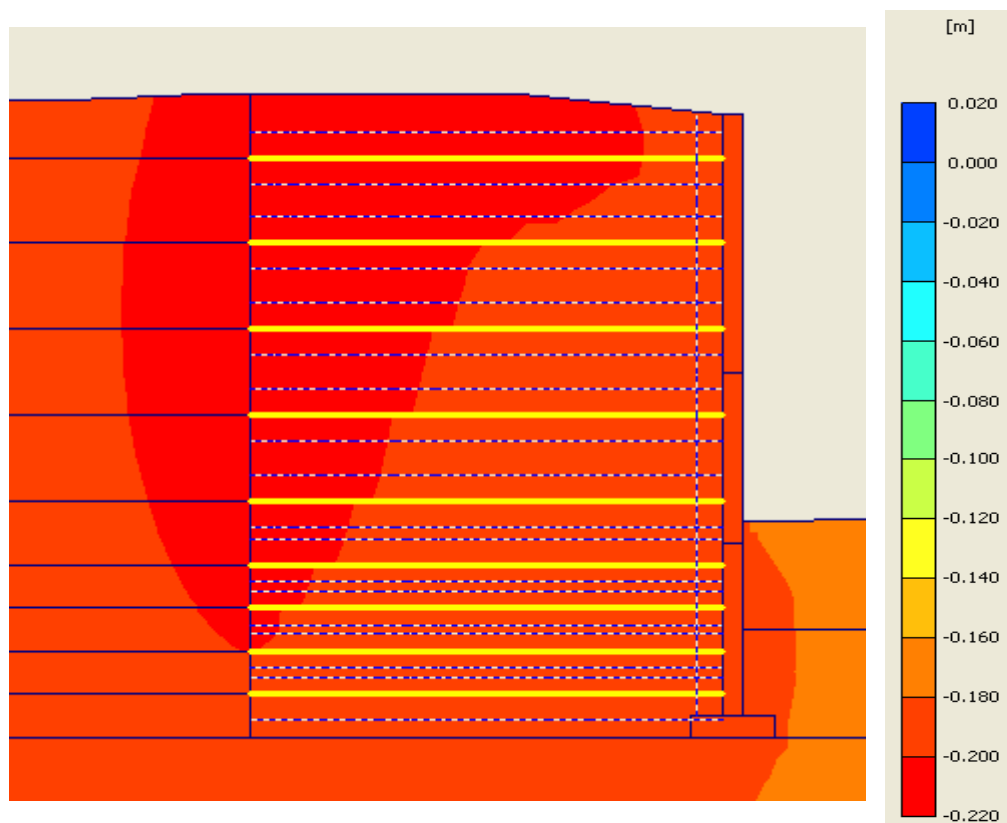
V této kapitole bylo čelo modelováno pomocí plošných prvků. Všechny vlastnosti jsou shodné jako u modelování konstrukce v nižším řezu. Pohled na opěrnou stěnu s čelem modelovaným plošnými prvky je na obrázku č. 63. Fáze výpočtu byly shodné s předchozím modelem.



Obr. 63 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným plošnými prvky

3.5.2.1 Výsledky

Při modelování čela plošnými prvky bylo otázkou, zda mezi jednotlivé řady panelů nevložit prvky typu interface jako tomu je např. mezi výztuhou a zemínou. Při pokusném uvážení a porovnání deformací však nebyl zjištěn žádný vliv. Na obrázku č. 64 jsou znázorněny svislé deformace modelu po zatížení.



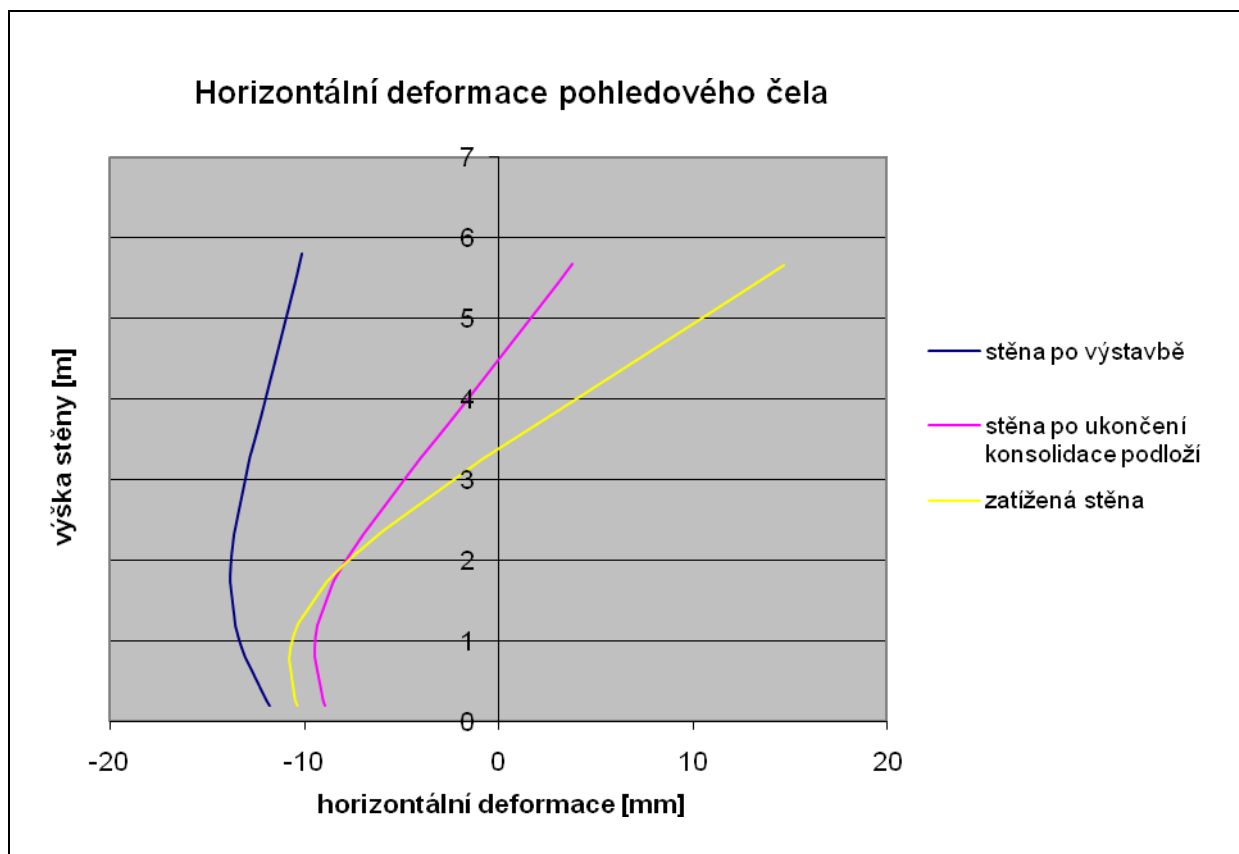
Obr. 64 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení

Z legendy u obrázku je vidět, že svislý posun čela byl po ukončené konsolidaci podloží a zatížení až 20cm. Tabulka č. 12 uvádí porovnání deformací s monitoringem skutečné konstrukce. Je vidět, že při modelování čela plošnými prvky bylo dosaženo menších příčných posunů, stejně jako tomu bylo u nižšího řezu. Sedání stěny je podobné jako u předchozího modelu s prutovými prvky.

Tab. 12 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny

G6,G206	model	reálná konstrukce
sedání po zatížení	106mm	122-124mm
příčný posun po zatížení - h.bod	13mm	59-65mm
příčný posun po zatížení - d.bod	6mm	28mm
náklon horní řady oproti spodní	7mm	30mm

Vývoj horizontálních deformací (příčných posunů) po výšce stěny uvádí graf na následující stránce.



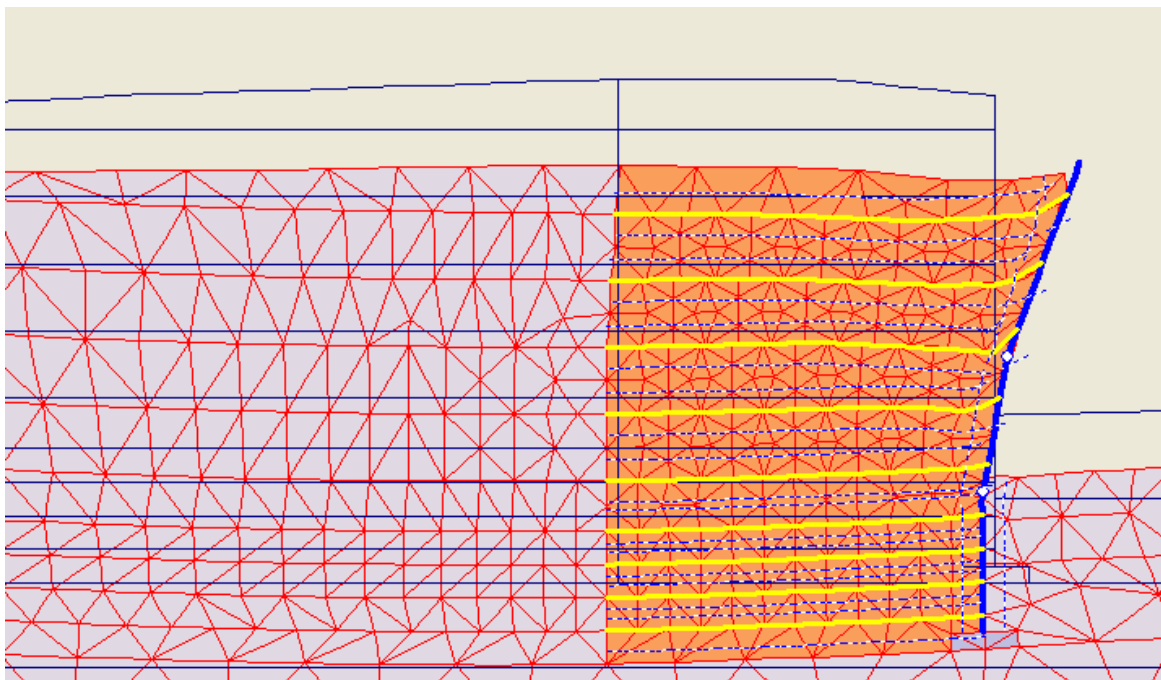
Obr. 65 Horizontální deformace pohledového čela

3.5.3 Pohledové čelo modelováno pomocí prutových prvků s kloubovým spojením

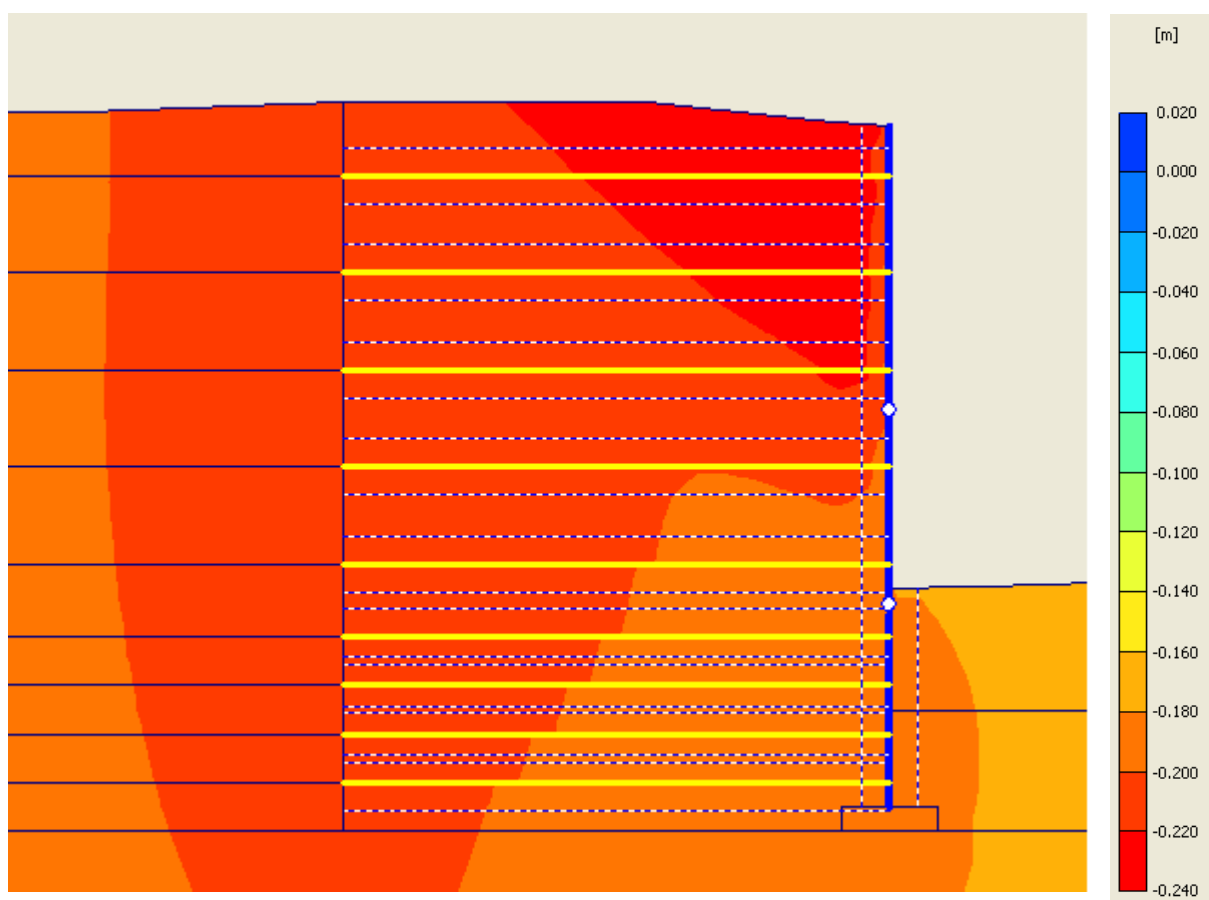
Čelo konstrukce je ve vyšším řezu tvořeno třemi řadami panelů. V této kapitole byla uvažována varianta, kdy jsou jednotlivé panely spojeny kloubem o nulové tuhosti. Celý výpočet proběhl stejně jako v předchozím případě.

3.5.3.1 Výsledky

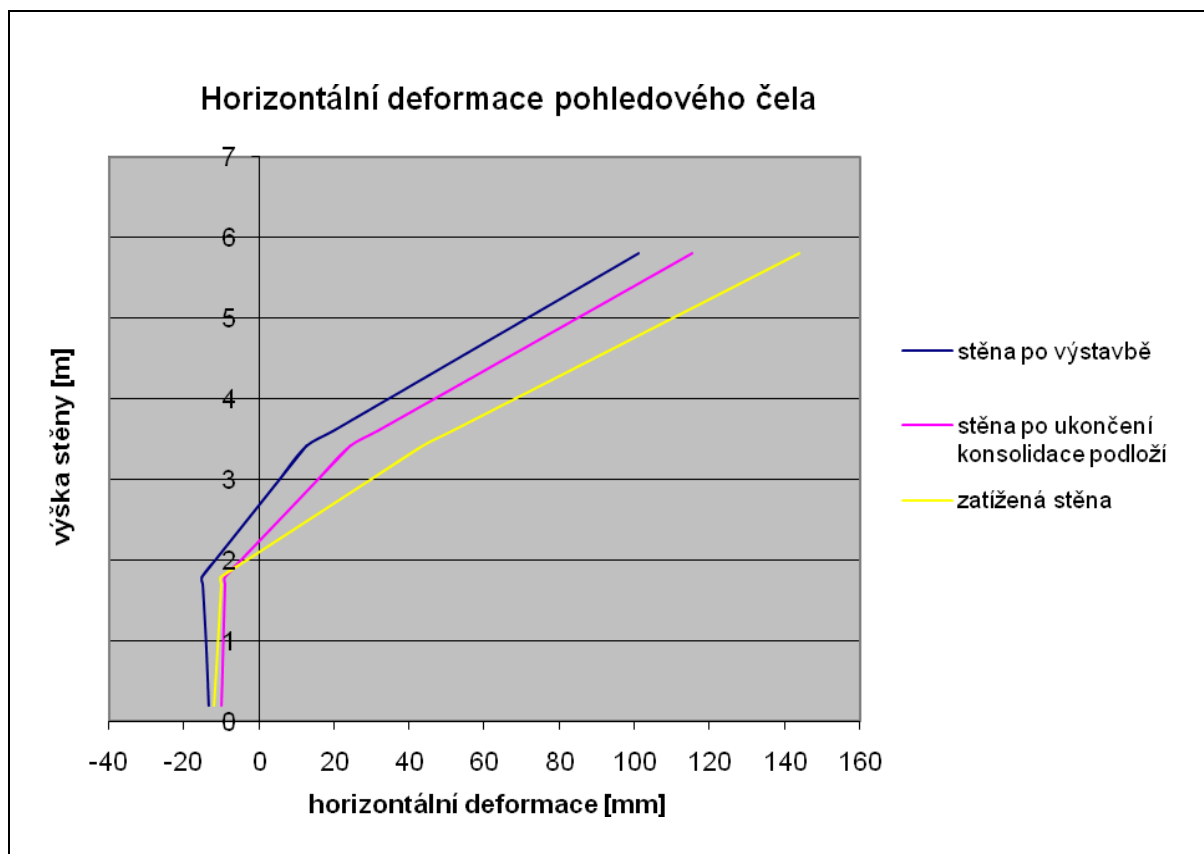
Na obrázku č. 66 je deformovaná konstrukce po výstavbě. Je patrné, že díky přítomnosti kloubů dochází k výraznějším příčným deformacím. Svislé deformace pohledového čela s klouby se od čela bez kloubů v podstatě nelišily. Měřítko deformací je na obrázcích 10x zvětšené.



Obr. 66 Deformace opěrné stěny po vybudování



Obr. 67 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení



Obr. 68 Horizontální deformace pohledového čela

Z grafu vývoje horizontálních deformací je vidět, že model stěny dosáhne vysokých příčných deformací již po ukončení postupné výstavby. Tendence pohybů v čase a po zatížení je poté podobná jako u modelu čela bez kloubů. Následující tabulka porovnává odečtené hodnoty z modelu s hodnotami naměřenými na reálné stěně.

Tab. 13 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny

G6,G206	model	reálná konstrukce
sedání po zatížení	108mm	122-124mm
příčný posun po zatížení - h.bod	39mm	59-65mm
příčný posun po zatížení - d.bod	7mm	28mm
náklon horní řady oproti spodní	32mm	30mm

3.6 Zhodnocení výsledků

Při analýze vyztužené opěrné stěny bylo vyřešeno celkem 10 modelů. Porovnány byly 3 varianty modelování pohledového čela, nejprve v nižším řezu konstrukce a poté v řezu vyšším.

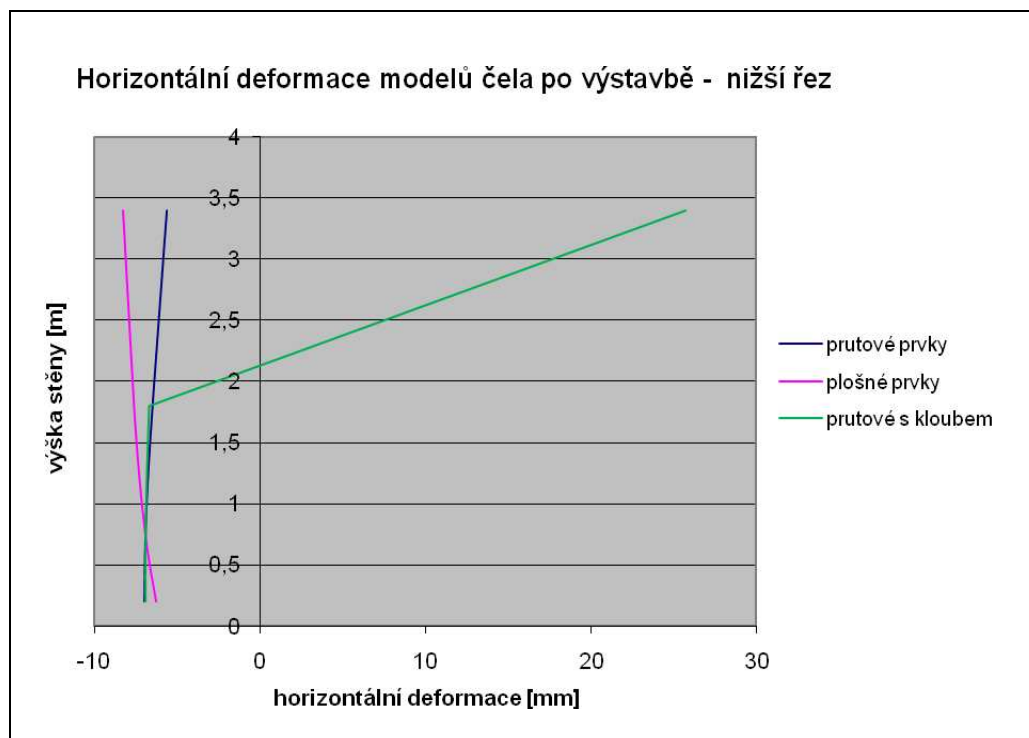
V prvních modelech došlo k porovnání deformací v závislosti na hustotě vygenerované sítě a parametrech hlušinové sypaniny, která tvoří násypové těleso. Při vysokém zjemnění sítě se sledované výsledky lišily o 1-2mm oproti síti hrubší. Samotný výpočetní čas se však výrazně zkrátil. Při snížení deformačního modulu hlušinové sypaniny došlo k nárůstu svislých a horizontálních deformací, opět v řádu několika málo milimetrů.

Do výpočtu byl následně zaveden předpoklad úplné konsolidace podloží vlivem tíhy násypu pod rampou. Po dokončení postupné výstavby rampy s opěrnou stěnou byl u pohledového čela získán příznivější vývoj deformací.

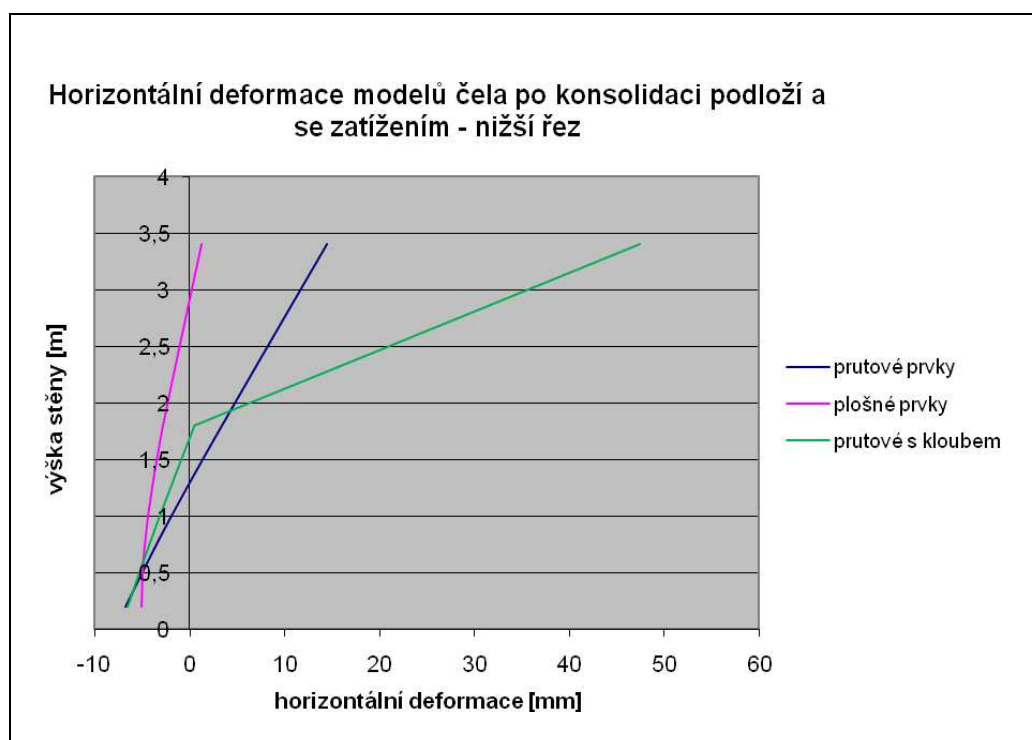
Pro porovnání chování modelu s chováním reálné konstrukce byla po ukončení výstavby opět uvažována úplná konsolidace podloží, aplikováno bylo i spojitě zatížení 10kN/m idealizující vliv nahodilého zatížení (provozu atd.). Takto bylo vyřešeno šest modelů, každý s různým typem modelování samotného pohledového čela. Svislé deformace jednotlivých modelů se v podstatě nelišily. U nižšího řezu došlo následkem konsolidace a působení zatížení k sednutí čela 61-62mm. U řezu vyššího 106-110mm. Na reálné stěně bylo během 6 let naměřeno sednutí až 140mm u řezu nižšího a 124mm u řezu vyššího.

Srovnání horizontálních deformací jednotlivých typů čel jsou shrnuty v následujících grafech. Je zde vidět, jaká byla deformace jednotlivých čel po výstavbě a poté po ukončení konsolidace s aplikací zatížení.

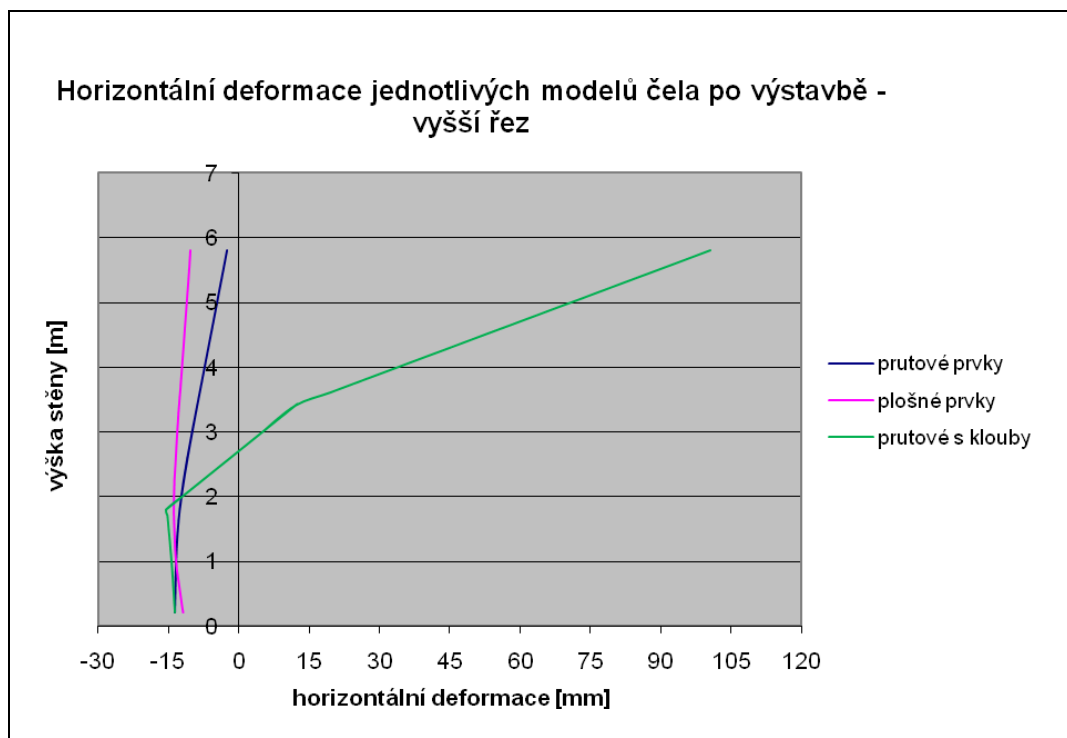
Nejvyšších horizontálních deformací bylo dosaženo u prutového čela s klouby. Naopak nejnižší posuny vykazovalo čelo modelované plošnými prvky. U všech typů čel docházelo v čase a vlivem zatížení ke kladným příčným posunům, stejně jako u reálné konstrukce.



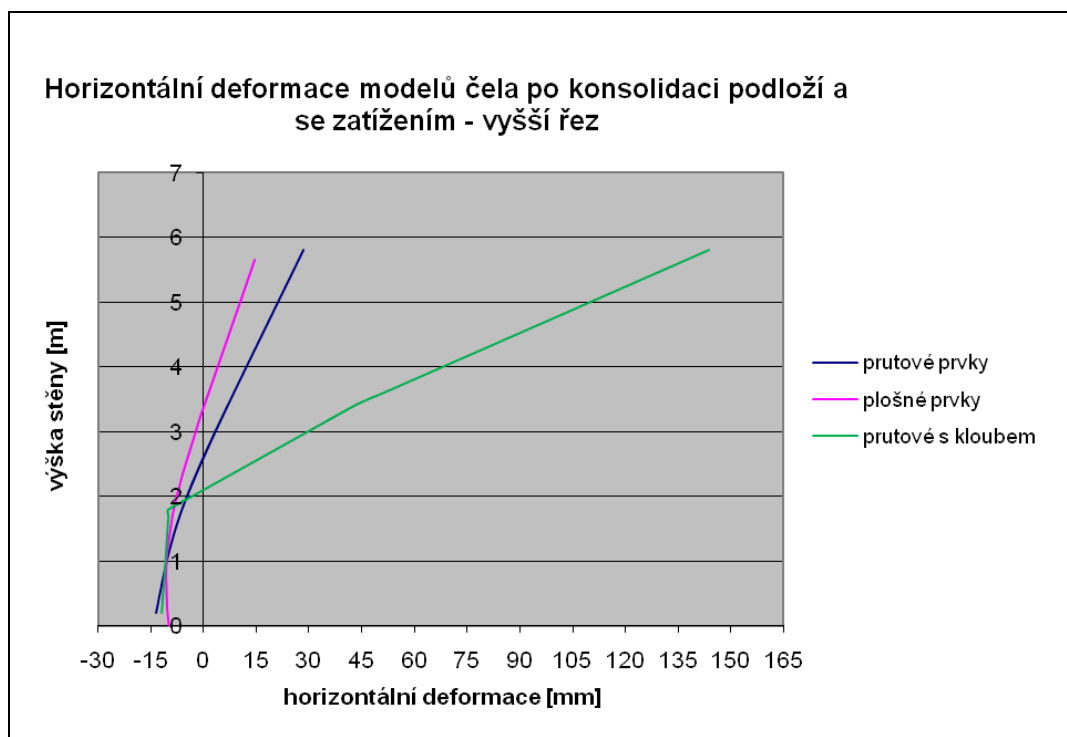
Obr. 69 Horizontální deformace čel po výstavbě



Obr. 70 Horizontální deformace čel po zatížení



Obr. 71 Horizontální deformace čel po výstavbě



Obr. 72 Horizontální deformace čel po zatížení

Při porovnání s monitoringem bylo dosaženo lepších výsledků u modelování čela prutovými prvky. U nižšího řezu byla získána lepší shoda v příčných posunech stěny. Výsledky přírůstků sedání se naopak více shodovaly u řezu vyššího. Na reálné konstrukci bylo však v místě nižšího řezu stěny naměřeno vyšší sedání, což se u modelu očekávat nedalo.

Na závěr je třeba říci, že při řešení byly pominuty další parametry jako např. volba jiného materiálového modelu či případná výrazná změna vstupních parametrů použitého MC modelu, což by výsledky jistě ovlivnilo.

4. ZÁVĚR

Diplomová práce s názvem *Srovnávací analýza modelování pohledového čela vyztuženého násypu* se zabývá numerickým modelováním vyztužené opěrné stěny. V první části práce jsou tyto konstrukce obecně charakterizovány se zaměřením na různé varianty provedení pohledových čel. Druhá část práce představuje program Plaxis 2D a teoreticky popisuje modelování jednotlivých prvků těchto konstrukcí. Hlavní náplní práce je poté řešení vyztužené opěrné stěny se srovnáním různých variant modelování samotného pohledového čela. Model konstrukce byl vytvořen podle výkresové dokumentace opěrné zdi na rampě 8, která je součástí MÚK Rudná.

Analýza konstrukce procházela postupným vývojem. Sledován byl vliv hustoty sítě i vstupních parametrů na získané výsledky. Model konstrukce vystihuje chování reálné stěny. Samotné deformace se pohybovaly v podobných relacích. Obecně se dá říci, že lepších výsledků bylo dosaženo při modelování čela prutovými prvky. U všech řezů byly takto získány příznivější a reálnější deformace po výstavbě i v čase.

Při výpočtech nebyly uvažovány žádné další možné parametry jako je např. volba jiného materiálového modelu či výraznější úprava vstupních dat MC modelu, které vycházely z poskytnutých podkladů.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] HOLÝ ONDŘEJ. , Vyztužené opěrné konstrukce – historie a principy navrhování, *Konstrukce*, 3/2008, s. 7, ISSN 1213-8762
- [2] Vyztužené opěrné stěny s betonovými prvky, Praktická příručka pro investory, projektanty a stavitele, 2012 KB-BLOK system, [cit. 26.8. 2012] dostupné z: www.kb-blok.cz/file/pdf/cs/technicka.../tc-vystuzne-operne-steny.pdf
- [3] HUBÍK P., Vyztužené opěrné konstrukce, Beton – technologie- konstrukce – sanace, 2/2007, s. 40-43. [cit. 27.8. 2012] dostupné z: www.geomat.cz/download/710/CL_G_BETON_07_02.pdf
- [4] KLIMEŠ P., Historie systému opěrných zdí Tensartech TW1 a jeho funkční prvky, *Geomail*, 2/2010, s.5, [cit. 31.8 2012] dostupné z: <http://www.geomat.cz/download/2161/GEOMail-04-1-tw1.pdf>
- [5] PK-Wall- vyztužené opěrné zdi, 2009, [cit. 31.8 2012] dostupné z: <http://www.opernezdi.cz/>
- [6] PAUL J., *Economics and construction of blast embankments using Tensar geogrids, Polymer grid reinforcement*, Thomas Telford Limited, str. 191-197, 1985, London, ISBN 0 7277 0227 0
- [7] LEDVINA L., Armovia- opěrné zdi z vyztužené zeminy, časopis *Silnice Železnice*, 11/2008, ISSN 1803-8441, [cit. 12.9. 2012] dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/armovia-operne-zdi-z-vyztuzene-zeminy>
- [8] KAŠPAR M., Použití vyztužené zeminy v mostním stavitelství, Juniorstav 2007, sekce věda [cit. 31.8 2012] dostupné z: http://www.fce.vutbr.cz/veda/JUNIORSTAV2007/pdf/Sekce_2.6/Kaspar_Martin_CL.pdf
- [9] HUBÍK P, LEDVINA L., DRBOHLAV P., Opěrný systém Armovia, přednáška z konference IGS z r. 2010. [cit. 14.9. 2012] dostupné z: <http://www.igs.cz/prednasky-konference-igs-cz.html>
- [10] POTTS D.M, ZDRAVKOVIC L., *Finite element analysis in geotechnical engineering* (application), London: Thomas Telford Limited, 2001, 427 stran, ISBN 0 7277 2783 4
- [11] ASLAN V.Z, *Desing and numerical modeling of reinforced earth retaining structures*, Istanbul technical university, 2005, 222 stran, Assoc. Prof. Edincliler A.
- [12] Plaxis 2D 2011 Tutorial Manual 2009, Material Models manual 2011, Reference manual 2011, dostupné z: <http://www.plaxis.nl/shop/135/info/manuals/>

- [13] CIHLÁŘOVÁ D., SEIDLER T., Opěrné konstrukce z vyztužené zeminy dálnice D47 na území Ostravy, Juniorstav 2007, [cit. 28.9. 2012] s.6, dostupné z: http://www.fce.vutbr.cz/veda/juniorstav2008_sekce/pdf/2_3/Cihlarova_Denisa_CL.pdf
- [14] DÁLNIČE-SILNIČE, *Dálnice –silnice*, posl. aktualizace 24.2. 2012, [cit. 30.9. 2012] dostupné z: <http://www.dalnice-silnice.cz/D1.htm>
- [15] RAČANSKÝ V., Aplikace ing. úloh v geotechnice, FAST VUT Brno, ústav geotechniky, 20.3.2011, Přednáška
- [16] The properties and performance of Tensar Uniaxial geogrids, Tensar International Limited, Blackburn UK, February 2007, Issue 7, 79010056, [cit. 22.10. 2012] dostupné z: http://geotas.com/media/products_top/Geogrids/Pdf/PPT_Uniaxial_Geogrids.pdf
- [17] KRESTA F., Aktualizované technické podmínky TP 176 pro využití hlušiny do zemního tělesa PKO s příklady, Druhotné a recyklované materiály v zemním tělese PKO, Praha, 23.2 2010, Arcadis Geotechnika, [cit. 19.10. 2012], dostupné z: http://www.arcadisgt.cz/_public/upload/datastorage/092011/d6238/olsanka-11-kresta-hlusina.pdf
- [18] Tvar násypu, hydrogeologie, výsledky laboratorních zkoušek zemin, múk Rudná – rampy, podklad pro DP od firmy Geostar, PDF dokument, [cit. 1.12. 2012] 10 stran.
- [19] Zpráva o monitoringu opěrné zdi na rampě 8 podél D47 a protokol o zaměření zdi k datu 24.4.2006, podklad pro DP od firmy Geostar, PDF Dokument + MS Excel dokument, [cit. 2.12. 2012], 10 stran.
- [20] Výkresová dokumentace opěrné zdi na rampě 8 podél D47, rozvinutý pohled, příčné řezy, půdorys, tvary prefabrikátů, vytyčení zdi, podklad pro DP od firmy Geostar, formát DWF

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

c_{ef}	[kPa]	- efektivní soudržnost
c_u	[kPa]	- totální soudržnost
d	[m]	- ekvivalentní tloušťka
E_{ref}	[MPa]	- modul přetvárnosti
E_{oed}	[m]	- oedometrický modul přetvárnosti
k	[m/s]	- koeficient propustnosti
w	[kN/m/m]	- specifická hmotnost
γ_{sat}	[kN/m ³]	- objemová hmotnost nasycené zeminy
γ_{unsat}	[kN/m ³]	- objemová hmotnost suché zeminy
ν	[-]	- Poissonovo číslo
$\varnothing_{ef}$	[°]	- úhel vnitřního tření, efektivní
$\varnothing_u$	[°]	- úhel vnitřního tření, totální
ψ	[°]	- úhel dilatance
MC		- Mohr-Coulomb
MKP		- metoda konečných prvků
MSE		- mechanicky zpevněná zemina
PP		- polypropylen

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Chrám z vyztužených jílu v Babylóně [9].	12
Obr. 2 Srovnání konstrukčních nákladů různých typů opěrných zdí [3].	13
Obr. 3 Základní typ vyztužené opěrné stěny s betonovými prvky [2].	15
Obr. 4 Externí stabilita vyztužené opěrné stěny [5].	16
Obr. 5 Interní stabilita vyztužené opěrné stěny [5].	16
Obr. 6 Lokální a globální stabilita vyztužené opěrné stěny [5].	17
Obr. 7 Přehled typů betonových lícnicích pohledových prvků [3].	18
Obr. 8 Výstavba opěrné zdi z velkoplošných dělených panelů (D47 v Ostravě) [3].	18
Obr. 9 Přípoj výztužného pruhu geomříže [7].	19
Obr. 10 SO 251 – opěrná zeď na silnici I/6 Karlovy Vary-západ [7].	20
Obr. 11 Řez opěrnou stěnou systému Tensartech TW1 [4].	21
Obr. 13 Betonový pohledový prvek typu Gravity Stone systému KB-Blok [2].	22
Obr. 14 Gabionové pohledové čelo [5].	23
Obr. 15 „Zelený líc“ vyztužené opěrné zdi [5].	23
Obr. 16 Detail modelu na styku vyztužujícího a pohledového prvku [10].	24
Obr. 17 Modelování postupně budované konstrukce z vyztužené zeminy [10].	25
Obr. 18 Pozice uzlů a napět'ových bodů na prvku [12].	26
Obr. 19 Formulace MC modelu v $p' - q$ prostoru [15].	28
Obr. 20 MC plocha plasticity v prostoru hlavních napětí [12].	28
Obr. 21 Uzly (nodes) a napět'ové body (stress points) na prvku geomříže [12].	30
Obr. 22 Uzly (nodes) a napět'ové body (stress points) na prvku plate [12].	30
Obr. 23 Definování kloubového spojení v programu Plaxis	31
Obr. 24 Rozdělení uzlů a bodů napětí na elementu interface a a jejich napojení na prvky zeminy [12].	32
Obr. 25 Typický tvar panelu pohledového čela systému Armovia [20].	33
Obr. 26 Situace objektů opěrných zdí v blízkosti MÚK Rudná [13].	34
Obr. 27 Obrýs opěrné zdi S0 8248 [19].	37
Obr. 28 Charakteristický tvar násypového tělesa [18].	38
Obr. 29 Řez opěrnou stěnou z vyztužené zeminy [20].	39
Obr. 30 Celkový pohled na model	40

Obr. 31 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným prutovými prvky	40
Obr. 32 Creepové chování výztuhy Tensar 120RE [16].....	42
Obr. 33 Pórové tlaky vygenerované programem Plaxis	43
Obr. 34 Počáteční napjatost vygenerovaná programem Plaxis.....	44
Obr. 35 Zjemněná síť v prostoru vyztužené stěny	47
Obr. 36 Horizontální deformace pohledového čela	48
Obr. 37 Deformace opěrné stěny po vybudování	48
Obr. 38 Deformace opěrné stěny po aktivaci zatížení	49
Obr. 39 Horizontální deformace pohledového čela	50
Obr. 40 Deformace opěrné stěny po vybudování	51
Obr. 41 Horizontální deformace pohledového čela	52
Obr. 42 Svislé deformace opěrné stěny po vybudování, M 10:1.....	53
Obr. 43 Deformace opěrné stěny po vybudování, M 10:1.....	53
Obr. 44 Horizontální deformace pohledového čela	54
Obr. 45 Deformace opěrné stěny po ukončené konsolidaci podloží	56
Obr. 46 Svislé deformace opěrné stěny po ukončené konsolidaci podloží	56
Obr. 47 Horizontální deformace pohledového čela	57
Obr. 48 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným plošnými prvky	58
Obr. 49 Deformace opěrné stěny po vybudování	60
Obr. 50 Deformace opěrné stěny po aktivaci zatížení	60
Obr. 51 Horizontální deformace pohledového čela	61
Obr. 52 Deformace opěrné stěny po vybudování	62
Obr. 53 Horizontální deformace pohledového čela	62
Obr. 54 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení.....	63
Obr. 55 Horizontální deformace pohledového čela	64
Obr. 56 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným prutovými prvky s kloubovým spojením.....	65
Obr. 57 Deformace opěrné stěny po vybudování	66
Obr. 58 Horizontální deformace pohledového čela	67
Obr. 59 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení.....	68

Obr. 60 Deformace opěrné stěny po vybudování	71
Obr. 61 Deformace opěrné stěny po zatížení.....	71
Obr. 62 Horizontální deformace pohledového čela	72
Obr. 63 Opěrná stěna z vyztužené zeminy s pohledovým čelem modelovaným plošnými prvky	73
Obr. 64 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení.....	74
Obr. 65 Horizontální deformace pohledového čela	75
Obr. 66 Deformace opěrné stěny po vybudování	76
Obr. 67 Svislé deformace opěrné stěny po zatížení.....	76
Obr. 68 Horizontální deformace pohledového čela	77
Obr. 69 Horizontální deformace čel po výstavbě	79
Obr. 70 Horizontální deformace čel po zatížení	79
Obr. 71 Horizontální deformace čel po výstavbě	80
Obr. 72 Horizontální deformace čel po zatížení	80

SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Přehled nepoužívanějších jednoosých geomříží Tensar [2].	34
Tab. 2 Geotechnická charakteristika zemin v podloží násypu rampy 8	36
Tab. 3 Parametry zemin	41
Tab. 4 Parametry pohledového čela a geomříže	42
Tab. 5 Parametry betonového prahu	43
Tab. 6 Stupně stability násypu	45
Tab. 7 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny.....	57
Tab. 8 Parametry pohledového čela.....	59
Tab. 9 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny.....	64
Tab. 10 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny.....	67
Tab. 11 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny.....	72
Tab. 12 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny.....	74
Tab. 13 Srovnání deformací modelu s deformacemi reálné stěny.....	77

SEZNAM PŘÍLOH

PŘÍLOHA 1 - Model stěny v nižším řezu

PŘÍLOHA 2 - Model stěny ve vyšším řezu

PŘÍLOHA 3 - Geologická dokumentace vrtu J01-29

PŘÍLOHA 4 - Geologická dokumentace vrtu J02-13

PŘÍLOHA 5 - Geologická dokumentace vrtu J01-26

PŘÍLOHA 6 – Situace sond v blízkosti SO 8248, výřez M 1:1000

PŘÍLOHA 7 – Časový průběh sedání zdi

PŘÍLOHA 8 – Časový průběh příčných posunů zdi