



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZPĚTNÁ NUMERICKÁ ANALÝZA PŘESYPÁVANÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE

INVERSE NUMERICAL ANALYSIS OF SOIL-STEEL ARCH BRIDGE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Kristýna Slováková

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.

BRNO 2023

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav geotechniky
Studentka: **Bc. Kristýna Slováková**
Vedoucí práce: **Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.**
Akademický rok: 2022/23
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Děkan fakulty Vám v souladu se zákonem č. 111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

Zpětná numerická analýza přesypávané mostní konstrukce

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Předmětem diplomové práce je zpětná analýza instrumentované tenkostěnné přesypávané mostní konstrukce se zaměřením na interakci zásypu a konstrukčního materiálu objektu. Výpočet bude proveden s využitím metody konečných prvků v kombinaci s vhodným elastoplastickým materiálovým modelem.

Cíle a výstupy diplomové práce:

Cílem práce je provést deformační a napěťovou analýzu ocelové tenkostěnné přesypávané mostní konstrukce pomocí metody konečných prvků. Bude simulována výstavba objektu a následná zatěžovací zkouška, ve které byla sledována odezva mostu pro různou polohu zatížení. Validace vytvořeného matematického modelu bude provedena na měřených svislých posunutích a osových poměrných přetvořeních.

Seznam doporučené literatury a podklady:

MANKO, Z.; BEBEN, D. Research on steel shell of a road bridge made of corrugated plates during backfilling. *Journal of Bridge Engineering*, 2005, 592-602.

MANKO, Z.; BEBEN, D. Static load tests of a road bridge with a flexible structure made from super cor type steel corrugated plates. *Journal of Bridge Engineering*, 2005, 604-621.

BEBEN, D. Numerical analysis of a soil-steel bridge structure. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 2009, 13-21.

WADI, A.; PETTERSSON, L.; KAROUMI, R. On predicting the ultimate capacity of a large-span soil-steel composite bridge. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 2020.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: Volume One - Theory. Thomas Telford, 1999.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: Volume Two - Application. Thomas Telford, 2001.

POTTS, D. M. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. Thomas Telford, 2002.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 28. 3. 2022

L. S.

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

Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
vedoucí práce

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.
děkan

ABSTRAKT

Práce je zaměřená na modelování konstrukce ocel-zemina v programu na bázi metody konečných prvků (Plaxis). Modely byly vytvářeny postupně od základních materiálových modelů k těm složitějším a byla sledována změna deformací ocelové konstrukce. Na závěr byly na vybraný model aplikovány schémata zatěžovací zkoušky.

KLÍČOVÁ SLOVA

Numerické modelování, Hardening soil model, Hardening soil model with small-strain stiffness, měření svislých a vodorovných deformací, zatěžovací zkouška

ABSTRACT

The work is focused on modeling the steel-soil structure in a program based on the finite element method (Plaxis). Models were created gradually from basic material models to more complex ones, and the change in deformations of the steel structure was monitored. Finally, load test schemes were applied to the selected model.

KEYWORDS

Numerical modeling, Hardening soil model, Hardening soil model with small-strain stiffness, measurement of vertical and horizontal deformations, static load test

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

SLOVÁKOVÁ, Kristýna. *Zpětná numerická analýza přesypávané mostní konstrukce*. Brno, 2023. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Zpětná numerická analýza přesypávané mostní konstrukce* zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 13. 1. 2023

Bc. Kristýna Slovákova
autor

Obsah

1	Úvod.....	2
2	Analyzovaná konstrukce.....	3
2.1	Inženýrsko-geologické poměry	3
2.2	Technické řešení konstrukce	6
2.3	Monitoring konstrukce	7
3	Výpočetní model.....	14
3.1	Geometrie a entity modelu	14
3.1.1	2D modely	16
3.1.2	3D modely	16
3.2	Použité materiálové modely	18
3.2.1	Hardening soil model	19
3.2.2	Hardening soil model with small-strain stiffness	23
3.2.3	The Hoek-Brown model	24
3.2.4	Lineárně-elastický model	25
3.3	Síť konečných prvků	25
3.3.1	2D modely	26
3.3.2	3D modely	26
3.4	Fáze výpočtu.....	27
4	Posloupnost analýz a jejich výsledky	30
5	Závěr	38

1 ÚVOD

Tenkostěnné ocelové konstrukce z „corrugovaných“ (vlnitých) plechů byly patentovány v 80. letech 19. století a od té doby jsou využívány především k přemostění malých rozpětí. Konstrukce fungují na principu spolupůsobení vlnitých plechů a zeminy. Jejich výhodami je relativně nízká cena, rychlá výstavba a dostatečná životnost. Tyto přednosti a možnost výběru budoucího mostu „z katalogu“ jim zajistily oblibu především v zemích severní polokoule. I přestože jsou konstrukce ocel-zemina již tak dlouho stavěny doposud nebyla vyvinuta jednotná metoda k jejich návrhu. A tak jsou dimenzovány především na základě analýz již provedených konstrukcí.

Předmětem této práce je vytvoření modelu konstrukce tohoto typu. Vybraný most byl postaven v roce 2002 ve Švédsku nedaleko města Bräcke a byl podroben důkladnému geotechnickému monitoringu v průběhu jeho realizace a následné zatěžovací zkoušky. Výsledky tohoto sledování a analýzy pomocí metody konečných diferencí byly sepsány v několika článcích [1, 2, 3], z kterých jsem při simulaci výstavby předmětné ocelové skořepiny vycházela. Na dalších stránkách tohoto textu čtenář nalezne popis tvorby modelu a výsledky deformačních analýz provedených pomocí metody konečných prvků a jejich srovnání s reálně měřenými svislými deformacemi konstrukce.

2 ANALYZOVANÁ KONSTRUKCE

Most byl postaven v centrální části Švédska, 14,5 km severně od města Bräcke na místě o souřadnicích 62°52'54.7''N 15°26'50.0''E. Klene se přes jedno z ramen řeky Gimån, jenž se zde rozlévá do jezera Grötingen a převádí místní pozemní komunikaci. Poloha objektu je naznačena na Obr. 2.1.



Obr. 2.1 Poloha mostního objektu (převzato z www.mapy.cz).

2.1 Inženýrsko-geologické poměry

Z hlediska regionální geologie se Švédsko nachází v oblasti Baltského štítu, který spadá do fenosarmatské platformy (někdy označované jako východoevropská). Fenosarmatská platforma má zvrásněný prekambriový fundament tvořený krystalickými břidlicemi (ruly, migmatity) a granitoidy, vyznačující se metamorfózou do granulitové facie. Baltský štít je vystupující elevací této báze [4]. Na Obr. 2.2 jsou zakresleny základní geologicko-tektonické jednotky Baltského štítu. Modelovaná přesýpaná konstrukce (poloha vyznačena červeným křížkem) se nachází v jednotce svekofenidy, přesněji v její centrální norlandské zóně, kde původní droby a jílovité břidlice byly spojovány polohami kyselých vulkanitů (především granitoidními plutony) koncem svekokarelského geotektonického cyklu cca před 1 800 miliony let a následně hluboce metamorfovány do rul, hällenflintů a leptitů [4] a představují tak typické původní horniny fenosarmatské platformy, jak je uvedeno výše.



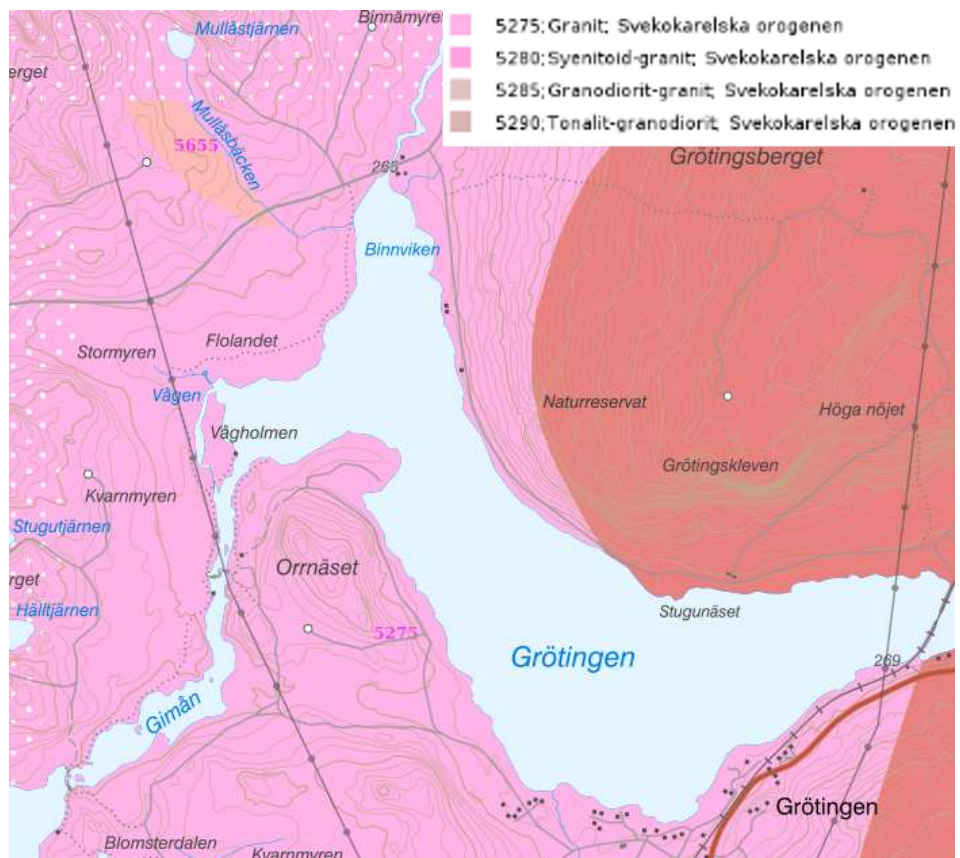
Obr. 2.2 Baltický štít. 1 - předsverokarelské masivy – kolský (ko), karelský (ka), jihoskandinávský (jk), 2 – svekokarelidy – karelidy (kd), svekofenidy (sf), 3 – gotidy (gt) a dalslandidy, 4 – žuly rapakivi, 5 – kaledonity, 6 – sparagmitový příkrov, 7 – platformní formace [4].

Během pleistocénu byl štít pokryt kontinentálním ledovcem, který jej zerodoval, odstranil pokryv starých zvětralin, zbrousil horniny skalního podkladu do zaoblených tvarů a zanechal po sobě morény, četná jezera a řeky. V důsledku ustoupení ledovcových mas ještě dnes dochází k postglaciálnímu vzestupu krajiny o cca 5 – 10 mm ročně [5, 6].

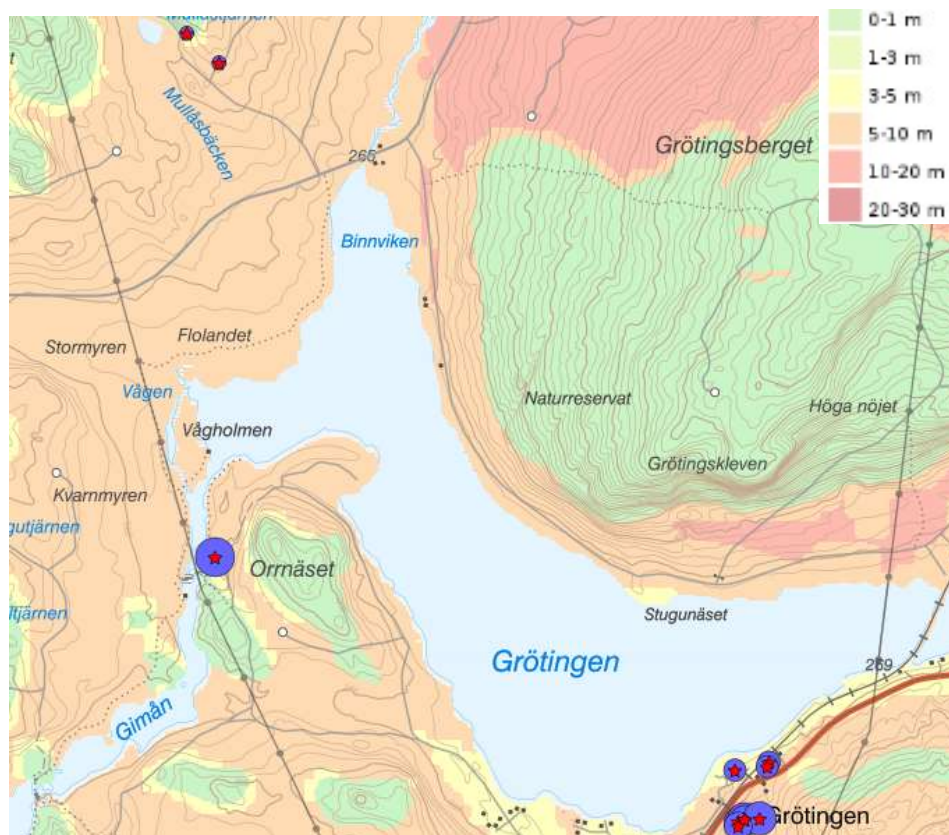
Z důvodu absence inženýrsko-geologického průzkumu či jakékoliv jiné bližší specifikace geologie lokality, jsem při stanovování profilu podloží vycházela z mapových aplikací na internetových stránkách instituce SGU – Sveriges geologiska undersökning (Švédská geologická služba).

Dle mapy „Berggrund 1:50000 – 1:250000“ [7] je předkvartérní podloží lokality budováno granitem svekorarelského orogenu (Obr. 2.3). S ohledem na působení ledovce se dá předpokládat, že granity budou vykazovat známky minimálního zvětrání, prakticky zde lze očekávat velmi zdravé horniny i v nejhornějších patrech předkvartérních vrstev.

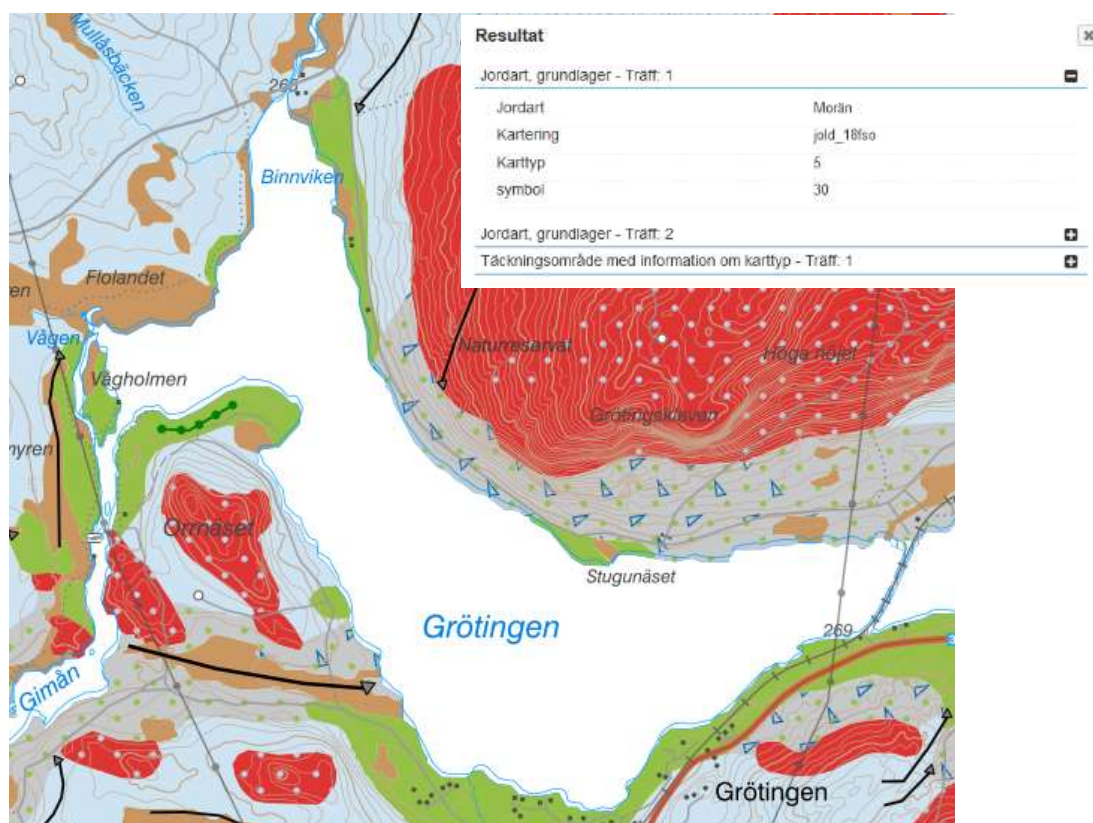
Dle mapových aplikací „Jorddjup“ [8] a „Jordarter 1:25000 – 1:100000“ [9], které zobrazují údaje o čtvrtohorních vrstvách se v předmětné lokalitě nachází 5 – 10 m morén (Obr. 2.4 a Obr. 2.5).



Obr. 2.3 Předkvartérní podloží [7].



Obr. 2.4 Mocnost kvartéru [8].

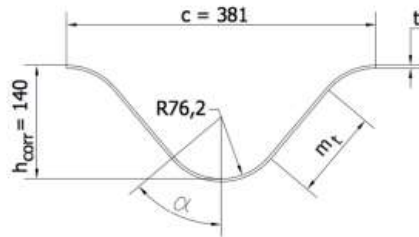


Obr. 2.5 Kvartérní vrstvy [9].

Morény jsou masy klastického materiálu unášené ledovcem a ukládané na místech jeho putování. Dá se předpokládat, že zdejší spodních vrstvy kvartéru tvoří zaoblené štěrky, písky dobré ulehlosti s přítomností tillu (jílovitý sediment morén) až tillitu (zpevněný till) vzniklé z bazálních morén. Odhaduji, že svrchní patra jsou ovlivněny proudem řeky a jemnější zrna jsou jí vymílána.

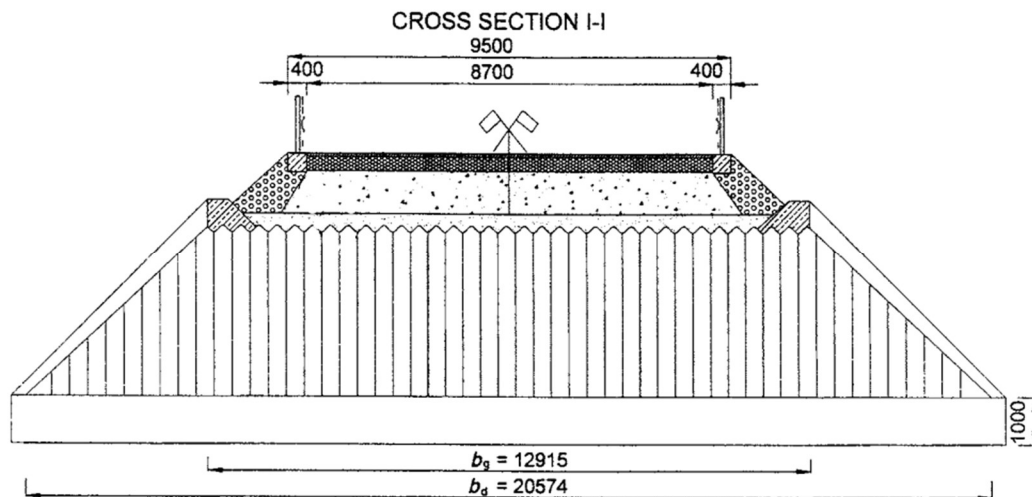
2.2 Technické řešení konstrukce

Silniční most je tvořen z přesypávané konstrukce. Hlavním nosným systémem se zakládá na interakci ocelových vlnitých plechů s dobře zhutněnou zeminou zásypu. Most o rozpětí 12,315 m je založen na betonových patkách, k nimž je upevněna ocelová skořepina typu Super Cor SC-56B dosahující výšky 3,555 m. Ta se skládá z dílců vlnitého plechu tloušťky 7,1 mm spojovaného vysokopevnostními šrouby. Hloubka vlny plechu je 140 mm a její délka 380 mm (Obr. 2.6). Konstrukce je zasypána řádně zhutněnou štěrkodrtí, která byla sypána ve dvaceti vrstvách o tloušťce 200 – 300 mm po zhutnění. V bezprostřední blízkosti oceli byl zásyp o šířce cca 0,2 – 0,3 m zhutněn na 95 % Proctor standard (PS), od konstrukce dále byl štěrk hutněn na 98 % PS. Minimální výška nadloží v pojezděné části konstrukce je 1,0 m.



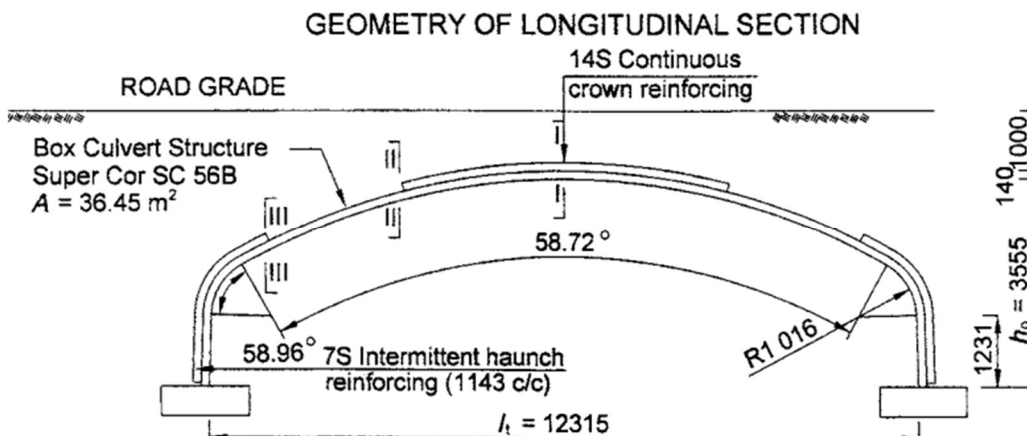
Obr. 2.6 Detail vlny [10].

V příčném řezu (Obr. 2.7) dosahuje most šířky 20,574 m v patě a 12,915 m v koruně.



Obr. 2.7 Příčný řez konstrukcí [1].

Skořepina je v rámci podélného řezu viz Obr. 2.8 vyztužena ve třech částech – na bocích a v koruně. Schéma rozmístění ztužujících vln je naznačeno na Obr. 2.11.



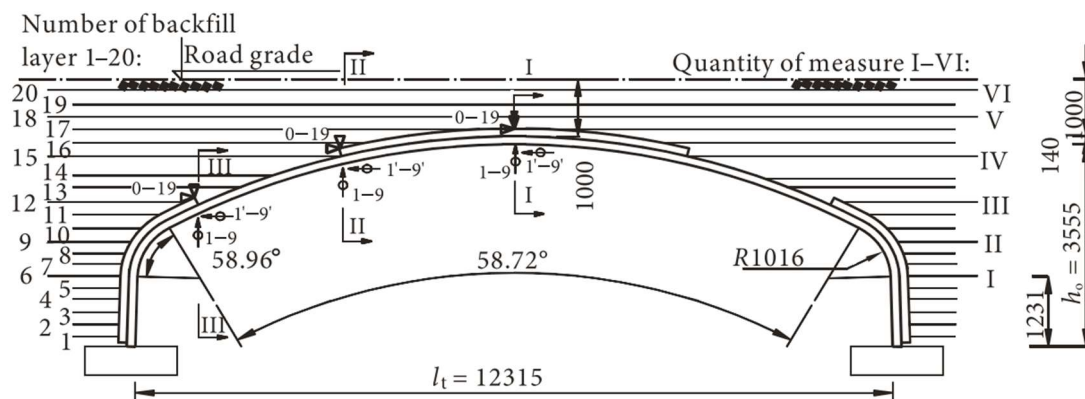
Obr. 2.8 Podélný řez – naznačeno ztužení žebry a místa osazení měřidel [1].

2.3 Monitoring konstrukce

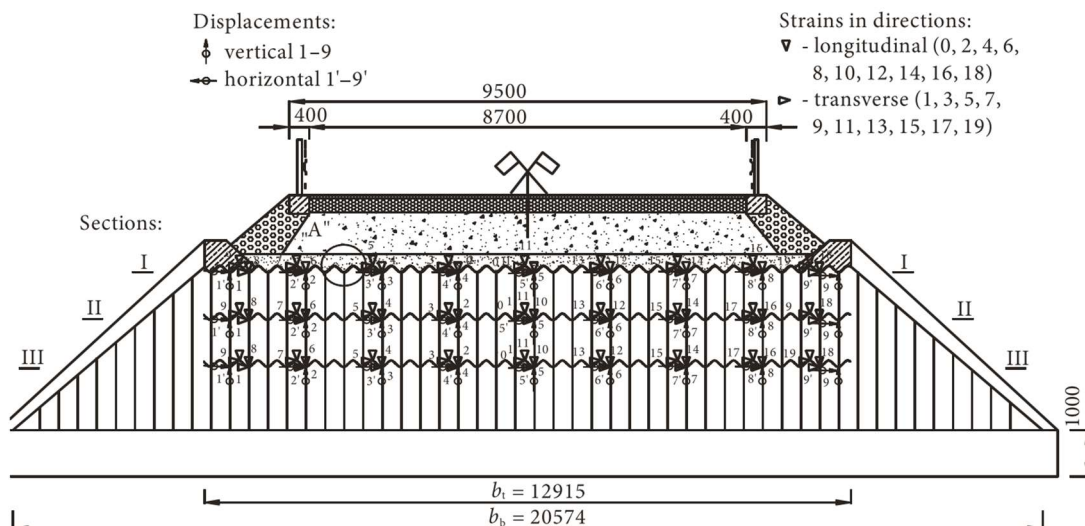
Systém monitoringu byl popsán v článkách [1] a [3]. Měření probíhalo ve třech etapách v období od 15.dubna - 21.srpna 2002:

1. Instalace měřidel na ocelovou konstrukci a kontrola jejich správné pozice a funkčnosti. Měření svislých a vodorovných posunů a přetvoření ocelového pláště během sypaní a hutnění zeminy zásypu. Odečty hodnot se odehrávaly celkem šestkrát po zhotovení konkrétních vrstev.
2. Měření vertikálních deformací a přetvoření konstrukce ve vybraných bodech při statické zatěžovací zkoušce mostu.
3. Měření vertikálních deformací a přetvoření konstrukce ve vybraných bodech při dynamické zatěžovací zkoušce mostu.

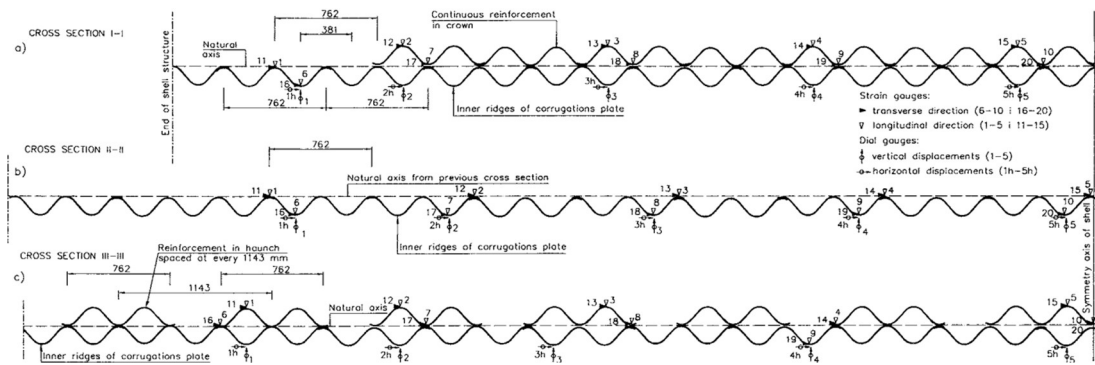
Rozmístění měřících bodů je vyznačeno na Obr. 2.9 a Obr. 2.10. V podélném směru byly určeny tři základní sledované řezy – v koruně řez I-I, na konci vyztužení koruny řez II-II, na konci vyztužení boku řez III-III. V příčném řezu byla měřidla umístěna symetricky od osy komunikace na každou stranu v dalších čtyřech profilech vzdálených od sebe cca 1450 mm.



Obr. 2.9 Podélný profil – vyznačení řezů I-I, II-II, III-III [2].



Obr. 2.10 Příčný řez – měřící body posunů 1-9 a 1'-9' číslovány zleva doprava (schéma platné pro měření při hutnění i zatěžovém testu), měřící body přetvoření 0-9 číslovány od osy doleva a měřící body přetvoření 10-19 číslovány od osy doprava (schéma platné pro měření při hutnění) [2].



Obr. 2.11 Detail rozmístění tenzometrů a úchylkoměrů - měření zátěžového testu [3].

Pro záznam chování konstrukce byly vytvořeny dva měřicí systémy. První měřil přetvoření a druhý horizontální a vertikální posuny.

Pro měření přetvoření byly použity elektrické odporové tenzometry RL 20/120 od firmy Tenmex (Lodž, Polsko). Tenzometry mají délku matrice 20 mm, odpor $R = 120,6 \pm 0,2 \Omega$ a kalibrační faktor $k = 2,15 \pm 0,5 \%$.

Vliv atmosférických podmínek – teplota i vlhkost - byl eliminován dvěma způsoby:

1. Do každého měřicího místa byly umístěny kompenzační měřidla.
2. Měřicí komponenty byly ke konstrukci přilepeny speciálním rychleschnoucím lepidlem na bázi syntetické pryskyřice a zároveň byly pokryty povětrnostně ochrannou a mechanickému poškození odolnou vrstvou pryskyřice.

Nalepená měřidla spolu s kompenzačními měřidly (namontovanými na ocelových deskách přiložených ke konstrukci vedle aktivních měřičů) tvořily polomůstkové obvody, které byly propojeny s měřicí soupravou skládající se z přepínače UMK-10 a digitálního tenzometru DMD 20A. Přepínač UMK-10 sloužil k propojení čtyř plných a deseti polovičních měřících obvodů s tenzometrem DMD 20A, který disponoval jedním měřícím kanálem, koeficientem citlivosti $k_1 = 0,50-29,99$ a třídou přesnosti 0,025.

Na konstrukci byly osazeny dva kontrolní systémy. Systém „Number 1“ se skládal z osmi tenzometrů M1000 s měřícím rozsahem 0,1-20,0 Ω , frekvencí 0-550 Hz a přesností měření větší než 5 %. Pro kontrolní systém „Number 2“ byly použity tři tenzometry typu KWS 523.C Hottinger s rozsahem frekvence 5 kHz.

Průhyb konstrukce byl během hutnění zásypu měřen pěti číselníkovými a čtyřmi indukčními úchylkoměry WT50S. Během zátěžového testu bylo použito osm číselníkových a osm indukčních úchylkoměrů WT50S. U WT50S byl deklarován rozsah měření ± 50 mm s chybou $\pm 0,02 \%$. Signál z těchto měřičů byl převáděn přes zesilovač KWS 673.A7 do vícebodového měřicího zařízení UPM-60 a následně do osmi-kanálového zapisovače 330-P/8. Přesné nastavení nuly jednotlivých měřičích

obvodů před měřením a doplňková kontrola naměřených hodnot byla zajištěná připojením digitálního multimetru G-1004.500 k panelu zesilovače KWS 673.A7.

Vodorovné posuny konstrukce byly měřeny pomocí soustavy skládající se ze zesilovače CF511 a měřiče Metex. Měřicí zařízení umožňovalo simultánní zápis vývoje přetvoření z osmi měřících bodů a vývoje posunů ze dvou měřících bodů s možností měnění rychlosti odvíjení papírové pásky určené pro záznam deformace a četnosti ukládání odečtů v digitální podobě.

Měřiče průhybu i posunů konstrukce byly osazené na trojnožkách umístěných na lešení pod mostem. Před začátkem sběru dat byly všechny měřicí obvody kalibrovány na deformaci 30 mm. Nulové čtení bylo provedeno před začátkem sypaní první vrstvy zásypu. Hodnoty posunů i přetvoření skořepiny se zaznamenávaly po provedení 6., 9., 12., 15., 18. a 20. vrstvy zásypu. Pokaždé byly provedeny nejméně tři odečty. Přičemž v průběhu zásypu musely být splněny podmínky předpisu PN-85/S-10030 1985 a PN-89/S-10050 1989, které stanovují, že rozdíl mezi po sobě jdoucími čteními v jednom zátěžovém kroku musí být menší než 2 %.

Pravděpodobná chyba měření posunů při zásypu pro nejhorsí nastavení měřícího systému byla stanovena dle (1) na $\delta_f = \pm 3,39$ %.

$$\delta_f = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2 + \delta_4^2} \quad (1)$$

kde $\delta_1 = 2,0$ % chyba snímače posunu

$\delta_2 = 1,0$ % chyba spínače kompenzační jednotky

$\delta_3 = 2,5$ % chyba zesilovače

$\delta_4 = 0,5$ % chyba kalibrace

Pro vyhodnocení přetvoření při zásypu bylo počítáno dle (2) s chybou $\delta_e = \pm 3,91$ %.

$$\delta_e = \sqrt{\delta_5^2 + \delta_6^2 + \delta_7^2 + \delta_8^2} \quad (2)$$

kde $\delta_5 = 2,0$ % chyba tenzometru

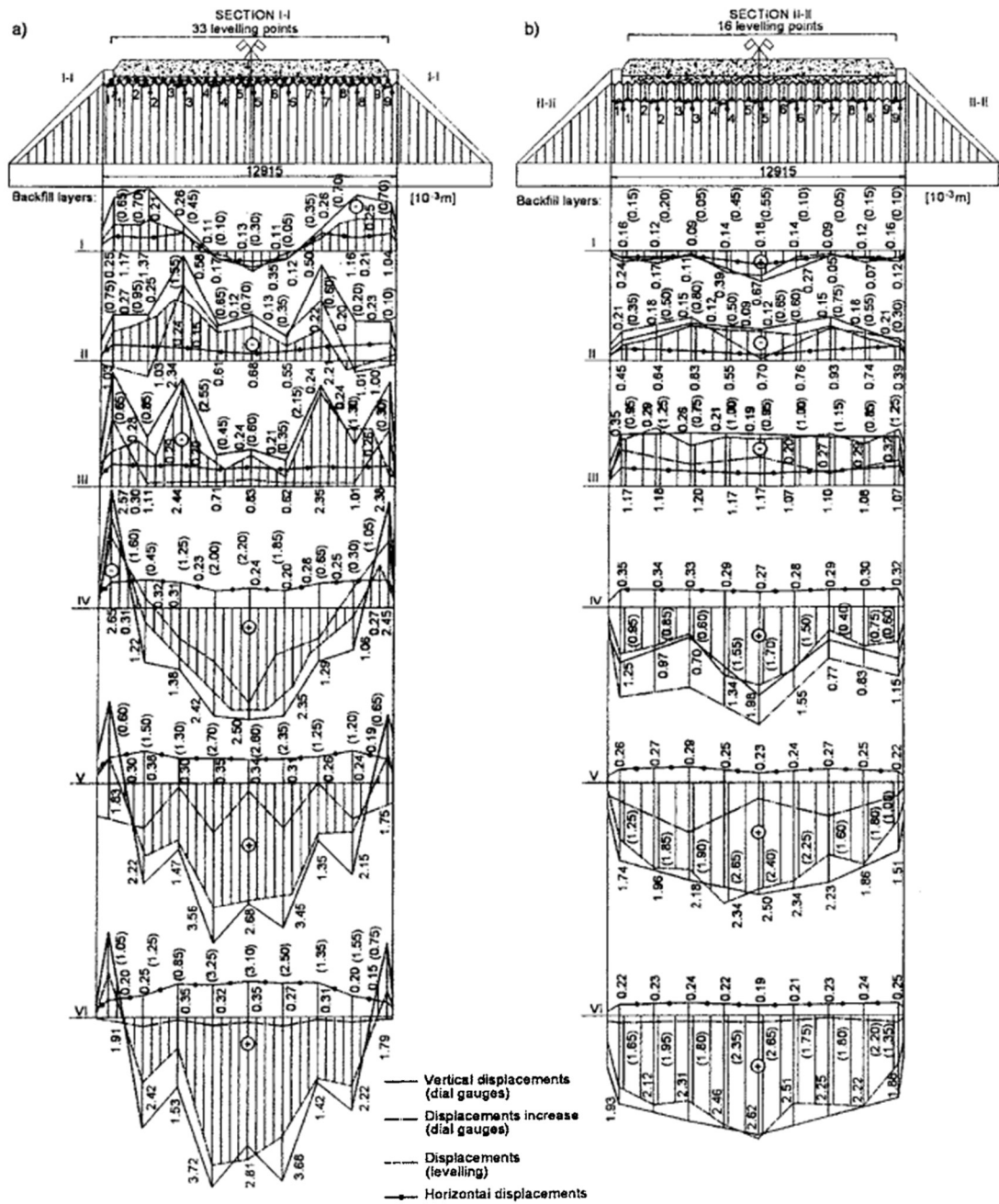
$\delta_6 = 1,0$ % chyba spínače kompenzační jednotky

$\delta_7 = 2,5$ % chyba zesilovače

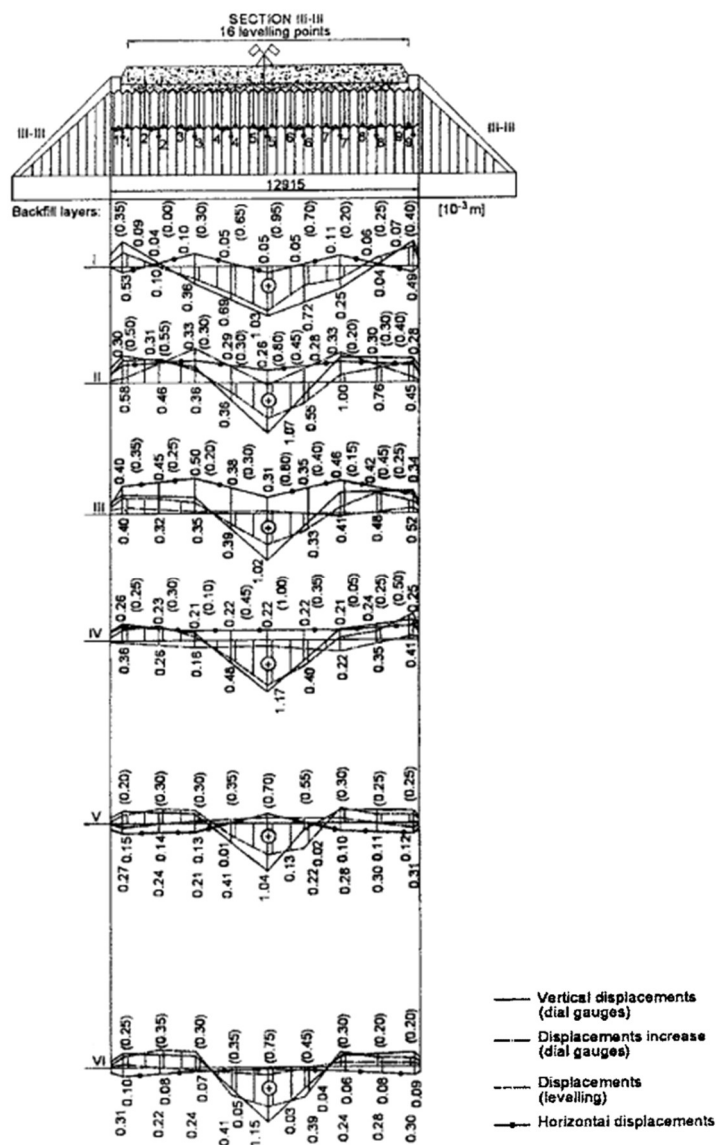
$\delta_8 = 2,0$ % chyba odhadu Youngova modulu oceli

Na Obr. 2.12 a Obr. 2.13 jsou graficky zpracovány výsledky měření. Body 1-5 a 1'-5' byly měřeny číselníkovými úchylkoměry, v bodech 6-9 a 6'-9' byly instalovány indukční úchylkoměry.

Římské číslice označují sled odečtů, kdy I představuje záznam deformace po nasypání a zhutnění 6 vrstev, II pro zhotovení 9 vrstev atd. až VI pro dokončení 20. vrstvy.



Obr. 2.12 Grafy maximálních vertikálních a horizontálních posunů při hutnění v příčném směru, a) v řezu I-I, b) v řezu II-II [1].



Obr. 2.13 Grafy maximálních vertikálních a horizontálních posunů při hutnění v příčném směru v řezu III-III [1].

Během realizace zásypu byla konstrukce ještě kontrolována měřením nivelačních bodů (přesná nivelační metoda) pomocí laserového přístroje Treen typu EO Number 12. Výsledky nivelace nebyly v žádném podkladu uvedeny.

Před zatěžovací zkouškou mostu byly měřicí obvody opět kalibrovány na pevnou hodnotu posunu (30 mm). Nulové čtení proběhlo před najetím zatěžovacího vozidla. Po zatížení mostu vozidlem byly záznamy průhybů i pretvoření vykonávány každých 10 minut alespoň po dobu půl hodiny případně do ustálení odečítaných hodnot (následný odečet musel mít rozdíl menší než 2 %). Následovalo odtižení konstrukce a měření každých 10 minut po dobu minimálně 20 minut či do rozdílu po sobě následujících čtení max. 2 %. I během těchto testů byly dodržovány podmínky dle předpisů PN-85/S-10030 1985, PN-89/S-10050 1989 a PN-77/S-10040.

Chyba měření posunů při zátěžovém testu byla určena dle (3) na $\delta_f = \pm 3,04 \%$.

$$\delta_f = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2 + \delta_4^2} \quad (3)$$

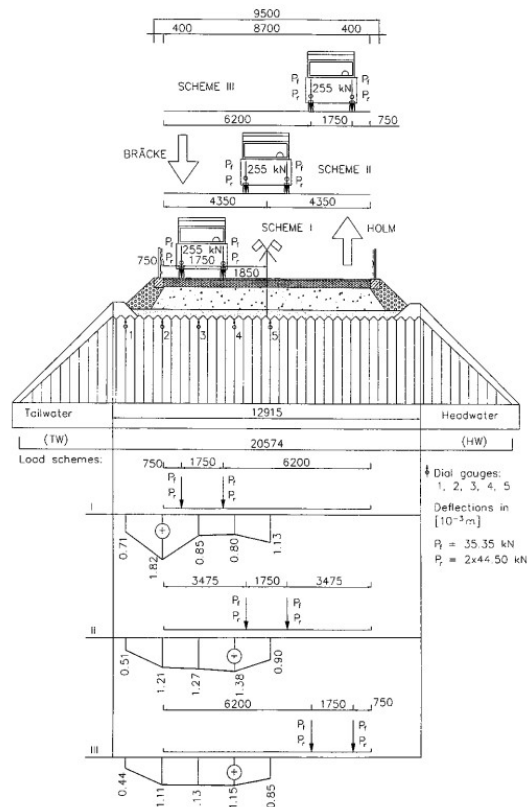
- kde $\delta_1 = 2,0 \%$ chyba převodníku posunu
 $\delta_2 = 1,0 \%$ chyba spínače kompenzační jednotky
 $\delta_3 = 2,0 \%$ chyba zesilovače
 $\delta_4 = 0,5 \%$ chyba kalibrace

Měření přetvoření při zátěžovém testu bylo zatíženo dle (4) chybou $\delta_\varepsilon = \pm 3,60 \%$.

$$\delta_\varepsilon = \sqrt{\delta_5^2 + \delta_6^2 + \delta_7^2 + \delta_8^2} \quad (4)$$

- kde $\delta_5 = 2,0 \%$ chyba tenzometru
 $\delta_6 = 1,0 \%$ chyba spínače kompenzační jednotky
 $\delta_7 = 2,5 \%$ chyba zesilovače
 $\delta_8 = 0,5 \%$ chyba odhadu Youngova modulu oceli

Při zatěžovacích zkouškách nebyly měřeny horizontální posuny konstrukce. Důvodem bylo vyhodnocení záznamu zatížení mostu nákladními automobily (pravděpodobně vozidly stavby) z dne před zkouškou, kdy tyto hodnoty nabývaly nepatrných rozměrů s ohledem na předpokládané chyby měření a čtení.



Obr. 2.14 Grafy maximálních vertikálních posunů pro jednotlivá schémata zatěžovací zkoušky [3].

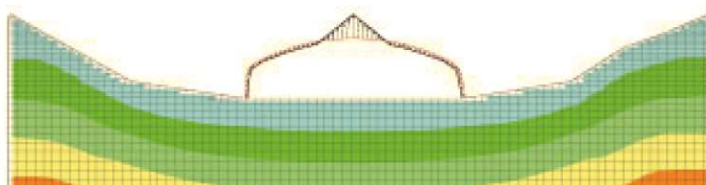
3 VÝPOČETNÍ MODEL

3.1 Geometrie a entity modelu

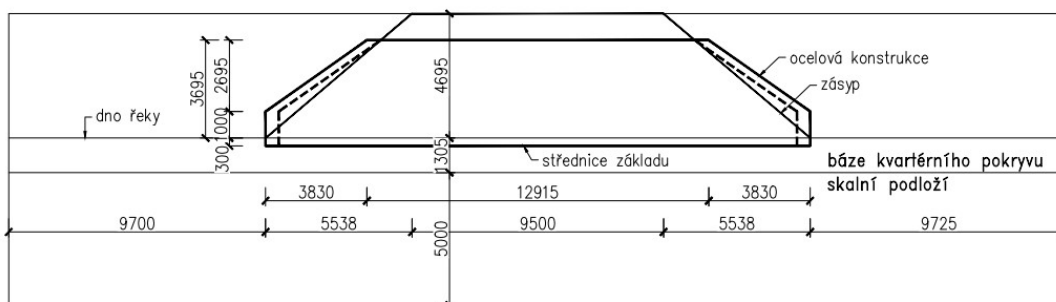
Analýza byla provedena v programu Plaxis, což řešič postavený na metodě konečných prvků (MKP). Pro zadanou úlohu byly vytvořeny modely dvojího typu

- dvourozměrné modely – rovině-deformační (plain strain) řešení, za předpokladu, že posun ve směru mimo rovinu je nulový, zkoumán byl řez vedený niveletou budoucí pozemní komunikace
- trojrozměrné modely – prostorové řešení postihující chování přesýpané konstrukce jako celku

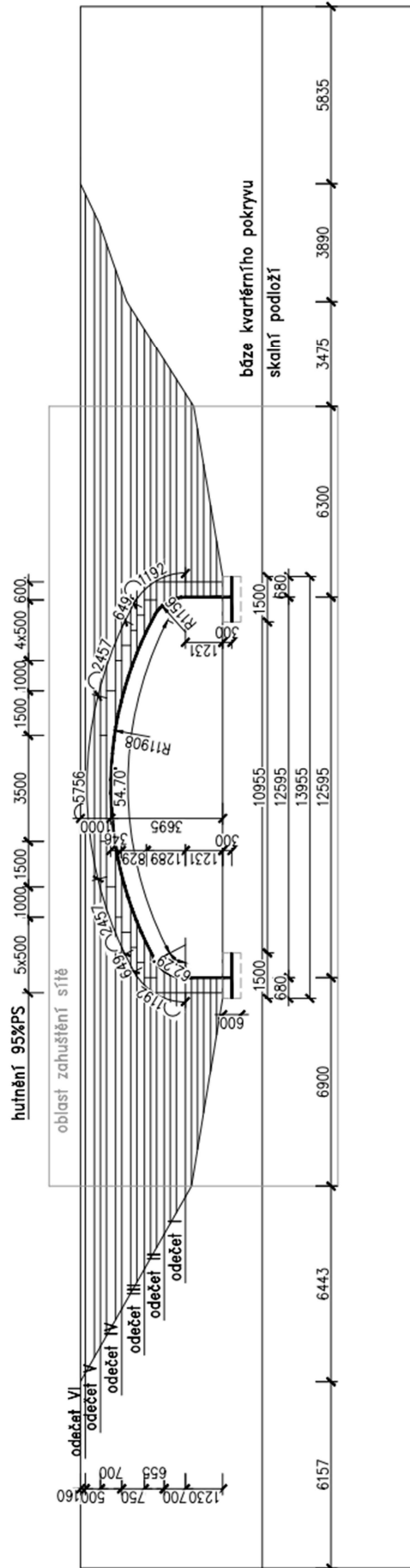
Velikost modelů byla volena tak, aby okraje neměly na výsledky vliv. Rozměry ocelové skořepiny byly přebrány z [1]. Podélný směr je zachycen na Obr. 2.8. S ohledem na to, že ztužená část řezu převládá nad nevyztuženou, byla střednice modelu vykreslena v těžištní ose zdvojených plechů - 140 mm od vnitřní hrany oceli. Podélný řez, který byl použit pro 2D i 3D model, je zobrazen na Obr. 3.3. Hloubka kvartérního podloží byla uvažována 6 m od stávajícího terénu na břehu koryta přibližně 1,3 m pod dnem řeky. Průběh terénu byl odhadnut z Obr. 3.1, kde je zobrazen jeden z výsledků zpětné analýzy provedené prof. Bebenem [11]. Zásyp byl vytvořen z vrstev o tloušťce 200-300 mm tak, aby přibližně odpovídal vrstvení na Obr. 2.9. Idealizace příčného směru (Obr. 2.7) je zakreslena na Obr. 3.2, kde přerušovanou tlustou čarou je naznačen ztužující betonový věnec.



Obr. 3.1 Model prof. Bebena – zobrazen průhyb konstrukce po ztuhnutí šesti vrstev [11].



Obr. 3.2 Model 3D – příčný řez



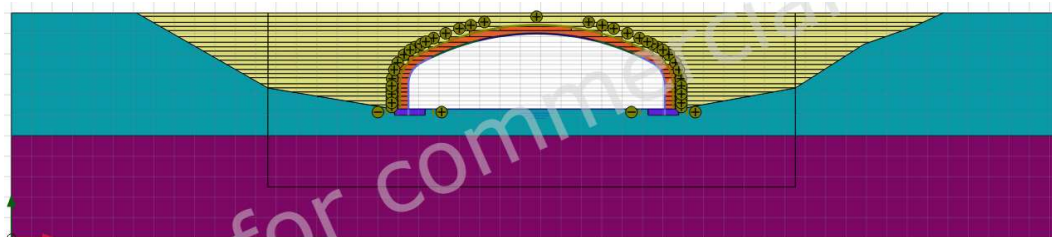
Obr. 3.3 Model I2D/3D – podélný řez

3.1.1 2D modely

V 2D-modelech byly zeminy a základy modelovány plošnými polygony (clustery), které se vyznačují parametry dle volby materiálového modelu (viz kapitola 3.2). Ocelová konstrukce byla vytvořena z „2D Plates“, což jsou nosníkové prvky o třech stupních volnosti v každém uzlu (dva translační a jeden rotační) charakterizované normálovou a ohybovou tuhostí.

Tab. 3-1 Parametry prvků skořepiny v 2D modelech

ocelová skořepina - 2D Plate E = 207 GPa		plech bez ztužení	ztužení	
			v koruně	na boku
tíha	w [kN/m/m]	0,7553	1,5106	1,2614
Poissonův součinitel	ν [-]	0,3000		
plocha	A [m ² /m]	0,0098	0,0196	0,0164
moment setrvačnosti	I [m ⁴ /m]	2,412E-05	1,605E-04	1,284E-04
normálová tuhost	EA [kN/m]	2,030E+06	4,060E+06	3,390E+06
ohybová tuhost	EI [kNm ² /m]	4,994E+03	3,321E+04	2,658E+04



Obr. 3.4 Výsledný 2D model

3.1.2 3D modely

U 3D-modelů byly vrstvy zeminy poskládány z prvků typu „Volume“ – objemové prvky s vlastnostmi materiálových modelů. Skořepinu a základ tvoří „3D Plates“ – tenké desko-stěnové elementy s výraznou ohybovou tuhostí, které jsou po generování sítě rozděleny do 6-uzlových trojúhelníků s šesti stupni volnosti na uzel (tři translační a tři rotační).

V portálových oblastech jsou vlnité plechy ztuženy železobetonovým věncem, proto byl vytvořen i model postihující tuto skutečnost. Rozměry a vlastnosti ŽB části nebyly v podkladech uvedeny, zkoumán byl vliv límce s odhadovanou tloušťkou 0,5 m, který byl zadán parametry ideálního průřezu.

Tab. 3-2 Parametry betonových základů v 3D modelech

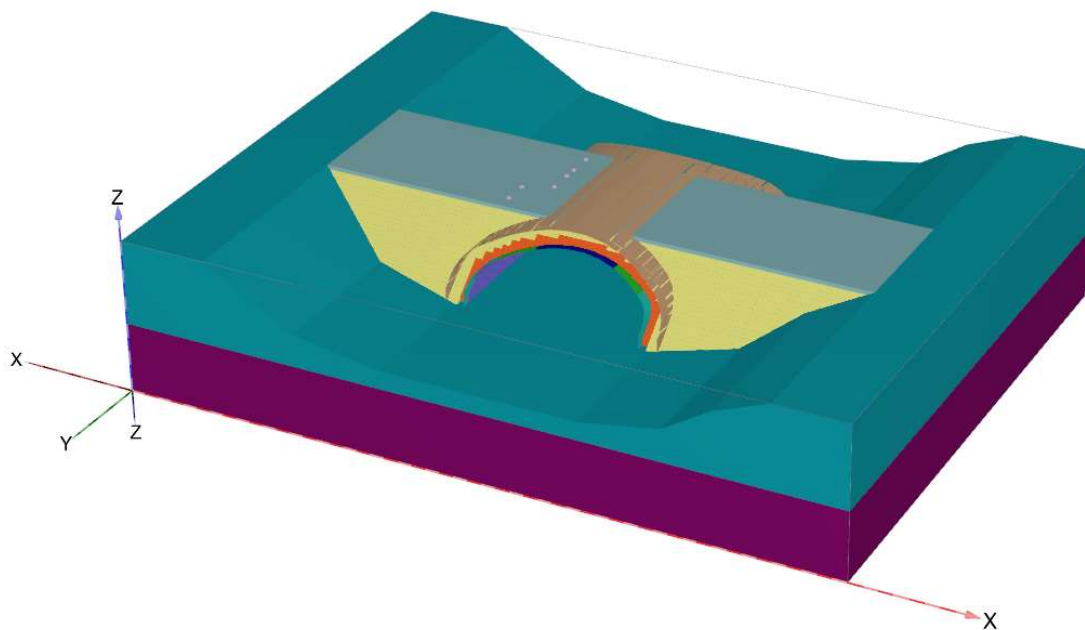
ŽB základ - 3D Plate E = 33 GPa		
objemová hmotnost	γ [kN/m ³]	25
Poissonův součinitel	ν_{12} [-]	0,2
tloušťka desky	d [m]	0,6
Yongův modul	E_1 [kN/m ²]	3,300E+07
modul smyku v rovině	G_{12} [kN/m ²]	1,375E+07
napětí	$\sigma_{y,11}$ [kN/m ²]	30000
přířezový modul	W_{11} [m ³ /m]	0,06

Tab. 3-3 Parametry ocelových plechů v 3D modelech

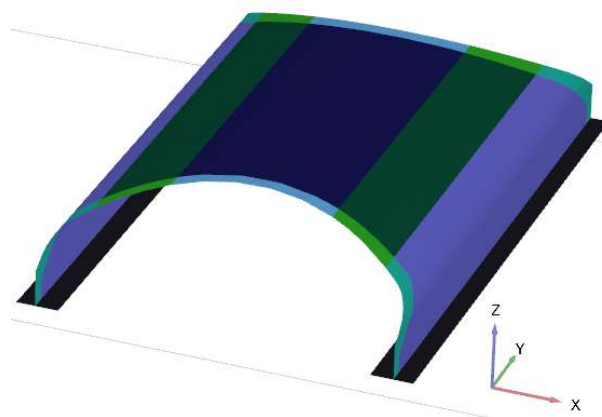
ocelová skořepina - 3D Plate E = 207 GPa		plech bez ztužení	ztužení	
			v koruně	na boku
objemová hmotnost	γ [kN/m ³]	5,3901	5,3901	4,5009
Poissonův součinitel	ν_{12} [-]	0,3		
tloušťka desky	d [m]	0,14	0,28	0,28
Yongův modul	E_1 [kN/m ²]	2,184E+07	1,816E+07	1,453E+07
modul smyku v rovině	G_{12} [kN/m ²]	8,399E+06	6,983E+06	5,589E+06

Tab. 3-4 Charakteristiky ŽB věnce

věnec - ŽB + ocel 3D Plate		plech bez ztužení	ztužení	
			v koruně	na boku
objemová hmotnost	γ [kN/m ³]	4,121	4,124	4,166
Poissonův součinitel	ν_{12} [-]	0,20	0,20	0,20
tloušťka desky	d [m]	0,628	0,631	0,584
plocha	A_i [m ²]	1,003E-01	1,007E-01	9,160E-02
moment setrvačnosti	I_i [m ⁴]	3,320E-03	3,355E-03	2,797E-03
Yongův modul	E_1 [kN/m ²]	3,324E+07	3,322E+07	3,484E+07
modul smyku v rovině	G_{12} [kN/m ²]	1,383E+07	1,382E+07	1,448E+07



Obr. 3.5 Konečný 3D model



Obr. 3.6 3D model samotné ocelové konstrukce včetně věnců

3.2 Použité materiálové modely

Pro zadání chování zemin byly zvoleny dva materiálové modely - Hardening soil model (dále HS) a Hardening soil model with small-strain stiffness (dále HSS). Výběr byl založen na schopnosti modelů přesnějšího vyjádření závislosti tuhosti zeminy na napětí.

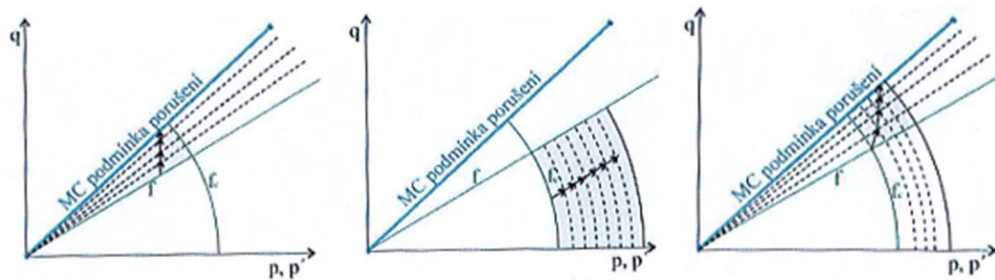
Předkvartérní hornina v podloží byla zadána parametry The Hoek-Brownova modelu (dále HB). Tento model byl zvolen z důvodu předpokládané geologie v místě mostu (viz kapitola 2.1).

Vzhledem k tomu, že předmětem diplomové práce nebyla analýza chování betonového základu, byl pro tento prvek u 2D modelu, kde byl modelován objemově, použit lineárně-elastický model (dále LE). LE model byl také použit u nejsvrchnější vrstvy násypu, která byla zhotovena z asfaltu.

3.2.1 Hardening soil model

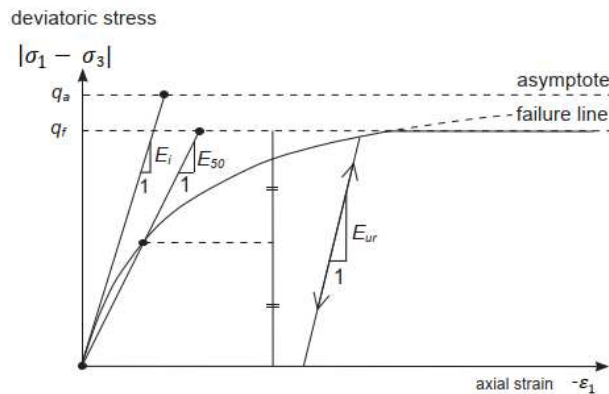
HS je konstituční elasto-plastický model s nelineárně-elastickým chováním, založený na přírůstkové teorii plasticity. Základ teorie tvoří teze, že přetvoření ε a rychlost přetvoření $\dot{\varepsilon}$ má dvě části – elastickou (vratnou) a plastickou (trvalou). Přičemž HS se vyznačuje tzv. plasticitou se zpevněním. Pro plasticitu se zpevněním platí, že plocha plasticity je odlišná od podmínky porušení.

HS je model s Mohr-Coulombovou podmínkou porušení a dvěma funkcemi plasticity, odpovídajícím smykovému a objemovému zpevnění zemin. Smyková plocha plasticity je vázaná na velikost plastického přetvoření zatímco objemová plocha plasticity je určena překonsolidačním napětím [12].



Obr. 3.7 Znáznění ploch plasticity v rovině p-q, vlevo – smykové zpevnění, uprostřed – objemové zpevnění, vpravo – kombinované zpevnění zeminy [12].

Chování zeminy je znázorněno hyperbolickým pracovním diagramem (Obr. 3.8). Je jím postihnuto zpevnění zeminy (nárůst tuhosti) při vzrůstajícím napětí i rozdílná tuhost při odtížení a opětovném přitížení.



Obr. 3.8 Pracovní diagram HS modelu, $|\sigma_1 - \sigma_2|$ - deviator napětí, q_a - asymptota hyperbolického modelu smykové tuhosti, q_f - Mohr-Coulombova podmínka porušení, E_i - počáteční tuhost, E_{50} - sečnový modul tuhosti, E_{ur} - modul tuhosti při odtížení/opětovném přitížení, ε - přetvoření [13].

Vlastnosti kvartérních vrstev nebyly specifikovány, ale v textech [1, 2, 3 a 11] je uvedeno, že sedání podloží bylo minimální. Z tohoto důvodu byly zeminám podzákladí přiděleny vysoké hodnoty referenčních modulů. Základní parametry zadávané do modelů jsou uvedeny v Tab. 3-5.

Tab. 3-5 Parametry zeminy podloží

zeminy podloží		
γ	[kN/m ³]	20
ν_{ur}	[-]	0,2
c'	[kN/m ²]	1
φ'	[°]	35
ψ	[°]	0
R_f	[-]	0,9
m	[-]	0,5
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	2,50E+05
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	2,50E+05
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	7,50E+05

Zeminy zásypu byly charakterizovány v člancích [1, 2, 3 a 11], tyto informace jsou shrnuty v Tab. 3-6 a byly vstupními daty pro vytvoření materiálových modelů.

Tab. 3-6 Parametry zemin zásypu dle [1, 2, 3 a 11]

	95% PS	98% PS
γ	20kN/m ³	
ν	0,2	
c'	0	0
φ'	43°	35°
m	3,8 MPa/m	
E_{og}	20MPa	
ψ	0,0°	0,0°
R_f	0,96	0,85

Z podkladu [2] vyplývá, že deformační modul $E(z)$ s hloubkou narůstá dle rovnice

$$E(z) = E_0 + mz \quad (5)$$

Bylo předpokládáno, že výše uvedený deformační modul zeminy odpovídá sečnovému modulu E_{50} . Pro E_{50} platí vztah (6).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot g \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot g \varphi} \right)^m \quad (6)$$

Vhodná hodnota E_{50} byla stanovena aproximací ke křivce $E(z)$ na základě volby exponentu řídicího závislost deformačních modulů na napětí m a referenčního sečnového modulu E_{50}^{ref} . Ze všech možných variací hodnot parametrů m a E_{50}^{ref} (ukázky průběhu křivek zobrazeny v Graf 3-1 a Graf 3-2) byly vybrány dvě kombinace, u kterých byl vyšetřován jejich vliv na deformace modelu.

Soudržnost c' by měla být dle [2] nulová, ale z důvodu maximálního přiblížení se křivce $E(z)$ byla zvolena hodnota 2 kPa. Stanovené parametry zásypu HS modelu pro porovnání zvolených variant m/E_{50}^{ref} je v

Tab. 3-9. Referenční oedometrické moduly E_{oed}^{ref} a referenční moduly při odtížení/opětovném přitížení E_{ur}^{ref} byly určeny dle vzorců (7) a (8).

$$E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref} \quad (7)$$

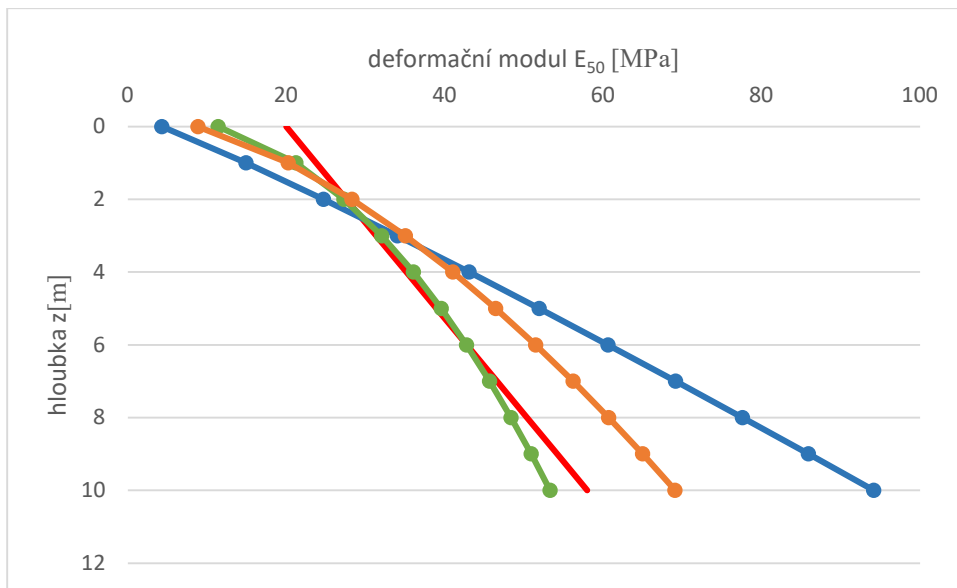
$$E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref} \quad (8)$$

Výsledky analýz s variantními parametry jsou uvedeny v kapitole 4 - Tab. 4-2 a Tab. 4-3 a Graf 4-1 a Graf 4-2.

Tab. 3-7 Hodnoty modulu E_{50} dle volby parametrů m a E_{50}^{ref} pro zeminu 95%PS

95%PS	m	0,45	0,9	0,6
	E_{50}^{ref}	65	140	90
z	σ_3' [MPa]	E_{50} [MPa]	E_{50} [MPa]	E_{50} [MPa]
0	0,00	11,43	4,33	8,86
1	6,36	21,24	14,95	20,25
2	12,72	27,30	24,70	28,31
3	19,08	32,05	34,04	35,06
4	25,44	36,06	43,10	41,03
5	31,80	39,59	51,94	46,47
6	38,16	42,77	60,63	51,51
7	44,52	45,69	69,17	56,25
8	50,88	48,39	77,60	60,73
9	57,24	50,92	85,93	65,00
10	63,60	53,31	94,17	69,09

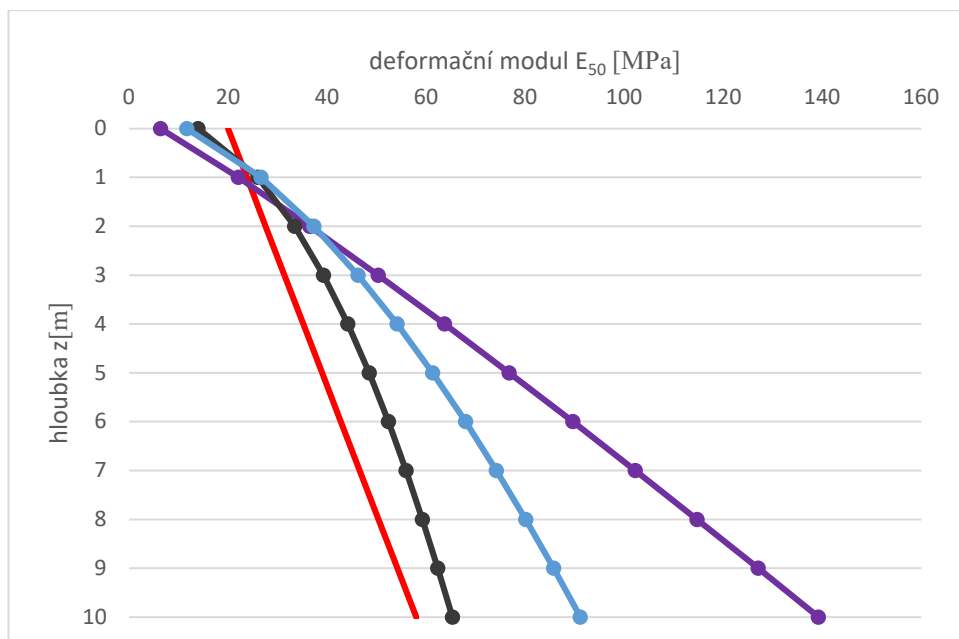
Graf 3-1 Aproximace modulu E_{50} k $E(z)$ (červená křivka) pro zeminu 95%PS



Tab. 3-8 Hodnoty modulu E_{50} dle volby parametrů m a E_{50}^{ref} pro zeminu 98%PS

98%PS	m	0,45	0,9	0,6
	E_{50}^{ref}	70	160	100
z	σ_3' [MPa]	E_{50} [MPa]	E_{50} [MPa]	E_{50} [MPa]
0	0,00	13,95	6,36	11,65
1	8,53	26,00	22,07	26,70
2	17,06	33,44	36,50	37,34
3	25,59	39,25	50,31	46,24
4	34,11	44,17	63,71	54,12
5	42,64	48,49	76,79	61,30
6	51,17	52,39	89,63	67,96
7	59,70	55,96	102,27	74,20
8	68,23	59,28	114,74	80,12
9	76,76	62,38	127,06	85,75
10	85,28	65,30	139,24	91,15

Graf 3-2 Aproximace modulu E_{50} k $E(z)$ (červená křivka) pro zeminu 98%PS



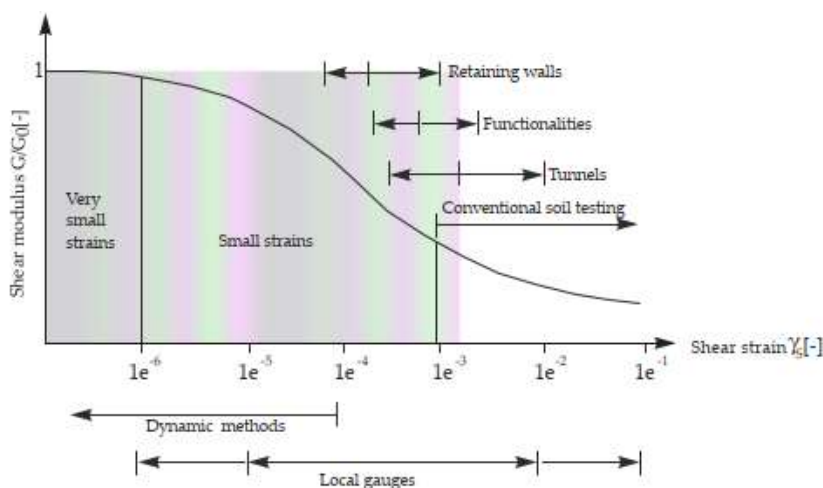
Tab. 3-9 Parametry zemin zásypu pro modely 2D-HS

zeminy zásypu		95% PS		98% PS	
m	[-]	0,45	0,9	0,45	0,9
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	6,50E+04	1,40E+05	7,00E+04	1,60E+05
γ	[kN/m ³]	20			
ν_{ur}	[-]	0,2			
c'	[kN/m ²]	2		2	
ϕ'	[°]	43		35	
ψ	[°]	0		0	
R_f	[-]	0,96		0,85	
E_{oed}^{ref}	[kN/m ²]	6,40E+04	1,40E+05	7,00E+04	1,60E+05
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	1,95E+05	4,20E+05	2,10E+05	4,80E+05

3.2.2 Hardening soil model with small-strain stiffness

Základním rozdílem u HSS je náhrada hypoelastické podstaty HS modelu, u kterého platí závislost konstantního Poissonova poměru ν_{ur} a napětí na E_{ur} , modelem

vystihujícím chování zeminy, kdy tuhost s rostoucí amplitudou deformace v oblasti malých a velmi malých přetvoření klesá nelineárně v esovitém zakřivení zobrazeném na Obr. 3.9. V HSS simulujeme vysokou počáteční elastickou tuhost zemin reprezentovanou nízkým deformačním smykovým modulem G_0 , deformační snižování tuhosti při monotónním zatížení a její změny reflektující stávající směr zatížení [13].



Obr. 3.9 Tuhostně-deformační chování zemin s běžnými rozsahy deformace pro laboratorní zkoušky a konstrukce [13].

Pro použití HSS je potřeba stanovit G_0^{ref} - referenční smykový modul pro velmi malá přetvoření ($\varepsilon < 10^{-6}$) a $\gamma_{0,7}$ - smykové přetvoření při poklesu počátečního smykového modulu G_0 na 72% původní hodnoty. Smykový modul spočítán dle rovnic (9) a (10).

$$G_{ur}^{ref} = \frac{E_{ur}}{2 \times (1 + \nu_{ur})} \quad (9)$$

$$G_0^{ref} = 2,5 \times G_{ur}^{ref} \quad (10)$$

Smykové přetvoření $\gamma_{0,7}$ bylo stanoveno odhadem. Pro srovnání vlivu smykového přetvoření na deformaci konstrukce bylo vytvořeno 5 modelů s $\gamma_{0,7}$ nabývajícími hodnot od 0,02 – 0,0002. Výsledky jsou uvedeny v kapitole 4 - Tab. 4-4, Graf 4-3 a Graf 4-4.

3.2.3 The Hoek-Brown model

The Hoek-Brownův model (dále HB model) se v programu Plaxis používá pro neporušené horniny s izotropním chováním. Zdravé horniny jsou tužší, mají vyšší tlakovou pevnost než zeminy a zároveň vykazují odolnost v tahu. Jejich závislost tuhosti na úrovni napětí je prakticky zanedbatelná. Naproti tomu závislost smykové pevnosti hornin na napětí bývá značná. Základem HB modelu je Hoek-Brownovo kritérium porušení, které aproximuje nelineární chování hornin a je čistě empirickým vztahem. Software aplikuje formulaci kritéria (11) upřesněnou v [14].

$$\sigma_1' = \sigma_3' - |\sigma_{ci}| \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (11)$$

kde σ_{ci} je jednoosá pevnost v tlaku horniny a ostatní parametry m_b (snížená hodnota parametru neporušené horniny m_i), s a a (pomocné materiálové konstanty) zohledňují porušenost horninové masy. Tyto parametry se stanovují z GSI (Geological strength index) a faktoru porušení D . Doporučené hodnoty předmětných parametrů pro jednotlivé horniny jsou do Plaxisu implementovány a při definování konkrétní horniny v „Material sets“ jsou uživateli zobrazeny v bočním panelu.

3.2.4 Lineárně-elastický model

LE je založen na Hookově zákonu, jenž je základním předpisem pro popis vztahů mezi napětími σ a deformacemi ε .

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (12)$$

E modul pružnosti

Tab. 3-10 Charakteristiky betonového základu pro modely 2D

ŽB základ - 2D cluster E = 33 GPa		
typ odvodnění		non-porous
objemová hmotnost	γ [kN/m ³]	25
modul pružnosti	E_{ref} [kN/m ²]	3,30E+07
Poissonův součinitel	ν [-]	0,15
referenční smykový modul	G_{ref} [kN/m ²]	1,44E+07

Tab. 3-11 Parametry asfaltové vozovky – zadány dle [2]

Asfaltová vozovka - 2D cluster		
typ odvodnění		drained
objemová hmotnost	γ [kN/m ³]	25
modul pružnosti	E_{ref} [kN/m ²]	6,90E+06
Poissonův součinitel	ν [-]	0,41
referenční smykový modul	G_{ref} [kN/m ²]	2,44E+06
oedometrický modul	E_{oed} [kN/m ²]	1,60E+07

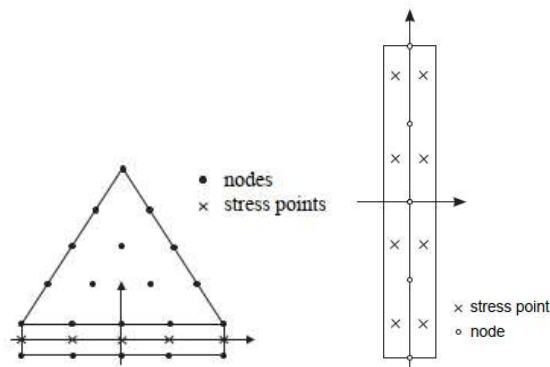
3.3 Síť konečných prvků

Síť - rozdělení modelu na určitý počet prvků (základní princip MKP) - je v programu Plaxis generována automaticky příkazem „Mesh“. Stupeň hustoty sítě byla ponechána na přednastaveném stupni – Medium. Prvkům konstrukce a jejímu blízkému okolí byl

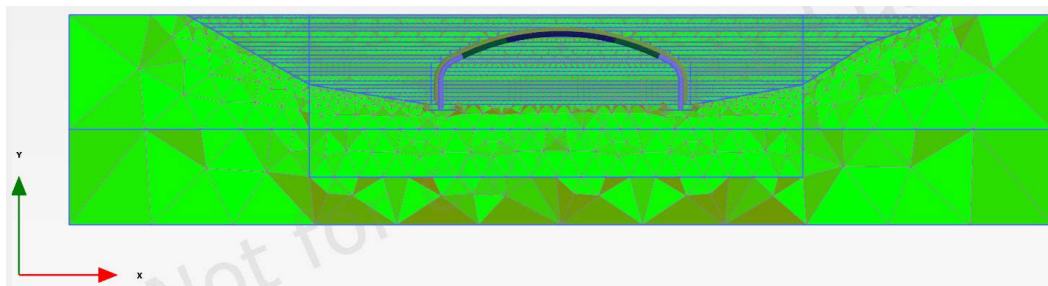
ručně upraven „coarseness factor“, čímž bylo dosaženo zhuštění sítě a zmenšení jejich prvků v této části modelu. Oblast zjemnění je zachycena na Obr. 3.3.

3.3.1 2D modely

Pro tvorbu sítě byly použity 15-uzlové trojúhelníky s 12 tlakovými body. Struktury typu plate jsou tvořeny 5-uzlovými prvky s 8 tlakovými body, interface je definován 5 páry uzlů. Prvky jsou zobrazeny na Obr. 3.10 a vygenerovaná síť na Obr. 3.11.



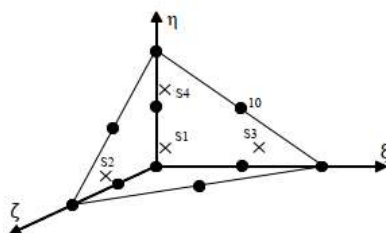
Obr. 3.10 Základní prvky 2D sítě: vlevo - trojúhelníkový prvek s uzly a připojený interface, vpravo - prvek pro plate [13].



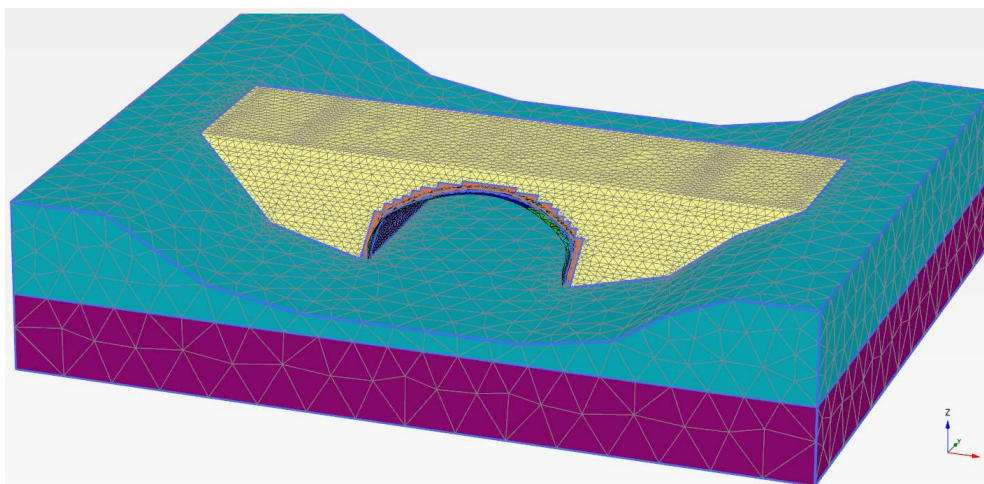
Obr. 3.11 Vygenerovaná síť konečných prvků – typický 2D model

3.3.2 3D modely

Základním konečným prvkem sítě 3D modelů v programu Plaxis je 10-stupňový čtyřstěn (Obr. 3.12), jehož součástí jsou 4 tlakové body (na obrázku vyznačeny křížkem). Pro prvek typu Plate se používá 6-stupňový element a interakce zemina-konstrukce je zajištěna 6 páry uzlů. Ukázka vygenerované sítě 3D modelu je zachycena na Obr. 3.13.



Obr. 3.12 Základní 3D prvek [13].



Obr. 3.13 Vygenerovaná síť – typický 3D model

3.4 Fáze výpočtu

Výpočet byl rozdělen do jednotlivých etap výstavby násypu. Podrobné informace o skutečném průběhu prací nebyly v podkladech uvedeny, proto byl zvolen postup realizace jednotlivých vrstev takový, aby zatížení na konstrukci bylo v maximální možné míře rovnoměrné. Uvažováno je s postupným sypáním jednotlivých vrstev zásypu ve schématu vlevo, 2x vpravo, 2x vlevo ... Shrnutí fází je uvedeno v Tab. 3-12.

Uvedený postup výpočtu byl použit ve 2D i 3D modelech. Pro srovnání dat z měření v průběhu zatěžovací zkoušky byly do vybraných 3D modelů ještě doplněny fáze dle Tab. 3-13.

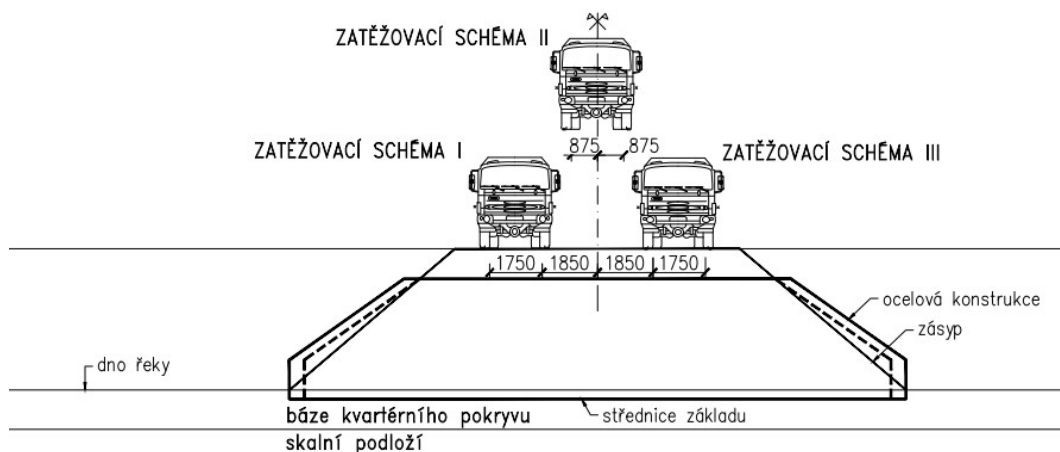
Pro zatěžovací zkoušku byly zvoleny tři schémata zatížení – velikosti a rozmístění nápravových sil jsou vykreslena na Obr. 3.14 a Obr. 3.15.

Tab. 3-12 Fáze výpočtu

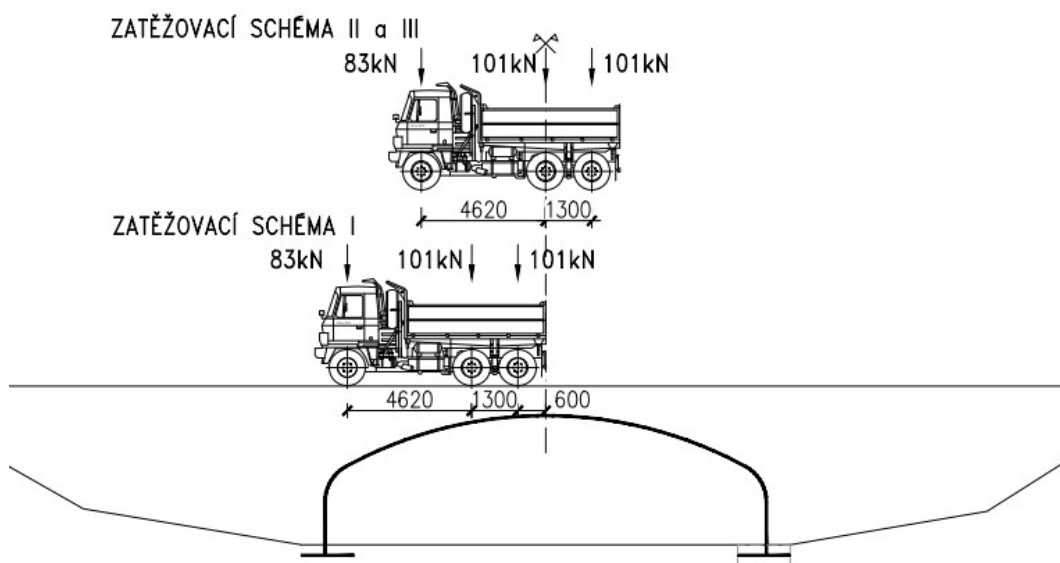
ČÍSLO FÁZE	NÁZEV	TYP ANALÝZY
0	Počáteční podmínky	Gravity loading
1	Realizace ocelové konsrukce	Plastic
2	I.vrstva vlevo	Plastic
3	I.vrstva vpravo	Plastic
4	II.vrstva vpravo	Plastic
5	II.vrstva vlevo	Plastic
6	III.vrstva vlevo	Plastic
7-12	III.vrstva vpravo - VI.vrstva vpravo	Plastic
13	VI.vrstva vlevo, odečet I	Plastic
14-18	VII.vrstva vlevo - IX.vrstva vlevo	Plastic
19	IX.vrstva vpravo, odečet II	Plastic
20-24	X.vrstva vpravo - XIII.vrstva vpravo	Plastic
25	XIII.vrstva vlevo, odečet III	Plastic
26-30	XIV.vrstva vlevo - XV.vrstva vlevo	Plastic
31	XV.vrstva vpravo, odečet IV	Plastic
32-34	XVI.vrstva vpravo - XVII.vrstva	Plastic
35	XVIII.vrstva, odečet V	Plastic
36	XIX.vrstva	Plastic
37	XX.vrstva, odečet VI	Plastic

Tab. 3-13

ČÍSLO FÁZE	NÁZEV	TYP ANALÝZY
38	Realizace vozovky	Plastic
39	Statická zatěžovací zkouška LOAD I	Plastic
40	Statická zatěžovací zkouška LOAD II	Plastic
41	Statická zatěžovací zkouška LOAD II	Plastic



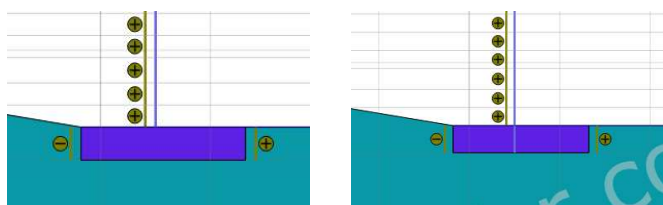
Obr. 3.14 Zatěžovací zkouška – příčný řez.



Obr. 3.15 Zatěžovací zkouška – podélný řez.

4 POSLOUPNOST ANALÝZ A JEJICH VÝSLEDKY

První modely byly vytvořeny v Plaxisu 2D a sloužily k naladění parametrů zemin a geometrie konstrukce. Výsledky byly porovnávány s výsledky měření uprostřed příčného řezu, kde se nacházely měřící body č.5 (Obr. 2.10). Geometrie konstrukce byla variována v detailu založení. V první variantě ocelový „plate“ navazuje na objemový prvek základu, v druhé variantě je protažen až na jeho dno (Obr. 4.1).



Obr. 4.1 Variace spojení základ-ocel: vlevo – bez vetknutí, vpravo – vetknutí.

Chování zemin bylo porovnáváno pro volbu parametrů $m=0,45$ a $m=0,9$ a příslušných E_{50}^{ref} . Zadávané parametry jsou uvedené v Tab. 3-9.

Tab. 4-1 Reálná měření [1]

úchylkoměr č.5	u_z [mm]			u_x [mm]		
	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III
I	0,35	0,67	1,03	0,13	0,18	0,05
II	-0,68	-0,70	1,07	-0,12	-0,09	-0,26
III	-0,83	-1,17	1,02	-0,24	-0,19	-0,31
IV	2,50	1,98	1,17	-0,26	-0,27	-0,22
V	2,68	2,50	1,04	-0,34	-0,23	-0,13
VI	2,81	2,62	1,15	-0,35	-0,19	0,03

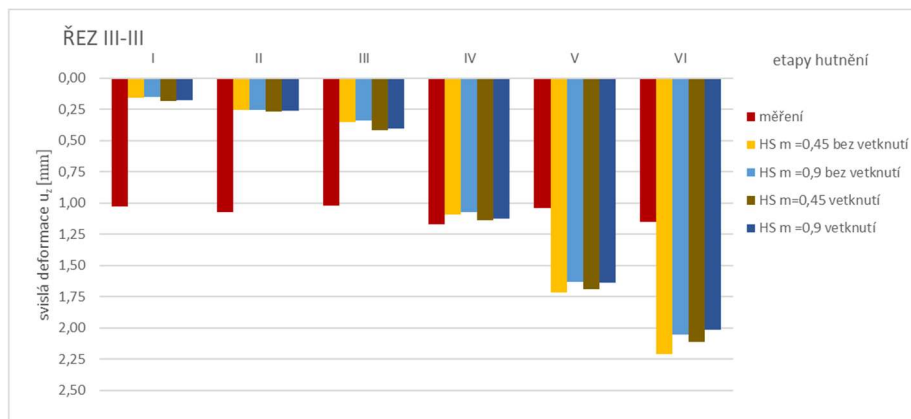
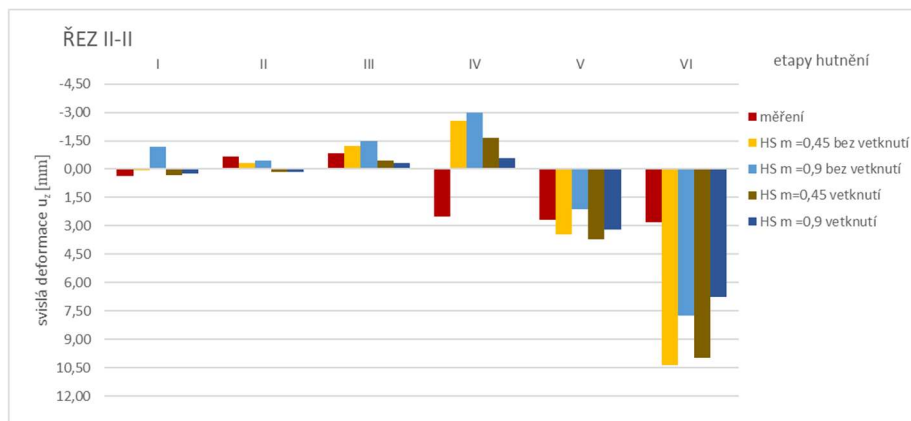
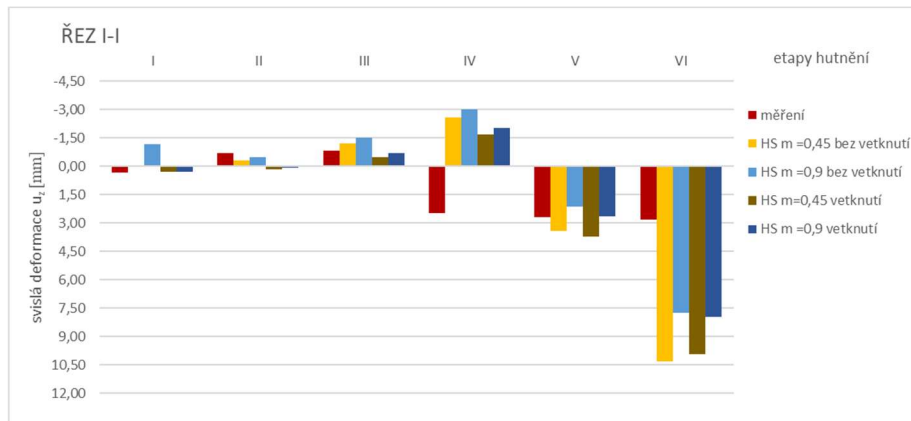
Tab. 4-2 Deformace - geometrie bez vetknutí

predikce	HS $m=0,45$; bez vetknutí						HS $m=0,9$; bez vetknutí					
	u_z [mm]			u_x [mm]			u_z [mm]			u_x [mm]		
	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III
I	0,06	0,08	0,16	0,02	0,02	-0,01	-1,17	0,04	0,15	0,03	0,02	0,02
II	-0,30	-0,11	0,26	-0,05	-0,08	-0,21	-0,46	-0,22	0,25	-0,06	-0,10	-0,27
III	-1,22	-0,76	0,35	0,08	0,00	-0,40	-1,49	-0,94	0,34	0,07	-0,02	-0,49
IV	-2,57	-0,96	1,09	-0,14	-0,40	-1,11	-2,99	-1,26	1,08	-0,13	-0,42	-1,23
V	3,44	3,71	1,72	0,10	-0,03	0,60	2,12	2,81	1,63	0,07	-0,13	0,20
VI	10,34	8,43	2,21	0,11	0,27	2,27	7,74	6,64	2,05	0,08	0,10	1,51

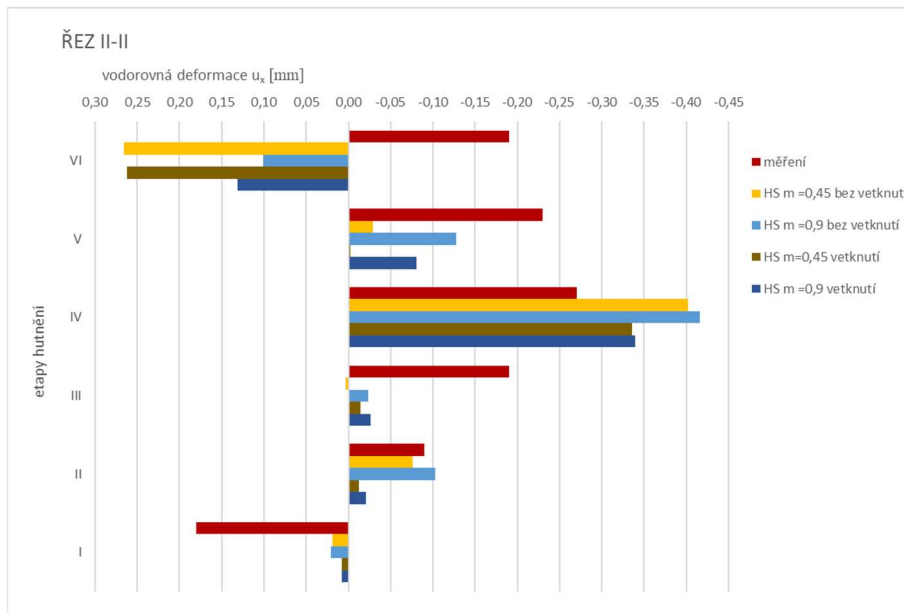
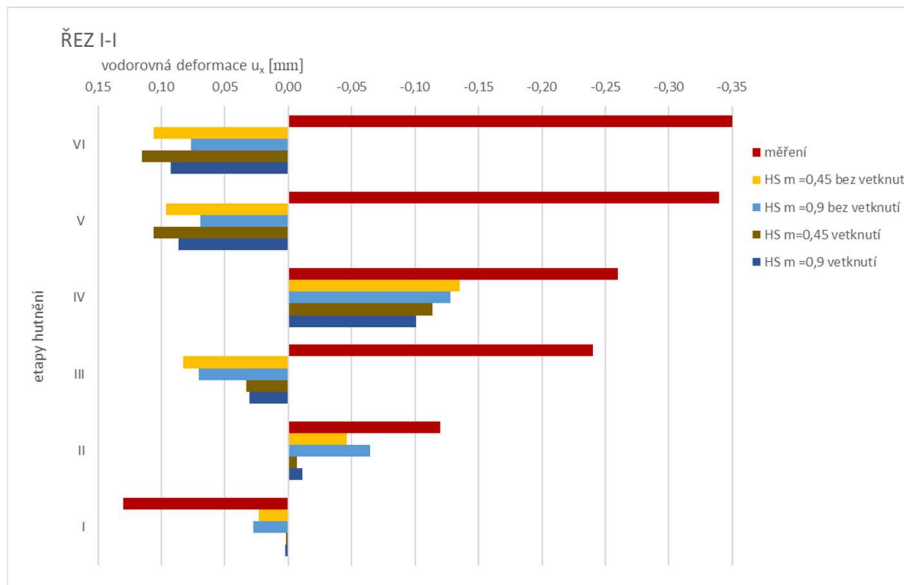
Tab. 4-3 Deformace - geometrie s vetknutím

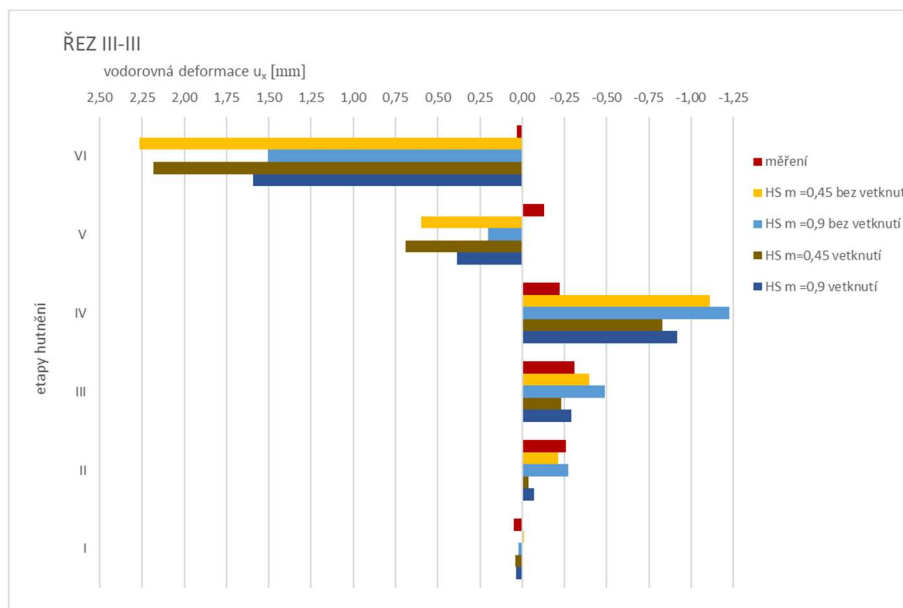
predikce	HS $m=0,45$; vetknutí						HS $m=0,9$; vetknutí					
	u_z [mm]			u_x [mm]			u_z [mm]			u_x [mm]		
	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III
I	0,31	0,27	0,18	0,00	0,01	0,04	0,28	0,25	0,18	0,00	0,01	0,03
II	0,17	0,20	0,27	-0,01	-0,01	-0,04	0,07	0,13	0,26	-0,01	-0,02	-0,07
III	-0,47	-0,20	0,41	0,03	-0,01	-0,23	-0,67	-0,33	0,40	0,03	-0,03	-0,29
IV	-1,67	-0,33	1,14	-0,11	-0,34	-0,83	-2,00	-0,57	1,13	-0,10	-0,34	-0,92
V	3,72	3,88	1,69	0,11	0,00	0,69	2,68	3,18	1,64	0,09	-0,08	0,38
VI	9,96	8,12	2,11	0,12	0,26	2,18	7,96	6,76	2,02	0,09	0,13	1,59

Graf 4-1 Porovnání svislých deformací v jednotlivých řezech



Graf 4-2 Porovnání vodorovných deformací v jednotlivých řezech pro modely s HS





Zvolená varianta, která byla používána v následných analýzách vycházela především z maximálního přiblížení se k měřeným svislým posunům. Nejblíže se přiblížily modely s $m=0,9$.

Dále byly vytvořeny modely zkoumající chování konstrukce při modelování zeminy modelem HSS a volbě parametru $\gamma_{0,7}$. Použity byly parametry náležející k volbě $m=0,9$.

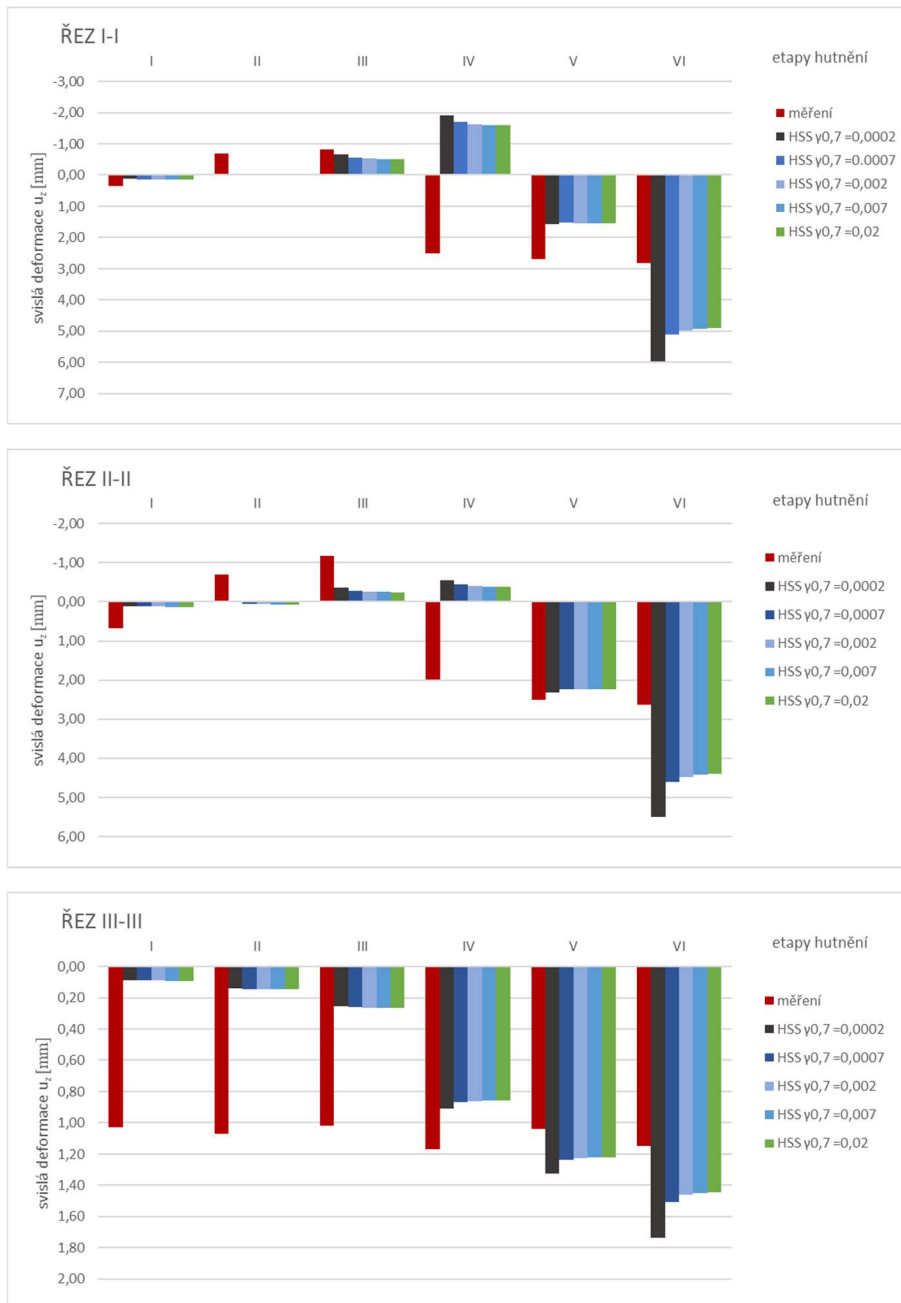
Tab. 4-4 Deformace – variace $\gamma_{0,7}$

HSS $\gamma_{0,7}=0,02$						HSS $\gamma_{0,7}=0,007$					
u_z [mm]			u_x [mm]			u_z [mm]			u_x [mm]		
řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III
0,14	0,13	0,09	0,00	0,00	0,02	0,14	0,12	0,09	0,00	0,00	0,02
0,02	0,06	0,14	0,00	-0,01	-0,04	0,02	0,06	0,14	0,00	-0,01	-0,04
-0,51	-0,25	0,26	0,02	-0,02	-0,21	-0,51	-0,25	0,26	0,02	-0,02	-0,21
-1,60	-0,38	0,86	-0,06	-0,26	-0,67	-1,61	-0,38	0,86	-0,05	-0,26	-0,67
1,55	2,24	1,22	0,07	-0,13	0,15	1,56	2,24	1,22	0,07	-0,13	0,15
4,91	4,40	1,45	0,07	-0,01	0,82	4,92	4,42	1,45	-0,07	-0,01	0,82

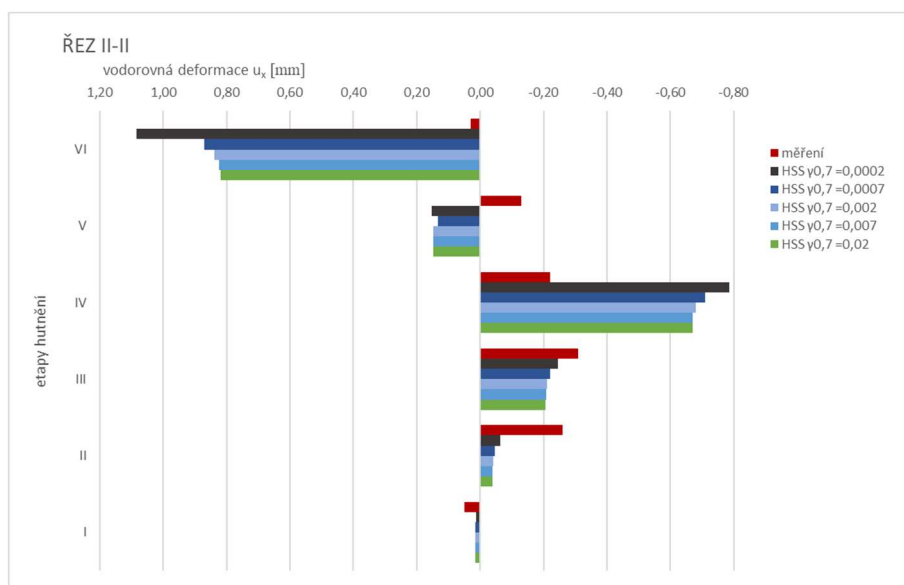
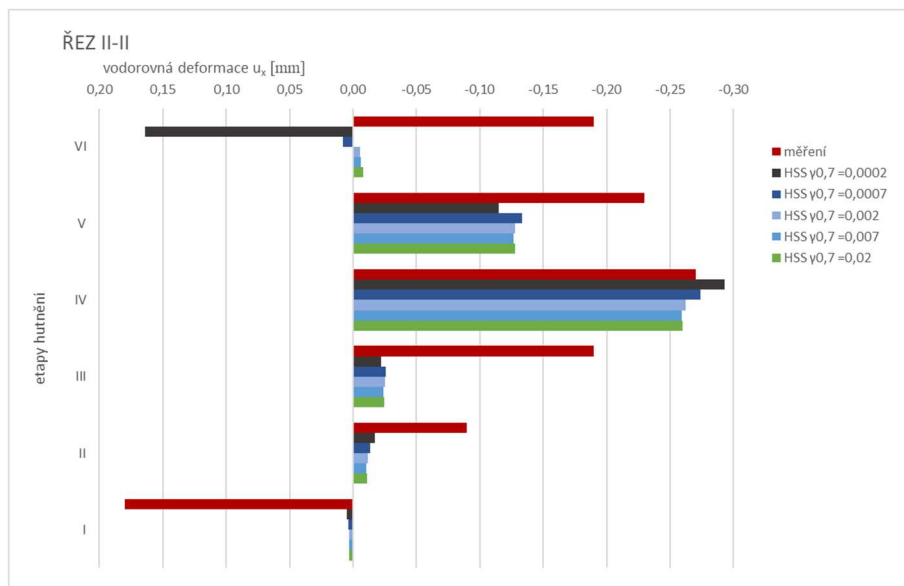
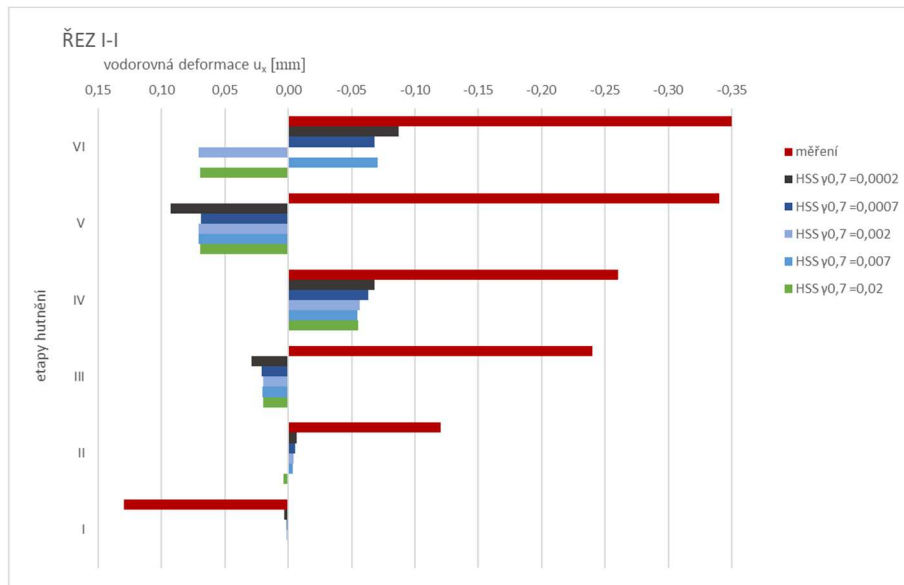
HSS $\gamma_{0,7}=0,002$						HSS $\gamma_{0,7}=0,0007$					
u_z [mm]			u_x [mm]			u_z [mm]			u_x [mm]		
řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III
0,14	0,12	0,09	0,00	0,00	0,02	0,13	0,12	0,09	0,00	0,00	0,01
0,02	0,06	0,14	0,00	-0,01	-0,04	0,00	0,05	0,14	-0,01	-0,01	-0,05
-0,52	-0,26	0,26	0,02	-0,03	-0,21	-0,56	-0,28	0,26	0,02	-0,03	-0,22
-1,63	-0,40	0,86	-0,06	-0,26	-0,68	-1,70	-0,44	0,87	-0,06	-0,27	-0,71
1,55	2,24	1,23	0,07	-0,13	0,15	1,52	2,24	1,24	0,07	-0,13	0,13
4,98	4,47	1,46	0,07	-0,01	0,84	5,11	4,61	1,51	-0,07	0,01	0,87

HSS $\gamma_{0,7} = 0,0002$					
u_z [mm]			u_x [mm]		
řez I-I	řez II-II	řez III-III	řez I-I	řez II-II	řez III-III
0,12	0,11	0,09	0,00	0,00	0,01
-0,05	0,01	0,14	-0,01	-0,02	-0,06
-0,66	-0,36	0,26	0,03	-0,02	-0,24
-1,91	-0,56	0,91	-0,07	-0,29	-0,78
1,58	2,32	1,32	0,09	-0,11	0,15
5,95	5,50	1,74	-0,09	0,16	1,08

Graf 4-3 Porovnání vodorovných deformací v jednotlivých řezech pro modely s HSS



Graf 4-4 Porovnání vodorovných deformací v jednotlivých řezech pro modely s HSS



Na základě výsledků parametrické studie byl vybrán $\gamma_{0,7} = 0,002$.

V závěru analýzy byly vybrané varianty z analýz 2D modelů implementovány do modelů 3D. Zde byly posuzovány dvě varianty konstrukce. V jednoduché variantě byla skořepina modelována jen z „Platů“ s vlastnostmi oceli. V druhé variantě byly čelům konstrukce přiřazeny parametry oceli + železobetonového věnce.

Tab. 4-5 Deformace 3D modelů: vlevo – měření, uprostřed - model bez ztužení věncem, vpravo – model s věncem

uz [mm]	řez I-I					řez I-I					řez I-I				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
I	-1,17	-1,37	-0,58	0,17	0,35	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07
II	-1,03	-1,03	-2,34	-0,61	-0,68	-0,05	-0,06	-0,07	-0,07	-0,07	0,03	0,01	0,00	-0,01	-0,02
III	-2,57	-1,11	-2,44	-0,71	-0,83	-0,59	-0,58	-0,59	-0,60	-0,60	-0,18	-0,24	-0,28	-0,31	-0,32
IV	-2,65	1,22	1,38	2,42	2,50	-1,69	-1,68	-1,71	-1,73	-1,74	-0,49	-0,69	-0,86	-0,97	-1,01
V	-1,83	2,22	1,47	3,56	2,68	0,72	0,82	0,82	0,80	0,79	1,03	1,11	1,06	1,02	1,00
VI	-1,91	2,42	1,53	3,72	2,81	3,07	3,32	3,42	3,44	3,44	2,39	2,89	3,09	3,17	3,19

ux [mm]	řez I-I					řez I-I					řez I-I				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
I	-0,25	-0,21	-0,26	0,11	0,13	0,00	0,00	0,00	0,69	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
II	-0,27	-0,25	-0,24	-0,15	-0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
III	-0,30	-0,28	-0,29	-0,20	-0,24	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
IV	-0,31	-0,32	-0,31	-0,23	-0,26	-0,08	-0,07	-0,08	-0,08	-0,08	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03
V	-0,30	-0,38	-0,30	-0,35	-0,34	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00
VI	-0,20	-0,25	-0,35	-0,32	-0,35	-0,01	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

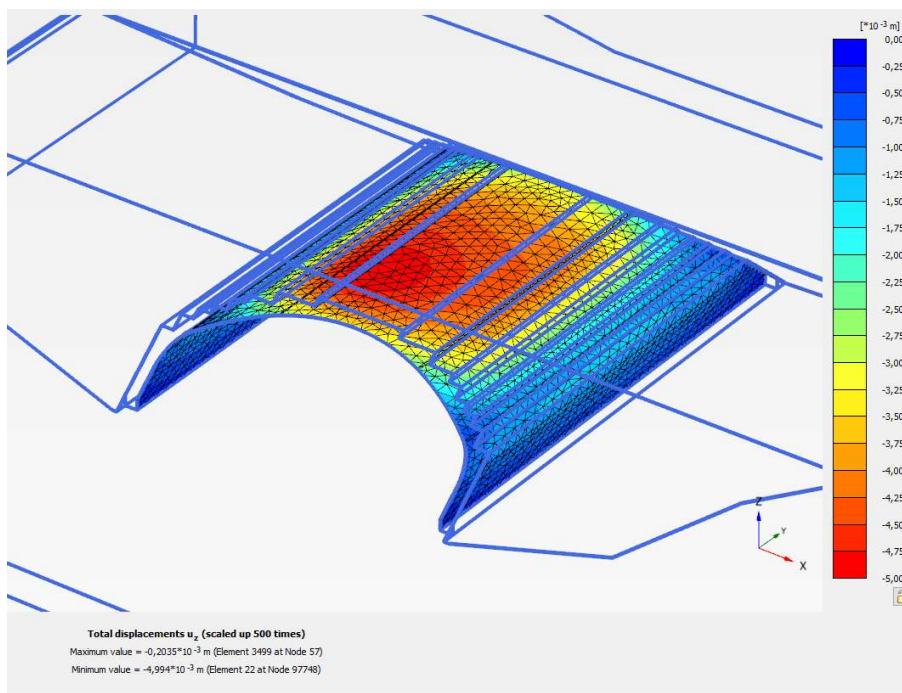
uz [mm]	řez II-II					řez II-II					řez II-II				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
I	0,24	0,17	0,11	0,39	0,67	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07
II	-0,45	-0,64	-0,83	-0,55	-0,70	0,01	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	0,05	0,04	0,03	0,02	0,02
III	-1,17	-1,18	-1,20	-1,17	-1,17	-0,28	-0,30	-0,32	-0,33	-0,33	-0,07	-0,12	-0,15	-0,16	-0,17
IV	1,25	0,97	0,70	1,34	1,98	-0,32	-0,37	-0,40	-0,41	-0,42	-0,08	-0,08	-0,09	-0,10	-0,10
V	1,74	1,98	2,18	2,34	2,50	1,40	1,62	1,69	1,72	1,72	1,04	1,54	1,72	1,80	1,82
VI	1,93	2,12	2,31	2,45	2,62	2,72	3,18	3,38	3,44	3,46	1,95	2,80	3,18	3,30	3,34

ux [mm]	řez II-II					řez II-II					řez II-II				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
I	0,16	0,12	0,09	0,14	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
II	-0,21	-0,18	-0,15	-0,12	-0,09	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
III	-0,35	-0,29	-0,26	-0,21	-0,19	-0,04	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02
IV	-0,35	-0,34	-0,33	-0,29	-0,27	-0,30	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29	-0,10	-0,14	-0,17	-0,19	-0,19
V	-0,26	-0,27	-0,29	-0,25	-0,23	-0,15	-0,20	-0,22	-0,22	-0,22	-0,03	-0,14	-0,18	-0,20	-0,20
VI	-0,22	-0,23	-0,24	-0,22	-0,19	0,00	-0,10	-0,13	-0,13	-0,13	0,05	-0,10	-0,14	-0,14	-0,14

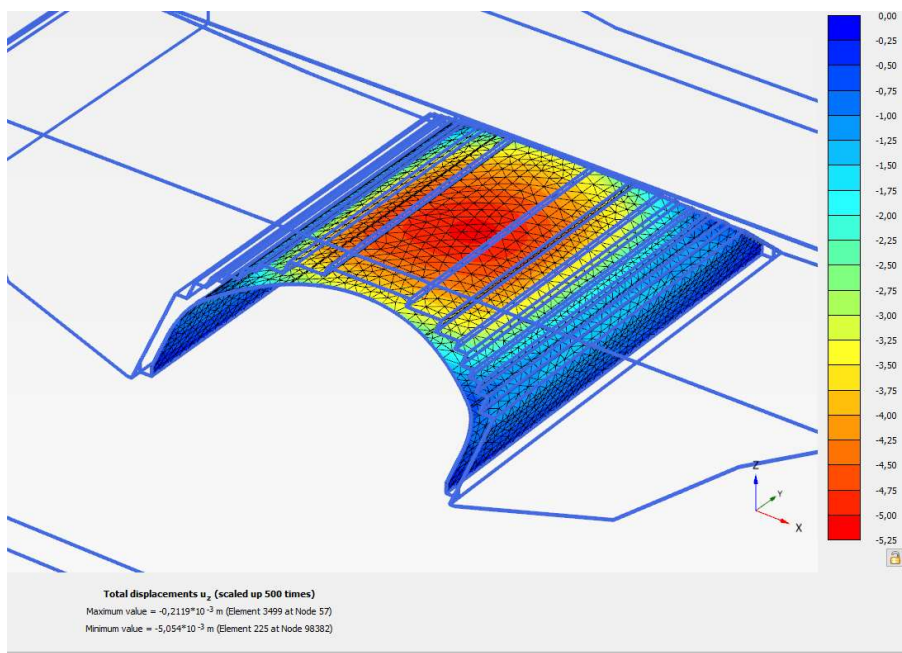
uz [mm]	řez III-III					řez III-III					řez III-III				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
I	-0,53	-0,10	0,36	0,68	1,03	0,07	0,07	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,08	0,08	0,08
II	-0,58	-0,45	-0,34	0,38	1,07	0,11	0,11	0,12	0,12	0,12	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12
III	-0,40	-0,32	-0,35	0,39	1,02	0,21	0,21	0,22	0,23	0,23	0,15	0,18	0,20	0,21	0,22
IV	-0,36	-0,28	-0,16	0,48	1,17	0,72	0,79	0,82	0,84	0,84	0,76	0,75	0,71	0,63	0,43
V	-0,27	-0,24	-0,21	0,41	1,04	0,79	1,00	1,08	1,11	1,12	0,66	0,92	1,02	1,07	1,08
VI	-0,31	-0,22	-0,24	0,41	1,15	0,76	1,07	1,20	1,24	1,26	0,78	1,07	1,18	1,22	1,23

ux [mm]	řez III-III					řez III-III					řez III-III				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
I	0,09	-0,04	-0,10	-0,05	0,05	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
II	-0,30	-0,31	-0,33	-0,29	-0,26	-0,05	-0,06	-0,06	-0,06	-0,06	-0,03	-0,03	0,04	-0,04	-0,04
III	-0,40	-0,45	-0,50	-0,38	-0,31	-0,21	-0,22	-0,22	-0,23	-0,23	-0,10	-0,13	-0,15	-0,16	-0,16
IV	-0,26	-0,23	-0,21	-0,22	-0,22	-0,63	-0,67	-0,69	-0,70	-0,70	-0,46	-0,46	-0,43	-0,39	-0,29
V	0,15	0,14	0,13	-0,01	-0,13	0,06	-0,01	-0,03	-0,03	-0,03	0,10	0,04	0,04	0,05	0,05
VI	0,10	0,08	0,07	0,05	0,03	0,71	0,55	0,54	0,55	0,55	0,44	0,43	0,47	0,51	0,52

V závěru byly na model s ŽB věncem aplikována schémata zatěžovací zkoušky. Výsledné svislé deformace jsou na



Obr. 4.2 Zatěžovací schéma I – svislé deformace.



Obr. 4.3 Obr. 4.4 Zatěžovací schéma II – svislé deformace.

5 ZÁVĚR

Cílem práce bylo vytvořit adekvátní model reflektující měření během výstavby ocelové skořepiny. S ohledem na srovnání dosažených a měřených hodnot svislých deformací byl vytvořený model dostačující.

LITERATURA

- [1] MANKO, Z.; BEBEN, D. *Research on Steel Shell of a Road Bridge Made of Corrugated Plates During Backfilling*. Journal of Bridge Engineering. 2005, stránky 592-603.
- [2] BEBEN, D. *Numerical Analysis of a Soil-Steel Bridge Structure*. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering. 2009, stránky 13-21.
- [3] MANKO, Z.; BEBEN, D. *Static Load Tests of a Road Bridge with a Flexible Structure Made from Super Cor Type Steel Corrugated Plates*. Journal of Bridge Engineering. 2005, stránky 604-621.
- [4] MÍSAŘ, Z. *Regionální geologie světa*. Praha: Academia, 1987.
- [5] Baltský štít [online], [citováno 2022-12-02], Wikipedie. Dostupné z WWW: <https://cs.wikipedia.org/wiki/Baltsk%C3%BD_%C5%A1t%C3%ADt>.
- [6] Švédsko [online], [citováno 2022-12-02], Wikipedie. Dostupné z WWW: <<https://cs.wikipedia.org/wiki/%C5%A0v%C3%A9dsko#Geologie>>
- [7] Berggrund 1:50000 – 1:250000 [online], [citováno 2022-12-02], Sveriges geologiska undersökning. Dostupné z WWW: <<https://apps.sgu.se/kartvisare/kartvisare-berg-50-250-tusen.html>>
- [8] Jorddjup [online], [citováno 2022-12-02], Sveriges geologiska undersökning. Dostupné z WWW: <<https://apps.sgu.se/kartvisare/kartvisare-jorddjup.html>>
- [9] Jordarter 1:25000 – 1:100000 [online], [citováno 2022-12-02], Sveriges geologiska undersökning. Dostupné z WWW: <<https://apps.sgu.se/kartvisare/kartvisare-jordarter-25-100.html>>
- [10] BERGSTRÖM, J.; SKROBIC, K. *Static analysis of soil-steel composite bridges in sloping terrain*. Master of Science Thesis. Stockholm: Royal Institute of Technology, 2014.
- [11] BEBEM, D., MANKO, Z. *Behaviour of corrugated plate culvert under backfilling loads*. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin – Steel Construction 2. 2009, stránky 188-202.
- [12] MIČA, L.; CHALMOVSKÝ, J.; FIALA, R.; RAČANSKÝ, V. *Numerická analýza pažení stavebních jam*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2011. ISBN 978-80-7204-773-4.
- [13] PLAXIS – manuály jsou součástí softwaru vygenerují se po zadání klávesy F1, Bentley Advancing Infrastructure.

- [14] Hoek E., Carranza-Torres C. a Corkum B. *Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition*. In: Proceedings of the 5th North American symposium - NARMS-TAC (2002).

OSTATNÍ

www.mapy.cz

www.sgu.se

