



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

TENKOSTĚNNÉ PŘESYPANÉ KONSTRUKCE

FLEXIBLE BURIED STRUCTURES

TEZE DISERTAČNÍ PRÁCE
DOCTORAL THESIS SUMMARY

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Ing. Vladimír Houšť

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

BRNO 2013

Abstrakt

Předkládaná disertační práce je zaměřena na analýzu tenkostěnných přesýpaných klenbových konstrukcí. Štíhlá betonová klenba je řešena s využitím nelineárního FE-modelu, který zohledňuje konstitutivní vztahy pro zeminy, interakci zásypu se zeminou a postupnou výstavbu s vlivem hutnění. Pokročilý FE-model byl kalibrován měřenými daty z experimentů dvou přesýpaných obloukových konstrukcí.

Matematické optimalizační metody genetických algoritmů a Levenberg-Marquardt metoda jsou aplikovány na kalibrované komplexní výpočtové modely za účelem eliminace ohybové složky napětí v betonovém průřezu přesýpané klenby. K interpolaci tlakové čáry od zatížení je střednice klenby parametrizována Bézierovou křivkou třetího stupně.

Optimalizační metoda je aplikována v rozsáhlé parametrické studii, z které jsou získány optimální geometrie pro přesýpané klenby různého poměrného vzepětí, výšky nadnásypu a typu podloží. Pro praktické využití jsou vypsány parametry Bézierovi křivky pro jednotlivé výsledné geometrie.

Následně je aplikována optimalizační metoda k teoretické redukci napětí optimalizací geometrie střednice na dříve kalibrovaném modelu přesýpané klenby.

Jsou prezentovány porovnání zemních tlaků, vnitřních sil a deformací štíhlé klenby v průběhu výstavby pro jednotlivé klenby dle poměrného vzepětí. Působení štíhlé přesýpané klenby při lokálním zatížení dopravou modelem LM1 bylo analyzováno s využitím 3D modelu s vlivem různých výšek nadnásypu.

Klíčová slova

interakce konstrukce se zeminou, tenkostěnné betonové klenby, přesýpané konstrukce, hloubené tunely, přesýpané obloukové mosty, ekodukty, tvarová optimalizace, genetické algoritmy, Bézierova křivka, zemní tlaky, ANSYS.

Abstract

The thesis is devoted to analysing of flexible buried arch structures. Modelling of the flexible concrete arch is carried out via a nonlinear finite element model that accounts for soil constitutive relations, soil-structure interactions, sequential construction stages and soil compaction. Advanced FE-model was verified by measurement obtained by full-scale field testing of two buried arches.

Mathematical optimization methods of genetic algorithms and Levenberg-Marquardt method are applied to already calibrated complex computational models in order to reduce bending and associated flexural stresses in the concrete section of buried arch. Centre line of the arch is parameterized by cubic Bezier curve to reach interpolation of thrust line.

Optimization technique is applied with extensive parametrical study which shows the optimal shapes for buried arches of various span/rise ratios, backfill depths and foundation soil types. For practical application are given coordinates of Bézier curve control polygons of particular resulting shape.

Subsequently is applied optimization method for a theoretical reduction of tensile stresses obtained by shape optimization of previously verified numerical model of buried arch.

Comparisons of earth pressure, bending moment axial force and deflection of flexible structure during sequential construction of different span/raise ratios of buried arches are presented. The behaviour of flexible buried arch with effect of local traffic load model LM1 has been analysed via 3D finite elements model with respect to different depth of backfill above crown.

Key words

soil-structure interactions, flexible concrete arch, buried structures, cut-and-cover structures, buried arch bridges, wildlife crossings, shape optimization, genetic algorithm, Bézier curve, earth pressures, ANSYS.

Obsah

1	ÚVOD DO PROBLEMATIKY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	1
1.1	HISTORICKÝ VÝVOJ	1
1.2	PRAKTICKÉ VYUŽITÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	1
1.3	TYPY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	1
1.4	REALIZOVANÉ KONSTRUKCE	1
1.5	TEORETICKÉ POZADÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ.....	4
1.6	SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY	5
1.7	CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE	6
2	GEOLOGIE – ZEMINY	7
2.1	MECHANICKÉ CHOVÁNÍ ZEMIN	7
2.2	TECHNOLOGIE ZÁSYPU	8
2.3	MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ ZEMIN	9
3	VÝPOČTOVÉ MODEL Y	10
3.1	METODY ANALÝZY.....	10
3.2	VLIV TŘENÍ MEZI ZEMINOU A POVRCHEM KLENBY	12
4	GEOMETRIE PŘESYPANÉ KLENBY.....	13
4.1	VLIV TVARU STŘEDNICE	13
4.2	NÁVRH STŘEDNICE	14
4.3	VÝŠKA PRŮŘEZU KLENBY.....	15
4.4	ŠTÍHLOST OBLOUKU	15
5	OPTIMALIZACE GEOMETRIE.....	16
5.1	OPTIMALIZACE KONSTRUKCÍ.....	16
5.2	OPTIMALIZAČNÍ METODY	17
5.3	OPTIMALIZACE GEOMETRIE PŘESYPANÉ KLENBY	18
5.4	PARAMETRICKÁ OPTIMALIZAČNÍ STUDIE	21
5.5	APLIKACE OPTIMALIZACE.....	25
6	VYBRANÉ PROBLÉMY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	26
6.1	ZATÍŽENÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	26
6.2	POZNÁMKY K PROBLEMATICE PŘESYPANÝCH OBLOUKŮ	28
7	ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE	29
7.1	DALŠÍ VÝVOJ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	31
	VYBRANÁ AUTORSKÁ PUBLIKAČNÍ ČINNOST	32
	SEZNAM VYBRANÝCH UŽITÝCH ZDROJŮ.....	32

1 ÚVOD DO PROBLEMATIKY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

1.1 HISTORICKÝ VÝVOJ

Koncept přesypané klenby patří k nejstarším konstrukcím v mostním stavitelství. Ve starověku, kdy byl stavebním materiálem pro masivní konstrukce jen kámen a dřevo, byl tento systém tvořený kamennou klenbou zasypanou do úrovně cesty využíván pro stavbu mostů a také akvaduktů. Nosným prvkem, přemostňujícím překážku je u těchto inženýrských konstrukcí klenba, která tvoří přirozenou statickou soustavu, umožňující efektivní využití vlastností kamene plně působícího jen v tlaku.

1.2 PRAKTICKÉ VYUŽITÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

Nejrozšířenější jsou hloubené tunely stavěné metodou cut-and-cover pro silnice, dálnice a železniční tratě, a také přesypané mosty. Ty jsou nejčastěji budovány při křížení silnice, nebo dálnice s komunikací nižší třídy. Pro přemostění středních a menších rozpětí vychází hospodárněji využití tenkostěnné přesypané klenby, která je při výhodnější alternativa než konvenční most. Nespornou výhodou přesypaných konstrukcí je také minimální údržba. V progresivních koncepcích nově budovaných silničních a dálničních staveb nachází stále častěji uplatnění tzv. ekologické mosty. Tyto ekodukty omezují fragmentaci krajiny oddělením biokoridorů od provozu dopravních staveb, důsledkem je šetrnější integrace nové liniové stavby do krajiny a také zvýšení bezpečnosti provozu.

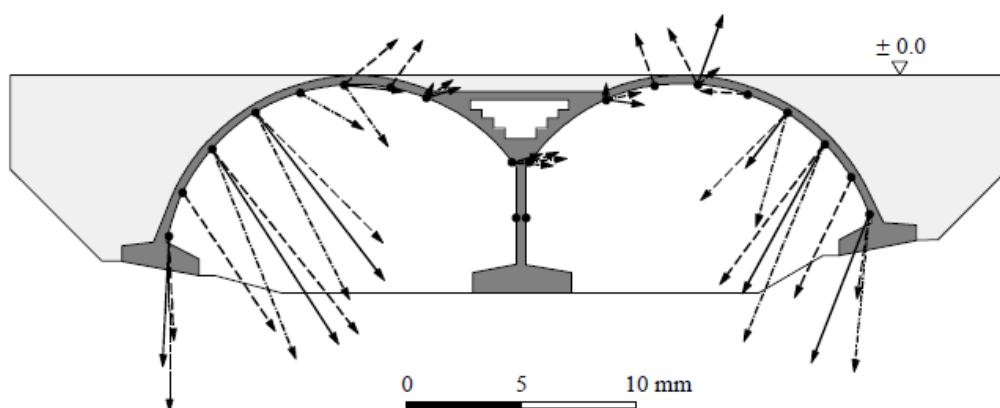
1.3 TYPY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

Tato práce je zaměřena na přesypané konstrukce, u kterých dochází k interakci se zásypem při přenosu zatížení. Takové jsou především klenby a zejména tenkostěnné klenby. Rámy jsou ohybově tuhé konstrukce s malým vlivem interakce, výhodou je prostorové uspořádání.

1.4 REALIZOVANÉ KONSTRUKCE

Přesypané železobetonové klenby jsou tradiční a rozšířené konstrukce, které se dlouhodobě postupně vyvíjely, proto nelze jednoznačně určit nejvýznamnější přelomové stavby tohoto typu. Za pionýry v oblasti železobetonových tenkostěnných přesypaných oblouků lze považovat systém betonových prefabrikovaných segmentů Beton-Bogen vyvíjený ve Švýcarsku po roce 1960, a také paralelně vyvíjený prefabrikovaný systém Matière.

Příkladem využití monolitické technologie betonu je železobetonový tunel stavěný metodou cut-and-cover, který byl koncem 70. let vybudován ve Švýcarsku. Rozpětí této subtilní klenby je 2×15.75 m, tloušťka železobetonové skořepiny je 350 mm. Výsledky měření klenby prezentovali (Kovári & Tisa, 1982).



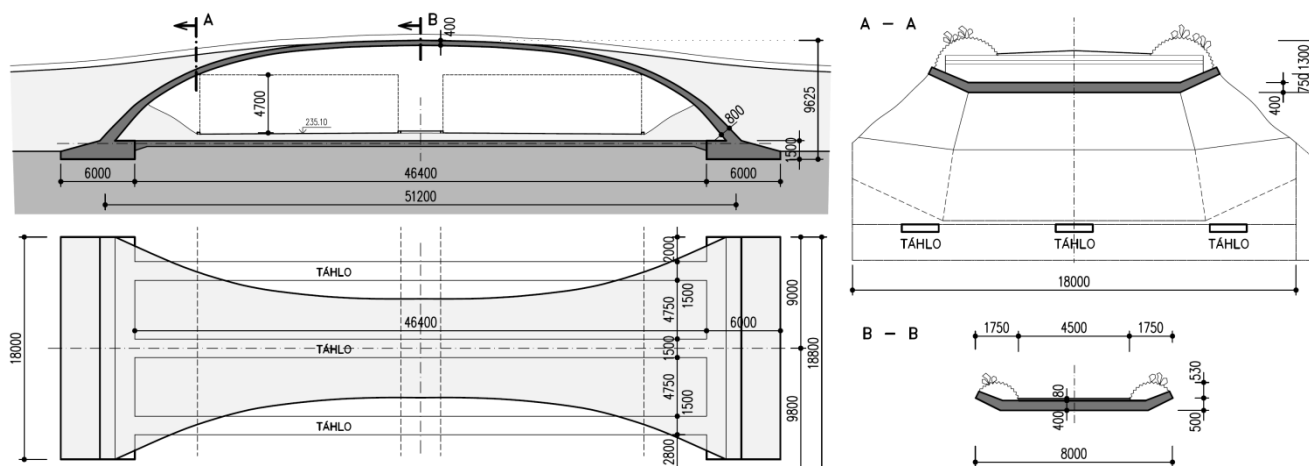
Obr. 1.1 Brünen Tunnel na dálničním obchvatu Bernu, se zobrazením vektorů posunutí naměřených ve 3 řezech po délce tunelu (Kováři & Tisa, 1998).

Koncept prefabrikovaných předpjatých betonových segmentů byl v roce 1991 využit při výstavbě 173 m dlouhého hloubeného tunelu na dvoukolejně trati u Edmontonu v Albertě, (Montgomery, et al., 1993). Prefabrikované segmenty tloušťky 300 mm jsou osazeny a zainjektovány do žlabu v základovém.



Obr. 1.2 Přechod pro zvěř přes Trans-Canada Highway; vpravo výstavba (Montgomery, 1994).

Stejný typ konstrukce z železobetonových prefabrikátů byl využit při výstavbě dvou přechodů pro zvěř – ekoduktů přes dálnici Trans-Canada Highway v roce 1994. Klenby mají rozpětí 17 m a jsou 52 m dlouhé.



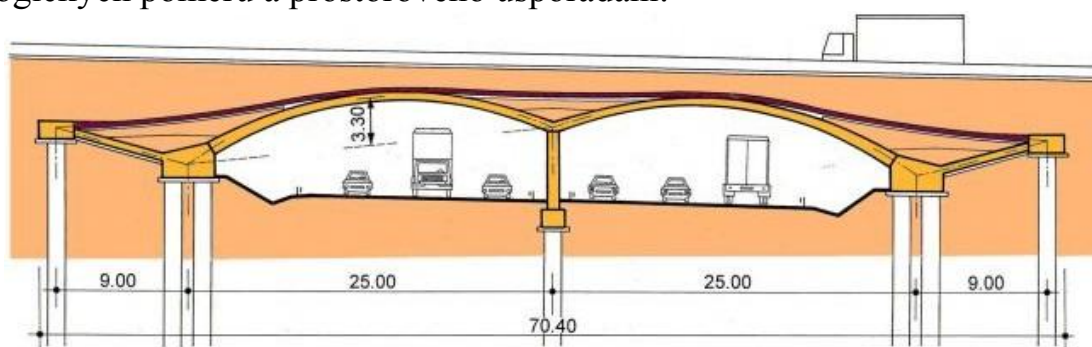
Obr. 1.3 Přesýpaný obloukový most ve Stuttgartu; podélný řez, půdorys (Oster, et al., 1992).

Efektivní konstrukci využívající koncept přesýpané klenby navrhl Schleich v centru Stuttgartu (Oster, et al., 1992). Pro přemostění víceprroudé komunikace a propojení městského parku byla v roce 1977 vybudována oblouková konstrukce s čistými liniemi a působivým tvarem. Rozpětí přesýpaného obloukového mostu je 51.2 m, tloušťka skořepiny ve vrcholu je 0.4 m, ve vetknutí do základů 0.8 m. Horizontální síla je zachycena trojicí předpjatých pásů mezi základy pod úrovní vozovky.

1.4.1 Konstrukce realizované v České Republice

Technologie výstavby tenkostěnných betonových kleneb byla v České Republice, resp. v Československu využita poprvé v roce 1974 při stavbě hloubeného tunelu na dvou kolejné trati Chomutov – Cheb. Ostění v prvním úseku s výškou nadnásypu maximálně 3.5 m je 250 mm; druhý úsek s výškou nadnásypu 3.5 – 10 m 300 mm.

Originální konstrukce byla postavena v roce 2007 na dálnici D47. Obloukový přesýpaný most slouží k převedení silnice 3. třídy a potoku přes dálnici, horizontální oblouková síla je zachycena předpjatými pásy situovanými nad klenbami (Svoboda & Stráský, 2010). Sofistikované technické řešení vyplynulo z lokálních geologických poměrů a prostorového uspořádání.



Obr. 1.4 Přesýpaný obloukový most – podélný řez (Svoboda & Stráský, 2010).

1.4.2 Srovnání prezentovaných konstrukcí

V tabulce jsou porovnány základní konstrukční parametry prezentovaných přesýpaných klenbových konstrukcí, a také srovnání poměrného vzepětí (f/l) a štíhlosti (d/l).

Tab. 1.1 Srovnání základních parametrů prezentovaných konstrukcí.

		Hloubený tunel, Bern	Obloukový most, Coquihalla Highway	Hloubený tunel, Alberta - Obed	Zelený most, Stuttgart	Ekodukt přes Trans-Canada Highway	Hloubený tunel na trati Chomutov – Cheb	Přesýpaný tunel – ekodukt, Lipník	Přesýpaný obloukový most	Dřevěný ekodukt, Poprad
Rozpětí	[m]	15.75	20	19.55	51.20	17.0	15.876	14.40	23.50	36.0
Vzepětí	[m]	5.30	6.20	9.60	7.975		7.22		2.875	9.0
Poměrné vzepětí	[-]	0.337	0.310	0.491	0.156		0.456		0.122	0.250
Tloušťka	[m]	0.35	0.25	0.3	0.4/0.8		0.25/0.3	~0.35	0.5-1.0	
Štíhlost oblouku	[-]	1/45	1/80	1/65	1/128		1/64	1/41	1/47	

1.5 TEORETICKÉ POZADÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

Koncept přesypané klenbové konstrukce je efektivní kombinace klenby a hutněného zásypu, které společně přenášejí zatížení násypu nad klenbou. V případě subtilního průřezu klenby dojde k aktivaci pasivních zemních tlaků při pružné deformaci klenby. Vliv interakce při přenosu zatížení na povrchu je významný a toto staticky účelné řešení je efektivní a hospodárnou konstrukcí.

Působení a zatížení konstrukcí, které jsou budované postupným zasypáváním a stávají se součástí umělých násypů nelze srovnávat s klasickými tunely. Problematika objektů budovaných v původních horninách se liší rozdílným působením tlaků na konstrukci tunelu v plně zkonsolidovaném prostředí.

1.5.1 Statické působení přesypané klenby

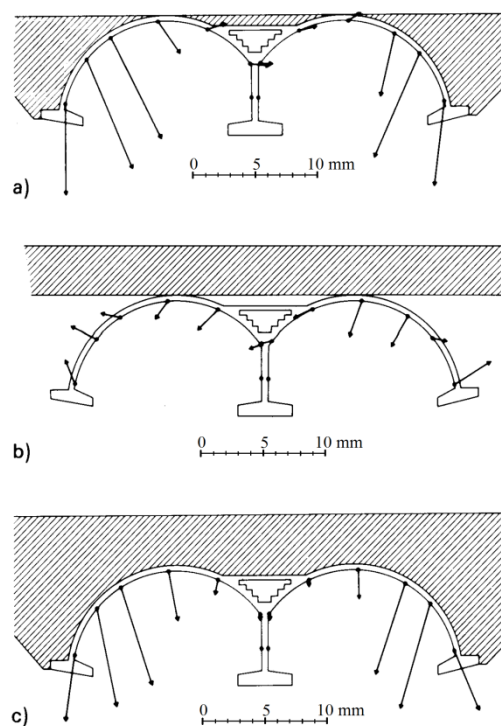
Základním předpokladem návrhu tenkostěnné přesypané klenby je vystihnout působení zemního zásypu a započítání interakce konstrukce s bočním hutněným zásypem při přenosu zatížení. Zatížení tíhou nadnásypu a přetížení povrchu proměnným zatížením vede k příčné deformaci klenby (Obr. 1.5b), proti které působí reakce zeminy, která je uvažována přímo úměrná deformaci. Pro zvyšující se zatížení se zvyšuje v závislosti na horizontálním modulu podloží odpor zeminy, což příznivě ovlivňuje napjatost v průřezu klenby, reakce podloží však musí odpovídat reálnému zemnímu tlaku. Vektory posunutí z měření deformací tenkostěnné klenby, tunelu s vnitřní stěnou, jsou zobrazeny na Obr. 1.5.

Klenbové konstrukce přenáší zatížení do podpor převážně tlakovými vnitřními silami, proto je výhodné jejich provádění z materiálu, který působí v tlaku. Ohybové namáhání lze minimalizovat při navržení střednice klenby ve výslednicovém tvaru.

Pro návrh tenkostěnných přesypaných konstrukcí je ale také zásadní analýza postupné výstavby, kdy působení rozdílné zatížení na klenbu ve srovnání s působením klenby v provozním stavu.

1.5.2 Terminologie

Aktivní zóna – šterkový hutněný zásyp, obecně z propustného a nenamrzavého materiálu, přiléhající ke klenbě, v odborné anglické literatuře je tato oblast označována jako „Engineered soil“. *Boční násyp* – „Backfill“, nebo také „Fill“ –



Obr. 1.5 Brünner tunel v Bernu, měřené deformace: a) zásyp po vrchol; b) rozdíl; c) celková s nadnásypem 4m (Kovári & Tisa, 1982).

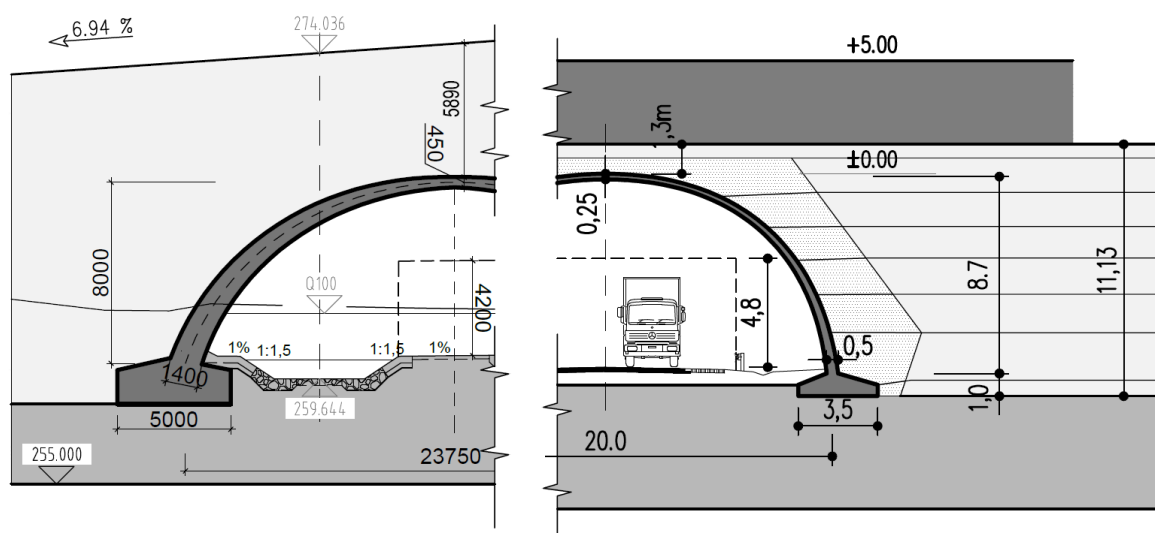
oblast mezi aktivní zónou a původní zeminou, nebo navazujícím zemním tělese, liší se materiálem a nižším deformačním modulem než Aktivní zóna. *Nadnásyp* – násyp, přesypávka nad vrcholem klenby, většinou ze stejného materiálu jako boční násyp.

1.6 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

Aktuálně jsou tyto tradiční konstrukce často navrhovány v dopravních stavbách především ze dvou důvodů: (i) ve srovnání s konvenčními mosty jsou přesypané klenby nejlevnější konstrukcí a také jsou v podstatě bezúdržbové; (ii) v konceptu moderních liniových dopravních staveb umožňují snižovat negativní vliv fragmentace krajiny; (iii) samostatnou kapitolou je tradiční využití přesypané klenby v oblasti hloubených tunelů.

Konstrukční řešení obloukových přesypaných konstrukcí prošlo dlouhým vývojem, důležitým přelomem byl vývoj tenkostěnných prefabrikovaných systémů na počátku 60. let a zkoumání principů interakce betonové skořepiny se zeminou při přenosu zatížení. Při navrhování přesypaných konstrukcí by měla být hlavním cílem snaha o optimální využití konstrukčních materiálů z hlediska funkčnosti a odolnosti. V současnosti lze pro podrobné analýzy interakčních úloh vytvářet komplexní výpočtové modely s využitím FEM software s nelineárními materiálovými modely zemin.

Na problematiku návrhu a modelování přesypaných konstrukcí bývá nepřesně nahlíženo ze dvou perspektiv: i) z hlediska geotechniky, kdy jsou podrobně analyzovány zeminy v podloží a v hutněném zásypu, zatímco je opomíjen optimální návrh klenby; ii) z hlediska „mostařského“, kdy je podrobně analyzována klenbová konstrukce, ale je zanedbáván vliv zásypu, což vede ke špatnému stanovení okrajových podmínek modelu, má za následek přisouzení nosné funkce jen klenbě a to je důsledkem předimenzování konstrukce, viz následující srovnání:



Obr. 1.6 Srovnání geometrií: vlevo příklad projektované klenby s rozpětím 23.75 m; vpravo výstup z optimalizační studie komplexního výpočtového modelu, použitelné pro předchozí prostorové uspořádání.

1.7 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Po provedení rešerší mapujících vývoj a současný stav řešené problematiky byl jako hlavní cíl práce k analýze tenkostěnných přesýpaných betonových oblouků stanovena metodika výpočtů s přesahem do oblasti geotechnických úloh a matematického modelování zemin. Tato práce by měla v rámci komplexní analýzy propojit problematiku zemních tlaků, mechanického chování zemin typicky řešenou v geotechnických úlohách s problematikou stavebních konstrukcí, jako je navrhování štíhlých oblouků. Po verifikaci komplexních výpočtových modelů konstrukčního systému přesýpaných konstrukcí budou aplikovány aktuální optimalizační metody za účelem progresivního návrhu těchto tradičních konstrukcí.

Cílem práce je vystihnout mechanické chování zemního zásypu a aplikovat tyto poznatky při analýze interakční úlohy s využitím aktuálních materiálových modelů zemin v komplexním výpočtovém modelu. Pro účely podrobné analýzy je nutné vyvinout praktickou metodiku k vytváření komplexního výpočtového modelu, který bude predikovat působení integrovaného konstrukčního systému s vlivem proměnných zemních tlaků při postupné výstavbě.

Současně s pochopením mechanického chování zemin musí být zohledněna technologie zásypu k přesnějšímu vystižení interakce, a také reflektován vliv hutnění na velikost zemních tlaků.

V rámci vyhodnocení velkého množství komplexních výpočtových modelů různých geometrií a typů podloží jsou analyzovány vybrané problémy přesýpaných konstrukcí, na které při běžném návrhu konkrétní konstrukce v praxi není prostor, jako je např. vliv lokálního zatížení v závislosti na výšce nadnásypu a vliv postupné výstavby. Výstupy z výpočtu jednotlivých konfigurací budou vyhodnocena a porovnány v grafech, z kterých lze definovat vzájemné relace mezi jednotlivými typy.

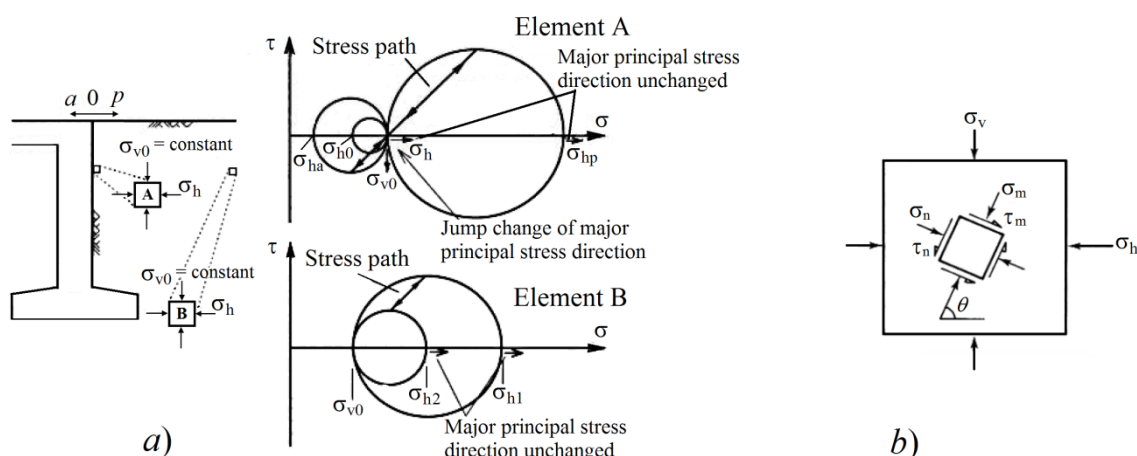
Přínosem pro inženýrskou praxi a druhým hlavním cílem práce je nalezení optimálních geometrií pro běžné případy přesýpaných konstrukcí a zdůraznění vzájemných závislostí geometrie střednice podle typu podloží, výšky násypu a podle poměrného vzepětí klenby.

Cílem studie optimální geometrie je vytvořit podklad pro počáteční návrh přesýpané obloukové konstrukce, kde budou na základě výsledků parametrických studií pojmenovány jednotlivé vlivy a prezentovány výslednicové geometrie pro jednotlivé konfigurace.

Poznatky získané z rozsáhlé analýzy přesýpaných konstrukcí v této práci by měly sloužit k praktickému využití pro efektivnější navrhování těchto klasických konstrukcí a umožnit účinné řešení nových progresivních návrhů obloukových konstrukcí s vlivem interakce.

2 GEOLOGIE – ZEMINY

Zeminy a horniny tvoří prostředí, v němž se přesýpané tenkostěnné konstrukce budují a jsou jednou z inženýrských konstrukcí, kde je zemina hlavní stavební hmotou. Nosný systém tenkostěnných přesýpaných konstrukcí tvořený betonovou skořepinou spolupůsobící s hutněným zásypem je uložen na základové půdě. Na vzájemnou interakci mezi klenbou a zemním prostředím mají vliv mechanické vlastnosti zemního prostředí. Zeminy a horniny (v širším kontextu partikulární látky) tvoří vícefázový systém, který se skládá z vzájemně se dotýkajících pevných částic, vody a vzduchových mezer. Pevná částice, jako část nosného skeletu bývá označována jako strukturní prvek (Fedá, 1977).



Obr. 2.1 Znáznornění stavu napjatosti v zásypu (England, et al., 2000).

2.1 MECHANICKÉ CHOVÁNÍ ZEMIN

2.1.1 Vztah mezi napětím a deformací v zemině

Zjišťování stavu napjatosti v zemním tělese a také výpočet stlačení vyžadují znalost deformační charakteristiky zeminy, která ovlivňuje použití konstitutivního vztahu. V případě elastického a lineárně pružného-ideálně plastického se určuje Youngův modul pružnosti E , který je analogií modulu přetvárnosti E_{def} . V tomto případě jde o deformační charakteristiku, která je závislá na stavu, a proto je hodnota závislá na oboru napětí, pro který je stanovena. Pro zeminy je tedy charakteristický nárůst modulu s hloubkou.

Pro určení modulu přetvárnosti E_{def} resp. Youngova modulu pružnosti E je nejvhodnější triaxiální zkouška. Pro účely praxe se však nejčastěji využívá edometrická zkouška. Při této zkoušce se v laboratoři v edometrickém přístroji při jednoosém stavu deformace určuje edometrický modul E_{oed} .

$$E_{\text{oed}} = \frac{d\sigma_{\text{ef}}}{d\varepsilon} \quad (2.1)$$

Vztah mezi deformačním a edometrickým modulem je definován rovnicí:

$$E_{\text{def}} = \left(1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}\right) \cdot E_{\text{oed}} \quad (2.2)$$

2.1.2 Modul reakce podloží

Pro praktické řešení interakčních úloh se často využívá pružných podpor Winklerova modelu, jejichž tuhost je definována modulem reakce podloží. Tento modul charakterizuje tuhost zeminy za předpokladu lineární závislosti mezi napětím a přetvořením. Modul reakce k je obecně poměr mezi napětím na povrchu tuhé kontaktní plochy p a deformace y vyvolané zatížením této plochy:

$$k = \frac{p}{y} \quad (2.3)$$

2.1.3 Pevnost zeminy

Při použití lineárně pružného-ideálně plastického konstitučního modelu je třeba definovat i pevnost zeminy. Pevnost partikulárních látek je dána jejich strukturou, tedy odporem ve tření mezi pevnými částicemi a vyjadřuje se smykovou pevností. Proto porušení partikulárních látek nastává většinou usmýknutím podél smykových ploch a využívá se Mohr-Coulombovy podmínky.

$$|\tau| + \sigma \tan \varphi - c < 0 \quad (2.4)$$

2.2 TECHNOLOGIE ZÁSYPU

2.2.1 Konfigurace a složení zásypu

Konfigurace oblastí s jednotlivými materiály souvisí s místními podmínkami a dostupností materiálů, ale také s typem přesýpané konstrukce.

2.2.2 Požadavky na zásyp

Zhutněný zásyp tvoří nedílnou část nosné konstrukce, jeho deformační vlastnosti jsou zvláště důležité, statickým požadavkům by měl odpovídat vhodně zvolený materiál zásypu.

Pro kontrolu míry zhutnění ($I_D = 0.70 \sim 0.90$) se doporučuje statická zatěžovací zkouška deskou dle ČSN 72 1006, poměr $E_{\text{def},2} / E_{\text{def},1}$ musí být menší než $2.0 \sim 2.5$ podle oblasti zásypu. Interval hodnot E_{def} :

zásyp v oblasti aktivní zóny - $60 \sim 80$ MPa

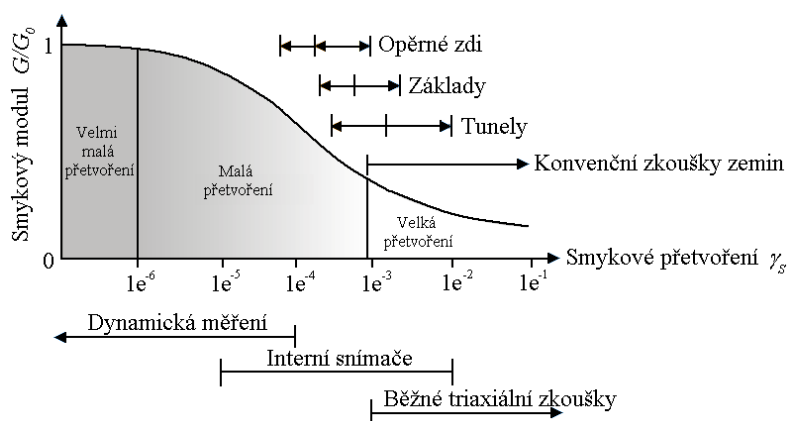
zásyp přechodové oblasti - $30 \sim 50$ MPa

2.2.3 Volba materiálu

Pro zásyp přesýpaných konstrukcí se využívá zemina vhodná dle klasifikace ČSN 73 6133 s ohledem na únosnost, namrzavou a propustnost, materiál se volí podle typu oblasti, požadavků na zhutnění a jejího vlivu na nosnou funkci. Zásypový materiál bývá obecně nesoudržná zemina, ale pro objekty budované v násypech se využívají v přechodové oblasti zeminy směsné a stabilizované.

2.3 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ ZEMIN

Velmi důležitou roli při řešení interakčních úloh konstrukce se zeminou a obecně všech geotechnických konstrukcí hraje výběr konstitutivního modelu, který bude výstižně predikovat odezvu systému zemina-konstrukce a také porušení geomateriálu.



Obr. 2.2 Charakter. oblasti tuhosti zeminy v závislosti na přetvoření (Atkinson & Sallfors, 1991).

Pro zeminy a horniny je charakteristické, že se chovají pružně jen při velmi malých deformacích, zatímco při narůstajícím přetvoření jsou deformace nevratné – plastické. Atkinson (Atkinson & Sallfors, 1991) rozdělil tuhost zeminy v závislosti na přetvoření do 3 oblastí prezentovaných na Obr. 2.2.

2.3.1 Elastické modely

Teorie lineární pružnosti má pro řešení geotechnických úloh asi nejdelší historii. Původně byly geomateriály uvažovány jako homogenní a izotropní medium. Nejrozšířenější je model **Duncan-Chang**.

2.3.2 Elasticko-plastické modely

V současnosti nejrozšířenější konstitutivní modely používané v numerickém modelování zemin se dělí do dvou kategorií: (a) ideálně plastické modely (b) plastické modely se zpevněním. Klasické modely využívají k predikci porušení podmínku plasticity vycházející z Mohr-Coulomb, nebo Drucker-Prager kriteria.

K vystižení mechanického chování zeminy ve výpočtových modelech je výhodné definovat tuhost jako funkci hloubky, resp. napjatosti. Proto byly v této práci pro přesnější predikci tuhosti zásypu a zemin interakční úlohy přesýpané klenby uvažovány proměnné moduly pružnosti lineárně závislé na hloubce:

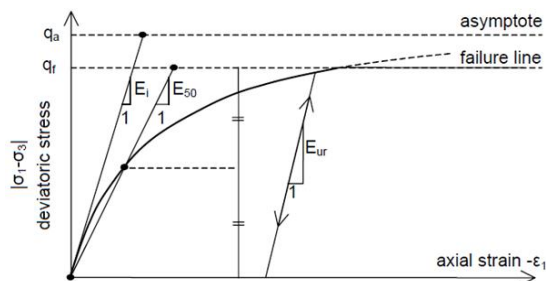
$$E(z) = E_0 + ny \quad (2.5)$$

Kde:

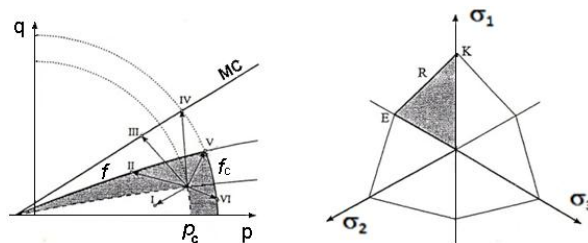
- E_0 ... počáteční hodnota modulu pružnosti,
- n ... gradient proměnné tuhosti,
- y ... hloubka vrstvy.

Elasticko-plastické modely se zpevněním

Z podobného principu hyperbolického vztahu mezi napětím a deformací jako model Duncan-Chang vychází model Hardening Soil (Schanz, et al., 1999). Tento realistický nelineární elasticko-plastický model stanovuje tuhost materiálu v závislosti na napětí a dále tuhost mění při opakovaném zatížení (Obr. 2.4).



Obr. 2.3 Hyperbolický vztah napětí-přetvoření (Brinkgreve, et al., 2008).



Obr. 2.4 Podmínka plasticity modelu Hardening Soil (Schanz, 2002).

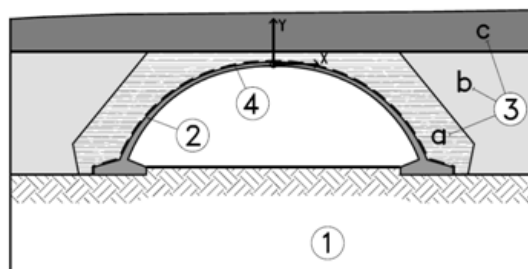
3 VÝPOČTOVÉ MODELY

Při návrhu a analýze přesýpaných konstrukcí by měly být použité výpočtové modely, které reflektují výstižné konstitutivní materiálové modely zemin, vzájemnou interakci a počáteční napětí ovlivněné výchozí konfigurací terénu, tíhou zeminy a hladinou podzemní vody. Důležitým faktorem výpočtových modelů tenkostěnných přesýpaných kleneb je vliv postupné výstavby, resp. postupného zasypávání.

3.1 METODY ANALÝZY

Výpočtové modely pro analýzu přesýpaných konstrukcí s materiálovými modely vystihujícími chování zásypu řeší metodou konečných prvků nelineární odezvu systému zemina – konstrukce. Výpočtový model konstrukčního systému tenkostěnné přesýpané klenby je tvořen z následujících částí, viz Obr. 3.1 (Houšť & Stráský, 2009):

- (1) původní podloží
- (2) klenba
- (3) zásyp
 - (a) aktivní zóna
 - (b) boční násyp
 - (c) nadnásyp
- (4) kontaktní spára



Obr. 3.1 Konstrukční systém přesýpané klenby.

Tyto jednotlivé komponenty konstrukčního systému jsou deformovatelné a spolupůsobí jeden s druhým. Je zřejmé, že jakmile se ztuhlé vrstvy zeminy zásypu rozprostou po celé šířce, stávají se komponenty systému. Postupným zasypáváním klenby dochází ke ztuhnutí znamenající postupnou změnu konstrukčního systému v celek (Kováří & Tisa, 1998).

3.1.1 Dvou dimenzionální výpočtový model

Pro výpočet přesypaných mostů (tunelů) je výhodné využít předpokladu, že lze třírozměrnou skutečnou stavbu popsat dvourozměrným výpočtovým modelem s rovinným stavem deformace, protože se neuvažuje s posuny v podélném směru tunelu (předpoklad: $\varepsilon_z = \varepsilon_{zx} = \varepsilon_{zy} = 0$).

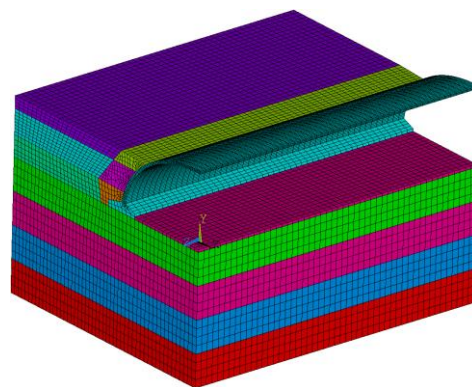
$$\varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}^T \quad (3.1)$$

$$\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T \quad (3.2)$$

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \quad (3.3)$$

3.1.2 Prostorový 3D výpočtový model

V případě nízkého nadnásypu nad vrcholem tenkostěnné klenby je důležité podrobně analyzovat vliv přetížení povrchu, a to především lokální zatížení dopravou. Zjednodušený předpoklad modelu ve stavu rovinné deformace, která je vhodná pro neměnné stálé zatížení v podélném směru neplatí pro lokální zatížení, v literatuře (Petersen, et al., 2010), (Moore & Taleb, 1999), je doporučeno využití 3D modelu.

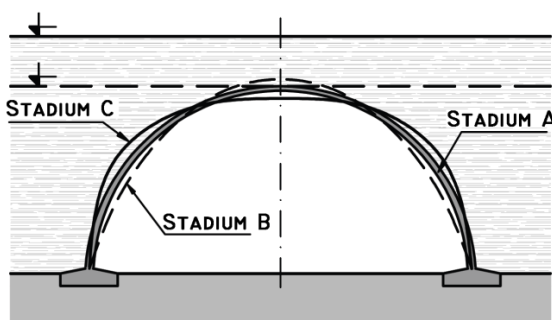


Obr. 3.2 Numerický FEM 3D model.

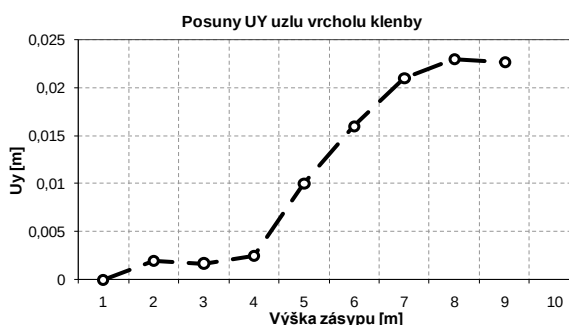
3.1.3 Postup výstavby

V první fázi výpočtu jsou aktivní pouze elementy původního podloží, v další fázi jsou aktivovány elementy klenby. Klenba je poté zatěžována postupně aktivováním prvků ve vrstvách 1 až 9, v souladu s postupným vrstvením zeminy zásypu. Aktivování vrstev je řízeno funkcí “birth a death” (ANSYS, 2009). Vliv modelování postupné výstavby je patrný z Obr. 3.3. Deformace při postupném zasypávání po stranách tenkostěnné klenby lze rozdělit do 3 stádií (Barták & Buček, 1991):

- stádium A – původní geometrie klenby
- stádium B – deformovaná střednice při zasypání po vrchol
- stádium C – deformovaná střednice při finálním přesypání



Obr. 3.3 Deformace tenkostěnné klenby v průběhu zasypávání.



Obr. 3.4 Naměřené svislé posuny vrcholu klenby v Albertě během zasypávání (viz. Příloha B).

3.2 VLIV TŘENÍ MEZI ZEMINOU A POVRCHEM KLENBY

Hodnota zemního tlaku je ovlivněna třením mezi konstrukcí a zeminou, a také přílnavostí zeminy k povrchu klenby. Ve výpočtových modelech je chování rozhraní popsáno pružno-plastickým Coulombovým (kriteriem) modelem tření:

$$|\tau| < \sigma \tan \varphi + c \quad (3.4)$$

Kde:

- $\tau \dots$ smykové napětí;
- $\sigma \dots$ normálové napětí;
- $\varphi \dots$ úhel vnitřního tření zeminy;
- $c \dots$ koheze.

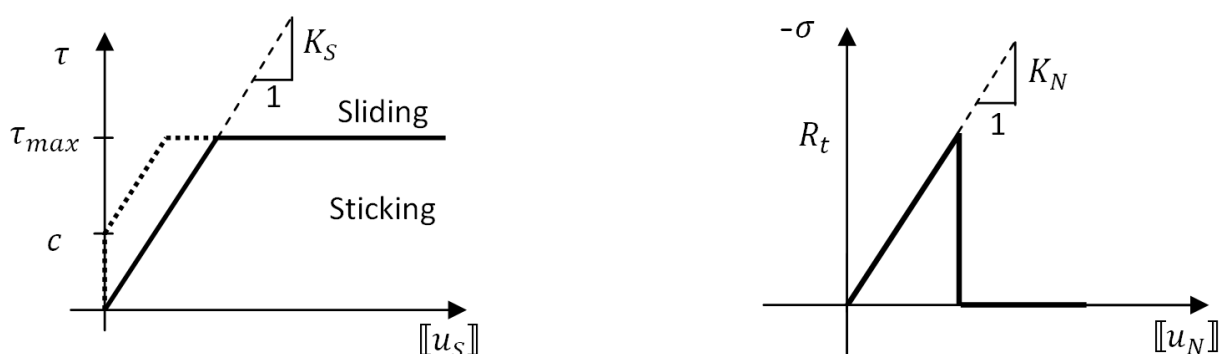
Pro koeficient tření μ platí: $\mu = \tan \varphi \quad (3.5)$

Tab. 3.1 Doporučené hodnoty koeficientu tření μ

Rozhraní	Koeficient tření μ		
	NAVFAC	Wriggers	Bradáč
Beton - štěrk	0,55 ~ 0,60		
Beton - písek	0,35 ~ 0,55	0,35 ~ 0,60	
Beton – hlína písčitá, prachovitá	0,30		
Beton – tuhý až měkký jí	0,30 ~ 0,35		
Beton – beton		0,5 ~ 1,0	0,7
Beton – ocel		0,2 ~ 0,4	0,5
Ocel – ocel		0,2 ~ 0,8	0,49

3.2.1 Modelování rozhraní mezi povrchy – interface

Výpočtový model by měl zohlednit přechod mezi kontinuem bočního zásypu a vnějším povrchem klenby, pomocí kontaktních, nebo přechodových elementů (Potts, et al., 2002). Kontaktní elementy umožňují posun mezi klenbou a zeminou definováním interakčního chování spáry jako jednostranné tlakové vazby s možností nastavení tření a smykové soudržnosti.



Obr. 3.5 Coulombův model kontaktních elementů.

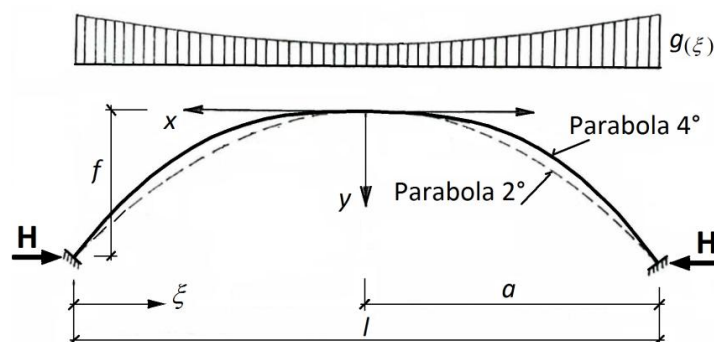
4 GEOMETRIE PŘESYPANÉ KLENBY

4.1 VLIV TVARU STŘEDNICE

Význam výslednicového tvaru střednice obloukových konstrukcí platí i pro návrh střednice přesypané klenby. Základním principem obloukových konstrukcí je přenos zatížení pouze centrickým tlakem v průřezu oblouku, toho lze dosáhnout nalezením výslednicového tvaru a tzv. tlakové čáry. V případě konstantního spojitého zatížení vychází pro střednici parabola 2° nulové ohybové. Pro běžné obloukové konstrukce lze po přesném určení stálého vnějšího zatížení navrhnout střednici, která se blíží výslednicovému tvaru a tím dosáhnout hospodárného využití materiálu obloukové konstrukce. Všeobecně známý postup pro návrh geometrie bezmomentové střednice:

$$H = \frac{M_0(a)}{f} \quad (4.1)$$

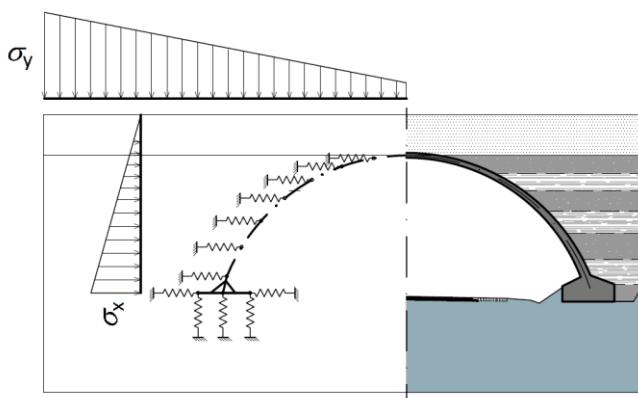
$$y(x) = \frac{M_0(x)}{H} = \frac{M_0(x)}{M_0(a)} \cdot f \quad (4.2)$$



Obr. 4.1 Obecný princip návrhu bezmomentové střednice oblouku na vnější zatížení.

Nicméně tento jednoduchý postup nelze aplikovat při návrhu výslednicového tvaru přesypané klenby reálně zatížené kombinací svislého a vodorovného zemního tlaku. Další efekt, který komplikuje určení výslednicového tvaru je vliv interakce klenby se zásypem při přenosu zatížení, který je přímo závislý na tuhosti bočního zásypu a proto musí být zásyp součástí výpočtového modelu konstrukčního systému zásyp-klenba při hledání výslednicového tvaru. McGrath (McGrath, et al., 2002) prezentoval vliv geometrie přesypaného oblouku, kde porovnal výsledky z analýz základních geometrií pro klenby betonové a ocelové z vlnitého plechu. Vzhledem k tomu, že dominantním zatížením je tíha zeminy zásypu, je výhodné pro toto stálé zatížení nalézt výslednicový tvar klenby.

Analytický výpočet
bezmomentové střednice
přesypaných klenb byl
publikován (Barták & Buček,
1977) při návrhu hloubeného
tunelu na trati Chomutov-Cheb.



Obr. 4.2 Interakční působení a zatížení přesypané klenby.

4.2 NÁVRH STŘEDNICE

Jak bylo popsáno výše, cílem návrhu klenby je výslednicová geometrie se zanedbatelnými ohybovými momenty, kdy je zatížení transformováno do tlakové osové síly.

4.2.1 Základní matematické křivky

V běžné praxi jsou pro návrh geometrie střednice přesýpané klenby nejčastěji využívány základní matematické křivky: i) Kružnice; ii) Elipsa; iii) Parabola 4°; iii) Cykloida. Pozitivním efektem při volbě matematických křivek pro střednici klenby je příznivé estetické působení konstrukce

4.2.2 Obecný polynom

Přesněji lze výslednicový tvar střednice obloukové konstrukce k nerovnoměrnému vnějšímu zatížení vystihnout polynomem vyššího řádu procházejícího patkou a vrcholem oblouku, který aproximuje průběh tlakové čáry.

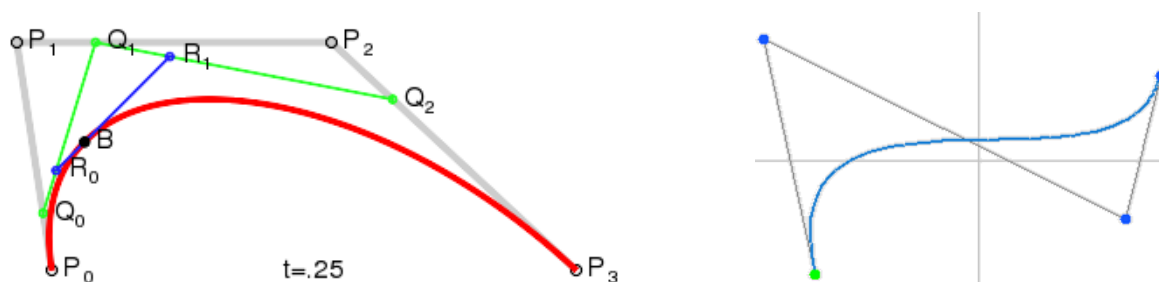
V případě obloukového mostu s mostovkou podpíranou pilíři je výslednicová čára tvořena mnohoúhelníkem, který se z estetických důvodů nahrazuje plynulou hladkou křivkou (Bechyně, 1962), (Janda, et al., 1988).

$$y = A + Bx + Cx^2 + Dx^3 + Ex^4 + Fx^5 \quad (4.3)$$

Stejný princip sestrojení bezmomentové střednice jejíž tvar definuje pole zatížení, resp. působení zemního kontinua bočního zásypu a nadnásypu lze využít i v případě přesýpané klenby.

4.2.3 Bézierova křivka

Efektivním způsobem jak interpolovat tlakovou čáru od vnějšího zatížení klenby je využití Bézierovy křivky. Tato parametrická křivka umožňuje interaktivní vytváření a modifikaci tvaru změnou polohy řídicích bodů. Lomená čára procházející řídicími body se nazývá řídicí polygon n -tého stupně pro $n+1$ bodů $P_0, P_1, \dots, P_n$ a určuje Bézierovu křivku n -tého stupně pro $n+1$ zadaných řídicích bodů v intervalu $t \in \langle 0,1 \rangle$. Vhodný tvar pro návrh obloukové konstrukce má kubická Bézierova křivka ($n=3$), je definována čtyřmi body (P_0, P_1, P_2, P_3).



Obr. 4.3 Kubická Bézierova křivka (Wikipedie, 2011).

4.3 VÝŠKA PRŮŘEZU KLENBY

V této studii byl stanoven průběh momentů setrvačnosti klenby z proměnné výšky průřezu dle vztahu pro parabolu čtvrtého stupně. Náběh výšky průřezu h je ve vrcholu klenby poměrně plochý a směrem k patce rychle narůstá.

$$h = \frac{f}{k} \left[\frac{x^2}{a^2} + (k - 1) \frac{x^4}{a^4} \right] \quad (4.4)$$

kde: f ... vzezpetí klenby,
 x ... pořadnice od vrcholu,
 a ... polovina rozpětí klenby,
 k ... volitelný součinitel vyklenutí.

V případě návrhu klenby jako tenké skořepiny konstantní tloušťky je výhodné navrhnout výrazné rozšíření před vetknutím do základu, kde dochází ke koncentraci ohybového momentu.

4.4 ŠTÍHLOST OBLOKU

K charakterizaci obloukových, resp. klenbových konstrukcí jsou využívány termíny: poměrné vzezpetí a štíhlost oblouku. Poměrné vzezpetí vyjadřuje poměr výšky oblouku (vzezpetí) f k rozpětí l . Štíhlost oblouku je charakterizována poměrem výšky průřezu ve vrcholu oblouku h_v k rozpětí l .

Přibližným rozhraním mezi tlustými a štíhlými oblouky je štíhlost $h_v/l = 100$. Přesnějším kritériem ke stanovení štíhlosti oblouku je posouzení poměru kritické obloukové síly H_{kr} k největší obloukové síle H při nejnepříznivějším zatížení: H_{kr}/H (Janda, et al., 1988).

V této práci jsou analyzovány přesýpané klenby s rozdílným poměrným vzezpetím, které vystihuje nejrozšířenější varianty přesýpaných obloukových konstrukcí, štíhlost podle výše popsaného kritéria vychází s ohledem na stejné rozpětí a tloušťku ve vrcholu pro všechny typy stejně, viz následující tabulka.

Tab. 4.1 Poměrné vzezpetí a štíhlost pro klenby Typ A, Typ B, Typ C (analyzované v parametrické studii).

	vzezpetí	rozpětí	výška průřezu ve vrcholu	poměrné vzezpetí	štíhlost oblouku
	f [m]	l [m]	h_v [m]	f/l	h_v/l
Typ A	8.7	20	0.25	0.435	$1/80$
Typ B	6.366	20	0.25	0.3183	$1/80$
Typ C	4.2	20	0.25	0.21	$1/80$

5 OPTIMALIZACE GEOMETRIE

Optimalizační techniky slouží v inženýrské praxi k sofistikovanému vývoji nových konstrukce, zlepšují mechanické chování, redukci a rozložení hmot a využití průřezů. Široké využití optimalizace geometrie je při řešení úloh z oblasti interakce, např. aerodynamika a proudění. Metodami optimalizací se v matematice zabývá disciplína matematická teorie optimálních procesů, zkráceně se nazývá matematická optimalizace. Termín optimalizace zahrnuje matematické metody k určení minima (maxima) cílové funkce $f(x)$ pro návrhové proměnné $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)$:

$$f(x) = f(x_1, x_2, \dots, x_n), \quad (5.1)$$

při splnění omezujících podmínek:

$$h_j(x) = h_j(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0; \quad j = 1, \dots, p \quad (5.2)$$

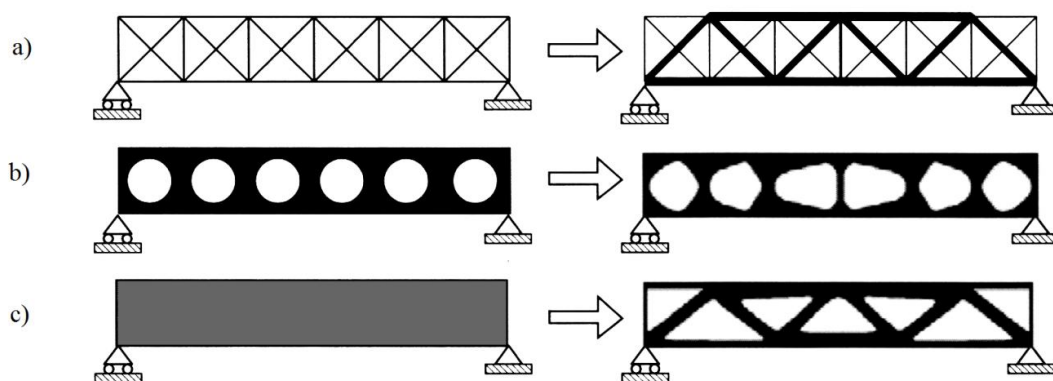
$$g_i(x) = g_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0; \quad i = 1, \dots, m \quad (5.3)$$

Proces matematické optimalizace obsahuje vstupní data, výpočtový model, optimalizační algoritmus a výstupem je optimální řešení. Vstupní data zahrnují výchozí stav a určují požadavky na systém. Model tvoří proměnné, vazby, objektivní funkce ad., algoritmy jsou počítány v řešiči. Výsledkem optimalizace jsou vstupní hodnoty, pro které nabývá cílové funkce minimální hodnota.

5.1 OPTIMALIZACE KONSTRUKCÍ

Optimalizace konstrukcí lze rozdělit do tří základních kategorií:

- Rozměrová optimalizace – *Size optimization*;
- Tvarová optimalizace – *Shape optimization*;
- Topologická optimalizace – *Topology optimization*.



Obr. 5.1 Základní tři kategorie optimalizace konstrukcí: a) Rozměrová, b) Tvarová, c) Topologická.

Vlevo je zobrazena počáteční konfigurace konstrukce, vpravo je konstrukce po optimalizaci (Bendsoe & Sigmund, 2003).

Při rozměrová optimalizace jsou optimalizačními algoritmy navrhovány a vyhodnocovány průřezové charakteristiky konstrukce, v případě tvarové optimalizace hledají optimalizační algoritmy hraniční geometrii 1D, 2D, 3D. Nejvýstižnější je topologická optimalizace, která je zobecněnou tvarovou optimalizací, kdy optimalizační algoritmy navrhuji zároveň rozměry průřezů a určují tím nejefektivnější rozložení materiálu v konstrukci.

5.2 OPTIMALIZAČNÍ METODY

Existuje velké množství matematických optimalizačních metod, mezi nepoužívanější optimalizační metody v inženýrské praxi patří evoluční algoritmy a gradientní metody.

5.2.1 Genetické algoritmy

Patří do skupiny evolučních algoritmů, které k hledání optimálního řešení využívají evoluční strategii založenou na mechanismu přirozeného výběru evoluční biologie a principech genetiky, kde existují populace živočišných druhů, které se postupně vyvíjí, křížením genů, nebo změnou genu v chromozómu, tzv. mutací vznikají noví jedinci.

$$G(t) = \{x_{t,1}, x_{t,2}, \dots, x_{t,n}\} \quad (5.4)$$

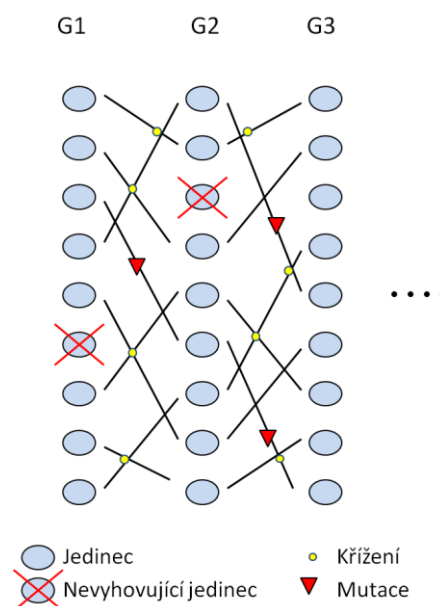
kde: $G(t)$... populace jedinců v čase t ,
 t ... vývojový čas,
 n ... rozsah populace.

Prakticky algoritmy postupně vytváří generace s jedinci reprezentujícími řešení daného problému.

Každou generaci řešení tvoří populace jedinců (potomků), jedinec reprezentuje jedno řešení optimalizační úlohy. První generace jedinců je generována náhodně, následující generace tvoří jedinci, kteří byli vygenerováni 3 způsoby: křížením, mutací a reprodukcí.

5.2.2 Gradientní metody

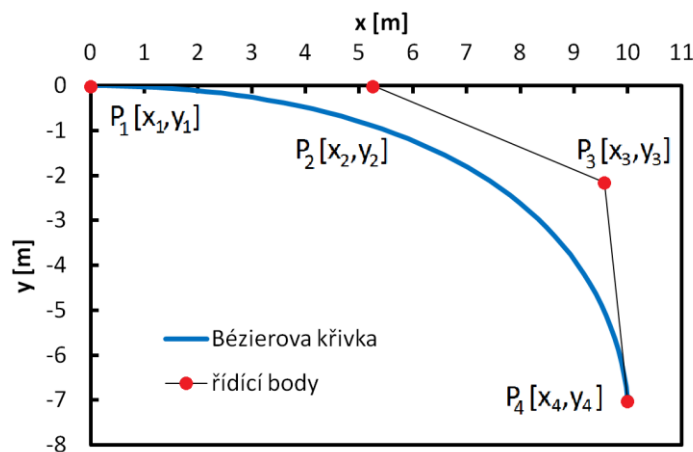
Nalezení minima cílové funkce gradientními metodami optimalizace odpovídá nalezení nulového bodu gradientní funkce. Mezi rozšířené gradientní metody optimalizace patří **Levenberg-Marquardt metoda**. Tato gradientní metoda druhého řádu hledá minimum cílové funkce pomocí její derivace podle optimalizačních parametrů. Derivace je vyčíslena numericky v každé iteraci pro všechny parametry a další průběžné řešení je dáno změnou každého parametru podle vypočtené derivace.



Obr. 5.2 Schéma vývoje řešení genetickými algoritmy.

5.3 OPTIMALIZACE GEOMETRIE PŘESÝPANÉ KLENBY

Střednice je pro optimalizaci definována Bézierovou křivkou určenou parametry kontrolního polygonu. Klenba je symetrická, proto byla Bézierovou křivkou definována jen polovina oblouku od vrcholu po pravou patu klenby, výhodou je redukce počtu optimalizovaných parametrů a navíc větší tvarová flexibilita.



Obr. 5.3 Parametrizace modelu klenby.

Obecně platí, že větší počet parametrů komplikuje optimalizaci. Důležité je tedy vnést do modelu dostatečnou flexibilitu pro vystižení řešení, ale zároveň použít co nejméně volných parametrů. V případě optimalizace tvaru přesýpané klenby se jevila jako dostatečně flexibilní Bézierova křivka 3. stupně, tedy se čtyřmi řídicími body $[p_i^x \ p_i^y]$, $i = (1, 2, 3, 4)$. Polohy bodů na střednici klenby reprezentované Bézierovou křivkou lze vypočítat pomocí parametru $t \in \langle 0, 1 \rangle$ z dvou kubických rovnic vyjádřených následujícím maticovým součinem:

$$\begin{bmatrix} x(t) & y(t) \end{bmatrix} = \sum_{i=0}^3 \binom{3}{i} t^i (1-t)^{3-i} \begin{bmatrix} p_i^x & p_i^y \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} t^3 \\ t^2 \\ t \\ 1 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} -1 & 3 & -3 & 1 \\ 3 & -6 & 3 & 0 \\ -3 & 3 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} p_1^x & p_1^y \\ p_2^x & p_2^y \\ p_3^x & p_3^y \\ p_4^x & p_4^y \end{pmatrix} \quad (5.5)$$

Pro zvolené x (či y) lze jednoduše nalézt odpovídající parametr t (kubická rovnice může mít až 3 řešení) a poté určit odpovídající druhou souřadnici y (nebo x) vyhodnocením druhé kubické rovnice v nalezeném t z první kubické rovnice.

Počáteční bod (vrchol klenby; souřadnice $[p_1^x \ p_1^y] = [0 \ 0]$) stejně jako koncový bod (pravá pata klenby; souřadnice $[p_4^x \ p_4^y]$ odpovídá vzepětí a polovině rozpětí klenby) jsou pevné, předem zadane. Vzhledem k zrcadlení poloviny klenby je ve vrcholu vodorovná tečna, tedy druhý řídicí bod musí mít stejnou y -novou souřadnici jako první řídicí bod, $p_2^y = p_1^y = 0$. Zbývající tři souřadnice sdružené do vektoru tvoří optimalizované parametry geometrie $\mathbf{P} = (p_2^x \ p_3^x \ p_3^y)^T$.

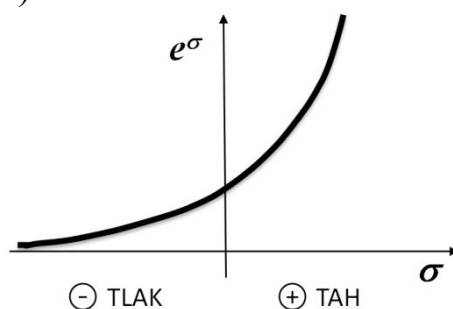
5.3.1 Cílová funkce

Dosažení optimálního uspořádání při splnění návrhových podmínek je řízeno cílovou funkcí $f(\mathbf{P})$. Pro prezentovanou jedno-kriteriální optimalizaci byla zvolena cílová funkce $f(\mathbf{P})$, která možné vektory $\mathbf{P}$ z 3 dimenzionálního prostoru zobrazuje na reálné číslo. Cílem optimalizace betonové klenby v této práci je minimalizace tahového napětí nalezením bezmomentového tvaru střednice, proto je cílová funkce postavena na nelineárním výpočtu normálového napětí ve štíhlé klenbě.

Součástí cílové funkce je výpočet největších normálových napětí v krajních vláknech klenby σ_u a σ_l generované z komplexního FE-modelu přesypané klenby, tyto hodnoty následně vstupují do závěrečné rovnice k ohodnocení. Cílová funkce je postavena na vyhledání řešení, které minimalizuje tahy a zároveň upřednostňuje řešení s nižším tlakovým napětím:

$$f(\mathbf{P}) = \exp(\sigma_u) + \exp(\sigma_l) \quad (5.6)$$

Cílová funkce tedy zahrnuje (i) vytvoření geometrie střednice Bézierovou křivkou z parametrů $\mathbf{P}$; (ii) tvorbu a výpočet nelineárního FEM modelu pro danou geometrii střednice; (iii) nalezení maximálních napětí v horních a dolních vláknech klenby; (iv) vyhodnocení součtu exponenciálních funkcí pro nalezená napětí podle uvedené rovnice (Houšť, et al., 2013).



Obr. 5.4 Průběh cílové funkce.

Použitá exponenciální funkce monotónně klesajícím průběhem efektivně vystihuje zvolený přístup minimalizace tahových napětí a navíc klade důraz na větší ze dvou hodnot napětí, tím jsou eliminovány řešení s vysokým tlakovým zatížením, i kdyby byly tahové zatížení nízké.

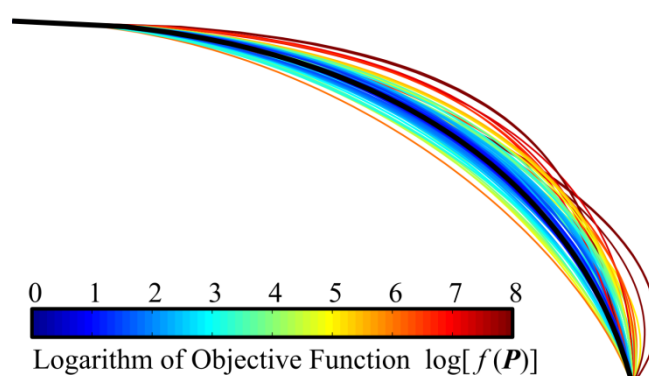
5.3.2 Optimalizační algoritmus

Procesem optimalizace je hledáno globální minimum popsané cílové funkce $f(\mathbf{P})$. Přípustná množina má dostatečný rozsah a její hranice nemají vliv na výsledné řešení. V našem případě tedy hledáme takové $P \in \Omega$, že pro všechna $Q \in \Omega$ platí, že $f(\mathbf{P}) < f(\mathbf{Q})$.

Optimalizace je provedena ve dvou krocích: (i) nejprve je genetickým algoritmem nalezeno řešení blízko globálního minima; (ii) poté je řešení zpřesněno Levenberg–Marquardt gradientním algoritmem.

5.3.3 Postřehy a doporučení k procesu tvarové optimalizace obloukových konstrukcí

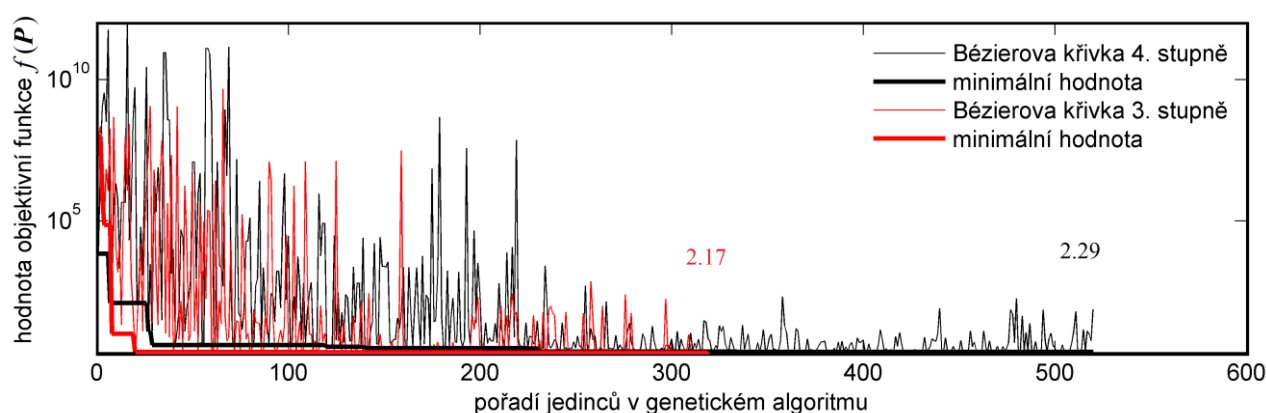
Proces hledání globálního minima cílové funkce $f(\mathbf{P})$ je názorně předveden na Obr. 5.5. Jednotlivé geometrie jsou zobrazeny v barvách, které odpovídají ohodnocení cílovou funkcí podle škály pod obrázkem, výsledné optimální řešení geometrie je zvýrazněno tlustou černou křivkou.



Obr. 5.5 Ohodnocení GA generovaných geometrií.

Vývoj jedinců při optimalizaci genetickými algoritmy, reprezentujících optimalizované geometrie, které jsou

ohodnocovány cílovou funkcí je prezentováno v grafu na Obr. 5.6. V grafu vývoje jedinců je také prezentováno srovnání Bézierovi křivky 3. stupně s třemi volnými parametry a více tvarově flexibilní Bézierovi křivky 4. stupně s pěti volnými parametry. Ze srovnání je patrný výrazně větší počet realizací ohodnocených jedinců pro Bézierovu křivku 4. stupně – přibližně 500, na rozdíl od přibližně 300 realizací pro Bézierovu křivku 3. stupně, což znamená delší dobu výpočtu. A navíc výsledná hodnota cílové funkce vychází pro křivku 3. stupně 2.17, zatímco pro křivku 4. stupně 2.29.

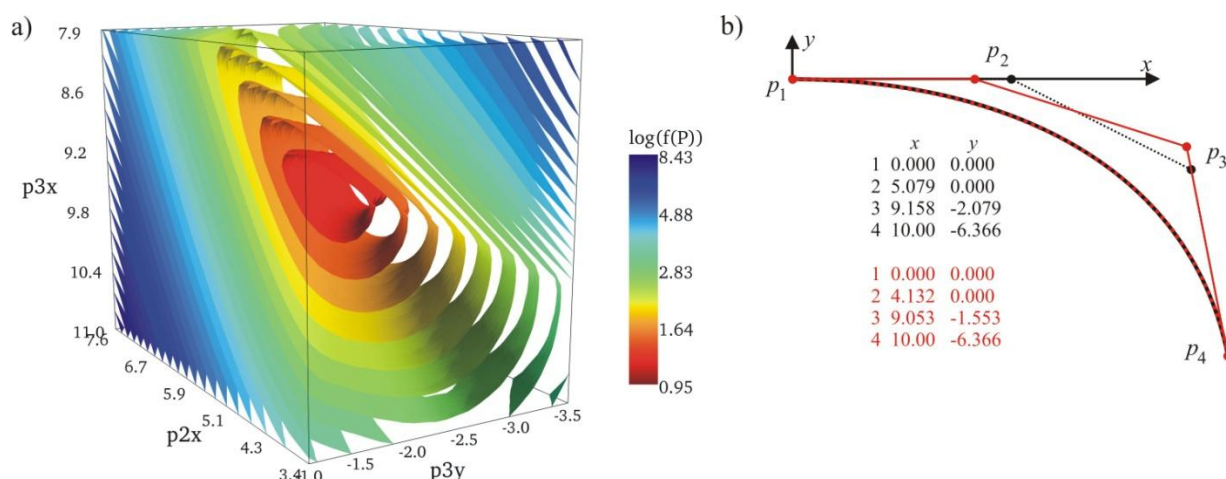


Obr. 5.6 Vývoj jedinců generovaných GA, srovnání Bézierovi křivky 3. a 4. stupně.

5.3.4 Poznámka k využití parametrické Bézierovi křivky

Z předchozího grafu je při detailním pohledu patrné, že existuje větší množství řešení s přibližně stejnou minimální hodnotou cílové funkce. Genetickými algoritmy byly nalezeny lokální minima, kterým ale odpovídají různé polohy řídicích bodů kontrolního polygonu. Ukázalo se, jak je prezentováno na Obr. 5.7b, že lze získat téměř stejnou geometrii Bézierovi křivky pro různé kontrolní polygony.

Ke stejnému zjištění, kdy optimální geometrie (tvar) může být aproximována více Bézierovými křivkami s rozdílným řešením hledaných parametrů, dospěli také (Tang & Désidéri, 2002).

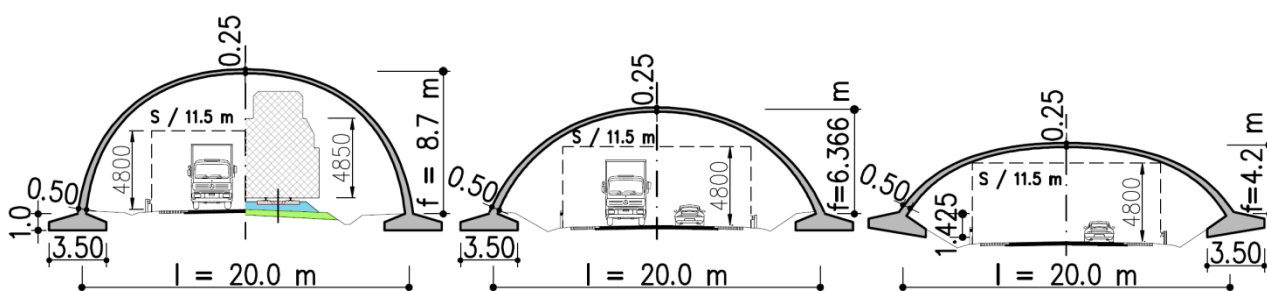


Obr. 5.7 (a) Hodnoty cílové funkce $\log(f(\mathbf{P}))$ v 3-dimenzionálním prostoru optimalizovaných parametrů. (b) příklad dvou shodných Béziových křivek s rozdílnými řídicími polygony.

Kontrola globálního minima byla provedena výpočtem hodnoty cílové funkce v pravidelných intervalech, výsledky pro 3 hledané parametry jsou vyneseny na třech osách pomocí izoploch na Obr. 5.7a. Z prostorového zobrazení lze rozeznat válcovitý objem ve středu izoploch, který reprezentuje množinu řešení poskytující velice nízkou hodnotu minima cílové funkce.

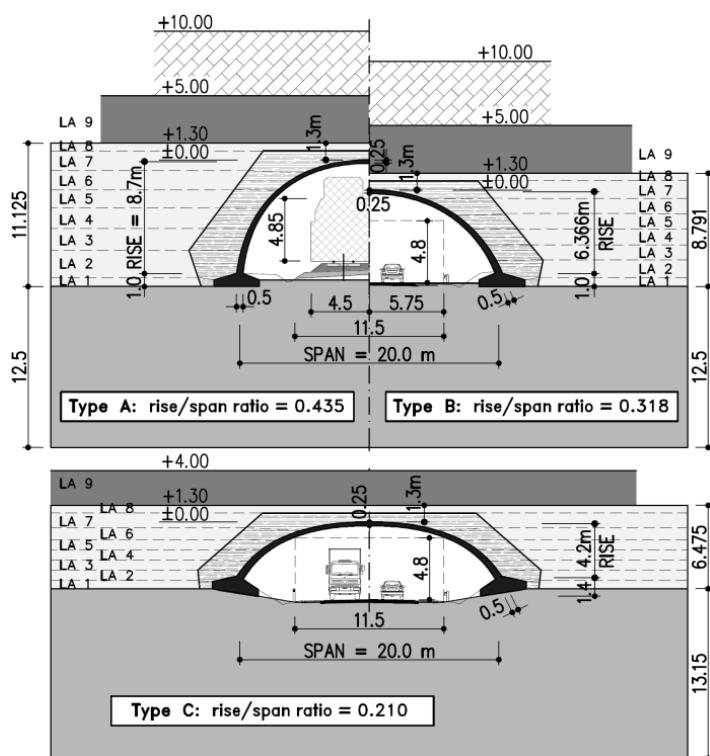
5.4 PARAMETRICKÁ OPTIMALIZAČNÍ STUDIE

Popsaná metoda optimalizace byla aplikována na vyhledání optimálních (výslednicových) geometrií přesýpané klenby. V parametrické studii bylo analyzováno celkem 24 výpočtových modelů, pro 3 typy s rozdílným vzepětím: (i) Vysoká klenba – **Typ A**; (ii) Střední klenba – **Typ B**; (iii) Nízká klenba – **Typ C**.



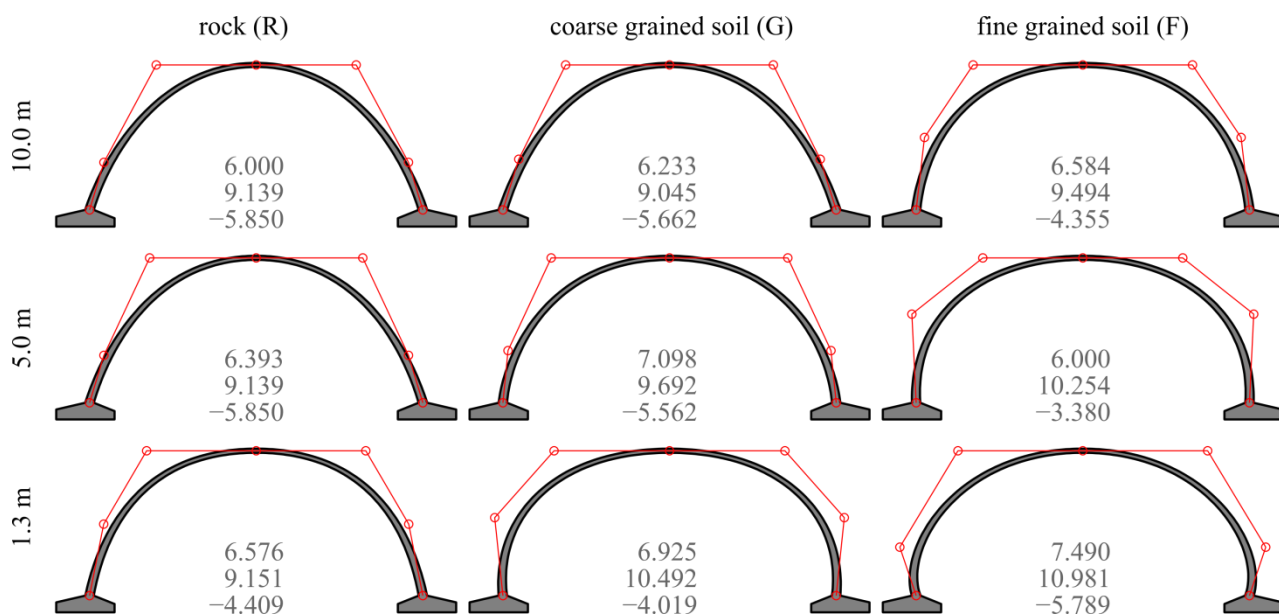
Obr. 5.8 Základní geometrie přesýpaných klenb parametrické studie.

Parametrem, který významně ovlivňuje výslednou geometrii přesýpané klenby je typ, resp. tuhost podloží. V parametrické studii byla uvažována 3 rozdílná podloží: skální “R”, hrubozrnné “G”, jemnozrnné podloží “F”. Symboly značení (“R”, “G”, “F”) jsou v souladu s UCSC (ASTM-D2487-11, 2011). Mechanické a pevnostní parametry zemin odpovídají ČSN 73 6133. Dalším proměnným parametrem, který ovlivňuje výslednou geometrii je výška nadnásypu nad vrcholem klenby. Ve studii byly uvažovány 3 rozdílné výšky: 1.3; 5.0; 10.0 m. Pro plochou klenbu (Typ C), byly uvažovány pouze 2 varianty výšky nadnásypu: 1.3; 4.0 m.



Obr. 5.9 Schéma modelů parametrické studie.

jsou optimalizované tvary pro jednotlivé konfigurace typu klenby, zásypu a podloží, které by měli obsáhnout běžné případy těchto konstrukcí. Z výsledných tvarů je zřetelný rozdíl geometrie střednice, včetně analogie mezi jednotlivými výslednými tvary a takto stanovit základní geometrii při praktickém návrhu přesypané klenby.



Obr. 5.10 Výsledné optimální geometrie – Typ A.

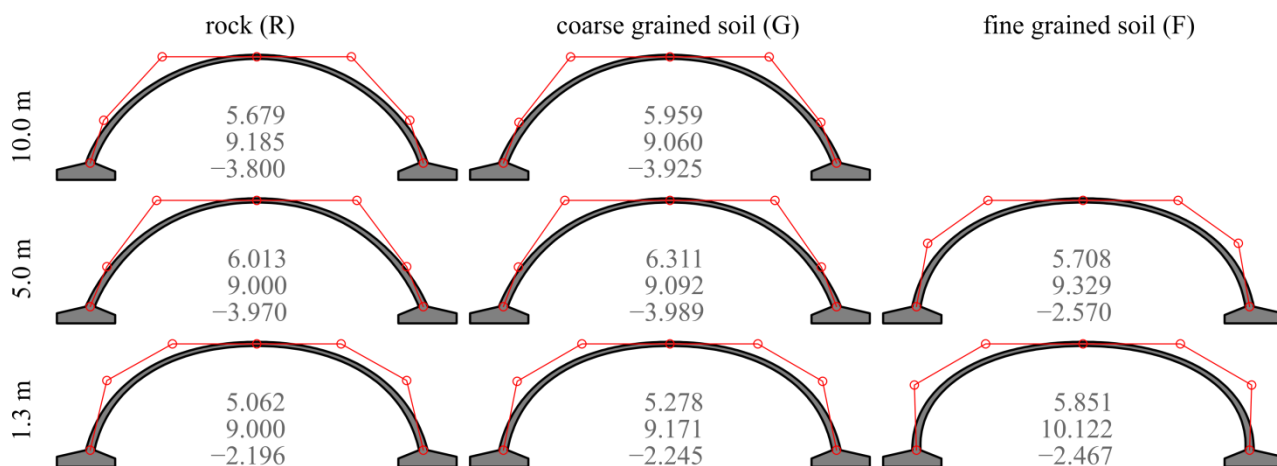
Z výsledných geometrií lze definovat následující zjištění pro návrh tvaru střednice přesypané klenby: (i) tuhé podloží umožňuje přenos horizontální obloukové síly, proto je sklon tečny řídícího polygonu nejvíce skloněný do středu klenby; (ii) klenby

Výpočtové modely v parametrické studii odpovídají verifikované metodice popsané v této práci, jejichž kalibrace je prezentována v přílohách A a B disertační práce.

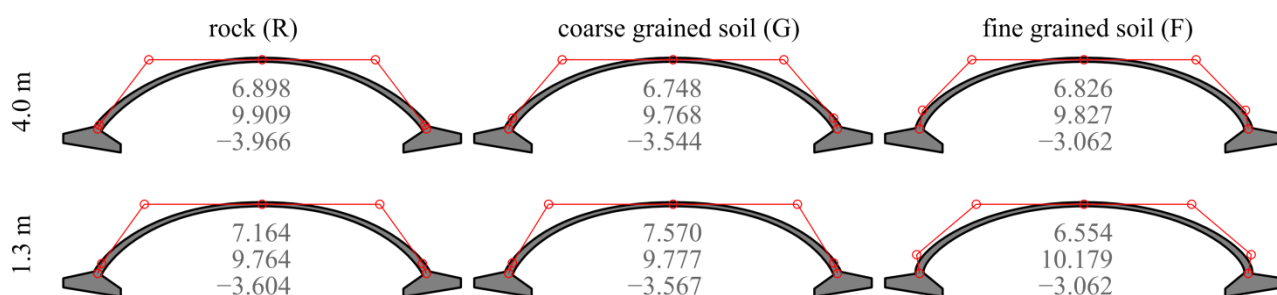
Optimální geometrie jsou generovány z FEM výpočtových modelů, které vystihují interakci konstrukce se zemínou, postupnou výstavbou konstrukce s vlivem přetížení hutněním a také s geometricky nelineárním výpočtem s ohledem na postupné zasypávání štíhlé klenby. Elementům zeminy je přiřazený konstitutivní materiálový model Drucker-Prager.

Výsledkem parametrické studie

na měkkém podloží mají zaoblený, vyklenutý tvar tak, aby se ostění klenby mohlo zapřít do bočního zásypu při přenosu horizontální síly; (iii) pro vyšší nadnásyp nad vrcholem klenby se tvar klenby vyklene proti působícímu zatížení a geometrie se pro vysoký nadnásyp blíží parabole 2°; (iiii) je zřetelný jednotný trend v geometrii pro všechny klenby bez rozdílu výšky, nejzřetelněji jsou rozdíly v geometrii vidět na tvarech vysoké klenby – Typ A.

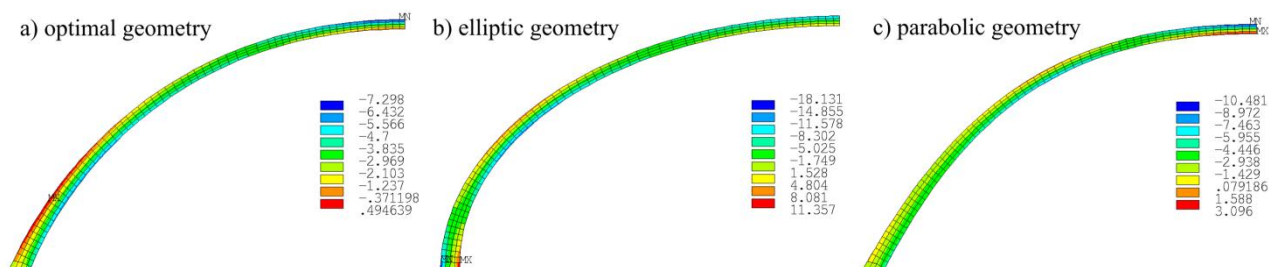


Obr. 5.11 Výsledné optimální geometrie – Typ B.



Obr. 5.12 Výsledné optimální geometrie – Typ C.

Přínos optimalizace vedoucí k nalezení výslednicového tvaru střednice klenby je názorně demonstrován na porovnání normálových napětí σ_x v optimalizované klenbě a normálových napětí σ_x v klenbách s referenční geometrií: elipsy a paraboly. Porovnání bylo provedeno na výpočtovém modelu s 5 m vysokým násypem nad vrcholem klenby.

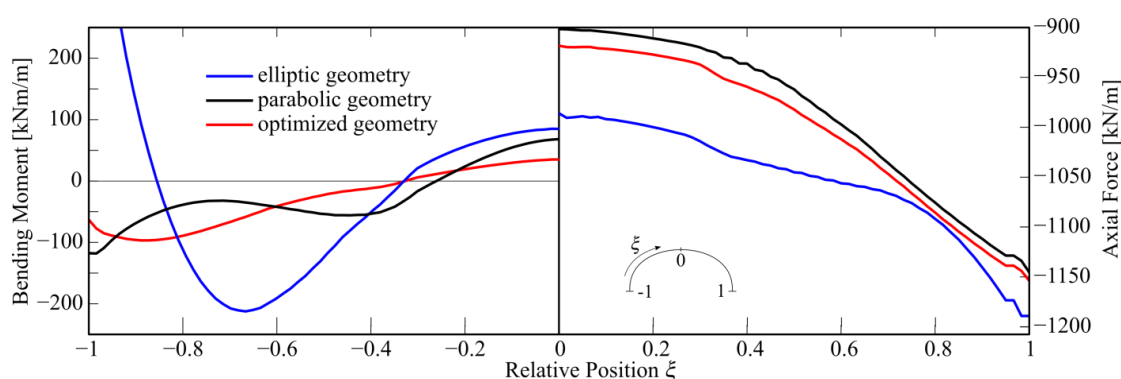


Obr. 5.13 Porovnání normálového napětí σ_x [MPa] – Typ B, podloží R, nadnásyp 5 m.

Z výsledných hodnot σ_x je zcela zřejmé násobně menší tahové napětí v průřezu optimalizované klenby 0.49 MPa ve srovnání s hodnotami 11.36; 3.10 MPa pro referenční geometrie a navíc vhodnou volbou cílové funkce jsou menší i tlakové napětí. Minimální hodnota tahového napětí má velký význam na tuhost železobetonového průřezu, resp. na omezení vzniku trhlin, zatímco zmenšení tlaku (složka od ohybového momentu) pozitivně redukuje míru dotvarování železobetonové klenby.

Toto porovnání také dokazuje zásadní důležitost volby geometrie střednice přesýpané klenby, která musí reflektovat konkrétní podmínky, především geotechnické a také působící zatížení – nelze navrhovat jednu univerzální geometrii.

Pro doplnění k předchozímu zobrazení napětí, jsou v následujícím grafu porovnány ohybové momenty a normálové síly pro optimalizovanou geometrii s vnitřními silami na referenčních geometriích.

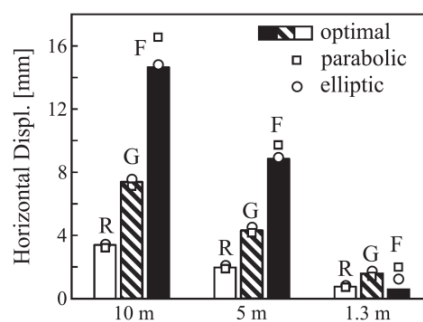


Obr. 5.14 Porovnání ohybového momentu [kNm/m] a normálové síly [kN/m] – Typ B, podloží R, nadnásyp 5 m.

Pro účely širšího porozumění chování a působení konstrukce přesýpané klenby byly vyhodnoceny výsledné horizontální posuny v patě střední klenby (Typ B). Horizontální posuny u_x pro jednotlivé optimalizované geometrie a referenční geometrie elipsy a paraboly jsou vyneseny v grafu na Obr. 5.15.

Ze statiky konstrukcí je znám princip přenosu zatížení zakřivenou střednicí oblouku, kde zatížením vznikají šikmé podporové reakce. Založení obloukových konstrukcí by proto mělo vzdorovat této horizontální síle bez vodorovných deformací a posunů. Přesýpané oblouky jsou ale vlivem interakce s bočním zásypem, který působí jako zatížení a zároveň jako tlaková podpora ve vodorovném směru komplikovaný konstrukční systém.

Z uvedeného grafu je evidentní jednotný proporční nárůst vodorovné deformace podle typu podloží a výšky násypu nad vrcholem klenby a to bez většího vlivu optimalizace geometrie.

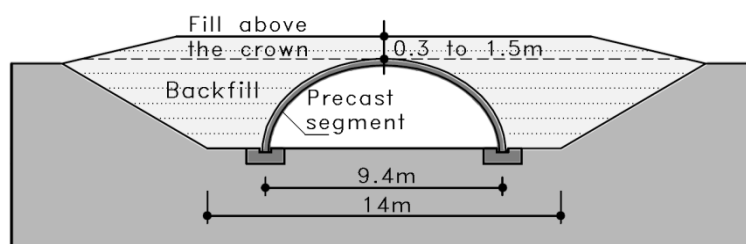


Obr. 5.15 Horizontální posuny u_x [mm] paty střední klenby Typ B pro jednotlivé typy podloží a výšky nadnásypu.

5.5 APLIKACE OPTIMALIZACE

Optimalizační algoritmus byl aplikován na reálnou konstrukci experimentálně vybudovanou za účelem měření působení přesypané klenby v průběhu výstavby. Experiment realizovaný na University of Massachusetts v Amherst (Webb, 1999) byl v této práci nejprve využit na verifikaci metodiky analýzy přesypaných konstrukcí a kalibraci výpočtových modelů na základě provedených.

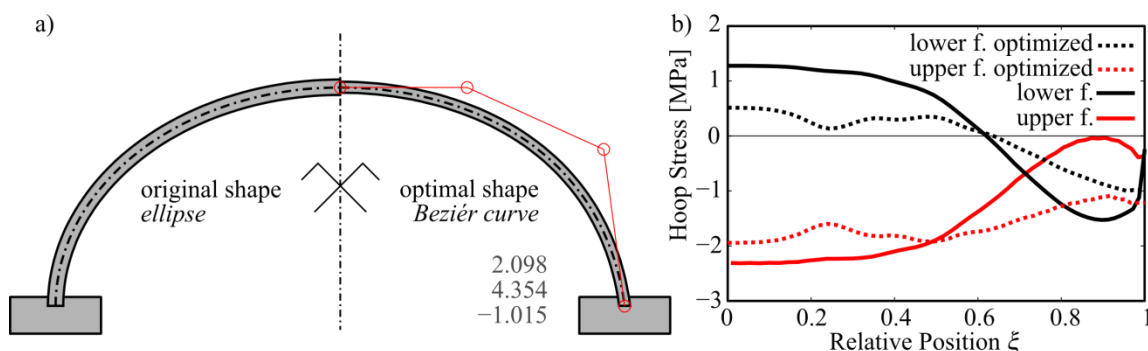
Následně byl kalibrovaný výpočtový model parametrizován a byla provedena optimalizace geometrie klenby za účelem teoretické redukce tahového napětí. Zároveň byla také redukována tloušťka klenby s ohledem na redukci napětí po optimalizaci tvaru, původní tloušťka železobetonové klenby systému BEBO byla 254 mm. Do optimalizace byla zadána klenba s konstantní tloušťkou 180 mm.



Obr. 5.16 Schéma testované přesypané klenby s původními rozměry.

Pro porovnání možností optimalizačních algoritmů byla zároveň provedena optimalizace geometrie střednice i pro klenbu s původní tloušťkou. Původní klenba byla zhotovena z železobetonových prefabrikátů systému BEBO, geometrii střednice odpovídá elipse. Celkem byly vyhodnoceny a porovnány 4 výpočtové modely odpovídající:

- 1) Původní klenba; $t = 254$ mm – *thick*
- 2) Optimalizovaná klenba; $t = 254$ mm – *thick & optimized*
- 3) Původní klenba; $t = 180$ mm – *thin*
- 4) Optimalizovaná klenba; $t = 180$ mm – *thin & optimized*



Obr. 5.17 (a) Srovnání geometrií původní klenby a optimalizované. (b) Srovnání normálového napětí v krajních vláknech na původní klenbě $t = 254$ mm a optimalizované klenbě $t = 180$ mm.

Z grafu je patrné snížení tahových napětí z původních 1.4 MPa na 0.5 MPa (ve vrcholu na dolních vláknech) navíc při redukcí tloušťky klenby z 254 mm na 180 mm.

6 VYBRANÉ PROBLÉMY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

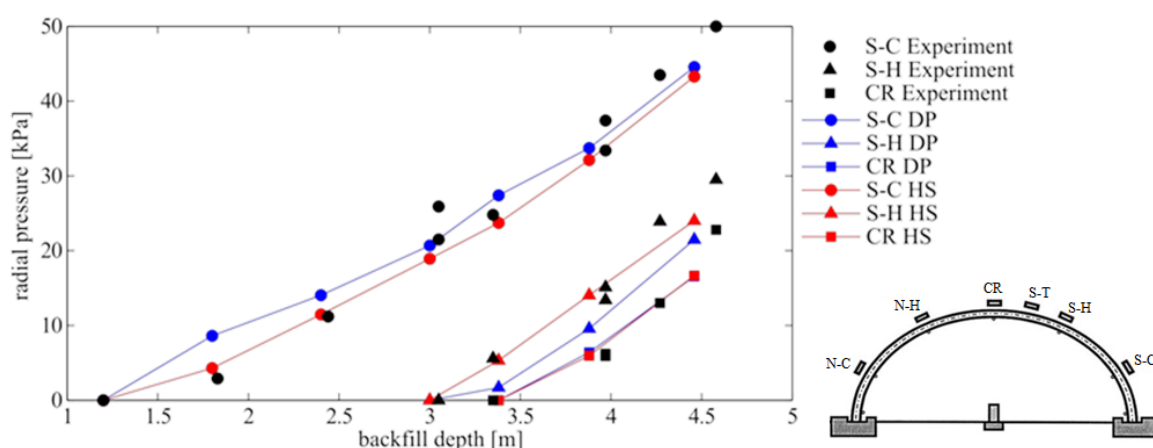
V poslední kapitole této práce je popsáno zatížení přesypaných konstrukcí a to především účinky zemních tlaků a lokálního zatížení dopravou. Variace napětí v klenbě od lokálního zatížení je analyzováno ve studii vlivu výšky nadnásypu s využitím prostorového výpočtového FE-modelu.

6.1 ZATÍŽENÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

Pro vyšší zemní tělesa je rozhodující stálé zatížení působící na objekt vyvoláno tlaky zemního tělesa, dále se uvažuje vlastní tíha klenby a přetížení povrchu. Z proměnných zatížení je třeba zvážit zatížení dopravou, změnami teplot a přetížení sněhem. Neměl by být opomenut vliv smršťování a dotvarování. Vliv dotvarování lze redukovat nalezením výslednicového tvaru střednice.

6.1.1 Zemní tlaky

K dimenzi přesypané klenby je rozhodující zatížení vyvolané tíhou zeminy, z kterého se stanoví zemní tlaky svislé σ_y a vodorovné σ_x . Svislý zemní tlak lze snadno určit z tíhy zeminy a výšky zásypu $\sigma_y = \gamma \cdot h$. Vodorovné zemní tlaky $\sigma_x = \sigma_y \cdot K$ se určí ze σ_y v závislosti na velikosti posunu, pootočení a přetvoření konstrukce. V průběhu výstavby se typy zemních tlaků mění podle stupně zasypání klenby a jejich praktické určení pro analytický výpočet může být komplikované. Z následujících porovnání predikovaných hodnot z výpočtových modelů a experimentální měření z tlakových snímačů na přesypaných klenbách lze konstatovat, že výpočtové modely realizované v této práci výstižně predikovaly působení zemního tlaku na povrch klenby.



Obr. 6.1 Zemní tlak na povrch klenby v průběhu zasypávání klenby v Amherst; pozice tlakových snímačů.

6.1.2 Vliv hutnění

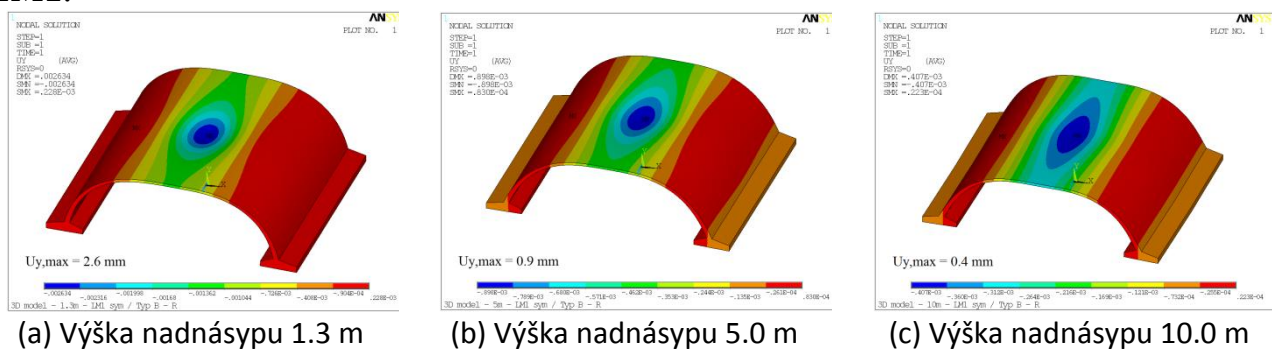
Při verifikaci komplexních výpočtových FE-modelů se osvědčil postup přidavných horizontálních zatížení, která simulují reziduální účinky hutnění u klenby (Taleb & Moore, 1999). Velikost zatížení odpovídá hutnicímu prostředku.

6.1.3 Zatížení dopravou

Účinky lokálního nahodilého zatížení přesýpaných konstrukcí závisí na výšce přesypání násypu nad vrcholem klenby, pro nízké násypy nad klenbou může mít nahodilé zatížení zásadní význam pro dimenzování konstrukce.

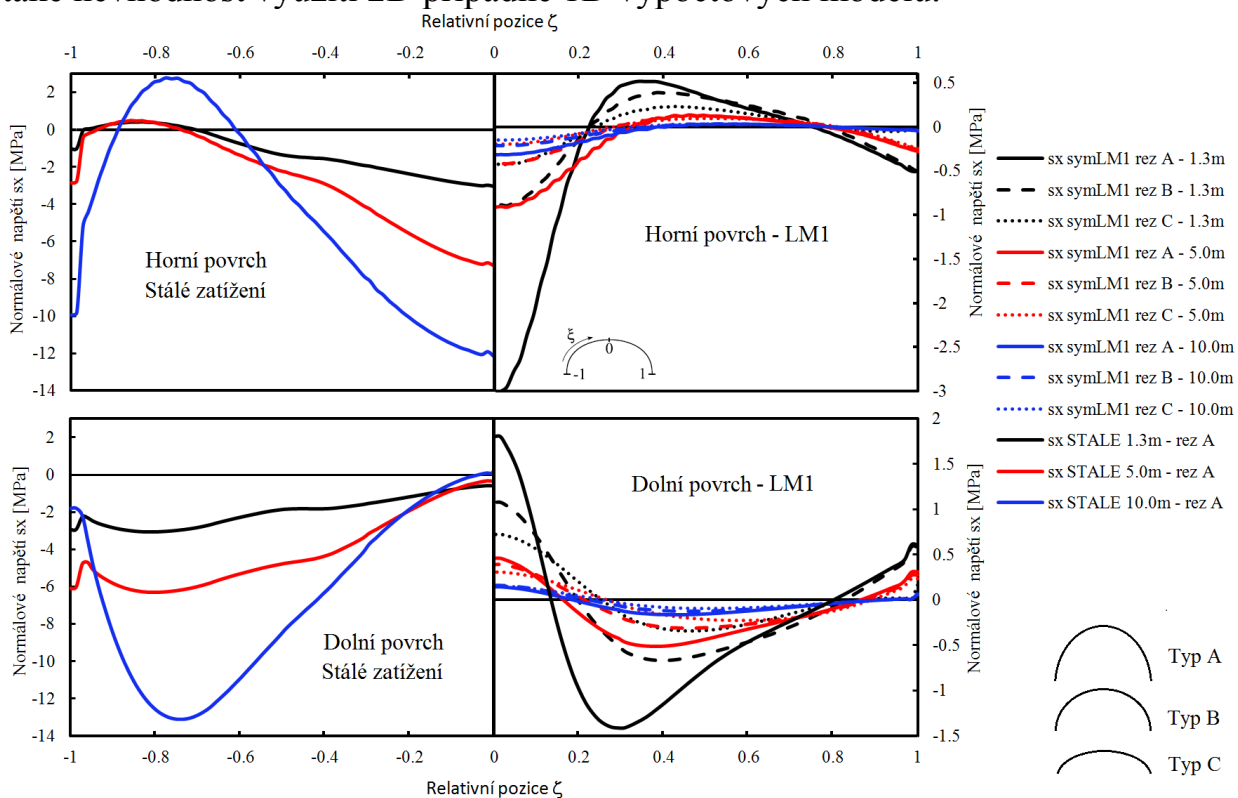
6.1.4 Vliv výšky násypu na roznos lokálního zatížení

K porovnání účinku lokálního zatížení dopravou na přesýpanou klenbu byl vytvořen prostorový FE-model s objemovými elementy, na výsledcích je porovnáno: (i) vliv výšky nadnásypu na roznos; (ii) variace účinků v klenbě v podélném směru; (iii) srovnání vnitřních sil a napětí od stálého zatížení a zatížení dopravou, modelem LM1.



Obr. 6.2 Porovnání svislé deformace U_y [m], symetrické postavení LM1.

Výsledky rozdělení normálového napětí σ_x ve vrcholu klenby potvrzují citované práce o variaci napětí a deformace po délce klenby od lokálně působícího zatížení a také nevhodnost využití 2D případně 1D výpočtových modelů.

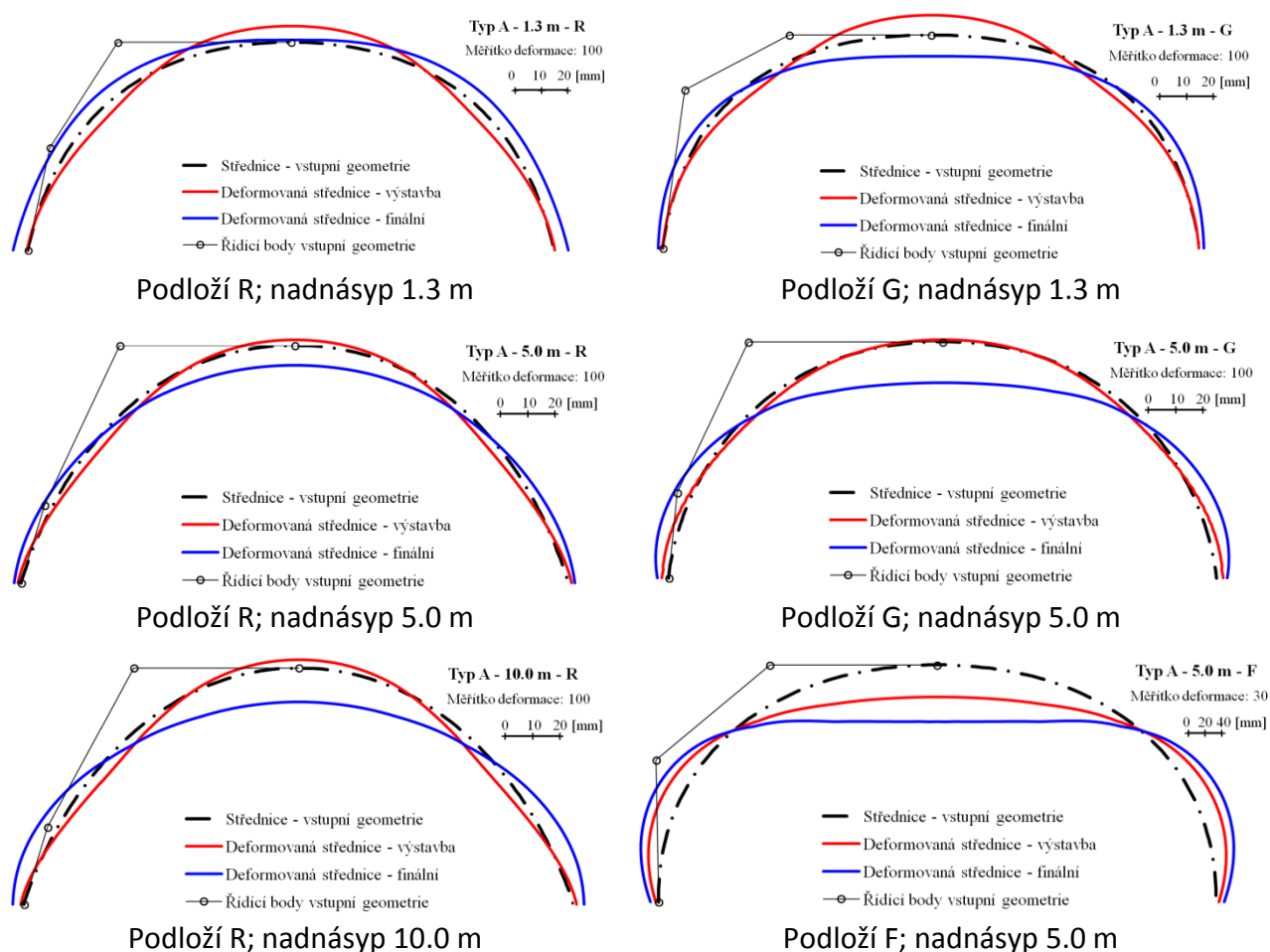


Obr. 6.3 Variace napětí σ_x [MPa]; porovnání σ_x pro stálé zatížení a σ_x od přírůstku LM1.

6.2 POZNÁMKY K PROBLEMATICE PŘESYPANÝCH OBLOUKŮ

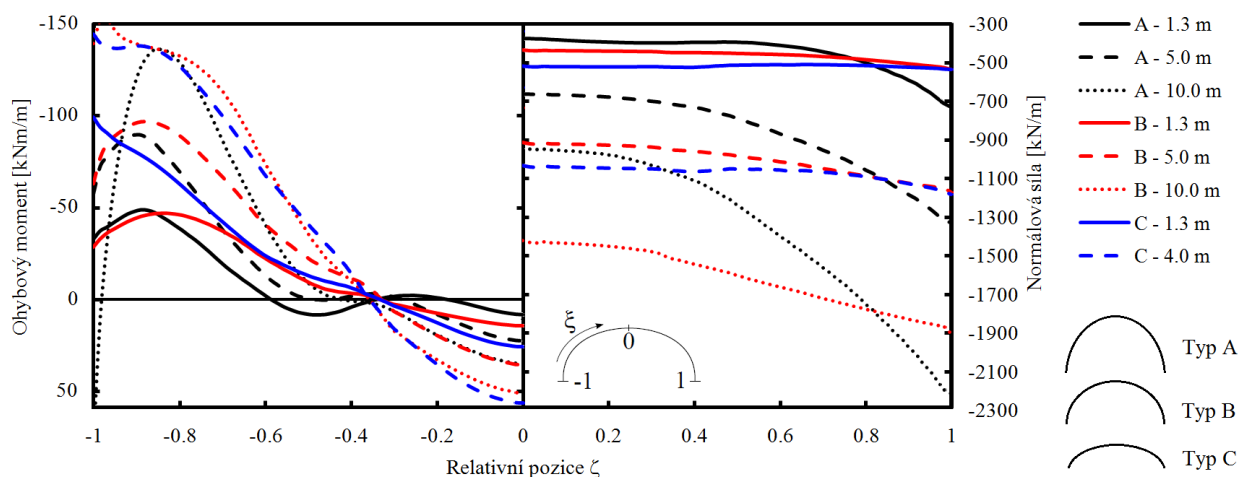
6.2.1 Efekt postupného zasypávání štíhlé klenby

Následující srovnání deformací štíhlé klenby z výpočtových modelů v průběhu výstavby (Obr. 6.4) odpovídá předpokládaným deformacím, popsáným v úvodu.



Obr. 6.4 Deformace střednice štíhlé klenby v průběhu výstavby – Typ A, nadnásyp 1.3; 5.0; 10.0 m (deformace je 100× zvětšena).

6.2.2 Analýza vnitřních sil v klenbě v závislosti na vzepětí a výšce nadnásypu



Obr. 6.5 Porovnání pro jednotlivé geometrie: ohybový moment a normálová síla, podloží R.

7 ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE

Práce byla rozdělena do pěti tematických celků: (i) zpracování problematiky modelování zemin a zemních tlaků; (ii) vývoj výpočtového modelu přesýpaných konstrukcí; (iii) verifikace výpočtového modelu porovnáním s výsledky experimentů; (iv) analýza vybraných problémů doprovázejících návrh přesýpaných konstrukcí; (v) optimalizace geometrie klenby s využitím verifikovaného výpočtového modelu.

Byl vyvinut komplexní FE-výpočtový model reflektující nejdůležitější aspekty k predikci odezvy systému zásyp-klenba přesýpaných konstrukcí: tuhost podloží, geometricky nelineární výpočet štíhlé klenby, postupná výstavba s přitížením od hutnění, jednostranná tlaková vazba mezi zásypem a klenbou včetně tření a materiálový model zeminy. Výpočtové modely byly analyzovány v dostupných komerčních programech ANSYS a PLAXIS.

V práci jsou prezentovány měření z experimentů: přesýpaná klenba na University of Massachusetts, přesýpaná klenba v Albertě a přesýpaná klenba z vlnitého plechu na Queen's University Ontario, kde bylo testováno lokální zatížení. Na základě měřených deformací a zemních tlaků, byl verifikován vyvinutý výpočtový model. Výsledky srovnání měření z experimentů a výpočtových modelů jsou prezentovány v přílohách.

Kalibrované výpočtové modely byly následně využity k analýze optimální geometrie přesýpané klenby s cílem nalezení výslednicové (bezmomentové) geometrie střednice. Pro potřeby optimalizace přesýpané klenby s vlivem interakce byla vyvinuta efektivní optimalizační metoda, která je použitelná nejen na všechny typy klenbových přesýpaných konstrukcí včetně ocelových z vlnitého plechu, ale obecně na jakoukoliv obloukovou konstrukci v rámci sdruženého systému, kde není použitelná základní metoda pro nalezení výslednicové geometrie oblouků. Pro nalezení optimální geometrie je využita parametrická Beziérova křivka, takže výsledná geometrie je určena matematickou rovnicí, další výhodou je estetické působení výsledné hladké křivky obloukové konstrukce.

Následně byla zpracována obsáhlá parametrická studie optimálních geometrií v závislosti na typu podloží a výšce násypu nad vrcholem klenby. Optimální geometrie byly nalezeny pro 3 typy kleneb podle vzepětí: (i) vysoká 8.7 m; (ii) střední 6.366 m; (iii) plochá 4.2 m. Rozpětí bylo konstantní 20 m pro všechny klenby. Výsledné geometrie jsou graficky prezentovány včetně parametrů Beziérovi křivky pro praktické využití.

Z výsledku parametrické studie jsou zřetelné související trendy mezi jednotlivými výslednými geometriemi, které se vzájemně liší podle typu podloží a výšky nadnásypu. Dalším zjištěním jsou jednotné proporce výsledných tvarů v závislosti na podloží a nadnásypu pro vysokou i plochou klenbu. Z porovnání násobně rozdílných normálových napětí optimalizované a referenční geometrie vyplývá význam optimalizace pro redukci ohybové složky, resp. tahových napětí

v betonovém průřezu. Tuhosti podloží ovlivňují geometrii i výsledné napětí, zatímco pro měkké jílovité podloží vzniká i po optimalizaci tahové napětí, pro klenby na skalním podloží tahové napětí buď nevzniká, nebo je zanedbatelné a to pro 10 m vysoký násyp nad klenbou. Tento výsledek potvrzuje všeobecně známé doporučení, že ideální založení pro obloukovou konstrukci je na skalním podloží. Ale také lze konstatovat, že pro skalní podloží lze danou metodikou navrhnout velmi štíhlé obloukové skořepiny. Výsledky parametrické optimalizační studie jsou prezentovány v samostatné příloze.

Optimalizace byla aplikována na verifikovanou klenbu z experimentu z University of Massachusetts za účelem teoretického snížení tahových napětí. Nejdříve byla redukována tloušťka průřezu z 254 mm na 180 mm a následně vyhodnocena optimální geometrie. Nalezením výslednicové geometrie bylo sníženo normálové tahové napětí o polovinu a to i po významné redukci tloušťky klenby. Na původní klenbě s geometrií odpovídající elipse vycházelo největší tahové napětí 1.3 MPa, zatímco na optimalizované klenbě 0.65 MPa.

Za účelem ověření vlivu lokálního zatížení dopravou byla provedena studie na 3D modelu klenby dlouhé 20 m, výška nadnásypu byla 1.3; 5.0 a 10.0 m. Zatížení odpovídá modelu LM1 dvě nápravy, celkem 600 kN. Byly vyhodnoceny dvě varianty postavení: (i) symetrické, nad vrcholem klenby; (ii) asymetrické, v čtvrtině rozpětí klenby. Výsledky potvrzují variaci napětí a vnitřních sil po délce klenby a z toho vyplývající nevhodnost 2D modelu v rovinné deformaci pro analýzu lokálního zatížení. Dalším zjištěním je zanedbatelný vliv lokálního zatížení pro vyšší nadnásypy, v případě 5 m vysokého nadnásypu je přírůstek tlakového napětí v klenbě 1 MPa, zatímco od stálého zatížení 7 MPa (tahové napětí od stálého zatížení byl minimalizováno optimalizací). Vlivem spolupůsobení s násypem není pro přesypané klenby rozhodující asymetrické lokální zatížení jako u klasických obloukových konstrukcí, ale pozice zatížení ve vrcholu klenby, kde je nejnížší vrstva násypu a nedochází k roznosu zatížení na větší plochu vrcholu klenby.

V závěru práce jsou prezentovány srovnání výsledků z velkého množství modelů jednotlivých geometrií, jako je např. vývoj vnitřních sil při postupné výstavbě, napětí v základové spáře.

Závěrem lze konstatovat přínos této práce pro inženýrskou praxi. Byl vyvinut účinný výpočtový model interakční úlohy pro řešení přesypaných konstrukcí. Komplexní výpočtový model lze využít jako účinný nástroj pro analýzy sofistikovaných progresivních konstrukcí s vlivem interakce.

Dalším přínosem pro praktické návrhy je aplikace aktuálních optimalizačních metod, kterými bylo docíleno zlepšení návrhu ve srovnání s obvyklým postupem v praxi. Výhodou prezentované metodiky optimalizace tvaru střednice je její aplikace na jakoukoliv obloukovou konstrukci.

7.1 DALŠÍ VÝVOJ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ

Přesypané klenby jsou tradiční konstrukce, přesto s vývojem výpočetní techniky a materiálových modelů pro geotechnické úlohy lze vytvářet přesnější výpočtové modely vystihující nelineární chování zeminy a interakci s konstrukcí. Při použití výstižnějších modelů je tedy možné přesněji predikovat teoretické působení tenkostěnných železobetonových skořepin.

Z konstrukčního hlediska lze velmi efektivního návrhu konstrukce dosáhnout optimalizací geometrie i jednotlivých komponentů konceptu přesypané konstrukce. Robustní nástroje matematické topologické optimalizace se postupně zavádějí do dostupných komerčních softwarů. Náklady na realizaci optimalizované klenby s minimálním tahovým napětím a optimalizovanými rozměry by se tak ještě snížily.

Kombinovaný konstrukční systém je ideální úlohou pro citlivostní analýzy, které by mohli kvantifikovat vliv jednotlivých komponentů integrovaného nosného systému a spolu s optimalizačními metodami zdokonalit návrh a technologii přesypaných konstrukcí s efektivním využitím konstrukčních materiálů.

Další oblastí přesypaných obloukových konstrukcí, kde je možné hledat zlepšení, je uspořádání konstrukčního systému za účelem přenesení šikmých podporových reakcí pro konstrukce na neúnosném podloží v případech kdy táhla mezi základy nejsou výhodná s ohledem na údržbu, prostorové uspořádání a navazující objekty.

Z technologického hlediska se stále rozšiřuje aplikace vysokohodnotných a vysokopevnostních betonů v celé oblasti stavebních konstrukcí a také různé typy vláknobetonů. Pro tenkostěnné skořepiny se nabízí velmi aktuální technologie kompozitního betonového průřezu vyztuženého textilií, tzv. Textile Reinforced Concrete – TRC. Toto nové řešení se stále rozvíjí, první realizovanou konstrukcí je 17 m dlouhá lávka v Německu z roku 2006 (Curbach, et al., 2008).

S vývojem technologie štíhlých betonových skořepin, využitím komplexních výpočtových modelů interakční úlohy a aplikací optimalizačních metod lze navrhovat efektní a zároveň efektivní a hospodárné konstrukce.

Inovativní přístup lze aplikovat i pro materiál zásypu, kde je využitím lehčeného kameniva nebo expandovaného polystyrenu redukováno zatížení klenby, resp. účinky na založení. Dále je možné v souladu s technologickými předpisy použít i recyklované materiály.

Pro analýzy zásypu přesypaných konstrukcí je důležitým faktorem vývoj reziduálního napětí od hutnění. Lze předpokládat, že toto napětí v čase klesá, ale v dostupné literatuře tento jev není dostatečně zpracován. Dalším souvisejícím problémem, který nebyl významněji analyzován, je vlastní dotvarování zásypu a přerozdělení zatížení mezi jednotlivými komponenty integrovaného systému přesypaných konstrukcí v delším časovém období.

VYBRANÁ AUTORSKÁ PUBLIKAČNÍ ČINNOST

- Houšť, V., & Stráský, J. (2009). *Analýza tenkostěnných přesýpaných kleneb*. BETON TKS (5), pp. 60-65, ISSN 1213-3116.
- Houšť, V., Eliáš, J., & Stráský, J. (2011). *Vliv geologie podloží na optimální geometrii tenkostěnné přesýpané klenby*. Mezinárodní symposium MOSTY 2011. SEKURON s.r.o., Brno, ISBN:978-80-86604-52-7.
- Houšť, V., Eliáš, J., & Miča, L. (2013). *Shape optimization of concrete buried arches*. Engineering Structures (48), stránky 716–726, ISSN 0141-0296.

SEZNAM VYBRANÝCH UŽITÝCH ZDROJŮ

- ASTM-D2487-11. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. PA: ASTM International.
- Clough, G. W., & Duncan, J. M. (1991). Earth pressures. V H.-Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook*. London: Springer.
- Barták, J., & Buček, M. (1991). Zemní tlaky na tenkostěnné ostění přesýpaných staveb. *11. geotechnické symposium Revize ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce, 11.-12.6.1991* (stránky 115-125). Znojmo: Katedra geotechniky FSv ČVUT Praha.
- Bechyně, S. (1962). *Betonové mosty obloukové. Mosty pro zvláštní účely* (3. vyd.). Praha: SNTL.
- Herle, I. (2003). *Základy matematického modelování v geomechanice*. Prague: Karolinum.
- Holgate, A. (1997). *The Art of Structural Engineering: The Work of Jörg Schlaich and His Team*. Stuttgart: Axel Menges.
- Janda, L., Kleisner, Z., & Zvara, J. (1988). *Betonové mosty*. Praha: SNTL.
- Feda, J. (1977). *Základy mechaniky partikulárních látek*. Praha: Academia.
- Kovári, K., & Tisa, A. (1998). Computational model and charts for cut-and-cover tunnels. *Colloquium Tunnel Structures*. Stockholm: IABSE.
- McGrath, T. J., Moore, I. D., Selig, E. T., Webb, M. C., & Taleb, B. (2002). *Recommended Specifications for Large-Span Culverts* (Vol. NCHRP Report 473). Washington D.C.: National Academy Press.
- Taleb, B., & Moore, I. D. (1999). Metal culvert response to earth loading: Performance of two-dimensional analysis. *78th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, (pp. 25-36). Washington D.C.
- Webb, M. C. (1999). *Improved design and construction of large-span culverts. Ph.D. dissertations*. Amherst: University of Massachusetts.