

České vysoké učení technické v Praze



Fakulta stavební  
Katedra mechaniky

Poruchy budov způsobené ražením tunelů

Diplomová práce

Martin Hlavačka

Vedoucí práce: Jan Vorel

16. prosince 2011

*Prohlášení*

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího diplomové práce Ing. Jana Vorla, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 16. prosince 2011

.....  
Martin Hlavačka

## *Poděkování a věnování*

Na tomto místě je mou milou povinností poděkovat všem, kteří se zasloužili o vznik této diplomové práce. Rád bych poděkoval Ing. Janu Vorlovi, Ph.D. za trpělivost a ochotu, kterou prokázal při vedení mé diplomové práce.

Za konzultace ohledně programu OOFEM a mechaniky obecně bych rád poděkoval prof. Dr. Ing. Bořku Patzákovi a Ing. Janu Stránskému. Za poskytnuté konzultace, rady a další zasvěcení do problematiky děkuju také prof. Ing. Michalu Šejnohovi, Ph.D., DSc., Ing. Janu Sýkorovi, Ph.D. a Ing. Tomášovi Jandovi, Ph.D.

Dále děkuju mé rodině, která mě během celého studia podporovala což, jak si plně uvědomuji, není zcela samozřejmé. V neposlední řadě bych chtěl poděkovat spolužákům a přátelům, s nimiž jsem si nejen během studia užil spousty legrace.

Za finanční podporu děkuju projektu SGS11/021/OHK1/1T/11.

*rodičům*

*nejjasnějším světům v nejtemnějších nocích*

## **Abstrakt**

Předložená diplomová práce se zabývá analýzou odezvy a poruch nosné konstrukce budovy způsobené vlivem ražení tunelů. Analýza byla provedena volně šiřitelným programem s objektově orientovanou architekturou OOFEM, pracujícím na základě metody konečných prvků. V práci je diskutováno chování konstrukce při působení řady statických zatížení (vlastní tíha, užitné zatížení, zatížení sněhem) spolu s poklesy způsobené ražením tunelů. Jsou ukázány a diskutovány dosažené numerické výsledky (velikost a rozdělení posunů, napětí, parametru poškození a plastických deformací) na několika výpočtových modelech konstrukce budovy spolu s několika konstitutivními vztahy popisující chování materiálu. Ten byl simulován elastickým modelem, dvěma podmínkami opírající se o mechaniku poškození a dvěma podmínkami plasticity. Na závěr je uvedeno zhodnocení práce spolu s doporučeními pro její další rozvíjení.

## **Abstract**

Tunnels in towns and cities inevitably go under existing infrastructure and can have a strong influence on the strength, lifetime and process of realization. The main focus of this research is to investigate the behavior and damage evolution of buildings due to deformations in the subsoil caused by tunneling. All included numerical investigations were performed using OOFEM, a finite element code with the object oriented architecture. Throughout the analysis, different models are assumed to characterize the material behavior and the pros and cons of each approach are compared.



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**  
**Fakulta stavební**  
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

studijní program: Stavební inženýrství  
studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby  
akademický rok: 2011/2012

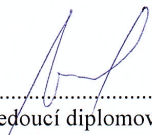
Jméno a příjmení diplomanta: Martin Hlavačka  
Zadávající katedra: Mechaniky  
Vedoucí diplomové práce: Ing. Jan Vorel, Ph.D.  
Název diplomové práce: Poruchy budov způsobené ražením tunelů  
Název diplomové práce  
v anglickém jazyce: Damage of buildings induced by tunnelling  
Rámcový obsah diplomové práce: Studium dostupné literatury, vytvoření numerických modelů  
budov a výpočet jejich poškození vlivem poklesu podloží

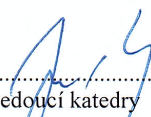
Datum zadání diplomové práce: 2.9.2011 Termín odevzdání: 23.12.2011  
(vyplňte poslední den výuky přísl. semestru)

Diplomovou práci lze zapsat, kromě oboru A, v letním i zimním semestru.

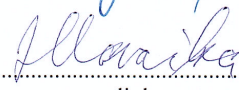
Pokud student neodevzdal diplomovou práci v určeném termínu, tuto skutečnost předem písemně zdůvodnil a omluva byla děkanem uznána, stanoví děkan studentovi náhradní termín odevzdání diplomové práce. Pokud se však student řádně neomluvil nebo omluva nebyla děkanem uznána, může si student zapsat diplomovou práci podruhé. Studentovi, který při opakovaném zápisu diplomovou práci neodevzdal v určeném termínu a tuto skutečnost řádně neomluvil nebo omluva nebyla děkanem uznána, se ukončuje studium podle § 56 zákona o VŠ č.111/1998 (SZŘ ČVUT čl 21, odst. 4).

*Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.*

  
.....  
vedoucí diplomové práce

  
.....  
vedoucí katedry

Zadání diplomové práce převzal dne: 2.9.2011

  
.....  
diplomant

Formulář nutno vyhotovit ve 3 výtiscích – 1x katedra, 1x diplomant, 1x studijní odd. (zašle katedra)

Nejpozději do konce 2. týdne výuky v semestru odešle katedra 1 kopii zadání DP na studijní oddělení a provede zápis údajů týkajících se DP do databáze KOS.

DP zadává katedra nejpozději 1. týden semestru, v němž má student DP zapsanou.  
(Směrnice děkana pro realizaci stud. programů a SZZ na FSv ČVUT čl. 5, odst. 7)

# Obsah

<b>1 Úvod</b>	<b>1</b>
<b>2 Teoretický základ</b>	<b>3</b>
2.1 Stanovení velikosti a tvaru poklesové kotliny . . . . .	3
2.1.1 Vznik poklesových kotlin . . . . .	3
2.1.2 Možnosti předpovědi poklesové kotliny . . . . .	3
2.1.3 Vliv polohy stavebních objektů vůči podélné ose poklesové kotliny na vývoj deformací stavebních objektů . . . . .	7
2.2 Historický vývoj MKP . . . . .	8
2.3 Princip MKP . . . . .	9
2.4 Konvergence MKP . . . . .	10
2.5 Odhad chyby . . . . .	11
2.6 Metody řešení soustav lineárních rovnic . . . . .	11
2.7 Metody řešení soustav nelineárních rovnic . . . . .	12
2.8 Konstitutivní vztahy . . . . .	14
2.8.1 Izotropní lineárně pružný materiál . . . . .	14
2.8.2 Model izotropního poškození . . . . .	15
2.8.3 Potíže s popisem změkčení . . . . .	18
2.8.4 Materiálový model kombinující teorii poškození a plasticity . . . . .	20
2.8.5 Druckerova-Pragerova podmínka plasticity . . . . .	20
2.8.6 Misesova podmínka plasticity . . . . .	22
<b>3 Konstrukční řešení budovy</b>	<b>22</b>
3.1 Stručný popis budovy . . . . .	22
3.2 Materiál budovy . . . . .	23
3.3 Zatížení konstrukce a zatěžovací stavy . . . . .	24
3.4 Kombinace zatěžovacích stavů . . . . .	26
3.5 Modelování . . . . .	27
<b>4 Mechanická odezva konstrukce</b>	<b>29</b>
4.1 Program OOFEM . . . . .	29
4.2 Lineární odezva . . . . .	29
4.3 Lineární odezva s kontaktními prvky s vyloučením tahu . . . . .	35
4.4 Lineární odezva s kontaktními prvky s uvažováním tahu . . . . .	37
4.5 Mechanická odezva pro izotropní model poškození betonu . . . . .	44
4.6 Odezva pro materiálový model kombinující teorii plasticity a poškození . . . . .	46
4.7 Odezva modelu konstrukce s využitím Druckerovy-Pragerovy podmínky plasticity . . . . .	48
4.8 Odezva modelu konstrukce pro Misesovu podmínku plasticity . . . . .	52
<b>5 Závěr</b>	<b>60</b>
<b>Literatura</b>	<b>61</b>

## Seznam tabulek

1	Parametry betonu . . . . .	24
2	Charakteristické hodnoty zatížení a příslušní součinitelé . . . . .	26
3	Jednotky parametrů betonu uvažované v programu OOFEM . . . . .	29
4	Parametry betonu uvažované v lineárním výpočtu . . . . .	30
5	Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu izotropního modelu poškození .	44
6	Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu pro model kombinující poškození a plasticitu . . . . .	46
7	Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu pro Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity . . . . .	48
8	Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu pro Misesovu podmínku plasticity	52

## Seznam obrázků

1	Poškození budov během ražby tunelu Heathrow [19] . . . . .	1
2	Fener-Pacherova křivka porušení . . . . .	4
3	Definice směrů os souřadného systému . . . . .	5
4	Aproximace poklesové kotliny v příčném směru . . . . .	5
5	Aproximace poklesové kotliny ve svislém směru . . . . .	6
6	Aproximace poklesové kotliny v podélném směru . . . . .	6
7	Axonometrický pohled na poklesovou kotlinu . . . . .	7
8	Popis chování poklesové kotliny v příčném směru . . . . .	7
9	Vliv polohy poklesové kotliny vůči stavebnímu objektu na jeho deformace . . . . .	8
10	Richard Courant . . . . .	9
11	Myšlenka MKP . . . . .	10
12	Znázornění konvergence MKP . . . . .	10
13	Princip metody Newton-Raphson . . . . .	13
14	Svazek pružných vláken . . . . .	15
15	Poškození při vzrůstající deformaci . . . . .	16
16	Plocha poškození v prostoru hlavních napětí odpovídající Mazarsově definici ekvivalentní deformace . . . . .	17
17	Plocha poškození v prostoru hlavních napětí odpovídající Rankinově definici ekvivalentní deformace . . . . .	18
18	Pracovní diagram materiálu se změkčením . . . . .	19
19	Definice lomové energie a fáze vzniku a rozvoje trhlin . . . . .	19
20	Pružnoplastický materiál (a), pružný materiál s poškozením (b), pružnoplastický materiál s poškozením (c) . . . . .	20
21	Grafické zobrazení podmínky plasticity pro jednoosou napjatost . . . . .	21
22	Řez Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity pro rovinnou napjatost . . . . .	21
23	Řez Misesovou podmínkou plasticity pro rovinnou napjatost . . . . .	22
24	Axonometrický pohled na konstrukční systém objektu . . . . .	23
25	Detail sítě konečných prvků . . . . .	23
26	Skladba stropu . . . . .	24
27	Skladba střechy . . . . .	25
28	Grafické znázornění rozpočítání zatížení do uzlů sítě KP . . . . .	25
29	Prostorový prvek Solid 185 v programu ANSYS . . . . .	27
30	Prostorový prvek LSpace v programu OOFEM . . . . .	27
31	Transformace mezi souřadným systémem $x, y$ a $z$ do soustavy souřadnic $\xi, \eta$ a $\zeta$ . . . . .	28
32	Znázornění jednotlivých čísel záběrů, které jsou popisovány v textu . . . . .	30
33	Svislé posuny $u_z$ od vlastní tíhy, užitečného zatížení a zatížení sněhem, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	31
34	Svislé napětí $\sigma_z$ od vlastní tíhy, užitečného zatížení a zatížení sněhem, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	31
35	Svislé posuny $u_z$ pro první záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	32
36	Svislé napětí $\sigma_z$ pro první záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	32
37	Svislé posuny $u_z$ pro 20. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	33
38	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 20. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	33
39	Svislé posuny $u_z$ pro 38. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	34
40	Grafické znázornění nárůstu svislých poklesů vyznačeného rohu budovy . . . . .	34
41	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 38. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	35
42	Pracovní diagram kontaktního prvku přenášející pouze tlak . . . . .	35
43	Princip kontaktních prvků . . . . .	36
44	Svislé posuny $u_z$ bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky bez uvažování tahu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	36
45	Svislé napětí $\sigma_z$ bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky bez uvažování tahu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	37



46	Pracovní diagram kontaktního prvku s uvažováním chování v tlaku i tahu . . . . .	37
47	Svislé posuny $u_z$ bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	38
48	Svislé napětí $\sigma_z$ bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	38
49	Svislé posuny $u_z$ pro první záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	39
50	Svislé napětí $\sigma_z$ pro první záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	39
51	Svislé posuny $u_z$ pro 20. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	40
52	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 20. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	40
53	Svislé posuny $u_z$ pro 38. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	41
54	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 38. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	41
55	Vývoj svislého napětí $\sigma_z$ pro jednotlivé záběry čelby tunelu s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu (tahové napětí zobrazeno červeně, tlakové modře) . . . . .	42
56	Největší hodnoty napětí $\sigma_x$ pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	42
57	Největší hodnoty tlakových napětí $\sigma_y$ pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	43
58	Největší hodnoty tahových napětí $\sigma_y$ pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	43
59	Zobrazení parametru poškození $\omega$ bez uvažování poklesu terénu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	44
60	Zobrazení parametru poškození $\omega$ pro 9. záběr čelby tunelu, faktor zvětšení posunů $300\times$ . . . . .	45
61	Zobrazení parametru poškození $\omega$ s viditelným kinematickým mechanismem, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	45
62	Pohled na poškozenou oblast s kinematickým mechanismem, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	46
63	Zobrazení parametru poškození $\omega$ bez uvažování poklesu terénu, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	47
64	Zobrazení parametru poškození $\omega$ těsně před dosažením ztráty konvergence, faktor zvětšení posunů $200\times$ . . . . .	47
65	Svislé posuny $u_z$ bez zatížení poklesy pro model využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	49
66	Svislé napětí $\sigma_z$ bez zatížení poklesy pro model využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	49
67	Svislé posuny $u_z$ pro 38. záběr čelby tunelu modelu využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	50
68	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 38. záběr čelby tunelu modelu využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	50
69	První plastické deformace $\varepsilon_z$ modelu s Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	51
70	Plastické deformace $\varepsilon_x$ modelu s Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity pro poslední záběr tunelu, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	51
71	Pracovní diagram ideálně pružnoplastického materiálu s lineárním kinematickým zpevněním . . . . .	52
72	Svislé posuny $u_z$ bez zatížení poklesy pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	53

73	Svislé napětí $\sigma_z$ bez zatížení poklesy pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	53
74	Svislé posuny $u_z$ pro první záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	54
75	Svislé napětí $\sigma_z$ pro první záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $500\times$ . . . . .	54
76	Svislé posuny $u_z$ pro 20. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	55
77	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 20. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	55
78	První plastické deformace $\gamma_{yz}$ , faktor zvětšení posunů $130\times$ . . . . .	56
79	Svislé posuny $u_z$ pro 38. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	56
80	Svislé napětí $\sigma_z$ pro 38. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	57
81	Plastické deformace $\gamma_{yz}$ , faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	57
82	Vývoj svislého napětí $\sigma_z$ pro jednotlivé záběry čelby tunelu pro model s Misesovou podmínkou plasticity (tahové napětí zobrazeno červeně, tlakové modře) . . . . .	58
83	Největší hodnoty napětí $\sigma_x$ pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	58
84	Největší hodnoty tlakových napětí $\sigma_y$ pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	59
85	Největší hodnoty tahových napětí $\sigma_y$ pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů $100\times$ . . . . .	59

# 1 Úvod

Při ražbě mělkých tunelů dochází nejen ve městech k jejich vzájemným střetům se stávající nadzemní zástavbou a inženýrskými sítěmi [4]. Při ražbě zejména mělkých tunelů pak přetváření hornin v okolí výrubu dosahuje většinou až k povrchu terénu. Průběh a tvar poklesové kotliny, která tak vzniká, má zásadní vliv na přetváření nebo dokonce v některých případech i na stabilitu stavebních objektů nacházejících se v jejím dosahu. Základní otázkou přitom zůstává spolehlivá předpověď jejich deformací a z toho vznikajících napětí během ražeb dotýčných podzemních děl a dále stanovení spolehlivých deformačních mezí a limitních napětí, které je možné ještě připustit, aby nedošlo k narušení jejich statické funkce.

Učebnicovým příkladem havárie stavby je ražba tunelu Heathrow, spojujícího Londýn s letištěm [20]. Ke kolapsu tunelu došlo v ranních hodinách 21. října 1994 i přesto, že všemi účastníky výstavby byly zkušené firmy znalé postupů výstavby i geologických podmínek v daném místě. V tomto konkrétním případě pak základní příčinou nebyly nedostatky v teoretických znalostech nebo špatná projektová dokumentace, nýbrž špatná organizace stavby, nejasně definované vztahy mezi jednotlivými účastníky výstavby a složitý a pomalý proces rozhodování, podřízený ekonomickým, nikoliv technickým kritériím. Investor, kterým bylo město, přinutil prováděcí firmu k urychlenému pokračování stavby z důvodů dodržení termínu konce výstavby a to přesto, že již bylo na základě přímého dlouhotrvajícího měření deformací primárního tunelového ostění zřejmé, že hrozí nebezpečí kolapsu. Původní rozpočet vymezený výstavbě byl okolo 60 milionů liber, suma škod nakonec ale přesáhla 400 milionů liber.



Obrázek 1: Poškození budov během ražby tunelu Heathrow [19]

Motivací ke vzniku této diplomové práce bylo nejen vytvoření numerických modelů budovy a výpočet jejich posunů, napětí, poškození a plastických deformací vlivem poklesu podloží způsobené tunelováním, ale i použití volně šiřitelného programu OOFEM pro výpočet odezvy konstrukce. Snahou bylo využití co nejmenšího množství komerčně dostupného programového vybavení a soustředění se pouze na ty programy, které jsou volně k dispozici. Diskutována pak byla odezva takto vytvořených modelů v závislosti na zvolených materiálových modelech i vzájemná interakce budovy s podložím a to, jak se jednotlivé komponenty ovlivňují.

Členění práce je následující. V první kapitole jsou nastíněny základy dané problematiky a zmíněna je i motivace ke vzniku práce. Druhá kapitola podrobně podává nezbytný teoretický základ. Vysvětleny jsou všechny pojmy, které se v dalších částech budou využívat. Třetí kapitola

popisuje konstrukční systém zvoleného objektu budovy a postup jeho modelování. Hlavním cílem je sestavení výpočetních modelů budovy pro výpočet statických a deformačních veličin. Těžištěm celé práce je čtvrtá kapitola, která obsahuje numerické výsledky a jejich diskuzi. Ověřeno bylo chování konstrukce pro několik materiálových modelů popisující chování materiálu konstrukce. Nejdříve byla stanovena odezva pro lineárně pružný výpočet, následně byl tento model doplněn o kontaktní prvky s uvažováním vyloučení tahu v základech konstrukce a poté s uvažováním tahu. Dále byly využity vztahy mechaniky poškození popisující redukci tuhosti materiálu a poté i vzniku plastických oblastí. Nelineární chování materiálu je tedy popisováno změnami vlastností materiálu. Pro výpočet nelineárního chování byla použita metoda Newton-Raphson. Konečná pátá kapitola rekapituluje dosažené výsledky a obsahuje i náměty pro další práci.

## 2 Teoretický základ

### 2.1 Stanovení velikosti a tvaru poklesové kotliny

#### 2.1.1 Vznik poklesových kotlin

Tvar poklesové kotliny závisí na řadě faktorech. Některé jsou částečně nebo úplně v rukou projektanta či zhotovitelé firmy provádějící ražbu, jiné lze ovlivnit jen velmi těžce nebo vůbec. Faktory ovlivňující velikost a tvar poklesové kotliny můžeme rozdělit podle původu na

- technologické,
- neovlivnitelné,
- nenadálé.

Mezi faktory, které lze v určitém rozsahu měnit v době projektu patří zejména průměr tunelové trouby, hloubka tunelové trouby pod terénem a technologie ražeb. V případě dvojice rovnoběžných tunelů i jejich vzdálenost mezi nimi. Naopak mezi faktory, které měnit nelze, patří především vlastnosti přítomných hornin, původní napjatosti, původní vodní režim, vyplavování jemných částic a trasa tunelu, pokud je vynucená dopravním řešením. V určitém rozsahu je možné také zlepšovat vlastnosti hornin injektáží, kotvami, svorníky, odvedením vody atd.

Mezi faktory, které ovlivňují tvar a velikost poklesové kotliny nejvíce, patří zejména způsob členění čelby při ražbě. Svislá členění profilu tunelu dávají výrazně menší rozsah svislých sedání povrchu území (ztráta zeminy  $< 1\%$ ) než vodorovná členění (ztráta zeminy  $> 2\%$ ). Zvláště vhodné je vertikální členění při použití Nové rakouské tunelovací metody, kdy se razí nejdříve boky výrubu a ponechaný pilíř zeminy či horniny je odebrán později v další fázi postupu ražby. Důležitá je také rychlost a plynulost ražby. Čím rychlejší je postup výstavby tunelu, tím menší jsou zpravidla i deformace. S tím souvisí i doba mezi ukončením záběru a zhotovením primárního ostění. Důležitým aspektem je zachování technologické kázně nejen při ražbě, ale i při všech ostatních pracích, které s výstavbou souvisejí, jde zejména o zlepšování vlastností hornin v okolí výrubu, sanační injektáž a kotvení. Pro zvýšení účinnosti primárního ostění je třeba dosáhnout toho, aby nadvýlomy byly co nejmenší. Pokud se provádí jehlování a krátké kotvy, je žádoucí je udělat co nejrychleji po dokončení záběru.

K dispozici jsou i speciální technologické postupy ražby mající za cíl zmenšovat deformační odezvu horninového masivu na ražbu a zvýšit stabilitu výrubu (bentonitové a zeminové štíty, předstihové zajištění čelby mikropilotovým deštníkem, různé typy injektáže, metoda obvodového vrubu atd.). V měkkých horninách je též často přínosem vyztužení horniny před čelbou systémem vodorovných laminátových kotev. Minimalizace deformační odezvy terénu se dosáhne použitím tunelových štítů. Jak je z uvedeného patrné, skutečný průběh velikosti a tvaru poklesové kotliny je tedy velmi složitý jev. Ve fázi projektu jej lze jen velmi obtížně a spolehlivě předpovědět. Při sestavení matematických modelů poklesové kotliny potom musí s postupem stavby docházet k jejich zpřesňování predikce tvaru a velikosti poklesu na základě změřených dat.

#### 2.1.2 Možnosti předpovědi poklesové kotliny

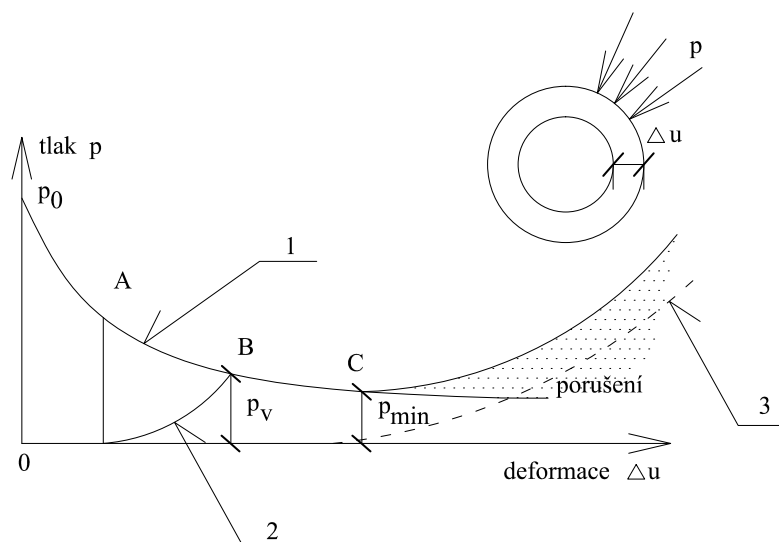
Při predikci tvaru a velikosti poklesové kotliny můžeme využít různých vztahů, např. empirických, analytických, numerických, můžeme též využít fyzikálního modelování či přímých měření. Empirické vztahy využívají k popisu hledaných parametrů zkušeností získaných z vyhodnocení chování skutečných podzemních děl. Popis některých z nich je uveden v [4], mezi další pak patří např. metoda podle Pecka, Fazakese, Averšina nebo Celestina. Ve světě se v poslední době značně rozšířila metoda založená na *objemové ztrátě horniny* (metoda Loss of Ground).

Analytické vztahy vycházejí z matematických postupů a mezi nejrozšířenější patří Sagasetyho a Jeferyho řešení.

Při využití v současné době hojně používaných numerických modelů je pro spolehlivost výsledků zásadní faktor výstižnost, s jakou je model schopen popsat mechanické chování horninového

masivu a vstupní parametry (hodnoty mechanických vlastností hornin), které se při modelování použijí. Pro úspěch je obvykle podmiňující zpětná analýza na základě přímého měření skutečného průběhu poklesové kotliny v průběhu ražby průzkumné štoly. Takový postup byl mimo jiné použit pro Královopolský tunel v Brně. Pro měkké horniny se nově pro matematické modelování navrhuje používat tzv. hypoplastický model.

Aproximací tvaru a velikosti poklesové kotliny se zabýval např. výzkumný tým ing. Jandy [13], který odvodil vzorce na základě naměřených dat z konvergenčních měření v tunelovém komplexu Blanka v okolí Střeleckého ostrova, který se v současné době dokončuje v Praze. Jedná se o komplex, jehož celková délka bude po dokončení 6 382 m a který se tak stane nejdelším tunelem v České republice a současně nejdelším městským tunelem v Evropě. Stavba probíhá pomocí Nové rakouské tunelovací metody, která vědomě a cíleně využívá vlastností horninového masivu za účelem optimalizovat proces ražení, zabezpečit stabilitu výrubu a současně minimalizovat s tím spojené ekonomické náklady. Při výstavbě je stabilita zajištěna nejprve primárním ostěním, skládající se ze stříkaného betonu a kotevního systému a potom z ostění definitivního, které je budováno po ustálení napětově-deformačního stavu v okolí výrubu. Tato závislost je určována z Fenerovy-Pacherovy křivky porušení, viz obr. 2.



Obrázek 2: Fener-Pacherova křivka porušení

Po vyražení záběru proběhnou určité deformace výrubu, bod A křivky, které sníží tlak na ostění z původního  $p_0$  na nižší hodnotu tlaku  $p_i$ , křivka 1. Tenké a poddajné primární ostění dovoluje další deformace. Vzhledem k narůstajícím deformacím výrubu vzrůstá i namáhání primárního ostění (křivka 2) a to až do rovnovážného stavu, kdy se horninový tlak vyrovná s namáháním ostění, bod B křivky. V případě, že nebude primární ostění vyhotoveno včas, křivka 3 a bod C křivky, nedojde k vyrovnání namáhání a bez rychlého zásahu hrozí kolaps ostění.

Při aproximaci tvaru a velikosti poklesové kotliny podle [13] se vycházelo ze zjednodušujícího předpokladu, že se geologický profil výrazně nemění v podélném směru stavby. Za tohoto předpokladu je potom možné roznášecí funkce ve směrech os  $x$ ,  $y$  a  $z$  určit z měřené změny příčných posunů. V tomto pojetí je počátek souřadného systému vložen do roviny čelby tunelu. Osa  $x$  je ztotožněná s příčnou aproximací poklesové kotliny, osa  $y$  se svislou aproximací a osa  $z$  pak s podélnou aproximací.

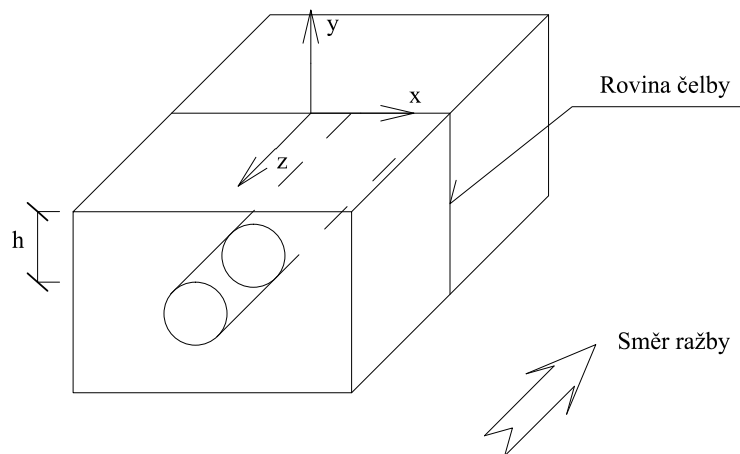
Navržené formulace pro jednotlivé směry jsou následující:

$$f(x) = \frac{1}{\cosh(\beta x)}, \quad (1)$$

$$f(y) = P - (1 - P) \frac{y}{h}, \quad p \in \langle 0, 1 \rangle, \quad (2)$$

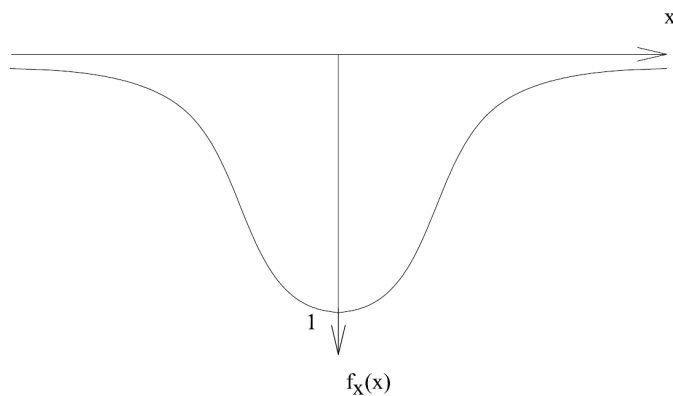
$$f(z) = \begin{cases} a \exp(\alpha_m z) & \text{pro } z < 0, \\ 1 - (1 - \alpha) \exp(-\alpha_p z) & \text{pro } z > 0, \end{cases} \quad (3)$$

kde  $\alpha_m$ ,  $\alpha_p$  a  $\beta$  jsou parametry vhodně zvoleny tak, aby aproximace byla tvarem co nejvíce podobná naměřeným datům. Parametr  $a$  je poměr  $\frac{\alpha_p}{\alpha_m + \alpha_p}$ , parametr  $P$  je poměr mezi poklesem na povrchu terénu a v koruně tunelu a  $h$  je hloubka tunelu měřená mezi jeho korunou a povrchem terénu. Definice směrů os souřadného systému je patrná z obr. 3.



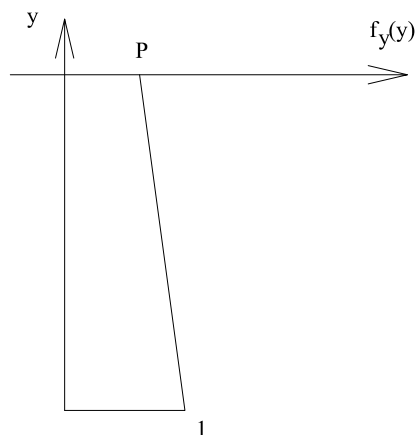
Obrázek 3: Definice směrů os souřadného systému

Aproximace v příčném směru je podobná Gaussově křivce normálního pravděpodobnostního rozdělení viz obr. 4. Místo funkce  $\exp(-ax^2)$  je ale použita funkce  $\cosh(x)$ . Maximum funkce je v ose tunelu, kde je hodnota rovna 1, hodnota funkce v  $\lim_{x \rightarrow +\infty}$  a  $\lim_{x \rightarrow -\infty}$  je rovna 0.



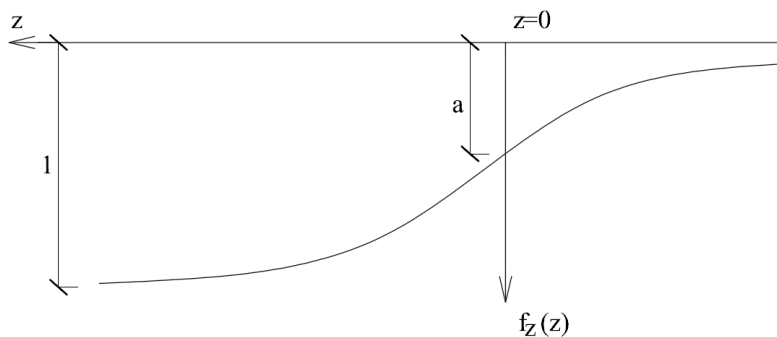
Obrázek 4: Aproximace poklesové kotliny v příčném směru

Aproximace ve svislém směru je lineární viz obr. 5. Hodnota na povrchu terénu je rovna poměru mezi poklesem na povrchu terénu a v koruně tunelu, hodnota v koruně je rovna 1.



Obrázek 5: Aproximace poklesové kotliny ve svislém směru

Tvar kotliny v podélném tvaru vychází z počátku souřadného systému umístěného přibližně do inflexního bodu kotliny. Hodnota v  $\lim_{n \rightarrow +\infty}$  je rovna 1, hodnota v  $\lim_{n \rightarrow -\infty}$  je rovna 0. Tvar poklesové kotliny je znázorněn na obr. 6.



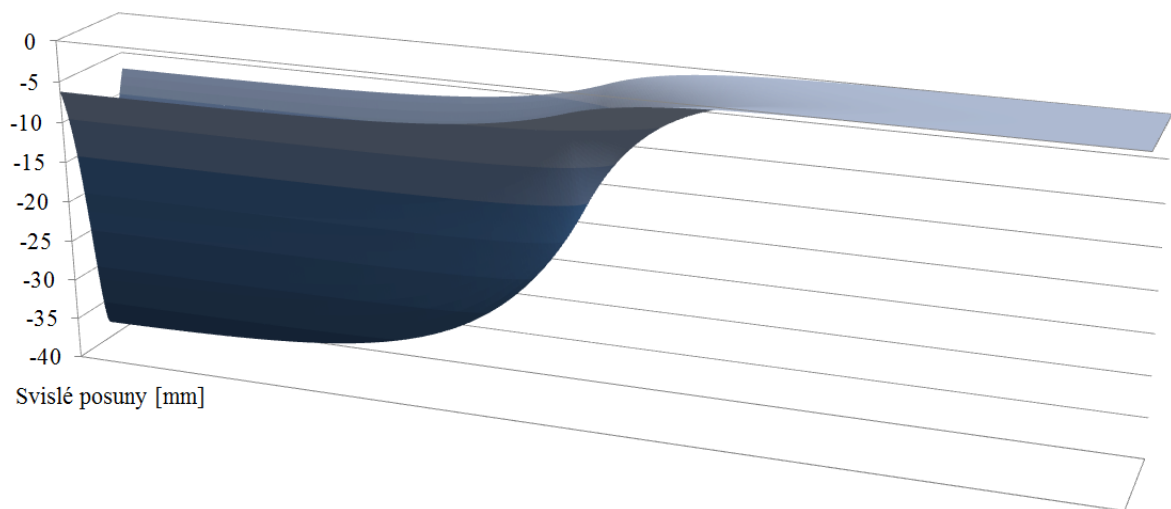
Obrázek 6: Aproximace poklesové kotliny v podélném směru

Celková aproximace je pak ve tvaru

$$w(x, y, z) = f(x)f(y)f(z)w_0, \quad (4)$$

kde  $w_0$  je naměřené sedání v koruně tunelu. Tímto jsme dostali podklad pro aproximaci poklesové kotliny v libovolném bodě v prostoru. Aproximace vychází z předpokladu, že v okolí kotliny se nenacházejí žádné objekty, který by tento tvar narušily. Je totiž evidentní, že v opačném případě by bylo odvození konkrétního tvaru kotliny mnohem náročnější, budova je spolu s podloží ve vzájemné interakci. Za předpokladu neměnných geologických podmínek pak kotlina nemění svůj tvar, ale pouze se posouvá vpřed spolu s postupující čelbou, čímž bylo definováno zatížení poklesy terénu. Pro účely této práce byla modelována oblast o rozměrech  $120 \times 40$  m. Axonometrický pohled na tvar poklesové kotliny dané oblasti je patrný z obr. 7.

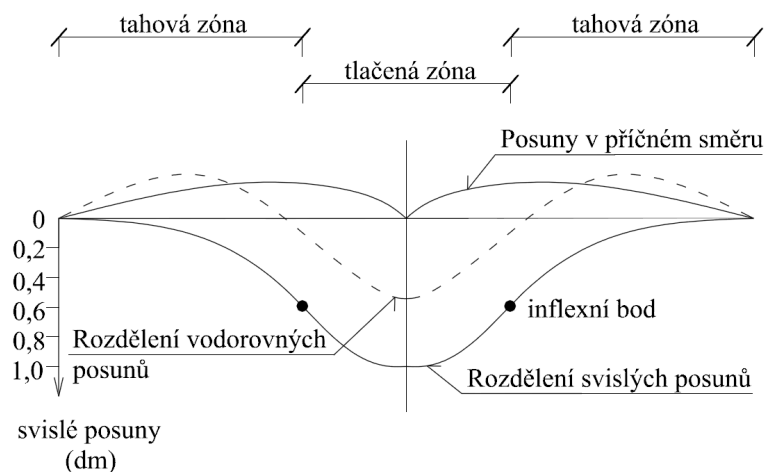




Obrázek 7: Axonometrický pohled na poklesovou kotlinu

### 2.1.3 Vliv polohy stavebních objektů vůči podélné ose poklesové kotliny na vývoj deformací stavebních objektů

Poloha stavebních objektů vzhledem k poklesové kotlině je zásadní z důvodu namáhání objektu. Podle polohy objektu na poklesové kotlině může totiž docházet buď k jeho vyklenování (konkávním projevům), nebo k jeho prohýbání (konvexním projevům), k naklánění, sedání anebo vodorovnému posouvání nebo i k natáčení, viz obr. 9. Poklesová kotlina má za následek nejen diferenciální sedání základů, ale i zatížení stavební konstrukce tahem a vznik vodorovných deformací. Právě vodorovné deformace jsou pro stavební konstrukci kritické. Bohužel, zatímco svislá sedání již lze určovat s jistou spolehlivostí a existuje řada měření jako precedens, tak prognóza vodorovných deformací je daleko méně spolehlivá a existuje i daleko méně měření, na jejichž základě by se mohly analogicky odvozovat, viz obr. 8.

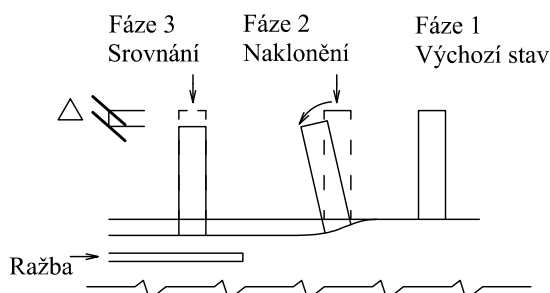


Obrázek 8: Popis chování poklesové kotliny v příčném směru

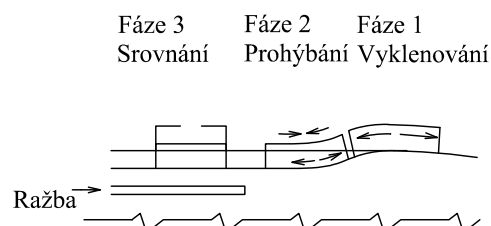
Další zvláštností, kterou je třeba mít na mysli při posuzování schopností budov přenášet pře-  
tvoření způsobená vznikem poklesových kotlin, je to, že nepříznivé dodatečné sedání základů může  
být v některých místech poklesové kotliny dočasné a v jiných zase trvalé. Podle časového vývoje  
poklesové kotliny a jejího nasměrování vzhledem k posuzovanému objektu dodatečná sedání v  
podélném směru tunelu postupně rostou a poté se vyrovnávají. V příčném směru k podélné ose  
tunelu jsou dodatečná sednutí naopak trvalá, viz obr. 9.

### Podélná poklesová kotlina - dočasné deformace

Vysoké konstrukce  $H/L > 3$

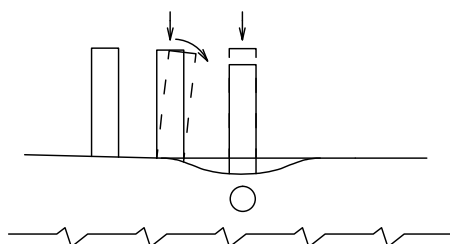


Nízké konstrukce  $H/L < 3$

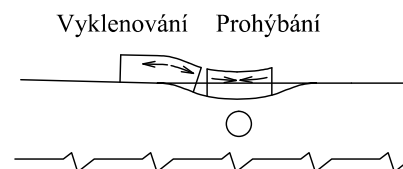


### Příčná poklesová kotlina - trvalé deformace

Vysoké konstrukce  $H/L > 3$



Nízké konstrukce  $H/L < 3$



Obrázek 9: Vliv polohy poklesové kotliny vůči stavebnímu objektu na jeho deformace

## 2.2 Historický vývoj MKP

Metoda konečných prvků<sup>1</sup> je v současnosti nejrozšířenější metodou pro výpočet odezvy konstrukce. Díky obecné matematické formulaci je možné metodou konečných prvků řešit úlohy nejen z mechaniky spojitých soustav, ale také z mechaniky hornin, proudění kapalin a plynů, šíření tepla, záření atd. Podrobná historie je popsána např. v [15]. MKP vznikla ve 40. letech 20. století v USA, přičemž počátky jsou spjaty především se jmény A. Hrenikoff a R. Courant. Přístupy byly rozdílné, měly ale společné rysy, tj. diskretizace dané oblasti. V případě Hrenikoffa se jednalo o rozdělení řešené oblasti pomocí mřížky, Courant oblast rozdělil pomocí trojúhelníkových elementů [18].

O další použití a rozvoj se zasloužili především inženýři, kteří tuto metodu používali při určování statické a dynamické odezvy. J. Argyris na univerzitě ve Stuttgartu využil MKP pro sestavení návrhu letadla a jeho strukturální analýzu, v 60. letech potom R. W. Clough v Berkeley použil MKP ve stavebnictví [17].

<sup>1</sup>anglicky Finite Element Method-FEM

Vývoj prvního programového balíku přísluší E. Wilsonovi (1960), v roce 1965 začíná NASA vývoj programu NASTRAN a v roce 1969 ANSYS.

U nás je vývoj spjat především se jmény matematiků F. Leitner, K. Rektorys, M. Zlámal nebo A. Ženíšek. V neposlední řadě je nutné vyzdvihnout vědeckou činnost J. Kratochvíla, V. Koláře nebo v poslední době V. Červenky.



Obrázek 10: Richard Courant

### 2.3 Princip MKP

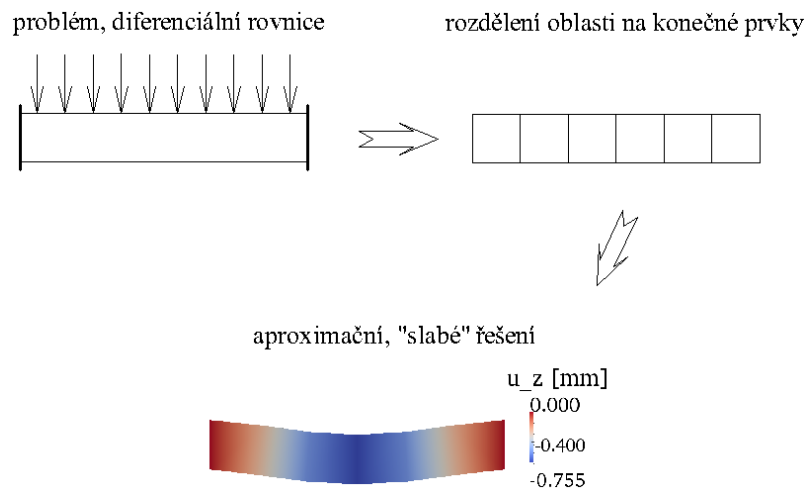
Metoda konečných prvků je založena na Lagrangeově principu: těleso je v rovnováze, jestliže celková potenciální energie deformace soustavy je minimální

$$\Pi = \min. \quad (5)$$

Jedná se o numerickou metodu, pomocí které získáme přibližné řešení daného problému. Součástí výpočtu by měl být tedy také odhad chyb řešení. Principem této metody je použití konečného počtu neznámých parametrů pro řešení přibližných hodnot neznámých veličin. Postup, při kterém zavedeme konečný počet parametrů, se nazývá diskretizace. Cílem diskretizace je rozdělit systém na konečný počet geometricky jednoduchých prvků, kterými mohou být např. úsečka, trojúhelník, obdélník, hranol, jehlan atd. Úlohy mechaniky jsou popsány diferenciálními rovnicemi, které lze analyticky řešit jen u jednoduchých konstrukcí. Analytické řešení získáme metodami matematické analýzy ve tvaru spojitých funkcí. V případě metody konečných prvků se spoléháme na numerické řešení úlohy. Uvažujeme konečný počet neznámých parametrů, pomocí kterých se hledaná funkce přibližně aproximuje. Tento postup nám umožní diferenciální rovnici převést na soustavu lineárních algebraických rovnic a výpočet je tak možné snadno algoritmizovat. Uvedený postup je možné shrnout do následujících kroků

1. vytvoření modelu řešeného problému
2. diskretizace modelu
3. aproximace posunů
4. zavedení okrajových podmínek
5. výpočet soustavy lineárních algebraických rovnic - výpočet primárních neznámých
6. výpočet dalších neznámých, grafické zobrazení výsledků

Grafické znázornění principu metody je patrné z obr. 11.



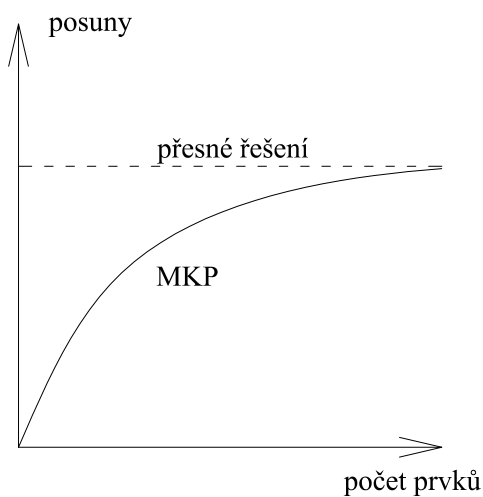
Obrázek 11: Myšlenka MKP

## 2.4 Konvergence MKP

Metoda konečných prvků je založena na diskretizaci původní spojité oblasti soustavou prvků, výsledkem je přibližné řešení. Přesnost přibližného řešení závisí na

- volbě typu konečného prvku,
- velikosti jednotlivých prvků,
- průběhu slabého řešení;

je tedy silně ovlivněna konstrukcí konečné prvkové sítě. Princip konvergence je patrný z obr. 12.



Obrázek 12: Znázornění konvergence MKP

Rychlost konvergence lze ovlivnit

- zjemňováním sítě  $h$  - tzv.  $h$  konvergence,
- zvyšováním stupně polynomické aproximace  $p$ , tzv.  $p$ -konvergence,
- kombinací obou přístupů, tzv.  $hp$ -konvergence.

Z výpočetního hlediska je výhodnější provádět zjemňování sítě resp. zvyšování stupně polynomu tam, kde přibližné řešení dobře nevystihuje přesné řešení, tzv. adaptivní metoda MKP.

## 2.5 Odhad chyby

Jednou z metod odhadu chyby je např. metoda navržená Zienkiewiczem a Zhuem, pojmenovaná podle jmen autorů *ZZ metoda*, která je vhodná pro  $h$ -adaptivní variantu MKP. Jde o metodu velmi jednoduchou na výpočet, která vychází z rozdílu vypočtených a vyhlazených napětí. Při výpočtu chyby se používá energetická norma. Další podrobnosti lze nalézt v [26].

## 2.6 Metody řešení soustav lineárních rovnic

Metodou konečných prvků převedeme řešený problém pro statickou úlohu na soustavu lineárních algebraických rovnic ve tvaru

$$\mathbf{K}\mathbf{u}=\mathbf{f}, \quad (6)$$

kde  $\mathbf{K}$  se označuje jako globální matice tuhosti konstrukce,  $\mathbf{u}$  je globální vektor všech uzlových posunů a  $\mathbf{f}$  je globální vektor uzlových sil. Matice tuhosti konstrukce  $\mathbf{K}$  je sestavena z jednotlivých  $\mathbf{K}^e$  a obdobně se sestavují i vektory  $\mathbf{u}$  a  $\mathbf{f}$ . V deformační variantě MKP je matice tuhosti  $\mathbf{K}$  řídká, pásová, symetrická podle hlavní diagonály a pozitivně definitní [5], čehož lze využít při volbě metod řešení soustavy rovnic (6).

Metody řešení soustavy rovnic (6) můžeme rozdělit na

- přímé,
- iterační.

Přímé metody jsou takové metody, které dodají v konečném počtu kroků přesné řešení za předpokladu, že výpočet probíhá bez zaokrouhlovacích chyb, tedy zcela přesně. Mezi přímé metody patří např. algoritmus založený na Gaussově eliminaci (pomalý, velké nároky na paměť), LU rozklad nebo tzv. řídké řešiče, které jsou robustní, spolehlivé (rozeznají matici, která není pozitivně definitní) a mají menší nároky na paměť počítače. Tyto řešiče jsou zhruba o dva řády rychlejší než Gaussova eliminace.

Mnoho praktických problémů ale vyžaduje řešení rozsáhlých soustav lineárních algebraických rovnic ve tvaru (6). V mnoha úlohách je naštěstí matice  $\mathbf{K}$  řídká, tj. má relativně málo nenulových prvků. Standartní eliminační metody uvedené v předcházející části tohoto odstavce nejsou pro řešení takových soustav vhodné, neboť v průběhu eliminace dochází postupně k zaplňování původně nenulových pozic v matici tuhosti, což vede k velkým nárokům na počet aritmetických operací a klade vysoké nároky na paměť počítače. To je důvod, proč se pro řešení takových soustav používají *iterační metody*. Iterační metody poskytnou jen přibližné řešení, to ale vůbec nevádí, pokud je přibližné řešení dostatečně dobrou aproximací řešení přesného. Počet kroků iterační metody závisí na požadované přesnosti.

## 2.7 Metody řešení soustav nelineárních rovnic

Ve stavební praxi obecně rozeznáváme tyto druhy nelinearity

- materiálová,
- geometrická.

Je-li úloha materiálově a/nebo geometricky nelineární, pak vztah mezi globálními vektory uzlových sil  $f$  a uzlových posunů  $u$  je nelineární. Úlohu pak řešíme po časových (zatěžovacích) krocích (přírůstcích). Rovnici (6) můžeme zapsat také jako

$$f_{int}(u) = f_{ext}, \quad (7)$$

kde  $f_{int}$  je vektor vnitřních sil a  $f_{ext}$  je vektor vnějších sil.

Předpokládejme nyní, že řešení v kroku  $t$  je známo, např. z předchozího výpočtu. Po inkrementální změně zatížení

$$f_{int}(u + \Delta u) = f_{ext} + \Delta f_{ext} \quad (8)$$

Rozvoj do řady

$$f_{int}(u + \Delta u) = f_{int}(u) + \frac{\partial f_{int}(u)}{\partial u} \Delta u + \dots \quad (9)$$

Vektor

$$f_{ext} + \Delta f_{ext} \quad (10)$$

můžeme považovat za zadaný (předepsané zatížení). Vektor  $\Delta u$  je třeba spočítat tak, aby byly splněny (alespoň přibližně) řídicí rovnice

$$f_{int}(u + \Delta u) = f_{ext} + \Delta f_{ext} \quad (11)$$

Vzhledem k tomu, že závislost  $f_{int}$  na  $u$  je nelineární, nelze obecně nalézt inverzní operátor k  $f_{int}$  analyticky. Pro řešení těchto rovnic pak můžeme použít např. následující přibližné metody

- přírůstkové řízení bez iterací (Eulerova metoda),
- iterativní řešení založené na metodě Newton-Raphson,
- další iterativní metody (např. délku oblouku, BFGS atd.).

Pro řešení nelineárního problému v programu OOFEM byla následně využita metoda Newton-Raphson. V této metodě se tangenciální matice tuhosti aktualizuje v každé iteraci, metoda obvykle rychle konverguje, ale iterace jsou početně náročné.

Pro daný přírůstek zatížení  $\Delta f$  se vypočítá přírůstek deformace  $\Delta u$ , celkové deformace bude tedy  $u + \Delta u$ . Nyní se musíme přesvědčit, zda deformace  $u + \Delta u$  odpovídá rovnovážnému stavu. Proto je třeba spočítat vektor nevyrovnaných sil

$$\Delta \hat{f} = \Delta f + (f - g(u + \Delta u)), \quad (12)$$

kde  $g$  je vektor sil, které je konstrukce schopna přenést. Není-li vektor  $\Delta \hat{f}$  dostatečně malý nebo-li

není-li splněna podmínka zvolené tolerance  $\varepsilon$  musí se vypočítat nová matice tuhosti  $K_i$  a vypočítat nový přírůstek deformace

$$K_i \Delta u_i = \Delta \hat{f}_i \quad (13)$$

Postup popsany předchozími rovnicemi je nutno opakovat tak dlouho, dokud vektor nevyrovnaných sil  $\Delta \hat{f}$  není dostatečně malý. U iteračních metod je totiž obecně nutno stanovit podmínky, za jakých lze považovat přibližné řešení za dobrou aproximaci řešení přesného. K tomu je nutno stanovit *konvergenční kritéria* pro ukončení iteračních cyklů. Mezi tyto kritéria patří

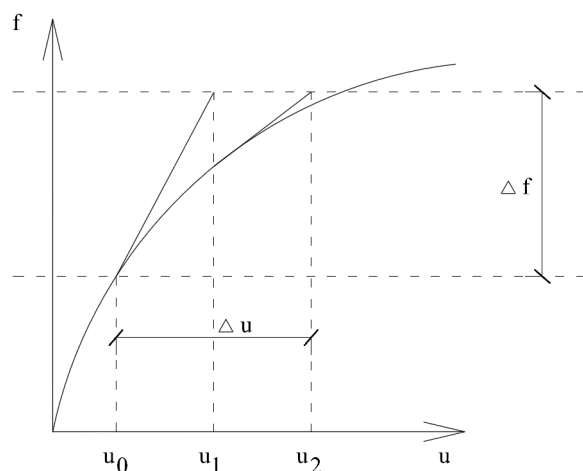
- kritérium přírůstku přemístění,
- energetické kritérium,
- kritérium nevyrovnaných sil tzv. reziduí.

Předchozí postup lze shrnout jako

$$K^{(n,i-1)} \delta u^{(n,i)} = f_{ext}^{(n)} - f_{int}^{(n,i-1)}, \quad (14)$$

$$u^{(n,i)} = u^{(n,i-1)} + \delta u^{(n,i)}, \quad (15)$$

kde  $i=1, 2, 3, \dots$  Grafické znázornění metody je patrné z obr. 13.



Obrázek 13: Princip metody Newton-Raphson

## 2.8 Konstitutivní vztahy

### 2.8.1 Izotropní lineárně pružný materiál

Konstitutivními vztahy obecně myslíme rovnice popisující závislost mezi napětím a deformací. Jejich nejjednodušší podobou je tzv. zobecněný Hookeův zákon. Podle Hookeova zákona jsou složky napětí přímo úměrné složkám deformace, konstantní koeficienty násobící složky deformace mají v tomto modelu význam modulů tuhosti. Pro izotropní materiál (materiál mající ve všech směrech stejné vlastnosti) je lze určit ze znalostí dvou parametrů, např. Youngova modulu pružnosti  $E$  a Poissonova součinitele  $\nu$ . Z nich pak lze vypočítat modul pružnosti ve smyku

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (16)$$

U tohoto materiálového modelu můžeme využít *princip superpozice*, který říká, že účinky jednotlivých zatěžovacích stavů lze sčítat, dokonce vytvářet jejich lineární kombinace. Pro svou jednoduchost je tedy tento model hojně využíván v praxi. Jde o nejčastěji používaný materiálový model při návrhu železobetonových konstrukcí. Jak známo, při jednoosé napjatosti platí Hookeův zákon

$$\sigma = E\varepsilon \quad (17)$$

Při obecném způsobu namáhání prostorového tělesa je napjatost popsána šesti nezávislými složkami napětí, normálovými  $\sigma_x, \sigma_y$  a  $\sigma_z$  a šesti smykovými.  $\tau_{xy}, \tau_{yx}$  a  $\tau_{yz}$ . Z věty o vzájemnosti smykových napětí<sup>2</sup> plyne  $\tau_{yx} = \tau_{xy}, \tau_{xy} = \tau_{yx}$  a  $\tau_{zy} = \tau_{yz}$ . Šest nezávislých složek tedy uspořádáme do vektoru

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} \quad (18)$$

Přetvoření nekonečně malého elementu je také charakterizováno šesti nezávislými složkami. Tedy třemi složkami relativního protažení  $\varepsilon_x, \varepsilon_y$  a  $\varepsilon_z$  a třemi složkami smykového zkosení  $\gamma_{xy}, \gamma_{xz}$  a  $\gamma_{yz}$ . Složky opět uspořádáme do vektoru

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} \quad (19)$$

---

<sup>2</sup>Smyková napětí na dvou vzájemně kolmých ploškách jsou stejně velká a obě směřují buď k průsečnici obou plošek nebo od ní.



Závislost mezi napětím a deformací pak můžeme maticově vyjádřit jako

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_e \boldsymbol{\varepsilon}, \quad (20)$$

kde

$$\mathbf{D}_e = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} = \begin{pmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,5 - \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,5 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,5 - \nu \end{pmatrix} \quad (21)$$

je matice pružné tuhosti materiálu, která je inverzní k matici pružné poddažnosti.

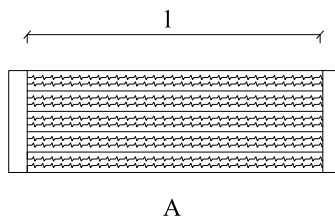
### 2.8.2 Model izotropního poškození

Pod pojmem *poškození* si v tomto textu představujeme snížení vnitřní integrity materiálu způsobené vznikem, šířením a spojováním malých trhlin a jiných defektů. I když přítomnost takovýchto defektů způsobuje narušení spojitosti pole posunutí, v rámci mechaniky poškození zjednodušeně stále pracujeme s modelem kontinua, tedy modelem, jehož objem je souvisle vyplněn materiálem. Místo detailního popisu jednotlivých trhlin pak používáme zjednodušený popis jejich vlivu na tuhost a pevnost materiálu. Je tedy zřejmé, že se modely mechaniky poškození hodí spíše pro počáteční fáze porušování, kdy jsou defekty ještě velmi malé a rovnoměrně rozptýlené ve struktuře materiálu.

Naproti tomu pokud deformace překročí jistou kritickou úroveň, další růst defektů je spojen s růstem a rozvojem pouze některých trhlin, zatímco jiné se rozvíjet přestanou. Hovoříme pak o tzv. *magistrální trhlíně*, která může mít zásadní vliv na mechanismus zhroucení celé konstrukce. Pokud je šíření a rozvoj porušování materiálu spojeno jen do jedné nebo několika velkých trhlin, bylo by lepší použít model založený na lomové mechanice, která již nepracuje s modelem kontinua a připouští, že pole posunutí nemusí být vždy spojitě.

Pro popis poškození betonu byla vytvořena celá řada materiálových modelů, pracujících s různými parametry vstupujícími do výpočtu. Mezi nejjednodušší patří použitý model izotropního poškození. Pro jednoduchost si jej nejprve popíšeme pro model materiálového bodu.

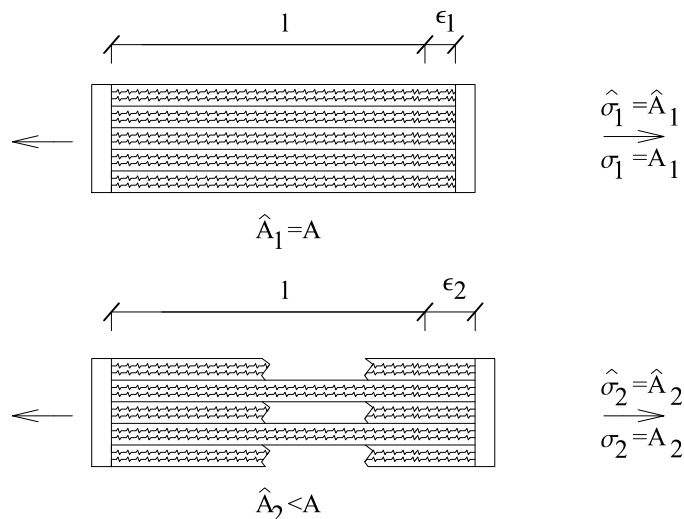
Mějme svazek vláken plochy  $A$  a délky  $l$ , která jsou rovnoběžná se směrem jejich namáhání viz obr. 14.



Obrázek 14: Svazek pružných vláken

Všechny vlákna jsou dokonale pružná, to tedy znamená, že po dosažení jisté kritické úrovně deformace napětí ve vláknu najednou zmizí. Tato hodnota je ale obecně různá pro různá vlákna a

tak se průřezová plocha vláken, která dosud nepopraskala, tzv. *efektivní plocha*  $\hat{A}$ , plynule snižuje z plochy  $\hat{A} = A$  až do plochy  $\hat{A} = 0$ , viz obr. 15.



Obrázek 15: Poškození při vzrůstající deformaci

Musíme tedy rozlišovat mezi *nominálním napětím*  $\sigma$ , definovaným jako síla vztažená na výchozí plochu a *efektivním napětím*  $\hat{\sigma}$ , definovaným jako síla vztažená na dosud nepopraskanou plochu. Sílu přenášenou materiálem lze vyjádřit jako

$$\sigma = \frac{\hat{A}}{A} \hat{\sigma} = \beta \hat{\sigma} \quad (22)$$

V mechanice poškození se používá tzv. *parametr poškození*, definovaný jako

$$\omega = 1 - \beta = 1 - \frac{\hat{A}}{A} \quad (23)$$

Hodnota parametru  $\omega$  se pohybuje v intervalu  $\langle 0, 1 \rangle$ . Pro nepoškozený materiál je jeho hodnota  $\omega = 0$ , hodnota parametru 1 charakterizuje zcela poškozený materiál.

V nejjednodušší verzi modelu se předpokládá, že materiál se chová až do svého porušení ideálně pružně. Efektivní napětí se pak vypočte podle Hookeova zákona jako

$$\hat{\sigma} = E \varepsilon \quad (24)$$

Spojením předchozích vztahů získáme výraz pro nominální napětí

$$\sigma = (1 - \omega) E \varepsilon = E_s \varepsilon, \quad (25)$$

kde  $E_s$  je upravený modul tuhosti poškozeného materiálu. Říkáme mu *sečný modul* a odpovídá sklonu přímky spojující počátek pracovního diagramu s bodem o souřadnicích  $(\sigma, \varepsilon)$ .

Pro jednoosý model je tuhost materiálu popsána Youngovým modulem pružnosti  $E$ , který se vlivem růstu poškození redukuje na sečný modul tuhosti materiálu  $E_s$ . Při víceosé napjatosti je tuhost nepoškozeného materiálu popsána maticí pružné tuhosti  $\mathbf{D}_e$ , která se v důsledku poškození redukuje stejným způsobem, úměrně faktoru  $(1 - \omega)$ . Matice sečné tuhosti se tedy vypočte

$$\mathbf{D}_s = (1 - \omega)\mathbf{D}_e \quad (26)$$

Vztahy mezi napětím a deformací potom můžeme přepsat do tvaru

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_s \boldsymbol{\varepsilon} = (1 - \omega)\mathbf{D}_e \boldsymbol{\varepsilon} = (1 - \omega)\hat{\boldsymbol{\sigma}} \quad (27)$$

Modely poškozování jsou motivovány představou rostoucích defektů a je zřejmé, že trhliny se šíří, pokud je materiál ve směru kolmém na trhlínu protahován, pokud je materiál stlačován, trhliny se zavřou a k šíření nadále nedochází. Lze tedy očekávat, že růst poškozování je hnán především protahováním materiálu a tomu musíme upravit i definici *ekvivalentní deformace*  $\tilde{\varepsilon}$  závislé na složkách deformace  $\varepsilon$ . V případě jednoosého modelu je jasné, co se rozumí kladnou a zápornou deformací (tedy protahováním a stlačováním). V případě trojosého způsobu namáhání to již tak zcela jasné není. Je tedy nutné vybrat z deformace popsané šesti složkami její kladnou část. K definici kladné části deformace dospějeme s využitím pojmu *hlavních deformací*. Ty jsou totiž invarianty a výsledek tedy nezávisí na volbě souřadného systému. Deformační norma vypočtená pomocí hlavních deformací je tedy

$$\|\varepsilon\| = \sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2} \quad (28)$$

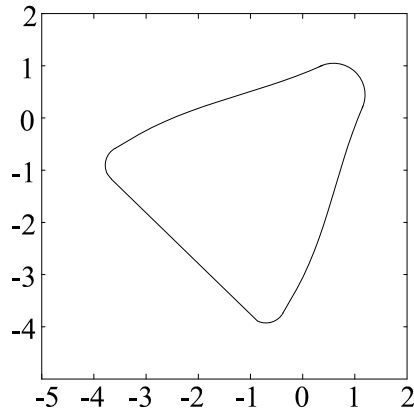
Pokud vezmeme v úvahu jen normu kladné části deformace definovanou

$$\langle \varepsilon \rangle = \begin{cases} 0 & \text{pro } \varepsilon \leq 0, \\ \varepsilon & \text{pro } \varepsilon > 0, \end{cases} \quad (29)$$

pak se předchozí výraz upraví na tzv. *Mazarsovu definici*

$$\tilde{\varepsilon}(\varepsilon) = \|\langle \varepsilon \rangle\| = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle^2} \quad (30)$$

Plocha poškozování v prostoru hlavních napětí je patrná z obr. 16.

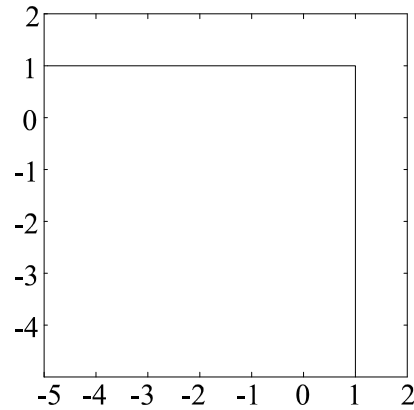


Obrázek 16: Plocha poškozování v prostoru hlavních napětí odpovídající Mazarsově definici ekvivalentní deformace

V některých případech stačí uvažovat porušení materiálu tahem, protože tlaková napětí jsou malá ve srovnání s tlakovou pevností. V takových případech lze využít Rankinovo kritérium maximálního hlavního napětí. Ekvivalentní deformaci  $\tilde{\varepsilon}$  definujeme jako největší z hodnot hlavních napětí vydělenou modulem pružnosti

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{1}{E} \max(\hat{\sigma}_1, \hat{\sigma}_2, \hat{\sigma}_3) \quad (31)$$

Plocha poškození v prostoru hlavních napětí je pak patrná z obr. 17.



Obrázek 17: Plocha poškození v prostoru hlavních napětí odpovídající Rankinově definici ekvivalentní deformace

### 2.8.3 Potíže s popisem změkčení

V případě použití modelu izotropního modelu poškození dochází při rozvoji poškození v jednom směru k redukcí tuhosti i ve zbývajících směrech bez ohledu na to, zda by ve zbývajících směrech k poklesu tuhosti došlo či nikoliv. Tento nedostatek se negativně projevuje v případě neproporcionálního zatěžování a v případě prostorové napjatosti.

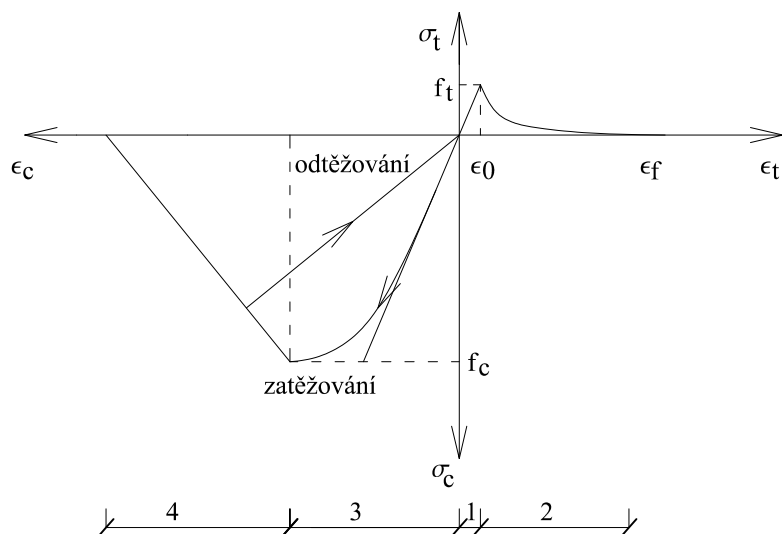
Uvedený problém lze odstranit použitím vyspělejšího modelu ortotropního poškození, který uvažuje parametr poškození  $\omega$  různý v různých směrech.

Dalším nedostatkem použitého modelu je to, že zatěžovací dráha se po odtížení vrací do počátku pracovního diagramu a nevznikají tak žádné trvalé deformace, což je v rozporu s experimentálně zjištěnými daty.

Na obr. 18 je pracovní diagram izotropního modelu poškození pro jednoosou napjatost. Jednotlivé fáze označené na obrázku můžeme popsat jako

- 1 - stadium lineárního chování v tahu
- 2 - stadium exponenciálního změkčování v tahu
- 3 - stadium zatěžování v tlaku
- 4 - stadium lineárního změkčování v tlaku

Na obrázku jsou patrné zatěžovací i odtěžovací větve.



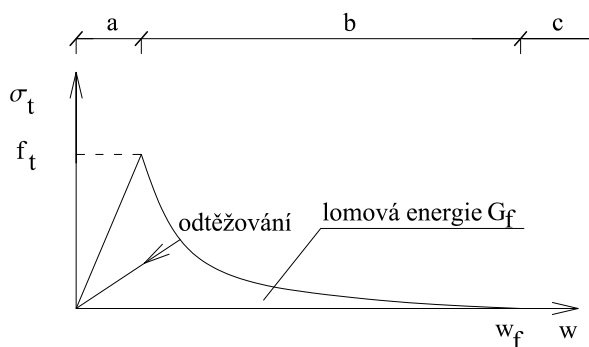
Obrázek 18: Pracovní diagram materiálu se změkčením

Fáze vzniku a rozvoje trhliny popisuje obr. 19. Jednotlivé fáze můžeme opět rozdělit na

- a - stádium bez trhlin před dosažením pevnosti betonu v tahu
- b - stádium rozvoje trhlín za současného poklesu napětí a tuhosti
- c - stádium nulového napětí, kdy je trhlina plně otevřena, materiál plně poškozen

Plocha pod grafem znázorněným na obr. 19 pak odpovídá lomové energii  $G_f$  vztahovaná na šířku lokalizačního pásu.

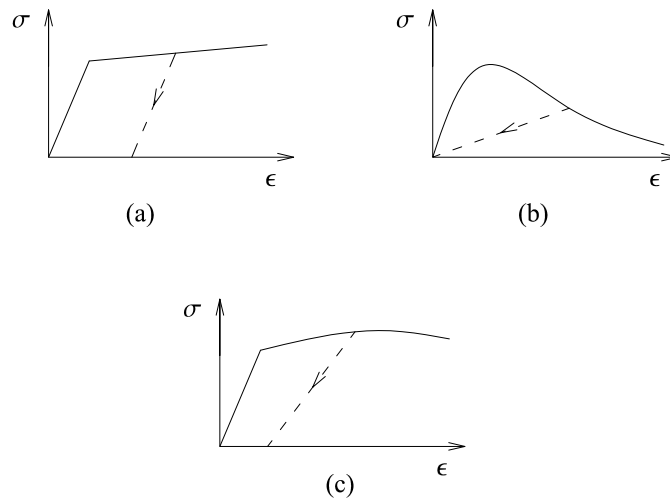
Možností, jak do materiálového modelu zavést trvalé deformace, je použití pokročilejšího modelu kombinující teorii poškození a plasticity tak, že v tahu je dominantním mechanismem šíření trhlín a v tlaku plastický pokluz [11] a [25]. Tento model je popsán v následující podkapitole.



Obrázek 19: Definice lomové energie a fáze vzniku a rozvoje trhlín

### 2.8.4 Materiálový model kombinující teorii poškození a plasticity

Aplikací tohoto modelu odstraníme nelogičnost v podobě nulových trvalých deformací, které nezohledňuje izotropní model poškození. Jde o kombinaci modelů založených na představě pokluzu podél krystalografických rovin v kovech s konstantní tuhostí materiálu jako ve výchozím stavu a představě šířících se trhlin a dutin, které naopak snižují tuhost materiálu. Při odtěžování pružno-plastického materiálu se materiál chová jako lineárně pružný, materiálová tuhost zůstává neměnná oproti výchozímu stavu. Model poškození naopak redukuje tuhost materiálu. Pro materiály jako je beton je vhodné oba přístupy kombinovat tak, aby v tahu bylo dominantním mechanismem šíření trhlin a v tlaku plastický pokluz. Výše zmíněný přístup je patrný z obr. 20.



Obrázek 20: Pružnoplastický materiál (a), pružný materiál s poškozením (b), pružnoplastický materiál s poškozením (c)

Vztah mezi napětím a deformací má potom při víceosé napjatosti v případě modelu s jediným parametrem poškození  $\omega$  tvar

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_s(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p) = (1 - \omega)\mathbf{D}_e(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_p) \quad (32)$$

### 2.8.5 Druckerova-Pragerova podmínka plasticity

Při popisu trvalých, plastických, deformací můžeme využít kromě modelů poškození i modely plasticity. Tyto modely využívají rovnice tvaru

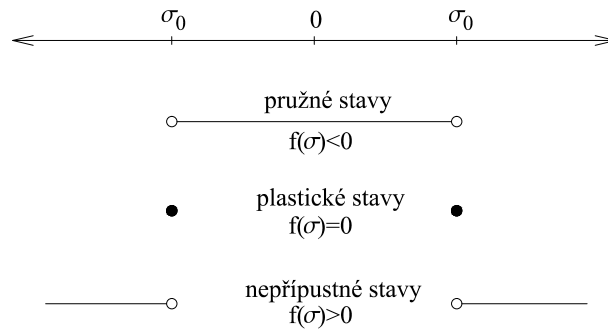
$$f(\boldsymbol{\sigma}) = 0 \quad (33)$$

popisující všechny stavy napětí, které vedou k plastickému přetváření materiálu. Na obr. 21 jsou zobrazeny možné stavy napětí pro jednoosou napjatost.

Podmínky plasticity lze v zásadě rozdělit do dvou skupin podle toho, jaký materiál popisujeme

- materiály s vnitřním třením (zeminy, horniny, beton),
- materiály bez vnitřního tření (typicky kovy).

U podmínek plasticity materiálů s vnitřním třením si lze plastické přetváření představit jako pokluz podél smykových rovin, kdy smykové napětí závisí na složce rovnoběžné s touto rovinou i



Obrázek 21: Grafické zobrazení podmínky plasticity pro jednoosou napjatost

složce na ní kolmou. Při pokluzu se tak nepřekonává pouze soudržnost materiálu, ale i třecí síla, která závisí právě na zmíněném normálovém napětí.

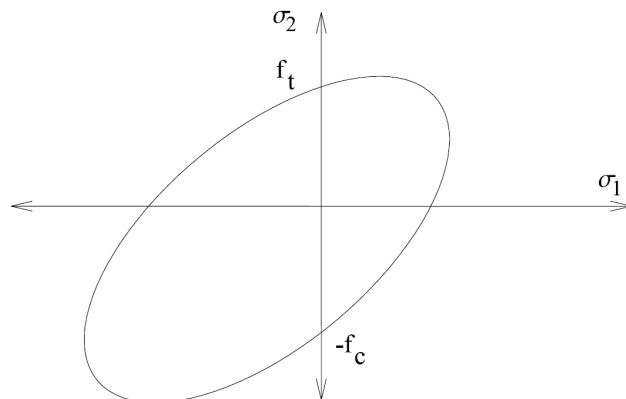
Mezi podmínky plasticity pro materiály s vnitřním třením patří např.

- Mohrova-Coulombova,
- Rankinova,
- Druckerova-Pragerova.

Aniž bychom zde podrobně popisovali předchozí dvě podmínky, uvedeme, že pro výpočet byla nakonec použita Druckerova-Pragerova podmínka plasticity. Tuto podmínku lze matematicky formulovat jako

$$f(\sigma) = 3\alpha_\phi\sigma_m + \sqrt{J_2} - \tau_0, \quad (34)$$

kde  $\alpha_\phi$  je koeficient vnitřního tření,  $\sigma_m$  je střední napětí,  $J_2$  je druhý invariant deviatorického napětí a  $\tau_0$  představuje mezní hodnotu působícího smykového napětí. Řez Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity odpovídající rovinné napjatosti je znázorněn na obr. 22.



Obrázek 22: Řez Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity pro rovinnou napjatost

### 2.8.6 Misesova podmínka plasticity

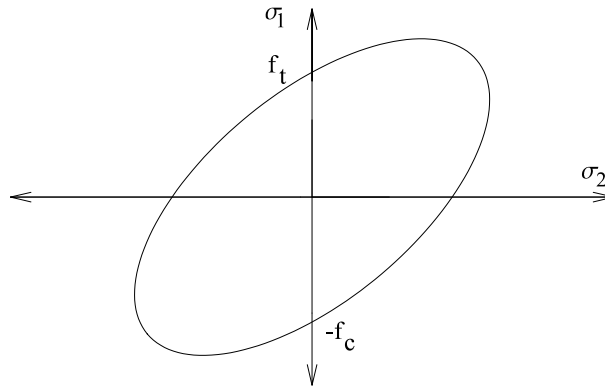
I když je beton materiál s vnitřním třením, za určitých podmínek jeho chování lze modelovat podmínkami plasticity pro materiálový model bez vnitřního tření. Mezi podmínky plasticity pro materiály bez vnitřního patří např.

- Trescova,
- Misesova.

Tyto podmínky jsou založeny na představě pokluzu podél krystalografických rovin v ideálních krystalech. Misesovu podmínku lze matematicky formulovat předpisem

$$f(\sigma) = \sqrt{J_2(\sigma)} - \tau_0, \quad (35)$$

kde  $J_2$  je již zmíněný druhý invariant deviatorického napětí a  $\tau_0$  je limitní smykové napětí. Řez Misesovou podmínkou plasticity odpovídající rovinné napjatosti je znázorněn na obr. 23.



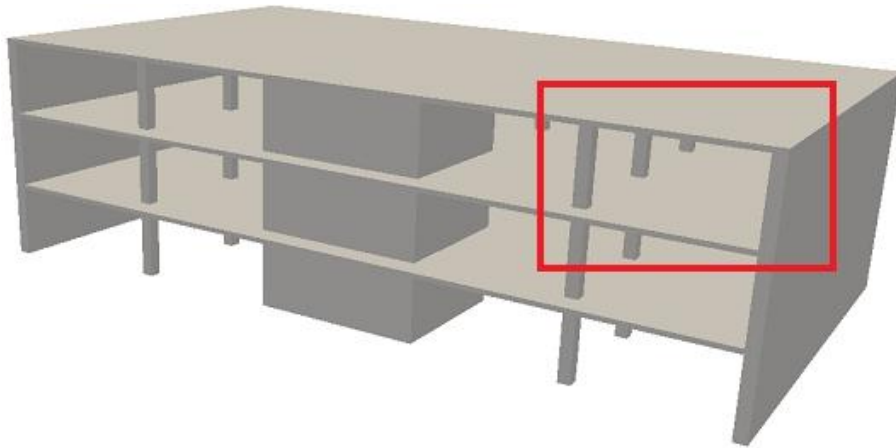
Obrázek 23: Řez Misesovou podmínkou plasticity pro rovinnou napjatost

## 3 Konstrukční řešení budovy

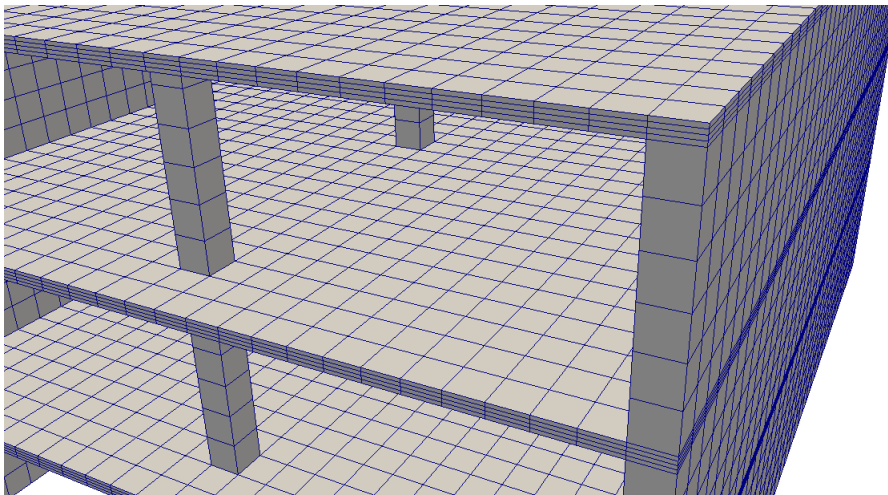
### 3.1 Stručný popis budovy

Jako posuzovaná budova byl vybrán železobetonový monolitický skelet obdélníkového půdorysu o rozměrech 33×19 m a třech patrech. V příčném směru je budova podepřena na obou koncích štítovými nosnými stěnami tl. 500 mm, stejnou tloušťku stěn má i ztužující jádro umístěné uprostřed budovy. Svislé nosné konstrukce dále doplňují sloupy o rozměrech 500×500 mm. Konstrukční výška patra je 3,0 m, tloušťka stropu je 20 cm. Jedná se tedy o klasickou konstrukci bodově podepřených obousměrně vyztužených desek. Rozpon v příčném směru je 5,5 m, v podélném směru 6,5 m. Schéma konstrukčního systému objektu je patrné z obr. 24, na kterém je i v červeném rámečku zobrazena oblast, jejíž detail konečně prvkové sítě je patrný z obr. 25. Základovou konstrukci tvoří pod stěnami žb. základové pasy a pod sloupy žb. patky, tyto konstrukce ale nakonec ve výpočetním modelu nebyly zohledněny.





Obrázek 24: Axonometrický pohled na konstrukční systém objektu



Obrázek 25: Detail sítě konečných prvků

### 3.2 Materiál budovy

Pro výpočet byl zvolen beton C 25/30. Materiálové parametry pro výpočet jsou charakterizovány průměrnými a středními hodnotami a jsou uvedeny v tabulce 1, údaje byly převzaty z článku [7]. Tyto parametry se následně upravily v duchu metody dílčích součinitelů.

Charakteristika	Hodnota pro beton C 25/30
objemová hmotnost $\rho$	2 500 kg/m <sup>3</sup>
Youngův modul pružnosti $E_{cm}$	30 500 MPa
Poissonovo číslo $\nu$	0,15
pevnost v tlaku $f_{ck}$	25 MPa
pevnost v tahu $f_{ctm}$	2,6 MPa
lomová energie $G_f$	150 N/m

Tabulka 1: Parametry betonu

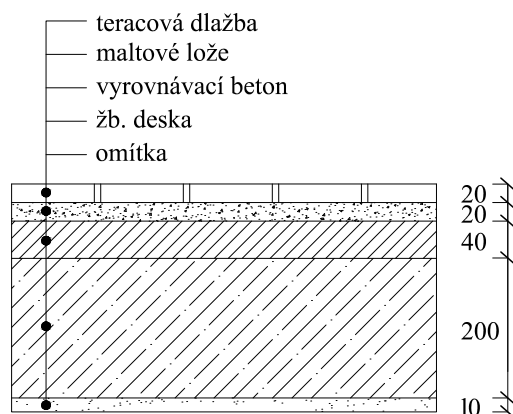
### 3.3 Zatížení konstrukce a zatěžovací stavy

Pro stanovení odezvy byly uvažovány následující zatěžovací stavy

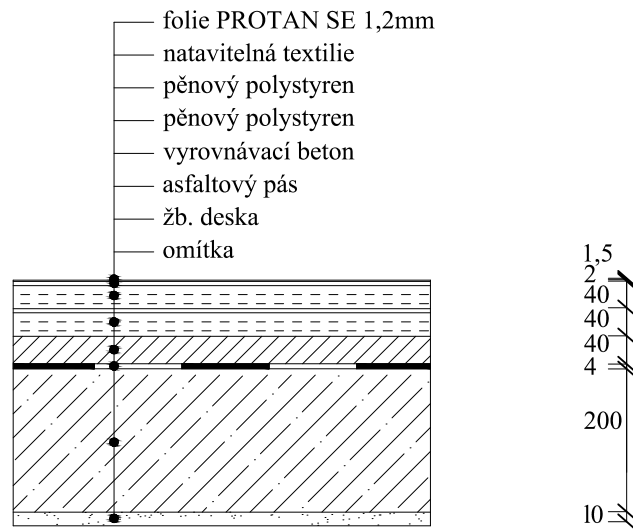
- vlastní tíha - ZS1,
- užité zatížení - ZS2,
- zatížení sněhem - ZS3,
- zatížení postupným poklesem bodů terénu v důsledku tunelování - ZS4.

Hodnota vlastní tíhy konstrukce byla generována automaticky z příslušné objemové hmotnosti materiálu, objemu průřezů konstrukčních prvků a gravitačního zrychlení, jehož hodnota byla pro výpočet uvažována jako 9,81 m/s<sup>2</sup>. Hodnoty užitého zatížení a zatížení sněhem byly převzaty z EC 1 [2].

Objekt byl uvažován jako administrativní budova, proto velikost užitého nahodilého zatížení v jednotlivých podlažích byla  $q=2,5$  kN/m<sup>2</sup>. Užité nahodilé zatížení pro střechu budovy bylo uvažováno  $q=0,6$  kN/m<sup>2</sup>. Při určení velikosti zatížení sněhem se vycházelo z toho, že budova se nachází v první sněhové oblasti, velikost proto byla určena jako  $q=0,75$  kN/m<sup>2</sup>. Pro určení ostatního stálého zatížení je potřeba znát skladbu stropů a střechy. Skladba stropu budovy je patrná z obr. 26, skladba střechy pak z obr. 27.

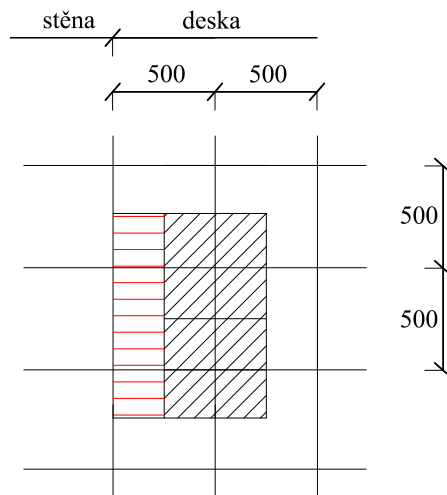


Obrázek 26: Skladba stropu



Obrázek 27: Skladba střechy

Zatížení vlastní tíhou bylo generováno automaticky, ostatní stálé zatížení (omítka, vyrovnávací beton, maltové lože, keramická dlažba, hydroizolace atd.), užité zatížení a zatížení sněhem bylo rozpočítáno do jednotlivých uzlů konečně prvkové sítě ze „zatěžovací plochy“, která jim přísluší viz obr. 28. Pro usnadnění zadávání bylo při výpočtu zanedbáno zatížení, které je na obr. 28 vyznačeno červenou šrafovou. Jde o plošné zatížení, nacházející se v oblasti stěn, které by správně mělo být přisouzeno nejbližším uzlům sítě nacházejícím se ve stejné výškové úrovni.



Obrázek 28: Grafické znázornění rozpočítání zatížení do uzlů sítě KP

Zatížení vlastní tíhou, užité zatížení i zatížení sněhem se uvažovalo neměnné v čase. Konstrukce byla dále zatížena postupným poklesem bodů terénu v důsledku ražby tunelu. Poklesem byly zatíženy uzly konstrukce nacházející se v úrovni terénu. Při zjednodušujícím předpokladu, že geologický profil podloží se v podélném směru ražby nemění pak zatěžování probíhalo po zatěžo-

vacích přírůstkách v důsledku toho, jak probíhá výstavba tunelu nacházející se pod modelovanou konstrukcí. Vzhledem k předpokladu malých účinků od zatížení větrem, nebyl nakonec tento zatěžovací stav do výpočtů zahrnut. Rovněž vliv dotvarování nebyl do výpočtů zahrnut.

### 3.4 Kombinace zatěžovacích stavů

Jako nejneprůzračnější kombinace zatížení byla uvažována kombinace zatížení vlastní tíhou, sněhem a užitným zatížením. Pro mezní stav únosnosti, pro trvalé a dočasné návrhové situace, může být kombinace zatížení vyjádřena buď jako

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,1} \oplus \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (36)$$

nebo alternativně pro mezní stavy STR a GEO jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \oplus \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (37)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,1} \oplus \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (38)$$

kde

- $\oplus$  znamená „v kombinaci s“,
- $\xi$  je redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G,
- $G_k$  charakteristická hodnota stálého zatížení,
- $Q_{k,1}$  charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení 1,
- $Q_{k,i}$  charakteristická hodnota  $i$ -tého proměnného zatížení,
- $P_k$  charakteristická hodnota od předpětí,
- $\gamma_{G,j}$  dílčí součinitel  $j$ -tého stálého zatížení,
- $\gamma_{Q,1}$  dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení,
- $\gamma_{Q,i}$  dílčí součinitel  $i$ -tého vedlejšího proměnného zatížení,
- $\gamma_P$  dílčí součinitel od předpětí  $P$ ,
- $\psi_{0,i}$  dílčí součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení.

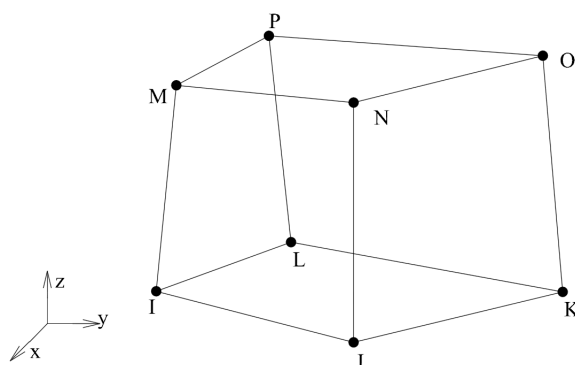
Nepříznivější hodnoty dává vztah (36). Jednotliví součinitelé jsou patrní z tabulky 2.

Ozn.	Název	$\gamma_f$	$\xi_j$	$\psi_i$	Hodnota zatížení
ZS.1	Vlastní tíha	1,35	0,85	-	Dle objemu konstrukčního prvku [kN/m <sup>3</sup> ]
ZS.2	Užitné zatížení	1,50	-	0,70	2,5 kN/m <sup>2</sup> stropy; 0,6 kN/m <sup>2</sup> střecha
ZS.3	Sníh	1,50	-	0,70	0,75 kN/m <sup>2</sup>
ZS.4	Postupný pokles bodů terénu	-	-	-	Různá v čase [mm]

Tabulka 2: Charakteristické hodnoty zatížení a příslušní součinitelé

### 3.5 Modelování

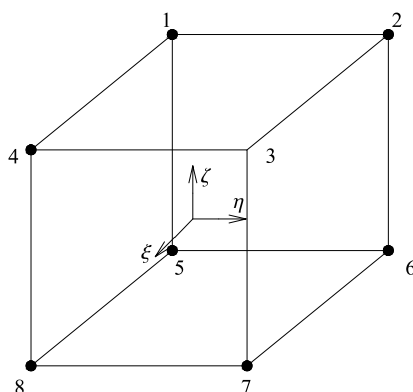
Vytvoření výpočetního modelu konstrukce probíhalo v komerčně dostupném programu ANSYS (verze 13.0), který tentokrát nebyl použit pro výpočet odezvy, ale konstrukce v něm byla pouze rozdělena konečně prvkovou sítí tak, aby celý model konstrukce mohl být vyexportován a následně řešen v konečně prvkovém programu OOFEM (verze 2.0). Tvorba sítě byla volena tak, aby vedla k co možná nejjednoduššímu zadávání, ale zároveň aby byla dostatečně hustá a dosažené výsledky byly dobrou aproximací přesného řešení. Pro modelování byl použit prostorový prvek typu Solid 185, viz obr. 29.



Obrázek 29: Prostorový prvek Solid 185 v programu ANSYS

Jedná se o 8 uzlový prvek s lineární aproximací pole posunutí. Průběh napětí a deformace je tedy konstantní po prvku. V každém uzlu jsou definovány tři stupně volnosti (posuny  $u$ ,  $v$  a  $w$ ), prvek má tak 24 stupňů volnosti. Velikost hrany prvku byla zvolena 500 mm. Stropy a střecha budovy byly modelovány 4 vrstvami prvků po tloušťce desky, čímž se docílilo stanovení reálnější odezvy, než kdyby byly modelovány pouze jednou vrstvou a zároveň byl tak počet uzlů a prvků redukován tak, aby délka výpočtu odezvy byla ještě únosná. Celkový počet prvků konstrukce pak byl 31 272, počet uzlů 42 543.

Tvar a charakteristika prvků byly voleny tak, aby prvky byly kompatibilní s prvky implementovanými v programu OOFEM. Pro výpočet v tomto programu potom byly voleny izoparapetrické prvky LSpace viz obr. 30.



Obrázek 30: Prostorový prvek LSpace v programu OOFEM

Opět se tedy jedná o osmi uzlový prvek, kdy v každém uzlu jsou definovány tři stupně volnosti (posuny  $u$ ,  $v$  a  $w$ ) prvek má tedy také 24 stupňů volnosti.

K aproximaci přemístění uzlů je u *izoparametrických prvků* využíváno stejných funkcí, které popisují geometrii prvku. V případě osmi uzlového prostorového prvku LSpace mají aproximační funkce  $N_i$  tvar

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)(1 + \zeta\zeta_i), \quad (39)$$

kde  $\xi_i$ ,  $\eta_i$  a  $\zeta_i$  jsou souřadnice  $i$ -tého uzlu konečného prvku a  $\xi$ ,  $\eta$  a  $\zeta$  jsou souřadnice bodu v jednotkovém souřadném systému.

Pro sestavení matice tuhosti je třeba znát kromě funkčních hodnot i derivace tvarových funkcí

$$\frac{\partial N_i}{\partial x} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad (40)$$

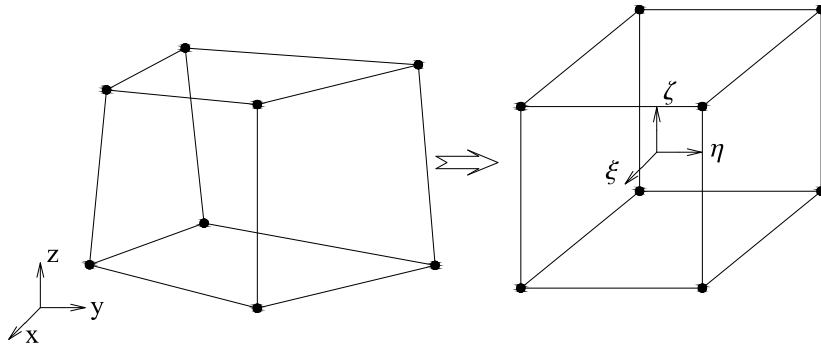
$$\frac{\partial N_i}{\partial y} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial y} \quad (41)$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial z} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial z} \quad (42)$$

Derivace  $\frac{\partial \xi}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial \xi}{\partial y}$ ,  $\frac{\partial \xi}{\partial z}$ ,  $\frac{\partial \eta}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial \eta}{\partial y}$ ,  $\frac{\partial \eta}{\partial z}$ ,  $\frac{\partial \zeta}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial \zeta}{\partial y}$  a  $\frac{\partial \zeta}{\partial z}$  můžeme přepsat do Jacobiho matice

$$\mathbf{J} = \begin{pmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{pmatrix}, \quad (43)$$

kteřá tak slouží pro transformaci ze soustavy souřadnic  $x, y$  a  $z$  do soustavy souřadnic  $\xi, \eta$  a  $\zeta$  viz obr. 31.



Obrázek 31: Transformace mezi souřadným systémem  $x, y$  a  $z$  do soustavy souřadnic  $\xi, \eta$  a  $\zeta$

Matici tuhosti pak vypočteme jako

$$K = \int_{\Omega} (B^{eT} D B^e) d\Omega, \quad (44)$$

kde

$$B^e = \partial^T N^e(x) \quad (45)$$

Jak již bylo popsáno v předchozí části kapitoly, konstrukce byla modelována bez základových konstrukcí. Uložení stěn i sloupů v zemině bylo řešeno tak, že se uzlům sítě, které jsou v úrovni zeminy, zamezily posuny ve směru globálních os  $x$ ,  $y$  a  $z$  a tím pádem jsou uvažovány jako vetknuté v daném bodě.

Modelování výztuže lze provést např. pomocí prutových prvků. Toto ale nebylo náplní naší práce, úloha by se tak totiž stala značně pracnější.

## 4 Mechanická odezva konstrukce

### 4.1 Program OOFEM

Projekt OOFEM<sup>3</sup> (z anglického Objected Oriented Finite Element Method) je aktivně vyvíjen od roku 1997 na katedře mechaniky Stavební fakulty ČVUT v Praze a je šířen pod GNU licencí. Jedná se o volně šiřitelný program pro řešení multifyzikálních problémů metodou konečných prvků s objektově orientovanou architekturou pro řešení úloh mechaniky pevné fáze, transportních jevů a mechaniky tekutin. Program OOFEM je dále vyvíjen a úspěšně používán pro řešení řady praktických i teoretických problémů. Mezi nejvýznamnější řešené úlohy patří např. optimalizace chlazení oblouku Opárenského mostu, predikce dlouhodobého chování kontejnmentu jaderné elektrárny nebo analýza kolapsu přehradu Koyna Dam. Je psán v jazyce C++ a byl úspěšně přeložen a provozován na operačních systémech Windows (PC) i Linux (PC, IBM SP2). V současnosti jeho kód tvoří více než 220 tisíc řádků v C++.

Tvorba vstupního souboru programu OOFEM pak probíhala v programu Matlab R2010a a je založena na konečné prvkové síti vytvořené v programu ANSYS. Data byly získána tak, že z programu ANSYS byly vyexportovány textové soubory s popisem geometrie a okrajových podmínek dané úlohy. V programu OOFEM nejsou nastaveny jednotky veličin. Při tvorbě vstupního souboru programu je tedy na uživateli, aby jednotlivé parametry zadával ve správných jednotkách. Souhrn jednotek parametrů při zadávání je uveden v tabulce 3.

Parametr	Jednotka
tíha	N/mm <sup>3</sup>
Youngův modul pružnosti $E_{cm}$ , modul zpevnění $H$ , pevnosti betonu v tlaku $f_{cm}$ a tahu $f_t$	MPa
Poissonovo číslo $\nu$	-
součinitel tepelné roztažnosti $\alpha$	1/K
lomová energie $G_f$	N/mm

Tabulka 3: Jednotky parametrů betonu uvažované v programu OOFEM

Výstupem z programu OOFEM jsou pak po ukončení výpočtů jednotlivé textové a grafické soubory odpovídající každému zatěžovacímu kroku. Pro grafické zobrazení výsledků byl zvolen program ParaView (verze 3.12.0-RC3).

### 4.2 Lineární odezva

Materiálové parametry uvažované ve výpočtu v programu OOFEM jsou uvedeny v tabulce 4.

<sup>3</sup>Webové stránky věnované programu OOFEM se nacházejí na adrese <http://www.oofem.org>.

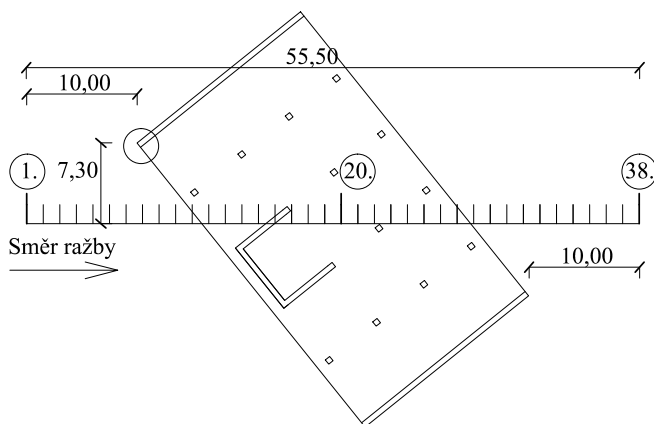
Charakteristika	Hodnota pro beton C 25/30
Youngův modul pružnosti $E_{cm}$	30 500MPa
Poissonovo číslo $\nu$	0,15
součinitel tepelné roztažnosti $\alpha$	$12 \times 10^{-6}$ 1/K

Tabulka 4: Parametry betonu uvažované v lineárním výpočtu

Výpočty byly prováděny na notebooku s konfigurací: procesor Intel<sup>®</sup> Core<sup>™</sup> 2 Duo P8400 (2,26 GHz, 3 MB, 1066 MHz), paměť 4GB (DDR 2, 800 MHz), Windows Vista Home Premium SP2 32-bit.

Pro účely této práce byla poloha objektu vůči podélné ose tunelu zvolena tak, aby osa tunelu procházela přibližně středem budovy, přičemž budova byla pootočená od této osy o zhruba  $70^\circ$ . Na obrázku 32 jsou pak ještě patrné jednotlivé záběry čelby tunelu, jejichž délka byla s ohledem na použitou metodu výstavby (NRTM) a geologické podmínky v místě stavby zvolena hodnotou 1,5 m.

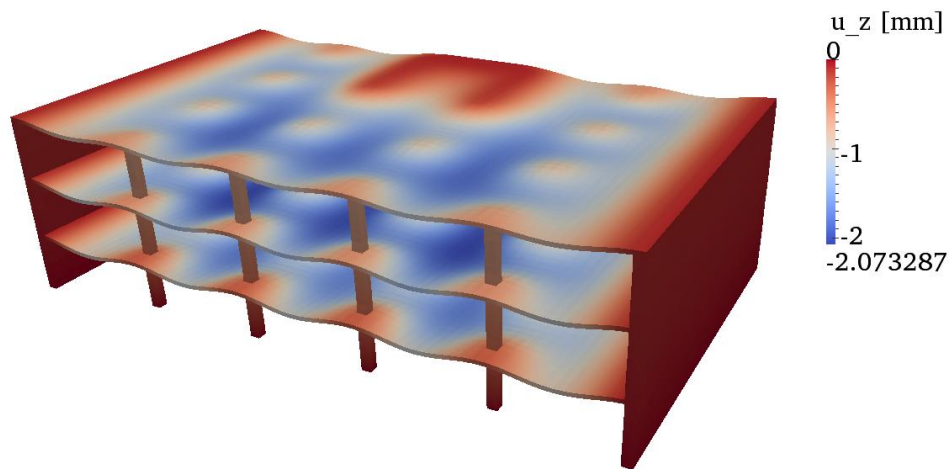
Odezva lineárního modelu je pak ukázána ve čtyřech krocích. Nejprve je ukázána odezva pro kombinaci vlastní tíhy, užitným zatížením a zatížení sněhem, tedy bez uvažování poklesu bodů terénu. V této variantě bylo zatížení konstrukce generováno dle vztahu (36). Potom jsou ukázány rozdíly v odezvě, pokud uvažujeme poklesy terénu, záběr číslo 1. Aplikovány jsou skutečně vypočtené poklesy bodů terénu bez přenásobení součinitelem zatížení  $\gamma_f$  jako v případě zatížení. Dalším krokem je diskuze odezvy pro 20. záběr ražby tunelu v okamžiku, kdy se rovina čelby tunelu nachází přímo uprostřed pod budovou a nakonec je ukázána odezva v momentě, kdy je rovina čelby za budovou, jde o záběr číslo 38. Jednotlivé záběry roviny čelby tunelu jsou patrné z obr. 32.



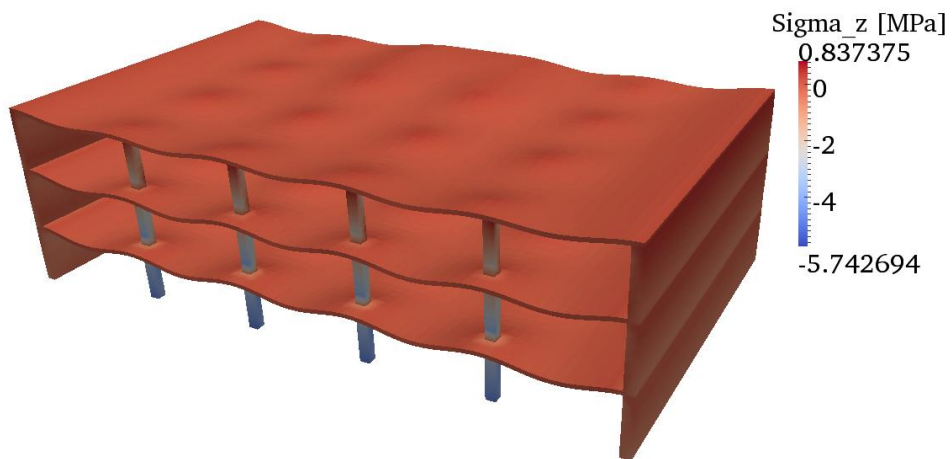
Obrázek 32: Znázornění jednotlivých čísel záběrů, které jsou popisovány v textu

Prvním krokem tedy bylo ověření chování modelu konstrukce pro pouze zatížení vlastní tíhou, užitným zatížením a zatížení sněhem. Odezva modelu konstrukce na dané zatížení je patrná z obr. 33 a 34. Skutečné posuny jsou velmi malé, proto jsou na obrázcích záměrně přehnány. Faktor zvětšení je v tomto případě  $500 \times$ . Největší svislé posuny vznikly v desce pro 3.NP v oblasti mezi štítovými ztužujícími stěnami a výtahovou šachtou a to  $-2,073$  mm. Oblasti s největšími tuhostmi, oblasti kolem štítových stěn a výtahové šachty, se vyznačovaly minimálními posuny. Největší svislé tlakové napětí  $\sigma_z$  vznikalo ve spodních sloupech s největší zatěžovací plochou a to  $-5,743$  MPa.



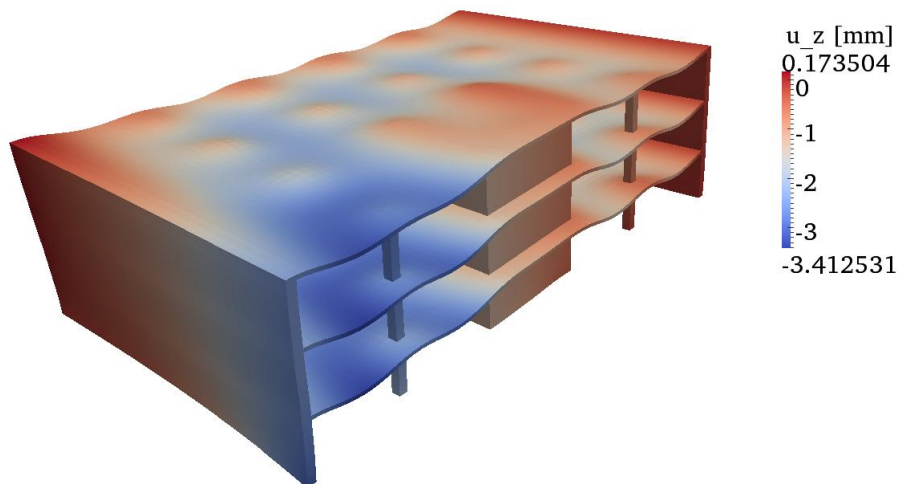


Obrázek 33: Svislé posuny  $u_z$  od vlastní tíhy, užitečného zatížení a zatížení sněhem, faktor zvětšení posunů 500×



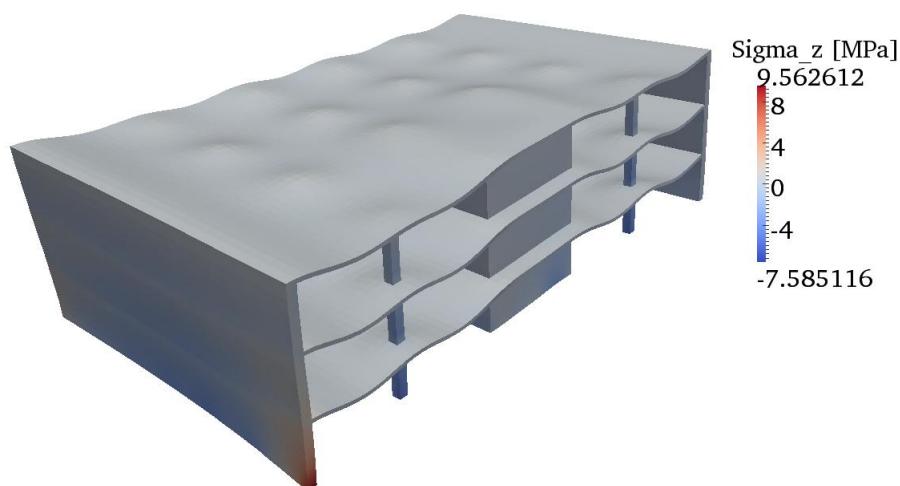
Obrázek 34: Svislé napětí  $\sigma_z$  od vlastní tíhy, užitečného zatížení a zatížení sněhem, faktor zvětšení posunů 500×

V dalším kroku byla konstrukce dále přitížena poklesem bodů terénu vzniklé vlivem ražení tunelu. Na obr. 35 je ukázána odezva modelu konstrukce pro první záběr tunelu.



Obrázek 35: Svislé posuny  $u_z$  pro první záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů  $500\times$

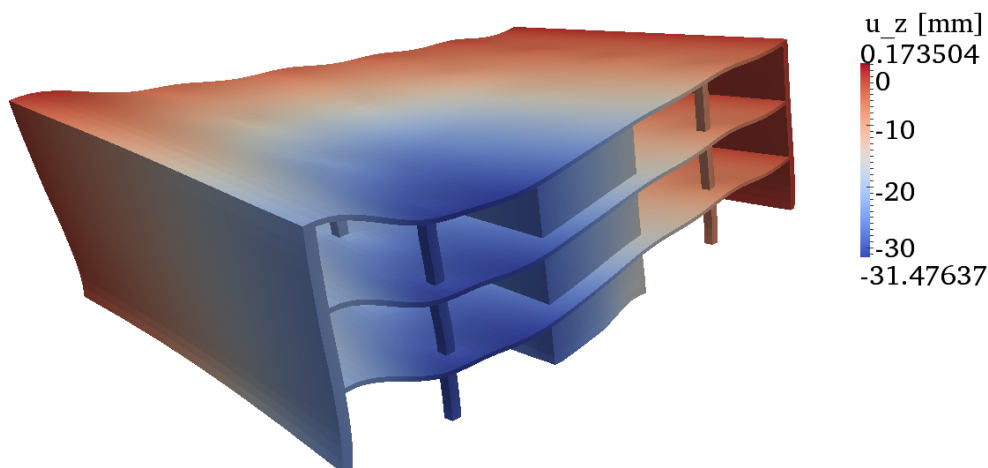
Největší svislé posuny vznikly v části budovy, která se nejvíce nachází v oblasti poklesové kotliny. Na obr. 35 je tato oblast vyplněna modrou barvou. V rohu štítové stěny byly předepsány největší poklesy bodů terénu a to  $-3,05$  mm. Největší svislý pokles potom nastal v desce pro 2.NP a to  $-3,412$  mm. Dalo se tedy očekávat, že v místě s největšími poklesy vzniknou i největší tahová napětí. Grafické znázornění napětí je patrné z obr. 36.



Obrázek 36: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro první záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů  $500\times$

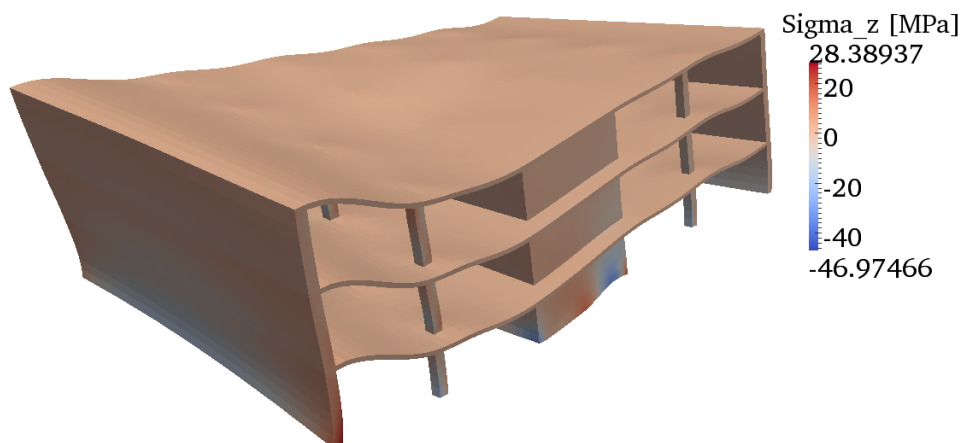
V rohu štítové stěny budovy s předepsaným největším poklesem vzniklo tahové napětí  $9,563$  MPa, největší tlakové napětí bylo stále lokalizováno ve spodních sloupech s největší zatěžovací plochou a to hodnotou  $-7,585$  MPa.

Na obr. 37 a 38 jsou ukázány svislé posuny a napětí pro 20. záběr tunelu.



Obrázek 37: Svislé posuny  $u_z$  pro 20. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů  $130\times$

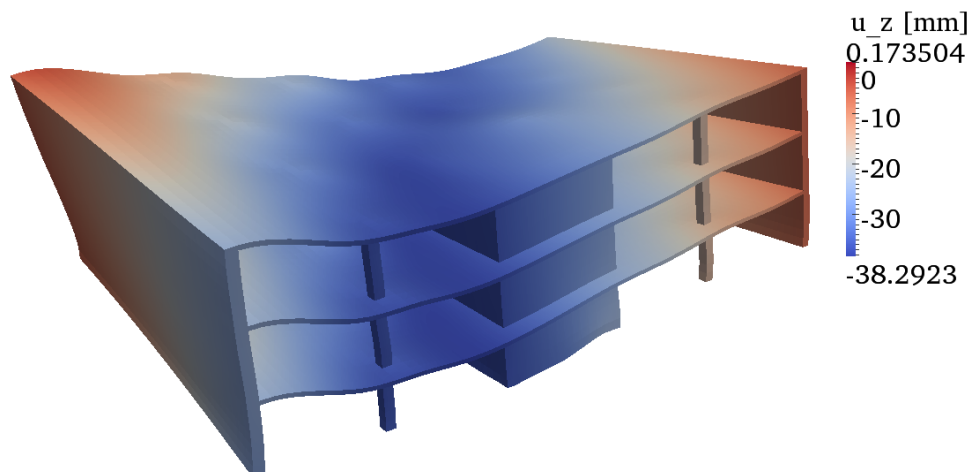
Z obr. 38 je již patrná značná deformace budovy v důsledku postupu poklesové kotliny. Největší hodnota poklesu činila již  $-31,476$  mm.



Obrázek 38: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 20. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů  $130\times$

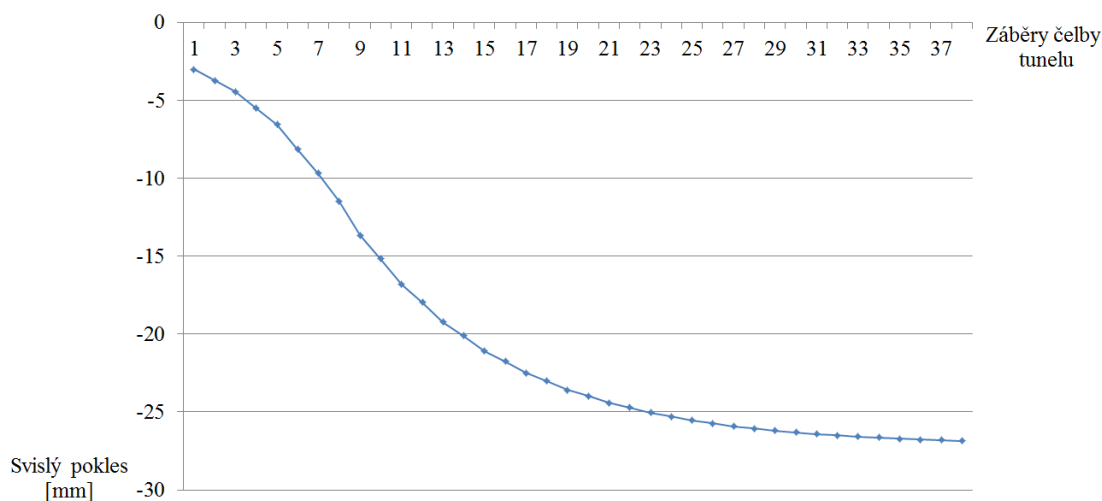
Největší tahové napětí vzniklo opět v rohu štítové stěny s největším předepsaným poklesem. Napětí činilo  $28,389$  MPa. Takto velkému napětí by štítová stěna mohla odolávat pouze za značného vyztužení tohoto detailu konstrukce. Největší tlakové napětí již ale bylo lokalizováno do čelní stěny výtahové šachty a to hodnotou  $-46,975$  MPa. Nutno podotknout, že takto velké napětí v tlaku by beton již nevydržel a nastalo by jeho drcení.

Nakonec je ukázána a diskutována odezva modelu konstrukce pro poslední 38. záběr tunelu, viz obr. 39 a 41.



Obrázek 39: Svislé posuny  $u_z$  pro 38. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů  $100\times$

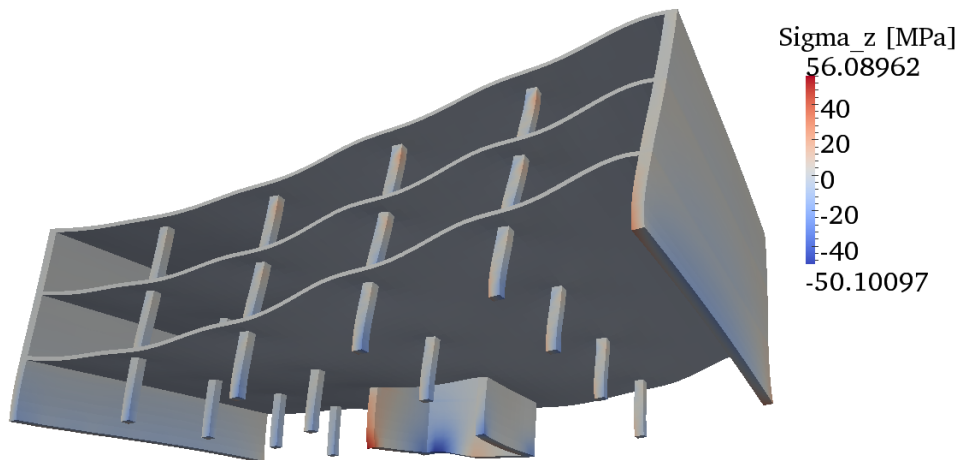
Pro tento poslední záběr je vidět výrazná deformace modelu konstrukce v podélném směru. Největší svislý pokles činil  $-38,292$  mm. Na obr. 40 je graficky znázorněný pokles rohu budovy, který je na obr. 32 v kolečku pro jednotlivé záběry. Je na něm patrný nejprve prudký nárůst poklesů, který se postupně snižuje, přesně jak bychom čekali na základě tvaru podélné aproximace kotliny dle (3).



Obrázek 40: Grafické znázornění nárůstu svislých poklesů vyznačeného rohu budovy

Vysokých hodnot dosahují svislá napětí  $\sigma_z$  a to jak tahová, tak tlaková. Největší tahová napětí se lokalizovala do postranní stěny výtahové šachty a dosahovala hodnot  $56,09$  MPa. Největšího tlakového napětí bylo dosaženo v čelní desce výtahové šachty a to hodnotou  $-50,1$  MPa.

Největší svislá napětí tak byla skutečně vypočtena pro poslední záběr čelby a v tuto chvíli je nepodstatné, jakých hodnot dosahovala napětí ve stropních deskách budovy. Pokud si totiž dobře rozmyslíme dosažené výsledky, dojdeme k závěru, že vzhledem ke způsobu namáhání konstrukce v

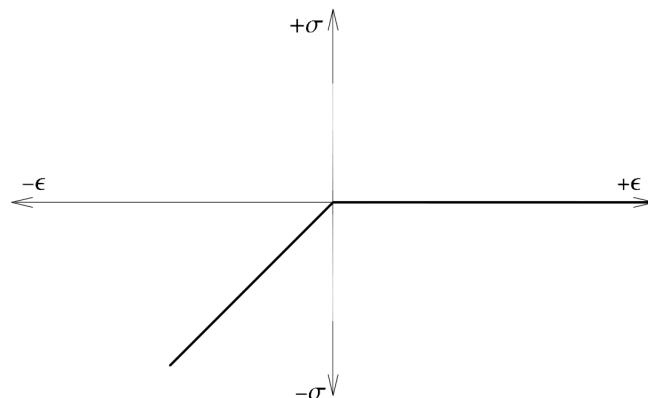


Obrázek 41: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 38. záběr ražby tunelu, faktor zvětšení posunů  $100\times$

základech nemohou vznikat takto velká tahová napětí. Při postupném poklesu bodů terénu totiž dochází naopak převážně k postupnému zatlačování konstrukce do masivu podloží a ke vzniku tlakových napětí. Při poklesu sice dochází k tomu, že zemina s sebou „strhává“ konstrukce základů, vznik takovýchto hodnot tahových napětí si ale naopak můžeme představit tak, že konstrukci „vytrháváme“ z jejího podloží. Proto bylo v dalším postupu rozhodnuto, že je nutné zamezit vzniku tahových napětí v základech konstrukce od poklesu bodů terénu. Toho bylo docíleno přidáním kontaktních prvků k uzlům v úrovni terénu, jež nepřenášejí tahová napětí.

### 4.3 Lineární odezva s kontaktními prvky s vyloučením tahu

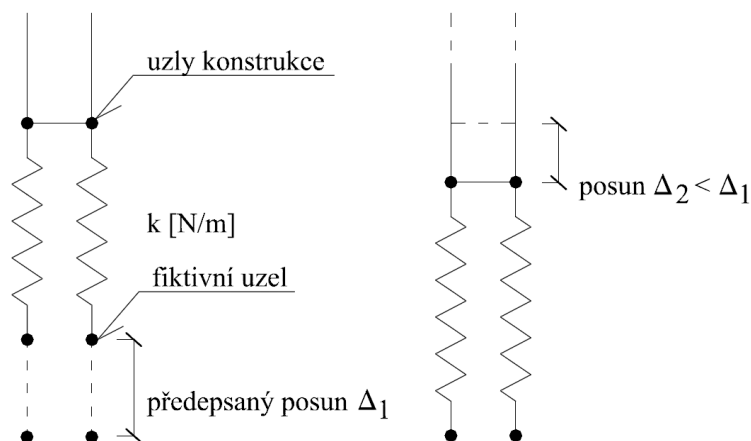
Podstatou kontaktních prvků je zamezit vzniku velkých hodnot tahových napětí v základech konstrukce. Prvky si můžeme představit jako pružiny, které mají definovanou tuhost v tlaku a v tahu nepůsobí, viz obr. 42, přičemž se v tlaku chovají lineárně pružně.



Obrázek 42: Pracovní diagram kontaktního prvku přenášející pouze tlak

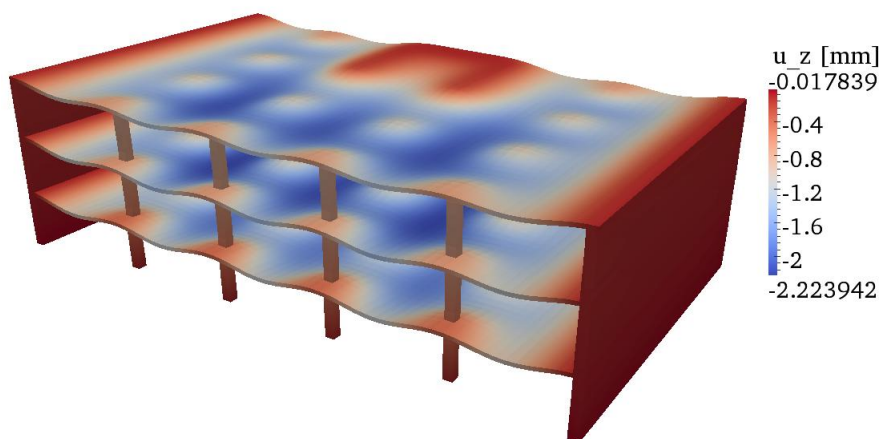
Tyto prvky byly následně implementovány do modelu konstrukce tak, že spojovaly skutečný uzel konstrukce s druhým uzlem kontaktního prvku. Tyto uzly mají stejné souřadnice, jedná se tedy o jakési zdvojení a vytvoření nových „fiktivních“ uzlů, které jsou nadefinovány pod všemi uzly modelu konstrukce, které jsou ve styku se zeminou. Fiktivnímu uzlu se následně předešlo pokles

$\Delta_1$ , takže v kontaktním prvku vznikl tah. V tomto okamžiku došlo k vyloučení tohoto prvku z výpočtu, tuhost se přerozdělila do okolí a konstrukce poklesla o hodnotu  $\Delta_2$ . Tento posun je vždy menší než předepsaná hodnota. Teoreticky by konstrukce zůstala na svém místě při předepsání nekonečné tuhosti v tlaku, naopak při předepsání nulové tuhosti by posuny  $\Delta_1$  a  $\Delta_2$  byly shodné. Princip fungování kontaktního prvku je patrný z obr. 43.



Obrázek 43: Princip kontaktních prvků

Hodnota tuhosti pružiny v tlaku se nastavila tak, aby výsledné posuny bez předepsání poklesů terénu byly přibližně shodné s výsledky lineárního modelu bez kontaktních prvků. V případě vysokých hodnot tuhostí totiž docházelo k problémům s konvergencí výpočtu. Tuhost tak byla nastavena hodnotou 2 500 000 N/mm. Uzlům kontaktních prvků byly následně předepsány stejné poklesy jako uzlům v modelu bez těchto prvků. Protože pracovní diagram pružin je nelineární, pro výpočet se zvolila metoda Newton-Raphson. Nastavená tolerance  $\varepsilon$  pro ukončení výpočtu byla zvolena hodnotou  $1 \times 10^{-3}$ . Odezva modelu konstrukce bez uvažování zatížení poklesy terénu je vidět na obr. 44. Hodnoty svislých posunů jsou v podstatě identické jako u lineárního modelu bez kontaktních prvků. Na obrázku si ale můžeme povšimnout, že minimální hodnota posunu již není nulová v důsledku uložení konstrukce na pružinách s definovanou tuhostí.



Obrázek 44: Svislé posuny  $u_z$  bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky bez uvažování tahu, faktor zvětšení posunů  $500 \times$

Svislé napětí  $\sigma_z$  je vidět na obr. 45. Hodnoty jsou opět v dobré shodě s modelem bez kontaktních prvků.



Obrázek 45: Svislé napětí  $\sigma_z$  bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky bez uvažování tahu, faktor zvětšení posunů  $500\times$

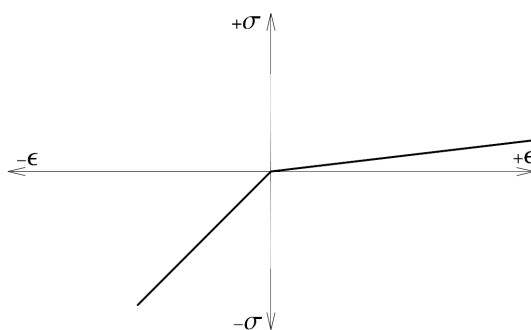
V dalším kroky byly aplikovány svislé posuny. Po tomto kroku ale výpočet přestal ihned konvergovat. V případě ztráty konvergence při výpočtu MKP se obecně doporučuje např.

- snížit velikost zatěžovacího kroku,
- změnit způsob zatěžování: řízení silou  $\rightarrow$  řízení posunem,
- změnit typ matice tuhosti uvažovaný ve výpočtu (tečná, sečná, elastická),
- ověřit, zda nebyla překročena únosnost konstrukce a to i lokálně.

Ukázalo se, že ztrátu konvergence způsobila neúčinnost prvků v tahu. Změna tuhosti vlivem vypuštění tažených prvků z výpočtu byla pro řešič příliš výpočtově náročná. Proto se provedla úprava pracovního diagramu kontaktního prvku a v dalším kroku se uvažovala i tuhost v tahu.

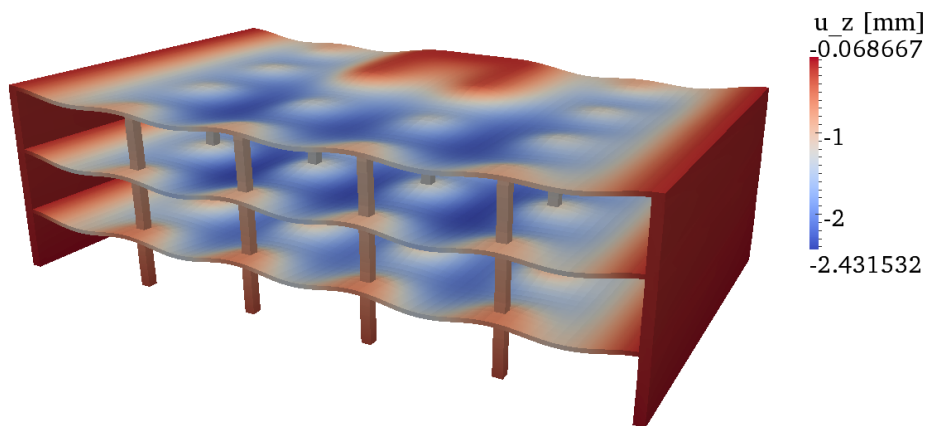
#### 4.4 Lineární odezva s kontaktními prvky s uvažováním tahu

Pro snížení výpočtové náročnosti a zajištění konvergence řešení se definovala tuhost kontaktního prvku i v tahu.

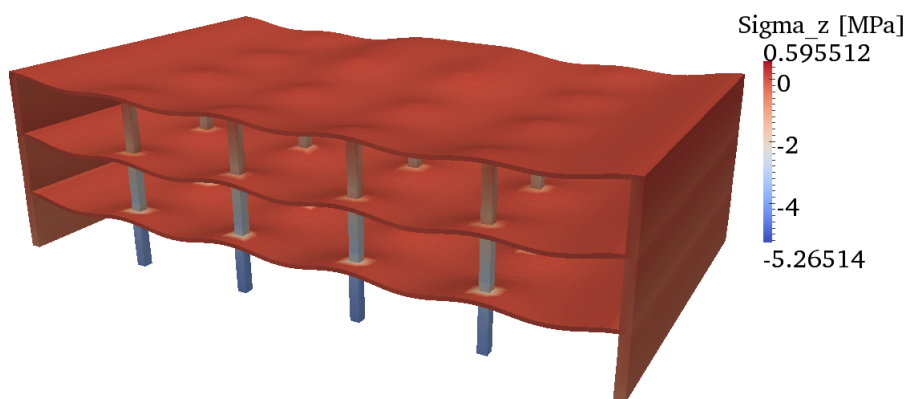


Obrázek 46: Pracovní diagram kontaktního prvku s uvažováním chování v tlaku i tahu

Pracovní diagram takového prvku je patrný z obr. 46. Tuhost v tlaku byla snížena z hodnoty 2 500 000 N/mm na 700 000 N/mm, tuhost v tahu byla uvažována jako 700 N/mm. Protože je tuhost v tahu velmi malá oproti tuhosti v tlaku, zatěžovací dráha pro tahové chování je na tomto diagramu záměrně zvětšena tak, aby byly viditelné rozdíly v tuhostech pro jednotlivé druhy zatěžování. Pokud bychom zatěžovací větve pro tahové chování chtěli zobrazit ve skutečném měřítku, zatěžovací dráha by téměř splynula s osou znázorňující deformace  $\varepsilon$ . Po implementaci kontaktních prvků bylo nejdřív provedeno opět ověření chování modelu konstrukce bez uvažování zatížení poklesy. Odezva tohoto modelu je patrná na obr. 47 a 48. Hodnoty svislých posunů jsou tentokrát vyšší než u modelu konstrukce s kontaktními prvky bez uvažování tahu, protože došlo ke snížení tuhosti těchto prvků v tlaku. Pro všechny tři modely (model bez kontaktních prvků, model s kontaktními prvky bez uvažování tahu a model s uvažováním tlaku i tahu) byly tyto hodnoty ale velmi podobné. Největší hodnoty jsou popořadě  $u_z = -2,073$  mm,  $u_z = -2,223$  mm a  $u_z = -2,431$  mm pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu. Totéž platí i pro svislá napětí  $\sigma_z$ , kdy největší hodnoty těchto napětí byly  $\sigma_z = -5,743$  MPa,  $\sigma_z = -5,6$  MPa a  $\sigma_z = -5,265$  MPa pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu.



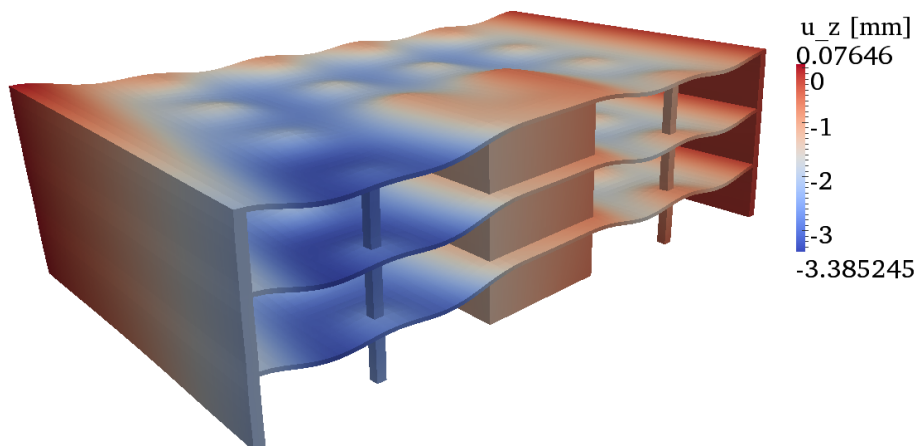
Obrázek 47: Svislé posuny  $u_z$  bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 500×



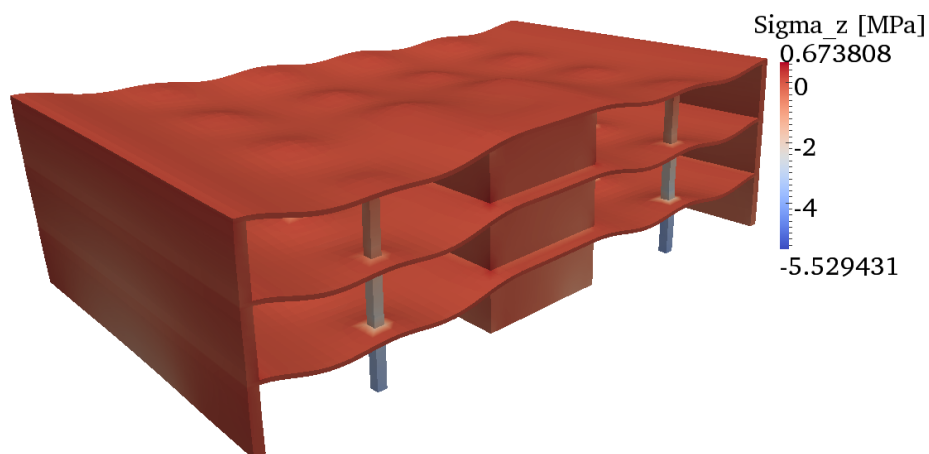
Obrázek 48: Svislé napětí  $\sigma_z$  bez zatížení poklesy pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 500×



Po ověření chování všech tří modelů konstrukce se v dalším kroku přistoupilo k zatížení poklesy terénu. Odezva modelu konstrukce je patrná z obr. 49 a 50.



Obrázek 49: Svislé posuny  $u_z$  pro první záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 500×

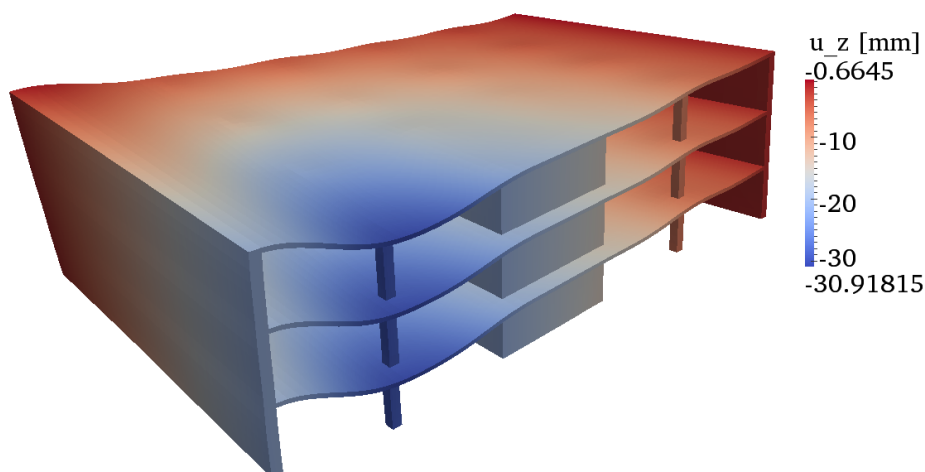


Obrázek 50: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro první záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 500×

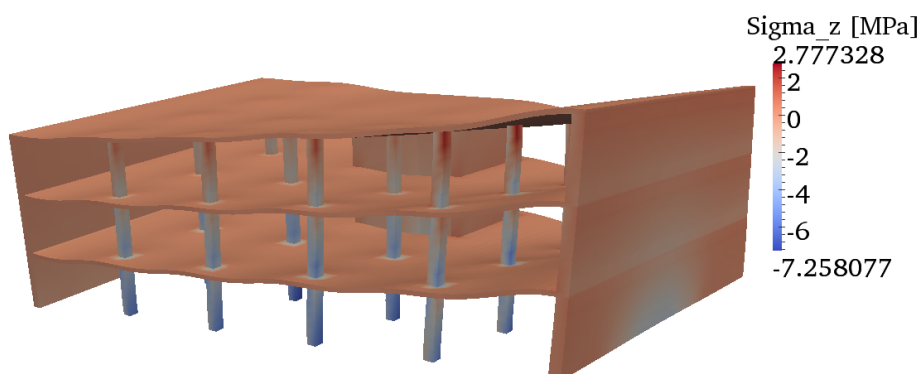
Co se hodnot svislých posunů týče, jsou velmi podobné jako pro model bez kontaktních prvků. Totéž již ale nelze říci o svislých napětích. Tyto napětí (především pak tahová) jsou u modelu s kontaktními prvky výrazně menší, což potvrdilo správnost zvoleného modelu. Zejména došlo k omezení tahových napětí, které pokleslo z hodnoty  $\sigma_z=9,562$  MPa u modelu konstrukce bez kontaktních prvků na hodnotu  $\sigma_z=0,673$  MPa, což je podobná hodnota napětí jako bez uvažování poklesů bodů terénu.

Na uvedených výsledcích došlo k ověření správného chování modelu konstrukce a přistoupilo se tak k dalšímu zatěžování poklesy terénu.

Uvedeny jsou výsledky pro 20. záběr čelby tunelu.



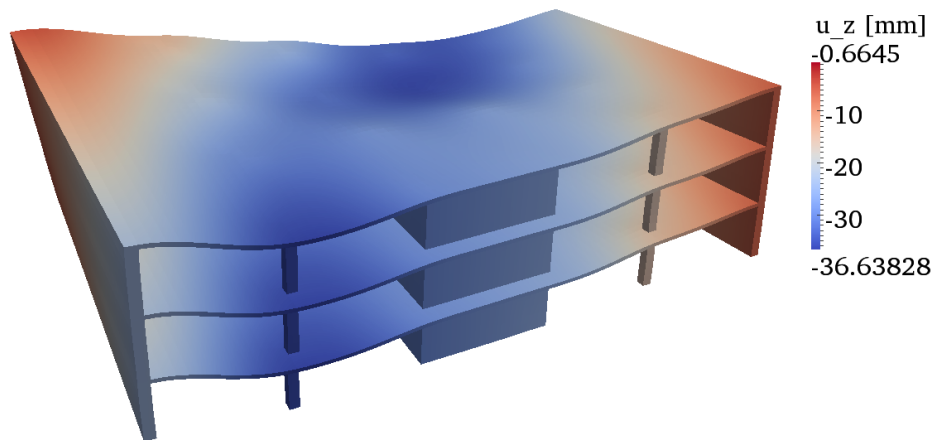
Obrázek 51: Svislé posuny  $u_z$  pro 20. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 130×



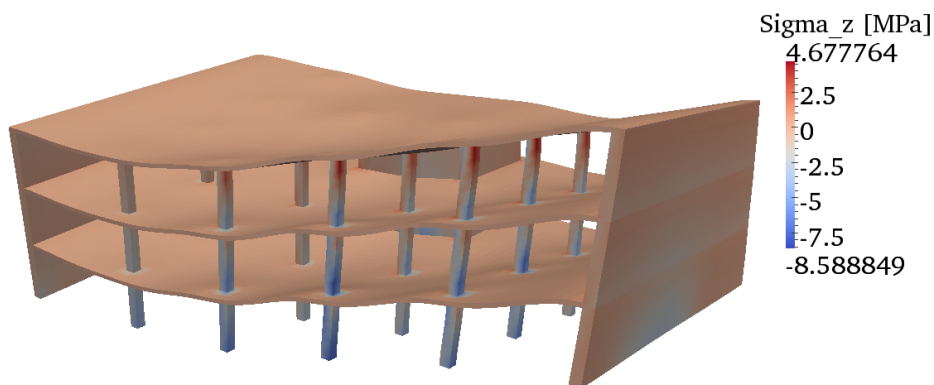
Obrázek 52: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 20. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 130×

Porovnáním dosažených výsledků dospějeme k podobnému závěru jako u výsledků pro první záběr čelby tunelu. Hodnoty svislých posunů jsou opět velmi podobné, ještě markantnějšího rozdílu se ale dočkáme při porovnání hodnot svislých napětí  $\sigma_z$ . V tomto kroku je již velmi dobře patrné omezení napěťových špiček ať už v tahu nebo tlaku oproti modelu bez kontaktních prvků. Tlačené zůstávají i nadále sloupy budovy (s výjimkou sloupu, který je nejvíce zatížen poklesy terénu, v kterém již vznikají tahová napětí) a některé části štítových a výtahových stěn, maximální tahové napětí je již ale lokalizováno do ohýbaných částí sloupů nacházejících se v 3.NP, kde napětí dosahovalo hodnoty až  $\sigma_z=2,777$  MPa.

Nakonec je ukázána a diskutována odezva pro poslední 38. záběr čelby tunelu.



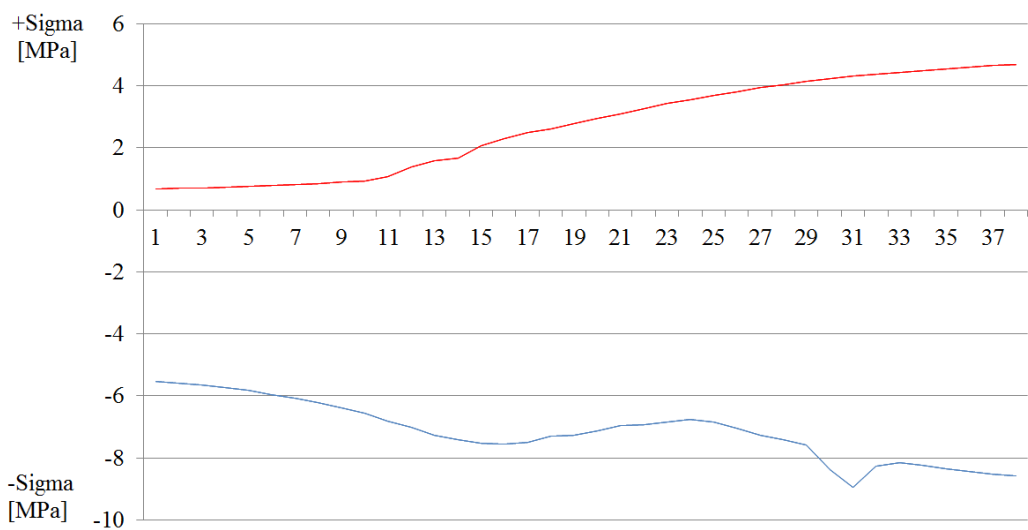
Obrázek 53: Svislé posuny  $u_z$  pro 38. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů  $100\times$



Obrázek 54: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 38. záběr tunelu pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů  $100\times$

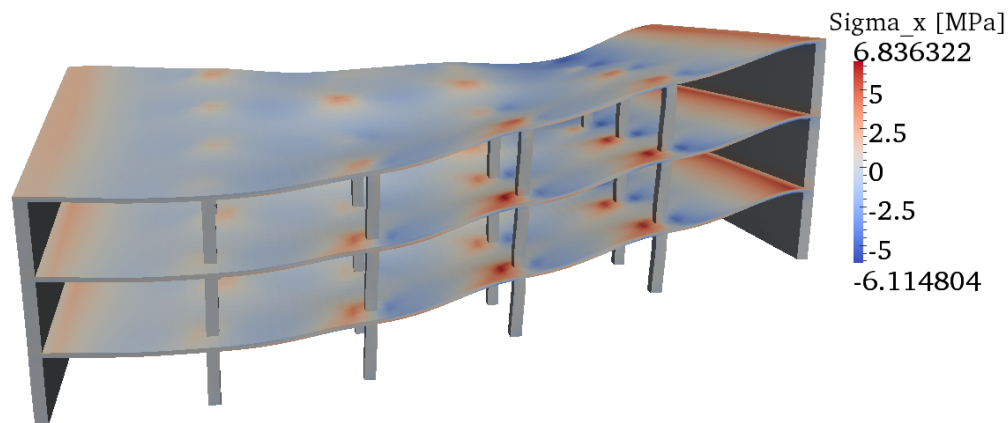
Na obr. 53 je opět patrná poměrně velká shoda s dosaženými výsledky hodnot svislých posunů jako u modelu bez kontaktních prvků. U svislých napětí toto již neplatí. Rozdíly v napětích jsou opět větší než v předchozí části odstavce diskutovaný 20. záběr čelby. Místo maximálního svislého tahového napětí se již nezměnilo, hodnota tohoto napětí pouze vzrostla na  $\sigma_z=4,677$  MPa. V této souvislosti je zajímavé zkontrolovat, zda hodnota maximálního svislého napětí (a to jak tlakového tak tahového) je skutečně největší pro poslední záběr tunelu nebo zda někdy v předcházejícím výpočetním kroku nebylo dosaženo vyšší hodnoty. Toto je graficky znázorněno na obr. 55, kde je červenou křivkou zobrazen vývoj tahového napětí a modrou barvou vývoj tlakového napětí. Vodorovná osa potom představuje jednotlivé záběry čelby tunelu.

Na obr. 55 je vidět, že hodnoty svislého tahového se skutečně s dalšími záběry zvyšují. Hodnoty tlakového napětí již ale kolísají s ražbou a největšího tlakového napětí  $\sigma_z$  nebylo nakonec dosaženo pro poslední záběr čelby tunelu, ale pro 31. záběr a to pro  $\sigma_z=-8,959$  MPa.



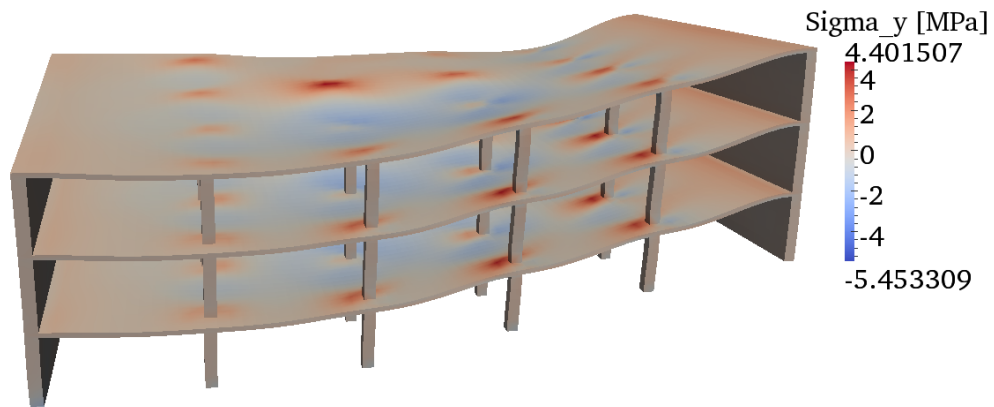
Obrázek 55: Vývoj svislého napětí  $\sigma_z$  pro jednotlivé záběry čelby tunelu s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu (tahové napětí zobrazeno červeně, tlakové modře)

Zajímavé je rovněž ověřit vodorovná napětí  $\sigma_x$  a  $\sigma_y$  v deskách konstrukce. Opět byly prověřeny všechny kroky ražby tunelu a největších hodnot vodorovného napětí  $\sigma_x$  v deskách bylo opravdu dosaženo na konci zatěžování pro 38. záběr tunelu viz obr. 56 a to jak pro tlaková, tak pro tahová napětí.

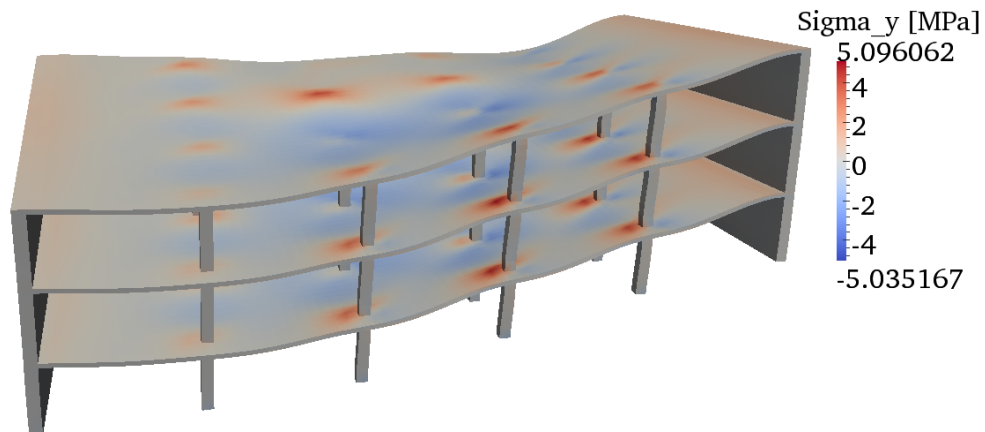


Obrázek 56: Největší hodnoty napětí  $\sigma_x$  pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů 100×

Pro vodorovná napětí  $\sigma_y$  již toto neplatí a největších tlakových napětí bylo sice dosaženo pro poslední záběr roviny čelby tunelu, obr. 57, ale největších hodnot tahových napětí bylo dosaženo v 30. záběru viz obr. 58.



Obrázek 57: Největší hodnoty tlakových napětí  $\sigma_y$  pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů  $100\times$



Obrázek 58: Největší hodnoty tahových napětí  $\sigma_y$  pro model s kontaktními prvky s uvažováním tlaku i tahu, faktor zvětšení posunů  $100\times$

Celkově lze tedy shrnout poznatky z modelování s kontaktními prvky takto

- v důsledku použití těchto prvků došlo k výraznému snížení špiček napětí,
- největšího svislého a vodorovného napětí  $\sigma_z$  a  $\sigma_x$  bylo dosaženo na konci zatěžování pro poslední zatěžovací krok,
- největších tahových vodorovných napětí  $\sigma_y$  bylo také dosaženo pro poslední záběr, největší vodorovné tahové napětí  $\sigma_y$  bylo dosaženo pro 30. záběr tunelu

a můžeme tak tvrdit, že jejich použitím jsme dosáhli stanovení reálnější odezvy modelu konstrukce než bez nich.

## 4.5 Mechanická odezva pro izotropní model poškození betonu

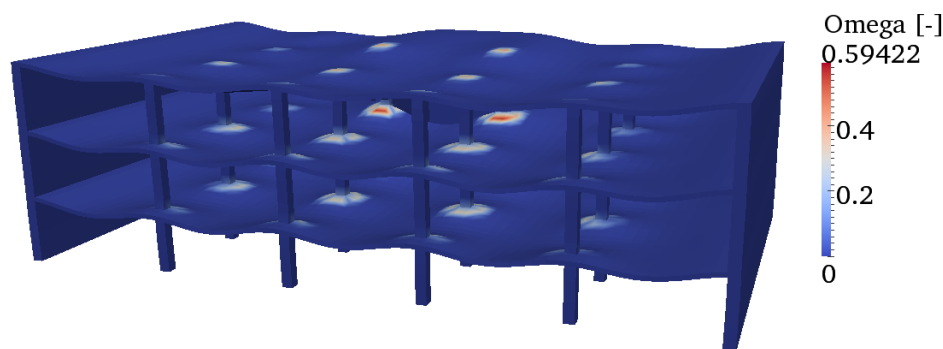
Po ověření správného nastavení modelu konstrukce za předpokladu lineárně pružného chování betonu spolu s kontaktními prvky, se v dalším kroku použil model izotropního poškození, který tak simuluje redukci tuhosti a rozvoj trhlin, dutin a podobných defektů. Samotný model konstrukce zůstal nezměněn, pouze se místo lineárně pružného materiálového modelu použilo zohlednění poškození materiálu konstrukce mikrotrhlinami. Jde o jeden z mnoha modelů pro popis chování prostého betonu. Materiálové parametry uvažované v počítačové simulaci jsou shrnuty v tabulce 5.

Parametr	Jednotka
Youngův modul pružnosti $E_{cm}$	30 500 MPa
součinitel tepelné roztažnosti $\alpha$	$12 \times 10^{-6} 1/K$
Poissonovo číslo $\nu$	0,15
lomová energie $G_f$	150 N/m

Tabulka 5: Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu izotropního modelu poškození

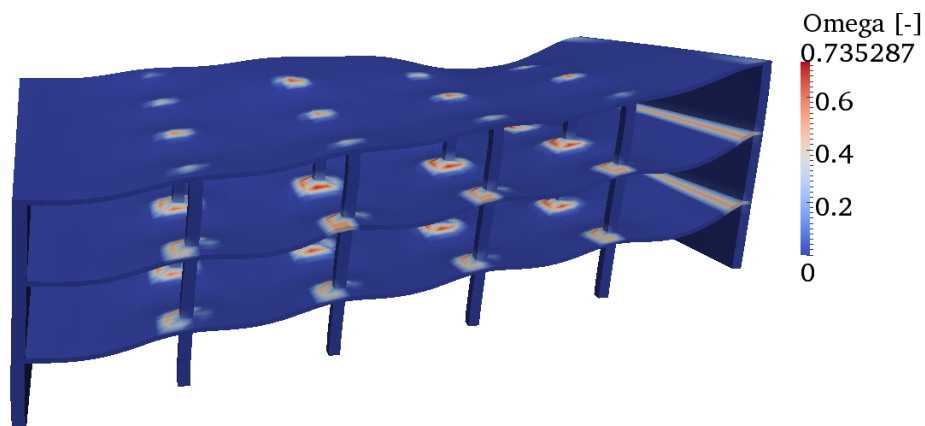
Pro zajištění konvergence výpočtu byl nárůst užitečného zatížení spolu s ostatním stálým zatížením rozdělen na 10 zatěžovacích kroků. Stejně tak aplikace poklesu terénu byla rozdělena na 120 kroků z původních 38. Úloha tedy obsahovala 130 zatěžovacích kroků a výpočet nejprve probíhal s využitím sečné matice tuhosti s Mazarsovou mírou ekvivalentní deformace metodou Newton-Raphson, nastavená tolerance  $\varepsilon$  pro ukončení výpočtu byla zvolena hodnotou  $1 \times 10^{-2}$ .

Na obr. 59 je vidět parametr poškození  $\omega$  pro zatížení vlastní tíhou, užitečným zatížením a zatížením sněhem, tedy bez uvažování poklesu terénu. Poškození se lokalizovalo v horních tažených částech stropních desek kolem sloupů, přičemž největší hodnoty parametru  $\omega=0,594$  bylo dosaženo v okolí výtahových stěn v desce pro 2.NP a 3.NP. V dalších krocích probíhalo postupné zatěžování modelu konstrukce poklesy bodů terénu.



Obrázek 59: Zobrazení parametru poškození  $\omega$  bez uvažování poklesu terénu, faktor zvětšení posunů 500×

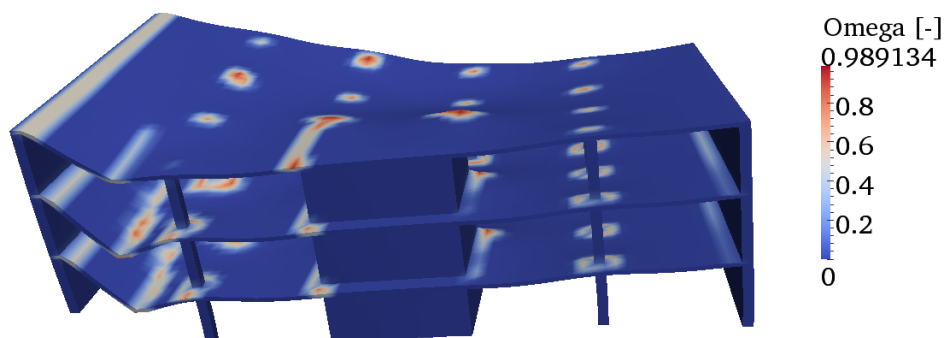
Po jejich aplikaci ale došlo záhy ke ztrátě konvergence výpočtu. Matice tuhosti byla tedy následně změněna ze sečné na elastickou a použila se Rankinova míra deformace. Ani to ale nepomohlo a po výpočtu několika zatěžovacích kroků výpočet pro 9. záběr tunelu začal opět divergovat. Výsledky tohoto kroku, tedy posledního, který má nastavenou toleranci  $\varepsilon$  pro ukončení výpočtu hodnotou  $1 \times 10^{-2}$  jsou na obr. 60. Na obr. je patrné zvětšení ploch s poškozením, zejména v tažených částech desek v okolí štítových stěn.



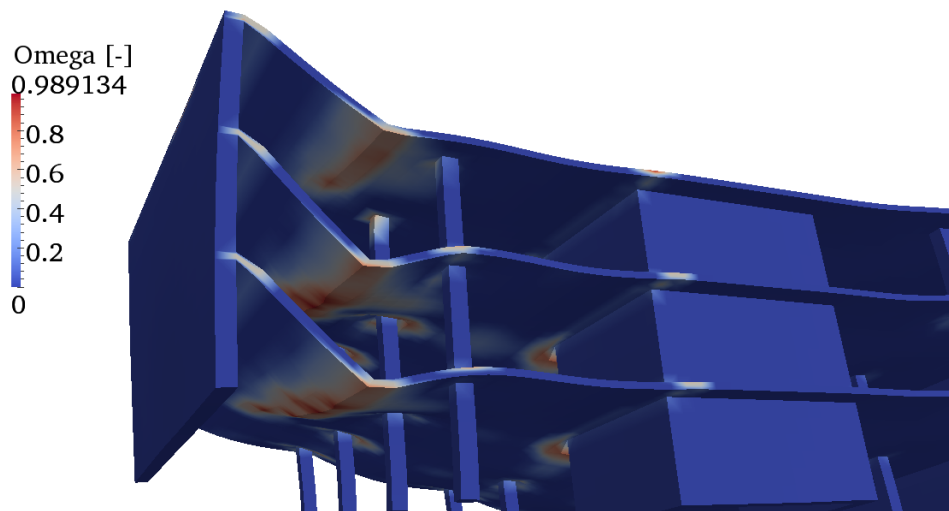
Obrázek 60: Zobrazení parametru poškození  $\omega$  pro 9. záběr čelby tunelu, faktor zvětšení posunů 300×

Při hledání příčin ztráty konvergence si musíme uvědomit, že v modelu není zahrnuta betonářská výztuž a výpočet probíhá se zadanou lomovou energií  $G_f$  betonu, nikoli železobetonu. Značnou část tahového namáhání by tedy ve skutečné konstrukci přebrala výztuž a k takto velkým hodnotám parametru poškození by vůbec nedošlo. Zobrazované hodnoty jsou navíc zprůměrované po prvcích, není tedy vyloučeno, že v některé oblasti již nedošlo ke vzniku pohyblivého mechanismu. Pokud chceme přijít na příčinu, nabízí se např. nastavit toleranci  $\varepsilon$  pro ukončení výpočtu na hodnotu vyšší než 1 s tím, že pokud skutečně v některé části konstrukce došlo k výše popsaným problémům, projeví se tyto body tak, že budou zobrazeny ostré lomy v hranách prvků.

Tento jev nakonec skutečně nastal a na obr. 61 i na zobrazovaném detailu na obr. 62 jsou tyto lomy v hranách prvků dobře patrné. Jedná se o vytvoření plastických lomových čar ve všech třech stropních deskách v tažených oblastech, které způsobují vznik kinematického mechanismu, jež má za následek ztrátu konvergence během výpočtu. Dál tedy nemělo smysl ve výpočtu pokračovat a pro porovnání byl použit ještě jeden model poškození tak, abychom dostali porovnání.



Obrázek 61: Zobrazení parametru poškození  $\omega$  s viditelným kinematickým mechanismem, faktor zvětšení posunů 130×



Obrázek 62: Pohled na poškozenou oblast s kinematickým mechanismem, faktor zvětšení posunů 130×

#### 4.6 Odezva pro materiálový model kombinující teorii plasticity a poškození

V předchozím odstavci byla popsána situace, kdy došlo k vytvoření kinematického mechanismu způsobující ztrátu konvergence během výpočtu. Podívejme se nyní, jaká bude odezva pro materiálový model kombinující poškození a plasticitu. Jde o model, který je podrobně popsán v [25] a zde uvedme, že motivací pro vznik tohoto modelu bylo zahrnutí vzniku trvalých deformací i po odtížení, což nerespektuje model izotropního poškození.

Výpočet probíhal s elastickou maticí tuhosti, Rankinovou definicí deformace a tolerancí pro ukončení výpočtu  $\varepsilon=1 \times 10^{-2}$ , materiálové parametry uvažované pro výpočet jsou pak shrnuty v tabulce 6. Pevnosti betonu v tlaku i tahu byly redukovány v duchu metodiky dílčích součinitelů.

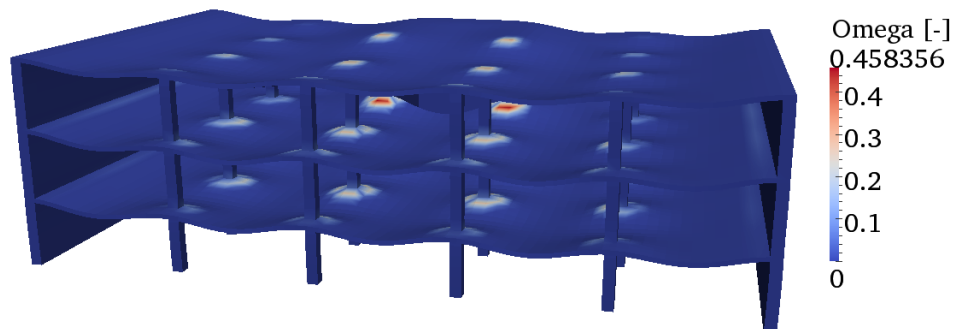
Parametr	Jednotka
Youngův modul pružnosti $E_{cm}$	30 500 MPa
pevnost v tlaku $f_c$	16,666 MPa
pevnost v tahu $f_t$	1,733 MPa
Poissonovo číslo $\nu$	0,15
součinitel tepelné roztažnosti $\alpha$	$12 \times 10^{-6} 1/K$
lomová energie $G_f$	150 N/m

Tabulka 6: Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu pro model kombinující poškození a plasticitu

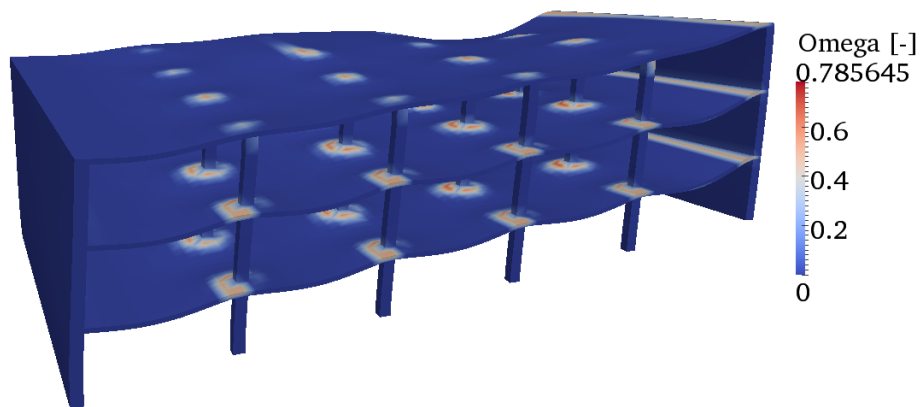
Na obr. 66 je ukázána odezva modelu konstrukce bez uvažování poklesu bodů terénu. Největší hodnota parametru poškození  $\omega=0,458$  je nižší než hodnota dosažená výpočtem s modelem izotropního poškození  $\omega=0,594$ .

Při postupném zatěžování poklesy bodů terénu i pro tento materiálový model nakonec nastala ztráta konvergence. Na obr. 64 je pak vidět odezva modelu těsně před dosažením ztráty konvergence. Tento jev nastal pro přibližně stejnou hodnotu parametru poškození  $\omega=0,785$  jako v případě izotropního modelu poškození, pro nějž tato situace nastala pro hodnotu  $\omega=0,735$ . Z uvedených výsledků je tedy patrné, že se dá očekávat stejná situace jako pro případ izotropního modelu poškození a výpočet byl tedy ukončen.





Obrázek 63: Zobrazení parametru poškození  $\omega$  bez uvažování poklesu terénu, faktor zvětšení posunů 500 $\times$



Obrázek 64: Zobrazení parametru poškození  $\omega$  těsně před dosažením ztráty konvergence, faktor zvětšení posunů 200 $\times$

Uvedené výsledky s využitím mechaniky poškození lze shrnout tedy následovně

- výpočet odezvy s využitím mechaniky poškození je značně problematický, pokud nezahrneme do modelu konstrukce výztuž,
- použití izotropního modelu poškození prokázalo vznik kinematického mechanismu, který by vedl ke kolapsu konstrukce,
- stanovená odezva pro materiálový model kombinující poškození a plasticitu je velmi podobná s odezvou pro izotropní model poškození a vzhledem ke vzniku stejných potíží jako v případě izotropního modelu byl výpočet předčasně ukončen.

V další části se soustředíme na stanovení odezvy modelu konstrukce pro plastické materiálové modely. V této části nás bude nejvíce zajímat, zda v konstrukci vzniknou plastické deformace a jejich případné rozložení v konstrukci.

## 4.7 Odezva modelu konstrukce s využitím Druckerovy-Pragerovy podmínky plasticity

Tato podmínka slouží pro popis materiálů s vnitřním třením, jako jsou např. beton, zeminy nebo horniny. Model konstrukce byl tedy opět nezměněn, materiálové parametry uvažované pro stanovení odezvy jsou pak shrnuty v tabulce 7.

Parametr	Jednotka
Youngův modul pružnosti $E_{cm}$	30 500 MPa
modul zpevnění $H_m$	3 050 MPa
pevnost v tlaku $f_c$	16,666 MPa
pevnost v tahu $f_t$	16,666 MPa
Poissonovo číslo $\nu$	0,15
součinitel tepelné roztažnosti $\alpha$	$12 \times 10^{-6} 1/K$
koeficient vnitřního tření $\alpha_\phi$	0
koeficient dilatace $\alpha_\psi$	15
mez kluzu ve smyku $\tau_0$	9,622 MPa

Tabulka 7: Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu pro Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity

V tabulce 7 značí  $H_m$  zpevnění, které nastane po dosažení meze kluzu, koeficient vnitřního tření  $\alpha_\phi$  byl vypočten jako

$$\alpha_\phi = \frac{\sqrt{3} f_c - f_t}{3 f_c + f_t}, \quad (46)$$

kde  $f_c$  a  $f_t$  jsou pevnosti betonu v tlaku resp. v tahu a mez kluzu ve smyku  $\tau_0$  byla vyjádřena vztahem

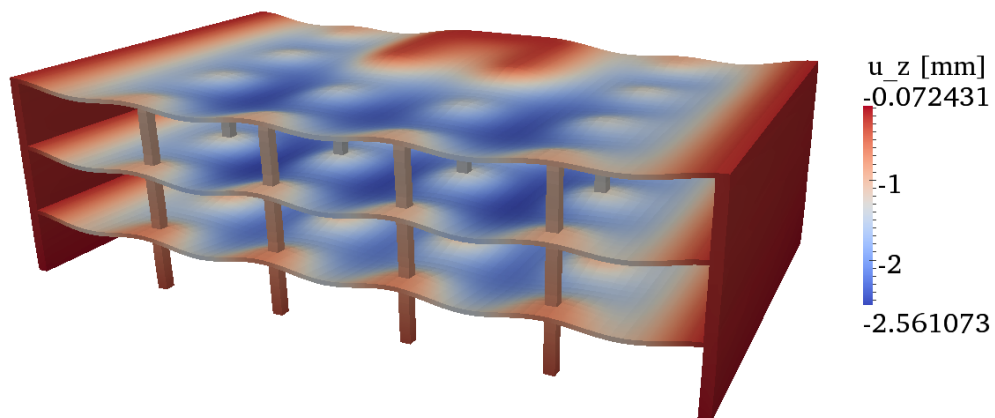
$$\tau_0 = f_c \frac{\sqrt{3} - 3\alpha_\phi}{3}. \quad (47)$$

Na obr. 65 vidíme, že svislé posuny konstrukce bez uvažování poklesu bodů terénu jsou velmi podobné poklesům vypočteným pro lineární model s kontaktními prvky s uvažováním tlakového i tahového chování, zobrazené na obr. 47. Totéž platí pro zobrazení výsledků svislých napětí  $\sigma_z$  v porovnání s napětími zobrazovanými na obr. 48.

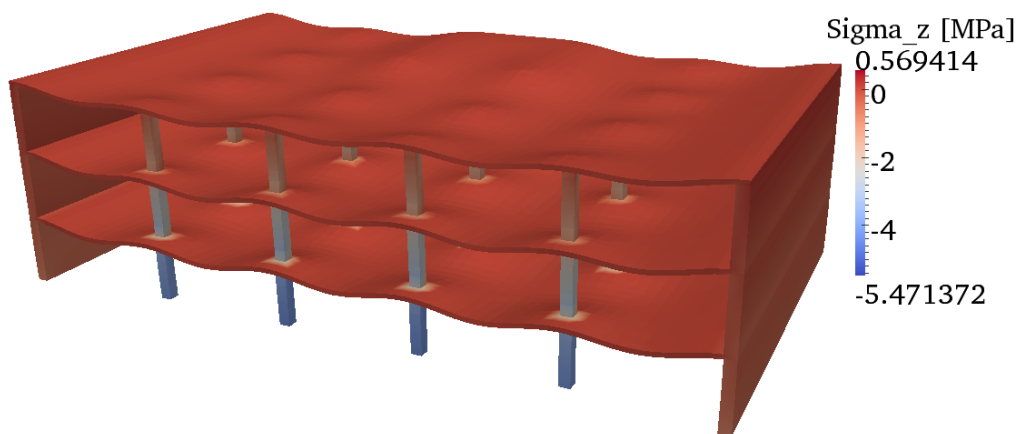
Po ověření všech zatěžovacích kroků bylo zjištěno, že shoda panuje pro všechny zatěžovací kroky obecně pro posuny i pro napětí, nakonec je tedy ukázána odezva modelu konstrukce pro poslední 38. záběr čelby tunelu viz obr. 67 a 68. Použití Druckerovy-Pragerovy podmínky plasticity tedy nepřineslo v podstatě žádnou změnu oproti výsledkům odezvy dosaženými na lineárním modelu s kontaktními prvky.

Plastické deformace vznikly okamžitě po zatížení modelu konstrukce vlastní tíhou a užitečným zatížením. Jedná se ale patrně o chybu při zaokrouhlování při použití nepřímého řešiče, hodnoty deformací jsou velmi malé a dosahují řádu  $6,636 \times 10^{-20}$ . Na obr. 69 je patrné, že se tyto plastické oblasti lokalizovali do spodních částí nejvíce tlačných sloupů budovy a jsou znázorněny červenou barvou pro plastickou deformaci  $\varepsilon_z$ , jež dává největší hodnoty. Na obr. 70 jsou znázorněny plastické deformace pro poslední záběr čelby tunelu. Je patrné, že se již lokalizovaly převážně do okolí styku stropních desek se sloupy. Znázorněny jsou plastické deformace  $\varepsilon_x$ .

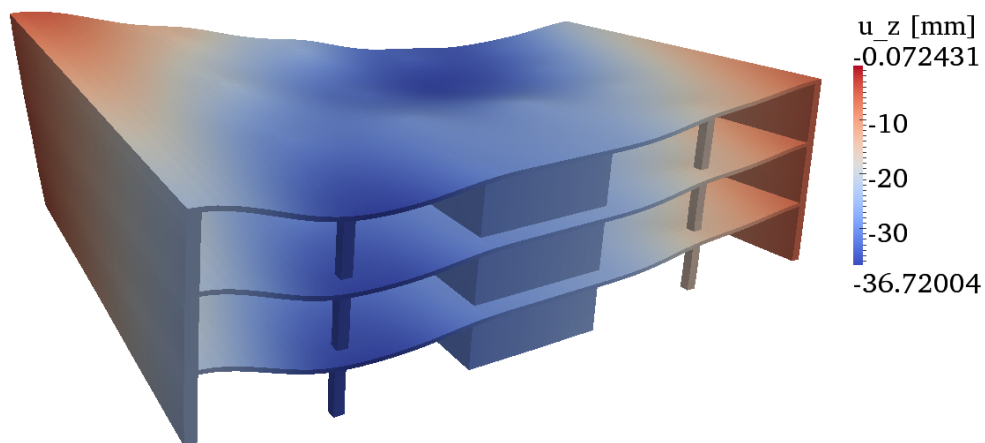
Jako poslední se tedy přistoupilo k ověření konstrukce pro Misesovu podmínku plasticity.



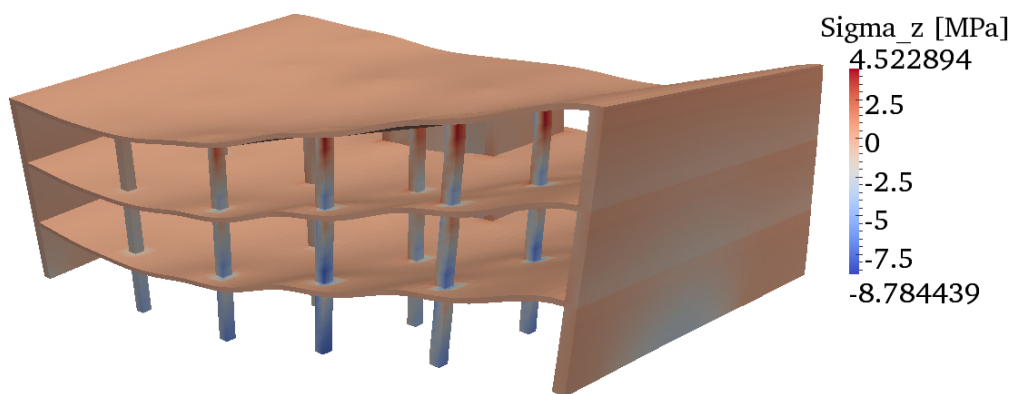
Obrázek 65: Svislé posuny  $u_z$  bez zatížení poklesy pro model využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $500\times$



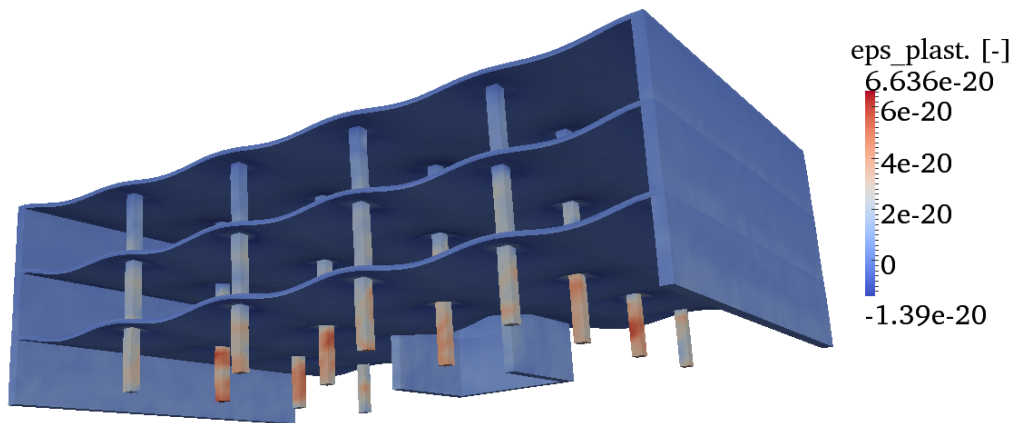
Obrázek 66: Svislé napětí  $\sigma_z$  bez zatížení poklesy pro model využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $500\times$



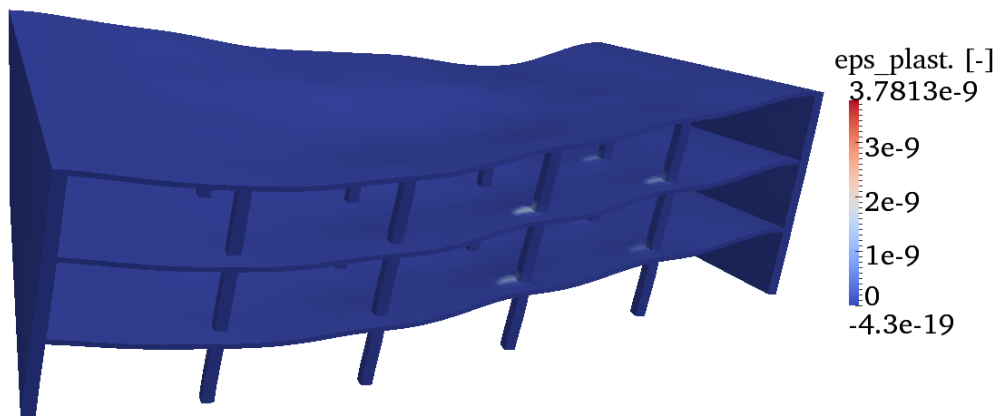
Obrázek 67: Svislé posuny  $u_z$  pro 38. záběr čelby tunelu modelu využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 100×



Obrázek 68: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 38. záběr čelby tunelu modelu využívající Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 100×



Obrázek 69: První plastické deformace  $\varepsilon_z$  modelu s Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity, faktor zvětšení posunů 500×



Obrázek 70: Plastické deformace  $\varepsilon_x$  modelu s Druckerovou-Pragerovou podmínkou plasticity pro poslední záběr tunelu, faktor zvětšení posunů 100×

## 4.8 Odezva modelu konstrukce pro Misesovu podmínku plasticity

Touto podmínkou, v některé literatuře též označovanou jako Huber-Mises-Henckyho podmínka, lze celkem výstižně popsat chování oceli a jiných kovů, pro které není třeba uvažovat vnitřní tření materiálu. Za určitých podmínek lze ale tuto podmínku použít i pro popis chování železobetonu. Tento problém byl řešen Suidanem a Schnobrichem [22], kteří použili podmínky pro omezení tahové i tlakové pevnosti při porovnávání výsledků tří- a čtyřbodového ohybu nosníků pomocí MKP a experimentů. V této práci byla použita klasická formulace Misesovy podmínky ve tvaru (35). Při formulaci materiálových parametrů vstupujících do výpočtu se vycházelo z následujících zjednodušujících předpokladů

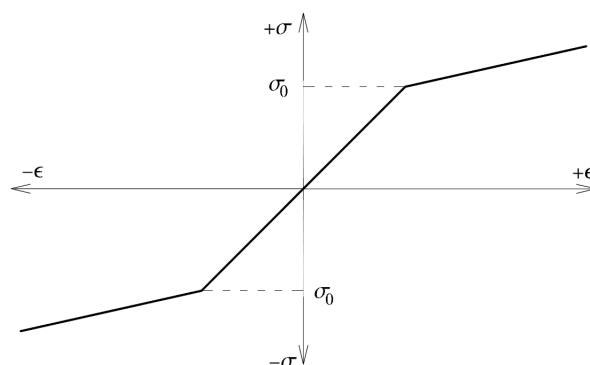
- vyztužení je ve všech prvcích konstrukce stejné,
- modul pružnosti se uvažuje jako  $E=(1-\rho)E_c+\rho E_s$ ,
- mezní napětí se uvažuje jako  $\min(\sigma_c; \rho\sigma_s)$ ,

kde  $\rho$  je stupeň vyztužení prvků konstrukce uvažovaný hodnotou 4%,  $E_c$  je modul pružnosti betonu uvažovaný hodnotou 30 500 MPa,  $E_s$  je modul pružnosti betonářské výztuže uvažovaný hodnotou 200 000 MPa,  $\sigma_c$  je pevnost betonu v tlaku uvažovaná jako 25 MPa snižená o součinitel spolehlivosti materiálu  $\gamma_m=1,5$  a  $\sigma_s$  je mez kluzu betonářské výztuže uvažovaná hodnotou 500 MPa vydělená součinitelem spolehlivosti materiálu  $\gamma_m=1,0$ . Materiálové parametry uvažované pro stanovení odezvy jsou pak shrnuty v tabulce 8.

Parametr	Jednotka
Youngův modul pružnosti E	50 195 MPa
modul zpevnění H	5 019,5 MPa
mez pevnosti $\sigma_0$	16,666 MPa
Poissonovo číslo $\nu$	0,15
součinitel tepelné roztažnosti $\alpha$	$12 \times 10^{-6} 1/K$

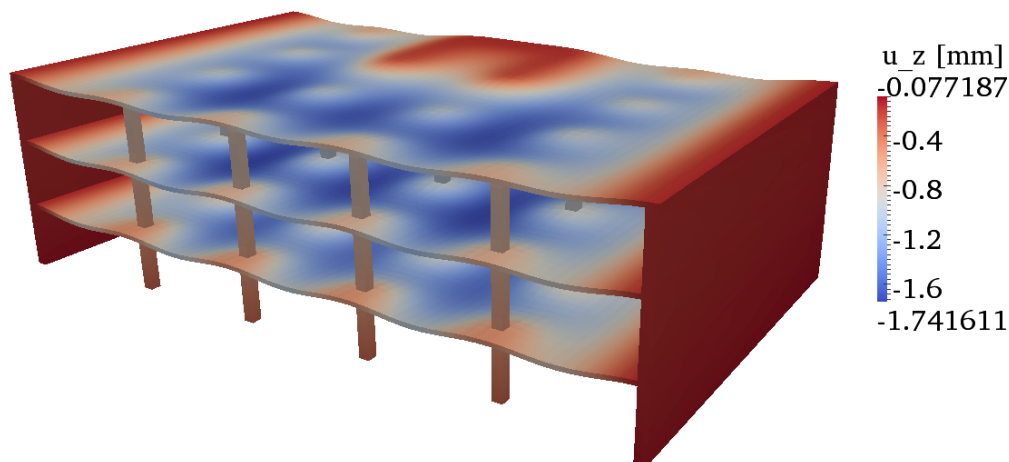
Tabulka 8: Jednotky parametrů betonu uvažované ve výpočtu pro Misesovu podmínku plasticity

Parametr H (z anglického Hardening) má fyzikální význam zpevnění, které nastane po dosažení meze pevnosti (meze kluzu pro kovy). Jedná se tedy o ideálně pružnoplastický model s lineárním kinematickým zpevněním, protože při plastickém přetváření klade materiál stále větší odpor. Pracovní diagram takového materiálu pro jednoosou napjatost je patrný z obr. 71.

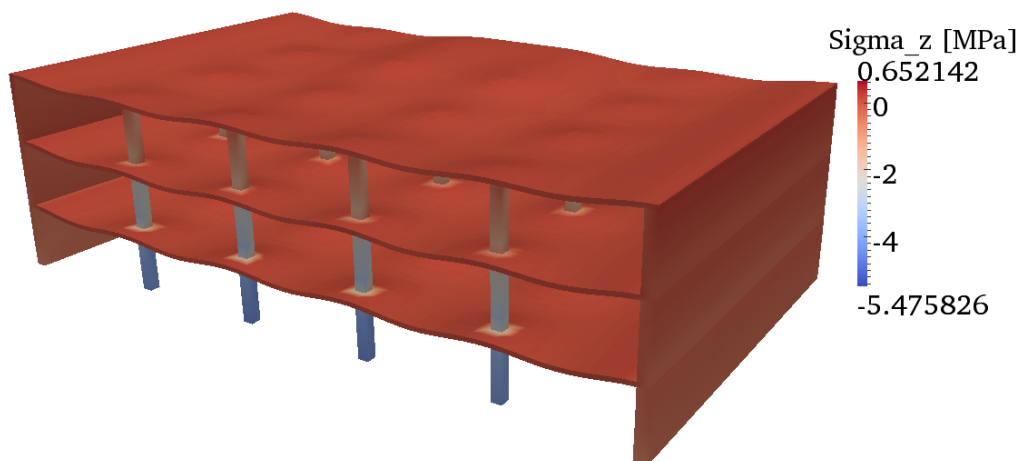


Obrázek 71: Pracovní diagram ideálně pružnoplastického materiálu s lineárním kinematickým zpevněním

Pro výpočet se uvažovala sečná matice tuhosti a tolerance pro ukončení výpočtu hodnotou  $\varepsilon=1\times 10^{-2}$ . Dosažené výsledky byly porovnávány s lineárním modelem s kontaktními prvky působící v tlaku i tahu, jakožto s modelem, který se nejčastěji používá při navrhování betonových konstrukcí v praxi. Nejprve je ukázána odezva modelu konstrukce bez uvažování zatížení poklesy terému.



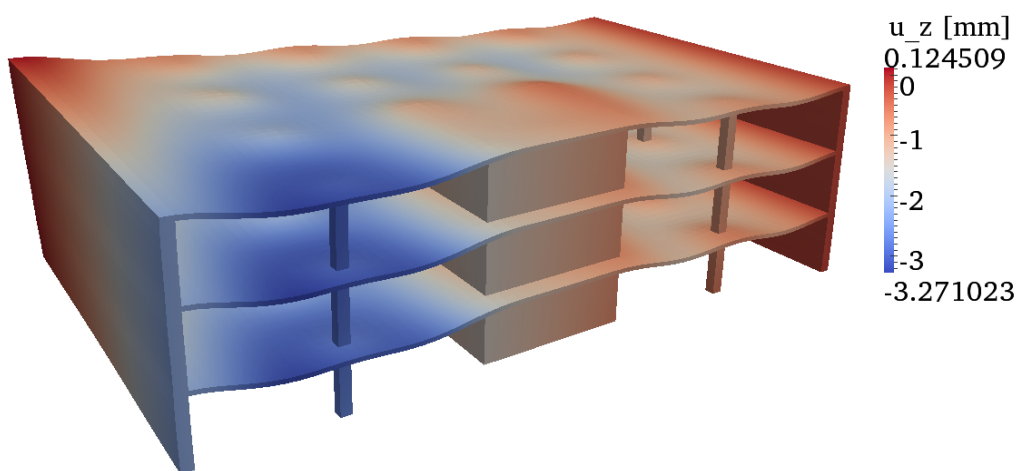
Obrázek 72: Svislé posuny  $u_z$  bez zatížení poklesy pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 500×



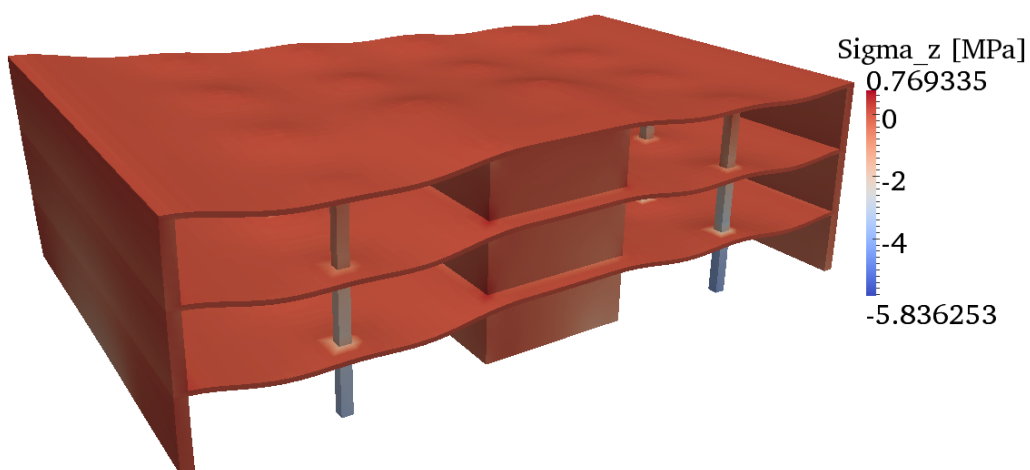
Obrázek 73: Svislé napětí  $\sigma_z$  bez zatížení poklesy pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 500×

Na obrázcích je patrné, že svislá napětí dosahují v podstatě stejných hodnot jako u lineárního modelu s kontaktními prvky v tlaku i tahu, hodnoty svislých posunů se už liší více. Lokalizace místa s největšími svislými poklesy zůstalo nezměněno a nachází se v desce pro 2.NP a 3.NP mezi štítovými a výtahovými stěnami, hodnoty jsou ale nižší a největší hodnota činila  $u_z=-1,741$  mm oproti  $u_z=-2,431$  mm oproti elastickému modelu. Minimální hodnota svislého posunu je u obou srovnávaných modelů v podstatě identická.

V dalším kroku pak byly aplikovány poklesy terénu a na obr. 74 a 75 je ukázána odezva pro první záběr tunelu. Na obrázcích jsou patrné nepatrně vyšší hodnoty tahových i tlakových napětí ( $\sigma_z=0,769$  MPa a  $\sigma_z=-5,836$  MPa) oproti hodnotám dosaženým na modelu s lineárním chováním materiálu a kontaktními prvky s uvažováním chování v tlaku i tahu ( $\sigma_z=0,673$  MPa a  $\sigma_z=-5,529$  MPa). Stejný výsledek můžeme pozorovat i při porovnávání hodnot svislých posunů obou modelů.



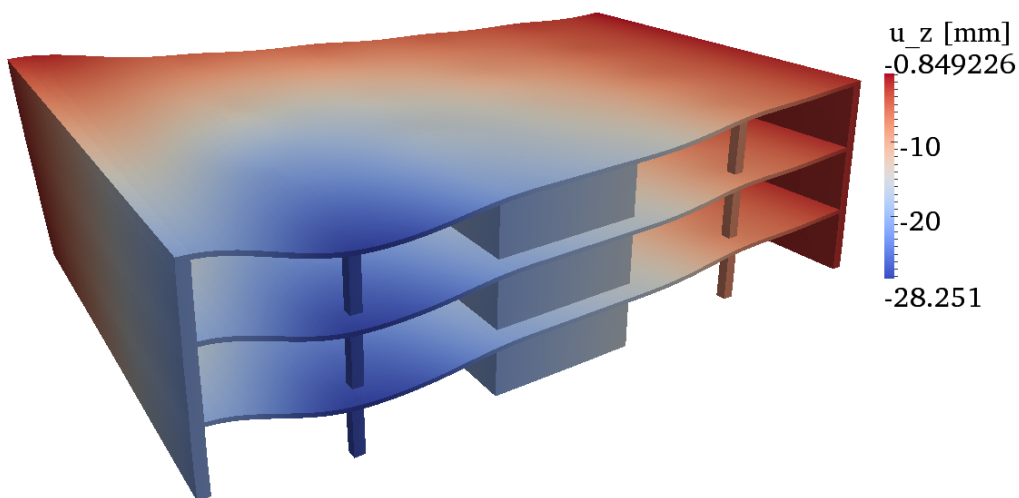
Obrázek 74: Svislé posuny  $u_z$  pro první záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 500×



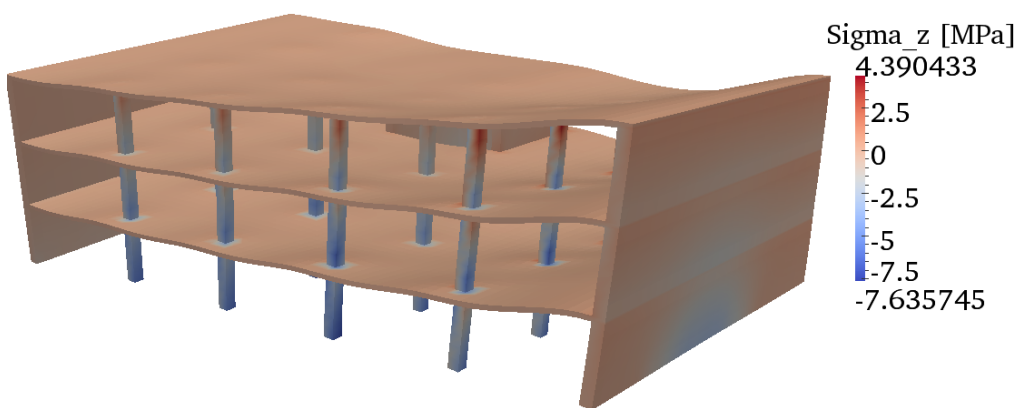
Obrázek 75: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro první záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 500×



Odezva pro 20. záběr tunelu je zobrazená na obr. 76 a 77. Patrné jsou již jak větší rozdíly v hodnotách svislých posunů, tak v hodnotách napětí. Hodnota největšího svislého posunu je menší u modelu s Misesovou podmínkou plasticity  $u_z = -28,251$  mm oproti lineárnímu modelu s kontaktními prvky  $u_z = -30,918$  mm, naopak hodnota nejmenšího svislého napětí je u plastického modelu vyšší,  $u_z = -0,849$  mm, než u lineárního modelu, kde tato hodnota byla  $u_z = -0,664$  mm. Hodnoty svislých napětí jsou vyšší jak pro tlakové, tak pro tahové napětí u plastického modelu a dosahují hodnot  $-7,635$  MPa a  $4,390$  MPa, oproti elastickým hodnotám napětí  $-7,258$  MPa resp.  $2,777$  MPa. Samotná lokalizace těchto hodnot ale zůstává nezměněná a největší tlaková napětí jsou dosažena v dolních částech nejvíce tlačných sloupů, zatímco největších hodnot tahových napětí dosahují ohýbané části sloupů mezi 3.NP a střechou.



Obrázek 76: Svislé posuny  $u_z$  pro 20. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $130\times$



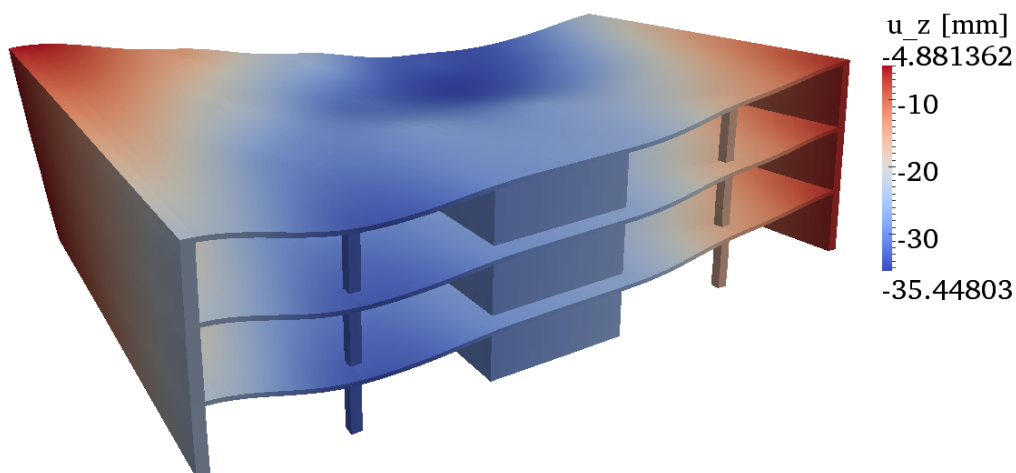
Obrázek 77: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 20. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $130\times$

Zhruba pro tento záběr tunelu vznikly v konstrukci první plastické deformace, které se lokalizovaly do oblasti styku tažené části desky a sloupce mezi 3.NP a střechou. Na obr. 78 jsou zobrazeny plastické deformace  $\gamma_{yz}$ , jež dává největší hodnoty. Ve zbylé části konstrukce zatím plastické deformace nevznikaly.

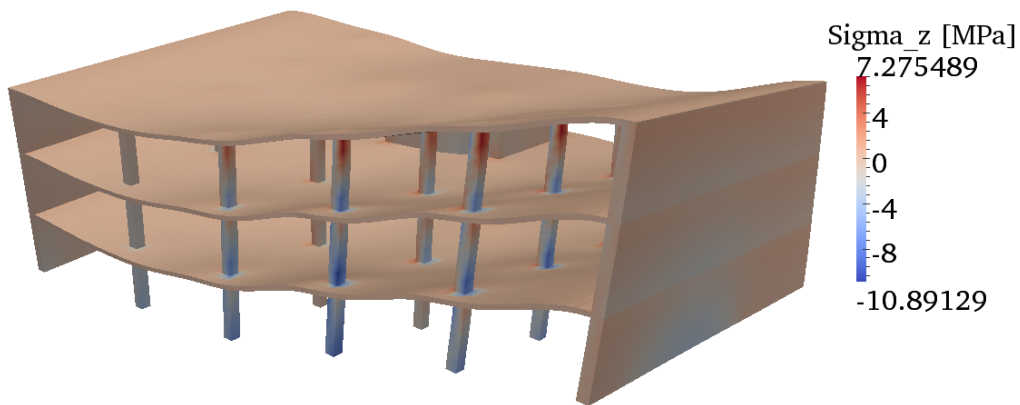


Obrázek 78: První plastické deformace  $\gamma_{yz}$ , faktor zvětšení posunů  $130\times$

Poté probíhalo další zatěžování poklesem terénu a odezva modelu konstrukce odezva pro poslední 38. záběr tunelu je patrná z obr. 79 a 80. Při diskuzi odezvy můžeme opět tvrdit, že hodnoty svislých posunů jsou velmi podobné hodnotám svislých posunů pro elastický model. Největší hodnota svislého posunu u modelu s Misesovou podmínkou plasticity byla  $u_z = -35,448$  mm, hodnota posunu elastického modelu byla  $u_z = -36,638$  mm. Hodnoty svislých napětí ale narostly jak u tahového, tak u tlakového napětí. Největší tahové napětí bylo dosaženo hodnotou  $\sigma_z = 7,275$  MPa a největší tlakové napětí pak  $\sigma_z = -10,891$  MPa. U elastického modelu pak byly dosaženy hodnoty  $\sigma_z = 4,677$  MPa u tahového napětí a největší hodnota tlakového napětí byla  $\sigma_z = -8,588$  MPa.

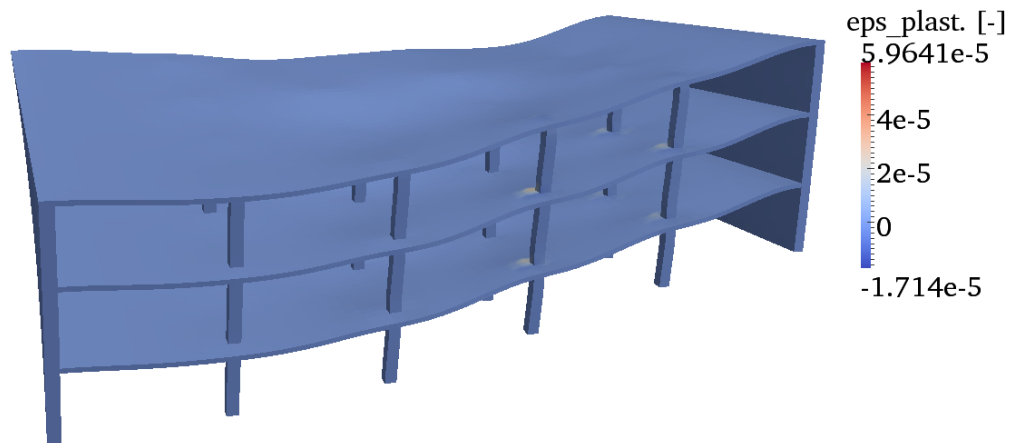


Obrázek 79: Svislé posuny  $u_z$  pro 38. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $100\times$



Obrázek 80: Svislé napětí  $\sigma_z$  pro 38. záběr tunelu pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $100\times$

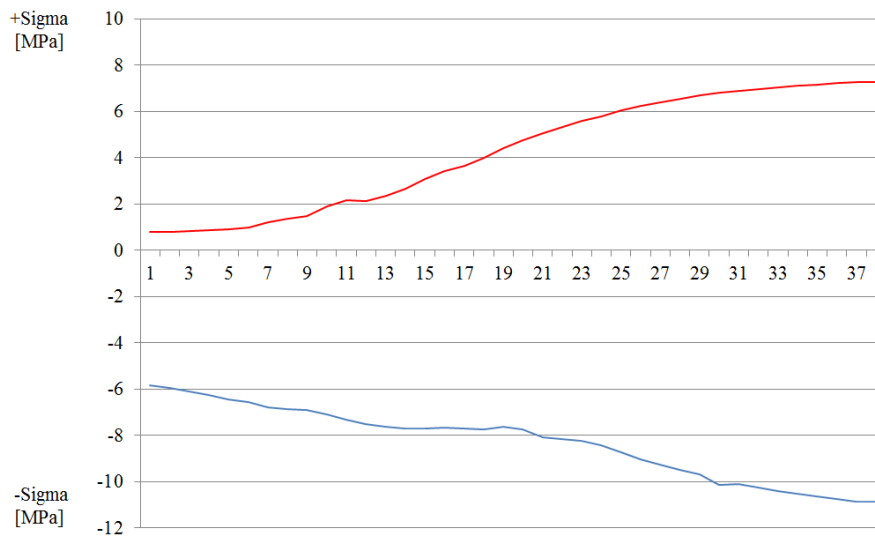
Na obr. 81 jsou zobrazeny plastické deformace pro poslední záběr čelby tunelu. Hlavními oblastmi lokalizace plastických deformací jsou místa styku sloupů a desky pro 3.NP. Na obr. 81 jsou vidět plastické deformace  $\gamma_{yz}$ , jež dává největší hodnoty.



Obrázek 81: Plastické deformace  $\gamma_{yz}$ , faktor zvětšení posunů  $100\times$

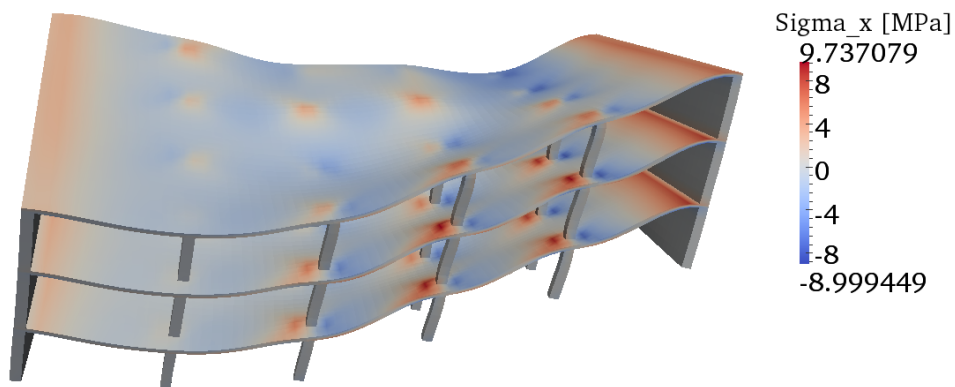
Opět je zajímavé zkontrolovat, zda hodnota maximálního svislého napětí  $\sigma_z$  (a to jak tlakového, tak tahového) je skutečně největší pro poslední záběr tunelu nebo zda tato hodnota nebyla v předchozí části výpočtu překročena. Toto je graficky znázorněno na obr. 82, kde je červenou křivkou zobrazen vývoj tahového napětí a modrou barvou vývoj tlakového napětí. Vodorovná osa potom představuje jednotlivé záběry čelby tunelu.

Na obr. 82 je vidět, že hodnoty svislého tahového napětí se podobně jako u lineárního modelu s kontaktními prvky skutečně s dalšími záběry zvyšují. Hodnoty tlakového napětí již tolik nekolísají s postupem ražby a největšího tlakového napětí  $\sigma_z = -10,891$  MPa bylo také dosaženo pro poslední záběr čelby tunelu.



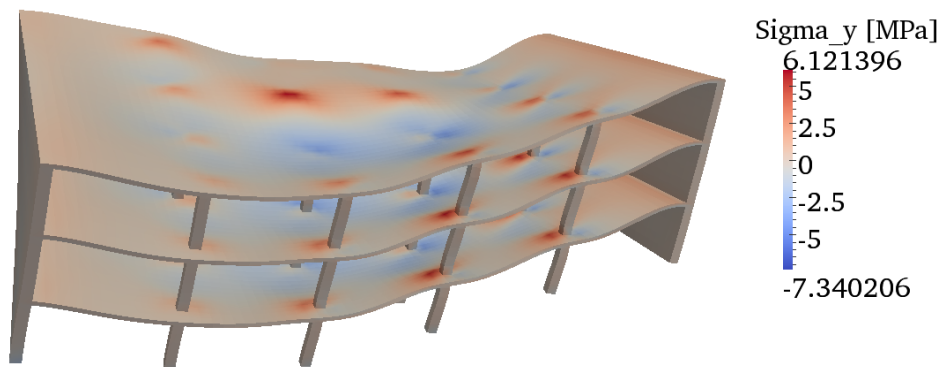
Obrázek 82: Vývoj svislého napětí  $\sigma_z$  pro jednotlivé záběry čelby tunelu pro model s Misesovou podmínkou plasticity (tahové napětí zobrazeno červeně, tlakové modře)

Zajímavé je rovněž ověřit vodorovná napětí  $\sigma_x$  a  $\sigma_y$  v deskách konstrukce. Opět byly prověřeny všechny kroky ražby tunelu a největších hodnot vodorovného napětí  $\sigma_x$  v deskách bylo opravdu dosaženo na konci zatěžování pro 38. záběr tunelu, obr. 83 a to jak pro tlaková, tak pro tahová napětí.

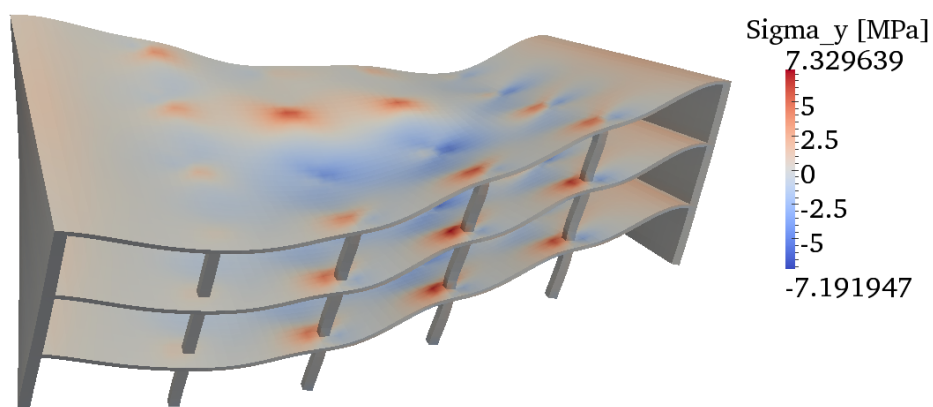


Obrázek 83: Největší hodnoty napětí  $\sigma_x$  pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů 100×

Pro vodorovná napětí  $\sigma_y$  již toto neplatí a největších tlakových napětí bylo dosaženo přibližně v 32. záběru viz obr. 84, ale největších hodnot tahových napětí bylo dosaženo pro poslední záběr roviny čelby tunelu, obr. 85. Podobně se choval i elastický materiálový model s kontaktními prvky, největších tahových hodnot bylo dosaženo v 30. záběru, největších hodnot tlakových napětí pak pro poslední záběr čelby tunelu.



Obrázek 84: Největší hodnoty tlakových napětí  $\sigma_y$  pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $100\times$



Obrázek 85: Největší hodnoty tahových napětí  $\sigma_y$  pro model využívající Misesovu podmínku plasticity, faktor zvětšení posunů  $100\times$

Použití obou plastických materiálových vztahů v kombinaci s kontaktními prvky pak můžeme shrnout následovně

- odezva modelu konstrukce pro Druckerovu-Pragerovu podmínku plasticity je v podstatě totožná s elastickým materiálovým modelem,
- použitím Misesovy podmínky s materiálovými parametry vhodně upravenými pro výpočet železobetonu dostaneme odlišnou napěťovou odezvu, výpočty posunů se liší pouze nepatrně,
- při použití obou podmínek plasticity vznikají v konstrukci plastické deformace, liší se jejich hodnoty, celková lokalizace v konstrukci ale nikoli.

## 5 Závěr

Předložená diplomová práce se zabývala analýzou odezvy a poruch nosné konstrukce budovy způsobené vlivem ražením tunelů. Analýza byla provedena volně šířitelným programem s objektově orientovanou architekturou OOFEM, pracujícím na základě metody konečných prvků. V práci bylo diskutováno chování konstrukce při působení řady statických zatížení (vlastní tíha, užité zatížení, zatížení sněhem) spolu s poklesy způsobené ražením tunelů.

Výsledky práce byly formulovány pro následující modely konstrukce budovy spolu s konstitutivními vztahy popisující chování materiálu

- lineárně pružný model materiálu,
- lineárně pružný model materiálu s kontaktními prvky nepřenášející tah,
- lineárně pružný model materiálu s kontaktními prvky s definovanou tuhostí v tlaku i tahu,
- model izotropního poškození uvažovaný v lokální verzi,
- model kombinující teorii poškození a plasticity,
- Druckerova-Pragerova podmínka plasticity,
- Misesova podmínka plasticity.

Při stanovení odezvy byl model konstrukce budovy vždy nejdříve zatížen vlastní tíhou, užitným zatížením a zatížením sněhem. V dalších zatěžovacích krocích došlo k postupnému nárůstu posunů bodů terénu.

Co se výtěžnosti výsledků týče, odezva lineárního modelu materiálu bez kontaktních prvků zamezující vzniku tahových napětí v základech konstrukce dává nereálné výsledky pro hodnoty napětí. V základech konstrukce vznikala velká tahová napětí, a proto bylo v dalším kroku rozhodnuto k přistoupení implementace kontaktních prvků v místech styku konstrukce s terénem.

Jako kritérium, zda uvažovat rovněž tuhost v tahu, posloužila ztráta konvergence, pokud tuhost v tahu nebyla uvažována. Při rozumně nastavené tuhosti v tahu pak lineární model poskytl již poměrně reálnou představu o chování konstrukce, nicméně přímo mechanismus porušení neodhalil. Tento model se tak stal výchozím modelem pro porovnávání dosažených výsledků, jakožto nejčastěji používaná varianta při návrhu železobetonových konstrukcí.

Proto se přistoupilo k použití mechaniky poškození, která uvažuje redukci tuhosti materiálu v závislosti na rozvoji a šíření trhlin a jiných defektů. Izotropní model poškození odhalil vznik lomových čar v deskách konstrukce, které by měly za následek plastický kolaps. Protože ale nebyla modelována výztuž konstrukce, která by tak převzala značnou část namáhání, ve skutečné konstrukci by kolaps patrně nenastal. Stejného výsledku bychom se patrně dočkali i při provedení kompletního výpočtu pro model kombinující poškození a plasticitu.

Pro ověření vzniku plastických deformací byly použity Druckerova-Pragerova a Misesova podmínka plasticity. Pro obě podmínky skutečně plastické deformace vznikly, jejich hodnoty jsou ale značně odlišné (v případě použití Druckerovy-Pragerovy podmínky jsou pak tyto hodnoty velmi malé). Liší se i to, pro jakou složku deformace se tyto hodnoty dosáhly. Samotná odezva modelu konstrukce je v případě Druckerovy-Pragerovy podmínky téměř totožná s elastickým modelem s kontaktními prvky. Při použití Misesovy podmínky s vhodně upravenými materiálovými parametry pro železobeton je odezva pro hodnoty napětí rozdílná, kdy největší tahová i tlaková napětí vycházela větší než u lineárního modelu s kontaktními prvky.

Lze tedy tvrdit, že elastický model s kontaktními prvky je vhodný pro vytvoření představy chování konstrukce, pokud bychom chtěli využít pokročilejší model, lze využít např. Misesovu podmínku plasticity s vhodně upravenými vstupními parametry materiálu.

V budoucí práci bude cílem zahrnutí výztuže do modelu konstrukce a stanovení odezvy pro skutečné budovy nacházející se v okolí poklesové kotliny.

## Literatura

- [1] ČSN EN 1990 *Zásady navrhování konstrukcí* ČNI, Praha, 2004
  
- [2] ČSN EN 1991-1-1 *Zatížení konstrukcí* ČNI, Praha, 2004
  
- [3] ČSN EN 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí* ČNI, Praha, 2004
  
- [4] TOMÁŠ EBERMANN, ONDŘEJ HORT, VLADIMÍR KŘÍSTEK, ALEXANDR ROZSYPAL *Deformace povrchu terénu a budov způsobené ražením mělkých tunelů* Časopis Tunel, Praha, 2010
  
- [5] JIŘÍ BROŽOVSKÝ *Modelování fyzikálně nelineárního chování železobetonových konstrukcí* Disertační práce, Ostrava, 2003
  
- [6] LIBOR ČERMÁK, RUDOLF HLAVIČKA *Numerické metody VUT v Brně*, Brno, 2006
  
- [7] TOMÁŠ KREJČÍ, JIŘÍ ŠEJNOHA, TOMÁŠ KOUDELKA, JIŘÍ MÜHL, KAREL STANĚK *Numerická analýza podzemní stěny* Časopis Beton TKS, Praha, 2011
  
- [8] BOŘEK PATZÁK, ZDENĚK BITTNAR *Design of object oriented finite element code* Advances in Engineering Software 32(10-11):759-767, Prague, 2001
  
- [9] BOŘEK PATZÁK, DANIEL RYPL, ZDENĚK BITTNAR *Parallel explicit finite element dynamics with Computers and Structures* 76(26-28):2287-2297, Prague, 2001
  
- [10] *Nelineární analýza materiálů a konstrukcí* Internetové stránky dostupné z <http://people.fsv.cvut.cz/www/pkabele/YNAK/index.html>, ČVUT v Praze, 2011
  
- [11] MILAN JIRÁSEK, JAN ZEMAN *Přetváření a porušování materiálů* ČVUT v Praze, Praha, 2006
  
- [12] *Pružnost a pevnost* Internetové stránky dostupné z <https://mech.fsv.cvut.cz/cgi-bin/homeworks/student/course.pl>, ČVUT v Praze, 2011

- [13] TOMÁŠ JANDA, MICHAL ŠEJNOHA, JIŘÍ ŠEJNOHA *Modelování postupné ražby tunelu s využitím konvergenčních měření ČVUT v Praze*, Praha, 2009
- [14] ČLENOVÉ PRACOVNÍ SKUPINY ČTUK PRO KONVENČNÍ TUNELOVÁNÍ *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování* Český tunelářský komitét ITA/AITES, Praha, 2006
- [15] ZDENĚK BITTNAR, JIŘÍ ŠEJNOHA *Numerické metody mechaniky 1* ČVUT v Praze, Praha, 1992
- [16] VLADIMÍR ČERVENKA *ATENA introduction* Červenka Consulting, Praha, 1992
- [17] *Isogeometrická analýza* Internetové stránky dostupné z <http://geometrie.kma.zcu.cz/index.php/www/content/download/920/2595/file/isogeometricaanaliza.pdf?PHPSESSID=42e24a756559f14f99ad9f4b04b25c08>, Plzeň, 2011
- [18] *Metoda konečných prvků* Internetové stránky dostupné z [http://cs.wikipedia.org/wiki/Metoda\\_konečných\\_prvků](http://cs.wikipedia.org/wiki/Metoda_konečných_prvků)., Wikipedia, 2011
- [19] *Business: The Company File Record fine after tunnel collapse* Internetové stránky dostupné z <http://news.bbc.co.uk/2/hi/business/280107.stm>., BBC News, 1999
- [20] ALEXANDR ROZSYPAL *K řízení rizik na inženýrských stavbách* Internetové stránky dostupné z [http://www.casopisstavebnictvi.cz/k-rizeni-rizik-na-inzenyrskych-stavbach\\_N1442](http://www.casopisstavebnictvi.cz/k-rizeni-rizik-na-inzenyrskych-stavbach_N1442)., Časopis Stavebnictví, 2008
- [21] MUBBADA SUIDAN, WILLIAM C. SCHNOBRICH *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete* Journal of The Structural Division, Illinois, 1973
- [22] JAN VOREL *Homogenizace termomechanických vlastností zdiva* Diplomová práce, Praha, 2005
- [23] PAVEL GRUBER *Homogenizace kompozitů s možností nedokonalého spojení složek* Diplomová práce, Praha, 2008
- [24] MICHALA SOBOTKOVÁ *Studie omezujících podmínek v evolučním návrhu ocelových rámových konstrukcí* Diplomová práce, Praha, 2005
- [25] PETER GRASSL, MILAN JIRÁSEK *Damage-plastic model for concrete failure* International Journal of Solids and Structures, 2006



- [26] *Numerická analýza konstrukcí 1* Internetové stránky dostupné z <https://mech.fsv.cvut.cz/cgi-bin/homeworks/student/course.pl?course=NAK1login=guest>, ČVUT v Praze, 2011