

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Schejbalová	Jméno: Jana	Osobní číslo: 484551
Zadávací katedra: Katedra geotechniky		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh seizmicky zatížených podzemních staveb	
Název bakalářské práce anglicky: Seismic Design of Underground Structures	
Pokyny pro vypracování: Studentka provede popis seizmicity obecně (zemětřesení, technická seizmicita) a způsobu určení seizmického zatížení dle Eurokódu. Dále popíše odezvu tunelů na seizmická zatížení a to pro: a) tunely s nízkým nadložím (hloubené) b) tunely s vysokým nadložím (ražené) Uvede přehled metod výpočtu seizmické odezvy tunelů: - analytické - free field metoda - numerické modelování a provede ukázkou výpočtu seizmicky zatížené podzemní stavby	
Seznam doporučené literatury: Wang Seismic design of tunnels, Eurokód 1998-1, 1998-5, Pruška Dynamika geotechnických konstrukcí; stránky ITA AITES, Cui: Design of underground structures	
Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška	
Datum zadání bakalářské práce: 14. 2. 2022	Termín odevzdání BP v IS KOS: 15. 5. 2022 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

K135 – Katedra geotechniky



Bakalářská práce

Jana Schejbalová

Návrh seizmicky zatížených podzemních staveb

Vedoucí práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2022

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracovala samostatně za odborného vedení vedoucího práce doc. Dr. Ing Jana Prušky.

Beru na vědomí, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona c. 121/2000 Sb., autorského zákona v platném znění, zejména skutečnost, že České vysoké učení technické v Praze má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona.

V Praze dne:

Jméno a Příjmení:

Poděkování

Děkuji doc. Dr. Ing Janu Pruškovi, vedoucímu mé bakalářské práce, za odborné vedení a trpělivost. Dále bych chtěla poděkovat rodině za podporu při studiu.

Název práce: Návrh seizmicky zatížených podzemních staveb

Abstrakt:

Tato bakalářská práce se zabývá zemětřesením a jeho účinky na podzemní stavby. V práci je popsán způsob určení seizmického zatížení na geotechnické konstrukce dle Eurokódu 8. Dále jsou zde představeny metody výpočtu seizmické odezvy tunelů, kde je pozornost věnována analytickému řešení v podélném směru a v příčném směru pomocí metody free field. Zmíněny jsou také základy numerického modelování. V poslední části je provedena ukázka výpočtu seizmicky zatíženého tunelu. Výpočet je proveden jak analytickými metodami, tak metodou končených prvků v programu GEO5 MKP.

Klíčová slova: zemětřesení, podzemní konstrukce, spektrum odezvy, analytická metoda, metoda konečných prvků

Title: Seismic design of Underground Structures

Abstract:

The bachelor thesis deals with the earthquake and its effects on underground structures. The thesis describes the method of determination of seismic loads on geotechnical structures according to Eurocode 8. It also presents the methods for calculating the seismic response of tunnels, where attention is paid to the analytical solution in the longitudinal direction and in the transverse direction using the free field method. The basics of numerical modeling are also mentioned. In the last part, there is a demonstration of the calculation of a seismically loaded tunnel. The calculation is performed by both analytical methods and the finite element method using the GEO 5 FEM.

Key words: earthquake, Underground Structures, response spectrum, analytical method, finite element method

Obsah

Úvod.....	3
1. Seismicita.....	4
1.1 Zemětřesení	4
1.1.1 Intenzita zemětřesení.....	6
1.1.2 Velikost zemětřesení	6
1.2 Technická seismicita	8
1.3 Seizmické vlny	9
1.4 Seismicita v ČR.....	11
2. Určení seizmického zatížení dle Eurokódu 1998-1 a 1998-5	12
2.1 Spektrum pružné odezvy	12
2.2 Kvazistatický výpočet	16
2.2.1 Výpočet opěrné a zárubní zdi.....	17
2.2.2 Výpočet stability svahu	18
2.3 Výpočet pomocí příčných sil.....	19
2.3.1 Smyková síla v základu.....	20
2.4 Modální analýza pomocí spektra odezvy	21
2.5 Nelineární výpočet metodou statického přitěžování	21
2.6 Nelineární dynamický výpočet odezvy v časové oblasti.....	22
3. Odezva tunelů na seizmické zatížení	24
3.1 Odezva půdy na zemětřesení	24
3.2 Odezva tunelů na seizmické zatížení.....	24
3.2.1 Porovnání odezvy ražených a hloubených tunelů.....	26
3.3 Ukázky ze světa.....	26
3.3.1 Zřícení stanice metra Daikai	27
3.3.2 Deformace tunelu Haguro	27
4. Popis metod výpočtu seizmické odezvy tunelů	29
4.1 Pseudostatický výpočet analytickými metodami	29
4.1.1 Analýza v podélném směru.....	29

4.1.2	Analýza v příčném směru.....	32
4.2	Numerické modelování	37
4.2.1	Metoda hraničních prvků	37
4.2.2	Metoda konečných diferencí (sítí)	37
4.2.3	Metoda oddělených prvků.....	37
4.2.4	Metoda konečných prvků.....	37
5.	Ukázka výpočtu.....	38
5.1	Výpočet analytickou metodou	38
5.2	Výpočet metodou konečných prvků.....	40
5.2.1	Numerický model.....	40
5.2.2	Fáze výpočtu	41
	Závěr	45
	Seznam obrázků	48
	Seznam tabulek	50
	Příloha A Analýza tunelu v podélném směru	51
	Příloha B Statický výpočet ostění metodou Zurabov– Bugajevová.....	55
	Příloha C Výstup z GEO 5 MKP	60

Úvod

Podle odhadů dochází ročně přibližně k miliónu zemětřesení. Většina z nich se projevuje pouze jako malé otřesy země a jsou tedy téměř nepozorovatelné. Mohou však nastat i silná zemětřesení, která jsou ničivá a jejich následky mohou být fatální. Proto by při návrhu staveb v oblastech se zvýšenou seizmickou aktivitou neměl být tento fakt opomenut, aby se škody způsobené zemětřesením snížili na minimum. První kapitola je věnována obecně seizmicitě. Jsou zde uvedeny příčiny vzniku a základní dělení.

Jelikož se Česká republika nachází na území s malou seizmicitou, dříve se u běžných stavebních konstrukcí posuzování účinků na stavební konstrukce provádělo jen zřídka. Po vstupu ČR do Evropské unie byly převzaty evropské normy, a tedy i Eurokód 8 – EN 1998:2004 s názvem Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení. Postupu navrhování podzemních konstrukcí podle tohoto eurokódu se věnuje druhá kapitola. Důležitým pojmem v této normě je spektrum pružné odezvy, které reprezentuje ve výpočtech seizmické zatížení. Pro posouzení konstrukcí zatížených zemětřesením udává norma postup výpočtu pomocí kvazistatického řešení, lineárně pružných výpočtů a také pomocí metod nelineárních. Všechny metody jsou v dané kapitole stručně popsány.

Třetí kapitola popisuje odezvu podzemních konstrukcí na seizmické zatížení. Co se týče podzemních staveb, nejsou zemětřesením ovlivněny v takové míře jako konstrukce nadzemní. Ovšem u staveb velkého významu jako jsou tunely by při případném zřícení došlo jak k velkým ztrátám na životech osob nacházejících se v tunelu, tak i k velkým škodám na povrchu (u tunelů s nízkým nadložím), způsobených propadem nadloží tunelu. K deformaci tunelu při zemětřesení dochází v příčném i podélném směru a je nutno při návrhu tyto deformace zohlednit.

Ve čtvrté kapitole jsou popsány různé teorie výpočtu odezvy tunelů na zemětřesení. Konstrukce lze posuzovat zjednodušenými pseudostatickými metodami nebo plně dynamickým numerickým výpočtem. V poslední kapitole je uvedena ukázka výpočtu pomocí analytických metod a metodou konečných prvků.

1. Seizmicita

Seizmicita je zemětřesná aktivita. Seizmicitu je možné rozdělit na přírodní seizmicitu, která vzniká nezávisle na působení člověka (zemětřesení) a na technickou seizmicitu, která je vyvolána v důsledku lidské činnosti.

Seizmické zatížení spadá do skupiny mimořádných a dynamických zatížení. Jedná se o přídavné napětí vyvolané seizmickými vlnami.

1.1 Zemětřesení

Zemětřesení se projevuje ve formě otřesů a chvění země, které jsou způsobeny náhlým uvolněním elastické energie v zemské kůře. Tato energie se pak šíří zemským tělesem ve formě seizmických vln.

Zemětřesení je možné dělit několika způsoby.

Dle vzniku:

- říťivá zemětřesení 3%
- vulkanická zemětřesení 7%
- tektonická zemětřesení 90%

Dle hloubky:

- mělká zemětřesení
- středně hluboká zemětřesení
- hluboká zemětřesení

Nejčastější a nejvíce ničivé bývá zemětřesení tektonického původu. Vznikají hlavně na rozhraní velkých litosférických desek, kde se nachází zlomy.

Litosféra je tvořena zemskou kůrou, svrchní částí pláště a skládá se z pevných desek. Pod litosférou se nachází astenosféra, což je měkčí a teplejší plocha, která se vyznačuje plastickým tokem. Litosférické desky se po této vrstvě pohybují díky takzvanému konvenčnímu proudění, které je znázorněno na Obr. 1.1.

Konvekční proudy vznikají při teplotních rozdílech, kdy ohřátá vrstva s nižší hustotou stoupá vzhůru, zatímco ochlazená vrstva s nižší hustotou začne klesat. Předpokládá se, že v astenosféře tyto konvekční proudy existují. [1]

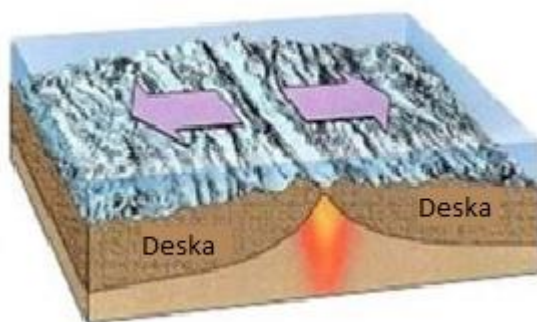
Tření podél zlomové plochy obvykle brání skluzu hornin podél zlomu. Kvůli tomu dochází k nahromadění napětí v horninách. Pokud napětí překročí kritickou hodnotu, tření se překoná a nahromaděná energie se uvolní. To má za následek rychlé posuny podél zlomové plochy a nastane zemětřesení. [2]



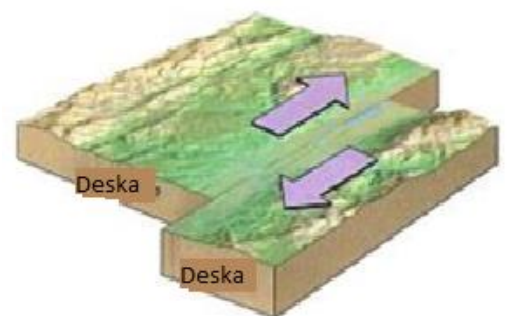
Obr. 1.1: Schéma konvekčního proudění v astenosféře, převzato z [16]

Rozlišujeme tři základní druhy pohybu litosférických desek, viz Obr. 1.2. Všechny druhy jsou doprovázeny zemětřesnou aktivitou.

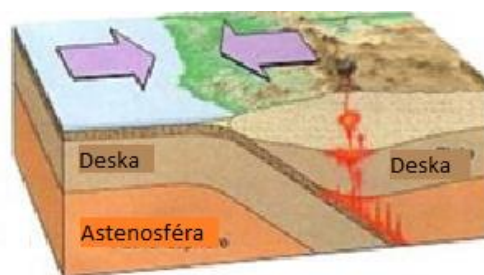
- divergentní rozhraní – desky se vzdalují
- transformní rozhraní – desky se pohybují vedle sebe
- konvergentní rozhraní – desky se přibližují



A. Divergentní rozhraní



B. Transformní rozhraní



C. Konvergentní rozhraní

Obr. 1.2: Schéma vzájemného pohybu litosférických desek, převzato z [17]

Oblast vzniku zemětřesení se nazývá hypocentrum neboli ohnisko zemětřesení. Bod na povrchu přímo nad ním označujeme jako epicentrum. Hloubkou ohniska se pak rozumí vzdálenost hypocentra od epicentra.

Zemětřesení může mít v některých případech i sekundární účinky. Seizmická činnost na dně oceánu je schopná vyvolat velké přílivové vlny zvané tsunami. Tyto vlny mohou mít katastrofální následky. Většina takových vln vzniká v Tichém oceánu.

K jednomu z největších tsunami došlo 11.3.2011 v severovýchodním Japonsku. Sérii vln tsunami vyvolalo silné zemětřesení o síle 9 stupňů Rychterovy škály u pobřeží ostrova Honšú. Mnoho pobřežních oblastí bylo zdevastováno. Zasažena byla i jaderná elektrárna Fukušima. Tato událost si vyžádala tisíce obětí. [3]

Zemětřesení má potenciál způsobovat velké škody. Většina úmrtí související se zemětřesením je ovšem výsledkem kolapsu budovy či jiné stavby, protože samotné otřesy člověka nezabijí. [4]

Předpovídat, kdy dojde k zemětřesení bohužel není přesně možné, avšak známe příčiny zemětřesení i místa potenciálního výskytu. V těchto seizmicky ohrožených oblastech je tedy nutné dbát na správný návrh konstrukce, aby se nezřítla nebo alespoň zajistila bezpečnost obyvatel.

1.1.1 Intenzita zemětřesení

Intenzita zemětřesení je určena na základě pozorování makroseizmických účinků zemětřesení. Tyto účinky jsou např. vznik prasklin v povrchu, poškození staveb, sesuvy a vzestup nebo pokles terénu.

V každém místě pozorování je intenzita odlišná a se vzdáleností od epicentra klesá. Ačkoliv jsou stupnice dobře definované, je možné, že stejná situace bude různými pozorovateli hodnocena jiným stupněm. Intenzita je tedy veličinou subjektivní. Intenzitu zemětřesení určíme podle zemětřesných stupnic. Tradičně je intenzita vyjádřena pomocí římských čísel, kde každý stupeň je slovně popsán.

V České republice a ve většině zemí Evropské unie se používá Evropská makroseizmická stupnice (EMS-98), která nahradila starší stupnici MSK-64 (Medveděv-Sponheuer-Kárník). EMS-98 je ukázána v tabulce 1.1. V Japonsku využívají vlastní sedmistupňovou škálu JAM. Často používaná je také přizpůsobená Mercalliho stupnice MM (Modified Mercali), které se vyskytuje také pod názvem MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg).

1.1.2 Velikost zemětřesení

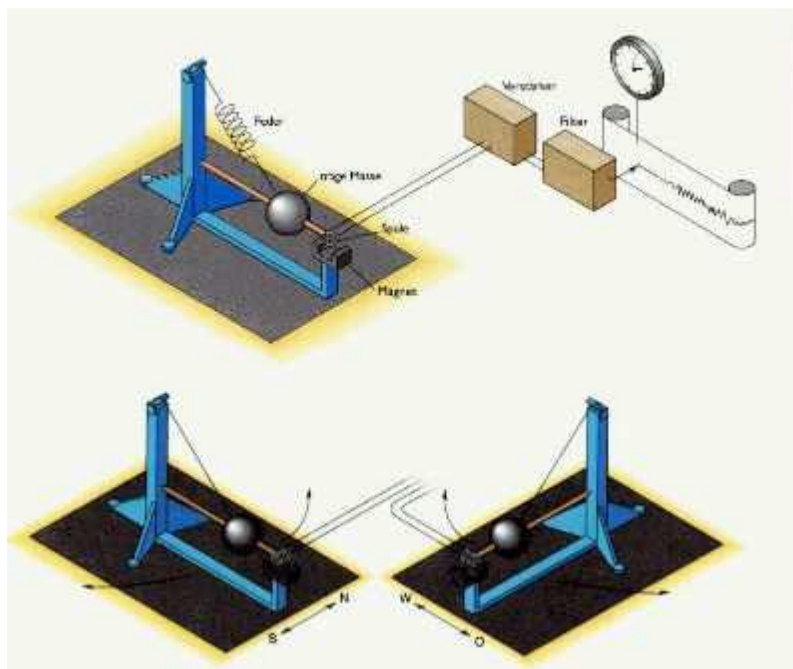
Veličina popisující velikost zemětřesení se nazývá Magnitudo a je objektivně změřitelnou veličinou. Magnitudo je reprezentováno číslem, které charakterizuje relativní velikost nebo množství uvolněné elastické energie. Obvykle je zaznamenáno seismografem na základě měření maximálního pohybu země.

Seismograf je přístroj k měření množství a směru otřesů vzniklých zemětřesením. Fungují na principu setrvačnosti. Těžké závaží je zavěšeno na provázku nebo na pružině. Stavbu seismografu je možné vidět na Obr. 1.3. Při zemětřesení se závaží stává pevným bodem a vůči zemi je v klidové poloze, zatímco vůči zbytku seismometru je v pohybu. K závaží je přiložen psací hrot, který zaznamenává výchylky na pohybující se papírový pásek. Na záznamech je možné vidět časový příchod objemových P-vln a S-vln.

Tabulka 1.1: Popis stupnice EMS-98

Stupeň intenzity	Stručný popis účinků zemětřesení
I	Otřesy registrovány pouze citlivými přístroji
II	Pocítěné jen jednotlivci na některých místech v domech.
III	Zemětřesení uvnitř budov cítí jen někteří lidé nanejvýš jako houpání nebo lehké chvění.
IV	Zemětřesení uvnitř budov cítí mnozí, venku jen výjimečně. Někteří jsou probuzeni. Okna a dveře rachotí.
V	Zemětřesení uvnitř budov cítí většina, venku někteří. Mnozí spící se probudí. Někteří jsou vystrašení. Budovy vibrují. Visící objekty se značně houpají. Malé předměty se posouvají. Dveře a okna se otvírají a zavírají.
VI	Mnozí jsou vystrašení a vybíhají ven. Některé předměty padají. Mnohé budovy utrpí malé nestrukturální škody (vlásečnicové trhliny nebo odpadnuté malé kousky omítky).
VII	Většina lidí je vystrašená a vybíhá ven. Nábytek je posunutý. Předměty padají z polic ve velkém množství. Mnohé dobře postavené běžné budovy utrpí střední škody: opadá omítka, padají části komínů; ve stěnách starších budov jsou velké trhliny a příčky jsou zřícené.
VIII	Mnozí mají problémy udržet rovnováhu. Mnohé domy mají velké trhliny ve stěnách. Několik dobře postavených běžných budov má vážně poškozené stěny. Slabé starší budovy se mohou zřítit.
IX	Všeobecná panika. Mnoho chatrných budov se řítí. I dobře postavené běžné budovy utrpí velmi těžké škody: těžké poškození stěn a částečně i strukturální škody
X	Mnohé dobře postavené běžné budovy se řítí.
XI	Většina dobře postavených běžných budov se řítí. I některé dobře anti-seismicky postavené budovy jsou zničené.
XII	Téměř všechny budovy jsou zničené. Změní se tvářnost krajiny

Jelikož je rozsah amplitud a frekvencí příliš velký, neexistuje žádný širokopásmový seismometr, který by byl schopen celý požadovaný rozsah zaregistrovat. Krátkoperiodické senzory s vysokou citlivostí se použijí při sledování slabých lokálních zemětřesení. Naopak akcelerogramy (seismometry registrující zrychlení půdy) zaznamenávají silné otřesy v malých vzdálenostech od ohniska.



Obr. 1.3: Vyobrazení stavby a funkce seismografu, převzato z [21]

Nejstarší stupnicí je Richterova stupnice. Stupnice byla původně vytvořena pouze pro zemětřesení v jižní Kalifornii. Velikost magnituda je určena z velikosti amplitudy naměřené Wood-Andersonovým seismografem změřená ve vzdálenosti 100 km od epicentra. Určení Magnituda vychází ze skutečnosti, že amplitudy seismických vln závisí právě na energii uvolněné v ohnisku. [5]

Tato stupnice má logaritmické měřítko, takže nárůst o jednu jednotku, označuje desetinásobné zvýšení amplitudy seismických vln. Stupnice nemá konečnou hodnotu.

Způsobů, jak popsat velikost zemětřesení je ale mnohem více. Při gigantických zemětřeseních je často používána momentová škála M_w . Naopak při menších zemětřeseních je vhodné využít velikost povrchové vlny M_s [6]

1.2 Technická seizmicita

Technická seizmicita je takové zemětřesení, které vzniká na základě lidské činnosti. Tento druh seizmicity se tedy objevuje i v nezemětřesných oblastech s nulovou či nízkou seizmicitou a ovlivňuje konstrukce podzemní i nadzemní. Otřesy mohou být vyvolány umělým zdrojem, indukovanou seizmicitou nebo kinematickým buzením.

Umělých zdrojů existuje mnoho, avšak v současné době za důležité považujeme dopravu, průmyslové exploze, činnost strojů. Indukovanou seizmicitou se rozumí

seizmické otřesy vyvolané důlní činností, nadměrným čerpáním podzemní vody nebo tíhou vody v přehradní nádrži. [7]

1.3 Seizmické vlny

Seizmické vlny rozdělujeme do dvou skupin. Vlny, které se šíří elastickým prostředím se nazývají objemové, zatímco vlny šířící se po povrchu se nazývají povrchové. [8]

Existují dva druhy objemových vln, P-vlny a S-vlny. Podélné P-vlny se vyznačují tím, že částice kmitají ve směru šíření vlny. Dochází k periodickému zhušťování a zředování hmoty. Šíří se ve všech prostředích (pevné, kapalné, plynné). Tyto vlny způsobují minimální škody a ze všech elastických vln jsou nejrychlejší. Jejich rychlost lze spočítat pomocí vzorce:

$$c_l = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (1.1)$$

kde:

- c_l rychlost šíření podélné vlny,
- E modul pružnosti prostředí (zemina/hornina),
- ρ objemová hmotnost prostředí (zemina/hornina).

Příčné S-vlny mají naopak charakter příčného vlnění, částice kmitají kolmo na směr šíření vlnění. Tyto vlny se šíří pouze v pevném prostředí. S-vlny se šíří pomaleji, ale představují mnohem větší riziko a způsobují velké škody. Jejich rychlost je dána vzorcem:

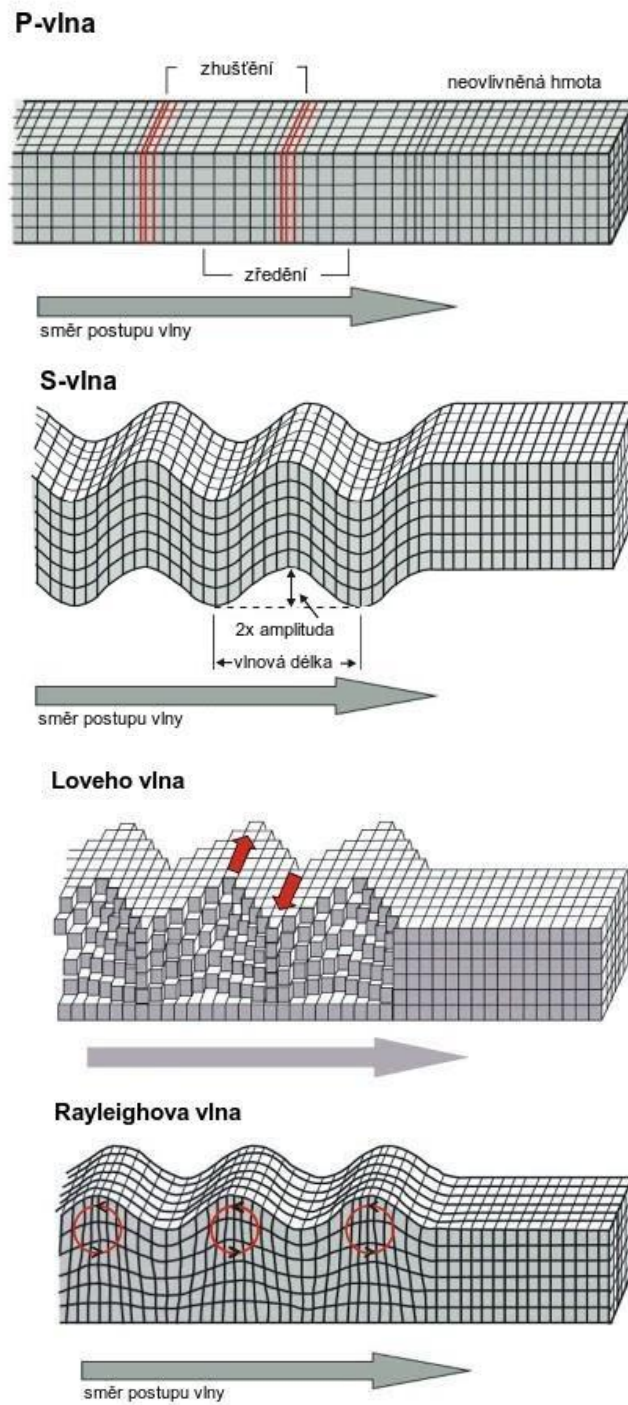
$$c_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.2)$$

kde:

- c_t rychlost šíření příčné vlny,
- G smykový modul prostředí (zemina/hornina)
- ρ objemová hmotnost prostředí (zemina/hornina)

Povrchové vlny nepředstavují nové typy vln, ale jedná se pouze o interferenci objemových P-vln a S-vln. Tyto vlny se šíří celkově pomaleji než vlny objemové. Povrchové vlny lze také rozdělit na dva typy, a to na Rayleighovy vlny a Loveho vlny. Rayleighovy vlny se šíří tak, že částice kmitají kolmo na směr vlnění ve vertikální rovině a pohybují se po eliptické trajektorii. Co se týče Loveho vln, částice kmitají kolmo na směr vlnění v horizontální rovině. Oba tyto typy mají velké amplitudy a představují ohromná rizika. [9]

Na Obr. 1.4 lze vidět schéma šíření jednotlivých seizmických vln.



Obr. 1.4: Princip šíření seizmických vln, převzato z [19]

1.4 Seismicita v ČR

Česká republika se nachází na území s malou seismicitou, jelikož pod sebou nemá žádné významné tektonické zlomy. Nedochozí zde tedy k žádným velkým zemětřesením, která by postihovala rozsáhlejší oblasti, avšak v určitých částech republiky se otřesy vyskytují. Nejvíce seizmicky aktivní oblastí na našem území je Kraslicko v západních Čechách, Sokolovsko a Chebsko. Vyskytují se zde tzv. zemětřesné roje, kdy v průběhu několika dnů až týdnů dochází k velkému množství otřesů. Poslední silný zemětřesný roj v Západních Čechách nastal během zimy 1985–1986. Podle Richterovy stupnice měl magnitudo 4.6 a makroseizmická intenzita odpovídala hodnotě 7. Zemětřesení bylo doprovázeno i zvukovými efekty.

Některé otřesy vyskytující se na území České republiky mohou být způsobeny silnými zemětřeseními, která vznikají mimo naše území. Tyto otřesy pocházejí zejména z oblasti Alp, Karpat a Vídeňské pánve. [2]

Zemětřesení a jiné seizmické jevy monitoruje v České republice Česká regionální seizmická síť. Tato síť je složena z 20 širokopásmových seismologických observatoří, které jsou rozmístěny v zájmových oblastech.

V národní příloze k Eurokódu 8 můžeme nalézt mapu seizmických oblastí České republiky viz. Obr. 1.5. Oblasti jsou rozlišeny na základě velikosti referenčního špičkového zrychlení podloží a_{gR} pro podloží typu A. Při návrhu konkrétní stavby se a_{gR} násobí součinitelem podloží S a součinitelem významu stavby g_I . V oblastech s velmi malou seismicitou, to znamená tam, kde hodnota součinu $a_g \cdot g_I \cdot S$ není větší než 0,05 g, nemusí být dodržována ustanovení EC 8. To se týká přibližně poloviny území ČR.



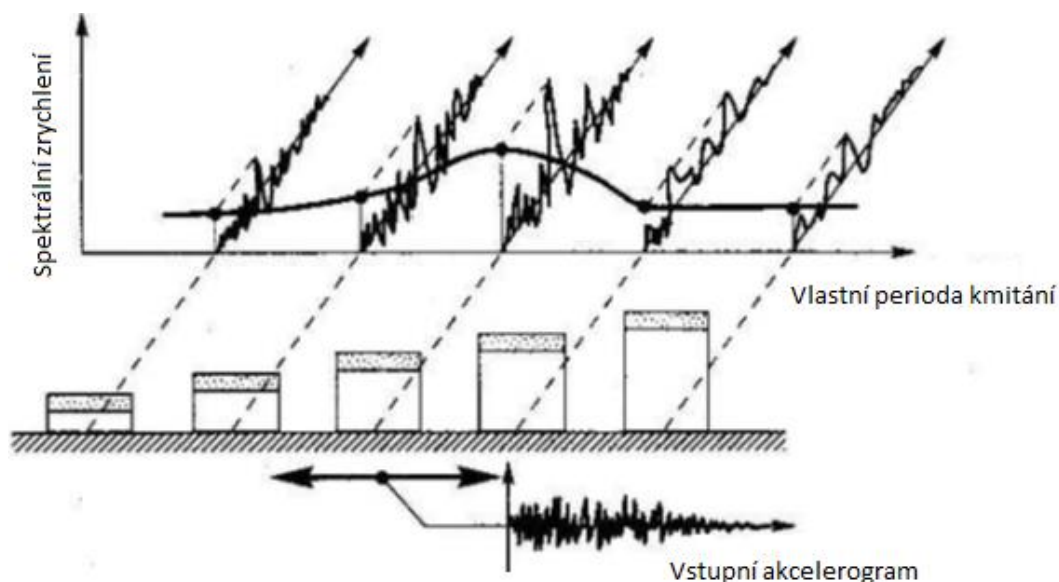
Obr. 1.5: Mapa seizmických oblastí ČR, převzato z [20]

2. Určení seizmického zatížení dle Eurokódu 1998-1 a 1998-5

Eurokód 8 udává několik způsobů, jak počítat se seizmickým zatížením. Nejjednodušším způsobem (a v současnosti spíše konzervativním způsobem) je řešení kvazistatické. Další dva způsoby využívají lineárně pružného výpočtu. Prvním způsobem je výpočet pomocí příčných sil. Druhý způsob je modální analýza pomocí spektra odezvy. Ovšem je možné využít i metod nelineárních, jako jsou nelineární výpočet metodou statického přitěžování nebo nelineární dynamický výpočet odezvy v časové oblasti. V této kapitole jsou výše uvedené způsoby stručně popsány.

2.1 Spektrum pružné odezvy

Seizmické zatížení konstrukce je v současné době nejčastěji reprezentováno pomocí lineárního spektra odezvy. Spektrum odezvy pro určitou konstrukci lze odvodit pomocí konkrétního akcelerogramu (časového průběhu zrychlení), kterým konstrukci zatížíme a vypočítáme její odezvu v čase. Odezva soustavy s jedním stupněm volnosti závisí na čase, vlastní periodě (popř. vlastní frekvenci) a na útlumu. Jak je možné vidět na Obr. 2.1, spektrum udává maximální hodnoty výchylky (svislá osa) při určité vlastní frekvenci (vodorovná osa), ale již není závislé na čase. Spektrum odezvy může být posunutí, rychlosti a zrychlení.



Obr. 2.1: Odvození spektra odezvy ze vstupního akcelerogramu, převzato z [9]

Jako spektrum pružné odezvy je pro účely EN 1998 označováno spektrum pružné odezvy na zrychlení podloží, které udává pohyb na povrchu v daném místě při zemětřesení. Tvar spektra pružné odezvy se pro oba mezní stavy (mezní stav únosnosti, mezní stav omezeného poškození) předpokládá stejný.

Vodorovné seizmické zatížení je popsáno dvěma kolmými složkami, které jsou vzájemně nezávislé a mají shodná spektra odezvy. Spektrum vodorovné pružné odezvy $S_e(T)$, uvedené na Obr. 2.4, je definováno výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

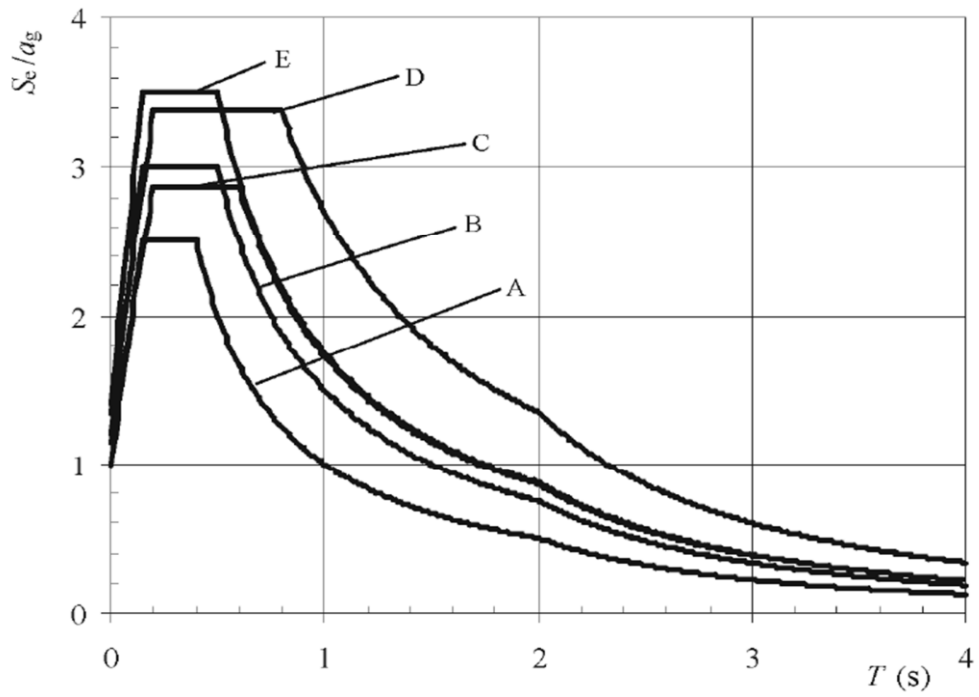
$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

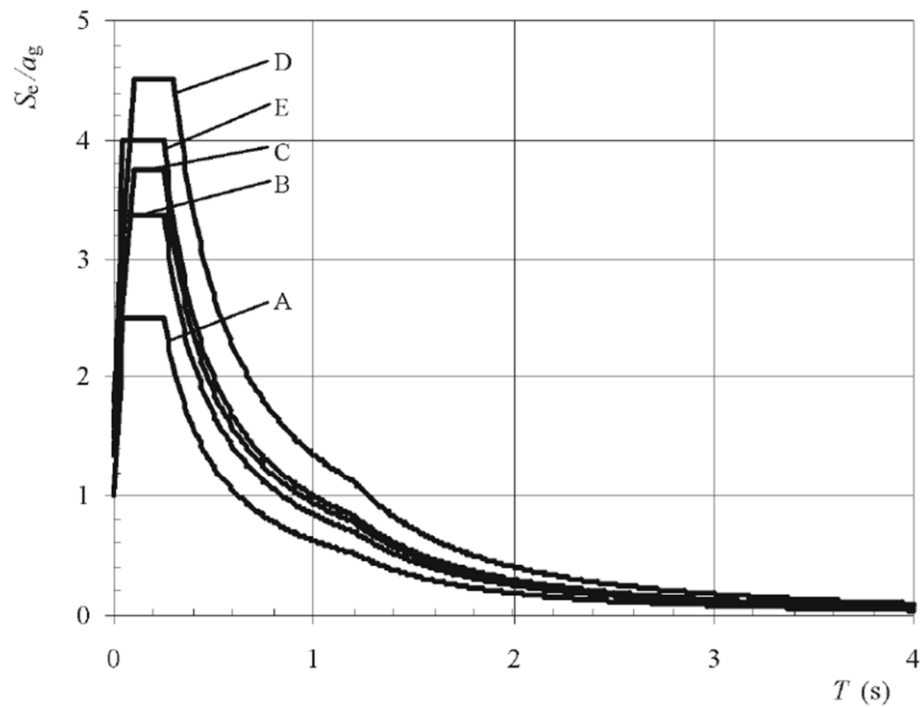
kde:

$S_e(T)$	spektrum vodorovné pružné odezvy,
T	perioda vlastních kmitů lineární soustavy s jedním stupněm volnosti,
a_g	návrhové zrychlení podloží typu A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),
T_B	nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení,
T_C	největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení,
T_D	doba kmitů, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu,
S	součinitel podloží,
η	korekční součinitel útlumu, s referenční hodnotou $\eta = 1$ pro poměrný viskózní útlum 5 %.

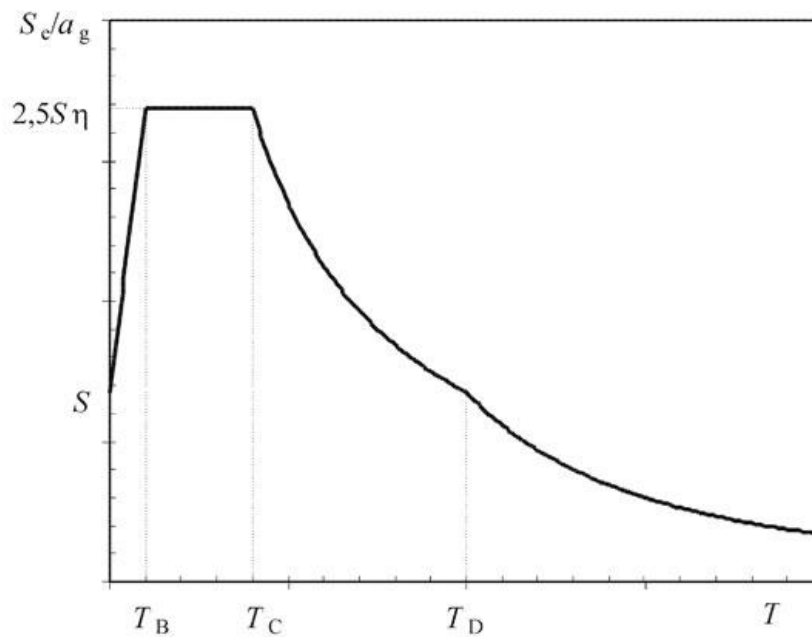
V České republice se používají dva typy spektra pružné odezvy. Spektrum pružné odezvy typu 1 znázorněné na Obr. 2.2 se využije při výpočtu seizmického zatížení ve východní části ČR (okresy na Moravě a ve Slezku). Spektrum typu 2 znázorněné na Obr. 2.3 platí pro stavby na území Čech.



Obr. 2.2: Doporučené spektrum pružné odezvy typu 1 pro půdy ty A až E (5 % tlumení) převzato z [20]



Obr. 2.3: Doporučené spektrum pružné odezvy typu 2 pro půdy ty A až E (5 % tlumení), převzato z [20]



Obr. 2.4: Tvar spektra pružné odezvy, převzato z [20]

Tabulka 2.1: Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1

Typ základové půdy	S	T_B [S]	T_C [S]	T_D [S]
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabulka 2.2: Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 2

Typ základové půdy	S	T_B [S]	T_C [S]	T_D [S]
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Svislá složka zatížení je reprezentována spektrem svislé pružné odezvy $S_{ve}(T)$ a to je definováno výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3 - 1) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.8)$$

Tabulka 2.3: Doporučené hodnoty parametrů popisujících spektrum svislé pružné odezvy

Spektrum	a_{vg}/a_g	T_B [S]	T_C [S]	T_D [S]
Typ 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Typ 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Abychom nemuseli provádět nelineární výpočet konstrukce, který by zahrnul plastické chování jejích prvků, zavádíme návrhové spektrum odezvy. Toto spektrum je redukováno vzhledem k pružnému spektru. Těto redukce je dosaženo pomocí součinitele duktility q . Tento součinitel je dán poměrem seizmických sil, kterým by konstrukce musela odolávat ve stavu dokonale pružném při útlumu 5 % k seizmickým silám, které je možné použít při výpočtu na konvenčním pružném modelu.

Pro vodorovné složky seizmického zatížení je návrhové spektrum $S_d(T)$ definováno výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (2.11)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (2.12)$$

kde:

$S_d(T)$ návrhové spektrum,

q součinitel duktility,

β spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum.

2.2 Kvazistatický výpočet

Kvazistatické řešení je zjednodušenou metodou výpočtu. Seizmické zatížení je do statického výpočtu vneseno pomocí součinitelů. Velikost těchto součinitelů je závislá

na velikosti trvalého posunu, který je pro danou seizmickou oblast přípustný. Tato metoda je určena pouze pro méně významné a jednoduché konstrukce.

Seizmické zatížení je reprezentováno soustavou statických svislých a vodorovných sil. Tyto síly jsou pak rovny součinu seizmického součinitele a gravitačních sil. Síly jsou zavedeny ve směru uvažovaného budicího zrychlení. Buzení vodorovné se používá častěji. Buzení svislé bývá obvykle menší a konstrukce je proti němu díky vlastní váze odolnější. Toto svislé buzení se uplatňuje zejména v oblastech v blízkosti epicentra. Svislé zatížení musí být vždy zavedeno ve směru, který vyvolá nejméně příznivý účinek.

2.2.1 Výpočet opěrné a zárubní zdi

Pro případ kvazistatického výpočtu opěrných a zárubních zdí, je seizmické zatížení zeminou rovno součinu seizmického součinitele k_h , k_v a tíhy aktivního klínu W , který reprezentuje vodorovné a svislé síly viz. Obr. 2.5.

Pro konstrukce nižší než 10 m se předpokládá, že seizmický součinitel je konstantní po její výšce. Jestliže koeficienty k_h a k_v nejsou dostupné z měření, dají se určit ze vztahu:

$$k_h = \alpha \cdot \frac{S}{r} \quad (2.13)$$

$$k_v = \pm 0,5 \text{ pokud } \frac{a_{vg}}{a_g} > 0,5 \quad (2.14)$$

$$k_v = \pm 0,33 \text{ pro ostatní případy} \quad (2.15)$$

Tabulka 2.4: Hodnoty součinitele r pro výpočet vodorovného seizmického součinitele

Typ opěrné konstrukce nebo zárubní konstrukce	r
Volné gravitační zdi, které se mohou vychýlit až do $d_r = 300 \alpha \cdot S$ [mm]	2
Volné gravitační zdi, které se mohou vychýlit až do $d_r = 200 \alpha \cdot S$ [mm]	1,5
Pružné betonové stěny, kotvené nebo rozepřené stěny, železobetonové stěny založené na svislých	1

kde:

k_h vodorovný seizmický součinitel,

k_v svislý seizmický součinitel,

α poměr návrhového zrychlení a_g pro základovou půdu typu A ke gravitačnímu zrychlení g ,

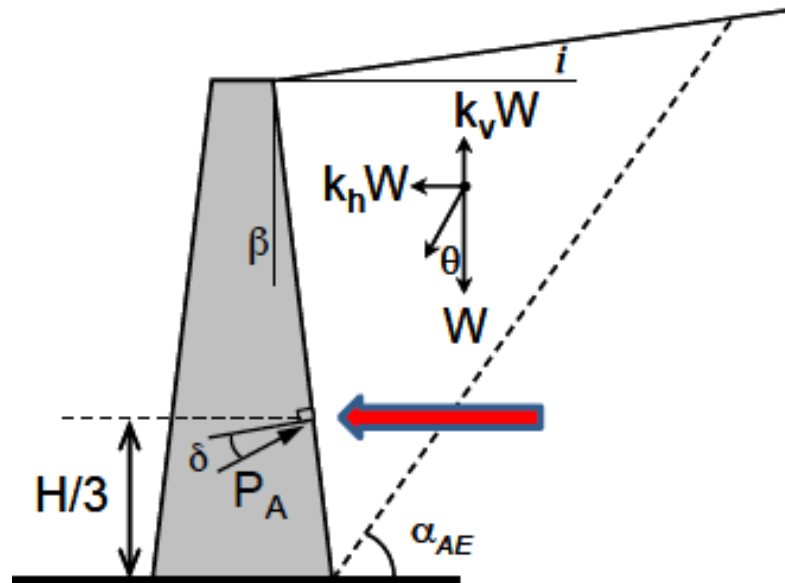
S součinitel podloží, definovaný v EN 1998-1:2004, 3.2.2.2,

r konstanta pro výpočet seizmického vodorovného součinitele,

a_{vg} návrhové zrychlení základové půdy ve směru svislém,

a_g návrhové zrychlení pro základovou půdu typu A.

Pro konstrukce vyšší než 10 m je možno stanovit součinitel α pomocí průměrné hodnoty špičkového vodorovného zrychlení půdy podél výšky konstrukce. Některé teorie (a normy, jež je používají) udávají i postup pro určení změny zatížení po výšce.



Obr. 2.5: Zatížení zdi při kvazistatickém výpočtu, převzato z [18]

2.2.2 Výpočet stability svahu

Pro výpočet stability svahu mohou být kvazistatické metody použity pouze tehdy, pokud posoupnost vrstev a topografie terénu neobsahují náhlé nepravidelnosti. Další podmínkou je, že zeminy nesmí být při cyklickém zatížení náchylné k významné degradaci tuhosti nebo ke vzniku velkých pórových tlaků.

Zavádí se seizmické setrvačné síly F_V (vodorovné) a F_H (svislé). Tyto síly jsou pro kvazistatický výpočet vyjádřeny takto:

$$F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W \quad (2.16)$$

$$F_v = \pm 0,5 F_H \text{ pokud } \frac{a_{vg}}{a_g} > 0,6 \quad (2.17)$$

$$F_v = \pm 0,33 F_H \text{ pokud } \frac{a_{vg}}{a_g} < 0,6 \quad (2.18)$$

kde:

F_H vodorovná seizmická setrvačná síla,

F_V svislá seizmická setrvačná síla,

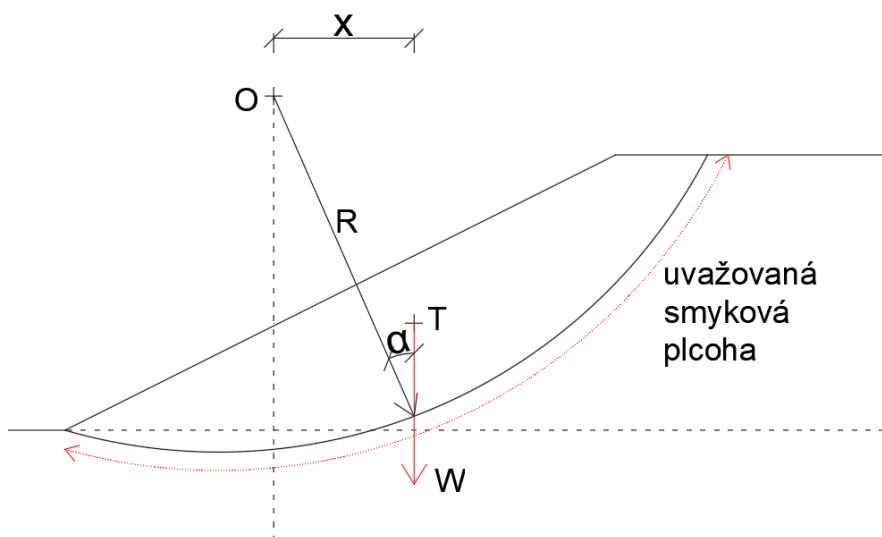
α poměr návrhového zrychlení a_g pro základovou půdu typu A ke gravitačnímu zrychlení g ,

S součinitel podloží, definovaný v EN 1998-1:2004, 3.2.2.2,

- a_{vg} návrhové zrychlení podloží ve svislém směru,
 a_g návrhové zrychlení pro podloží typu A,
 W tíha sesouvající se hmoty.

Obr. 2.6 ukazuje základní představu o porušení stability homogenního svahu. Posuzuje se zde nebezpečí ujetí kruhové výseče o tíze W po kruhové smykové ploše se středem O a poloměru R . Hledá se vždy nejméně příznivá smyková plocha.

Stupeň stability F se obecně vypočte jako:



Obr. 2.6: Analýza stability svahu

$$F = \frac{\Sigma \text{pasivních složek bránících sesuvu}}{\Sigma \text{aktivních složek způsobujících sesuv}} \quad (2.19)$$

$F \geq 1$ stabilní svah

$F < 1$ nestabilní svah

2.3 Výpočet pomocí příčných sil

Pro tuto metodu je nutné znát periodu kmitání v základním vlastním tvaru T_1 . Tato perioda musí splňovat podmínku:

$$T_1 \leq \frac{4 \cdot T_c}{2,0 \text{ s}} \quad (2.20)$$

kde:

T_c největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení.

Perioda vlastních kmitů T_1 lze stanovit pomocí některé z metod stavební dynamiky jako např. metoda Rayleighova. Pro konstrukce nižší než 40 m v normě je uveden následující vzorec:

$$T_1 = C_t H^{\frac{3}{4}} \quad (2.21)$$

kde:

- C_t $C_t=0,085$ pro ocelové rámy,
 $C_t=0,075$ pro betonové rámy a ocelové rámy s excentrickým ztužením,
 $C_t=0,050$ pro ostatní konstrukce,
 H výška stavby.

Druhou podmínkou je, že musí být splněna kritéria pravidelnosti po výšce. Hmotnosti a příčná tuhost jednotlivých podlaží se musí od základu až k vrcholu pozvolna zmenšovat nebo zůstat konstantní.

2.3.1 Smyková síla v základu

Pro každý vodorovný směr je určena seizmická smyková síla v základu dle vzorce:

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (2.22)$$

kde:

- F_b smyková síla v základu,
 $S_d(T_1)$ pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1 ,
 T_1 základní perioda vlastních kmitů vodorovného pohybu stavby v uvažovaném směru,
 m celková hmotnost stavby,
 λ opravný součinitel,
 $\lambda = 0,85$ Pokud má konstrukce více než 2 podlaží a $T_1 \leq 2T_C$,
 $\lambda = 1,0$ v ostatních případech.

Existují dva způsoby, jak lze rozpočítat vodorovné síly v závislosti hmot po výšce. První způsob je založen pouze na rozdělení hmot. V tomto případě jsou vlastní tvary vypočítány jednou z metod stavební dynamiky. Dva rovinné modely jsou ve všech podlažích zatíženy vodorovnými silami F_i :

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum_j s_j m_j} \quad (2.23)$$

kde:

- F_i vodorovná síla působící v i-tém podlaží,
 F_b seizmická smyková síla v základu,
 s_j, s_i posuny hmot m_i, m_j v základním tvaru kmitání,
 m_j, m_i hmotnosti podlaží.

Druhý způsob se využije tehdy, pokud je základní tvar kmitání vyjádřen jako lineárně rostoucí po výšce stavby. Pak se vodorovné síly F_i vypočítají dle výrazu:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j m_j} \quad (2.24)$$

kde:

- F_i vodorovná síla působící v i-tém podlaží,
- F_b seizmická smyková síla v základu,
- z_i, z_j výška hmoty m_i, m_j nad úrovní, kde se vnáší seizmické zatížení.

2.4 Modální analýza pomocí spektra odezvy

Tato metoda se využije v případě, že konstrukce při seizmickém buzení kmitají ve vyšším tvaru a nesplňují podmínky dané pro metodu příčných sil (viz. kapitola 2.3). K tomu často dochází u konstrukcí štíhlých a vysokých.

Nejprve se pomocí rozkladu do vlastních tvarů určí vlastní frekvence a tvary kmitů. Uvažovány musí být všechny tvary kmitání, které odezvu konstrukce výrazně ovlivňují. Pomocí spekter odezvy se vypočte seizmická odezva pro každý vlastní tvar. Tyto odezvy je nutné kombinovat, abychom získali celkové maximum odezvy. Norma uvádí dva způsoby kombinace.

Jsou-li všechny významné tvary kmitání odezvy považovány za vzájemně nezávislé, pak maximální hodnotu účinku seizmického zatížení lze použít kombinační metodu SRSS (Square Root of the Sum of the Squares – druhá odmocnina součtu čtverců).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.25)$$

kde:

- E_E uvažovaný účinek seizmického zatížení,
- E_{Ei} hodnota účinku seizmického zatížení při kmitání v i-tém tvaru.

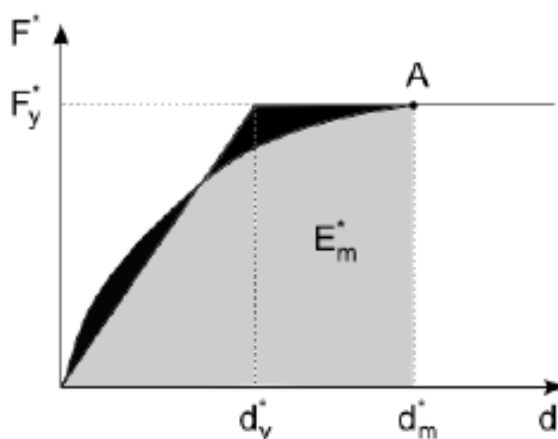
Druhým a přesnějším způsobem výpočtu kombinace je metoda CQC (complete quadratic combination-kompletní kvadratická kombinace).

2.5 Nelineární výpočet metodou statického přitěžování

Tato metoda je také označována jako metoda postupného přitěžování (pushover analýza). Jedná se o statický výpočet, kdy je model konstrukce nejprve zatížena vlastní tíhou. Následovně je přitěžována postupně narůstajícím seismickým zatížením. Poté

se postupně zatěžuje vodorovnými silami až do bodu, kdy dojde k dosažení meze kluzu a k vytvoření plastických oblastí.

Výsledkem metody statického přítěžování je takzvaná křivka kapacity (posunu). Tato křivka představuje závislost mezi působícím zatížením (smyková síla v základu) a posuny v kontrolním bodě. Takovým kontrolním bodem může být například těžiště hmoty střechy konstrukce. Vztah má být stanoven pro hodnoty posunu od nuly až do 150 % přeepsaného seizmického posunu stanoveného ze spektra odezvy.



Obr. 2.7: Určení idealizované závislosti pružnoplastické síly F^* na posunu d^* , převzato z [20]

Bod A na Obr. 2.7 ukazuje, při jaké velikosti pružnoplastické síly dojde ke vzniku plastického chování.

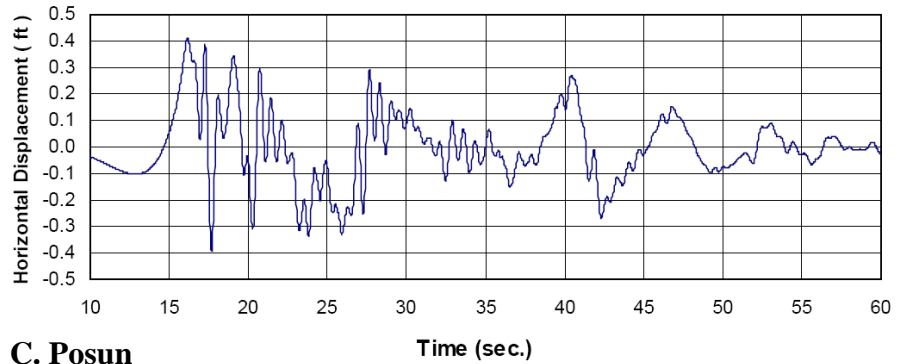
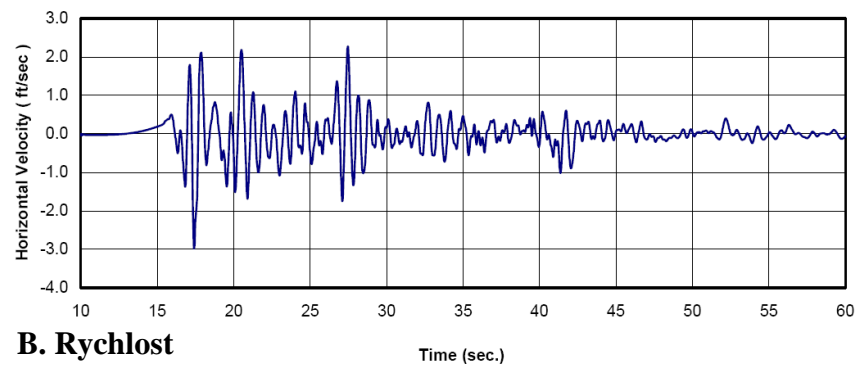
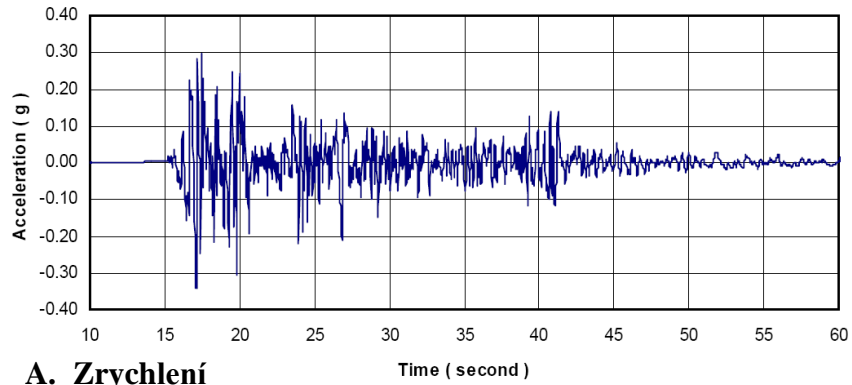
2.6 Nelineární dynamický výpočet odezvy v časové oblasti

Seizmické zatížení lze popsat časovým průběhem zrychlení podloží (akcelerogramy) a s ním souvisejícími veličinami (posun a rychlost). Uvažujeme-li prostorový model konstrukce, je nutné použít alespoň tři současně působící akcelerogramy. Pro vodorovné směry by neměli být použity shodné akcelerogramy.

Rozlišujeme tři typy akcelerogramů a to skutečné, umělé a simulované. Skutečné akcelerogramy jsou odvozeny z měření skutečných zemětřesení, které zaznamenávají seizmografické stanice rozmístěné po celém světě. Simulované akcelerogramy lze získat fyzikální simulací zdroje zemětřesné aktivity a trasy jejího šíření. Umělé akcelerogramy je nutné generovat tak, aby odpovídaly spektrům pružné odezvy pro 5 % viskózní útlum definovaný v Eurokódu 8. Algoritmus pro sestavení umělého akcelerogramu lze nalézt v [10].

Při použití těchto akcelerogramů, představujících pohyby podloží, lze přímou numerickou integrací diferenciálních rovnic pohybu získat časový průběh odezvy konstrukce.

Na Obr. 2.8 je možné vidět záznam zemětřesení El Centro z roku 1940, kde je zobrazen průběh zrychlení podloží, poté integrací získaný časový průběh rychlosti a další integrací získaný časový průběh posunů.



Obr. 2.8: Záznam zemětřesení El Centro 1940, převzato z [21]

3. Odezva tunelů na seizmické zatížení

Při seizmickém zatížení je chování podzemních konstrukcí značně odlišné od chování konstrukcí nadzemních. Hlavním důvodem je to, že jsou plně obklopeny okolní zeminou či horninou a jejich délka je mnohem větší než jejich příčný rozměr. Jejich odezva je tedy ovlivněna především odezvou okolní zeminy/horniny, zatímco nadzemní konstrukce je zatížena především silami setrvačnými. Dalším důvodem je také to, že intenzita zemětřesení s hloubkou klesá a je tedy menší v podzemí než na povrchu země.

3.1 Odezva půdy na zemětřesení

Jelikož odezva tunelu úzce souvisí odezvou okolního prostředí na zemětřesení, budou zde stručně popsány 3 typy možného porušení.

1) Dynamickými otřesy může u jemnozrnných písků dojít k náhlému přechodu do tekutého stavu. Tento náhlý přechod se nazývá ztekucení. Při ztekucení se zemina chová jako kapalina a ztrácí tedy své mechanicko-fyzikálních vlastnosti jako například pevnost ve smyku. Vlivem ztekucení také může dojít ke chvění zeminy, svahovým pohybům nebo sedání.

2) Zemětřesení je schopné způsobit ztrátu stability svahu. Největší nebezpečí sesuvu hrozí u portálů tunelu, v místech s malým nadložím nebo pokud tunel prochází sesuvným územím. Sesuv může způsobit smykové deformace a porušení v příčném řezu.

3) Je možné, že trasa tunelu bude křížit poruchové zóny. V takovém případě by měl návrh daného úseku poruchy respektovat a přizpůsobit se jim. [11]

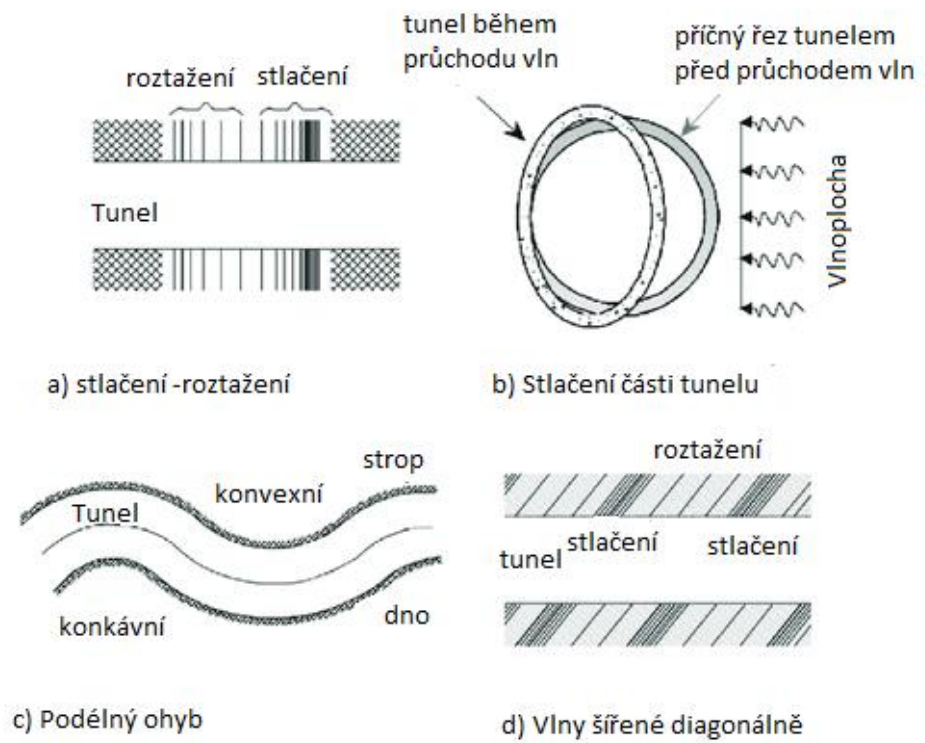
3.2 Odezva tunelů na seizmické zatížení

Jak je vidět na Obr. 3.1, tunely se při seizmickém zatížení deformují 3 způsoby:

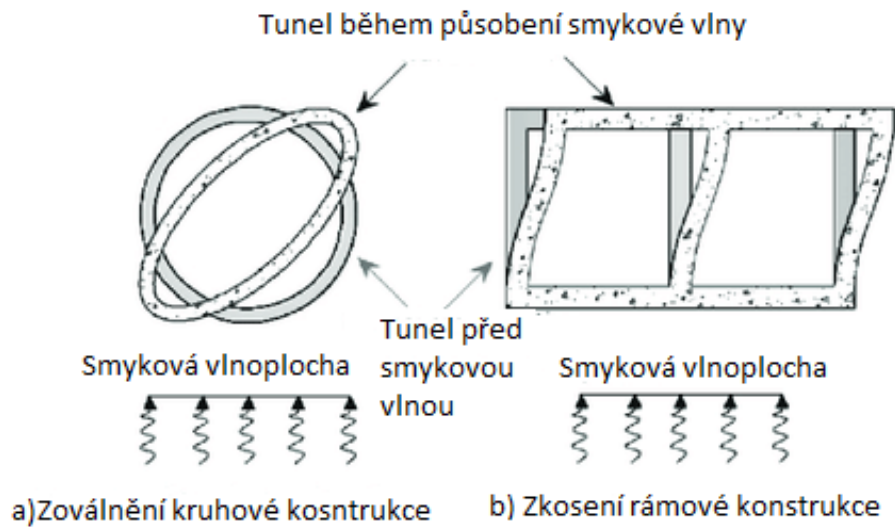
- a) Podélné deformace – podélné stlačení a roztažení
- b) Deformace ohybem – podélný ohyb
- c) Ovalizace kruhové konstrukce a zkosení rámové konstrukce

K osovým a ohybovým deformacím dochází, když se vlny šíří rovnoběžně s tunelem nebo šikmo k tunelu. Chování tunelu lze obecně připodobnit k chování pružného nosníku zatíženého deformace okolní zeminou/horninou

Ovalizace a zkosení konstrukce, znázorněné na Obr. 3.2 vznikají, když se vlny šíří kolmo nebo téměř kolmo k ose tunelu. Tyto vlny mohou se mohou šířit jak ve svislém, tak i ve vodorovném směru.



Obr. 3.1: Deformace tunelu při seizmickém zatížení, převzato z [22]



Obr. 3.2: Smykové přetvoření příčného řezu tunelu [22]

Hlavními faktory, které ovlivňují poškození vzniklé otřesy jsou:

- Tvar a hloubka konstrukce
- Vlastnosti okolní zeminy nebo horniny
- Velikost otřesů
- Relativní tuhost mezi zemínou a konstrukcí

3.2.1 Porovnání odezvy ražených a hloubených tunelů

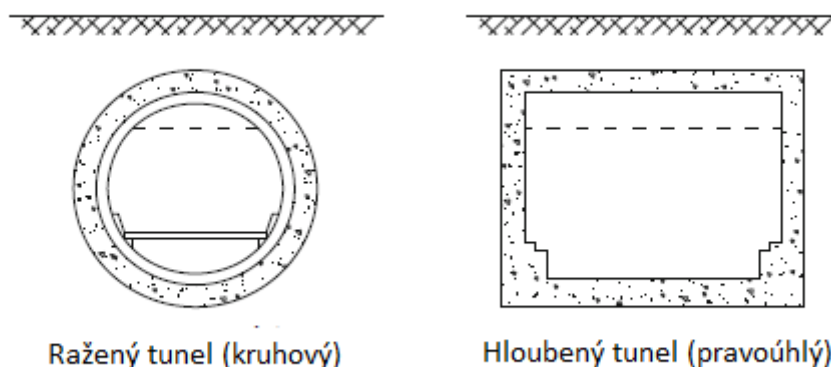
Tunely hloubené (s nízkým nadložím) jsou konstruované z povrchu ve svažovaných nebo pažených jámách, kdy je konstrukce tunelu následně zasypána. Jejich ostění tvoří zpravidla uzavřený železobetonový rám.

Tunely ražené (s vysokým nadložím) jsou konstruovány bez zásahu do nadloží a mají obvykle kruhový tvar. Je možné je provádět konvenčními metoda (např. NRTM- Nová rakouská tunelovací metoda) nebo za pomoci tunelovacích strojů.

Ražené a hloubené tunely vykazují při seizmickém zatížení rozdílné chování. Hloubené tunely jsou více náchylné na poškození vzhledem k jejich umístění v menší hloubce, kde jsou seizmické deformace mnohem větší. Jednak je zde tuhost zemin menší a zároveň intenzita zemětřesení je větší. Rámové tunely obecně nepřenášejí statické zatížení tak dobře jako tunely kruhové a tím pádem jsou stěny a stropní deska mnohem silnější a tužší. Proto je nutné při návrhu dbát na interakci mezi konstrukcí a okolní půdou. [11] [12]

Jelikož je hloubená jáma následně zasypána, může dojít k tomu, že materiál, kterým zasypáváme, může mít jiné vlastnosti (jako například jinou míru zhutnění), proto by měly být tyto vlastnosti při návrhu a analýze řádně zohledněny.

Nejkritičtější místa poškození se nacházejí v konstrukčních spojích, nejčastěji ve spodní a horní desce. Dále dochází k odlupování betonu a k vzniku trhlin podél stěn.



Obr. 3.3: Typické příčné řezy tunelů, převzato z [22]

3.3 Ukázky ze světa

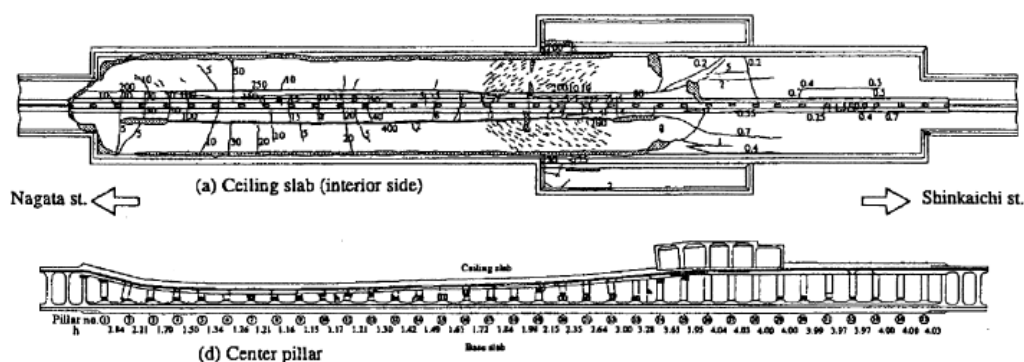
Jelikož má zemětřesení na podzemní stavby mnohem menší účinky než na stavby nadzemní, nedošlo v této u těchto staveb v minulosti k tolika katastrofickým událostem. K největším škodám při zemětřesení došlo za těchto podmínek:

- Špičkové zrychlení půdy přesáhlo hodnotu 0,5g
- Magnitudo dosáhlo hodnoty 7
- Epicentrum zemětřesení bylo v okruhu 25 km

- Tunel byl umístěn v zemině s malou tuhostí
- Ostění tunelu nemělo dostatečnou ohybovou tuhost
- Tunel byl ražen v nestabilním podloží s diskontinuitami [12]

3.3.1 Zřícení stanice metra Daikai

Během zemětřesení Hyogoken-Nambu v roce 1995 došlo ke zřícení stanice metra Daikai v japonském Kóbe. Jednalo se o první zřícení konstrukce městské podzemní dráhy v důsledku zemětřesení. Tato konstrukce nezahrnovala žádná seizmická opatření.



Obr. 3.4: Skica podélného řezu poškození stanice metra v Daikai, převzato z [11]

Na obrázku Obr. 3.4 je možné vidět kolaps středových sloupů nádraží, který byl doprovázen zhroutilím stropní desky, což způsobilo sedání zeminy nad tunelem o více než 2,5 m.

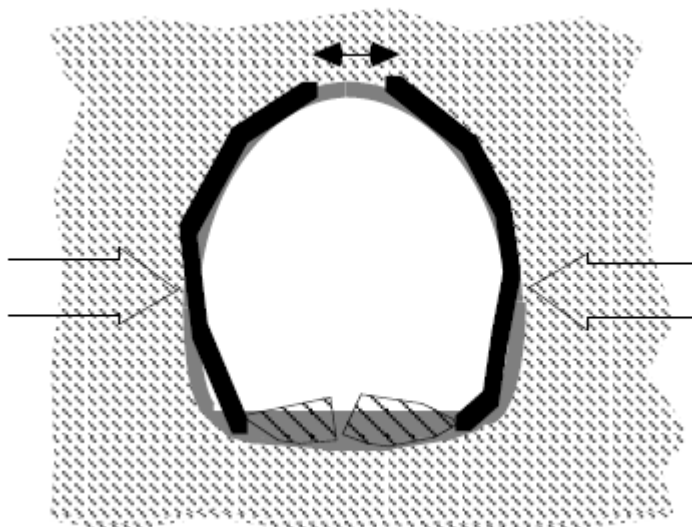
Příčné zdi nacházející se na konci stanice a v místech, kde stanice měnila svou šířku, působily během zemětřesení jako smykové plochy. Ačkoliv tyto stěny byly silně poškozeny viditelnými prasklinami, vnitřní sloupy v těchto oblastech neutrpěli tolik škod v důsledku horizontálního chvění. Díky tomu nedošlo k úplnému kolapsu konstrukce.

Naopak v místech, kde se příčné zdi nenacházeli, došlo ke kolapsu sloupů, a to způsobilo prolomení stropní desky. Také došlo k oddělení částí v konstrukčních spárách. Středové sloupy s nedostatkem smykové výztuže byli poškozeni trhlinami a u některých došlo ke kolapsu. Středové sloupy obsahující větší množství smykové výztuže utrpěli značně menší škody a pomohli udržet konstrukci pohromadě.

3.3.2 Deformace tunelu Haguro

V roce 2004 došlo na japonském ostrově Honšú k zemětřesení zvanému Niigata-Chuetsu, které způsobilo deformace v silničním tunelu Haguro. Jelikož je tunel součástí důležité silniční sítě, byl během šesti měsíců znovu obnoven.

V důsledku příčného stlačení došlo k vyboulení tenkého dna tunelu (vozovky). V horní části tunelu došlo ke vzniku podélných trhlin, které byly způsobeny kombinací ohybu a tlaku. Tyto deformace jsou znázorněny na Obr. 3.5.



Obr. 3.5: Schéma deformací v tunelu Haguro, převzato z [6]

Tyto deformace nastaly ze dvou důvodů. Zaprvé hornina nacházející se v okolí tunelu byla příliš neulehlá a měkké konzistence. To je možné vidět na velkém sesuvu půdy, ke kterému došlo přímo vedle vjezdu do tunelu. Nedostatek tuhosti horniny pak způsobil, že bylo pro konstrukci těžké zachovat tvar. Zadruhé tuhost spodní části tunelu nebyla dostatečná. Konstrukce byla tudíž náchylná ke stlačení. Stlačení ve spodní části konstrukce tunelu vedlo naopak k prodloužení ostění a vzniku trhlin v horní části tunelu. [6]

4. Popis metod výpočtu seizmické odezvy tunelů

Výpočet odezvy seismicky zatížených tunelů lze provést buďto analyticky pseudostatickým výpočtem nebo jako plně dynamický výpočet za pomoci numerického modelování. Při použití pseudostatického výpočtu dojde k velkému zjednodušení problematiky. Tato metoda je sice výhodná, jelikož je méně náročná na výpočet, avšak může docházet k velkým nepřesnostem ve výpočtu, a to může mít za následek návrh předdimenzovaných konstrukcí. Numerické modelování je schopné se díky moderním metodám výpočtu více přiblížit skutečnosti.

4.1 Pseudostatický výpočet analytickými metodami

Analytické metody jsou obecně méně náročné na vstupní data a jsou velmi zjednodušené. Tyto metody lze použít pouze v homogenním prostředí a pro jednoduché tvary ostění jako jsou rámové či kruhové. Oblast použití této metody je tedy značně omezená. Metody zde uvedené jsou popsány v článku [11].

4.1.1 Analýza v podélném směru

Předpokládáme-li, že se kruhový tunel chová jako pružný nosník, na který působí deformace a napětí od okolní zeminy/horniny souladu s teorií free field (volného pole), pak lze pro určení přetvoření využít vztahů uvedených dále. Přetvoření je způsobeno jak osovým namáháním (první člen součtu), tak i ohybem (druhý člen součtu).

Přetvoření ostění vzniklé seizmickými vlnami dle Powera a kol. (1996):

P-vlny

$$\varepsilon^{ab} = \frac{V_P}{C_P} \cdot \cos^2 \phi + r \cdot \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cdot \cos^2 \phi \quad (4.1)$$

S-vlny

$$\varepsilon^{ab} = \frac{V_S}{C_S} \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi + r \cdot \frac{a_S}{C_S^2} \cdot \cos^3 \phi \quad (4.2)$$

Rayleighovy vlny

$$\varepsilon^{ab} = \frac{V_R}{C_R} \cdot \cos^2 \phi + r \cdot \frac{a_R}{C_R^2} \sin \phi \cdot \cos^2 \phi \quad (4.3)$$

kde:

ε^{ab}	přetvoření kruhové tunelu,
V_P, V_s, V_R	špičková rychlost zrn v zemině pro P-vlny, S-vlny, Rayleighovy vlny
c_p, c_s, c_R	rychlost šíření P-vln, S-vln, Rayleighových vln
r	poloměr kruhového tunelu,
ϕ	úhel křížení směru šíření vln a linie vedení tunelu,
a_P	špičkové zrychlení zrn v zemině pro P-vlny,
a_s	špičkové zrychlení zrn v zemině pro S-vlny,
a_r	špičkové zrychlení zrn v zemině Rayleighových vln.

Špičkovou hodnotu zrychlení zrn v zemině a špičkovou hodnotu zrychlení lze určit z empirických vzorců nebo z měření in-situ. Rychlost šíření vlny lze s určitou jistotou určit pouze z měření in-situ nebo za pomoci laboratorních testů.

Maximální deformace ε^{ab} je následně porovnána s maximální dovolenou hodnotou přetvoření ε_{allow} .

Pokud se konstrukce nachází v měkké zemině a její tuhost je značně větší, než je tuhost zeminy, není tento způsob výpočtu příliš vhodný. Vypočtené deformace mohou být příliš velké a není reálné navrhnout ostění na takto velké deformace. Doopravdy se tunel díky své tuhosti nepřizpůsobí deformacím, které jsou způsobeny zeminou, ale odolává jim.

V takovém případě se má uvažovat interakci mezi tunelem a zeminou. Obecně platí, že konstrukce tunelu je uvažována jako pružný nosník na pružném podloží a za předpokladu, že se vlny šíří v nekonečném, homogenním a izotropním prostředí. Při seizmickém zatížení dojde k osovým (stlačení/protažení) a ohybovým deformacím (průhyby ve vodorovné a svislé rovině). Osové deformace vyvolají osovou sílu N . Vlivem ohybových deformací na ostění tunelu působí ohybové momenty M a smykové síly V .

Maximální osové přetvoření nastane při úhlu křížení 45° se vypočte jako:

$$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_c A_c (2\pi)^2}{K_a}} < \frac{fL}{4E_t A_c} \quad (4.4)$$

Z osového přetvoření lze spočítat maximální osovou sílu N :

$$N_{max} = E_c A_c \varepsilon_{max}^a \quad (4.5)$$

Maximální ohybové přetvoření při úhlu křížení 0° se vypočte jako:

$$\varepsilon_{max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_t I_c (2\pi)^4}{K_t}} \quad (4.6)$$

Z maximálního ohybového přetvoření lze získat hodnotu maximálního ohybového momentu:

$$M_{max} = \frac{E_c I_c \varepsilon_{max}^b}{r} \quad (4.7)$$

Maximální smyková síla vzniklá zakřivením od ohybu se pak spočte jako:

$$V_{max} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{max} \quad (4.8)$$

Celkové přetvoření se konzervativně vypočte jako součet přetvoření ohybového a osového:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{max}^a + \varepsilon_{max}^b < \varepsilon_{allow} \quad (4.9)$$

kde:

ε_{max}^a	maximální osové přetvoření,
ε_{max}^b	maximální ohybové přetvoření,
ε^{ab}	celkové přetvoření,
ε_{allow}	limitní přetvoření,
L	vlnová délka smykové vlny,
K_a	koeficient pružnosti ve smyku,
K_t	koeficient pružnosti při normálovém namáhání,
A	amplituda smykové vlny ve „volném poli“,
A_c	plocha ostění tunelu,
I_c	moment setrvačnosti ostění tunelu,
E_c	Youngův modul pružnosti ostění,
f	mezní třecí síla mezi tunelem a okolní půdou na jednotku délky,
r	poloměr kruhového tunelu.

Koeficienty pružnosti K_a a K_t by měli reprezentovat dynamický modul pružnosti zeminy při seizmickém zatížení. Při určování těchto konstant je nutné brát v potaz, že zatížení je v důsledku přepokládané sinusové seizmické vlny střídavě kladné a záporné. [12]

Koeficienty se určí se vztahu:

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_m (1-\nu_m) d}{(3-4\nu_m) L} \quad (4.10)$$

kde:

G_m	smykový modul pružnosti prostředí,
-------	------------------------------------

ν_m	poissonovo číslo prostředí,
d	poloměr kruhového tunelu/výška rámového tunelu,
L	vlnová délka smykové vlny.

Idealizovaná vlnová délka smykové vlny lze odhadnout z dominantní vlastní periody T a rychlosti šíření vlny C_s . (Matsubara et al.,1995)

$$L = T \cdot C_s \quad (4.11)$$

Dominantní perioda T se určí jako:

$$T = \frac{4h}{C_s} \quad (4.12)$$

kde h je tloušťka nadloží tunelu.

Ukázka výpočtu touto metodou je uvedena v příloze A.

4.1.2 Analýza v příčném směru

Při šíření smykových vln působících kolmo na osu tunelu vznikají deformace ostění příčného řezu tunelu. Výpočet napjatosti uvnitř konstrukce pak vychází z maximálních přetvoření, kdy u kruhového tunelu nastane změna ovality a u rámové konstrukce dojde ke zkosení.

Pod pojmem free field přetvoření rozumíme deformaci zeminy bez výkopu nebo podzemní konstrukce způsobenou seizmickými vlnami. Tyto deformace neberou v úvahu interakci mezi zeminou a konstrukcí. Interakce je ve výpočtu zohledněna pomocí poměru tuhostí zeminy a daného ostění.

4.1.2.1 Postup výpočtu

Jak již bylo zmíněno, analytické metody jsou nenáročné na vstupní parametry. V případě chybějících dat lze maximální hodnotu vodorovné rychlosti zrn V_s odhadnout z tabulek daných v [13]. Nejprve je nutné převést maximální zrychlení na povrchu na maximální zrychlení pohybu země v dané hloubce pomocí poměrů viz tabulka 4.1. Na základě znalosti velikosti magnituda, vzdálenosti od zdroje zemětřesení a typu podloží pak získáme z tabulky 4.2 hodnotu poměru špičkové rychlosti zeminy ku špičkovému zrychlení, z něhož následně dopočteme rychlost zrn V_s .

Maximální free field smykové přetvoření γ_{max} lze pak z rychlosti V_s a z rychlosti šíření smykových vln C_s vyjádřit jako:

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (4.13)$$

Tabulka 4.1: Poměr pohybu zeminy v hloubce tunelu k pohybu zeminy na povrchu (podle Powera a kol., 1996)

Hloubka tunelu [m]	poměr pohybu zeminy v hloubce tunelu k poměru pohybu na terénu
≤ 6	1
6-15	0,9
15 - 30	0,8
>30	0,7

Tabulka 4.2: Poměr špičkové rychlosti zeminy k špičkovému zrychlení na povrchu (podle Powera a kol., 1996)

Magnitudo [M _w]	Poměr špičkové rychlosti zeminy [cm/s] k špičkovému zrychlení pohybu zeminy [g]		
	vzdálenost od zdroje [km]		
	0-20	20-50	50-100
Horniny ^a			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Tuhé zeminy ^a			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Měkké zeminy ^a			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251

^aV této tabulce, typy sedimentů představují následující rozsahy rychlostí smykových vln: horniny ≥750m/s, tuhé zeminy 200-750m/s, měkké zeminy <200 m/s

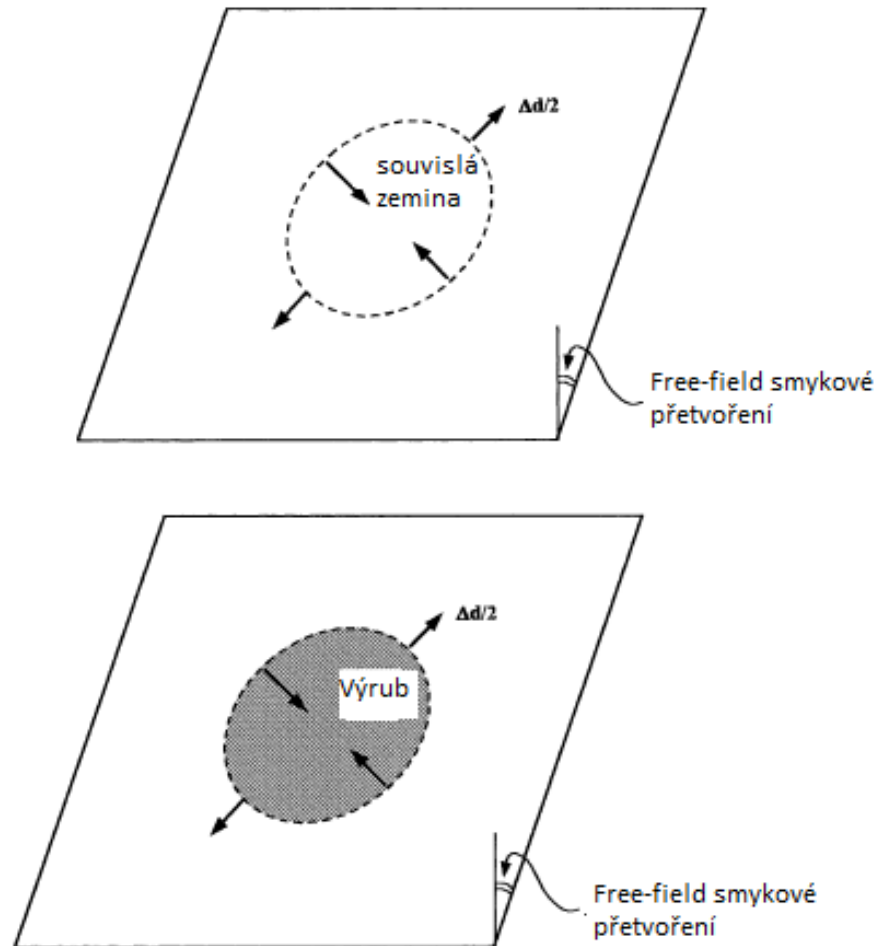
Vztah mezi maximální rychlostí pohybu země a maximálním zrychlením pohybu země je méně jistý pro měkké zeminy

Jak je vidět na Obr. 4.1, smykové deformace je možné definovat dvěma způsoby. Pro zeminu bez výkopu nebo výrubu je deformace průřezu pouze funkcí maximálního free field přetvoření.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (4.14)$$

V případě, že se v zemině nachází výrub, je deformace závislá i na Poissonovo číslu.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_m) \quad (4.15)$$



Obr. 4.1: a) free field přetvoření b) přetvoření výrubu převzato z [11]

Ze smykového přetvoření určíme deformace na ostění Δd_{lining}^n pomocí poměru porušení konstrukce R^n .

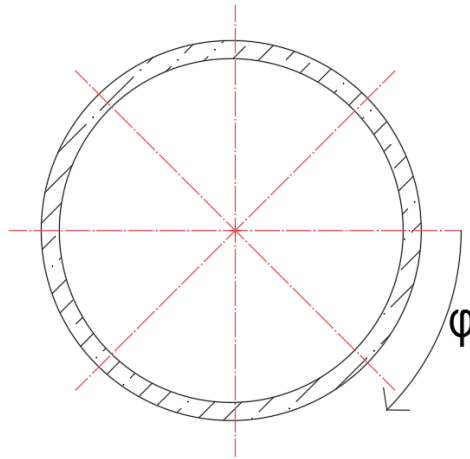
$$\pm \Delta d_{lining}^n = \pm R^n \Delta d_{free-field} \quad (4.16)$$

Ze získaných deformací ostění pak snadno dopočteme vnitřní síly a napětí působící na konstrukci. Uvedeny jsou vztahy podle dvou metod, a to podle Penziena a Wu [14] viz. tabulka 4.3 a podle Wanga [12], které jsou uvedené v tabulce 4.4.

Tabulka 4.3: Výpočet vnitřních sil na ostění podle Penziena a Wu (1998)

parametr	Nulový posun
R^n	$R^n = \pm \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^n + 1}$
α_n	$\alpha_n = \frac{24E_l I (3 - 4\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)}$
$M(\varphi)$	$M(\varphi) = -\frac{6E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^2 (1 - \nu_l^2)} \cdot \cos 2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)$
$V(\varphi)$	$V(\varphi) = -\frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cdot \sin 2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)$
$N(\varphi)$	$N(\varphi) = -\frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cdot \cos 2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)$
parametr	Plný posun
R^n	$R^t = \pm \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^n + 1}$
α_n	$\alpha_n = \frac{12E_l I (5 - 6\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)}$
$M(\varphi)$	$M(\varphi) = -\frac{6E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^2 (1 - \nu_l^2)} \cdot \cos 2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)$
$V(\varphi)$	$V(\varphi) = -\frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cdot \sin 2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)$
$N(\varphi)$	$N(\varphi) = -\frac{12E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cdot \cos 2\left(\varphi + \frac{\pi}{4}\right)$

Platí, že maximální hodnoty normálové síly a momentu lze předpokládat v $\varphi = \frac{\pi}{2}$. Posouvající síla dosáhne maximální hodnoty v $\varphi = \frac{\pi}{4}$. Směr kladné orientace polární souřadnice je ukázán na Obr. 4.2.



Obr. 4.2: Orientace polární souřadnice φ

Tabulka 4.4: Výpočet vnitřních sil na ostění podle Wang (1993)

parametr	Nulový posun
F	$F = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r^3}{6E_lI(1 + \nu_m)}$
C	$C = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r}{E_l t(1 + \nu_m) \cdot (1 - 2\nu_m)}$
K	$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m}$
N_{max}	$N_{max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{max}$
parametr	Plný posun
F	$F = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r^3}{6E_lI(1 + \nu_m)}$
C	$C = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r}{E_l t(1 + \nu_m) \cdot (1 - 2\nu_m)}$
K	$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}$
M_{max}	$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{max}$
N_{max}	$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{max}$

4.2 Numerické modelování

V současné době má numerické modelování při řešení úloh geotechniky dominantní postavení. Tato metoda nabízí zdánlivě přesné výsledky, zatímco v minulosti byly výpočty pouze hrubou aproximací skutečnosti.

4.2.1 Metoda hraničních prvků

Hlavní výhodou této metody je snížení dimenze úlohy o jeden stupeň, tedy z 3D úlohy na úlohu 2D apod. Diskretizuje se pouze hranice řešené oblasti, nikoliv však oblast celá. Nejprve se stanoví hodnoty posunů vyřešením odpovídající soustavy rovnic na hranicích oblasti, ze kterých se na základě fundamentálního řešení určí posuny uvnitř oblasti. Velkou nevýhodou této metody je nutný předpoklad homogenního prostředí uvnitř oblasti. Další nevýhodou je nutná znalost fundamentálního řešení.

4.2.2 Metoda konečných diferencí (sítí)

Řešená oblast je pokryta sítí tvořenou z konečného počtu uzlových bodů. V každém bodě sítě dojde k nahrazení derivace v těchto bodech příslušnými diferencemi. Dále se pak řeší soustava vzniklých lineárních algebraických rovnic. Neznámé tvoří hodnoty posunů v uzlových bodech. Tuto metodu využívá například software FLAC.

4.2.3 Metoda oddělených prvků

Metoda oddělených prvků se používá pro modelování diskontinua. Modeluje se vzájemná interakce deformovatelných nebo tuhých bloků. Výpočet je proveden pomocí modifikované explicitní metody konečných diferencí. Primárně neznámými jsou hodnoty rychlostí v uzlech. Ve výpočetním cyklu se tedy řeší dynamická rovnováha. Tímto způsobem lze modelovat statické i dynamické úlohy, proudění v kapalin v puklinách, smykání, porušení látek včetně velkých deformací a sdružené úlohy (mechanicko-hydraulické, mechanicko-termální). Software UDEC využívá této metody.

4.2.4 Metoda konečných prvků

V praxi je nejvíce rozšířenou metodou metoda konečných prvků (MKP). Na spojitě oblasti se vytvoří síť konečných prvků. Prvek je jednoduchý geometrický tvar (nejčastěji trojúhelník, čtverec), kterému jsou přiřazeny vlastnosti a materiálový model. Body, ve kterých hledáme neznámé parametry (např. posun, pootočení) se nazývají uzly. Pro výpočet se sestaví soustava lineárních rovnic. Počet těchto rovnic je stejný jako počet stupňů volnosti. Softwary jako PLAXIS nebo GEO5 MKP využívají tuto metodu.

5. Ukázka výpočtu

5.1 Výpočet analytickou metodou

Pro porovnání byly vybrány dvě metody popsané v kapitole 4.1.2: metoda podle Wanga a metoda Penziena a Wu. Obě metody umožňují uvažovat typ posunu mezi konstrukcí tunelu a horninou, kdy teoreticky mohou nastat dva limitní stavy. Buďto je možný plný posun na rozhraní (typické pro měkké zeminy či velké seizmické zatížení) nebo k posunu dojít nemůže. Další faktor, který je možné uvážit, je poměr tuhosti mezi ostěním tunelu a okolním zemním/horninovým prostředím. Tento poměr je vyjádřený pomocí tzv. poměru porušení konstrukce R^n , který je popsán poměrem deformace konstrukce tunelu k deformaci prostředí bez vlivu tunelu (masivu neporušeného výrubem).

Porovnávány jsou vnitřní síly pro kruhový tunel s parametry uvedenými v tabulce 5.1.

Tabulka 5.1: Parametry kruhového tunelu

tloušťka ostění	$t=0,3\text{m}$
průměr tunelu	$d=6\text{m}$
Moment setrvačnosti ostění	$I_1=0,00225\text{m}^4/\text{m}$
Plocha průřezu ostění	$A_1=0,3\text{m}^2/\text{m}$
Poissonovo číslo	$\nu_1=0,2$
Youngův modul pružnosti	$E_1=33\text{ Gpa}$
výška nadloží	$H=30\text{ m}$

Horninové prostředí bylo uvažováno trojího typu (pevný jíł, vápenec, břidlice). Parametry jednotlivých typů jsou uvedeny v tabulkách 5.2, 5.3 a 5.4.

a) pevný jíł

Tabulka 5.2: Parametry jílu

hustota zeminy	$\rho_m=1900\text{ kg/m}^3$
poissonovo číslo	$\nu_m = 0,3$
deformační domul	$E_{\text{def}} = 30\text{ MPa}$
modul pružnosti	$E = 80\text{ MPa}$
smykový modul pružnosti	$G_m = 31\text{ MPa}$
součinitel pevnosti dle Protodjakonova	$f_p=1$
úhel tření dle Protodjakonova	$\varphi = 45^\circ$
soudržnost	$c=10\text{ kPa}$
úhel vnitřního tření	$\varphi = 25^\circ$

b) vápenec

Tabulka 5.3: Parametry vápence

hustota zeminy	$\rho_m = 2500 \text{ kg/m}^3$
poissonovo číslo	$\nu_m = 0,2$
deformační modul	$E_{\text{def}} = 200 \text{ MPa}$
modul pružnosti	$E = 630 \text{ MPa}$
smykový modul pružnosti	$G_m = 262 \text{ MPa}$
součinitel pevnosti dle Protodjakonova	$f_p = 4$
úhel tření fdle Protodjakonova	$\varphi = 75^\circ$
soudržnost	$c = 350 \text{ kPa}$
úhel vnitřního tření	$\varphi = 45^\circ$

c) břidlice:

Tabulka 5.4: Parametry břidlice

hustota zeminy	$\rho_m = 2750 \text{ kg/m}^3$
poissonovo číslo	$\nu_m = 0,3$
deformační modul	$E_{\text{def}} = 150 \text{ MPa}$
modul pružnosti	$E = 250 \text{ MPa}$
smykový modul pružnosti	$G_m = 96 \text{ MPa}$
součinitel pevnosti dle Protodjakonova	$f_p = 5$
úhel tření fdle Protodjakonova	$\varphi = 70^\circ$
soudržnost	$c = 400 \text{ kPa}$
úhel vnitřního tření	$\varphi = 38^\circ$

Seizmické zatížení pro dané zemní/horninové prostředí vychází z maximální hodnoty zrychlení $a_{gR} = 2 \text{ m/s}^2$, kdy byla zohledněna hloubka uložení podzemního díla. [13] Rychlosti šíření vln a úhlové přetvoření jsou znázorněny v tabulce 5.5.

Tabulka 5.5: Rychlost šíření vln a smykové přetvoření v jednotlivých prostředích

Pro jíly:	
Rychlost šíření S-vlny	$V_s = 1,05 \text{ m/s}$
Zdánlivá rychlost šíření S-vlny	$C_s = 250 \text{ m/s}$
úhlové přetvoření	$\gamma_{\text{max}} = 0,0042$
Pro vápenec:	
Rychlost šíření S-vlny	$V_s = 2,1 \text{ m/s}$
Zdánlivá rychlost šíření S-vlny	$C_s = 330 \text{ m/s}$
úhlové přetvoření	$\gamma_{\text{max}} = 0,0028$
Pro břidlice:	
Rychlost šíření S-vlny	$V_s = 1,3 \text{ m/s}$
Zdánlivá rychlost šíření S-vlny	$C_s = 275 \text{ m/s}$
úhlové přetvoření	$\gamma_{\text{max}} = 0,0048$

Na základě porovnání výsledků analytických metod viz. Tabulka 5.6 vyplývá, že za předpokladu plného posunu mezi ostěním a zeminou/horninou dávají obě metody srovnatelné hodnoty (rozdíl do 0,5 %) s výjimkou momentu u vápence. Pro vápenec vychází poměr ohebnosti (vztah mezi tuhostí horniny a ostění) $F > 20$. Podle Pecka [15] je možné při takovém poměru ohebnosti možné vliv ostění vypustit – jedná se vlastně o prostředí samonosné horniny, a tudíž vnitřní síly na ostění budou mnohem menší.

Odlíšné hodnoty jsou však pro podmínky nulového posunu. Zde Penzien předpokládá daleko menší normálové síly než Wang (v násobcích). I přes malý počet porovnávaných prostředí (zemního/horninového masivu) lze konstatovat, že čím je prostředí tužší, tím větší bude rozdíl. Ohybové momenty mají zhruba stejné hodnoty.

Tabulka 5.6: Výsledné vnitřní síly

Masiv	Wang		Penziena a Wu		Porovnání (Wang =100%)	
	Plný posun	Nulový posun	Plný posun	Nulový posun	Plný posun	Nulový posun
Jíl						
T_{max} [kN]	104,35	500,64	104,77	201,76	100,4	40,3
V_{max} [kN]	-	-	209,55	201,76	-	-
M_{max} [kNm]	313,06	313,06	314,32	302,64	100,4	96,7
Vápenec						
T_{max} [kN]	108,30	2593,93	108,74	215,48	100,4	8,3
V_{max} [kN]	-	-	217,47	215,48	-	-
M_{max} [kNm]	195,73	195,73	326,21	323,22	166,7	165,1
Břidlice						
T_{max} [kN]	150,97	1649,41	151,57	303,15	100,4	18,4
V_{max} [kN]	-	-	303,15	303,15	-	-
M_{max} [kNm]	452,90	452,90	454,72	444,72	100,4	98,2

5.2 Výpočet metodou konečných prvků

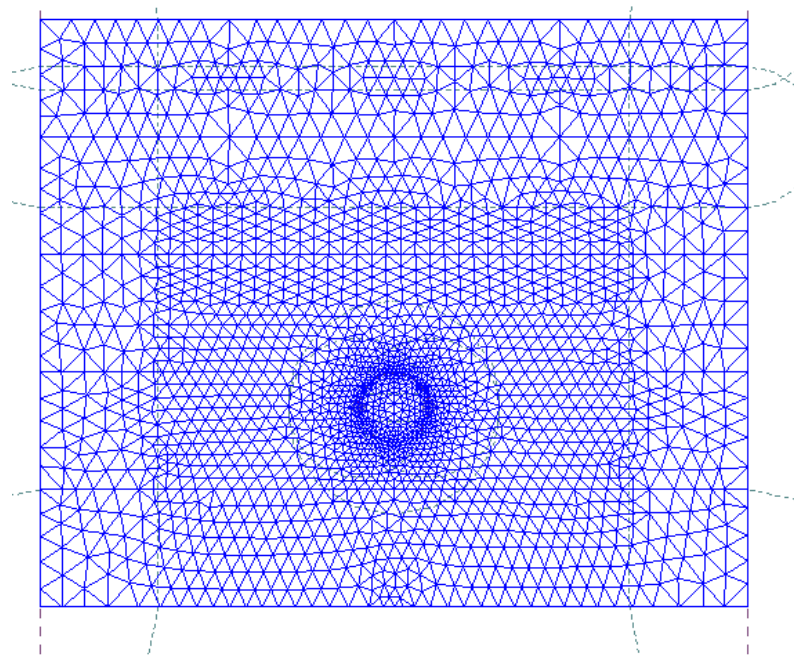
Pro výpočet metodou končených prvků byl použit geotechnický software GEO 5. Konkrétně byl použit program GEO5 MKP Tunel. Tento program založený na metodě konečných prvků je určen k návrhu a analýze tunelu. Současná verze umožňuje dynamický výpočet zemětřesení, kdy seizmické zatížení může být aplikováno v jakékoliv fázi existujícího modelu. Jako vstup pro dynamickou analýzu zde slouží uměle vygenerovaný akcelerogram, který vychází z návrhového spektra odezvy definovaném v Eurokódu 8. V našem případě ovšem této funkce není využito a dynamické zatížení je reprezentováno zavedením free field metody do výpočtu.

5.2.1 Numerický model

Strop tunelu se nachází 30 m pod terénem. Hranice modelu by měly být zvoleny přibližně jako 5 ti násobek průměru tunelu, aby podepření kraje nemělo vliv na

výsledné deformace a napětí. Hranice modelu jsou tedy zvoleny 30 m od středu tunelu. Spodní hranice modelu se nachází v do hloubce 50 m pod úrovní terénu (14 m pod dnem tunelu).

Síť konečných prvků je znázorněna na Obr. 5.1. Nejvíce je síť zahuštěna v oblasti výrubu, a to do vzdálenosti 6 m prvky o délce hrany 0,3 m.

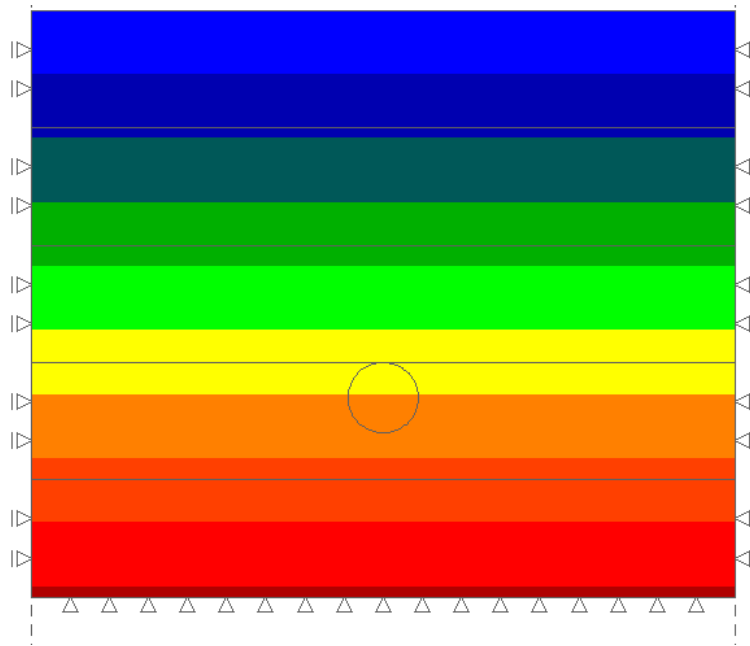


Obr. 5.1: Síť konečných prvků

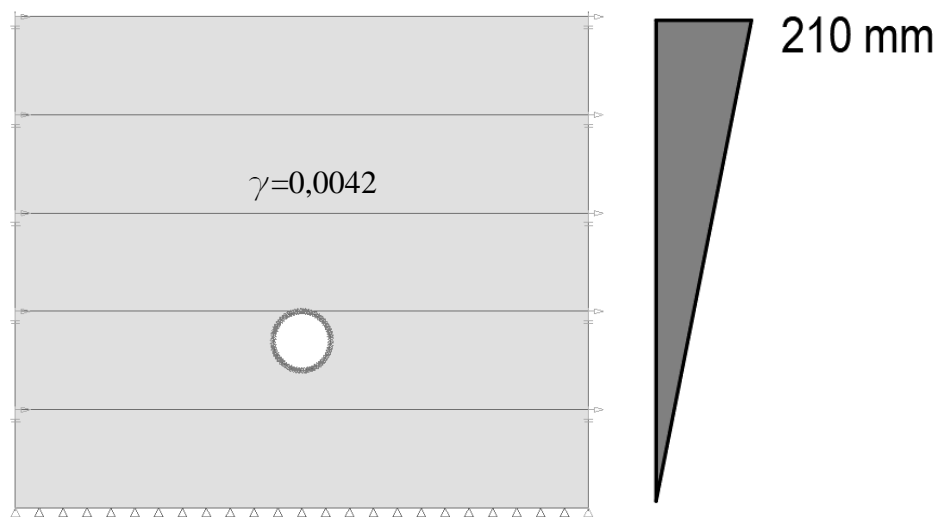
5.2.2 Fáze výpočtu

Výpočet je rozdělen do několika fází. V první fázi dojde k výpočtu primární (geostatické) napjatosti viz Obr. 5.2. Jelikož použitím 2D modelu dochází, kde značnému zjednodušení, je nutné zohlednit prostorové změny napjatosti horninového masívu. Třetí rozměr je v programu GEO 5 reprezentován tzv. konvergenční metodou, která je v uživatelském prostředí pod pojmem exkavace a zavádí do modelu již proběhlé deformace zeminy před čelbou. V dalších fázích budování je proveden výrub, kde se určení exkavace se pro každý model liší. V poslední fázi exkavace je osazeno ostění tunelu.

V poslední fázi je do výpočtu zaveden výsledek free field analýzy viz. Obr. 5.3. Dojde ke změně okrajových podmínek, kdy horní hranici je předepsán vodorovný posun vycházející ze smykového přetvoření a je zabráněno svislému posunu. Na spodní hranici se podmínky nezmění a zůstane zde pevná liniová podpora. Dále jsou předepsány bodové podpory podél svislých hranic modelu, které zabraňují svislému posunu a mají předepsaný vodorovný posun.

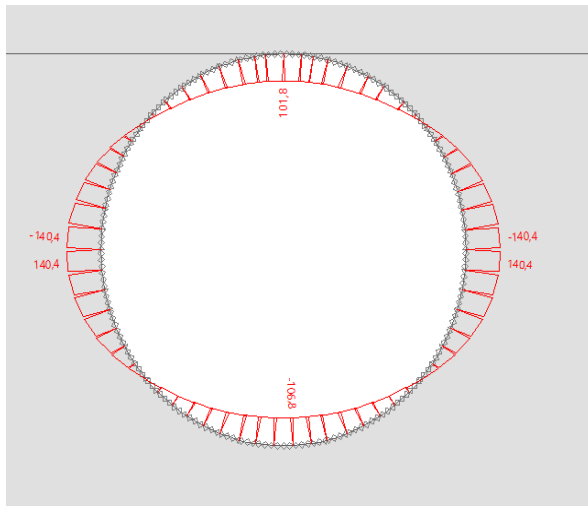


Obr. 5.2: Výpočet geostatické napjatosti

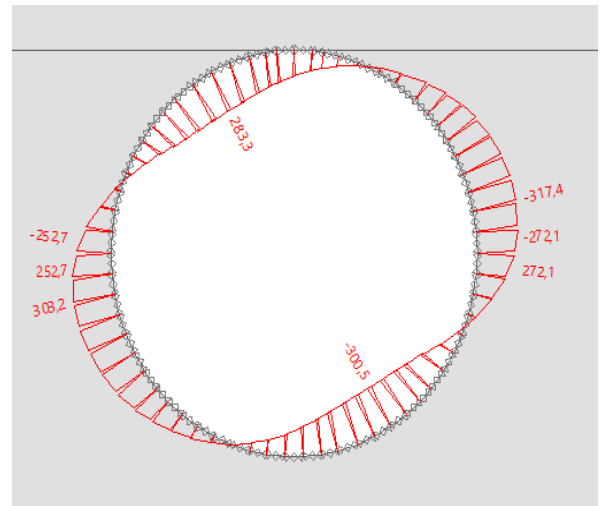


Obr. 5.3: Zavedení free field analýzy do modelu pro jíl

Obr. 5.4, Obr. 5.5 a Obr. 5.6 ukazují průběhy vnitřních sil na ostění během fáze výpočtu, kdy je tunel zatížen pouze statickým zatížením a průběhy vnitřních sil na ostění během fáze, kdy je do modelu vnesena předepsaná deformace, simulující dynamické zatížení. Vnitřní síly jsou vykresleny pro model umístěný v pevném jílu.

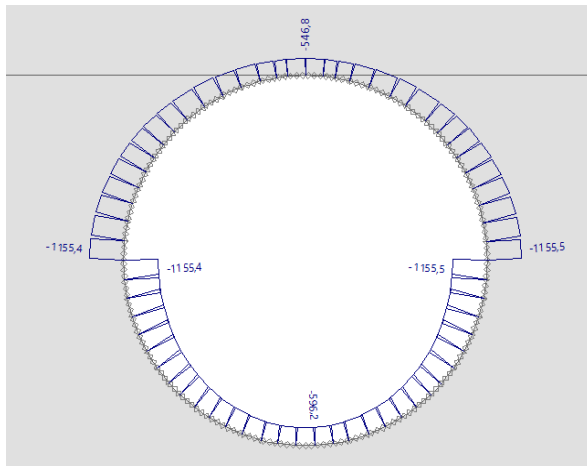


c) Moment před zavedením posunů

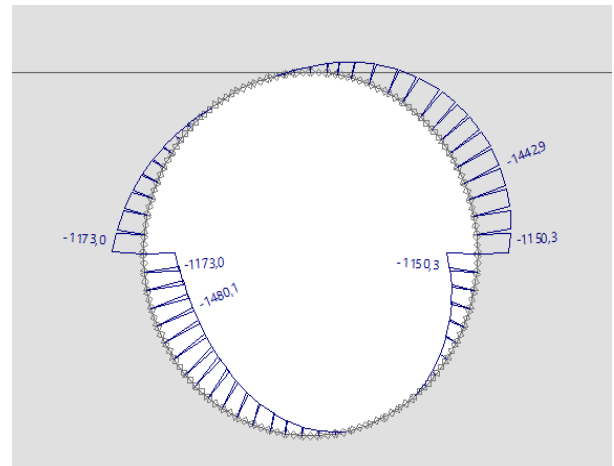


b) Moment po zavedení posunů

Obr. 5.4: Průběhy ohybových momentů

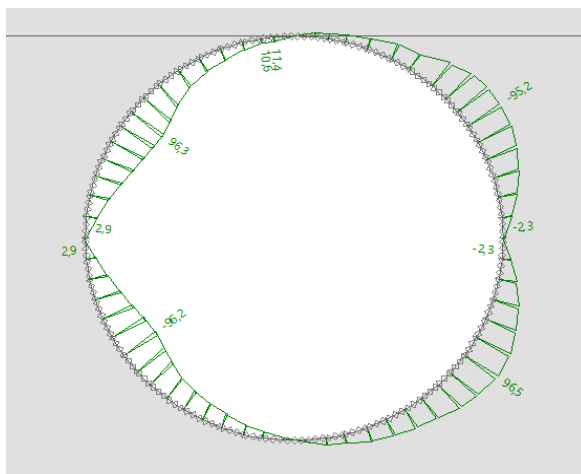


a) Normálová síla před zavedením posunů

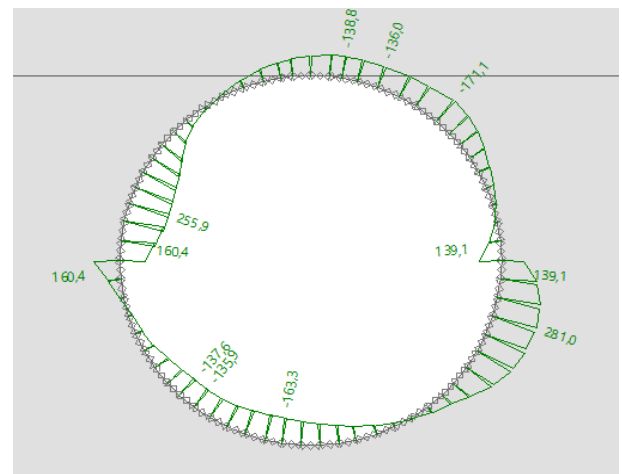


a) Normálová síla po zavedení posunů

Obr. 5.5: Průběhy normálových sil



b) Posouvající síla před zavedením posunů



b) Posouvající síla po zavedení posunů

Obr. 5.6: Průběhy posouvajících sil

Výpočet byl proveden pro velmi hrubé ověření a srovnání s analytickými metodami, jak je ukázáno v tabulce 5.7. Aby se rozhodlo, který postup se blíží více realitě, byl proveden výpočet numerickým modelem s podmínkou nulového posunu. Pro možnost porovnání s výsledky dle Wanga a Penziena s Wu bylo seizmické zatížení modelováno zavedením free field metody do výpočtu jako samostatný krok (zatížení). V případě jílového masivu byl uvažován materiálový model lineární. Důvodem bylo to, že za použití modelu Mohr-Coulomb docházelo k tvorbě plastických oblastí a výpočet nedokonvergoval. Momenty jsou s pevnějším prostředím konzervativnější a jsou relativně shodné. Obdobný závěr je možný i pro posouvající síly. Hodnoty se shodují více pro výpočet metodou podle Wanga. Metoda dle Penziena a Wu není vhodná.

Tabulka 5.7: Porovnání analytických metod s výpočtem MKP (GEO5)

Masiv	Wang	Penziena a Wu	Geo 5	Rozdíl % Wang/GEO5	Rozdíl % Penzien a Wu /GEO5
	Nulový posun	Nulový posun	Nulový posun		
Jíl					
T _{max}	500,64	201,76	1390,1	177,6	588,9
V _{max}	-	201,76	229,3	-	13,64
M _{max}	313,06	302,64	347,4	-3,3	14,78
Vápenec					
T _{max}	2593,93	215,48	2260,5	19,94	1343,8
V _{max}	-	215,48	134,6	-	-39,4
M _{max}	195,72	323,22	212	65,1	-31,16
Břidlice					
T _{max}	1649,41	303,15	2581,5	56,5	751
V _{max}	-	303,15	252,5	-	-16,7
M _{max}	452,9	444,72	311,6	-1,8	-29,9

Závěr

Bakalářská práce se zabývá návrhem seizmicky zatížených podzemních staveb. Úvodní část je věnována obecně popisu seizmické aktivity a určení seizmického zatížení dle Eurokódu 1998-1 a 1998-5. Dále je popsán vliv seizmické aktivity na podzemní liniové konstrukce a jsou představeny možné přístupy k analyzování seizmické odezvy tunelů. Poslední část je zaměřena na porovnávání vybraných analytických metod a výpočtu vnitřních sil pomocí aplikace free field metody do MKP pro podzemní liniové konstrukce kruhového průřezu. Výpočet byl proveden pro tři vybrané geologické prostředí. Zde je nutné konstatovat, že se jedná o úlohu příčného řezu v jednoduchých podmínkách, kdy dojde k tzv. ovalizaci kruhového průřezu. Pro jiný typ úloh by bylo nutné použít plně dynamický výpočet MKP (což však nebylo zadáním bakalářské práce).

Při řešení příčného řezu (ovalizace kruhového průřezu) je možné použít několik analytických metod. Pro tuto práci byly vybrány metody Wanga a Penziena s Wu. U obou metod hraje velký vliv poměr tuhosti horninového prostředí a tuhosti ostění a následně podmínky kontaktu prostředí s ostěním (nulový posun či umožnění posunu). Pro ověření analytických metod byl v programu programu GEO5 (využívajícího metodu konečných prvků) proveden výpočet numerickým modelem s podmínkou nulového posunu. Na základě výsledků se došlo k závěru, že při podmínkách nulového prokluzu dává přístup podle Wanga mnohem reálnější výsledky než metoda Penziena s Wu. Dále je možné konstatovat, že pro analýzu v příčném směru se seizmické zatížení projeví nejvíce u středně tvrdých hornin.

V příloze je ukázáno statické řešení tunelového ostění podle Zurabova-Bugajevové pro tunel v horninovém masivu vápence. Při zatížení dle Protodjakonova vychází vnitřní síly cca 10 x menší než u případu počítaného MKP, a to i při spodní hranici vypočteného intervalu. Rozdíl vnitřních sil určených metodou Zurabov – Bugajeva a metodou MKP je dán uvažovaným svislým zatížením horninového masivu, kde u ZB jsou použity empirické vztahy a u MKP se jedná o zatížení změnou primární napjatosti, kde je zohledněno i prostorové chování horninového masivu při ražbě.

Seznam použité literatury

- [1] *Anatomie Země*. 1. Praha: Albatros, 1981. ISBN 13-879-8114/68.
- [2] ZEDNÍK, Jan. *Zeměřesení*. Geofyzikální ústav Akademie věd České republiky, 2006.
- [3] *Japan earthquake and tsunami of 2011* [online]. In: . [cit. 2022-04-02]. Dostupné z: <https://www.britannica.com/event/Japan-earthquake-and-tsunami-of-2011/Aftermath-of-the-disaster>
- [4] *An Introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structure*. 1. UK: Blackwell publishing, 2003. ISBN 13: 978-0-86542-078-6.
- [5] KUSKY, Timothy. *EARTHQUAKES: Plate Tectonics and Earthquake Hazards*. 1. New York: Facts on File, 2008. ISBN -13: 978-0-8160-6462-5.
- [6] TOWHATA, Ikuo. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Berlín: Springer, 2008. ISBN 978-3-540-35782-7.
- [7] *Památky v pohybu*. 1. Praha: Ústav teoretické a aplikované mechaniky AV ČR, 2020. ISBN 978-80-86246-77-2.
- [8] HONDA, H. Earthquake Mechanism and Seismic Waves. *Journal of Physics of the Earth*. 1962, **10**(2), 1-97. Dostupné z: doi:https://doi.org/10.4294/jpe1952.10.2_1
- [9] JIŘÍ, Máca. *Přednášky Dynamika 1- seizmicita*. Praha: ČVUT, 2017. Dostupné také z: <https://mech.fsv.cvut.cz/student/>
- [10] KUMAR, Ashok. Software for generation of spectrum compatible time history. *In: Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Canadian Association for Earthquake Engineering, 2004.
- [11] HASHASH, Y., J.J. HOOK, B. SCHMIDT a C. YAO. Seismic design and analysis of underground structures. *Elsevier*. Tunnelling and underground space technology, 2001, 247-293.
- [12] *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*. New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, 1993.

- [13] POWER, M.S. a D. ROSIDI. *Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels*. Buffalo, New York.: Report Draft. National Center for Earthquake Engineering Research, 1996.
- [14] PENZIEN, J. a Wu C. *Stresses in linings of bored tunnels*. *Int. J. Earthquake Engineering Structure. Dynamics* 27, 1998, 283-300 s.
- [15] PECK, R.B, A.J HENDRON a B. MOHRAZ. State of the art of soft ground tunnelling. *In: proceedings of Rapid Excavation and Tunnelling Conference*. Chicago, 1972.
- [16] PETRÁNEK, Jan. *In: Online geologická encyklopedie: Konvekce* [online]. 2007 [cit. 2022-04-02]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/aplikace/encyklopedie/term.pl?konvekce>
- [17] JELÍNEK, Jan. *Teoretická část desková tektonika* [online]. In: . 2010 [cit. 2022-04-02].
- [18] *Výpočet seizmicky zatížených zárubních a opěrných zdí* [online]. In: . 2021 [cit. 2022-04-02]. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/hruba-stavba/22257-vypocet-seizmicky-zatizenych-zarubnich-a-opernych-zdi>
- [19] *Envirometnální hrozby a rizika* [online]. In: . [cit. 2022-05-02]. Dostupné z: https://sites.google.com/site/zemetreseni01/seismicke_vlny
- [20] *ČSN EN 1998-1: Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení: Část 1: Obecná pravidla, seismické zatížení a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [21] VLASTISLAV, Salajka. *Eurokód 8 pro zemětřesení, přednáška ČKAIT*. Brno, 2010.
- [22] MAUGERI, Michele a Claudio SOCCODATO. *Earthquake Geotechnical Engineering Design*. 1. Springer, 2014. ISBN 978-3-319-03181-1.

Seznam obrázků

Obr. 1.1: Schéma konvekčního proudění v astenosféře, převzato z [16].....	5
Obr. 1.2: Schéma vzájemného pohybu litosférických desek, převzato z [17]	5
Obr. 1.3: Vyobrazení stavby a funkce seismografu, převzato z [21].....	8
Obr. 1.4: Princip šíření seizmických vln, převzato z [19].....	10
Obr. 1.5: Mapa seizmických oblastí ČR, převzato z [20]	11
Obr. 2.1: Odvození spektra odezvy ze vstupního akcelerogramu, převzato z [9]	12
Obr. 2.2: Doporučené spektrum pružné odezvy typu 1 pro půdy ty A až E (5 % tlumení) převzato z [20]	14
Obr. 2.3: Doporučené spektrum pružné odezvy typu 2 pro půdy ty A až E (5 % tlumení), převzato z [20]	14
Obr. 2.4: Tvar spektra pružné odezvy, převzato z [20].....	15
Obr. 2.5: Zatížení zdi při kvazistatickém výpočtu, převzato z [18].....	18
Obr. 2.6: Analýza stability svahu	19
Obr. 2.7: Určení idealizované závislosti pružnoplastické síly F^* na posunu d^* , převzato z [20].....	22
Obr. 2.8: Záznam zemětřesení El Centro 1940, převzato z [21].....	23
Obr. 3.1: Deformace tunelu při seizmickém zatížení, převzato z [22]	25
Obr. 3.2: Smykové přetvoření příčného řezu tunelu [22]	25
Obr. 3.3: Typické příčné řezy tunelů, převzato z [22]	26
Obr. 3.4: Skica podélného řezu poškození stanice metra v Daikai, převzato z [11]..	27
Obr. 3.5: Schéma deformací v tunelu Haguro, převzato z [6]	28
Obr. 4.1: a) free field přetvoření b) přetvoření výrubu převzato z [11]	34
Obr. 4.2: Orientace polární souřadnice φ	36
Obr. 5.1: Síť konečných prvků.....	41
Obr. 5.2: Výpočet geostatické napjatosti	42
Obr. 5.3: Zavedení free field analýzy do modelu pro jíl.....	42
Obr. 5.4: Průběhy ohybových momentů	43
Obr. 5.5: Průběhy normálových sil	43
Obr. 5.6: Průběhy posouvajících sil	43

Obr. A.1: Geometrie počítaného tunelu	52
Obr. B.1: Schéma průběhu křivky pasivních odporů horniny	55
Obr. B.2: Ukázka prostředí programu Krtek 1	59

Seznam tabulek

Tabulka 1.1: Popis stupnice EMS-98.....	7
Tabulka 2.1: Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1	15
Tabulka 2.2: Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 2	15
Tabulka 2.3: Doporučené hodnoty parametrů popisujících spektrum svislé pružné odezvy	16
Tabulka 2.4: Hodnoty součinitele r pro výpočet vodorovného seizmického součinitele	17
Tabulka 4.1: Poměr pohybu zeminy v hloubce tunelu k pohybu zeminy na povrchu (podle Powera a kol., 1996)	33
Tabulka 4.2: Poměr špičkové rychlosti zeminy k špičkovému zrychlení na povrchu (podle Powera a kol., 1996)	33
Tabulka 4.3: Výpočet vnitřních sil na ostění podle Penziena a Wu (1998).....	35
Tabulka 4.4: Výpočet vnitřních sil na ostění podle Wanga (1993).....	36
Tabulka 5.1: Parametry kruhového tunelu	38
Tabulka 5.2: Parametry jílu	38
Tabulka 5.3: Parametry vápence	39
Tabulka 5.4: Parametry břidlice	39
Tabulka 5.5: Rychlost šíření vln a smykové přetvoření v jednotlivých prostředích..	39
Tabulka 5.6: Výsledné vnitřní síly	40
Tabulka 5.7: Porovnání analytických metod s výpočtem MKP (GEO5).....	44
Tabulka A.1: Vstupní parametry pro výpočet.....	51
Tabulka B.1: Koeficienty pro výpočet kruhového ostění	57
Tabulka B.2: Výsledky statického výpočtu ostění, zatížení podle Protodjakonova ..	59
Tabulka B.3: Výsledky statického výpočtu ostění, zatížení podle Terzaghiho	59

Příloha A

Analýza tunelu v podélném směru

Výpočet přetvoření a vnitřních sil ostění je proveden analytickou metodou podle Hashashe (2001).

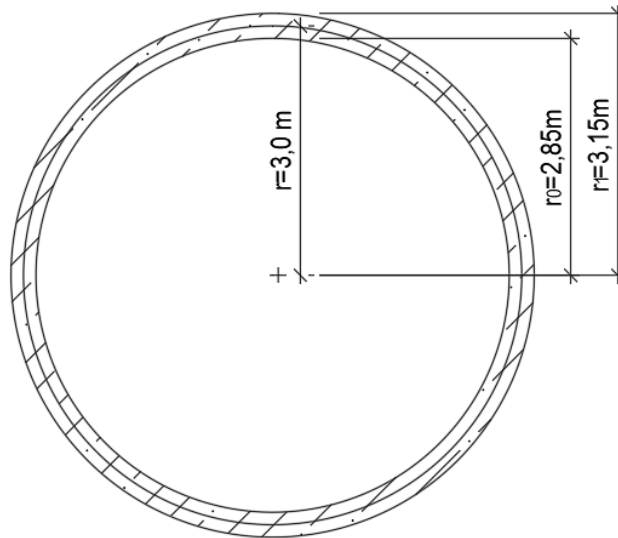
Předmětem výpočtu je tunel s kruhovým železobetonovým ostěním viz Obr. A.1. Tunel je vybudován ve vrstvě měkkého jílu. Vstupní parametry pro analytický výpočet jsou uvedeny v tabulce A.1.

Tabulka A.1: Vstupní parametry pro výpočet

Parametry konstrukce	
tloušťka ostění	$t = 0,3 \text{ m}$
poloměr ostění (střednice)	$d = 6 \text{ m}$
průměr ostění (střednice)	$r = 3 \text{ m}$
délka tunelu	$L_t = 125 \text{ m}$
Moment setrvačnosti ostění	$I_c = 25,511 \text{ m}^4$
Uvažovaný moment setrvačnosti	$I_c/2 = 12,755 \text{ m}^4$
Plocha průřezu ostění	$A_c = 5,655 \text{ m}^2$
Youngův modul (betonu)	$E_t = 24840 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v tlaku	$f_c = 30 \text{ MPa}$
Povolené přetvoření betonu při kombinaci zatížení momentem a normálovou silou v průběhu zemětřesení	$\epsilon_{\text{allow}} = 0,003 \text{ -}$

Parametry zemětřesení:	
špičkové zrychlení půdy	$a_s = 0,6 \text{ g}$
špičková rychlost půdy	$V_s = 1 \text{ m/s}$
úhel křížení směru šíření vln a linie vedení tunelu v posuzovaném úseku	$\phi = 40 \text{ }^\circ$
rychlost šíření S-vlny	$c_s = 110 \text{ m/s}$

Parametry zeminy:	
objemová tíha zeminy	$\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$
poissonův součinitel	$\nu_1 = 0,5$
Tloušťka zeminy nad pevným skalním podložím	$h = 30 \text{ m}$



Obr. A.1: Geometrie počítaného tunelu

Moment setrvačnosti ostění tunelu:

$$I_c = \frac{1}{4} \pi (r_1^4 - r_0^4) \quad (\text{A.1})$$

kde r_1 je vnější poloměr ostění, r_0 je vnitřní poloměr

vnější poloměr ostění $r_1 = r + \frac{t}{2} = 3 + 0,15 = 3,15 \text{ m}$.

vnitřní poloměr $r_0 = r - \frac{t}{2} = 3 - 0,15 = 2,85 \text{ m}$.

$$I_c = \frac{1}{4} \pi (r_1^4 - r_0^4) = \frac{\pi(3,15^2 - 2,85^2)}{4} = 25,52 \text{ m}^4 \quad (\text{A.2})$$

Pro uvážení nelinearity během působení zemětřesení a tvoření trhlin v betonu se uvažuje poloviční hodnota momentu setrvačnosti:

$$I_{c/2} = \frac{I_c}{2} = \frac{25,52}{2} = 12,76 \text{ m}^4 \quad (\text{A.3})$$

Osově přetvoření v tlaku určíme podle teorie Powera (1996) – dosadíme do vztahu (4.2)

$$\begin{aligned} \varepsilon^{ab} &= \pm \frac{V_S}{C_S} \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi \pm r \cdot \frac{a_S}{C_S^2} \cdot \cos^3 \phi \\ &= \pm \frac{1,0}{110} \cdot \sin 40^\circ \cdot \cos 40^\circ \pm \frac{0,6 \cdot 9,81 \cdot 3,0}{110^2} \cdot \cos^3 40^\circ = \pm 0,0051 \end{aligned} \quad (\text{A.4})$$

Maximální osově přetvoření v tlaku $\varepsilon^{ab} = 0,0051$ je větší než maximální dovolené přetvoření $\varepsilon_{allow} = 0,003$. Z tohoto důvodu bude další posouzení podle Hashashe (2001), který uvažuje spolupůsobení mezi zemínou a tunelem.

1. Určení převládající přirozené periody kmitání zeminy

$$T = \frac{4h}{v_s} = \frac{4 \cdot 30}{110} = 1,09 \text{ s} \quad (\text{A.5})$$

2. Odhad idealizované vlnové délky

$$L = Tv_s = 4h = 4 \cdot 30,0 = 120 \text{ m} \quad (\text{A.6})$$

3. Odhad smykového modulu zeminy

$$G_s = \rho_s \cdot v_s^2 = \frac{17,0}{9,81} \cdot 100^2 = 20\,968 \text{ kPa} \quad (\text{A.7})$$

4. Určení ekvivalentní tuhosti pružiny pro zeminu (smykové a normálové)

$$k_s = k_t = \frac{16\pi G_s(1-\mu)}{(3-4\mu)} \cdot \frac{2r}{L} = \frac{16 \cdot \pi \cdot 20\,968(1-0,5)}{(3-4 \cdot 0,5)} \cdot \frac{2 \cdot 3,0}{120} = 26\,350 \text{ kNm}^{-1} \quad (\text{A.8})$$

5. Odvození amplitudy vlny při posunu zeminy

Amplituda vlny při posunu zeminy je obecně závislá na vlnové délce L a její odhad by měl brát v úvahu geologické podmínky daného místa a charakter pohybu zeminy. Pro zjednodušený výpočet, kdy se předpokládá, že přetvoření zeminy je způsobeno pouze posunem o velikosti amplitudy vlny, je předpoklad sinusové S-vlny s amplitudou A a vlnovou délkou L :

-pro osové přetvoření „volného pole“ (free field)

$$\frac{V_s}{c_s} = \frac{2\pi A}{L} = \frac{V_s}{c_s} \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi$$

$$\rightarrow A = \frac{120 \cdot 1,0}{2\pi \cdot 110} \cdot \sin 40^\circ \cdot \cos 40^\circ = 0,085 \text{ m} \quad (\text{A.9})$$

amplituda vlny při osovém přetvoření

$$A_a = A = 0,085 \text{ m}$$

- pro ohyb „volného pole“ (free field)

$$\frac{a_s}{c_s^2} \cos^3 \phi = \frac{4\pi^2 A}{L^2} \Rightarrow A = \frac{120^2 \cdot 0,6 \cdot 9,81}{4\pi^2 110^2} \cos^3 40 = 0,080 \text{ m} \quad (\text{A.10})$$

- amplituda vlny při ohybu

$$A_b = A = 0,080 \text{ m}$$

6. Výpočet maximální osového přetvoření a odpovídající osové síly v ostění tunelu

$$\begin{aligned} \epsilon_{max}^a &= \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A_a}{2 + \frac{E_c A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} A_a \\ &= \frac{\frac{2 \cdot 3,14}{120}}{2 + \left(\frac{24\,840\,000 \cdot 5,65}{26\,349}\right) \left(\frac{2 \cdot 3,14}{120}\right)^2} 0,085 = 0,00027 \end{aligned} \quad (\text{A.11})$$

Velikost osové síly je ohraničena maximálním třením mezi ostěním a okolní zeminou, její maximální hodnota je dána vztahem

$$N_{max} = E_c A_c \epsilon_{max}^a = 24\,840\,000 \cdot 5,65 \cdot 0,00027 = 37\,893 \text{ kN} \quad (\text{A.12})$$

7. Maximální ohybové přetvoření a odpovídající ohybový moment ostění tunelu

$$\epsilon_{max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_t I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \frac{\left(\frac{2 \cdot 3,14}{120}\right)^2 \cdot 0,080}{1 + \frac{24\,840\,000 \cdot 12,76}{26\,349} \left(\frac{2 \cdot 3,14}{120}\right)^4} \cdot 3,0 = 0,0006 \quad (\text{A.13})$$

$$M_{max} = \frac{E_c I_c \epsilon_{max}^b}{r} = \frac{24\,840\,000 \cdot 12,76 \cdot 0,0006}{3,0} = 63\,392 \text{ kNm} \quad (\text{A.14})$$

8. Porovnání spočtených přetvoření s limitním přetvořením

$$\begin{aligned}\varepsilon^{ab} &= \varepsilon_{max}^a + \varepsilon_{max}^b = 0,00027 + 0,00060 = 0,00087 \\ 0,00087 &< \varepsilon_{allow} = 0,003\end{aligned}\quad (A.15)$$

9. Výpočet maximální smykové síly vzniklé zakřivením od ohybu

$$T_{max} = M_{max} \left(\frac{2\pi}{L} \right) = 63\,391 \left(\frac{2 \cdot 3,14}{120} \right) = 3\,319 \text{ kN} \quad (A.16)$$

10. Výpočet dovolené smykové pevnosti betonu při zatížení zemětřesením
při výpočtu se zavádí redukční součinitel smykové pevnosti γ_ϕ , který má většinou hodnotu 0,85.

$$T_c = \gamma_\phi \frac{A_s \sqrt{f_c}}{6} = 0,85 \frac{5,65 \sqrt{30}}{2} \cdot 1000 = 2\,192 \text{ kN} \quad (A.17)$$

kde A_s je efektivní smyková plocha ostění, při uvážení pružného ostění se jedná o oblast aktivní, pro kruhové ostění je to polovina plochy ostění.

Porovnání maximální smykové síly vzniklé zakřivením od ohybu s dovolenou smykovou pevností betonu při zatížení zemětřesením

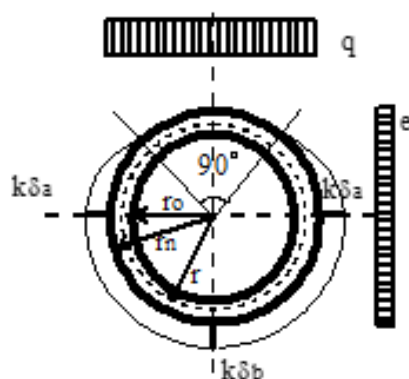
$$T_{max} = 3\,319 \text{ kN} > T_c = 2\,192 \text{ kN} \quad (A.18)$$

Příloha B

Statický výpočet ostění metodou Zurabov–Bugajevová

Předpoklady použití:

- konstrukce ostění odpovídá statickému schématu uzavřeného kruhového rámu
- konstrukce je zatížena shora svislým zatížením a z boku vodorovným zatížením
- konstrukce je na bocích a ve dně podepřena pasivním odporem horniny



Obr. B.1: Schéma průběhu křivky pasivních odporů horniny

Nedoporučuje se uvažovat současné působení bočního horninového tlaku a pasivního odporu horniny. Na Obr. B.1. je znázorněn předurčený průběh křivky pasivních odporů horniny. Normálové síly a momenty se určují v průřezech po 45° pro různá vnější zatížení, kdy je pak možné získané hodnoty superponovat a získat výslednou hodnotu vnitřních sil působících na konstrukci. Výpočet se provádí pomocí koeficientů uvedených v tabulce B.1 a následujících vzorců:

a) účinek svislého tlaku horniny

$$M = q \cdot r_n \cdot r \cdot (A \cdot a + B + C \cdot n \cdot (1 + a)) \quad (\text{B. 1})$$

$$N = q \cdot r_n \cdot (D \cdot a + E + F \cdot n \cdot (1 + a)) \quad (\text{B. 2})$$

b) účinek vlastní tíhy obezdvíčky (ostění)

$$M = g \cdot r^2 (A_1 + B_1 \cdot n) \quad (\text{B. 3})$$

$$N = g \cdot r \cdot (C_1 + D_1 \cdot n) \quad (\text{B. 4})$$

c) účinek tlaku vody ve štole

$$M = (A_2 + B_2 \cdot n) \cdot \gamma_V \cdot r_0^2 \cdot r \quad (\text{B. 5})$$

$$N = (C_2 + D_2 \cdot n) \cdot \gamma_V \cdot r_0^2 \quad (\text{B. 6})$$

d) účinek vnějšího tlaku podzemní vody

$$M = (A_2 + B_2 \cdot n) \cdot \gamma_V \cdot r_n^2 \cdot r \quad (\text{B. 7})$$

$$N = (C_2 + D_2 \cdot n) \cdot \gamma_V \cdot r_n^2 + \gamma_V \cdot h_V \cdot r_n \quad (\text{B. 8})$$

kde:

- q svislý tlak horniny na 1 m²,
e aktivní boční tlak horniny na 1 m²,
g vlastní tíha 1 m² obezdívky,
γ_V objemová tíha vody,
E modul pružnosti betonu ostění,
I moment setrvačnosti průřezu ostění,
b délka ve výpočtu uvažovaného pruhu tunelu (obvykle 1 m),
k modul reakce prostředí,
r poloměr střednice ostění,
r_n poloměr rubu ostění,
r₀ poloměr líce ostění.

$$a = 2 - \frac{r_n}{r} \quad (\text{B. 9})$$

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{EI}{r^3 r_n k b}} \quad (\text{B.10})$$

Tabulka B.1: Koeficienty pro výpočet kruhového ostění

a) koeficienty pro účinek svislého tlaku horniny

Průřez	A	B	C	D	E	F
$\varphi = 0$	0,1628	0,0872	-0,007	0,2122	-0,2122	0,021
$\varphi = \pi/4$	-0,025	0,025	-0,00084	0,15	0,35	0,01485
$\varphi = \pi/2$	-0,125	-0,125	0,00825	0	1	0,005875
$\varphi = \pi/4$	0,025	-0,025	0,00022	-0,15	0,9	0,0138
$\varphi = \pi$	0,0872	0,1628	-0,00837	-0,2122	0,7122	0,0224

b) koeficienty pro účinek vlastní tíhy ostění

Průřez	A_1	B_1	C_1	D_1
$\varphi = 0$	0,3447	-0,02198	-0,1667	0,06592
$\varphi = \pi/4$	0,0334	-0,00267	0,3375	0,04661
$\varphi = \pi/2$	-0,3928	0,02589	1,5708	0,01804
$\varphi = \pi/4$	-0,0335	0,00067	1,9186	0,0422
$\varphi = \pi$	0,4405	-0,0262	1,7375	0,0701

c) koeficienty pro účinek tlaku ve štole a účinek vnějšího tlaku podzemní vody

Průřez	A_2	B_2	C_2	D_2
$\varphi = 0$	0,1724	-0,01097	-0,58385	0,03294
$\varphi = \pi/4$	0,01673	-0,00132	-0,42771	0,02329
$\varphi = \pi/2$	-0,19638	0,01294	-0,2146	0,00903
$\varphi = \pi/4$	-0,01679	0,00036	-0,39413	0,02161
$\varphi = \pi$	0,22027	-0,01312	-0,63125	0,03509

Koeficienty uvedené v tabulce B.1 se použijí, pokud se neuvažuje současné působení pasivního odporu horniny a bočního horninového tlaku.

Výpočet je proveden pro kruhový tunel s parametry:

Youngův modul pružnosti ostění: $E_l = 33 \text{ GPa}$

Poissonovo číslo ostění: $\nu_l = 0,2$

průměr tunelu: $d = 6 \text{ m}$

tloušťka ostění: $h = 0,3 \text{ m}$

objemová tíha betonu $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$

moment setrvačnosti průřezu ostění: $I = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$

výška nadloží $H = 30 \text{ m}$

plocha ostění na metr délky $A_l = 0,3 \text{ m}^2/\text{m}$

Modul pružnosti betonu $E = 1,6 \cdot 10^7 \text{ kPa}$

Tunel se nachází ve skalním masivu – vápenci s parametry:

modul deformační $E_{def} = 630 \text{ MPa}$

Smykový modul pružnosti $G = 242 \text{ MPa}$

hustota $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

součinitel pevnosti dle Protodjakonova $f_p = 4$

Úhel tření φ dle Protodjakonova $\varphi = 75^\circ$

Poissonovo číslo $\nu = 0,2$

Pro řešenou úlohu působí na ostění pouze tato zatížení:

- vlastní tíhou ostění,
- svislým tlakem horniny,
- bočním tlakem hornin
- pružným odporem horniny.

Zatížení

Modul reakce podloží k :

$$k = \frac{1}{1+\nu} \cdot \frac{E_{def}}{r} = \frac{1}{1+0,2} \cdot \frac{630\,000}{3} = 175\,000 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{B.11})$$

Vlastní tíha ostění

$$g = \gamma_c \cdot d = 23 \cdot 0,3 = 6,9 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.12})$$

Účinek svislého tlaku horniny dle Protodjakonova

Výška horninové klenby H :

$$H = \frac{B}{f_p} = \frac{6}{4} = 1,5 \text{ m} \quad (\text{B.13})$$

Svislý tlak horniny na 1 m^2 výlomu:

$$q = H \cdot \gamma = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.14})$$

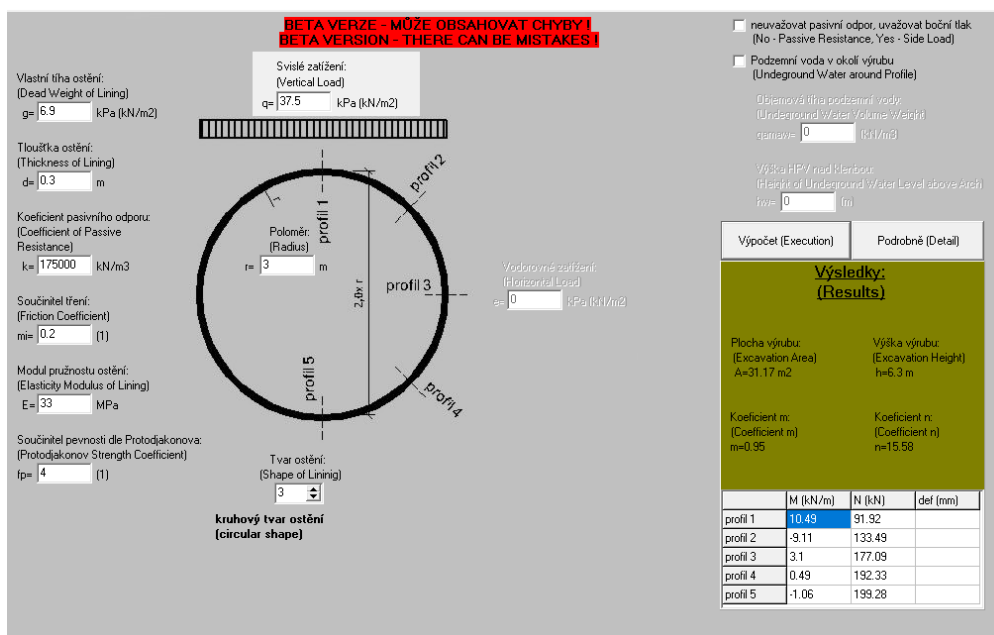
Vodorovné zatížení neuvažujeme.

Výsledky pro zatížení podle Protodjakonova jsou uvedeny v tabulce B.2.

Tabulka B.2: Výsledky statického výpočtu ostění, zatížení podle Protodjakonova

Průřez	účinek svislého tlaku horniny		účinek vlastní tíhy ostění		Celkový účinek	
	M [kN/m]	N[kN]	M [kN/m]	N[kN]	M [kN/m]	N[kN]
$j = 0$	10,32	74,13	0,13	17,82	10,46	91,95
$j = \pi/4$	-8,60	111,49	-0,51	22,02	-9,11	133,51
$j = \pi/2$	2,47	139,22	0,66	38,34	3,13	177,55
$j = 3\pi/4$	1,93	139,02	-1,43	53,33	0,49	192,35
$j = \pi$	-3,09	140,73	2,00	58,58	-1,09	199,31

Pro kontrolu výpočtu byl tento příklad spočten i pomocí programu Krtek 1, který k výpočtu využívá právě metodu Zurabov – Bugajejová. Jak vypadá prostředí programu je možné vidět na Obr. B.2.



Obr. B.2: Ukázka prostředí programu Krtek 1

Podle Terzaghiho je výška klenby u vápenců až 0,5 šířky výrubu (dle kvality vápence a jeho rozpukání, diskontinuit). Max. svislé zatížení tak vychází dle Terzaghiho:

$$q = H \cdot \gamma = 3 \cdot 25 = 75 \text{ kN/m}^2$$

Výsledky pro zatížení podle Terzaghiho jsou uvedeny v tabulce B.3.

Tabulka B.3: Výsledky statického výpočtu ostění, zatížení podle Terzaghiho

Průřez	účinek svislého tlaku horniny		účinek vlastní tíhy ostění		Celkový účinek	
	M [kN/m]	N[kN]	M [kN/m]	N[kN]	M [kN/m]	N[kN]
$j = 0$	20,64	148,27	0,13	17,82	20,78	166,08
$j = \pi/4$	-17,21	222,97	-0,51	22,02	-17,72	245,00
$j = \pi/2$	4,94	278,43	0,66	38,34	5,60	316,77
$j = 3\pi/4$	3,85	278,04	-1,43	53,33	2,42	331,37
$j = \pi$	-6,19	281,46	2,00	58,58	-4,19	340,04

Příloha C

Výstup z GEO 5 MKP

Výpočet metodou konečných prvků

Topologie

Celkové nastavení výpočtu

Geometrie úlohy :	Rovinná
Typ výpočtu :	Napjatost
Tunely :	ano
Umožnit zadat vodu pomocí výpočtu ustáleného proudění :	ne
Umožnit dynamický výpočet zemětřesení :	ano
Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Výpočet primární napjatosti (1. fáze) :	Použít Ko proceduru
Podrobné parametry generování sítě :	ano
Podrobné parametry zemin :	ne
Speciální modely zemin :	ne
Zatížení teplotou :	ne
Podrobné výsledky :	ano

Generování sítě

Parametry generování sítě

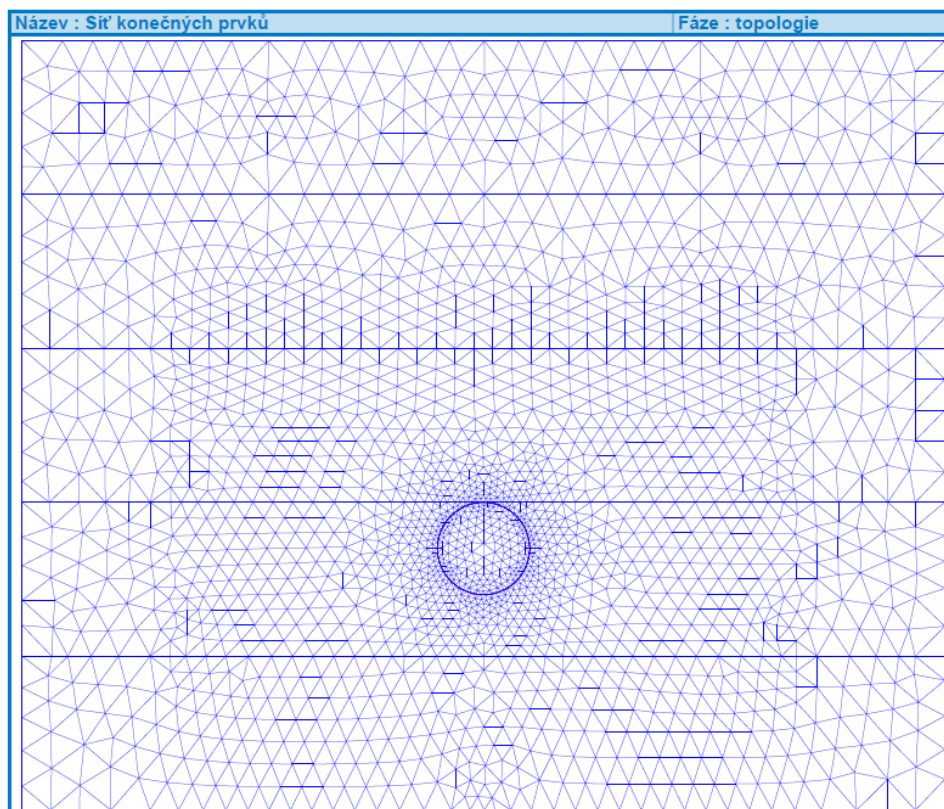
Délka hrany prvků :	1,25 [m]
Vyhlazovat síť :	ano
Generovat víceuzlové prvky :	ano

Výsledek generování sítě

Síť konečných prvků byla úspěšně vygenerována.

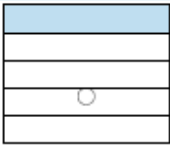

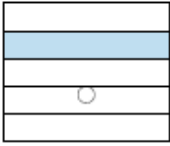

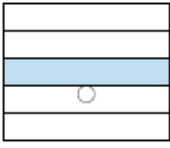

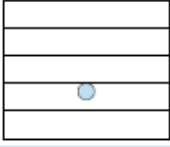

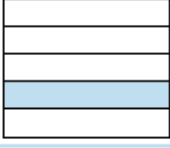

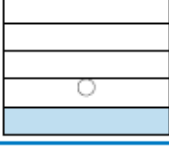

Počet uzlů 9734

Počet prvků 5519 (plošných 4059, nosníkových 365, přechodových 1095)



Vstupní data (Fáze budování 1)

Přiřazení a aktivace

Číslo	Oblast	Aktivní / neaktivní	Přiřazená zemina
1		Aktivní	Vápenec 
2		Aktivní	Vápenec 
3		Aktivní	Vápenec 
4		Aktivní	Vápenec 
5		Aktivní	Vápenec 
6		Aktivní	Vápenec 

Liniové podpory

Číslo	Umístění	Podepření	
		Ve směru X	Ve směru Z
A1	Linie sítě č. 14	pevné	volné
A2	Linie sítě č. 12	pevné	volné
A3	Linie sítě č. 9	pevné	volné
A4	Linie sítě č. 6	pevné	volné
A5	Linie sítě č. 3	pevné	volné
A6	Linie sítě č. 16	pevné	volné
A7	Linie sítě č. 11	pevné	volné
A8	Linie sítě č. 8	pevné	volné
A9	Linie sítě č. 5	pevné	volné
A10	Linie sítě č. 1	pevné	volné
A11	Linie sítě č. 15	pevné	pevné

A1 až A11 - automaticky generované liniové podpory na okrajích úlohy.

Voda

Typ vody : Voda není

Nastavení výpočtu

Napjatost

Metoda :	Newton - Raphson
Změna matice tuhosti :	po každé iteraci
Maximální počet iterací pro jeden výp. krok :	100
Počáteční výpočtový krok :	0,25
Tolerance chyby posunutí :	0,0100
Tolerance chyby nevyrovnaných sil :	0,0100
Tolerance chyby energie :	0,0100
Respektovat materiálová rozhraní :	ne

Plasticita

Tolerance chyby návratu na plochu plasticity :	0,00100
Maximální počet iterací pro jeden plastický krok :	20

Newton - Raphson

Relaxační faktor výpočtového kroku :	2,00
Maximální počet relaxací výpočtového kroku :	2
Minimální počet iterací pro jeden výp. krok :	1

Line search

Způsob řešení :	neiterovat
Line search limit - minimum :	0,100
Line search limit - maximum :	1,000

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **standardní**

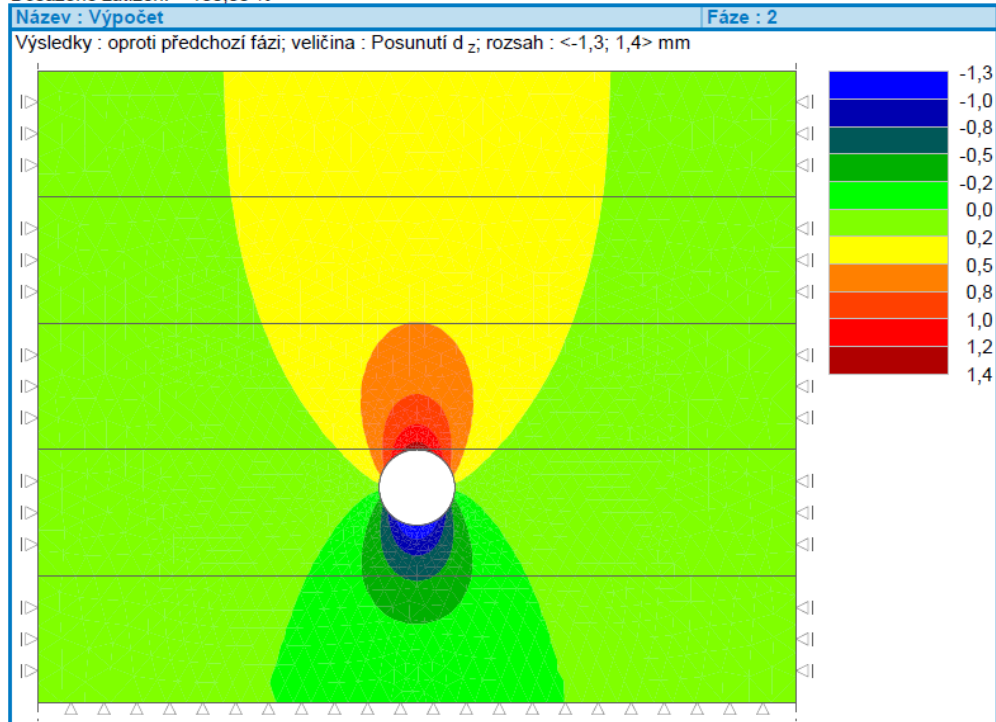
Ko procedura.

Dosažené zatížení = 100,00 %

Výsledky (Fáze budování 2)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.
Nastavení výpočtu : standardní

Dosažené zatížení = 100,00 %



Vstupní data (Fáze budování 3)

Přiřazení a aktivace

Číslo	Oblast	Aktivní / neaktivní	Přiřazená zemina
1		Aktivní	Vápenec
2		Aktivní	Vápenec
3		Aktivní	Vápenec
4		Exkavace	Exkavace č. 1 (Exkavace 2 - 1) Zbývající působení zeminy: 0,0 %
5		Aktivní	Vápenec
6		Aktivní	Vápenec

Nosníky

Číslo	Nosník		Umístění	Uložení [m]		Uvažovat vlastní tíhu	Průřez / Degradace v aktuální fázi [%]	Materiál / Aktuální působení nosníku [%]	Kontakty	
	nový	změněný		Začátek	Konec				vlevo	vpravo
1	Ano		Volná linie č. 1	┌	┌	Ano	1,00 (b) x 0,30 (h) m	C 30/37	(není zadán)	(není zadán)
2	Ano		Volná linie č. 2	┌	┌	Ano	1,00 (b) x 0,30 (h) m	C 30/37	(není zadán)	(není zadán)

Číslo	Průřez		Materiál	
	I_y [m ⁴ /m]	A [m ² /m]	E [MPa]	G [MPa]
1	2,25E-03	3,00E-01	33000,00	13750,00
2	2,25E-03	3,00E-01	33000,00	13750,00

Liniové podpory

Číslo	Liniová podpora		Umístění	Podepření	
	nová	změněná		Ve směru X	Ve směru Z
A1	Ano		Linie sítě č. 14	pevné	volné
A2	Ano		Linie sítě č. 12	pevné	volné
A3	Ano		Linie sítě č. 9	pevné	volné
A4	Ano		Linie sítě č. 6	pevné	volné
A5	Ano		Linie sítě č. 3	pevné	volné
A6	Ano		Linie sítě č. 16	pevné	volné
A7	Ano		Linie sítě č. 11	pevné	volné
A8	Ano		Linie sítě č. 8	pevné	volné
A9	Ano		Linie sítě č. 5	pevné	volné
A10	Ano		Linie sítě č. 1	pevné	volné
A11	Ano		Linie sítě č. 15	pevné	pevné

A1 až A11 - automaticky generované liniové podpory na okrajích úlohy.

Voda

Typ vody : Voda není

Nastavení výpočtu

Napjatost

Metoda : Newton - Raphson
 Změna matice tuhosti : po každé iteraci
 Maximální počet iterací pro jeden výp. krok : 100
 Počáteční výpočtový krok : 0,25
 Tolerance chyby posunutí : 0,0100
 Tolerance chyby nevyrovnaných sil : 0,0100
 Tolerance chyby energie : 0,0100
 Respektovat materiálová rozhraní : ne

Plasticita

Tolerance chyby návratu na plochu plasticity : 0,00100
 Maximální počet iterací pro jeden plastický krok : 20

Newton - Raphson

Relaxační faktor výpočtového kroku : 2,00
 Maximální počet relaxací výpočtového kroku : 2
 Minimální počet iterací pro jeden výp. krok : 1

Line search

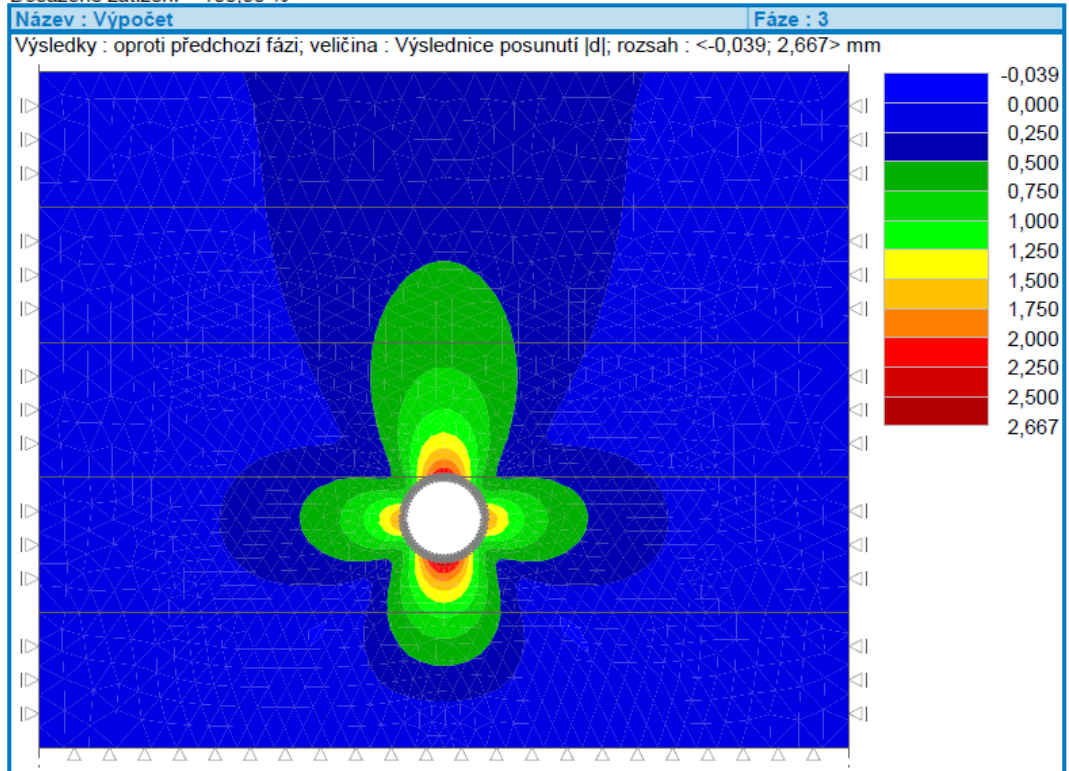
Způsob řešení : neiterovat
 Line search limit - minimum : 0,100
 Line search limit - maximum : 1,000

Výsledky (Fáze budování 3)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : standardní

Dosažené zatížení = 100,00 %



Extrémy

Deformace (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Deformace x [mm]	0,00	0,00	-2,1	-3,00	-33,00	2,1
Deformace z [mm]	-3,00	-33,00	-3,9	0,00	-30,00	3,8

Napětí (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Totální napětí σ_z , tot [kPa]	30,00	0,00	-0,03	-2,98	-33,30	1293,23
Efektivní napětí σ_z , eff [kPa]	30,00	0,00	-0,03	-2,98	-33,30	1293,23
Totální napětí σ_x , tot [kPa]	-30,00	0,00	-10,88	3,00	-33,00	522,66
Efektivní napětí σ_x , eff [kPa]	-30,00	0,00	-10,88	3,00	-33,00	522,66
Smykové napětí τ_{xz} [kPa]	-1,44	-36,00	-209,16	1,44	-36,00	209,39
Střední totální napětí σ_m , tot [kPa]	-30,00	0,00	-4,36	3,00	-33,00	724,64
Střední efektivní napětí σ_m , eff [kPa]	-30,00	0,00	-4,36	3,00	-33,00	724,64
Ekvivalentní deviatorické napětí J [kPa]	-13,96	0,00	0,18	24,26	-50,00	546,02
Totální hlavní napětí σ_1 , tot [kPa]	-1,06	-30,19	-36,05	3,00	-33,00	522,12
Efektivní hlavní napětí σ_1 , eff [kPa]	-1,06	-30,19	-36,05	3,00	-33,00	522,12
Totální hlavní napětí σ_2 , tot [kPa]	30,00	0,00	-0,03	-2,98	-33,30	1293,91
Efektivní hlavní napětí σ_2 , eff [kPa]	30,00	0,00	-0,03	-2,98	-33,30	1293,91
Totální hlavní napětí σ_3 , tot [kPa]	-30,00	0,00	-2,18	3,00	-33,00	362,32
Efektivní hlavní napětí σ_3 , eff [kPa]	-30,00	0,00	-2,18	3,00	-33,00	362,32

Přetvoření (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Ekvivalentní deviatorické přetvoření E_d [%]	-13,96	0,00	0,00	0,15	-36,00	0,11
Plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Přetvoření ϵ_x [%]	2,82	-30,00	-0,02	3,33	-33,00	0,03
Přetvoření ϵ_z [%]	-0,15	-36,00	-0,10	2,98	-32,69	0,06
Smykové přetvoření γ_{xz} [%]	-1,44	-36,00	-0,08	1,44	-36,00	0,08
Plastické přetvoření $\epsilon_{x, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Plastické přetvoření $\epsilon_{z, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Plastické smykové přetvoření $\gamma_{xz, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Objemové přetvoření ϵ_v [%]	-0,15	-36,00	-0,10	3,00	-33,00	0,09
Plastické objemové přetvoření $\epsilon_{v, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Hlavní přetvoření ϵ_1 [%]	1,68	-30,23	-0,05	3,71	-33,00	0,03
Hlavní přetvoření ϵ_2 [%]	-0,15	-36,00	-0,10	2,98	-32,69	0,06
Hlavní přetvoření ϵ_3 [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00

Míra mobilizace (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Mobilizovaná pevnost [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00

Pórové tlaky (extrémy)

Veličina	Umístění		Max
	x [m]	z [m]	
Celkový pórový tlak u_{tot} [kPa]	-30,00	-10,00	0,00

Průběhy na nosnicích (extrémy)

Číslo	Souřadnice		D [mm]	N [kN/m]	M [kNm/m]	Q [kN/m]
	x [m]	z [m]				
1	-3,00	-33,00	2,1	-1644,7	-59,9	4,0
	-1,95	-30,72	-1,4	-933,3	7,2	37,1
	0,00	-30,00	-3,8	-458,3	51,7	0,0
	1,97	-30,74	-1,3	-941,8	6,2	-38,6
	3,00	-33,00	2,1	-1644,9	-59,8	-3,4
2	3,00	-33,00	2,1	-1644,9	59,8	-3,4
	2,07	-35,17	-1,0	-1078,7	1,4	41,2
	0,15	-36,00	-3,9	-523,9	-56,3	4,1
	-2,07	-35,17	-1,0	-1079,1	1,4	-40,6
	-3,00	-33,00	2,1	-1644,7	59,9	4,0

Vstupní data (Fáze budování 4)

Přiřazení a aktivace

Číslo	Oblast	Aktivní / neaktivní	Přiřazená zemina
1		Aktivní	Vápenec
2		Aktivní	Vápenec
3		Aktivní	Vápenec
4		Neaktivní	
5		Aktivní	Vápenec
6		Aktivní	Vápenec

Nosníky

Číslo	Nosník		Umístění	Uložení [m]		Uvažovat vlastní tíhu	Průřez / Degradace v aktuální fázi [%]	Materiál / Aktuální působení nosníku [%]	Kontakty	
	nový	změněný		Začátek	Konec				vlevo	vpravo
1	Ne	Ne	Volná linie č. 1	┆	┆	Ano	beze změny	beze změny	(není zadán)	(není zadán)
2	Ne	Ne	Volná linie č. 2	┆	┆	Ano	beze změny	beze změny	(není zadán)	(není zadán)

Číslo	Průřez		Materiál	
	I_y [m ⁴ /m]	A [m ² /m]	E [MPa]	G [MPa]
1	2,25E-03	3,00E-01	33000,00	13750,00
2	2,25E-03	3,00E-01	33000,00	13750,00

Bodové podpory

Číslo	Bodová podpora		Umístění	Podepření		
	nová	změněná		Ve směru X	Ve směru Z	Okolo Y
1	Ano		Bod sítě č. 12	pevné	pevné	volné
2	Ano		Bod sítě č. 11	pevné	pevné	volné
3	Ano		Bod sítě č. 9	deformace, u = -28,0 mm	pevné	pevné
4	Ano		Bod sítě č. 10	deformace, u = -28,0 mm	pevné	pevné
5	Ano		Bod sítě č. 7	deformace, u = -56,0 mm	pevné	pevné
6	Ano		Bod sítě č. 8	deformace, u = -56,0 mm	pevné	pevné
7	Ano		Bod sítě č. 5	deformace, u = -84,0 mm	pevné	pevné
8	Ano		Bod sítě č. 6	deformace, u = -84,0 mm	pevné	pevné
9	Ano		Bod sítě č. 1	deformace, u = -112,0 mm	pevné	pevné
10	Ano		Bod sítě č. 4	deformace, u = -112,0 mm	pevné	pevné
11	Ano		Bod sítě č. 2	deformace, u = -140,0 mm	pevné	pevné
12	Ano		Bod sítě č. 3	deformace, u = -140,0 mm	pevné	pevné

Liniové podpory

Číslo	Liniová podpora		Umístění	Podepření	
	nová	změněná		Ve směru X	Ve směru Z
1	Ano		Linie sítě č. 15	pevné	pevné

Voda

Typ vody : Voda není

Nastavení výpočtu

Napjatost

Metoda : Newton - Raphson
 po každé iteraci
 Změna matice tuhosti : 100
 Maximální počet iterací pro jeden výp. krok : 0,25
 Počáteční výpočtový krok : 0,0100
 Tolerance chyby posunutí : 0,0100
 Tolerance chyby nevyrovnaných sil : 0,0100
 Tolerance chyby energie : 0,0100
 Respektovat materiálová rozhraní : ne

Plasticita

Tolerance chyby návratu na plochu plasticity : 0,00100
 Maximální počet iterací pro jeden plastický krok : 20

Newton - Raphson

Relaxační faktor výpočtového kroku : 2,00
 Maximální počet relaxací výpočtového kroku : 2
 Minimální počet iterací pro jeden výp. krok : 1

Line search

Způsob řešení : neiterovat
 Line search limit - minimum : 0,100
 Line search limit - maximum : 1,000

Výsledky (Fáze budování 4)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : standardní

Dosažené zatížení = 100,00 %

Extrémy

Deformace (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Deformace x [mm]	0,00	0,00	-140,0	30,00	-50,00	0,0
Deformace z [mm]	30,00	-50,00	-11,4	30,00	-35,59	11,6

Napětí (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Totální napětí $\sigma_{z, tot}$ [kPa]	30,00	0,00	-3090,74	-30,00	0,00	3270,21
Efektivní napětí $\sigma_{z, eff}$ [kPa]	30,00	0,00	-3090,74	-30,00	0,00	3270,21
Totální napětí $\sigma_{x, tot}$ [kPa]	30,00	0,00	-6577,58	-30,00	0,00	8000,39
Efektivní napětí $\sigma_{x, eff}$ [kPa]	30,00	0,00	-6577,58	-30,00	0,00	8000,39
Smykové napětí τ_{xz} [kPa]	-30,00	0,00	-3584,34	2,07	-35,17	313,43
Střední totální napětí $\sigma_{m, tot}$ [kPa]	30,00	0,00	-3867,33	-30,00	0,00	4508,24
Střední efektivní napětí $\sigma_{m, eff}$ [kPa]	30,00	0,00	-3867,33	-30,00	0,00	4508,24
Ekvivalentní deviatorické napětí J [kPa]	0,06	0,00	1,71	-30,00	0,00	4717,20
Totální hlavní napětí $\sigma_{1, tot}$ [kPa]	30,00	0,00	-8534,21	-30,00	0,00	9929,62
Efektivní hlavní napětí $\sigma_{1, eff}$ [kPa]	30,00	0,00	-8534,21	-30,00	0,00	9929,62
Totální hlavní napětí $\sigma_{2, tot}$ [kPa]	30,00	-22,00	-1597,10	30,00	-50,00	3376,88
Efektivní hlavní napětí $\sigma_{2, eff}$ [kPa]	30,00	-22,00	-1597,10	30,00	-50,00	3376,88

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Totální hlavní napětí $\sigma_{3, tot}$ [kPa]	30,00	0,00	-1933,67	-30,00	0,00	2254,12
Efektivní hlavní napětí $\sigma_{3, eff}$ [kPa]	30,00	0,00	-1933,67	-30,00	0,00	2254,12

Přetvoření (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Ekvivalentní deviatorické přetvoření E_d [%]	0,06	0,00	0,00	-30,00	0,00	1,80
Plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Přetvoření ϵ_x [%]	30,00	0,00	-0,88	-30,00	0,00	1,09
Přetvoření ϵ_z [%]	-30,00	-28,63	-0,30	30,00	-50,00	0,30
Smykové přetvoření γ_{xz} [%]	-30,00	0,00	-1,37	2,07	-35,17	0,12
Plastické přetvoření $\epsilon_{x, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Plastické přetvoření $\epsilon_{z, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Plastické smykové přetvoření $\gamma_{xz, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Objemové přetvoření ϵ_v [%]	30,00	0,00	-1,10	-30,00	0,00	1,29
Plastické objemové přetvoření $\epsilon_{v, pl}$ [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00
Hlavní přetvoření ϵ_1 [%]	30,00	0,00	-1,26	-30,00	0,00	1,46
Hlavní přetvoření ϵ_2 [%]	0,15	-36,00	-0,32	30,00	-50,00	0,33
Hlavní přetvoření ϵ_3 [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00

Míra mobilizace (extrémy)

Veličina	Umístění		Min	Umístění		Max
	x [m]	z [m]		x [m]	z [m]	
Mobilizovaná pevnost [%]	-30,00	-10,00	0,00	-30,00	-10,00	0,00

Pórové tlaky (extrémy)

Veličina	Umístění		Max
	x [m]	z [m]	
Celkový pórový tlak u_{tot} [kPa]	-30,00	-10,00	0,00

Průběhy na nosnicích (extrémy)

Číslo	Souřadnice		D [mm]	N [kN/m]	M [kNm/m]	Q [kN/m]
	x [m]	z [m]				
1	-2,98	-32,68	-39,7	-1222,2	-22,4	139,2
	-2,75	-31,81	-41,9	81,3	105,1	121,6
	-1,67	-30,50	-32,5	1249,1	214,7	-12,5
	0,29	-30,01	0,6	-631,5	23,4	-140,5
	2,50	-31,34	41,6	-3107,4	-218,6	10,8
	2,86	-32,10	45,3	-2698,0	-179,1	80,2
2	3,00	-33,00	43,2	-1644,1	75,0	130,1
	2,94	-33,61	39,0	-758,8	-13,1	139,2
	1,84	-35,37	15,5	1254,5	-218,9	12,2
	-0,45	-35,97	-7,5	-975,4	-1,8	-143,0
	-2,45	-34,74	-24,9	-3272,6	225,5	4,1
	-3,00	-33,00	-37,9	-1694,8	69,2	136,7