



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**MODELOVÁNÍ PODZEMNÍCH STĚN POMOCÍ
ČASOVĚ ZÁVISLÉHO ELASTO-PLASTICKÉHO
MATERIÁLOVÉHO MODELU**

MODELLING OF DIAPHRAGM WALLS USING TIME-DEPENDENT ELASTO-PLASTIC
MATERIAL MODEL

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Daniela Šindelářová

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JURAJ CHALMOVSKÝ, Ph.D.

BRNO 2022



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	NPC-SIK Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Specializace	bez specializace
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Daniela Šindelářová
Název	Modelování podzemních stěn pomocí časově závislého elasto-plastického materiálového modelu
Vedoucí práce	Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2021
Datum odevzdání	14. 1. 2022

V Brně dne 31. 3. 2021

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

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

- POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory. Thomas Telford, 1999.
 - POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: application. Thomas Telford, 2001.
 - POTTS, D. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. Thomas Telford, 2002.
 - SCHÄDLICH, B., SCHWEIGER, H. F. A new constitutive model for shotcrete. In Numerical Methods in Geotechnical Engineering. 2014, p. 103–108.
 - SCHÄDLICH, B., et al. Application of a novel constitutive shotcrete model to tunnelling. In Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses. 2014, p. 799–804.
 - SOEKHOE, R. Realistic bending stiffness of diaphragm walls for structural analysis. TU Delft, 2015.
 - MAATKAMP, T.W.P. The capabilities of the Plaxis Shotcrete material model for designing laterally loaded reinforced concrete structures in the subsurface. TU Delft, 2016.
 - SCHWEIGER, H. F. et al. Numerical modelling of ground improvement techniques considering tension softening. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 2014.
- Další podklady budou předány na základě konzultací v průběhu samotného řešení diplomové práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Při použití podzemních stěn jako trvalých konstrukčních prvků vyvstává otázka vzniku dodatečných deformací v důsledku dotvarování konstrukce. Standardně je v současnosti tento problém řešen tak, že se podzemní stěna modeluje kombinací objemových a desko-stěnových prvků. V dlouhodobých podmínkách (pokles modulu pružnosti) se pak desko-stěnový prvek deaktivuje. Cílem předmětné diplomové práce je využít pro modelování tohoto procesu odpovídající pokročilý materiálový model bez nutnosti kombinace dvou typů konečných prvků. Práce je předběžně rozčleněna do následujících celků:

- a) teoretický úvod a shrnutí existujících materiálových modelů vhodných pro řešenou problematiku,
- b) ověření chování materiálového modelu formou simulace vybraných laboratorních zkoušek,
- c) parametrická studie na okrajové úloze stavební jámy, zhodnocení rozdílů při použití různých postupů modelování podzemní stěny,
- d) analýza reálné stavby.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Cílem této práce bylo ověření použití pokročilého časově závislého elasto-plastického materiálového modelu pro modelování podzemních stěn. V současné době je tento typ konstrukcí řešen standardně pomocí kombinace objemových a desko-stěnových prvků. Oba tyto typy prvků jsou definovány jako lineárně elastické a pro vyjádření časově závislého chování působí v krátkodobých podmínkách společně, v dlouhodobých podmínkách je pak desko-stěnový prvek deaktivován. V této práci je věnován prostor tzv. Shotcrete modelu (SH modelu), který dokáže vystihnout vliv času a při jeho použití v praktických aplikacích odpadá nutnost kombinace dvou typů konstrukčních prvků. První část práce je věnována shrnutí teoretických poznatků o časově závislém chování a rozboru postupu při zohledňování těchto vlivů při návrhu konstrukcí dle ČSN EN 1992-1-1. Dále je popsán materiálový model Shotcrete a ověřeny způsoby jeho použití pomocí modelování biaxiálního testu a kalibrace tlakové a ohybové zkoušky na základě dat z laboratorních zkoušek. Následně je řešena reálná okrajová úloha hlubokého zářezu zajištěného železobetonovými podzemními stěnami s rozpěrami. Nejprve pomocí způsobu kombinace elastických objemových a deskostěnových prvků, poté je stejná okrajová úloha řešena použitím SH modelu s uměle zvýšenou tahovou pevností pro podzemní stěny a nakonec použitím plného SH modelu a přidavkem dvou deskostěnových prvků reprezentujících vyztužení ocelovými pruty. Na závěr jsou výsledky jednotlivých přístupů k řešení této reálné okrajové úlohy porovnány a diskutovány dosažené hodnoty vnitřních sil a deformací.

KLÍČOVÁ SLOVA

Podzemní stěna, dotvarování betonu, smršťování betonu, materiálový model, biaxiální test, kalibrace materiálového modelu, metoda konečných prvků, Plaxis 2D.

ABSTRACT

The goal of this thesis was the verification of the advanced time-dependent elasto-plastic material model for modeling diaphragm walls. Currently, this type of construction is solved usually with a combination of linear-elastic volume and plate elements. To express time-dependent behaviour, there are both, volume and plate, elements active in short-term conditions, then only volume elements in long-term conditions, while plate elements are deactivated. In this thesis, the Shotcrete material model, which can capture the time-dependent behaviour without combining two types of construction elements, is used. First, a theory of time-dependent behaviour is presented and a design of concrete structures by Eurocode 2 is discussed. Next, the Shotcrete material model is described, then used for modeling a biaxial test and calibration of compression and bending test. Following the gained knowledge, a real boundary value problem of deep excavation supported by diaphragm walls with the strut was solved. To calculate values of the internal forces and horizontal deformation in diaphragm walls, three types of material models are used.

KEYWORDS

Diaphragm wall, creep in concrete, shrinkage in concrete, material model, biaxial test, material model calibration, finite element method, Plaxis 2D.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Daniela Šindelářová Modelování podzemních stěn pomocí časově závislého elasto-plastického materiálového modelu. Brno, 2021. 191 s., 0 s. příl. Diplomová práce.
Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce
Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Modelování podzemních stěn pomocí časově závislého elasto-plastického materiálového modelu* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 14. 1. 2022

Bc. Daniela Šindelářová

autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Modelování podzemních stěn pomocí časově závislého elasto-plastického materiálového modelu* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 14. 1. 2022

Bc. Daniela Šindelářová

autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Chtěla bych poděkovat Ing. Juraji Chalmovskému, Ph.D. za odborné vedení mé diplomové práce, za cenné informace, podnětné rady a čas, který mi věnoval.

OBSAH

1	Úvod	14
2	Pažení stavebních jam	16
3	Časově závislé chování betonu	19
3.1	Základní charakteristiky betonu	19
3.1.1	Tlaková pevnost betonu v čase dle ČSN EN 1992-1-1	20
3.1.2	Tahová pevnost betonu v čase dle ČSN EN 1992-1-1	22
3.1.3	Pružnost betonu v čase dle ČSN EN 1992-1-1	24
3.2	Dotvarování betonu – creep	25
3.2.1	Creep dle ČSN EN 1992	27
3.3	Smršťování betonu	35
3.3.1	Smršťování dle ČSN EN 1992-1-1	36
3.4	Vzájemná interakce časově závislých jevů	41
4	Vlastnosti materiálového modelu	44
4.1	Definice plochy plasticity	44
4.2	Zpevňování a změkčování	46
4.2.1	Tlak	46
4.2.2	Tah	49
4.3	Časově závislé chování	51
4.3.1	Pružnost	51
4.3.2	Pevnost	53

4.3.3	Plasticita	56
4.3.4	Dotvarování.....	57
4.3.5	Smršťování.....	60
5	Parametrická studie vlivu změny hodnot vstupních parametrů	61
5.1	Vliv velikosti zatížení	64
5.2	Vliv velikosti odtížení.....	70
5.3	Vliv okamžiku prvního zatížení	76
5.4	Vliv délky zatěžování	83
5.5	Vliv délky pozorování po odtížení	88
6	Kalibrace materiálového modelu pro creepové chování	93
6.1	Tlaková zkouška.....	93
6.2	Ohybová zkouška.....	97
7	Popis zadání reálné okrajové úlohy.....	105
7.1	Inženýrsko – geologické podmínky	105
7.2	Geometrie modelu	106
7.2.1	Okrajové podmínky modelu a síť konečných prvků	106
7.2.2	Geometrie konstrukce.....	109
7.2.3	Stanovení hodnot vstupních parametrů strukturních prvků	110
7.3	Fáze výstavby	112
7.4	Výpočetní varianty	113
7.4.1	Varianta 1	114

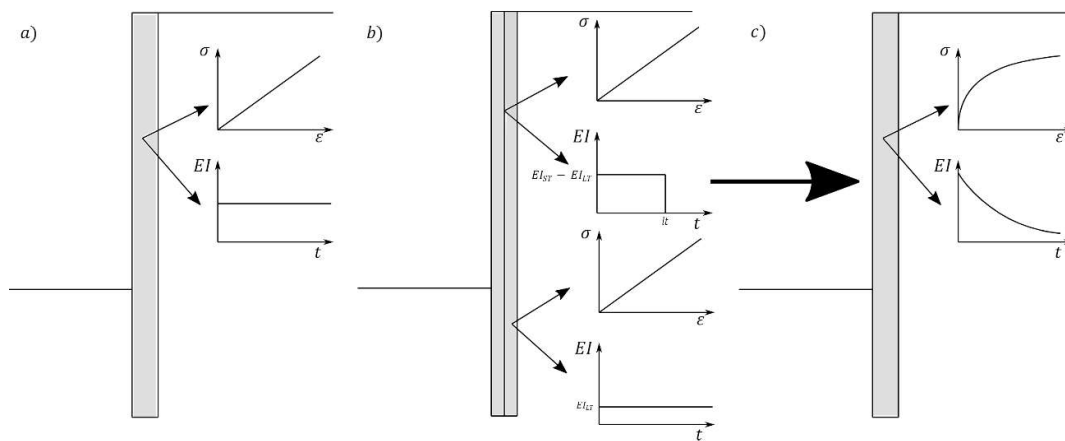
7.4.2	Varianta 2a	118
7.4.3	Varianta 2b	121
7.4.4	Varianta 2c	121
7.4.5	Varianta 3	122
7.4.6	Varianta 4	130
7.4.7	Citlivostní analýza: závislost výsledků na velikosti creepových parametrů	131
7.4.8	Podrobná časová analýza	132
8	Výsledky výpočtů a jejich zhodnocení.....	133
8.1	Varianta 1	133
8.1.1	Varianta 1 - momenty	133
8.1.2	Varianta 1 – deformace.....	137
8.2	Varianta 2	138
8.2.1	Varianta 2a - momenty.....	138
8.2.2	Varianta 2b – momenty.....	140
8.2.3	Varianta 2c – momenty	141
8.2.4	Varianta 2 – momenty.....	142
8.2.5	Varianta 2 – deformace.....	145
8.3	Varianta 3	148
8.3.1	Varianta 3 – momenty.....	148
8.3.2	Varianta 3 – deformace.....	152
8.4	Varianta 4	153

8.4.1	Varianta 4 – momenty.....	153
8.4.2	Varianta 4 – deformace.....	154
8.5	Srovnání variant	155
8.5.1	Srovnání variant - momenty.....	155
8.5.2	Srovnání variant – deformace	159
8.6	Citlivostní analýza.....	163
8.6.1	Citlivostní analýza - momenty	163
8.6.2	Citlivostní analýza - deformace	166
8.7	Podrobná časová analýza	170
8.7.1	Časová analýza – momenty.....	170
8.7.2	Časová analýza – deformace	172
9	Závěr.....	174
10	Zdroje	178
11	Seznam obrázků.....	180
12	Seznam tabulek.....	189

1 ÚVOD

Tato práce se zabývá vlivem časově závislých jevů na podzemní stěny. Konkrétně je zde řešena úloha hlubokého zářezu stabilizovaného trvalými podzemními stěnami. Podzemní stěny jsou druhem pažení stavebních jam zhotovované především z betonu, který je známý svým časově závislým chováním, způsobeným pozvolným nárůstem pevnostních a pružnostních charakteristik v prvních 28 dnech stáří. V materiálu dochází k jevům známým jako dotvarování a smršťování. Avšak i po uplynutí této doby 28 dní, kdy už je beton považován za plně únosný, dochází k dalším tvarovým změnám. Zatímco smršťování pozorovatelné i na nezátíženém vzorku, dotvarování je závislé na velikosti zatížení.

Při standardním řešení takovéto úlohy se buď dlouhodobé podmínky v čase delším než 28 dní vůbec neuvažují (Obr. 1-1a) a nebo se využívá kombinace dvou elastických prvků (objemový a desko-stěnový - Obr. 1-1b). V této práci je hluboký zářez stabilizovaný trvalými podzemními stěnami řešen odlišným způsobem. Podzemní stěny jsou modelovány pomocí pouze jednoho objemového prvku, pro který není použit elastický, nýbrž pokročilý časově závislý materiálový model (Obr. 1-1c). Konkrétně je aplikován materiálový model „Shotcrete“ (SH model), který byl původně vyvinut pro řešení ostění tunelu ze stříkaného betonu. Právě tento model zahrnuje časově závislé chování (nárůst pružnostních a pevnostních charakteristik, dotvarování a smršťování), díky čemuž nabízí možnost analýzy konstrukce v libovolném čase bez nutnosti kombinovat více prvků.



Obr. 1-1 Znáznornění přístupu k řešení podzemních stěn

Úkolem této diplomové práce je provést analýzu reálné okrajové úlohy několika různými variantami modelování zahrnujícími jak lineárně elastické, tak pokročilé časově závislé materiály. Sledované údaje, kterými jsou vodorovné deformace konstrukce a průběhy ohybových momentů po výšce podzemních stěn, budou poté porovnány a zhodnoceny možnosti použití jednotlivých variant při řešení inženýrských problémů.

Před samotným řešením úlohy hlubokého zářezu jsou popsány jednotlivé časově závislé vlivy působící na konstrukce zhotovené z betonu. Poté je podrobně popsán použitý materiálový model (SH model). Po teoretickém úvodu je SH model použit pro ověření vlivu vstupních parametrů na chování konstrukce, přičemž je na problematiku nahlíženo z několika různých úhlů pohledu (vliv smršťování, dotvarování, velikosti napětí a časového průběhu zatěžování). Následně je provedena kalibrace materiálového modelu pomocí simulace laboratorní zkoušky modelováním s použitím metody konečných prvků. Parametry časově závislého materiálového modelu získané z kalibrace jsou poté použity pro modelování reálné okrajové úlohy s podzemními stěnami.

2 PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM

V dnešní době jsou stavební jámy převážně pažené, neboť svahování zabírá příliš mnoho prostoru a pro zábor okolních pozemků je ekonomicky náročné. Často bývá pažení, zejména hlubokých jam, i rychlejší a tím pádem levnější. Pažení stavební jámy může být dočasné (po ukončení stavebních prací dojde k jejich deaktivaci nebo demontáži) nebo trvalé (stávají se součástí budované konstrukce).

Existuje několik druhů pažení stavebních jam, z nichž některé jsou více používané, jiné méně. Každý způsob pažení má určitá specifika, rozhodující parametry pro správnou volbu typu pažení jsou zejména geologie, hydrogeologické podmínky a požadavky na konstrukci jako celek (ekonomické náklady, deformace, funkce trvalá nebo dočasná). Neméně významně také návrh i cenovou náročnost ovlivňují požadavky na vodotěsnost, zejména pod hladinou podzemní vody nebo v místech s velkým přítokem vody. Druhy pažení nejvíce používané v našich podmínkách jsou:

- Záporové pažení
- Podzemní stěny
- Pilotové stěny
- Mikrozáporové pažení
- Trysková injektáž
- Štětové stěny
- Hřebíkování

Tato práce se zabývá modelováním podzemních stěn, které jsou jedním z druhů pažení a zajištění hlubokých zářezů. Mohou být zhotovené s různými účely: jako těsnící, pažící a nebo konstrukční. Jelikož podzemní stěny tvoří souvislou stěnu, jsou často používány pro svoji těsnící funkci, ať už se jedná o zabránění přítoku vody do jámy nebo naopak zabránění kontaminace okolního prostředí obsahem chemických skládek a jiných provozů ohrožujících životní prostředí. V průběhu své životnosti často mohou také stěny tvořit nejprve pažení stavební jámy a následně se stát obvodovou stěnou suterénu. Budují se buď jako monolitické, na místě betonované, nebo také jako prefabrikované, ač je jejich montáž dražší a pomalejší. Po odtěžení mohou mít monolitické stěny (na rozdíl

od prefabrikovaných) nerovný povrch a v případě, že se stávají obvodovou stěnou finální konstrukce, je nutné jejich povrch po odkopání upravit.

Budování podzemních stěn předchází zpevnění pracovní plochy a zhotovení vodících zídek. Tyto zídky určují polohu budoucí podzemní stěny a zároveň zajišťují výškovou úroveň a stabilitu horní části rýhy. Také poskytují oporu pro hloubení a osazování prvků do rýhy. Její stabilita při těžbě je udržována pažicí bentonitovou (jílovou) suspenzí. Těžba může být prováděna pomocí různých mechanismů, nejčastěji to jsou lanové a hydraulické drapáky (Obr. 2-2), při těžbě v horninách se používají hydrofrézy (Obr. 2-1).



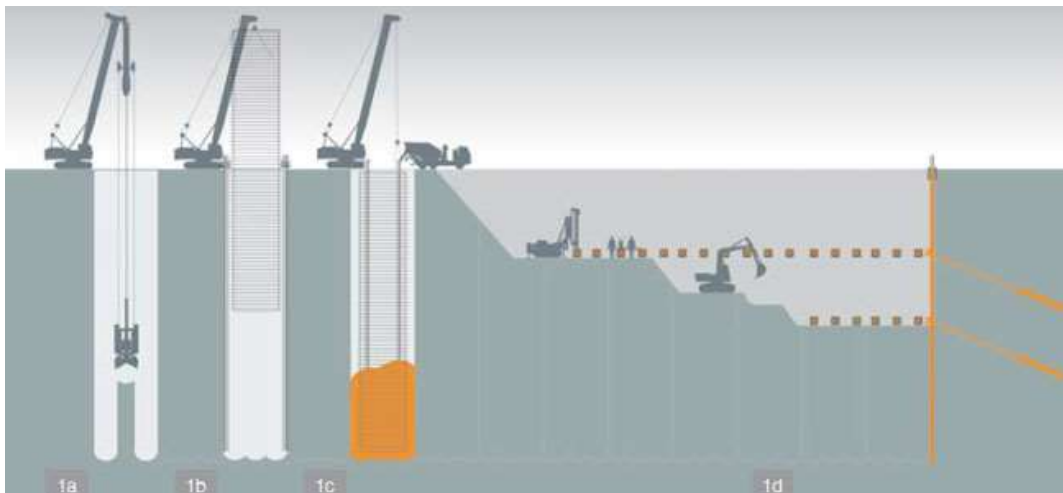
Obr. 2-1 Hydrofréza (zdroj viz kapitola 10) Obr. 2-2 Hydraulický drapák (zdroj viz kapitola 10)

Podzemní stěny se zhotovují v tloušťkách dle návrhu, typicky 400, 600, 800, 1000 mm, v případě potřeby až 1200 mm. Podzemní stěny dosahují hloubek standardně do 30 m (pro použití hydraulického drapáku), při použití hydrofréz mohou dosahovat až hloubky 100 m (v případě použití hydrofréz je nutné nejprve vyhloubit rýhu pod ochranou pažicí suspenze drapákem alespoň do hloubky 3,5-5 m. Celá souvislá podzemní stěna se skládá z jednotlivých lamel, jejichž šířky bývají obvykle do 7 m. Vodotěsnost spár mezi

lamelami je zajištěna pomocí těsnících pásů, které jsou navlečeny do ocelových pažnic tvořících bednění pracovní spáry (tzv. waterstop).

Technologický postup budování monolitické železobetonové podzemní stěny (www.zakladani.cz, Masopust (2018)):

- Těžba jednotlivých záběrů pod ochranou pažicí suspenze (Obr. 2-3: 1a).
- Do vytěžené rýhy je osazen armokoš (vybaven distančními kolečky pro zajištění požadovaného krytí výztuže) a zámkové pažnice s těsnicími pásy (Obr. 2-3: 1b).
- Neprodleně po osazení armokoše se zahájí betonáž lamely podzemní stěny (beton odspodu vytlačuje pažicí suspenzi, která se odčerpává) (Obr. 2-3: 1c).
- Průběžně dochází ke kontrole a čerpání pažicí suspenze vytlačované betonem vzhůru. Pažicí suspenze se po vyčerpání z rýhy čistí případně regeneruje a může být znovu použita pro další rýhu.
- Po zatuhnutí betonu se vytahují koutové pažnice a pokračuje se další lamelou. Při běžném postupu jsou nejprve prováděny primární lamely, následně sekundární lamely umístěné mezi nimi. Primární i sekundární lamely jsou vyztužené.
- Po vyzrání podzemních stěn lze přejít k odkopání, případně kotvení (Obr. 2-3: 1d).



Obr. 2-3 Schéma provádění podzemních stěn (zdroj viz kapitola 9)

3 ČASOVĚ ZÁVISLÉ CHOVÁNÍ BETONU

3.1 Základní charakteristiky betonu

Beton je kompozitní materiál složený z pojiva, plniva a vody. Jako pojivo bývá použit obvykle portlandský cement, funkci plniva zastává písek a šterk a množství použité vody ovlivňuje hydrataci cementu a následnou konzistenci cementové směsi. Tato práce se mechanismem navrhování složení, následnou přípravou čerstvého betonu a způsobem jeho ukládání do forem podrobně zabývat nebude.

Betonem a navrhováním konstrukcí z něj se zabývá Eurokód 2 (norma ČSN EN 1992). Dle této normy se beton rozděluje na obyčejný a vysokopevnostní, přičemž rozhodující je klasifikace materiálu podle pevnostních tříd v tlaku. Označení pevnostní třídy betonu nám přesně řekne, jakou máme pro náš materiál uvažovat charakteristickou pevnost v tlaku. Například, pokud máme beton třídy C20/25, číslo 20 před lomítkem nám říká, že charakteristická hodnota (pětiprocentní kvantil) válcové pevnosti v tlaku f_{ck} je 20 MPa, číslo 25 za lomítkem udává charakteristickou hodnotu krychelné pevnosti v tlaku $f_{ck,cube}$ je 25 MPa. Tyto hodnoty jsou udány pro čas 28 dní, tedy v době, kdy je dosaženo plné pevnosti. Youngův modul pružnosti E je stanoven pro konkrétní třídu betonu také jako konstanta. Konkrétní hodnoty lze pro každou pevnostní třídu dohledat v normě ČSN EN 1992-1-1 (přesně Tabulka 3.1 – Pevnostní a deformační charakteristiky betonu).

Pro všechny třídy betonu dále platí dle normy hodnota Poissonova součinitele ν , která je rovna 0,2 pro neporušený beton nebo 0 pro beton s trhlinami. Druhou neměnnou charakteristikou je také součinitel teplotní délkové roztažnosti α , který se, v případě že nejsou k dispozici přesnější data ze zkoušek, uvažuje roven $10^{-5} K^{-1}$. Tyto dva parametry, ν a α , jsou dle ČSN EN 1992-1-1 konstantní nejen pro všechny třídy betonu, ale také po celou dobu životnosti konstrukce.

Takto lze poměrně přesně definovat vlastnosti betonu v době 28 dní a později. Zrání betonu však nenastává lineárně ani skokově, proto pokud potřebujeme z jakéhokoliv důvodu zjistit aktuální vlastnosti materiálu v čase menším než 28 dní, je nutné použít vztahy a k hodnotě se dopočítat. Podrobnému postupu v souladu s ČSN EN 1992-1-1 se věnují následující podkapitoly 3.1.1, 3.1.2 a 3.1.3.

3.1.1 Tlaková pevnost betonu v čase dle ČSN EN 1992-1-1

Problematicke změn pevnosti betonu v čase se věnuje také norma ČSN EN 1992-1-1. Za pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(t)$ má být dosazována hodnota f_{ck} v 28 dnech v případě, že $t > 28$ dní. Pro $3 < t < 28$ dní se hodnota $f_{ck}(t)$ stanoví dle vztahu (3-1).

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ [MPa]} \quad (3-1)$$

Kde $f_{cm}(t)$ je průměrná pevnost betonu v tlaku v čase t , která lze vypočítat dle vztahu (3-2) převzatého z ČSN EN 1992-1-1 (kapitola 3.1.2, vzorec 3.1).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3-2)$$

Ve vzorci (3-2) je f_{cm} průměrná pevnost betonu v tlaku v čase $t \geq 28$ dní a lze její hodnotu odečíst pro příslušnou pevnostní třídu betonu z tabulky. Součinitel $\beta_{cc}(t)$ je závislý na stáří betonu a parametru s určeným druhem cementu a vypočítá se dle následujícího vztahu (3-3) převzatého z ČSN EN 1992-1-1 (kapitola 3.1.2, vzorec 3.2).

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}} \quad (3-3)$$

Pro hodnoty parametru s platí následující tabulka (Tab. 3-1):

Tab. 3-1 Hodnoty koeficientu s (z ČSN EN 1992-1-1)

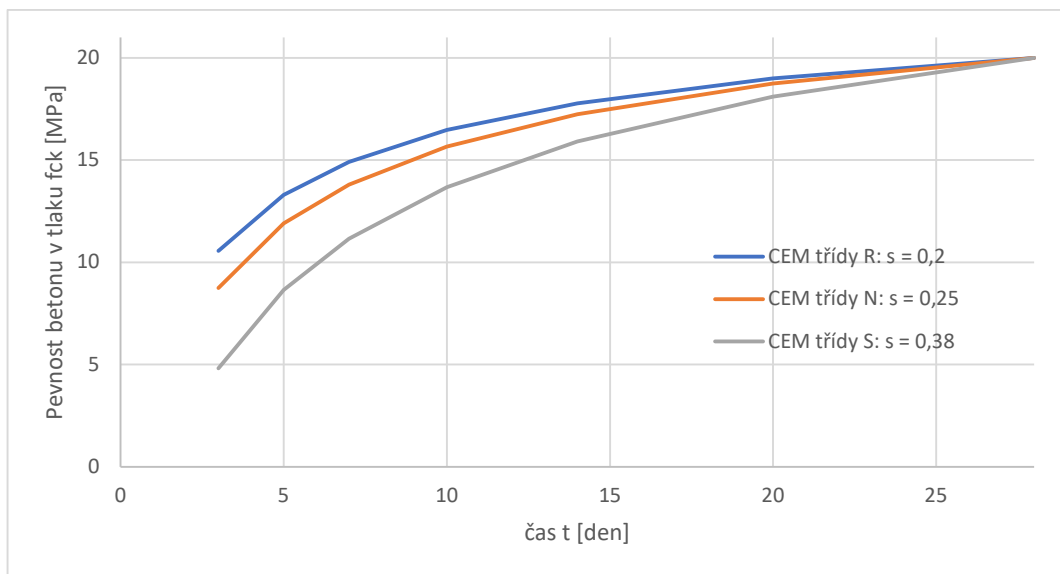
s	třída	označení cementu
0,2	R	CEM 42,5 R
		CEM 52,5 N
		CEM 52,5 R
0,25	N	CEM 32,5 R
		CEM 42,5 N
0,38	S	CEM 32,5 N

Konkrétní praktické použití vzorců uvedených v normě nabízí tabulka (Tab. 3-2). Pro ilustraci normového postupu je použit beton C20/25, ačkoliv lze postup aplikovat na všechny třídy betonu, které norma rozeznává. Beton C20/25 má charakteristickou

tlakovou pevnost $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ a průměrnou tlakovou pevnost $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28 \text{ MPa}$. Po postupné aplikaci předešlých vztahů (3-3), (3-2) a (3-1) získáme hodnoty tlakové pevnosti ve vybraných časech. Pro lepší znázornění jsou navíc hodnoty vyneseny do grafu (Obr. 3-1), kde můžeme mimo jiné pozorovat i rozdíly, které přináší použití různých tříd cementu. Přestože v čase 28 dní dosahují pevnosti pro různé cementy stejné hodnoty (zde průměrná tlaková pevnost 28 MPa), časový průběh se značně liší. Cement třídy R je klasifikován jako rychle tvrdnoucí, proto je také nárůst pevnosti rychlejší oproti cementu třídy N (normálně tvrdnoucí) a výrazně rychlejší proti cementu třídy S (pomalu tvrdnoucí). Graf (Obr. 3-1) je vykreslován až od času 3 dny z důvodu omezení platnosti normového vztahu. Norma ČSN EN 1992-1-1 doporučuje v případě potřeby zjištění tlakové pevnosti v čase $t < 3 \text{ dny}$ provedení prosté tlakové zkoušky na zkušebních tělesech a v dalším návrhu použití laboratorně stanovených hodnot.

Tab. 3-2 Hodnoty tlakové pevnosti ve vybraných časech pro beton C20/25

C20/25: f _{cm} = 28 MPa	CEM třídy R: s = 0,2			CEM třídy N: s = 0,25			CEM třídy S: s = 0,38			
t [den]	β _{cc} (t)	f _{cm} (t) [MPa]	f _{ck} (t) [MPa]	β _{cc} (t)	f _{cm} (t) [MPa]	f _{ck} (t) [MPa]	s	β _{cc} (t)	f _{cm} (t) [MPa]	f _{ck} (t) [MPa]
3	0,663	18,563	10,563	0,598	16,751	8,751	0,38	0,458	12,824	4,824
5	0,761	21,304	13,304	0,711	19,898	11,898	0,38	0,595	16,659	8,659
7	0,819	22,924	14,924	0,779	21,806	13,806	0,38	0,684	19,148	11,148
10	0,874	24,472	16,472	0,845	23,662	15,662	0,38	0,774	21,679	13,679
14	0,920	25,774	17,774	0,902	25,246	17,246	0,38	0,854	23,922	15,922
20	0,964	26,993	18,993	0,955	26,746	18,746	0,38	0,933	26,117	18,117
28	1,000	28,000	20,000	1,000	28,000	20,000	0,38	1,000	28,000	20,000



Obr. 3-1 Graf nárůstu pevnosti v tlaku pro beton C20/25

3.1.2 Tahová pevnost betonu v čase dle ČSN EN 1992-1-1

Vývoj tahové pevnosti betonu v čase je (dle ČSN EN 1992-1-1) závislý na podmínkách ošetřování a vysychání a také na rozměrech prvků. Pro výpočet tahové pevnosti je zapotřebí znát hodnotu $\beta_{cc}(t)$, která se vypočítá stejně jako pro tlakovou pevnost (3-3) a dosadí se do vzorce (3-4).

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (3-4)$$

Kde f_{ctm} je průměrná hodnota pevnosti v tahu pro konkrétní třídu betonu a hodnota součinitele $\alpha = 1$ pro čas $t < 28$, $\alpha = 2/3$ pro čas $t \geq 28$ dní.

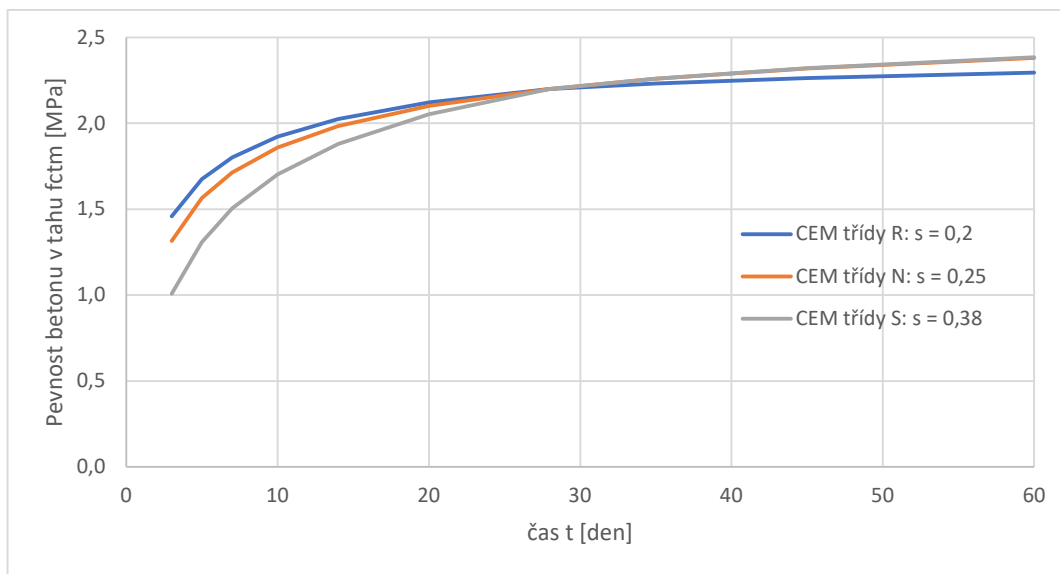
Konkrétní použití shrnuje tabulka (Tab. 3-3) a graf (Obr. 3-2). Nárůst průměrné tahové pevnosti f_{ctm} v čase je do jisté míry podobný nárůstu f_{cm} v čase. Je řízen stejným parametrem $\beta_{cc}(t)$ a závislý na tahové pevnosti v čase 28 dní. Na rozdíl od tlakové pevnosti, jejímž limitem je charakteristická tlaková pevnost v čase 28 dní a po této době již dále nenarůstá, tahová pevnost se vyvíjí i po 28 dnech. Její zvýšení je nadále pozorovatelné, přestože již nedosahuje takové rychlosti jako na počátku. Tento jev má za následek součinitel α , jehož hodnota, jak již bylo zmíněno dříve, se v čase větším než 28 dní mění z 1 na 2/3. Navíc norma neomezuje platnost těchto vztahů hodnotou 3 dny, jako

tomu bylo v případě tlakové pevnosti, platí proto již od času $t = 0$, lze tedy dopočítat její hodnoty. V tabulce je spočítána i hodnota f_{ctk} , čímž je v tomto případě myšlena charakteristická hodnota (5% kvantil) $f_{ctk;0,05}$, která je zjednodušeně počítána jako $0,7 \cdot f_{ctm}$. Tato hodnota se však do výpočtů příliš často nepoužívá, proto je v grafu znázorněna používanější hodnota f_{ctm} .

V grafu (Obr. 3-2) také vidíme rozdíly mezi třídami cementů. Přestože se nám při pozorování vývoje tlakové pevnosti mohlo zdát, že musí být vždy výhodnější cement třídy R, neboť dosahuje vyšších tlakových pevností v kratším čase, v případě tahové pevnosti to není jednoznačné. Ačkoliv tahová pevnost, stejně jako tlaková, narůstá v čase rychleji pro rychle tvrdnoucí cement, její hodnota je po 28 dnech víceméně ustálená a dále se nevyvíjí. Naopak pomalu tvrdnoucí cement má nárůst pomalejší, ale po 28 dnech jeho hodnota nadále stoupá a dosahuje vyšších (a tedy příznivějších) hodnot než pro cement rychletvrdnoucí. Výběr cementu tedy závisí na prioritách a na konkrétním způsobu použití.

Tab. 3-3 Hodnoty tahové pevnosti ve vybraných časech pro beton C20/25

C20/25: f _{ctm} = 2,2 MPa	CEM třídy R: s = 0,2			CEM třídy N: s = 0,25			CEM třídy S: s = 0,38			
t [den]	β _{cc} (t)	f _{ctm} (t) [MPa]	f _{ctk} (t) [MPa]	β _{cc} (t)	f _{ctm} (t) [MPa]	f _{ctk} (t) [MPa]	s	β _{cc} (t)	f _{ctm} (t) [MPa]	f _{ctk} (t) [MPa]
3	0,663	1,459	1,021	0,598	1,316	0,921	0,38	0,458	1,008	0,705
5	0,761	1,674	1,172	0,711	1,563	1,094	0,38	0,595	1,309	0,916
7	0,819	1,801	1,261	0,779	1,713	1,199	0,38	0,684	1,504	1,053
10	0,874	1,923	1,346	0,845	1,859	1,301	0,38	0,774	1,703	1,192
14	0,920	2,025	1,418	0,902	1,984	1,389	0,38	0,854	1,880	1,316
20	0,964	2,121	1,485	0,955	2,102	1,471	0,38	0,933	2,052	1,436
28	1,000	2,200	1,540	1,000	2,200	1,540	0,38	1,000	2,200	1,540
35	1,021	2,231	1,562	1,027	2,259	1,581	0,38	1,041	2,260	1,582
45	1,043	2,263	1,584	1,054	2,319	1,623	0,38	1,084	2,321	1,625
60	1,065	2,295	1,606	1,082	2,381	1,667	0,38	1,128	2,384	1,669



Obr. 3-2 Graf nárůstu pevnosti v tahu pro beton C20/25

3.1.3 Pružnost betonu v čase dle ČSN EN 1992-1-1

Podobně jako pevnosti v tahu a tlaku, se i modul pružnosti betonu v čase vyvíjí. Jeho konečná hodnota je závislá na složení betonu a modulu pružnosti jednotlivých složek, přibližné hodnoty lze znovu pro konkrétní třídu betonu nalézt v normě. V čase dochází k pozvolnému nárůstu modulu pružnosti $E_{cm}(t)$ v závislosti na tlakové pevnosti $f_{cm}(t)$. Následující vzorec (3-5) pro výpočet hodnoty modulu pružnosti je převzat z normy (ČSN EN 1992-1-1, kapitola 3.1.2, vzorec 3.5).

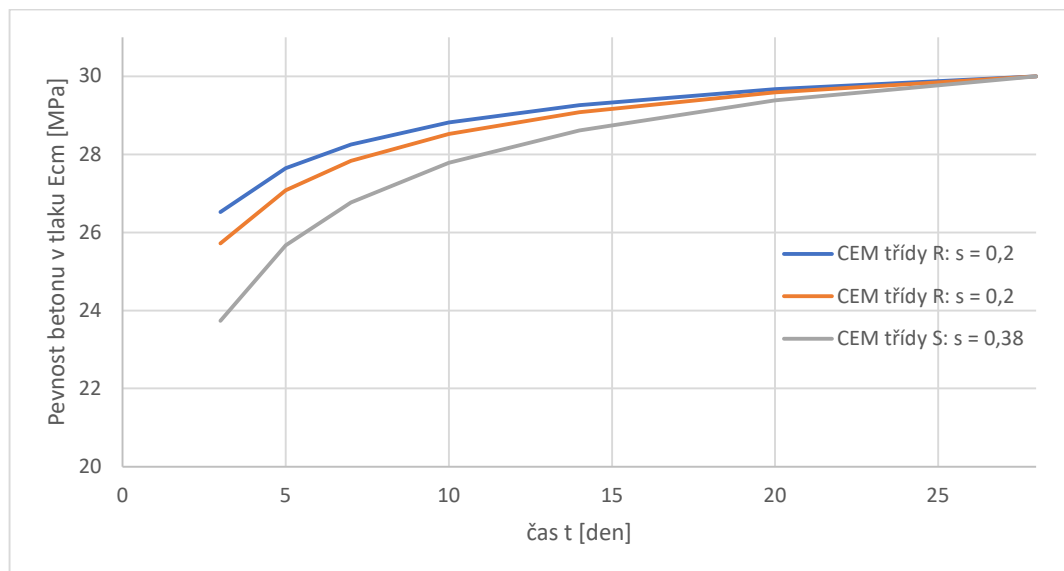
$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3-5)$$

Pro ilustraci postupu bude znovu použit beton C20/25, abychom měli porovnání hodnot kompletní. Hodnota E_{cm} je pro beton C20/25 rovna 30 MPa, hodnoty $f_{cm}(t)$ byly převzaty z předchozího výpočtu tlakové pevnosti. Jednotlivé vypočtené hodnoty jsou zapsány v tabulce (Tab. 3-4) a následně znázorněny v grafu (Obr. 3-3). Křivka vývoje modulu pružnosti vykazuje stejné charakteristiky jako vývoj tlakové pevnosti. Vzhledem k tomu, že je modul pružnosti závislý na hodnotě $f_{cm}(t)$, která je omezena hodnotou 3 dny, je stejným způsobem omezen i modul pružnosti E_{cm} . V čase 28 dní je hodnota rovna

maximální a již nedochází k dalším změnám, respektive nejsou tyto změny do výpočtu konstrukce zohledněny.

Tab. 3-4 Hodnoty modulu pružnosti ve vybraných časech pro beton C20/25

C20/25:	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$			$E_{cm} = 30 \text{ MPa}$							
	CEM třídy R: $s = 0,2$			CEM třídy N: $s = 0,25$			CEM třídy S: $s = 0,38$				
	t [den]	$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$ [MPa]	$E_{cm}(t)$ [MPa]	$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$ [MPa]	$E_{cm}(t)$ [MPa]	s	$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$ [MPa]	$E_{cm}(t)$ [MPa]
	3	0,663	18,563	26,520	0,598	16,751	25,715	0,38	0,458	12,824	23,734
	5	0,761	21,304	27,639	0,711	19,898	27,078	0,38	0,595	16,659	25,673
	7	0,819	22,924	28,253	0,779	21,806	27,832	0,38	0,684	19,148	26,768
	10	0,874	24,472	28,812	0,845	23,662	28,523	0,38	0,774	21,679	27,783
	14	0,920	25,774	29,264	0,902	25,246	29,082	0,38	0,854	23,922	28,616
	20	0,964	26,993	29,672	0,955	26,746	29,591	0,38	0,933	26,117	29,380
	28	1,000	28,000	30,000	1,000	28,000	30,000	0,38	1,000	28,000	30,000

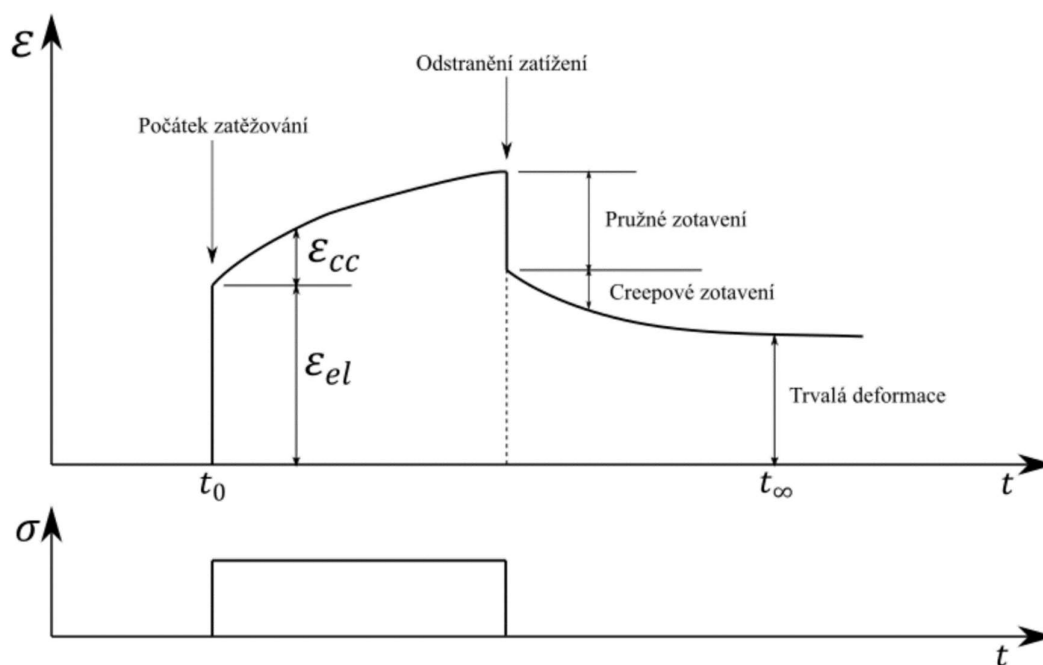


Obr. 3-3 Graf nárůstu modulu pružnosti v čase pro beton C20/25

3.2 Dotvarování betonu – creep

Dotvarování, na rozdíl od druhého souvisejícího jevu smršťování, je závislé na zatížení, konkrétně na jeho velikosti, době trvání a zralosti betonu v momentě zatížení. Na obrázku (Obr. 3-4) je zřetelné, jakým způsobem ke creepové deformaci dochází. Na svislé ose máme znázorněné poměrné přetvoření ε , na vodorovné ose čas t . V čase t_0 nastává počátek zatěžování a je vyvozena okamžitá pružná poměrná deformace ε_{el} . Teprve po nanesení zatížení může začít docházet ke creepovému chování, jedná se o zvětšování

hodnoty deformace při konstantním zatížení a s tím souvisejícího napětí v materiálu σ . V dolní části obrázku je znázorněn průběh vyvozovaného napětí v betonu.



Obr. 3-4 Creepová deformace (upraveno dle MacGregor (1997))

Pokud bychom měli materiál, který se chová dokonale pružně, byl by průběh poměrné deformace odpovídající k hodnotě vyvozovaného napětí dle Hookova zákona. Beton ovšem (stejně jako zemina) není materiál, který by se choval dokonale lineárně elasticky, při mechanickém zatěžování je jeho chování nelineární a lze na něj aplikovat Hookův zákon pouze v omezené míře. Dalším zdrojem nelinearity je časově závislé chování, kdy je závislost creepové deformace ε_{cc} na čase nelineární, což je patrné z obrázku (Obr. 3-4). Přesný průběh takové nelineární křivky definují konkrétní materiálové modely (materiálový model používaný v této práci je detailně popsán v kapitole 4).

Nejvyšší rychlost má creepová deformace na počátku působení zatížení, postupně se pak její hodnota snižuje až k nule, které dosáhne v momentě dosažení maximální hodnoty deformace, tedy v čase t_∞ . Tato závislost platí pro situaci, kdy je konstrukce zatěžována konstantním napětím po celou dobu životnosti. Pokud ovšem dojde k odtížení nebo úplnému odstranění zatížení, nastává opět pružná deformace (pružné odtížení) úměrná změně napětí dle Hookova zákona a následuje další creepová deformace. Tato creepová

deformace je znovu nelineární, směřující do nekonečna. Přetvoření, které zůstane v konstrukci i po odstranění zatížení, je trvalé a nelze ho již nikdy zcela eliminovat, přestože ho navazující creepová deformace až do konce životnosti konstrukce lehce snižuje.

3.2.1 Creep dle ČSN EN 1992

Z platných českých norem se creepovým chováním betonu zabývá ČSN EN 1992-1-1 v kapitole 3.1.4. Velikost poměrného přetvoření vyvolaného dotvarováním betonu ε_{cc} je přímo závislá na součiniteli dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ v čase $t = \infty$, jehož velikost dle normy může nabývat hodnot 0 až 7. Konkrétní hodnota použitelná pro daný případ je závislá na okolní vlhkosti, rozměrech prvku a na složení betonu. Nezanedbatelným faktorem je také nástup, velikost a trvání zatížení. V případě, že nepotřebujeme vysokou přesnost, lze použít pro zjištění součinitele dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ graf z obrázku uvedeného v normě (ČSN EN 1992-1-1, kapitola 3.1.4, Obrázek 3.1).

Je však nutné upozornit na skutečnost, že norma uvažuje pouze dotvarování při tlakovém namáhání. Případy creepového chování tažených vláken norma neumí postihnout, což může působit problémy například u ohýbaných prvků, kde jsou na jedné straně vlákna tlačena a na druhé naopak tažena. Podobný problém s normovými vztahy nastává v případě změny zatížení v průběhu životnosti konstrukce a lze spočítat pouze uvažovanou velikost dotvarování betonu ze znalosti aktuální napjatosti v čase. Skutečnost, že nám historie změny napětí, zejména pak zatížení a následné odtížení, způsobuje nevratné změny a výrazně ovlivňuje aktuální stav deformace, norma neuvažuje.

Vztah (3-6), převzatý ČSN EN 1992-1-1 (kapitola 3.1.4, vzorec 3.6), lze použít pro tlakové namáhání $\sigma_c(t_0) \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, E_c je tečnový modul, který lze zjednodušeně uvažovat jako $1,05E_{cm}$.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3-6)$$

V případě, kdy $\sigma_c(t_0) > 0,45f_{ck}(t_0)$, je nutné vztah (3-6) modifikovat na (3-7).

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi_k(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3-7)$$

Kde $\varphi_k(\infty, t_0)$ je nelineární součinitel dotvarování a vypočítá se dle vzorce (3-8).

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45))} \quad (3-8)$$

Ve vzorci (3-8) se vyskytuje součinitel k_σ , který je definován jako poměr napětí a pevnosti a vypočítá se dle vzorce (3-9).

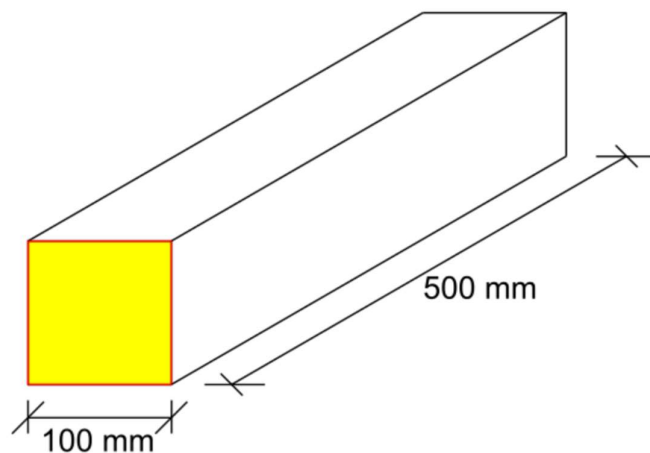
$$k_\sigma = \frac{\sigma_c(t_0)}{f_{cm}(t_0)} \quad (3-9)$$

Jak již bylo zmíněno, lze součinitel dotvarování odečíst z grafu, nebo vypočítat (dle informativní Přílohy B normy ČSN EN 1992-1-1). Postup stanovení součinitele dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ a $\varphi(t, t_0)$ je popsán a proveden na ilustrativním příkladě popsaném na následujících řádcích.

Protože v další kapitole popisující materiálový model bude pro zkoumání vlivů volby creepových parametrů použit kvádr o rozměrech 100x100x500 mm, je volen i zde, abychom dosáhli jistého porovnání. Kvádr bude zatěžován čtyřbodovým ohybem, přičemž v horních i dolních vláknech jsou voleny různé úrovně napětí. Jako materiál je volen vysokopevnostní beton odpovídající třídě C60/75 s pevností v tlaku 60 MPa. Těleso je zobrazeno na obrázku (Obr. 3-5). Je vhodné začít výpočtem náhradního rozměru prvku h_0 dle vzorce (3-10).

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2a^2}{4a} = \frac{2 \cdot 100 \cdot 100}{4 \cdot 100} = 50,00 \text{ mm} \quad (3-10)$$

V něm je A_c definována jako plocha průřezu (znázorněná žlutou barvou na Obr. 3-5), u je obvod prvku vystavený okolnímu prostředí. Ilustrační kvádr je vystaven vysychání ze všech stran, proto lze A_c definovat jako plochu průřezu a obvod u je roven hodnotě $4a$.



Obr. 3-5 Znáznornění A_c a h_0 na kvádru

Náhradní rozměr prvku h_0 použijeme v následujícím vzorci (3-11) pro výpočet φ_{RH} (součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování). Vlhkost okolního vzduchu budeme uvažovat $RH = 80\%$ (zejména pro pozdější kontrolu vypočítaných údajů z grafu, které jsou k dispozici pro hodnoty vlhkosti vzduchu 50 % a 80 %). Následující vzorec (3-11) platí pro betony ve kterých je $f_{cm} < 35MPa$.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad (3-11)$$

Pevnost betonu v tomto ilustrativním příkladě je však vyšší ($f_{cm} > 35MPa$), proto se vypočte φ_{RH} dle upraveného vzorce (3-12).

$$\begin{aligned} \varphi_{RH} &= \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \\ &= \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \sqrt[3]{50}} \cdot 0,628 \right] \cdot 0,876 = 1,174 \end{aligned} \quad (3-12)$$

Ve kterém se α_1 a α_2 vypočítají dle (3-13).

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{68} \right]^{0,7} = 0,628 \quad (3-13)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{68} \right]^{0,2} = 0,876$$

Dále provedeme výpočet součinitelů β , konkrétně $\beta(f_{cm})$ a $\beta(t_0)$. Čas nanesení zatížení t_0 zvolíme 28 dní.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{68}} = 2,037 \quad (3-14)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,20})} = 0,488 \quad (3-15)$$

Nyní máme všechny potřebné hodnoty pro výpočet základního součinitele dotvarování φ_0 (3-16).

$$\begin{aligned} \varphi_0 &= \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,174 \cdot 2,037 \cdot 0,488 \\ &= 1,168 \end{aligned} \quad (3-16)$$

Zbývá poslední část výpočtu, tedy vyčíslit součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení $\beta_c(t, t_0)$ a jemu předcházející β_H dle (3-17).

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad (3-17)$$

Tento vztah (3-17) lze použít v případě, že máme $f_{cm} \leq 35MPa$, v opačném případě je nutné vztah modifikovat (3-18) a α_3 se vypočte dle (3-19).

$$\begin{aligned}\beta_H &= 1,5 \cdot [1 + (0,012 RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \\ &= 1,5[1 + (0,012 \cdot 80)^{18}] \cdot 50 + 250 \cdot 0,717 = 290,33\end{aligned}\quad (3-18)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{68} \right]^{0,5} = 0,717 \quad (3-19)$$

Se znalostí hodnoty β_H postoupíme k vyčíslení $\beta_c(t, t_0)$ dle (3-20). Uvažovaný okamžik t zvolíme roven 100 dnům.

$$\begin{aligned}\beta_c(t, t_0) &= \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{(100 - 28)}{290,33 + 100 - 28} \right]^{0,3} \\ &= 0,616\end{aligned}\quad (3-20)$$

Součinitel dotvarování pro konkrétní časový okamžik $\varphi(100,28)$ je roven

$$\varphi(100,28) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,168 \cdot 0,616 = 0,720.$$

Tímto postupem lze také vypočítat součinitel creepové deformace $\varphi(\infty, t_0)$. Je však nutné provést matematickou úvahu. V případě, že bude do vzorce (3-20) dosazeno $t = \infty$, získáme (3-21).

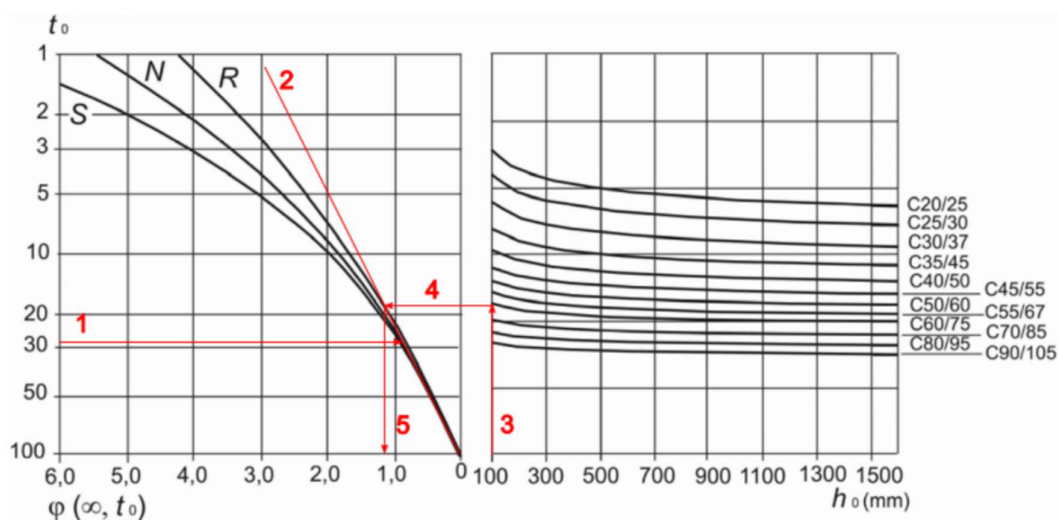
$$\beta_c(t, t_0) = \lim_{t \rightarrow \infty} \left[\frac{\infty}{\infty} \right]^{0,3} = 1 \quad (3-21)$$

Následně vidíme, že v čase $t = \infty$ se hodnota $\varphi(\infty, t_0)$ bude rovnat hodnotě základního součinitele dotvarování φ_0 dle (3-22).

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, t_0) = 1,168 \cdot 1 = 1,168 \quad (3-22)$$

V ilustrativním příkladě jsme dospěli k hodnotě $\varphi(\infty, t_0) = 1,168$. Pro kontrolu dosažených výsledků provedeme odečtení z grafu (ČSN EN 1992-1-1, kapitola 3.1.4, Obrázek 3.1). Vlhkost $RH = 80\%$ byla zvolena účelově, aby mohl být použit graf a).

Postup je znázorněn graficky na Obr. 3-6. V levé části grafu na svislé ose vybereme čas aplikace zatížení t_0 (zde 28 dní) a provedeme vodorovnou linii (1), v místě dotyku s požadovanou křivkou dle třídy cementu (zde zvolen N) provedeme sečnu procházející počátkem souřadnicového systému (2), dále v pravé části grafu vybereme na vodorovné ose hodnotu h_0 (v našem případě máme hodnotu 50 mm, která v grafu obsažena není, proto s vědomím určité chyby vybíráme nejbližší hodnotu, tedy 100 mm) a provedeme svislou linii (3). V místě styku s křivkou pro uvažovanou třídu betonu (C60/75) provedeme znovu vodorovnou linii směrem doleva (4) a z průsečíků linie 2 a 4 vedeme svislou linii (5) na jejímž průsečíku s vodorovnou osou levé části grafu odečítáme hledanou hodnotu $\varphi(\infty, t_0)$. Hodnotu odečtenou z grafu lze porovnat s vypočítanou hodnotou. Odečtená hodnota $\varphi(\infty, t_0) = 1,2$, vypočítaná hodnota $\varphi(\infty, t_0) = 1,168$, což v našem ilustrativním příkladě dělá odchylku zhruba 3 %. Odchylka je způsobena především nemožností odečítat z grafu součinitel dotvarování s vyšší přesností a příliš nízkou hodnotou h_0 , kterou graf neuvažuje. Pro odhad parametru je tato odchylka jistě dostačující, pro přesné stanovení norma ČSN EN 1992-1-1 doporučuje výpočet uvedený v informativní příloze B, který byl ilustrativně proveden výše.



Obr. 3-6 Odečtení parametru φ z grafu (převzato a doplněno z ČSN EN 1992-1-1)

Stejně tak, jak je možné vypočítat celkovou creepovou deformaci v konstrukci, lze pomocí parametru $\varphi(t, t_0)$ vyčísleného pro různé momenty spočítat odpovídající poměrná přetvoření $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ a jejich hodnoty zobrazit graficky.

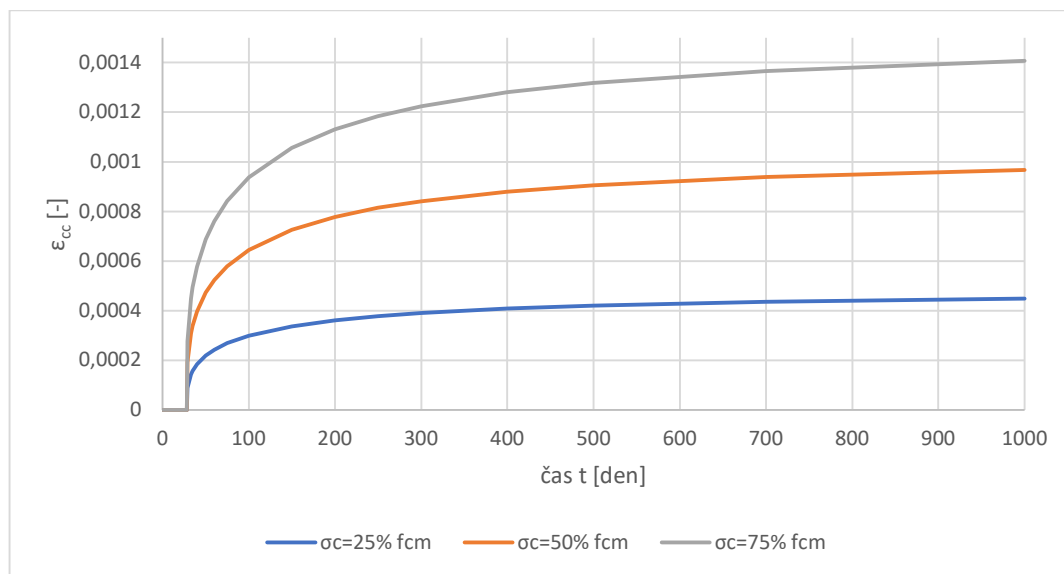
Konečná hodnota creepové deformace se vypočte podle vztahu (3-7) a jeho modifikace (3-8). Napětí volíme ve třech úrovních: 25 % f_{cm} , 50 % f_{cm} , 75 % f_{cm} , respektive zde v konkrétním příkladu 17 MPa, 34 MPa a 51 MPa.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) &= \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \\
 &= 1,168 \cdot \left(\frac{17}{1,05 \cdot 39000} \right) = 4,849 \cdot 10^{-4} \text{ pro } \sigma_c \\
 &= 25 \%f_{cm} \\
 &= 1,168 \cdot e^{\left(1,5 \cdot \left(\frac{34}{68} - 0,45 \right) \right)} \cdot \left(\frac{34}{1,05 \cdot 39000} \right) \quad (3-23) \\
 &= 10,453 \cdot 10^{-4} \text{ pro } \sigma_c = 50 \%f_{cm} \\
 &= 1,168 \cdot e^{\left(1,5 \cdot \left(\frac{51}{68} - 0,45 \right) \right)} \cdot \left(\frac{51}{1,05 \cdot 39000} \right) \\
 &= 22,813 \cdot 10^{-4} \text{ pro } \sigma_c = 75 \%f_{cm}
 \end{aligned}$$

Časový průběh vývoje těchto hodnot shrnuje tabulka Tab. 3-5. Na souvisejícím grafu (Obr. 3-7) je vidět, že od počátku až do času 28 dní je creepová deformace rovna nule. Teprve po zatížení ($t_0 = 28$ dní) se může creepová deformace vyvíjet. Také je vidět nárůst přetvoření s narůstající hodnotou zatížení.

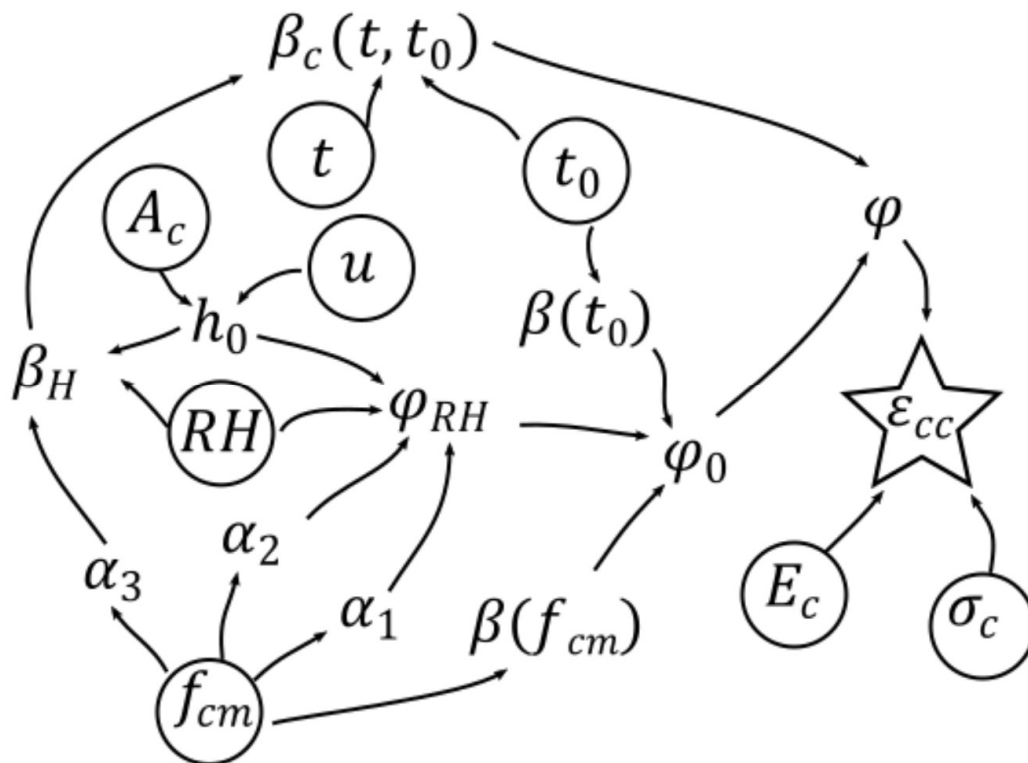
Tab. 3-5 Časový vývoj creepové deformace dle normy

t [den]	$\beta_{cc}(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$\sigma_c = 25\% f_{cm}$	$\sigma_c = 50\% f_{cm}$	$\sigma_c = 75\% f_{cm}$
			$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$
0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0
29	0,182	0,213	8,84E-05	1,91E-04	2,77E-04
33	0,294	0,344	1,43E-04	3,08E-04	4,48E-04
35	0,325	0,379	1,58E-04	3,40E-04	4,94E-04
40	0,380	0,444	1,84E-04	3,97E-04	5,78E-04
50	0,451	0,527	2,19E-04	4,72E-04	6,86E-04
60	0,500	0,584	2,43E-04	5,23E-04	7,61E-04
75	0,554	0,647	2,69E-04	5,79E-04	8,42E-04
100	0,616	0,720	2,99E-04	6,44E-04	9,37E-04
150	0,694	0,811	3,37E-04	7,26E-04	1,06E-03
200	0,743	0,869	3,61E-04	7,77E-04	1,13E-03
250	0,778	0,909	3,77E-04	8,14E-04	1,18E-03
300	0,804	0,940	3,90E-04	8,41E-04	1,22E-03
400	0,841	0,983	4,08E-04	8,80E-04	1,28E-03
500	0,866	1,012	4,20E-04	9,06E-04	1,32E-03
700	0,898	1,049	4,36E-04	9,39E-04	1,37E-03
1000	0,925	1,080	4,49E-04	9,67E-04	1,41E-03



Obr. 3-7 Grafické znázornění časového vývoje creepové deformace dle normy

Pro lepší znázornění postupu výpočtu byl vytvořen následující diagram (Obr. 3-8). Parametry zobrazené v kroužcích jsou hodnoty vstupující do výpočtu, hvězdičkou označený parametr ε_{cc} je cílová hodnota creepové poměrné deformace.

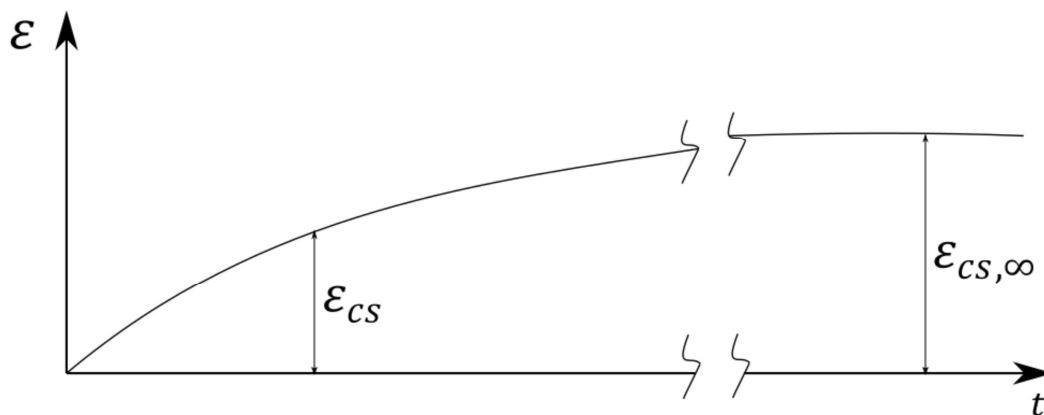


Obr. 3-8 Diagram výpočtu creepové deformace

3.3 Smršťování betonu

Termínem smršťování se rozumí zmenšování objemu betonu během tvrdnutí a vysychání za konstantní teploty. K smršťování dochází nezávisle na hodnotě zatížení po celou dobu životnosti konstrukce. Průběh smršťování je závislý na vlhkosti okolního prostředí a také na složení betonu. Ten, který je vyroben z hrubšího kameniva, má menší plochu povrchu částic a je tedy méně náchylný ke smršťování než beton s obsahem menších částic (MacGregor (1997)).

Ilustrativní průběh smršťování nezatíženého vzorku je zobrazen na obrázku (Obr. 3-9). Je patrné, že nejrychleji ke smršťování dochází na počátku životnosti, naopak na konci životnosti se deformace ε_{cs} blíží konečné deformaci $\varepsilon_{cs,\infty}$ a rychlost jejího přírůstku se blíží k nule.



Obr. 3-9 Průběh smršťování (upraveno dle MacGregor (1997))

3.3.1 Smršťování dle ČSN EN 1992-1-1

Norma (ČSN EN 1992-1-1 článek 3.1.4) dělí smršťování na dvě části, poměrné smršťování vysycháním ε_{cd} (probíhá pomalu po celou životnost konstrukce) a poměrné autogenní smršťování ε_{ca} (je lineární funkcí pevnosti betonu a jeho hlavní část vzniká v počátečních dnech tvrdnutí betonu). Celkové poměrné smršťování ε_{cs} lze spočítat dle vztahu (3-24).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3-24)$$

V této normě ČSN EN 1992-1-1 také nalezneme postup, jak stanovit konečné poměrné smršťování $\varepsilon_{cs,\infty}$, přičemž základními proměnnými tohoto výpočtu jsou relativní vlhkost, pevnostní třída betonu a tloušťka konstrukce (konkrétně se jedná o článek 3.1.4 s odkazem na informativní přílohu B.2).

Výpočet deformace od smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-1 bude stejně jako v případě creepu demonstrován na konkrétním příkladě. Zvoleno je stejné těleso, tedy kvádr o rozměrech 100x100x500 mm, zhotovené z betonu C60/75. Protože smršťování není závislé na zatížení, je těleso volně uloženo v prostředí s relativní vlhkostí 80 %. Stejně jako v případě creepu je vhodné začít nejprve výpočtem náhradního rozměru průřezu (3-25).

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2a^2}{4a} = \frac{2 \cdot 100 \cdot 100}{4 \cdot 100} = 50,00 \text{ mm} \quad (3-25)$$

Následuje stanovení časového vlivu $\beta_{ds}(t, t_s)$ dle následujícího vztahu (3-26) převzatého z normy ČSN EN 1992-1-1 (kapitola 3.1.4 vzorec 3.10).

$$\begin{aligned} \beta_{ds}(t, t_s) &= \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \\ &= \frac{(100 - 13)}{(100 - 13) + 0,04\sqrt{50^3}} = 0,994 \end{aligned} \quad (3-26)$$

Kde t je čas ve kterém počítáme smršťování a t_s je čas kdy začíná docházet ke smršťování, který je stanoven jako čas konce ošetřování betonu. Zkoumaný časový okamžik bude 100 dní a konec ošetřování 13 dní. Vztahy pro stanovení poměrného přetvoření od smršťování vysycháním nalezneme v příloze B.2. Nejprve určíme β_{RH} z (3-27).

$$\begin{aligned} \beta_{RH} &= 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] \\ &= 0,756 \end{aligned} \quad (3-27)$$

Následně můžeme přistoupit k výpočtu $\varepsilon_{cd,0}$ dle (3-28).

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \\ &= 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot e^{(-0,12 \cdot \frac{68}{10})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 0,756 \\ &= 1,876 \cdot 10^{-4} \end{aligned} \quad (3-28)$$

Součinitelé α_{ds1} a α_{ds2} závisejí na druhu cementu a jsou zobrazeny v Tab. 3-6, $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$ (pevná hodnota).

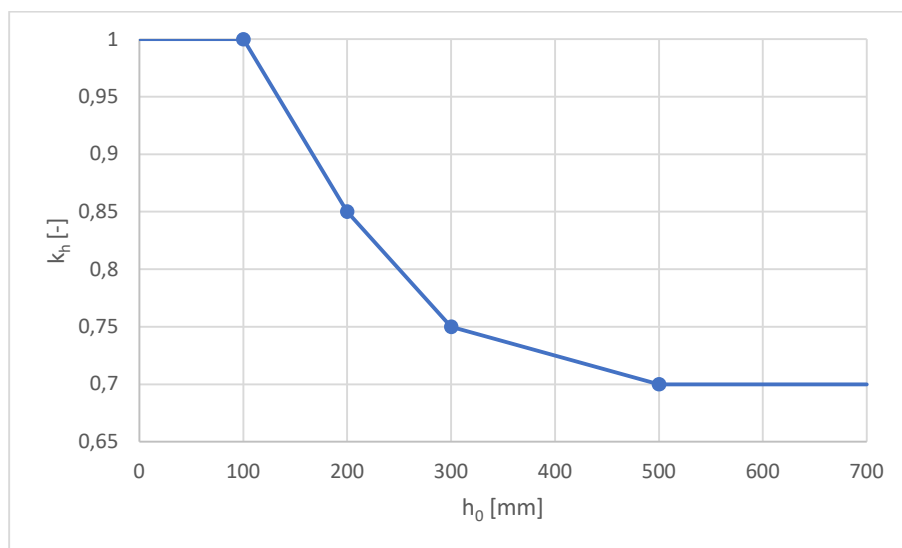
Tab. 3-6 Hodnota součinitelů α_{ds1} a α_{ds2}

cement	α_{ds1}	α_{ds2}
S	3	0,13
N	4	0,12
R	6	0,11

Pro výpočet $\varepsilon_{cd}(t)$ je ještě nutné zjistit hodnotu součinitele k_h . Závislost tohoto součinitele na hodnotě h_0 je převzata z normy (ČSN EN 1992-1-1, kapitola 3.1.4, Tabulka 3.3) a zobrazena v Tab. 3-7 a graficky také na Obr. 3-10.

Tab. 3-7 Závislost součinitele k_h na náhradní tloušťce h_0

h_0 [mm]	k_h [-]
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70



Obr. 3-10 Grafické zobrazení závislosti součinitele k_h na náhradní tloušťce h_0

Hodnota poměrného smrštění vysycháním se určí dle (3-29).

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{cd}(t, t_s) &= \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd}(\infty, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \\
&= 0,994 \cdot 1,0 \cdot 1,876 \cdot 10^{-4} = 1,865 \cdot 10^{-4}
\end{aligned}
\tag{3-29}$$

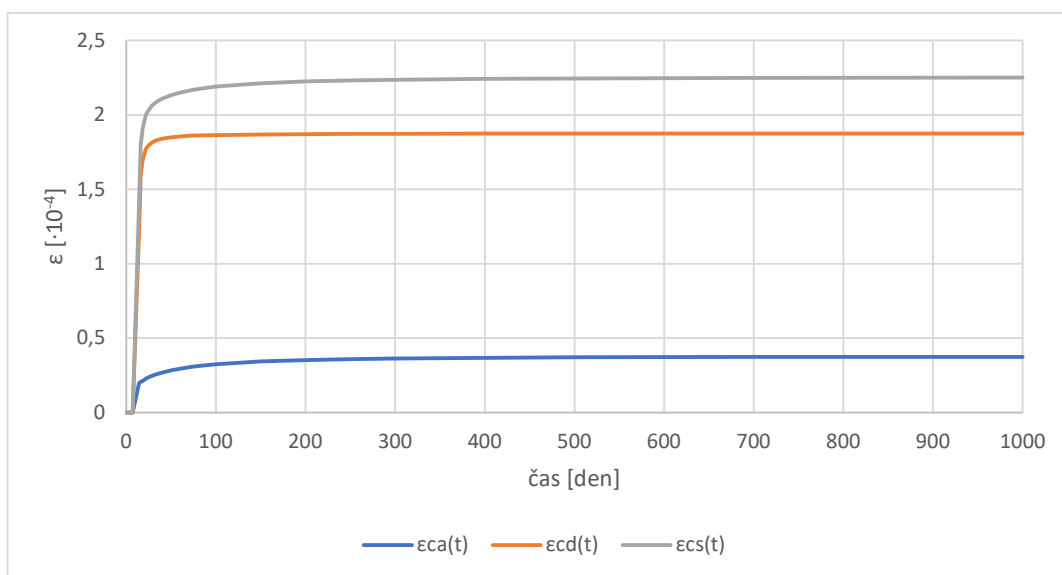
Poměrné autogenní smršťování $\varepsilon_{ca}(t)$ je závislé pouze na pevnosti betonu a uvažovaném čase.

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\
&= (1 - e^{-0,2 \cdot t^{0,5}}) \cdot 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\
&= (1 - e^{-0,2 \cdot 100^{0,5}}) \cdot 2,5 \cdot (60 - 10) \cdot 10^{-6} \\
&= 0,324 \cdot 10^{-4}
\end{aligned}
\tag{3-30}$$

Celkové poměrné smršťování v čase $t = 100$ dní lze vypočítat prostým sečtením dvou složek (3-31).

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{cs}(t) &= \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 1,865 \cdot 10^{-4} + 0,324 \cdot 10^{-4} \\
&= 2,189 \cdot 10^{-4}
\end{aligned}
\tag{3-31}$$

Stejným způsobem lze vypočítat hodnotu smršťování v kterémkoliv časovém okamžiku. Při nastavených vstupních parametrech získáváme hodnoty poměrného přetvoření od smršťování zobrazené v Tab. 3-8 a graficky v Obr. 3-11.



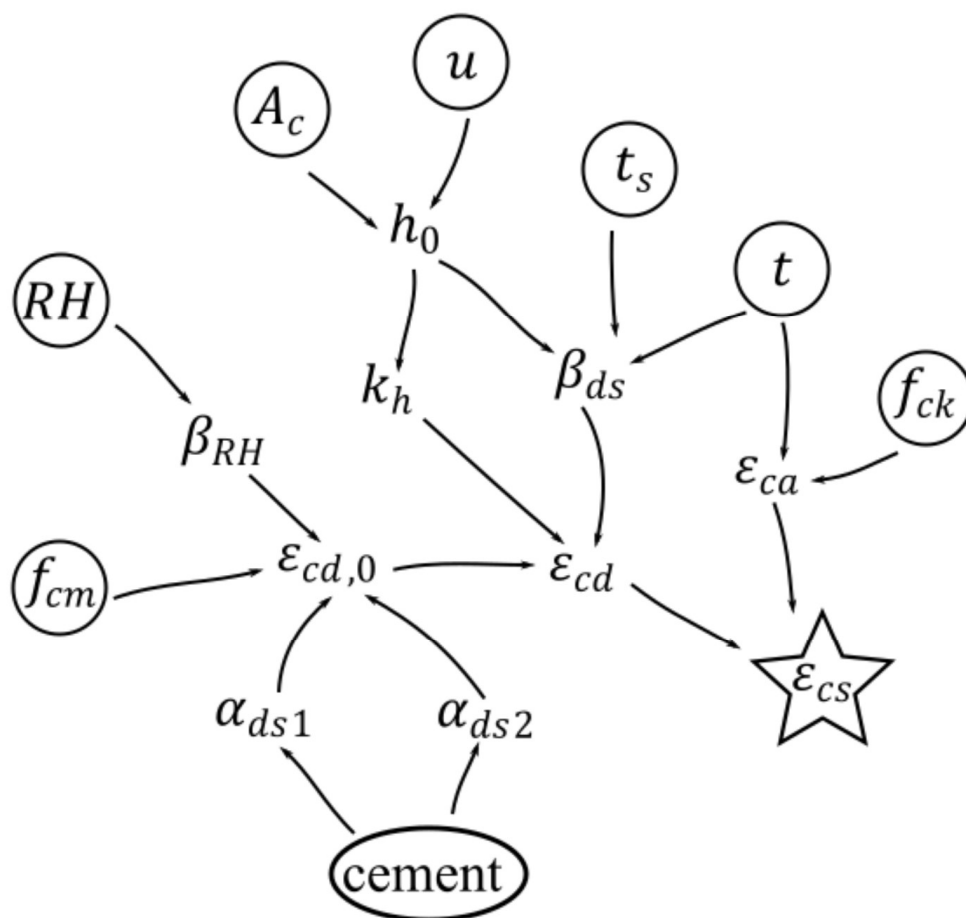
Obr. 3-11 Grafické znázornění průběhu smršťování v čase

Tab. 3-8 Průběh smršťování v čase

t [den]	$\beta_{as}(t)$	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{ca}(t)$	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\varepsilon_{cs}(t)$
0	0,000	0,000	0,0000000	0,0000000	0,0000000
7	0,000	0,000	0,0000000	0,0000000	0,0000000
14	0,527	0,648	0,0000989	0,0001216	0,0002205
28	0,653	0,965	0,0001225	0,0001811	0,0003036
29	0,659	0,967	0,0001237	0,0001815	0,0003052
33	0,683	0,974	0,0001282	0,0001827	0,0003108
35	0,694	0,976	0,0001302	0,0001831	0,0003133
40	0,718	0,980	0,0001347	0,0001839	0,0003186
50	0,757	0,986	0,0001420	0,0001849	0,0003270
60	0,788	0,989	0,0001478	0,0001855	0,0003333
75	0,823	0,991	0,0001544	0,0001860	0,0003405
100	0,865	0,994	0,0001622	0,0001865	0,0003487
150	0,914	0,996	0,0001714	0,0001869	0,0003583
200	0,941	0,997	0,0001766	0,0001871	0,0003637
250	0,958	0,998	0,0001797	0,0001872	0,0003669
300	0,969	0,998	0,0001818	0,0001873	0,0003691
400	0,982	0,999	0,0001842	0,0001874	0,0003716
500	0,989	0,999	0,0001855	0,0001874	0,0003729
700	0,995	0,999	0,0001867	0,0001875	0,0003742
1000	0,998	0,999	0,0001873	0,0001875	0,0003748

Stejně jako v případě creepu je i u smršťování pro ilustraci doplněn diagram postupu výpočtu poměrné deformace od smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-1 a její

informativní přílohy B. Na Obr. 3-12 vidíme v kroužcích veličiny vstupující do výpočtu, v hvězdičce poté výslednou veličinu ε_{cs} , poměrné přetvoření od smršťování.



Obr. 3-12 Diagram výpočtu poměrné deformace od smršťování

3.4 Vzájemná interakce časově závislých jevů

Ačkoliv byly v předchozích podkapitolách popsány jednotlivé druhy časově závislého chování betonu, nelze předpokládat, že by tyto vlivy působily osamoceně. Vliv nárůstu tlakové pevnosti, tahové pevnosti a modulu pružnosti lze zanedbat pouze v případě, že k zatěžování a následnému creepu dochází po čase 28 dní, tedy v momentě, kdy uvažujeme stavové veličiny jako ustálené. V případě, že zahájíme zatěžování před plným vyzráním betonu, musíme do výpočtu creepu uvažovat pevnost betonu i moduly pružnosti jako proměnné veličiny a výpočet se zkomplikuje. V každém čase, kdy počítáme deformaci od dotvarování, je nejprve nutné spočítat aktuální hodnotu stavových veličin

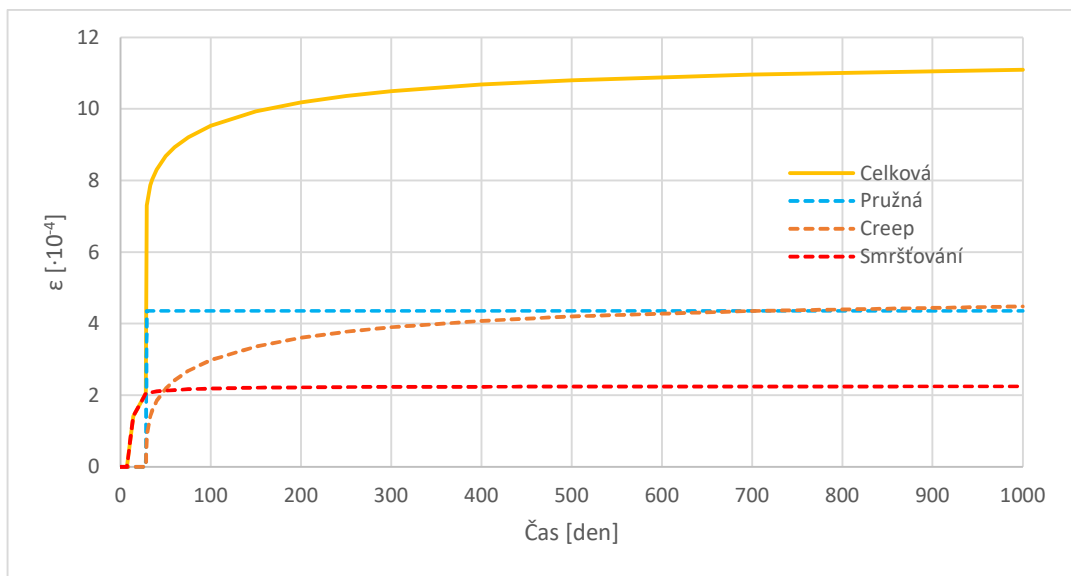
(modul pružnosti, tlaková pevnost, tahová pevnost) a ty teprve dosadit do výpočtu deformace. Smršťování probíhá kontinuálně bez ohledu na zatížení a vždy již od počátku existence prvku, proto ho prvních 28 dní také ovlivňuje nárůst pevnostních charakteristik. V normovém výpočtu je však tento fakt zohledněn a není třeba se jím zabývat odděleně.

Smršťování nezatíženého prvku zanedbat nelze, neboť tvoří jedinou složku deformace. V případě zatížení lze o takovém zjednodušení uvažovat tehdy, kdy zatížení způsobuje vysoké hodnoty napětí, které vyvolávají řádově větší pružnou deformaci, než je hodnota deformace od smršťování. Při nízké hodnotě zatížení je také pružná deformace malá a může nabývat dokonce i nižších hodnot než deformace od smršťování. Vzhledem k tomu, že je creep závislý na zatížení, smršťování v takové konfiguraci dosahuje nezanedbatelné hodnoty.

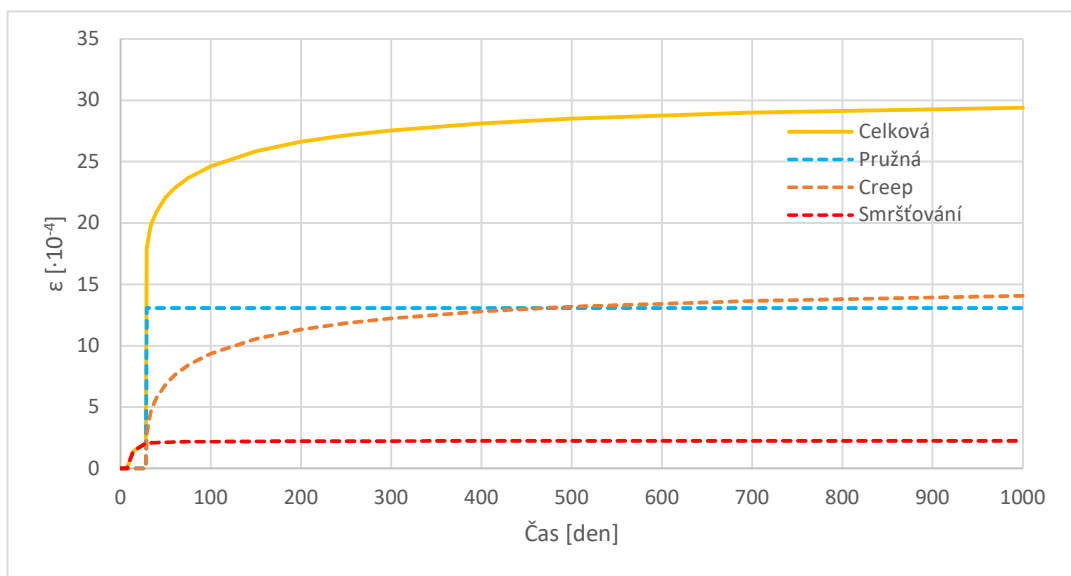
V tlačných prvcích má smršťování stejný účinek jako elastická deformace a s tím související creep – vede k poměrnému zkrácení. Proto může být v některých případech složité odlišit, jak velká část časově proměnné deformace odpovídá smršťování a jak velká dotvarování. Řešením pak bývá pozorování kontrolního nezatíženého vzorku a známé deformace od smršťování výpočetně separovat od celkového průběhu creepové zkoušky. Na reálné konstrukci, však tento postup použít nelze a vždy se posuzuje deformace od dotvarování a smršťování jako celek.

Norma ČSN EN 1992 při návrhu železobetonových konstrukcí neuvažuje působení taženého betonu, proto ani neuvažuje creep v tažených prvcích. Při nízkých hodnotách zatížení, které nepřesahují pevnost betonu v tahu, však beton stále působí a dochází v něm ke creepovému chování. Je důležité si uvědomit, že jak elastická deformace, tak creep vedou v tažených vláknech ke vzniku poměrného protažení, smršťování naopak vede vždy k poměrnému zkrácení.

Kombinaci creepu a smršťování lze demonstrovat i na ilustrativním příkladu z kapitol 3.2.1 a 3.3.1. Pro úplnost je doplněna i pružná deformace vyjádřená pomocí Hookova zákona, tedy $\varepsilon = \sigma/E$. Na Obr. 3-13 je znázorněn časový vývoj jednotlivých složek i jejich součet při zatížení 25% σ_c , na Obr. 3-14 při zatížení 75% σ_c . Složka smršťování je v obou případech stejná, neboť není závislá na velikosti zatížení. Pružná deformace a creep ovšem již na velikosti zatížení závislé jsou.



Obr. 3-13 Graf časového průběhu poměrných deformací při zatížení 25%



Obr. 3-14 Graf časového průběhu poměrných deformací při zatížení 75%

Při porovnání obou grafů vidíme jak velký podíl mají jednotlivé složky z celkové poměrné deformace v jednotlivých časech a hodnotách zatížení. Zaměříme se na podíly složek v čase 1000 dní. Zatímco při zatížení 25% σ_c tvoří složka smršťování 20,3% z celkové deformace, při zatížení 75% σ_c je to již pouze 7,7% a hlavní roli hrají pružná deformace a dotvarování.

4 VLASTNOSTI MATERIÁLOVÉHO MODELU

Program Plaxis 2D má v sobě zabudovaný (od verze 2018) materiálový model vhodný pro vystižení chování betonu. Jedná se o materiálový model Shotcrete (SH model) založený na práci Schädlich a Schweiger (2014). Tento model je definován jako elastoplastický a byl původně vytvořen pro stříkaný beton, používaný jako primární ostění tunelů budovaných novou rakouskou tunelovací metodou (NATM), lze jej však použít ve všech aplikacích, kde potřebujeme zahrnout vliv časově závislého chování betonu. Současný inženýrský přístup zohledňuje při časové analýze změny pevnostních a pružnostních charakteristik při výpočtech geotechnických konstrukcí pomocí skokových změn jednotlivých parametrů elastického modelu v jednotlivých krocích výpočtu. Tímto postupem lze dosáhnout realistických deformací, napětí dosažené v ostění však bývá obvykle příliš vysoké, zejména pokud je ostění namáháno značným ohybovým momentem (Schädlich a Schweiger (2014)).

SH model dokáže (na rozdíl postupu stanoveného normou ČSN EN 1992-1-1) zohlednit creep v taženém betonu a také historii zatěžování, je proto vhodný pro algoritmizaci v podobě metody konečných prvků, kde dokáže zpracovat v každém časovém okamžiku změnu všech časově závislých parametrů a dle toho upravit výpočet.

Elastoplastický SH model (Schädlich a Schweiger (2014)) zahrnuje zpevňování a změkčování, dále pak časově závislé chování, zejména nárůst pevnostních a pružnostních parametrů a také creep a smršťování. Celková deformace ε se poté skládá z pružné složky ε^e , plastické složky ε^p , dotvarování ε^{cr} a smršťování ε^{shr} .

4.1 Definice plochy plasticity

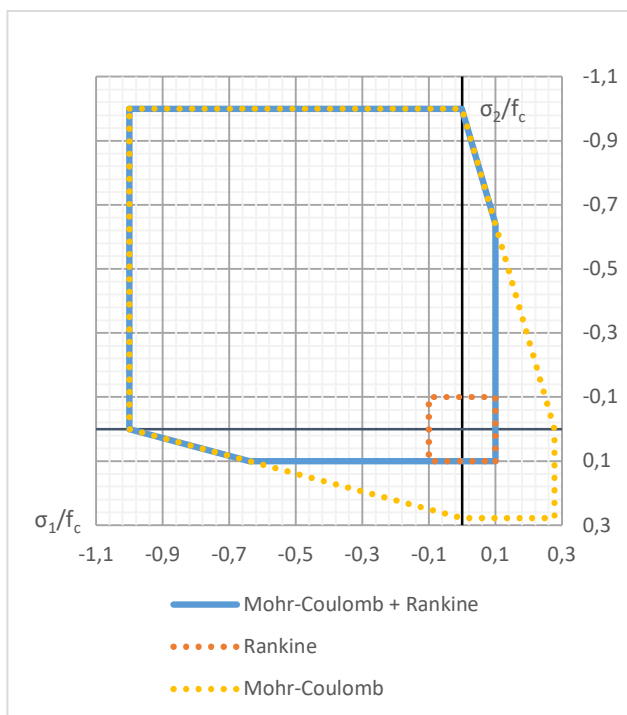
Plastické deformace jsou při použití SH modelu počítány podle definice elastoplasticity. Pro zatěžování v tlakové oblasti je plocha plasticity formulována dle Mohr-Coulomba a v tahové oblasti podle Rankina. Tato plocha plasticity je zobrazena na obrázku (Obr. 4-1). Lze vidět Mohr-Coulombovu plochu plasticity vykreslenou žlutou barvou, která je platná v případě tlakového namáhání. Tato křivka má funkci:

$$F_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2 \cdot \sigma_{ROT}}{2} \cdot \frac{f_{cy}}{2 \cdot \sigma_{ROT} + f_{cy}}. \quad (4-1)$$

Vstupními parametry jsou v tomto případě pevnost v tlaku f_c a také σ_{ROT} počítaná ze vztahu (4-2).

$$\sigma_{ROT} = \frac{f_c}{2} \cdot \left(\frac{1}{\sin(\varphi_{max})} - 1 \right) \quad (4-2)$$

Kde φ_{max} je jedním ze vstupních parametrů materiálového modelu a dosahuje hodnot 35° až 45° (na Obr. 4-1 $\varphi_{max} = 40^\circ$). V oblasti tahového namáhání platí Rankinova plocha plasticity zobrazená oranžovou barvou. Všechny údaje jsou zobrazeny normalizovaně ve vyjádření σ/f_c , aby byl eliminován vliv pevnostní třídy betonu. Výsledná plocha plasticity je tedy kombinací Mohr-Coulombovy a Rankinovy plochy plasticity, konkrétně jejich průnikem (zobrazeno na Obr. 4-1 modrou barvou).



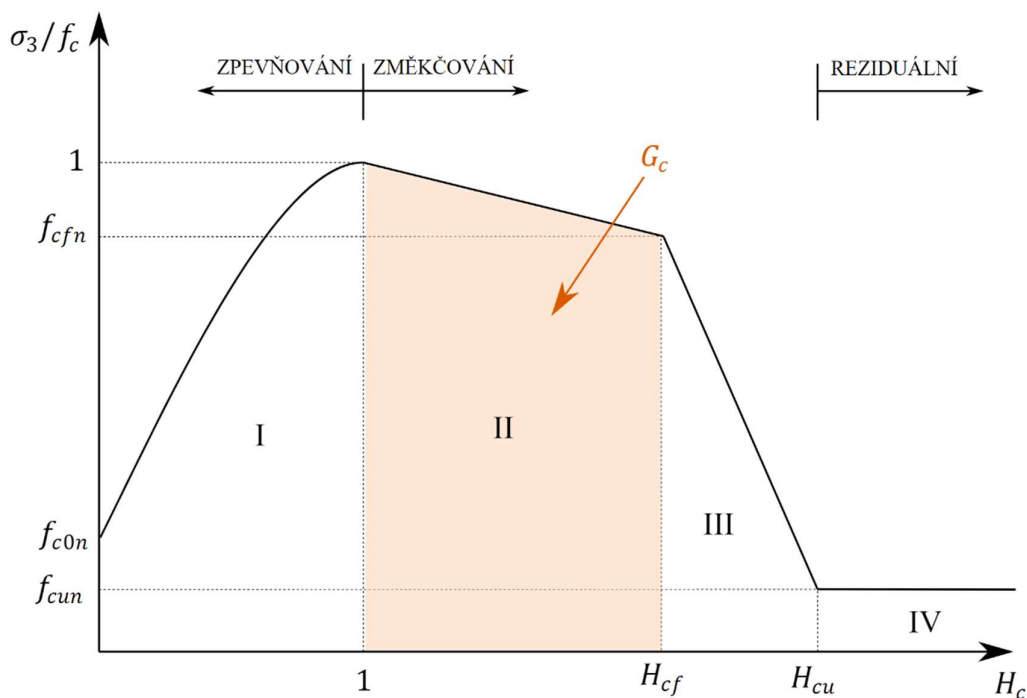
Obr. 4-1 Plocha plasticity při biaxiálních podmínkách (zpracováno dle Schädlich a Schweiger (2014))

4.2 Zpevňování a změkčování

Zpevňování a změkčování je překladem anglického „hardening and softening“, které bývají také často používány bez překladu přímo v anglické verzi. Pro tento materiálový model byla pravidla zpevňování a změkčování převzata z Schütz a kol. (2011). Pro tahové a tlakové namáhání se jejich definice výrazně liší.

4.2.1 Tlak

Pracovní diagram materiálu při tlakovém namáhání je zobrazen na Obr. 4-2 ve znázornění $\sigma_3/f_c - H_c$. Křivka není závislá na čase.



Obr. 4-2 Křivka zpevňování a změkčování v tlaku (zpracováno dle Schütz a kol. (2011) a upraveno)

Veličina H_c je parametr zpevňování a změkčování a je definována dle vztahu (4-3).

$$H_c = \frac{\varepsilon_3^p}{\varepsilon_{cp}^p} \quad (4-3)$$

Pracovní diagram se skládá ze čtyřech částí:

- a) oblast kvadratického zpevňování (platnost $0 \leq H_c \leq 1$ neboli $0 \leq \varepsilon_3^p \leq \varepsilon_{cp}^p$)

$$f_{cy,I} = f_c \cdot (f_{con} + (1 - f_{con}) \cdot (2H_c + H_c^2)) \quad (4-4)$$

f_c pevnost v tlaku (zadána v definici modelu)

f_{con} normalizovaná původně mobilizovaná pevnost (zadána v definici modelu)

- b) oblast lineárního změkčování (platnost $1 \leq H_c \leq H_{cf}$ neboli $\varepsilon_{cp}^p \leq \varepsilon_3^p \leq \varepsilon_{cf}^p$)

$$f_{cy,II} = f_c \cdot \left(1 + (f_{con} - 1) \cdot \left(\frac{H_c - 1}{H_{cf} - 1} \right) \right) \quad (4-5)$$

H_{cf} vypočte se dle vztahu (4-6)

$$H_{cf} = \frac{\varepsilon_{cf}^p}{\varepsilon_{cp}^p} \quad (4-6)$$

ε_{cf}^p vypočte se dle vztahu (4-7)

$$\varepsilon_{cf}^p = \varepsilon_{cp}^p - \frac{2 \cdot G_c}{(1 + f_{cfn}) \cdot f_c \cdot L_{eq}} \quad (4-7)$$

G_c lomová energie, určena jako plocha pod druhou větví pracovního diagramu

L_{eq} ekvivalentní délka (Pölling (2000)) dle (4-8)

$$L_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_{el}}{\sqrt{3} \cdot n_{GP}}} \quad (4-8)$$

A_{el} velikost konečných prvků

n_{GP} počet napět'ových bodů v prvku

c) oblast lineárního změkčování (platnost $H_{cf} \leq H_c \leq H_{cu}$ neboli $\varepsilon_{cf}^p \leq \varepsilon_3^p \leq \varepsilon_{cu}^p$)

$$f_{cy,III} = f_c \cdot \left(f_{cfn} + (f_{cun} - f_{cfn}) \cdot \left(\frac{H_c - H_{cf}}{H_{cu} - H_{cf}} \right) \right) \quad (4-9)$$

f_{cfn} normalizovaná pevnost při porušení (zadána v definici modelu)

H_{cu} vypočte se ze vztahu

$$H_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}^p}{\varepsilon_{cp}^p} \quad (4-10)$$

ε_{cu}^p vypočte se ze vztahu (4-11)

$$\varepsilon_{cu}^p = \varepsilon_{cf}^p - \frac{2f_c \cdot (f_{cfn} - f_{cun})}{E} \quad (4-11)$$

d) reziduální pevnost (platnost $H_c \geq H_{cu}$ neboli $\varepsilon_3^p \geq \varepsilon_{cu}^p$)

$$f_{cy,IV} = f_c \cdot f_{cun} \quad (4-12)$$

f_{cun} normalizovaná reziduální pevnost (zadána v definici modelu)

Tab. 4-1 Souhrn použitých parametrů pro výpočet křivky pracovního diagramu v tlaku

ε_{cp}^p	zadáno v definici modelu
$f_{c,28}$	zadáno v definici modelu
f_{con}	zadáno v definici modelu
f_{cfn}	zadáno v definici modelu
f_{cun}	zadáno v definici modelu

$G_{c,28}$	zadáno v definici modelu
ε_{cp}^p	zadáno v definici modelu
H_c	počítáno z ε_3^p dle (4-3)
H_{cf}	počítáno dle (4-6)
ε_{cf}^p	počítáno dle (4-7)
L_{eq}	počítáno dle (4-8)
A_{el}	zjistí se z generované sítě konečných prvků
n_{GP}	zadáno v definici matematického modelu
H_{cu}	počítáno dle (4-10)
ε_{cu}^p	počítáno dle (4-11)

4.2.2 Tah

Pracovní diagram v tahu je odlišný oproti pracovnímu diagramu v tlaku a je znázorněn na Obr. 4-3 v zobrazení $\sigma_3/f_c - H_t$.

Pracovní diagram při tahovém namáhání se skládá ze dvou větví:

- a) lineární změkčování (platnost $0 \leq H_t \leq H_{tu}$ neboli $0 \leq \varepsilon_1^p \leq \varepsilon_{tu}^p$)

$$f_{ty} = f_t \cdot (1 + (f_{tun} - 1) \cdot H_t) \quad (4-13)$$

f_t pevnost v tahu (zadáno v definici modelu)

f_{tun} poměr reziduální a vrcholové tahové pevnosti (zadáno v definici modelu)

H_t vypočte se ze vztahu (4-14)

$$H_t = \frac{\varepsilon_1^p}{\varepsilon_{tu}^p} \quad (4-14)$$

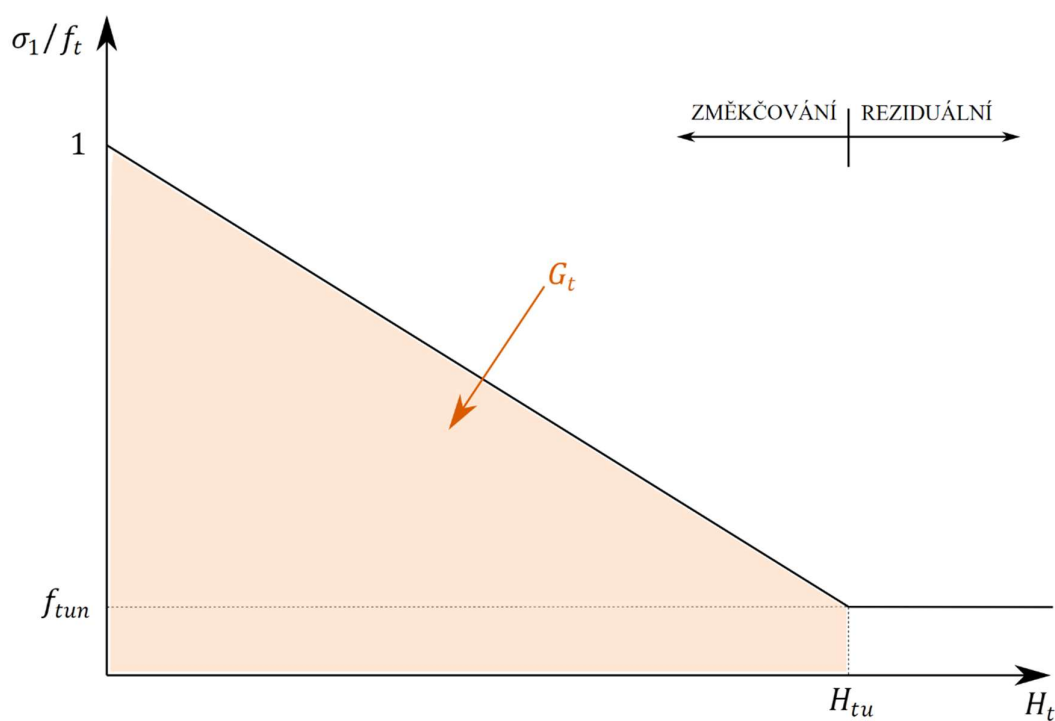
ε_{tu}^p vypočte se ze vztahu (4-15)

$$\varepsilon_{tu}^p = \frac{2 \cdot G_t}{(1 + f_{tun}) \cdot f_t \cdot L_{eq}} \quad (4-15)$$

G_t lomová energie v tahu, určena jako plocha pod první větví pracovního diagramu (zadáno v definici modelu)

b) reziduální pevnost (platnost $H_t \geq H_{tu}$ neboli $\varepsilon_1^p \geq \varepsilon_{tu}^p$)

$$f_{tu} = f_t \cdot f_{tun} \quad (4-16)$$



Obr. 4-3 Křivka zpevňování a změkčování v tahu (zpracováno dle Schütz a kol. (2011) a upraveno)

4.3 Časově závislé chování

Předností SH modelu je zahrnutí vlivu času, čímž věrně vystihuje skutečné chování betonu. Časově závislé chování materiálového modelu je založeno na doporučení normy CEB-FIP model code (1990) a je do jisté míry podobné časově závislému chování dle novější normy ČSN EN 1992-1-1. Konkrétní podoba odlišností je rozebrána na následujících řádcích.

4.3.1 Pružnost

Základní pružnostní charakteristikou je Youngův modul pružnosti. Jeho konečná hodnota je v materiálovém modelu (dle Schädlich a Schweiger (2014)) označována jako E_{28} , tedy jako modul pružnosti v čase 28 dní. Z toho vyplývá, že tento model nepočítá s možností, že by se po dosažení hodnoty E_{28} jeho hodnota dále v čase jakkoliv měnila. Další charakteristikou je konstantní hodnota modulu pružnosti v čase menším jak 1 hodina. Pro výpočet $E(t)$ je nutné znát E_{28} , E_1 (Youngův modul pružnosti v čase jednoho dne) a čas ve kterém potřebujeme modul pružnosti počítat (dosazujeme ve dnech). Použije se vzorec (4-17), převzat z Schädlich a Schweiger (2014).

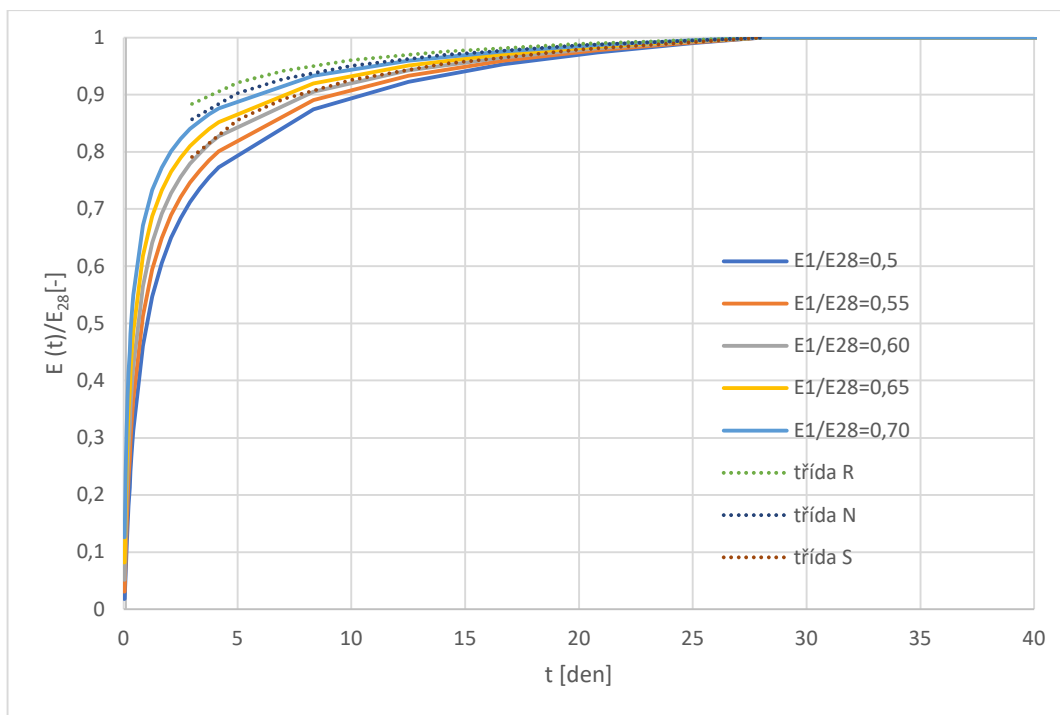
$$E(t) = E_{28} \cdot e^{s_{stiff}(1-\sqrt{28/t})} \quad (4-17)$$

Tento vzorec (4-17) je na první pohled podobný vzorci pro výpočet aktuální pevnosti z normy ČSN EN 1992-1-1, liší se však záměnou s za s_{stiff} . Z poměru aktuální pevnosti pak z normy spočítáme i modul pružnosti, jak již bylo definováno v předchozích kapitolách. Parametr s_{stiff} lze spočítat z následujícího vzorce (4-18), převzat z Schädlich a Schweiger (2014).

$$s_{stiff} = -\frac{\ln(E_1/E_{28})}{\sqrt{28}-1} \quad (4-18)$$

Manuál programu Plaxis (PLAXIS Materials Model Manual (2019)) doporučuje hodnotu E_1/E_{28} od 0,5 do 0,7. Parametr s_{stiff} tedy v takovém případě (po dosazení do (4-18)) může nabývat hodnot 0,083 až 0,162. Strmý nárůst hodnoty Youngova modulu pružnosti

v průběhu vyzrání betonu můžeme pozorovat na Obr. 4-4, kde jsou zobrazeny různé křivky pro různé poměry E_1/E_{28} a pro porovnání také křivky znázorňující průběh nárůstu modulu pružnosti dle ČSN EN 1992-1-1. Na vodorovné ose jsou naneseny hodnoty času ve dnech a na svislé poměr aktuální hodnoty modulu pružnosti v čase t ku konečné hodnotě modulu pružnosti E_{28} . Přestože každá křivka má jinou rychlost nárůstu, nejrychlejší nárůst má z doporučených hodnot křivka odpovídající $E_1/E_{28} = 0,7$ a nejpomalejší křivka odpovídající $E_1/E_{28} = 0,5$, od času 28 dní jsou již všechny křivky ustálené na hodnotě konečného modulu pružnosti a k dalším změnám dále nedochází.

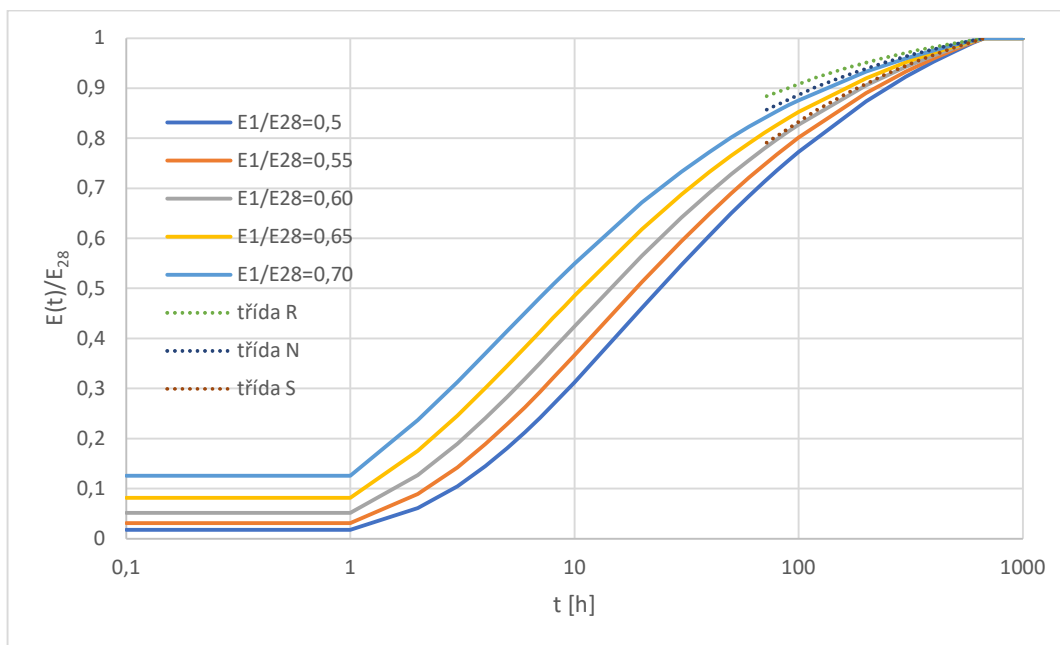


Obr. 4-4 Vývoj modulu pružnosti v čase

Co se týče porovnání modelu s průběhem dle ČSN EN 1992-1-1, narážíme na neplatnost vztahů v čase menším než 3 dny, přičemž vztahy z materiálového modelu platí již od začátku. Vidíme, že dle normy ČSN EN 1992-1-1 je uvažován nárůst modulu pružnosti mírně nadhodnocen oproti SH modelu.

Vzhledem k tomu, že k nejvyššímu nárůstu dochází na počátku životnosti betonu, jsou stejné křivky zobrazeny ještě jednou na Obr. 4-5, kde na vodorovné ose je nanesen čas v hodinách v logaritmickém měřítku a na svislé poměr aktuální hodnoty modulu pružnosti ku konečné hodnotě modulu pružnosti. Až do času 1 hodina je průběh

konstantní, v čase 1 hodina až 672 hodin (28 dní) probíhá podle křivky určené rovnicí (4-17) a následně znovu konstantní až do času t_{∞} respektive do konce životnosti konstrukce.



Obr. 4-5 Vývoj modulu pružnosti v čase

4.3.2 Pevnost

Nárůst pevnosti v průběhu zrání betonu byl pro tento materiálový model adaptován stejně jako modul pružnosti z CEB-FIP model code (1990). Platí pro ni stejná pravidla jako pro modul pružnosti, dokonce i velmi podobný vztah (4-19), převzat z Schädlich a Schweiger (2014).

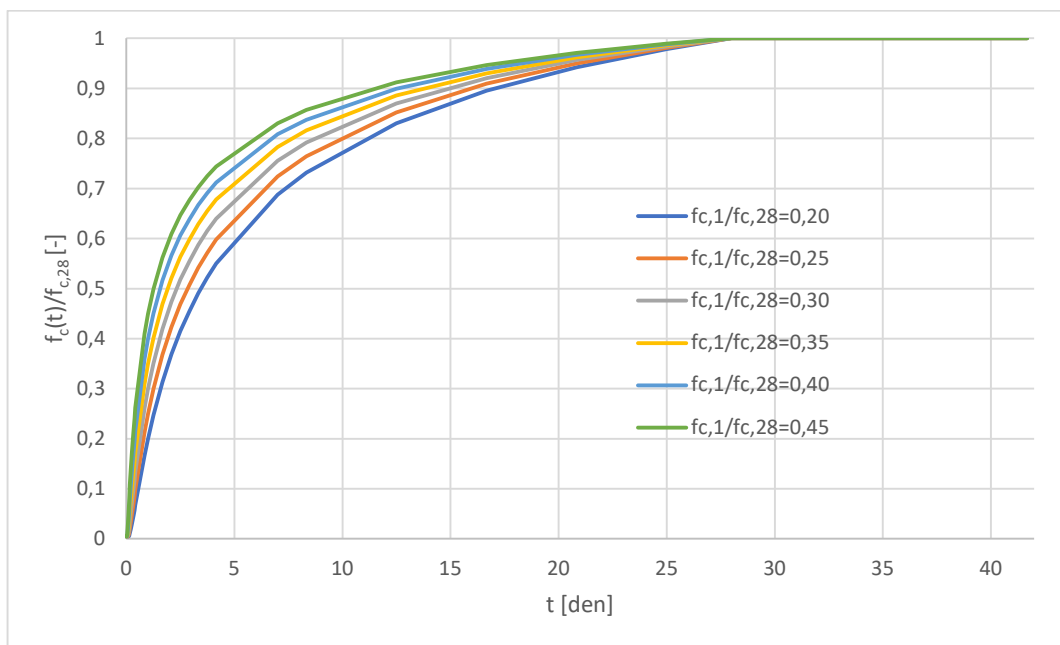
$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot e^{s_{strength}(1-\sqrt{28/t})} \quad (4-19)$$

Kde $s_{strength}$ vypočteme dle vzorce (4-20) převzat z Schädlich a Schweiger (2014)

$$s_{strength} = -\frac{\ln(f_{c,1}/f_{c,28})}{\sqrt{28}-1} \quad (4-20)$$

Způsob výpočtu nárůstu pevnosti v SH modelu je stejný jako způsob výpočtu dle ČSN EN 1992-1-1, liší se pouze záměnou s za $s_{strength}$. Dle normy může parametr s nabývat pouze tři hodnot a to na základě třídy cementu (konkrétně se jedná o hodnotu 0,2 pro třídu cementu R, dále 0,25 pro třídu cementu N a 0,38 pro třídu cementu S). V materiálovém modelu obsažený parametr $s_{strength}$ může nabývat hodnot závislých na doporučených hodnotách poměru $f_{c,1}/f_{c,28}$. Manuál programu Plaxis doporučuje pro prostý beton tento poměr v hodnotách 0,2 až 0,3.

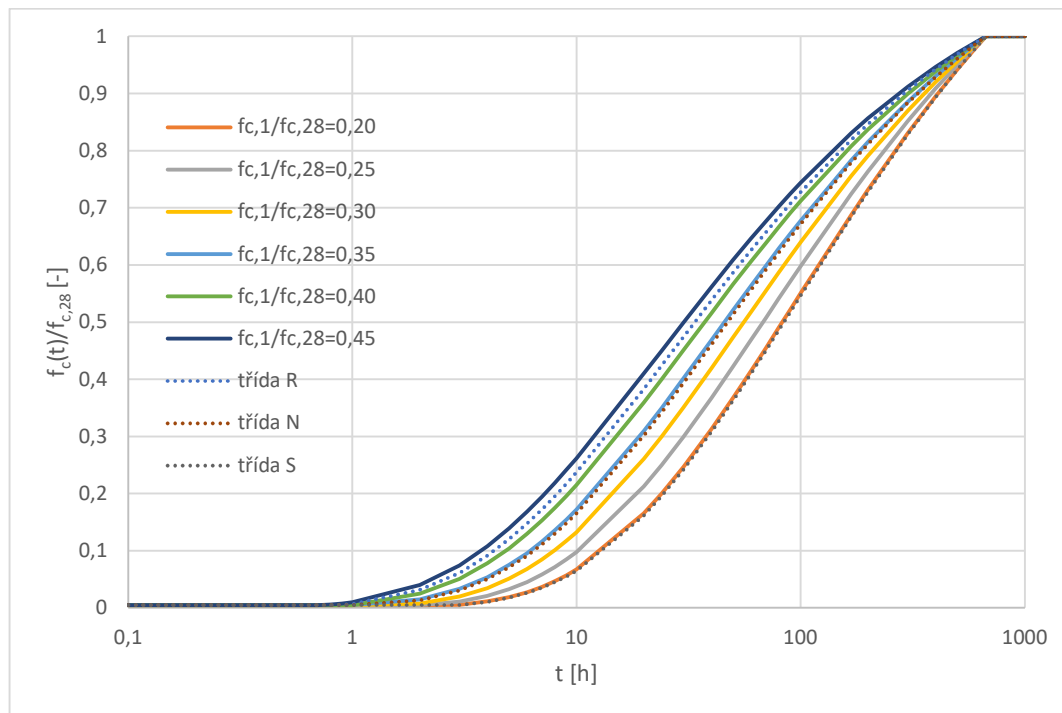
Na Obr. 4-6 můžeme vidět znázornění průběhu nárůstu tlakové pevnosti v čase. Stejně jako v případě modulu pružnosti lze pozorovat velmi rychlý nárůst hodnot na počátku, později se rychlost snižuje až křivka dosáhne v čase 28 dní plné hodnoty a již nedochází k dalším změnám. Na počátku je pevnost uvažována jako konstantní hodnota $0,005f_{c,28}$ a teprve po dosažení této hodnoty dále pokračuje po zvolené křivce (4-19), která je stejně jako v případě modulu pružnosti řízena poměrem jednodenní a konečné hodnoty $f_{c,1}/f_{c,28}$. Čím vyšší je hodnota tohoto poměru, tím je rychlost nárůstu pevnosti vyšší.



Obr. 4-6 Vývoj tlakové pevnosti v čase

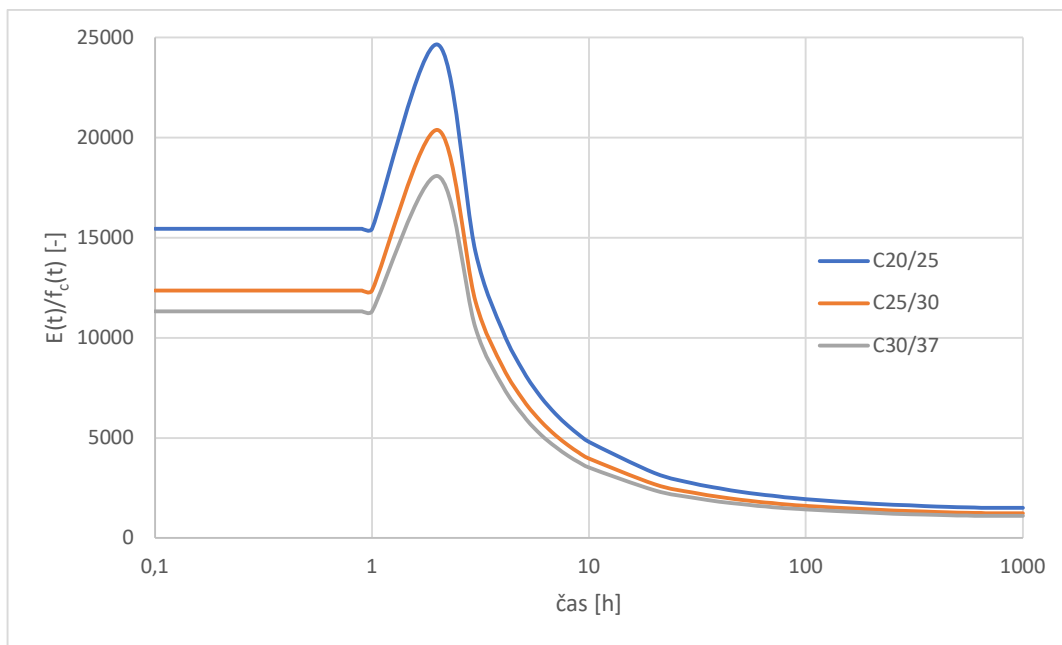
Pro ilustraci průběhu na začátku životnosti jsou stejné křivky zobrazeny znovu na Obr. 4-7, kde je čas vyjádřen v hodinách a použito logaritmické měřítko. Zde jsou navíc

zobrazeny i křivky vývoje tlakové pevnosti dle normy ČSN EN 1992-1-1 (tečkované čáry).



Obr. 4-7 Vývoj tlakové pevnosti v čase

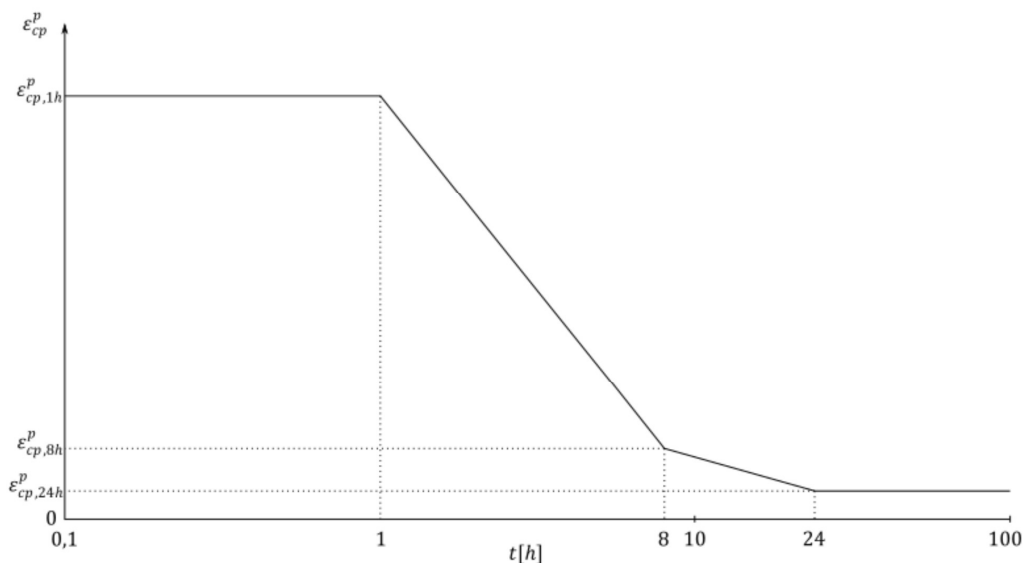
Zajímavou skutečností, na kterou je třeba upozornit, je různá rychlost nárůstu modulu pružnosti (4-17) a tlakové pevnosti (4-19). Ačkoliv jsou oba dva průběhy zapsány vztahem ve stejném formátu, hodnoty parametrů s_{stiff} a $s_{strength}$ dosahují výrazně odlišných hodnot. Zatímco materiálový model uvažuje poměr tahové pevnosti a tlakové pevnosti v průběhu času stále konstantní (dle Schädlich a Schweiger (2014) doporučeno $f_t(t) = 0,1f_c(t)$), to samé nelze tvrdit o poměru tlakové pevnosti a pružnosti. Průběh poměru modulu pružnosti a tlakové pevnosti můžeme vidět na Obr. 4-8 pro tři různé třídy betonu. Na počátku je poměr konstantní, neboť obě dvě porovnávané veličiny jsou v této oblasti brány konstantní hodnotou. Po této oblasti přichází prudký nárůst poměru, protože hodnota modulu pružnosti narůstá oproti tlakové pevnosti mnohem rychleji a následně dochází k postupnému poklesu až na konečnou hodnotu pro vyzrálý beton.



Obr. 4-8 Poměr modulu pružnosti a tlakové pevnosti v čase

4.3.3 Plasticita

Mladý stříkaný beton vykazuje duktilní chování, což je způsobeno v první řadě nízkým modulem pružnosti, ale také vysokou hodnotou plastické duktility, která se následně s postupem času rapidně snižuje. Tato skutečnost je v materiálovém modelu zahrnuta parametrem ε_{cp}^p , jehož průběh je v čase vyjádřen jako po částech lineární závislost. Jako vstupní veličiny zadáváme 3 hodnoty parametru ε_{cp}^p , konkrétně jeho hodnotu v čase 1h ($\varepsilon_{cp,1h}^p$), 8h ($\varepsilon_{cp,8h}^p$) a 24 h ($\varepsilon_{cp,24h}^p$). V čase menším než 1 hodina je hodnota brána jako konstantní, stejně tak i v čase větším než 24 hodin. Ilustrativní průběh časově závislé plastické vrcholové poměrné deformace je zobrazen na Obr. 4-9.



Obr. 4-9 Průběh plastické vrcholové poměrné deformace v čase

4.3.4 Dotvarování

Dotvarování neboli creep je v SH modelu definován pomocí viskoelastického prvku, přičemž platí, že se hodnota creepového poměrného přetvoření zvyšuje společně s napětím v prvku vyvolaném zatížením. Velikost creepové deformace je přímo řízena parametrem φ^{cr} , součinitelem dotvarování. Časový průběh creepové deformace lze popsat následujícím vztahem (4-21), matice jsou vyznačeny tučně.

$$\varepsilon^{cr}(t) = \frac{\varphi^{cr} \sigma}{\mathbf{D}} \cdot \frac{t - t_0}{t + t_{50}^{cr}} \quad (4-21)$$

Kde $\mathbf{D}$ je matice tuhosti (v případě jednoosého namáhání lze nahradit elastickým modulem E), dále t je čas ve kterém je deformace počítána, t_0 je počátek zatěžování (čas aplikace napětí σ) a t_{50}^{cr} je druhý parametr creepové deformace, konkrétně čas při kterém dojde v prvku k 50 % celkové creepové deformace. V případě, že je materiál namáhán vyšším napětím než je $0,45f_c(t)$, je nutné místo lineárního creepového parametru φ^{cr} použít nelineární φ_k^{cr} , který se vypočítá ze vztahu (4-22).

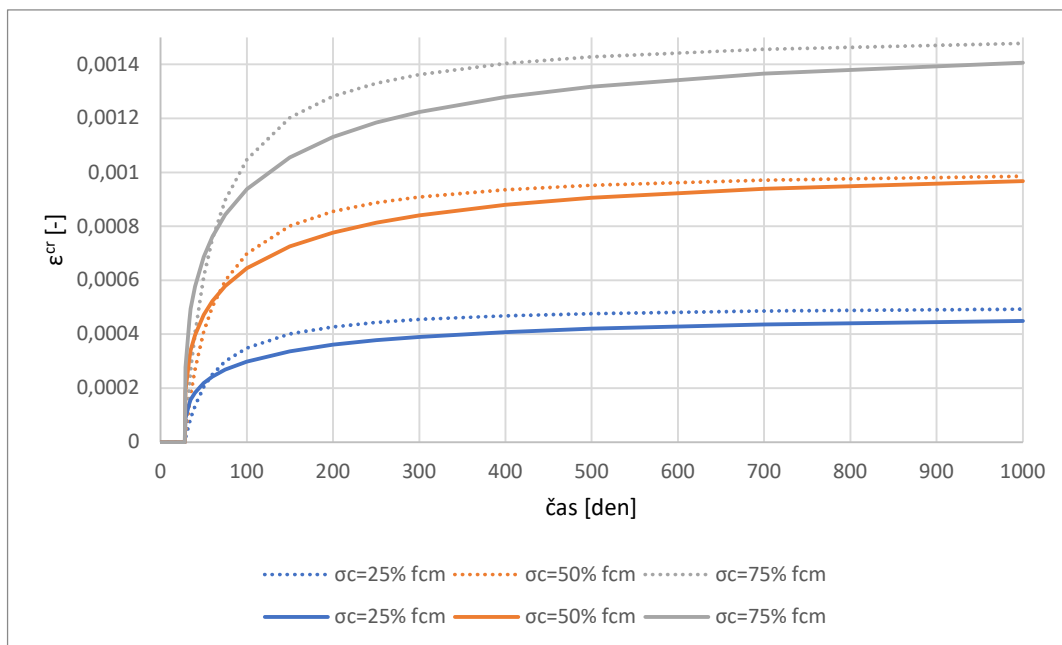
$$\varphi_k^{cr} = \varphi^{cr} \cdot e^{1,5\left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}} - 0,45\right)} \quad (4-22)$$

Hodnotu creepového parametru φ^{cr} doporučuje Plaxis Materials Model Manual (2019) pro prostý beton převzít z ČSN EN 1992-1-1. Hodnota parametru t_{50}^{cr} se doporučuje volit v rozmezí 1 až 5 dní.

Na první pohled je patrné, že způsob výpočtu dotvarování v SH modelu (3-6) a (3-22) je výrazně odlišný oproti způsobu výpočtu dle ČSN EN 1992-1-1 (4-21). Pro ilustraci tohoto problému je použit stejný příklad jako v kapitole 3.2.1, do výsledného grafu (Obr. 3-7) byly doplněny křivky průběhu dotvarování dle doporučení materiálového modelu.

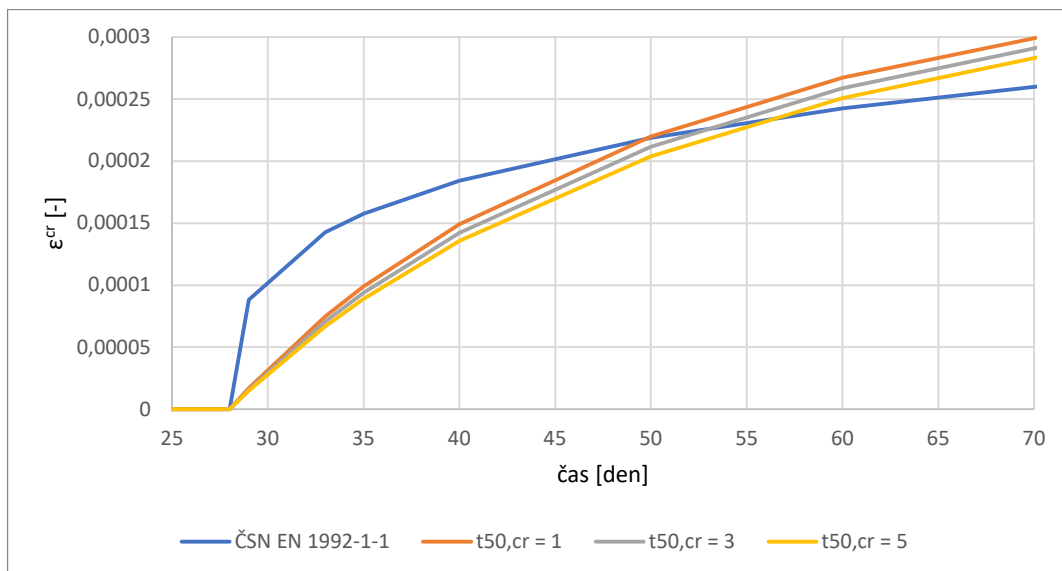
- $\varphi^{cr} = 1,168$ (převzato z výpočtu v kapitole 3.2.1)
- σ je voleno 25 %, 50 % a 75 % f_c
- E dle definice materiálu 39 GPa
- t_0 je čas počátku zatěžování 28 dní
- t_{50}^{cr} voleno na horní hranici doporučeného rozpětí jako 5 dní

Výsledky tohoto porovnání lze vidět na Obr. 4-10, plnou čarou jsou zobrazeny křivky odpovídající výpočtu dle ČSN EN 1992-1-1 a tečkovanou čarou křivky materiálového modelu. Díky různým konceptům výpočtu se průběhy významně liší, v prvních několika dnech od počátku zatěžování predikuje vyšší dotvarování norma oproti materiálovému modelu. Postupem času se však rozdíl zmenšuje až do momentu, kdy materiálový model předpovídá vyšší dotvarování než norma. Dále pak i přes převzetí parametru dotvarování směřuje materiálový model k vyšší hodnotě creepové deformace než norma, neboť norma počítá creepovou deformaci ze sečnového modulu pružnosti, který je 1,05 násobek modulu pružnosti, který uvažuje materiálový model.



Obr. 4-10 Porovnání časového průběhu dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 a SH modelu

Pro lepší porovnání průběhu v prvních dnech po začátku zatěžování je závislost zobrazena ještě jednou (Obr. 4-11), tentokrát pouze pro zatížení 25 % f_c , zato s různými druhy parametrů t_{50}^{cr} (1 / 3 / 5).



Obr. 4-11 Bližší porovnání časového průběhu dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 a SH modelu

Je vidět, že s žádnou s doporučených hodnot t_{50}^{cr} není možné vyjádřit průběh v počátečních zatěžování tak, aby byl ekvivalentní průběhu z normy. Závěrem k této problematice lze shrnout, že v převažujícím časovém intervalu uvažuje norma ČSN EN 1992-1-1 menší hodnotu poměrného přetvoření od dotvarování než SH model.

4.3.5 Smršťování

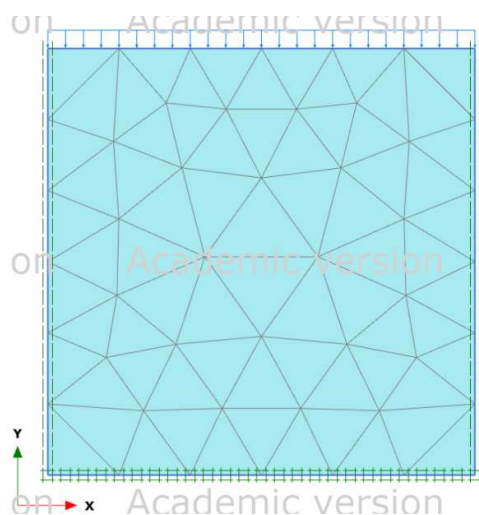
Ke smršťování přistupuje materiálový model podobně jako ke creepové deformaci (4-23), znovu jsou vstupními údaji dva parametry, konkrétně $\varepsilon_{\infty}^{shr}$ (konečná hodnota smršťování na konci životnosti) a t_{50}^{shr} (čas dosažení 50 % hodnoty poměrné deformace od smršťování).

$$\varepsilon^{shr}(t) = \varepsilon_{\infty}^{shr} \cdot \frac{t}{t + t_{50}^{shr}} \quad (4-23)$$

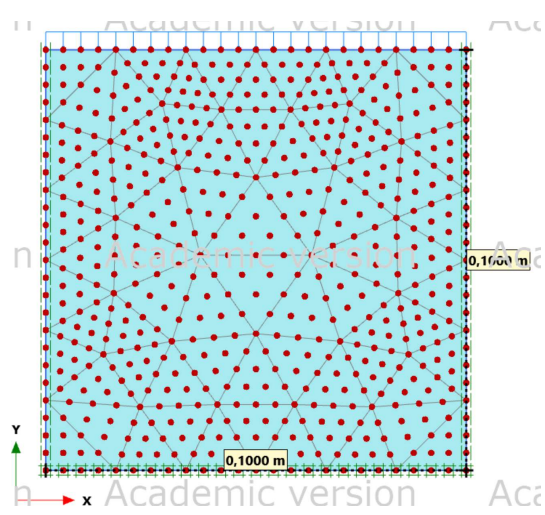
Doporučenými hodnotami jsou pro prostý beton $\varepsilon_{\infty}^{shr} = -0,0002$ až $-0,0006$. Pro t_{50}^{shr} jsou doporučené hodnoty 28 až 100 dní.

5 PARAMETRICKÁ STUDIE VLIVU ZMĚNY HODNOT VSTUPNÍCH PARAMETRŮ

V programu Plaxis 2D byly ověřeny vlivy vstupních creepových parametrů na hodnoty přetvoření za použití SH modelu. Test byl koncipován jako biaxiální na tělese o hraně 100 x 100 mm, spodní hranou uloženém na pevné podložce. Na jeho horní hranu je nanášeno svislé zatížení vyvolující v celém tělese tlakové napětí (Obr. 5-1). Sít' konečných prvků a zadané okrajové podmínky jsou zobrazeny na Obr. 5-1, rozměry a body sítě pak na Obr. 5-2. Na spodním okraji (minimum y) je zvolena okrajová podmínka znemožňující posun ve směru osy x i osy y , ostatní okraje jsou definovány jako volné. Pro generaci sítě konečných prvků (15-uzlové) byla zvolena jemnost „Very coarse“, generováno bylo 70 prvků a 609 uzlů.



Obr. 5-1 Těleso pro biaxiální test



Obr. 5-2 Těleso pro biaxiální test - body, rozměry

Pevnost betonu v tlaku byla zvolena 25 MPa, zařazení do třídy betonu tedy odpovídá C25/30 s $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$. Objemová hmotnost je uvažována 25 kN/m^3 . Zkoušky byly provedeny v několika fázích, přičemž v každé fázi byly kombinovány dva creepové parametry: φ^{cr} (1; 2,5; 4) a t_{50}^{cr} (1, 3, 5) s devíti možnými kombinacemi (Tab. 5-1).

Tab. 5-1 Kombinace creepových parametrů pro biaxiální test

pořadí	φ_{cr}	$t_{50,cr}$
1	1	1
2	1	3
3	1	5
4	2,5	1
5	2,5	3
6	2,5	5
7	4	1
8	4	3
9	4	5

Koncept zkoušky byl ve všech případech stejný (viz Tab. 5-2). V jednotlivých etapách zkoušek byly variovány hodnoty zatížení σ_L , odtížení $\Delta\sigma$ a trvání fází 2 (t_1), 4 (t_2) a 6 (t_3). Přesná časová schémata pro jednotlivé etapy jsou zobrazena v Tab. 5-3.

Tab. 5-2 Schéma biaxiálního testu

Fáze	Trvání	Zatížení	Popis fáze
1 Počáteční napjatost	0	0	Těleso v počátečním stavu.
2 Zrání betonu	t_1	0	Těleso vyztváří před aplikací zatížení σ_L .
3 Aplikace zatížení	0	σ_L	Nanesení zatížení o hodnotě σ_L .
4 Udržování zatížení	t_2	σ_L	Udržování zatížení o hodnotě σ_L .
5 Odlehčení	0	$\sigma_L - \Delta\sigma$	Odlehčení o hodnotu $\Delta\sigma$.
6 Udržování zatížení	t_3	$\sigma_L - \Delta\sigma$	Udržování snížené hodnoty zatížení $\sigma_L - \Delta\sigma$.

Tab. 5-3 Variace parametrů jednotlivých etap biaxiálního testu

Etapa	t_1 [den]	t_2 [den]	t_3 [den]	σ_L / f_c [%]	$\Delta\sigma / \sigma_L$ [%]
1 Vliv velikosti zatížení	1	25	25	25 / 50 / 75	50
2 Vliv velikosti odtížení	1	25	25	75	25 / 50 / 75
3 Vliv okamžiku prvního zatížení	1 / 7 / 28	25	25	75	75
4 Vliv délky zatěžování	1	10 / 25 / 40	25	75	75
5 Vliv délky pozorování po odtížení	1	25	25 / 40 / 55	75	75

Pro sledování časově závislého chování je nutné zahrnout volbu „Time dependent behaviour“. Vliv nárůstu pevnostních charakteristik byl zvolen dle Schädlich a Schweiger (2014) jako $f_{c,1}/f_{c,28} = 0,43$ a $E_1/E_{28} = 0,65$. Pro zkoumání vlivu pouze creepového chování bylo vypnuto smršťování pomocí vypnutí volby „Shrinkage behaviour“, která přenastaví parametry smršťování na nulové hodnoty a dále s ním nepočítá. Ostatní parametry byly zvoleny dle doporučení návodu programu Plaxis (Plaxis Materials Model

Manual (2019)). Všechny vstupní údaje materiálu pro biaxiální test jsou zobrazeny v tabulce Tab. 5-4.

Tab. 5-4 Vstupní parametry SH modelu pro biaxiální test

Parametr	Vysvětlení	Jedn.	Hodnota	Dop. hodnota
Stiffness	Tuhost			
E_{28}	Youngův modul pružnosti vyzrálého betonu (t_{hydr})	[GPa]	2,80E+07	[25, 30]
ν	Poissonovo číslo	[-]	0,2	[0.15, 0.25]
Strength	Pevnost			
Compression	Tlak			
$f_{c,28}$	Jednoosá pevnost v tlaku vyzrálého betonu	[kN/m ²]	2,50E+04	dle pevnostní třídy betonu
f_{c0n}	Normalizovaná původně mobilizovaná síla	[-]	0,2	[0.1, 0.25]
f_{cfn}	Normalizovaná pevnost při porušení	[-]	0,1	[0.1]
f_{cun}	Normalizovaná reziduální pevnost	[-]	0,1	[0.1]
$G_{c,28}$	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	40	[30, 70]
Φ_{max}	Maximální úhel vnitřního tření	[°]	40	[35, 43]
Ψ	Úhel dilatance	[°]	5	[0, 10]
γ_{fc}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1	dle návrhového přístupu
Tension	Tah			
$f_{t,28}$	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu	[kN/m ²]	2500	dle pevnostní třídy betonu
f_{tun}	Poměr reziduální a vrcholové tahové pevnosti	[-]	0	0
$G_{t,28}$	Tahová lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	0,79	[0.05, 0.15] nevyztužený stříkaný beton [CEB-FIB model] prostý beton
γ_{ft}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1	[1.0] jinak dle návrhového přístupu
Time dependency				
Time dependent behaviour ☒				
t_{hydr}	Čas plné hydratace = vyzrálý beton	[den]	28	[28]
Stiffness	Tuhost			
E_1/E_{28}	Časově závislý poměr elastických tuhostí	[-]	0,65	[0.5, 0.7]
Strength	Pevnost			
Strength function			CEB-FIB	
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Časově závislý poměr tlakových pevností	[-]	0,43	[J1, J2, J3] stříkaný beton [0.2, 0.3] prostý beton
Ductility	Duktilita			
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h	[-]	-0,03	[-0.01, -0.03]
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h	[-]	-7,00E-04	[-0.001, -0.0015]
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h	[-]	-7,00E-04	[-0.0007, -0.00012]
a	Přírůstek ϵ_{cp} v závislosti na p (tot. střední napětí)	[-]	20	[16, 20]
Shrinkage	Smršťování			
Shrinkage behaviour ☐				
ϵ_{∞}^{shr}	Konečné přetvoření od smršťování	[-]	0	[-0.0005, -0.0015] pro tunelové ostění ze stříkaného betonu [-0.0002, -0.0006] pro prostý beton
$t_{50,shr}^p$	Čas dosažení 50% přetvoření od smršťování	[den]	0	[28, 100]
Creep	Dotvarování			
Creep behaviour ☒				
ϕ^{cr}	Poměr creepové a elastické deformace	[-]	[1, 2.5, 4]	[2, 3] tunelové ostění ze stříkaného betonu [Eurocode 2] prostý beton
t_{50}^{cr}	Čas dosažení 50% přetvoření od dotvarování	[den]	[1, 3, 5]	[1, 5]

5.1 Vliv velikosti zatížení

V první fázi byl zkoumán vliv velikosti naneseného napětí, které dosahovalo hodnot $25\%f_{c,1}$, $50\%f_{c,1}$ a $75\%f_{c,1}$, kde $f_{c,1}$ je jednodenní pevnost betonu. Jednodenní pevnost betonu je použita z důvodu schématu zatěžování (Tab. 5-5), kdy je zatížení aplikováno ve stáří 1 den. Následuje 25 dní udržování zatížení, odlehčení a dalších 25 dní pozorování po odlehčení. Jednodenní pevnost betonu $f_{c,1}$ byla spočítána dle vzorce pro nárůst pevnosti dle materiálového modelu (4-19) a je rovna 10,75 MPa. Jednotlivé hodnoty zatížení σ_L jsou tedy:

- $\sigma_L = 0,25 \cdot 10,75 \text{ MPa} = 2687,5 \text{ kPa}$
- $\sigma_L = 0,50 \cdot 10,75 \text{ MPa} = 5375,0 \text{ kPa}$
- $\sigma_L = 0,75 \cdot 10,75 \text{ MPa} = 8062,5 \text{ kPa}$

Velikost odtížení $\Delta\sigma$ byla stanovena jako polovina předešlého aplikovaného zatížení:

- $\Delta\sigma = 0,50 \cdot 2687,5 \text{ kPa} = 1343,75 \text{ kPa}$
- $\Delta\sigma = 0,50 \cdot 5375,0 \text{ kPa} = 2687,50 \text{ kPa}$
- $\Delta\sigma = 0,50 \cdot 8062,5 \text{ kPa} = 4031,25 \text{ kPa}$

Tab. 5-5 Parametry první etapy biaxiálního testu (Vliv velikosti zatížení)

Varianta	Parametr	Hodnota	Jednotka
všechny	t_1	1	den
	t_2	25	den
	t_3	25	den
var.1	σ_L	2687,50	kPa
	$\Delta\sigma$	1343,75	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	1343,75	kPa
var.2	σ_L	5375,00	kPa
	$\Delta\sigma$	2687,50	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	2687,50	kPa
var.3	σ_L	8062,50	kPa
	$\Delta\sigma$	4031,25	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	4031,25	kPa

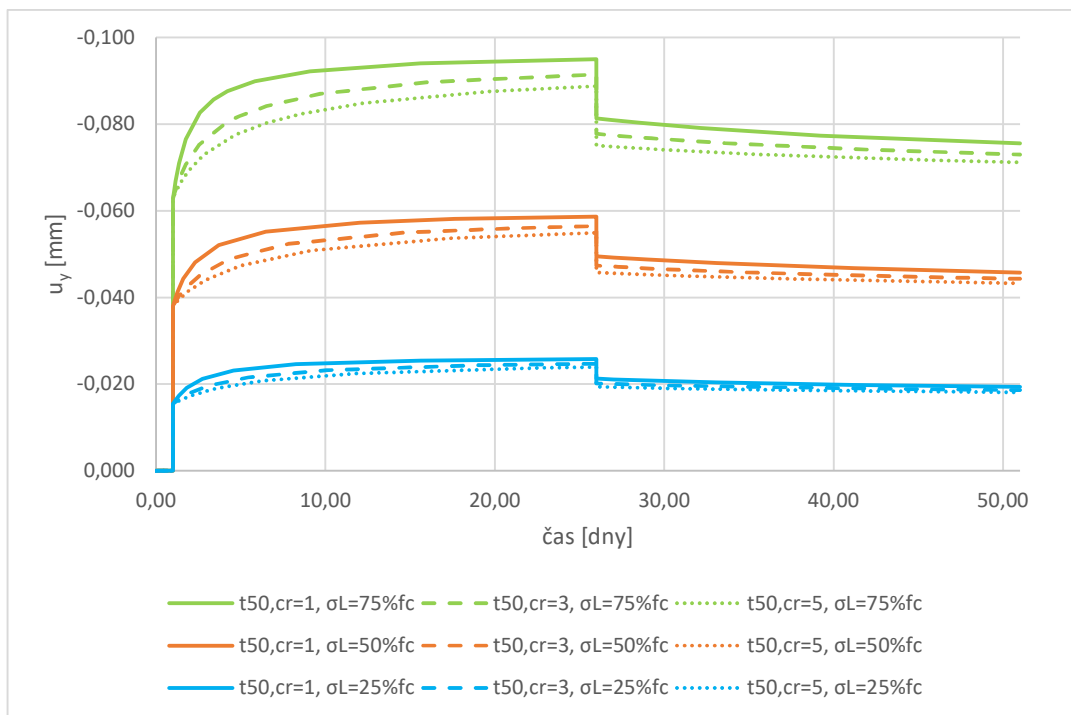
Pro zjištění vlivu velikosti zatížení a hodnoty creepových parametrů bylo provedeno 27 výpočtů v programu Plaxis 2D. Konkrétně 3 úrovně zatížení (var. 1, var. 2 a var.3 v Tab.

5-5), pro každou z nich 3 hodnoty creepového parametru φ^{cr} a pro každou tuto kombinaci ještě 3 hodnoty časového faktoru t_{50}^{cr} . Sledovaným bodem je střed horní hrany a je pozorován absolutní posun ve svislém směru u_y . Na výsledky je možné se dívat z několika různých úhlů:

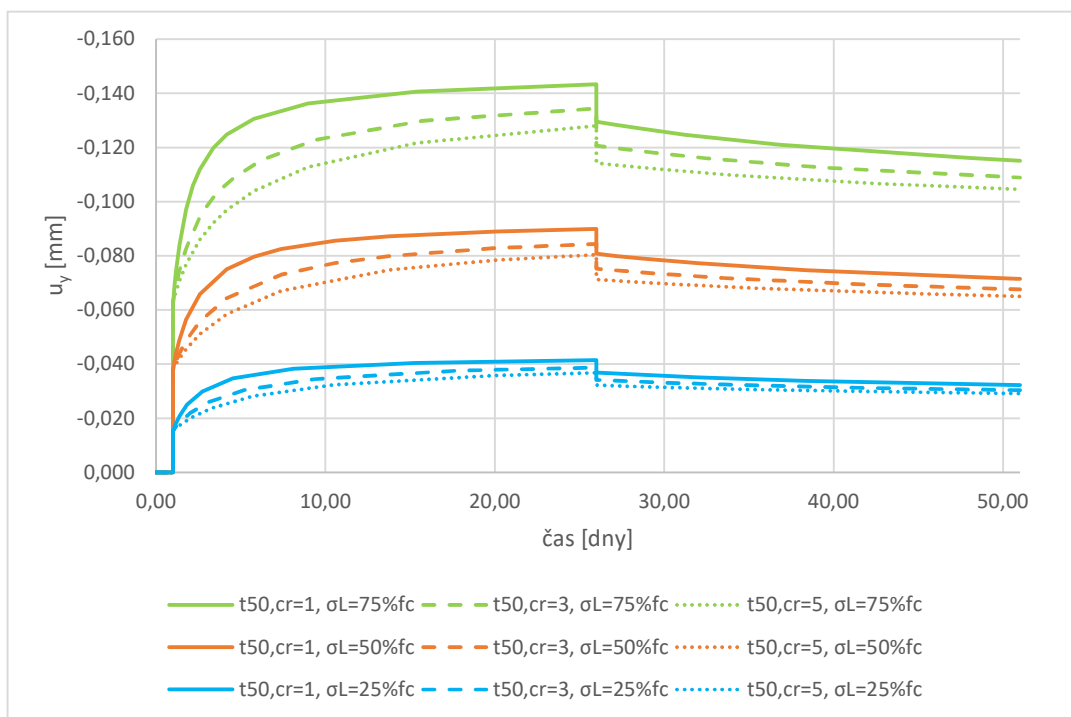
- Ponechání creepového parametru konstantní a zkoumání vlivu úrovně zatížení a časového faktoru (Obr. 5-3, Obr. 5-4 a Obr. 5-5).
- Ponechání časového faktoru a různé úrovně zatížení a creepového parametru (Obr. 5-6, Obr. 5-7 a Obr. 5-8).
- Ponechání úrovně zatížení a změna creepového parametru a časového faktoru (Obr. 5-9, Obr. 5-10 a Obr. 5-11).

Z grafů lze vyčíst několik zákonitostí:

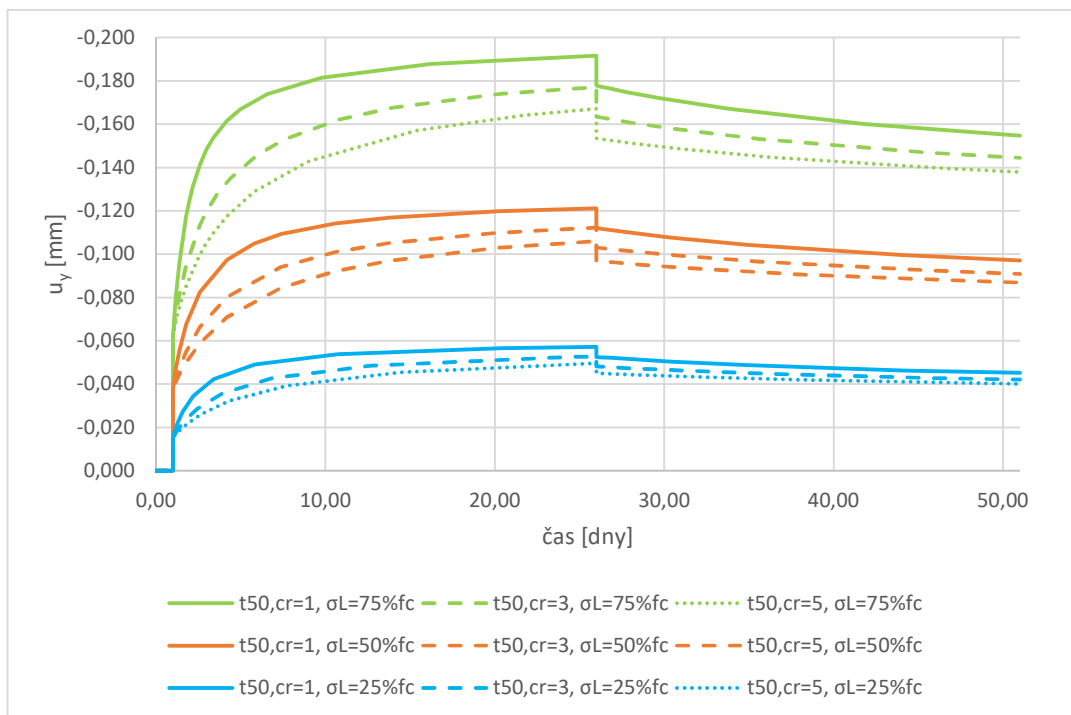
- Velikost okamžité pružné deformace není nijak ovlivněna volbou hodnot creepových parametrů a je tedy pouze úměrná zatížení a aktuální hodnotě modulu pružnosti.
- Creepové parametry ovlivňují velikost a průběh dotvarování, φ^{cr} určuje konečnou absolutní hodnotu deformace v čase t_∞ , t_{50}^{cr} určuje průběh křivky.
- Čím vyšší φ^{cr} , tím vyšší je také creepová deformace, avšak čím vyšší je t_{50}^{cr} , tím je rychlost nárůstu nižší.
- Při odtěžování funguje podobná závislost, čím vyšší je φ^{cr} , tím rychlejší je změna opačného směru po odtížení.



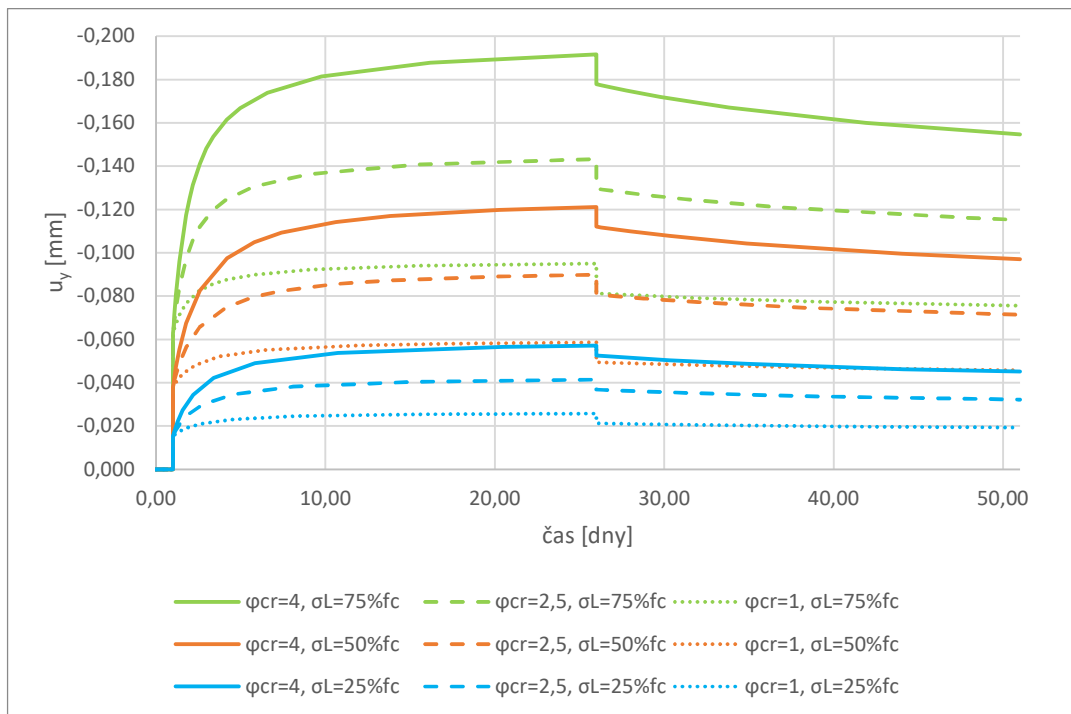
Obr. 5-3 Vliv velikosti zatížení $\phi^{cr} = 1$



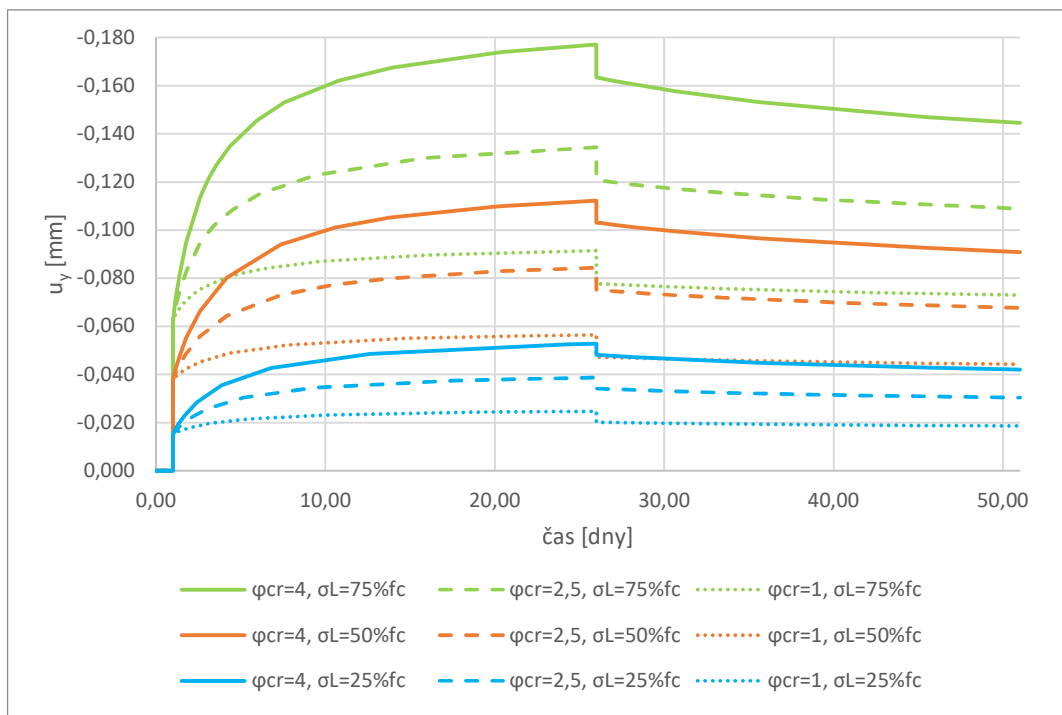
Obr. 5-4 Vliv velikosti zatížení $\phi^{cr} = 2,5$



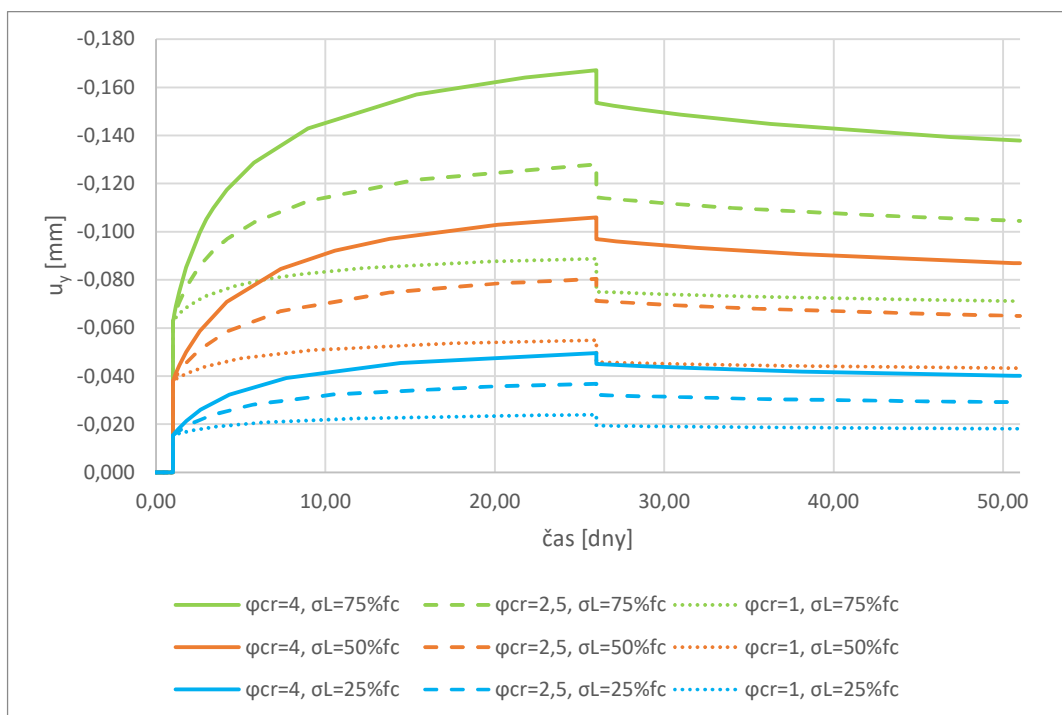
Obr. 5-5 Vliv velikosti zatížení $\phi^{cr}=4$



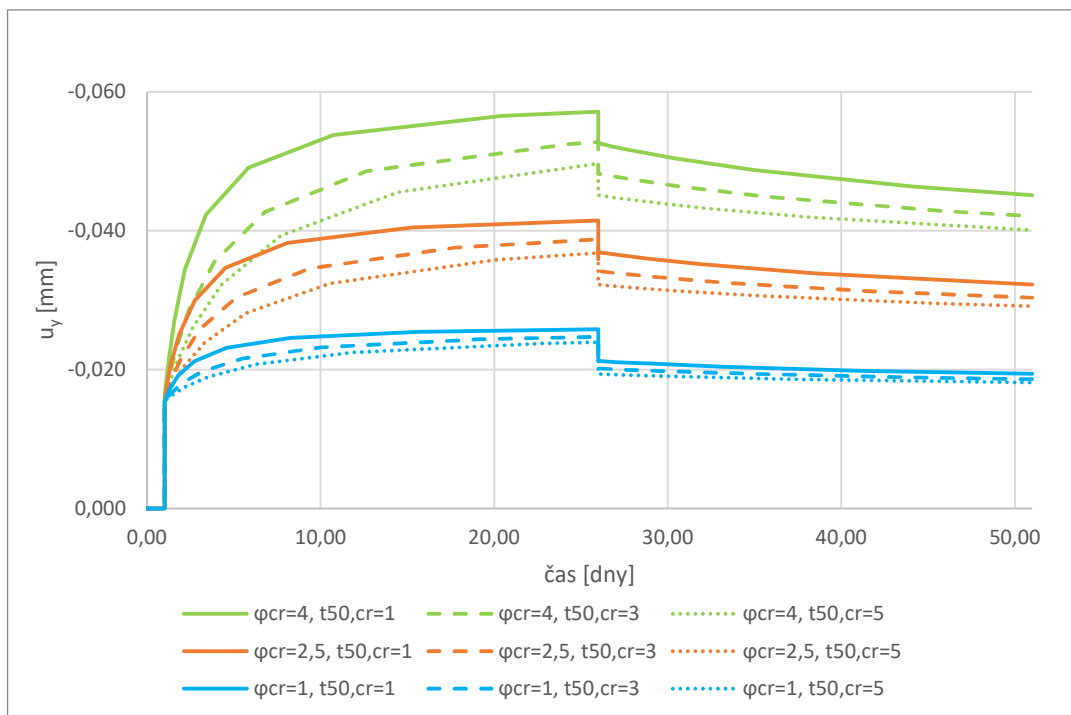
Obr. 5-6 Vliv velikosti zatížení $t_{50}^{cr} = 1$ den



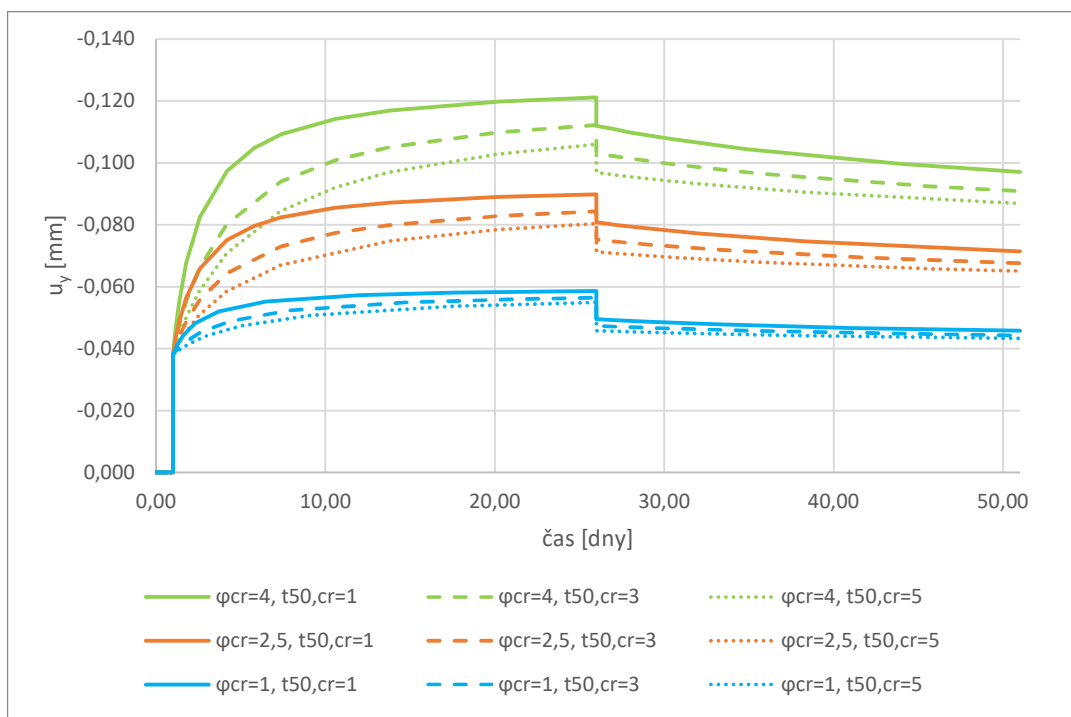
Obr. 5-7 Vliv velikosti zatížení $t_{50}^{cr}=3$ dny



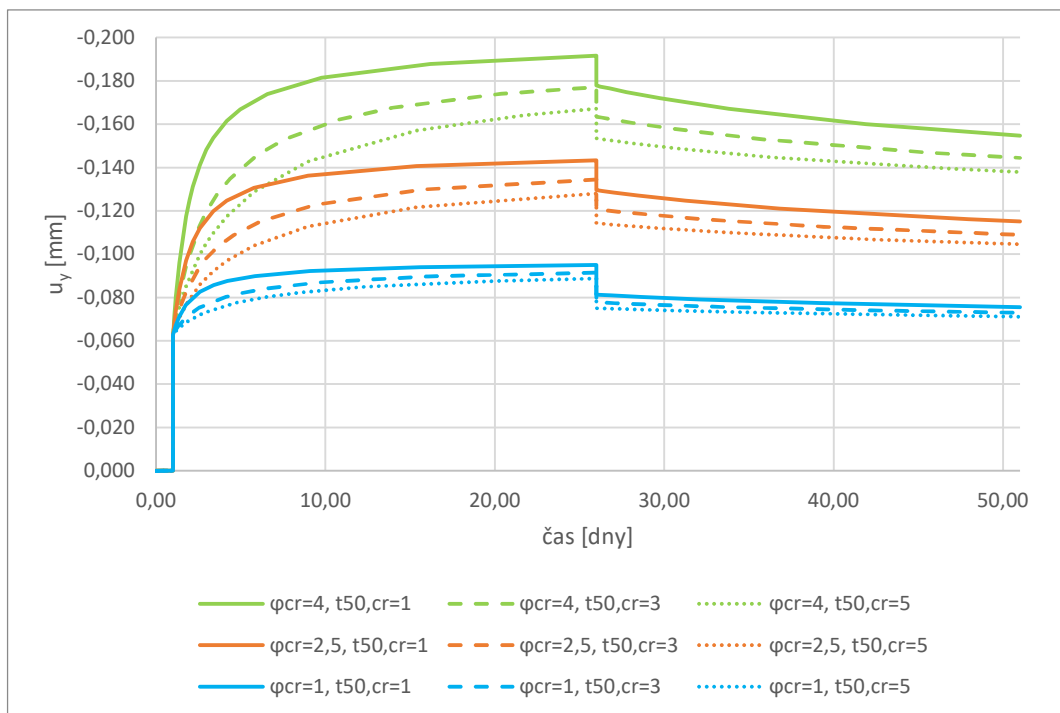
Obr. 5-8 Vliv velikosti zatížení $t_{50}^{cr}=5$ dní



Obr. 5-9 Vliv velikosti zatížení $\sigma_L=25\%$



Obr. 5-10 Vliv velikosti zatížení $\sigma_L=50\%$



Obr. 5-11 Vliv velikosti zatížení $\sigma_L = 75\%$

5.2 Vliv velikosti odtížení

V druhé fázi bylo použito stejné schéma zatěžování, zatížení byla konstantní s hodnotou $\sigma_L = 75\% f_c$ (8062,5 kPa) a velikost odtížení byla variována:

- $\Delta\sigma = 25\% \sigma_L = 0,25 \cdot 8062,5 = 2015,63 \text{ kPa}$
- $\Delta\sigma = 50\% \sigma_L = 0,50 \cdot 8062,5 = 4031,25 \text{ kPa}$
- $\Delta\sigma = 75\% \sigma_L = 0,75 \cdot 8062,5 = 6046,88 \text{ kPa}$.

Časové schéma zůstalo stejné, 1 den vyzrávání betonu, okamžité nanesení zatížení, 25 dní zatěžování plným zatížením σ_L , okamžité odtížení o různé hodnoty napětí a dalších 25 dní zatěžování nižší hodnotou zatížení $\sigma_L - \Delta\sigma$ (viz Tab. 5-6).

Tab. 5-6 Parametry druhé etapy biaxiálního testu (Vliv velikosti odtížení)

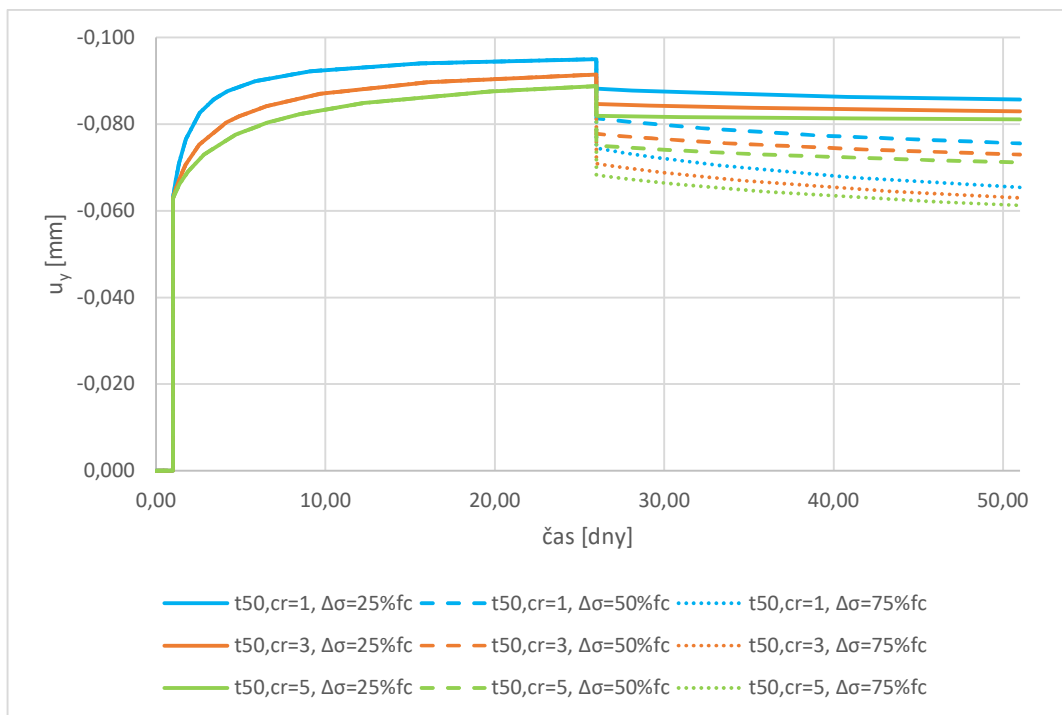
Varianta	Parametr	Hodnota	Jednotka
všechny	t_1	1	den
	t_2	25	den
	t_3	25	den
	σ_L	8062,50	kPa
var.1	$\Delta\sigma$	2015,63	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	6046,88	kPa
var.2	$\Delta\sigma$	4031,25	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	4031,25	kPa
var.3	$\Delta\sigma$	6046,88	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	2015,63	kPa

Na problematiku lze stejně jako v předcházejícím případě nahlížet několika způsoby:

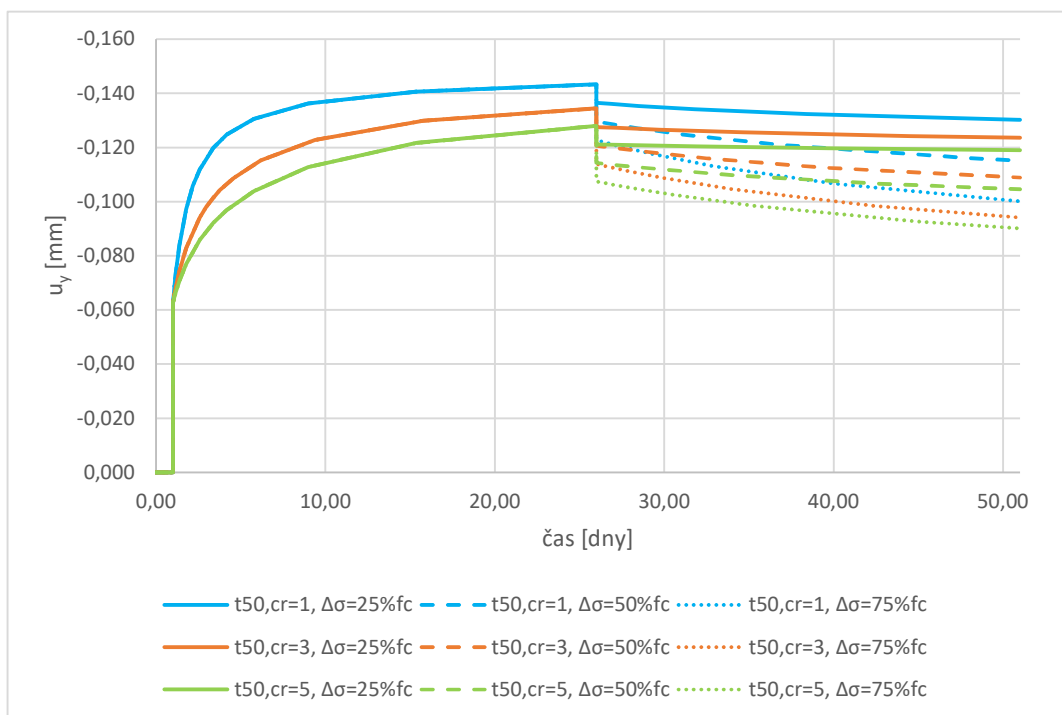
- Ponechání pevné hodnoty φ^{cr} (Obr. 5-12, Obr. 5-13 a Obr. 5-14).
- Ponechání pevné hodnoty t_{50}^{cr} (Obr. 5-15, Obr. 5-16 a Obr. 5-17).
- Ponechání hodnoty odtížení $\Delta\sigma$ (Obr. 5-18, Obr. 5-19 a Obr. 5-20).

Průběh křivky až do okamžiku odtížení je již známý z předchozího případu (Vliv velikosti zatížení) v případě zatížení $\sigma_L = 75\% f_c$. Po odtížení však dochází ke změnám, neboť je hodnota odtížení variována.

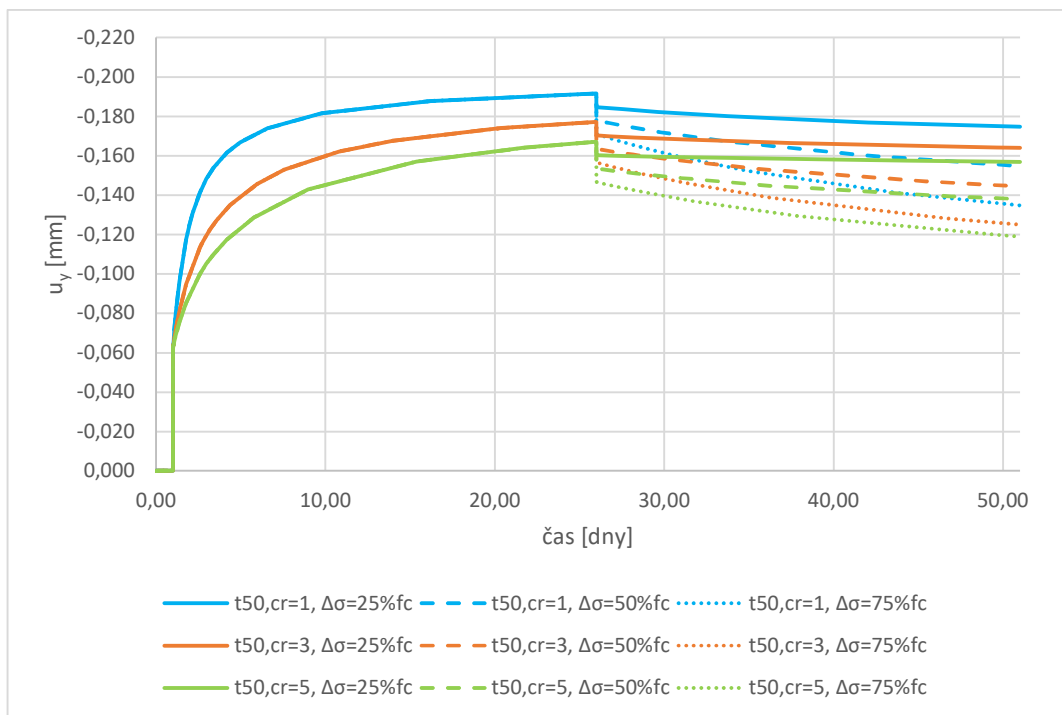
Čím vyšší je hodnota odtížení $\Delta\sigma$, tím má po okamžité hodnotě odtížení navazující část křivky větší sklon. Tento sklon také ovlivňuje hodnota creepového parametru φ^{cr} , čím je vyšší parametr, tím je vyšší sklon. Naopak vyšší hodnota t_{50}^{cr} způsobuje plošší křivku a tedy nižší sklon tečny křivky po odtížení. Z analýz vyplývá, že ať je okamžitý sklon tečny jakýkoliv, při stejném parametru φ^{cr} se všechny křivky, lišící se parametrem t_{50}^{cr} , v nekonečnu potkají na stejné hodnotě konečné deformace. V případě další změny hodnoty zatížení vychází nová změna deformace z aktuální absolutní hodnoty deformace, proto je vhodné znát její průběh i v průběhu životnosti a ne pouze její konečnou hodnotu v nekonečnu.



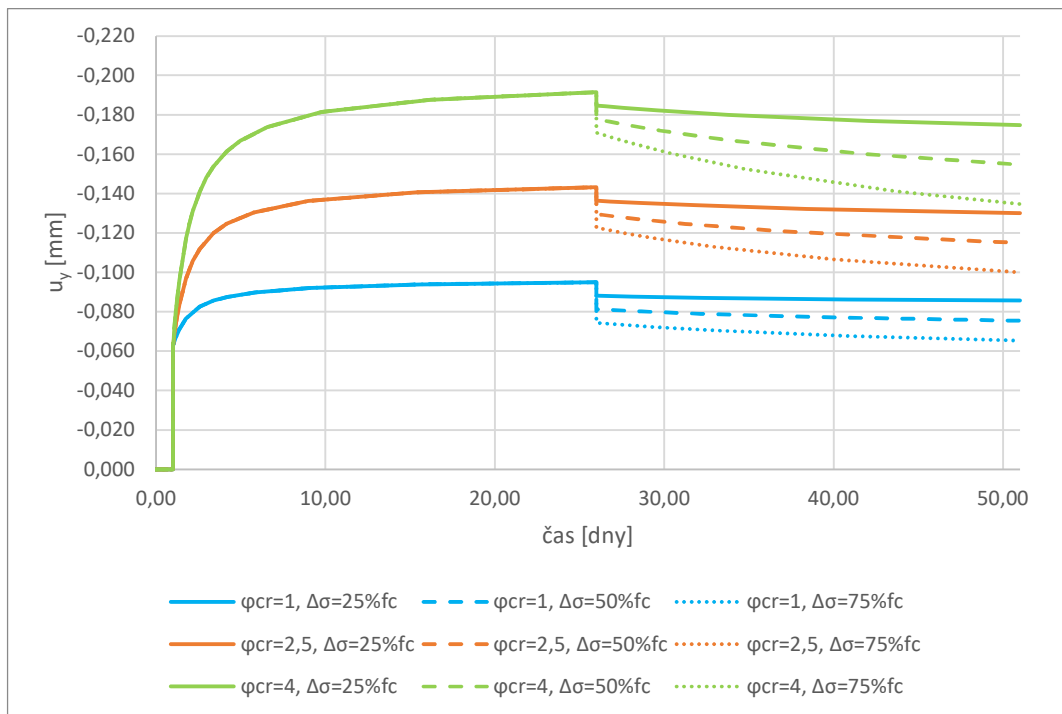
Obr. 5-12 Vliv velikosti odtížení $\phi^{cr}=1$



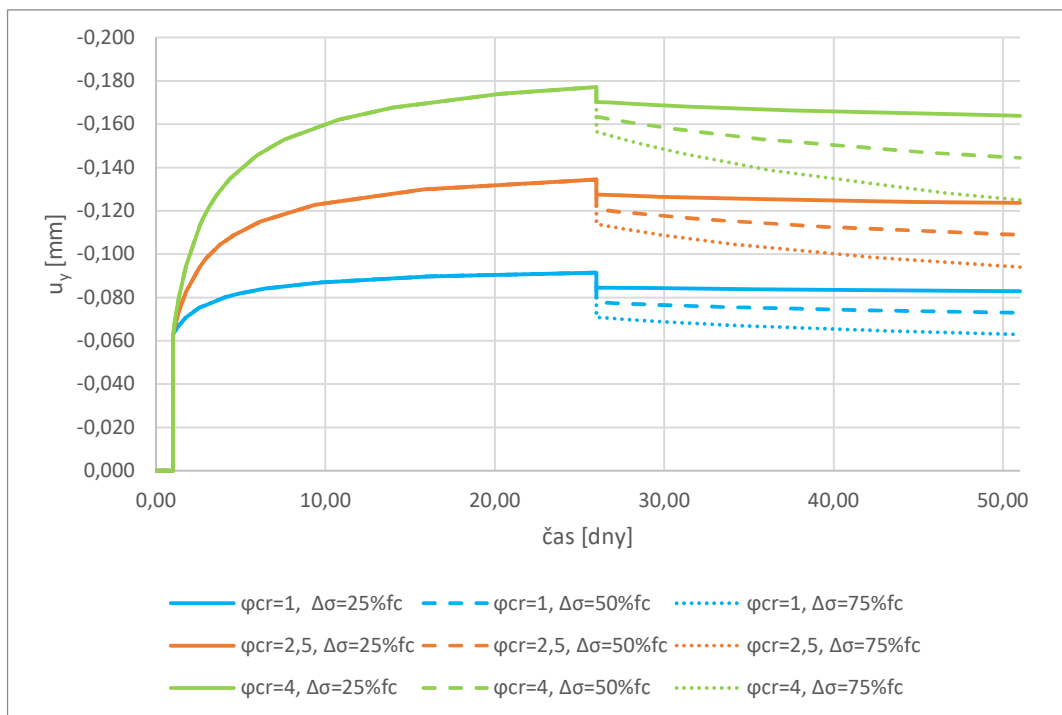
Obr. 5-13 Vliv velikosti odtížení $\phi^{cr}=2,5$



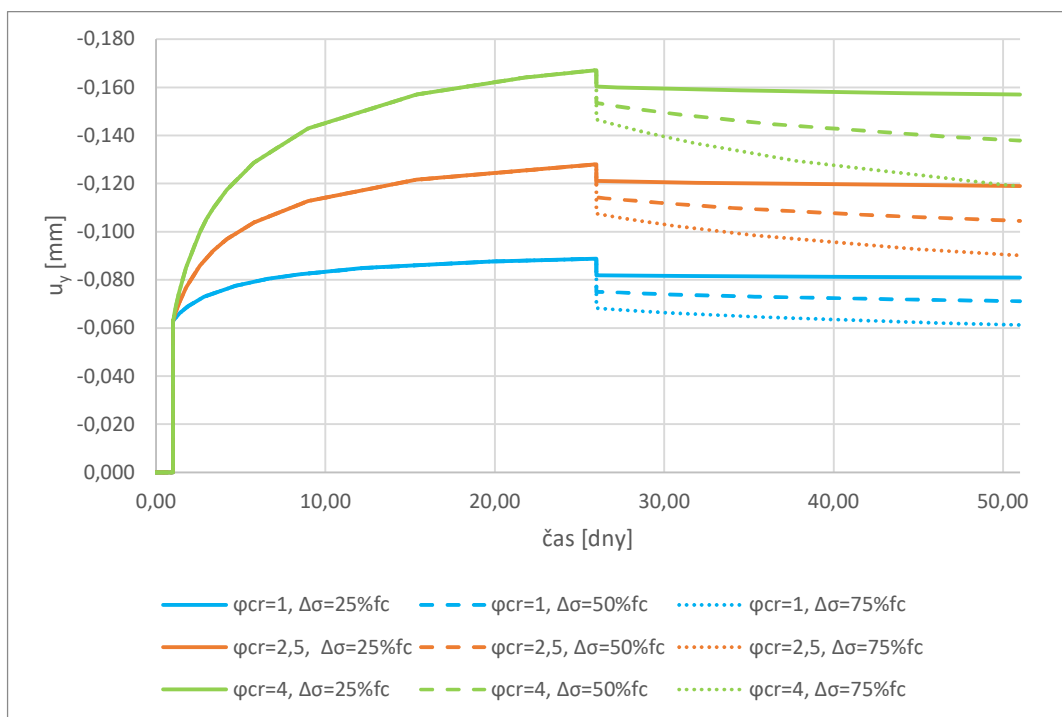
Obr. 5-14 Vliv velikosti odtížení $\phi^{cr}=4$



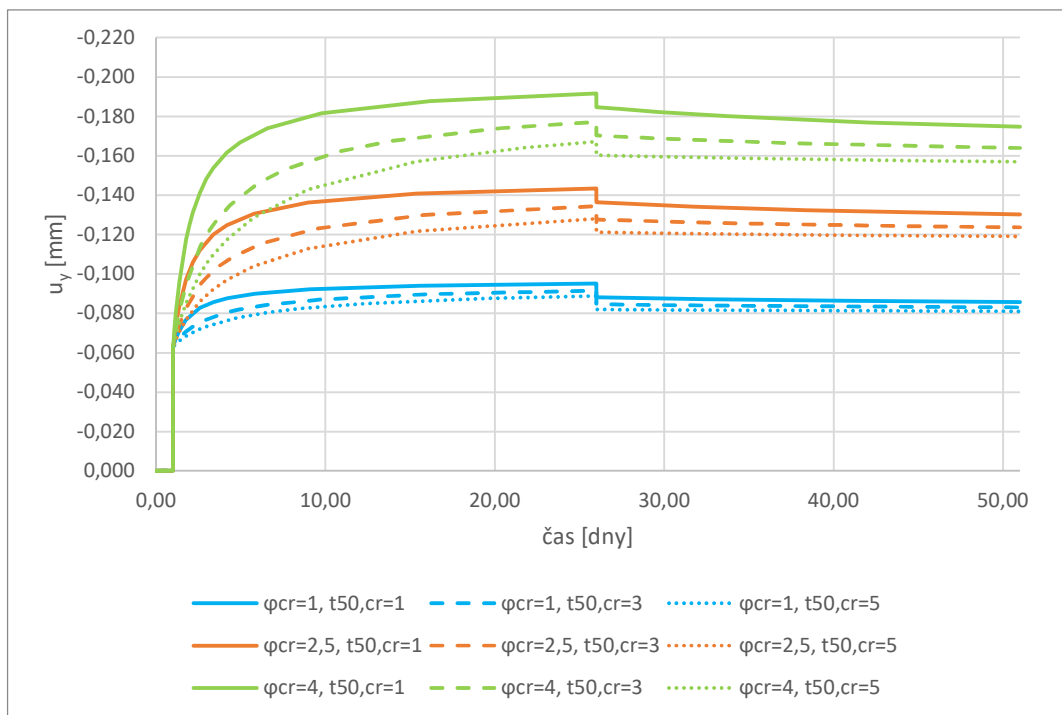
Obr. 5-15 Vliv velikosti odtížení $t_{50}^{cr}=1$ den



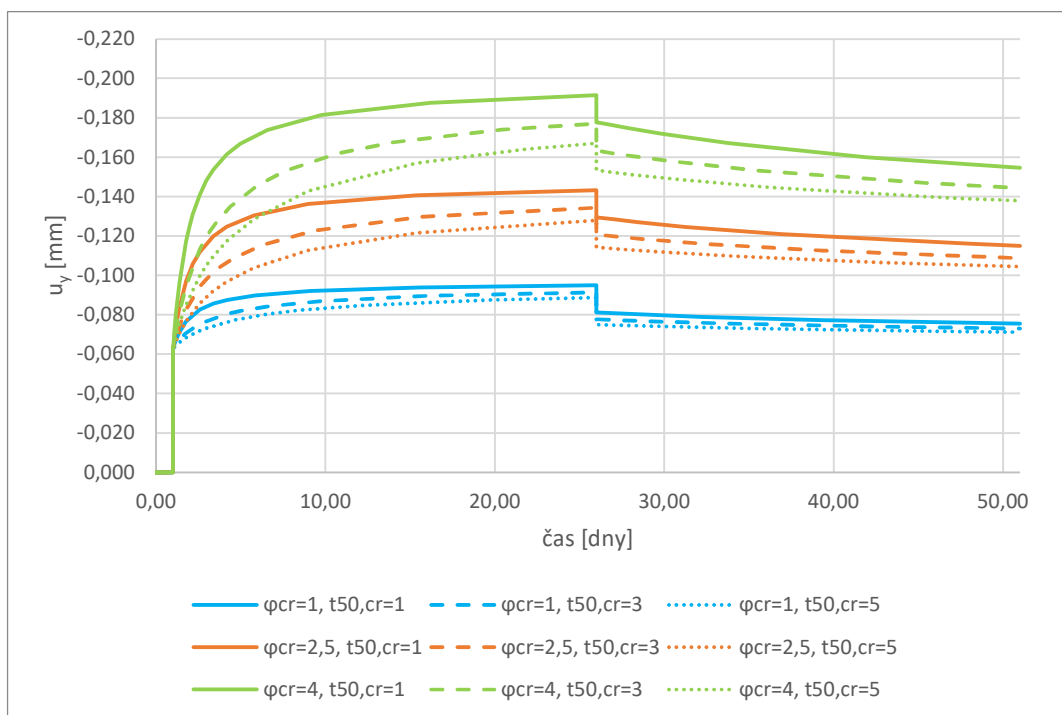
Obr. 5-16 Vliv velikosti odtížení $t_{50}^{cr} = 3$ dny



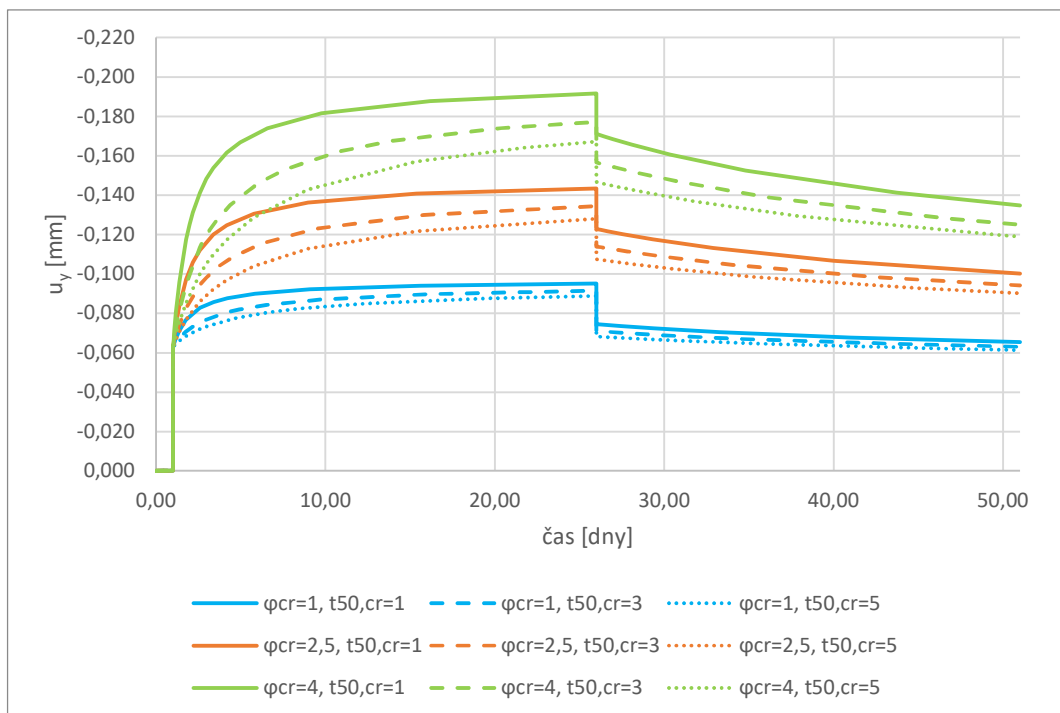
Obr. 5-17 Vliv velikosti odtížení $t_{50}^{cr} = 5$ dni



Obr. 5-18 Vliv velikosti odtížení $\Delta\sigma=25 \% f_c$



Obr. 5-19 Vliv velikosti odtížení $\Delta\sigma=50 \% f_c$



Obr. 5-20 Vliv velikosti odtížení $\Delta\sigma = 75 \% f_c$

5.3 Vliv okamžiku prvního zatížení

V této fázi byl analyzován průběh dotvarování při různých stupních vyztvořlosti materiálu v době nanesení prvního zatížení. Na těleso bylo naneseno zatížení vyvolávající 75 % tlakové pevnosti betonu v okamžiku počátku zatěžování. Těmito okamžiky byly 1 den, 7 dní a 28 dní a jim odpovídající tlakové pevnosti byly stanoveny dle vztahů platných pro SH model. Jednotlivé hodnoty zatížení jsou tedy následující:

- $\sigma_L = 0,75 \cdot 10\,750\text{ kPa} = 8062,5\text{ kPa}$ pro počátek zatěžování 1 den
- $\sigma_L = 0,75 \cdot 20\,537\text{ kPa} = 15\,403\text{ kPa}$ pro počátek zatěžování 7 dní
- $\sigma_L = 0,75 \cdot 25\,000\text{ kPa} = 18\,750\text{ kPa}$ pro počátek zatěžování 28 dní.

Tyto hodnoty zatížení byly udržovány po dobu 25 dní a následně došlo k odtížení. Snížení hodnoty zatížení ve fázi odtížení bylo provedeno o 75 %. Hodnoty zatížení jsou následující:

- $\sigma_L - \Delta\sigma = 0,25 \cdot 8062,5\text{ kPa} = 2015,6\text{ kPa}$ pro počátek zatěžování 1 den
- $\sigma_L - \Delta\sigma = 0,25 \cdot 15\,403\text{ kPa} = 3850,7\text{ kPa}$ pro počátek zatěžování 7 dní

- $\sigma_L - \Delta\sigma = 0,25 \cdot 18\,750\text{ kPa} = 4687,5\text{ kPa}$ pro počátek zatěžování 28 dní.

Po odtížení byla snížená hodnota zatížení udržována dalších 25 dní a byly nadále pozorovány svislé deformace. Všechny parametry této etapy zkoušek jsou zobrazeny v Tab. 5-7.

Tab. 5-7 Parametry třetí etapy biaxiálního testu (Vliv okamžiku prvního zatížení)

Varianta	Parametr	Hodnota	Jednotka
všechny	t_2	25	den
	t_3	25	den
var.1	t_1	1	den
	σ_L	8062,50	kPa
	$\Delta\sigma$	6046,88	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	2015,63	kPa
var.2	t_1	7	den
	σ_L	15403,00	kPa
	$\Delta\sigma$	11552,25	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	3850,75	kPa
var.3	t_1	28	den
	σ_L	18750,00	kPa
	$\Delta\sigma$	14062,50	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	4687,50	kPa

Všech 27 provedených testů je roztrženo do 9 grafů podle kategorií:

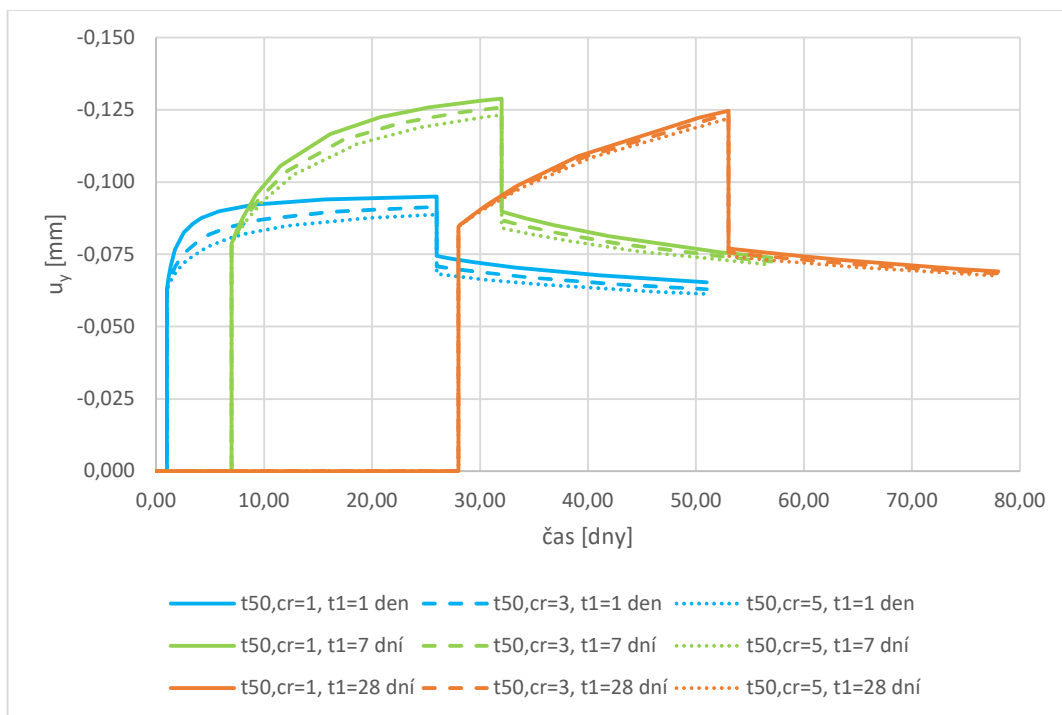
- Podle hodnoty φ^{cr} (Obr. 5-21, Obr. 5-22 a Obr. 5-23).
- Podle hodnoty t_{50}^{cr} (Obr. 5-24, Obr. 5-25 a Obr. 5-26).
- Podle času počátku zatěžování t_1 (Obr. 5-27, Obr. 5-28 a Obr. 5-29).

Okamžik počátku zatěžování má vliv nejen na průběh časově závislých deformací, ale také na velikost pružné deformace. Vzhledem k tomu, že hodnota zatížení je odvozena od tlakové pevnosti v okamžiku zatěžování, je vyvolaná elastická deformace funkcí aktuálního poměru tlakové pevnosti a modulu pružnosti v průběhu vyztavování betonu. Tato skutečnost byla již diskutována dříve (Obr. 4-8) a lze ji pozorovat i ve výsledcích tohoto biaxiálního testu.

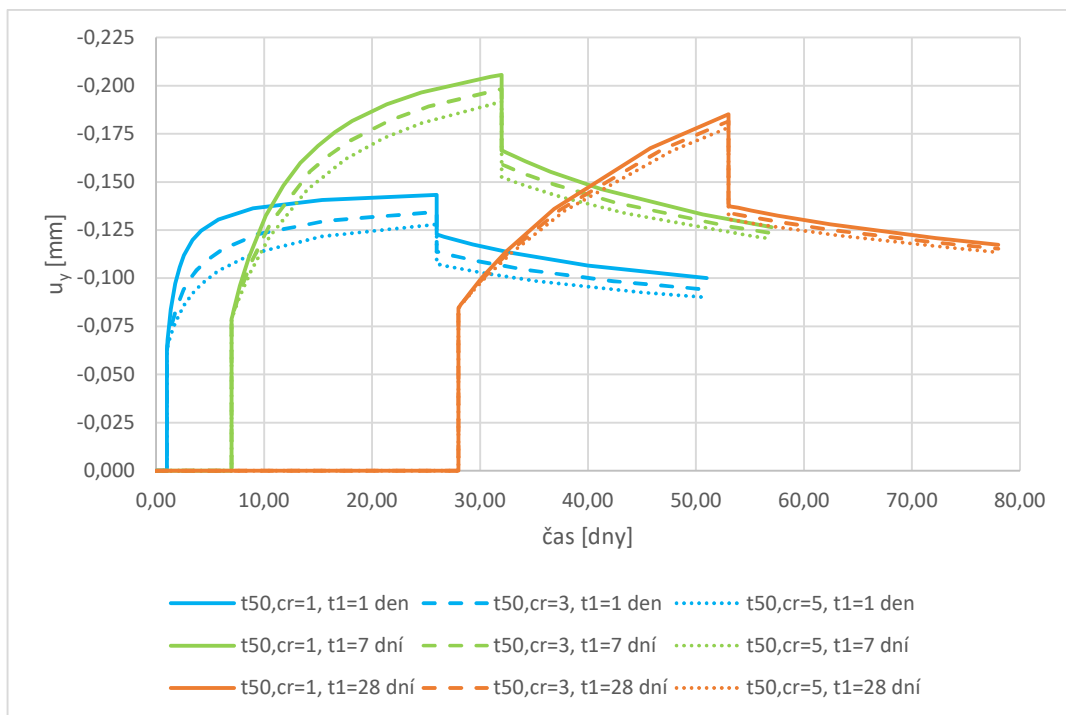
Měněné parametry tohoto typu biaxiálního testu také ovlivňují průběh creepové deformace, zatímco při zatížení po 1 dni od vytvoření vzorku je nárůst dotvarování velmi

rychlý a je výrazně závislý na hodnotě parametru t_{50}^{cr} , s postupem času je tento vliv méně výrazný a při zatížení plně vyzrálého betonu v čase 28 dní již změna parametru t_{50}^{cr} v rámci doporučených hodnot nevyvolává téměř žádné rozdíly.

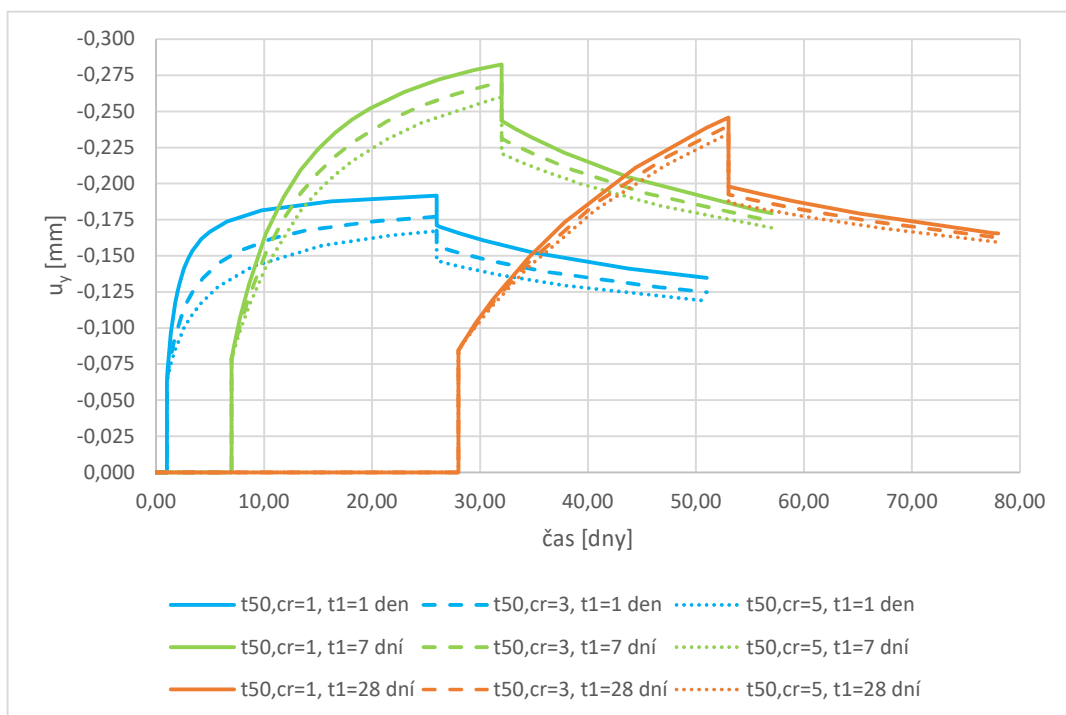
Zároveň je vidět, že křivky, které započaly v různých okamžicích směřují do různých konečných hodnot celkové deformace, neboť je ve vzorcích vyvolána různá hodnota svislého tlakového napětí.



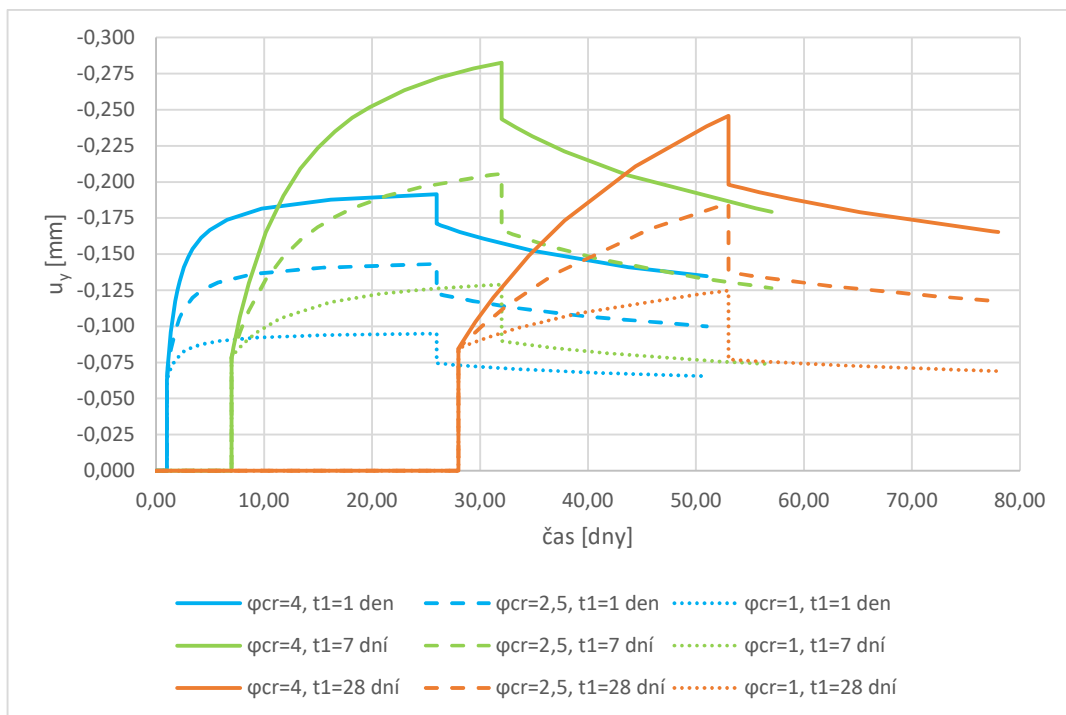
Obr. 5-21 Vliv okamžiku prvního zatížení $\phi^{cr}=1$



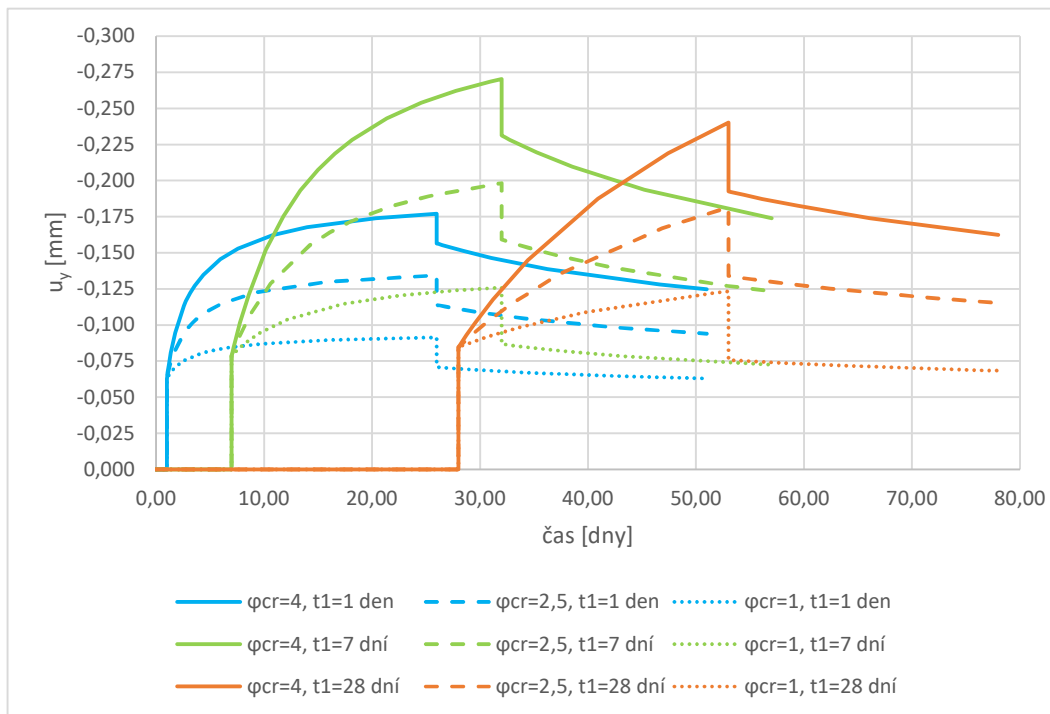
Obr. 5-22 Vliv okamžiku prvního zatížení $\phi^{cr} = 2,5$



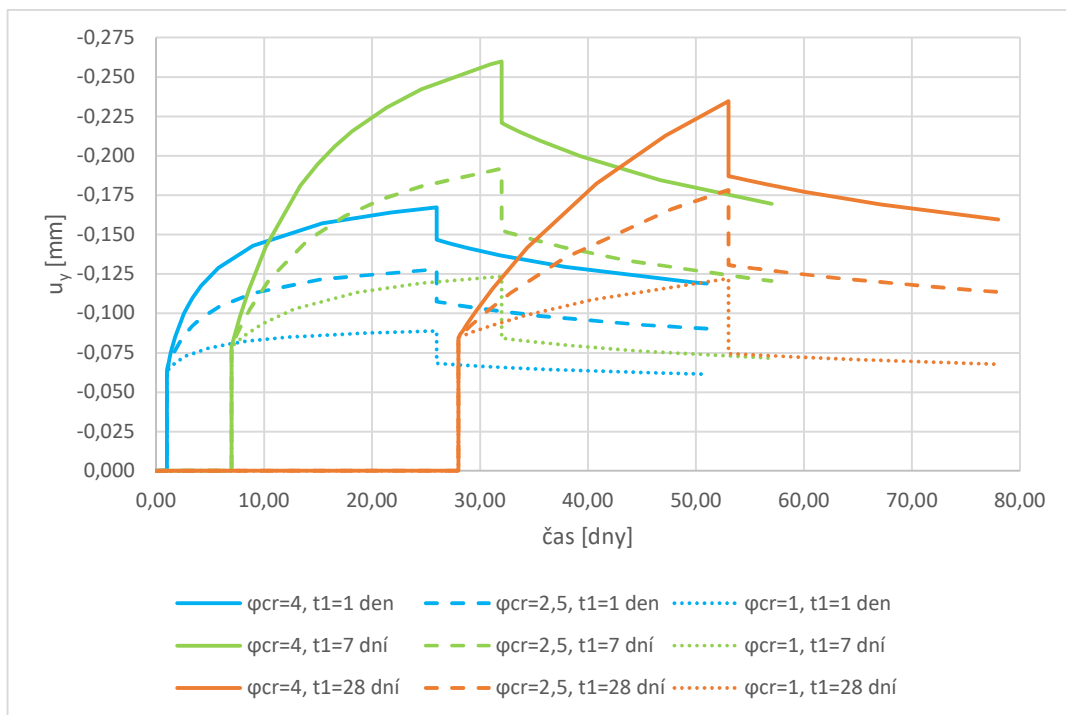
Obr. 5-23 Vliv okamžiku prvního zatížení $\phi^{cr} = 4$



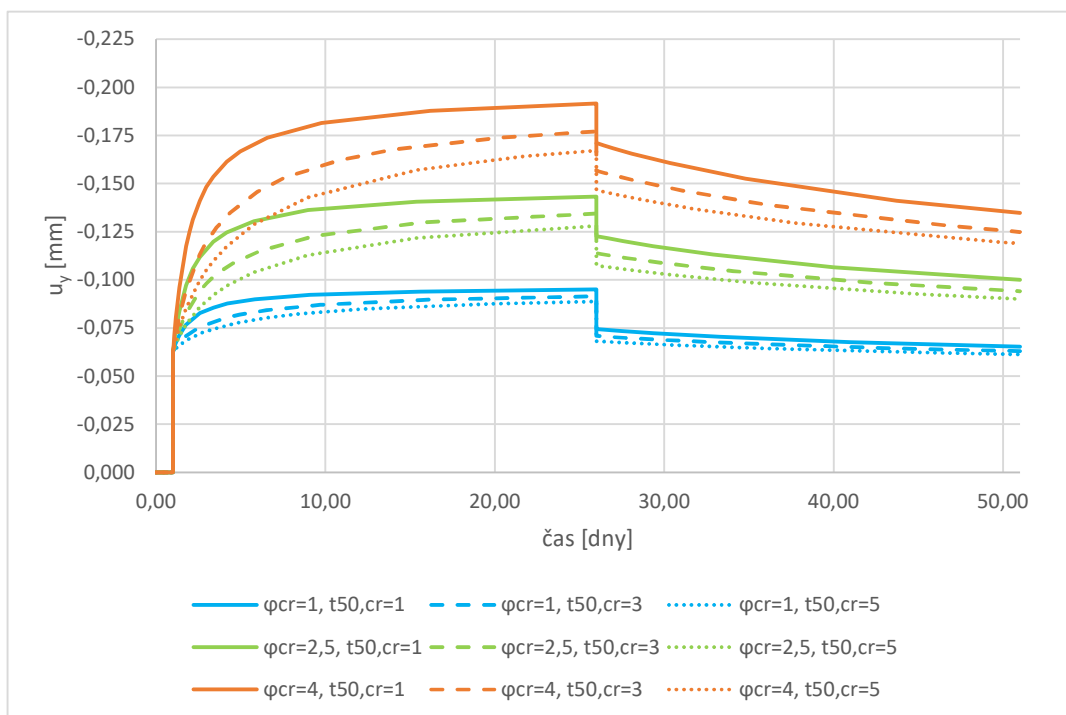
Obr. 5-24 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_{50}^{cr}=1$ den



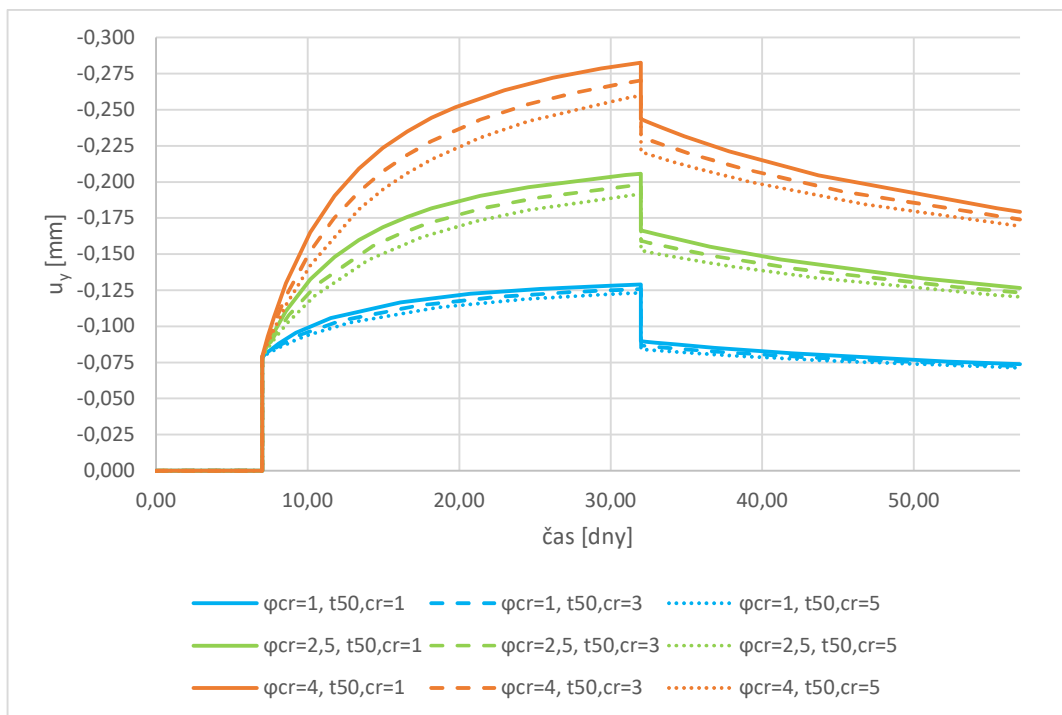
Obr. 5-25 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_{50}^{cr} = 3$ dní



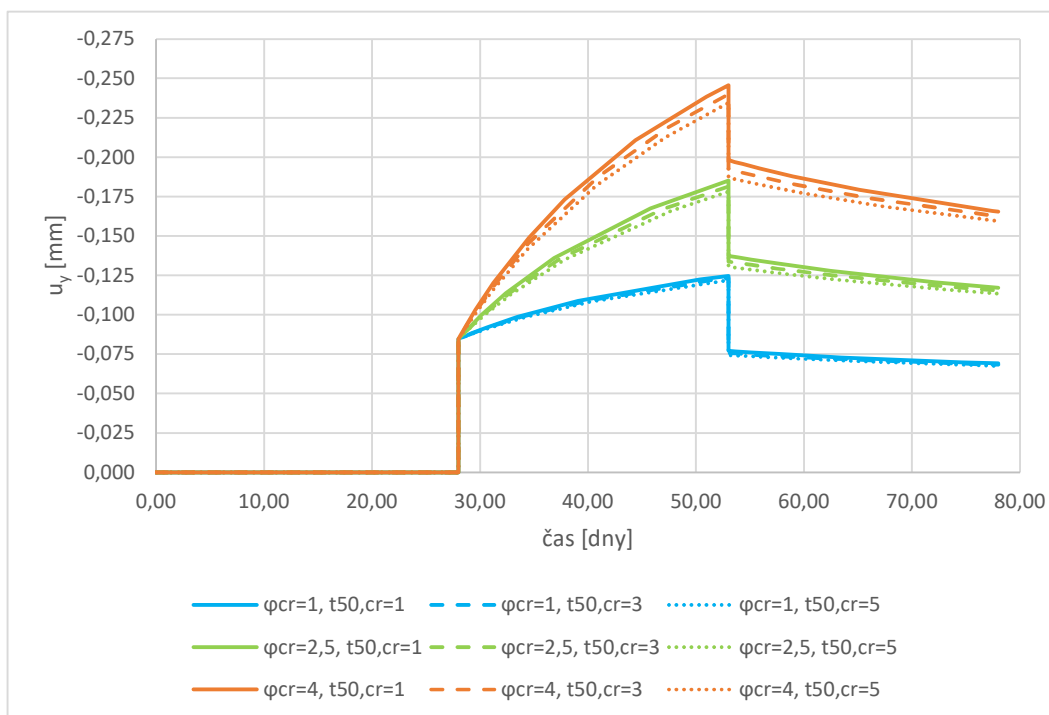
Obr. 5-26 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_{50}^{cr} = 5$ dni



Obr. 5-27 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_1 = 1$ den



Obr. 5-28 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_1 = 7$ dní



Obr. 5-29 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_1 = 28$ dní

5.4 Vliv délky zatěžování

Tato fáze variovala hodnotu t_2 , tedy délku trvání zatěžování. Ostatní konfigurace zůstala stejná jako v předchozím případě, tedy zatížení σ_L má hodnotu 75 % $f_{c,1}$ a odtížení $\Delta\sigma$ je provedeno o 75 % σ_L . Zatížení je nanášeno na beton stáří 1 den a následně udržováno po dobu t_2 , jejíž hodnoty jsou v tomto testu stanoveny jako 10 dní, 25 dní a 40 dní. Po uplynutí tohoto času dochází k odtížení a následně dalším 25 dnům udržování snížené hodnoty napětí a sledování deformací tělesa.

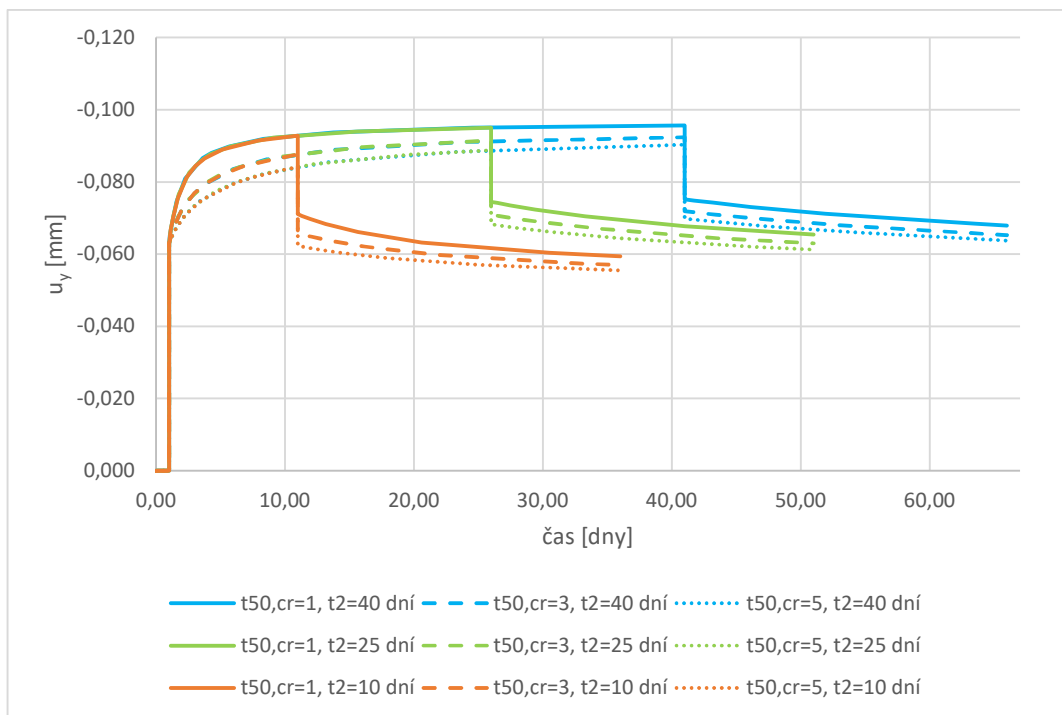
Tab. 5-8 Parametry čtvrté etapy biaxiálního testu (Vliv délky zatěžování)

Varianta	Parametr	Hodnota	Jednotka
všechny	t_1	1	den
var.1	t_2	10	den
var.2	t_2	25	den
var.3	t_2	40	den
všechny	σ_L	8062,50	kPa
	$\Delta\sigma$	6046,88	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	2015,63	kPa
	t_3	25	den

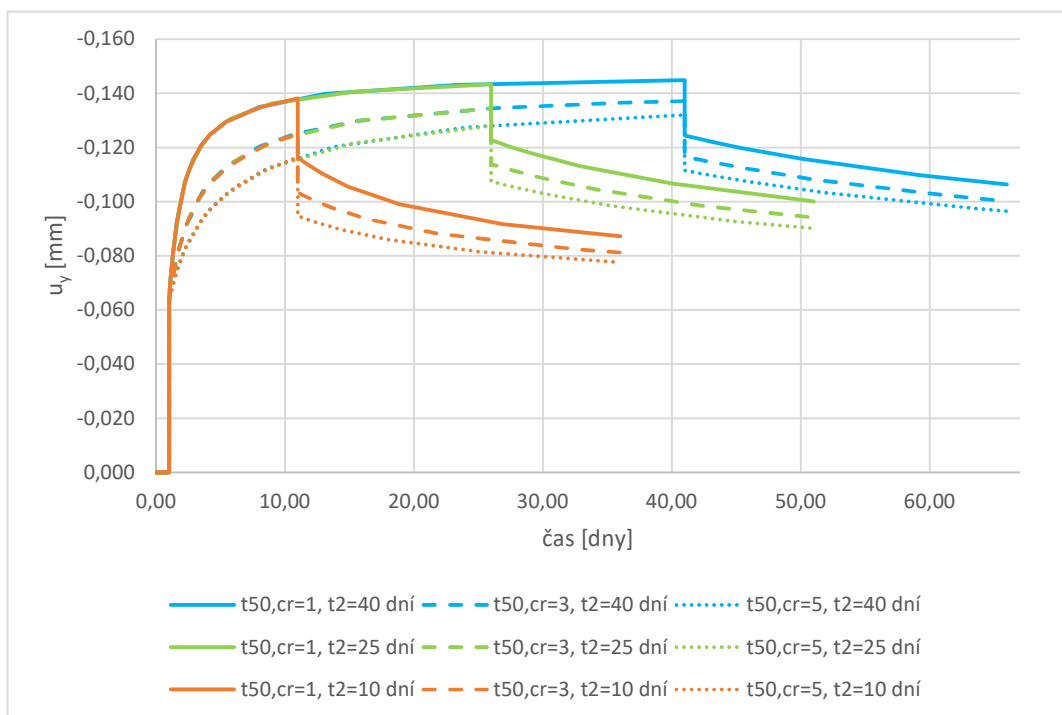
Výsledky jsou tříděny:

- o dle φ^{cr} (Obr. 5-30, Obr. 5-31 a Obr. 5-32),
- o dle t_{50}^{cr} (Obr. 5-33, Obr. 5-34 a Obr. 5-35),
- o dle délky zatěžování (Obr. 5-36, Obr. 5-37 a Obr. 5-38).

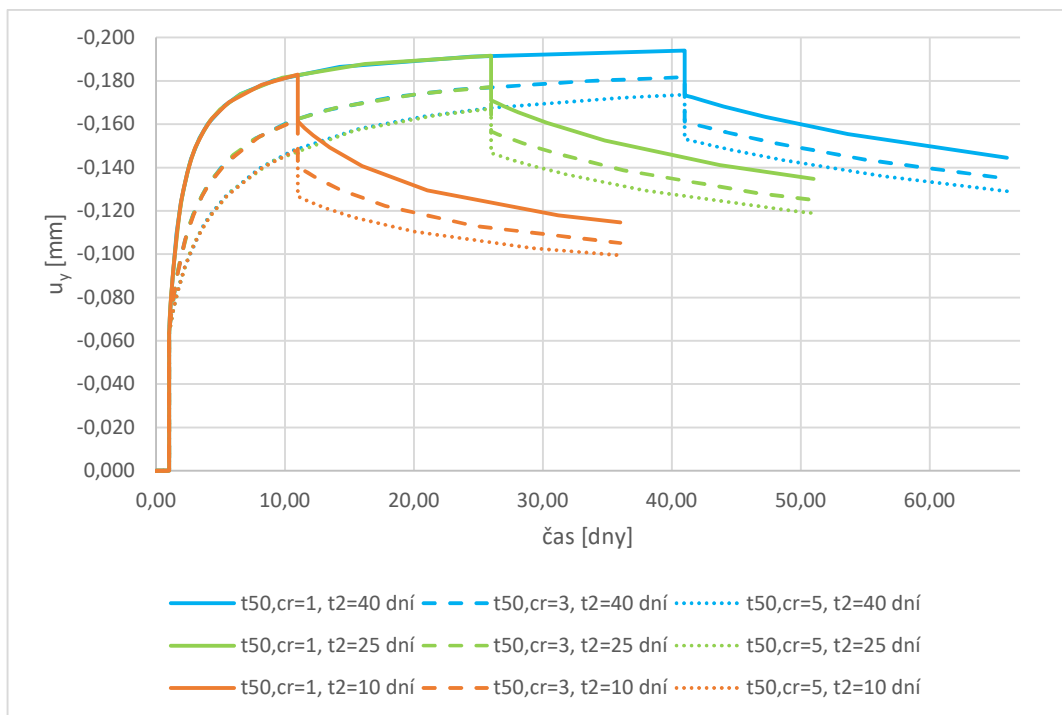
Již ze samotné konfigurace úlohy je zřejmé, že křivky se stejnými creepovými parametry, budou probíhat po stejných trajektoriích až do okamžiku odtížení, kde se od sebe oddělí. U dříve odtížených vzorků dochází po odtížení a proběhnutí elastické deformace k většímu nárůstu creepové deformace opačného směru (celková deformace se snižuje rychleji). Rychlost změny přetvoření jak po zatížení, tak po odtížení ovlivňují také (stejně jako v předcházejících příkladech) parametry φ^{cr} a t_{50}^{cr} .



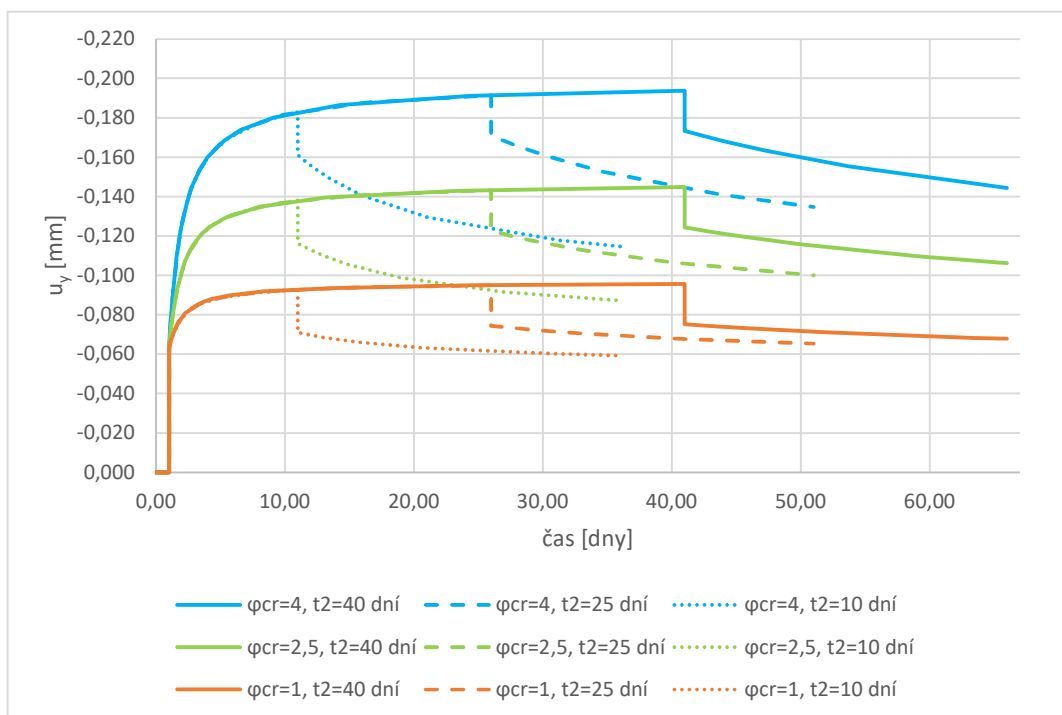
Obr. 5-30 Vliv délky zatěžování $\phi^{cr}=1$



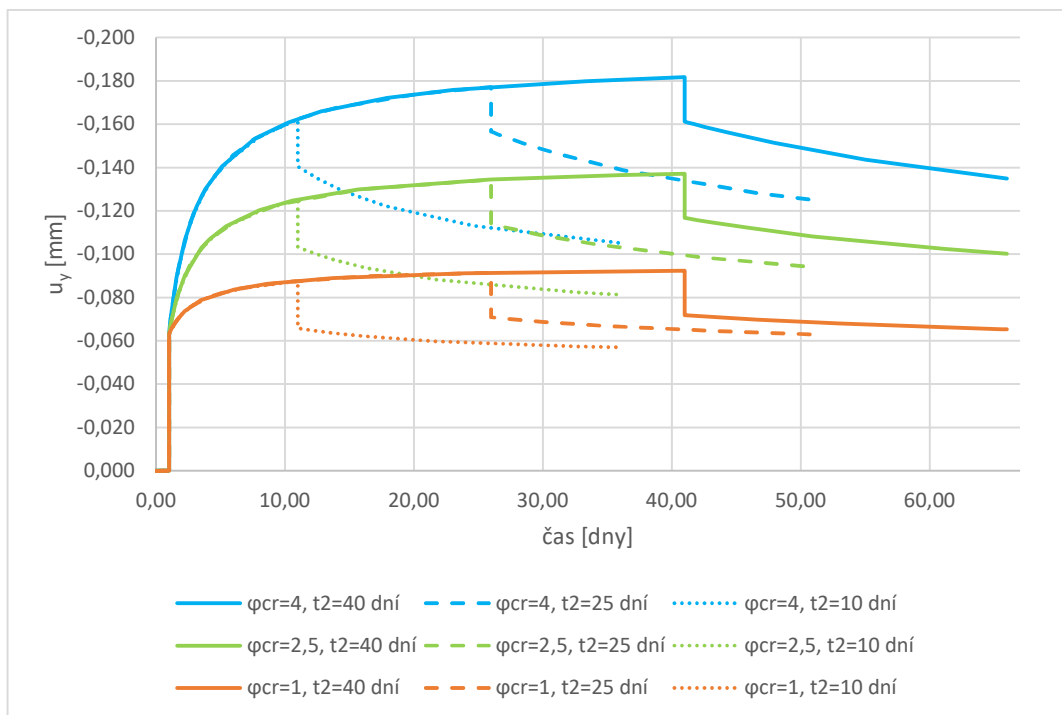
Obr. 5-31 Vliv délky zatěžování $\phi^{cr}=2,5$



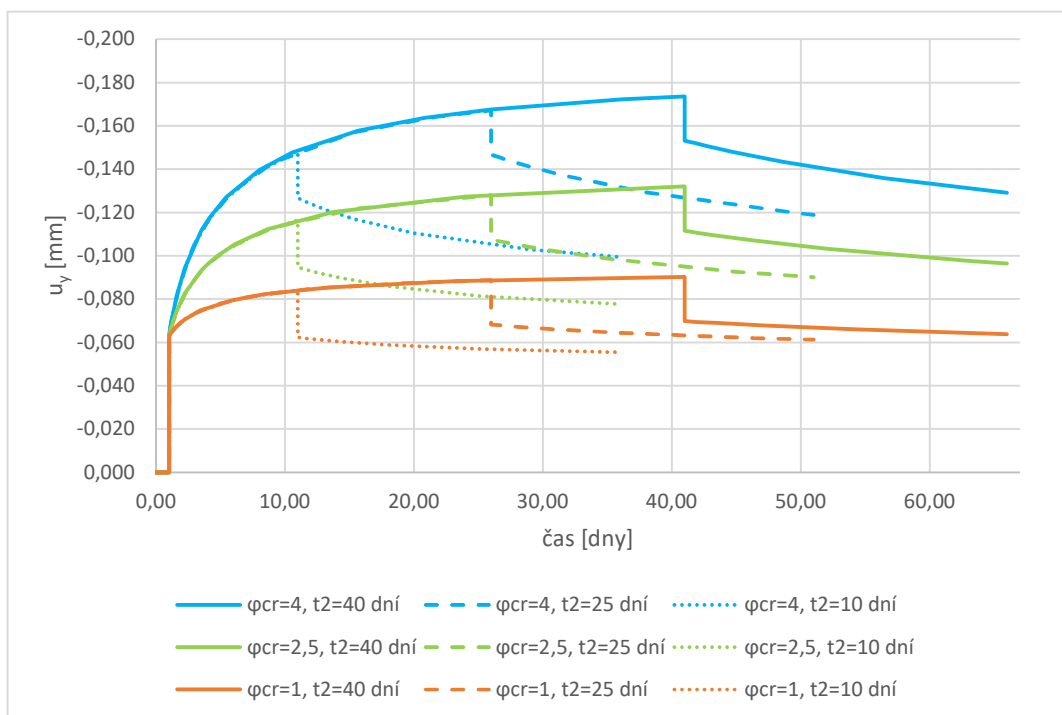
Obr. 5-32 Vliv délky zatěžování $\phi^{cr}=4$



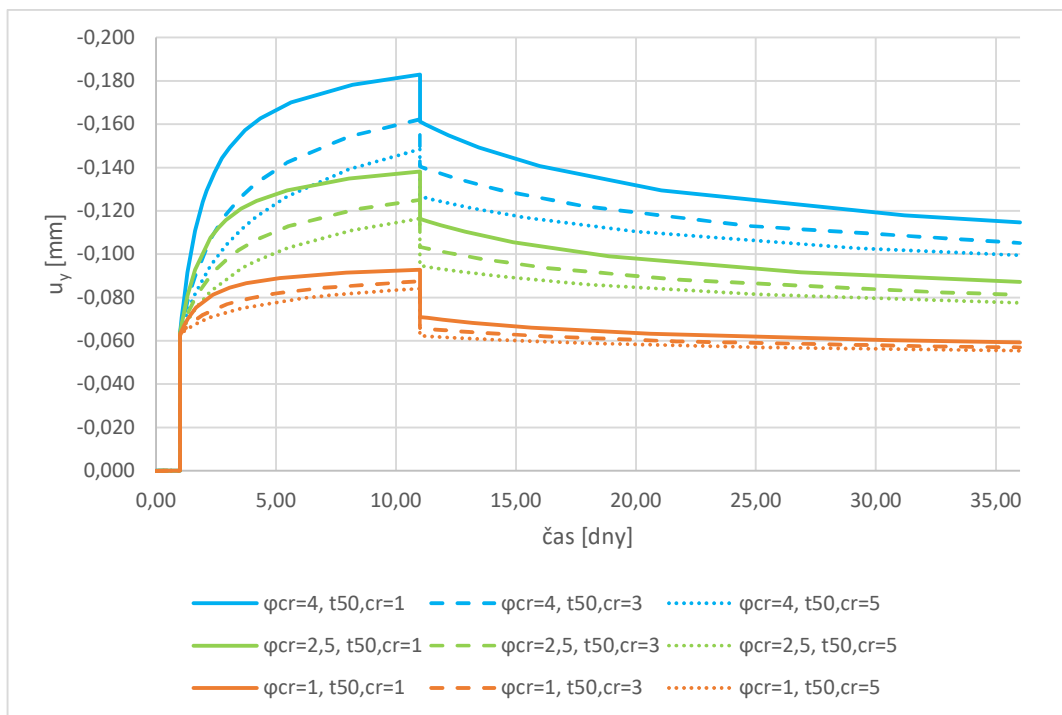
Obr. 5-33 Vliv délky zatěžování $t_{50}^{cr}=1$ den



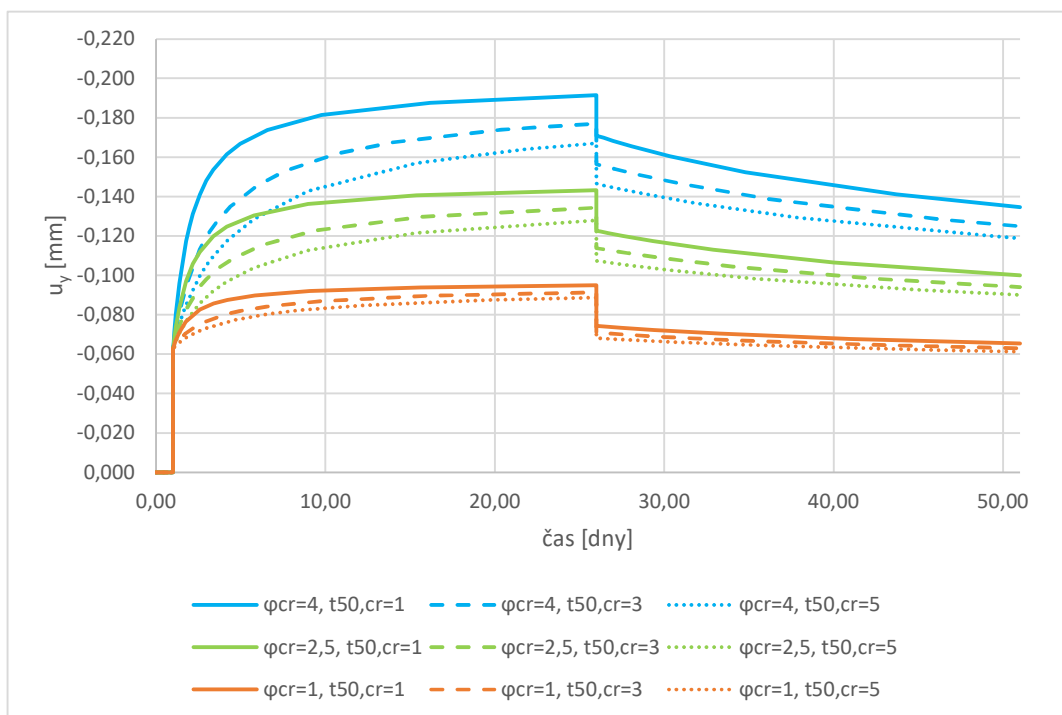
Obr. 5-34 Vliv délky zatěžování $t_{50}^{cr}=3$ dny



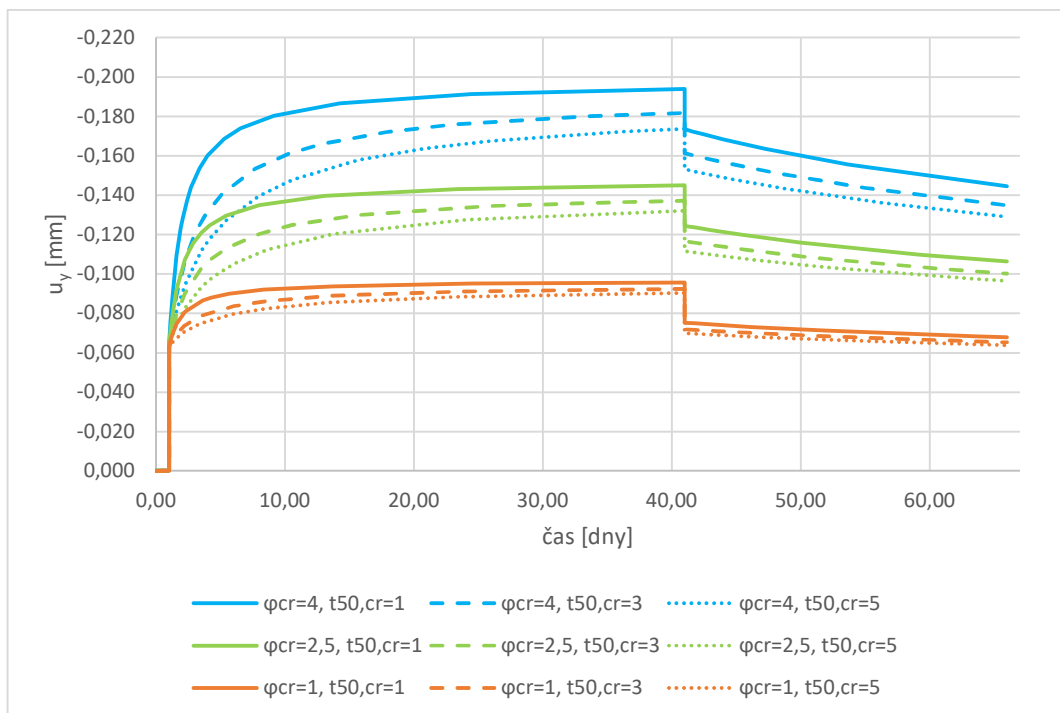
Obr. 5-35 Vliv délky zatěžování $t_{50}^{cr}=5$ dny



Obr. 5-36 Vliv délky zatěžování $t_2=10$ dní



Obr. 5-37 Vliv délky zatěžování $t_2=25$ dní



Obr. 5-38 Vliv délky zatěžování $t_2=40$ dní

5.5 Vliv délky pozorování po odtížení

Výpočty této fáze byly provedeny spíše pro kontrolu, neboť je zřejmé, že pokud se zkoušky nijak neliší, bude probíhat křivka stejně, pouze bude pokračovat v nastaveném směru dál. Rychlost změny deformace se však časem snižuje a směřuje asymptotně ke konečné hodnotě. Zkoušky tuto hypotézu potvrdily, lze však díky nim pozorovat vývoj křivky v delším časovém horizontu než pouze 25 dní jako tomu bylo v předchozích fázích. Konkrétně je zobrazen průběh deformace pro t_3 v hodnotách 25, 40 a 55 dní.

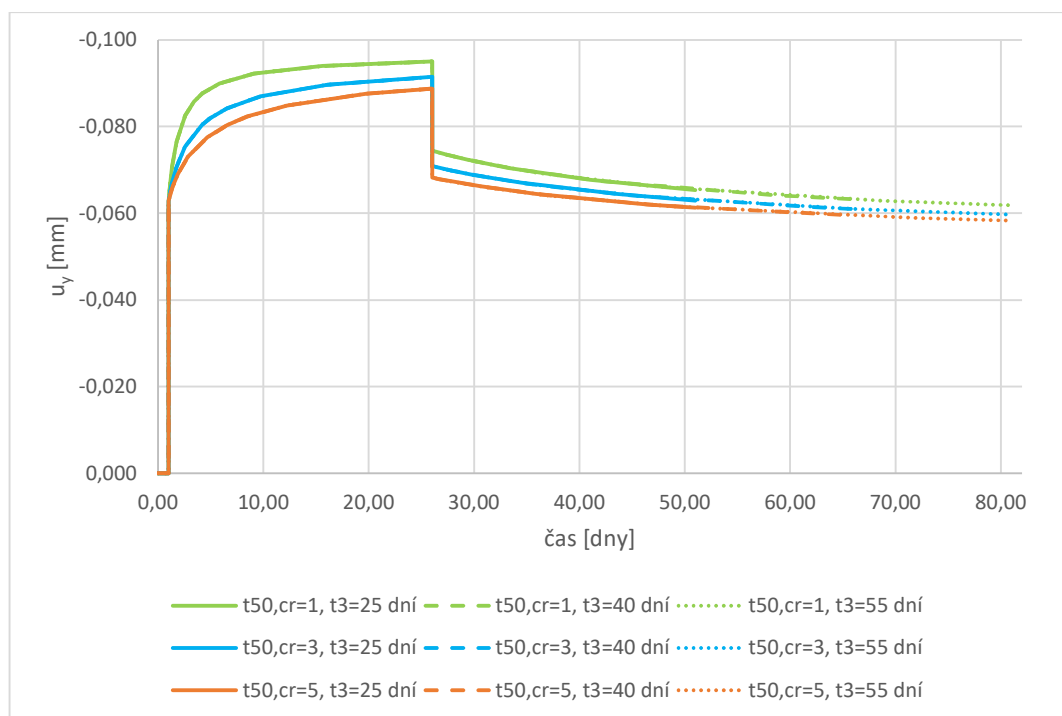
Tab. 5-9 Parametry páte etapy biaxiálního testu (Vliv délky pozorování po odtížení)

Varianta	Parametr	Hodnota	Jednotka
všechny	t_1	1	den
	t_2	25	den
	σ_L	8062,50	kPa
	$\Delta\sigma$	6046,88	kPa
	$\sigma_L - \Delta\sigma$	2015,63	kPa
var.1	t_3	25	den
var.2	t_3	40	den
var.3	t_3	55	den

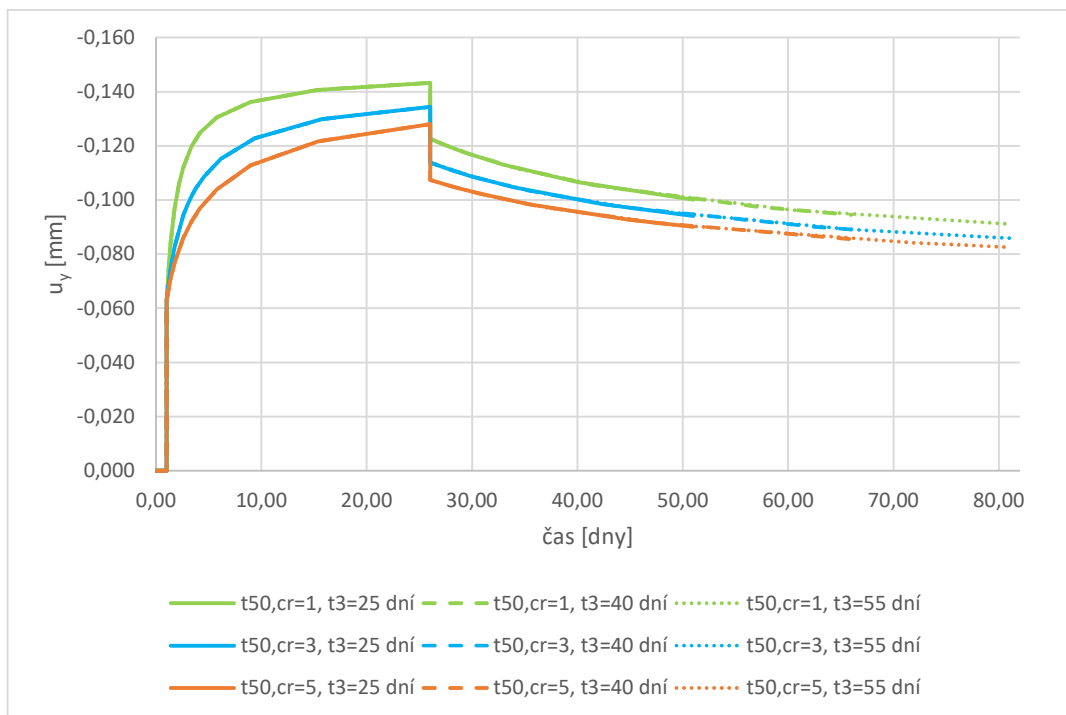
Výsledky jsou zobrazeny v 6 grafech dle creepových parametrů:

- φ^{cr} (Obr. 5-39, Obr. 5-40 a Obr. 5-41),
- t_{50}^{cr} (Obr. 5-42, Obr. 5-43 a Obr. 5-44).

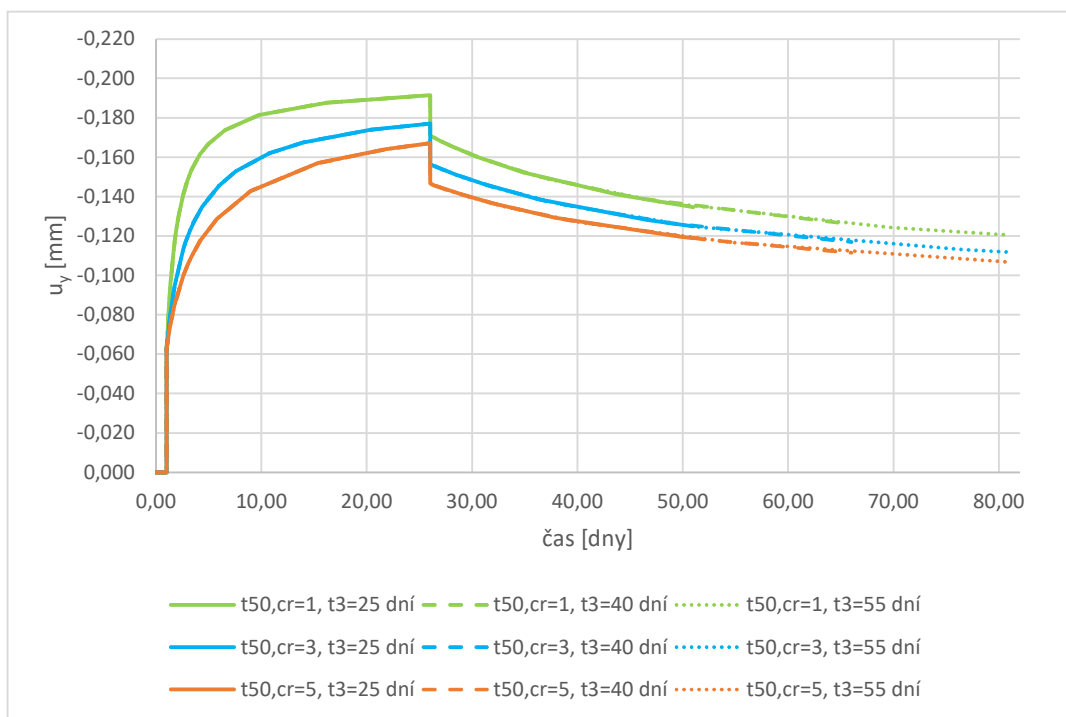
S postupujícím časem se při stejném creepovém parametru φ^{cr} odchylka hodnot (bez ohledu na hodnotu t_{50}^{cr}) snižuje až deformace dosáhnou v nekonečnu stejné hodnoty.



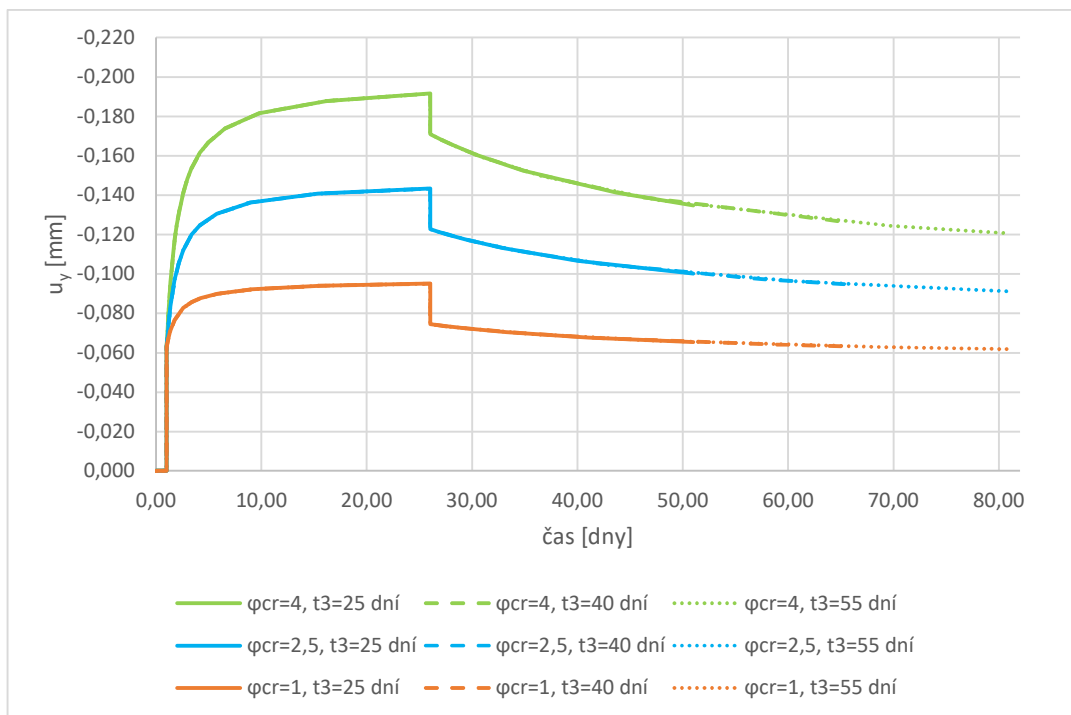
Obr. 5-39 Vliv délky pozorování po odtížení $\phi^{cr}=1$



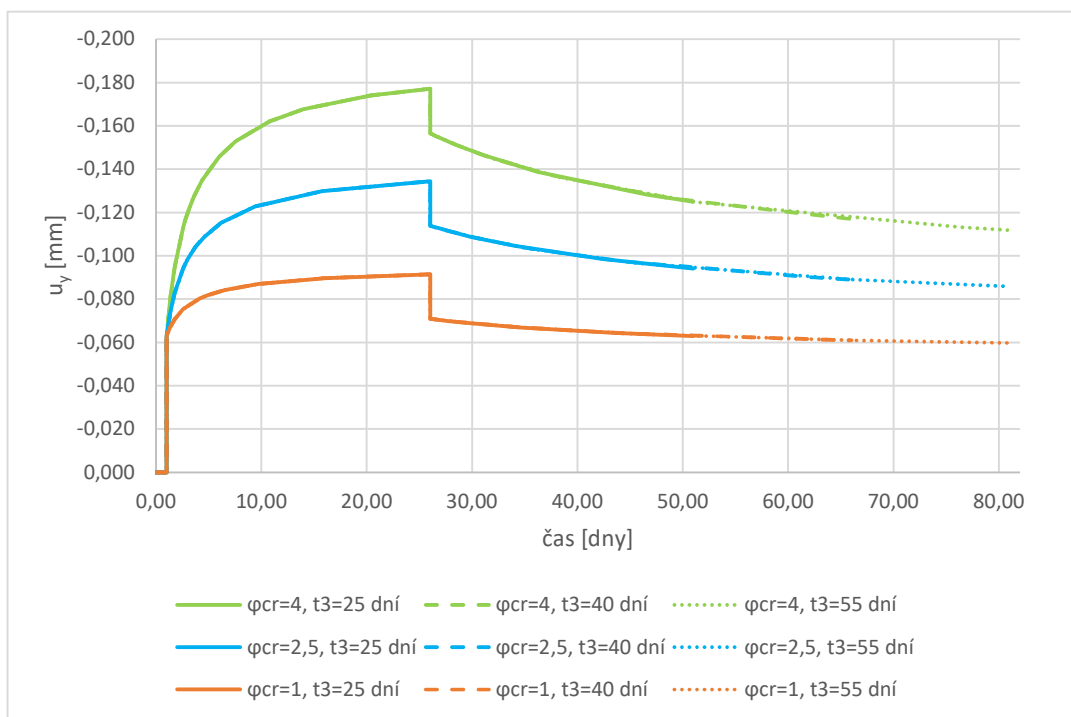
Obr. 5-40 Vliv délky pozorování po odtížení $\phi^{cr} = 2,5$



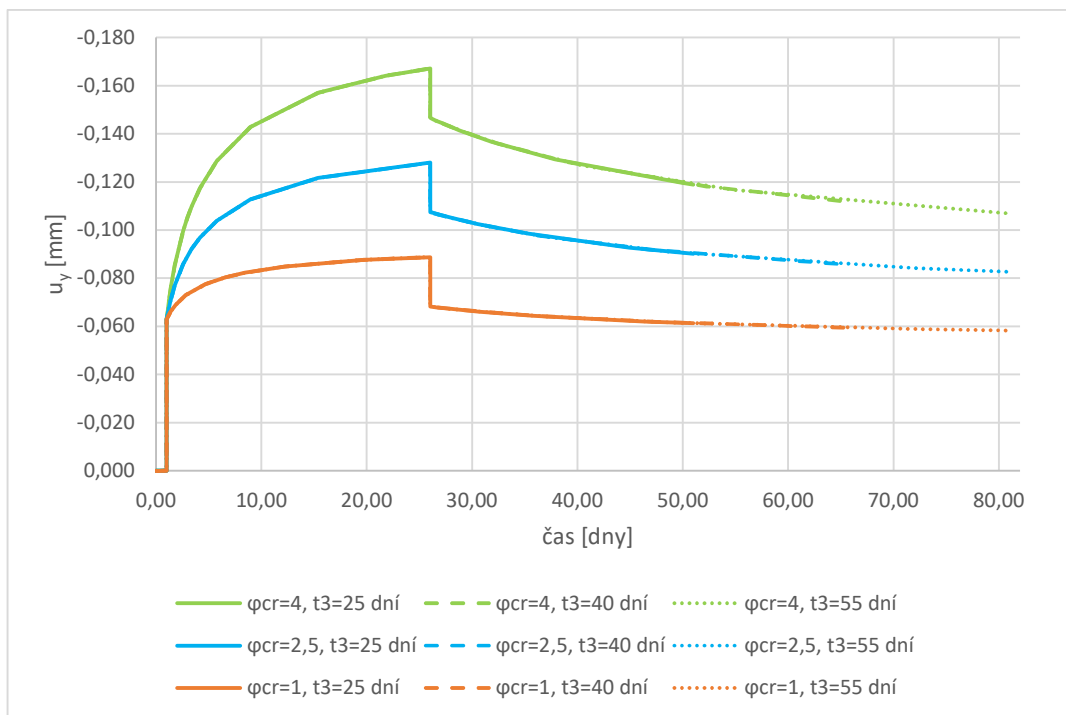
Obr. 5-41 Vliv délky pozorování po odtížení $\phi^{cr} = 4$



Obr. 5-42 Vliv délky pozorování po odtížení $t_{50}^{cr}=1$ den



Obr. 5-43 Vliv délky pozorování po odtížení $t_{50}^{cr}=3$ dny



Obr. 5-44 Vliv délky pozorování po odtížení $t_{50}^{cr}=5$ dní

6 KALIBRACE MATERIÁLOVÉHO MODELU PRO CREEPOVÉ CHOVÁNÍ

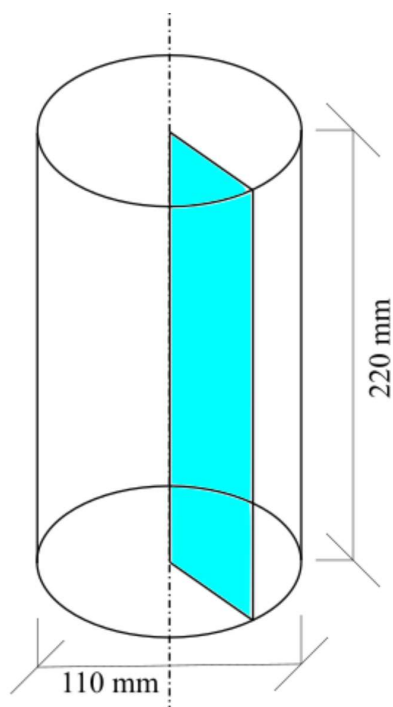
V této části byly použity výsledky provedených laboratorních creepových zkoušek, hlavním cílem bylo modelovat stejnou zkoušku v programu Plaxis 2D a nalézt creepové parametry, které odpovídají reálným výsledkům tlakové a ohybové zkoušky. Podkladem pro tuto kalibraci byla v této kapitole práce Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013). Výsledky jejich laboratorních zkoušek byly vyneseny v grafu a úkolem bylo modelovat stejnou laboratorní zkoušku pomocí programu Plaxis 2D. Materiál vykazoval objemovou tíhu $24,1 \text{ kN/m}^3$, pevnost v tlaku byla zjištěna jako $69,7 \text{ MPa}$ a Youngův modul pružnosti byl 41925 MPa .

Všechna tělesa byla uložena ve sledovaných podmínkách a k jejich zkoušení došlo až ve stáří betonu 28 dní. Pro eliminaci vlivu smršťování na výsledky creepové zkoušky bylo provedeno také měření poměrných deformací na nezatížených vzorcích.

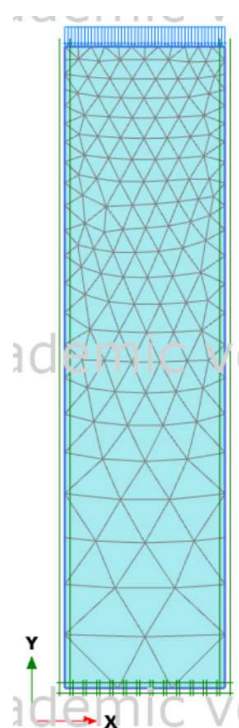
6.1 Tlaková zkouška

Pro tuto zkoušku bylo použito těleso válce o průměru podstavy 110 mm a výšce 220 mm (Obr. 6-1). V práci Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013) byla provedena tato tlaková zkouška dvakrát po sobě s naprosto identickými podmínkami, materiálem, postupem výroby i zatěžování. Přesto se výsledky těchto identických zkoušek mírně lišily. Cílem kalibrace bylo dosáhnout výsledků svislé poměrné deformace v rozmezí daném výsledky prvního a druhého tělesa při laboratorní zkoušce dle Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013).

Zkouška byla namodelována v programu Plaxis 2D v módu axisymetrie a zatíženo na horní podstavě spojitým zatížením vyvolujícím napětí v betonu odpovídající 50% tlakové pevnosti. V módu axisymetrie se zadává pouze část konstrukce, jejíž rotací o 360° kolem osy docílíme vzniku celého požadovaného tvaru tělesa. Pro válec o průměru 110 mm tedy modelujeme obdélník se stranou rovnou poloměru, tedy 55 mm . Tento postup je patrný z grafického znázornění na obrázcích Obr. 6-1 a Obr. 6-2. Síť konečných prvků byla generována s jemností „Coarse“ s 279 prvky, 2351 uzly a je zobrazena na Obr. 6-2.



Obr. 6-1 Těleso pro kalibrační tlakovou zkoušku



Obr. 6-2 Model tělesa pro kalibrační tlakovou zkoušku

Některé materiálové vlastnosti pro tuto zkoušku byly popsány již dříve, všechny jsou však přehledně shrnuty v Tab. 6-2. Je vhodné upozornit, že v této zkoušce byl použit časově závislý materiálový model s aktivním nárůstem pružnostních a pevnostních charakteristik a creepovým chováním. Naopak vliv smršťování nebyl uvažován, protože data o průběhu smršťování válcového vzorku nebyla dostupná. Schéma tlakové zkoušky je zobrazeno v Tab. 6-1.

Tab. 6-1 Fáze zatěžování vzorku při tlakové zkoušce

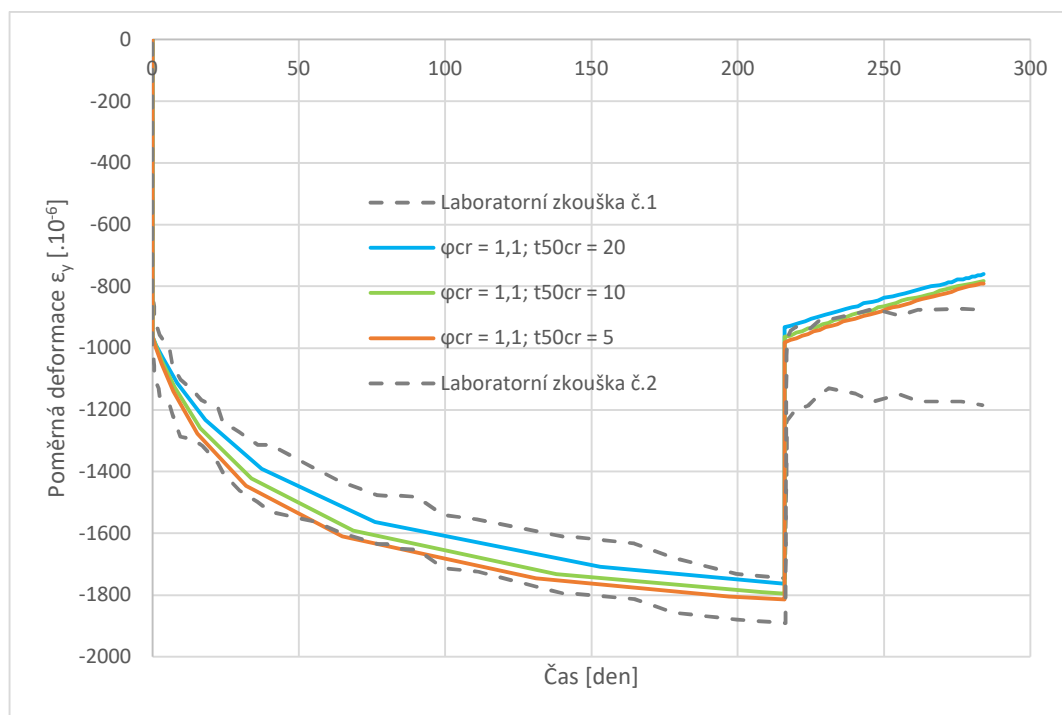
Fáze	Trvání [den]	Popis fáze
1 Počáteční napjatost	0	Těleso v počátečním stavu.
2 Zrání betonu	28	Těleso zraje 28 dní bez zatížení.
3 Aplikace zatížení	0	Aplikace zatížení o hodnotě 34850 kN/m/m.
4 Udržování zatížení	216	Udržování aplikovaného zatížení po dobu 216 dní.
5 Odtížení	0	Úplné odtížení tělesa.
6 Udržování stavu	52	Pozorování tělesa po úplném odtížení.

Tab. 6-2 Materiálové vlastnosti pro model tlakové zkoušky

Parametr	Vysvětlení	Jedn.	Hodnota
Stiffness	Tuhost		
E_{28}	Youngův modul pružnosti vyzrálého betonu (t_{hydr})	[GPa]	4,19E+07
ν	Poissonovo číslo	[-]	0,2
Strength	Pevnost		
Compression	Tlak		
$f_{c,28}$	Jednoosá pevnost v tlaku vyzrálého betonu	[kN/m ²]	6,97E+04
f_{c0n}	Normalizovaná původně mobilizovaná síla	[-]	0,2
f_{cfn}	Normalizovaná pevnost při porušení	[-]	0,1
f_{cun}	Normalizovaná reziduální pevnost	[-]	0,1
$G_{c,28}$	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	40
φ_{max}	Maximální úhel vnitřního tření	[°]	40
ψ	Úhel dilatance	[°]	5
γ_{fc}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Tension	Tah		
$f_{t,28}$	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu	[kN/m ²]	3000
f_{tun}	Poměr reziduální a vrcholové tahové pevnosti	[-]	0
$G_{t,28}$	Tahová lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	0,79
γ_{ft}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Time dependency			
Time dependent behaviour ☒			
t_{hydr}	Čas plné hydratace = vyzrálý beton	[den]	28
Stiffness	Tuhost		
E_1/E_{28}	Časově závislý poměr elastických tuhostí	[-]	0,65
Strength	Pevnost		
Strength function			CEB-FIB
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Časově závislý poměr tlakových pevností	[-]	0,43
Ductility	Duktilita		
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h	[-]	-0,03
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h	[-]	-7,00E-04
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h	[-]	-7,00E-04
a	Přírůstek ϵ_{cp} v závislosti na p (tot. střední napětí)	[-]	20
Shrinkage	Smršťování		
Shrinkage behaviour ☐			
ϵ_{∞}^{shr}	Konečné přetvoření od smršťování	[-]	0,00
$t_{50,shr}^p$	Čas dosažení 50% přetvoření od smršťování	[den]	0
Creep	Dotvarování		
Creep behaviour ☒			
φ^{cr}	Poměr creepové a elastické deformace	[-]	1,10
t_{50}^{cr}	Čas dosažení 50% přetvoření od dotvarování	[den]	[5, 10, 20]

Výsledky této kalibrace jsou zobrazeny v grafu (Obr. 6-3), jako výhodná se ukázala hodnota creepového parametru $\varphi^{cr} = 1,1$, která v počáteční zatěžovací fázi vykazuje velmi dobrou shodu s naměřenými výsledky práce Ranaivomanana, Multon a Turatsinze

(2013). Časový parametr t_{50}^{cr} byl volen ve třech různých hodnotách 5 dní, 10 dní a 20 dní (všechny tři výsledné křivky jsou zobrazeny v grafu na Obr. 6-3). V prvotní fázi zatěžování vykazuje nejpřesnější průběh křivka pro $t_{50}^{cr} = 10$ dní (zelená barva), neboť se pohybuje ve všech okamžicích prvotního zatěžování bezpečně mezi hranicemi (šedé čárkované křivky) danými výsledky měření laboratorních zkoušek 1 a 2 v práci Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013).



Obr. 6-3 Výsledky kalibrace tlakové zkoušky

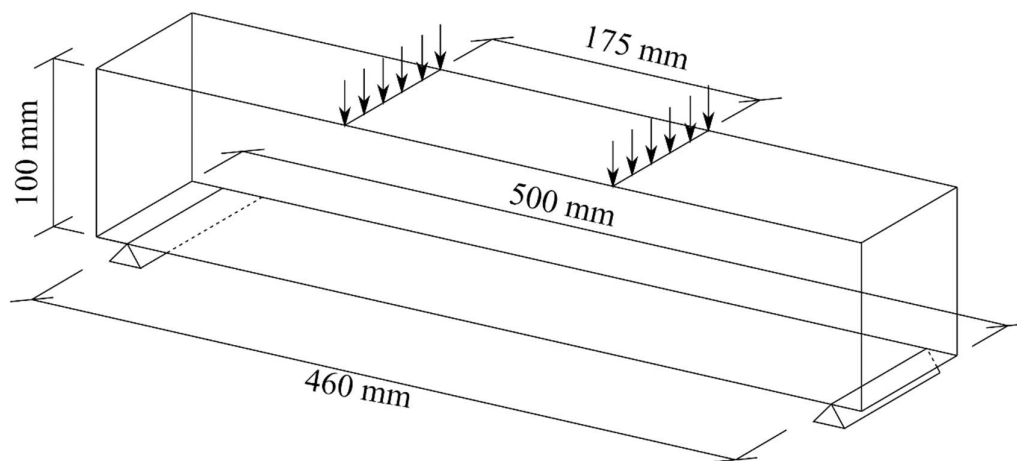
V případě odtěžování je však shoda mezi predikcí a laboratorními zkouškami nižší. Elastická deformace má velmi podobnou hodnotu, creepové zotavení ale vykazuje s postupem dalšího času narůstající odchylku. Na rozdíl od laboratorní zkoušky dochází k nadhodnocení predikované rychlosti poklesu svislé deformace. Tento vliv je pravděpodobně způsoben zanedbáním smršťování (o němž nebyly k dispozici data z laboratorních zkoušek), jehož pozvolný nepřetržitý nárůst by působil zvyšování deformace, což by mělo dva vyplývající důsledky.

- a) V případě zatěžování by zahrnutí smršťování vedlo k nárůstu celkové poměrné deformace. Pro dosažení dobré shody predikce pomocí matematického modelu s měřeními by tedy bylo nutné redukovat creepový parametr φ^{cr} .

- b) Při odtížení vede smršťování k poměrnému zkracování (stlačování), které tedy kompenzuje opačné deformace v důsledku dotvarování po odtížení. Superpozicí obou jevů tedy dochází k rychlejšímu ustálení poměrných přetvoření

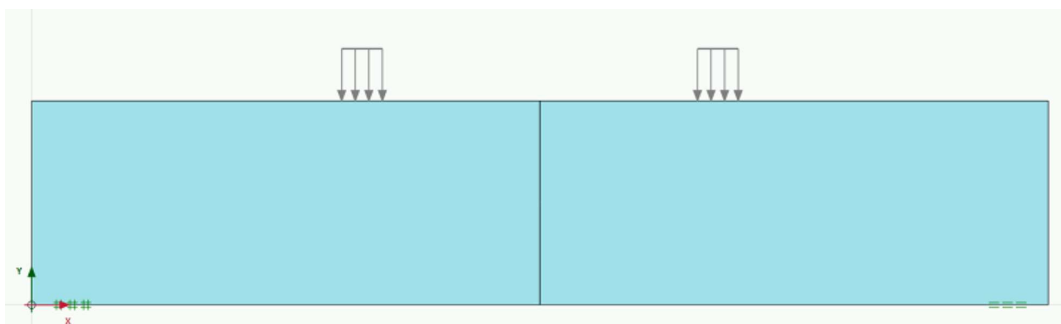
6.2 Ohybová zkouška

Tato zkouška byla provedena na tělese tvaru hranolu o stranách 100 x 100 x 500 mm, které bylo zatěžováno čtyřbodovým ohybem se vzájemnou vzdáleností podpor 460 mm a vzdáleností zatížení 175 mm (Obr. 6-4). Při ohybové zkoušce dochází ke vzniku napětí, přičemž na dolních vláknech je napětí kladné, tedy tahové a na horních vláknech vzniká záporné tlakové napětí. Hodnota zatížení byla volena tak, aby bylo ve spodních tažených vláknech dosaženo napětí hodnoty 50 % f_t . Při předpokladu setrvání nulového napětí na střednici prvku při všech konfiguracích zatížení je zřejmé, že v horních vláknech bude mít napětí stejnou hodnotu jako ve spodních, jenom bude mít opačné znaménko (tlak).

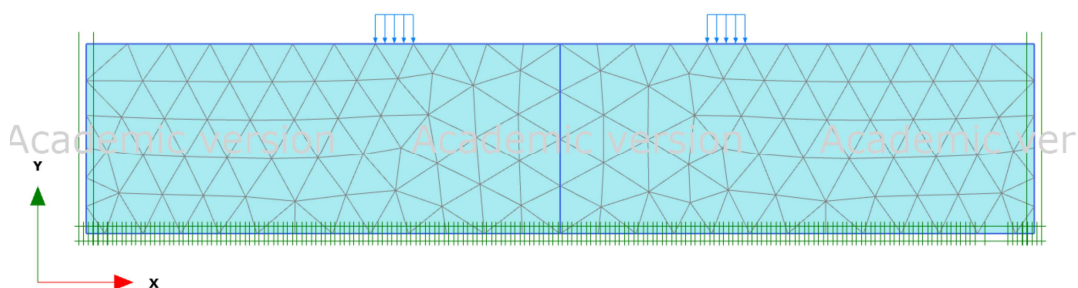


Obr. 6-4 Těleso pro kalibrační ohybovou zkoušku

Na první pohled je zřejmé, že se jedná o 3D úlohu a při převedení do 2D dochází k určitým zkreslením. Model vytvořený v programu Plaxis 2D lze vidět na Obr. 6-5. Třetí rozměr kolmý na rovinu obrázku je uvažován jako neměnný a tedy počítán na jeden běžný metr délky. Z tohoto důvodu je nutné zatížení, které působí pouze na 0,1 m převést na 1 m.



Obr. 6-5 Model tělesa pro kalibrační ohybovou zkoušku



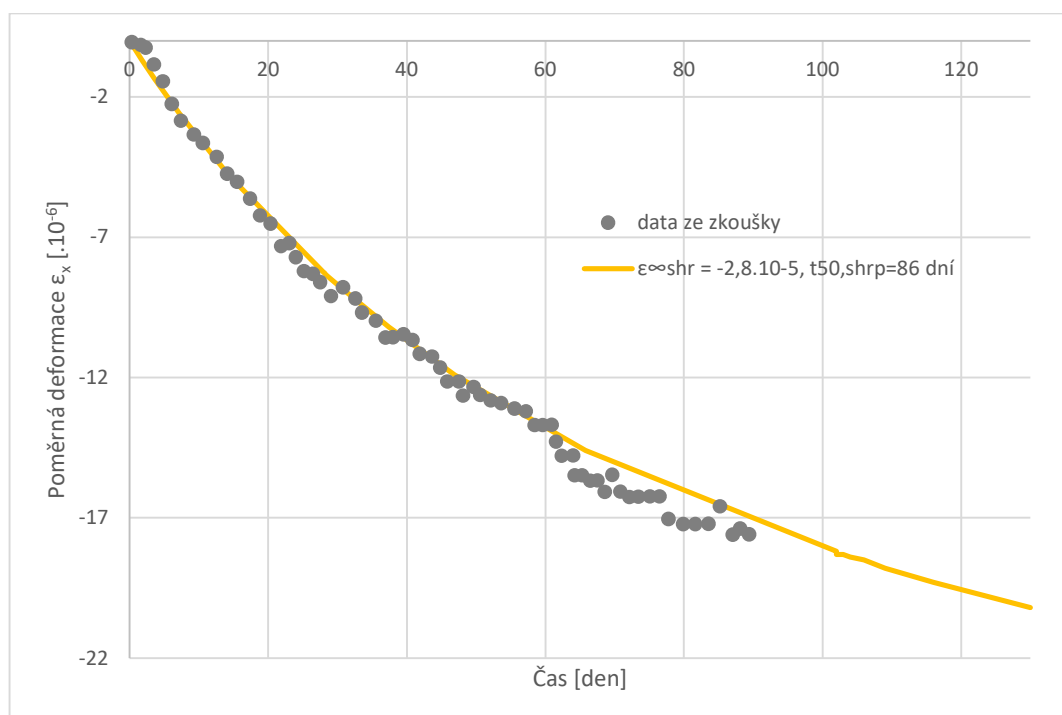
Obr. 6-6 Generovaná síť KP, okrajové podmínky při vyzrávání betonu

Z důvodu koncentrace napětí a následnému lokálnímu kolapsu konstrukce v podporách a pod bodovým zatížením byla zvolena varianta, kdy nejsou podpory ani místa přenosu zatížení uvažovány bodově, nýbrž jako ekvivalentní spojité zatížení na velmi malé, avšak nenulové zatěžovací délce. V tomto případě se jednalo v případě podpor i zatížení o délku 20 mm, přičemž levá podpora je uvažována jako pevná a pravá jako posuvná ve směru osy x . Na Obr. 6-6 je zobrazena generovaná síť konečných prvků a také obecné okrajové podmínky. Při fázi vyzrávání betonu je nutné zajistit neposuvnou podporu na hranici s minimální souřadnicí na ose y po celé délce tělesa, která se poté s počátkem zatěžování deaktivuje pro umožnění svislého průhybu. Síť je generována v režimu „Fine“, s 226 prvky a 1933 body. Průběh zkoušky zobrazen v Tab. 6-3.

Tab. 6-3 Fáze zatěžování vzorku při ohybové zkoušce

Fáze	Trvání [den]	Popis fáze
1 Počáteční napjatost	0	Těleso v počátečním stavu.
2 Zrání betonu	28	Těleso zraje 28 dní bez zatížení.
3 Aplikace zatížení	0	Aplikace dvoubodového zatížení o hodnotě 1096 kN/m/m.
4 Udržování zatížení	74	Udržování aplikovaného zatížení po dobu 74 dní.
5 Odtížení	0	Úplné odtížení tělesa.
6 Udržování stavu	28	Pozorování tělesa po úplném odtížení.

Původní předpoklad možnosti zanedbání smršťování se ukázal jako mylný, neboť bylo zjištěno, že v případě namáhání malé intenzity hraje deformace od smršťování vůči té elastické a creepové zásadní roli. V práci Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013) bylo sledováno i smršťování na nezatížených vzorcích, díky tomu lze data odečíst, správně zahrnout vlivy smršťování do matematického modelu a následně sledovat izolované creepové deformace. Výsledek kalibrace smršťování tělesa pro ohybovou zkoušku lze vidět na následujícím grafu (Obr. 6-7). Nejlépe datům z měření odpovídalo smršťování materiálového modelu při vstupních hodnotách $\varepsilon_{\infty}^{shr} = -2,8 \cdot 10^{-5}$ a $t_{50,shr}^p = 86$ dní.

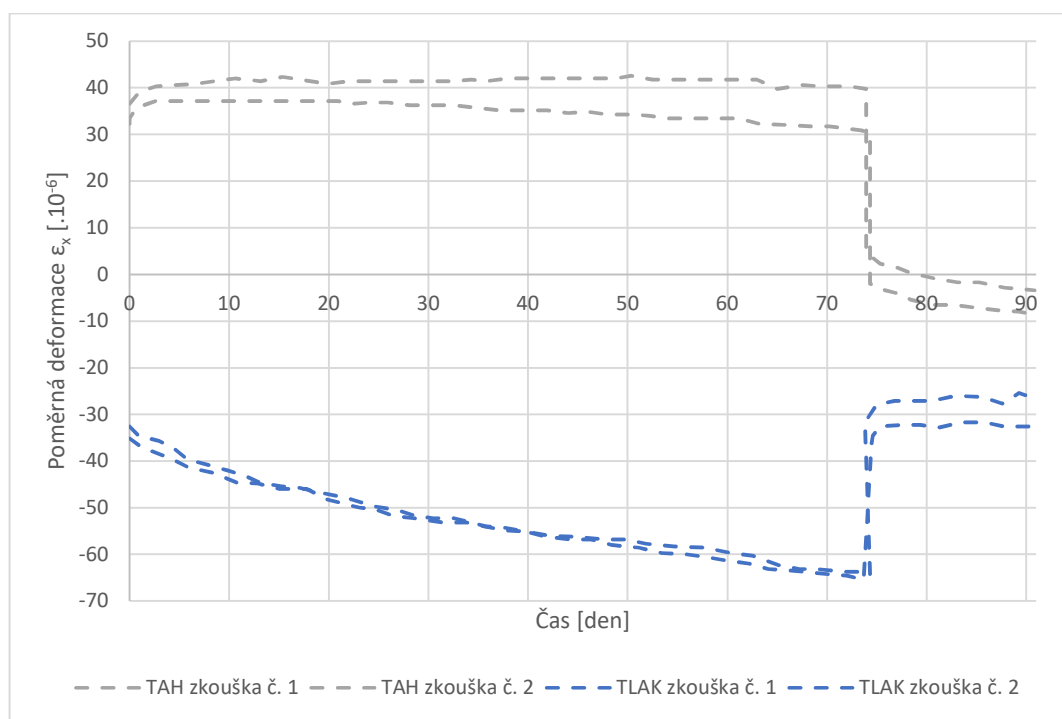


Obr. 6-7 Kalibrace smršťování pro ohybovou zkoušku (těleso 100x100x500mm)

Průběh celkové deformace ohýbaného prvku dle Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013) je zobrazen na Obr. 6-8. Cílem kalibrace je najít takové creepové parametry, při kterých bude celková deformace co nejbližší datům z reálné zkoušky.

Pro vliv smršťování byly použity parametry zjištěné z kalibrace smršťování. Je třeba zmínit, že k zatěžování vzorku došlo až v čase 28 dní, smršťování ale začalo již od prvního dne po vytvoření vzorku. Z tohoto důvodu bylo nutné při modelování tento vliv zahrnout 28 denní fázi zrání betonu a deformace od smršťování počítat vztažené k jeho hodnotě v počátku zatěžování.

Při porovnání dat ze zkoušky smršťování (Obr. 6-7) a ohybu (Obr. 6-8), vidíme, že zatímco maximální naměřená elastická poměrná deformace dosahuje hodnoty $40 \cdot 10^{-6}$, poměrná deformace od smršťování se v čase 100 dní pohybuje okolo hodnoty $20 \cdot 10^{-6}$, což odpovídá celé polovině elastické deformace. Z tohoto důvodu nelze při tomto způsobu zatěžování zanedbat vliv smršťování.

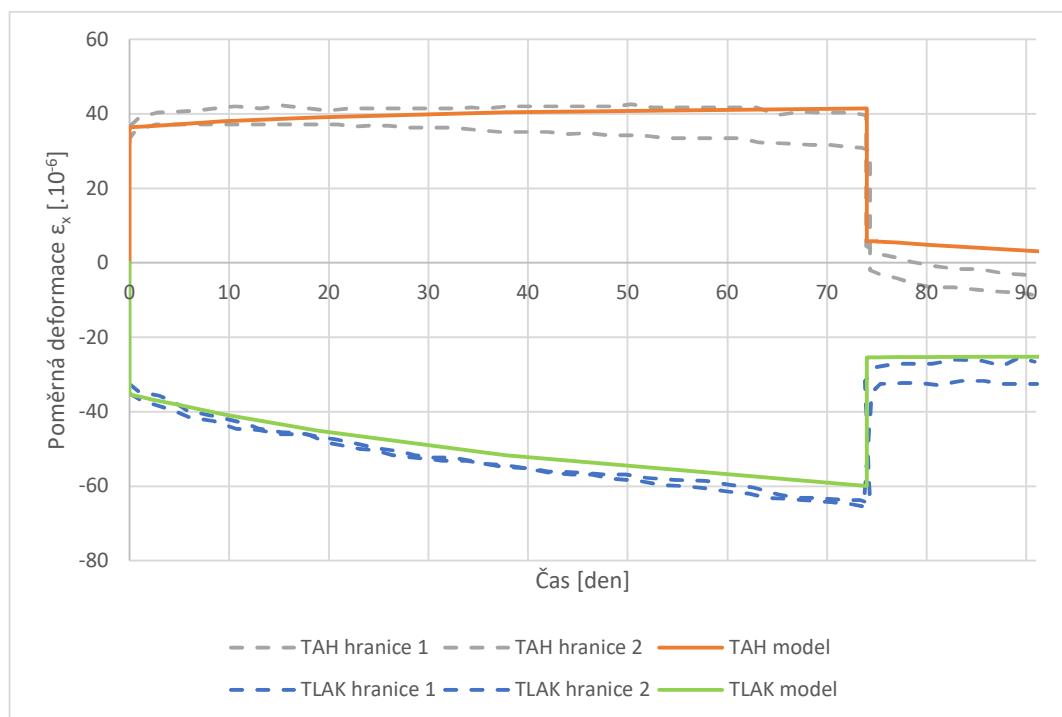


Obr. 6-8 Data pro kalibraci ohybové zkoušky

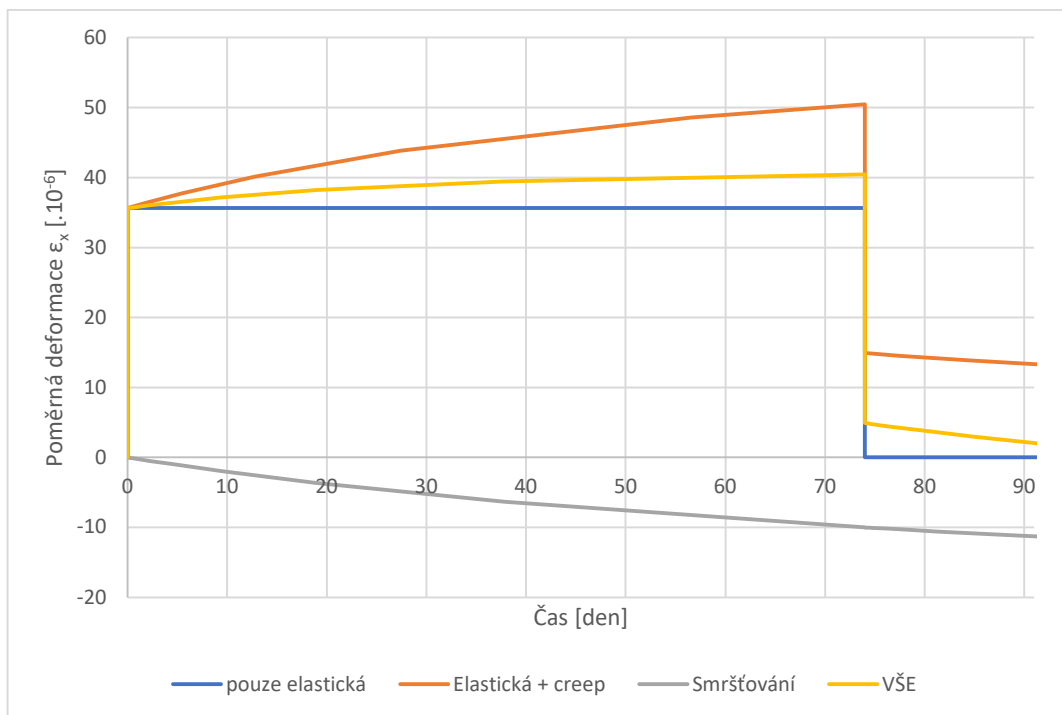
Nejbližší shodu s daty ze zkoušek vykazuje model s kombinací creepových parametrů $\varphi^{cr} = 0,8$ a $t_{50}^{cr} = 40$ dní, přestože v některých časových okamžicích vybočují mimo

hranice danými výsledky laboratorních zkoušek (zejména v tlakové oblasti). Zobrazení výsledků modelování v Plaxisu 2D do grafu s hranicemi z reálných zkoušek je na Obr. 6-9. Maximální odchylka od zadaných hranic však byla pouze $5 \cdot 10^{-6}$, což v kontextu absolutních hodnot poměrných deformací dává odchylku menší než 8 %.

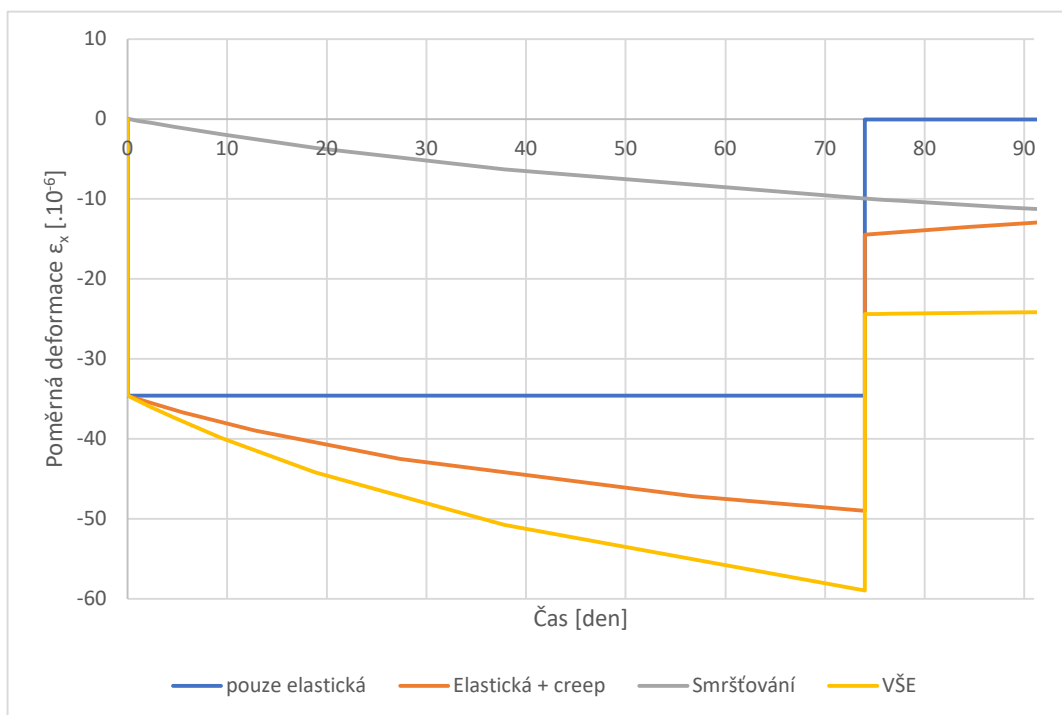
Pro lepší ilustraci jevů, ke kterým dochází při namáhání prvků prostým ohybem byl proveden rozbor jednotlivých složek deformací (Obr. 6-10 a Obr. 6-11). Vidíme, že zatímco u tlačných vláken (Obr. 6-11) působí smršťování poměrnou deformací ve stejném smyslu jako ostatní složky (poměrné zkracování), v případě tažených vláken (Obr. 6-10) způsobují všechny složky kromě smršťování poměrné prodlužování a smršťování působí naopak poměrné zkracování.



Obr. 6-9 Výsledky kalibrace ohybové zkoušky



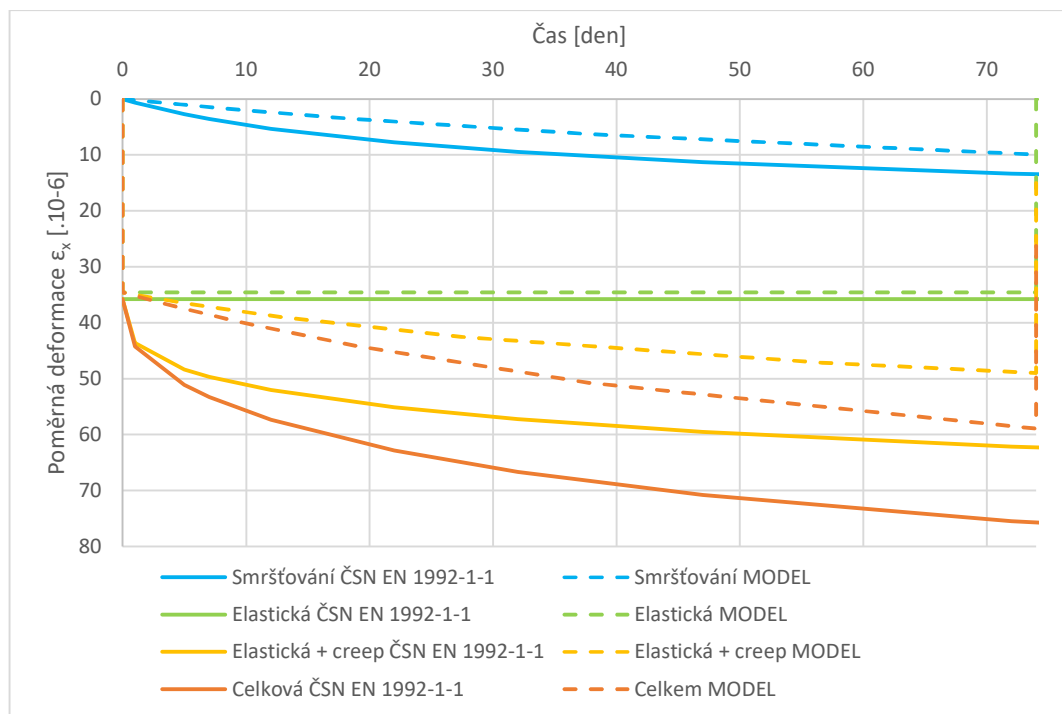
Obr. 6-10 Rozklad složek poměrné deformace při ohybové zkoušce - tažená vlákna



Obr. 6-11 Rozklad složek poměrné deformace při ohybové zkoušce - tlačená vlákna

V Tab. 6-4 jsou zobrazeny všechny vstupní parametry materiálového modelu pro kalibrační ohybovou zkoušku. Smršťování, jak již bylo zmíněno, odpovídá hodnotám zjištěným v kalibraci smršťování.

Pro porovnání materiálového modelu s normou ČSN EN 1992-1-1 slouží graf (Obr. 6-12). Použita byla data získaná z předchozích kapitol, kde bylo dotvarování a smršťování počítáno na vzorku tvaru kvádrů právě pro účel nynějšího porovnání. V grafu jsou čárkovanou čarou zobrazeny výsledky z modelu, plnou čarou pak odpovídající výsledky z normy. V této úloze narážíme na již zmiňované limity platnosti výpočtu creepové deformace a smršťování dle normy ČSN EN 1992-1-1, neboť lze z naší úlohy zobrazit pouze první část kdy dochází k zatěžování a to navíc pouze v tlacených vláknech. Nicméně lze zhodnotit, že hodnota elastické deformace vypočtená z postupu stanoveného normou ČSN EN 1992-1-1 je blízká hodnotě elastické deformace z laboratorních zkoušek. Hodnota smršťování dle ČSN EN 1992-1-1 je nadhodnocena zhruba o 20%. Creepová deformace vypočtená z ČSN EN 1992-1-1 má hodnotu přibližně dvojnásobnou oproti výsledkům laboratorní zkoušky, což se podepisuje také na velikosti odchylky celkového součtu deformací.



Obr. 6-12 Porovnání materiálového modelu a ČSN EN 1992-1-1

Tab. 6-4 Materiálové vlastnosti pro model tlakové zkoušky

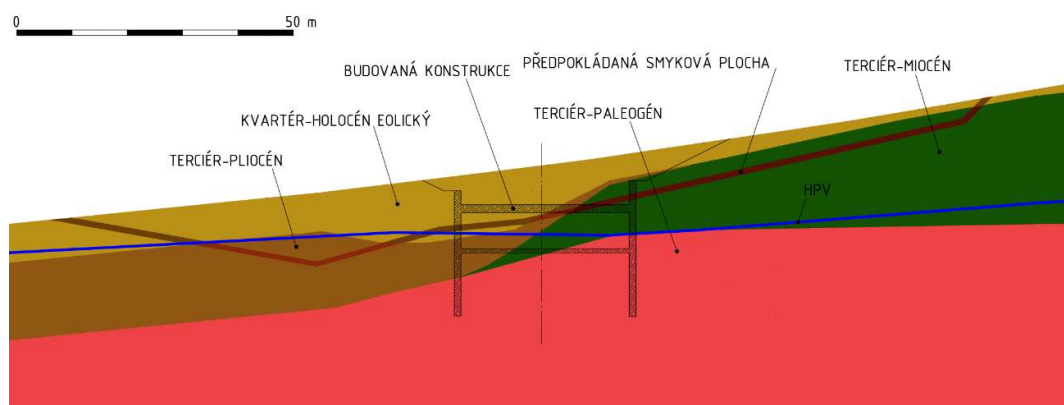
Parametr	Vysvětlení	Jedn.	Hodnota
Stiffness	Tuhost		
E_{28}	Youngův modul pružnosti vyzrálého betonu (t_{hydr})	[GPa]	4,19E+07
ν	Poissonovo číslo	[-]	0,2
Strength	Pevnost		
Compression	Tlak		
$f_{c,28}$	Jednoosá pevnost v tlaku vyzrálého betonu	[kN/m ²]	6,97E+04
f_{c0n}	Normalizovaná původně mobilizovaná síla	[-]	0,2
f_{cfn}	Normalizovaná pevnost při porušení	[-]	0,1
f_{cun}	Normalizovaná reziduální pevnost	[-]	0,1
$G_{c,28}$	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	40
φ_{max}	Maximální úhel vnitřního tření	[°]	40
ψ	Úhel dilatance	[°]	5
γ_{fc}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Tension	Tah		
$f_{t,28}$	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu	[kN/m ²]	3000
f_{tun}	Poměr reziduální a vrcholové tahové pevnosti	[-]	0
$G_{t,28}$	Tahová lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	0,79
γ_{ft}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Time dependency			
Time dependent behaviour ☒			
t_{hydr}	Čas plné hydratace = vyzrálý beton	[den]	28
Stiffness	Tuhost		
E_1/E_{28}	Časově závislý poměr elastických tuhostí	[-]	0,65
Strength	Pevnost		
Strength function			CEB-FIB
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Časově závislý poměr tlakových pevností	[-]	0,43
Ductility	Duktilita		
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h	[-]	-0,03
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h	[-]	-7,00E-04
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h	[-]	-7,00E-04
a	Přírůstek ϵ_{cp} v závislosti na p (tot. střední napětí)	[-]	20
Shrinkage	Smršťování		
Shrinkage behaviour ☒			
ϵ_{∞}^{shr}	Konečné přetvoření od smršťování	[-]	-2,80E-05
$t_{50,shr}^p$	Čas dosažení 50% přetvoření od smršťování	[den]	86
Creep	Dotvarování		
Creep behaviour ☒			
φ^{cr}	Poměr creepové a elastické deformace	[-]	0,8
t_{50}^{cr}	Čas dosažení 50% přetvoření od dotvarování	[den]	40

7 POPIS ZADÁNÍ REÁLNÉ OKRAJOVÉ ÚLOHY

V této kapitole je představena reálná okrajová úloha hlubokého zářezu stabilizovaného trvalými podzemními stěnami. Úloha byla modelována čtyřmi různými způsoby lišícími se použitým materiálovým modelem pro konstrukci. Jednotlivé varianty řešení jsou představeny v kapitole 7.4.

7.1 Inženýrsko – geologické podmínky

Geologické podmínky v řešené úloze jsou významně ovlivněny předpokládaným výskytem smykové plochy právě v místě budování zářezu, nachází se ve velmi nepříznivém sesuvném území. Povrchové vrstvy jsou tvořeny kvartérními eolickými sedimenty z období holocénu (sprašové hlíny, jíly s prachovito-písčitou příměsí, jíly písčité a písky jílovité), pod nimi se nachází v části dotčené oblasti pliocénní zeminy (jíl, jíl prachovitý), v části miocénní zeminy (plastické jíly až jíly prachovité s občasnou písčitou příměsí a příměsí valounků pískovců). Pod těmito terciárními zeminami se nachází vrstva paleogenních zemin (jílovce různého stupně zvětrávání). Smyková plocha je uvažována jako polygonální pás o tloušťce 1 m, ve kterém jsou uvažovány kritické parametry. Na (Obr. 7-1) je zobrazen matematický model oblasti, ve kterém jsou znázorněny jednotlivé uvažované zeminy. Je vidět také hladina podzemní vody a je naznačen řez budovanou konstrukcí. Jednotlivé zeminy včetně zadávaných materiálových parametrů jsou popsány v tabulce (Tab. 7-1). Pro vystižení zemin byl použit materiálový model Hardening Soil se zvýšenou tuhostí v oboru malých přetvoření (Benz (2007)).



Obr. 7-1 Výřez matematického modelu s popisem vrstev zemin

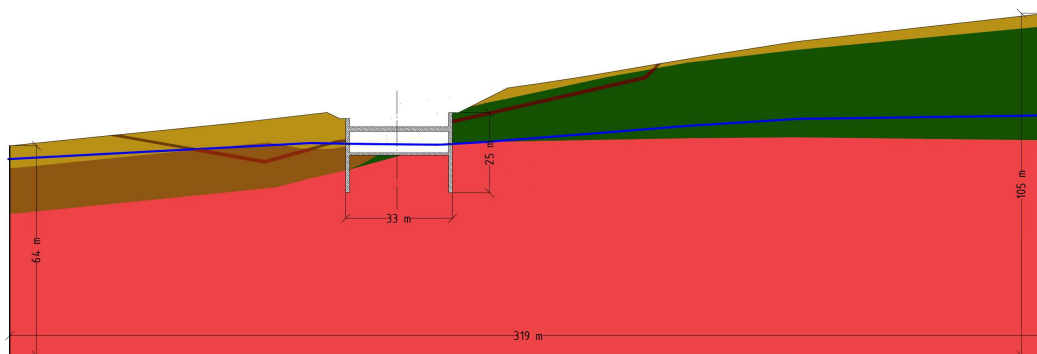
Tab. 7-1 Materiálové vlastnosti zemin reálné okrajové úlohy pro program Plaxis 2D

Zemina	Jedn.	Kvartér-Holocén-Eolický	Kvartér-Holocén-Eolický - krit	Terciér-Pliocén	Terciér-Pliocén - krit	Terciér-Miocén	Terciér-Miocén - krit	Terciér-Paleogén
barva	-							
typ	-	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
výpočet	-	Drained	Drained	Undrained A	Undrained A	Undrained A	Undrained A	Undrained A
γ	kN/m ³	18	18	18	18	18	18	19
γ_{sat}	kN/m ³	20	20	20	20	20	20	21
Stiffness								
E_{50}^{ref}	kN/m ²	7500	7500	8500	8500	12500	12500	17500
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	7500	7500	8500	8500	12500	12500	17500
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	30000	30000	34000	34000	50000	50000	70000
power (m)	-	1	1	1	1	1	1	1
Alternatives								
Use alternatives		☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
C_c	-	0,046	0,046	0,04059	0,04059	0,0276	0,0276	0,01971
C_s	-	0,01035	0,01035	0,009132	0,009132	0,00621	0,00621	0,004436
e_{init}	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Strength								
c'_{ref}	kN/m ²	10	0	15	0	17	0	20
$\phi'(\phi)$	°	20	20	20	20	20	20	23
$\psi'(\psi)$	°	0	0	0	0	0	0	0
Small strain								
$\gamma_{0,7}$	-	1,50E-04	1,50E-04	1,50E-04	1,50E-04	1,50E-04	1,50E-04	1,50E-04
G_0^{ref}	kN/m ²	4,50E+04	4,50E+04	6,50E+04	6,50E+04	6,50E+04	6,50E+04	8,50E+04

7.2 Geometrie modelu

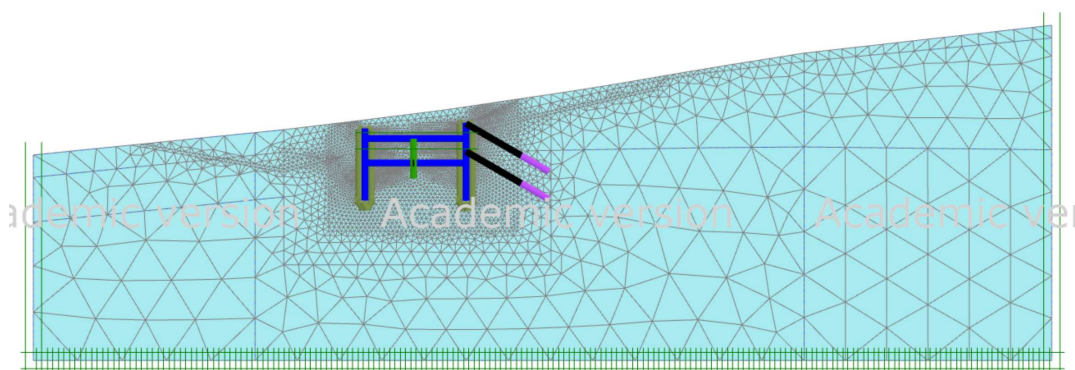
7.2.1 Okrajové podmínky modelu a síť konečných prvků

Velikost modelu (Obr. 7-2) dotčené oblasti byla volena tak, aby byly okraje modelu s definovanými okrajovými podmínkami v dostatečných vzdálenostech od budované konstrukce a jejich další oddalování nevedlo ke změnám výsledků.

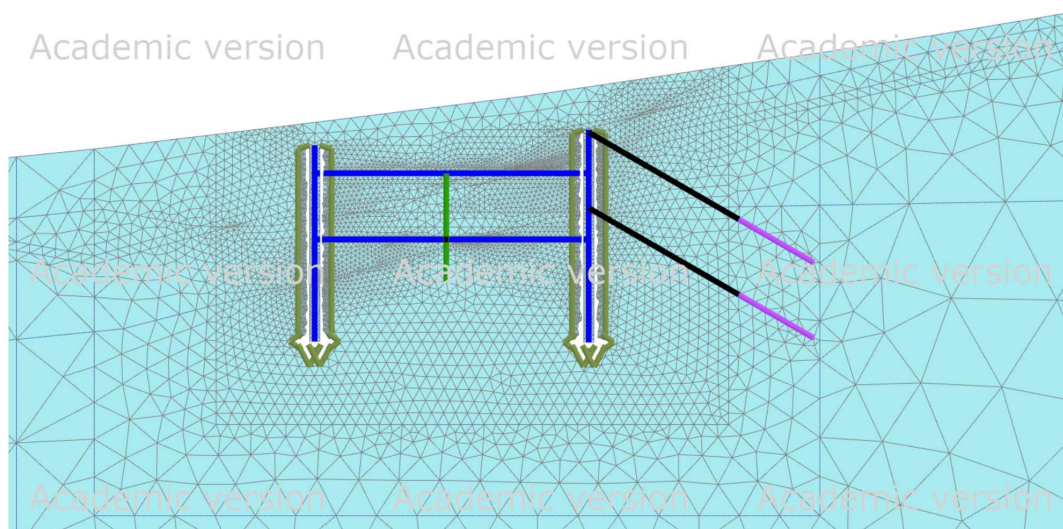


Obr. 7-2 Rozměry matematického modelu

U bočních hran je zabráněno posunu horizontálním směrem, svislý posun není omezen, u spodní hrany modelu je zabráněno oběma složkám posunutí. Pro vytvoření sítě konečných prvků byly použity 15-uzlové prvky a jemnost sítě „Fine“. Generováno bylo 11433 konečných prvků sítě a 92302 uzlů. Síť je zobrazena na Obr. 7-3 a Obr. 7-4, shodná pro variantu 1 a pro variantu 2 (včetně podvariant).

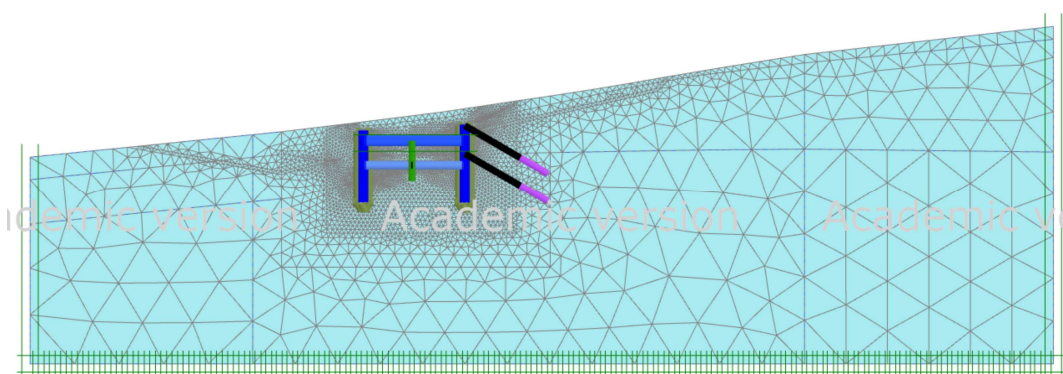


Obr. 7-3 Generovaná síť konečných prvků (var. 1 a 2)

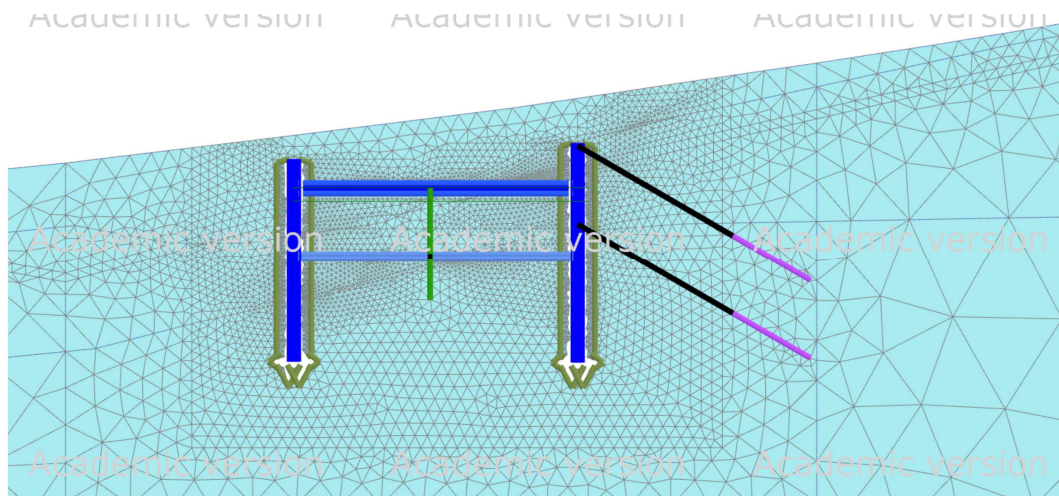


Obr. 7-4 Generovaná síť konečných prvků (var. 1 a 2) – přiblížená

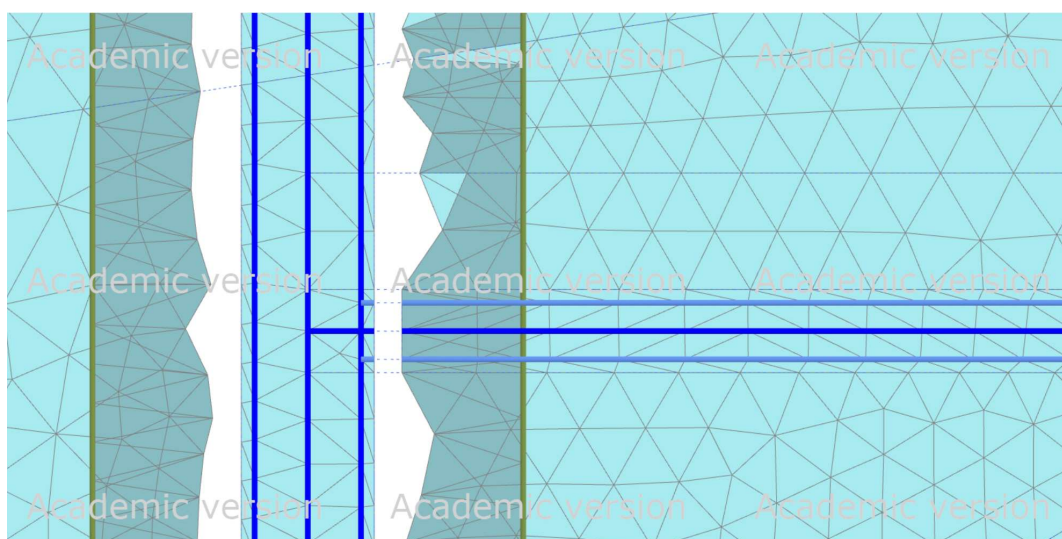
Varianty 3 a 4 vyžadovaly novou generaci sítě, protože oproti variantám 1 a 2 došlo ke změně geometrie (přidání deskostěnových prvků reprezentujících výztuž). Pro síť byly použity také 15-uzlové prvky, jemnost sítě „Fine“ společně se zjemněním sítě v okolí deskostěnových prvků za účelem eliminace prvků s nevhodným poměrem délky ku šířce. Z tohoto důvodu bylo pro variantu 3 a 4 generováno více prvků a uzlů než ve variantě 1 a 2, konkrétně 12182 prvků s 99050 uzly. Tato síť je zobrazena na Obr. 7-5, Obr. 7-6 a Obr. 7-7.



Obr. 7-5 Generovaná síť konečných prvků (var. 3 a 4)



Obr. 7-6 Generovaná síť konečných prvků (var. 3 a 4) – přiblížená



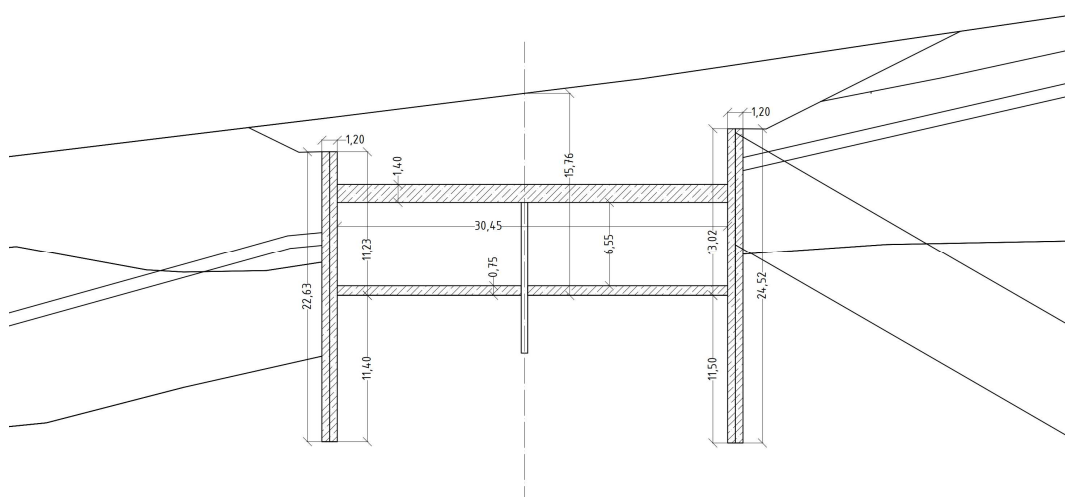
Obr. 7-7 Generovaná síť konečných prvků (var. 3 a 4) – detail (levá stěna + spodní rozpěra)

7.2.2 Geometrie konstrukce

Řešenou okrajovou úlohou je hluboký silniční zářez, jehož definitivní zajištění je navrženo pomocí monolitických železobetonových podzemních stěn tloušťky 1200 mm v kombinaci s rozepřením ve dvou úrovních. Horní rozpěra společně s podélnými nosníky (převázky a spojující nosníky), sloužícími k roznosu zatížení, tvoří železobetonový rošt. Horní rozpěry mají rozměry 1200x1400 mm (šířka x výška) a jsou umístěny v osových vzdálenostech 6,6 m. Převázky jsou provedeny u podzemních stěn,

ve střední části rozpěry jsou realizovány spojující nosníky roznášející zatížení do střední stojky. Ta je navržena z lamely podzemní stěny a má příčný rozměr 600x1200 mm. Spodní rozpěra tvořená železobetonovou deskou o tloušťce 750 mm se nachází pod konstrukcí vozovky.

Světlá vzdálenost mezi podzemními stěnami je 30,45 m, podzemní stěny mají délku 22 m (levá) a 24 m (pravá). V průběhu výstavby jsou pro zajištění pravé podzemní stěny použity dočasné zemní kotvy (délka kořene 10 m, volná délka 20 m, sklon 30°) ve dvou úrovních (0,3 m a 9 m od horního okraje pravé rozpěry). Schematický řez budovanou konstrukcí je znázorněn na Obr. 7-8.



Obr. 7-8 Schematické grafické znázornění řešené okrajové úlohy

7.2.3 Stanovení hodnot vstupních parametrů strukturních prvků

Jako materiál podzemních stěn je uvažován beton C30/37 s objemovou tíhou 25 kN/m^3 . Podélná výztuž lamel podzemních stěn je tvořena výztuží $\text{Ø}32$ ve vzdálenostech 150 mm.

Pro řešení úlohy pomocí plného SH modelu s modelací výztuže (varianta 3 – viz níže) je nutné vystihnout vliv pomocí deskostěnového prvku. Ze znalosti materiálových charakteristik ($E = 200 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$), průměru prutů výztuže a jejich vzájemné vzdálenosti lze stanovit vstupní parametry deskostěnového prvku. Těmi jsou EA , EI , ν a pomocný automaticky počítaný parametr t . Ekvivalentní tloušťku t deskostěnového prvku (v metrech) lze spočítat dle (7-1).

$$t = \frac{\pi d^2}{4s} = \frac{\pi \cdot 0,032^2}{4 \cdot 0,15} = 5,362 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad (7-1)$$

Kde veličina d je průměr výztuže v metrech a veličina s je vzdálenost výztuží také v metrech. Po upravení vzorce lze dále stanovit tuhost EI dle (7-2).

$$EI = \frac{E\pi^3 d^6}{768s^3} = \frac{200 \cdot 10^6 \cdot \pi^3 \cdot 0,032^6}{768 \cdot 0,15^3} = 2,569 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m} \quad (7-2)$$

Následně se vyčíslí poslední chybějící parametr EA dle (7-3).

$$EA = \frac{E\pi d^2}{4s} = \frac{200 \cdot 10^6 \cdot \pi \cdot 0,032^2}{4 \cdot 0,15} = 1\,072\,330 \text{ kN/m} \quad (7-3)$$

Modul pružnosti E je vhodné dosazovat v kPa a průměr i vzdálenost v metrech, abychom EI i EA získali přímo v jednotkách zadávaných do programu Plaxis 2D.

Jak již bylo zmíněno v úvodu této kapitoly, horní rozpěra není vedena kontinuálně. V prostředí Plaxis 2D však tento třidimenzionální problém nelze přímo vystihnout, neboť Plaxis 2D počítá s třetím rozměrem jako neměnným a všechna zatížení i vnitřní síly jsou ve směru kolmém na rovinu modelu definovány na jeden běžný metr konstrukce. Ojedinelé prvky lze proto vyjádřit pomocí redukce jednoho z rozměrů (jako tomu bylo v případě přepočtu betonářské výztuže) nebo redukcí objemové hmotnosti. V případě horních rozpěr je použita druhá varianta, tedy redukce objemové hmotnosti. Postup stanovení takových ekvivalentních parametrů je vyjádřen ve vzorci (7-4).

$$\gamma_{ekv} = \frac{b_{rozpěry} \cdot \gamma_{skut}}{d_{rozpěr}} = \frac{1,2 \cdot 25}{6,6} = 4,545 \text{ kNm}^{-3} \quad (7-4)$$

Zde $b_{rozpěry}$ je šířka jedné rozpěry, γ_{skut} je objemová hmotnost skutečného materiálu, ze kterého je rozpěra zhotovená a $d_{rozpěr}$ je vzájemná vzdálenost sousedních rozpěr.

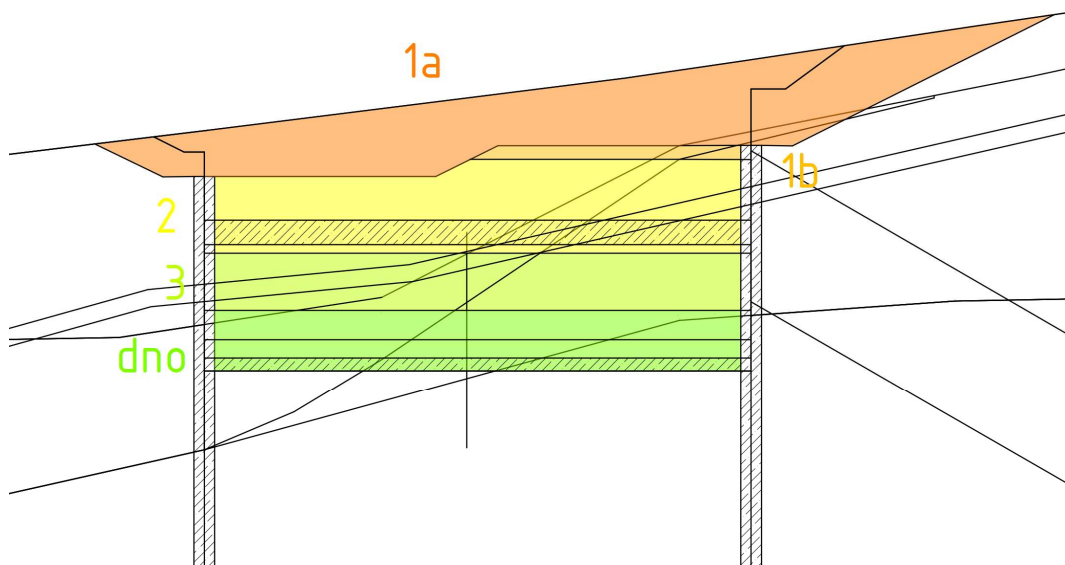
Horní rozpěra je tedy ve všech variantách výpočtu modelována materiálem o objemové tíze 4,545 kN/m³, ať už se jedná o elastický materiál nebo SH model.

7.3 Fáze výstavby

Celá konstrukce nemůže být budována, tedy ani modelována, pouze v jednom kroku. Zejména u časově závislého materiálového modelu je nutné se pokusit co nejlépe předvídat časový harmonogram k dosažení co nejrelevantnějších výsledků. Základním předpokladem pro výstavbu této konstrukce je zrání betonu 28 dní před počátkem jeho zatěžování. Z tohoto důvodu je budování celé konstrukce ukončeno až 150 dní po zahájení prací. Po ukončení stavebních prací je modelovaná konstrukce nadále sledována a to po celou dobu její životnosti, uvažovanou 30 let (zaokrouhleno na 11 tisíc dní). Momenty vzniklé v konstrukci podzemních stěn jsou sledovány ve třech různých fázích: Odkop na dno, Deaktivace 1KU a Dlouhodobé podmínky.

Tab. 7-2 Předpokládaný časový harmonogram výstavby

Fáze	Popis	Trvání [den]
Počáteční stav	Počáteční napjatost.	0
Odkop 1a	Odkop na úroveň pracovní plošiny pro realizaci podzemních stěn.	14
PS	Budování podzemních stěn.	14
Zrání PS	Časová prodleva pro zajištění plné únosnosti podzemních stěn.	28
Odkop 1b	Odkop na první kotevní úroveň.	4
Aktivace kotvy 1KU	Aktivace první řady kotev.	0
Odkop 2	Odkop pod úroveň budoucí horní rozpěry.	8
Rozpěra	Budování horní rozpěry, převážky, centrální sloup.	7
Bednění rozpěry	Časová prodleva pro zajištění plné únosnosti horní rozpěry.	28
Odkop 3	Odkop pro zajištění přístupu k vrtání a aktivaci kotvy 2KU.	4
Aktivace kotvy 2KU	Aktivace druhé řady kotev.	0
Snížení HPV	Snížení hladiny podzemní vody pod úroveň dna zářezu.	0
Odkop na dno	Odkop pod úroveň budoucí spodní rozpěry.	8
Spodní rozpěra	Budování spodní rozpěry.	5
Zrání spodní rozpěry	Časová prodleva pro zajištění plné únosnosti spodní rozpěry.	28
Vozovka	Budování skladebných vrstev vozovky.	2
Deaktivace 2KU	Deaktivace druhé řady kotev.	0
Deaktivace 1KU	Deaktivace první řady kotev.	0
Konec budování v čase:		150
Dlouhodobé podmínky	Sledování změn v konstrukci po dobu životnosti 30 let.	11 000



Obr. 7-9 Grafické znázornění fází odkopů

7.4 Výpočetní varianty

Zadaná reálná okrajová úloha byla v této práci řešena čtyřmi různými variantami výpočtu. Jednotlivé varianty se od sebe liší použitým materiálovým modelem pro podzemní stěny a rozpěry. Označení variant je následující:

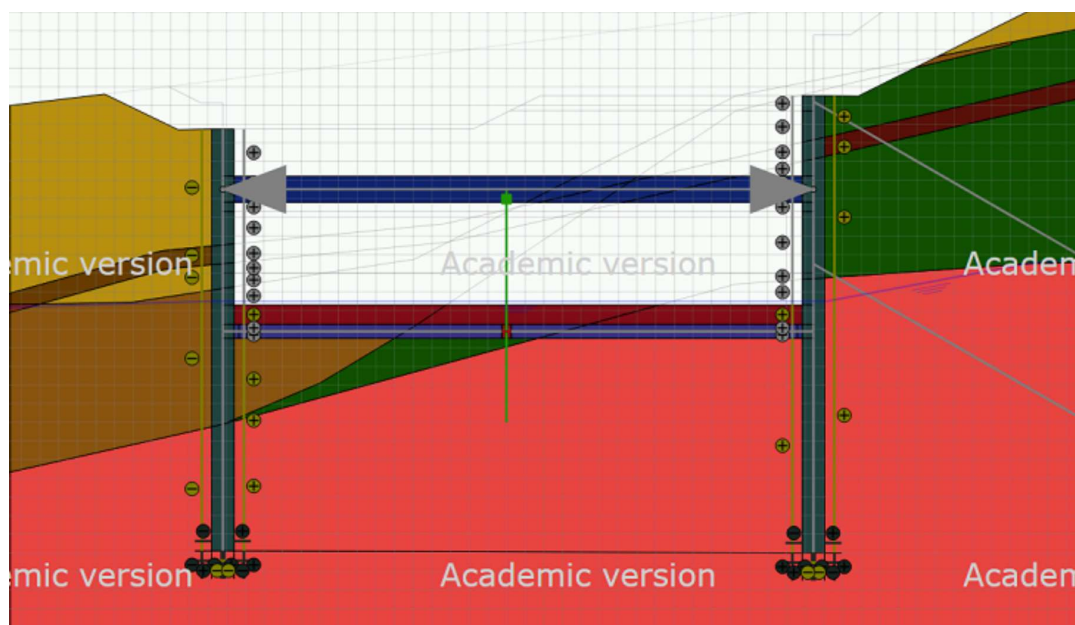
- Varianta 1 – kombinace objemového a deskostěnového prvku, oba prvky lineárně elastické,
- Varianta 2 – objemový prvek bez výztuže, aplikace SH modelu s uměle zvýšenou tahovou pevností,
 - Varianta 2a – SH model pouze pro stěny, obě rozpěry elastické,
 - Varianta 2b – SH model pro stěny a horní rozpěru, spodní rozpěra elastická,
 - Varianta 2c – SH model pro stěny i obě rozpěry,
- Varianta 3 – objemový prvek s SH modelem s reálnou tahovou pevností, výztuž pomocí deskostěnového prvku,
- Varianta 4 – objemový prvek s SH modelem s reálnou tahovou pevností, výztuž pomocí deskostěnového prvku, snížená tuhost rozpěry.

K těmto variantám výpočtu byly navíc přidány další analýzy:

- Parametrická studie vlivu vstupních hodnot – pro var. 2c
- Podrobná časová analýza – pro var. 2c.

7.4.1 Varianta 1

Tento způsob modelování inženýrských úloh za účelem zjištění dlouhodobého chování má výhodu aplikace pouze elastických prvků, přesto je jeho použití v některých ohledech komplikované. Jedná se o kombinaci lineárně elastických objemových a deskostěnových prvků, přičemž objemové prvky představují chování v dlouhodobém horizontu, a ve všech krátkodobých fázích jsou tyto doplněny deskostěnovým prvkem představujícím rozdíl mezi dlouhodobým a krátkodobým chováním.



Obr. 7-10 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 1

V počátečních fázích jsou vnitřní síly odečítány zároveň na objemovém i deskostěnovém prvku a poté v jednotlivých bodech sčítány, v dlouhodobém horizontu již zůstává aktivní pouze objemový prvek a celkové vnitřní síly se rovnají vnitřním silám odečteným z objemového prvku. Právě část modelování a výpočtu v krátkodobých fázích může být značně problematická, neboť není možné zajistit znalost hodnoty vnitřní síly na deskostěnovém i objemovém prvku vždy ve stejném bodě podél modelovaného prvku.

Tento krok je možné, nebo ve většině případů i nutné, algoritmizovat, což vnáší do řešení inženýrské úlohy komplikace spojené především s časovým zdržením a také se složitější kontrolou reálnosti výsledků. Způsob modelování pomocí lineárně elastického materiálu navíc přináší značnou míru nejasností zejména při stanovování vstupních parametrů materiálu. Je nutné stanovit jaké vlastnosti bude mít materiál v dlouhodobém horizontu, což významně ovlivňuje celý výsledek časové analýzy. Otázkou však zůstává, jakým způsobem lze takové parametry bezpečně určit a především, jak poté odpovídají reálnému chování skutečné konstrukce (popsáno níže).

Dalším problémem je předpoklad pouze dvou stavů, krátkodobé vlastnosti a dlouhodobé vlastnosti. Vlastnosti materiálů jako je beton se však ve skutečnosti mění průběžně v čase a ani v krátkodobých podmínkách nezůstávají jejich hodnoty stejné.

V prvním kroku postupu je nutné stanovit modul pružnosti v krátkodobých podmínkách, pro ten použijeme charakteristiky vlastností betonu z normy ČSN EN 1992-1-1, pro zadaný beton C30/37 je to hodnota $E = 33 \text{ GPa}$. Tuto hodnotu označíme jako E_{st} (short term). Dále určíme hodnotu parametru dotvarování, lze použít postup znázorněný v kapitole 3.2.1. V tomto případě vyjde hodnota $\varphi_{cr} = 1,6$. Pro následující úvahu použijeme poměrnou deformaci. Předpokládejme, že hodnota krátkodobé deformace je rovna poměru napětí v materiálu ku krátkodobému modulu pružnosti (7-5)

$$\varepsilon_{st} = \frac{\sigma}{E_{st}} \quad (7-5)$$

V dlouhodobých podmínkách je zřejmé, že působí dotvarování, které ovšem nelze v lineárně elastickém modelu nijak zohlednit, proto snížíme dlouhodobý modul pružnosti E_{lt} (long term), čímž docílíme opovírajících deformací v dlouhodobých podmínkách (7-6).

$$\varepsilon_{lt} = \frac{\sigma}{E_{lt}} \quad (7-6)$$

Víme také, že v dlouhodobých podmínkách se celková deformace rovná součtu elastické a creepové deformace. Creepovou deformaci můžeme vyjádřit jako φ -násobek elastické deformace (7-7).

$$\varepsilon_{lt} = \varepsilon_{st} + \varepsilon_{cr} = \varepsilon_{st} + \varepsilon_{st} \cdot \varphi = \varepsilon_{st}(1 + \varphi) \quad (7-7)$$

V této rovnici pak stačí vyjádřit deformace pomocí Hookova zákona v poměru napětí ku modulu pružnosti (7-8).

$$\frac{\sigma}{E_{lt}} = \frac{\sigma}{E_{st}}(1 + \varphi) \quad (7-8)$$

Předpokládáme napětí konstantní po celou dobu životnosti, proto lze σ zkrátit a po úpravě získáme vzorec (7-9).

$$\frac{E_{st}}{E_{lt}} = 1 + \varphi \quad (7-9)$$

Z (7-9) získáme hodnotu dlouhodobého modulu pružnosti (7-10), který se použije pro objemový prvek při modelování v Plaxisu 2D.

$$E_{lt} = \frac{E_{st}}{1 + \varphi} = \frac{33}{1 + 1,6} = 12,69 \text{ GPa} \quad (7-10)$$

Nyní již zbývá pouze dopočítat parametry deskostěnového prvku, který bude přítomen ve výpočtu při krátkodobých podmínkách a následně v dlouhodobé analýze deaktivován. Jedná se o rozdíl mezi krátkodobými a dlouhodobými podmínkami (7-11)

$$\Delta E = E_{plate} = E_{st} - E_{lt} = 33 - 12,69 = 20,31 \text{ GPa} \quad (7-11)$$

Parametry deskostěnového prvku EA (7-12) a EI (7-13) spočítáme ze znalosti rozdílu modulu pružnosti a tloušťky stěny $t = 1,2 \text{ m}$. Stejně jako u všech přepočtů uvažujeme konstrukci kolmo na rovinu modelu konstantní s přepočtem na jeden běžný metr.

$$EA = \Delta E \cdot t = 20,31 \cdot 1,2 = 24,372 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (7-12)$$

$$EI = \frac{1}{12} \Delta E \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 20,31 \cdot 1,2^3 = 2,92 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (7-13)$$

Výpočet parametrů deskostěnových a objemových prvků probíhá stejným způsobem i pro spodní rozpěru, přičemž je jako tloušťka uvažována hodnota $0,75 \text{ m}$. Při výpočtu parametrů horní rozpěry je brán v úvahu vliv nekontinuity, proto je základní krátkodobý modul pružnosti E_{st} uvažován dle (7-14).

$$E_{st,rozpěra} = E_{st} \cdot \frac{b_{rozpěry}}{d_{rozpěr}} = 33 \cdot \frac{1,2}{6,6} = 6 \text{ GPa} \quad (7-14)$$

Dále výpočet pokračuje stejným způsobem jako v případě stěny. Výsledné parametry lineárně elastického modelu zadávané do programu Plaxis 2D jsou zobrazeny v následující tabulce (Tab. 7-3).

Tab. 7-3 Materiálové charakteristiky pro lineárně elastický model

Konstrukční prvek	Objemový prvek		Deskostěnový prvek			
	$E \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\nu \text{ [-]}$	$EA \text{ [kN/m]}$	$EI \text{ [kNm}^2\text{/m]}$	$\nu \text{ [-]}$	$d \text{ [m]}$
Stěny	12 692 308	0,15	24 369 231	2 924 308	0,15	1,2
Horní rozpěra	2 307 692	0,15	5 169 231	844 308	0,15	1,4
Spodní rozpěra	12 692 308	0,15	15 230 769	713 942	0,15	0,75

Výstupem výpočtu je sada výsledků pro objemový prvek a sada výsledků pro deskostěnový prvek. Pokud potřebujeme znát celkové vnitřní síly, je nutné odečíst vnitřní síly v dané fázi nejprve v objemovém prvku, následně v deskostěnovém prvku a sečíst je. Z důvodu dělení konstrukce na jednotlivé konečné prvky však neznáme hodnotu vnitřní síly v deskostěnovém i objemovém prvku ve stejném místě konstrukce. Abychom takové účinky mohli sečíst, musíme nejprve zjistit v obou prvcích vnitřní síly v určitém místě.

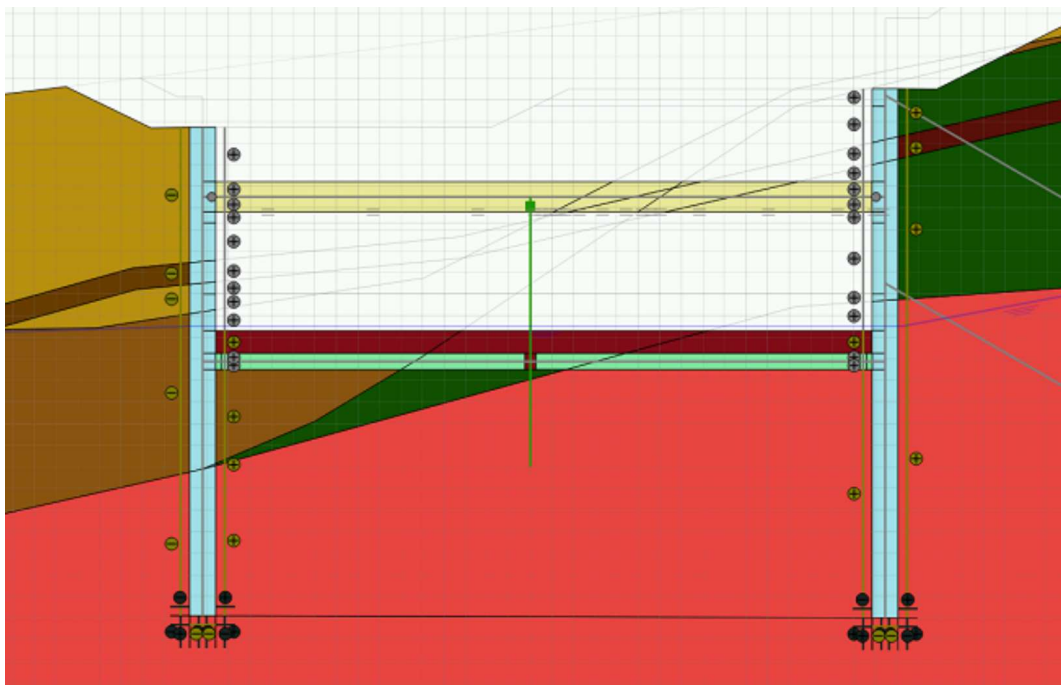
Pro tyto účely se nabízí nějaké pravidelné dělení, například po 0,1-0,25 m, dle velikosti konstrukce. Předpokladem je lineární průběh vnitřní síly mezi jednotlivými známými body. V každém bodě konstrukce pak postupujeme následovně:

- ze sady výsledků vnitřních sil objemového prvku nalezneme nejbližší bod s nižší souřadnicí ve kterém známe hodnotu vnitřní síly,
- ze sady výsledků vnitřních sil objemového prvku nalezneme nejbližší bod s vyšší souřadnicí ve kterém známe hodnotu vnitřní síly,
- mezi těmito body provedeme lineární interpolaci a zjistíme hodnotu vnitřní síly v počítaném bodě v objemovém prvku,
- první tři části postupu opakujeme pro deskostěnový prvek a zjistíme hodnotu vnitřní síly v počítaném bodě v deskostěnovém prvku,
- sečteme v daném bodě hodnotu vnitřní síly z objemového a deskostěnového prvku.

Poté opakujeme stejný postup pro každý bod konstrukce, dle předem stanoveného dělení. V této diplomové práci byl tento způsob odečítání vnitřních sil algoritmizován pomocí programu Visual Basic ve spolupráci s programem MS Excel. Data z programu Plaxis 2D byla přenesena do MS Excel a následně zpracována do grafické podoby.

7.4.2 Varianta 2a

Pro tento typ analýzy byl použit SH model se zvýšenou tahovou pevností pouze pro podzemní stěny (Obr. 7-11 modrá barva) a obě dvě rozpěry byly modelovány jako lineárně elastický materiál. Materiál spodní rozpěry (Obr. 7-11 zelená barva) byl definován modulem pružnosti odpovídající modulu pružnosti betonu při zachování plné objemové tíhy. Pro horní rozpěru (Obr. 7-11 žlutá barva) platí její nekontinuální rozmístění a tedy ekvivalentní snížení objemové hmotnosti (viz dříve), modul pružnosti pro definici lineárně elastického materiálu zůstává stejný jako v případě spodní rozpěry. Tahová pevnost SH modelu použitého pro podzemní stěny je uměle zvýšená na 15 MPa z důvodu simulace vlivu výztuže, která není modelována (úplné materiálové charakteristiky jsou zobrazeny v Tab. 7-5).



Obr. 7-11 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 2a

V této konfiguraci je zřejmé, že pokud modelujeme obě rozpěry lineárně elastickým modelem, nedochází v jejich působení v čase k žádným změnám. Přístup je to však značně zjednodušený, neboť obě rozpěry jsou ve skutečnosti vyrobeny z betonu, který se (jak již bylo diskutováno) lineárně nechová a v čase mění své vlastnosti. Účelem této analýzy bylo analyzovat působení rozpěr na konstrukci stěn a významnost modelování těchto prvků pomocí pokročilého časově závislého materiálu.

Tab. 7-4 Materiálové charakteristiky lineárně elastického modelu rozpěr

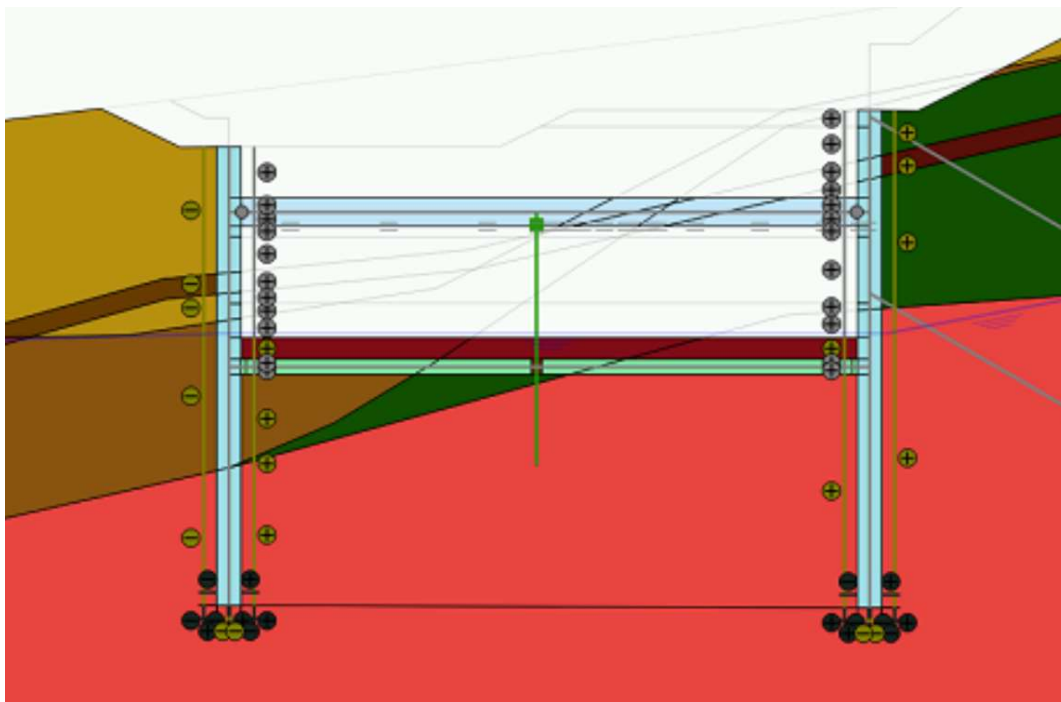
Konstrukční prvek	E [kN/m ²]	ν [-]	γ [kN/m ³]
Horní rozpěra	33 000 000	0,15	4,545
Spodní rozpěra	33 000 000	0,15	25

Tab. 7-5 Materiálové charakteristiky pro podzemní stěny – varianta 2

Parametr	Vysvětlení	Jedn.	Hodnota
Stiffness	Tuhost		
E_{28}	Youngův modul pružnosti vyzrálého betonu (t_{hydr})	[GPa]	3,30E+07
ν	Poissonovo číslo	[-]	0,15
Strength	Pevnost		
Compression	Tlak		
$f_{c,28}$	Jednoosá pevnost v tlaku vyzrálého betonu	[kN/m ²]	3,00E+04
f_{c0n}	Normalizovaná původně mobilizovaná síla	[-]	0,2
f_{cfn}	Normalizovaná pevnost při porušení	[-]	0,1
f_{cun}	Normalizovaná reziduální pevnost	[-]	0,1
$G_{c,28}$	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	70
φ_{max}	Maximální úhel vnitřního tření	[°]	40
ψ	Úhel dilatance	[°]	5
γ_{fc}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Tension	Tah		
$f_{t,28}$	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu	[kN/m ²]	1,50E+04
f_{tun}	Poměr reziduální a vrcholové tahové pevnosti	[-]	1
$G_{t,28}$	Tahová lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	0,148
γ_{ft}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Time dependency			
Time dependent behaviour ☒			
t_{hydr}	Čas plné hydratace = vyzrálý beton	[den]	28
Stiffness	Tuhost		
E_1/E_{28}	Časově závislý poměr elastických tuhostí	[-]	0,65
Strength	Pevnost		
Strength function			CEB-FIB
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Časově závislý poměr tlakových pevností	[-]	0,3
Ductility	Duktilita		
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h	[-]	-0,03
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h	[-]	-1,00E+03
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h	[-]	-7,00E-04
a	Přírůstek ϵ_{cp} v závislosti na p (tot. střední napětí)	[-]	20
Shrinkage	Smršťování		
Shrinkage behaviour ☒			
ϵ_{∞}^{shr}	Konečné přetvoření od smršťování	[-]	-2,00E-05
$t_{50,shr}^p$	Čas dosažení 50% přetvoření od smršťování	[den]	86
Creep	Dotvarování		
Creep behaviour ☒			
φ^{cr}	Poměr creepové a elastické deformace	[-]	0,8
t_{50}^{cr}	Čas dosažení 50% přetvoření od dotvarování	[den]	40

7.4.3 Varianta 2b

Pro následující výpočet je lineárně elastický materiál horní rozpěry nahrazen časově závislým SH modelem. Tento materiálový model má stejné parametry jako pro stěny (všechny parametry vypsány v Tab. 7-5), pouze je redukována objemová tíha (dle výpočtu v kapitole 5.1.3.2) na hodnotu $4,545 \text{ kN/m}^3$. Matematický model je vidět na obrázku (Obr. 7-12), spodní rozpěra zůstává lineárně elastická (dle Tab. 7-4).

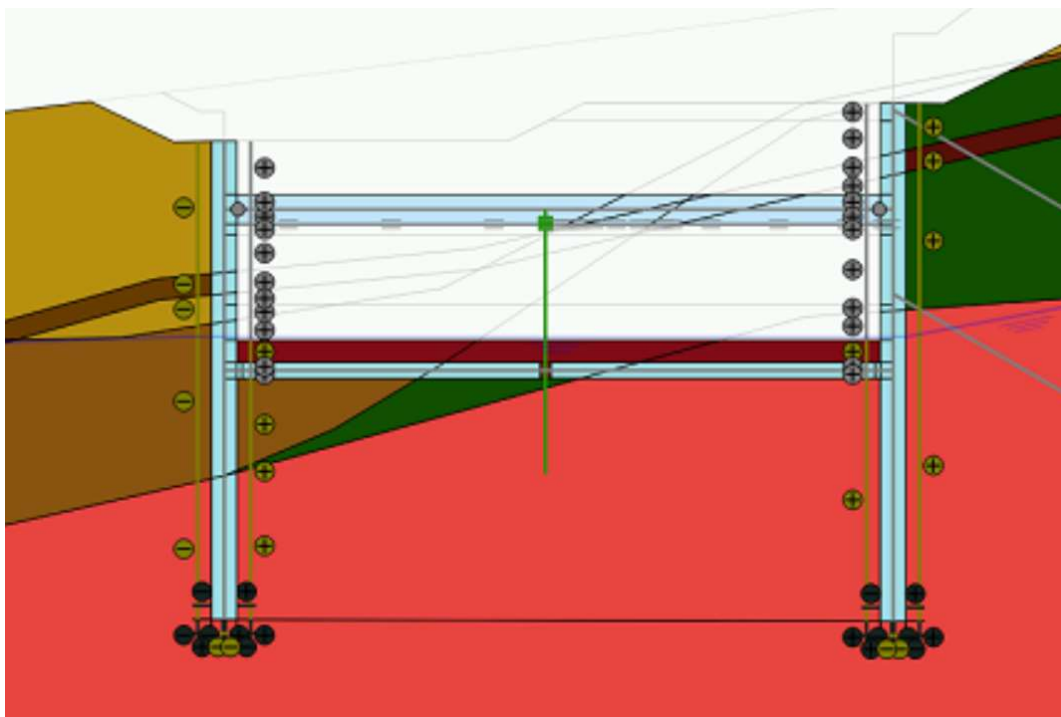


Obr. 7-12 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 2b

7.4.4 Varianta 2c

Tato analýza již zahrnuje plný časově závislý přístup, SH model je použit jak pro obě podzemní stěny, tak pro obě rozpěry. Objemová tíha horní rozpěry je znovu ekvivalentně snížena. Tento matematický model (zobrazen na Obr. 7-13) by měl být z této sady výpočtů nejbližše reálnému chování konstrukce, neboť zohledňuje ve všech betonových prvcích vliv času. Otázkou zůstává, jak dobře vystihuje SH model s uměle zvýšenou tahovou pevností vliv výztuže v železobetonu. Přesto je tento přístup z hlediska uživatele nejjednodušší, poskytuje výsledky vnitřních sil i deformací v jakémkoliv časovém okamžiku bez nutnosti sčítání několika různých sad hodnot a s tím související dodatečné

algoritmizace. Zásadním rozhodnutím inženýra v tomto typu analýzy je volba parametrů dotvarování a smršťování. V tomto případě se nabízí provést laboratorní zkoušky na materiálu, který bude použit při budování stěn a provést kalibraci parametrů materiálového modelu tak, jak bylo popsáno v kapitole 6.



Obr. 7-13 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 2c

7.4.5 Varianta 3

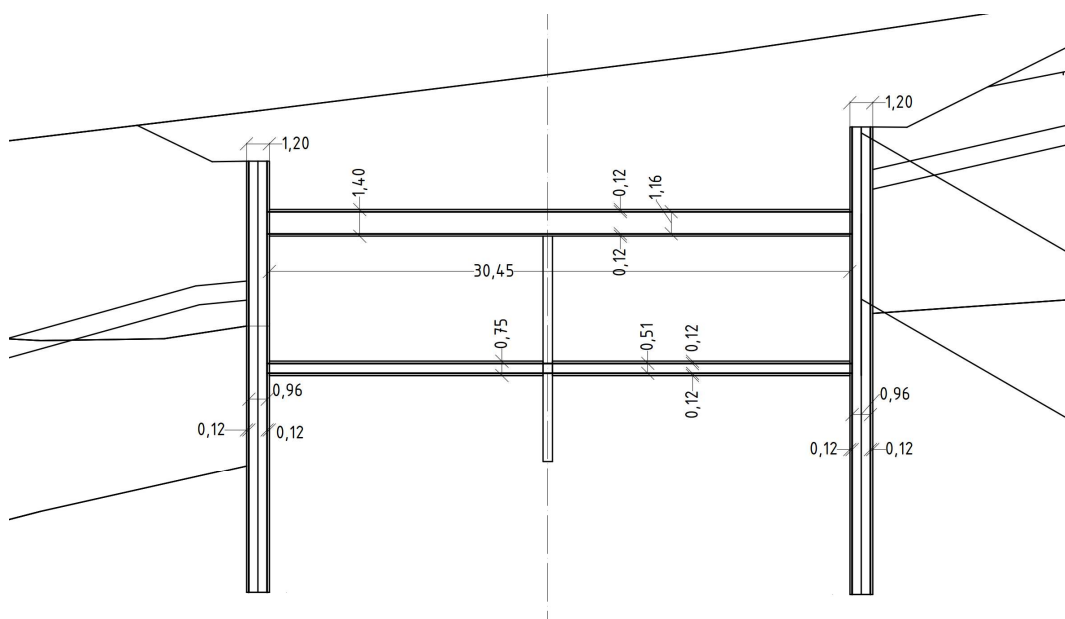
Zvýšením tahové pevnosti v SH modelu (ve variantě 2) sice dostáváme výsledky ekvivalentní použití klasického inženýrského způsobu, přesto se však dopouštíme určitého zjednodušení. V této části analýzy je proto použit SH model se skutečnou tahovou pevností a vliv výztuže je modelován pomocí dvou deskostěnových prvků.

Přestože krytí výztuže je v případě podzemních stěn v řádu desítek milimetrů, v tomto modelovém příkladě je jeho hodnota uměle zvýšena na 120 mm. Důvodem pro toto řešení je tvorba konečných prvků sítě. Příliš malá vzdálenost mezi okrajem stěny a výztuží (za kterou by krytí hodnoty například 60 mm považováno bylo) působí velmi nepříznivě na kvalitu prvků. Vzniklé generované konečné prvky jsou velmi dlouhé a úzké, v mnoha

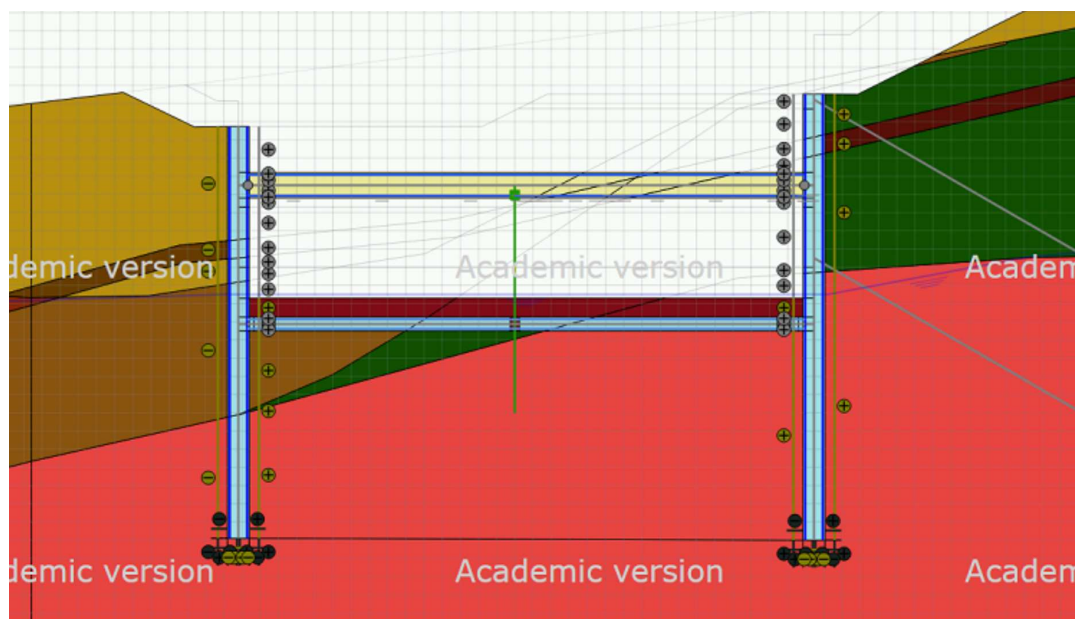
případech by nesplňovaly limity pro poměr šířky a délky. Přítomnost takových prvků způsobuje značné nepřesnosti při výpočtu a celý výpočet tím může být zásadně ovlivněn.

Tab. 7-6 Materiálové charakteristiky pro podzemní stěny – varianta 3

Parametr	Vysvětlení	Jedn.	Hodnota
Stiffness	Tuhost		
E_{28}	Youngův modul pružnosti vyzrálého betonu (t_{hydr})	[GPa]	3,30E+07
ν	Poissonovo číslo	[-]	0,15
Strength	Pevnost		
Compression	Tlak		
$f_{c,28}$	Jednoosá pevnost v tlaku vyzrálého betonu	[kN/m ²]	3,00E+04
f_{c0n}	Normalizovaná původně mobilizovaná síla	[-]	0,2
f_{cfn}	Normalizovaná pevnost při porušení	[-]	0,1
f_{cun}	Normalizovaná reziduální pevnost	[-]	0,1
$G_{c,28}$	Tlaková lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	70
φ_{max}	Maximální úhel vnitřního tření	[°]	40
ψ	Úhel dilatance	[°]	5
γ_{fc}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Tension	Tah		
$f_{t,28}$	Jednoosá pevnost v tahu vyzrálého betonu	[kN/m ²]	3,00E+03
f_{tun}	Poměr reziduální a vrcholové tahové pevnosti	[-]	1
$G_{t,28}$	Tahová lomová energie vyzrálého betonu	[kN/m]	0,148
γ_{ft}	Součinitel bezpečnosti	[-]	1
Time dependency			
Time dependent behaviour ☒			
t_{hydr}	Čas plné hydratace = vyzrálý beton	[den]	28
Stiffness	Tuhost		
E_1/E_{28}	Časově závislý poměr elastických tuhostí	[-]	0,65
Strength	Pevnost		
Strength function			CEB-FIB
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Časově závislý poměr tlakových pevností	[-]	0,3
Ductility	Duktilita		
$\epsilon_{cp,1h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 1h	[-]	-0,03
$\epsilon_{cp,8h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 8h	[-]	-1,00E+03
$\epsilon_{cp,24h}^p$	Jednoosé plastické přetvoření při porušení v čase 24h	[-]	-7,00E-04
a	Přírůstek ϵ_{cp} v závislosti na p (tot. střední napětí)	[-]	20
Shrinkage	Smršťování		
Shrinkage behaviour ☒			
ϵ_{∞}^{shr}	Konečné přetvoření od smršťování	[-]	-2,00E-05
$t_{50,shr}^p$	Čas dosažení 50% přetvoření od smršťování	[den]	86
Creep	Dotvarování		
Creep behaviour ☒			
φ^{cr}	Poměr creepové a elastické deformace	[-]	0,8
t_{50}^{cr}	Čas dosažení 50% přetvoření od dotvarování	[den]	40



Obr. 7-14 Schéma geometrie konstrukce s výztuží



Obr. 7-15 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 3

V případě, že zahrneme do modelu dva deskostěnové prvky se znovu objeví počáteční problém ve způsobu odečítání vnitřních sil na různých prvních, které se dohromady sčítají. Prvky výztuží navíc leží mimo střednici stěny, proto se předpokládá, že jejich příspěvek k celkovému momentu ve stěně bude záviset na normálové síle v prvku a roli

bude hrát rameno síly od střednice. Moment dvojice sil se vypočte jako součin hodnoty síly a vzájemné vzdálenosti (7-15).

$$M = N \cdot r \quad (7-15)$$

V tomto případě však nemůžeme předpokládat, že budou mít obě dvě normálové síly stejnou velikost, navíc lze zpochybnit také jejich opačné směry vyvolující stejný smysl momentu. Nelze tvrdit, že v každém místě stěny bude vždy jedna výztuž tlačena a druhá tažena. V případě stejného znaménka normálových sil v obou výztužích v jednom řezu (obě tažené nebo obě tlačené) se však jejich vlivy na výslednou hodnotu momentu vzájemně odečítají. V případě zachování nastavené konvence platí následující vztah (7-16).

$$M_{celkový} = M_{beton} + N_{vnitřní} \cdot r_{vnitřní} - N_{vnější} \cdot r_{vnější} \quad (7-16)$$

Ve vztahu jsou moment v betonu (M_{beton}) i normálové síly ve vnitřní výztuži ($N_{vnitřní}$) a vnější výztuži ($N_{vnější}$) dosazovány se znaménkem. Rozlišení vnitřní a vnější je bráno z pohledu stavební jámy, tedy výztuž blíže k volnému povrchu stěny je považována za vnitřní a výztuž blíže k zemině za rubem konstrukce je považována za vnější. Rameno síly je definováno jako vzdálenost výztuže od střednice stěny a v této úloze jsou hodnoty ramena vnitřní síly ($r_{vnitřní}$) a ramena vnější síly ($r_{vnější}$) uvažovány sobě rovné (0,48 m).

Podle předpokladu pak pro zjištění skutečného momentu v podzemní stěně stačí v každém uvažovaném řezu zjistit moment v betonu a normálové síly ve výztuži a tyto vlivy sečíst. Nakolik je tato hypotéza správná bylo nutné ověřit na jednoduchém příkladě, kde lze výsledky snadno zkontrolovat analytickým způsobem.

Takovým příkladem může být prostý nosník zatížený spojitým zatížením různých hodnot. Pro spojitý nosník zatížený spojitým zatížením se moment v polovině rozpětí spočítá dle (7-17).

$$M = \frac{1}{8}ql^2 \quad (7-17)$$

Nosník o délce 1 m a výšce 0,2 m byl modelován několika způsoby (odpovídají způsobům modelování podzemních stěn v této práci):

- Lineárně elastický, bez výztuže,
- SH model se zvýšenou tahovou pevností, bez výztuže,
- SH model s výztuží, pouze v tažené oblasti,
- SH model s výztuží, v tažené i tlačené oblasti.

Úrovně zatížení byly stanoveny celkem čtyři:

- $q_1 = 80 \text{ kN/m}$ (odpovídá napětí v tažených vláknech na 50 % tahové pevnosti 1,5 MPa)
- $q_2 = 160 \text{ kN/m}$ (odpovídá napětí v tažených vláknech rovno tahové pevnosti 3 MPa)
- $q_3 = 480 \text{ kN/m}$
- $q_4 = 800 \text{ kN/m}$.

V případě modelování s výztuží byla hodnota vyztužení stanovena jako pruty s průměrem 14 mm s osovou vzdáleností 100 mm. Dle postupu popsanému dříve (v kapitole 5.1.3.1) byly stanoveny ekvivalentní parametry deskostěnového prvku reprezentující výztuž:

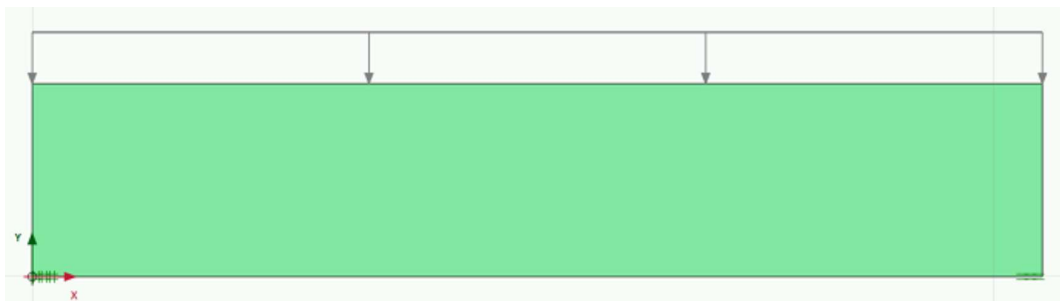
- $EA = 307876,08 \text{ kN/m}$
- $EI = 0,060797624 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- $t = 1,539 \text{ mm}$.

Na následujících řádcích jsou popsány závěry vyplývající ze studie odečítání dat z programu na prostém nosníku.

- Lineárně elastický

Pro lineárně elastický materiálový model je nutné zadat pouze dva parametry. Youngův modul pružnosti $E = 33 \text{ GPa}$ (odpovídající třídě betonu C30/37) a Poissonovo číslo $\nu =$

0,15. Vlastní tíha byla v tomto případě stanovena jako nulová pro eliminování vlivu gravitace na výsledky výpočtu.



Obr. 7-16 Lineárně elastický model

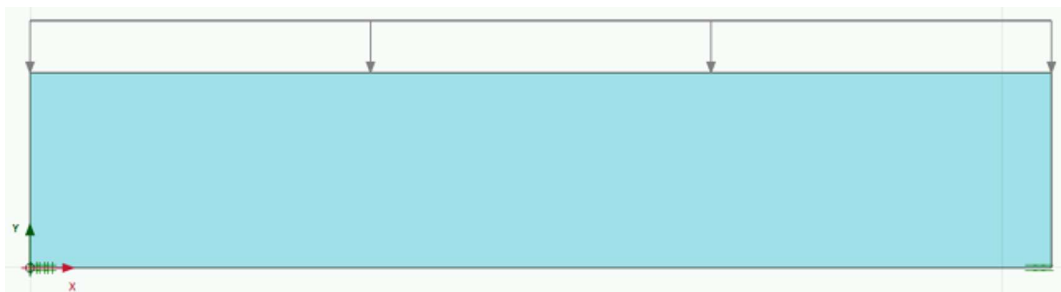
V následující tabulce (Tab. 7-7) jsou zobrazeny výsledky testů. Ve třetím sloupci vidíme vypočtený moment, který odpovídá analytickému řešení, ve čtvrtém sloupci potom moment v betonu zjištěný z výpočtu programem Plaxis 2D (příkaz „Structural forces in volume plates“). Normálové síly v obou výztužích jsou nulové, neboť nejsou modelovány žádné výztuže. Vidíme, že odchylka momentů zjištěných z programu od analytického výpočtu je maximálně 1,8 %, což lze považovat za uspokojující. V posledním sloupci je zobrazeno, kolik procent celkového momentu přenáší beton, v tomto případě bez výztuže je jasné, že ve všech zatěžovacích stupních bude 100 % momentu přenášet beton.

Tab. 7-7 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: lineárně elastický model

zatížení [kN/m]	délka [m]	$M_{\text{vypočtený}}$ [kNm]	M_{beton}	$N_{\text{výztuž TAH}}$ [kN]	$N_{\text{výztuž TLAK}}$ [kN]	M_{celkem}	odchylka [%]	beton [%]
80	1	10	9,826	0	0	9,826	1,7	100
160	1	20	19,650	0	0	19,650	1,8	100
480	1	60	58,960	0	0	58,960	1,7	100
800	1	100	98,260	0	0	98,260	1,7	100

- SH model se zvýšenou tahovou pevností, bez výztuže

Pro tento test byly použity stejné parametry SH modelu jako pro variantu 2, pouze časově závislé chování (nárůst pružnostních a pevnostních charakteristik, smršťování i dotvarování) bylo deaktivováno. Zvýšená tahová pevnost byla, stejně jako ve výpočtu varianty 2, 15 MPa (místo standardních 3 MPa).



Obr. 7-17 SH model se zvýšenou tahovou pevností, bez výztuže

Výsledky jsou zobrazeny v Tab. 7-8. Stejně jako v předchozím případě byla maximální odchylka 1,8 %.

Tab. 7-8 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: SH model, zvýšená tahová pevnost

zatížení [kN/m]	délka [m]	$M_{\text{vypočtený}}$ [kNm]	M_{beton}	$N_{\text{výztuž TAH}}$ [kN]	$N_{\text{výztuž TLAK}}$ [kN]	M_{celkem}	odchylka [%]	beton [%]
80	1	10	9,826	0	0	9,826	1,7	100
160	1	20	19,650	0	0	19,650	1,8	100
480	1	60	59,210	0	0	59,210	1,3	100
800	1	100	99,400	0	0	99,400	0,6	100

- SH model s výztuží, pouze v tažené oblasti

SH model měl v tomto případě standardní (nezvýšenou) tahovou pevnost, ostatní charakteristiky zůstaly stejné jako v předešlém testu (včetně deaktivace časově závislého chování). Při spodním okraji nosníku (u tažených vláken) byla přidána výztuž s krytím 30 mm, rameno vnitřních sil ke střednici nosníku je tedy uvažováno 70 mm.



Obr. 7-18 SH model s výztuží, pouze v tažené oblasti

Výsledky tohoto testu jsou zobrazeny v Tab. 7-9. Díky přítomnosti výztuže je zřejmé, že beton nepřenáší celý moment průřezu, přičemž v případě překročení tahové pevnosti

v tažených vláknech (třetí a čtvrtá hodnota zatížení) přenáší výztuž větší část momentu než v prvních dvou hodnotách zatížení.

Tab. 7-9 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: SH model, tažená výztuž

zatížení [kN/m]	délka [m]	$M_{\text{vypočtený}}$ [kNm]	M_{beton}	$N_{\text{výztuž TAH}}$ [kN]	$N_{\text{výztuž TLAK}}$ [kN]	M_{celkem}	odchylka [%]	beton [%]
80	1	10	9,220	9,206	0	9,864	1,4	93,5
160	1	20	18,480	18,450	0	19,772	1,1	93,5
480	1	60	49,460	142,200	0	59,414	1,0	83,2
800	1	100	72,520	396,400	0	100,268	0,3	72,3

- SH model s výztuží, v tažené i tlačené oblasti

Oproti předchozímu případu je v tomto testu přidána ještě jedna řada výztuže v tlačené oblasti. Její parametry jsou stejné jako tažené výztuže, rameno síly od střednice je také 70 mm.



Obr. 7-19 SH model s výztuží, v tažené i tlačené oblasti

Výsledky jsou shrnuty v Tab. 7-10. Největší hodnota odchylky byla v tomto případě 3,5 %, zajímavé ovšem je, že celkový moment vypočtený programem byl vyšší než moment vypočtený analyticky. Dále můžeme pozorovat několikanásobně vyšší normálovou sílu v tažené výztuži než v tlačené. Beton zde přenáší ještě o něco menší část momentu než v předcházejícím případě.

Tab. 7-10 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: SH model, tažená i tlačená výztuž

zatížení [kN/m]	délka [m]	$M_{\text{vypočtený}}$ [kNm]	M_{beton}	$N_{\text{výztuž TAH}}$ [kN]	$N_{\text{výztuž TLAK}}$ [kN]	M_{celkem}	odchylka [%]	beton [%]
80	1	10	8,637	9,046	8,918	9,894	1,1	87,3
160	1	20	17,300	18,120	17,870	19,819	0,9	87,3
480	1	60	45,260	139,500	65,230	59,591	0,7	76,0
800	1	100	64,540	449,900	106,700	103,502	3,5	62,4

7.4.6 Varianta 4

V předchozích analýzách byl kladen důraz na použití co nejvěrnějších parametrů vystihujících použitý beton. S tím souvisí také použití reálné hodnoty modulu pružnosti 33 GPa ve všech předchozích výpočtech s použitím SH modelu. Skutečnost, že není horní rozpěra kontinuální po celé délce konstrukce, byla do výpočtů pomocí SH modelu zahrnuta ekvivalentním snížením objemové tíhy v použitém materiálu.

Pokud však porovnáme přístup varianty 1 s variantami 2 a 3, vidíme velký rozdíl v uvažované tuhosti této rozpěry. Zatímco ve variantách 2 a 3 byl použit materiál o reálné hodnotě modulu pružnosti 33 GPa, ve variantě 1 byla tato hodnota redukována při zohlednění geometrie rozpěry a vyjádření odpovídajícího momentu setrvačnosti a plochy podle skutečných rozměrů. Z tohoto důvodu je odpovídající modul pružnosti horní rozpěry ve variantě 1 uvažován hodnotou $0,18 \cdot E_c$. Tento rozdíl v tuhostech může způsobovat rozdílné výsledky průběhů vnitřních sil, proto je pro kontrolu provedena analýza varianty 4, která vychází z varianty 3 a liší se sníženou hodnotou modulu pružnosti horní rozpěry. Otázkou v tomto případě zůstává, zda tato umělá úprava přinese pozitiva v podobě lepšího vystižení vlivu nekontinuality rozpěry a nebo spíše negativa v podobě nevhodných kombinací materiálových charakteristik pro časově závislé chování a s tím související nereálné výsledky.

Pro tuto analýzu (var. 4) byl upraven model varianty 3, přičemž všechny geometrické parametry zůstaly nezměněny, materiálové charakteristiky podzemních stěn včetně vyztužení také zůstaly stejné a jedinou změnou byl modul pružnosti materiálu použitého pro horní rozpěru. Modul pružnosti byl v tomto případě stanoven jako $0,18 \cdot E_c = 5,94 \text{ MPa}$, ostatní parametry včetně tlakové a tahové pevnosti, plastického chování, smršťování a creepového chování zůstaly beze změny.

7.4.7 Citlivostní analýza: závislost výsledků na velikosti creepových parametrů

Citlivostní analýza byla provedena pro stejný model jako je varianta 2c. Předchozí výpočty této varianty byly provedeny pro materiál stěn s creepovými parametry $\varphi^{cr} = 0,8$ a $t_{50}^{cr} = 40$ dní (ty byly převzaty z výsledků kalibrační zkoušky v kapitole 6). V citlivostní analýze byl tento výpočet doplněn o dalších 8 zkoušek s různými kombinacemi creepových parametrů (při zachování časově závislého modelu pro stěny i obě rozpěry). Pro φ^{cr} to byly hodnoty 0,8, 1,6 a 3,2, t_{50}^{cr} varioval hodnoty 40, 20 a 5 dní. Konkrétní kombinace a označení takových sad výsledků jsou zobrazeny v následující tabulce (Tab. 7-11).

Tab. 7-11 Variace creepových parametrů pro citlivostní analýzu

sada	φ^{cr}	t_{50}^{cr}
1	0,8	40
2	0,8	22,5
3	0,8	5
4	1,6	40
5	1,6	22,5
6	1,6	5
7	3,2	40
8	3,2	22,5
9	3,2	5

Již z volby variace creepových parametrů se předpokládá, že k největšímu dotvarování s nejrychlejším nástupem bude docházet u sady číslo 9 ($\varphi^{cr} = 3,2$ a $t_{50}^{cr} = 5$ dní) a naopak nejmenší a nejpomalejší dotvarování se očekává u sady 1 ($\varphi^{cr} = 0,8$ a $t_{50}^{cr} = 40$ dní). S velikostí deformace souvisí i redistribuce vnitřních sil, předpokládá se, že pokud dochází k větší míře deformace, vnitřní síly budou mít nižší hodnoty. Výpočtem creepového parametru podle postupu z normy ČSN EN 1992-1-1 byla dosažena hodnota $\varphi_{cr} = 1,6$, který je použit i v klasickém postupu s lineárně elastickým materiálem, proto by sada výpočtů s touto hodnotou creepového parametru měla nejvíce odpovídat konvenčním způsobům modelování.

Tyto předpoklady byly ověřeny devíti výpočty, pro každou variaci creepových parametrů jednou a následně z každého výpočtu odečteny momenty ve stěnách a celkové deformace stěn.

7.4.8 Podrobná časová analýza

Tato část analýzy byla provedena za účelem zjištění průběhu ohybových momentů v čase pro variantu 2c. V předchozích typech výpočtů byly momenty odečítány pro tři různé fáze: Odkop na dno, Deaktivace 1KU a Dlouhodobé podmínky. Od konce budování (deaktivace první kotevní úrovně) již v konstrukci nedochází k žádným změnám napjatosti a je možné naplno pozorovat vliv času. Proto byl časový úsek 150 až 11000 dní rozdělen do několika dílčích fází a pozorován vývoj momentů i deformací (Tab. 7-12). Pro analýzu byl použit stejný materiálový model s parametry $\varphi^{cr} = 0,8$, $t_{50}^{cr} = 40$ dní, identické podmínky i materiálové charakteristiky jako ve variantě 2c.

Tab. 7-12 Rozdělení intervalu od konce budování do konce životnosti na dílčí úseky

Čas	Popis
150	Deaktivace 1KU - konec budování konstrukce.
300	150 dní od konce budování konstrukce.
600	450 dní od konce budování konstrukce.
1200	1050 dní od konce budování konstrukce.
2400	2250 dní od konce budování konstrukce.
4800	4650 dní od konce budování konstrukce.
7900	7750 dní od konce budování konstrukce.
11000	10850 dní od konce budování konstrukce = dlouhodobé podmínky.

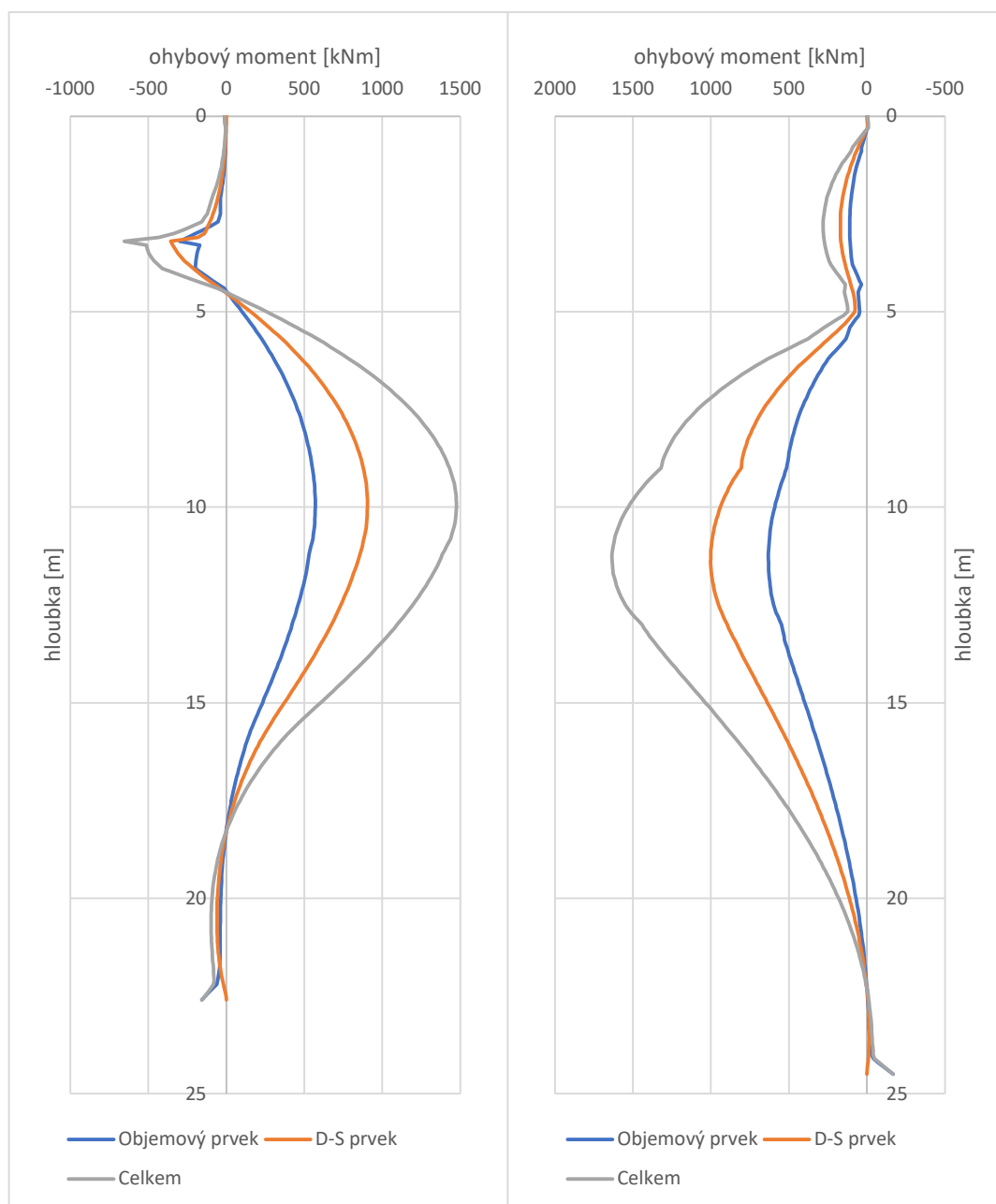
8 VÝSLEDKY VÝPOČTŮ A JEJICH ZHODNOCENÍ

8.1 Varianta 1

8.1.1 Varianta 1 - momenty

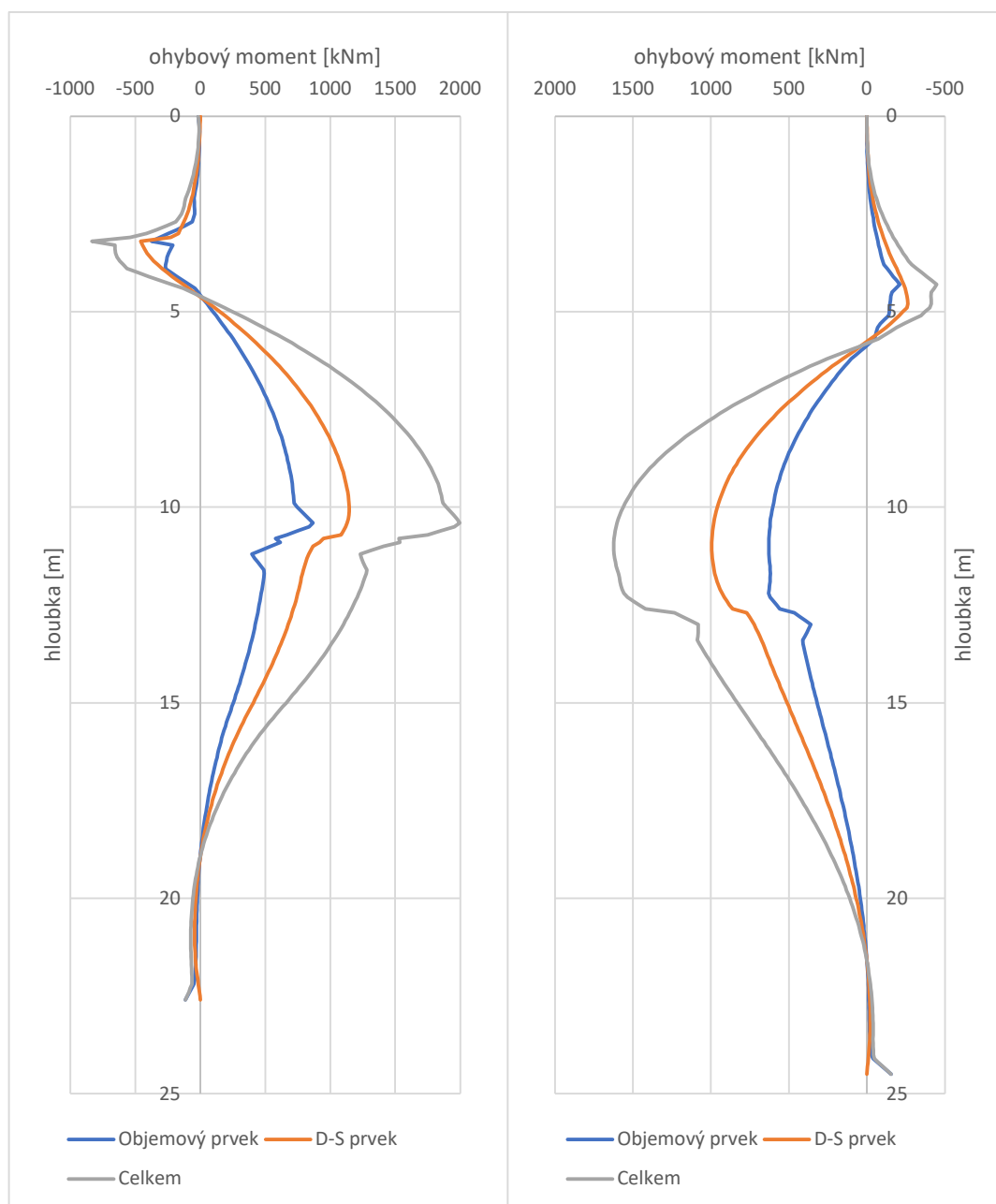
V následujících grafech (Obr. 8-1, Obr. 8-2, Obr. 8-3 a Obr. 8-4) jsou znázorněny ohybové momenty odečtené z objemového prvku, z deskostěnového prvku (D-S prvek) a jejich součet. Obecně se dá říci, že větší ohybový moment je vyvozen na deskostěnovém prvku, přičemž důvodem tohoto závěru je skutečnost, že má deskostěnový prvek v tomto případě vyšší modul pružnosti než objemový prvek. Toto rozdělení však není pro interpretaci výsledků zásadní, směrodatné jsou hodnoty součtu ohybových momentů.

Zatímco v prvních dvou fázích (Odkop na dno - Obr. 8-1 a Obr. 8-2, Deaktivace 1KU - Obr. 8-3 a Obr. 8-4) se celkový moment rovná součtu momentů na deskostěnovém a objemovém prvku, v dlouhodobých podmínkách (Obr. 8-5 a Obr. 8-6) již deskostěnový prvek není aktivní a celkový moment se rovná momentu odečtenému z objemového prvku.

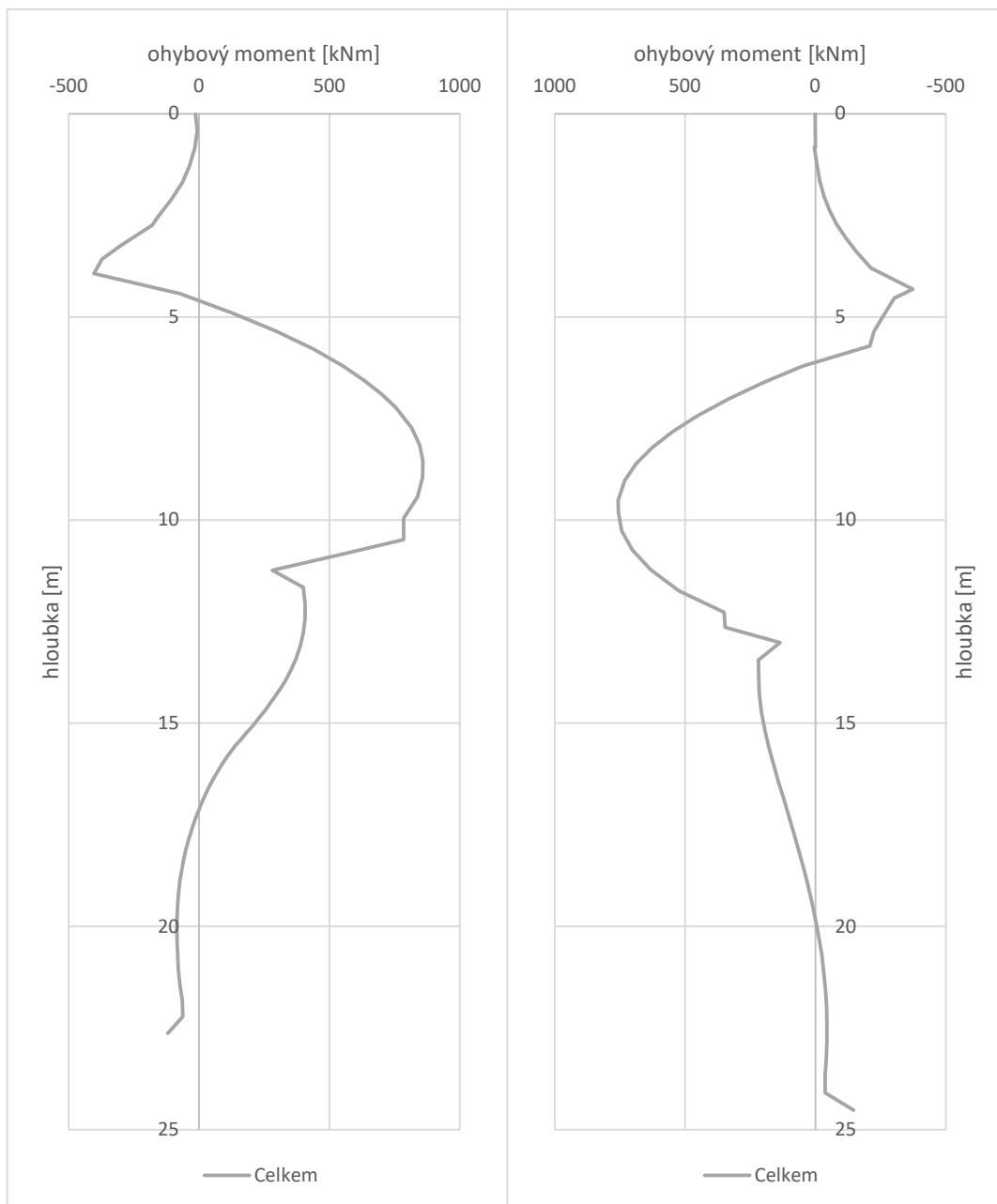


Obr. 8-1 Moment: Varianta 1: Odkop na dno - LEVÁ

Obr. 8-2 Moment: Varianta 1: Odkop na dno - PRAVÁ



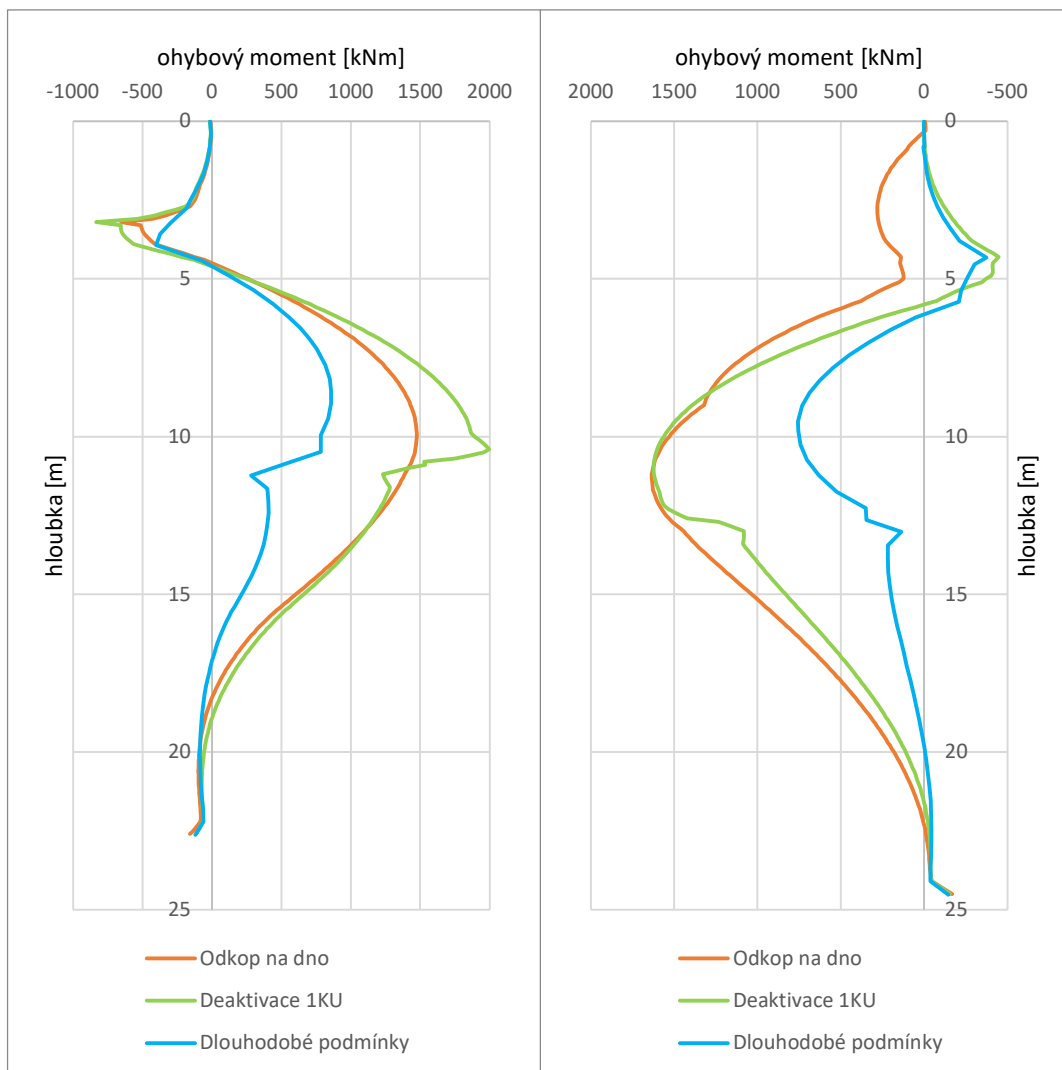
Obr. 8-3 Moment: Varianta 1: Deaktivace IKU - LEVÁ Obr. 8-4 Moment: Varianta 1: Deaktivace IKU - PRAVÁ



Obr. 8-5 Moment: Varianta 1: Dlouhodobé podmínky - LEVÁ

Obr. 8-6 Moment: Varianta 1: Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ

Z průběhů celkových ohybových momentů (Obr. 8-7 a Obr. 8-8) je zřejmé, že nejvyššího namáhání stěna dosahuje v krátkodobých podmínkách, společně se snížením modulu pružnosti a zvýšením deformace v dlouhodobých podmínkách dochází ke snižování vnitřních sil v důsledku dotvarování a s tím související redistribuci vnitřních sil.

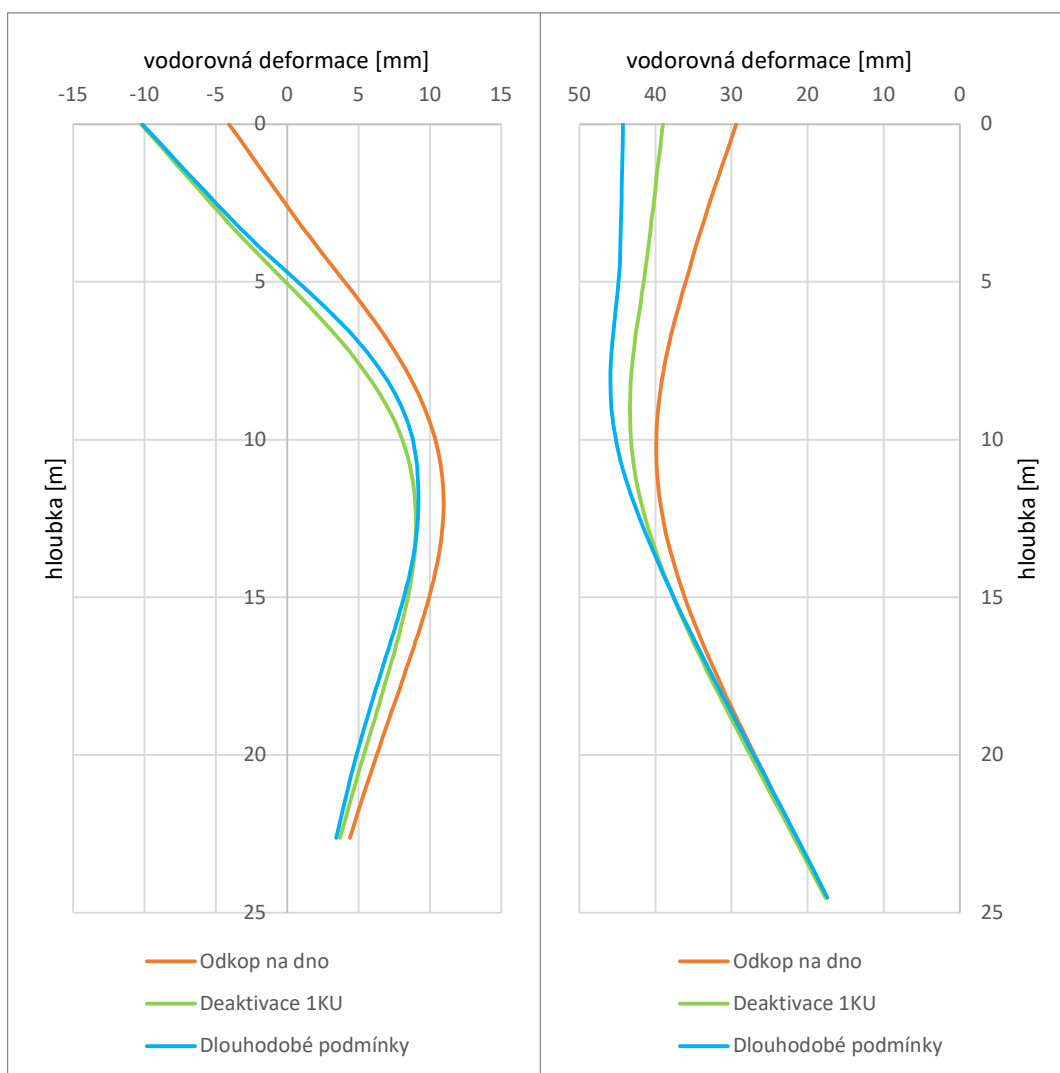


Obr. 8-7 Moment: Varianta 1- LEVÁ

Obr. 8-8 Moment: Varianta 1- PRAVÁ

8.1.2 Varianta 1 – deformace

Na následujících grafech (Obr. 8-9 a Obr. 8-10) jsou zobrazeny posuny konstrukce u_x v milimetrech po výšce konstrukce. Je vidět, že k větším posunům dochází u exponovanější pravé stěny, kde dosahuje maximální hodnota posunutí 46 mm. Stěna se deformuje směrem do zářezu.



Obr. 8-9 Deformace: Varianta 1 - LEVÁ Obr. 8-10 Deformace: Varianta 1- PRAVÁ

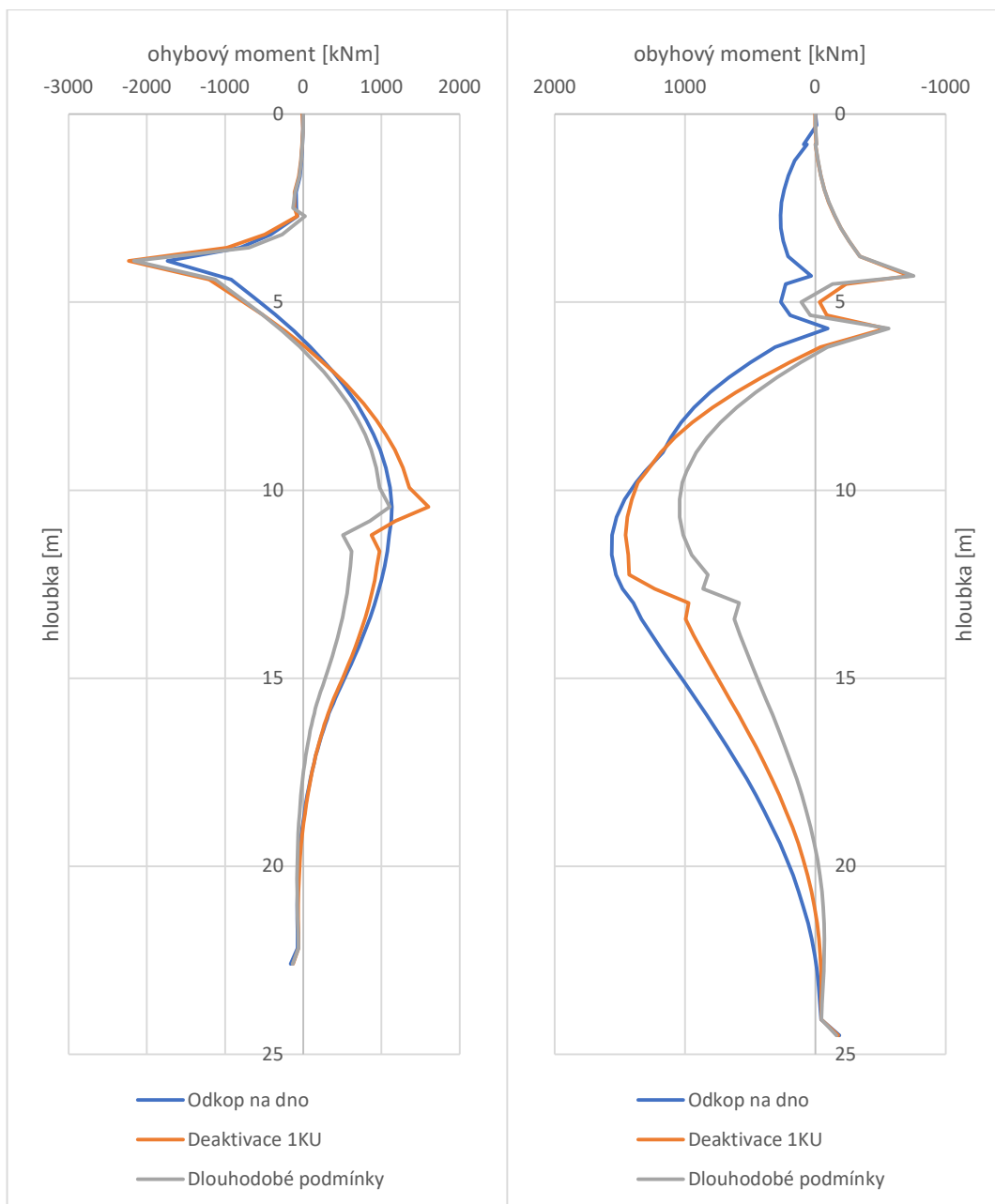
Je zajímavé, že v případě levé podzemní stěny se stěna s postupem času deformuje směrem od zářezu, tedy do zeminy. Tento efekt je způsobem masou zeminy za pravou stěnou způsobující vysoké namáhání pravé stěny, které se pak přes obě rozpěry přenáší i na levou podzemní stěnu.

8.2 Varianta 2

8.2.1 Varianta 2a - momenty

V grafech (Obr. 8-11 a Obr. 8-12) jsou zobrazeny průběhy momentů pro tuto konfiguraci výpočtu (SH model pro stěny, obě rozpěry lineárně elastické). Nejvyšší hodnoty

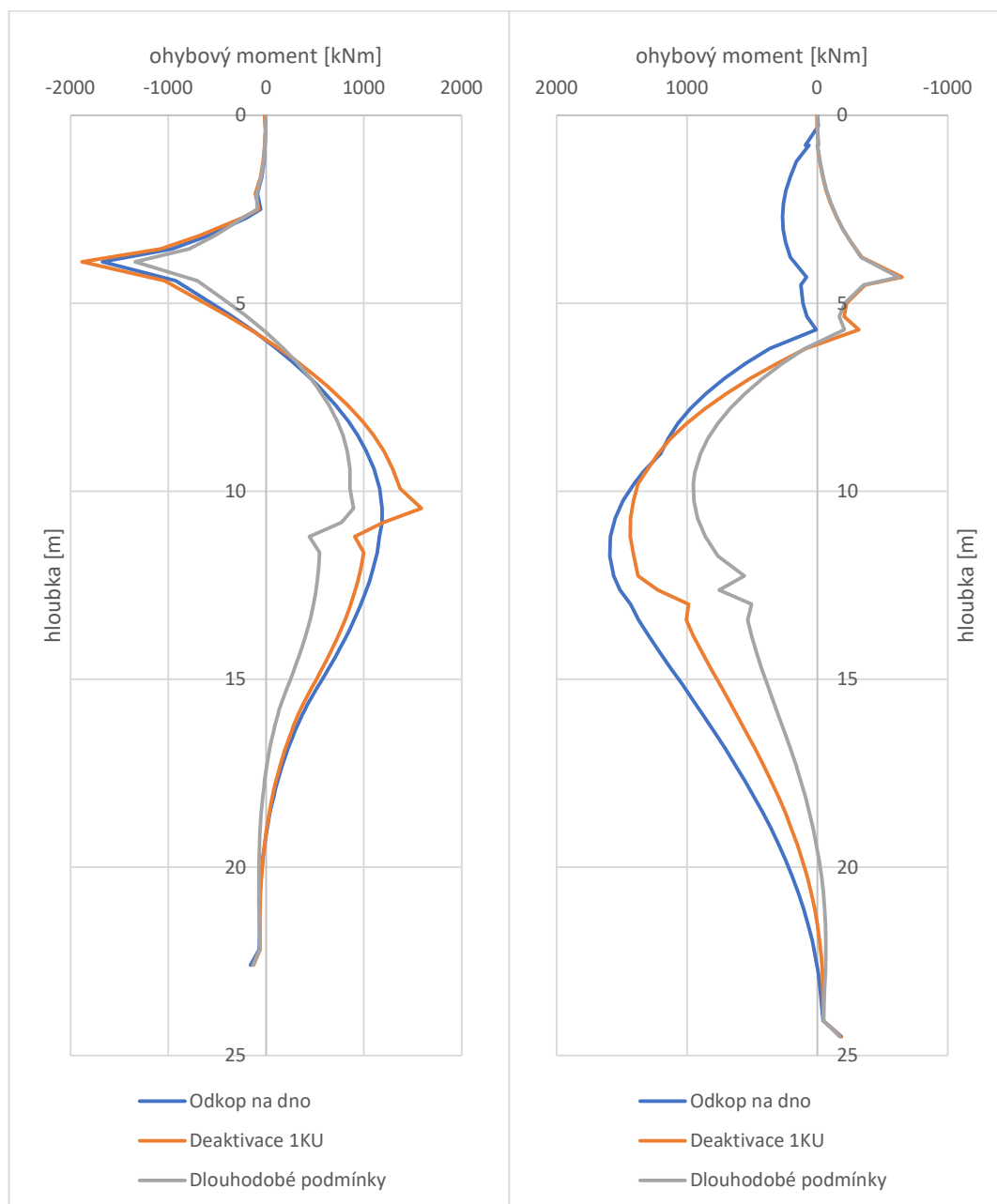
namáhání v poli (kladný moment) vykazuje pravá podzemní stěna ve fázi Odkop na dno, naopak nejvyšší hodnota v úrovni rozpěry je v levé podzemní stěně ve fázi Deaktivace 1KU. Také můžeme pozorovat značné snížení momentu v dlouhodobých podmínkách, čehož je docíleno aplikací pouze jednoho časově závislého materiálu na stěny, bez dalších přídatných prvků v modelu.



Obr. 8-11 Moment: Varianta 2a - LEVÁ Obr. 8-12 Moment: Varianta 2a - PRAVÁ

8.2.2 Varianta 2b – momenty

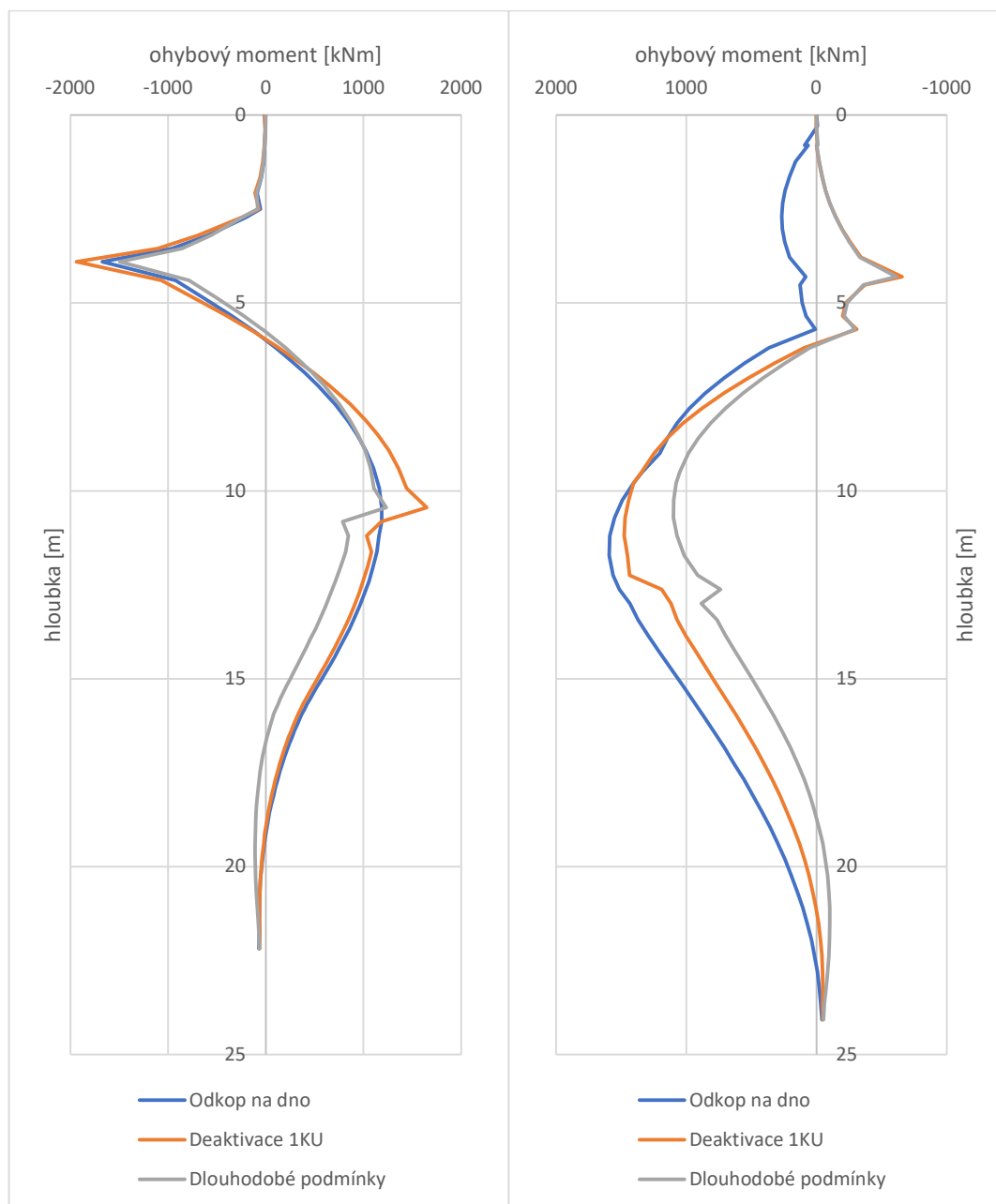
Výsledky této analýzy jsou vidět na následujících grafech (Obr. 8-13 a Obr. 8-14). Momenty vykazují velmi podobné průběhy i konečné hodnoty jako v předchozím případě obou lineárně elastických rozpěr.



Obr. 8-13 Moment: Varianta 2b - LEVÁ Obr. 8-14 Moment: Varianta 2b – PRAVÁ

8.2.3 Varianta 2c – momenty

V následujících grafech (Obr. 8-15 a Obr. 8-16) vidíme průběhy ohybových momentů po výšce stěn. Průběh i maximální hodnoty jsou znovu velmi podobné předešlým analýzám, největší rozdíl lze pozorovat v dlouhodobých podmínkách, kdy se naplno projevuje vliv použití časově závislého materiálového modelu pro spodní rozpěru.



Obr. 8-15 Moment: Varianta 2c - LEVÁ Obr. 8-16 Moment: Varianta 2c - PRAVÁ

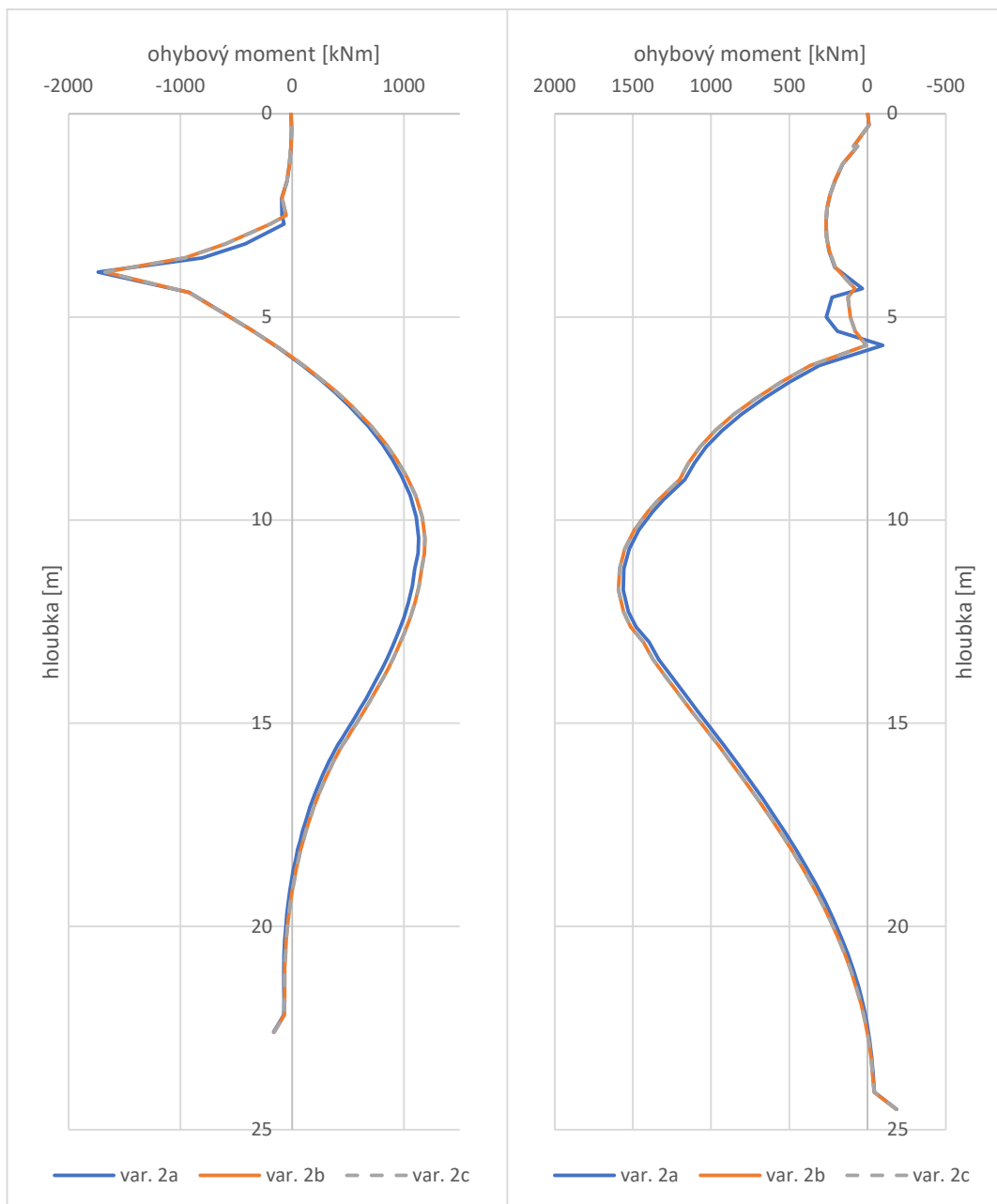
8.2.4 *Varianta 2 – momenty*

V této kapitole jsou porovnány výsledky všech tří přístupů modelování pomocí SH modelu se zvýšenou tahovou pevností (varianta 2a, 2b a 2c). V prvních dvou grafech (Obr. 8-17 a Obr. 8-18) jsou zobrazeny křivky průběhu ohybových momentů po výšce stěn pro fázi výpočtu Odkop na dno. Je vidět, že v této fázi se křivky nijak výrazně neliší, křivky var. 2b a 2c se dokonce překrývají, neboť se liší pouze materiálem spodní rozpěry, která v této fázi ještě není vybudována.

V další sadě grafů (Obr. 8-19 a Obr. 8-20) jsou průběhy ohybových momentů po výšce konstrukce podzemních stěn zobrazeny v čase Deaktivace 1KU. Zde se již křivky var. 2b a 2c přímo nepřekrývají, přesto je však jejich vzájemná odchylka minimální. Od vybudování spodní rozpěry uplynulo zatím pouze 30 dní a přestože ke smršťování již v malé míře docházet začalo, creep může začít působit až po počátku zatěžování, ke kterému dojde v plné hodnotě teprve po deaktivaci kotev první úrovně.

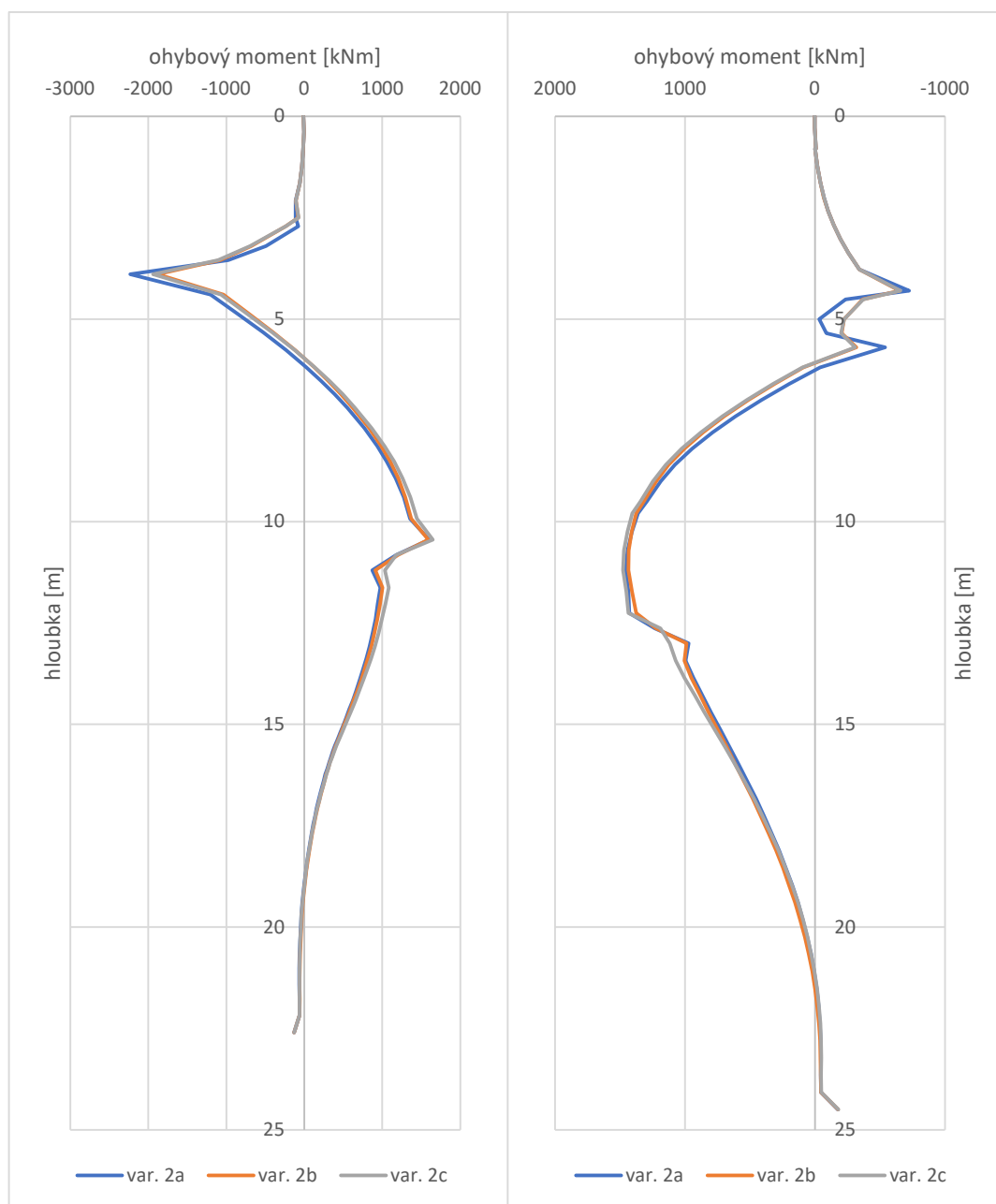
K největším rozdílům mezi těmito třemi přístupy modelování dochází až v dlouhodobých podmínkách (Obr. 8-21 a Obr. 8-22), protože zatímco časově závislé modely vykazují neelastické deformace a ovlivňují tím průběhy vnitřních sil, lineárně elastické modely se chovají ve všech časech stejným způsobem, ve kterých je deformace přímo úměrná napětí v konstrukci a nepřímo úměrná modulu pružnosti také neměnnému v čase. Přesto jsou tyto rozdíly v poli v řádech desítek kNm a u horní rozpěry levé stěny okolo 500 kNm (je pozorován výrazný rozdíl pouze mezi lineárně elastickou horní rozpěrrou: var. 2a a použitím materiálového SH modelu: var. 2b a 2c).

Celkově se dá zhodnotit, že přestože nejbližší realitě by měl být matematický model ve kterém je použit ve všech konstrukčních prvcích časově závislý model, rozdíly nejsou v kontextu velikosti hodnot zásadní. Přesto je výhodné modelovat alespoň horní rozpěru jako časově závislou za účelem redukce záporného ohybového momentu v levé stěně u rozpěry. V dnešní době, kdy mají počítače a programy vysoký výpočetní výkon, se jeví modelování spodní rozpěry pomocí lineárně elastického modelu z důvodu úspory výpočetního času a náročnosti v porovnání s benefitem přiblížení výsledků modelování realitě jako neefektivní.



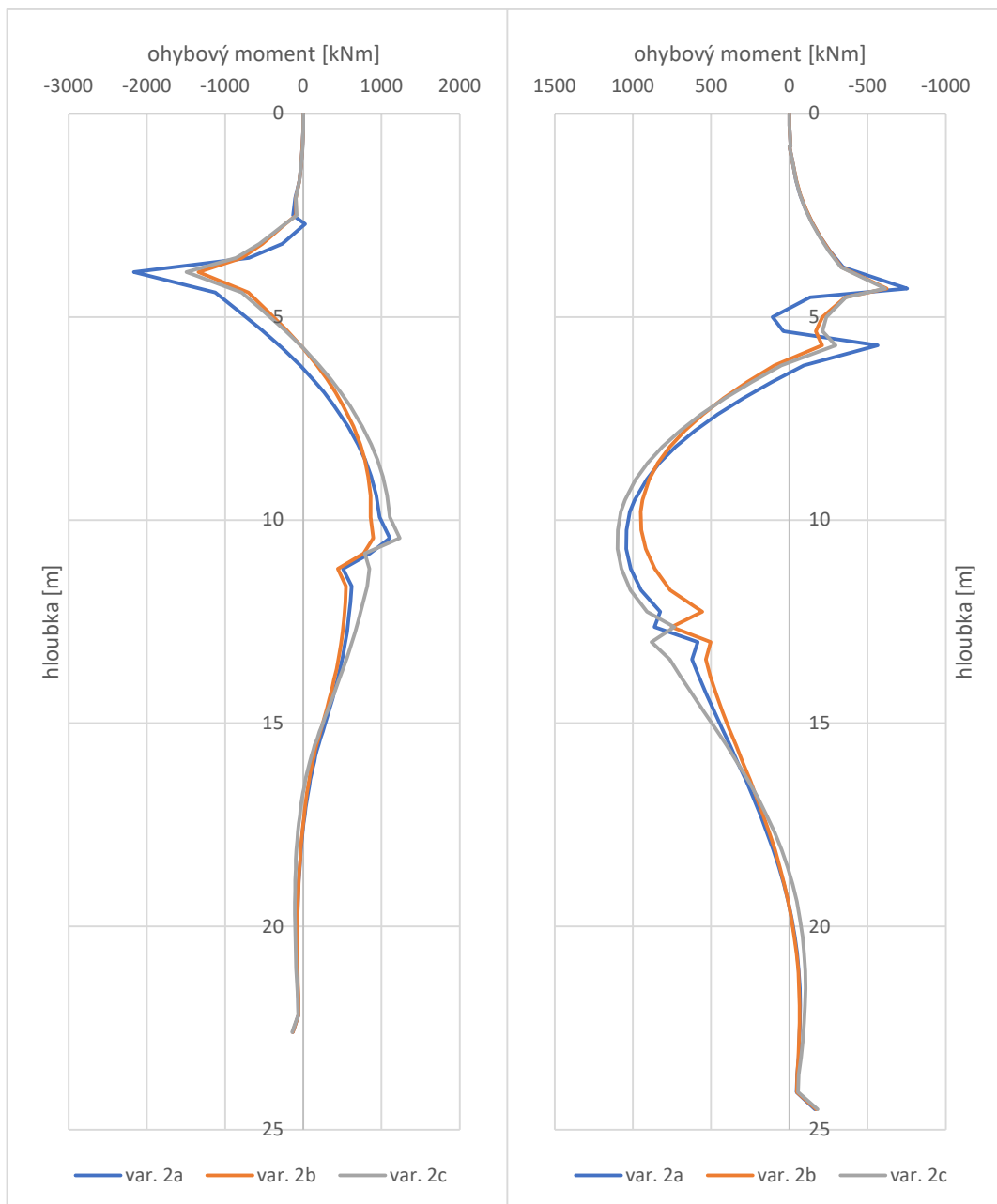
Obr. 8-17 Moment: Varianta 2: Odkop na dno - LEVÁ

Obr. 8-18 Moment: Varianta 2: Odkop na dno - PRAVÁ



Obr. 8-19 Moment: Varianta 2: Deaktivace IKU - LEVÁ

Obr. 8-20 Moment: Varianta 2: Deaktivace IKU - PRAVÁ



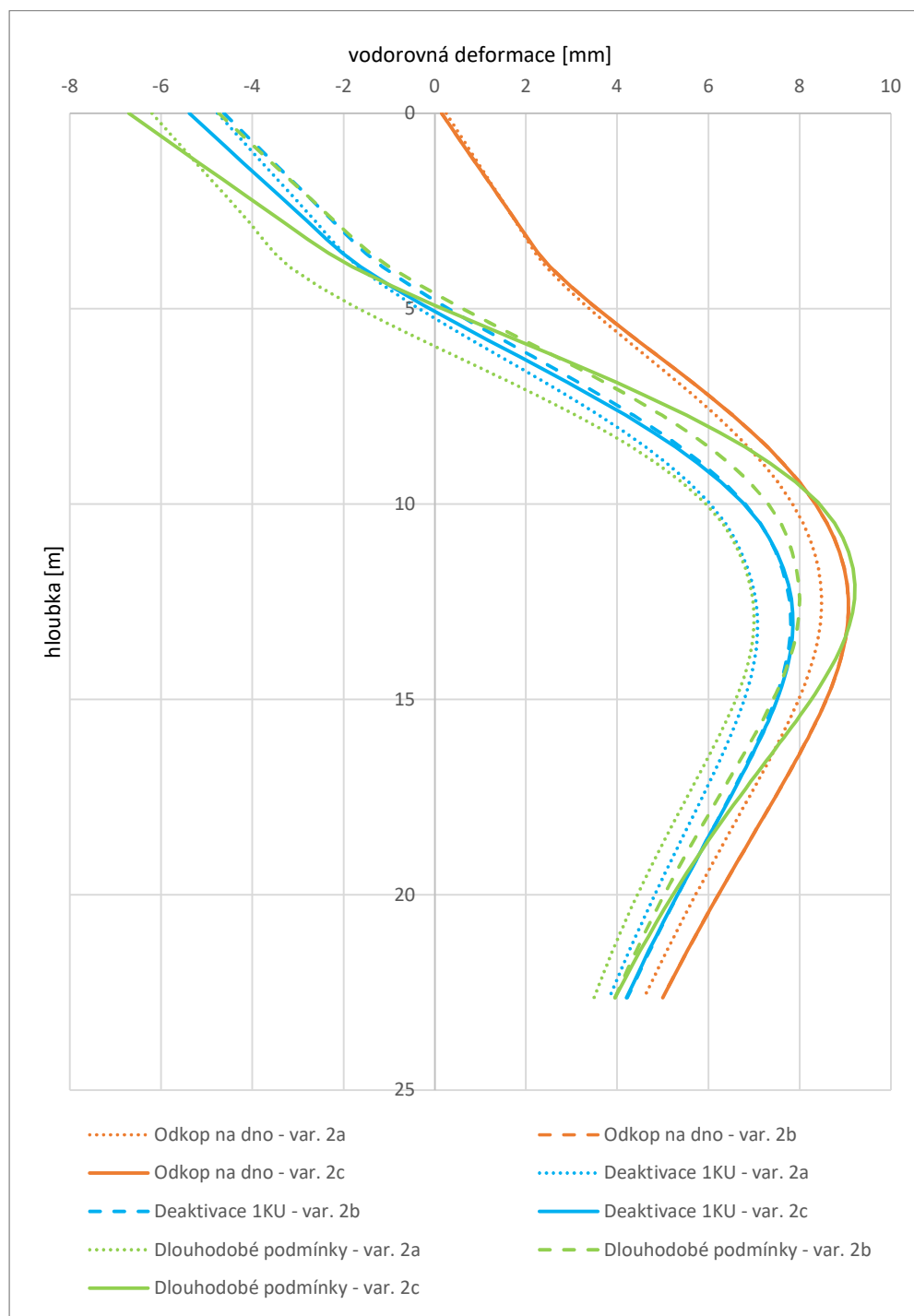
*Obr. 8-21 Moment: Varianta 2:
Dlouhodobé podmínky - LEVÁ*

*Obr. 8-22 Moment: Varianta 2:
Dlouhodobé podmínky – PRAVÁ*

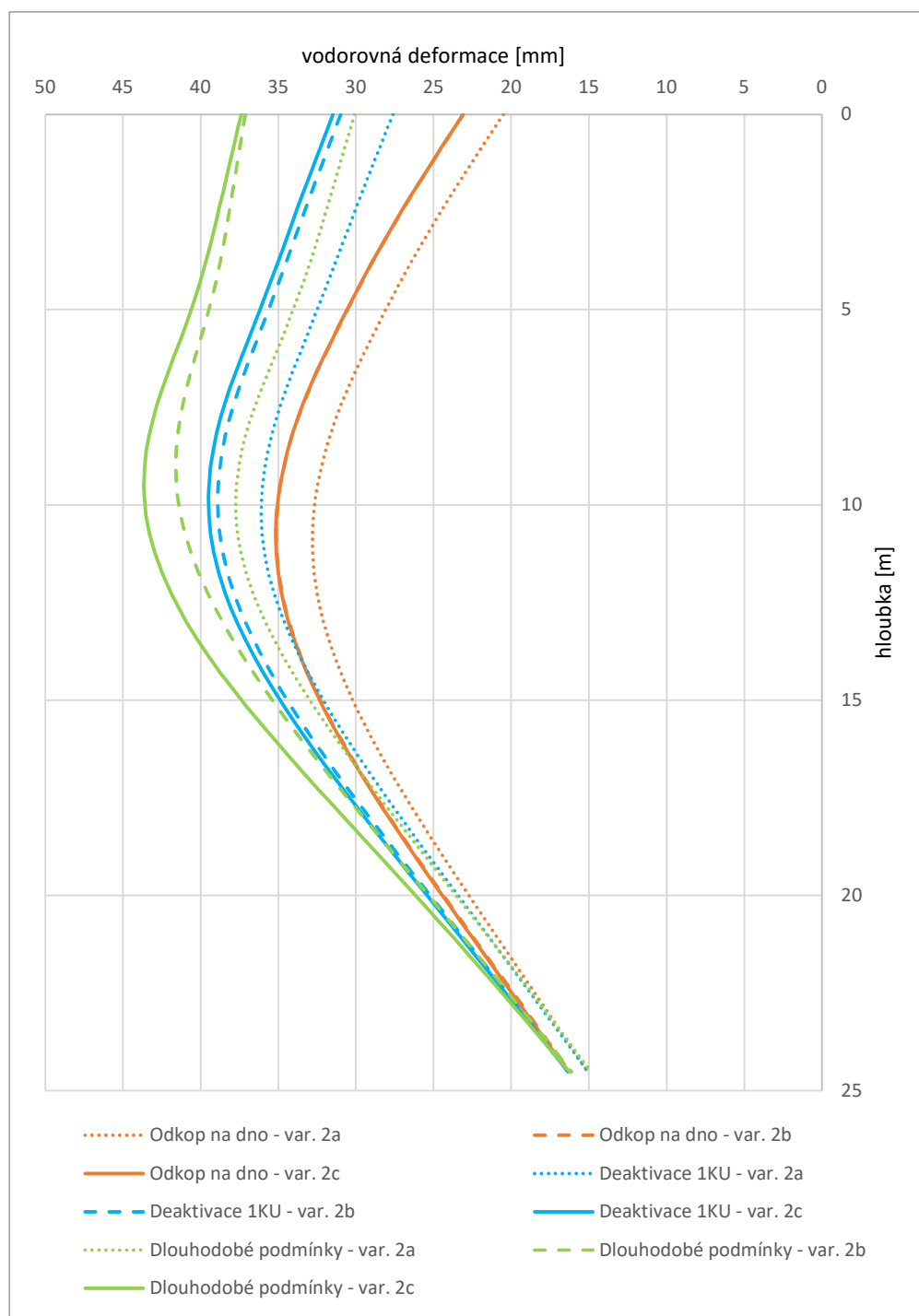
8.2.5 Varianta 2 – deformace

Na závěr této analýzy byly vytvořeny grafy znázorňující vodorovnou deformaci podzemních stěn ve všech třech způsobech modelování pomocí SH modelu se zvýšenou tahovou pevností (varianta 2). Varianta 2a je zobrazena tečkovanou čarou, varianta 2b je zobrazena čárkovaně a varianta 2c je zobrazena plnou čarou. Jednotlivé fáze jsou odlišeny

barevně – Odkop na dno: oranžová, Deaktivace 1KU: modrá a Dlouhodobé podmínky: zelená. Stejně jako při analýze momentů splývají křivky var. 2b a var. 2c ve fázi Odkop na dno v jednu.



Obr. 8-23 Deformace: Varianta 2 - LEVÁ

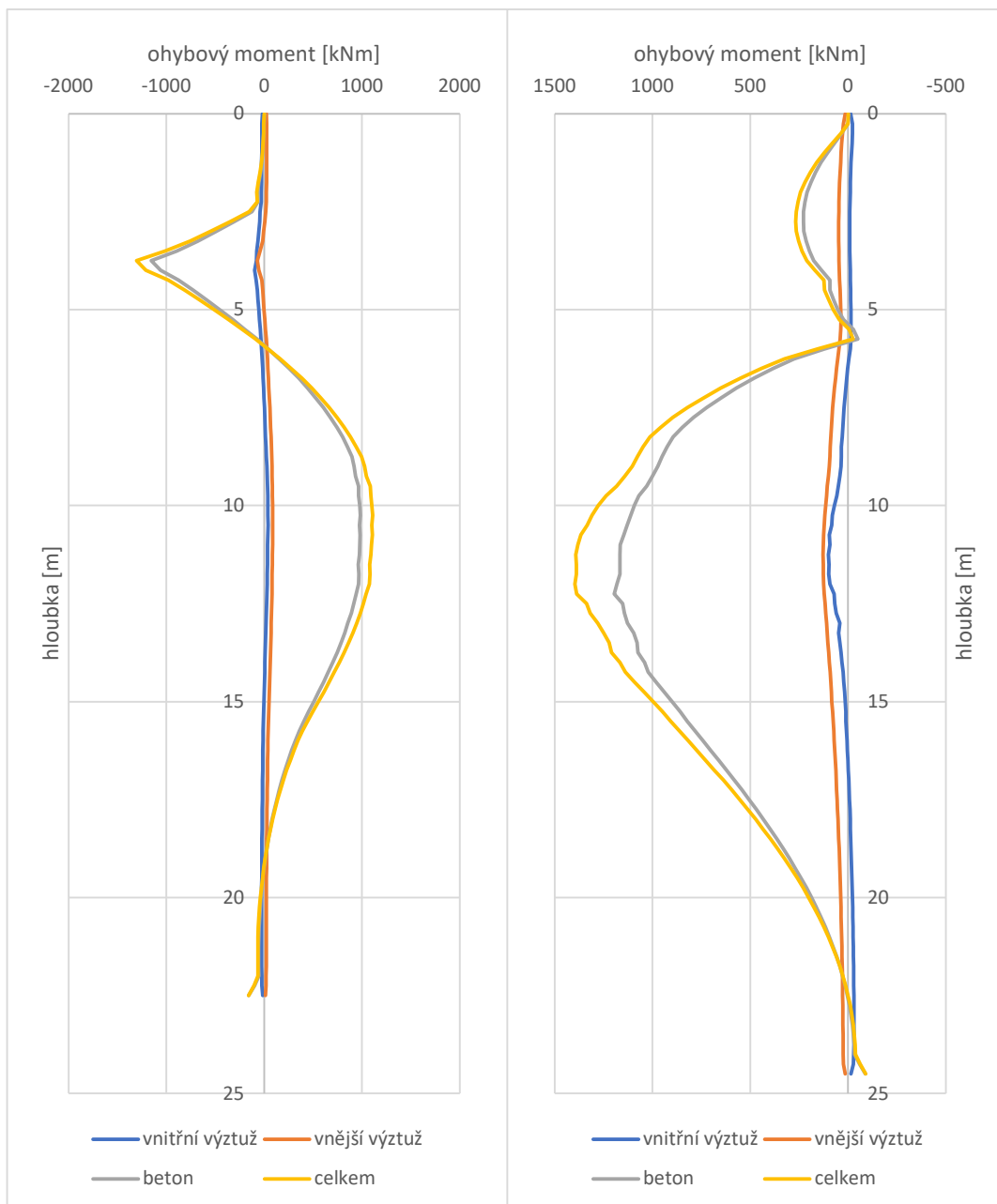


Obr. 8-24 Deformace: Varianta 2 - PRAVÁ

8.3 Varianta 3

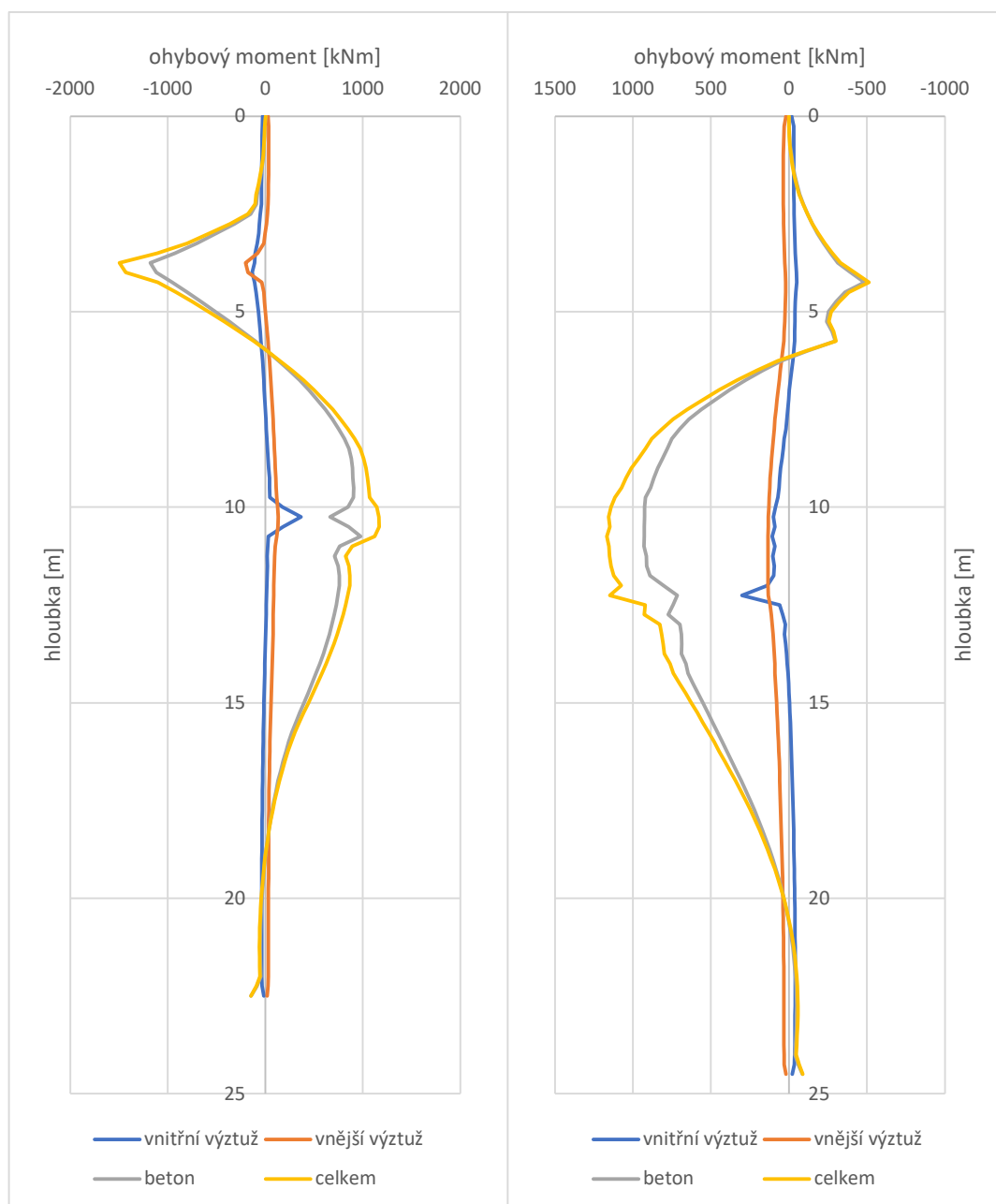
8.3.1 Varianta 3 – momenty

Na následujících grafech (Obr. 8-25, Obr. 8-26, Obr. 8-27, Obr. 8-28, Obr. 8-29 a Obr. 8-30) jsou zobrazeny výsledky momentů ve vyztužených podzemních stěnách, přičemž je zvlášť zobrazen příspěvek obou výztuží, betonu a jejich součet. Je vidět, že z hlediska hodnoty nejsou příspěvky modelovaných výztuží příliš vysoké. Přesto se nelze domnívat, že by ve skutečných prutech výztuže vznikaly pouze takové síly, jaké byly odečteny z plošných prvků při modelování v programu Plaxis 2D. Nicméně lze konstatovat, že stejně jako v případě jednoduchého prostého nosníku použitého při kontrole odečítání dat mohou být celkové vnitřní síly po sečtení jednotlivých vlivů velmi podobné skutečnému průběhu. Tuto domněnku podporuje i vysoká podobnost celkových momentů s těmi dosaženými v případě modelování pomocí materiálu s uměle zvýšenou tahovou pevností.



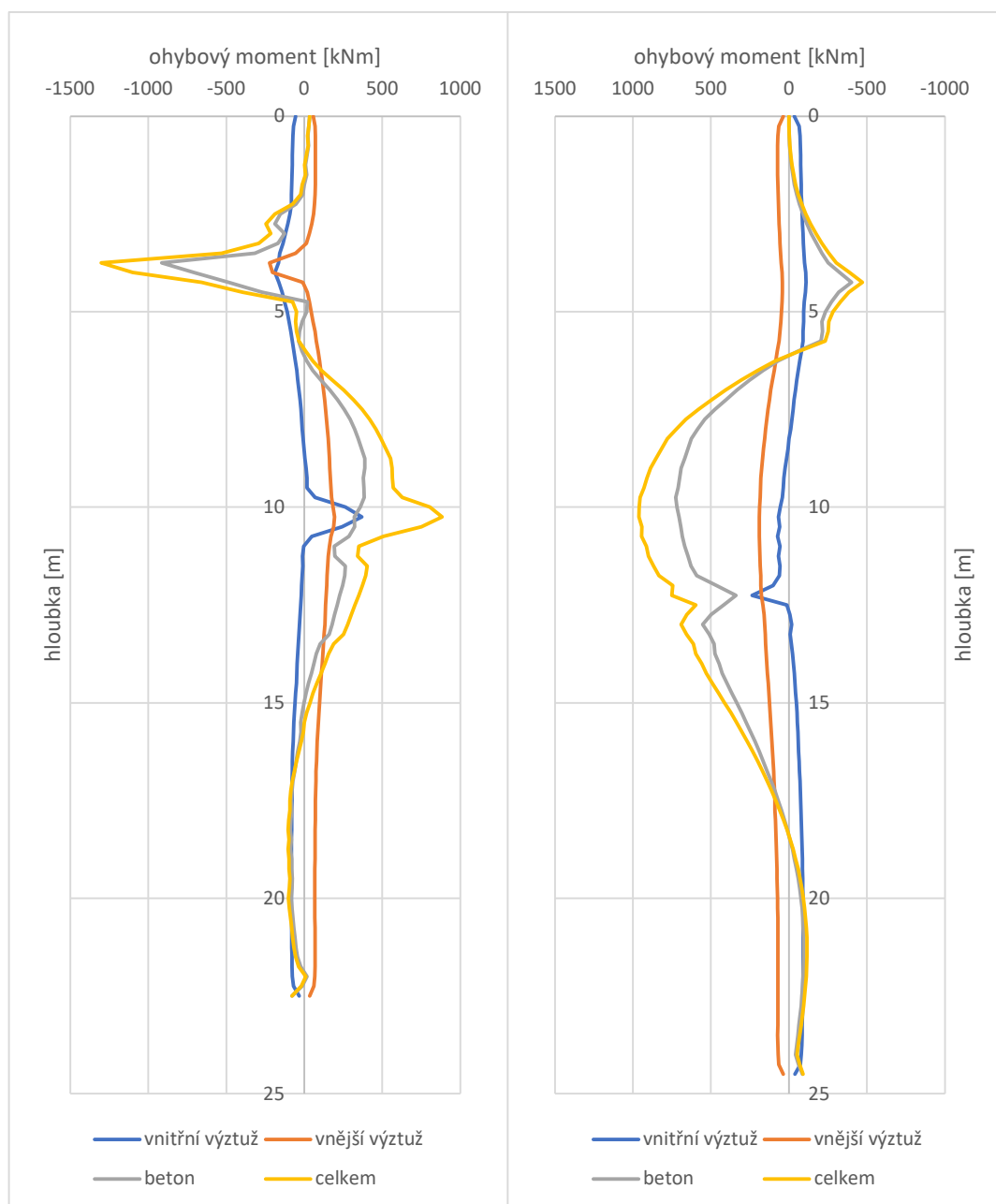
Obr. 8-25 Momenty: Varianta 3 – Odkop
na dno - LEVÁ

Obr. 8-26 Momenty: Varianta 3 – Odkop
na dno - PRAVÁ



*Obr. 8-27 Momenty: Varianta 3 –
Deaktivace IKU - LEVÁ*

*Obr. 8-28 Momenty: Varianta 3 –
Deaktivace IKU - PRAVÁ*

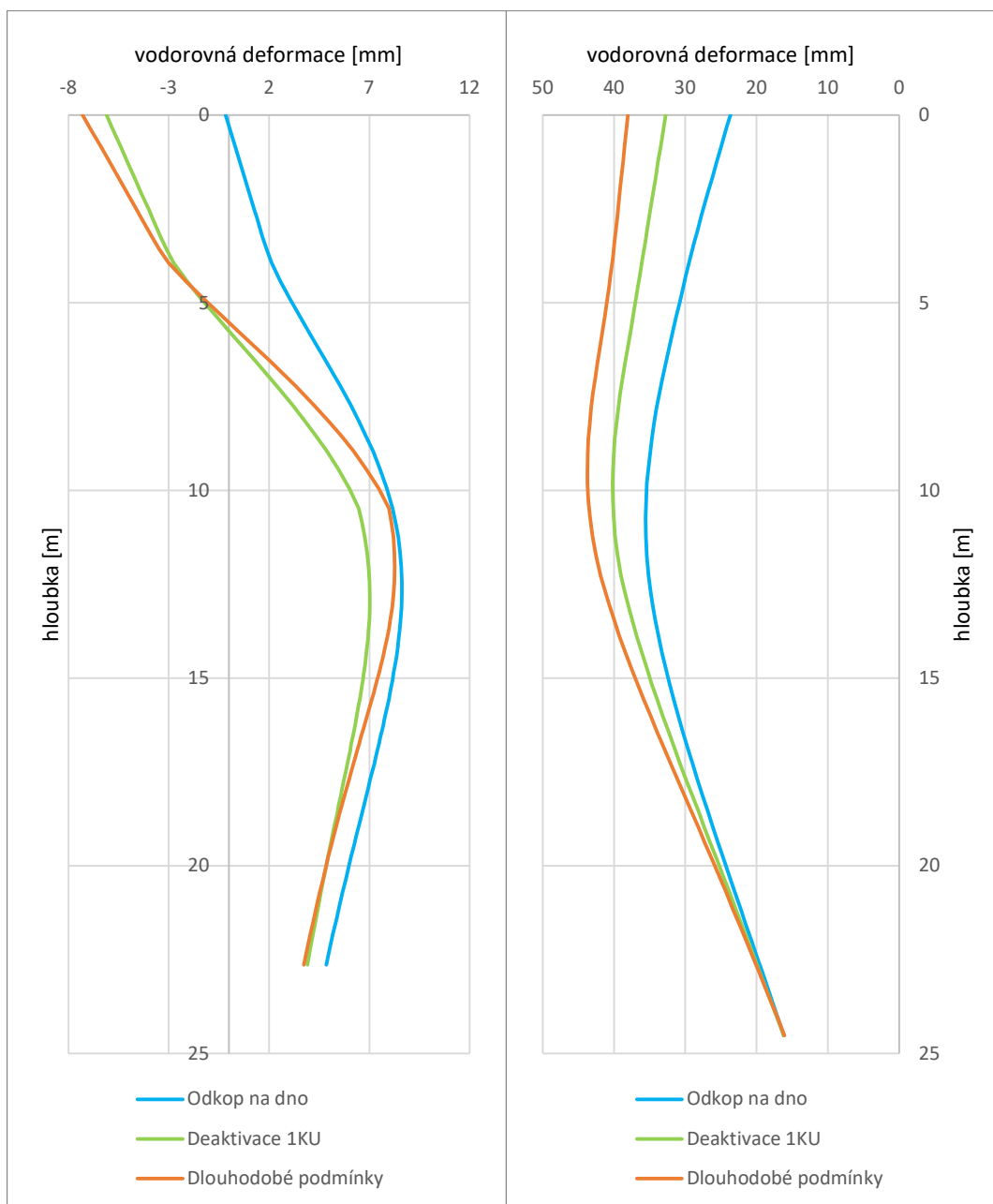


Obr. 8-29 Momenty: Varianta 3 –
Dlouhodobé podmínky - LEVÁ

Obr. 8-30 Momenty: Varianta 3 –
Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ

8.3.2 Varianta 3 – deformace

Na dalších dvou grafech (Obr. 8-31 a Obr. 8-32) jsou poté zobrazeny průběhy vodorovných deformací po výšce podzemních stěn. Také tyto křivky vykazují určitou podobnost s výsledky předchozího modelování. Celkové porovnání jednotlivých způsobů modelování nabízí další kapitola.

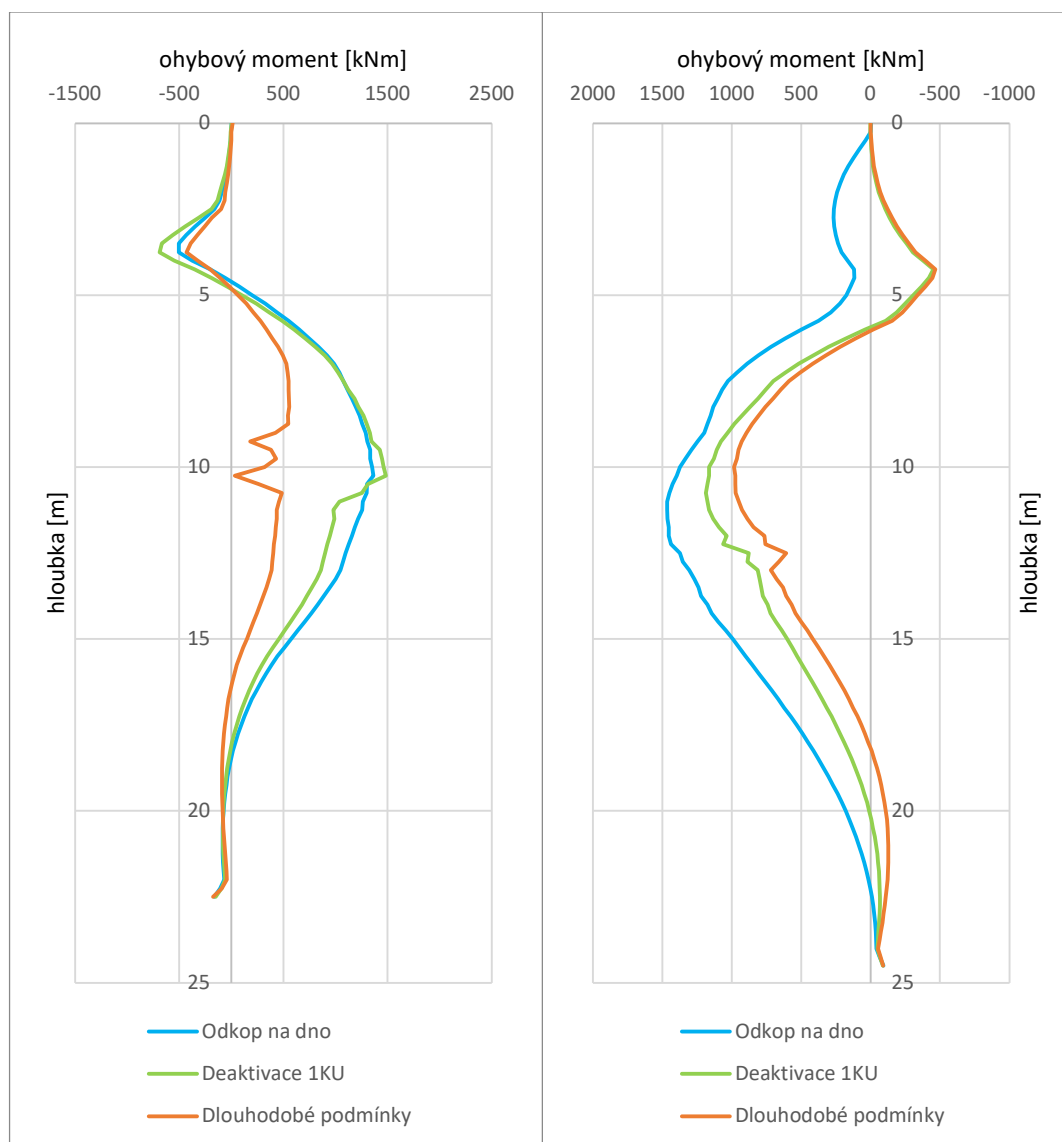


Obr. 8-31 Deformace: Varianta 3 - LEVÁ Obr. 8-32 Deformace: Varianta 3 - PRAVÁ

8.4 Varianta 4

8.4.1 Varianta 4 – momenty

V následujících grafech (Obr. 8-33 a Obr. 8-34) jsou zobrazeny průběhy křivek ohybových momentů pro variantu 4. U levé rozpěry lze pozorovat výrazné snížení maximální hodnoty ohybového momentu v úrovni horní rozpěry. Díky tomu, že má v této analýze horní rozpěra nižší modul pružnosti, chová se vůči levé podzemní stěně jako pružná podpora a dochází ke snížení nadpodporového momentu.

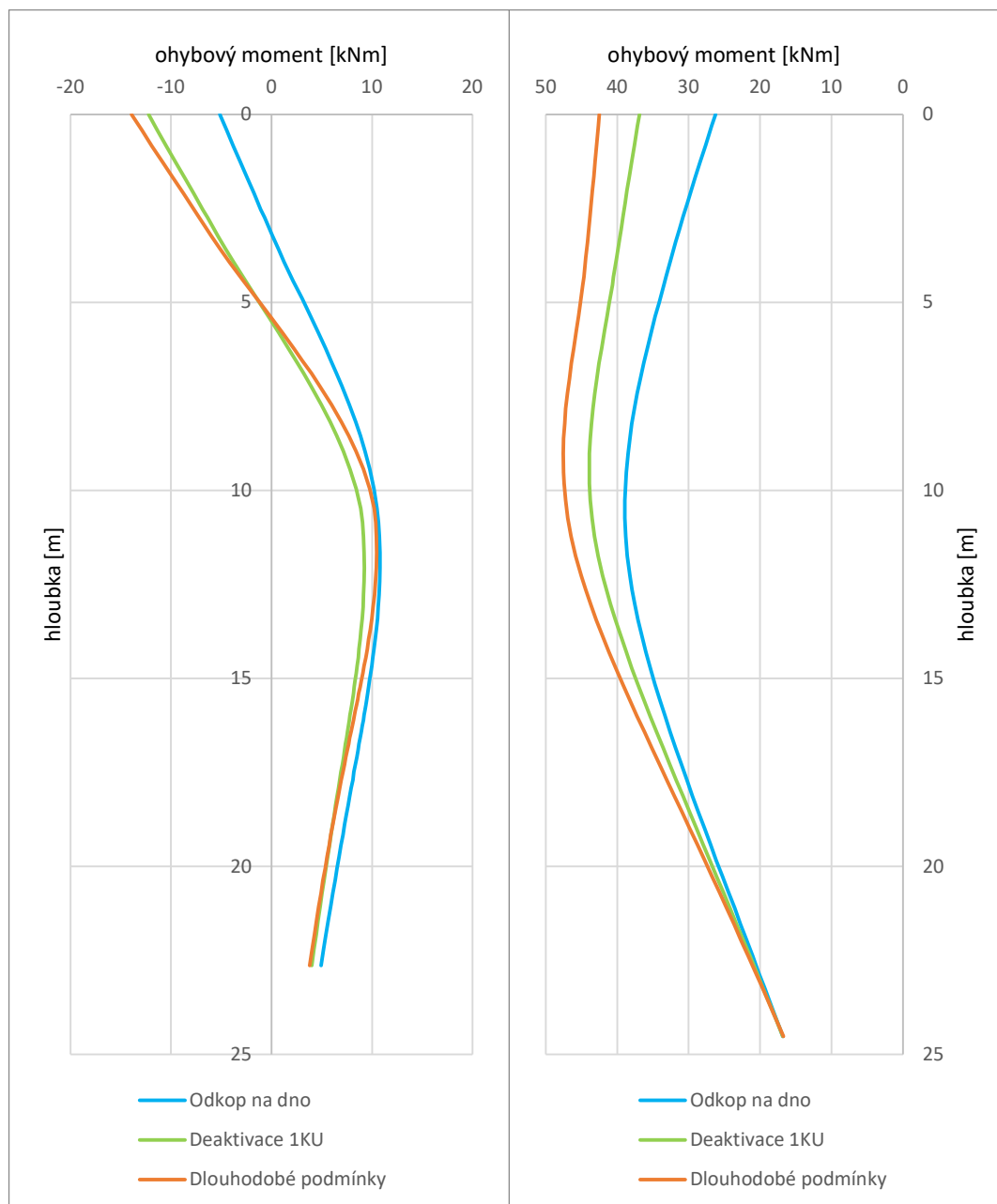


Obr. 8-33 Momenty: Varianta 4 - LEVÁ

Obr. 8-34 Momenty: Varianta 4 – PRAVÁ

8.4.2 Varianta 4 – deformace

Následující grafy (Obr. 8-35 a Obr. 8-36) zobrazují křivky vodorovné deformace na podzemních stěnách. Ve všech fázích jsou výsledky analýzy se sníženou tuhostí horní rozpěry (var. 4) blízké výsledkům varianty 1.



Obr. 8-35 Deformace: Varianta 4 – LEVÁ Obr. 8-36 Deformace: Varianta 4 - PRAVÁ

8.5 Srovnání variant

8.5.1 Srovnání variant - momenty

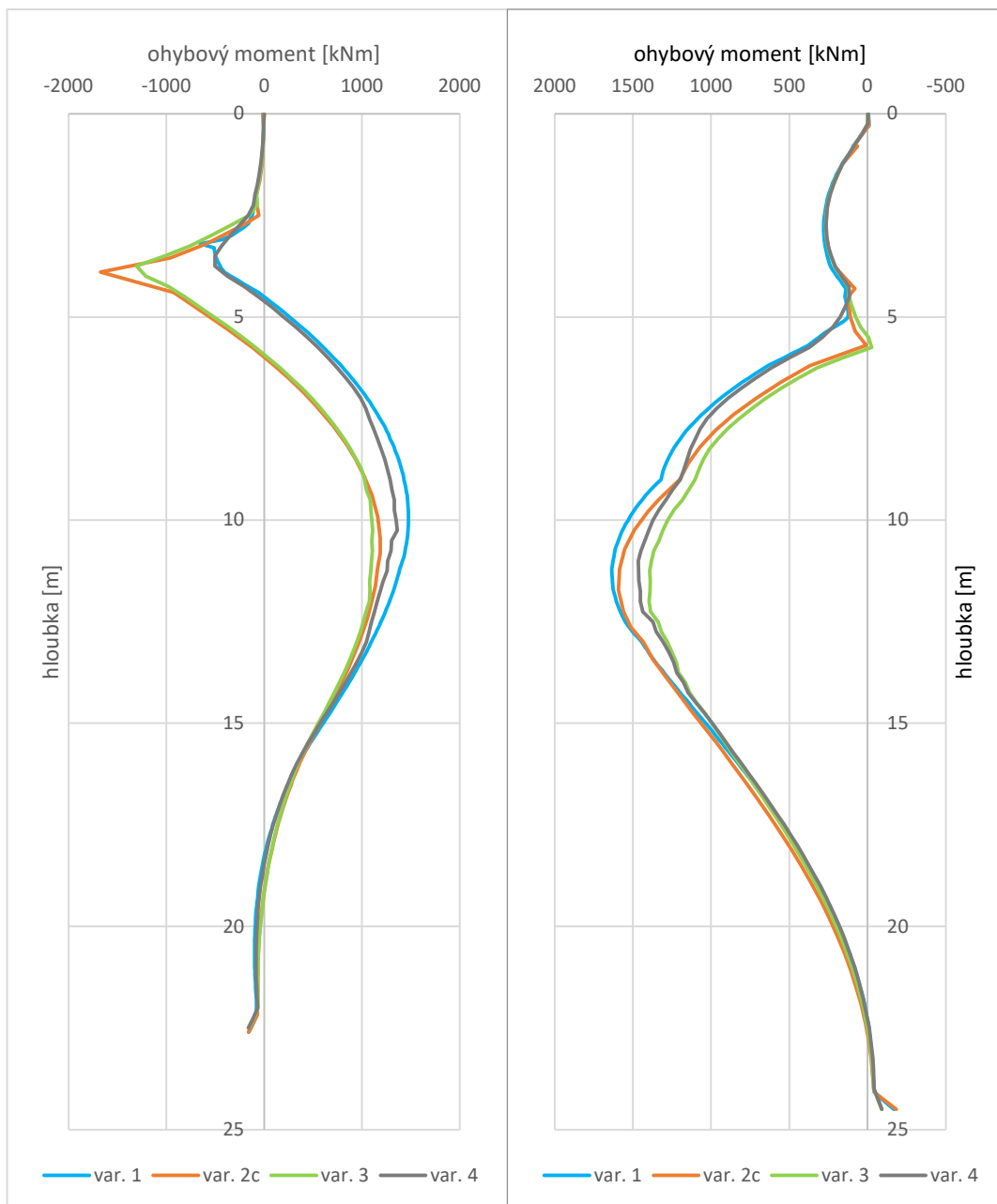
V předchozích kapitolách byly popsány jednotlivé varianty modelování a znázorněny dosažené výsledky. Je však vhodné tyto způsoby mezi sebou porovnat a poukázat na odlišnosti ve výsledcích a analyzovat je. Pro tyto účely byly sestaveny grafy srovnávající hodnoty momentů (Obr. 8-37, Obr. 8-38, Obr. 8-39, Obr. 8-40, Obr. 8-41 a Obr. 8-42).

Největší rozdíly byly pozorovány v případě levé podzemní stěny u hodnoty momentu v oblasti horní rozpěry, zde byl ohybový moment variant 2 a 3 téměř třikrát větší než u varianty 1 a tento rozdíl se promítl i u souvisejícího momentu v poli, který byl z toho důvodu podhodnocen. Velikost hodnoty tohoto momentu u varianty 4 je pak velmi blízká výsledkům varianty 1 ve všech sledovaných fázích výstavby. Naopak moment v poli varianty 4 vykazuje nejvyšší odchylky oproti ostatním variantám. Všechny extrémní hodnoty ohybových momentů jsou pro možnost porovnání zobrazeny v Tab. 8-1.

Zatímco snížená tuhost horní rozpěry ve variantě 4 vyvolává oproti variantě 3 změny v průběhu ohybových momentů u levé podzemní stěny, odchylka varianty 3 a 4 je u pravé podzemní stěny minimální.

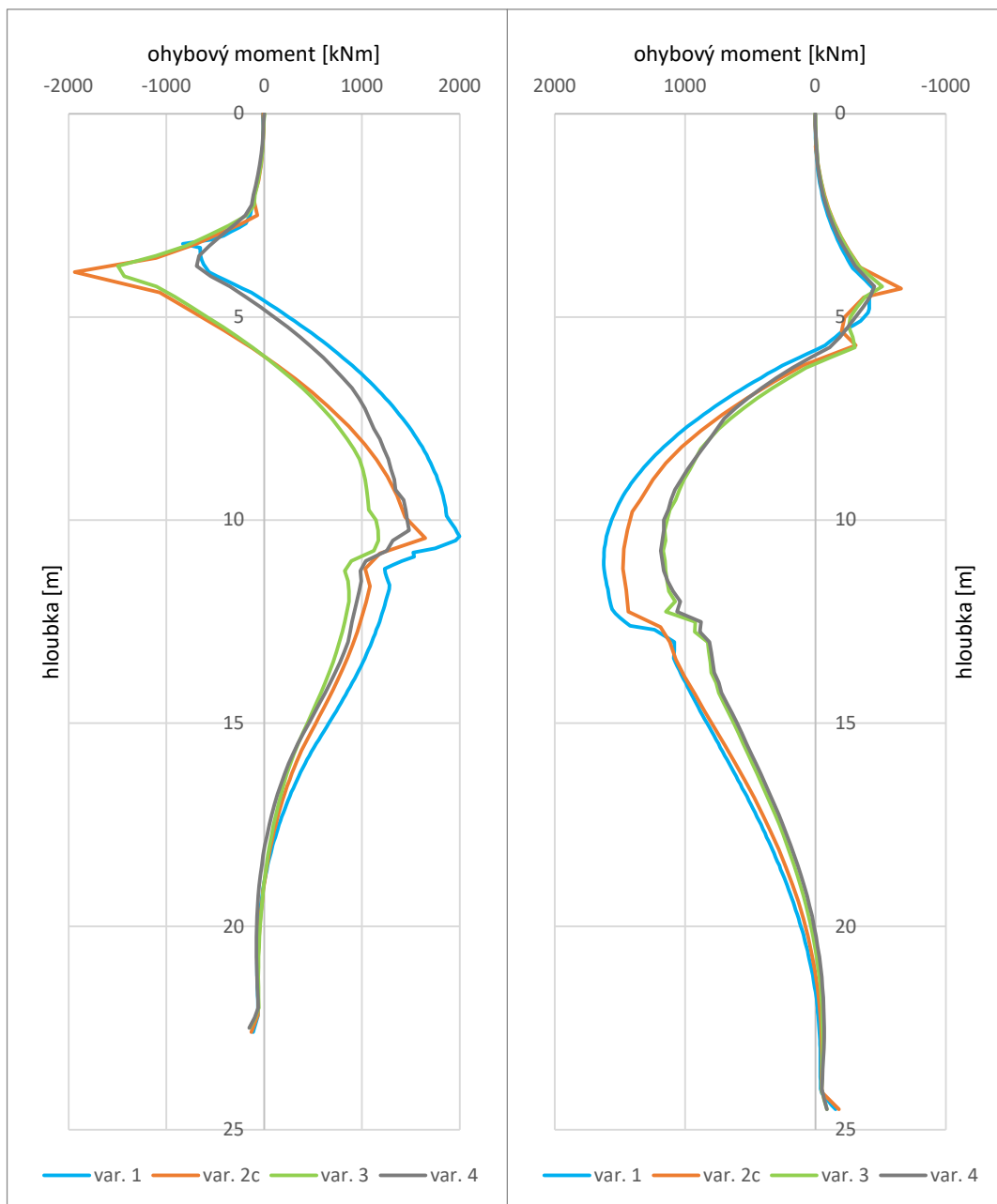
Tab. 8-1 Číselné srovnání variant - momenty

			var.1	var. 2c	var. 3	var. 4
levá	max. M + [kNm]	Odkop na dno	1475,605	1187,383	1109,344	1362,136
		Deaktivace 1KU	1996,138	1646,523	1168,815	1481,902
		Dlouhodobé podmínky	858,195	1233,548	882,077	555,529
	max. M - [kNm]	Odkop na dno	-654,483	-1675,323	-1306,490	-504,499
		Deaktivace 1KU	-833,607	-1938,990	-1496,090	-689,654
		Dlouhodobé podmínky	-403,530	-1495,227	-1301,354	-430,223
pravá	max. M + [kNm]	Odkop na dno	1633,409	1591,249	1397,007	1465,258
		Deaktivace 1KU	1622,877	1474,835	1167,382	1184,876
		Dlouhodobé podmínky	756,725	1096,888	960,422	983,7895
	max. M - [kNm]	Odkop na dno	-168,904	-184,751	-90,498	-92,1547
		Deaktivace 1KU	-446,370	-1096,888	-512,827	-453,107
		Dlouhodobé podmínky	-373,434	-613,601	-470,461	-466,447



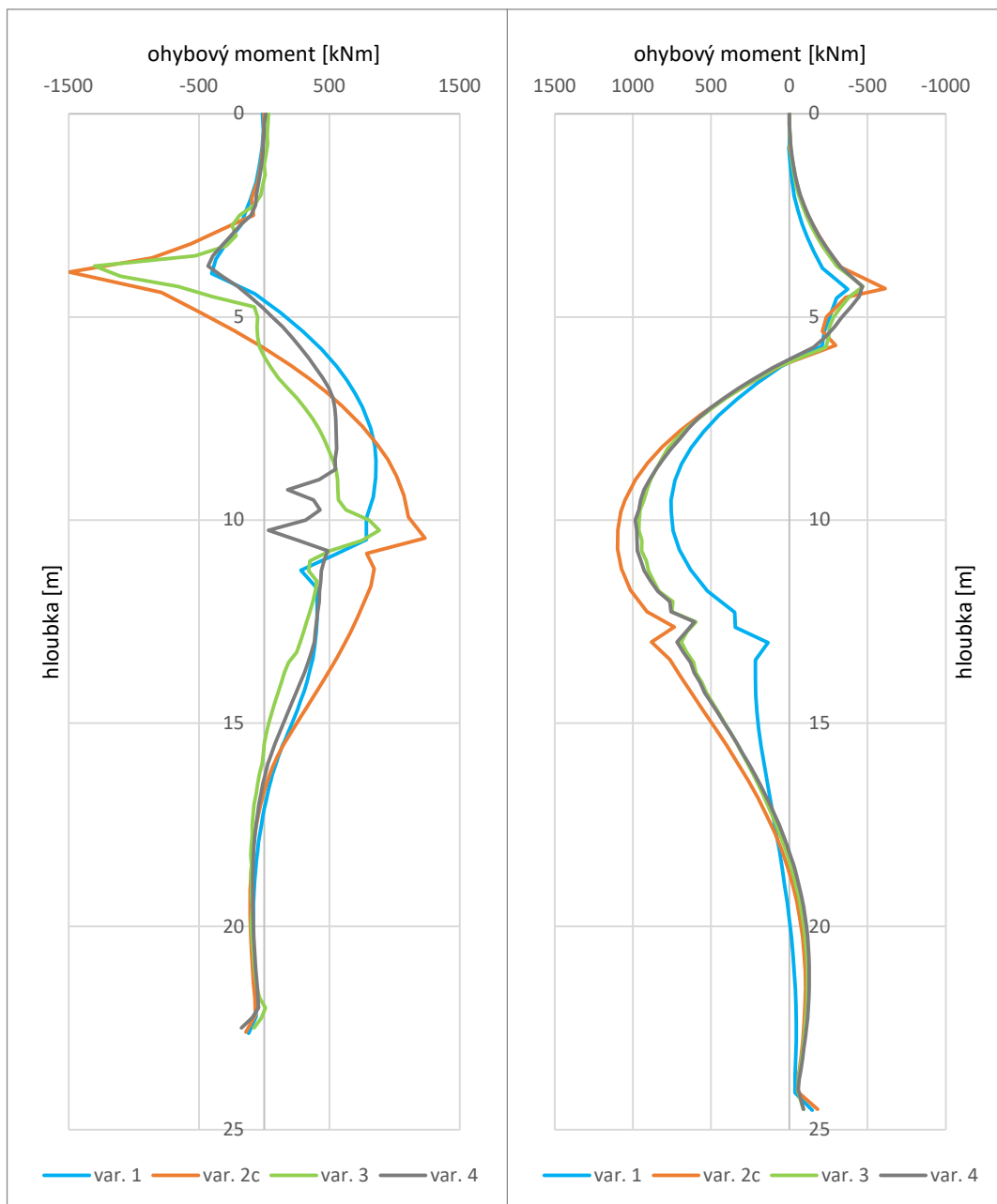
Obr. 8-37 Momenty: Srovnání variant:
Odkop na dno – LEVÁ

Obr. 8-38 Momenty: Srovnání variant:
Odkop na dno – PRAVÁ



Obr. 8-39 Momenty: Srovnání variant:
Deaktivace 1KU – LEVÁ

Obr. 8-40 Momenty: Srovnání variant:
Deaktivace 1KU – PRAVÁ



Obr. 8-41 Momenty: Srovnání variant:
Dlouhodobé podmínky – LEVÁ

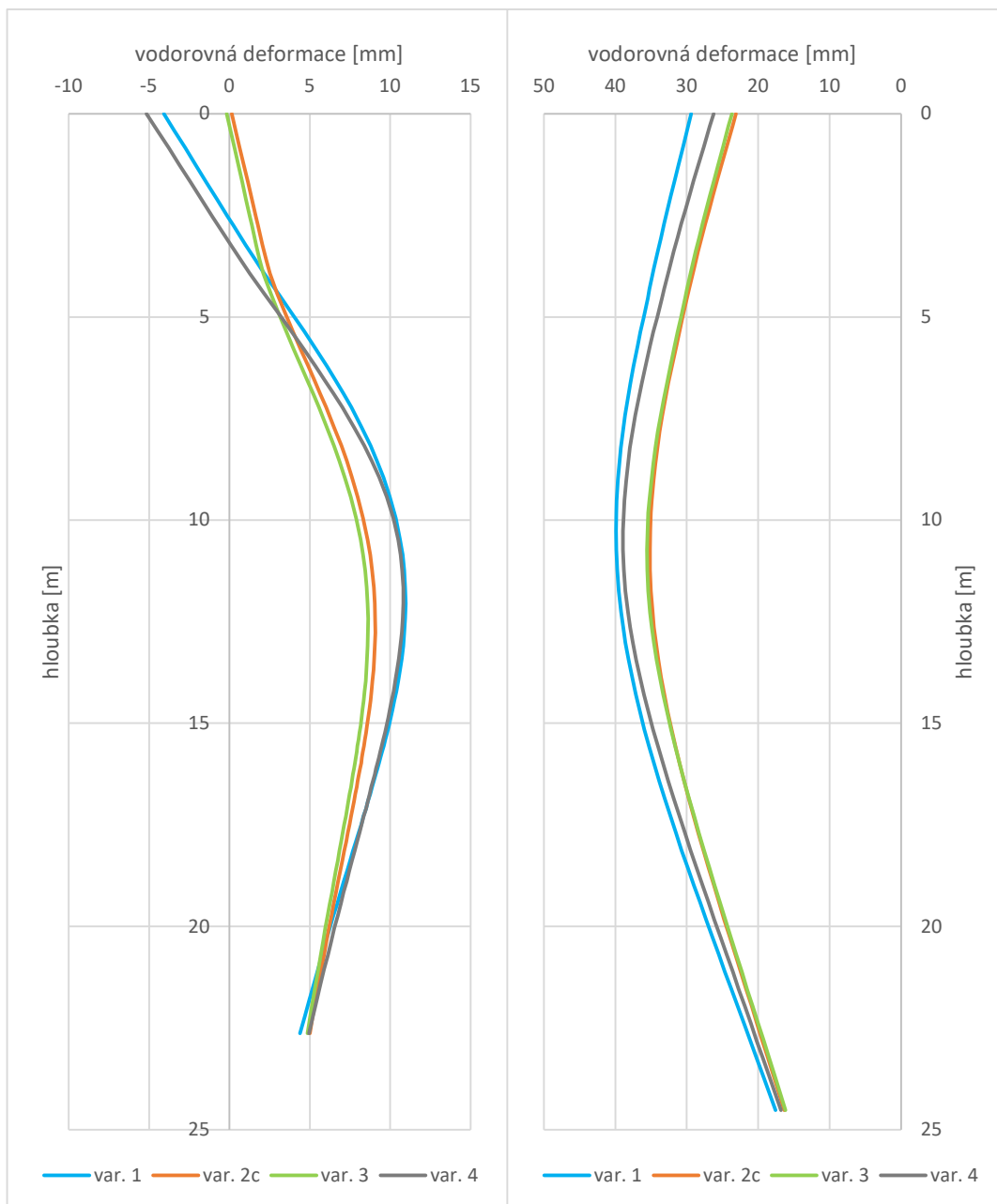
Obr. 8-42 Momenty: Srovnání variant:
Dlouhodobé podmínky – PRAVÁ

8.5.2 Srovnání variant – deformace

V grafech (Obr. 8-43, Obr. 8-44, Obr. 8-45, Obr. 8-46, Obr. 8-47 a Obr. 8-48) a tabulce (Tab. 8-2) vidíme vývoj deformace ve sledovaných fázích pro jednotlivé způsoby modelování. Modrými čarami jsou zobrazeny deformace varianty 1, oranžovými deformace varianty 2c, zelenou deformace varianty 3 a šedou deformace varianty 4. Nejlepší shoda výsledků všech variant byla dosažena v dlouhodobých podmínkách u levé podzemní stěny, naopak největší rozdíl mezi variantou 1 a variantami 2c a 3 byl u horního okraje pravé podzemní stěny, kdy bylo dosaženo rozdílu téměř 7 mm. Varianta 4 stejně jako v případě momentů vykazuje dobrou shodu s výsledky varianty 1. Naopak nejvyšší hodnota deformace v dlouhodobých podmínkách očekávaná v poli u pravé stěny se u jednotlivých způsobů příliš neliší, odchylka dosahuje pouze 2 mm, což je v kontextu hodnot odchylka do 5 %.

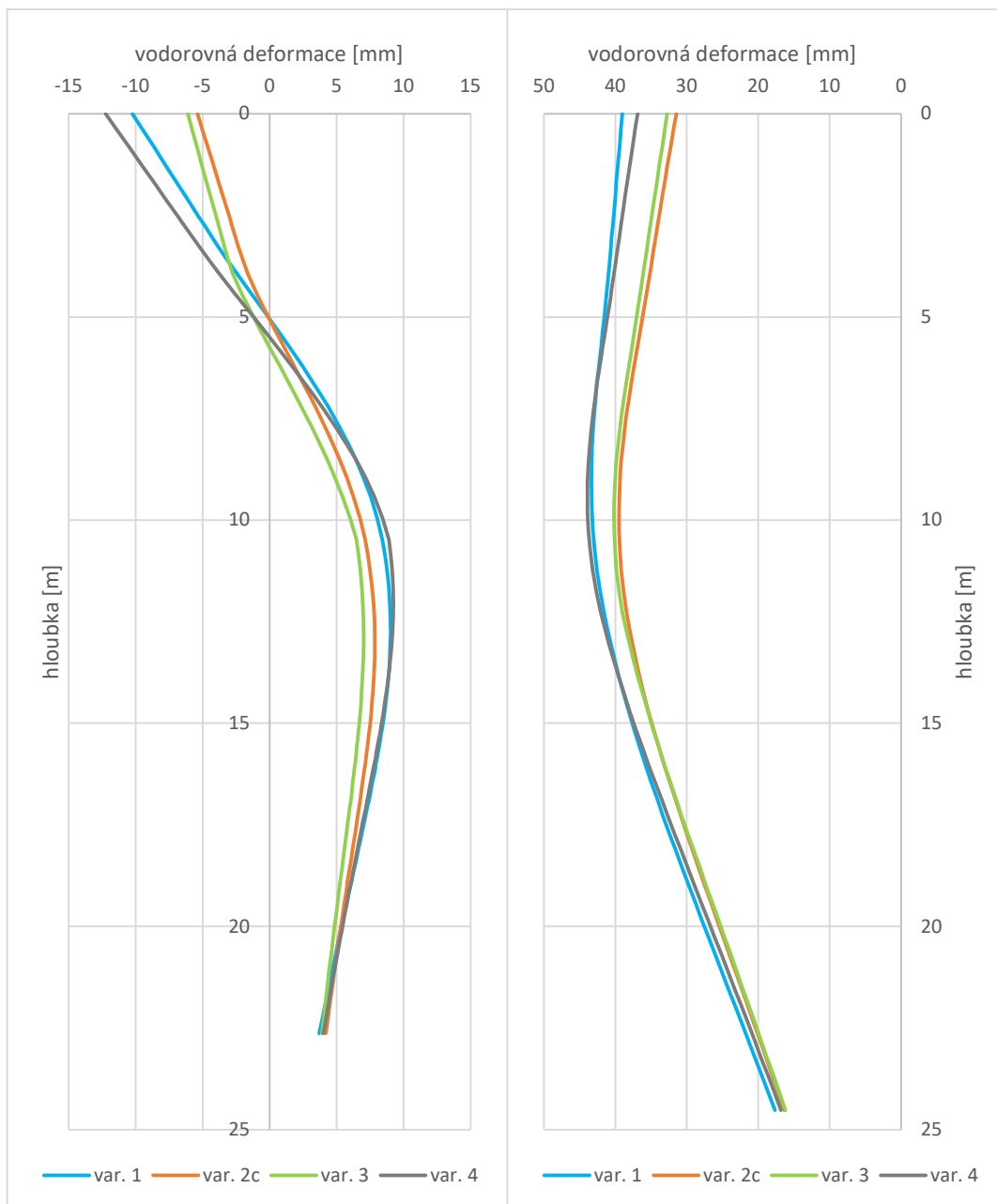
Tab. 8-2 Číselné srovnání variant - deformace

			var. 1	var. 2c	var. 3	var. 4
levá	max. $u_x +$ [mm]	Odkop na dno	10,961	9,069	8,626	10,814
		Deaktivace 1KU	9,035	9,069	7,024	9,242
		Dlouhodobé podmínky	9,197	9,069	8,274	10,471
	max. $u_x -$ [mm]	Odkop na dno	-4,066	0,151	-0,169	-5,150
		Deaktivace 1KU	-10,247	-5,380	-6,106	-12,236
		Dlouhodobé podmínky	-10,144	-6,708	-7,294	-13,937
pravá	max. $u_x +$ [mm]	Odkop na dno	39,896	35,163	35,578	38,935
		Deaktivace 1KU	43,358	39,494	40,189	43,912
		Dlouhodobé podmínky	45,915	43,654	43,732	47,554



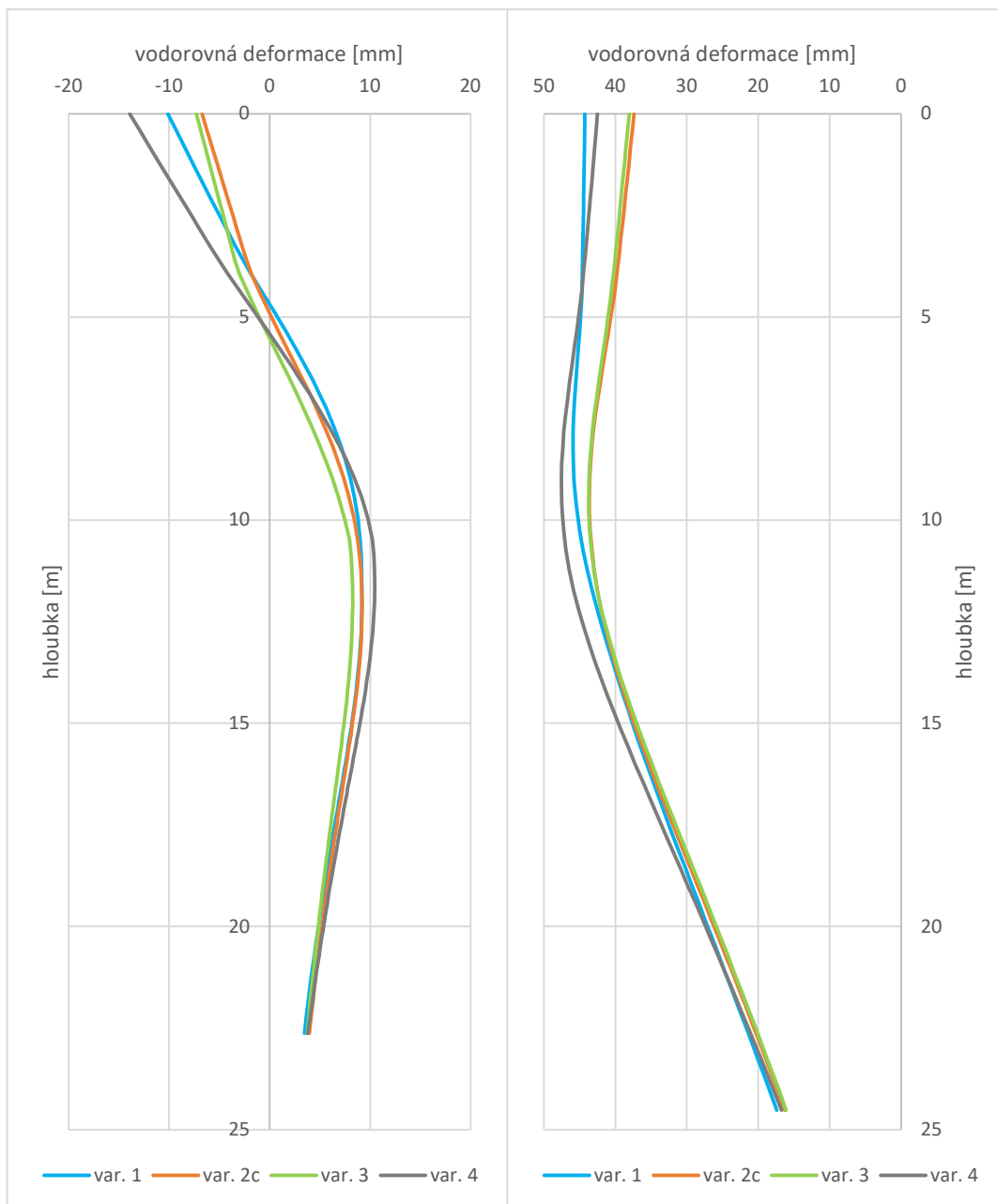
Obr. 8-43 Deformace: Srovnání variant:
Odkop na dno – LEVÁ

Obr. 8-44 Deformace: Srovnání variant:
Odkop na dno – PRAVÁ



Obr. 8-45 Deformace: Srovnání variant:
Deaktivace IKU – LEVÁ

Obr. 8-46 Deformace: Srovnání variant:
Deaktivace IKU – PRAVÁ



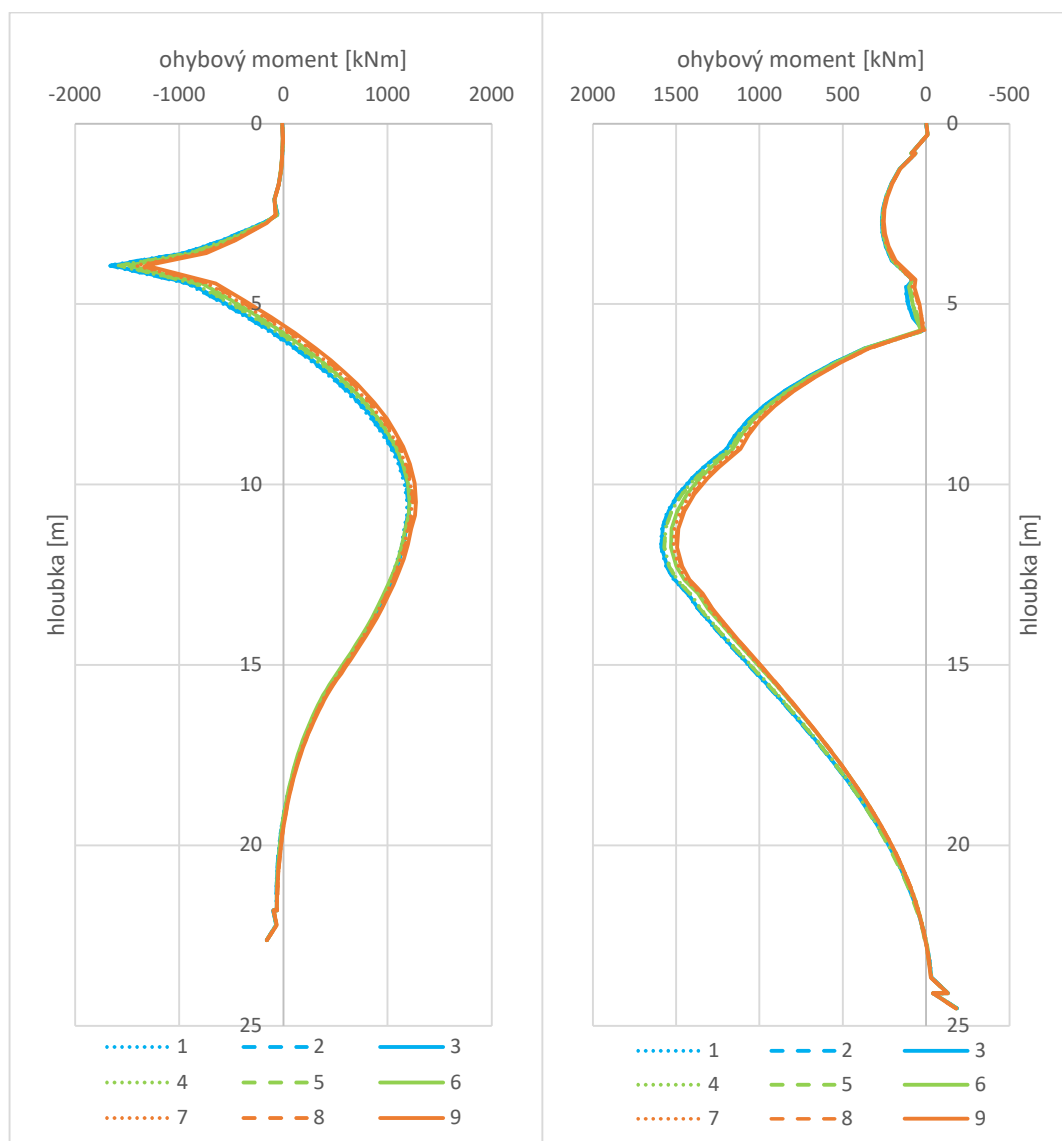
Obr. 8-47 Deformace: Srovnání variant:
Dlouhodobé podmínky – LEVÁ

Obr. 8-48 Deformace: Srovnání variant:
Dlouhodobé podmínky – PRAVÁ

8.6 Citlivostní analýza

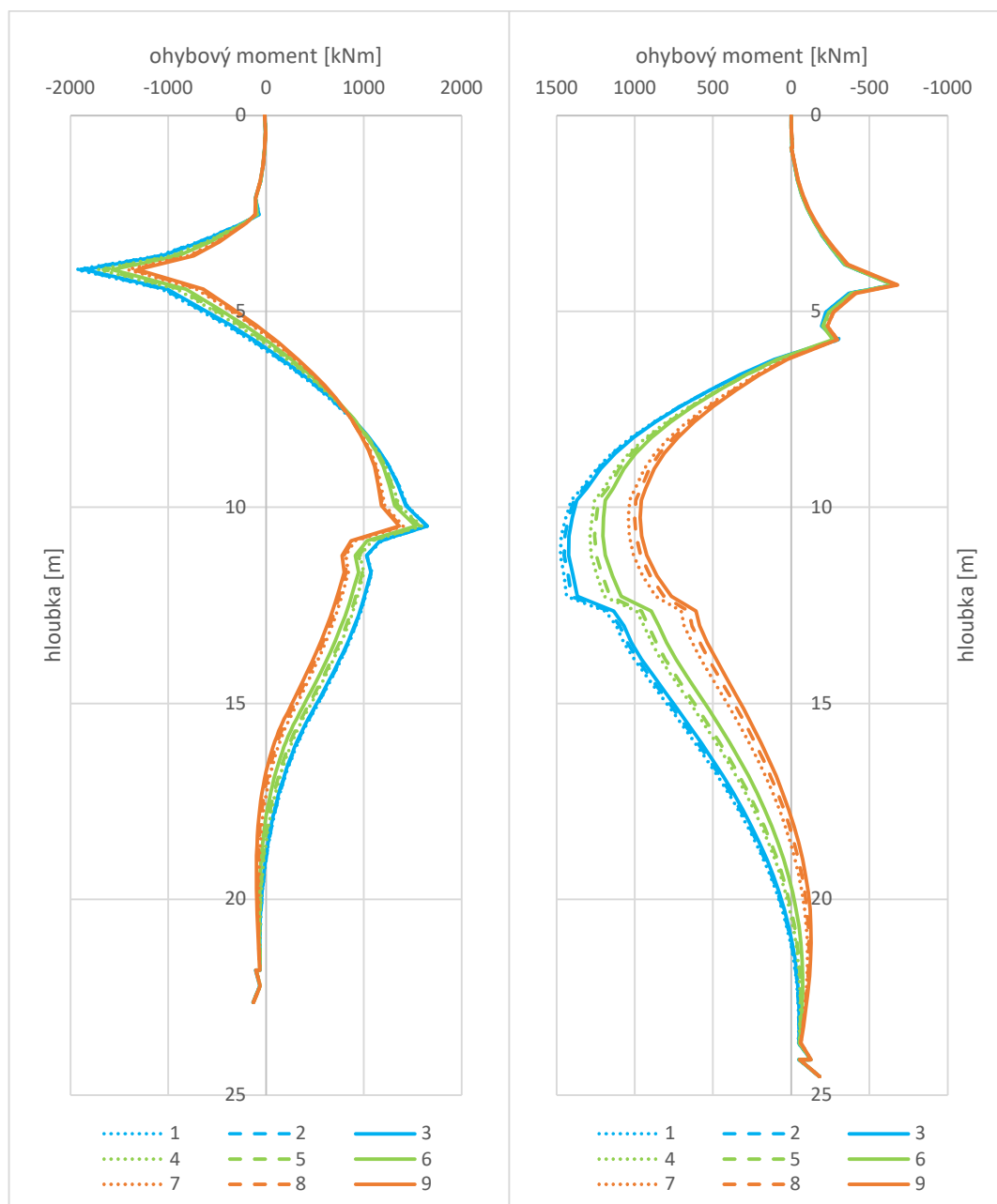
8.6.1 Citlivostní analýza - momenty

V následujících šesti grafech (Obr. 8-49, Obr. 8-50, Obr. 8-51, Obr. 8-52, Obr. 8-53 a Obr. 8-54) jsou zobrazeny výsledné křivky ohybových momentů po výšce podzemních stěn. Barevně jsou odlišeny rozdílné hodnoty φ^{cr} , typem čáry potom rozdílné hodnoty t_{50}^{cr} .

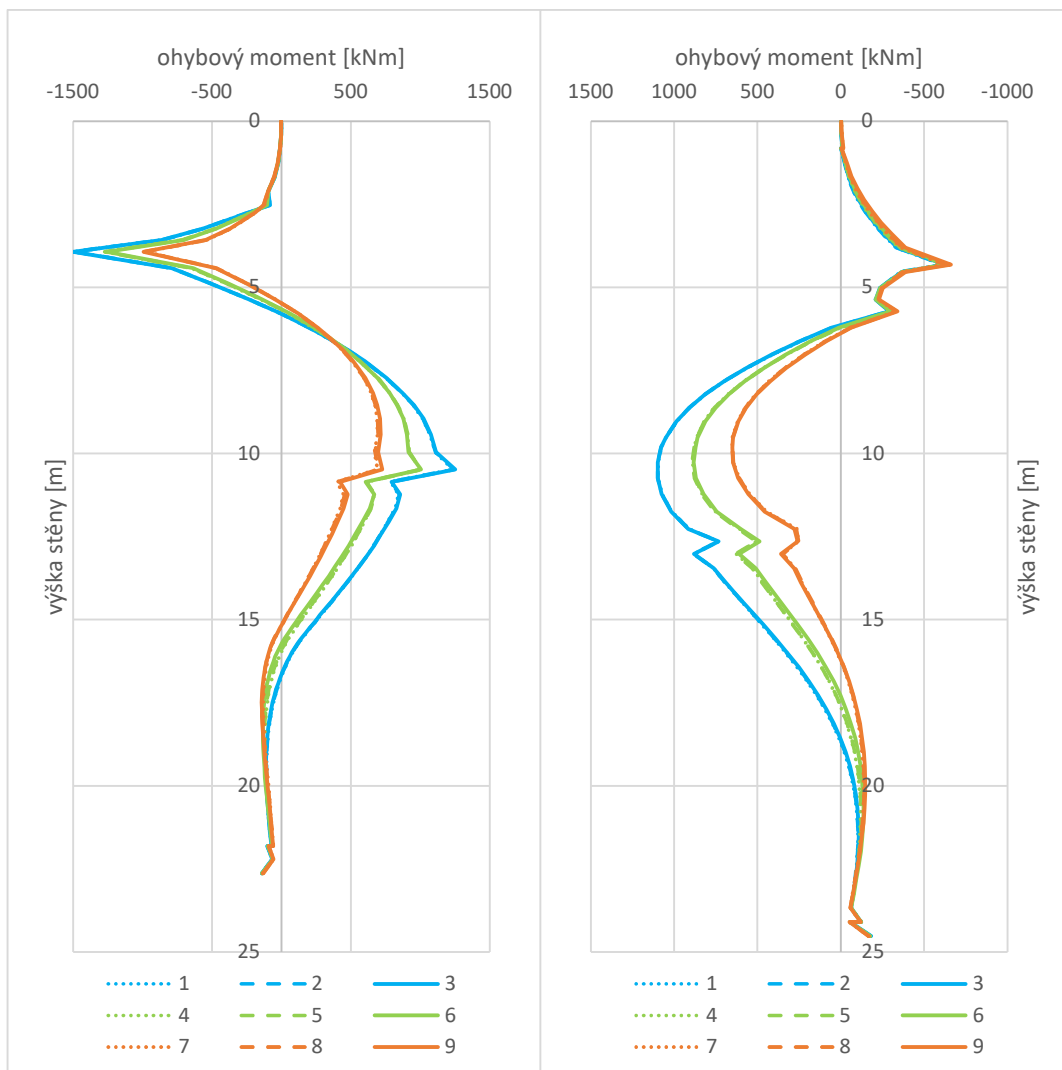


Obr. 8-49 Momenty: Citlivostní analýza – Odkop na dno - LEVÁ
Obr. 8-50 Momenty: Citlivostní analýza – Odkop na dno - PRAVÁ

Je vidět, že v případě odkopu na dno (Obr. 8-49 a Obr. 8-50) nejsou křivky odlišující jednotlivé konfigurace vstupních údajů nijak výrazně odlišné. Dále ve fázi Deaktivace 1KU (Obr. 8-51 a Obr. 8-52) je rozdíl již patrný, křivky se překrývají pouze na spodním i horním okraji stěn. V této fázi je také nejvíce vidět rozdíl mezi rozdílnými hodnotami t_{50}^{cr} , který však již v dlouhodobých podmínkách (Obr. 8-53 a Obr. 8-54) vymizí.



Obr. 8-51 Momenty: Citlivostní analýza – Deaktivace 1KU - LEVÁ Obr. 8-52 Momenty: Citlivostní analýza – Deaktivace 1KU - PRAVÁ



Obr. 8-53 Momenty: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - LEVÁ Obr. 8-54 Momenty: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ

V následujících dvou tabulkách (Tab. 8-3 a Tab. 8-4) je rozdíl mezi jednotlivými konfiguracemi vstupních creepových parametrů materiálového modelu znázorněn a spočítán. První tabulka (Tab. 8-3) je vyhotovena pro levou podzemní stěnu, druhá tabulka (Tab. 8-4) pro pravou podzemní stěnu. Dle předpokladu vyšly nejvyšší hodnoty momentů v konfiguraci 1, kde je nejmenší creepový parametr a zároveň nejvyšší čas padesátiprocentní creepové deformace. Nejnížší hodnoty momentů pak byly pozorovány na opačné konfiguraci číslo 9, tedy s nejvyšší hodnotou creepového parametru a nejnižším časem padesátiprocentní creepové deformace. Z hlediska časového průběhu dotvarování je zřejmé, že největší rozdíly mezi těmito krajními konfiguracemi bude

v dlouhodobých podmínkách, naopak při odkopu na dno, zejména u momentu v poli, jsou rozdíly nevýznamné.

Tab. 8-3 Analýza rozdílů v ohybových momentech při citlivostní analýze - LEVÁ

Stěna	Fáze	Znaménko	Nejmenší (v absolutní hodnotě)				Největší (v absolutní hodnotě)				rozdíl
			Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	M	Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	M	
levá	Odkop na dno	-	9	3,2	5	-1320,25	1	0,8	40	-1675,32	355,07
		+	1	0,8	40	1187,38	9	3,2	5	1271,69	84,31
	Deaktivace 1KU	-	9	3,2	5	-1313,67	1	0,8	40	-1938,99	625,32
		+	9	3,2	5	1359,98	1	0,8	40	1646,52	286,54
	Dlouhodobé podmínky	-	7	3,2	40	-983,42	3	0,8	5	-1498,92	515,50
		+	7	3,2	40	692,48	3	0,8	5	1250,90	558,42

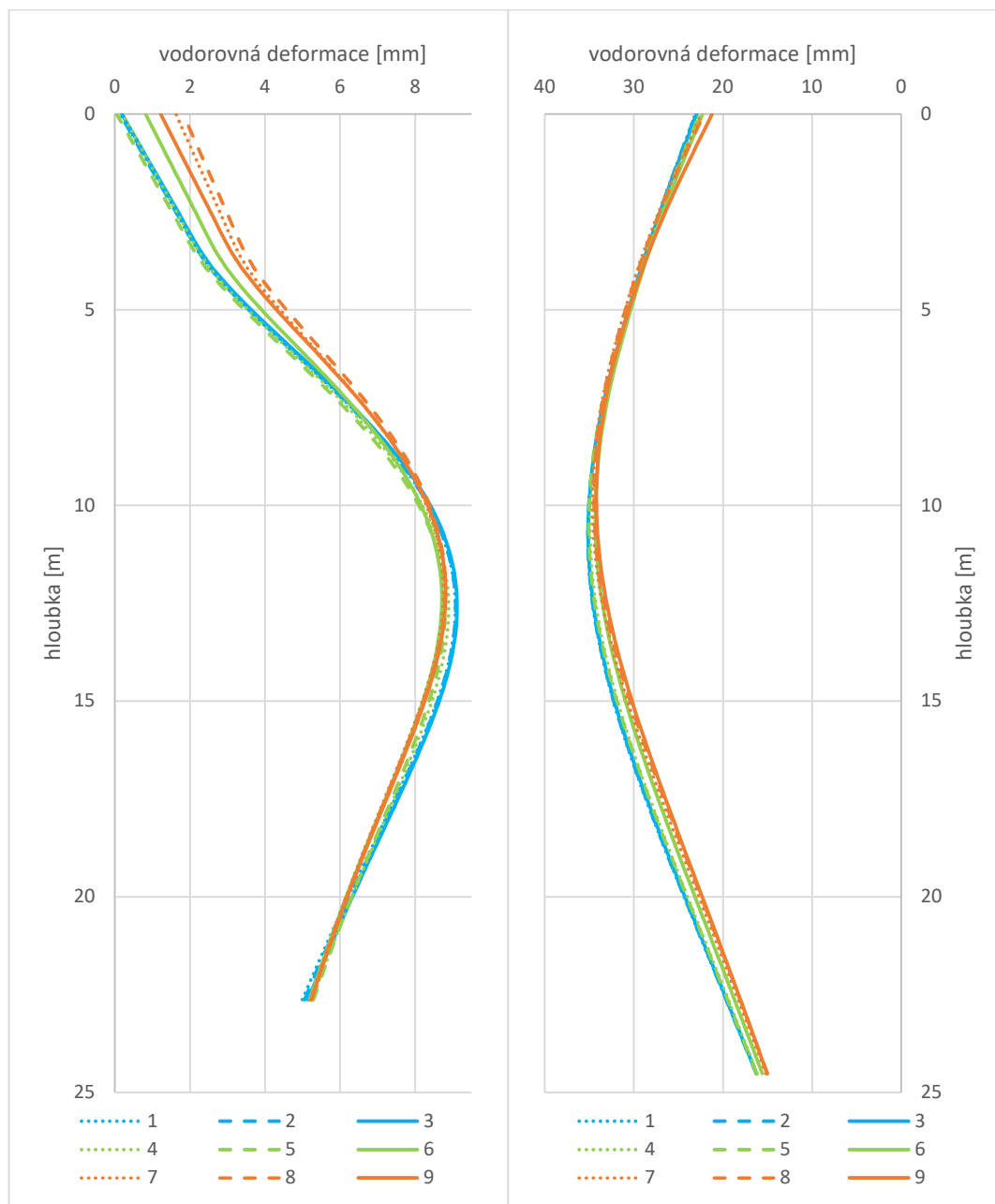
Tab. 8-4 Analýza rozdílů v ohybových momentech při citlivostní analýze - PRAVÁ

Stěna	Fáze	Znaménko	Nejmenší (v absolutní hodnotě)				Největší (v absolutní hodnotě)				rozdíl
			Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	M	Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	M	
pravá	Odkop na dno	-	9	3,2	5	-177,40	1	0,8	40	-184,75	7,36
		+	9	3,2	5	1493,71	1	0,8	40	1591,25	97,54
	Deaktivace 1KU	-	4	1,6	40	-653,45	9	3,2	5	-680,37	26,92
		+	9	3,2	5	964,98	1	0,8	40	1474,84	509,86
	Dlouhodobé podmínky	-	1	0,8	40	-613,60	9	3,2	5	-661,03	47,43
		+	8	3,2	23	650,82	2	0,8	23	1098,28	447,45

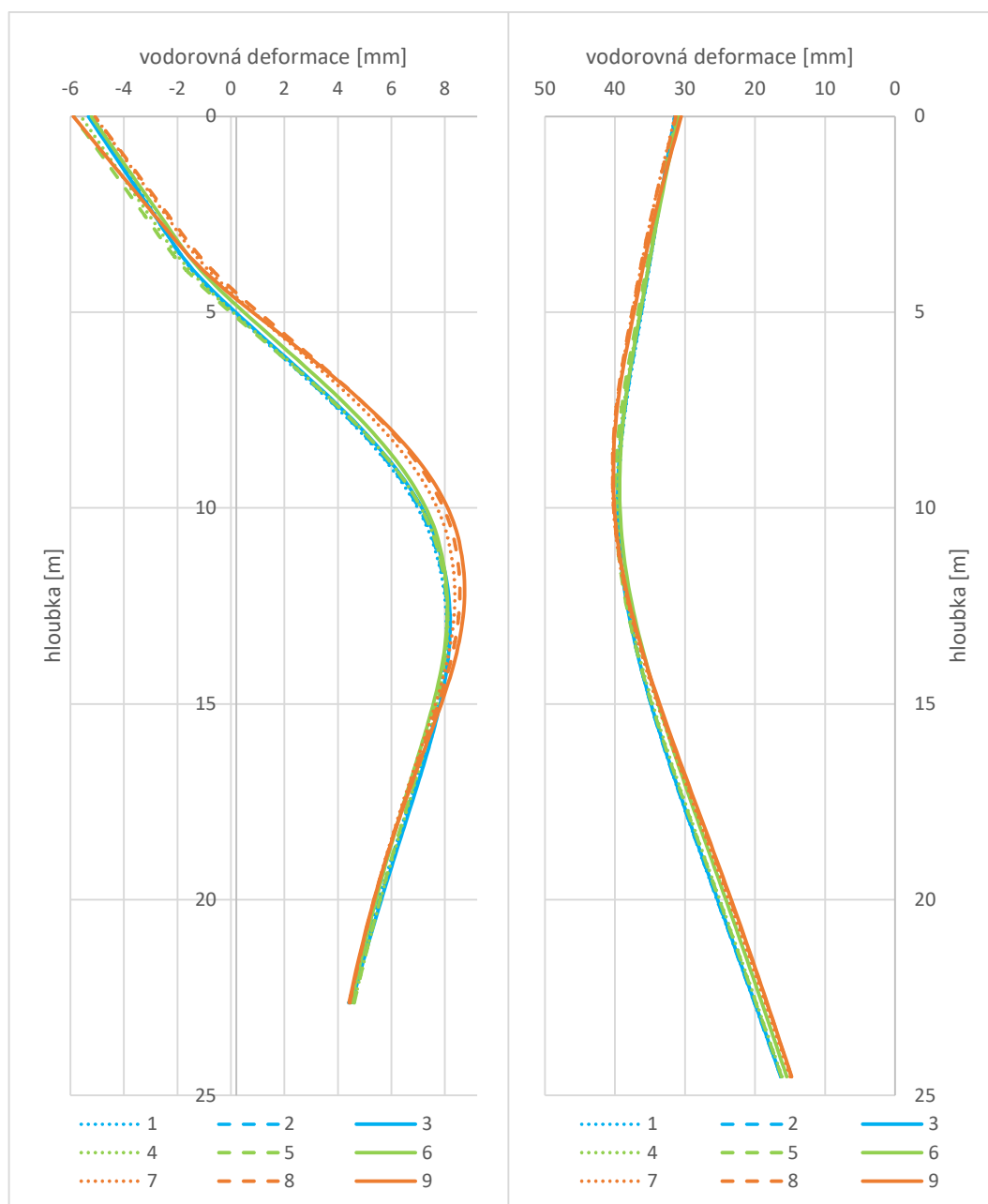
8.6.2 Citlivostní analýza - deformace

Stejně jako momenty, lze v této citlivostní analýze porovnat i dosažené deformace v jednotlivých pozorovaných fázích (Obr. 8-55, Obr. 8-56, Obr. 8-57, Obr. 8-58, Obr. 8-59 a Obr. 8-60). S postupem času je zřejmé, že vyšších hodnot vodorovného posunutí dosahují modely s vyšším creepovým parametrem, přičemž čas padesátiprocentní creepové deformace hraje roli velmi malou ve všech časových okamžicích. Nejvyšší rozdíl mezi výsledky deformací je pozorován do 2 mm (na horním konci levé rozpěry ve fázi Odkop na dno a Dlouhodobé podmínky), v poli pak maximální rozdíl deformací činí pouze 1,25 mm (do 15 % hodnoty), což je významná změna oproti momentům, které se lišily v některých případech až o několik set kNm (až 50 % hodnoty).

Pro porovnání extrémních hodnot vodorovných deformací byly stejně jako v případě momentů vytvořeny také tabulky (Tab. 8-5 a Tab. 8-6). U pravé podzemní stěny jsou všechny deformace kladné, proto jsou porovnány maximální a minimální hodnoty (kladné).

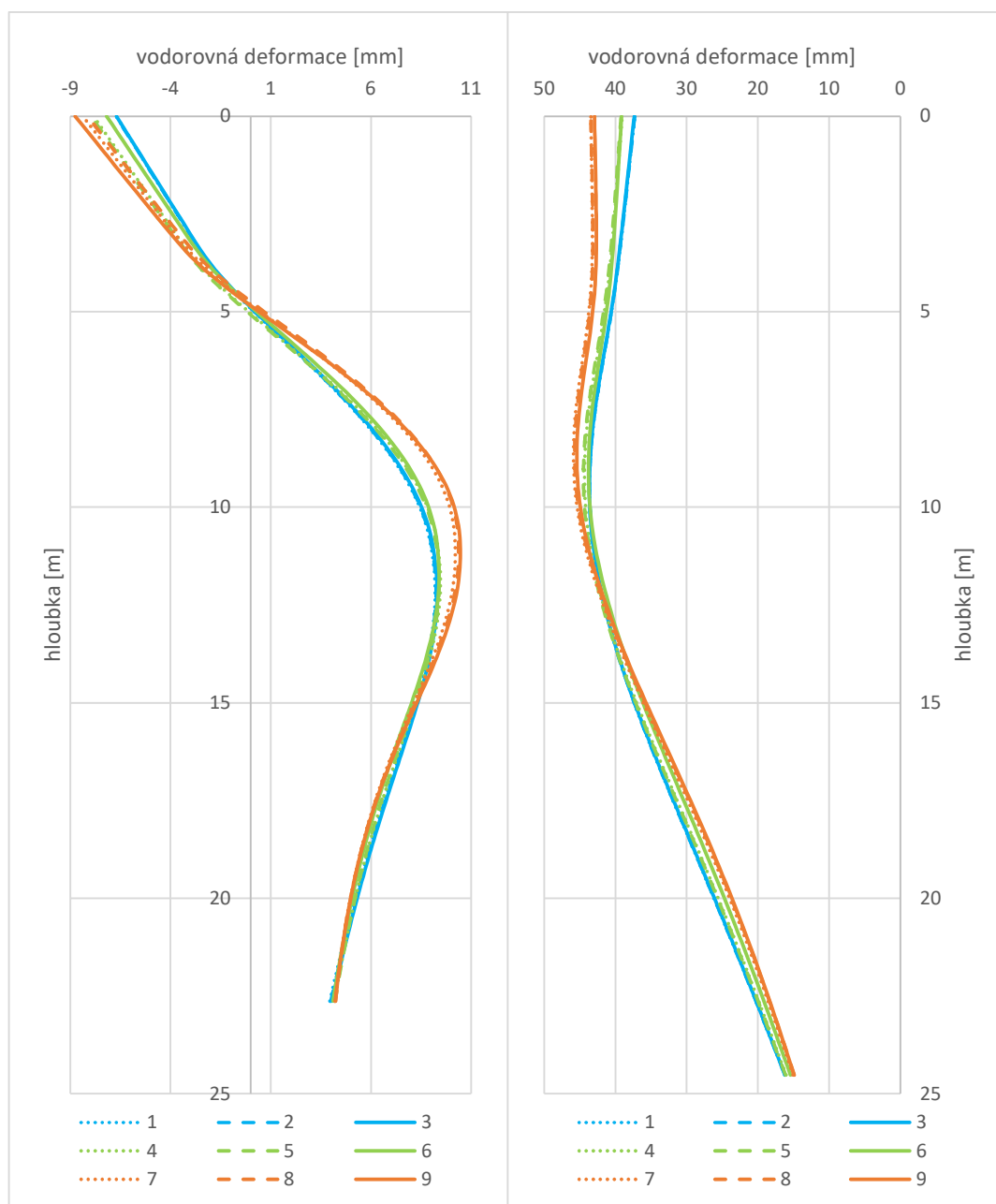


Obr. 8-55 Deformace: Citlivostní analýza - Odkop na dno - LEVÁ - Obr. 8-56 Deformace: Citlivostní analýza - Odkop na dno - PRAVÁ



Obr. 8-57 Deformace: Citlivostní analýza - Deaktivace IKU - LEVÁ

Obr. 8-58 Deformace: Citlivostní analýza - Deaktivace IKU - PRAVÁ



Obr. 8-59 Deformace: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - LEVÁ Obr. 8-60 Deformace: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ

Tab. 8-5 Deformace: Citlivostní analýza - LEVÁ

Stěna	Fáze	Znaménko	Nejmenší (v absolutní hodnotě)				Největší (v absolutní hodnotě)				rozdíl
			Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	u_x [mm]	Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	u_x [mm]	
levá	Odkop na dno	+ (nejm.)	5	1,6	22,5	0,05	8	3,2	22,5	1,82	1,77
		+	6	1,6	5	8,71	3	0,8	5	9,11	0,40
	Deaktivace 1KU	-	8	3,2	22,5	-5,28	9	3,2	5	-6,09	0,80
		+	1	0,8	40	7,86	9	3,2	5	8,53	0,68
	Dlouhodobé podmínky	-	3	0,8	5	-6,70	9	3,2	5	-8,75	2,05
		+	1	0,8	40	9,21	9	3,2	5	10,47	1,25

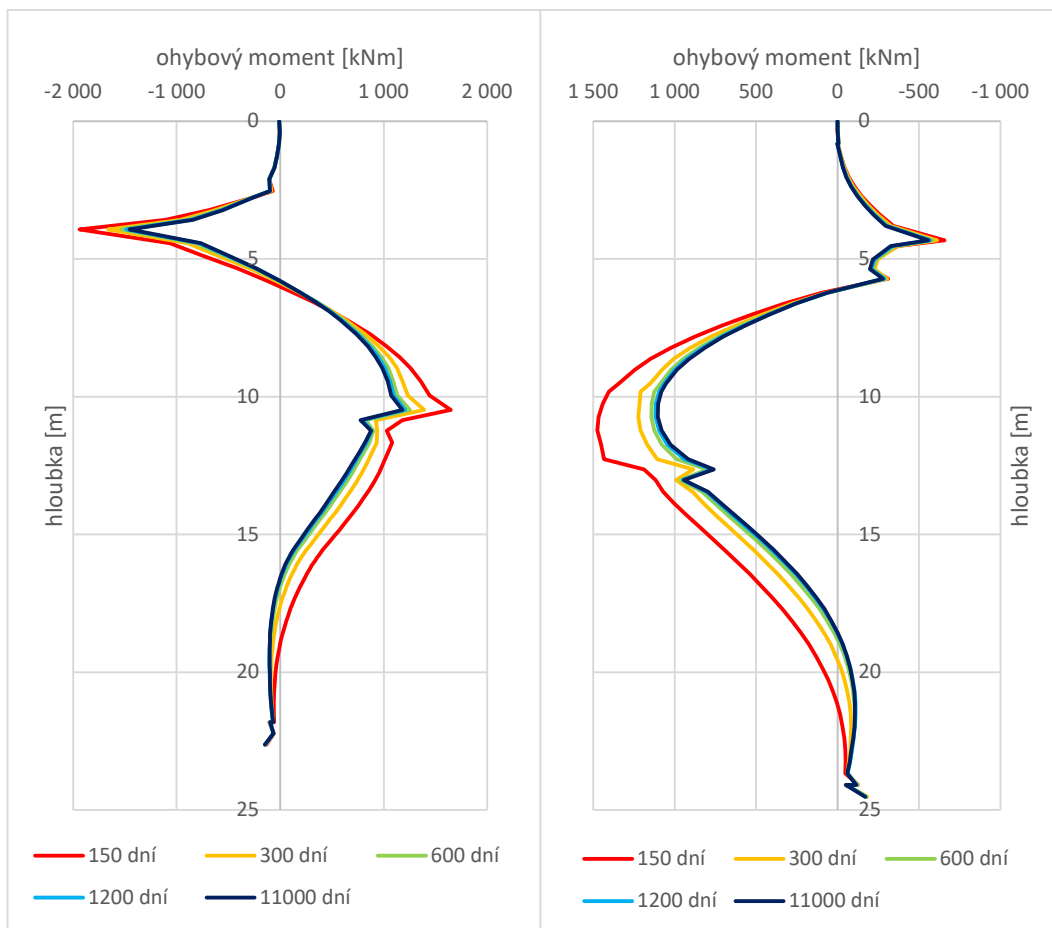
Tab. 8-6 Deformace: Citlivostní analýza - PRAVÁ

Stěna	Fáze	Znaménko	Nejmenší (v absolutní hodnotě)				Největší (v absolutní hodnotě)				rozdíl
			Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	u_x [mm]	Test	φ^{cr}	t_{50}^{cr}	u_x [mm]	
pravá	Odkop na dno	+ (nejm.)	8	3,2	22,5	15,02	2	0,8	22,5	16,26	1,24
		+	9	3,2	5	34,19	2	0,8	22,5	35,14	0,95
	Deaktivace 1KU	+ (nejm.)	9	3,2	5	14,79	1	0,8	40	16,32	1,53
		+	6	1,6	5	39,34	8	3,2	22,5	40,34	1,00
	Dlouhodobé podmínky	+ (nejm.)	8	3,2	22,5	14,89	2	0,8	22,5	16,22	1,33
		+	1	0,8	40	43,64	7	3,2	40	45,89	2,25

8.7 Podrobná časová analýza

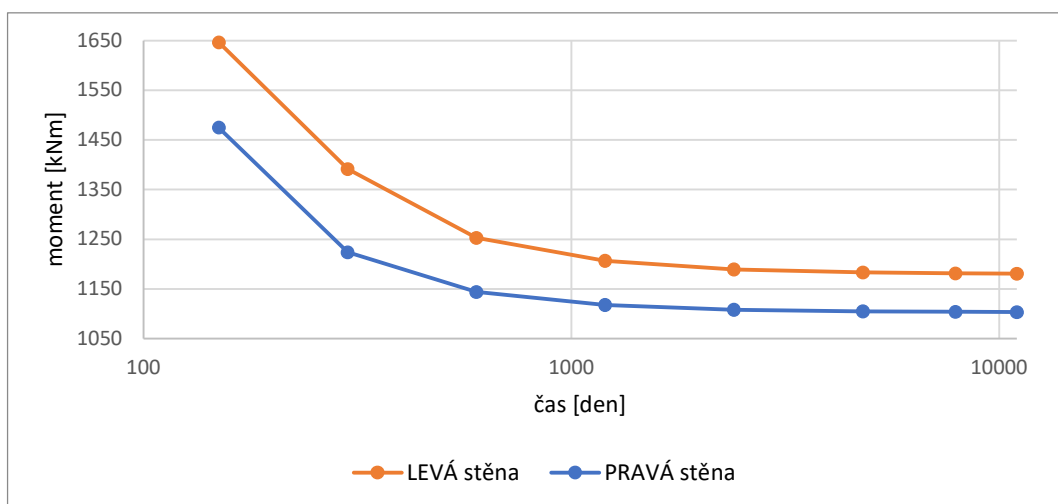
8.7.1 Časová analýza – momenty

V grafech (Obr. 8-61 a Obr. 8-62) jsou zobrazeny ohybové momenty ve vybraných časových okamžicích. Je vidět, že změna maximální hodnoty ohybového momentu je velmi výrazná v krátkém čase po počátku pozorování, s postupujícím časem se rychlost takové změny snižuje. Časové údaje v grafu jsou počítány od počátku budování konstrukce, 150 dní odpovídá fázi Deaktivace 1KU.



Obr. 8-61 Časová analýza: Ohybový moment - LEVÁ

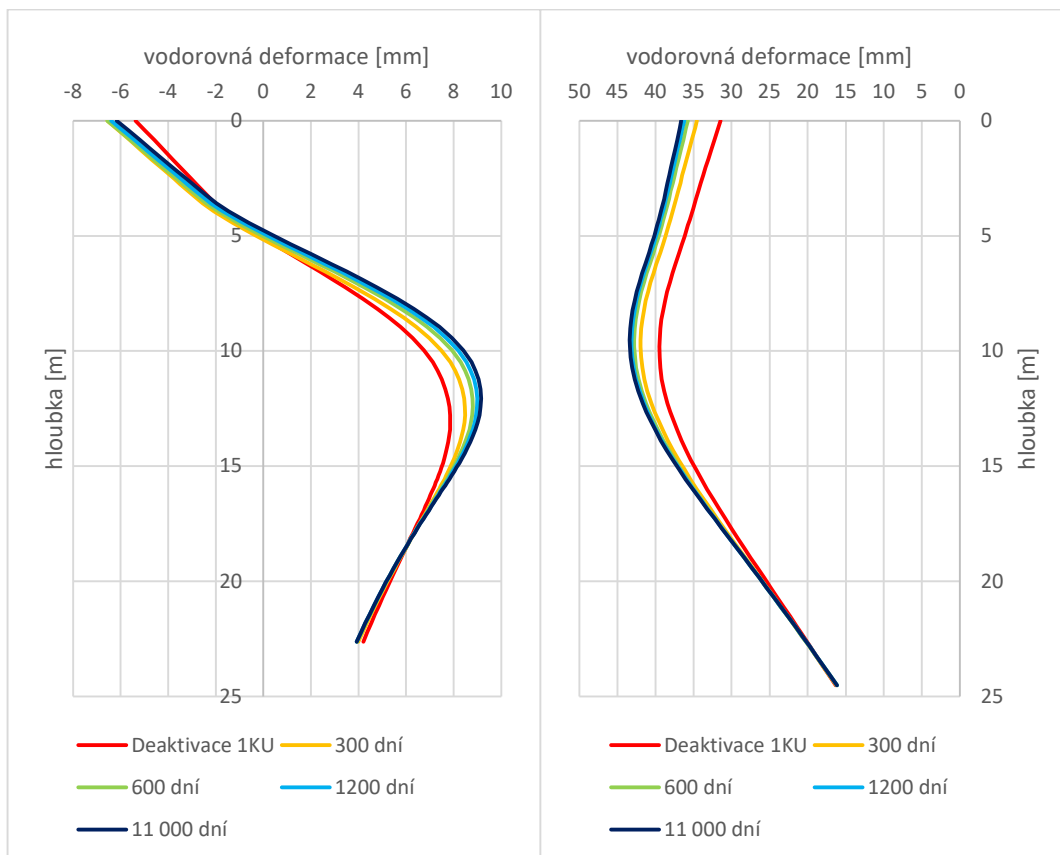
Obr. 8-62 Časová analýza: Ohybový moment - PRAVÁ



Obr. 8-63 Vývoj maximální hodnoty ohybového momentu v čase (pravá i levá stěna)

8.7.2 Časová analýza – deformace

Dále jsou (v Obr. 8-64 a Obr. 8-65) zobrazeny křivky deformace podzemních stěn v čase. Křivky odečtené v čase 1200 dní jsou již velmi blízké konečné křivce v čase 11000 dní (konec životnosti konstrukce 30 let).

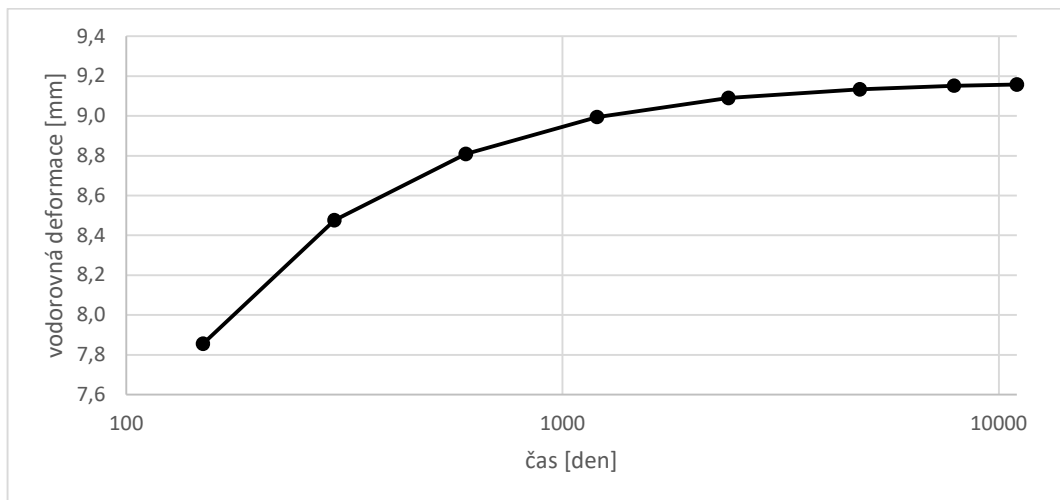


Obr. 8-64 Časová analýza: Vodorovná deformace - LEVÁ

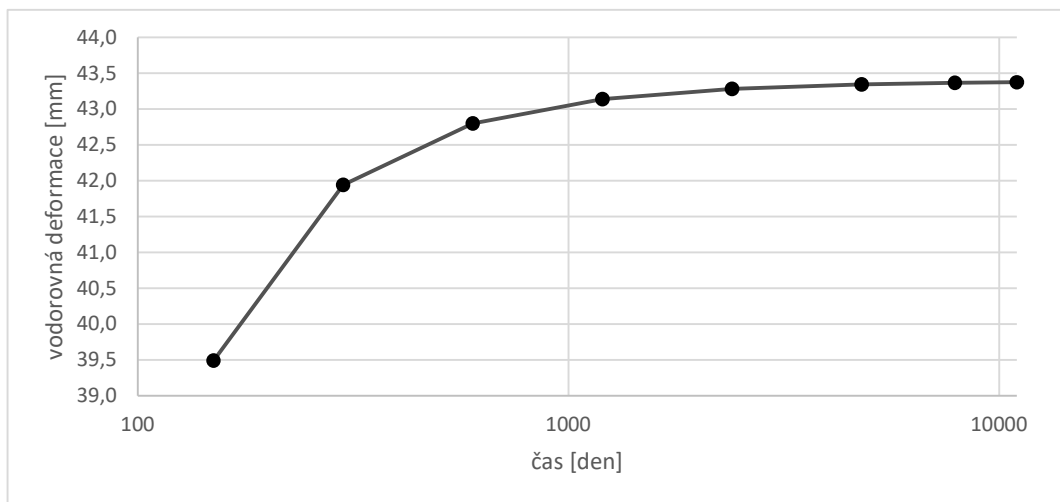
Obr. 8-65 Časová analýza: Vodorovná deformace - PRAVÁ

Pozorované trendy vývoje ohybového momentu a deformace stěn vykazovaly odchylku oproti původním předpokladům. Přestože byl očekáván rychlejší průběh změn v počátku pozorování, dosažení změny rovné polovině rozdílu mezi hodnotou 150 až 11000 dní již ve stáří konstrukce 300 dní bylo poněkud překvapující. Vývoj hodnoty maximálního momentu a deformace v obou stěnách v závislosti na čase byl také vynesena graficky. Pro zobrazení bylo zvoleno na vodorovné ose logaritmické měřítko. Maximální hodnoty ohybových momentů nejsou v pravé a levé stěně příliš odlišné, proto mohly být zobrazeny v jednom grafu (Obr. 8-63), mezi hodnotami vodorovných deformací je však

velmi výrazný rozdíl, proto má každá křivka samostatný graf (levá: Obr. 8-66, pravá: Obr. 8-67).



Obr. 8-66 Vývoj maximální hodnoty vodorovné deformace v čase – levá stěna



Obr. 8-67 Vývoj maximální hodnoty vodorovné deformace v čase – pravá stěna

9 ZÁVĚR

Tato práce se věnovala časově závislým jevům působícím v materiálu podzemních stěn a jejich správnému vystižení při návrhu a modelování. Nejprve byly shrnuty dostupné údaje o vzniku a vývoji těchto jevů (kapitola 3), především s ohledem na dimenzaci konstrukce dle aktuálně platné normy ČSN EN 1992-1-1. Popsán byl vývoj tlakové a tahové pevnosti v čase, vývoj modulu pružnosti v čase a v neposlední řadě také dotvarování a smršťování, ke kterým v betonu dochází. Následně byl blíže představen a podrobně popsán SH model (kapitola 4: Schädlich a Schweiger (2014)). Tento materiálový model je definován jako časově závislý elasto-plastický je implementován jako součást výpočetního programu Plaxis 2D založeného na metodě konečných prvků.

V tomto programu bylo následně provedeno několik sad výpočtů pro zjištění funkčnosti materiálového modelu a reakce deformací na vstupní parametry a vlivy. Mezi tyto výpočty patří biaxiální test (kapitola 5) s různou úrovní působícího svislého zatížení (25, 50 a 75 % tlakové pevnosti – kapitola 5.1.1), různou hodnotou odtížení (25, 50 a 75 % hodnoty zatížení – kapitola 5.1.2), různými časovými schématy (vliv momentu aplikace prvního zatížení – kapitola 5.1.3, délka zatěžování – kapitola 5.1.4 a délka pozorování po odtížení – kapitola 5.1.5) a creepovými parametry (φ^{cr} a t_{50}^{cr}). Poté byla provedena kalibrace materiálového modelu na základě dat výsledků laboratorních zkoušek (tlakové a ohybové zkoušky) získaných z Ranaivomanana, Multon a Turatsinze (2013). Důležitými poznatky plynoucími z těchto sad výpočtů byly:

- Velikost okamžité elastické deformace není ovlivněna volbou creepových parametrů, platí Hookův zákon.
- Parametr φ^{cr} řídí velikost creepové deformace, jeho hodnota se volí dle ČSN EN 1992-1-1. Oproti kalibraci je vypočtená hodnota φ^{cr} dle ČSN EN 1992-1-1 mírně nadhodnocená.
- Parametr t_{50}^{cr} určuje rychlost nárůstu deformace, jeho hodnota dle doporučení programu Plaxis (PLAXIS Materials Model Manual 2019) má nabývat hodnot 1 až 5 dní. Pro vhodné vystižení dlouhodobého chování může nabývat i vyšších hodnot (z kalibrace získána hodnota 40 dní).

- Creepová deformace v případě zatížení vzorku před plným vyztáčením je ovlivněna nárůstem pružnostních a pevnostních charakteristik. Čím dříve je vzorek zatížen, tím rychlejší má deformace od dotvarování nárůst a tím větší roli hraje volba parametru t_{50}^{cr} .
- Smršťování nelze zanedbat, zejména při nízkých hodnotách napětí tvoří podstatnou část poměrné deformace.
- Creep probíhá i v tažených vláknech a způsobuje zvyšování hodnoty poměrného protažení, smršťování působí poměrné zkrácení a pro vyčíslení celkové deformace je nutné účinky těchto vlivů superponovat.
- Při kalibraci tlakové zkoušky byl nesprávně zanedbán vliv smršťování (z důvodu absence dat z laboratorních zkoušek), nejlepší shody dosáhl materiálový model s creepovými parametry: $\varphi^{cr} = 1,1$ a $t_{50}^{cr} = 10$ dní.
- Při kalibraci ohybové zkoušky bylo dosaženo nejbližší shody pomocí materiálového modelu s odlišnými creepovými parametry ($\varphi^{cr} = 0,8$ a $t_{50}^{cr} = 40$ dní), přestože se v případě laboratorních zkoušek jednalo o stejný materiál. Důvodem této odchylky je započítání vlivu smršťování v kalibraci ohybové zkoušky a jeho zanedbání v případě kalibrace tlakové zkoušky.

Cílem této práce bylo modelování reálné okrajové úlohy tvořené hlubokým zářezem zajištěným podzemními stěnami s rozpěrami ve dvou úrovních pomocí časově závislého elasto-plastického modelu. Tyto typy úloh se standardně řeší buď kompletním zanedbáním časového chování (při použití lineárně elastických materiálů) nebo je vliv času modelován skokově pomocí kombinace elastických objemových a deskostěnových prvků (var. 1). Ani jeden z těchto způsobů neposkytuje komplexní analýzu konstrukce v čase, přináší značnou míru zkreslení a není příliš uživatelsky komfortní. Proto je v této práci pro modelování konstrukce podzemních stěn i rozpěr použit pokročilý SH model zajišťující možnost časové analýzy v kterémkoliv momentě životnosti konstrukce včetně postihnutí probíhajících změn již v průběhu budování konstrukce, které s kombinací objemových a deskostěnových prvků nelze vyjádřit.

Aplikovaný SH model byl použit ve dvou variantách, nejprve s uměle zvýšenou tahovou pevností (15 MPa), díky čemuž nemusela být modelována výztuž a výpočet poskytl výsledky průběhů vnitřních sil přímo, bez nutnosti sčítání více sad výsledků a algoritmizace (var. 2). Druhou variantou byla aplikace SH modelu s reálnou tahovou

pevností doplněná deskostěnovými prvky reprezentujícími výztuž (var. 3). V tomto případě je sice nutné sčítat u každé stěny 3 sady výpočtů, zato by se mělo jednat o nejméně reálnější vystižení reálného chování konstrukce.

Při převádění prostorového problému do 2D úlohy došlo k několika různým zjednodušením, zejména při vyjádření ekvivalentu k nekontinuální rozpěře a sloupu, způsobujícím diametrálně rozdílné hodnoty záporného momentu na levé stěně v úrovni horní rozpěry. Proto byla provedena dodatečná analýza pro model stěny s výztuží (var. 3) se sníženou tuhostí horní rozpěry (var. 4). Tato úprava však vyžaduje snížení modulu pružnosti betonu použitého pro horní rozpěru na hodnotu 0,18-násobek původní hodnoty. Vzhledem k původní snaze použít SH model s co nejreálnější kombinací jednotlivých parametrů není tato úprava zcela správná a chování konstrukce tím může být výrazně ovlivněno (hodnota modulu pružnosti určuje elastickou deformaci i průběh creepové deformace).

Výsledky ohybových momentů a vodorovných deformací dosažených výpočtem jednotlivých variant (1-4) byly mezi sebou porovnány:

- Křivky momentů i deformací vykazovaly stejné tendence průběhu, lišily se však dosaženými hodnotami.
- Nejnižší odchylky maximální a minimální hodnoty (z variant 1 - 4) dosahovaly momenty v poli pravé stěny ve fázi Odkop na dno: 14,5 %.
- Menší rozdílnost vykazovaly momenty v poli (max. 55 %) oproti momentům nad podporou.
- Maximální odchylka průběhu momentů činí 73 % u levé podzemní stěny v úrovni horní rozpěry, ve fázi Dlouhodobé podmínky (var. 1: -403,5 kNm, var. 2: -1495,2 kNm).
- V průběhu času se maximální odchylky průběhů momentů zvyšují (narůstá rozdíl mezi variantou 1 a variantami 2, 3 a 4), maximální odchylky průběhů deformací naopak snižují.
- Lepší shodu mezi výsledky jednotlivých variant vykazuje pravá podzemní stěna, neboť není ovlivněna volbou ekvivalentní tuhosti horní rozpěry (14,5 až 31 % v případě momentu v poli).

- Deformace dosahují menšího rozptylu hodnot, maximální absolutní odchylka činí 7,2 mm pro zápornou hodnotu deformace u levé podzemní stěny ve fázi Dlouhodobé podmínky (var. 2: -6,7 mm, var. 4: -13,9 mm).
- Minimální odchylka vodorovných deformací je u pravé podzemní stěny ve fázi Dlouhodobé podmínky, zde dosahuje odchylka maximální a minimální deformace hodnoty 8,2 % (var. 2: 43,7 mm, var. 4: 47,6 mm).
- Výsledky varianty 4 v levé podzemní stěně dosahují ve fázi Odkop na dno podobného průběhu jako výsledky varianty 1, v dalších fázích poté vykazují malé odchylky s variantou 3. V pravé podzemní stěně jsou shodné s variantou 3.

Při navrhování konstrukce podzemních stěn pomocí pokročilého časově závislého materiálového modelu je účelné provést laboratorní zkoušky zaměřující se na creepové chování a smršťování a následně kalibraci materiálového modelu. Vhodná je například kombinace pozorování smršťování na nezatíženém vzorku a ohybová zkouška na vzorku stejných parametrů, čímž je zajištěno získání současně tří druhů chování na jejichž základě lze materiálový model definovat (smršťování, creep v tlaku, creep v tahu). Tato laboratorní měření lze doplnit sledováním creepu při tlaku, která nevyžaduje speciální vybavení laboratoře, pouze adaptuje prostou tlakovou zkoušku.

Důležitou součástí kontroly správnosti návrhu je sada měření na pozdější již vybudované konstrukci. Je vhodné osadit exponovaná místa konstrukce tenzometry s pravidelným odečtem hodnot a doplnit pravidelným měřením vodorovných posunů geodetem. Průběžně po dobu životnosti konstrukce tak lze porovnávat průběh deformací dosažených na vybudované konstrukci s předpokládaným vypočteným průběhem získaným z matematického modelování. Případné zjištěné odchylky od předpokládaného průběhu lze zachytit již v době jejich vzniku a po následné analýze navrhnout včas dodatečná opatření.

10 ZDROJE

ARBOLEDA-MONSALVE L.G. FINNO R.J. Influence of Concrete Time-Dependent Effects on the Performance of Top-Down Construction. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, vol. 141, no. 4.

BENZ T. Small strain stiffness of soils and its numerical consequences. Stuttgart: Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2007. ISBN 978-3-921837-55-9.

CEB-FIP model code. Design code – comite Euronational du Beton. London: Thomas Telford, 1990.

ČSN EN 14487-1. Česká technická norma: Stříkaný beton – Část 1: Definice, specifikace a shoda. Praha: Český normalizační institut, 2006.

ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006.

GHOSH S.K. COHN M.Z. Effect of creep on the flexural strength and deformation of structural concrete. IABSE reports of the working commissions, 1970, vol.5.

Budování podzemních stěn jako metoda zakládání staveb - Liebherr Czech Republic. [online]. [cit. 09.01.2022] Dostupné z: <https://www.liebherr.com/int/cs/cue/česká-republika/produkty/stavební-stroje/přehled-metod-zakládání-staveb/metod/budování-podzemních-stěn/budování-podzemních-stěn.html>

MACGREGOR J. G. Reinforced Concrete : Mechanics and design. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1997. Third Edition. ISBN 0-13-233974-9.

MASOPUST J. Navrhování základových a pažicích konstrukcí. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2018. 2. vydání. ISBN 978-80-88265-12-2.

NĚMEC I. TRCALA M. REK V. Nelineární mechanika. Brno: Vysoké učení technické v Brně - Nakladatelství VUTUM, 2018. ISBN 978-80-214-5519-1

PLAXIS Materials Model Manual 2019: Plaxis bv, Bentley Systems, Incorporated, 2019. ISBN-13: 978-90-76016-27-6.

PÖLLING R. Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen. PhD thesis, Ruhr-Universität, Bochum, 2000.

RANAIVOMANANA N. MULTON S. TURATSINZE A. Basic creep of concrete under compression, tension and bending. Construction and Building Materials, Elsevier 38, 173-180, 2013.

SCHÄDLICH B. SCHWEIGER H.F. A new constitutive model for shotcrete. Computational Geotechnics Group. Austria: Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Graz University of Technology, 2014.

SCHÜTZ R. POTTS D.M. ZDRAVKOVIC L. Advanced constitutive modelling of shotcrete: Model formulation and calibration. Computers and Geotechnics, 2011, vol. 38, no. 6.

SOLETANCHE Česká republika s.r.o. - Podzemní stěny - speciální základy pro Vaši stavbu: podzemní stěny, trysková injektáž, mikropiloty, kotvy, záporové pažení, piloty, zlepšování základových zemin, ekologické sanace znečištění a další . [online]. [cit. 09.01.2022] Dostupné z: https://www.soletanche.cz/technologie_podzemni_steny/.

Zakládání staveb, a. s. - Podzemní stěny. [online]. Copyright © 2022 [cit. 09.01.2022]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobn-program-3/technologie/podzemni-steny>.

Obr. 2-1: LSC 8-18 Slurry wall cutter - Liebherr. [online]. [cit. 09.01.2022] Dostupné z: <https://www.liebherr.com/en/cze/products/construction-machines/deep-foundation/attachments/slurry-wall-cutters/details/lsc818.html>.

Obr. 2-2: HSG 5-18 Slurry wall grab - Liebherr. [online]. [cit. 09.01.2022] Dostupné z: <https://www.liebherr.com/en/cze/products/construction-machines/deep-foundation/attachments/slurry-wall-grab/details/hsg518.html>.

Obr. 2-3: Zakládání staveb, a. s. - Podzemní stěny. [online]. Copyright © 2022 [cit. 09.01.2022]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobn-program-3/technologie/podzemni-steny>.

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1-1 Znázornění přístupů k řešení podzemních stěn.....	14
Obr. 2-1 Hydrofréza (zdroj viz kapitola 9).....	17
Obr. 2-2 Hydraulický drapák (zdroj viz kapitola 9)	17
Obr. 2-3 Schéma provádění podzemních stěn (zdroj viz kapitola 9)	18
Obr. 3-1 Graf nárůstu pevnosti v tlaku pro beton C20/25	22
Obr. 3-2 Graf nárůstu pevnosti v tahu pro beton C20/25	24
Obr. 3-3 Graf nárůstu modulu pružnosti v čase pro beton C20/25.....	25
Obr. 3-4 Creepová deformace (upraveno dle MacGregor (1997)).....	26
Obr. 3-5 Znázornění A_c a h_0 na kvádru	29
Obr. 3-6 Odečtení parametru φ z grafu (převzato a doplněno z ČSN EN 1992-1-1)	32
Obr. 3-7 Grafické znázornění časového vývoje creepové deformace dle normy.....	34
Obr. 3-8 Diagram výpočtu creepové deformace	35
Obr. 3-9 Průběh smršťování (upraveno dle MacGregor (1997)).....	36
Obr. 3-10 Grafické zobrazení závislosti součinitele k_h na náhradní tloušťce h_0	38
Obr. 3-11 Grafické znázornění průběhu smršťování v čase.....	40
Obr. 3-12 Diagram výpočtu poměrné deformace od smršťování.....	41
Obr. 3-13 Graf časového průběhu poměrných deformací při zatížení 25%.....	43
Obr. 3-14 Graf časového průběhu poměrných deformací při zatížení 75%.....	43
Obr. 4-1 Plocha plasticity při biaxiálních podmínkách (zpracováno dle Schädlich a Schweiger (2014))	45

Obr. 4-2 Křivka zpevňování a změkčování v tlaku (zpracováno dle Schütz a kol. (2011) a upraveno)	46
Obr. 4-3 Křivka zpevňování a změkčování v tahu (zpracováno dle Schütz a kol. (2011) a upraveno)	50
Obr. 4-4 Vývoj modulu pružnosti v čase.....	52
Obr. 4-5 Vývoj modulu pružnosti v čase.....	53
Obr. 4-6 Vývoj tlakové pevnosti v čase	54
Obr. 4-7 Vývoj tlakové pevnosti v čase	55
Obr. 4-8 Poměr modulu pružnosti a tlakové pevnosti v čase	56
Obr. 4-9 Průběh plastické vrcholové poměrné deformace v čase	57
Obr. 4-10 Porovnání časového průběhu dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 a SH modelu	59
Obr. 4-11 Bližší porovnání časového průběhu dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 a SH modelu	59
Obr. 5-1 Těleso pro biaxiální test	61
Obr. 5-2 Těleso pro biaxiální test - body, rozměry	61
Obr. 5-3 Vliv velikosti zatížení $\phi^{cr} = 1$	66
Obr. 5-4 Vliv velikosti zatížení $\phi^{cr} = 2,5$	66
Obr. 5-5 Vliv velikosti zatížení $\phi^{cr}=4$	67
Obr. 5-6 Vliv velikosti zatížení $t_{50}^{cr} = 1$ den.....	67
Obr. 5-7 Vliv velikosti zatížení $t_{50}^{cr}=3$ dny	68
Obr. 5-8 Vliv velikosti zatížení $t_{50}^{cr}=5$ dní	68

Obr. 5-9 Vliv velikosti zatížení $\sigma_L=25\%$	69
Obr. 5-10 Vliv velikosti zatížení $\sigma_L=50\%$	69
Obr. 5-11 Vliv velikosti zatížení $\sigma_L=75\%$	70
Obr. 5-12 Vliv velikosti odtížení $\phi^{cr}=1$	72
Obr. 5-13 Vliv velikosti odtížení $\phi^{cr}=2,5$	72
Obr. 5-14 Vliv velikosti odtížení $\phi^{cr}=4$	73
Obr. 5-15 Vliv velikosti odtížení $t_{50}^{cr}=1$ den	73
Obr. 5-16 Vliv velikosti odtížení $t_{50}^{cr}=3$ dny	74
Obr. 5-17 Vliv velikosti odtížení $t_{50}^{cr}=5$ dní	74
Obr. 5-18 Vliv velikosti odtížení $\Delta\sigma=25\%$ f_c	75
Obr. 5-19 Vliv velikosti odtížení $\Delta\sigma=50\%$ f_c	75
Obr. 5-20 Vliv velikosti odtížení $\Delta\sigma=75\%$ f_c	76
Obr. 5-21 Vliv okamžiku prvního zatížení $\phi^{cr}=1$	78
Obr. 5-22 Vliv okamžiku prvního zatížení $\phi^{cr}=2,5$	79
Obr. 5-23 Vliv okamžiku prvního zatížení $\phi^{cr}=4$	79
Obr. 5-24 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_{50}^{cr}=1$ den	80
Obr. 5-25 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_{50}^{cr}=3$ dní	80
Obr. 5-26 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_{50}^{cr}=5$ dní	81
Obr. 5-27 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_1=1$ den	81
Obr. 5-28 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_1=7$ dní	82
Obr. 5-29 Vliv okamžiku prvního zatížení $t_1=28$ dní	82

Obr. 5-30 Vliv délky zatěžování $\phi^{cr}=1$	84
Obr. 5-31 Vliv délky zatěžování $\phi^{cr}=2,5$	84
Obr. 5-32 Vliv délky zatěžování $\phi^{cr}=4$	85
Obr. 5-33 Vliv délky zatěžování $t_{50}^{cr}=1$ den.....	85
Obr. 5-34 Vliv délky zatěžování $t_{50}^{cr}=3$ dny	86
Obr. 5-35 Vliv délky zatěžování $t_{50}^{cr}=5$ dní	86
Obr. 5-36 Vliv délky zatěžování $t_2=10$ dní.....	87
Obr. 5-37 Vliv délky zatěžování $t_2=25$ dní.....	87
Obr. 5-38 Vliv délky zatěžování $t_2=40$ dní.....	88
Obr. 5-39 Vliv délky pozorování po odtížení $\phi^{cr}=1$	89
Obr. 5-40 Vliv délky pozorování po odtížení $\phi^{cr}=2,5$	90
Obr. 5-41 Vliv délky pozorování po odtížení $\phi^{cr}=4$	90
Obr. 5-42 Vliv délky pozorování po odtížení $t_{50}^{cr}=1$ den.....	91
Obr. 5-43 Vliv délky pozorování po odtížení $t_{50}^{cr}=3$ dny.....	91
Obr. 5-44 Vliv délky pozorování po odtížení $t_{50}^{cr}=5$ dní.....	92
Obr. 6-1 Těleso pro kalibrační tlakovou zkoušku	94
Obr. 6-2 Model tělesa pro kalibrační tlakovou zkoušku	94
Obr. 6-3 Výsledky kalibrace tlakové zkoušky.....	96
Obr. 6-4 Těleso pro kalibrační ohybovou zkoušku	97
Obr. 6-5 Model tělesa pro kalibrační ohybovou zkoušku	98
Obr. 6-6 Generovaná síť KP, okrajové podmínky při vyzrávání betonu	98

Obr. 6-7 Kalibrace smršťování pro ohybovou zkoušku (těleso 100x100x500mm).....	99
Obr. 6-8 Data pro kalibraci ohybové zkoušky.....	100
Obr. 6-9 Výsledky kalibrace ohybové zkoušky.....	101
Obr. 6-10 Rozklad složek poměrné deformace při ohybové zkoušce - tažená vlákna.	102
Obr. 6-11 Rozklad složek poměrné deformace při ohybové zkoušce - tlačená vlákna	102
Obr. 6-12 Porovnání materiálového modelu a ČSN EN 1992-1-1	103
Obr. 7-1 Výřez matematického modelu s popisem vrstev zemin.....	106
Obr. 7-2 Rozměry matematického modelu	107
Obr. 7-3 Generovaná síť konečných prvků (var. 1 a 2).....	107
Obr. 7-4 Generovaná síť konečných prvků (var. 1 a 2) – přiblížená.....	108
Obr. 7-5 Generovaná síť konečných prvků (var. 3 a 4).....	108
Obr. 7-6 Generovaná síť konečných prvků (var. 3 a 4) – přiblížená.....	109
Obr. 7-7 Generovaná síť konečných prvků (var. 3 a 4) – detail (levá stěna + spodní rozpěra).....	109
Obr. 7-8 Schematické grafické znázornění řešené okrajové úlohy	110
Obr. 7-9 Grafické znázornění fází odkopů	113
Obr. 7-10 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 1	114
Obr. 7-11 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 2a	119
Obr. 7-12 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 2b	121
Obr. 7-13 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 2c	122
Obr. 7-14 Schéma geometrie konstrukce s výztuží	124

Obr. 7-15 Model v programu Plaxis 2D: Varianta 3	124
Obr. 7-16 Lineárně elastický model	127
Obr. 7-17 SH model se zvýšenou tahovou pevností, bez výztuže.....	128
Obr. 7-18 SH model s výztuží, pouze v tažené oblasti.....	128
Obr. 7-19 SH model s výztuží, v tažené i tlačené oblasti.....	129
Obr. 8-1 Moment: Varianta 1: Odkop na dno - LEVÁ	134
Obr. 8-2 Moment: Varianta 1: Odkop na dno - PRAVÁ	134
Obr. 8-3 Moment: Varianta 1: Deaktivace 1KU - LEVÁ	135
Obr. 8-4 Moment: Varianta 1: Deaktivace 1KU - PRAVÁ	135
Obr. 8-5 Moment: Varianta 1: Dlouhodobé podmínky - LEVÁ	136
Obr. 8-6 Moment: Varianta 1: Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ	136
Obr. 8-7 Moment: Varianta 1- LEVÁ	137
Obr. 8-8 Moment: Varianta 1- PRAVÁ	137
Obr. 8-9 Deformace: Varianta 1 - LEVÁ	138
Obr. 8-10 Deformace: Varianta 1- PRAVÁ	138
Obr. 8-11 Moment: Varianta 2a - LEVÁ	139
Obr. 8-12 Moment: Varianta 2a - PRAVÁ.....	139
Obr. 8-13 Moment: Varianta 2b - LEVÁ	140
Obr. 8-14 Moment: Varianta 2b – PRAVÁ.....	140
Obr. 8-15 Moment: Varianta 2c - LEVÁ	141
Obr. 8-16 Moment: Varianta 2c - PRAVÁ.....	141

Obr. 8-17 Moment: Varianta 2: Odkop na dno - LEVÁ	143
Obr. 8-18 Moment: Varianta 2: Odkop na dno - PRAVÁ.....	143
Obr. 8-19 Moment: Varianta 2: Deaktivace 1KU - LEVÁ	144
Obr. 8-20 Moment: Varianta 2: Deaktivace 1KU - PRAVÁ	144
Obr. 8-21 Moment: Varianta 2: Dlouhodobé podmínky - LEVÁ	145
Obr. 8-22 Moment: Varianta 2: Dlouhodobé podmínky – PRAVÁ	145
Obr. 8-23 Deformace: Varianta 2 - LEVÁ	146
Obr. 8-24 Deformace: Varianta 2 - PRAVÁ	147
Obr. 8-25 Momenty: Varianta 3 – Odkop na dno - LEVÁ.....	149
Obr. 8-26 Momenty: Varianta 3 – Odkop na dno - PRAVÁ.....	149
Obr. 8-27 Momenty: Varianta 3 – Deaktivace 1KU - LEVÁ	150
Obr. 8-28 Momenty: Varianta 3 – Deaktivace 1KU - PRAVÁ.....	150
Obr. 8-29 Momenty: Varianta 3 – Dlouhodobé podmínky - LEVÁ	151
Obr. 8-30 Momenty: Varianta 3 – Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ	151
Obr. 8-31 Deformace: Varianta 3 - LEVÁ	152
Obr. 8-32 Deformace: Varianta 3 - PRAVÁ	152
Obr. 8-33 Momenty: Varianta 4 - LEVÁ	153
Obr. 8-34 Momenty: Varianta 4 – PRAVÁ.....	153
Obr. 8-35 Deformace: Varianta 4 – LEVÁ	154
Obr. 8-36 Deformace: Varianta 4 - PRAVÁ	154
Obr. 8-37 Momenty: Srovnání variant: Odkop na dno – LEVÁ	156

Obr. 8-38 Momenty: Srovnání variant: Odkop na dno – PRAVÁ	156
Obr. 8-39 Momenty: Srovnání variant: Deaktivace 1KU – LEVÁ	157
Obr. 8-40 Momenty: Srovnání variant: Deaktivace 1KU – PRAVÁ	157
Obr. 8-41 Momenty: Srovnání variant: Dlouhodobé podmínky – LEVÁ	158
Obr. 8-42 Momenty: Srovnání variant: Dlouhodobé podmínky – PRAVÁ	158
Obr. 8-43 Deformace: Srovnání variant: Odkop na dno – LEVÁ	160
Obr. 8-44 Deformace: Srovnání variant: Odkop na dno – PRAVÁ	160
Obr. 8-45 Deformace: Srovnání variant: Deaktivace 1KU – LEVÁ	161
Obr. 8-46 Deformace: Srovnání variant: Deaktivace 1KU – PRAVÁ	161
Obr. 8-47 Deformace: Srovnání variant: Dlouhodobé podmínky – LEVÁ	162
Obr. 8-48 Deformace: Srovnání variant: Dlouhodobé podmínky – PRAVÁ	162
Obr. 8-49 Momenty: Citlivostní analýza – Odkop na dno - LEVÁ	163
Obr. 8-50 Momenty: Citlivostní analýza – Odkop na dno - PRAVÁ	163
Obr. 8-51 Momenty: Citlivostní analýza – Deaktivace 1KU - LEVÁ	164
Obr. 8-52 Momenty: Citlivostní analýza – Deaktivace 1KU - PRAVÁ	164
Obr. 8-53 Momenty: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - LEVÁ	165
Obr. 8-54 Momenty: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ	165
Obr. 8-55 Deformace: Citlivostní analýza - Odkop na dno - LEVÁ	167
Obr. 8-56 Deformace: Citlivostní analýza - Odkop na dno - PRAVÁ	167
Obr. 8-57 Deformace: Citlivostní analýza - Deaktivace 1KU - LEVÁ	168
Obr. 8-58 Deformace: Citlivostní analýza - Deaktivace 1KU - PRAVÁ	168

Obr. 8-59 Deformace: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - LEVÁ.....	169
Obr. 8-60 Deformace: Citlivostní analýza – Dlouhodobé podmínky - PRAVÁ.....	169
Obr. 8-61 Časová analýza: Ohybový moment - LEVÁ	171
Obr. 8-62 Časová analýza: Ohybový moment - PRAVÁ.....	171
Obr. 8-63 Vývoj maximální hodnoty ohybového momentu v čase (pravá i levá stěna)	171
Obr. 8-64 Časová analýza: Vodorovná deformace - LEVÁ.....	172
Obr. 8-65 Časová analýza: Vodorovná deformace - PRAVÁ.....	172
Obr. 8-66 Vývoj maximální hodnoty vodorovné deformace v čase – levá stěna.....	173
Obr. 8-67 Vývoj maximální hodnoty vodorovné deformace v čase – pravá stěna	173

12 SEZNAM TABULEK

Tab. 3-1 Hodnoty koeficientu s (z ČSN EN 1992-1-1)	20
Tab. 3-2 Hodnoty tlakové pevnosti ve vybraných časech pro beton C20/25	21
Tab. 3-3 Hodnoty tahové pevnosti ve vybraných časech pro beton C20/25	23
Tab. 3-4 Hodnoty modulu pružnosti ve vybraných časech pro beton C20/25	25
Tab. 3-5 Časový vývoj creepové deformace dle normy	34
Tab. 3-6 Hodnota součinitelů α_{ds1} a α_{ds2}	38
Tab. 3-7 Závislost součinitele k_h na náhradní tloušťce h_0	38
Tab. 3-8 Průběh smršťování v čase	40
Tab. 4-1 Souhrn použitých parametrů pro výpočet křivky pracovního diagramu v tlaku	48
Tab. 5-1 Kombinace creepových parametrů pro biaxiální test.....	62
Tab. 5-2 Schéma biaxiálního testu	62
Tab. 5-3 Variace parametrů jednotlivých etap biaxiálního testu.....	62
Tab. 5-4 Vstupní parametry SH modelu pro biaxiální test.....	63
Tab. 5-5 Parametry první etapy biaxiálního testu (Vliv velikosti zatížení).....	64
Tab. 5-6 Parametry druhé etapy biaxiálního testu (Vliv velikosti odtížení)	71
Tab. 5-7 Parametry třetí etapy biaxiálního testu (Vliv okamžiku prvního zatížení)	77
Tab. 5-8 Parametry čtvrté etapy biaxiálního testu (Vliv délky zatěžování)	83
Tab. 5-9 Parametry páté etapy biaxiálního testu (Vliv délky pozorování po odtížení)..	88
Tab. 6-1 Fáze zatěžování vzorku při tlakové zkoušce.....	94

Tab. 6-2 Materiálové vlastnosti pro model tlakové zkoušky.....	95
Tab. 6-3 Fáze zatěžování vzorku při ohybové zkoušce.....	99
Tab. 6-4 Materiálové vlastnosti pro model tlakové zkoušky.....	104
Tab. 7-1 Materiálové vlastnosti zemin reálné okrajové úlohy pro program Plaxis 2D	106
Tab. 7-2 Předpokládaný časový harmonogram výstavby.....	112
Tab. 7-3 Materiálové charakteristiky pro lineárně elastický model	117
Tab. 7-4 Materiálové charakteristiky lineárně elastického modelu rozpěr	119
Tab. 7-5 Materiálové charakteristiky pro podzemní stěny – varianta 2	120
Tab. 7-6 Materiálové charakteristiky pro podzemní stěny – varianta 3	123
Tab. 7-7 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: lineárně elastický model	127
Tab. 7-8 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: SH model, zvýšená tahová pevnost	128
Tab. 7-9 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: SH model, tažená výztuž	129
Tab. 7-10 Ověření odečítání vnitřních sil z programu: SH model, tažená i tlačená výztuž	130
Tab. 7-11 Variace creepových parametrů pro citlivostní analýzu.....	131
Tab. 7-12 Rozdělení intervalu od konce budování do konce životnosti na dílčí úseky	132
Tab. 8-1 Číselné srovnání variant - momenty	155
Tab. 8-2 Číselné srovnání variant - deformace.....	159
Tab. 8-3 Analýza rozdílů v ohybových momentech při citlivostní analýze - LEVÁ...	166
Tab. 8-4 Analýza rozdílů v ohybových momentech při citlivostní analýze - PRAVÁ	166
Tab. 8-5 Deformace: Citlivostní analýza - LEVÁ.....	170

Tab. 8-6 Deformace: Citlivostní analýza - PRAVÁ.....	170
--	-----