



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

**EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA
REOLOGICKÝCH PROCESŮ V PRŮBĚHU ZRÁNÍ
BETONU**

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF RHEOLOGICAL PROCESSES DURING THE
CONCRETE MATURATION

DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Lukáš ZVOLÁNEK

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

prof. Ing. Ivailo TERZIJSKI, CSc.

BRNO 2017

DISERTAČNÍ PRÁCE

© Copyright by Lukáš Zvolánek 2017
All rights reserved

Vysoké učení technické v Brně
Fakulta stavební
Ústav betonových a zděných konstrukcí

ABSTRAKT

Disertační práce je zaměřena na studium objemových změn konstrukčního betonu zapříčiněných jeho smršťováním a na vyhodnocení odolnosti betonu proti vzniku smršťovacích trhlin. Vlastnímu zpracování disertační práce předcházela řada fyzikálních i numerických experimentů. S ohledem na vyšší výtěžnost fyzikálních experimentů a zvýraznění zkoumaného jevu, tj. smršťování, bylo nejdříve zahájeno testování na mikro-betonech. Získané poznatky na úrovni mikro-betonů byly přeneseny do návrhu receptur plnohodnotných betonů s běžným maximálním zrnem kameniva. Bylo také provedeno testování vlivu různých druhů vláken v různých koncentracích a následně byla navržena receptura vláknobetonu. Při testování byla odladěna unikátní metodika nazvaná „Komplexní experiment“. Data při něm získaná umožňují predikovat kdy, a zda vůbec, se smršťovací trhliny v betonu či prvku objeví. Finální porovnání všech testovaných betonů bylo provedeno pomocí autorem definovaného unikátního parametru tzv. kritického stupně omezení. Bylo prokázáno, že optimalizovaný vláknobeton je dvakrát odolnější proti vzniku smršťovacích trhlin, a dokonce během sledovaného období ve vláknobetonu trhliny vůbec nevznikly. Na základě získaných výsledků byly také odvozeny nové opravné součinitele pro reologický model B4, který s nově odvozenými koeficienty velmi dobře vystihuje skutečné chování speciálních betonů.

ABSTRACT

This doctoral thesis deals with the volume changes of structural concrete caused by its shrinkage. Great importance is given to the evaluation of concrete resistance against shrinkage cracking, too. A lot of physical and numerical experiments were carried out before results and conclusion of observed phenomena was publicized. The amount of physical tests and utilization rate of the experiments can be enlarged and intensified due to the usage of materials made of micro-concrete. Consequently, the design of concrete mixtures with the ordinary size of aggregate particle reflected the large knowledge obtained by micro-concrete. In this work, the effect of different fibres and its different amount was also researched. Finally, the optimized fibre concrete mixture was designed. During the testing, the unique method referred to as “Complex experiment” was developed. Obtained data from the Complex experiment allows predicting when the shrinkage cracks may occur. The final comparison between all tested materials made of concrete was performed by means of unique parameter referred to as “Critical degree of restraint”. It was proofed that the resistance of optimized fibre concrete against to shrinkage cracking is twice of ordinary concrete. Moreover, the shrinkage cracks did not occur in the developed fibre concrete during the observed period. Based on the obtained results the new scaling factors for the rheological model B4 were derived. Due to the new scaling factors, the model B4 describes the real behavior of special composite materials very well.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton, mikro-beton, vláknobeton, smršťování, smršťovací trhliny, optimalizace, komplexní experiment, kritický stupeň omezení, odolnost betonu, reologický model, model B4.

KEYWORDS

Concrete, micro-concrete, fibre concrete, shrinkage, shrinkage cracking, optimization, complex experiment, critical degree of restraint, concrete resistance, rheological model, model B4.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Ing. Lukáš ZVOLÁNEK. *Experimentální a numerická analýza reologických procesů v průběhu zrání betonu*. Brno, 2017. 146 s. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce prof. Ing. Ivailo Terzijski, CSc.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem disertační práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 1. 2. 2017

.....

Ing. Lukáš Zvolánek
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

V první řadě bych chtěl touto cestou poděkovat svému školiteli prof. Terzijskému za vedení mého doktorského studia a za cenný čas, který mně vždy ochotně věnoval nejen při výzkumné činnosti, ale také při publikační činnosti, a to zejména při publikování do zahraničí.

Další poděkování patří kolegům z katedry, jmenovitě Ing. Kadlecovi a Ing. Kratochvílovi, se kterými jsem dělal většinu experimentů publikovaných v této práci.

V neposlední řadě chci poděkovat za duševní podporu a toleranci své rodině, zejména manželce Terezii.

OBSAH

1	ÚVOD DO ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY	4
2	SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ	5
2.1	Proces smršťování.....	5
2.1.1	Chemické smršťování.....	6
2.1.2	Autogenní smršťování.....	6
2.1.3	Smršťování vysycháním	8
2.1.4	Plastické smršťování	9
2.1.5	Karbonatace.....	9
2.2	Základní vztahy pro predikci smršťování.....	9
2.2.1	Model podle ČSN EN 1992-1-1	10
2.2.2	Model B4	11
2.3	Vynucené napětí	16
2.3.1	Volné smršťování.....	16
2.3.2	Vázané smršťování.....	18
2.3.3	Vliv dotvarování betonu	22
2.4	Základní vztahy pro predikci dotvarování	23
2.4.1	Model podle ČSN EN 1992-1-1	23
2.4.2	Model B4	25
3	CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE.....	29
4	ZKOUMÁNÍ MIKRO-BETONŮ.....	30
4.1	Laboratorní a experimentální práce	31
4.1.1	Smršťování mikro-betonu.....	31
4.1.2	Volné smršťování mikro-betonu na válečcích	31
4.1.3	Volné smršťování mikro-betonu na trámci.....	34
4.1.4	Vázané smršťování mikro-betonu – Ring-test.....	35
4.1.5	Teplota mikro-betonu a okolního vzduchu	40
4.1.6	Pevnost mikro-betonu v tahu.....	41
4.1.7	Modul pružnosti	44
4.1.8	Výpočet vynuceného napětí.....	48

4.2	Mimořádné klimatické podmínky	49
4.2.1	Zohlednění vlivu vlhkosti vzduchu	51
4.2.2	Zohlednění vlivu teploty vzduchu	53
4.3	Materiály – mikro-betony	54
4.4	Výsledky zkoumání mikro-betonů	55
4.4.1	Komplexní experiment mikro-betonu MC-Ref	55
4.4.2	Komplexní experiment mikro-betonu MC-SRA	61
4.4.3	Komplexní experiment mikro-betonu MC-Opt	65
4.5	Poznatky a závěry z testování mikro-betonů	70
5	ZKOUMÁNÍ PLNOHODNOTNÝCH BETONŮ	71
5.1	Laboratorní a experimentální práce	72
5.1.1	Základní koncepce	72
5.1.2	Měření volného smršťování	72
5.1.3	Sledování vázaného smršťování pomocí Ring-testu	73
5.1.4	Pevnost betonu v tahu	75
5.1.5	Modul pružnosti	77
5.1.6	Výpočet vynuceného napětí	78
5.1.7	Testování vlivu vláken v betonu	87
5.2	Materiály – betony	88
5.3	Výsledky první fáze zkoumání betonů	91
5.3.1	Komplexní experiment betonu C-Ref	91
5.3.2	Komplexní experiment betonu C-Opt	97
5.3.3	Vývoj koeficientu stárnutí χ	102
5.4	Výsledky druhé fáze zkoumání betonů	103
5.4.1	Zpracovatelnost vláknobetonů	103
5.4.2	Rovnoměrnost rozmísení polypropylenových vláken	104
5.4.3	Mechanické vlastnosti vláknobetonů	105
5.4.4	Sledování vázaného smršťování vláknobetonů	106
5.4.5	Diskuse výsledků získaných při testování vlivu vláken v betonu	109
5.4.6	Komplexní experiment vláknobetonu C-Fiber	109
5.5	Poznatky a závěry z testování betonů	115

6	ODOLNOST BETONU PROTI VZNIKU SMRŠŤOVACÍCH TRHLIN	116
6.1	Porovnání zkoumaných betonů	118
7	UPŘESNĚNÍ REOLOGICKÝCH MODELŮ.....	120
7.1	Predikce smršťování.....	120
7.2	Predikce dotvarování	122
8	ZÁVĚRY Z ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY	128
9	LITERATURA	131
10	VLASTNÍ PUBLIKAČNÍ ČINNOST.....	134
11	SEZNAM OBRÁZKŮ	137
12	SEZNAM TABULEK.....	141
13	OZNAČENÍ VELIČIN	143
13.1	Latinská písmena.....	143
13.2	Řecká písmena.....	145

1 ÚVOD DO ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY

Tato disertační práce je ve své teoretické i experimentální části zaměřena na studium objemových změn konstrukčního betonu zapříčiněných jeho smršťováním a na vyhodnocení odolnosti betonu proti vzniku trhlin právě vlivem smršťování. V reálných konstrukcích je vždy objemovým změnám více či méně bráněno, a to se nutně projeví změnou napjatosti, a případně i vznikem trhlin. Smršťování probíhající za takových podmínek vyvolává vynucená tahová napětí (někdy nazývaná také jako residuální napětí) v betonu. Smršťování je doprovázeno dotvarováním betonu, které významně ovlivňuje úroveň vynucených napětí. Proces smršťování a dotvarování lze souhrnně nazvat jako reologické procesy.

Nejvýznamnější podíl na celkové míře smrštění má u mladého betonu autogenní smrštění. V delším časovém horizontu, též v závislosti na způsobu a míře ochrany betonu proti odpařování vody, převládá obvykle smrštění od vysychání. Překročí-li v určitém místě a čase napětí vyvolané smršťováním aktuální pevnost betonu v tahu, vznikne smršťovací trhlina. Smršťovací trhliny v betonu jsou přes velký pokrok v technologii stále závažným problémem. Trhliny (smršťovací, ale i jiného původu) nejenže degradují estetický vzhled konstrukcí, současně negativně ovlivňují integritu, trvanlivost a použitelnost betonových konstrukcí.

Konstrukce či konstrukční prvky jako jsou betonové kryty vozovek, mostovky a průmyslové podlahy jsou obzvláště náchylné ke vzniku smršťovacích trhlin, jelikož vykazují velké hodnoty vynucených napětí zapříčiněných smršťováním. Navíc, tyto konstrukce jsou často vystaveny agresivnímu prostředí, proto vznik smršťovacích trhlin snižuje jejich trvanlivost více, než by tomu bylo u konstrukce bez trhlin.

Na tomto místě je nutno zdůraznit, že v celé práci je uvažováno s napětím v betonu zapříčiněným výhradně jeho smršťováním. Změny napětí vlivem externího zatížení nebo vlivem teplotních změn nejsou součástí této disertační práce. Je také nutné poznamenat, že v práci není věnována žádná pozornost mikrotrhlinám, které běžně existují v cementové pastě i na rozhraní mezi cementovou maltou a kamenivem v důsledku zrání betonu. Při vhodném složení betonu a jeho ošetřování totiž nedojde k propojení těchto mikrotrhlin, a tedy nebude narušena integrita betonu a ten bude mít dostatečnou trvanlivost [1].

První část vlastní práce je zaměřena na studium smršťování a odpovídajících vynucených napětí u mikro-betonů (též nazývané jako cementová malta). Mikro-beton obsahuje vý-

razně vyšší podíl cementového tmelu než beton a výrazně menší maximální zrno kameniva. Při testování mikro-betonů byla navržena a odladěna unikátní metodika tzv. *komplexní experiment*.

Druhá část práce popisuje numerickou a experimentální analýzu reologických procesů u plnohodnotných betonů s běžným zrnem kameniva. Získané poznatky na úrovni mikro-betonů byly aplikovány při zkoumání betonů s reálným zrnem kameniva. Byla zde využita a dále rozšířena metodika komplexního experimentu navržená při zkoumání mikro-betonů. Současně s betony byl také testován vliv vláken na odolnost betonu proti vzniku smršťovacích trhlin.

V třetí části práce je provedeno finální porovnání testovaných betonů pomocí autorem definovaného tzv. „kritického stupně omezení“ (*critical degree of restraint*) – ψ_{cr} .

Čtvrtá a poslední odborná část disertační práce obsahuje porovnání naměřených hodnot smršťování a dotvarování vyvinutých speciálních betonů s reologickým modelem podle Eurokódu 2 a modelem B4. Byla navržena úprava modelu B4 tak, aby přesněji vystihoval skutečné chování zkoumaných betonů.

2 SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ

Během zrání betonu probíhají komplikované chemické reakce vody s cementem, jejichž souhrn je označován jako hydratace cementu. Díky ní beton přechází z plastické hmoty, která je snadno zpracovatelná, do materiálu pevného a mechanicky odolného [1]. Hydratace způsobuje objemové změny betonu i změny dalších fyzikálních a ryze mechanických vlastností betonu. Tyto změny mají rozhodující vliv na kvalitu struktury vzniklého betonu, případně i na to, zda, a do jaké míry bude beton porušen trhlinami. Porušení betonu trhlinami v jeho raném stádiu zrání je v současné době stále závažným problémem. Pokud je betonu bráněno volně se deformovat, vznikají v něm vynucená napětí (v případě smršťování jsou to napětí tahová). Navíc, v rané fázi zrání je pevnost betonu relativně malá, a ten je proto náchylný ke vzniku trhlin. Ve struktuře betonu dochází během jeho zrání k soupeření vývoje tahového napětí s nárůstem tahové pevnosti. Ekvivalence těchto veličin predikuje okamžik vzniku smršťovací trhliny.

2.1 PROCES SMRŠŤOVÁNÍ

Komplexní proces smršťování je nevyhnutelným projevem zrání běžného betonu v běžných podmínkách. Aby bylo možné se vyvarovat vzniku trhlin vlivem smršťování, je po-

třeba nejdříve pochopit fyzikální podstatu tohoto procesu. Smršťování je proces, kdy dochází ke kontrakci betonu za určitý časový úsek, přičemž smrštění je určitá hodnota této kontrakce. Smršťování lze tedy vyjádřit jako závislost smrštění na čase. Při ukládání betonu do bednění je v něm obecně obsaženo více vody, než je nutné pro hydrataci cementu, a to z potřeby určité zpracovatelnosti čerstvého betonu. K procesu smršťování pak dochází jednak z důvodu ztráty této přebytečné vody vysycháním a jednak jako důsledek obecného průběhu hydratační reakce. Navíc, beton je podroben objemovým změnám také vlivem karbonatačních reakcí.

Podle příčiny (nikoli podle intenzity či významu) lze smršťování rozdělit následovně:

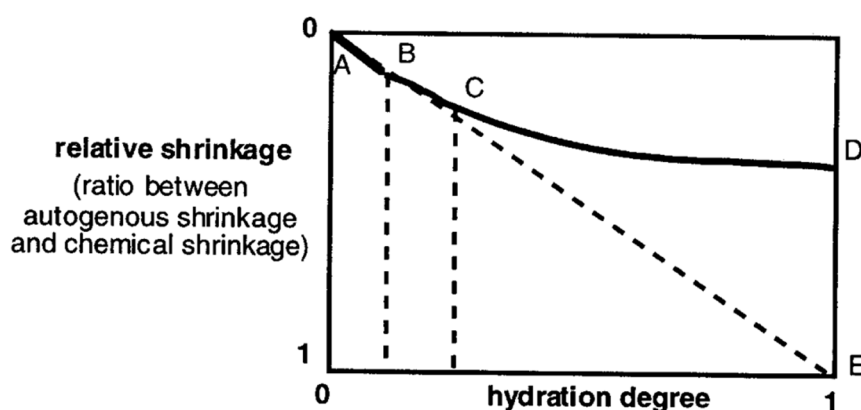
- Chemické smršťování,
- autogenní smršťování,
- smršťování vysycháním,
- plastické smršťování,
- smršťování způsobené karbonatací.

2.1.1 Chemické smršťování

Chemické smršťování označuje interní objemovou redukci, jež je zapříčiněna rozdílem absolutního objemu hydratačních produktů (je menší) a objemu komponent do reakce vstupujících (cement, voda). Rychlost reakce je nepřímo úměrná stupni hydratace. Při ukončení hydratačních reakcí se chemické smršťování zastaví. Na Obr. 2.1 je znázorněn vztah mezi chemickým a autogenním smrštěním v závislosti na čase.

2.1.2 Autogenní smršťování

Autogenní smršťování je vnější objemová či lineární změna cementového systému, která nastává za podmínek bez možnosti výměny vlhkosti s okolím (tj. při tzv. uzavřeném ošetřování). Autogenní smršťování je způsobeno chemickým smrštěním a obě smrštění jsou zhruba ekvivalentní v době, kdy se cementový systém chová přibližně jako kapalina [2], viz Obr. 2.1.



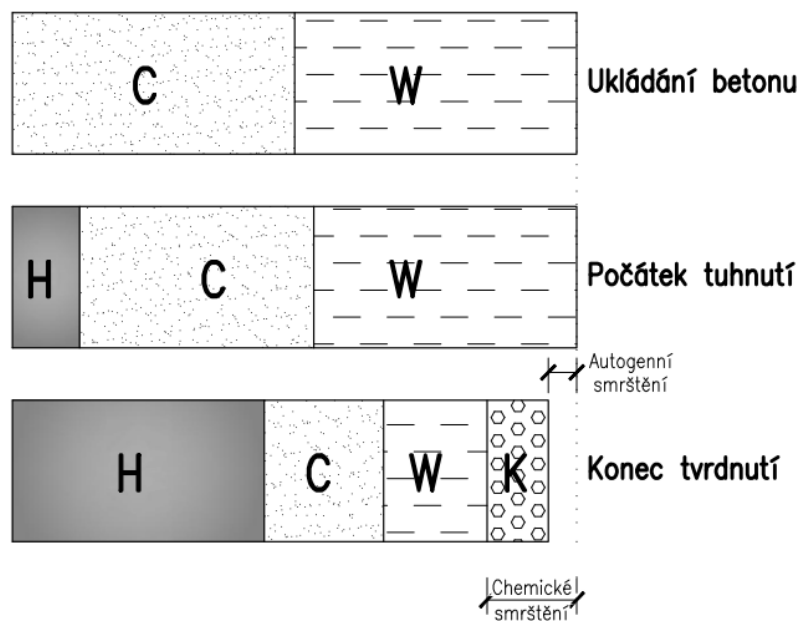
Obr. 2.1 Relativní vývoj autogenního smrštění v závislosti na stupni hydratace [Holt 2001]

Ihned po smíchání vody s cementem, kdy je čerstvý beton stále tekutý, je autogenní smrštění přímo úměrné stupni hydratace (mezi AB), tzn. že autogenní smrštění je způsobeno pouze chemickými reakcemi uvnitř cementového gelu. Po tekuté fázi se začne formovat skelet a cementový gel je schopen odolávat části chemického smrštění (mezi BC). Za bodem C má beton určitou tuhost a autogenní smrštění už není téměř ovlivněno chemickým smrštěním, ale je způsobeno samovysycháním (proto je někdy autogenní smršťování nazýváno jako samovysychání).

Samovysychání je snižování obsahu vnitřní chemicky nevázané vody uzavřeného systému, v němž jsou generovány prázdné póry. To nastává, jako důsledek chemického smrštění v době, kdy matrice pasty již vytvořila dostatečně tuhý samonosný skelet [2]. Při hydrataci cementu je odčerpávána voda z větších kapilár, čímž dochází v kapilárním systému k tvorbě menisků. Ty se objevují ve stále užších kapilárách, mají menší poloměr a silněji přitahují stěny kapilár k sobě. Smrštění je podobné, jako když beton vysychá [2].

K samovysychání dochází postupně v celém objemu vodou neošetřovaném betonu homogenním způsobem, pokud jsou cementová zrna v objemu betonu rovnoměrně rozložena [2].

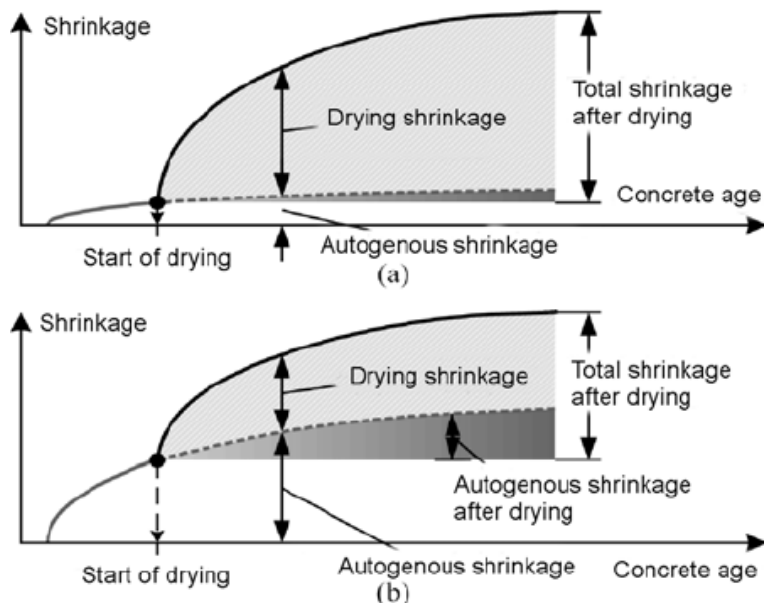
Velikost autogenního smrštění roste s klesající hodnotou vodního součinitele. Proto nabývá významných hodnot u vysokopevnostních betonů, které mají nízkou hodnotu vodního součinitele, viz Obr. 2.3.



Obr. 2.2 Grafické znázornění chemického a autogenního smrštění
 (C = nehydratovaný cement, W = voda, H = hydratační produkty, K = kapiláry) [2]

2.1.3 Smršťování vysycháním

Smršťování vysycháním je vyvoláno úbytkem vody ve ztuhlém betonu v důsledku odpařování záměsové vody z povrchu betonu [2]. Princip je podobný jako u samovysychání popsaného dříve, jiná je jen příčina ztráty vody.



Obr. 2.3 Velikost autogenního smršťování a smršťování vysycháním (převzato z [26])
 (a) pro beton běžné pevnosti; (b) vysokopevnostní beton

2.1.4 Plastické smršťování

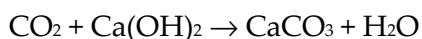
Plastické smrštění nastává, když je beton ještě v plastickém stavu (odtud jeho název) a přitom se může z jeho povrchu odpařovat voda. Plastické smrštění (primárně odpařováním) může být vyvoláno působením větru, nízkou relativní vlhkostí vzduchu, vysokou okolní teplotou nebo kombinací všech tří faktorů [1]. Voda se v naznačených podmínkách vypařuje z povrchu betonu rychleji, než může být nahrazována přebytečnou vodou migrující betonem směrem k jeho povrchu. V primárně zavodněných kapilárách betonu tak vznikají přetržky ohraničené menisky vody/vodného roztoku. Právě povrchové napětí v těchto meniscích vyvolává ve svých důsledcích silové působení vedoucí ke kontrakci betonu.

Podobný projev jako plastické smršťování má jev smršťování „sednutí“ čerstvého betonu. Příčinou zde nejsou kapilární síly, ale gravitační působení na čerstvý beton. Přitom může docházet ke změně objemu v důsledku dohutňování betonu nebo jen k přetvoření sledovaného betonu bez celkové objemové změny. Sednutí může být bráněno výztužnými vložkami, a tím vzniká tahové napětí a možnost vzniku trhliny v čerstvém betonu [3].

Obecně, při vhodném návrhu složení betonu, pečlivém ošetřování a kvalitně provedeném ztuhnutí čerstvého betonu v bednění je plastické smršťování eliminováno.

2.1.5 Karbonatace

Karbonatace (někdy karbonizace) je reakce oxidu uhličitého, který je obsažen ve vzduchu, a hydroxidu vápenatého, který vzniká hydratačním procesem cementu:



Reakce způsobuje zejména snížení pH betonu, které negativně ovlivňuje zejména trvanlivost železobetonu – beton přestává chránit výztuž proti korozi. Karbonatace je i příčinou určitého smrštění betonu, které je však z hlediska celkové velikosti smrštění nevýznamné. Proto tomuto smrštění nebude dále věnována pozornost.

2.2 ZÁKLADNÍ VZTAHY PRO PREDIKCI SMRŠŤOVÁNÍ

V současné době existuje několik modelů pro predikci jak autogenního smršťování, tak i smršťování vysycháním. V této práci jsou naměřené hodnoty smršťování srovnány s následujícími reologickými modely:

- Model uvedený v ČSN EN 1992-1-1 (Eurokód 2) [14],
- model B4 [16].

V České republice je pravděpodobně nejvíce používán model uvedený v platné normě – ČSN EN 1992-1-1 (Eurokód 2). Model B4, vyvinutý prof. Bažantem a jeho týmem [16], je nejnovější a současně nejsložitější predikční model popisující viskoelastické vlastnosti betonu zahrnující vlivy dotvarování, smršťování a jejich kombinaci.

2.2.1 Model podle ČSN EN 1992-1-1

Celková míra poměrného přetvoření od smršťování (ε_{cs}) se určí jako součet autogenního smrštění (ε_{ca}) a smrštění od vysychání (ε_{cd}):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}. \quad (2.1)$$

Vývoj poměrného přetvoření od smrštění vysycháním v čase vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (2.2)$$

kde součinitel k_h zohledňuje tvar průřezu smršťujícího prvku (závisí na tzv. náhradní tloušťce h_0), $\varepsilon_{cd,0}$ je hodnota základního poměrného přetvoření od smršťování vysycháním v čase ∞ , $\beta_{ds}(t, t_0)$ je funkce popisující průběh smrštění od vysychání v čase, t_0 je stáří betonu na začátku smršťování vysycháním (obvykle je to na konci ošetřování betonu).

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t - t_0)}{(t - t_0) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}, \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 [MPa]}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (2.4)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100 [\%]} \right)^3 \right], \quad (2.5)$$

$$h_0 = 2A_c / u_0. \quad (2.6)$$

Parametr β_{RH} zohledňuje vliv aktuální vlhkosti vzduchu okolního prostředí, f_{cm} je průměrná pevnost betonu v tlaku, součinitel α_{ds1} a α_{ds2} zohledňuje vliv použité třídy cementu, A_c je plocha průřezu, u_0 je část obvodu průřezu vystavená vysychání.

Vývoj poměrného přetvoření od autogenního smrštění v čase vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(t_\infty), \quad (2.7)$$

Kde $\varepsilon_{ca}(t_\infty)$ je hodnota autogenního smrštění v čase ∞ , $\beta_{as}(t)$ je funkce popisující vývoj autogenního smrštění v čase.

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2\sqrt{t}}. \quad (2.8)$$

Celková hodnota smrštění v čase t reflektuje následující vlivy:

- 28denní pevnost betonu v tlaku,
- tvar smršťujícího se průřezu,
- druh použitého cementu (třída N, R, S dle čl. 3.1.2 normy [14]),
- vliv relativní vlhkosti vzduchu okolního prostředí,
- dobu ošetřování betonu.

Model ČSN EN 1992-1-1 postrádá zohlednění vlivu přísad a příměsí, které jsou v současné době často používané při výrobě betonů. Model také neposkytuje jakékoliv vztahy pro jeho zpřesnění na základě laboratorního měření.

2.2.2 Model B4

V úvodu je nutno podotknout, že označení některých veličin (zde uvedených) nekoresponduje s označením veličin v [16], protože určité symboly byly již použity v modelu ČSN EN 1992-1-1 s jiným významem.

Průměrné celkové smrštění betonového prvku je zde dáno součtem autogenního smrštění a smrštění od vysychání, viz rovnice (2.1).

Smrštění vysycháním vyplývá z následujícího výrazu (pro teplotu okolního prostředí 20 °C):

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\varepsilon_{cd,0} \cdot k_{\varepsilon a} \cdot \frac{E_{cm}(t=607)}{E_{cm}(t_0 + \tau_{sh})} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds}(t, t_0), \quad (2.9)$$

kde součinitel $k_{\varepsilon a}$ zohledňuje typ použitého kameniva, $E_{cm}(t)$ je sečnový modul pružnosti v čase t , τ_{sh} je poločas smršťování ve dnech.

$$\varepsilon_{cd,0} = \varepsilon_{cem} \left(\frac{a/c}{6} \right)^{p_{\varepsilon a}} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{\varepsilon w}} \cdot \left(\frac{6.5c}{2350} \right)^{p_{\varepsilon c}}, \quad (2.10)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} 1 - (RH)^3 & \dots \quad RH \leq 98\% \\ 12.94(1 - RH) - 0.2 & \dots \quad 98\% < RH \leq 1' \end{cases} \quad (2.11)$$

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \tanh \sqrt{\frac{t}{\tau_{sh}}}, \quad (2.12)$$

$$\tau_{sh} = \tau_0 \cdot k_{\tau a} \left(k_s \frac{h_0}{1mm} \right)^2, \quad (2.13)$$

$$\tau_0 = \tau_{cem} \left(\frac{a/c}{6} \right)^{p_{\tau a}} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{\tau w}} \cdot \left(\frac{6.5c}{2350} \right)^{p_{\tau c}}, \quad (2.14)$$

kde a/c je hmotnostní poměr kameniva k cementu v betonu, w/c je vodní součinitel, c je množství cementu, $k_{\tau a}$ je opravný součinitel podle typu použitého kameniva, k_s je součinitel zohledňující geometrii prvku. Parametry ε_{cem} , τ_{cem} , $p_{\varepsilon a}$, $p_{\varepsilon w}$, $p_{\varepsilon c}$ zohledňují třídu použitého cementu.

Tabulka 2.1 Parametry pro smršťování od vysychání závislé na třídě cementu podle B4 [16]

Parametr	N	R	S
τ_{cem}	0.016	0.08	0.01
$p_{\tau a}$	-0.33	-0.33	-0.
$p_{\tau w}$	-0.06	-2.40	3.55
$p_{\tau c}$	-0.10	-2.70	3.80
ε_{cem}	360×10^{-6}	860×10^{-6}	410×10^{-6}
$p_{\varepsilon a}$	-0.80	-0.80	-0.80
$p_{\varepsilon w}$	1.10	-0.27	1.00
$p_{\varepsilon c}$	0.11	0.11	0.11

$$k_s = \begin{cases} 1.00 & \text{pro nekonečnou desku} \\ 1.15 & \text{pro nekonečný válec} \\ 1.25 & \text{pro nekonečný trámec} \\ 1.30 & \text{pro kouli} \\ 1.55 & \text{pro krychli} \end{cases} \quad (2.15)$$

Tabulka 2.2 Vliv kameniva podle B4 [16]

Kamenivo	$k_{\tau a}$	$k_{\varepsilon a}$
Diabas	0.06	0.76
Křemen	0.59	0.71
Vápenec	1.80	0.95
Pískovec	2.30	1.60
Žula	4.00	1.05
Křemenný diorit	15.0	2.20
Ostatní	1.00	1.00

Velikost autogenního smrštění je dána následujícím výrazem:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(t_{\infty}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\tau_{au}}{t} \right)^{\alpha} \right]^{r_t}, \quad (2.16)$$

$$\alpha = r_{\alpha} \left(\frac{w/c}{0.38} \right), \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{ca}(t_{\infty}) = -\varepsilon_{au, cem} \left(\frac{a/c}{6} \right)^{r_{\varepsilon a}} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{r_{\varepsilon w}}, \quad (2.18)$$

$$\tau_{au} = \tau_{au, cem} \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{r_{\tau w}}, \quad (2.19)$$

Kde τ_{au} je poločas autogenního smršťování ve dnech a parametry $\varepsilon_{au, cem}$, $\tau_{au, cem}$, $r_{\varepsilon a}$, $r_{\varepsilon w}$, $r_{\tau w}$, r_t zohledňují třídu použitého cementu.

Tabulka 2.3 Parametry pro autogenní smršťování závislé na třídě cementu podle B4 [16]

Parametr	N	R	S
$\tau_{au, cem}$	1.00	41.0	1.00
$r_{\tau w}$	3.00	3.00	3.00
r_t	-4.50	-4.50	-4.50
r_{α}	1.00	1.40	1.00
$\varepsilon_{au, cem}$	210×10^{-6}	-84.0×10^{-6}	0×10^{-6}
$r_{\varepsilon a}$	-0.75	-0.75	-0.75
$r_{\varepsilon w}$	-3.50	-3.50	-3.50

Model B4 umožňuje pro predikci smršťování zahrnout vliv přísad podle následující tabulky. Je nutné ale zdůraznit, že uvedené hodnoty nemusí zcela reflektovat reálné reologické chování betonu, protože jednotlivé přísady jsou dostupné od několika výrobců a mohou mít rozdílnou velikost účinku. Dalším zdrojem nepřesností je použití několika přísad současně. Jejich interakce může také ovlivňovat objemové změny.

Tabulka 2.4 Vliv přísad na průběh smršťování podle B4 [16]

Příspěvek (% z cementu)	$\chi \tau_{cem}$	$\chi \varepsilon_{au,cem}$	χr_{ew}	χr_{α}
Re(≤ 0.5), Fly(≤ 15)	6.00	0.58	0.50	2.60
Re($> 0.5, \leq 0.6$), Fly(≤ 15)	2.00	0.43	0.59	3.10
Re($> 0.5, \leq 0.6$), Fly($> 15, \leq 30$)	2.10	0.72	0.88	3.40
Re($> 0.5, \leq 0.6$), Fly(> 30)	2.80	0.87	1.60	5.00
Re(> 0.6), Fly(≤ 15)	2.00	0.26	0.22	0.95
Re(> 0.6), Fly($> 15, \leq 30$)	2.10	1.10	1.10	3.30
Re(> 0.6), Fly(> 30)	2.10	1.10	0.97	4.00
Fly(≤ 15), Super(≤ 5)	0.32	0.71	0.55	1.71
Fly(≤ 15), Super(> 5)	0.32	0.55	0.92	2.30
Fly($> 15, \leq 30$), Super(≤ 5)	0.50	0.90	0.82	1.25
Fly($> 15, \leq 30$), Super(> 5)	0.50	0.80	0.80	2.81
Fly(> 30), Super(≤ 5)	0.63	1.38	0.00	1.20
Fly(> 30), Super(> 5)	0.63	0.95	0.76	3.11
Super(≤ 5), Silika(≤ 8)	6.00	2.80	0.29	0.21
Super(≤ 5), Silika(> 8)	3.00	0.96	0.26	0.71
Super(> 5), Silika(≤ 8)	8.00	1.95	0.00	1.00
Silika(≤ 8)	1.90	0.47	0.00	1.20
Silika($> 8, \leq 18$)	2.60	0.82	0.00	1.20
Silika(> 18)	1.00	1.50	5.00	1.00
AEA(≤ 0.05)	2.30	1.10	0.28	0.35
AEA(> 0.05)	0.44	4.28	0.00	0.36
WR(≤ 2)	0.50	0.38	0.00	1.90
WR($> 2, \leq 3$)	6.00	0.45	1.51	0.30
WR(> 3)	2.40	0.40	0.68	1.40

Re = retardační přísada, Super = superplastifikátor, Fly = popílek, Silika = křemičitý úlet, AEA = pro-
 vzdušňovací přísada, WR = plastifikátor

Model smršťování může být aktualizován (zpřesněn) na základě extrapolace krátkodobého měření v délce alespoň 1 měsíc [28]. Nicméně sledování pouze objemových změn není dostačující, protože nelze určit finální hodnotu smrštění, a tedy ani poločas smršťování na základě krátkodobého sledování. Tato nejistota může být významně eliminována při současném sledování relativních hmotnostních úbytků betonových vzorků v čase, protože smršťování a hmotnostní úbytky jsou na sobě vzájemně závislé. Navíc, poločas smršťování a poločas hmotnostních úbytků jsou zhruba stejné, viz (2.23). Na rozdíl od poločasu smršťování, poločas hmotnostního úbytku lze vypočítat i při krátkodobém sledování, jelikož můžeme určit konečnou hodnotu hmotnostního úbytku na vysušeném vzorku [28]. Navržený postup aktualizace predikce smršťování byl již popsán v modelu B3 [28].

Aktualizovaná celková míra smrštění ε_{cd}^* lze určit podle výrazu:

$$\varepsilon_{cd}^*(t) = p_6 \cdot \varepsilon_{cd}(t), \quad (2.20)$$

Kde, ε_{cd} je hodnota smrštění vypočtená podle modelu B3 [28].

$$p_6 = \frac{\sum_i \varepsilon'_{cd,i} \cdot \varepsilon_{cd,i}}{\sum_i \varepsilon_{cd,i}^2}, \quad (2.21)$$

kde dále ε'_{cd} jsou naměřené hodnoty celkového smrštění.

Konečná hodnota hmotnostního $\Delta m_{\infty}(RH)$ úbytku při relativní vlhkosti okolního prostředí (vzduchu) RH je vyjádřena následujícím výrazem [28]:

$$\Delta m_{\infty}(RH) \approx 0.75 \left[1 - \left(\frac{RH}{0.98} \right)^3 \right] \Delta m_{\infty}(0), \quad (2.22)$$

kde $\Delta m_{\infty}(0)$ je konečná hodnota hmotnostního úbytku po vysušení vzorku.

Místo poločas smršťování podle rovnice (2.13) lze určit „zpřesněný“ poločas smršťování τ_{sh}^{**} podle výrazu [28]:

$$\tau_{sh}^{**} = 1.25 \tau_w, \quad (2.23)$$

$$\tau_w = \frac{\sum_j (t_j - t_0) \psi_j}{\sum_j \psi_j^2}, \quad (2.24)$$

$$\psi_j = \left[\tanh^{-1} \left(\frac{\Delta m_j}{\Delta m_{\infty}(RH)} \right) \right]^2, \quad (2.25)$$

kde Δm_j jsou naměřené hodnoty relativních hmotnostních úbytků v časech t_j ($j = 1, 2, \dots$). Zpřesněný poločas smršťování se následně implementuje do modelu B3 pro predikci smršťování.

Celková hodnota smrštění v čase t reflektuje následující vlivy:

- Modul pružnosti betonu,
- tvar smršťujícího průřezu,
- druh použitého cementu (třída N, R, S dle čl. 3.1.2 normy [14]),
- množství základních komponent betonu,
- typ kameniva,

- množství a určité druhy použitých speciálních přísad nebo příměsí,
- vliv relativní vlhkosti vzduchu okolního prostředí,
- dobu ošetřování betonu.

Je zřejmé, že model B4 pro predikci smršťování je komplexnější než model ČSN EN 1992-1-1. Navíc, B4 umožňuje svoji aktualizaci na základě krátkodobého sledování. To, zda vystihuje lépe reálné chování betonových prvků je řešeno v této disertační práci. Model B4 pro predikci smršťování nezahrnuje vliv prostismršťovací a expanzní přísady, které významně ovlivňují průběh smršťování. Proto byl v této práci vliv těchto přísad zkoumán a Tabulka 2.4 je dále doplněna nově odvozenými korekčními součiniteli.

2.3 VYNUCENÉ NAPĚTÍ

Účinek vynuceného napětí vyvolaný objemovými změnami se projeví v betonu pouze tehdy, pokud je prvek bráněn volně se deformovat. V takovém případě se hovoří o vázaném smršťování. V opačném případě, kdy není betonu bráněno volně se deformovat, se jedná o volné smršťování. Hodnota vynuceného napětí je přímo úměrná velikosti volného smrštění, stupni jeho omezení a odpovídající hodnotě modulu pružnosti [29]. Do procesu navíc vstupuje dotvarování, respektive relaxace, betonu. Zatímco smršťování způsobuje nárůst vynucených napětí, dotvarování snižuje hladinu těchto napětí důsledkem relaxace betonu [6]. Pro vyhodnocení vynuceného napětí, kterým se tato práce zabývá, je nezbytné znát celkovou míru smrštění pro vyhodnocovaný okamžik. Jinými slovy, není důležité, jaký je přesný poměr mezi jednotlivými druhy smršťování, ale je nutné znát jejich součet, který určuje hladinu vynucených napětí. Další text bude proto pojednávat pouze o celkové hodnotě smrštění.

2.3.1 Volné smršťování

Volné smršťování je jedním z klíčových parametrů, který vstupuje do predikce vzniku smršťovací trhliny. Navíc, na základě průběhu smrštění v čase a jeho absolutní hodnoty lze porovnávat kvalitu návrhu betonu z hlediska redukce míry smrštění. Z těchto důvodů je nezbytné volné smršťování relevantně pozorovat, zaznamenávat a vyhodnocovat.

Existuje několik způsobů měření celkového smrštění. Princip navržených a publikovaných metodik je v podstatě stejný, a to takový, že musí být umožněná volná deformace betonu, která je kontinuálně zaznamenávána, a to ihned po uložení čerstvého betonu. Vzorek se tedy může smršťovat, aniž by v něm vznikalo nějaké napětí. V průběhu provádění experimentu je vhodné udržovat stabilní podmínky okolního prostředí (tj. teplota a relativní vlhkost vzduchu) a zároveň je zaznamenat. Na teplotě je závislá rychlost hydratace, a tedy i

rychlost zrání betonu. Teplota také ovlivňuje hodnotu relativní vlhkosti vzduchu, která významně ovlivňuje smršťování vysycháním. V odborné literatuře pojednávající o objemových změnách se většinou vždy specifikují podmínky, za kterých smršťování probíhalo. Nicméně k porovnávání smršťování jednotlivých druhů betonů to nestačí. Srovnávat se může pouze srovnatelné, tedy ekvivalentní hodnoty smršťování testovaných betonů při referenční relativní vlhkosti a teplotě okolního prostředí. Identické podmínky okolního prostředí není možné vždy v reálných podmínkách dodržet. Ty se totiž odvíjí od aktuálního počasí a od místa uložení vzorků. Proto se musí zavést určitá opatření eliminující různorodost okolního prostředí. Autorem navržená opatření jsou součástí navržené metodiky komplexního experimentu.

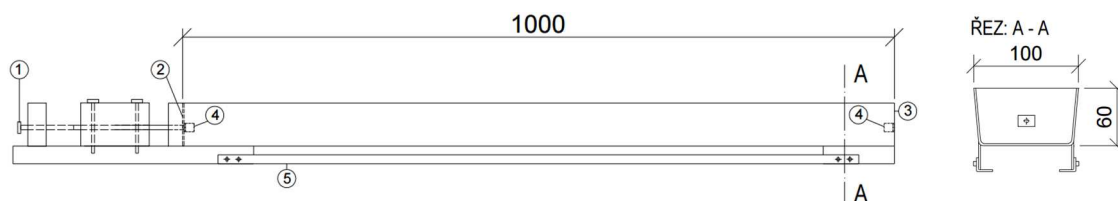
Jedním ze způsobů měření volného smršťování je postup navržený již dříve na VUT-FAST. Zde jsou poměrné deformace měřeny pomocí strunových tenzometrů typu TSR/5.5/T na speciálně upravených vzorcích o rozměrech 100 x 100 x 400 mm. Změny deformací zkušebních těles jsou přenášeny do tenzometrů přes kotevní destičky zalité do betonu již při jeho výrobě, Obr. 2.4. Čerstvě uložený beton je ihned po zhutnění překryt nepropustnou fólií. Při dosažení manipulační pevnosti (obvykle po 24 hodinách) je zkušební těleso odformováno, osazeno strunovými tenzometry a uloženo do vody. Po určité době (obvykle po 7 dnech od jeho výroby) je vzorek umístěn na liniové podpory a ponechán smršťovat v klimatizované laboratoři. Podmínky jeho ošetřování by měly odpovídat reálným podmínkám na stavbě. Obvykle se v klimatizované laboratoři udržuje teplota 20 ± 2 °C a relativní vlhkost vzduchu 60 ± 5 %.



Obr. 2.4 Volné smršťování na trámci

Nevýhodou této metodiky je nemožnost měření objemových změn do doby odformování. V této fázi se projevuje zejména autogenní smršťování (v případě vodního uložení). Jeho průběh se může pouze odhadovat, což může vést k zásadním odchylkám od skutečnosti.

Nemožnost měření smršťování ihned po výrobě záměsi eliminuje měření smršťování ve žlabu [8], Obr. 2.5. Měřicí žlab sestává z koryta, pevného a posuvného čela. Pro minimalizaci tření mezi betonem a žlabem se používá neoprénová fólie. Prakticky ihned po uložení čerstvého betonu se začne zaznamenávat deformace posuvného čela pomocí indukčního snímače (krátkodobé sledování). Jakmile beton dosáhne manipulační pevnosti, vyjme se ze žlabu a dlouhodobé sledování se provádí pomocí měřících terčů přilepených na horním povrchu nebo zabetonovaných do vyrobeného tělesa.



Obr. 2.5 Volné smršťování ve žlabu [8]

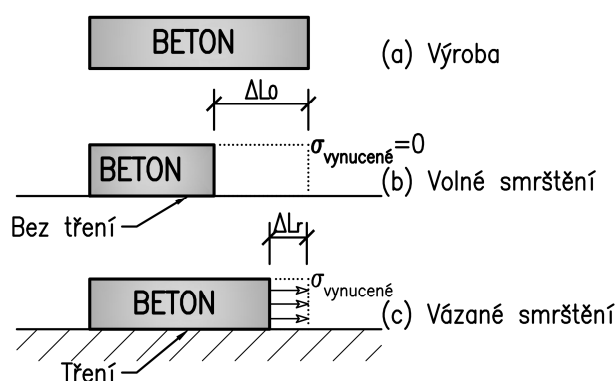
Nevýhodou tohoto měření smršťování ve žlabu je fakt, že nelze zcela vyloučit tření mezi betonem a formou do doby vyjmutí zkušebního tělesa ze žlabu.

Vzhledem k výše uvedenému byla v rámci této práce navržena vlastní metodika co nejpřesnějšího měření volného smršťování, a to ihned po vyrobení záměsi.

2.3.2 Vázané smršťování

Velikost vázaného smrštění zdaleka nedosahuje takových hodnot jako v případě volného smršťování, protože je prvek bráněno volně se deformovat. Rozdíl těchto hodnot je závislý na tuhosti a množství omezujících vazeb (např. na okrajových podmínkách, vyztužení prvku, aj.) a na geometrii a rozměrech vzorku a také na třídě použitého betonu [4]. Rozdíl mezi volným a vázaným smršťováním může být kvantifikován pomocí stupně omezení při smršťování (*degree of restraint*).

Pojem stupeň omezení je ilustrován na Obr. 2.6. Beton je ihned po výrobě ještě tekutý, a tedy dobře zpracovatelný. Tuto fázi reprezentuje Obr. 2.6 (a). Beton zatím nemá žádnou pevnou strukturu, která by držela stabilně tvar konstrukce. Proto jsou veškeré objemové změny kompenzovány změnou pozice částic betonu a nevzniká v něm žádná napjatost [2]. Smršťování z hlediska tvorby trhlin není v této fázi významné. Teprve po určité době se vlivem hydratačního procesu začne v betonu formovat nosný skelet a beton se dále smršťuje. Délková změna volného smrštění v této fázi zrání betonu, kdy mu není bráněno se deformovat, je zobrazena na Obr. 2.6 (b). V případě, že existují vazby bránící betonu volně se smršťovat, délkové změny nedosahují takových hodnot jako v případě volného smrštění, a tím vzniká vynucené napětí – Obr. 2.6 (c).



Obr. 2.6 Schématické zobrazení volného a vázaného smrštění

Stupeň omezení ψ lze obecně definovat následovně [4]:

$$\psi = \frac{\Delta L_0 - \Delta L_r}{\Delta L_0} = 1 - \frac{\Delta L_r}{\Delta L_0}, \quad (2.26)$$

kde ΔL_0 je hodnota volného smrštění a ΔL_r je hodnota vázaného smrštění. V případě jednoose omezené deformace prvku lze stupeň omezení předpokládat následovně [4], [5]:

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{A_c E_{cm}}{A_F E_F}}, \quad (2.27)$$

kde A_c je plocha průřezu betonového prvku (který se smršťuje), E_{cm} je modul pružnosti betonu, A_F a E_F je plocha a modul pružnosti omezujícího prvku (například betonářské výztuže nebo podloží). Z uvedeného vyplývá, že ψ může nabývat hodnot mezi 0 a 1 (při dokonale tuhém upnutí se rovná 1 a v případě volného smršťování je stupeň omezení roven 0).

Velkou výhodou sledování vázaného smršťování je fakt, že lze fyzicky zaznamenat, zda a v jaké fázi zrání, v betonu vzniknou či nevzniknou smršťovací trhliny. Stáří vzorku při vzniku trhliny a průběh vázaného smršťování jsou ukazatelem materiálové odolnosti proti vzniku trhlin při vázaném smršťování. Měření vázaného smršťování lze využít jako komparativní zkoušku, upřesňující existující modely pro predikci vzniku smršťovacích trhlin.

Při experimentálním měření vázaného smrštění může být jeho omezení pasivní nebo aktivní.

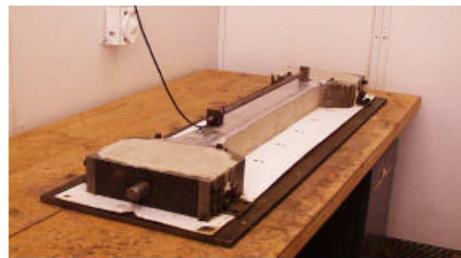
Metodiku sledování vázaného smršťování s aktivním omezením jednoosého prvku vyvinul Kovler [7] a dále byla rozvinuta ve studii [6]. V průběhu zkoušky se sleduje trámec délky

¹Pro beton uložený na skalním podloží lze uvažovat A_F maximálně jako $2.5A_c$ [5].

1 m a průřezu 76.6 x 76.6 mm. Podstata spočívá v měření dvou identických vzorků, přičemž jeden smršťuje volně – Obr. 2.7 (b) a ten druhý podléhá vázanému smršťování – Obr. 2.7 (a). Omezení smrštění je provedeno uzavřenou zatěžovací smyčkou tak, že jakmile přetvoření vzorku dosáhne hodnoty $5 \mu\text{m/m}$, vzorek je zatížen silou pomocí pohonu, která vzorek vrátí zpět na jeho původní délku. Z toho vyplývá, že stupeň omezení je roven 1. To je velmi přísné kritérium, které v praxi může nastat pouze ojediněle.



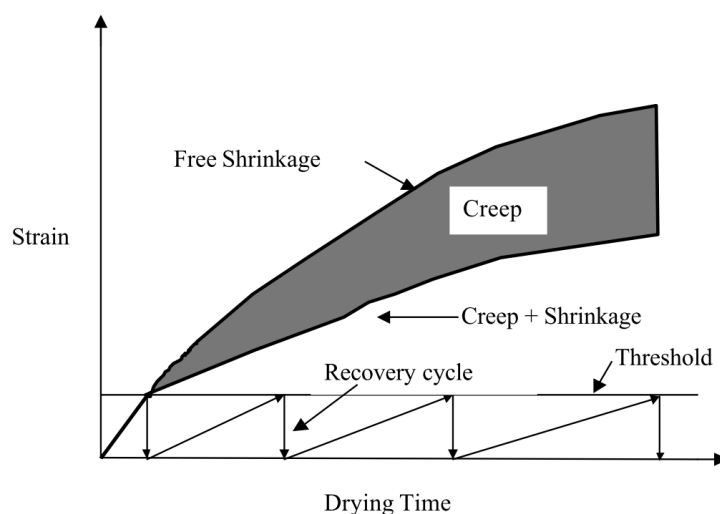
(a)



(b)

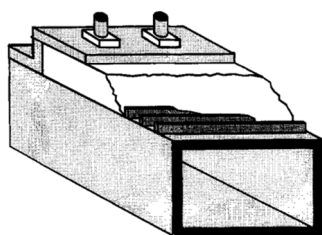
Obr. 2.7 Vázané smršťování s jeho aktivním omezením [Altoubat & Lange 2001]

V současné době lze pouze pomocí tohoto testu stanovit vývoj dotvarování betonu v tahu při namáhání smršťováním, které významně ovlivňuje hladinu vynucených napětí. Dotvarování vzorku lze stanovit z porovnání volného smršťování a vázaného smršťování. Na Obr. 2.8 je zobrazeno, jak lze vývoj dotvarování v tahu vypočítat. Volné smršťování je zde měřeno pomocí volně smršťujícího vzorku a vázané smršťování vychází ze zatěžovacích cyklů, kterými je vzorek zatěžován tak, aby zachoval svoji původní délku. Tedy, každý cyklus mezi zatěžováním se skládá z přetvoření od smršťování a dotvarování, která jsou eliminována okamžitým pružným přetvořením pomocí tahové síly vyvolané zatěžovacím pohonem. Sumace pružných přetvoření v čase (jejich kumulace) určuje míru přetvoření od kombinace smršťování a dotvarování [6], [7]. Jelikož je míra smrštění známá, lze stanovit průběh dotvarování betonu v tahu při namáhání smršťováním.



Obr. 2.8 Dotvarování vypočtené z měření volného a vázaného smršťování s aktivním omezením (převzato z [6])

Jednodušším způsobem sledování vázaného smršťování je měření smršťování s pasivním omezením.



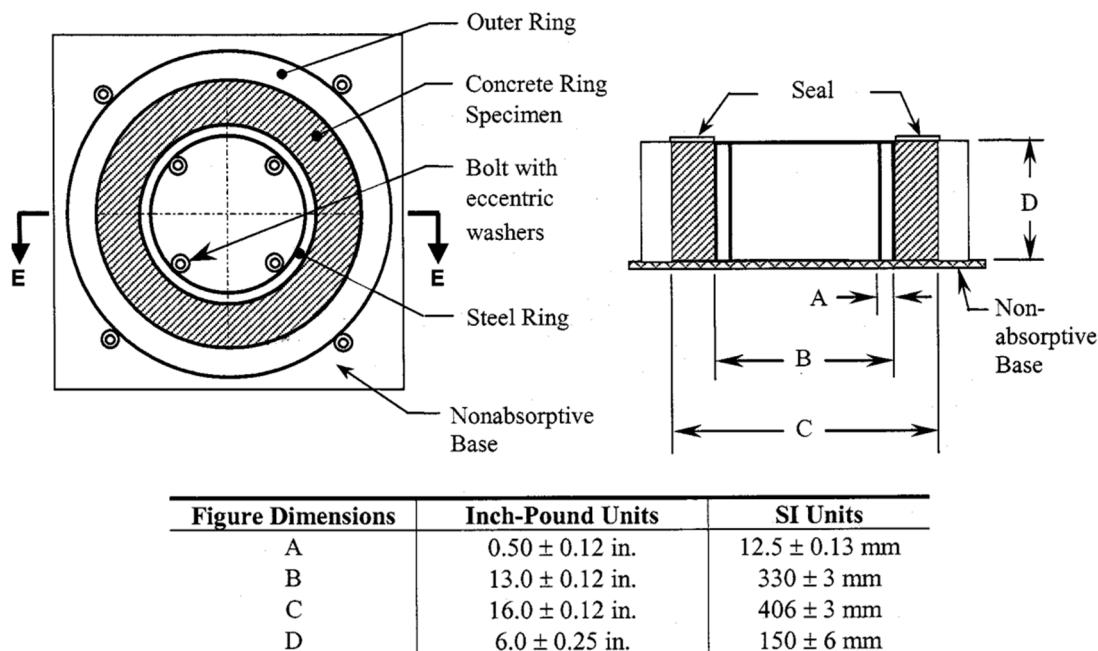
Obr. 2.9 Lineární vázané smršťování s jeho pasivním omezením – Weiss et al. [9]

Weiss et al. [9] navrhli sledovat vázané smršťování na lineárním prvku, tj. na desce délky 1 m, tloušťky 35 mm a šířky 100 mm, Obr. 2.9. Deformace je omezena prostřednictvím ocelového profilu 70 x 100 mm s tloušťkou stěny 9.5 mm. Na horním

povrchu ocelového profilu jsou navařeny ocelové výstupky pro zlepšení spolupůsobení mezi betonem a ocelovou trubkou. Nevýhodou navržené metodiky je poměrně velký rozptyl výsledků při opakování zkoušek [9]. Získané výsledky jsou velice citlivé na kvalitu ukládání čerstvého betonu, která je v tomto případě těžko kontrolovatelná. Navíc, vlivem smršťování betonu má ocelový profil tendenci se ohýbat, a proto stupeň omezení nemusí být dostatečný.

Nevýhody sledování vázaného smršťování na lineárním vzorku eliminuje tzv. „Ring-test“, Obr. 2.10. Sestavení této zkoušky a její vyhodnocení definuje norma ASTM [11]. Čerstvý beton se ukládá a hutní do mezikruží tvořeného vnitřním a vnějším prstencem. Vnitřní prstenec je tuhý (ocelový) a brání betonu volně se deformovat při jeho smršťování. Vnější prstenec slouží dočasně pouze jako bednění. Během zrání betonu se kontinuálně zaznamenává deformace (přetvoření) vnitřního prstence od okamžiku betonáže vzorku. Popsaná sestava je dále označována v souladu s originálním názvoslovím jako „Ring“.

Vznik trhliny je zde indikován náhlou změnou přetvoření vnitřního prstence. Díky poměrně jednoduchosti a universalitě této zkoušky je Ring-test doporučován také standardem AASHTO [13] pro určení potenciálu vzniku trhlin různých betonů.



Obr. 2.10 Ring test – konstrukce Ringu a rozměry (převzato z [11])

Ring-test je experimentálně nejméně náročný ze stávajících metodik sledování vázaného smršťování. Navíc, poskytuje také dostatečný stupeň omezení při smršťování, resp. takový, který lze očekávat na reálných konstrukcích. Proto je v této práci primárně používán při sledování vázaného smršťování a je i využíván při vyhodnocování odolnosti betonu proti praskání.

2.3.3 Vliv dotvarování betonu

Podstata dotvarování je zřejmá z chování cementového gelu. Dlouhodobým působením napětí je voda z mikropórů vytlačována do kapilár, odkud se vypařuje. Tedy, napětí je postupně přenášeno z viskózního média na pružný skelet kompozitu, přičemž se realizuje přetvoření od dotvarování [3]. Jinými slovy, při neměnném zatížení postupně roste deformace namáhaného prvku. Opačným jevem dotvarování je relaxace, která způsobuje úbytek napětí v čase při neměnném deformačním zatížení. Souhrnně mohou tyto jevy vést k nadměrným dlouhodobým deformacím konstrukcí a u předpjatého betonu ke ztrátám předpětí.

V obou případech jde o již zmíněné jevy, které mohou mít za následek nákladné sanace konstrukcí a v horším případě i jejich kolaps [16], [33]. Smršťování působí na konstrukci

jako deformační zatížení, proto se v čase snižuje velikost vynucených napětí v konstrukci jako důsledek relaxace betonu [7]. Altoubat & Lange [6] experimentálně prokázali, že vlivem relaxace se může u některých betonů snížit hodnota vynuceného napětí až dvakrát, a tedy i odpovídajícím způsobem zvýšit odolnost proti vzniku smršťovacích trhlin.

Důležité je si uvědomit, že při smršťování se iniciuje dotvarování betonu **v tahu**. Navzdory jeho důležitosti bylo do této doby provedeno velmi málo studií zabývajících se dotvarováním čerstvého betonu při tahovém namáhání ([6], [17]). V současné době není k dispozici žádný standardizovaný model pro predikci dotvarování v tahu. Proto je v některých odborných studiích vliv dotvarování v tahu zanedbáván (např. [10]) nebo uvažován pouze ve zjednodušené formě (např. [29]). Hlavní příčinou tohoto stavu je zřejmě skutečnost, že proces dotvarování betonu v tahu lze jen velmi obtížně experimentálně sledovat, zatímco pro sledování dotvarování při tlakovém namáhání existuje ověřený postup doporučený RILEM [32].

V současné době existují poměrně sofistikované standardy pro reologické modely popisující dotvarování betonu v tlaku. Nejnovějším modelem pro predikci dotvarování v tlaku je model B4 [16]. Pro navrhování betonových konstrukcí v ČR je platný model dle ČSN EN 1992-1-1 (Eurokódu 2) [14].

To, který reologický model lépe vystihuje skutečné chování zkoušených betonů, a zdali je možné aplikovat současné modely dotvarování také při tahovém namáhání, je dílčím výsledkem této disertační práce.

2.4 ZÁKLADNÍ VZTAHY PRO PREDIKCI DOTVAROVÁNÍ

2.4.1 Model podle ČSN EN 1992-1-1

Celkové poměrné přetvoření od působícího napětí ε_c v čase t při konstantním tlakovém σ_c napětí je dáno vztahem:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t')}{E_c(t')} + \varphi(t, t') \frac{\sigma_c(t')}{E_c(28)}, \quad (2.28)$$

kde E_c je tečnový modul pružnosti betonu, t' je stáří betonu v okamžiku zatížení, $\varphi(t, t')$ je součinitel dotvarování pro časový interval $\langle t', t \rangle$ vztažený k 28dennímu modulu pružnosti betonu.

Součinitel dotvarování lze vypočítat ze součinu monotónně klesající funkce a monotónně rostoucí funkce:

$$\varphi(t, t') = \varphi_0 \beta_c(t, t'), \quad (2.29)$$

Kde φ_0 je základní součinitel dotvarování, $\beta_c(t, t')$ je součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t'), \quad (2.30)$$

kde φ_{RH} je součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování, $\beta(f_{cm})$ je součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování, $\beta(t')$ je součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování.

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.31)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (2.32)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}}, \quad (2.33)$$

$$\beta_c(t, t') = \left[\frac{(t - t')}{\beta_H + t - t'} \right]^{0.3}, \quad (2.34)$$

kde β_H je součinitel závislý na relativní vlhkosti RH a na náhradním rozměru prvku h_0 .

$$\beta_H = \begin{cases} \min \left\{ 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250; 1500 \right\} & \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \min \left\{ 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250\alpha_3; 1500\alpha_3 \right\} & \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.35)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} \quad (2.36)$$

Celková hodnota dotvarování v čase t reflektuje následující vlivy:

- Modul pružnosti betonu,
- tvar smršťujícího průřezu,
- druh použitého cementu (třída N, R, S dle čl. 3.1.2 normy [14]),

- vliv vlhkosti vzduchu okolního prostředí,
- stáří betonu při vnesení zatížení,
- 28denní pevnost betonu.

Podobně jako v případě predikce smršťování, popsany model pro predikci dotvarování postrádá zohlednění vlivu přísad a příměsí, které jsou v současné době často používané při výrobě betonů. Model také neposkytuje jakékoliv vztahy pro jeho zpřesnění na základě laboratorního měření.

2.4.2 Model B4

Celkové poměrné přetvoření od působícího napětí ε_c v čase t při konstantním tlakovém σ_c napětí je dáno vztahem:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c \cdot J(t, t'), \quad (2.37)$$

kde $J(t, t')$ je funkce poddajnosti vyjadřující kombinaci pružného přetvoření a přetvoření od dotvarování od jednotkového napětí. Funkce poddajnosti je dána následujícím výrazem:

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0), \quad (2.38)$$

kde q_1 je okamžitá poddajnost, která je zjednodušeně nezávislá na okamžiku zatížení t' . To je výhoda tohoto přístupu ve srovnání s modely uvažující se součinitelem dotvarování (např. Eurokód), protože odpadají problémy s určením délky časového intervalu, za který se přetvoření považují za okamžitá.

$$q_1 = \frac{1}{E_0} \approx \frac{p_1}{E(28)}, \quad (2.39)$$

Kde E_0 je empirický parametr nazývaný asymptotický modul pružnosti (limitní modul nezávislý na stáří betonu).

Funkce základního dotvarování $C_0(t, t')$ je dána výrazem:

$$C_0(t, t') = q_2 \cdot Q(t, t') + q_3 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{t - t'}{1[den]} \right)^{0.1} \right] + q_4 \cdot \ln \left(\frac{t}{t'} \right), \quad (2.40)$$

$$Q(t, t') = Q_f(t') \cdot \left[1 + \left(\frac{Q_f(t')}{Z(t, t')} \right)^{r(t')} \right]^{-\frac{1}{r(t')}}, \quad (2.41)$$

$$Q_f(t') = \left[0.086 \left(\frac{t'}{1[den]} \right)^{2/9} + 1.21 \left(\frac{t'}{1[den]} \right)^{4/9} \right]^{-1}, \quad (2.42)$$

$$Z(t, t') = \left(\frac{t'}{1[den]} \right)^{-0.5} \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{t - t'}{1[den]} \right)^{0.1} \right], \quad (2.43)$$

$$r(t') = 1.7 \left(\frac{t'}{1[den]} \right)^{0.12} + 8, \quad (2.44)$$

Funkce dotvarování od vysychání $C_d(t, t', t_0)$ je dána výrazem:

$$C_d(t, t', t_0) = q_5 \cdot \left\langle e^{-p_{5H} \cdot H(t, t_0)} - e^{-p_{5H} \cdot H_c(t_0, t_0)} \right\rangle^{0.5}, \quad (2.45)$$

$$t_0' = \max(t', t_0), \quad (2.46)$$

$$t_0' = \max(t', t_0), \quad (2.47)$$

$$H(t, t_0) = 1 - (1 - RH / 100) \cdot \tanh \sqrt{\frac{t - t_0}{\tau_{sh}}}, \quad (2.48)$$

$$H_c(t_0', t_0) = 1 - (1 - RH / 100) \cdot \tanh \sqrt{\frac{t_0' - t_0}{\tau_{sh}}}, \quad (2.49)$$

Kde $\langle u \rangle = \max\{u, 0\}$ (Macaulayova závorka).

Vliv viskoelastické složky se stárnutím:

$$q_2 = \frac{p_2}{1[GPa]} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{2w}}, \quad (2.50)$$

Vliv viskoelastické složky bez stárnutí:

$$q_3 = p_3 \cdot q_2 \cdot \left(\frac{a/c}{6} \right)^{p_{3a}} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{3w}}, \quad (2.51)$$

Vliv vazké (viskózní) složky:

$$q_4 = \frac{p_4}{1[GPa]} \cdot \left(\frac{a/c}{6} \right)^{p_{4a}} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{4w}}, \quad (2.52)$$

Parametr pro dotvarování od vysychání:

$$q_5 = \frac{p_5}{1[GPa]} \cdot \left(\frac{a/c}{6}\right)^{p_{5a}} \cdot \left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{p_{5w}} \cdot \left(\beta_{RH} \cdot \varepsilon_{cd,0} \cdot k_{\varepsilon a} \cdot \frac{E(607)}{E(t_0 + \tau_{sh})}\right)^{p_{5\varepsilon}}, \quad (2.53)$$

Tabulka 2.5 Parametry pro dotvarování závisující na třídě cementu podle B4 [16]

Parametr	N	R	S
p_1	0.70	0.60	0.80
p_2	58.6×10^{-3}	17.4×10^{-3}	40.5×10^{-3}
p_3	39.3×10^{-3}	39.3×10^{-3}	39.3×10^{-3}
p_4	3.4×10^{-3}	3.4×10^{-3}	3.4×10^{-3}
p_5	777×10^{-6}	94.6×10^{-6}	496×10^{-6}
p_{5H}	8.00	1.00	8.00
p_{2w}	3.00	3.00	3.00
p_{3a}	-1.10	-1.10	-1.10
p_{3w}	0.40	0.40	0.40
p_{4a}	-0.90	-0.90	-0.90
p_{4w}	2.45	2.45	2.45
$p_{5\varepsilon}$	-0.85	-0.85	-0.85
p_{5a}	-1.00	-1.00	-1.00
p_{5w}	0.78	0.78	0.78

Stejně jako u smršťování, tak i u dotvarování model B4 umožňuje zahrnout vliv přísad podle následující tabulky.

Tabulka 2.6 Vliv přísad na průběh dotvarování podle B4 [16]

Příseada (% z cementu)	x p_2	x p_3	x p_4	x p_5
Re(≤ 0.5), Fly(≤ 15)	0.31	7.14	1.35	0.48
Re(> 0.5), Fly(≤ 15)	1.43	0.58	0.90	0.46
Fly(> 15)	0.37	2.33	0.63	1.60
Super(> 0)	0.72	2.13	1.72	0.48
Silica(> 0)	1.12	3.11	0.51	0.61
AEA(> 0)	0.90	3.17	1.00	0.10
WR(≤ 2)	1.00	2.10	1.68	0.45
WR($> 2, \leq 3$)	1.41	0.72	1.76	0.60
WR(> 3)	1.28	2.58	0.73	1.10

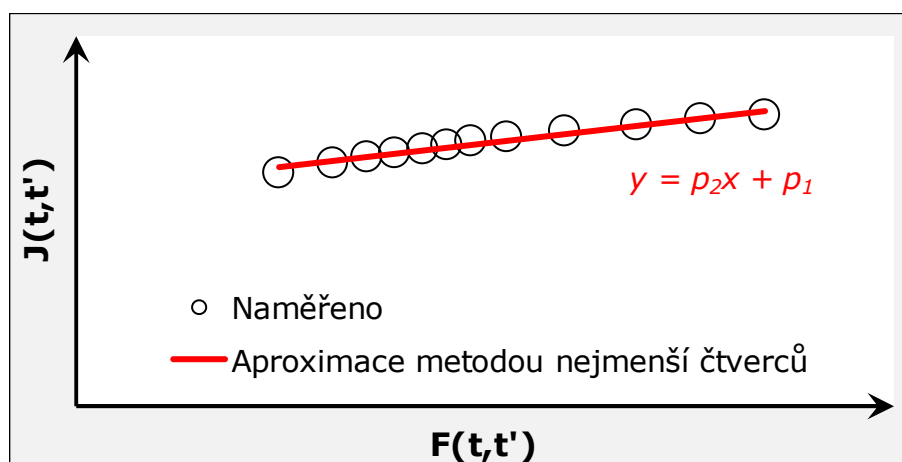
*Re = retardační příseada, Super = superplastifikátor, Fly = popleek, Silica = křemičitý úlet, AEA = pro-
vzdušňovací příseada, WR = plastifikátor*

Model dotvarování může být zpřesněn na základě krátkodobého laboratorního měření v délce alespoň 1 měsíc [16]. Aktualizaci modelu lze provést pomocí parametrů p_1 a p_2 v následujícím výrazu [28]:

$$J(t, t') = p_1 + p_2 \cdot F(t, t'), \quad (2.54)$$

$$F(t, t') = C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0), \quad (2.55)$$

Hodnoty $F(t, t')$ jsou vypočteny podle predikčního modelu [16]. Parametry p_1 a p_2 se vyhodnocují ze závislosti naměřených hodnot funkce poddajnosti a hodnot $F(t, t')$ vypočtených dle predikčního modelu, viz Obr. 2.11. Zde jsou na vertikální osu vyneseny známé (naměřené) hodnoty $J(t, t')$ a na horizontální osu odpovídající hodnoty $F(t, t')$. Následně je vzniknutými body proložena regresní přímka ve tvaru $y = Ax + B$ metodou nejmenších čtverců. Směrnice přímky (A) odpovídá hledanému parametru p_2 a souřadnice průsečíku přímky s osou y (B) odpovídá parametru p_1 .



Obr. 2.11 Parametry p_1 a p_2 pro aktualizaci modelu dotvarování podle B4

Celková hodnota dotvarování v čase t reflektuje následující vlivy:

- Modul pružnosti betonu,
- tvar smršťujícího průřezu,
- druh použitého cementu (třída N, R, S dle čl. 3.1.2 normy [14]),
- množství základních komponent betonu,
- typ kameniva,
- množství a určité druhy použitých speciálních přísad nebo příměsí,
- vliv vlhkosti vzduchu okolního prostředí,
- stáří betonu při vnesení zatížení,
- dobu ošetřování betonu.

Model B4 pro predikci dotvarování je stejně jako v případě smršťování komplexnější než model dle ČSN EN 1992-1-1. To, zda vystihuje lépe reálné chování betonových prvků je mj.

řešeno v této disertační práci. Model B4 pro predikci dotvarování nezahrnuje vliv protismršťovací a expanzní přísady. Proto byl vliv těchto přísad zkoumán a Tabulka 2.6 je dále doplněna nově odvozenými korekčními součiniteli.

3 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Hlavním cílem disertační práce bylo vytvoření nástroje (metodiky), kterým lze komplexně a zejména experimentálně analyzovat odolnost betonu proti praskání v důsledku vázaného smršťování. Tato metodika je aplikovatelná k objektivnímu porovnávání různých betonů z hlediska jejich resistance proti vzniku smršťovacích trhlin. V průběhu vývoje nové metodiky jsme na Ústavu betonových a zděných konstrukcí navrhovali a sledovali různé typy receptur betonu. Byl tedy splněn další významný cíl práce, a to vývoj receptury se sníženým smršťováním a sníženým rizikem vzniku smršťovacích trhlin. Posledním cílem práce bylo porovnání získaných výsledků z experimentů s vybranými stávajícími reologickými modely.

Dílčí cíle této disertační práce lze uvést v následujících bodech:

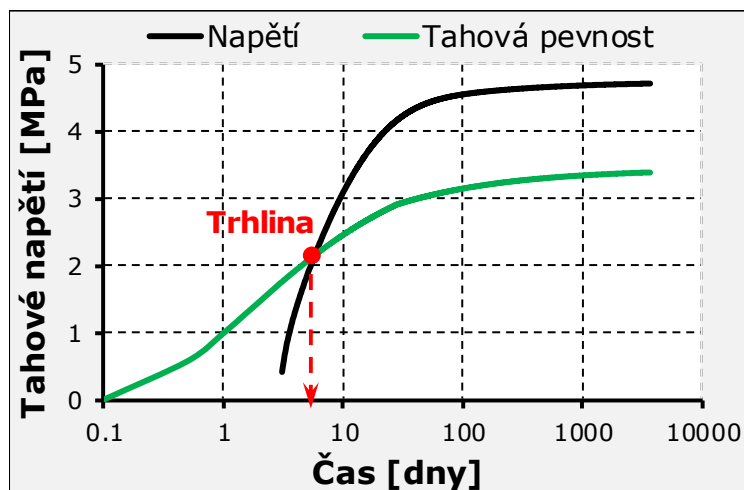
- Měření volného smršťování prakticky ihned po vyrobení zkušební vzorku,
- měření vázaného smršťování a stanovení stupně omezení při smršťování,
- stanovení ekvivalentních hodnot smrštění z hlediska podmínek okolního prostředí, tj. relativní vlhkosti a teploty vzduchu,
- vyhodnocení průběhu vynucených napětí a vývoje tahové pevnosti betonu v závislosti na čase,
- odvození unikátního parametru jednoznačně definujícího hodnotu betonu z hlediska jeho odolnosti proti praskání vlivem smršťování,
- upřesnění vybraných reologických modelů na základě naměřených hodnot smršťování a dotvarování.

K plnění vytyčených cílů jsou zde využívány poznatky a výsledky získané při řešení grantového projektu TAČR č. TA03030010 s názvem „Vývoj postupů a pravidel pro proces návrhu, ukládání a ošetřování betonů s omezeným smršťováním a sníženým rizikem vzniku trhlin“ a juniorského projektu č. FAST-J-2964 s názvem „Numerická predikce vzniku smršťovacích trhlin v betonu“. Na řešení obou projektů se autor aktivně podílel.

4 ZKOUMÁNÍ MIKRO-BETONŮ

V drtivé většině případů je nositelem objemových změn betonu cementový tmel, sestávající z cementu, vody, přísad a příměsí. Objemové změny se proto mohou ve vlastním tmelu projevit intenzivněji než v betonu, kde je jim bráněno přítomností kostry kameniva. V souladu s touto úvahou byl nejdříve zahájen vývoj experimentálních prací na vzorcích z mikro-betonu. Mikro-beton obsahuje výrazně vyšší podíl cementového tmelu než beton a výrazně menší maximální zrno kameniva. Tím se docílilo zintenzivnění sledovaného projevu (smršťování). Navíc, bylo možné zmenšit rozměry zkušebních vzorků ve srovnání se vzorky pro sledování betonů, jelikož minimální velikost vzorku se odvíjí od maximálního zrna použitého kameniva.

Vznik trhlin v betonu či mikro-betonu nezávisí pouze na míře jeho smrštění, ale současně na jeho schopnosti přenést napětí od smršťování a neporušit se. Proto je nezbytné znát úroveň namáhání kompozitu na straně jedné a parametry resistance na straně druhé. Tato úloha se navíc komplikuje tím, že pevnostní a deformační charakteristiky kompozitu závisí na čase, a to v důsledku postupné hydratace cementu v betonu. Je tedy nevyhnutelné provádět a vyhodnocovat všechna měření právě v závislosti na stáří kompozitu. Časový bod, kdy nastane kritická rovnováha mezi namáháním a pevností kompozitu, predikuje vznik smršťovací trhliny, Obr. 4.1.



Obr. 4.1 Porovnání tahové pevnosti s vynuceným napětím

Pro zachycení všech uvedených vlastností mikro-betonu v závislosti na čase byla vyvinuta metodika tzv. **komplexního experimentu**. Jde v podstatě o kombinaci známých destruktivních a nedestruktivních metod umožňující v čase sledovat aktuální míru smrštění a odpovídající odolnost proti vzniku trhlin v mikro-betonu.

Komplexní experiment zahrnuje následující laboratorní práce:

- Měření volného smršťování,
- měření vázaného smršťování,
- měření tahové pevnosti mikro-betonu,
- měření tlakové pevnosti mikro-betonu,
- měření modulu pružnosti mikro-betonu.

4.1 LABORATORNÍ A EXPERIMENTÁLNÍ PRÁCE

V rámci experimentálních prací byly provedeny 3 komplexní experimenty speciálně navržených mikro-betonů. Popis jednotlivých metodik je uveden v následujících kapitolách. Testování bylo zahájeno na mikro-betonu označeném jako *MC-Ref*, jehož receptura byla považována za referenční. *MC-Ref* kromě superplastifikátoru neobsahoval žádné další přísady. Následně byl testován mikro-beton označený jako *MC-SRA*. Ten s ohledem na snížení napětí od smršťování obsahoval protismršťovací přísadu. Jako poslední byl testován mikro-beton s obsahem protismršťovací a expanzní přísady, který je v textu označen jako *MC-Opt*. Podrobné informace o složení testovaných receptur jsou uvedeny v kapitole „4.3 Materiály – mikro-betony“.

4.1.1 Smršťování mikro-betonu

Volné smršťování bylo měřeno jako délkové změny dvěma zařízeními: pro krátkodobé a dlouhodobé sledování. Při krátkodobém sledování bylo nutné zajistit záznam délkových změn prakticky ihned po vyrobení záměsi. K tomuto účelu jsme vyvinuli přípravek, u kterého se volné smršťování mikro-betonu měřilo na válečcích. Průběh smršťování byl současně monitorován na trámcích, které sloužily pro dlouhodobé sledování v horizontu až 2 let.

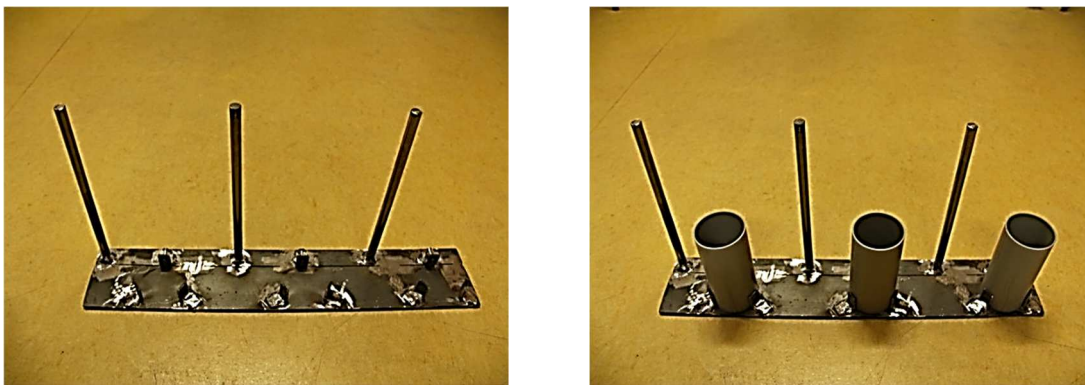
Vázané smršťování mikro-betonu bylo sledováno pomocí Ring-testu.

4.1.2 Volné smršťování mikro-betonu na válečcích

Jedním z hlavních problémů, který bylo potřeba vyřešit, byl výběr vhodného měřicího zařízení na měření smršťování a samotný způsob měření. Pro krátkodobé sledování objemových změn bylo již dříve na VUT FAST vytvořeno zařízení FRAME1, které umožňuje zaznamenávat deformace i u čerstvého betonu [31]. Nevýhodou tohoto zařízení je poměrně značná spotřeba materiálu, a proto je výhodný především pro měření kompozitů obsahujících hrubé kamenivo, tj. klasických betonů.

Pro měření délkových změn vzorků z mikro-betonu, případně suspenzí (tj. bez hrubého příp. i drobného kameniva) postačují vzorky podstatně menší. Proto byly navrženy a vyrobeny jiné, menší přípravky, které ve finální sestavě pracují na stejném principu jako zařízení FRAME1.

Nové zařízení sestává z ocelového podstavce pro připevnění tří válcových forem o průměru 60 mm a výšce 130 mm, viz Obr. 4.2. Podstavec je dále osazen ocelovými rameny pro připevnění čidel zaznamenávající úchylku/deformaci. Samotné měření lze zaznamenávat buď úchylkoměry mechanickými, nebo digitálními, případně i indukčními snímači posunu. Čidla jsou v kontaktu s plexisklovým dosedacím terčíkem uloženým na povrchu vzorku. Plexisklový terčík zamezuje unikání vlhkosti ze směsi a současně tvoří definovaný kontakt pro čidlo posunu.



Obr. 4.2 Přípravek pro měření volného smršťování mikro-betonů

První experimenty měly za cíl ověřit proveditelnost, přesnost a reprodukovatelnost měření při různých variantách uspořádání zkušebního zařízení.

Základním problémem se ukázalo být vystrojení vzorků ve formách tak, aby bylo minimalizováno plastické přetváření vzorku v raných stádiích měření (související se snahou hmoty vyplnit maximálně prostor, který je k dispozici) a současně se nebránilo posuvu již ztuhlého vzorku v pozdějších fázích měření.

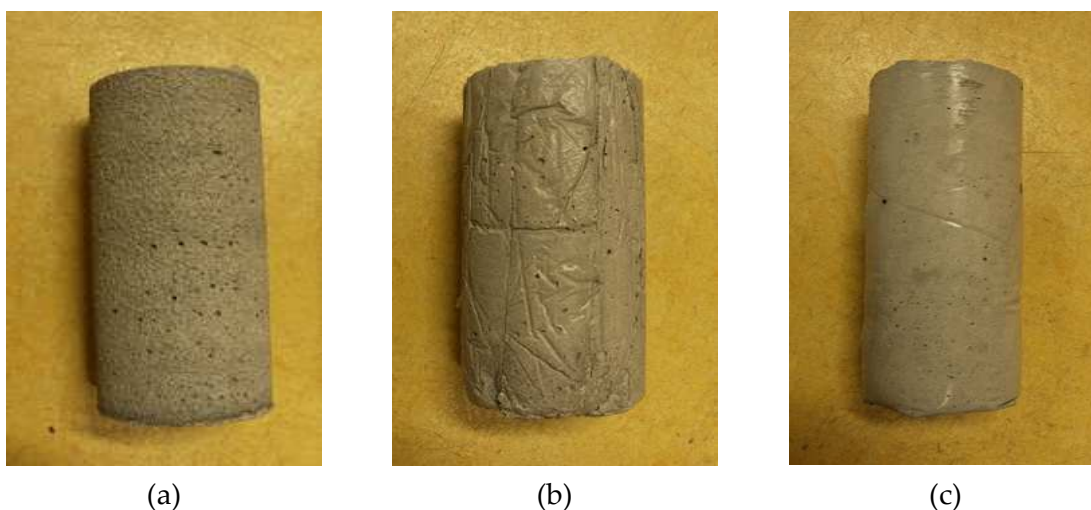
Bylo odzkoušeno několik variant oddělení mikro-betonu od stěn formy. Jmenovitě použitím:

- Odlehčené pěnové polyethylenové folie (Mirelon),
- běžného mikrotenového sáčku z HDPE,
- přesného HDPE sáčku,
- odlehčené pěnové PE folie a přesného sáčku.

Při použití pouze pěnové PE folie však dochází po uložení směsi do formy k příliš velké ztrátě vlhkosti ze směsi. Výsledek takového měření se dá tedy těžko hodnotit jako autogenní smrštění.

Použití pouze mikrotenového sáčku (velikostně neupraveného) na druhou stranu neumožňuje volné rozpínání směsi do stran, čímž dochází ke zvýšení síly, kterou je třeba vyvinout k překonání tření mezi vzorkem a formou. To pak mimo jiné zhoršuje odformovatelnost vzorků. Navíc, povrch takovýchto vzorků je značně členitý a mikrotenový sáček se hůře odstraňuje. Rovněž se ukázalo, že není vhodné mikro-beton vkládat do mikrotenového sáčku, který nevytvoří dostatečně kvalitní dosedací plochu vzorku a po odformování by bylo měření touto nedokonalou plochou rovněž ovlivněno. To spolu s členitým povrchem navíc vylučuje využití vzorků při následné zkoušce pevnosti v tlaku.

Bylo tedy rozhodnuto vyrobit sáčky, jejichž velikost by lépe odpovídala velikosti (průměru) forem. Povrch vzorků je po odformování hladký, relativně pravidelný. Rovněž podstava vzorků je relativně stabilní. Kombinace pěnové PE folie a přesného sáčku se jeví jako nejvýhodnější. Při nabývání je umožněno rozpínání směsi do stran, přitom je zajištěna volná deformovatelnost i ve svislém směru. Přesný sáček snižuje únik vlhkosti ze vzorku a rovněž zajišťuje kvalitní povrch. Pro následné měření bylo tedy rozhodnuto dát posledně zmíněnému řešení přednost. Povrch vzorků při užití různých folií je patrný z Obr. 4.3.



*Obr. 4.3 Povrch vzorku z mikro-betonu pro měření volného smršťování
(a) vzorek uložený v odlehčené PE folii; (b) vzorek uložený do mikrotenového sáčku; (c) vzorek uložený do přesného sáčku*

Měření samotného smršťování bylo prováděno pomocí indukčních snímačů, viz Obr. 4.4. Naměřená data byla kontinuálně zaznamenávána pomocí měřicí a registrační ústředny. Aby se zamezilo hrubému ovlivnění záznamu vlivem mechanického ovlivnění, bylo nutné vzorky umístit do místa, kde budou minimálně ovlivněny náhodnými nárazy.

Proto byly vzorky umístěny na konzolu připevněnou k nosné stěně. Navržené zařízení splňuje veškeré požadavky pro měření celkových hodnot volného smrštění.

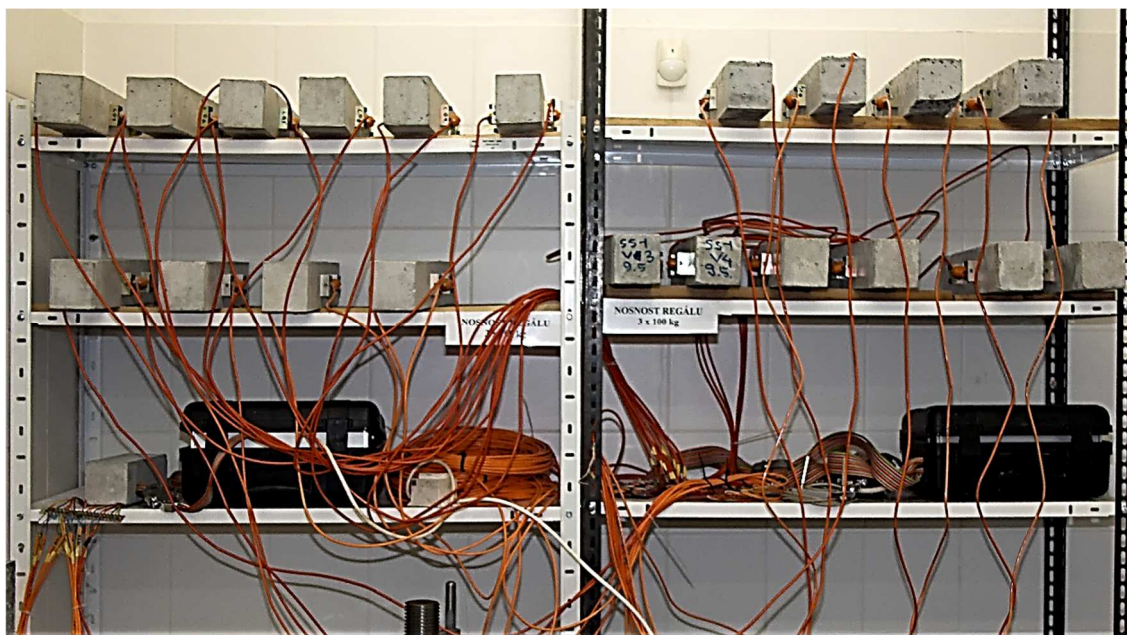


Obr. 4.4 Měření volného smršťování mikro-betonů

Prvních 7 dní bylo smršťování zaznamenáváno na vzorcích uzavřených ve formě. Po týdnu byly vždy vzorky odformovány a nadále byla zaznamenávána deformace vzorků, kterým již nebylo bráněno ve vysychání. Bylo tedy zaznamenáváno smrštění od vysychání, zatímco smrštění v prvním týdnu se dá považovat za smrštění autogenní.

4.1.3 Volné smršťování mikro-betonu na trámci

Pro dlouhodobé měření smršťování od vysychání byla použita metodika měření volné délkové deformace na trámci velikosti 80 x 80 x 400 mm pomocí strunových tenzometrů TSR/5.5/T. Na každém zkušebním tělese byly umístěny vždy dva strunové tenzometry na protilehlých stěnách. Ihned po výrobě byly formy s mikro-betonem zakryty PE folií a po dalších cca 2 hodinách přemístěny i s formou do nádob s vodou. Po 24 hodinách byla zkušební tělesa postupně odformována a osazena strunovými tenzometry (na zabetonované kotevní šrouby). Při manipulaci byla zkušební tělesa neustále obalena vlhkou tkaninou. Vzorky osazené tenzometry byly ve vodním prostředí uloženy 7 dní (od výroby mikro-betonu) a poté byly uloženy v klimatizované místnosti, každý na dvou liniových podporách umístěných napříč tělesy a vystaveny smršťování od vysychání.



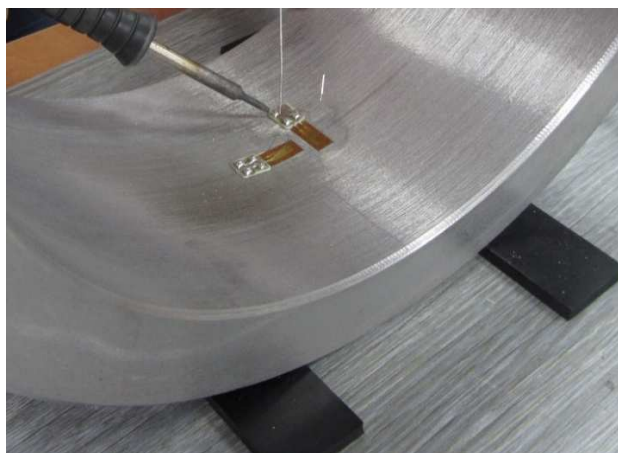
Obr. 4.5 Regály se vzorky pro měření smršťování na trámci

4.1.4 Vázané smršťování mikro-betonu – Ring-test

Stěžejním výsledkem Ring-testu je stárí vzorku při vzniku smršťovací trhliny a průběh vázaného smršťování.

4.1.4.1 Zapojení tenzometrů

Deformace vnitřního prstence byla měřena pomocí čtyř tenzometrů rovnoměrně rozmístěných po obvodu prstence. Každý tenzometr zaznamenává podélné (ϵ_h) i svislé přetvoření (ϵ_v) (tzv. křížové zapojení), viz Obr. 4.6. Tím je eliminován vliv teploty, která vnáší do tenzometrů přídatná přetvoření ($\Delta\epsilon_T$).



Obr. 4.6 Lepení tenzometrů na vnitřní povrch Ringu

Celkové podélné přetvoření, včetně vlivu teploty, lze zapsat následovně:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_h + \Delta\varepsilon_T. \quad (4.1)$$

Celkové svislé (příčné) přetvoření, včetně vlivu teploty, lze zapsat analogicky:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_v + \Delta\varepsilon_T, \quad (4.2)$$

kde ε_v je příčná kontrakce (případně prodloužení) vyvolaná poměrným přetvořením v podélném směru. Její velikost lze odvodit z Poissonova čísla (ν) určujícím pro daný materiál poměr mezi příčnou a podélnou deformací. Celkové svislé přetvoření lze tedy napsat následovně:

$$\varepsilon_2 = -\nu\varepsilon_h + \Delta\varepsilon_T. \quad (4.3)$$

Vliv teploty lze vyjádřit takto:

$$\Delta\varepsilon_T = \varepsilon_2 + \nu\varepsilon_h. \quad (4.4)$$

Velikost podélného přetvoření s eliminací vlivu teploty lze vypočítat podle následujícího výrazu:

$$\varepsilon_h = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \nu}. \quad (4.5)$$

4.1.4.2 Volba vhodného povrchu pro přípravu Ring-testu

Podle [11] by měl povrch, na kterém spočívá přípravek během celé zkoušky, co nejméně omezovat smršťování vzorku. Je tedy nezbytné mít povrch s co nejmenším třecím koeficientem. Na základě interní diskuse byly zvoleny různé úpravy povrchů, které se jeví jako nejvíce kluzké (s nízkým třením). Pro výběr nejvhodnějšího povrchu byl proveden elementární experiment. Jeho podstatou bylo tahání závaží po daném povrchu při simultánním měření síly, která byla nutná k pohybu závaží po zkoušeném povrchu. Závaží sestávalo ze sady ocelových destiček o celkové hmotnosti 7 kg. Síla byla měřena digitálním ručním mincířem k závaží přichyceným pomocí provázku, viz Obr. 4.7.

Byly zkoušeny tři typy podkladů (umakartová lavice, plexisklo, sklo) a různé úpravy jejich povrchů:

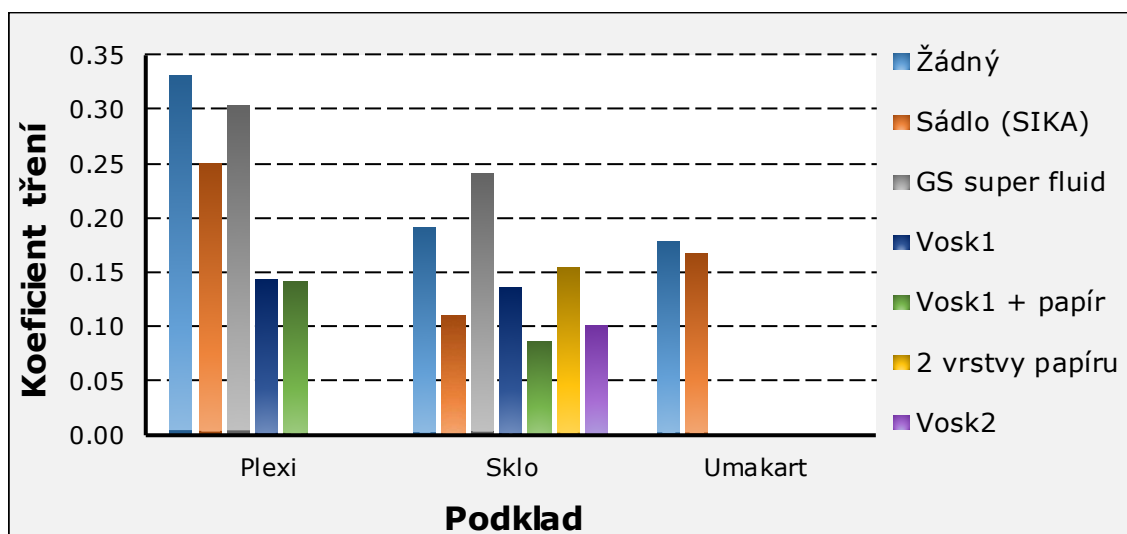
- Bez úpravy,
- natření separačním přípravkem Sika „Addiment Trennmittel TR5“,
- navoskování různými druhy vosků,

- navoskování a použití separační vrstvy z balicího papíru,
- použití dvou vrstev balicího papíru,
- natření speciální hmotou pro sanaci ložisek (GS super fluid).



Obr. 4.7 Zkoušení různých podkladů a jejich úprav povrchů pro Ring-test

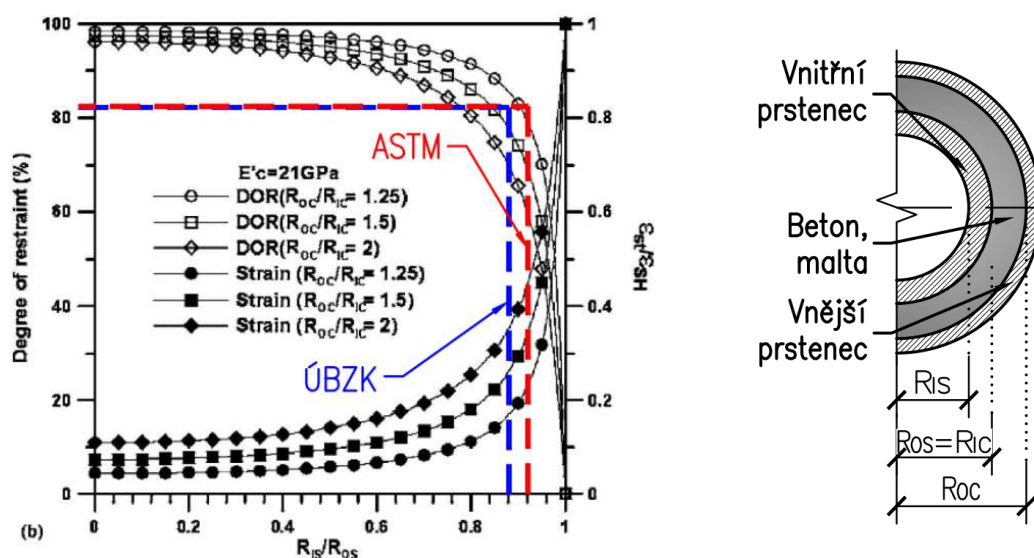
Z dosažených výsledků vyplynulo, že nejmenších hodnoty tření bylo dosaženo na skle a plexiskle s navoskovaným povrchem, viz Obr. 4.8. Plexisklo se během experimentu výrazně poškrábalo, a tak by se koeficient tření při opakovaném použití zvyšoval (vlivem opotřebení plexiskla). Proto bylo jako podklad vybráno sklo s voskovou úpravou. Navíc byla přidána ještě separační vrstva mezi sklo a formu Ringu, aby při tuhnutí a tvrdnutí mikro-betonu nedošlo k jeho přilepení k podkladu. Jako separační vrstva byl zvolen mikro-tenový sáček, který je poddajný a nebrání tak smršťování vzorku.



Obr. 4.8 Hodnoty koeficientů tření jednotlivých vrstev a povrchů pro Ring-test

4.1.4.3 Rozměry Ringu

Velikost a tuhost vnitřního prstence ovlivňuje stupeň omezení deformace při smršťování zkoušeného mikro-betonu nebo betonu. Vnější prstenec slouží pouze jako dočasné bednění, proto je významný pouze jeho rozměr, nikoli jeho tuhost. V normě [11] jsou uvedeny základní rozměry. Pro naše měření byla k dispozici jedna sada Ringů nestandardních rozměrů, proto bylo nutné ověřit, zda byl zachován stupeň omezení ψ . Při dosazení materiálových charakteristik betonu a oceli a při zohlednění geometrie přípravku Ring v rovnici (2.26) lze graficky znázornit závislost stupně omezení na tuhosti kompozitu a na tloušťce vnitřního ocelového prstence [4], viz Obr. 4.9.



Obr. 4.9 Vliv geometrie Ringu na stupeň omezení (DOR) (převzato z [4])

Z Obr. 4.9 byl graficky vyhodnocen koeficient ψ pro rozměry přípravku dle normy [11] a pro rozměry používaného přípravku na našem pracovišti – ÚBZK (Obr. 4.10):

Tabulka 4.1 Tuhosti forem

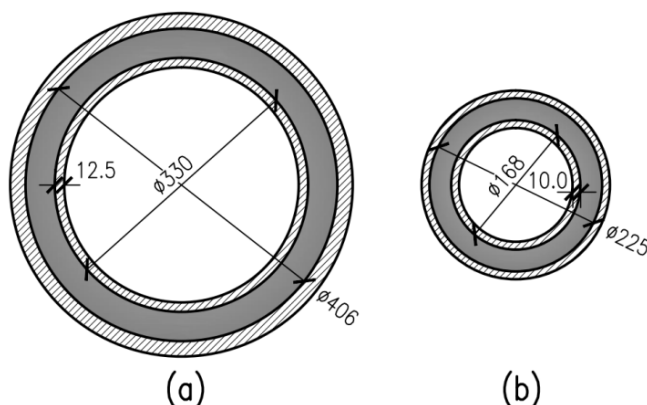
ASTM	ÚBZK
$R_{is} / R_{os} = 152.5 / 165 = 0.924$	$R_{is} / R_{os} = 74 / 84 = 0.881$
$R_{oc} / R_{ic} = 203 / 165 = 1.230$	$R_{oc} / R_{ic} = 112.5 / 84 = 1.339$

Samotný proces smršťování mikro-betonu je mimo jiné ovlivněn tvarem vzorku, respektive „povrchovým modulem“ (tj. poměr mezi povrchem vystaveným vysychání a celkovým objemem zájmového tělesa), S/V . Čím větší je povrchový modul, tím může být smršťování mikro-betonu výraznější. Informace o vyhodnocení povrchových modulů srovnávaných vzorků zobrazuje Tabulka 4.2.

Tabulka 4.2 Povrchový modul vzorku Ring

ASTM	ÚBZK
$s / v = 0.191 \cdot 10^6 / 6.590 \cdot 10^6 = 0.03$	$s / v = 49480 / 1.232 \cdot 10^6 = 0.04$

Podle výše uvedených výsledků je patrné, že rozdíl mezi stupněm omezení smršťování pro ASTM a ÚBZK je zanedbatelný. Na základě vzájemného srovnání povrchových modulů může být konstatováno, že u vzorků ÚBZK bude smršťování zřejmě výraznější. Nicméně, právě proces smršťování je zájmová oblast výzkumu, proto je jeho zvýraznění přijatelné. Navíc, pro optimalizaci návrhu složení konkrétního kompozitu s ohledem na minimalizaci rizika vzniku trhlin vlivem smršťování je větší povrchový modul výhodou, protože se tak může zvýraznit vliv technologických opatření proti praskání kompozitu. Na základě uvedených teoretických analýz může být vázané smršťování mikro-betonů sledováno na vzorcích vybetonovaných do forem ÚBZK bez jakýchkoliv přídatných opatření.



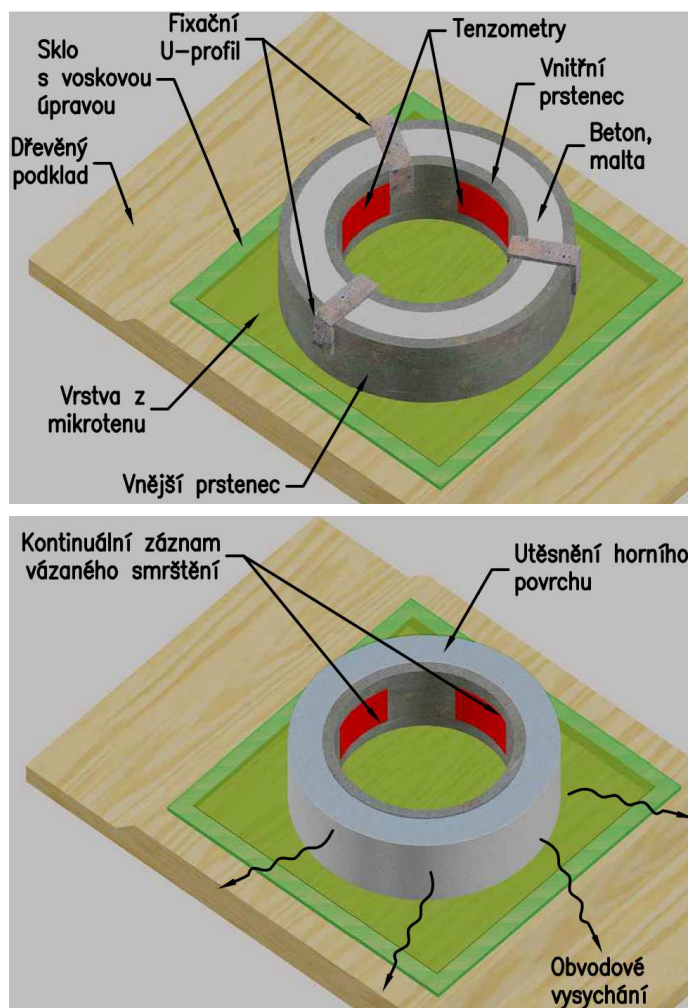
Obr. 4.10 Půdorys přípravku Ring

(a) doporučené rozměry podle ASTM C 1581-04; (b) rozměry použitého přípravku pro sledování vázaného smršťování mikro-betonu

4.1.4.4 Příprava a vyhodnocení Ring-testu

Pro zajištění platnosti zkoušky a možného porovnání s dalšími zkouškami se musí dodržovat jednotný postup provedení experimentu. Na základě předchozích úvah byl postup zkoušky optimalizován takto:

1. Příprava podkladové vrstvy (minimalizace tření),
2. uložení vnitřního a vnějšího prstence na podklad a fixace jejich vzájemné polohy,
3. naplnění kompozitem ve dvou vrstvách (každá vrstva je hutněna propichováním tyčí),
4. finální úprava povrchu kompozitu a odstranění fixačních prostředků,
5. očištění podkladu a zapnutí ústředny pro měření a záznam dat.



Obr. 4.11 Schématické znázornění konstrukce Ringu a vytvoření podmínek pro smršťování betonu nebo mikro-betonu

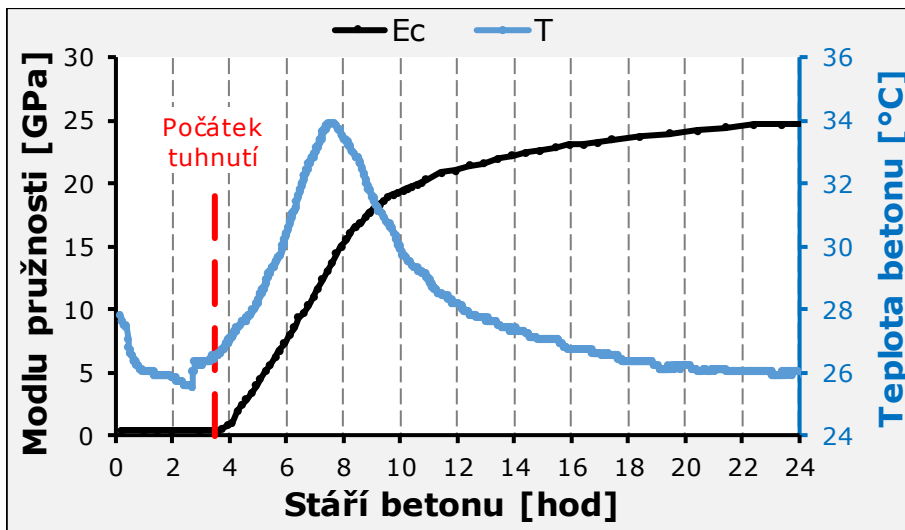
Po pečlivé přípravě experimentu se musí utěsnit horní vrstva vzorku. Vnější prstenec se odstraňuje po dostatečném zatuhnutí kompozitu (tj. po 24 hodinách od smíchání vody s cementem). Horní vrstva vzorku se nechá utěsněná, aby bylo umožněno pouze obvodové vysychání [11], Obr. 4.11.

4.1.5 Teplota mikro-betonu a okolního vzduchu

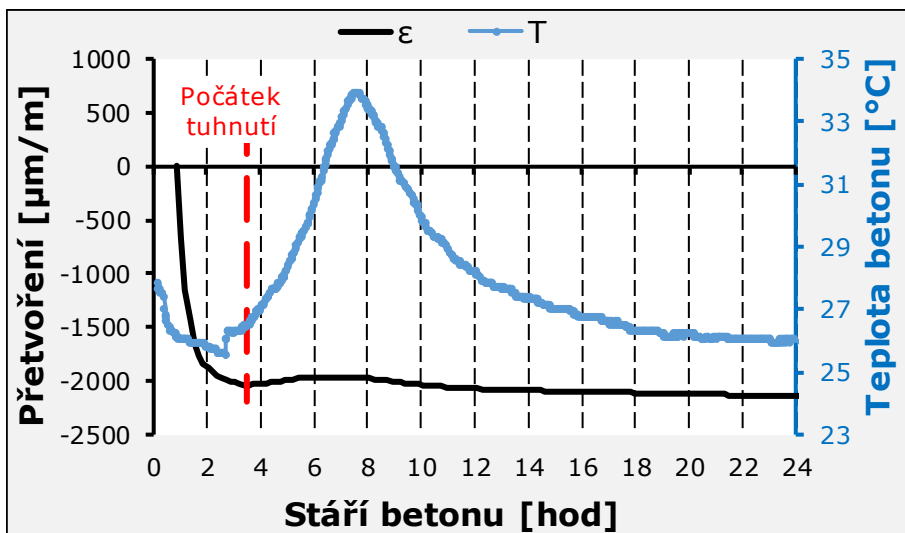
Teplota mikro-betonu byla zaznamenávána teplotním čidlem zapuštěným v paralelně testovaném samostatném vzorku stejného tvaru, velikosti a izolace vůči okolí, jako u vzorků pro měření volného smršťování na válečcích.

Pomocí měření teploty mikro-betonu bylo možné určit počátek tuhnutí testovaného materiálu, viz Obr. 4.12. Hydratace je totiž exotermní reakce a její intenzita koreluje s množstvím uvolňovaného tepla, a tedy i (s jistým zpožděním) s okamžitou teplotou vzorku.

Od okamžiku tuhnutí dochází k nárůstu tuhosti kompozitu a ten má již potenciál k přenosu napětí. Tedy, proces smršťování sice začíná okamžitě po smíchání vody s cementem, ale napětí od smršťování může vznikat až od počátku tuhnutí mikro-betonu. Proto veškeré objemové změny, které proběhly před počátkem tuhnutí, jsou v této práci při vyhodnocování smršťování odfiltrovány, jelikož jejich vliv z hlediska problematiky vzniku trhlin je nepodstatný, viz Obr. 4.13.



Obr. 4.12 Průběh modulu pružnosti a teploty mikro-betonu v rané fázi hydratace



Obr. 4.13 Průběh smršťování a teploty mikro-betonu v rané fázi hydratace

Zaznamenávána byla rovněž teplota a relativní vlhkost vzduchu okolního prostředí.

4.1.6 Pevnost mikro-betonu v tahu

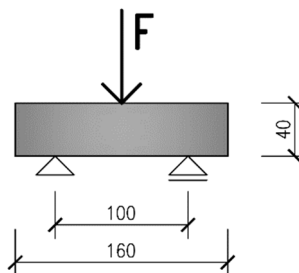
Experimentálně zjištěná tahová pevnost betonu či mikro-betonu je výrazně závislá na metodice, kterou je zjišťována. Obecně rozlišujeme tři druhy tahových pevností kompozitu:

- Pevnost v dostředném tahu (někdy pevnost v prostém tahu) – *axial tensile strength*,
- pevnost v příčném tahu – *tensile splitting strength*,
- pevnost v tahu ohybem – *flexural strength*.

Vlivem smršťování v mikro-betonu vznikne trhлина, pokud je překročena právě pevnost v dostředném tahu. Experimentální zkoušení této pevnosti se může provádět na válcích nebo hranolech z nevyztuženého kompozitu, na kterých musí být zajištěno rovnoměrné vnášení osově tahové síly. Tahová síla se vnáší do vzorku přes úchytné přípravky, které jsou přilepeny na dokonale zabroušená čela vzorku. Nicméně, měření osově tahové pevnosti je v praxi dosti obtížné (pracné). Proto se pro zjišťování tahové pevnosti využívá jiných (jednodušších) metodik. Např. podle [26] lze pevnost v prostém tahu odvodit z pevnosti v příčném tahu nebo z pevnosti v tahu ohybem nebo z pevnosti v tlaku. Všechny výše uvedené pevnosti jsou vyšší, než je pevnost v dostředném tahu, přičemž nejbližší má k pevnosti v dostřednému tahu (z hlediska její výsledné velikosti) pevnost v příčném tahu. V této práci byl průběh pevnosti v prostém tahu (v čase) vyhodnocen z pevnosti v příčném tahu a z pevnosti v tahu ohybem.

4.1.6.1 Pevnost mikro-betonu v tahu ohybem

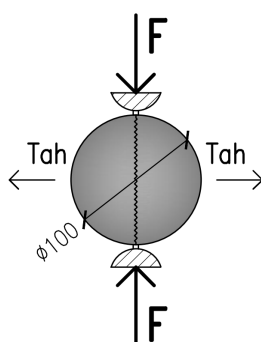
Pevnost v tahu ohybem byla měřena na trámečcích o rozměrech 40 x 40 x 160 mm třibodovým ohybem. Tím se rozumí prosté uložení trámečku, který je zatížen osamělou silou uprostřed rozpětí. Vzorek leží v krajích na dvou břitových podporách, viz Obr. 4.14. Rychlost zatěžování byla dodržena podle normy [20].



Obr. 4.14 Zkouška pevnosti mikro-betonu v tahu ohybem

4.1.6.2 Pevnost mikro-betonu v příčném tahu

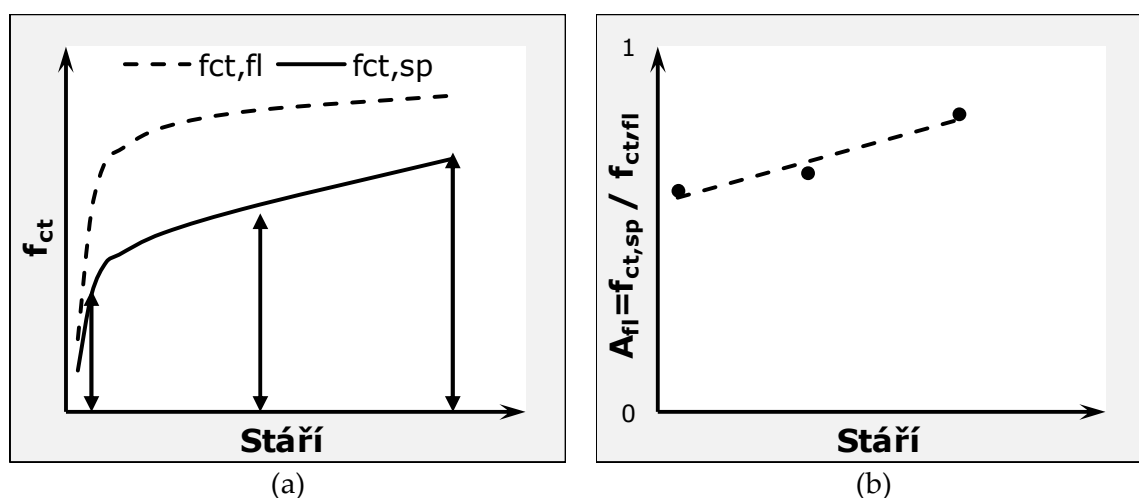
Pevnost v příčném tahu byla měřena na válečcích průměru 100 mm a délky 120 mm. Schéma sestavení zkoušky je patrné z Obr. 4.15. Rychlost zatěžování byla dodržena podle normy [21].



Obr. 4.15 Zkouška pevnosti mikro-betonu v příčném tahu

4.1.6.3 Pevnost mikro-betonu v dostředném tahu

Z důvodu časové náročnosti zkoušek a kvůli úspoře materiálu jsme průběh tahové pevnosti primárně vyhodnocovali metodikou zkoušky pevnosti v tahu ohybem. Závislost mezi pevností v tahu ohybem a pevností v příčném tahu byla vyjádřena ze tří časových bodů, ve kterých byly současně zkoušeny obě jmenované pevnosti, Obr. 4.16 (a). Identifikovali jsme tedy převodní funkci $A_{fl}(t)$ mezi pevností v tahu ohybem a pevností v příčném tahu, Obr. 4.16 (b).



Obr. 4.16 Vztah mezi pevností v tahu ohybem a v příčném tahu

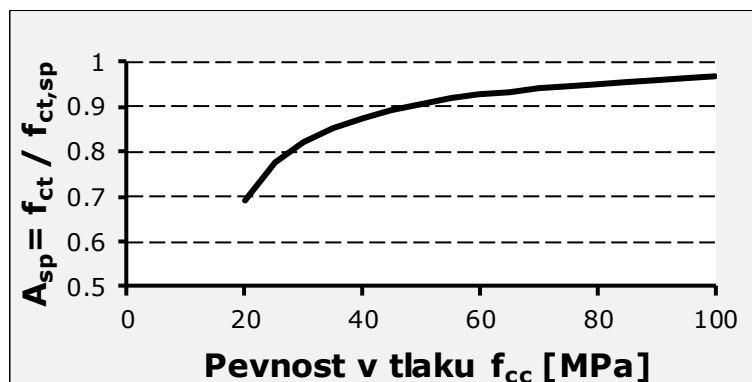
(a) Pevnost v tahu ohybem a pevnost v příčném tahu; (b) Převodní funkce mezi pevností v tahu ohybem a pevností v příčném tahu

Z provedených měření vyplynulo, že funkce A_{fl} se nezanedbatelně mění s postupným zráním mikro-betonu. Z Obr. 4.16 (b) vyplývá, že v časovém intervalu mezi 1. a 28. dnem je průběh funkce přibližně lineární. Proto byla tato funkce aproximována přímkou ve tvaru:

$$A_{fl}(t) = k_{fl} \cdot t + q_{fl}, \quad (4.6)$$

kde odhady směrnice této funkce k_{fl} a její koeficient q_{fl} byly vyčísleny metodou nejmenších čtverců. Průběh pevnosti v příčném tahu $f_{ct,sp}$ v závislosti na čase lze tedy vyjádřit následujícím vztahem:

$$f_{ct,sp}(t) = f_{ct,fl}(t) \cdot A_{fl}(t). \quad (4.7)$$



Obr. 4.17 Závislost A_{sp} na pevnosti mikro-betonu nebo betonu v tlaku [26]

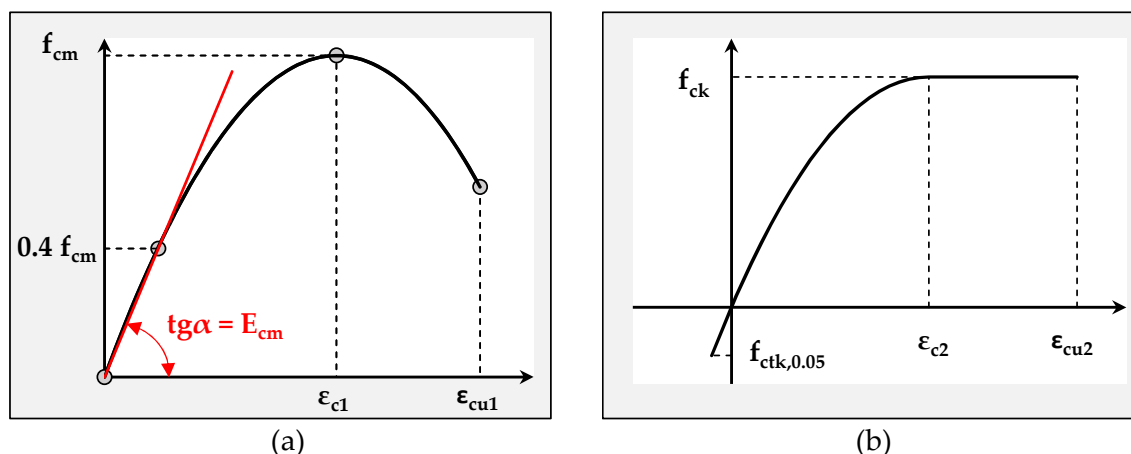
Posledním krokem k získání pevnosti v dostředném tahu f_{ct} byl převod pevnosti v příčném tahu na pevnost v prostém tahu pomocí koeficientu A_{sp} :

$$f_{ct}(t) = f_{ct,sp}(t) \cdot A_{sp}(t), \quad (4.8)$$

kde velikost koeficientu A_{sp} je závislá na pevnosti kompozitu v tlaku f_{cc} (Obr. 4.17 [26]). Ta byla zjišťována na zlomcích trámečků po zkoušce pevnosti v tahu ohybem.

4.1.7 Modul pružnosti

Modul pružnosti je jednou ze základních vlastností materiálu, která charakterizuje jeho schopnost vzdorovat účinkům zatížení působících na konstrukci během její životnosti. Při analýze napjatosti konstrukce je uvažován statický modul pružnosti, jehož velikost je dána směrnicí sečny procházející body pracovního diagramu kompozitu pro $\sigma_c = 0$ a $\sigma_c = 0.4 f_{cm}$ [14], viz Obr. 4.18 (a).



Obr. 4.18 Statický modul pružnosti betonu nebo mikro-betonu

(a) Pracovní diagram kompozitu v tlaku; (b) Parabolicko-rektangulární pracovní diagram kompozitu pro prostý beton (s rozšířením o oblast tahové pevnosti)

Statický modul pružnosti lze experimentálně stanovit na základě měření podle ČSN EN 12390-13 [23]. Tato norma nahrazuje dřívější předpis ČSN ISO 6784 [24]. Porovnání zkušebních postupů a vyhodnocení podle obou norem je provedeno například ve studii [25].

Norma [23] umožňuje stanovení modulu pružnosti dvěma metodami, přičemž prezentované výsledky v této práci jsou získány zkušebním postupem metody B. Podrobný zkušební postup včetně dovolených odchylek měření mezi jednotlivými zatěžovacími cykly je popsán v normě [23]. Autor upozorňuje, že v normě [23] je pro stanovení sečnového modulu pružnosti uvažována hodnota horního napětí odpovídající 1/3 pevnosti zkoušeného vzorku. Zde je patrný nesoulad mezi normami [23] a [14], kde se liší právě velikost horního napětí pro určení sečnového modulu pružnosti, viz Obr. 4.18 (a).

Při stanovení modulu pružnosti destruktivní zkouškou podle ČSN EN 12390-13 musí mít testovaný kompozit již určitou pevnost, aby bylo možné dodržet dovolené odchylky přetvoření mezi jednotlivými zatěžovacími cykly. Nicméně modul pružnosti lze vyhodnotit i v ranějším stádiu (cca po 4 hodinách od smíchání vody s cementem) s využitím nedestruktivní ultrazvukové impulzové metody.

4.1.7.1 Experimentální stanovení průběhu modulu pružnosti

Vývoj modulu pružnosti v čase od počátku tuhnutí kompozitu byl stanoven pomocí kombinace destruktivní zkoušky dle [23] a nedestruktivní ultrazvukové impulzové metody.

Při ultrazvukové zkoušce se měří doba průchodu ultrazvukového signálu skrz vzorek mikro-betonu t_L . Následně lze dopočítat rychlost průchodu UZ impulsu v_L (za předpokladu známé vzdálenosti sond L_{UZ}), která charakterizuje kvalitu materiálu:

$$v_L = \frac{L_{UZ}}{t_L} \quad (4.9)$$

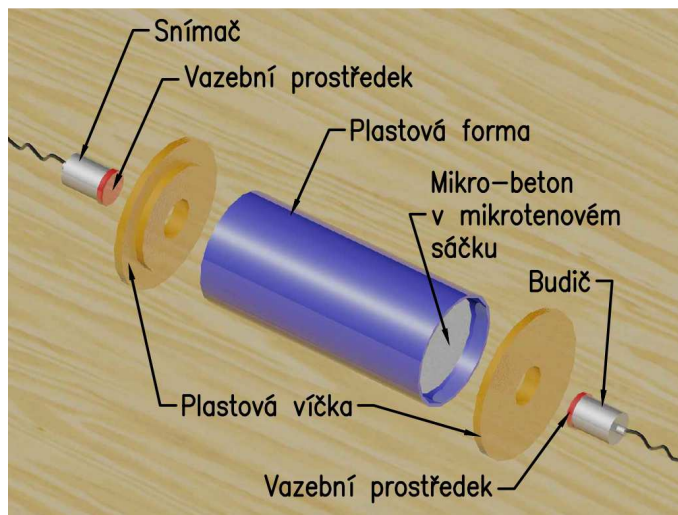
Čím je rychlost impulsu vyšší, tím má kompozit vyšší modul pružnosti. Z rychlosti UZ impulsu lze stanovit hodnotu dynamického modulu pružnosti E_{cu} [22]:

$$E_{cu} = \frac{\rho \cdot v_L^2}{k^2} \cdot 10^{-6}, \quad (4.10)$$

kde k je součinitel rozměrnosti prostředí ($k = 1.0$ pro jednorozměrné prostředí), ρ je objemová hmotnost mikro-betonu.

Hlavní výhodou ultrazvukového měření je možnost zaznamenávat dobu průchodu signálu ihned po výrobě mikro-betonu. Sestava navrženého a použitého měřicího zařízení je schematicky znázorněna na Obr. 4.19. Mikro-beton je uložen do formy válečku průměru 60 mm a výšky 130 mm. Aby se měřicí sondy „nepřilepily“ k čerstvému mikro-betonu, je mikro-beton navíc uložen do mikrotenového sáčku. Jako akustický vazební prostředek pro přechod signálu z budiče do mikro-betonu a z mikro-betonu do snímače byla použita modelářská plastelína.

Přenos UZ signálu v mikro-betonu byl měřen pomocí přístroje Pundit. S ohledem na použití jemného kameniva a na příčný rozměr válečku byly použity UZ sondy s relativně vysokou jmenovitou frekvencí 150 kHz.





Obr. 4.19 Měření doby průchodu ultrazvukového signálu skrz vzorek z mikro-betonu

Jakmile je mikro-beton uložen do formy, osadí se snímače a zajistí se gumičkami jejich stálý přítlak k mikro-betonu. Potom se začne kontinuálně zaznamenávat doba průchodu ultrazvukového signálu.

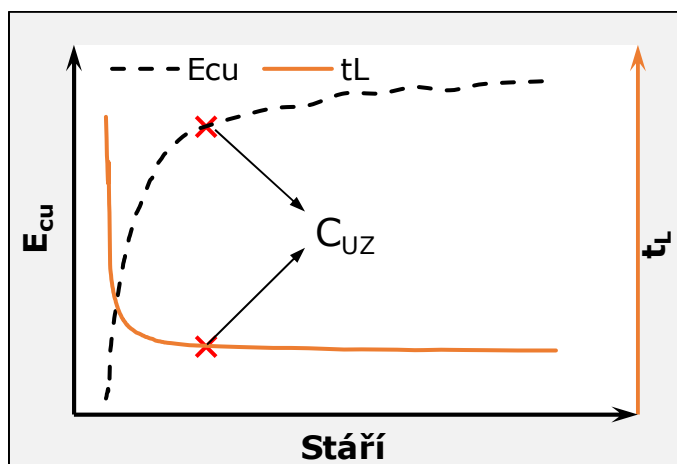
Závislost mezi dobou průchodu impulsu a dynamickým modulem pružnosti byla stanovena pomocí sady vzorků vyrobených pro zkoušení statického modulu pružnosti destruktivní zkouškou podle [23]. Tyto vzorky měly tvar válce o průměru 60 mm a výšce 180 mm. Navíc vzorky pro zkoušení statického modulu pružnosti měly dokonale zabroušené čelní plochy a zkoušely se v době, kdy mikro-beton nabyl dostatečné pevnosti. U takových vzorků bylo možné změřit přesnou vzdálenost mezi sondami a zohlednit i mrtvý (korekční) čas (korekce je stanovena z měření na kalibračním vzorku – etalonu). Porovnáním výrazů pro výpočet rychlosti impulsu a dynamického modulu pružnosti byl získán vztah:

$$E_{cu} = \frac{\rho}{k^2} \cdot L_{UZ}^2 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{t_L^2} = C_{UZ} \cdot \frac{1}{t_L^2}, \quad (4.11)$$

kde pomocí konstanty C_{UZ} vyjadřujeme závislost mezi dynamickým modulem pružnosti E_{cu} a dobou průchodu ultrazvukového signálu skrz vzorek t_L . Můžeme tedy napsat rovnici:

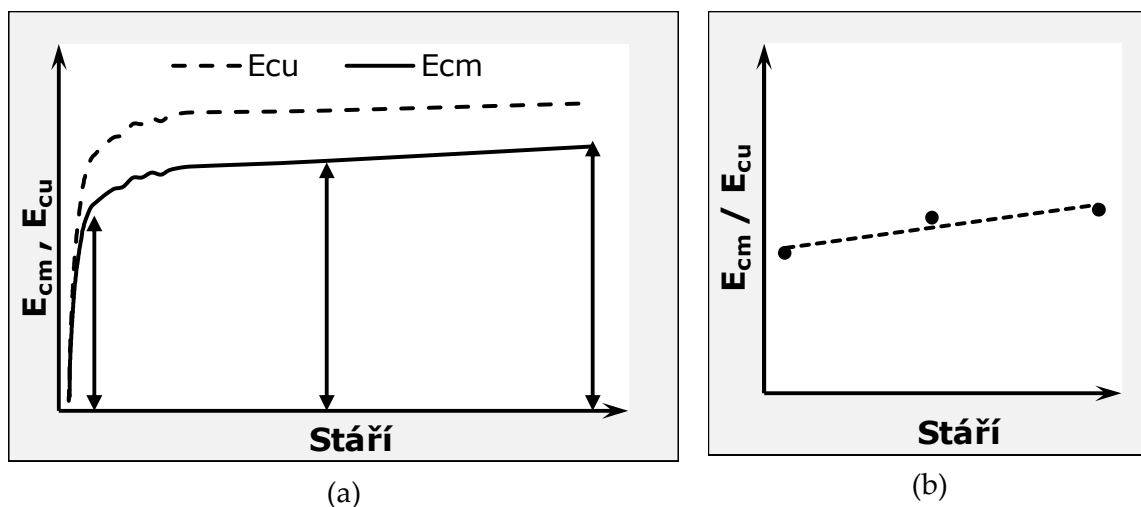
$$C_{UZ} = E_{cu} \cdot t_L^2. \quad (4.12)$$

Konstanta C_{UZ} byla určena právě z časového bodu, kdy je známá hodnota dynamického modulu pružnosti na vzorcích s dokonale zabroušenými čelními plochami a odpovídající hodnota doby průchodu ultrazvuku mezi sondami na vzorku dle Obr. 4.19.



Obr. 4.20 Závislost mezi dynamickým modulem pružnosti a dobou průchodu ultrazvukového signálu

Jakmile byla vyhodnocena konstanta C_{uz} , byl dopočítán průběh E_{cu} . Poté byl proveden převod na statický modul pružnosti. Převodní funkce E_{cm} / E_{cu} byla určena ze tří časových bodů, kdy jsou známy oba moduly pružnosti, Obr. 4.21(a). Z naměřených hodnot vyplynulo, že funkci E_{cm} / E_{cu} bylo možné uvažovat jako lineární během zrání mikro-betonu pro časový interval od cca 4 hodin po 28 dní, Obr. 4.21 (b).



Obr. 4.21 Průběh statického a dynamického modulu pružnosti během zrání mikro-betonu

4.1.8 Výpočet vynuceného napětí

Od vázaného smršťování vzniká v kompozitu tahové napětí. Podle pracovního diagramu podle Eurokódu 2, čl. 12.3.1, lze předpokládat pružné chování **taženého** kompozitu až do vzniku trhlin, Obr. 4.18 (b).

Celý proces je navíc ovlivněn dotvarováním, respektive relaxací, mikro-betonu. Relaxaci jsme při zkoumání mikro-betonů neuvažovali, protože v této fázi výzkumu šlo o komparativní analýzu mikro-betonů za účelem optimalizace složení cementového tmele. Případný vliv dotvarování (relaxace) lze zjednodušeně považovat ve všech zkoušených variantách složení za srovnatelný. Navíc, není jednoduché zvolit vhodný model pro predikci dotvarování, protože všechny dostupné modely jsou platné jen pro betony s obsahem hrubého kaméniva, které v mikro-betonech absentuje.

Výpočet napětí byl proveden podle Hookova zákona:

$$\sigma_{el}(t) = \sum_{i=0}^n \Delta \varepsilon(t_i) \cdot E_{cm}(t_i). \quad (4.13)$$

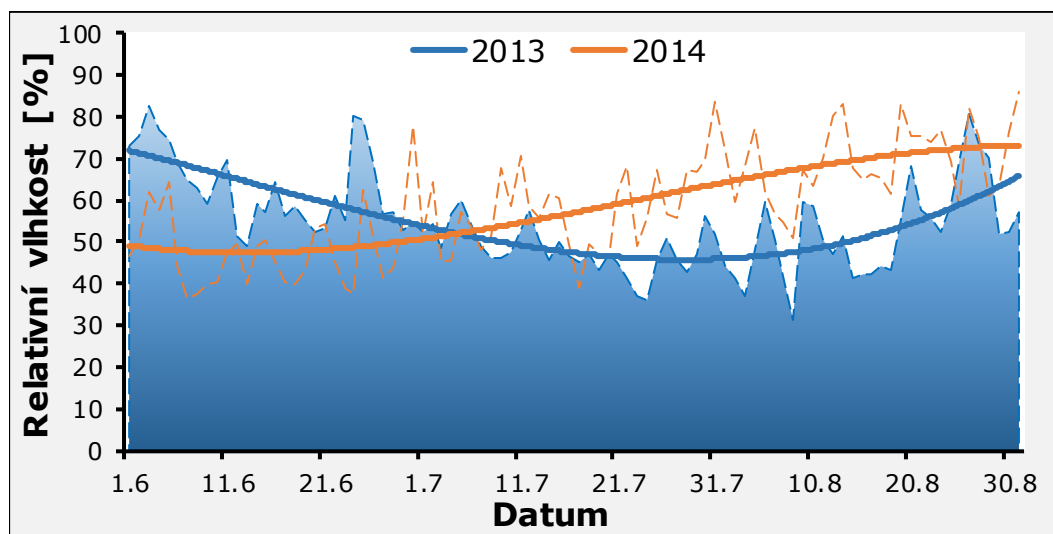
Je nezbytné poznamenat, že výpočet elastického napětí musí být proveden přírůstkově s ohledem na změny hodnoty modulu pružnosti mikro-betonu E_{cm} v čase.

4.2 MIMOŘÁDNÉ KLIMATICKÉ PODMÍNKY

Rok 2014, v němž proběhla část měření smršťování mikro-betonů, přinesl v určitém období mimořádné klimatické podmínky. Léto bylo mimořádně deštivé. To jsou podmínky příznivé pro dozrávání čerstvých betonů, jelikož při deštivém počasí je omezeno odpařování vody z mikro-betonu, a tedy i jeho smršťování v důsledku vysychání. To, co je obecně příznivé pro dozrávání betonu nebo mikro-betonu, nemusí být příznivé pro výzkumné práce v odpovídající oblasti. Základním pravidlem pro většinu experimentů totiž je, že mimo zkoumanou veličinu musejí být ostatní podmínky experimentu fixovány.

Ukázalo se, že technické vybavení klimatizované místnosti, kde bylo smršťování měřeno, umožňuje pouze dovlhčovat v ní se nacházející vzduch, nikoli jej odvlhčovat. V důsledku zvýšené relativní vlhkosti vzduchu se u vzorků, umístěných v komoře, smršťování významně zpomalilo.

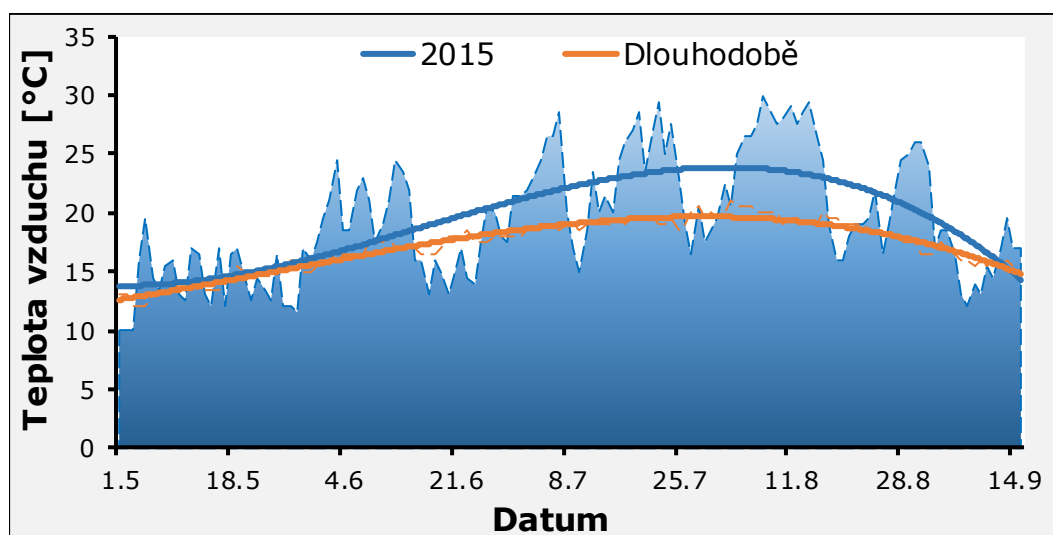
S ohledem na výše uvedené skutečnosti byla provedena řada opatření umožňujících provádět a následně vyhodnocovat i měření provedená ve vysoké relativní vlhkosti vzduchu. Základním opatřením bylo obecně kvantifikovat popisovanou situaci. Z údajů za srovnatelná období roku 2013 a 2014 skutečně vyplývá, že rok 2014 byl v letním období významně vlhčí než vlhkostně průměrný rok (dle HMÚ) 2013 – viz údaje na Obr. 4.22.



Obr. 4.22 Relativní vlhkost vzduchu (průměrné denní hodnoty) v létě roku 2013 a 2014

Na Obr. 4.22 jsou zobrazeny průměrné denní hodnoty vlhkosti vzduchu a jejich polynomičká aproximace metodou nejmenších čtverců. Z obrázku je zřetelné, že na přelomu července a srpna byla vlhkost v roce 2014 přibližně o 20 % vyšší než v roce 2013. Pokud by byly vykresleny skutečně naměřené hodnoty (ne denní průměry), tak by vlhkost vzduchu dosahovala místy k hranici 100 %. Tento jev nutně ovlivnil všechny námi prováděné experimenty v létě 2014. Proto byly zpracovány korekční algoritmy.

Zatímco v roce 2014 bylo léto nadprůměrně dešřivé, v roce 2015 přineslo léto nadprůměrné teploty vzduchu. Údaje o průměrných denních teplotách vzduchu v roce 2015 a dlouhodobém průměru jsou na Obr. 4.23 (zdroj IN-POČASÍ).



Obr. 4.23 Teplota vzduchu (průměrné denní hodnoty) v roce 2015 a dlouhodobá průměrná teplota

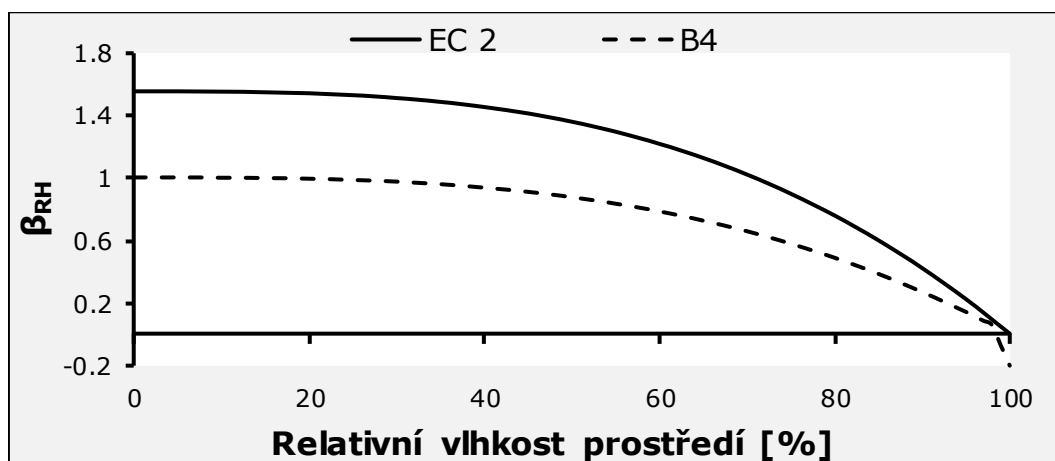
Z obrázku je patrné, že v červenci a v srpnu byly průměrné denní teploty až o 10 °C vyšší ve srovnání s dlouhodobým průměrem.

Venkovní teplota vzduchu ovlivňuje teplotu v laboratořích na VUT, protože k dispozici byla pouze jedna klimatizovaná laboratoř, která ale kapacitně nedostačovala k provádění všech potřebných experimentů. Proto byla teplota (a relativní vlhkost vzduchu) v laboratoři při každém experimentu průběžně zaznamenávána a naměřené hodnoty odpovídajícím způsobem korigovány.

Obecně platí, že zvýšení teploty o 10 °C zvyšuje rychlost chemické reakce dvakrát až čtyřkrát (podle Arrheniovy rovnice). Při vyšších teplotách dochází k urychlení hydratace cementu a mikro-beton rychleji dozrává. To mj. zvyšuje i intenzitu smršťování. Tento vliv se negativně projevuje při vyhodnocování provedených měření, stejně jako v případě nadprůměrné vlhkosti vzduchu.

4.2.1 Zohlednění vlivu vlhkosti vzduchu

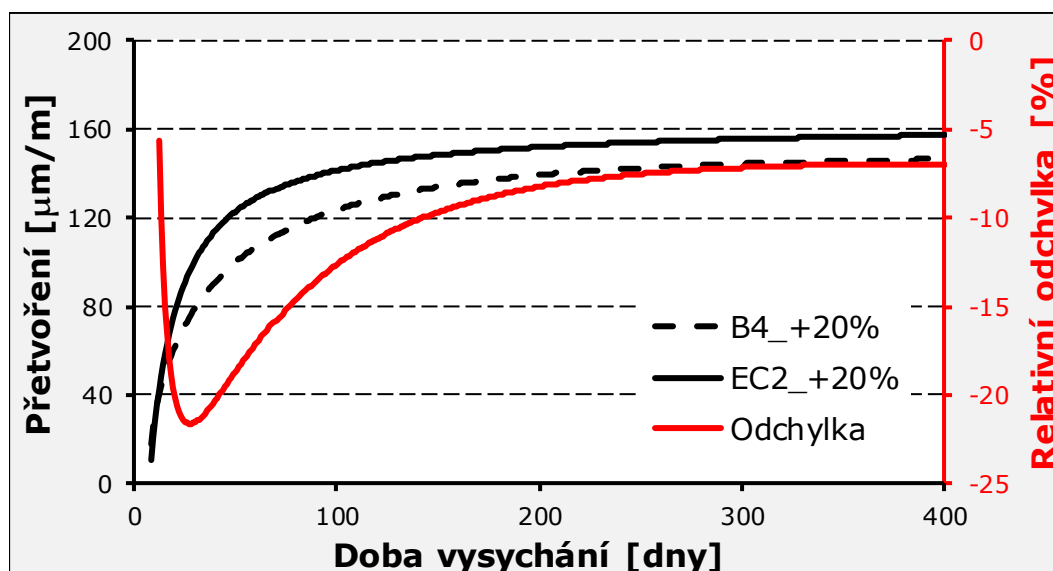
Eurokód 2 i model B4 zohledňuje tento vliv pomocí koeficientu β_{RH} , který se uplatňuje při výpočtu přetvoření od smršťování vysycháním. Výpočet β_{RH} podle Eurokódu je patrný z rovnice (2.5) a podle modelu B4 z rovnice (2.11). Z Obr. 4.24 je zřejmé, že s rostoucí vlhkostí vzduchu klesá β_{RH} , a tedy i vypočtená hodnota smrštění vysycháním bude menší.



Obr. 4.24 Vliv vlhkosti okolního prostředí na smršťování betonu nebo mikro-betonu vysycháním

Je také patrný významný rozdíl mezi průběhy β_{RH} podle uvažovaných reologických modelů. Nicméně tento rozdíl není již tak významný při porovnání vypočtených hodnot od smršťování vysycháním s vlivem vlhkosti. Na Obr. 4.25 je provedena analýza vlivu vlhkosti na výsledné hodnoty smršťování od vysychání vypočtené podle reologických modelů. Je zde zobrazen rozdíl hodnot smršťování při zvýšení vlhkosti vzduchu z 60 % na 80 %. Eu-

roková vlivem zvýšené vlhkosti snižuje hodnotu smrštění od vysychání ve 400 dnech přibližně o 160 $\mu\text{m/m}$, zatímco model B4 o 145 $\mu\text{m/m}$. Pokud tyto hodnoty porovnáme relativně, tak rozdíl mezi modely je pouze 7 %. Lze tedy konstatovat, že oba přístupy zohledňují vliv vlhkosti zjednodušeně jednotně. Pro vyhodnocování jsme se rozhodli vliv rozdílné vlhkosti zohledňovat podle Eurokódu 2, viz rovnice (2.5).



Obr. 4.25 Vliv zvýšené vlhkosti vzduchu o 20 % na přetvoření od smršťování vysycháním

Z výše uvedeného vyplývá, že je nezbytné zaznamenávat vlhkost okolního prostředí, kde vzorky dozrávají. Pro vyhodnocení experimentu byla jako referenční vlhkost zvolena hodnota 60 % a pomocí koeficientu β_{RH} lze převést naměřené smršťování na ekvivalentní hodnoty pro zvolenou referenční vlhkost. Srovnávat je možné pouze srovnatelné, tedy ekvivalentní hodnoty smršťování testovaných kompozitů dosažené při referenční relativní vlhkosti okolního prostředí.

Při vyhodnocování je vliv vlhkosti vzduchu eliminován koeficientem A_{RH} :

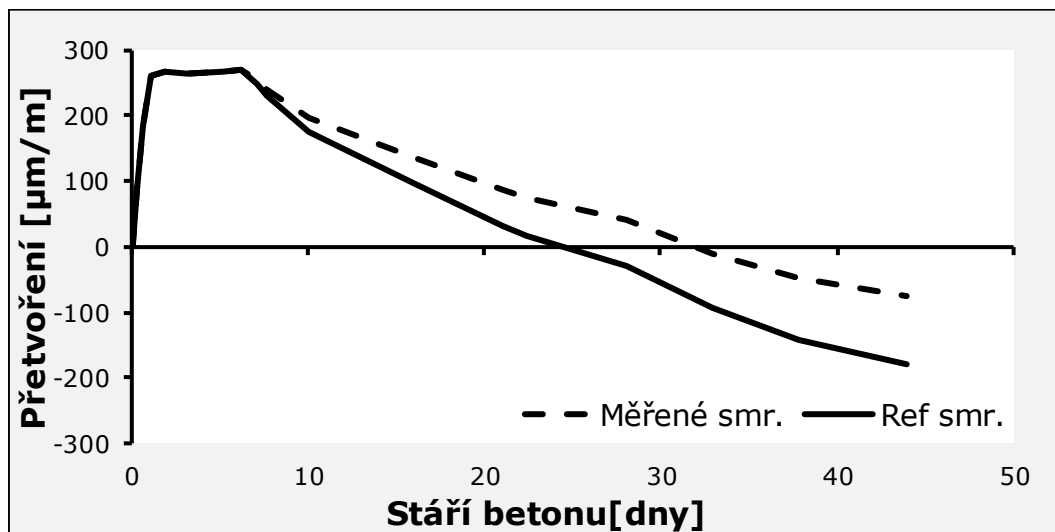
$$A_{RH} = \beta_{RH,actual} / \beta_{RH,ref} \quad (4.14)$$

kde $\beta_{RH,actual}$ je vypočteno z naměřené vlhkosti vzduchu během experimentu, $\beta_{RH,ref}$ je vypočteno pro referenční vlhkost vzduchu (60 %).

Pokud je aktuální vlhkost vzduchu vyšší než referenční, je koeficient A_{RH} je větší než 1.0. Průběh objemových změn je poté přepočítán pro referenční vlhkost vzduchu následovně, viz Obr. 4.26:

- Během smršťování mikrobetonu je A_{RH} činitelem aktuálního průběhu objemových změn,

- během nabývání mikrobetonu součinitel A_{RH} neuplatňujeme.



Obr. 4.26 Průběh objemových změn mikro-betonu při aktuální a referenční vlhkosti vzduchu

Křivka *Měřené smr.* zobrazuje průběh naměřeného smrštění při vlhkosti 73 % a křivka *Ref smr.* je odhad průběhu smrštění stejného mikro-betonu při vlhkosti vzduchu 60 % (uplatnění A_{RH}).

4.2.2 Zohlednění vlivu teploty vzduchu

Vliv teploty při vyhodnocování lze eliminovat zavedením ekvivalentního času (ekvivalentního stáří kompozitu). Eurokód 2 poskytuje následující rovnici pro výpočet ekvivalentního stáří:

$$t_T = t \cdot e^{-\left(\frac{4000}{273+T} - 13.65\right)}, \quad (4.15)$$

kde T je aktuální teplota vzduchu ve sledovaném období a t je počet dní, v nichž převládá teplota T .

Vliv zvýšených, případně snížených, teplot vzduchu podle Eurokódu lze takto zohlednit v rozsahu hodnot 0 °C až 80 °C [14].

Výpočet ekvivalentního stáří lze provést také podle novějšího modelu, kterým je model B4 [16]. Vliv teploty na rychlost stárnutí je zde vyjádřen následovně:

$$t_T = t \cdot e^{4000 \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T+273} \right)}, \quad (4.16)$$

Vztah pro výpočet ekvivalentního času podle Eurokódu je tvarově obdobný rovnici podle B4. Srovnání výsledků obou modelů pro určení ekvivalentního stáří je v následující tabulce (při zrání kompozitu po dobu 10 dní v okolní teplotě 30 °C):

Tabulka 4.3 Ekvivalentní stáří kompozitu podle Eurokódu 2 a modelu B4

t	T	t_T dle EC2	t_T dle B4
10 dní	30 °C	15.66 dní	15.69 dní

Relativní rozdíl mezi ekvivalentními časy je 0.2 % (pokud je jako základ 100 % uvažován výpočet podle B4). Při vyhodnocování veškerých experimentů v této práci byla prováděna korekce stáří betonu či mikro-betonu zohledňující teplotu vzduchu při jeho zrání pomocí Eurokódu 2 [14].

4.3 MATERIÁLY – MIKRO-BETONY

Receptury mikro-betonů vyrobených pro komplexní experimenty jsou v následujících tabulkách. Tyto mikro-betony byly míchány v laboratorní míchačce HBM 75 s maximálním objemem náplně 75 litrů.

Tabulka 4.4 Receptura mikro-betonu MC-Ref

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 R	650 kg/m ³
Dávkovaná voda	260 kg/m ³
Plastifikační přísada	0.8 % (z hmotnosti cementu)
Písek 0/1 mm Labský	476 kg
Písek P30 Provodín	884 kg

Tabulka 4.5 Receptura mikro-betonu MC-SRA

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 R	650 kg/m ³
Dávkovaná voda	260 kg/m ³
Plastifikační přísada	0.48 % (z hmotnosti cementu)
Písek 0/1 mm Labský	476 kg
Písek P30 Provodín	884 kg
Protismršťovací přísada	3 % (z hmotnosti cementu)

Tabulka 4.6 Receptura mikro-betonu MC-Opt

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 R	617 kg/m ³
Dávkovaná voda	260 kg/m ³
Plastifikační přísada	0.48 % (z hmotnosti cementu)
Písek 0/1 mm Labský	476 kg
Písek P30 Provodín	884 kg
Protismršťovací přísada	3 % (z hmotnosti cementu)
Expanzní přísada/příměs	5 % (z hmotnosti cementu)

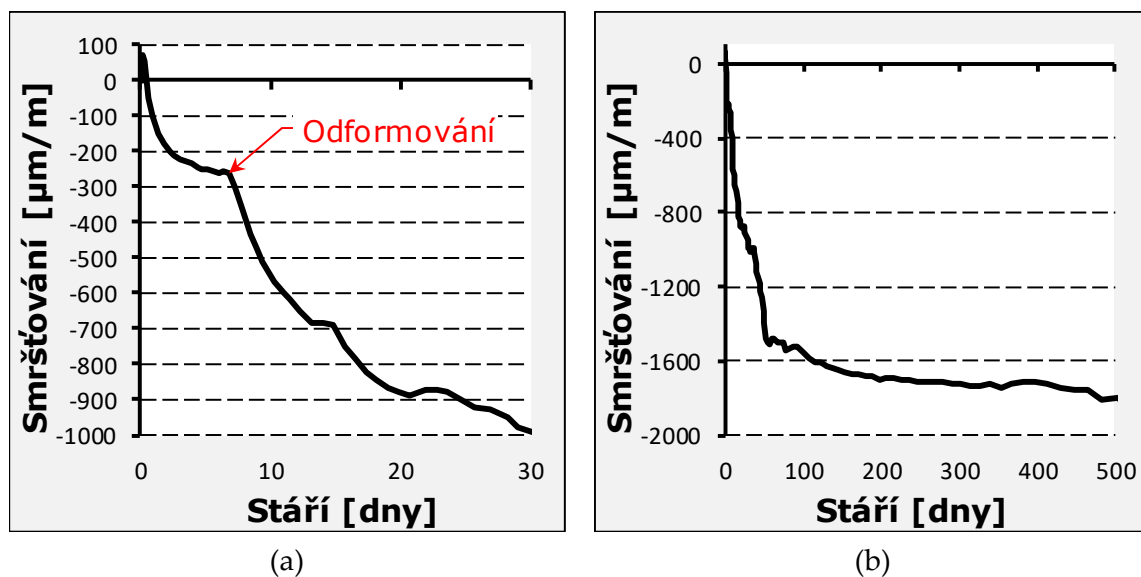
4.4 VÝSLEDKY ZKOUMÁNÍ MIKRO-BETONŮ

4.4.1 Komplexní experiment mikro-betonu MC-Ref

4.4.1.1 Průběh volného smršťování

Během prvních 40 dní byl průběh volného smršťování měřen na válečcích a dále navazuje smršťování měřené na trámcích.

Průběh smršťování mikro-betonu MC-Ref je patrný z Obr. 4.27. Hodnoty smrštění jsou zde přepočteny na ekvivalentní hodnoty, tj. při referenční vlhkosti vzduchu 60 % a ekvivalentním stáří kompozitu.



Obr. 4.27 Volné smršťování mikro-betonu MC-Ref
 (a) krátkodobé sledování; (b) dlouhodobé sledování

4.4.1.2 Vývoj pevnosti

Tabulka 4.7 a Tabulka 4.8 obsahují informace o naměřené pevnosti v tahu ohybem, v tlaku na zlomcích trámečků a v příčném tahu.

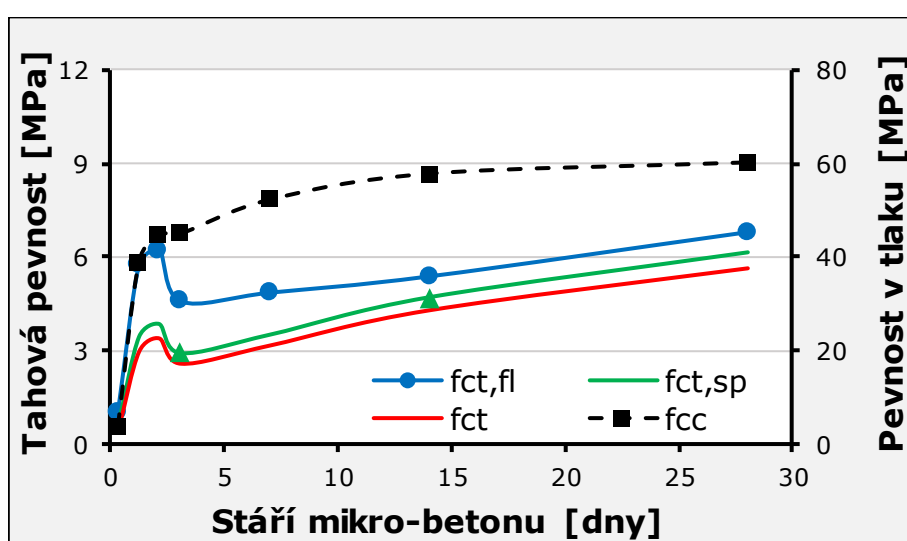
Tabulka 4.7 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u MC-Ref

Stáří mikro-betonu		Pevnost v tahu ohybem [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]		Variační koeficient [%]	
[hod]	[dny]			Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku	Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku
7.3	0.5	1.06	3.93	0.16	0.21	15.40	5.35
29.7	1	5.76	39.11	0.19	1.2	3.28	3.06
51.0	2	6.24	45.06	0.7	1.92	1.06	4.26
74.0	3	4.60	45.12	0.35	0.77	7.54	1.71
168.2	7	4.88	52.34	0.51	1.95	10.37	3.73
336.3	14	5.40	57.87	0.36	3.16	6.70	5.47
672.3	28	6.81	60.30	0.3	2.05	4.38	3.40

Tabulka 4.8 Pevnost v příčném tahu u MC-Ref

Stáří mikro-betonu		Pevnost v příčném tahu [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační koeficient [%]
[hodiny]	[dny]			
73.8	3	2.93	0.08	2.9
336.5	14	4.70	0.44	9.3

Graficky je vývoj pevností mikro-betonu MC-Ref znázorněn na Obr. 4.28. Zde $f_{ct,fl}$ označuje pevnost v tahu ohybem, $f_{ct,sp}$ pevnost v příčném tahu, f_{ct} pevnost v dostředném tahu a f_{cc} pevnost v tlaku na zlomcích trámečku.



Obr. 4.28 Vývoj pevností mikro-betonu MC-Ref

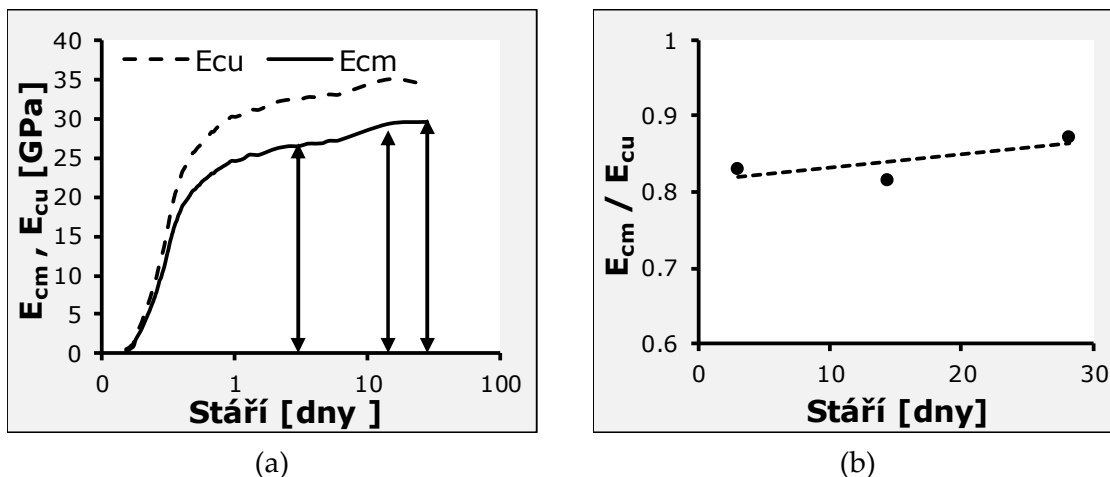
4.4.1.3 Statický modul pružnosti v tlaku

Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti a tlakové pevnosti určené při zkoušce statického modulu pružnosti zobrazuje Tabulka 4.9

Tabulka 4.9 Statický modul pružnosti u MC-Ref

Stáří mikro-betonu		Statický modul pružnosti E_{cm}			Pevnost v tlaku		
[hodiny]	[dny]	Průměr [GPa]	Směrodatná odchylka [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační Koeficient [%]
76.1	3	26.9	0.82	3.0	38.10	0.82	2.15
344.5	14	28.6	1.11	3.9	41.09	1.11	2.71
675.2	28	29.9	1.97	6.6	50.51	1.97	3.89

Korelace poměru E_{cm} / E_{cu} je na Obr. 4.29 (b), ze které byl následně odhadnut vývoj statického modulu pružnosti, viz Obr. 4.29 (a). Je nutné upozornit, že časová osa na Obr. 4.29 (a), určující stáří mikro-betonu, je v logaritmickém měřítku pro lepší zobrazení průběhu modulu pružnosti v raném stádiu zrání mikro-betonu.

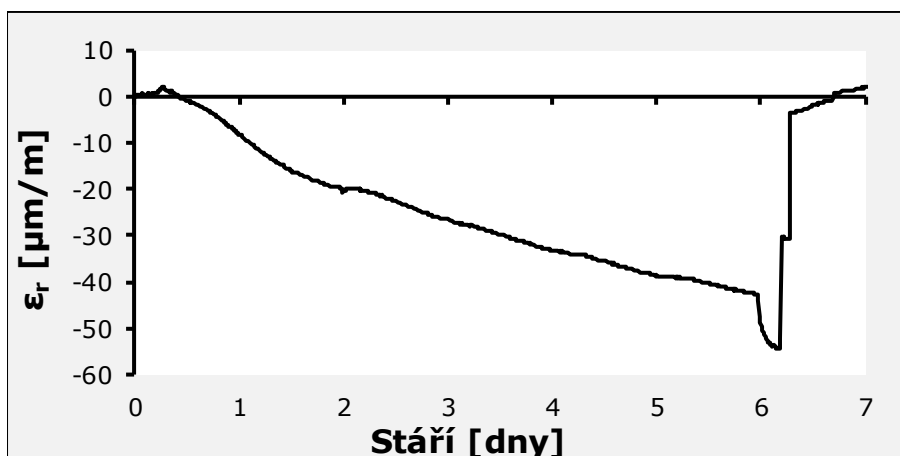


Obr. 4.29 Statický a dynamický modul pružnosti mikro-betonu MC-Ref

Teprve ze znalosti vývoje statického modulu pružnosti, vývoje tahové pevnosti a průběhu volného smršťování lze určit reálnou odolnost takového mikro-betonu proti vzniku trhlin vzniklých jako důsledek smršťování.

4.4.1.4 Průběh vázaného smršťování

Výsledky naměřených a následně přepočtených hodnot jsou patrné z Obr. 4.30. Hodnoty smrštění jsou přepočteny na ekvivalentní hodnoty, tj. při referenční vlhkosti vzduchu 60 % a ekvivalentním stáří kompozitu. Je nutné poznamenat, že na Obr. 4.30 jsou vyneseny průměrné hodnoty vázaného smrštění ze třech vzorků.



Obr. 4.30 Vázané smršťování mikro-betonu MC-Ref

Uložení čerstvého mikro-betonu ve formách Ring a vzniklá trhlinka jsou zdokumentovány na Obr. 4.31.



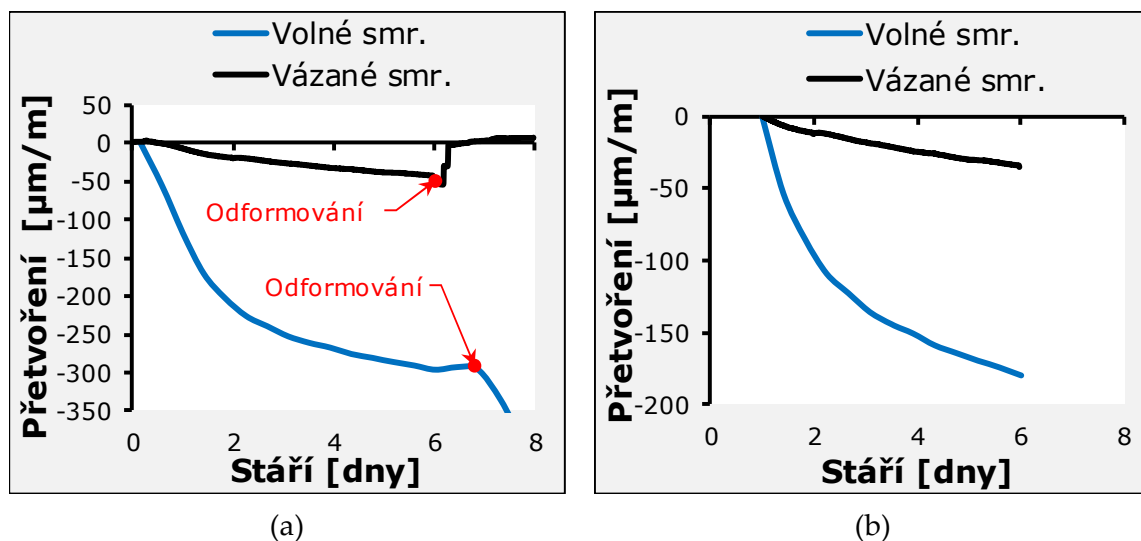
Obr. 4.31 Uložení čerstvého mikro-betonu MC-Ref ve formě Ring

Trhlinka se při Ring-testu objevila na začátku 6. dne od smíchání vody s cementem. Těsně před vznikem trhliny bylo poměrné přetvoření mikro-betonu v důsledku vázaného smršťování $55 \mu\text{m/m}$, při kterém byla vyčerpána tahová únosnost mikro-betonu.

4.4.1.5 Numerická predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlin

Predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlin lze určit ze srovnání průběhu tahové pevnosti mikro-betonu a odpovídajícího vynuceného napětí.

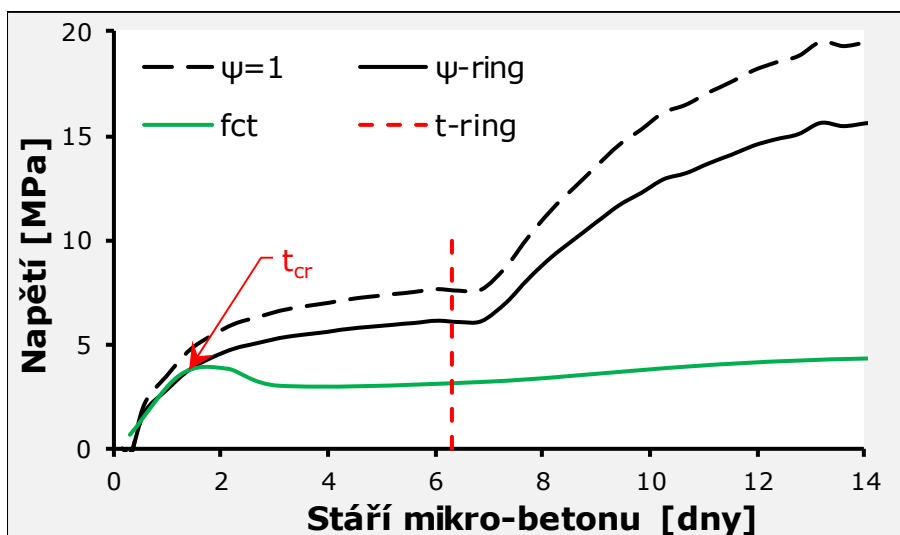
Pro vyčíslení vynuceného napětí bylo nutné stanovit stupeň omezení ψ , který byl odvozen z průběhu volného a vázaného smršťování na Obr. 4.32. Stupeň omezení byl stanoven z časového intervalu mezi 1. a 6. dnem. V tomto časovém období je eliminováno počáteční plastické sednutí (případně nabývání) volně smršťujících vzorků. U Ring-testu totiž není možné zaznamenávat relevantní hodnoty plastického sednutí, případně nabývání mikro-betonu.



Obr. 4.32 Volné a vázané smršťování mikro-betonu MC-Ref

Na Obr. 4.32 (b) je porovnání smršťování mezi 1. a 6. dnem a počáteční velikost obou smršťování je posunuta na hodnotu přetvoření 0.0. Pomocí tohoto grafu byl vyhodnocen aktuální stupeň omezení smršťování (podle rovnice (2.26)) při Ring-testu $\psi = 0.80$. Tento stupeň omezení smršťování se poměrně dobře s numerickou analýzou provedenou v [4], viz Obr. 4.9.

Numerická predikce vzniku smršťovací trhliny je patrná z Obr. 4.33. V grafu je zobrazen průběh pevnosti v dostředném tahu f_{ct} . Křivka $\psi=1$ reprezentuje teoretické maximální možné napětí od smršťování, kdyby byl prvek tuze upnutý. Křivka $\psi=Ring$ reprezentuje napětí od smršťování při stupni omezení odpovídající Ring-testu.



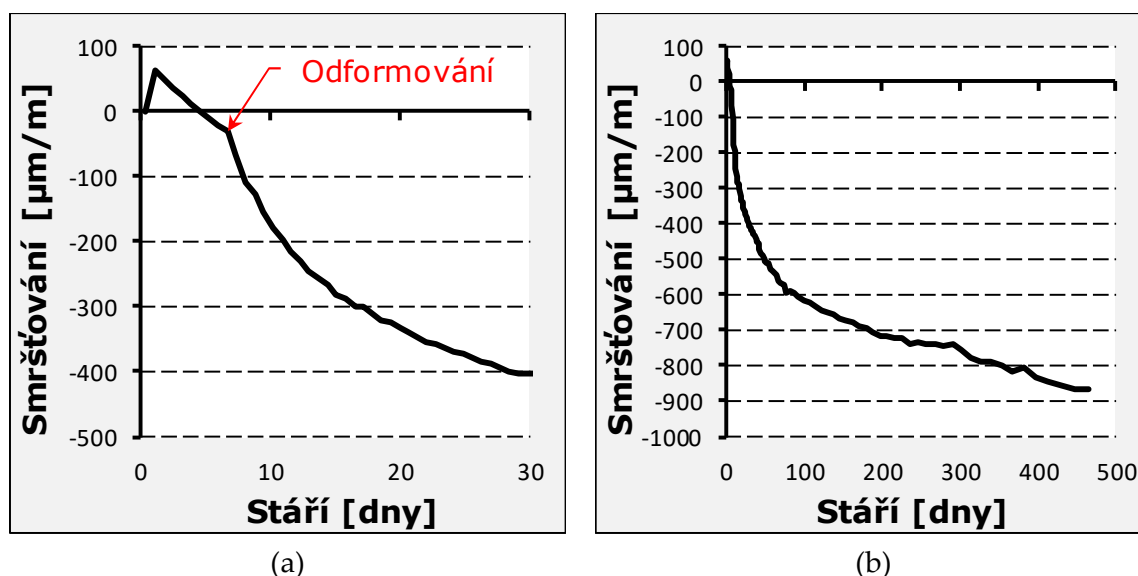
Obr. 4.33 Predikce vzniku smršťovací trhliny mikro-betonu MC-Ref

Ekvivalence tahové pevnosti a vynuceného napětí definuje kritické stáří označené t_{cr} . Pro zkoušený mikro-beton byl vznik trhliny při Ring-testu pozorován na začátku 6. dne, zatímco numerická predikce určila vznik trhliny již ve 2. dni. Tento nesoulad je pravděpodobně zapříčiněn vlivem dotvarování, které nebylo na úrovni mikro-betonů uvažováno z důvodu popsaného v úvodu této kapitoly.

4.4.2 Komplexní experiment mikro-betonu MC-SRA

4.4.2.1 Průběh volného smršťování

Průběh volného smršťování mikro-betonu MC-SRA je patrný z Obr. 4.34. Smrštění vzorku MC-SRA je poloviční ve stáří 500 dní ve srovnání se vzorkem MC-Ref. Tuto redukci smrštění přisuzujeme vlivu protismršťovací přísady.



Obr. 4.34 Volné smršťování mikro-betonu MC-SRA
(a) krátkodobé sledování; (b) dlouhodobé sledování

4.4.2.2 Vývoj pevnosti

Tabulka 4.10 a Tabulka 4.11 obsahují informace o naměřené pevnosti v tahu ohybem, v tlaku na zlomcích trámečků a v příčném tahu.

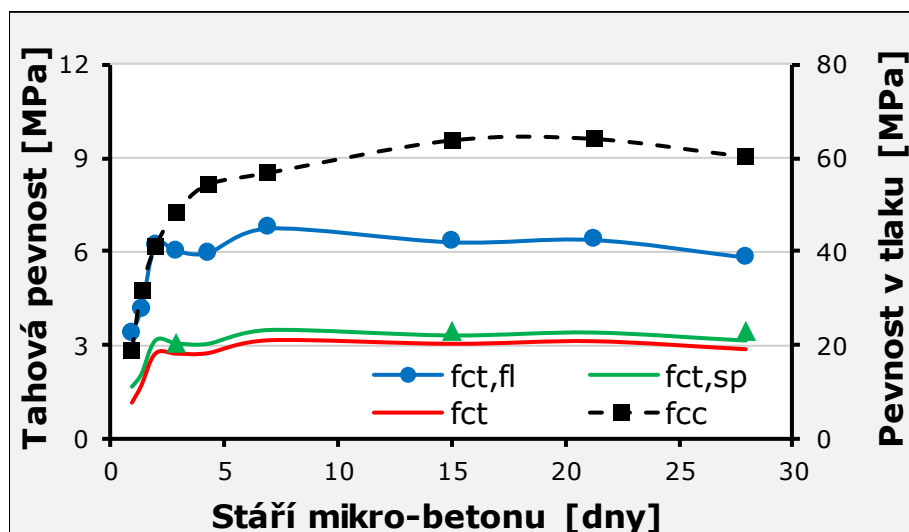
Tabulka 4.10 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u MC-SRA

Stáří mikro-betonu		Pevnost v tahu ohybem [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]		Variační koeficient [%]	
[hod]	[dny]			Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku	Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku
23.4	1	3.39	18.77	0.18	0.84	5.37	4.50
33.4	1.5	4.18	31.65	0.38	1.09	9.09	3.46
48.1	2	6.24	41.01	0.52	1.19	8.40	2.90
70.9	3	6.03	48.31	0.61	1.67	10.03	3.45
103.9	4	5.98	54.25	0.81	2.76	13.53	5.09
167.7	7	6.77	56.61	0.36	2.83	5.27	5.00
360.6	15	6.33	63.13	0.37	5.50	5.81	8.71
510.4	21	6.40	63.90	0.49	3.57	7.69	5.59
671.5	28	5.83	60.08	0.20	4.76	3.35	7.92

Tabulka 4.11 Pevnost v příčném tahu u MC-SRA

Stáří mikro-betonu		Pevnost v příčném tahu [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační koeficient [%]
[hodiny]	[dny]			
70.4	3	3.27	0.50	15.42
360.9	15	3.53	1.12	31.77
671.6	28	3.46	0.24	6.85

Graficky je vývoj pevností mikro-betonu MC-SRA znázorněn na Obr. 4.35.



Obr. 4.35 Vývoj pevností mikro-betonu MC-SRA

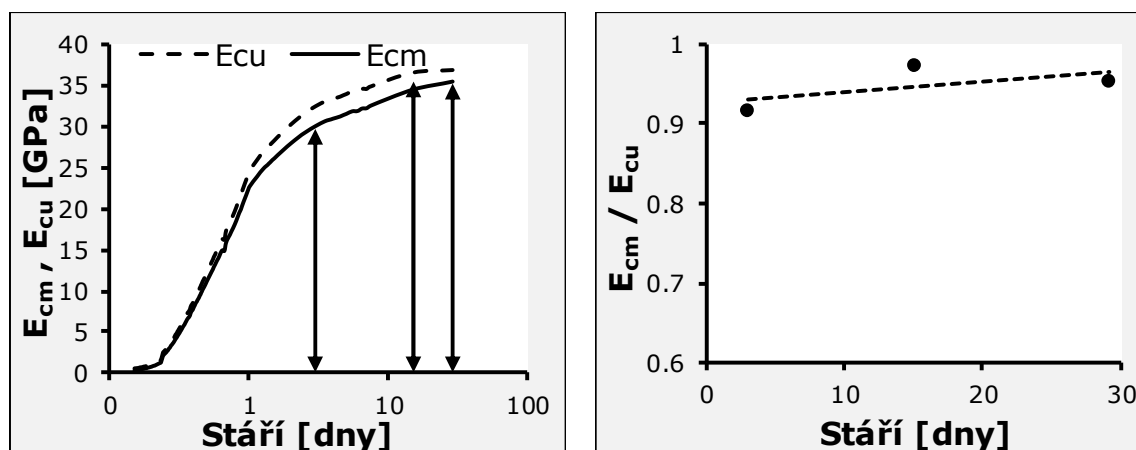
4.4.2.3 Statický modul pružnosti v tlaku

Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti a tlakové pevnosti určené při zkoušce statického modulu pružnosti zobrazuje Tabulka 4.12.

Tabulka 4.12 Statický modul pružnosti u MC-SRA

Stáří mikro-betonu		Statický modul pružnosti E_{cm}			Pevnost v tlaku		
[hodiny]	[dny]	Průměr [GPa]	Směrodatná odchylka [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační Koeficient [%]
71.9	3	29.7	1.14	3.8	41.35	1.69	4.08
366.9	15	35.5	1.48	4.2	57.76	1.53	2.65
701.9	29	35.0	1.95	5.6	61.95	3.24	5.24

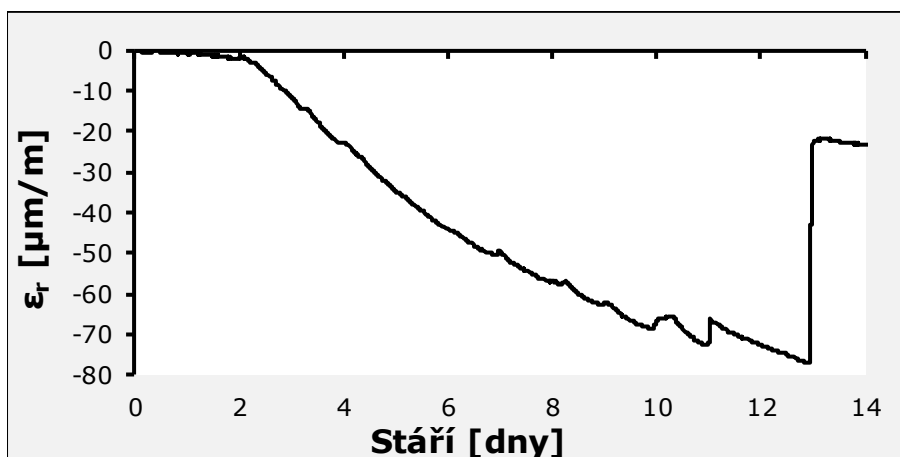
Graficky je vývoj modulu pružnosti mikro-betonu MC-SRA znázorněn na Obr. 4.36.



Obr. 4.36 Statický a dynamický modul pružnosti mikro-betonu MC-SRA

4.4.2.4 Průběh vázaného smrštění

Průměrné hodnoty vázaného smrštění jsou patrné z Obr. 4.37.

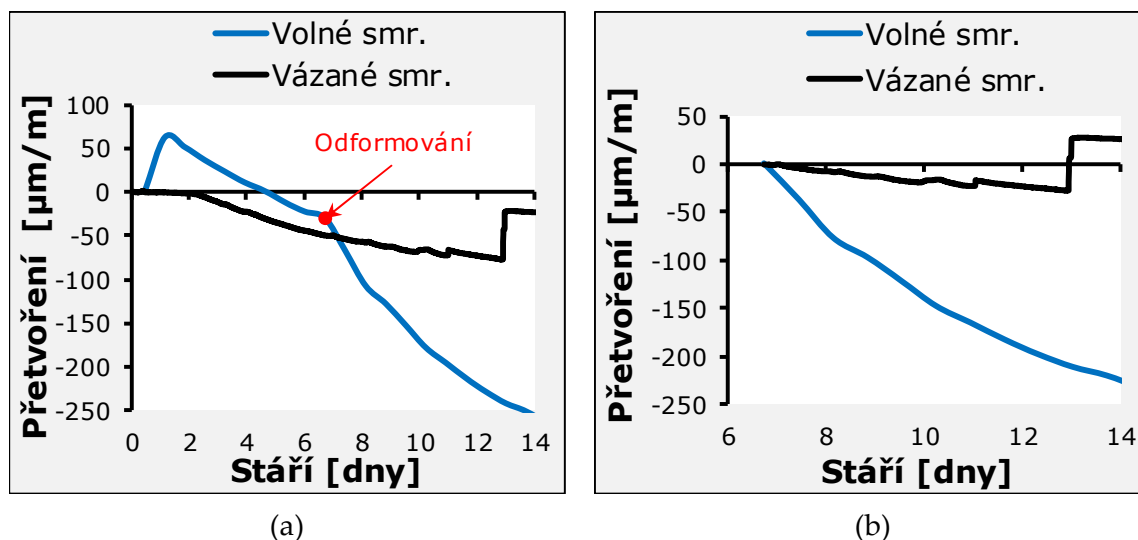


Obr. 4.37 Vázané smršťování mikro-betonu MC-SRA

Trhlina se při Ring-testu objevila ve 13. dni od smíchání vody s cementem. Těsně před vznikem trhliny bylo poměrné přetvoření mikro-betonu v důsledku vázaného smršťování téměř 80 $\mu\text{m/m}$, při kterém byla vyčerpána tahová únosnost mikro-betonu.

4.4.2.5 Numerická predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlin

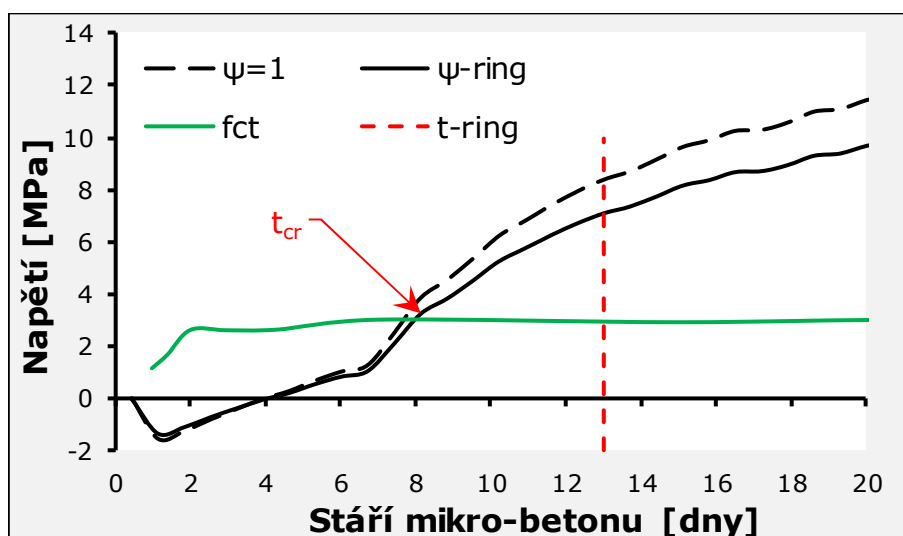
Porovnání volného a vázaného smrštění je zobrazeno na Obr. 4.38. Stupeň omezení smršťování byl stanoven z časového intervalu mezi 7. a 13. dnem, kdy jsou oba vzorky odformovány.



Obr. 4.38 Volné a vázané smršťování mikro-betonu MC-SRA

Pomocí grafu na Obr. 4.38 byl vyhodnocen aktuální stupeň omezení smršťování při Ring-testu $\psi = 0.85$. Tento stupeň omezení smršťování je přibližně ve shodě s mikro-betonem MC-Ref.

Numerická predikce vzniku smršťovací trhliny je patrná z Obr. 4.39.



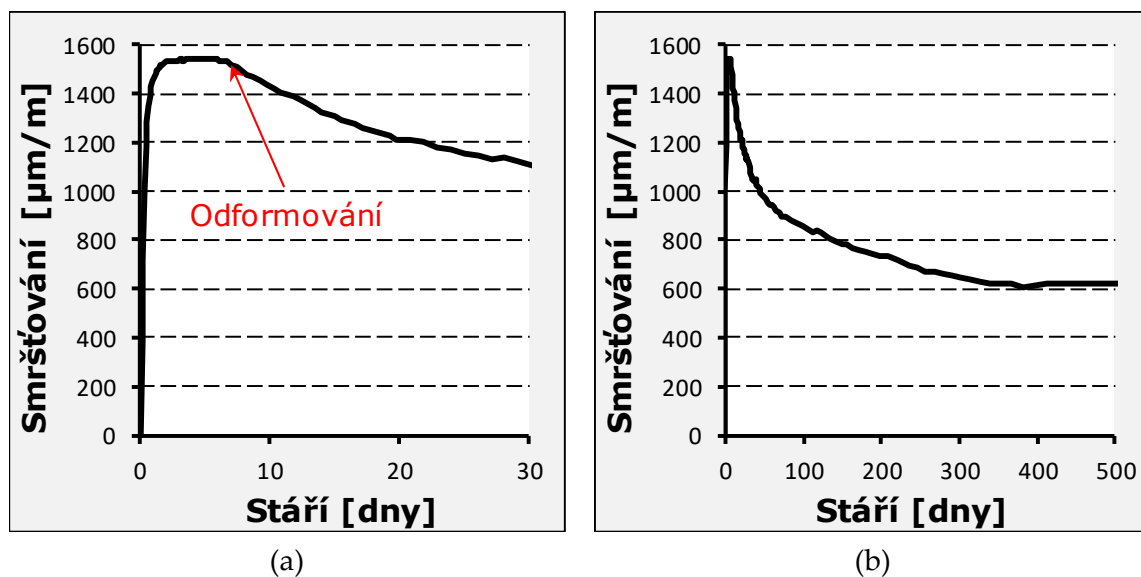
Obr. 4.39 Predikce vzniku smršťovací trhliny mikro-betonu MC-SRA

Pro zkoušený mikro-beton byl vznik trhliny při Ring-testu pozorován ve 13. dni, zatímco numerická predikce určila vznik trhliny již v 8. dni. Tento nesoulad je (stejně jako u vzorku MC-Ref) pravděpodobně zapříčiněn vlivem dotvarování. Nicméně z porovnání t_{cr} mikro-betonu MC-SRA a MC-Ref lze konstatovat, že mikro-beton MC-SRA je odolnější z hlediska vzniku smršťovacích trhlin, než MC-Ref. Vyšší odolnost MC-SRA přisuzujeme příznivému vlivu protismršťovací přísady.

4.4.3 Komplexní experiment mikro-betonu MC-Opt

4.4.3.1 Průběh volného smršťování

Průběh volného smršťování mikro-betonu MC-Opt je patrný z Obr. 4.40. Jeho expanze dosahuje 1500 $\mu\text{m}/\text{m}$ během prvních 7 dní, kdy je mikro-beton uložen ve formě. Expanze je zapříčiněna přidáním expanzní přísady. Během monitorovaného období počáteční expanze nebyla a pravděpodobně nikdy nebude (za daných podmínek) odčerpána smršťováním, protože smršťování je redukováno vlivem protismršťovací přísady.



Obr. 4.40 Volné smršťování mikro-betonu MC-Opt
 (a) krátkodobé sledování; (b) dlouhodobé sledování

4.4.3.2 Vývoj pevnosti

Tabulka 4.13 a Tabulka 4.14 obsahují informace o naměřené pevnosti v tahu ohybem, v tlaku na zlomcích trámečků a v příčném tahu.

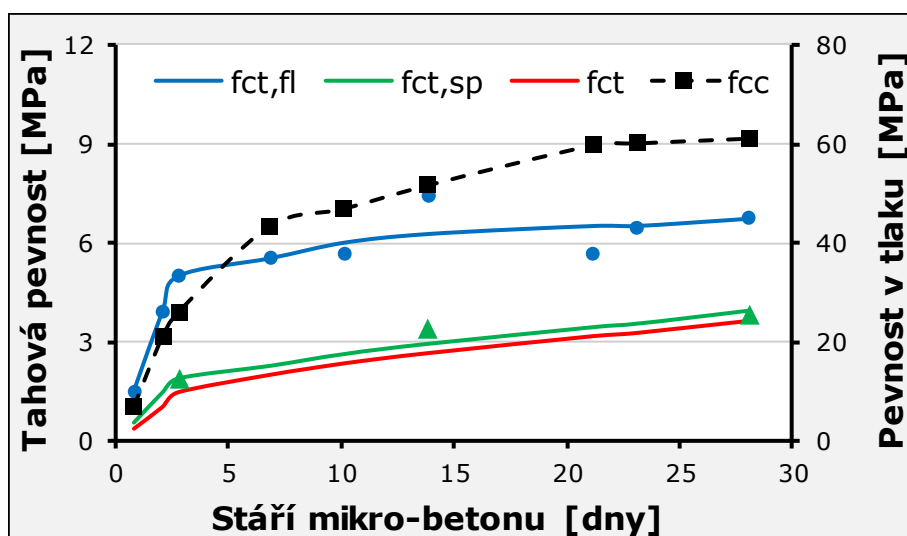
Tabulka 4.13 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u MC-Opt

Stáří mikro-betonu		Pevnost v tahu ohybem [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]		Variační koeficient [%]	
[hod]	[dny]			Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku	Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku
20.6	0.9	1.52	6.93	0.09	0.25	6.14	3.63
50.7	2.1	3.91	20.92	0.20	0.27	5.00	1.29
68.0	2.8	5.01	25.99	0.17	0.97	3.49	3.73
164.9	6.9	5.54	43.29	0.25	1.14	4.53	2.63
243.8	10.2	5.66	46.82	0.44	1.15	7.74	2.45
332.9	13.9	7.42	51.63	0.42	2.13	5.69	4.13
507.8	21.2	5.67	59.65	0.53	2.60	9.41	4.36
540.8	22.5	6.51	60.00	0.23	5.01	3.49	8.35
674.3	28.1	6.75	61.01	0.40	2.32	5.91	3.81

Tabulka 4.14 Pevnost v příčném tahu u MC-Opt

Stáří mikro-betonu		Pevnost v příčném tahu [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační koeficient [%]
[hodiny]	[dny]			
68.5	3	1.92	0.30	15.39
336.8	14	3.40	0.30	8.95
675.8	28	3.81	0.06	1.66

Graficky je vývoj pevností mikro-betonu MC-Opt znázorněn na Obr. 4.41. Průběh pevnosti v tahu ohybem je zde v části aproximován metodou nejmenších čtverců, konkrétně polynomem 2. stupně.



Obr. 4.41 Vývoj pevností mikro-betonu MC-Opt

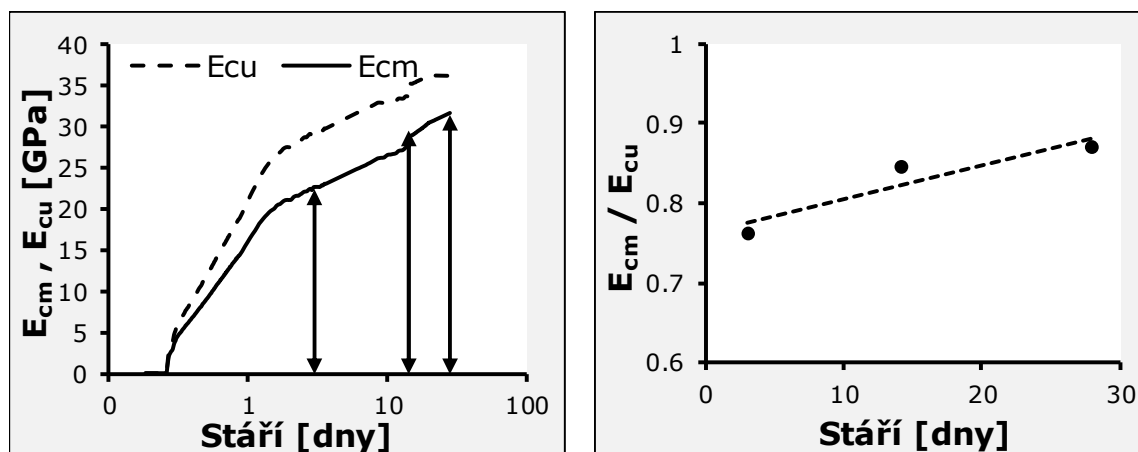
4.4.3.3 Statický modul pružnosti v tlaku

Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti a tlakové pevnosti určené při zkoušce statického modulu pružnosti zobrazuje Tabulka 4.15.

Tabulka 4.15 Statický modul pružnosti u MC-Opt

Stáří mikro-betonu		Statický modul pružnosti E_{cm}			Pevnost v tlaku		
[hodiny]	[dny]	Průměr [GPa]	Směrodatná odchylka [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační Koeficient [%]
71.7	3.0	22.3	1.71	7.6	23.49	0.96	4.08
342.8	14.3	29.7	2.09	7.0	41.72	1.22	2.93
678.1	28.3	31.4	1.87	6.0	48.25	2.57	5.33

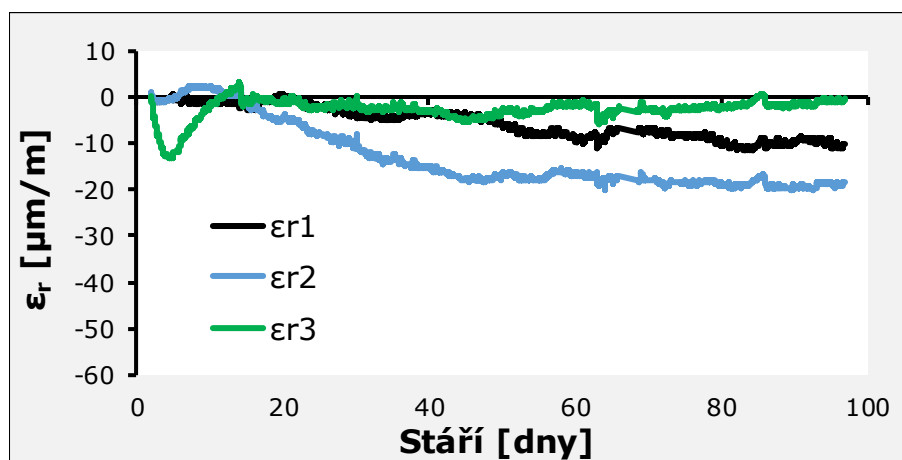
Graficky je vývoj modulu pružnosti mikro-betonu MC-Opt znázorněn na Obr. 4.42.



Obr. 4.42 Statický a dynamický modul pružnosti mikro-betonu MC-Opt

4.4.3.4 Průběh vázaného smršťování

Hodnoty vázaného smrštění na všech třech formách jsou patrné z Obr. 4.43.



Obr. 4.43 Vázané smršťování mikro-betonu MC-Opt

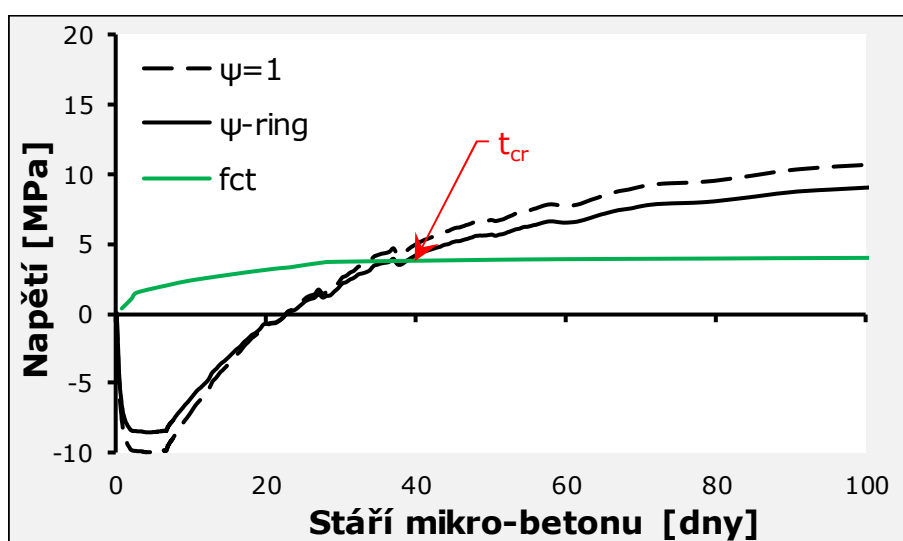
Průběh vázaného smršťování jednotlivých dílčích vzorků experimentu nevykazuje dobrou shodu. Navíc, naměřené hodnoty ε_{r1} a ε_{r2} se pohybují pod úrovní $10 \mu\text{m/m}$. To lze zdůvodnit velkou počáteční expanzí mikro-betonu, která byla naměřena při sledování volného smršťování, viz Obr. 4.40. Z podstaty Ring-testu vyplývá, že není určen pro měření nabývání. V takovém případě má totiž zkoušený kompozit tendenci „odlehnout“ od vnitřního prstence, a proto ani měřené hodnoty přetvoření na vnitřním prstenci zcela neodpovídají vázanému smršťování v reálné konstrukci.

Měření vázaného smršťování bylo ukončeno po 100 dnech a během této doby v mikro-betonu nevznikla žádná trhлина. Stav bez trhlin byl dodržen díky počáteční expanzi mikro-betonu, která ani po 100 dnech nebyla vlivem smršťování odčerpána.

4.4.3.5 Numerická predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlin

Porovnání volného a vázaného smrštění mikro-betonu MC-Opt není v tomto případě vhodné s ohledem na velký rozptyl naměřených hodnot přetvoření při Ring-testu. Proto byl průběh residuálního přetvoření odvozen na základě odhadu stupně omezení při smršťování. Ten lze předpokládat jako 0.82, což je hodnota při Ring-testu odvozená z teoretické analýzy, Obr. 4.9.

Numerická predikce vzniku smršťovací trhliny je patrná z Obr. 4.44. Je nutné opět poznamenat, že při výpočtu vynucených napětí na všech mikro-betonech nebylo uvažováno do-tvarování. Vlivem významné počáteční expanze bylo do mikro-betonu vneseno chemické předpětí. Ačkoliv byla tato expanze poměrně velká, neprokázal se její nepříznivý vliv na mikrostrukturu kompozitu, a tedy ani na pevnostní charakteristiky mikro-betonu.



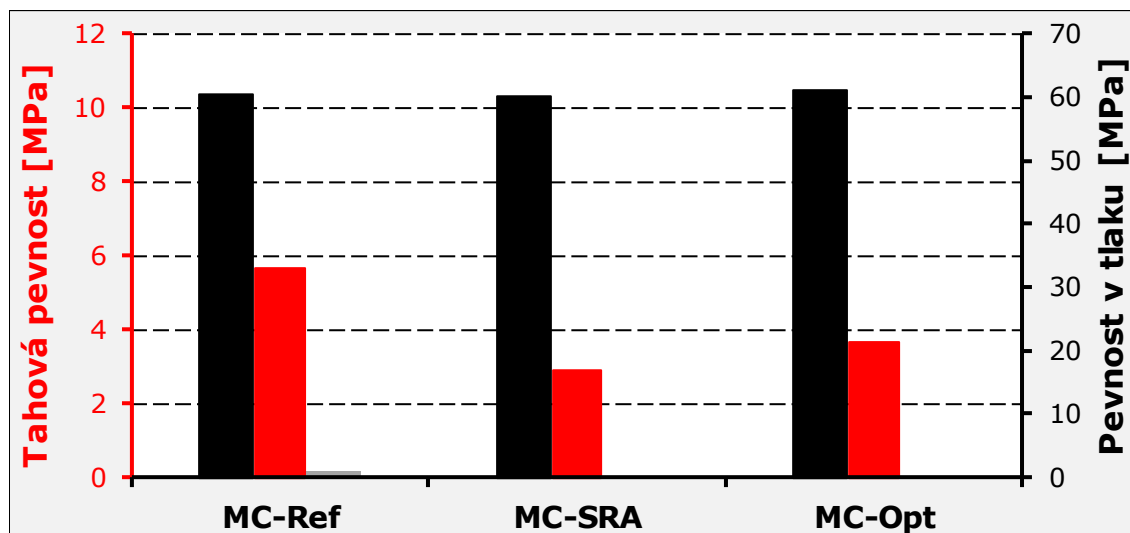
Obr. 4.44 Predikce vzniku smršťovacích trhlin mikro-betonu MC-Opt

Předpokládaný vznik trhliny je v časovém bodu 40 dní. To se ale při Ring-testu nepotvrdilo. Důvody jsou v tomto případě dva: Významná počáteční expanze mikro-betonu, kterou není schopen Ring-test zachytit a zanedbání dotvarování.

4.5 POZNATKY A ZÁVĚRY Z TESTOVÁNÍ MIKRO-BETONŮ

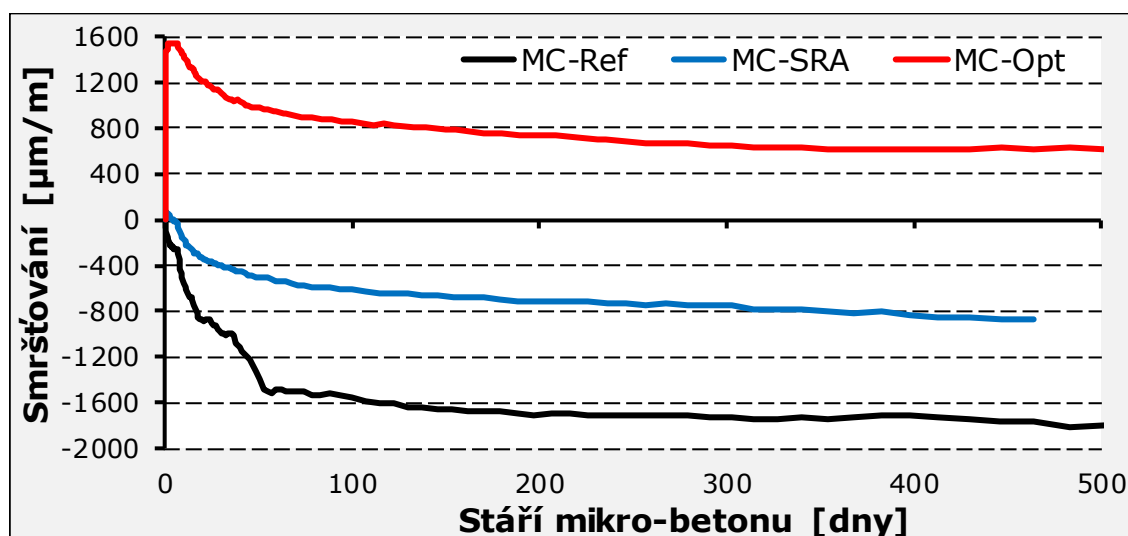
Při zkoumání mikro-betonů byla souběžně do jisté míry vyvíjena metodika **komplexního experimentu**, pomocí které byly zkoumány 3 mikro-betony.

Pokud jde o pevnosti v tlaku, všechny mikro-betony vykazovaly stejné pevnosti. Pevnosti v tahu lze u zkoumaných mikro-betonů také pokládat za srovnatelné s ohledem na rozptyl získaných výsledků. Na Obr. 4.45 jsou vyneseny 28denní pevnosti.



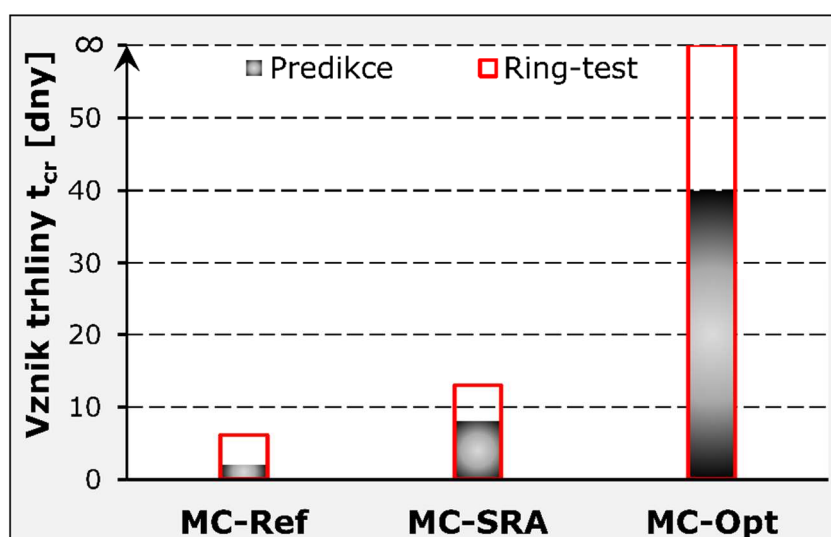
Obr. 4.45 Tahové a tlakové pevnosti zkoumaných mikro-betonů

Významný rozdíl mezi mikro-betony je patrný při srovnání absolutních hodnot celkového smrštění na Obr. 4.46. Je zde jasně prokázán příznivý vliv protismršťovací přísady (SRA), která redukuje míru smrštění na polovinu. Navíc, pokud je přidána k protismršťovací přísadě i expanzní přísada, dojde k chemickému předpětí. To vnese do prvku tlakovou rezervu, která je postupně odčerpávána sníženým smršťováním vlivem SRA.



Obr. 4.46 Smršťování zkoumaných mikro-betonů

Příznivý vliv prostismršťovací i expanzní přísady byl prokázán také při numerické predikci okamžiku vzniku smršťovací trhliny, resp. při Ring-testu, viz Obr. 4.47. Zde jsou testované mikro-betony srovnány pomocí času t_{cr} .



Obr. 4.47 Vznik smršťovací trhliny zkoumaných mikro-betonů

Při zkoumání mikro-betonů byla optimalizována receptura s ohledem na snížení rizika vzniku smršťovacích trhlin. V následující části práce byly získané poznatky z mikro-betonů ověřeny na plnohodnotných betonech s běžným zrnem kameniva.

5 ZKOUMÁNÍ PLNOHODNOTNÝCH BETONŮ

Po zkoumání mikro-betonů jsme zahájili testování betonů s běžným zrnem kameniva. Byly využity následující poznatky z mikro-betonů:

- Metodika komplexního experimentu,
- optimalizace složení mikro-betonu (aplikace protismršťovací a expanzní přísady).

5.1 LABORATORNÍ A EXPERIMENTÁLNÍ PRÁCE

5.1.1 Základní koncepce

V první fázi prací jsme opět provedli komplexní experiment referenčního betonu (v textu označen jako *C-Ref*), jehož receptura byla převzata od firmy Betonmix, a.s. se svolením jejího autora Ing. Žaluda z TBG Betotech. Následně jsme navrhli optimalizovanou recepturu betonu (v textu označená jako *C-Opt*), která vycházela z referenční receptury, přičemž byly využity poznatky při testování mikro-betonů. Tedy, beton *C-Opt* obsahoval jak protismršťovací, tak i expanzní přísadu.

V druhé fázi zkoumání plnohodnotných betonů jsme zkoumali vláknobeton. Jeho receptura vycházela z receptury optimalizovaného betonu *C-Opt*, a navíc byla doplněna o přídavek vláken. Nejdříve bylo zahájeno testování vlivu různých druhů vláken a jejich množství na základní vlastnosti betonu, zejména na jeho zpracovatelnost. Po nalezení vhodných vláken jsme provedli komplexní experiment vláknobetonu (v textu označený jako *C-Fiber*).

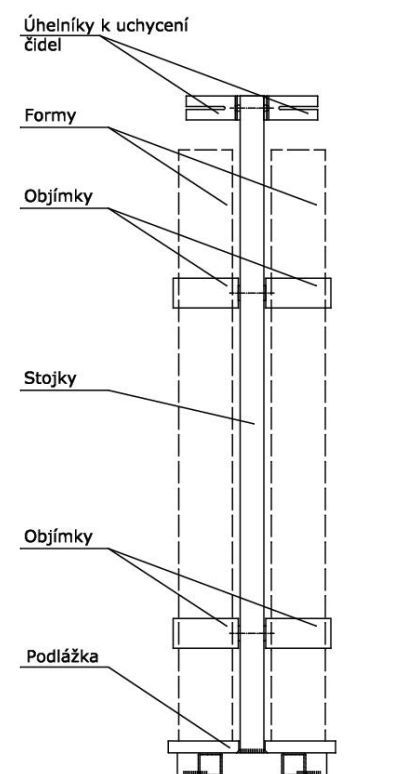
Při zkoumání betonů byly využity v podstatě stejné postupy jako při zkoumání mikro-betonů. Změnily se zejména rozměry zkušebních vzorků s ohledem na velikost maximálního zrna použitého kameniva. Při výpočtu vynucených napětí bylo u betonů navíc zohledněno dotvarování, resp. relaxace betonu, která nebyla na úrovni mikro-betonů úmyslně zohledněna. Zevrubný popis jednotlivých metodik prováděných zkoušek na betonech, které se odlišují od metodik při testování na mikro-betonech, je v následujících kapitolách.

5.1.2 Měření volného smršťování

Pro dlouhodobé měření volného smršťování bylo využito měření smršťování na trámci, viz kapitola 4.1.3. Sledování délkových změn ihned po výrobě betonu bylo provedeno pomocí přípravku FRAME1.

5.1.2.1 Měření volného smršťování na přípravku FRAME1

Zařízení FRAME1 bylo navrženo M. Kratochvílem [31]. Zařízení sestává z ocelového rámu, sloužícího k uchycení měřících nádob/forem, a současně i k uchycení deformometrů zachycujících objemové změny betonu. Schéma a fotografie zařízení jsou na Obr. 5.1. Válcové formy jsou vytvořeny z PVC trouby vnějšího průměru 110 mm, výšky 990 mm, ve které je po délce vyříznut pásek šířky 20 mm.



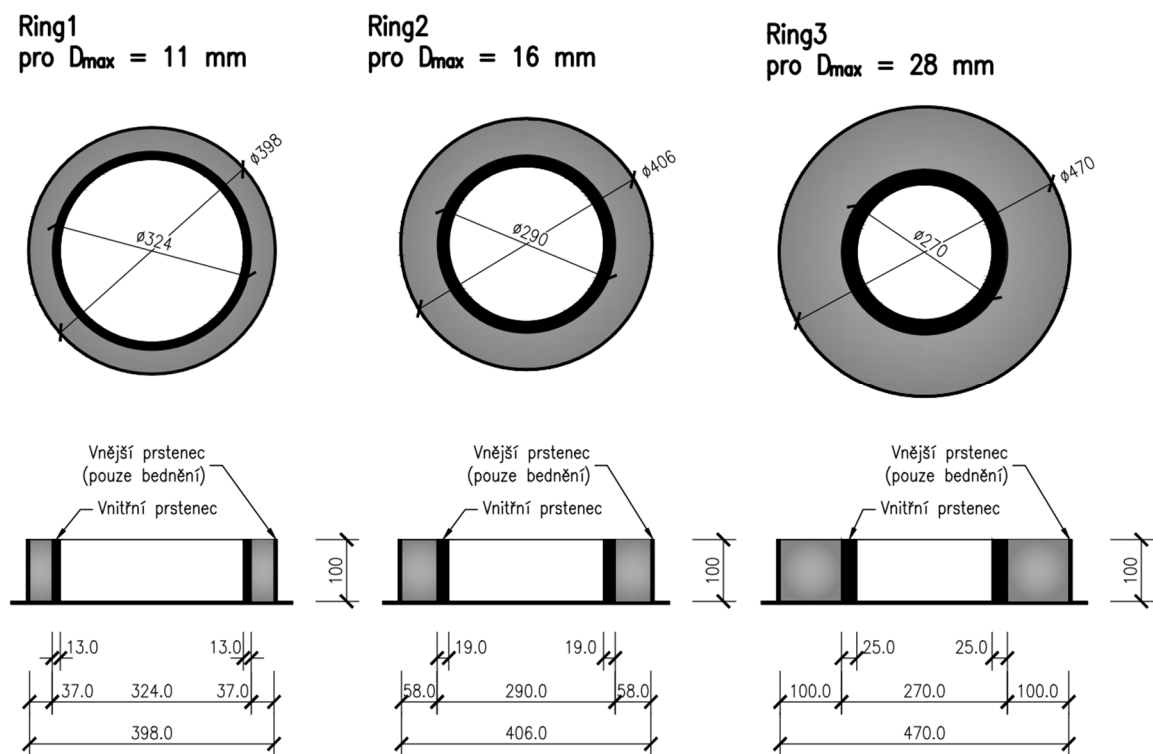
Obr. 5.1 Přípravek FRAME1

Podélné uzavření rozříznuté formy je realizováno rektifikačními kovovými objímkami. Do PVC formy je vložen „rukávec“ z odlehčeného pěnového polyetylenu (Mirelon), do něhož je dále vložen druhý „rukávec“ z měkčeného PVC, který zabraňuje úniku vlhkosti z betonu. Po vybetonování formy se na povrch betonu v hlavě formy osadí terč, který představuje dosedací plochu pro měřidlo posunu (indukčnostní snímač) a současně zamezuje úniku vlhkosti z betonu do okolí.

Základní výhodou zařízení FRAME1 je skutečnost, že oproti měření smršťování pomocí strunových tenzometrů na trámci, umožňuje měřit deformace betonu prakticky již od okamžiku jeho uložení do formy.

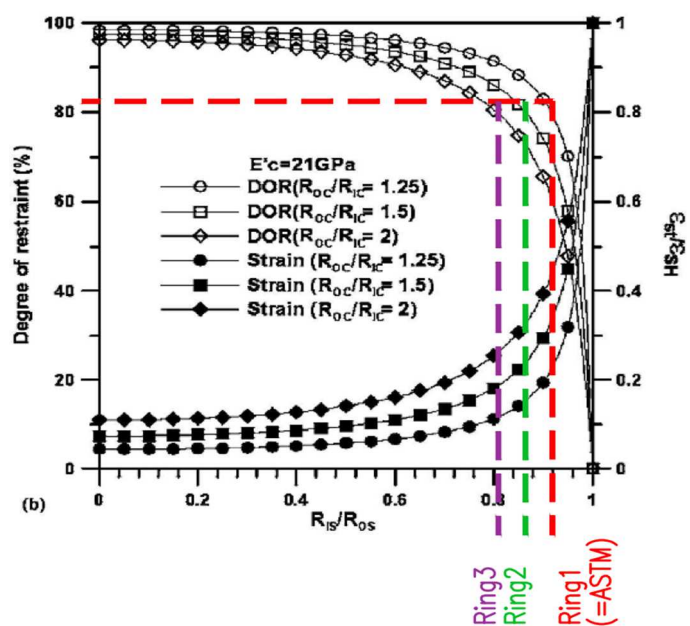
5.1.3 Sledování vázaného smršťování pomocí Ring-testu

Rozměr maximálního zrna použité „horní“ frakce kameniva zkoušených betonů (22 mm) nedovolil využít pro testování betonů použít stejné formy (Ring) jako u mikro-betonů. Mezikruží prstenců pro betony s běžným kamenivem musí být výrazně větší. Proto jsme nechali vyrobit celkem tři sady Ringů (sada = 3ks) s označením sady Ring1, Ring2 a Ring3. Sadu forem Ring1 lze využít pro beton s kamenivem s $D_{\max}=11$ mm, sadu Ring2 pro $D_{\max}=16$ mm a sadu Ring3 pro $D_{\max}=28$ mm. Rozměry Ringů použitých v jednotlivých sadách jsou patrné z Obr. 5.2.



Obr. 5.2 Formy pro Ring-test betonů a jejich rozměry

Rozměry sady/formy Ring1 odpovídají normě ASTM [11]. Rozměry forem Ring2 a Ring3 byly odvozeny z požadavku využitelnosti pro větší maximální zrna kameniva (tj. 16 a 28 mm) a z požadavku na zachování stejného stupně omezení smrštění (ψ) - viz [11] a Obr. 5.3



Obr. 5.3 Odvození stejného stupně omezení ψ pro jednotlivé rozměry Ringů

Pro komplexní experimenty s betonem byl použit Ring3, protože zkoušené betony obsahovaly maximální zrno kameniva 22 mm, viz Obr. 5.4 a Obr. 5.5.



Obr. 5.4 Ukládání čerstvého betonu do forem Ring3



Obr. 5.5 Sledování vázaného smršťování betonů pomocí Ring-testu

5.1.4 Pevnost betonu v tahu

Tahová pevnost betonu byla odvozena z pevnosti v příčném tahu. Byla také experimentálně stanovena pevnost v tahu ohybem, která sloužila k verifikaci hodnot pevností betonu v příčném tahu a dále ke zjištění pevnosti v tlaku na zlomcích trámce. Navíc (oproti zkoumání mikro-betonů), byla stanovena korelační závislost mezi pevností betonu v tahu a rychlostí šíření UZ vlnění, a tím byl získán podrobný popis vývoje tahové pevnosti v čase. To bylo možné, protože rychlost (čas průchodu) UZ signálu byla v betonu zaznamenávána kontinuálně od okamžiku uložení betonu. Bylo nevyhnutelné stanovit kalibrační vztah pro

výpočet pevnosti v tahu z rychlosti šíření UZ impulsu v betonu. Tento vztah byl odvozen z pěti časových bodů, kdy byla známá jak hodnota tahové pevnosti, tak i odpovídající rychlost UZ signálu.

Pevnost betonu v tahu ve stáří $t \geq 28$ dní byla dopočítána podle vztahu v Eurokódu [14]:

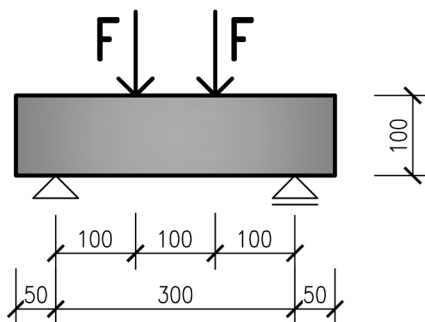
$$f_{ct}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ct}, \quad (5.1)$$

kde f_{ct} je 28denní pevnost v tahu, $\alpha = 2/3$ pro $t \geq 28$ dní, $\beta_{cc}(t)$ je součinitel zohledňující stáří betonu a je dán vztahem [14]:

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]}, \quad (5.2)$$

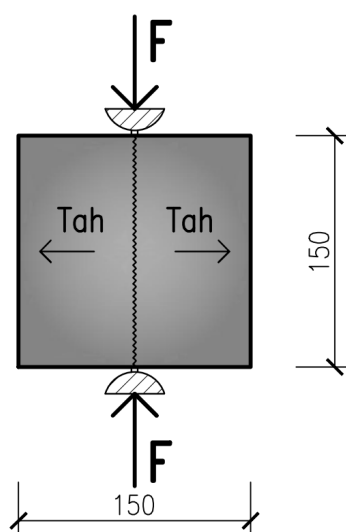
kde s je koeficient závisející na druhu cementu ($s = 0.20$ pro CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R; $s = 0.25$ pro CEM 32,5 R, CEM 42,5 N; $s = 0.38$ pro CEM 32,5 N).

Pevnost v tahu ohybem byla zjišťována na trámcích 100 x 100 x 400 mm.



Obr. 5.6 Zkouška pevnosti betonu čtyřbodovým ohybem

Pevnost v příčném tahu byla zjišťována na krychlích o hraně 150 mm.



Obr. 5.7 Zkouška pevnosti betonu v příčném tahu

5.1.5 Modul pružnosti

Pro určení průběhu modulu pružnosti bylo provedeno zkoušení betonu podle ČSN EN 12390-13 [23] a měření rychlosti průchodu ultrazvukového signálu shodně ošetřovaným vzorkem betonu. Aplikace této metodiky byla již podrobně popsána při zkoumání mikrobetonů. Při sledování betonů byl kontinuální záznam doby průchodu signálu prováděn moderním přístrojem Pundit PL-200 od společnosti Proceq. Tento přístroj umožňuje v režimu *Data Logging* zaznamenávat data v uživatelsky nastaveném intervalu bez nutnosti obsluhy.



Obr. 5.8 Měření průchodu ultrazvukového signálu pomocí Pundit PL-200

Vzorek pro měření rychlosti průchodu ultrazvukového signálu byl válec průměru 150 mm a výšky (délky) 200 mm. S ohledem na použití maximálního zrna kameniva 22 mm a na příčný rozměr válce byly použity UZ sondy se jmenovitou frekvencí buzení 54 kHz.

5.1.6 Výpočet vynuceného napětí

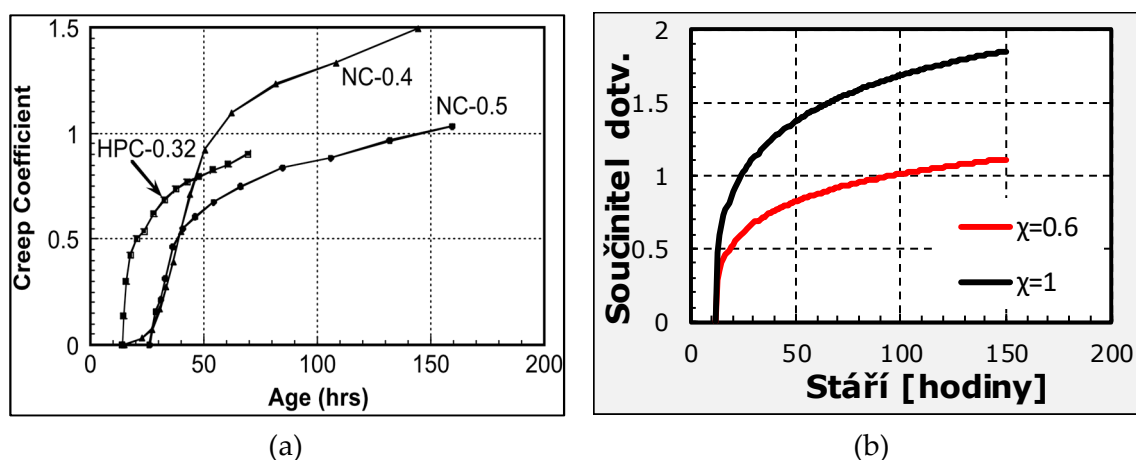
S ohledem na charakter namáhání a zohlednění dotvarování (resp. relaxace) betonu je přesný výpočet napětí v určitém čase a při určitém stupni omezení deformací možný metodou časové diskretizace (TDA). Existují rovněž zjednodušené metody pro analýzu vynucených napětí reflektující určitým způsobem historii zatížení. Poměrně přesná a současně výpočetně nenáročná se jeví metoda efektivního modulu závislého na čase – AEMM [34]. Princip zmíněných metod je vysvětlen v následujících kapitolách.

Již bylo zmíněno, že při vázaném smršťování se iniciuje dotvarování betonu v tahu. Nicméně v rámci doktorského studia nebylo technicky možné měřit dotvarování betonu v tahu, proto bylo provedeno porovnání součinitele dotvarování v tahu a v tlaku podle studie [6].

Altoubat & Lange [6] zkoumali jak vysokohodnotný beton (HPC), tak i beton běžných pevností (NC) s různými vodními součiniteli. Při našem výzkumu sledujeme betony běžných pevností s vodním součinitelem přibližně 0.4, proto byla pro srovnání vývoje součinitelů dotvarování použita křivka NC-0.4 z Obr. 5.9 (a). Ta reprezentuje součinitel dotvarování prostého betonu s vodním součinitelem 0.4.

Je třeba zdůraznit, že během prováděného experimentu v [6] se v čase měnilo zatížení vzorku i modul pružnosti betonu. Proto odvozený součinitel dotvarování reflektuje historii zatížení a jedná se tedy přesněji o tzv. „součinitel dotvarování závislý na čase“ ($\chi\varphi$). Trost-Bažantův koeficient χ zohledňuje historii zatížení a podle [34] se pro mladé betony pohybuje přibližně v rozmezí hodnot 0.6 až 0.8.

Pro srovnání byl proveden výpočet součinitele dotvarování pro tlakové namáhání podle Eurokódu [14] – Obr. 5.9 (b). Známé vstupní parametry byly dodrženy stejné jako při experimentu popsáném v [6], ostatní parametry byly odhadnuty (byla uvažována třída cementu R, průměrná pevnost betonu v tlaku 50 MPa).

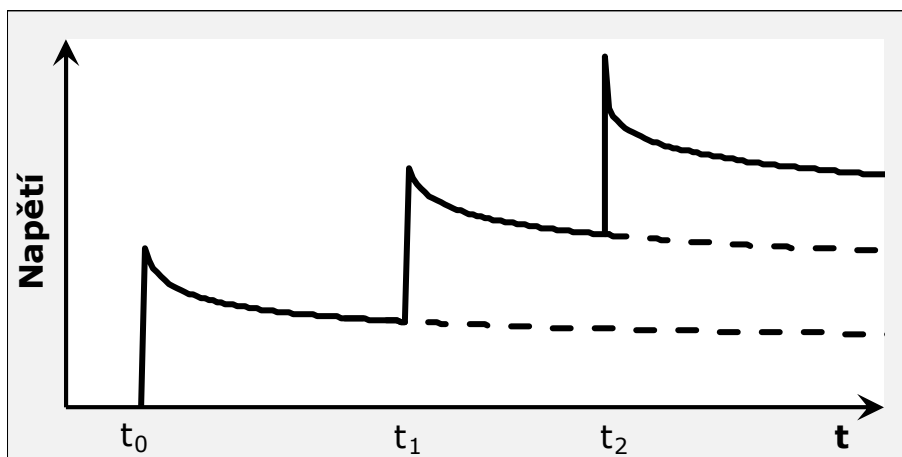


Obr. 5.9 Vývoj koeficientu dotvarování
(a) dotvarování v tahu (převzato z [6]), (b) dotvarování v tlaku dle EN 1992-1-1 [14]

Na Obr. 5.9 (b) je zobrazen průběh součinitele dotvarování podle Eurokódu pro okamžik zatížení 12 hodin ($\chi=1$) a součinitele dotvarování závislého na čase (zohledňující historii zatížení) s odhadnutým koeficientem $\chi=0.6$. Z porovnání mezi experimentem a výpočtem podle Eurokódu je patrné, že dotvarování betonu v tahu je větší než dotvarování betonu při tlakovém namáhání podle [14] (srovnání křivky NC-0.4 na Obr. 5.9 (a) a křivky $\chi=0.6$ na Obr. 5.9 (b)). V případě výpočtu vynucených napětí (zapříčiněných smršťováním) dotvarování redukuje jejich velikost. Proto vede uvažování nižšího dotvarování k nadhodnocení aktuální míry napětí v betonu. Jinými slovy, použití reologického modelu podle Eurokódu (pro tlak) pro výpočet dotvarování v tahu vede k bezpečnému vyhodnocení aktuální míry napětí, protože skutečné namáhání bude pravděpodobně nižší. Autor ale zmíněné tvrzení nyní nedoporučuje zobecňovat pro všechny druhy betonů, protože dostupná databáze experimentů je zatím velmi omezená. Nicméně, v této disertační práci bylo uvažováno dotvarování podle [14] a získané výsledky byly nepřímě ověřeny experimentálně pomocí Ring-testu.

5.1.6.1 Princip (algoritmus) TDA

Princip časové diskretizace je vysvětlen na jednoduchém příkladu, ve kterém je uvažováno se čtyřmi časovými uzly (t_0, t_1, t_2, t), Obr. 5.10. Předpokládá se, že se vynucená napětí mění pouze skokem v diskrétních časových uzlech. Velikost těchto napětí odpovídá teorii pružnosti. Pro každou změnu elastického napětí je vypočítána relaxace a výsledný průběh aktuálního napětí je dán superpozicí všech napětí v předem zvolených diskrétních časových uzlech.



Obr. 5.10 Princip TDA

Obecně, aktuální napětí v betonu (vlivem smršťování) v čase t lze zapsat následovně (rovnice vychází z Eurokódu 2):

$$\sigma_{act}(t) = \frac{\sigma_{el}}{1 + \varphi(t, t_0)} = \frac{E_c(t) \cdot \psi \varepsilon}{1 + \varphi(t, t_0) \frac{E_c(t)}{E_c(28)}} \quad (5.3)$$

Aktuální napětí v okamžiku těsně před t_1 :

$$\sigma_{act}(t_1^-) = \frac{\Delta \sigma_{el}(t_0)}{1 + \varphi(t_1, t_0)} \quad (5.4)$$

Aktuální napětí v okamžiku těsně před t_2 :

$$\sigma_{act}(t_2^-) = \frac{\Delta \sigma_{el}(t_0)}{1 + \varphi(t_2, t_0)} + \frac{\Delta \sigma_{el}(t_1)}{1 + \varphi(t_2, t_1)} \quad (5.5)$$

Aktuální napětí v okamžiku t :

$$\sigma_{act}(t) = \frac{\Delta \sigma_{el}(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} + \frac{\Delta \sigma_{el}(t_1)}{1 + \varphi(t, t_1)} + \frac{\Delta \sigma_{el}(t_2)}{1 + \varphi(t, t_2)} \quad (5.6)$$

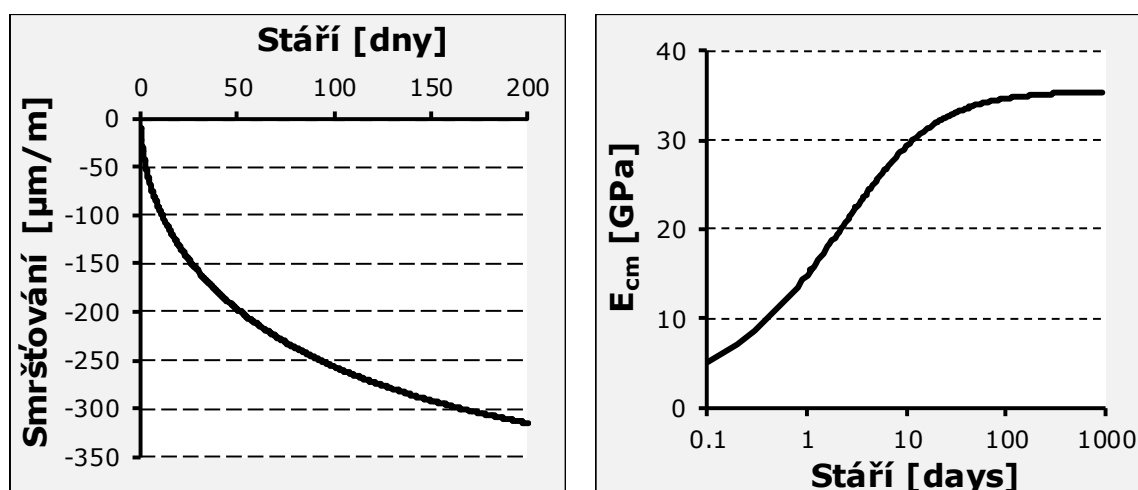
Na základě uvedeného příkladu lze výpočet aktuálního napětí obecně zapsat následovně:

$$\sigma_{act}(t) = \sum_{i=0}^n \frac{\Delta \sigma_{el}(t_i)}{1 + \varphi(t, t_i) \cdot \frac{E_c(t_i)}{E_c(28)}}. \quad (5.7)$$

Z uvedeného vyplývá, že pro zohlednění dotvarování betonu je nutné zvolit určité dělení časové osy. Čím jemnější bude dělení, tím přesnější bude výpočet. Jelikož je dotvarování betonu nejvýraznější v jeho raném stádiu stáří, je efektivní provést logaritmické dělení časové osy.

5.1.6.2 Modelová úloha výpočtu vynuceného napětí pomocí TDA

Vývoj algoritmu TDA byl testován na modelové úloze. Průběh smršťování a modulu pružnosti byl vypočten podle modelu B4 [16] pro běžný beton s běžnými podmínkami okolního prostředí, viz Obr. 5.11. Průběh napětí byl vyhodnocen do stáří betonu 200 dní. Při výpočtu vynucených napětí bylo uvažováno se stupněm omezení deformace při smršťování $\psi = 1$.



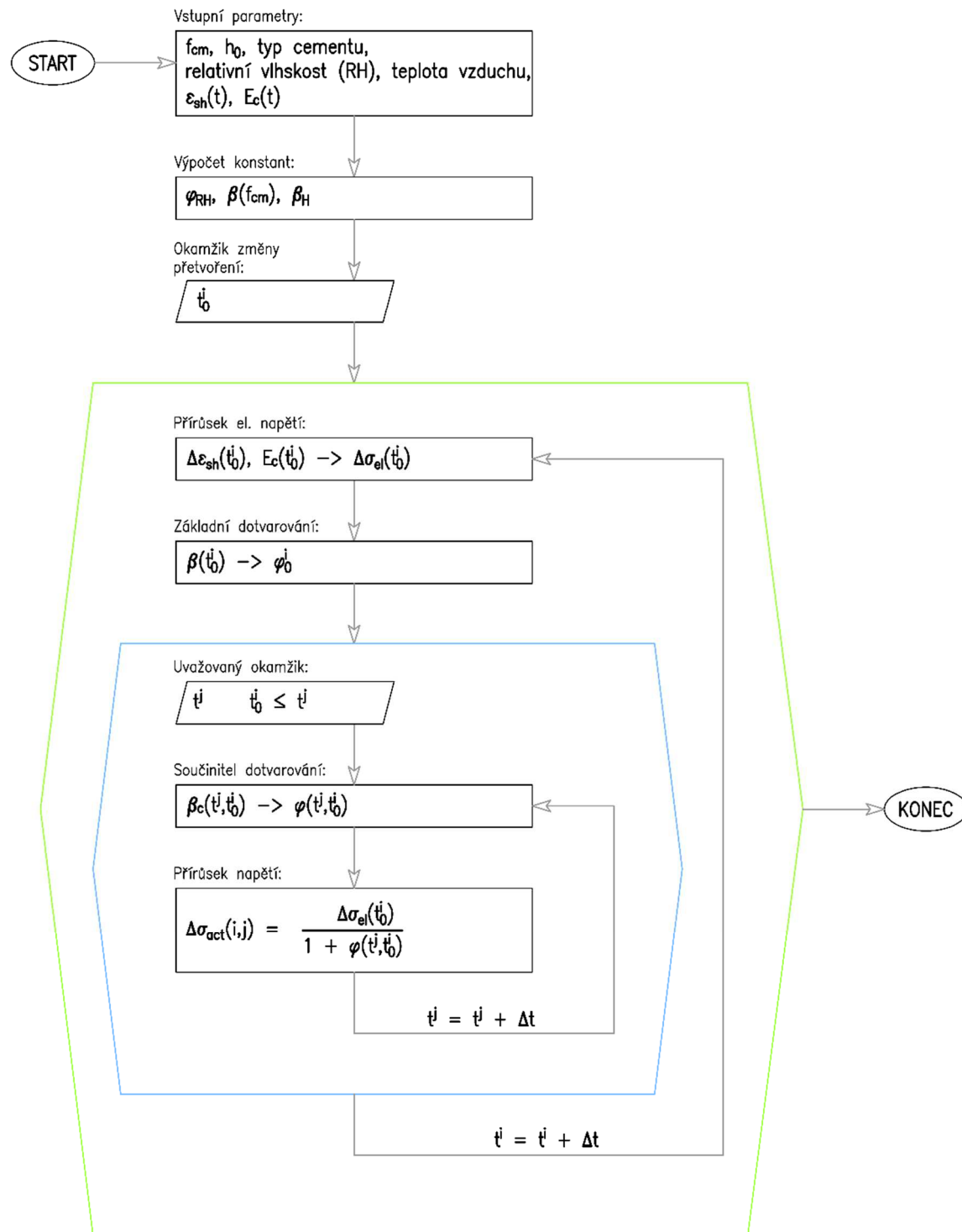
Obr. 5.11 Modelová úloha pro TDA
 (a) průběh smršťování; (b) vývoj modulu pružnosti

Výpočet teoretického elastického napětí byl proveden přírůstkově pomocí Hookova zákona, viz rovnice (4.13).

Průběh aktuálního napětí zohledňujícího dotvarování betonu byl získán pomocí TDA. Dělení časové osy bylo v této úloze lineární a byl zvolen subinterval – krok $\Delta t = 0.1 \text{ dne}^2$. Pro výpočet dotvarování byl použit model dle EN 1992-1-1 [14]. Algoritmus výpočtu napětí byl

² Konstantní velikost subintervalu $\Delta t = 0.1 \text{ dne}$ vytváří dostatečně jemné dělení časové osy pro přesný výpočet. Při menším intervalu (tj. zpřesnění) již nedocházelo ke změně průběhu napětí v provedené studii.

naprogramován v jazyku *Visual Basic for Application* (VBA). Princip výpočtu byl již popsán, nicméně jeho praktickou aplikaci ilustruje Obr. 5.12.



Obr. 5.12 Algoritmus výpočtu relaxace podle TDA

Celý postup výpočtu pro interval $\langle t_0, t \rangle$ lze shrnout do následujících kroků:

1. Jsou dány následující vstupní hodnoty:
 - Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní f_{cm} ,
 - Náhradní rozměr prvku $h_0 = 2A_c / u_0$ (A_c je plocha průřezu, u_0 je jeho obvod vystavený okolnímu prostředí),
 - relativní vlhkost okolního vzduchu RH ,
 - teplota okolního prostředí,
 - průběh smršťování betonu $\varepsilon_{sh}(t)$,
 - vývoj modulu statického pružnosti betonu $E_c(t)$.
2. Následně vyčíslíme veličiny, které jsou konstantní během celého výpočtu:
 - Součinitel φ_{RH} vystihující vliv vlhkosti okolního vzduchu,
 - součinitel $\beta(f_{cm})$ vystihující vliv pevnosti betonu a
 - součinitel β_H závislý na relativní vlhkosti vzduchu a na náhradním rozměru prvku.
3. Ve zvoleném časovém uzlu t_0^i dojde ke změně přetvoření $\Delta\varepsilon_{sh}(t_0^i)$, kterému odpovídá změna elastického napětí $\Delta\sigma_{el}(t_0^i)$ vypočítána pomocí modulu pružnosti $E_c(t_0^i)$.
4. Je vypočítán základní součinitel dotvarování φ_0 pomocí součinitele $\beta(t_0^i)$, který vystihuje vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení.
5. Stanovení uvažovaného okamžiku $t^i = t_0^i + \Delta t$.
6. Výpočet součinitele dotvarování $\varphi(t^i, t_0^i)$ pomocí součinitele $\beta_c(t^i, t_0^i)$, který určuje časový průběh dotvarování po zatížení.
7. Stanovení aktuální změny napětí (včetně relaxace) $\Delta\sigma_{act}(i, j)$ a její zápis do matice do řádku i a sloupce j .
8. Výpočet dalšího uvažovaného okamžiku $t^j = t^i + \Delta t$ a opakování kroků č. 6 a 7 do doby, než se dojde k výpočtu posledního subintervalu (např. konec životnosti konstrukce).
9. Výpočet dalšího časového uzlu $t_0^j = t_0^i + \Delta t$ ve kterém dojde ke změně přetvoření, a tedy i ke změně elastického napětí.

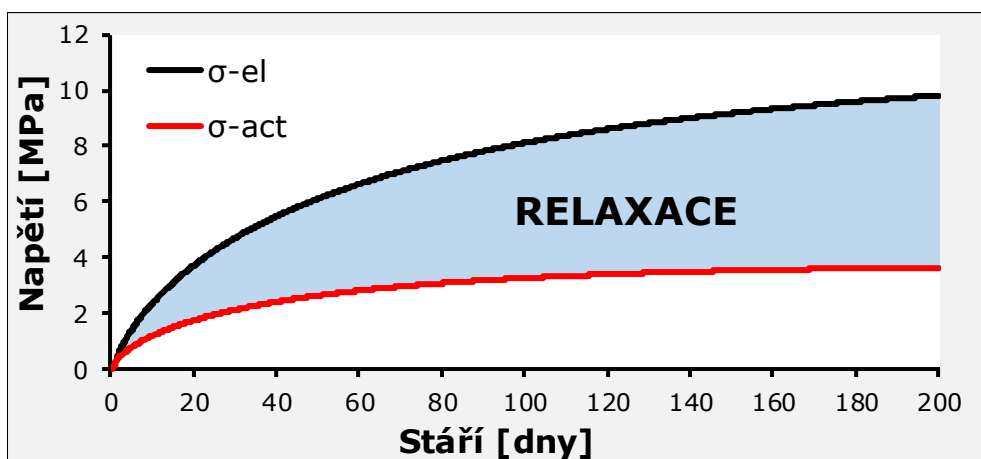
Opakování kroku č. 4 až 8 do doby, kdy bylo ukončeno měření smršťování (nebo kdy se jeho hodnota ustálila tak, že další změny elastického napětí budou zanedbatelné).

Tímto způsobem byla získána čtvercová matice, jejíž počet řádků a sloupců je roven počtu diskrétních časových uzlů, ve kterých dochází ke změně deformace (a tedy i pružného napětí) skokem, viz Obr. 5.13. Matice je naplněna hodnotami $\Delta\sigma_{act}$ s odpovídajícími souřadnicemi i, j (i reprezentuje řádky, j reprezentuje sloupce). Hlavní diagonála je tvořena změnou pružného napětí pro daný časový uzel, a proto její součet definuje průběh elastického napětí. Ve sloupcích matice je vypočítána relaxace betonu odpovídající změně elastického napětí.

$$\begin{pmatrix} \text{Čas} \backslash \text{Interval} & (t_1, t) & (t_2, t) & \dots & (t, t) \\ t_1 & \Delta\sigma_{el}(t_1) & 0 & 0 & 0 \\ t_2 & \frac{\Delta\sigma_{el}(t_1)}{1+\varphi(t_2, t_1)} & \Delta\sigma_{el}(t_2) & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ t & \frac{\Delta\sigma_{el,1}}{1+\varphi(t, t_1)} & \frac{\Delta\sigma_{el}(t_2)}{1+\varphi(t, t_2)} & \dots & \Delta\sigma_{el}(t) \end{pmatrix}$$

Obr. 5.13 Matice napětí a relaxace betonu pro TDA

Po vyčíslení matice byl dopočítán průběh aktuálního napětí, viz Obr. 5.14. Jeho velikost v uvažovaném časovém uzlu je dána sumací odpovídajícího řádku.

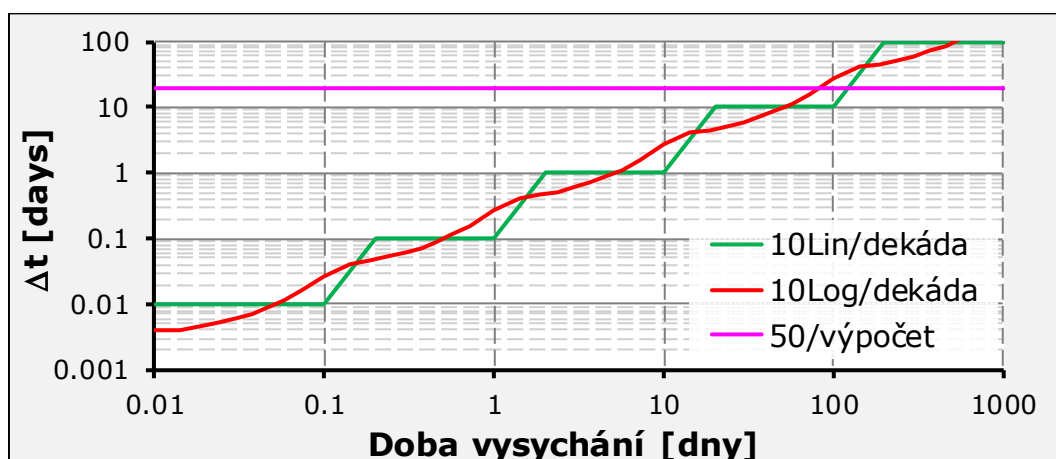


Obr. 5.14 Napětí a relaxace betonu v modelové úloze

Zde σ_{el} je teoretické elastické napětí (bez vlivu dotvarování) a σ_{act} je vypočítané napětí v betonu, a to s vlivem dotvarování.

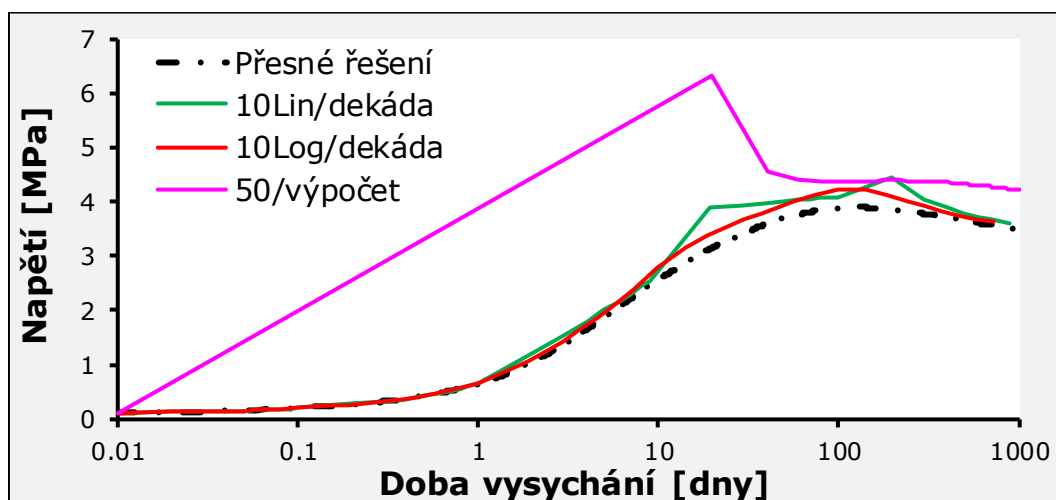
5.1.6.3 Efektivita rozložení časových uzlů

V rámci provedené modelové úlohy byla také provedena parametrická studie ukazující závislost chyby výpočtu na rozložení časových uzlů. Ve studii byl proveden výpočet napětí pro pět dekád (od 0.01 dne až po 1000 dní), viz Obr. 5.16.



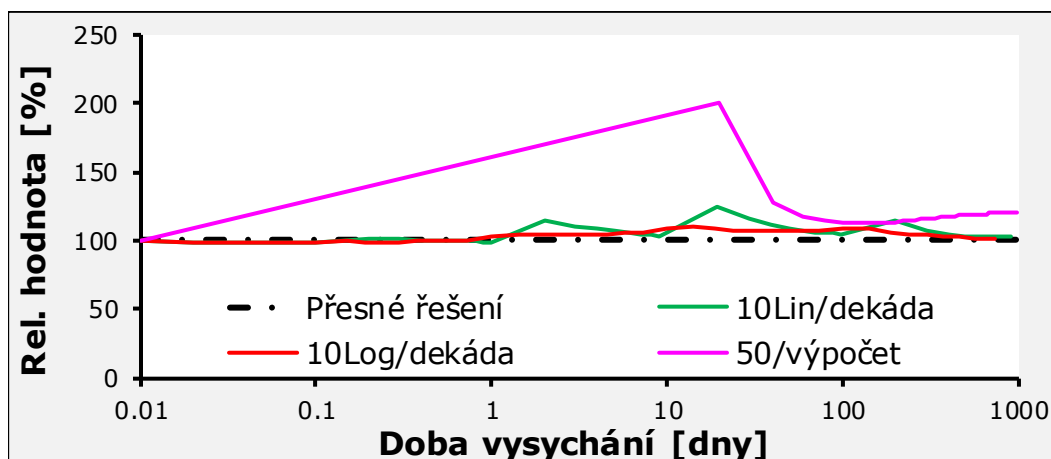
Obr. 5.15 Interval mezi časovými uzly pro TDA

Byly uvažovány tři způsoby rozložení uzlů po časové ose, viz Obr. 5.15. Ve všech případech bylo použito celkem 50 časových uzlů. V prvním případě je interval mezi uzly Δt neměnný po celou dobu – křivka 50/výpočet. Dále bylo uvažováno rozdělení každé dekády na 10 časových uzlů. V jednom případě byl interval mezi uzly v jedné dekádě neměnný – křivka 10Lin/dekáda. Kdežto ve druhém (celkově třetím) případě bylo 10 uzlů v dekádě rozloženo v logaritmickém měřítku – křivka 10Log/dekáda.



Obr. 5.16 Efektivita rozložení časových uzlů pro TDA

Relativní odchýlení od přesného řešení je pro zvolené rozložení uzlů zřejmé z Obr. 5.17



Obr. 5.17 Relativní hodnota vynucených napětí pro dané rozložení časových uzlů

Ze získaných výsledků je patrné, že nejefektivnější je logaritmické rozložení časových uzlů v dekádě. Pro tento případ byla maximální chyba výpočtu 10 %. Zatímco v případě neměnného intervalu mezi časovými uzly pro celý výpočet byla chyba až 100 %. Pro další výpočty proto bylo použito 50 logaritmicky rozložených časových uzlů v dekádě, kde maximální odchylka od přesného řešení³ je do 2 %.

5.1.6.4 Výpočet vynucených napětí metodou AEMM

AEMM je zjednodušená metoda pro analýzu vynucených napětí reflektující určitým způsobem historii zatížení. Zjednodušení spočívá v zavedení součinitele stárnutí χ (nazývaného také Trost-Bažantův součinitel), zohledňujícího historii zatížení. Pak lze uvažovat pouze jednu funkci součinitele dotvarování $\phi(t, t_0)$, kde okamžik vnesení zatížení (t_0) je neměnná hodnota pro výpočet napětí v libovolném čase t , viz následující výraz:

$$\sigma_{act}(t) \approx \frac{\sigma_{el}(t)}{1 + \frac{E(t)}{E(28)} \chi(t, t_0) \phi(t, t_0)} = \frac{\sum_{i=0}^n \Delta \varepsilon(t_i) \cdot E(t_i)}{1 + \frac{E(t)}{E(28)} \chi(t, t_0) \phi(t, t_0)}. \quad (5.8)$$

Nicméně přesná hodnota χ není pro namáhání vlivem vázaného smršťování známa. Dílčím výsledkem této práce je odvození přesného vývoje χ pro tento typ namáhání. Výpočet χ byl proveden pomocí rovnice (5.8), kde přesná hodnota σ_{act} byla získána z výpočtu TDA, rovnice (5.7).

³Za přesné řešení je považován výpočet napětí pomocí TDA s intervalem mezi časovými uzly 0.01 dne pro všechny dekády, viz kapitola 5.1.6.2.

5.1.7 Testování vlivu vláken v betonu

Před návrhem finální receptury vláknobetonu *C-Fiber* bylo nezbytné zjistit, jaký druh vláken a jaké množství je nejvhodnější pro omezení poruch betonu vlivem smršťování. Z interní diskuse a doporučení průběžné oponentury projektu TAČR vyplynulo, že by měla být testována vlákna uhlíková a polypropylenová. Současně s vláknobetonem byla testována referenční receptura (označená *C-NonF*), která neobsahovala žádná vlákna.

Dopady přidavku uhlíkových vláken jsme testovali při přidavku 2 kg a 5 kg vláken na 1 m³ betonu. Polypropylenová vlákna jsme testovali při dávkách 2 kg, 4 kg a 9 kg na 1 m³ betonu. Podrobné složení odpovídajících receptur je v kapitole 5.2.

Byly sledovány tyto vlastnosti betonu:

- Zpracovatelnost,
- rovnoměrnost rozmísení vláken,
- pevnost v tahu ohybem ve stáří 4 dny a 14 dní,
- pevnost v příčném tahu ve stáří 4 dny a 14 dní,
- pevnost v tlaku ve stáří 4 dny a 14 dní,
- průběh vázaného smršťování pomocí Ring-testu.

Zpracovatelnost byla stanovena metodou rozlití dle ČSN EN 12350-5 [19]. Rovnoměrnost rozmísení vláken byla ověřována vizuálně na zlomcích trámce po zkoušce tahu ohybem. Nicméně, bylo tak možné posuzovat rozmísení pouze polypropylenových makro-vláken, jelikož uhlíková vlákna jsou příliš jemná pro vizuální kontrolu pouhým okem.

Podstatou kontroly rozmísení bylo spočítání celkového množství přetržených a vytažených vláken v lomu vzorku po zkoušce ohybem. Pak lze uvažovat, že celkové množství vláken v jednom výseku vzorku (tloušťky odpovídající délce použitých vláken – tj. v našem případě 19 mm) se rovná přibližně trojnásobku nalezených podélně orientovaných vláken. To je dáno skutečností, že přibližně jedna třetina dokonale rozptýlených vláken je rovnoběžná s osou trámce, a dále přibližně jedna třetina vláken je rozmístěna ve svislé rovině kolmé k ose vzorku a zbylá třetina vláken se nachází v horizontální rovině kolmé k ose trámce [35]. Jakmile je známé celkové množství vláken ve výseku vzorku, jehož objem známe, lze snadno vyjádřit celkový počet vláken připadajících na 1 m³ betonu. Tento počet jsme následně porovnali se skutečně dávkovaným počtem vláken. Jelikož jsme vlákna dávkovali hmotnostně, museli jsme si nejdříve stanovit jednotkovou hmotnost polypropylenových vláken, ze které jsme následně dopočítali dávkovaný počet vláken.

Jednotková hmotnost polypropylenových vláken byla stanovena (vážením 100ks) v průměru jako $2 \cdot 10^{-3}$ g/1 vlákno.

Pevnost v tahu ohybem byla zjišťována na trámcích 100 x 100 x 400 mm.

Pevnost v příčném tahu byla zjišťována na krychlích o hraně 150 mm.

Pevnost v tlaku byla zjišťována na zlomcích trámů, vzniklých po zkoušce tahu ohybem.

Vázané smršťování bylo sledováno pomocí forem Ring1, viz Obr. 5.2.

5.2 MATERIÁLY – BETONY

Receptury všech zkoumaných betonů jsou uvedeny v této kapitole. Recepturu referenčního betonu, který je označen jako C-Ref, uvádí Tabulka 5.1.

Tabulka 5.1 Receptura betonu označeného C-Ref

Materiál	Dávka
Cement CEM II/S 32.5 R	370 kg
Dávkovaná voda	161 kg
Plastifikační přísada	0.61 % (z hmotnosti cementu)
Provzdušňovací přísada	0.2 % (z hmotnosti cementu)
TK 0/4 (Tovačov)	751 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	147 kg
DK 8/16 (Olbramovice)	434 kg
DK 11/22 (Luleč)	438 kg

Recepturu optimalizovaného betonu, který je označen jako C-Opt, uvádí Tabulka 5.2.

Tabulka 5.2 Receptura betonu označeného C-Opt

Materiál	Dávka
Cement CEM II/S 32.5 R	360 kg
Expanzivní přísada	5 % (z hmotnosti cementu)
Dávkovaná voda	161 kg
Plastifikační přísada	0.60 % (z hmotnosti cementu)
Protismršťovací přísada	3 % (z hmotnosti cementu)
Provzdušňovací přísada	0.2 % (z hmotnosti cementu)
TK 0/4 (Tovačov)	751 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	147 kg
DK 8/16 (Olbramovice)	434 kg
DK 11/22 (Luleč)	438 kg

Receptury betonů s obsahem vláken, které jsme testovali za účelem nalezení vhodného druhu vláken a současně jejich optimálního dávkování, jsou v následujících tabulkách.

Tabulka 5.3 Receptura vláknobetonu označeného C-PP2kg

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 N	380 kg
Dávkovaná voda	197.6 kg/m ³
Plastifikační přísada	1.2 % (z hmotnosti cementu)
Vlákná FORTA FERRO 19	2 kg
TK 0/4 (ZAJEČÍ)	1062 kg
DK 4/8 (HRABŮVKA)	630 kg

Tabulka 5.4 Receptura vláknobetonu označeného C-PP4kg

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 N	380 kg
Dávkovaná voda	197.2 kg/m ³
Plastifikační přísada	1.2 % (z hmotnosti cementu)
Stabilizační přísada	0.10 % (z hmotnosti cementu)
Vlákná FORTA FERRO 19	4 kg
TK 0/4 (Zaječčí)	1104 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	655 kg

Tabulka 5.5 Receptura vláknobetonu označeného C-PP9kg

Cement CEM I 52.5 N	376.5
Dávkovaná voda	196.8
Plastifikační přísada	2.5 % (z hmotnosti cementu)
Stabilizační přísada	0.13 % (z hmotnosti cementu)
Vlákná FORTA FERRO 19	9 kg
TK 0/4 (Zaječčí)	1078 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	639 kg

Tabulka 5.6 Receptura vláknobetonu označeného C-Crb2kg

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 N	379 kg
Dávkovaná voda	200.9 kg
Plastifikační přísada	0.68 % (z hmotnosti cementu)
Uhlíková vlákna	2 kg
TK 0/4 (Zaječčí)	1084 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	643 kg

Tabulka 5.7 Receptura vláknobetonu označeného C-Crb5kg

Cement CEM I 52.5 N	380.0
Dávkovaná voda	197.3
Plastifikační přísada	0.86 % (z hmotnosti cementu)
Stabilizační přísada	0.08 % (z hmotnosti cementu)
Uhlíková vlákna	5 kg
TK 0/4 (Zaječí)	1087 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	645 kg

Tabulka 5.8 obsahuje informace o receptuře betonu bez vláken, která sloužila jako referenční receptura pro zjištění vlivu vláken na zkoumané vlastnosti betonu.

Tabulka 5.8 Receptura referenčního betonu bez vláken označeného C-NonF

Materiál	Dávka
Cement CEM I 52.5 N	380 kg
Dávkovaná voda	197.4 kg
Plastifikační přísada	0.58 % (z hmotnosti cementu)
Stabilizační přísada	0.05 % (z hmotnosti cementu)
TK 0/4 (Zaječí)	1104 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	655 kg

Tabulka 5.9 obsahuje informace o použité receptuře vláknobetonu označeného C-Fiber pro komplexní experiment.

Tabulka 5.9 Receptura finálního vláknobetonu označeného C-Fiber

Materiál	Dávka
Cement CEM II/S 32.5 R	360 kg
Expanzivní přísada	5 % (z hmotnosti cementu)
Dávkovaná voda	153.6 kg
Plastifikační přísada	1.1 % (z hmotnosti cementu)
Protismršťovací přísada	3 % (z hmotnosti cementu)
Vlákna FORTA FERRO 19/38	4 kg
TK 0/4 (Tovačov)	757 kg
DK 4/8 (Hrabůvka)	150 kg
DK 8/16 (Olbramovice)	446 kg
DK 11/22 (Luleč)	467 kg

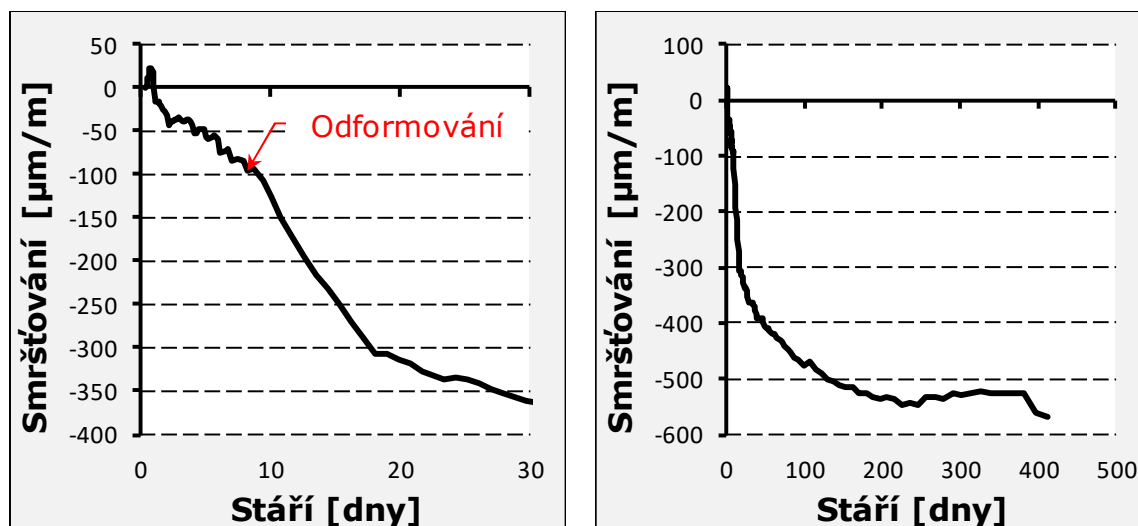
5.3 VÝSLEDKY PRVNÍ FÁZE ZKOUMÁNÍ BETONŮ

5.3.1 Komplexní experiment betonu C-Ref

5.3.1.1 Průběh volného smršťování

Během prvních 40 dní je průběh volného smršťování měřen pomocí přípravku FRAME1 a dále navazuje smršťování měřené strunovými tenzometry na trámci 100 x 100 x 400 mm.

Průběh smršťování betonu C-Ref je patrný z Obr. 5.18. Je nutné připomenout, že hodnoty smrštění jsou zde přepočteny na ekvivalentní hodnoty, tj. při referenční vlhkosti vzduchu 60 % a ekvivalentním stáří kompozitu.



Obr. 5.18 Volné smršťování betonu C-Ref
(a) krátkodobé sledování; (b) dlouhodobé sledování

5.3.1.2 Vývoj pevnosti

Tabulka 5.10 a Tabulka 5.11 obsahují informace o naměřené pevnosti v tahu ohybem, v tlaku na zlomcích trámů a v příčném tahu.

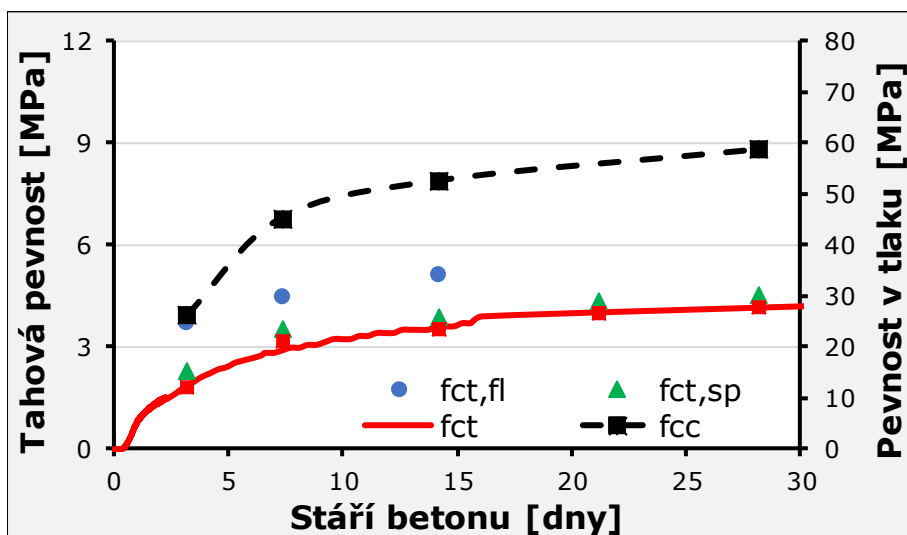
Tabulka 5.10 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u C-Ref

Stáří betonu		Pevnost v tahu ohybem [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]		Variační koeficient [%]	
[hod]	[dny]			Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku	Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku
63.3	2.6	3.73	26.10	0.22	3.68	5.94	14.11
159.3	6.6	4.48	45.19	0.26	0.63	5.82	1.39
327.3	13.6	5.12	52.54	0.22	0.79	4.35	1.51

Tabulka 5.11 Pevnost v příčném tahu u C-Ref

Stáří betonu		Pevnost v příčném tahu [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační koeficient [%]
[hodiny]	[dny]			
63.3	2.6	2.30	0.39	16.73
159.3	6.6	3.54	0.04	1.06
327.3	13.6	3.86	0.26	6.76
495.3	20.6	4.34	0.58	13.48
663.3	27.6	4.56	0.50	11.02

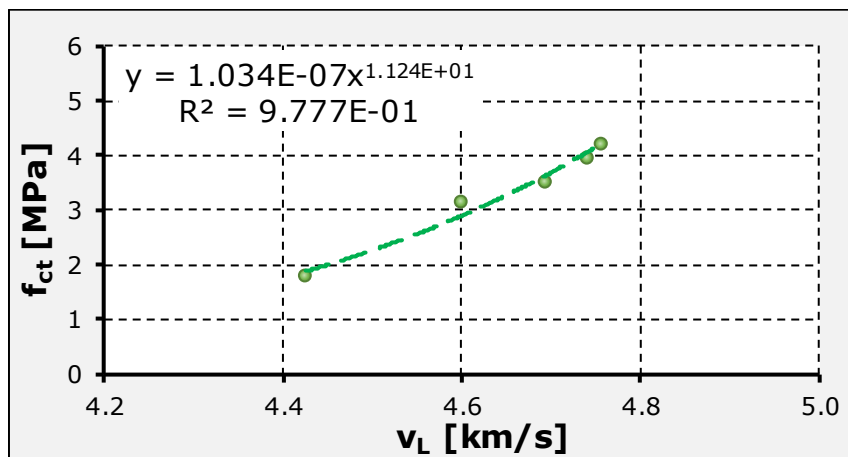
Graficky je vývoj pevností betonu C-Ref znázorněn na Obr. 5.19.



Obr. 5.19 Vývoj pevností betonu C-Ref

Vztah pro f_{ct} byl stanoven na základě simultánně měřené rychlosti šíření ultrazvukového signálu ve sledovaném betonu. Jako nejvýstižnější kalibrační vztah pro tahovou pevnost se

ukázala mocninná funkce. Konkrétní vyčíslení (a grafické vyjádření) korelačního (kalibračního) vztahu bylo provedeno metodou nejmenších čtverců z pěti naměřených dvojic hodnot rychlosti UZ a odpovídající tahové pevnosti, viz Obr. 5.20.



Obr. 5.20 Kalibrační vztah mezi f_{ct} a rychlostí šíření UZ signálu pro beton C-Ref

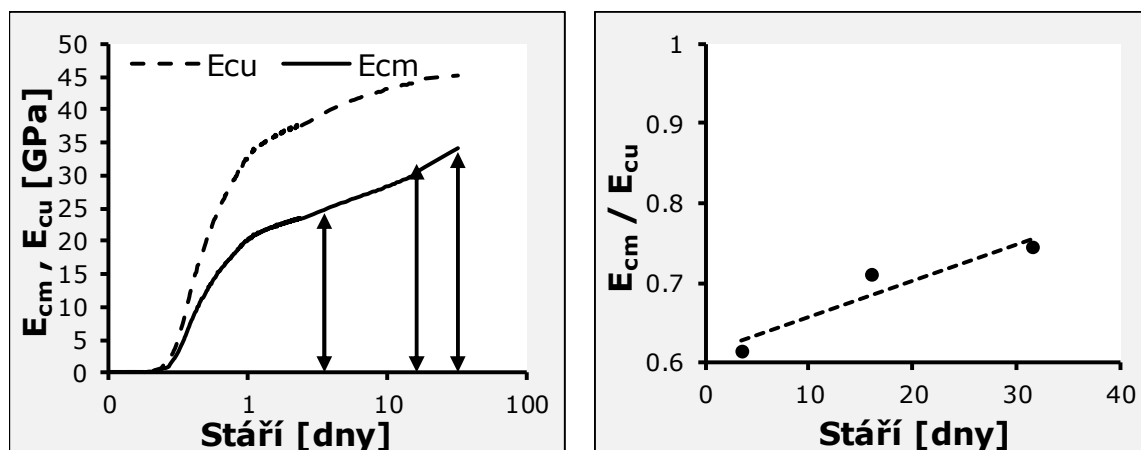
5.3.1.3 Statický modul pružnosti v tlaku

Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti a tlakové pevnosti určené při zkoušce statického modulu pružnosti zobrazuje Tabulka 5.12.

Tabulka 5.12 Statický modul pružnosti betonu C-Ref

Stáří betonu		Statický modul pružnosti E_{cm}			Pevnost v tlaku		
[hodiny]	[dny]	Průměr [GPa]	Směrodatná odchylka [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační Koeficient [%]
63.3	2.6	24.3	1.83	7.5	23.40	2.66	11.36
327.3	13.6	31.6	1.62	5.1	42.19	3.55	8.41
663.3	27.6	33.6	2.20	6.6	48.60	3.62	7.45

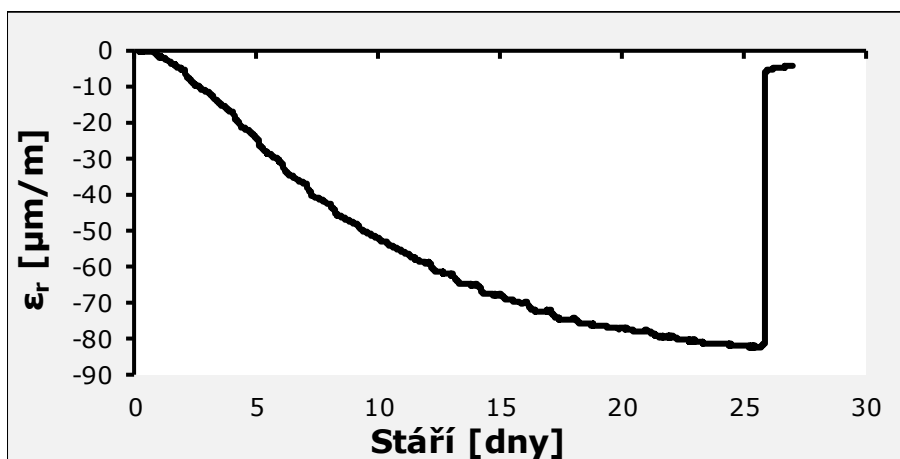
Graficky je vývoj modulu pružnosti betonu C-Ref znázorněn na Obr. 5.21.



Obr. 5.21 Statický a dynamický modul pružnosti betonu C-Ref

5.3.1.4 Průběh vázaného smršťování

Poměrné přetvoření od vázaného smršťování bylo měřeno pomocí Ring-testu na přípravku Ring3 (Obr. 5.2). Průměrné hodnoty vázaného smrštění jsou patrné z Obr. 5.22.



Obr. 5.22 Vázané smršťování betonu C-Ref

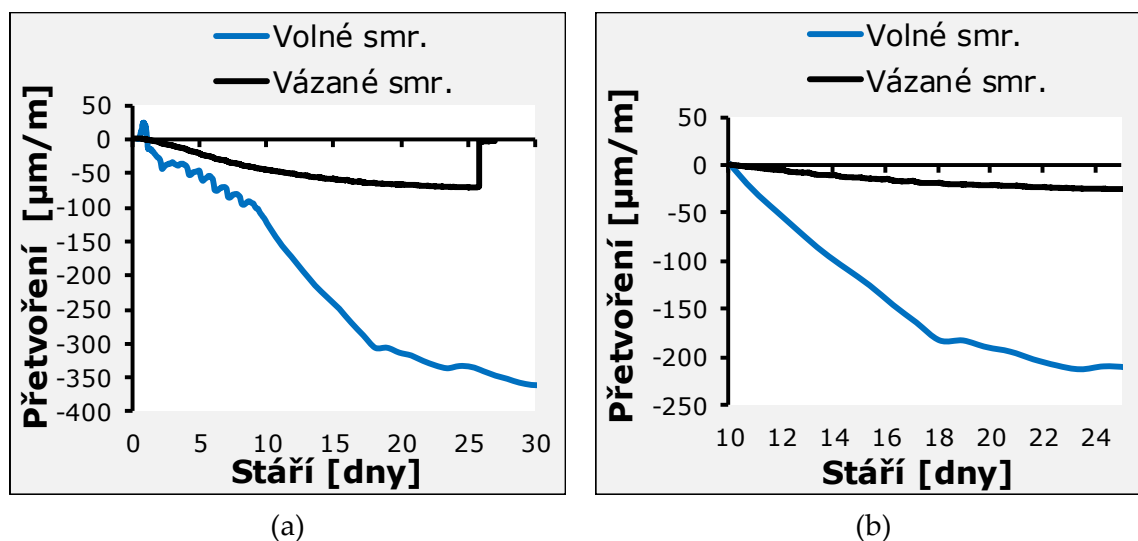
Ve stáří 26 dní vznikla smršťovací trhлина, viz Obr. 5.23. Vznik trhliny byl indikován náhlou změnou přetvoření vnitřního prstence.



Obr. 5.23 Smršťovací trhlinka betonu C-Ref (zvýrazněna zeleně)

5.3.1.5 Numerická predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlin

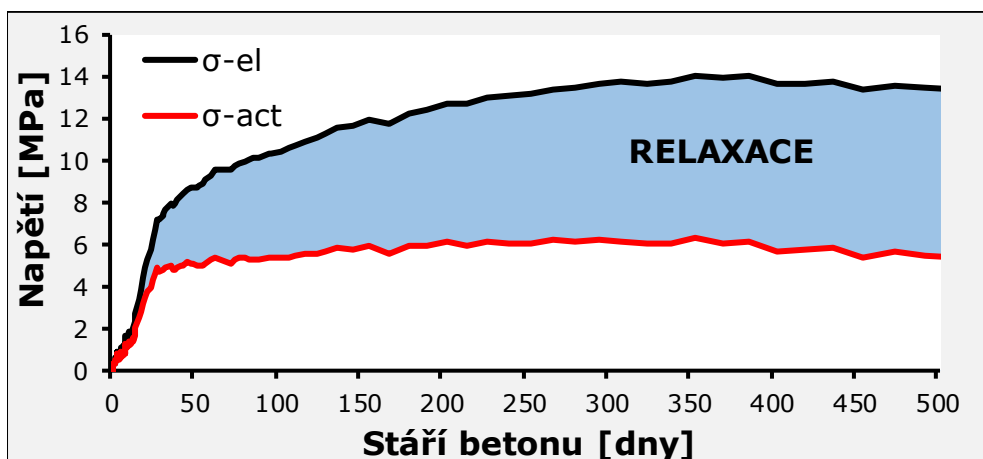
Porovnání volného a vázaného smrštění je zobrazeno na Obr. 4.38. Stupeň omezení smršťování byl stanoven z časového intervalu mezi 10. a 25. dnem.



Obr. 5.24 Volné a vázané smršťování betonu C-Ref

Z Obr. 5.24 (b) vyplývá, že v 25 dnech bylo volné smrštění 225 $\mu\text{m/m}$, zatímco vázané smrštění bylo pouze 41 $\mu\text{m/m}$. Poměr těchto hodnot definuje aktuální stupeň omezení při smršťování $\psi = 0.82$. Tento stupeň omezení se dobře shoduje s numerickou analýzou provedenou v [4].

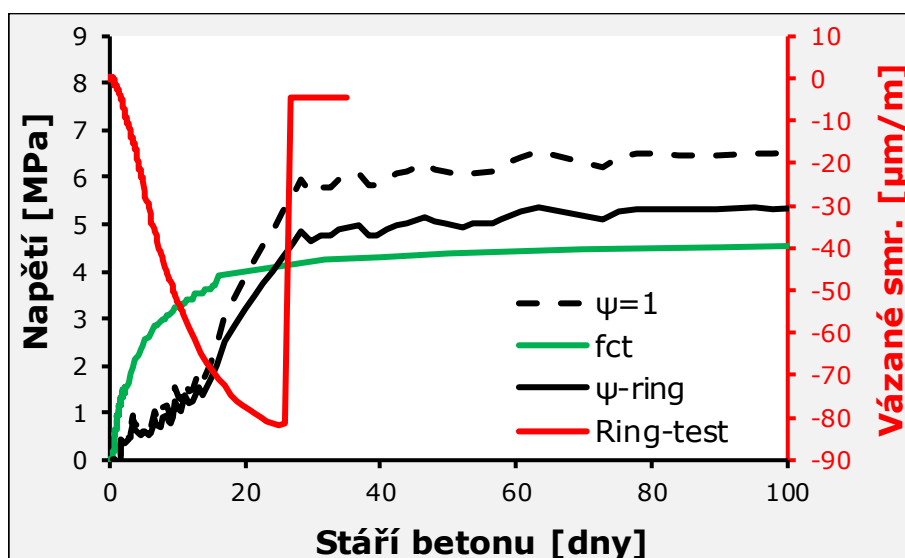
Jakmile byla známa aktuální hodnota ψ bylo možné odhadnout průběh vynucených napětí v betonu, viz Obr. 5.25.



Obr. 5.25 Vynucená napětí v betonu C-Ref

Křivka $\sigma-el$ predikuje teoretické elastické napětí v betonu při Ring-testu, zatímco křivka $\sigma-act$ predikuje aktuální napětí při Ring-testu, tj. napětí včetně vlivu dotvarování (relaxace) betonu. Relaxace betonu byla vypočítána metodou časové diskretizace (TDA). Teoretické elastické napětí v čase 500 dní je 13.5 MPa a vlivem relaxace betonu se vynucené napětí snížilo více než o polovinu, a to konkrétně na hodnotu 5.5 MPa. Je nutné poznamenat, že největší hodnota vynuceného napětí nastala v čase 350 dní, kdy bylo napětí ($\sigma-act$) 6.4 MPa. Od tohoto okamžiku byl účinek relaxace vyšší než přírůstek vynuceného napětí vlivem smršťování.

Numerická predikce vzniku smršťovací trhliny je patrná z Obr. 5.26. Křivka *Ring-test* se zde váže k sekundární ose grafu. Křivka f_{ct} označuje vývoj tahové pevnosti, křivka $\psi=1$ označuje maximální potenciální vynucené napětí v betonu, a to při dokonalém upnutí prvku, křivka $\psi-Ring$ označuje vypočtené vynucené napětí při Ring-testu.



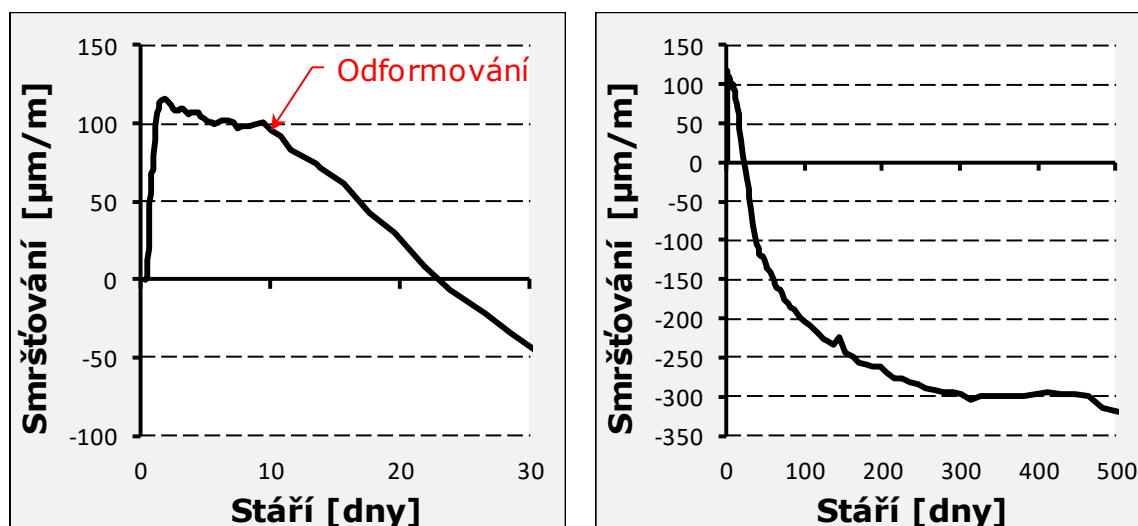
Obr. 5.26 Predikce vzniku smršťovací trhliny betonu C-Ref

Ekvivalence tahové pevnosti a napětí nastala mezi 20. a 25. dnem stáří betonu. Tento odhad velice dobře koresponduje s Ring-testem, kde došlo ke vzniku trhliny ve stáří 26 dní.

5.3.2 Komplexní experiment betonu C-Opt

5.3.2.1 Průběh volného smršťování

Průběh smršťování betonu C-Opt je patrný z Obr. 5.27.



Obr. 5.27 Volné smršťování betonu C-Opt
(a) krátkodobé sledování; (b) dlouhodobé sledování

5.3.2.2 Vývoj pevnosti

Tabulka 5.13 a Tabulka 5.14 obsahují informace o naměřené pevnosti v tahu ohybem, v tlaku na zlomcích trámů a v příčném tahu.

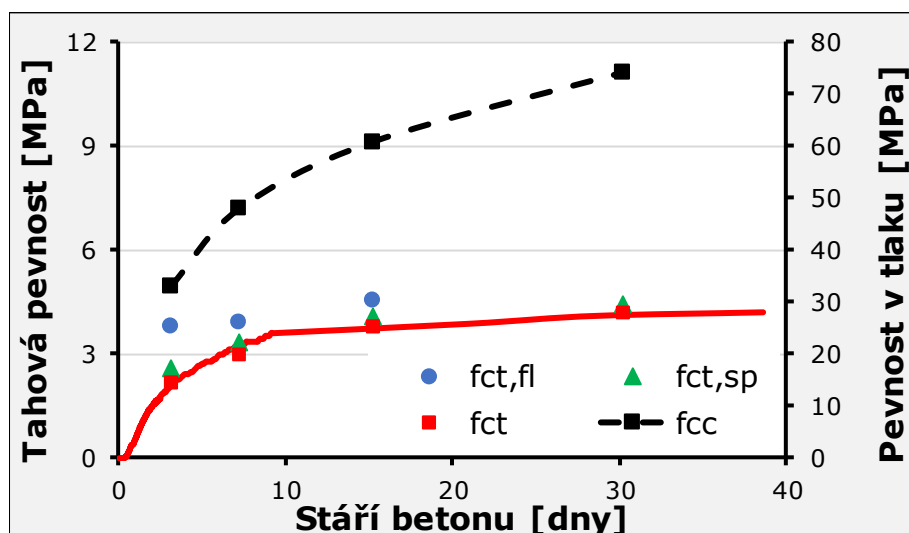
Tabulka 5.13 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u C-Opt

Stáří betonu		Pevnost v tahu ohybem [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]		Variační koeficient [%]	
[hod]	[dny]			Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku	Pevnost v tahu ohybem	Pevnost v tlaku
75.5	3.1	3.78	32.84	0.09	0.73	2.43	2.23
173.0	7.2	3.94	47.84	0.17	0.56	4.38	1.18
364.0	15.2	4.56	60.75	0.16	1.60	3.54	2.64

Tabulka 5.14 Pevnost v příčném tahu u C-Opt

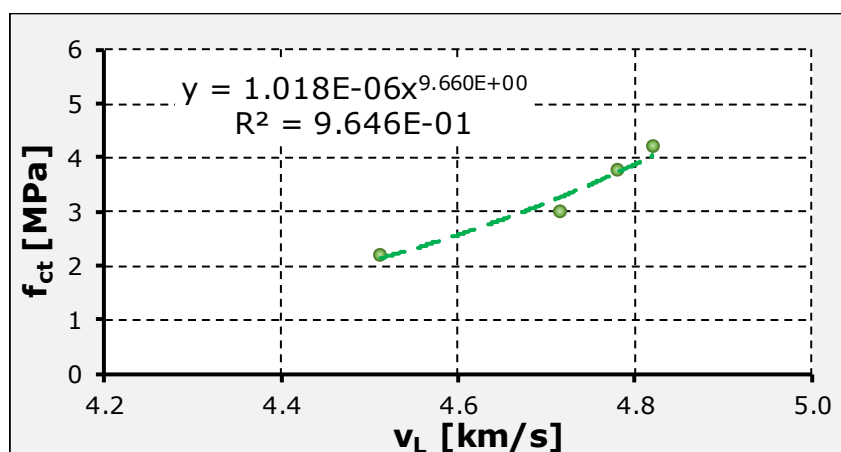
Stáří betonu		Pevnost v příčném tahu [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační koeficient [%]
[hodiny]	[dny]			
74.8	3.1	2.61	0.13	5.16
173.0	7.2	3.39	0.58	17.03
364.0	15.2	4.08	0.18	4.52
724.6	30.2	4.45	0.49	11.0

Graficky je vývoj pevností betonu C-Opt znázorněn na Obr. 5.28.



Obr. 5.28 Vývoj pevností betonu C-Opt

Kalibrační vztah pro odhad tahové pevnosti z rychlosti UZ impulsu je zachycen na Obr. 5.29.



Obr. 5.29 Kalibrační vztah mezi f_{ct} a rychlostí šíření UZ signálu pro beton C-Opt

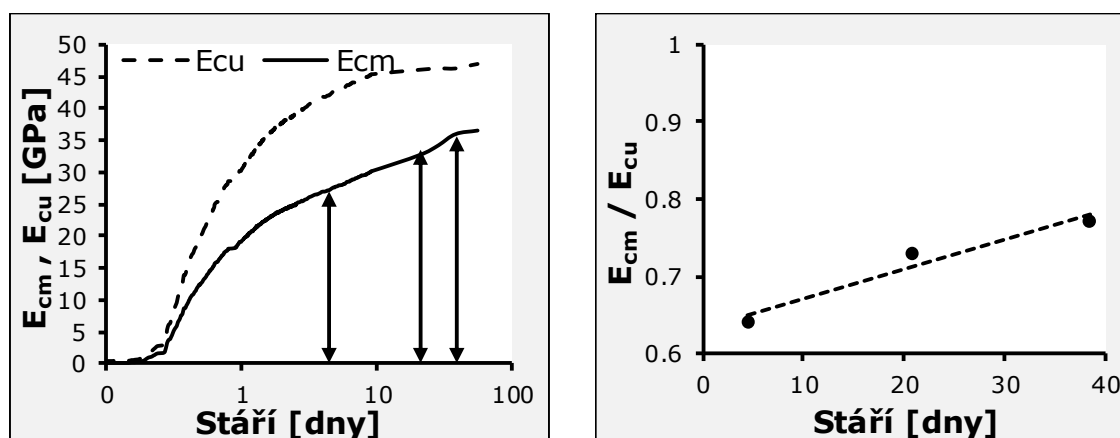
5.3.2.3 Statický modul pružnosti v tlaku

Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti a tlakové pevnosti určené při zkoušce statického modulu pružnosti zobrazuje Tabulka 5.15.

Tabulka 5.15 Statický modul pružnosti betonu C-Opt

Stáří betonu		Statický modul pružnosti E_{cm}			Pevnost v tlaku		
[hodiny]	[dny]	Průměr [GPa]	Směrodatná odchylka [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka [MPa]	Variační Koeficient [%]
76.0	3.2	27.0	1.05	3.9	25.54	0.67	2.62
349.0	14.5	33.7	0.81	2.4	47.08	1.93	4.10
676.0	28.2	35.7	0.85	2.4	59.39	0.73	1.22

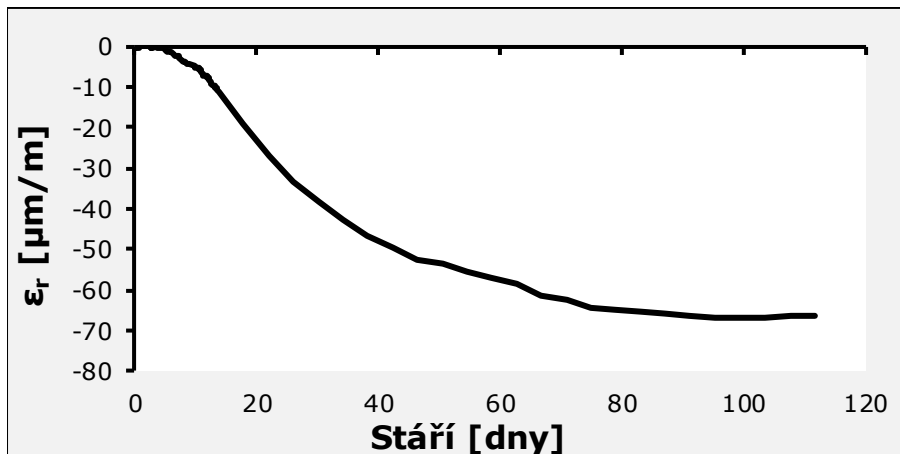
Graficky je vývoj modulu pružnosti betonu C-Opt znázorněn na Obr. 5.30.



Obr. 5.30 Statický a dynamický modul pružnosti betonu C-Opt

5.3.2.4 Průběh vázaného smršťování

Průměrné hodnoty vázaného smrštění jsou patrné z Obr. 5.31.



Obr. 5.31 Vázané smršťování betonu C-Opt

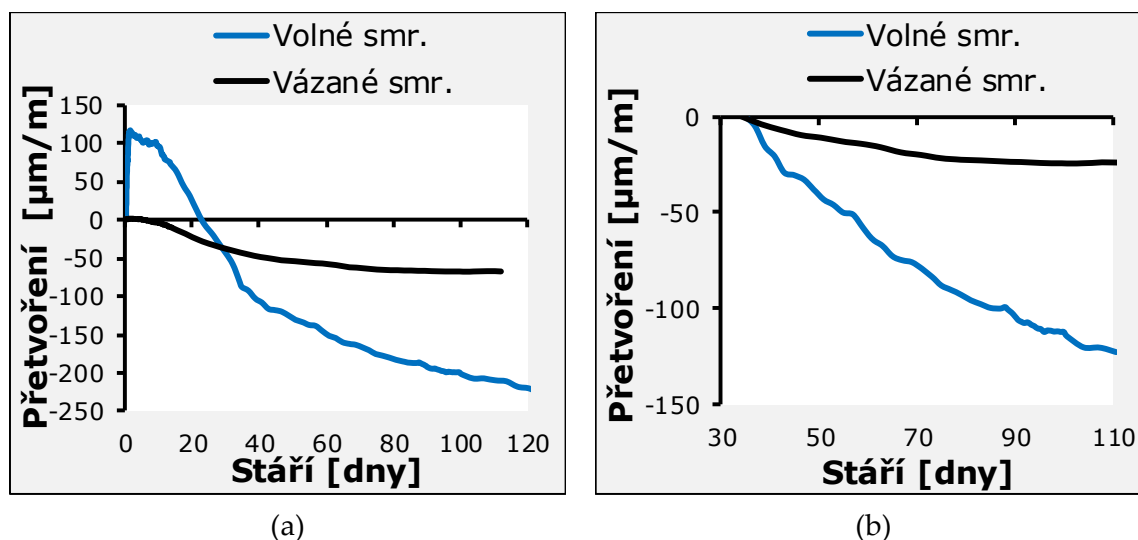
Po celou dobu měření nevznikla v betonu žádná smršťovací trhlinka, viz Obr. 5.32. Po 110 dnech bylo měření ukončeno, přičemž hodnota vázaného smrštění byla 67 $\mu\text{m/m}$.



Obr. 5.32 Stav bez trhlin při Ring-testu betonu C-Opt

5.3.2.5 Numerická predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlin

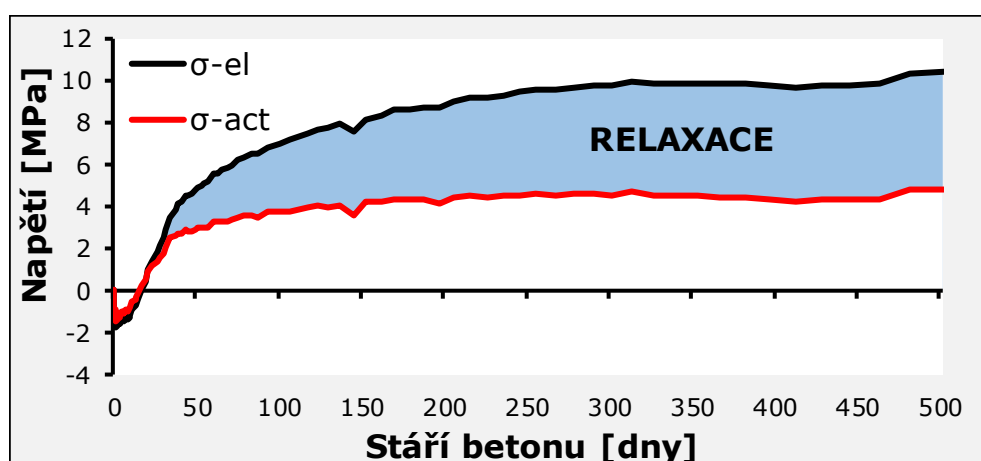
Porovnání volného a vázaného smrštění při referenční vlhkosti 60 % a ekvivalentním stáří je zobrazeno na Obr. 5.33. Stupeň omezení při smršťování byl stanoven z časového intervalu mezi 35. a 110. dnem. V tomto časovém období je již eliminováno počáteční plastické sednutí a nabývání volně smršťujících vzorků.



Obr. 5.33 Volné a vázané smršťování betonu C-Opt

Z Obr. 5.33 (b) vyplývá, že ve 110 dnech bylo volné smrštění 122 $\mu\text{m/m}$, zatímco vázané smrštění bylo 24 $\mu\text{m/m}$. Poměr těchto hodnot definuje aktuální stupeň omezení při smršťování $\psi = 0.81$, který je ve shodě s betonem C-Ref.

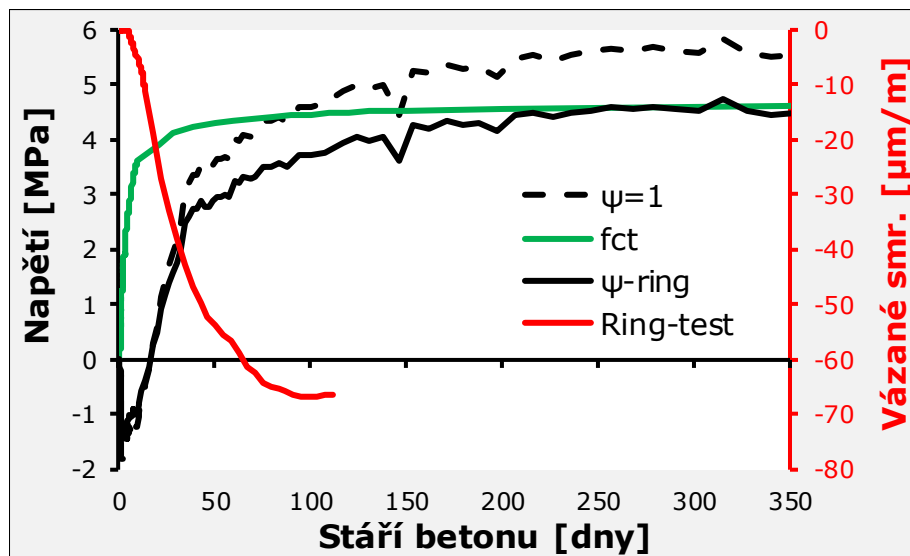
Vypočtený průběh vynucených napětí v betonu je zachycen na Obr. 5.34.



Obr. 5.34 Vynucená napětí v betonu C-Opt

Teoretické elastické napětí v čase 500 dní je 9.8 MPa a vlivem relaxace betonu se vynucené napětí snížilo více než o polovinu, a to konkrétně na hodnotu 4.3 MPa.

Numerická predikce vzniku smršťovací trhliny je patrná z Obr. 5.35.

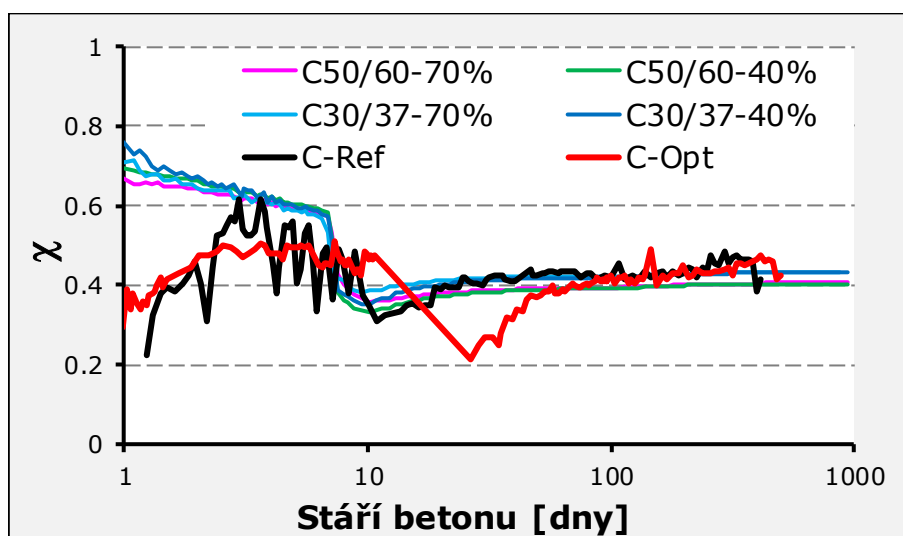


Obr. 5.35 Predikce vzniku smršťovací trhliny betonu C-Opt

Ekvivalence tahové pevnosti a napětí (odpovídající stupni omezené při Ring-testu) nastala přibližně ve 300 dnech. Bohužel, Ring-test musel být ukončen již po 110 dnech, tak nebylo v tomto případě možné numerickou predikci ověřit. Nicméně do 110 dní nevznikla při Ring-testu trhlina, což odpovídá predikci vypočteného napětí. Ve stáří 110 dní byla tahová pevnost betonu 4.5 MPa, zatímco vypočtená hodnota napětí byla 3.9 MPa. Ve vzorku byla tedy v tomto okamžiku napěťová rezerva přibližně 0.6 MPa.

5.3.3 Vývoj koeficientu stárnutí χ

Závislost koeficientu χ na stáří betonu je patrná z Obr. 5.36. Kromě experimentálně testovaných betonů C-Ref a C-Opt jsou v grafu zachyceny také betony třídy C 30/37 a C 50/60 u nichž vstupní hodnoty pro výpočet χ (tj. vývoj smršťování při relativní vlhkosti vzduchu 40 %, 70 % a modulu pružnosti) byly získány podle Eurokódu 2.



Obr. 5.36 Vývoj koeficientu χ v čase

Ze získaných výsledků je patrné, že relevantní hodnota χ je přibližně stejná pro všechny průběhy smršťování. Pohybuje se v rozmezí 0.4 až 0.45. Pouze v prvních dnech zrání betonu je jeho neustálená hodnota způsobená malými diferencemi mezi reálným a teoretickým elastickým napětím. Proto je χ extrémně citlivý i na malou odchylku mezi výpočtem TDA a zjednodušenou metodou AEMM.

5.4 VÝSLEDKY DRUHÉ FÁZE ZKOUMÁNÍ BETONŮ

5.4.1 Zpracovatelnost vláknobetonů

Zpracovatelnost čerstvého betonu je velmi důležitá vlastnost z hlediska praktické aplikace betonu do konstrukce. Se zhoršující se zpracovatelností se obvykle (podle způsobu a intenzity zhutňování) snižuje i hutnost betonu a s tím související kvalita a trvanlivost zhotovené betonové konstrukce. Negativní vliv na zpracovatelnost může mít i použití vláken (zejména ve větších dávkách). Při experimentech byla konzistence vláknobetonů ověřována pomocí „Zkoušky rozlití“ dle normy [19]. Konzistence navržených betonů s vlákny byla vždy upravována dávkou plastifikační přísady tak, aby čerstvý beton vykazoval na shodný stupeň rozlití F2 (tj. rozlití v mezích 350 – 410 mm). Skutečně naměřené hodnoty rozlití se s jedinou výjimkou pohybovaly vždy při horních mezích intervalu.

Pouze u vláknobetonu s maximální dávkou polypropylenových vláken 9 kg (označeného C-PP9kg) nebylo možné požadovaného stupně rozlití dosáhnout ani přidáním velké dávky plastifikační přísady. Naměřená hodnota rozlití čerstvého betonu zde dosáhla hodnoty 330 mm, když se zhotovený vláknobeton rozměšoval a nebyl homogenní. Další zvyšování

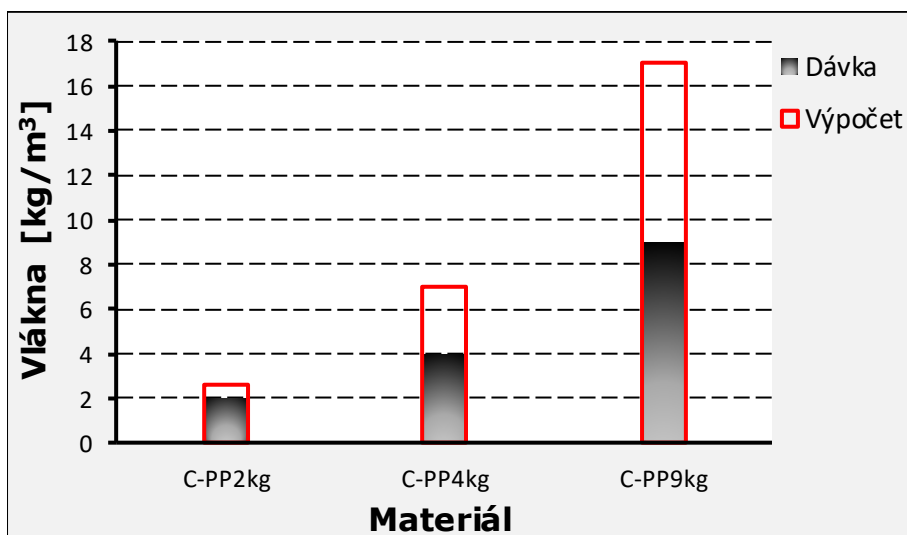
dávky plastifikační přísady by nemělo smysl. Beton byl zařazen do stupně rozlití F1. Výsledek zkoušky rozlitím dokumentuje Obr. 5.37, kde je patrná nehomogenita vyrobeného čerstvého betonu.



Obr. 5.37 Zpracovatelnost betonu C-PP9kg (zkouška rozlitím)

5.4.2 Rovnoměrnost rozmísení polypropylenových vláken

Parametr rovnoměrnosti rozmísení vláken jsme odvozovali podle Obr. 5.38.



Obr. 5.38 Rovnoměrnost rozmísení polypropylenových vláken

Je patrné, že vypočtené celkové množství vláken, stanovené z množství přetržených a vytážených vláken v lomu vzorku (viz kapitola 5.1.7) vždy ukazuje o něco vyšší hodnotu oproti skutečnému dávkování. To znamená, že vlákna nejsou v betonu zcela rovnoměrně rozmísená. Odchylka mezi hodnotou vypočtenou postupem v kap. 5.1.7 a hodnotou odvozenou od navážené dávky vláken se přitom s vyšší dávkou vláken výrazně zvětšuje. Jinými

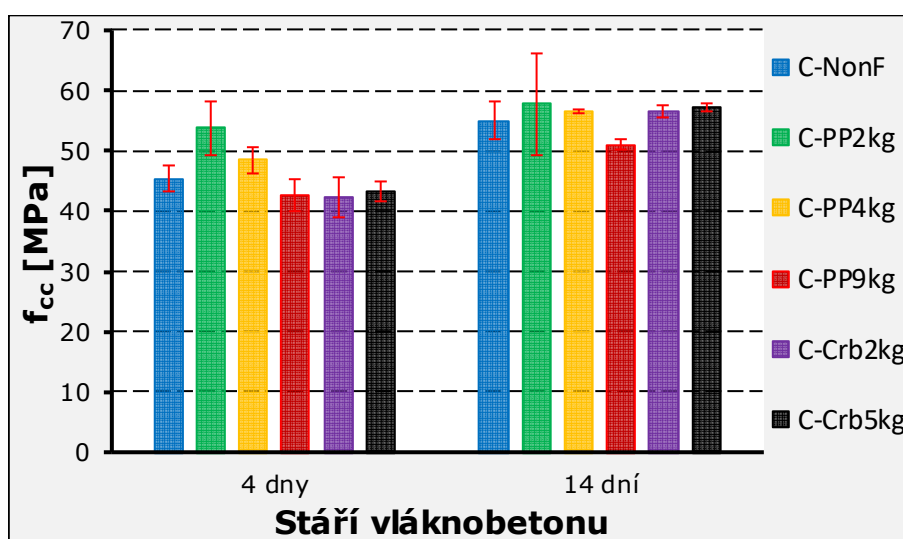
slovy, rozptýlení vláken je tím horší, čím více jich beton obsahuje. Zlomky trámců s vlákny jsou na Obr. 5.39.



Obr. 5.39 Zlomky trámců s polypropylenovými vlákny FortaFerro
(a) C-PP4kg; (b) C-PP2kg

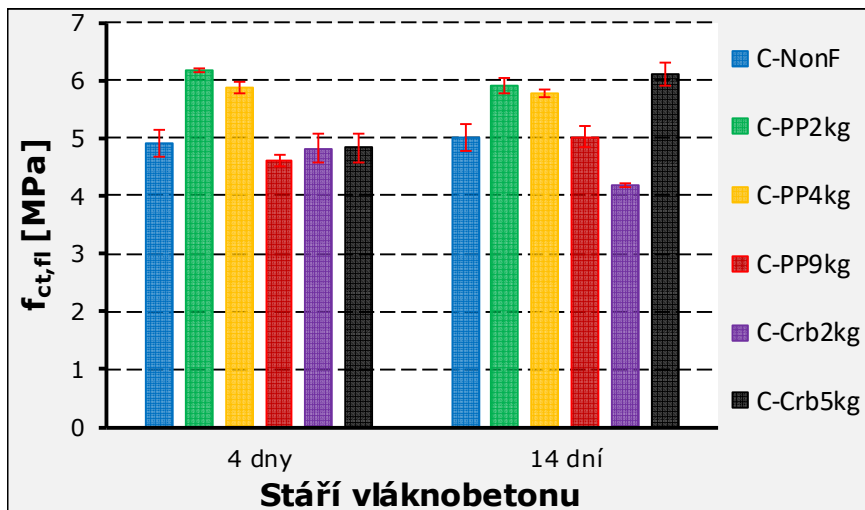
5.4.3 Mechanické vlastnosti vláknobetonů

Pevnosti betonu v tlaku na zlomcích trámce jsou na Obr. 5.40. Referenční beton bez vláken je označen jako C-NonF. Na grafu je také zobrazen rozptyl naměřených hodnot pomocí červených rysek. Nejlepších hodnot dosáhl beton C-PP2kg, a to jak ve 4 dnech, tak i ve 14 dnech. Nejhorších hodnot dosáhl beton C-PP9kg. Největší rozptyl byl u polypropylenových vláken v množství 2 kg/m³. U ostatních betonů je rozptyl naměřených hodnot srovnatelný.



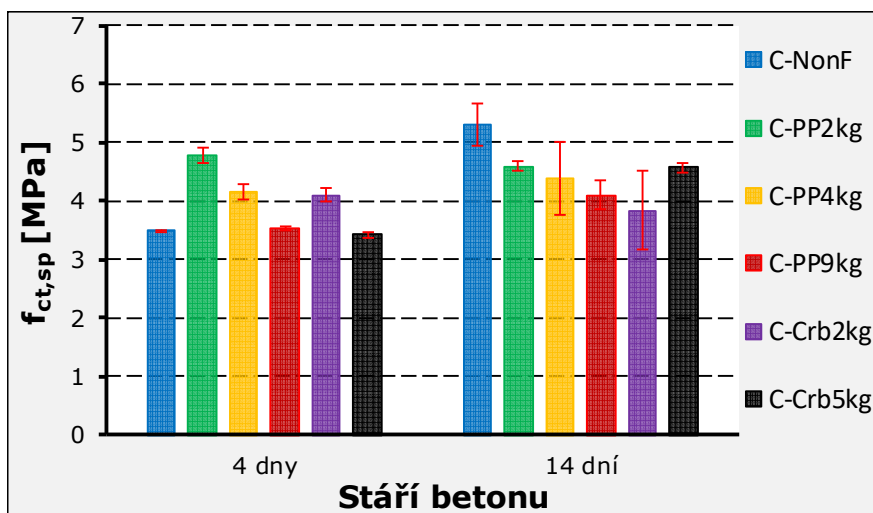
Obr. 5.40 Pevnost vláknobetonů v tlaku

Pevnosti betonu v tahu ohybem jsou na Obr. 5.41. Nejlepších hodnot opět dosáhl beton C-PP2kg. Nejhorších hodnot dosáhl beton C-Crb2kg, který měl ve 14 dnech nižší pevnost než ve 4 dnech. Rozptýl naměřených hodnot lze pokládat za srovnatelný.



Obr. 5.41 Pevnost vláknobetonů v tahu ohybem

Pevnosti betonu v příčném tahu je na Obr. 5.42. Nejlepších hodnot ve 4 dnech dosáhl beton C-PP2kg a ve 14 dnech referenční beton. Nejhorších hodnot ve 4 dnech dosáhl referenční beton a ve 14 dnech beton C-Crb2kg, který měl nižší pevnost než ve 4 dnech.

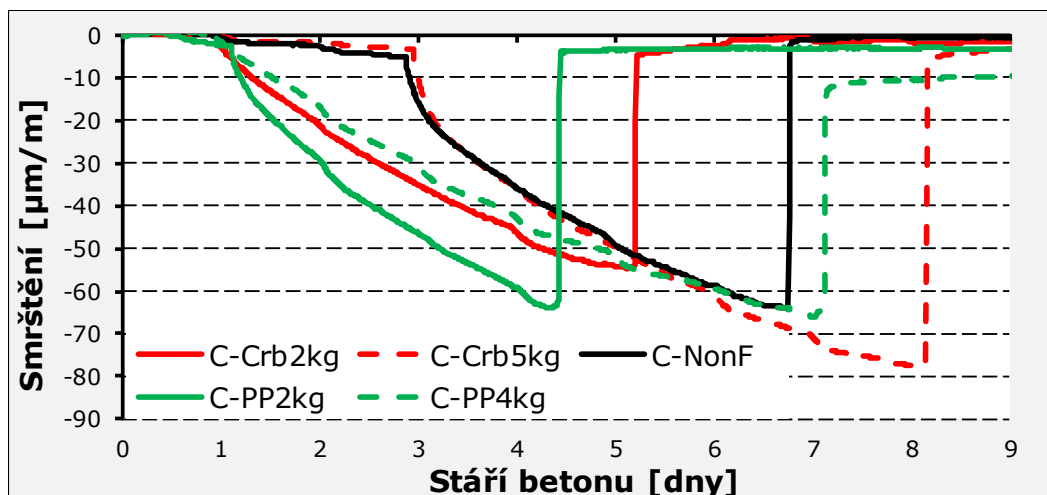


Obr. 5.42 Pevnost vláknobetonů v příčném tahu

5.4.4 Sledování vázaného smršťování vláknobetonů

Vázané smršťování bylo sledováno pomocí Ring-testu. Všechny vzorky zrály za stejných podmínek okolního prostředí. Nicméně nebylo možné dodržet u všech vzorků jednotnou dobu odformování s ohledem na pracovní dny. Proto byly některé vzorky odformovány po

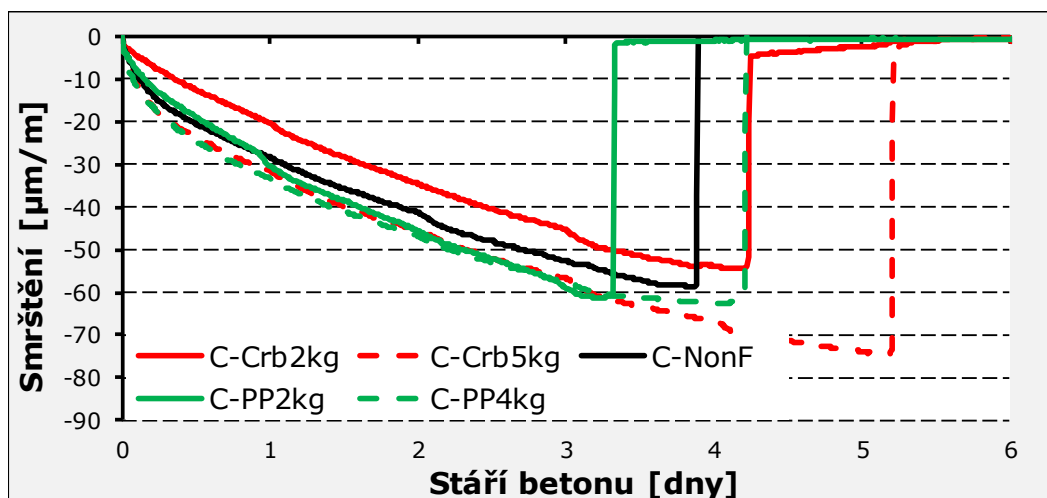
jednom dni (C-PP2kg, C-PP4kg, C-Crb5kg) a jiné po třech dnech (C-Crb2kg, C-NonF), viz Obr. 5.43. S ohledem na kapacitu forem nebyl proveden Ring-test u vláknobetonu C-PP9kg. Tento beton byl vyřazen z Ring-testu, protože byl špatně zpracovatelný a jeho mechanické vlastnosti nedosahovaly takových hodnot jako u ostatních vláknobetonů.



Obr. 5.43 Ring-test vláknobetonů od okamžiku uložení betonu

Aby byly výsledky Ring-testu různých vláknobetonů srovnatelné, byly křivky vázaného smršťování upraveny tak, že počátek je vždy nastaven na okamžik odformování vnějšího prstence, viz Obr. 5.44.

Zde lze mezi sebou porovnávat průběhy vázaného smršťování. Nejlepší výsledek vykázal beton C-Crb5kg, kde se smršťovací trhlinka objevila po 5.2 dnech od odformování. Nejméně odolný se projevil beton C-PP2kg, kde se trhlinka objevila již po 3.3 dnech od odformování, což je méně, než bylo pozorováno u referenčního betonu C-NonF.



Obr. 5.44 Ring-test vláknobetonů od okamžiku odformování vnějšího prstence

Při Ring-testu jsme také změřili šířku vzniklé smršťovací trhliny. Šířky trhlin jsou patrné z Obr. 5.45.



*Obr. 5.45 Smršťovací trhlina při Ring-testu při testování vláknobetonů
(a) C-NonF; (b) C-PP2kg; (c) C-PP4kg*

Největší trhlina vznikla u referenčního betonu – 1.3 mm. Podobnou šířku trhliny také měly vzorky obsahující uhlíková vlákna. U vláknobetonu s obsahem polypropylenových vláken v dávce 2 kg byla šířka smršťovací trhliny výrazně menší – 0.4 mm. U vláknobetonu s obsahem polypropylenových vláken v dávce 4 kg byla šířka smršťovací trhliny pouze 0.15 mm.

5.4.5 Diskuse výsledků získaných při testování vlivu vláken v betonu

Cílem testování vláknobetonů bylo najít optimální množství a druh vláken v betonu z hlediska omezení poruch vlivem smršťování. Žádný z testovaných betonů „nezvítězil“ ve všech sledovaných vlastnostech. Pevnostní parametry všech testovaných betonů jsou poměrně vyrovnané. Ale hlavní rozdíl byl ve zpracovatelnosti a Ring-testu.

Z pohledu praktické použitelnosti byl nejhorší beton C-PP9kg. Protože byl velmi špatně zpracovatelný, jeho aplikace by byla značně obtížná. Ostatní betony byly poměrně dobře zpracovatelné.

S ohledem na Ring-test se jevila lépe uhlíková vlákna. Ale z hlediska šířky smršťovací trhliny byla nejlepší polypropylenová vlákna.

Dalším parametrem pro srovnání uhlíkových a polypropylenových vláken je jejich dostupnost a cena. Tento pohled jednoznačně hovoří pro použití polypropylenových vláken.

Ze získaných výsledků vyplynulo sestavení receptury z polypropylenových vláken v množství 4 kg na 1 m³ betonu.

Souhrnně se ukázalo, že zlepšovat vlastnosti betonu určitého složení lze přidavkem vláken jen do jisté, poměrně malé, dávky vláken. Záleží přitom na materiálu vlákna i na rozměru vláken. Od jisté dávky pak vlákna betonu spíše škodí. Má-li být účelně využito větší dávky vláken, musí být pro tento účel navržena úplně nová, vlákna respektující receptura betonu, případně i odpovídající způsob přípravy vláknobetonu.

5.4.6 Komplexní experiment vláknobetonu C-Fiber

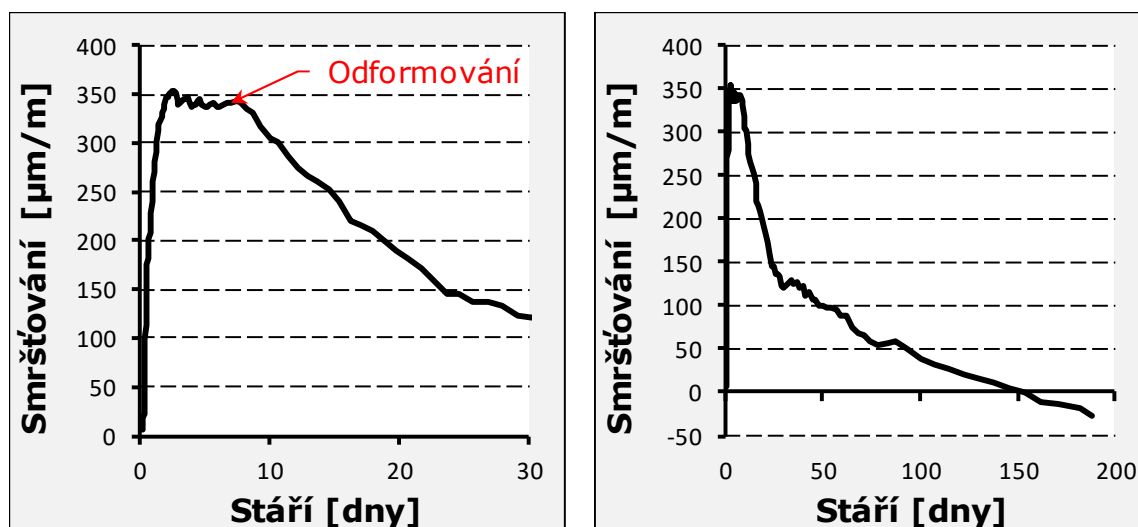
Receptura vláknobetonu je uvedena v kapitole 5.2. Při výrobě betonu byla ověřena jeho konzistence pomocí zkoušky sednutí kužele [18]. Při zkoušce konzistence bylo sednutí kužele 162 mm, což klasifikuje konzistenci jako S4. Přesně tato konzistence byla požadována. Po přípravě byla vlákna v betonu poměrně rovnoměrně rozmíchána a čerstvý beton působil kompaktně a pohyblivě, viz Obr. 5.46.



Obr. 5.46 Výroba vláknobetonu C-Fiber

5.4.6.1 Průběh volného smršťování

Průběh smršťování betonu C-Fiber je patrný z Obr. 5.47.



Obr. 5.47 Volné smršťování betonu C-Fiber
(a) krátkodobé sledování; (b) dlouhodobé sledování

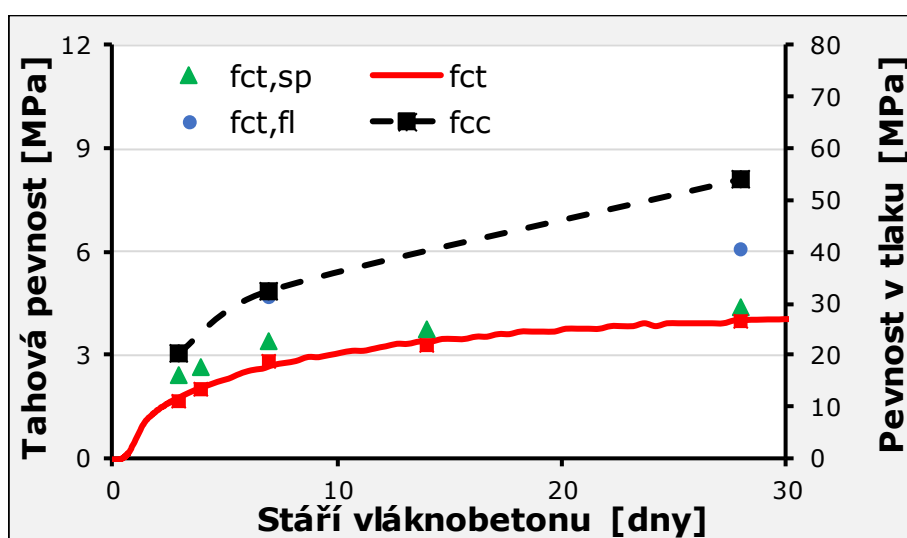
5.4.6.2 Vývoj pevnosti

Tabulka 5.16 obsahuje informace o naměřené pevnosti v tahu ohybem, v tlaku na zlomcích trámů a v příčném tahu.

Tabulka 5.16 Pevnost v tahu ohybem, v příčném tahu a v tlaku u C-Fiber

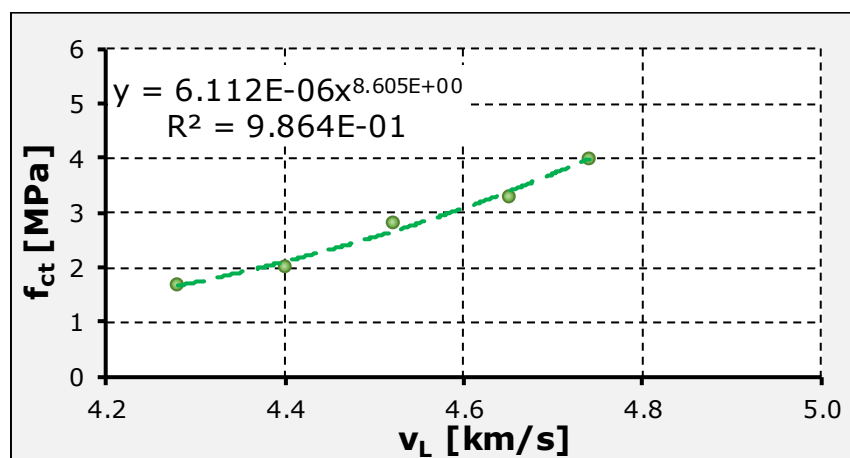
Čas od okamžiku smíchání vody s cementem		Pevnost v tahu ohybem	Směrodatná odchylka	Pevnost v příčném tahu	Směrodatná odchylka	Pevnost v tlaku	Směrodatná odchylka
[hod]	[dny]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
71	2.96			2.40	0.10	20.18	0.21
95	3.96			2.64	0.01		
167	6.96	4.69	0.21	3.38	0.07	32.26	0.63
335	13.96			3.76	0.21		
671	27.96	6.07	0.40	4.38	0.36	53.90	1.35

Graficky je vývoj pevností betonu C-Fiber znázorněn na Obr. 5.48.



Obr. 5.48 Vývoj pevností betonu C-Fiber

Kalibrační vztah pro odhad tahové pevnosti z rychlosti UZ impulsu je zachycen na Obr. 5.49.

Obr. 5.49 Kalibrační vztah mezi f_{ct} a rychlostí šíření UZ signálu pro beton C-Fiber

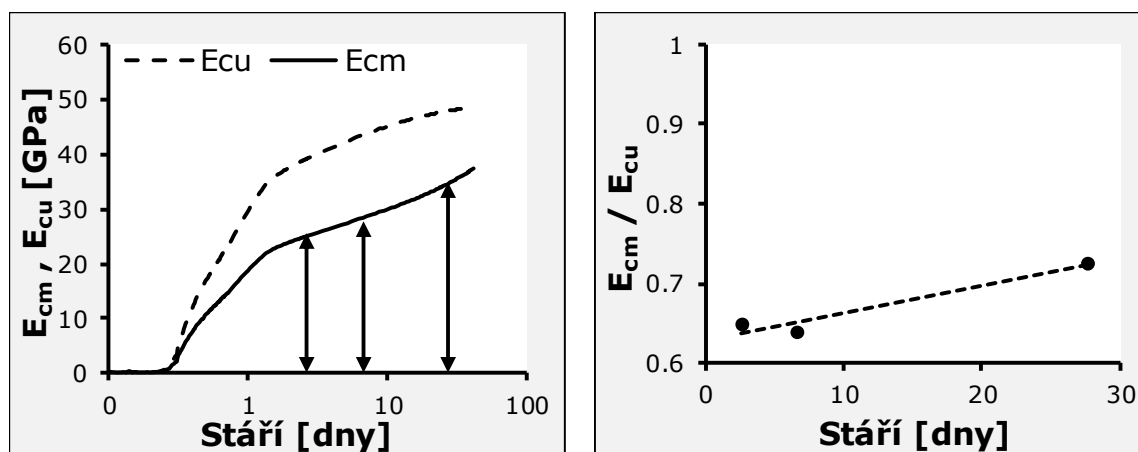
5.4.6.3 Statický modul pružnosti v tlaku

Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti zobrazuje Tabulka 5.17.

Tabulka 5.17 Statický modul pružnosti betonu C-Fiber

Čas od okamžiku smíchání vody s		Modul pružnosti	Směrodatná odchylka
[hod]	[dny]	[GPa]	[GPa]
71	2.96	26.17	1.27
167	6.96	27.83	0.67
671	27.96	34.93	1.35

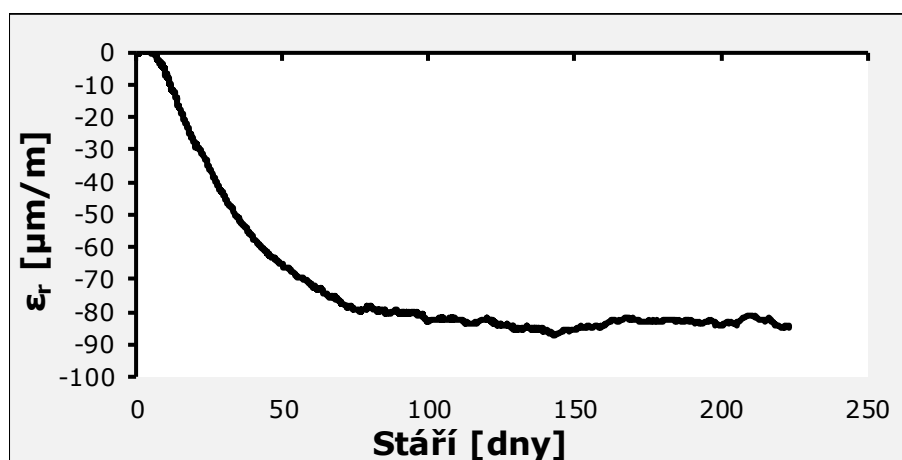
Graficky je vývoj modulu pružnosti betonu C-Fiber znázorněn na Obr. 5.50.



Obr. 5.50 Statický a dynamický modul pružnosti betonu C-Fiber

5.4.6.4 Průběh vázaného smršťování

Průměrné hodnoty vázaného smrštění jsou patrné z Obr. 5.51.



Obr. 5.51 Vázané smršťování betonu C-Ref

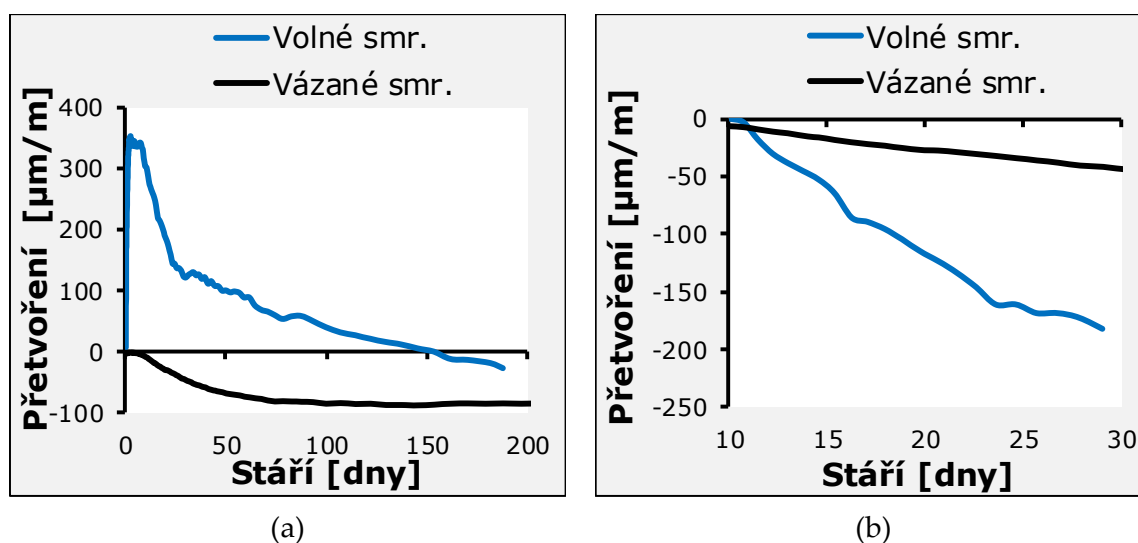
Z průběhů vázaného smršťování je patrné, že nevznikla během pozorování smršťovací trh-
lina. Neporušené vzorky jsou zdokumentovány na Obr. 5.52. Do této doby byla k dispozici
doba měření 220 dní. Od 150 dní se hodnota vázaného smrštění ustálila na úrovni $85 \mu\text{m}/\text{m}$,
zatímco volné smršťování se stále projevovalo určitými přírůstky. To může být zapříčiněno
dotvarováním, které pravděpodobně od tohoto okamžiku převyšuje vliv smršťování. Vlák-
nobeton tak nemá potenciál k dalšímu deformování vnitřního prstence.



Obr. 5.52 Stav bez trhlín při Ring-testu betonu C-Fiber

5.4.6.5 Numerická predikce okamžiku vzniku smršťovacích trhlín

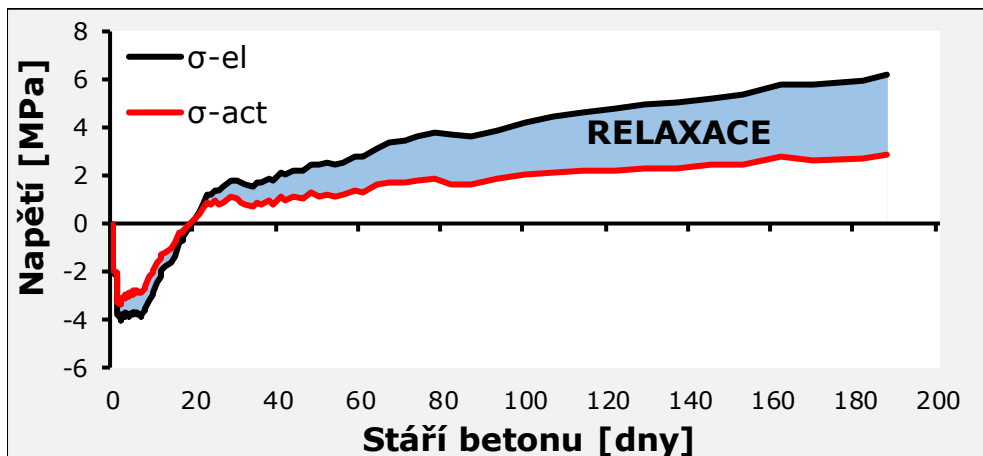
Porovnání volného a vázaného smrštění při referenční vlhkosti 60 % a ekvivalentním stáří
je zobrazeno na Obr. 5.53. Stupeň omezení při smršťování byl stanoven z časového inter-
valu mezi 10. a 30. dnem.



Obr. 5.53 Volné a vázané smršťování betonu C-Fiber

Z Obr. 5.53 (b) vyplývá, že ve 30 dnech je volné smrštění $190 \mu\text{m/m}$ a vázané smrštění pouze $40 \mu\text{m/m}$. Poměr těchto hodnot definuje aktuální stupeň omezení při smršťování $\psi = 0.79$.

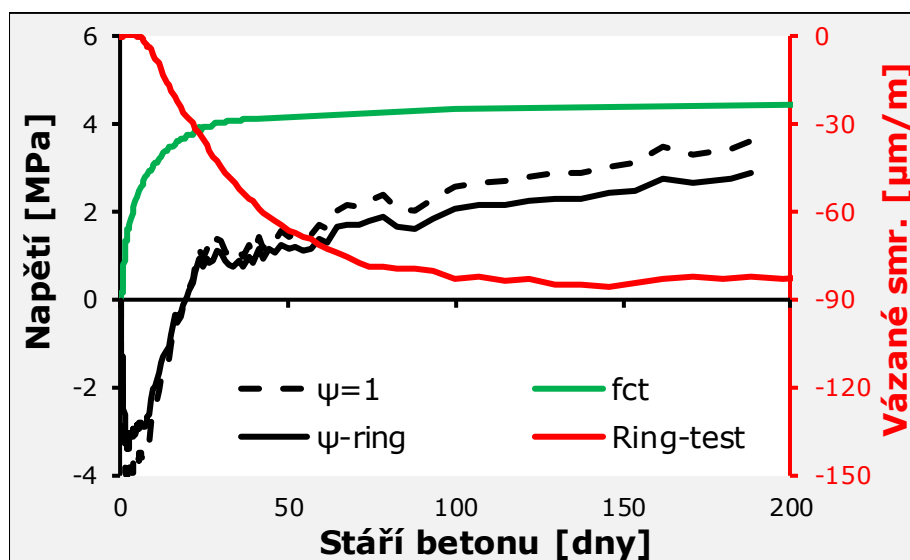
Vypočtený průběh vynucených napětí v betonu je zachycen na Obr. 5.54.



Obr. 5.54 Vynucená napětí v betonu C-Fiber

Teoretické elastické napětí v čase 190 dní je 6.2 MPa a vlivem relaxace betonu se vynucené napětí snížilo více než o polovinu, a to konkrétně na hodnotu 2.9 MPa.

Numerická predikce vzniku smršťovací trhliny je patrná z Obr. 5.55.



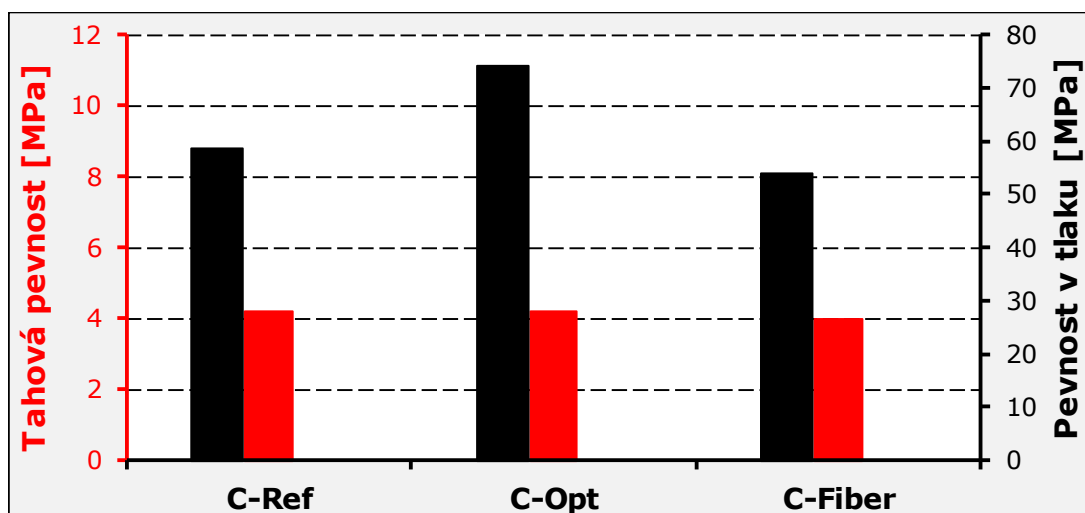
Obr. 5.55 Predikce vzniku smršťovací trhliny betonu C-Fiber

Ekvivalence tahové pevnosti a vynuceného napětí (odpovídající stupni omezení při Ring-testu) během sledovaného období zdaleka nenastala. Tato teoreticky určená skutečnost byla potvrzena fyzicky při Ring-testu, kde skutečně nedošlo ke vzniku smršťovací trhliny. Ve stáří 190 dní byla vypočtena napěťová rezerva přibližně 1.5 MPa.

5.5 POZNATKY A ZÁVĚRY Z TESTOVÁNÍ BETONŮ

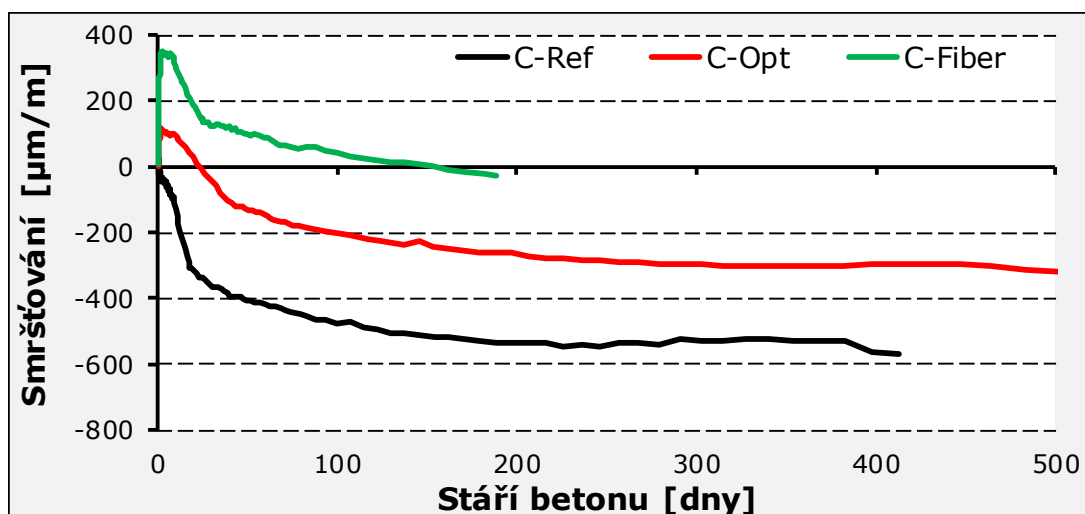
Při zkoumání betonů byla aplikována metodika komplexního experimentu, kterou jsme vyvinuli při sledování mikro-betonů. Metodika byla dále dopracována a umožnila zohlednit také dotvarování betonu. Celkem byly provedeny 2 komplexní experimenty na betonech bez vláken a 1 komplexní experiment na vláknobetonu.

Pokud jde o pevnosti v tlaku i v tahu, všechny testované betony vykazovaly podobné hodnoty. Na Obr. 5.56 jsou vyneseny 28denní pevnosti.



Obr. 5.56 Tahové a tlakové pevnosti zkoumaných betonů

Srovnání absolutních hodnot celkového smrštění je na Obr. 5.57. Je zde jasně prokázán příznivý vliv nejen protismršťovací a expanzní přísady, ale také příznivý vliv polypropylenových vláken.



Obr. 5.57 Smršťování zkoumaných betonů

Co se týče testovaného vláknobetonu, ze získaných výsledků (konkrétně po vyhodnocení vynucených napětí zapříčiněných vázaným smršťováním a vývoje tahové pevnosti) je patrné, že navržený vláknobeton *C-Fiber* má ve srovnání s běžným betonem (námi testovaným označeným *C-Ref*) velmi vysoké parametry z hlediska eliminace tvorby smršťovacích trhlin. Jedná se tedy v tomto smyslu o vysokohodnotný beton. Během sledovaného období byla hodnota vynuceného napětí v betonu 2.9 MPa, zatímco jeho tahová pevnost byla 4.4 MPa.

Dostatečná napěťová rezerva byla získána optimálním návrhem receptury. Tím bylo docíleno těchto změn chování oproti běžnému betonu:

- Snížení smršťování,
- vyvolání „rozumné“ počáteční expanze betonu,
- zvýšení duktility betonu v oblasti tahového namáhání.

Redukce smršťování byla zapříčiněna hned několika vlivy. Nevýznamnějším vlivem je přidání protismršťovací přísady. Dalším významným vlivem byl vhodný návrh množství kameniva a jeho jednotlivých frakcí a přidání polypropylenových vláken.

Současně bylo důležité vyvolání „rozumné“ počáteční expanze přidáním expanzní příměsi. Rozumnou hodnotou expanze myslíme to, že při expanzi nebyla poškozena mikrostruktura betonu, což by znehodnotilo beton snížením jeho pevnostních a deformačních vlastností. Počáteční expanze vnesla do betonu chemické předpětí, které bylo postupně odčerpáváno vlivem sníženého smršťování.

Zvýšení duktility betonu v oblasti tahového namáhání bylo prokázáno při Ring-testu. Zatímco šířka trhliny u běžného betonu ihned po jejím vzniku byla 1.3 mm, u vláknobetonu byla šířka trhliny téměř desetkrát menší, pokud ovšem vůbec trhlina vznikla. U vláknobetonu *C-Fiber* tomu tak nebylo!

6 ODOLNOST BETONU PROTI VZNIKU SMRŠŤOVACÍCH TRHLIN

Jedním z cílů disertační práce bylo nalézt způsob, jak určit hodnotu různých betonů z hlediska jejich odolnosti proti vzniku smršťovacích trhlin a následně betony vzájemně porovnat. Jako nejvýstižnější řešení se jevílo porovnávat betony pomocí autorem definovaného tzv. „kritického stupně omezení“ (*critical degree of restraint*) – ψ_{cr} .

Hodnota ψ_{cr} určuje maximální možné omezení deformace betonu při smršťování, při kterém v betonu nevznikne trhlina. Jinými slovy, hodnota vynucených napětí bude po celou dobu životnosti betonového konstrukčního prvku nižší než odpovídající tahová pevnost

betonu právě při stupni omezení ψ_{cr} . Teoreticky, pokud ψ_{cr} je větší nebo rovné 1.0, neměla by v betonu nikdy vzniknout smršťovací trhlinka, a to ani při dokonalém upnutí prvku. Naopak, čím menší je ψ_{cr} , tím je větší náchylnost betonu ke vzniku smršťovacích trhlin. Kritický stupeň omezení lze určit podle výrazu:

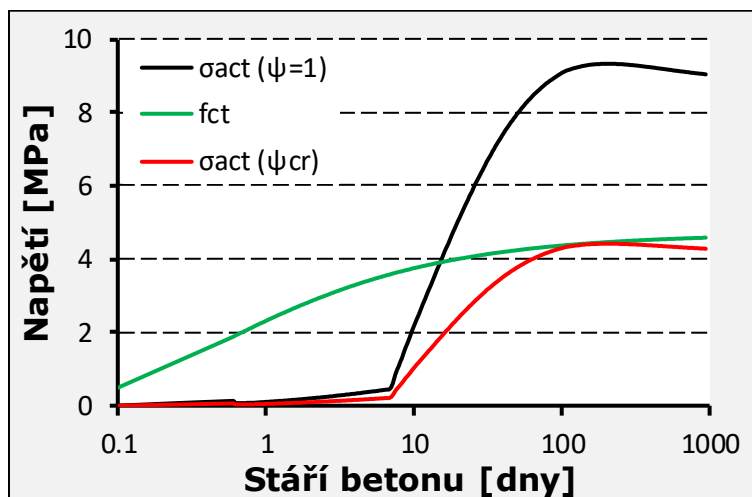
$$\psi_{cr} = \min\{\psi_{Lim}\}, \quad (6.1)$$

kde ψ_{Lim} je množina limitních hodnot stupně omezení určených v čase, při kterém nevznikne v betonu v daném časovém bodu smršťovací trhlinka. Hodnoty ψ_{Lim} (v čase) jsou určeny z následujícího výrazu:

$$\psi_{Lim} = \frac{f_{ct}(t)}{\sigma_{act}(t)} \cdot \psi_{act}, \quad (6.2)$$

kde $f_{ct}(t)$ je nárůst tahové pevnosti betonu, $\sigma_{act}(t)$ je vývoj vypočtených vynucených napětí, ψ_{act} je uvažovaný stupeň omezení deformace při smršťování pro výpočet vynucených napětí $\sigma_{act}(t)$.

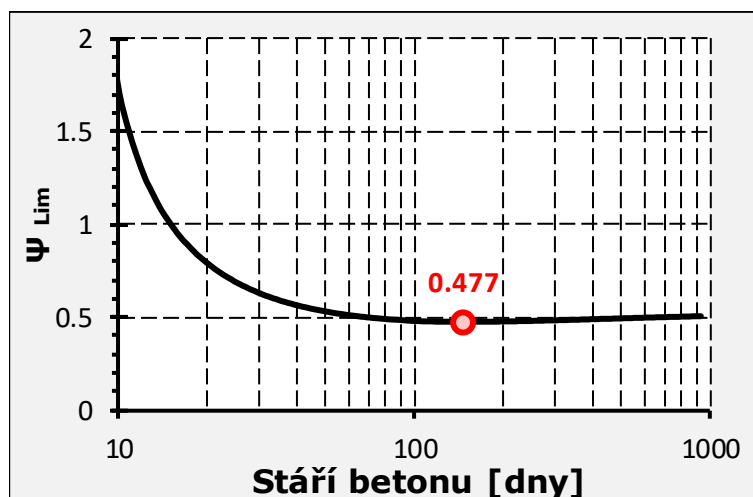
Určení kritického stupně omezení je prezentováno na modelové úloze, viz Obr. 6.1. Vstupní hodnoty modelové úlohy byly vypočteny podle Eurokódu 2. Nejdříve byl určen z průběhu smršťování vývoj vynucených napětí pro stupeň omezení rovný jedné – křivka $\sigma_{act}(\psi=1)$. Je patrné, že napětí při tomto stupni omezení významně překračuje tahovou pevnost betonu f_{ct} .



Obr. 6.1 Vynucené napětí a tahová pevnost u modelové úlohy

Z hodnot $\sigma_{act}(\psi=1)$ a f_{ct} byl určen průběh ψ_{Lim} v čase, viz Obr. 6.2. Kritický stupeň omezení ψ_{cr} je právě minimální hodnota z průběhu ψ_{Lim} . Při tomto stupni omezení není teoreticky

nikdy překročena tahová pevnost betonu, viz srovnání f_{ct} a $\sigma_{act}(\psi_{cr})$ na Obr. 6.1. Zde je průběh vynucených napětí $\sigma_{act}(\psi_{cr})$ vypočten s hodnotou kritického stupně omezení 0.477, viz Obr. 6.2.



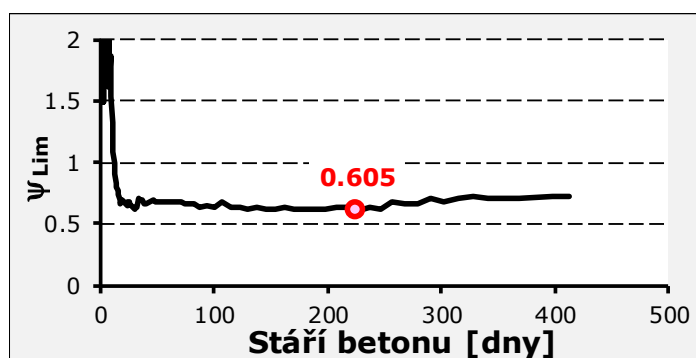
Obr. 6.2 Limitní stupeň omezení v čase a hodnota kritického stupně omezení u modelové úlohy

Kritická hodnota stupně omezení u modelové úlohy nastala v okamžiku 115 dní. Smršťování betonu ve skutečnosti sice stále probíhá dále, nicméně vlivem relaxace betonu a vývoji jeho tahové pevnosti limitní stupeň omezení se od tohoto okamžiku zvyšuje. Proto je testovaný beton právě v okamžiku 115 dní nejméně odolný proti vzniku smršťovacích trhlin. Mělo by být poznamenáno, že v reálných konstrukcích se stupeň omezení pohybuje přibližně mezi hodnotami 0.6 až 1.0. To znamená, že by se smršťovací trhlinka pravděpodobně objevila již během prvních 20 dní.

6.1 POROVNÁNÍ ZKOUMANÝCH BETONŮ

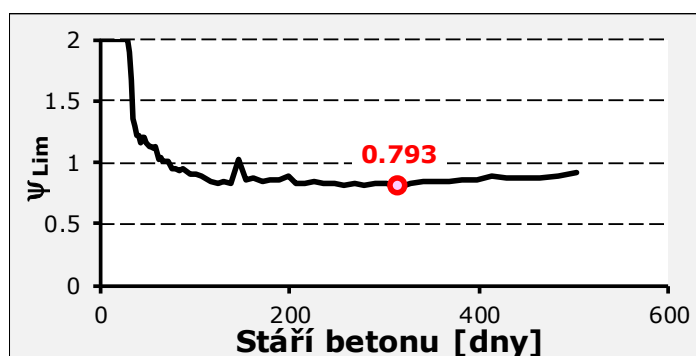
Kritický stupeň omezení deformace byl vyhodnocen pro všechny tři testované betony. Mělo by být poznamenáno, že v následujících grafech nejsou z důvodu přehlednosti vykresleny hodnoty ψ_{Lim} větší než 2, které jsou aktuální pouze u velmi „mladých“ betonů.

Závislost ψ_{Lim} na čase pro referenční beton C-Ref je na Obr. 6.3. Zde nastal kritický stupeň omezení v čase 226 dní od výroby betonu. Jeho hodnota je 0.605. Od tohoto okamžiku hodnota ψ_{Lim} vlivem relaxace nepatrně narůstá. Proto hodnota ψ_{cr} zůstane i v delším časovém horizontu beze změny.



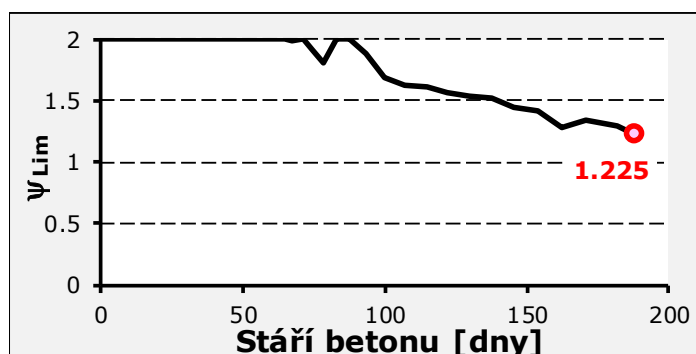
Obr. 6.3 Kritický stupeň omezení betonu C-Ref

Závislost ψ_{Lim} na čase pro vzorky vyrobené z optimalizovaného betonu C-Opt je na Obr. 6.4. Zde nastal kritický stupeň omezení v čase 314 dní od výroby betonu. Jeho hodnota je 0.793. I zde, od tohoto okamžiku hodnota ψ_{Lim} vlivem relaxace nepatrně narůstá. Proto hodnota ψ_{cr} zůstane i v delším časovém horizontu beze změny.



Obr. 6.4 Kritický stupeň omezení betonu C-Opt

Závislost ψ_{Lim} na čase pro vzorky vyrobené z optimalizovaného betonu s obsahem vláken C-Fiber je na Obr. 6.5. Zde nastal kritický stupeň omezení v čase 188 dní od výroby betonu (měření v delším časovém horizontu nejsou v současné době k dispozici). Jeho hodnota je 1.225. Nicméně z trendu smršťování (Obr. 5.53) lze předpokládat, že se hodnota ψ_{cr} bude ještě významně snižovat.



Obr. 6.5 Kritický stupeň omezení betonu C-Fiber

Ze získaných výsledků lze konstatovat, že nejvyšší hodnotu betonu z hlediska jeho odolnosti proti vzniku smršťovacích trhlin dosahují vzorky vyrobené z betonu *C-Fiber*. Ačkoliv se bude u tohoto betonu ještě ψ_{cr} pravděpodobně snižovat, lze předpokládat, že finální hodnota ψ_{cr} bude vyšší, než u betonu *C-Opt* a *C-Ref*. Toto tvrzení vyplývá ze srovnání hodnot ψ_{Lim} v čase 188 dní, kdy u betonu *C-Ref* a *C-Opt* byly hodnoty ψ_{Lim} 0.62 a 0.84.

Dále je nutné poznamenat, že veškeré získané výsledky reprezentují průměrné (nikoli návrhové) hodnoty. Proto mohou smršťovací trhliny v reálné konstrukci vzniknout i při nižším stupni omezení, než jsme vyhodnotili v průběhu zkoumání betonů. To je zapříčiněno nejistotami ve složení záměsi, v kvalitě uložení a ošetřování betonu a v kvalitě jednotlivých komponent betonu.

7 UPŘESNĚNÍ REOLOGICKÝCH MODELŮ

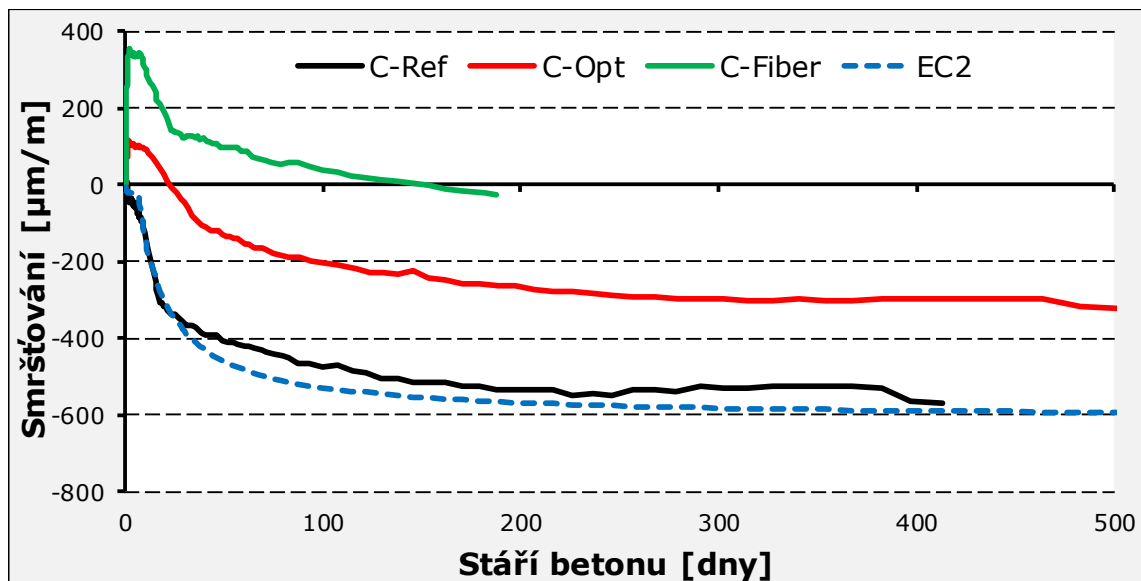
V rámci disertační práce bylo provedeno srovnání naměřeného smršťování i dotvarování s vybranými reologickými modely:

- S modelem uvedeným v ČSN EN 1992-1-1,
- s modelem B4 (navrženým prof. Bažantem).

Zevrubný popis reologických modelů je proveden v kapitolách 2.2 a 2.4.

7.1 PREDIKCE SMRŠŤOVÁNÍ

Porovnání naměřených hodnot smršťování s modelem podle Eurokódu 2 je na Obr. 7.1.



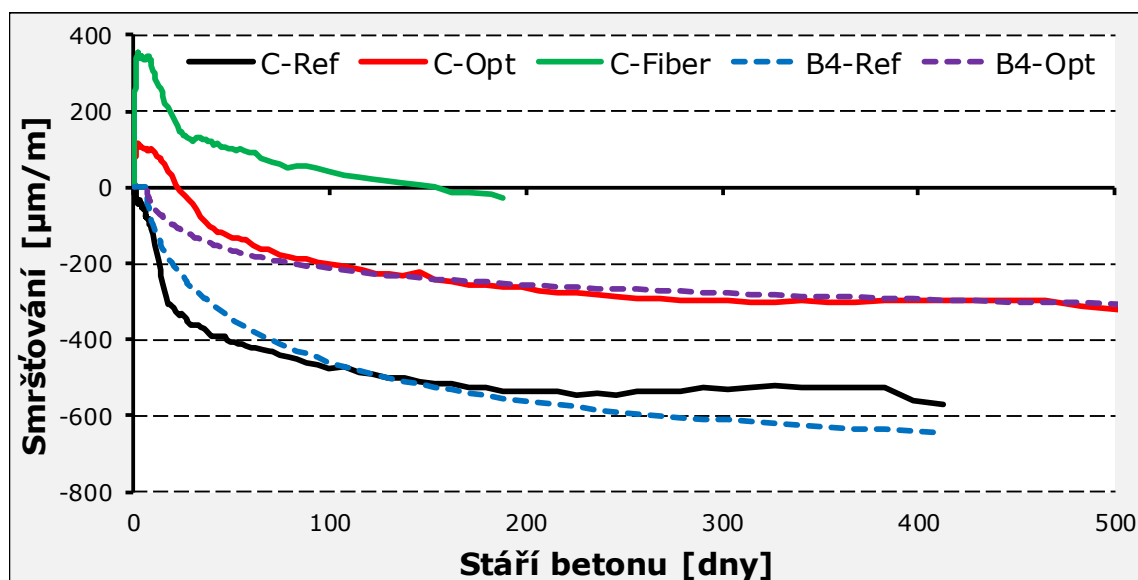
Obr. 7.1 Smršťování zkoumaných betonů podle Eurokódu 2 a naměřené hodnoty

Byly uvažovány následující hodnoty vstupující do konstitutivních vztahů uvedených v Eurokódu 2:

- průměrná pevnost betonu v tlaku 54 MPa,
- druh cementu R,
- relativní vlhkost vzduchu 60 %,
- náhradní tloušťka $h_0 = 50$ mm,
- doba ošetřování 7 dní.

Ze vstupních hodnot je zřejmé, že Eurokód predikuje pro všechny tři testované typy betonů jednotný průběh smrštění v čase. To je dáno tím, že se speciální beton C-Opt odlišuje od betonu C-Ref pouze přidáním protismršťovací a expanzní přísady. A beton C-Fiber se od betonu C-Ref liší přidáním nejen protismršťovací a expanzní přísady, ale také přidáním polypropylenových vláken. Přidání vláken a přísad má zásadní vliv na vývoj smršťování. Nicméně tyto aktivní složky nejsou Eurokódem žádným způsobem zohledněny. Proto norma vystihuje velmi dobře pouze chování betonu C-Ref, jehož kompozice neobsahuje žádné speciální složky. Eurokód bohužel ani neposkytuje vztahy pro aktualizaci reologického modelu podle naměřených hodnot. Proto je vhodný pouze pro běžné betony, ale naopak pro predikci smršťování v případě speciálních betonů jeho využití nedoporučujeme.

Porovnání naměřených hodnot smršťování s predikcí podle modelu B4 je na Obr. 7.2.



Obr. 7.2 Smršťování zkoumaných betonů podle modelu B4 a naměřené hodnoty

Byly uvažovány následující hodnoty vstupující do konstitutivních vztahů uvedených v modelu B4:

- 28denní hodnota modulu pružnosti 34.5 GPa,
- druh cementu R,
- relativní vlhkost vzduchu 60 %,
- náhradní tloušťka $h_0 = 50$ mm,
- vodní součinitel $w/c = 0.435$,
- poměr množství kameniva a cementu $a/c = 5$,
- geometrie vzorku „nekonečný trámec (*infinite square prism*)“ – $k_s = 1.25$,
- typ kameniva „neurčité (*undetermined*)“ – $k_{\tau a} = k_{\epsilon a} = 1$,
- doba ošetřování 7 dní.

Tyto vstupní hodnoty jsou relevantní zejména pro běžné betony. V našem případě běžnému betonu odpovídá beton *C-Ref*. To dokazují data na Obr. 7.2, kde se predikce označená jako *B4-Ref* poměrně dobře shoduje s naměřenými hodnotami u betonu *C-Ref*. Pro ostatní testované betony je nutné upravit vstupní data pro model B4. Ten umožňuje aktualizaci predikce smršťování pomocí tzv. opravných součinitelů (*scaling factors*), které závisí na množství a typu přísad. Literatura [16] poskytuje doporučené hodnoty opravných součinitelů pro různé druhy přísad a jejich množství. Nicméně nepostihuje vliv protismršťovací a expanzní přísady ani vliv vláken. Proto jsme museli provést detailní testování účinku opravných součinitelů na průběh smršťování. Výsledkem testování je velmi dobrá shoda predikce (označená *B4-Opt*) s naměřenými hodnotami u betonu *C-Opt*, viz Obr. 7.2. Hledání opravných součinitelů pro predikci smršťování betonu s vlákny *C-Fiber* bylo odloženo. Do současné doby máme velmi krátkou dobu měření a stanovovat hodnoty součinitelů na základě krátkodobého sledování nepovažujeme za správné.

Pro predikci *B4-Opt* jsme našli tyto opravné součinitele vystihující chování testovaného betonu, o které může být Tabulka 2.4 (tedy i [16]) nově doplněna:

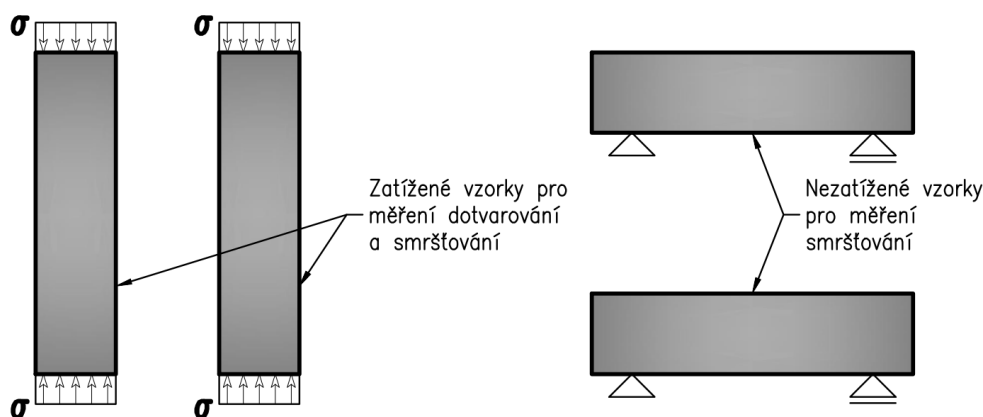
- $\times \tau_{cem} \rightarrow 4.0$,
- $\times \epsilon_{au, cem} \rightarrow 5.0$,
- $\times r_{\epsilon w} \rightarrow 0.2$,
- $\times r_{\alpha} \rightarrow 0.5$.

Je nutné poznamenat, že model B4 je schopný zachytit také nabývání betonu. Nicméně nebylo možné nalézt takovou kombinaci opravných součinitelů zachycující námi naměřenou expanzi u betonu *C-Opt*, která by během prvních 20 dní zrání zcela vymizela.

7.2 PREDIKCE DOTVAROVÁNÍ

V rámci výzkumu bylo experimentálně měřeno dotvarování u vzorků z referenčního betonu (*C-Ref*) a optimalizovaného betonu bez vláken (*C-Opt*). Pro měření dotvarování byly

vyrobeny čtyři trávce o rozměrech 100 x 100 x 400 mm, viz Obr. 7.3. Zkušební trávce byly 7 dní uloženy ve vodě a následně byly vystaveny smršťování v klimatizované komoře s průměrnou vlhkostí vzduchu 60 % a teplotou 20 °C. Po 30 dnech byly dva trávce osazeny do lisů a zatíženy přibližně na úroveň jedné třetiny průměrné pevnosti testovaného betonu. Zatížené trávce nebyly během měření dotvarování nijak ošetřovány ani izolovány, proto se rovněž smršťovaly v důsledku vysychání. Pro eliminaci přetvoření od smršťování sloužily zbylé dva trávce. Na nich bylo měřeno pouze volné smršťování (nebyly zatíženy).



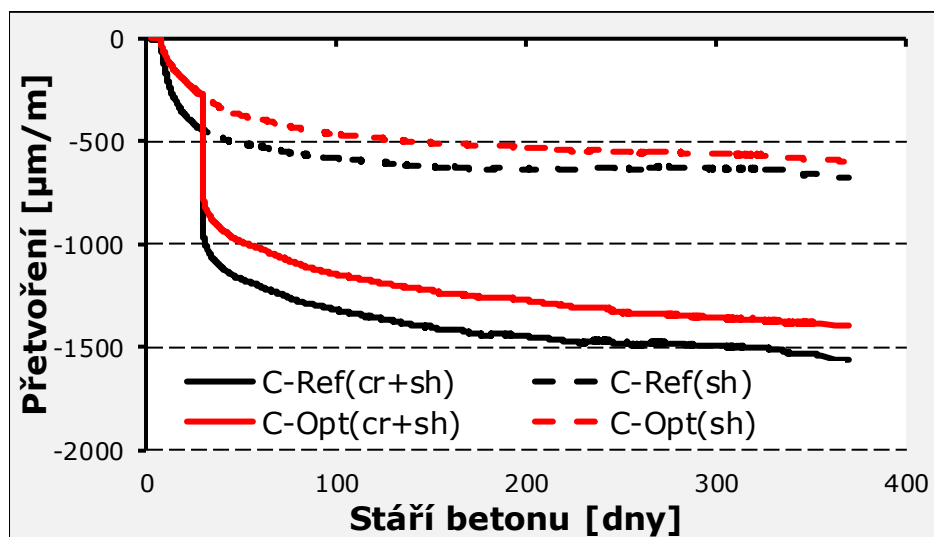
Obr. 7.3 Laboratorní měření dotvarování

Velikost dotvarování bylo vyhodnoceno pomocí součinitele dotvarování a také pomocí funkce poddajnosti. Jde o parametry, které se v odborné literatuře a normových předpisech běžně používají. Vztah mezi součinitelem dotvarování a funkcí poddajnosti je:

$$\varphi(t, t') = J(t, t') \cdot E(t') - 1, \quad (7.1)$$

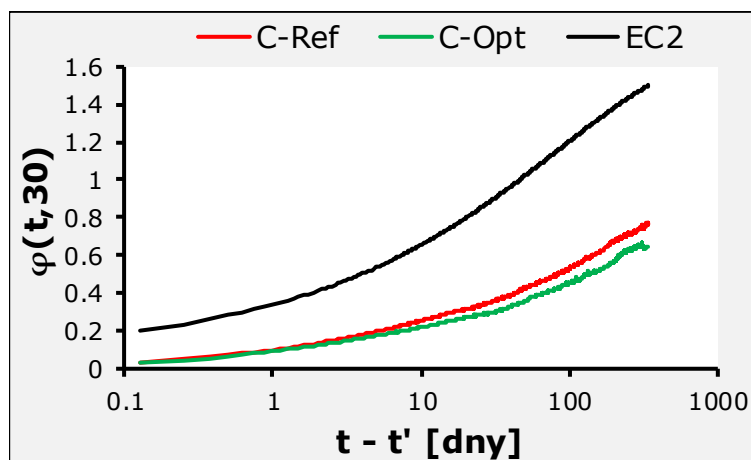
kde $\varphi(t, t')$ je součinitel dotvarování, $J(t, t')$ je funkce poddajnosti, $E(t')$ je hodnota tečnového modulu pružnosti v čase zatížení, t je sledovaný okamžik a t' je čas vnesení zatížení.

Naměřené hodnoty přetvoření zatížených a nezatížených vzorků jsou patrné z Obr. 7.4. Plná čára reprezentuje vzorky umístěné do lisu ve stáří betonu 30 dní. Čárkovaně je zobrazen průběh smršťování vzorků C-Ref a C-Opt.



Obr. 7.4 Sledování dotvarování betonů C-Ref a C-Opt

Závislost součinitele dotvarování na době trvání zatížení ($t-t'$) je patrná z Obr. 7.5. Zde je zobrazen naměřený vývoj součinitele a jeho predikce podle Eurokódu 2. Hodnota naměřeného součinitele dotvarování vychází z poměru mezi poměrným přetvořením od dotvarování a okamžitým pružným poměrným přetvořením, které je vyvozené zatížením vzorku.



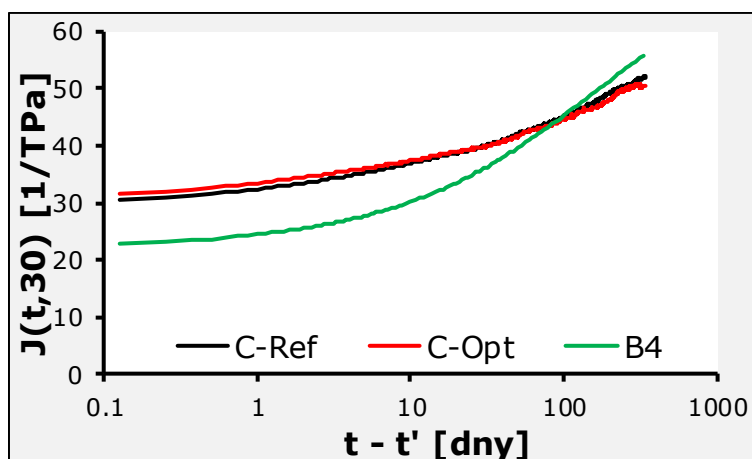
Obr. 7.5 Součinitel dotvarování C-Ref a C-Opt (naměřený a vypočtený)

Pro predikci dotvarování podle Eurokódu 2 byly použity následující vstupní hodnoty simulující skutečné podmínky testovaných materiálů:

- Relativní vlhkost vzduchu 60 %,
- 28denní hodnota průměrné pevnosti betonu v tlaku 53.5 MPa,
- náhradní výška $h_0 = 50$ mm,
- typ cementu R,
- okamžik vnesení zatížení 30 dní.

Ze vstupních hodnot vyplývá, že Eurokód predikuje pro oba testované typy betonů jednotný průběh dotvarování v čase. To odpovídá skutečnosti, jelikož oba testované betonu vykazují téměř totožný vývoj dotvarování. Nicméně z Obr. 7.5 je zřejmé, že dotvarování podle Eurokódu 2 je významně vyšší než skutečné dotvarování zkoumaných kompozitních materiálů. Navíc, odchylka predikce od skutečného chování narůstá s přibývajícím dobou trvání zatížení. Model dotvarování uvedený v Eurokódu 2 je „uzavřený“. To znamená, že neposkytuje postup pro aktualizaci na základě naměřených hodnot, stejně jako u modelu pro predikci smršťování.

Závislost funkce poddajnosti na době trvání zatížení ($t-t'$) je patrná z Obr. 7.6. Zde je zobrazen naměřený vývoj funkce poddajnosti a její predikce podle modelu B4. Hodnota naměřeného vývoje funkce poddajnosti byla stanovena z naměřených hodnot celkového přetvoření od zatížení a hodnoty napětí aplikovaného v okamžiku zatížení (t').



Obr. 7.6 Funkce poddajnosti C-Ref a C-Opt (naměřená a vypočtená)

Pro predikci dotvarování podle modelu B4 byly použity následující vstupní hodnoty, které simulují skutečné podmínky testovaných materiálů:

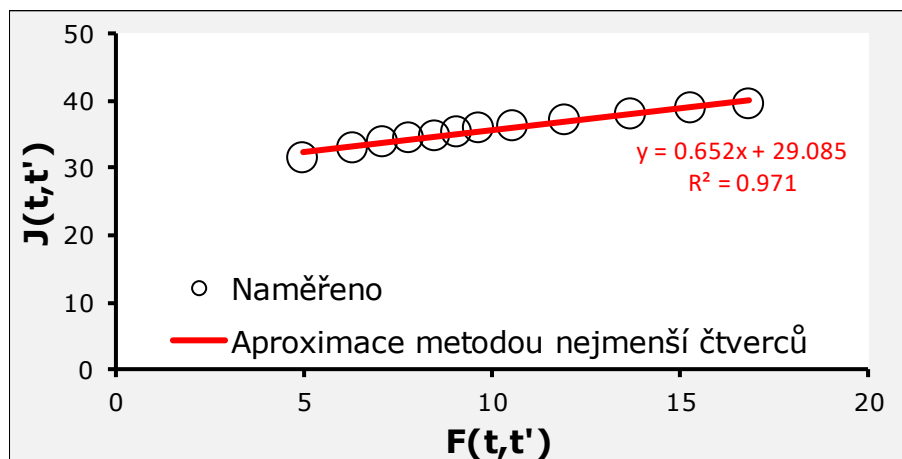
- Relativní vlhkost vzduchu 60 %,
- 28denní hodnota sečnového modulu pružnosti 33 GPa,
- náhradní výška $h_0 = 50$ mm,
- typ cementu R,
- okamžik vnesení zatížení 30 dní,
- stáří betonu při ukončení ošetřování 7 dní,
- typ kameniva „neurčité“ (*undetermined*),
- poměr kameniva k cementu $a/c = 5$,
- vodní součinitel 0.435,
- geometrie vzorku „nekonečný hranol“ (*infinite square prism*).

Ze vstupních hodnot vyplývá, že model B4, rovněž jako Eurokód, predikuje pro oba testované typy betonů jednotný průběh dotvarování v čase. To odpovídá skutečnosti, jelikož oba testované betony vykazují téměř totožný vývoj funkce poddajnosti. Nicméně z Obr. 7.6 je zřejmé, že dotvarování podle B4 je významně nižší než skutečné dotvarování během prvních dní od zatížení vzorků. Na rozdíl od Eurokódu se ale hodnota predikce postupně přibližuje ke skutečnému chování s přibývajícím dobou působení zatížení. A od okamžiku 100 dní již model B4 nepatrně nadhodnocuje míru skutečného dotvarování.

Model B4 umožňuje aktualizaci dotvarování dvěma způsoby:

- Pomocí extrapolace naměřených hodnot $J(t, t')$,
- pomocí opravných součinitelů (*scaling factors*).

Aktualizaci predikce na základě extrapolace naměřených hodnot je možné provést již při krátkodobém sledování, a to v horizontu jednoho měsíce [28]. Funkce poddajnosti je aktualizována pomocí parametrů p_1 a p_2 , viz výraz (2.54), (2.55).

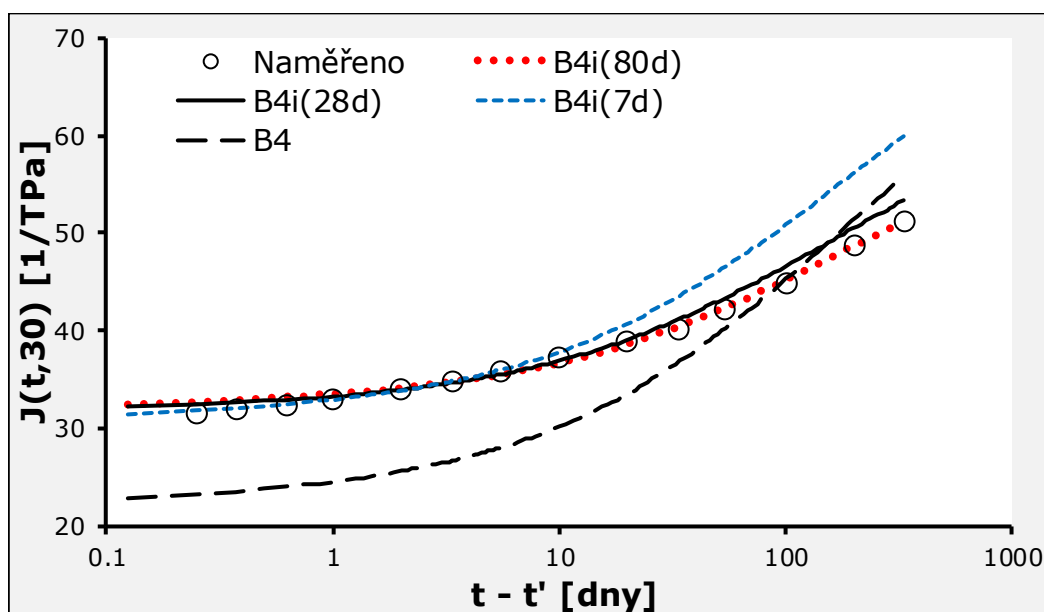


Obr. 7.7 Vyhodnocení parametrů p_1 a p_2 pro aktualizaci modelu B4 pro beton C-Ref a C-Opt

Na Obr. 7.7 jsou vyneseny body pro 80 dní trvání zatížení vzorků C-Ref a C-Opt. Nicméně, my jsme testovali také aktualizaci na základě uvažování kratší doby měření dotvarování. Aktualizace byly provedena na základě následujících dob sledování dotvarování:

- 80 dní,
- 28 dní,
- 7 dní.

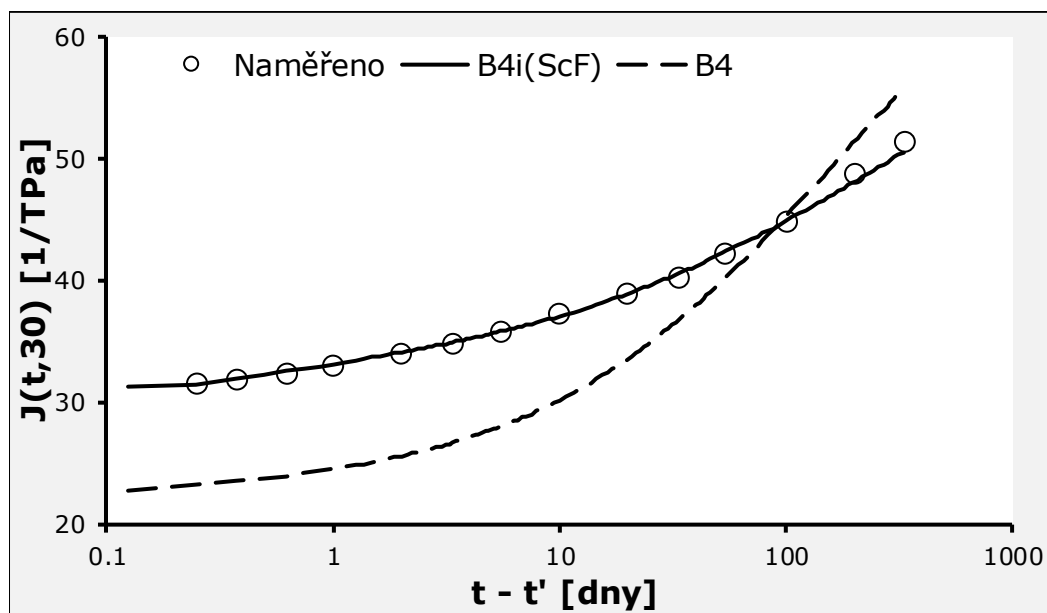
Porovnání skutečného vývoje funkce poddajnosti s upraveným modelem B4 je na Obr. 7.8. Zde jsou zobrazeny naměřené hodnoty, hodnoty vypočtené podle modelu B4 „neaktualizovaného“, a hodnoty podle aktualizovaného modelu: $B4i(80d)$, $B4i(28d)$, $B4i(7d)$.



Obr. 7.8 Aktualizace modelu B4 pro predikci dotvarování na základě naměřených hodnot

Je patrné, že pomocí aktualizace byl predikční model výrazně zpřesněn. Z Obr. 7.8 vyplývá, že je dostačující sledovat beton 28 dní k relativně přesnému vystihnutí dotvarování podle modelu B4.

Zpřesnění predikce dotvarování model B4 umožňuje také pomocí opravných součinitelů. Literatura [16] poskytuje sadu opravných součinitelů na základě množství a druhu použitých přísad do betonu. Nicméně, v poskytnutých datech absentuje vliv protismršťovací a expanzní přísady, které jsme použili pro výrobu námi sledovaných betonů. Z naměřených hodnot (Obr. 7.6) je ale patrné, že vliv těchto přísad lze zanedbat. I přes to je nutné do modelu B4 zavést opravné součinitele, aby predikce přesněji vystihovala skutečné chování. Provedli jsme tedy detailní testování účinku opravných součinitelů na průběh dotvarování. Výsledkem testování je velmi dobrá shoda predikce, označená v obrázku $B4i(ScF)$, s naměřenými hodnotami, viz Obr. 7.9.



Obr. 7.9 Aktualizace modelu B4 pro predikci dotvarování pomocí opravných součinitelů (scaling factors)

Pro predikci dotvarování jsme našli tyto opravné součinitele vystihující chování testovaného betonu (oprava koeficientu τ_{cem} byla převzata z predikce smršťování), o které může být doplněna Tabulka 2.6 (tedy i [16]):

- $\times \tau_{cem} \rightarrow 4.0$,
- $\times p_2 \rightarrow 1.8$,
- $\times p_3 \rightarrow 5.2$,
- $\times p_4 \rightarrow 0.58$,
- $\times p_5 \rightarrow 0.25$.

Množství naměřených dat není statisticky natolik významné, aby umožnilo jednoznačně hodnotit míru přesnosti predikce dotvarování jak podle Eurokódu 2, tak i podle modelu B4. Nicméně z naměřených hodnot vyplývá, že dotvarování obou testovaných betonů je poměrně jednotné. Proto můžeme i při aktuálním množství dat konstatovat, že přidání protismršťovací a expanzní přísady nemá zásadní vliv na vývoj dotvarování.

8 ZÁVĚRY Z ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY

Disertační práce je zaměřena na popis chování kompozitů z hlediska jejich odolnosti proti vzniku smršťovacích trhlin. Laboratorní a experimentální práce byly nejdříve zahájeny na mikro-betonech s ohledem na možnost zvýšení počtu měření a zvýraznění projevů zájmové oblasti, tj. smršťování. Následně byly získané poznatky na úrovni mikro-betonů aplikovány a dále rozšířeny při zkoumání betonů s maximálním zrnem kameniva 22 mm a také při

zkoumání vláknobetonů. Veškeré získané poznatky a výsledky mohou být v zásadě rozděleny do dvou odlišných skupin.

První skupina výsledků zahrnuje vlastní vývoj a ověření použitelnosti unikátní metodiky umožňující v čase sledovat nejen proces smršťování, ale také simultánně vyhodnocovat vývoj vynucených napětí i proces vývoje odporu betonu vůči jeho porušení trhlinami od smršťování. Nová metodika je v textu nazvaná jako **Komplexní experiment**. Jedná se v podstatě o vhodné skloubení destruktivních a nedestruktivních metod zkoušení betonu, jejichž výsledky jsou vzájemně propojeny a dále interpretovány pomocí korelační a TDA analýzy. Postup umožňuje predikovat kdy a zda vůbec se smršťovací trhliny ve zkoumaném betonu či prvku z něj vyrobeného objeví.

Podrobněji lze hlavní získané poznatky první skupiny výsledků shrnout do následujících bodů:

- Při výpočtu vynucených napětí musí být zohledněna historie namáhání (průběh smršťování) s ohledem na dotvarování (resp. relaxaci) betonu. Přesný výpočet byl proveden pomocí metody časové diskretizace – TDA. Vypočtené hodnoty napětí pomocí TDA byly mj. využity k odvození součinitele χ uplatňujícího se při výpočtu napětí zjednodušenou metodou efektivního modulu závislého na čase – AEMM. Získané výsledky ukazují, že hodnota χ nabývá hodnot v rozmezí 0.4 až 0.45 pro jakýkoliv vývoj smršťování. Dotvarování betonu při smršťování lze tedy zohlednit metodou AEMM, a to bez významné odchylky od přesného řešení.
- Dotvarování betonu v tahu lze uvažovat podle stávajících reologických modelů určených primárně pro výpočet dotvarování tlačných prvků. Toto tvrzení bylo nepřímě ověřeno pomocí měření při Ring-testu. V této práci bylo dotvarování zohledněno podle modelu uvedeného v ČSN EN 1992-1-1 (Eurokódu 2).
- Betony lze mezi sebou porovnávat z hlediska jejich odolnosti proti vzniku smršťovacích trhlin pomocí autorem odvozeného parametru tzv. „**Kritického stupně omezení**“. Kritický stupeň omezení definuje hodnotu betonu právě z hlediska jeho odolnosti proti vzniku smršťovacích trhlin.
- Pro predikci smršťování speciálních betonů je autorem doporučen model B4, jelikož umožňuje zohlednit vliv přísad nebo příměsí pomocí opravných součinitelů (*scaling factors*). Nicméně model B4 v současné době neposkytuje součinitele vyjadřující dopad použití prostismršťovacích a expanzních přísad. Proto byly na základě laboratorního měření identifikovány a vyčísleny nové součinitele, pomocí kterých již model B4 velmi dobře vystihuje skutečný vývoj smršťování betonu s obsahem protismršťovací a expanzní přísady.

- Bylo ověřeno, že protismršťovací a expanzní přísada zásadně neovlivňuje dotvarování betonu.

Druhá, neméně významná skupina výsledků zahrnuje obecné poznatky o smršťování betonů. Byl prokázán příznivý vliv protismršťovací a expanzní přísady a také příznivý vliv polypropylenových vláken. Byla nalezena optimalizovaná receptura betonu, která je ve srovnání s běžným betonem až dvakrát odolnější proti vzniku smršťovacích trhlin.

Jedním ze stěžejních výstupů této práce je postup pro vyčíslení kritického stupně omezení deformace při smršťování betonu. Pokud je tento stupeň omezení větší než stupeň omezení deformace prvku v konstrukci, neměly by v betonu v dané konstrukci vzniknout smršťovací trhliny. Vyčíslení stupně omezení deformace při smršťování u různých reálných konstrukcích (např. vlivem vnějších vazeb) již není součástí této práce. Má-li být vyvinutá metodika plně využitelná při navrhování reálných konstrukcí, je nezbytné související znalosti ještě doplnit.

9 LITERATURA

- [1] COLLEPARDI, Mario. *Moderní beton*. 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2009, 344 s. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87093-75-7.
- [2] HOLT, Erika E. *Early age autogenous shrinkage of concrete*. Espoo: Technical Research Centre of Finland, 2001. ISBN 951-38-5870-7.
- [3] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [4] MOON, J-H., F. RAJABIPOUR, B. PEASE and J. WEISS. Quantifying the influence of Specimen Geometry on the Results of the Restrained Ring Test. *Journal of ASTM International*. **3**(8), 2006. DOI: 10.1520/JAI100436. www.astm.org
- [5] COPE, J. L., CANNON, R. W., ABDUN-NUR, E. A., et al. Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete. *ACI Materials Journal*. 2002.
- [6] ALTOUBAT, S. A., LANGE, D. A. Creep, shrinkage, and cracking of restrained concrete at early age. *ACI Materials Journal*. **98**(4), pp. 323-331, Springer Netherlands, 2001.
- [7] KOVLER, K. Testing system for determining the mechanical behavior of early age concrete under restrained and free uniaxial shrinkage. *Materials and structures*. 1994. DOI: 10.1007/bf02473424.
- [8] KUCHARCZYKOVÁ, B., a kol. *Standardní operační postup pro stanovení smršťování a nabývání betonu*. Standardní operační postup 01/09. Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, 2010.
- [9] WEISS, W. J., YANG, W. and S. P. SHAH. Shrinkage cracking of restrained concrete slabs. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. **124**(7) pp. 765-774, 1998. ISSN: 0733-9399.
- [10] HOSSAIN, A. B. and J. WEISS. The role of specimen geometry and boundary conditions on stress development and cracking in the restrained Ring test. *Cement and Concrete Research*. **36**(1), pp. 189-199, Hong Kong: Elsevier, 2006. DOI: 10.1016/j.cemconres.2004.06.043.
- [11] ASTM Standard C1581. *Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage*. ASTM International. 2004. DOI: 10.1520/C1581_C1591M-09A. www.astm.org.

- [12] MOON, J. H. and J. WEISS. Estimating residual stress in the restrained Ring test under circumferential drying. *Cement and Concrete Composites*. **28**(5), pp. 486-496, Kidlington: Elsevier, 2006.
- [13] AASHTO T 334-08. *Standard Method of Test for Estimating the Cracking Tendency of Concrete*. American Association of State and Highway Transportation Officials, 2008.
- [14] 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. 210 s.
- [15] ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut. 2007.
- [16] BAŽANT, Z. P., HUBLER, M. H. and R. WENDNER. Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability. TC-242-MDC multi-decade creep and shrinkage of concrete: material model and structural analysis. *Materials and Structures*. **48**(4), pp. 753-770, 2015. DOI: 10.1617/s11527-014-0485-2.
- [17] KOVLER, K. A New Look at the Problem of Drying Creep of Concrete under Tension. *Journal of Materials in Civil Engineering*. **11**(1), pp. 84-87, 1999.
- [18] ČSN EN 12350-2. *Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutím*. Praha. Český normalizační institut. 2009.
- [19] ČSN EN 12350-5. *Zkoušení čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím*. Praha. Český normalizační institut. 2009.
- [20] ČSN EN 12390-5. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 5: Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles*. Praha: Český normalizační institut. 2009. 10 s.
- [21] ČSN EN 12390-6. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles*. Praha: Český normalizační institut. 2010. 11 s.
- [22] ČSN 73 1371. *Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu*. Praha: Český normalizační institut. 2011.
- [23] ČSN EN 12390-13. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 13: Stanovení modulu pružnosti v tlaku*. Praha: Český normalizační institut.
- [24] ČSN ISO 6784. *Beton – Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku*. Praha: Český normalizační institut. 1993.

- [25] KOCÁB, D., MISÁK, P., CIKRLE, P., KOMÁRKOVÁ, T., MORAVCOVÁ, B.: Statický modul pružnosti betonu v tlaku dle ČSN ISO 6784 a ČSN EN 12390-13, Beton TKS 3/2014, s. 74-79, ISSN: 12133116.
- [26] Fédération internationale du béton. Task Group 8.2. *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete: state-of-art report*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2008. FIB bulletin, 42. ISBN 978-2-88394-082-6.
- [27] GRIBNIAK, V., KAKLAUSKAS, G., BACINSKAS, D.: Shrinkage in Reinforced Concrete Structures: A Computational Aspect. *Journal of civil engineering and management*. **14**(1), pp. 49-60, 2008.
- [28] BAŽANT, Z. P., BAWEJA, S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures – model B3. *Materials and Structures*, 1995, **28**(180), 357-365.
- [29] HOSSAIN, A. B. and J. WEISS. Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete Ring specimens. *Cement and Concrete Composites*. **26**(1), pp. 189-199, Hong Kong: Elsevier, 2006. DOI: 10.1016/j.cemconres.2004.06.043
- [30] NAVRÁTIL, J. Structural analysis of bridges, legitimate conservatism and obsolete theories. *Concrete Engineering International*. **8**(1), pp. 17-19, 2004.
- [31] KRATOCHVÍL M., TERZIJSKI I., KADLEC J., ZVOLÁNEK L.: *Autogenní smršťování a jeho měření od okamžiku uložení betonu*, Beton TKS 3/2014, s. 64-67, ISSN: 12133116.
- [32] ACKER, P., BAŽANT, Z. P., CHERN, J. C., HUET, C., WITTMANN, F. H. Measurement of time-dependent strains of concrete (prepared by subcommittee 4 of RILEM Committee TC 107-CSP). *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*. **31**(212), pp. 507-512, 1998.
- [33] BAŽANT, Z. P., Yu, Q., Li, G., KLEIN, G. J., & KŘÍSTEK, V. (2010). Excessive deflections of record-span prestressed box girder. *Concrete International*. **32**(6), pp. 44-52, 2010.
- [34] ZDENĚK P. BAŽANT. Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method. *ACI Journal Proceedings*. **69**(4), pp. 212-219, 1972. DOI: 10.14359/11265. ISSN 0002-8061.

- [35] Thienel. K.-Ch., Kustermann A., *Sonderbetone Faserbeton*. Institut für Werkstoffe des Bauwesens, München, 2010.

10 VLASTNÍ PUBLIKAČNÍ ČINNOST

- [1] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I., Methods Considering the Concrete Creep due to Shrinkage, příspěvek na konferenci *Solid State Phenomena*, ISSN 1662-9779, Trans Tech Publications, Switzerland, 2017.
- [2] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I., Relaxation of Structural Concrete due to its Shrinkage in Terms of Age-adjusted Effective Modulus Method, příspěvek na konferenci *International Conference on Material Science and Engineering Technology*, ISSN 1662-9795, Trans Tech Publications, Switzerland, 2017.
- [3] ZVOLÁNEK, L., Vynucená tahová napětí s vlivem dotvarování podle Eurokódu 2, příspěvek na konferenci *Juniorstav 2017*, ISBN 978-80-214-5462-0, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2017.
- [4] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I., Možnosti zohlednění dotvarování betonu při smršťování, příspěvek na konferenci *23. Betonářské dny 2016*, ISBN 978-80-906097-6-1, Česká betonářská společnost ČSSI, Litomyšl, 2016.
- [5] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I.; KADLEC, J., Vliv dotvarování mladého betonu na velikost vynucených napětí, článek v *Beton TKS*, ISSN 1213-3116, BETON TKS, s.r.o., Praha, 2016.
- [6] ZVOLÁNEK, L.; KRATOCHVÍL, M.; TERZIJSKI, I.; KADLEC, J., Experimental Evaluation of Residual Stresses in the Concrete, příspěvek na konferenci *Advanced Engineering Technology II*, ISSN 1660-9336, ISBN 978-3-03835-680-6, Trans Tech Publications, Switzerland, 2016.
- [7] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I., Concrete Resistance to Cracking due to Shrinkage, příspěvek na konferenci *Solid State Phenomena*, ISSN 1662-9779, Trans Tech Publications, Switzerland, 2016.
- [8] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I., Prediction of Shrinkage Cracking of Early Age Concrete, příspěvek na konferenci *8th International Scientific Conference of Civil Engineering and Architecture for PhD. Students and Young Scientists below 35 years old*, ISBN 978-80-553-2537-8, Technical University of Košice, Faculty of Civil Engineering, Košice, 2016.

- [9] ZVOLÁNEK, L., Predikce vzniku smršťovací trhliny v mikro-betonu, příspěvek na konferenci *Juniorstav 2016*, ISBN 978-80-214-5311-1, Vysoké učení technické v Brně, Brno, 2016.
- [10] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I., Odolnost betonu proti praskání způsobené smršťováním, příspěvek na konferenci *22. Betonářské dny 2015*, ISBN 978-80-906097-0-9, Česká betonářská společnost ČSSI, Litomyšl, 2015.
- [11] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I.; KRATOCHVÍL, M.; KADLEC, J., Experimental Investigation of Residual Stress in the Concrete Caused by Volume Changes with Consideration of Environment Effect, příspěvek na konferenci *Solid State Phenomena*, ISSN 1662-9779, Trans Tech Publications, Switzerland, 2015.
- [12] ZVOLÁNEK, L.; TERZIJSKI, I.; KRATOCHVÍL, M.; KADLEC, J., Experimentální stanovení napětí v betonu způsobeného objemovými změnami a zohlednění vlivu okolního prostředí, příspěvek na konferenci *13. konference Technologie betonu 2015*, ISBN 978-80-903806-8-4, Česká betonářská společnost ČSSI, Jihlava, 2015.
- [13] ZVOLÁNEK, L.; KRATOCHVÍL, M.; KADLEC, J.; TERZIJSKI, I., Identification of the Concrete Internal Structure from the Beginning of Its Setting, příspěvek na konferenci *Young Scientist 2015*, ISBN 978-80-553-1988-9, Technical University of Košice, Faculty of Civil Engineering, Jasná, 2015.
- [14] ZVOLÁNEK, L., Počátek a vývoj tuhé struktury betonu, příspěvek na konferenci *Juniorstav 2015*, ISBN 978-80-214-5091-2, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2015.
- [15] KADLEC, J.; ZVOLÁNEK, L.; GIRGLE, F.; TERZIJSKI, I., Effect of Lightweight Concrete Density on Bond Strength, příspěvek na konferenci *21st Czech Concrete Day 2014*, ISSN 1022-6680, ISBN 9780000031327, Trans Tech Publications, Churerstrasse 20, CH-8808 Pfaffikon, Switzerland, 2015.
- [16] NAVRÁTIL, J.; ZVOLÁNEK, L., Shear at the Interface between Composite Parts of Prestressed Concrete Section, příspěvek na konferenci *Advanced Engineering and Technology*, ISSN 1660-9336, ISBN 978-3-03835-442-0, Trans Tech Publications, Switzerland, 2014.
- [17] NAVRÁTIL, J.; ZVOLÁNEK, L.; MICHALČÍK, L., Smyk ve spáře mezi spřaženými částmi betonového průřezu, příspěvek na konferenci *21. Betonářské dny 2014*, ISBN 978-80-903806-7-7, Česká betonářská společnost ČSSI, Hradec Králové, 2014.

- [18] KADLEC, J.; TERZIJSKI, I.; GIRGLE, F.; ZVOLÁNEK, L., Vliv objemové hmotnosti lehkých betonů na soudržnost, příspěvek na konferenci 21. *Betonářské dny 2014*, ISBN 978-80-903806-7-7, Česká betonářská společnost ČSSI, 2014.
- [19] NAVRÁTIL, J.; ZVOLÁNEK, L., Eurocode design of composite concrete beams, příspěvek na konferenci 10th *CCC Congress Liberec 2014*, ISBN 978-80-903806-6-0, Czech concrete society, Liberec, 2014.
- [20] KRATOCHVÍL, M.; KADLEC, J.; TERZIJSKI, I.; ZVOLÁNEK, L., Autogenní smršťování a jeho měření od okamžiku uložení betonu, článek v *Beton TKS*, ISSN 1213-3116, Beton TKS, s.r.o., 2014.
- [21] KADLEC, J.; TERZIJSKI, I.; GIRGLE, F.; ZVOLÁNEK, L., Soudržnost ultralehkého betonu s výztuží, příspěvek na konferenci 12. *konference Technologie betonu 2014*, ISBN 978-80-903806-4-6, Česká betonářská společnost ČSSI, 2014.
- [22] TERZIJSKI, I.; KADLEC, J.; KRATOCHVÍL, M.; ZVOLÁNEK, L., Smršťování betonu - vědecky, nebo prakticky použitelně?, příspěvek na konferenci 12. *konference Technologie betonu 2014*, ISBN 978-80-903806-4-6, Česká betonářská společnost ČSSI, Jihlava, 2014.
- [23] ZVOLÁNEK, L.; NAVRÁTIL, J., The Analysis of Joint Design of Composite Concrete Sections According to EN 1992-1-1, příspěvek na konferenci *Young Scientist 2014*, ISBN 978-80-553-1668-0, Technical University of Košice, Faculty of Civil Engineering, Herľany, 2014.
- [24] ZVOLÁNEK, L., Vybrané problémy mezních stavů použitelnosti betonu, příspěvek na konferenci *Juniorstav 2014*, ISBN 978-80-214-4851-3, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2014.
- [25] KADLEC, J.; TERZIJSKI, I.; KRATOCHVÍL, M.; ZVOLÁNEK, L., Vývoj a základní vlastnosti ultralehkého betonu, článek v *TZB-info*, ISSN 1801-4399, Topinfo s.r.o., Praha, 2014.

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1 Relativní vývoj autogenního smrštění v závislosti na stupni hydratace [Holt 2001]	7
Obr. 2.2 Grafické znázornění chemického a autogenního smrštění.....	8
Obr. 2.3 Velikost autogenního smršťování a smršťování vysycháním (převzato z [26])	8
Obr. 2.4 Volné smršťování na trámcích	17
Obr. 2.5 Volné smršťování ve žlabu [8]	18
Obr. 2.6 Schématické zobrazení volného a vázaného smrštění.....	19
Obr. 2.7 Vázané smršťování s jeho aktivním omezením [Altoubat & Lange 2001]	20
Obr. 2.8 Dotvarování vypočtené z měření volného a vázaného smršťování s aktivním omezením (převzato z [6]).....	21
Obr. 2.9 Lineární vázané smršťování s jeho pasivním omezením – Weiss et al. [9]	21
Obr. 2.10 Ring test – konstrukce Ringu a rozměry (převzato z [11]).....	22
Obr. 2.11 Parametry p_1 a p_2 pro aktualizaci modelu dotvarování podle B4.....	28
Obr. 4.1 Porovnání tahové pevnosti s vynuceným napětím.....	30
Obr. 4.2 Přípravek pro měření volného smršťování mikro-betonů	32
Obr. 4.3 Povrch vzorku z mikro-betonu pro měření volného smršťování.....	33
Obr. 4.4 Měření volného smršťování mikro-betonů	34
Obr. 4.5 Regály se vzorky pro měření smršťování na trámcích	35
Obr. 4.6 Lepení tenzometrů na vnitřní povrch Ringu	35
Obr. 4.7 Zkoušení různých podkladů a jejich úprav povrchů pro Ring-test	37
Obr. 4.8 Hodnoty koeficientů tření jednotlivých vrstev a povrchů pro Ring-test	37
Obr. 4.9 Vliv geometrie Ringu na stupeň omezení (DOR) (převzato z [4]).....	38
Obr. 4.10 Půdorys přípravku Ring.....	39
Obr. 4.11 Schématické znázornění konstrukce Ringu a vytvoření podmínek pro smršťování betonu nebo mikro-betonu.....	40
Obr. 4.12 Průběh modulu pružnosti a teploty mikro-betonu v rané fázi hydratace	41
Obr. 4.13 Průběh smršťování a teploty mikro-betonu v rané fázi hydratace	41
Obr. 4.14 Zkouška pevnosti mikro-betonu v tahu ohybem.....	42
Obr. 4.15 Zkouška pevnosti mikro-betonu v příčném tahu	43
Obr. 4.16 Vztah mezi pevností v tahu ohybem a v příčném tahu	43

Obr. 4.17 Závislost A_{sp} na pevnosti mikro-betonu nebo betonu v tlaku [26]	44
Obr. 4.18 Statický modul pružnosti betonu nebo mikro-betonu	45
Obr. 4.19 Měření doby průchodu ultrazvukového signálu skrz vzorek z mikro-betonu.....	47
Obr. 4.20 Závislost mezi dynamickým modulem pružnosti a dobou průchodu ultrazvukového signálu.....	48
Obr. 4.21 Průběh statického a dynamického modulu pružnosti během zrání mikro-betonu.....	48
Obr. 4.22 Relativní vlhkost vzduchu (průměrné denní hodnoty) v létě roku 2013 a 2014	50
Obr. 4.23 Teplota vzduchu (průměrné denní hodnoty) v roce 2015 a dlouhodobá průměrná teplota	50
Obr. 4.24 Vliv vlhkosti okolního prostředí na smršťování betonu nebo mikro-betonu vysycháním	51
Obr. 4.25 Vliv zvýšené vlhkosti vzduchu o 20 % na přetvoření od smršťování vysycháním	52
Obr. 4.26 Průběh objemových změn mikro-betonu při aktuální a referenční vlhkosti vzduchu	53
Obr. 4.27 Volné smršťování mikro-betonu MC-Ref	56
Obr. 4.28 Vývoj pevností mikro-betonu MC-Ref	57
Obr. 4.29 Statický a dynamický modul pružnosti mikro-betonu MC-Ref	58
Obr. 4.30 Vázané smršťování mikro-betonu MC-Ref.....	58
Obr. 4.31 Uložení čerstvého mikro-betonu MC-Ref ve formě Ring.....	59
Obr. 4.32 Volné a vázané smršťování mikro-betonu MC-Ref	60
Obr. 4.33 Predikce vzniku smršťovací trhliny mikro-betonu MC-Ref	60
Obr. 4.34 Volné smršťování mikro-betonu MC-SRA.....	61
Obr. 4.35 Vývoj pevností mikro-betonu MC-SRA	62
Obr. 4.36 Statický a dynamický modul pružnosti mikro-betonu MC-SRA.....	63
Obr. 4.37 Vázané smršťování mikro-betonu MC-SRA.....	64
Obr. 4.38 Volné a vázané smršťování mikro-betonu MC-SRA.....	64
Obr. 4.39 Predikce vzniku smršťovací trhliny mikro-betonu MC-SRA	65
Obr. 4.40 Volné smršťování mikro-betonu MC-Opt.....	66
Obr. 4.41 Vývoj pevností mikro-betonu MC-Opt.....	67
Obr. 4.42 Statický a dynamický modul pružnosti mikro-betonu MC-Opt.....	68
Obr. 4.43 Vázané smršťování mikro-betonu MC-Opt.....	68
Obr. 4.44 Predikce vzniku smršťovací trhliny mikro-betonu MC-Opt.....	69

Obr. 4.45 Tahové a tlakové pevnosti zkoumaných mikro-betonů	70
Obr. 4.46 Smršťování zkoumaných mikro-betonů	71
Obr. 4.47 Vznik smršťovací trhliny zkoumaných mikro-betonů	71
Obr. 5.1 Přípravek FRAME1	73
Obr. 5.2 Formy pro Ring-test betonů a jejich rozměry.....	74
Obr. 5.3 Odvození stejného stupně omezení ψ pro jednotlivé rozměry Ringů.....	74
Obr. 5.4 Ukládání čerstvého betonu do forem Ring3	75
Obr. 5.5 Sledování vázaného smršťování betonů pomocí Ring-testu.....	75
Obr. 5.6 Zkouška pevnosti betonu čtyřbodovým ohybem	76
Obr. 5.7 Zkouška pevnosti betonu v příčném tahu.....	77
Obr. 5.8 Měření průchodu ultrazvukového signálu pomocí Pundit PL-200	78
Obr. 5.9 Vývoj koeficientu dotvarování.....	79
Obr. 5.10 Princip TDA	80
Obr. 5.11 Modelová úloha pro TDA.....	81
Obr. 5.12 Algoritmus výpočtu relaxace podle TDA	82
Obr. 5.13 Matice napětí a relaxace betonu pro TDA	84
Obr. 5.14 Napětí a relaxace betonu v modelové úloze.....	84
Obr. 5.15 Interval mezi časovými uzly pro TDA.....	85
Obr. 5.16 Efektivita rozložení časových uzlů pro TDA.....	85
Obr. 5.17 Relativní hodnota vynucených napětí pro dané rozložení časových uzlů.....	86
Obr. 5.18 Volné smršťování betonu C-Ref	91
Obr. 5.19 Vývoj pevností betonu C-Ref.....	92
Obr. 5.20 Kalibrační vztah mezi f_{ct} a rychlostí šíření UZ signálu pro beton C-Ref.....	93
Obr. 5.21 Statický a dynamický modul pružnosti betonu C-Ref.....	94
Obr. 5.22 Vázané smršťování betonu C-Ref.....	94
Obr. 5.23 Smršťovací trhlina betonu C-Ref (zvýrazněna zeleně).....	95
Obr. 5.24 Volné a vázané smršťování betonu C-Ref	95
Obr. 5.25 Vynucená napětí v betonu C-Ref	96
Obr. 5.26 Predikce vzniku smršťovací trhliny betonu C-Ref	97
Obr. 5.27 Volné smršťování betonu C-Opt.....	97

Obr. 5.28 Vývoj pevností betonu C-Opt.....	98
Obr. 5.29 Kalibrační vztah mezi f_{ct} a rychlostí šíření UZ signálu pro beton C-Opt.....	99
Obr. 5.30 Statický a dynamický modul pružnosti betonu C-Opt.....	99
Obr. 5.31 Vázané smršťování betonu C-Opt.....	100
Obr. 5.32 Stav bez trhlin při Ring-testu betonu C-Opt.....	100
Obr. 5.33 Volné a vázané smršťování betonu C-Opt.....	101
Obr. 5.34 Vynucená napětí v betonu C-Opt.....	101
Obr. 5.35 Predikce vzniku smršťovací trhliny betonu C-Opt.....	102
Obr. 5.36 Vývoj koeficientu χ v čase.....	103
Obr. 5.37 Zpracovatelnost betonu C-PP9kg (zkouška rozlitím).....	104
Obr. 5.38 Rovnoměrnost rozmísení polypropylenových vláken.....	104
Obr. 5.39 Zlomky trámců s polypropylenovými vlákny FortaFerro.....	105
Obr. 5.40 Pevnost vláknobetonů v tlaku.....	105
Obr. 5.41 Pevnost vláknobetonů v tahu ohybem.....	106
Obr. 5.42 Pevnost vláknobetonů v příčném tahu.....	106
Obr. 5.43 Ring-test vláknobetonů od okamžiku uložení betonu.....	107
Obr. 5.44 Ring-test vláknobetonů od okamžiku odformování vnějšího prstence.....	107
Obr. 5.45 Smršťovací trhlina při Ring-testu při testování vláknobetonů.....	108
Obr. 5.46 Výroba vláknobetonu C-Fiber.....	110
Obr. 5.47 Volné smršťování betonu C-Fiber.....	110
Obr. 5.48 Vývoj pevností betonu C-Fiber.....	111
Obr. 5.49 Kalibrační vztah mezi f_{ct} a rychlostí šíření UZ signálu pro beton C-Fiber.....	111
Obr. 5.50 Statický a dynamický modul pružnosti betonu C-Fiber.....	112
Obr. 5.51 Vázané smršťování betonu C-Ref.....	112
Obr. 5.52 Stav bez trhlin při Ring-testu betonu C-Fiber.....	113
Obr. 5.53 Volné a vázané smršťování betonu C-Fiber.....	113
Obr. 5.54 Vynucená napětí v betonu C-Fiber.....	114
Obr. 5.55 Predikce vzniku smršťovací trhliny betonu C-Fiber.....	114
Obr. 5.56 Tahové a tlakové pevnosti zkoumaných betonů.....	115
Obr. 5.57 Smršťování zkoumaných betonů.....	115

Obr. 6.1 Vynucené napětí a tahová pevnost u modelové úlohy.....	117
Obr. 6.2 Limitní stupeň omezení v čase a hodnota kritického stupně omezení u modelové úlohy.....	118
Obr. 6.3 Kritický stupeň omezení betonu C-Ref	119
Obr. 6.4 Kritický stupeň omezení betonu C-Opt	119
Obr. 6.5 Kritický stupeň omezení betonu C-Fiber	119
Obr. 7.1 Smršťování zkoumaných betonů podle Eurokódu 2 a naměřené hodnoty	120
Obr. 7.2 Smršťování zkoumaných betonů podle modelu B4 a naměřené hodnoty	121
Obr. 7.3 Laboratorní měření dotvarování	123
Obr. 7.4 Sledování dotvarování betonů C-Ref a C-Opt	124
Obr. 7.5 Součinitel dotvarování C-Ref a C-Opt (naměřený a vypočtený)	124
Obr. 7.6 Funkce poddajnosti C-Ref a C-Opt (naměřená a vypočtená)	125
Obr. 7.7 Vyhodnocení parametrů p_1 a p_2 pro aktualizaci modelu B4 pro beton C-Ref a c-Opt	126
Obr. 7.8 Aktualizace modelu B4 pro predikci dotvarování na základě naměřených hodnot	127
Obr. 7.9 Aktualizace modelu B4 pro predikci dotvarování pomocí opravných součinitelů (scaling factors)	128

12 SEZNAM TABULEK

Tabulka 2.1 Parametry pro smršťování od vysychání závisící na třídě cementu podle B4 [16] 12	
Tabulka 2.2 Vliv kameniva podle B4 [16]	12
Tabulka 2.3 Parametry pro autogenní smršťování závisící na třídě cementu podle B4 [16]	13
Tabulka 2.4 Vliv přísad na průběh smršťování podle B4 [16]	14
Tabulka 2.5 Parametry pro dotvarování závisící na třídě cementu podle B4 [16]	27
Tabulka 2.6 Vliv přísad na průběh dotvarování podle B4 [16]	27
Tabulka 4.1 Tuhosti forem.....	38
Tabulka 4.2 Povrchový modul vzorku Ring.....	39
Tabulka 4.3 Ekvivalentní stáří kompozitu podle Eurokódu 2 a modelu B4.....	54
Tabulka 4.4 Receptura mikro-betonu MC-Ref.....	54
Tabulka 4.5 Receptura mikro-betonu MC-SRA.....	54
Tabulka 4.6 Receptura mikro-betonu MC-Opt	55
Tabulka 4.7 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u MC-Ref	56
Tabulka 4.8 Pevnost v příčném tahu u MC-Ref	57

Tabulka 4.9 Statický modul pružnosti u MC-Ref	57
Tabulka 4.10 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u MC-SRA.....	62
Tabulka 4.11 Pevnost v příčném tahu u MC-SRA	62
Tabulka 4.12 Statický modul pružnosti u MC-SRA.....	63
Tabulka 4.13 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u MC-Opt	66
Tabulka 4.14 Pevnost v příčném tahu u MC-Opt.....	67
Tabulka 4.15 Statický modul pružnosti u MC-Opt	68
Tabulka 5.1 Receptura betonu označeného C-Ref	88
Tabulka 5.2 Receptura betonu označeného C-Opt.....	88
Tabulka 5.3 Receptura vláknobetonu označeného C-PP2kg.....	89
Tabulka 5.4 Receptura vláknobetonu označeného C-PP4kg.....	89
Tabulka 5.5 Receptura vláknobetonu označeného C-PP9kg.....	89
Tabulka 5.6 Receptura vláknobetonu označeného C-Crb2kg	89
Tabulka 5.7 Receptura vláknobetonu označeného C-Crb5kg	90
Tabulka 5.8 Receptura referenčního betonu bez vláken označeného C-NonF	90
Tabulka 5.9 Receptura finálního vláknobetonu označeného C-Fiber	90
Tabulka 5.10 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u C-Ref.....	92
Tabulka 5.11 Pevnost v příčném tahu u C-Ref.....	92
Tabulka 5.12 Statický modul pružnosti betonu C-Ref	93
Tabulka 5.13 Pevnost v tahu ohybem a v tlaku u C-Opt.....	98
Tabulka 5.14 Pevnost v příčném tahu u C-Opt.....	98
Tabulka 5.15 Statický modul pružnosti betonu C-Opt.....	99
Tabulka 5.16 Pevnost v tahu ohybem, v příčném tahu a v tlaku u C-Fiber.....	111
Tabulka 5.17 Statický modul pružnosti betonu C-Fiber	112

13 OZNAČENÍ VELIČIN

Seznam použitých symbolů není úplný. Některé méně významné veličiny či symboly jsou vysvětleny pouze v textu.

13.1 LATINSKÁ PÍSMENA

a/c	...	poměr kameniva k cementu (hmotnostně)
A_c	...	plocha betonového průřezu
$A_{fl}(t)$	...	převodní funkce mezi pevností v tahu ohybem a pevností v příčném tahu
A_{RH}	...	koeficient pro stanovení ekvivalentní vlhkosti vzduchu při smršťování betonu
$A_{sp}(t)$	...	převodní funkce mezi pevností v příčném tahu a pevností v dostředném tahu
c	...	množství cementu
$C_0(t,t')$	...	funkce základního dotvarování
$C_d(t,t',t_0)$	...	funkce dotvarování od vysychání
C_{UZ}	...	konstanta vyjadřující závislost mezi dynamickým modulem pružnosti a dobou průchodu ultrazvukového signálu skrz vzorek
D_{max}	...	maximální zrno kameniva
E_{cm}	...	sečnový modul pružnosti betonu
E_{cm}	...	tečnový modul pružnosti betonu
E_{cu}	...	dynamický (tečnový) modul pružnosti naměřený ultrazvukovou impulsovou metodou
F	...	síla, zatížení
f_{cc}	...	pevnost v tlaku na zlomcích trámů
f_{cm}	...	střední hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ct}	...	pevnost v dotředném tahu
$f_{ct,fl}$	...	pevnost v tahu ohybem
$f_{ct,sp}$	...	pevnost v příčném tahu

h_0	...	náhraní tloušťka prvku ($h_0 = 2A_c / u$)
$J(t, t')$	...	funkce poddajnosti
k	...	součinitel rozměrnosti prostředí
k_h	...	součinitel zohledňující tvar průřezu smršťujícího prvku
k_s	...	součinitel zohledňující geometrii smršťujícího prvku
$k_{ta}, k_{\epsilon a}$	...	opravný součinitel podle typu použitého kameniva v receptuře betonu
L_{UZ}	...	vzdálenost mezi ultrazvukovými sondami
N, R, S	...	třída použitého cementu (normální, rychle tvrdnoucí, pomale tvrdnoucí)
p_1, p_2	...	parametry pro aktualizaci predikce dotvarování na základě krátkodobého měření
p_6	...	parametr pro aktualizaci predikce smršťování na základě krátkodobého měření
q_1	...	okamžitá poddajnost betonu
q_2	...	vliv viskoelastické složky se stárnutím na funkci základního dotvarování
q_3	...	vliv viskoelastické složky bez stárnutí na funkci základního dotvarování
q_4	...	vliv vazké (viskózní) složky na funkci základního dotvarování
q_5	...	parametr výpočet funkce dotvarování od vysychání
RH	...	honota relativní vlhkosti vzduchu okolního prostředí [%]
s	...	koeficient závisející na druhu použitého cementu
t	...	aktuální čas ve dnech (= stáří betonu ve vyšetřovaném okamžiku)
T	...	teplota
t'	...	stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení
t_{∞}	...	stáří betonu na konci jeho životnosti
t_0	...	stáří betonu ve dnech na konci jeho ošetřování
t_{cr}	...	kritické stáří betonu ve kterém vznikne smršťovací trhлина

t_L	...	doba průchodu UZ impulsu skrz vzorek betonu
t_T	...	ekvivalentní stáří betonu
u_0	...	část obvodu betonového průřezu vystavená vysychání
v_L	...	rychlost průchodu UZ impulsu skrz vzorek betonu
w/c	...	poměr vody k cementu (hmotnostně), tzv. vodní součinitel

13.2 ŘECKÁ PÍSMENA

$\beta(f_{cm})$	...	součinitel vystihující vliv pevnosti na základní součinitel dotvarování
$\beta(t')$	...	součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování
$\beta_{as}(t, t_0)$	...	funkce popisující průběh autogenního smrštění v čase
$\beta_c(t, t')$	...	funkce popisující průběh dotvarování po zatížení prvku
$\beta_{cc}(t)$	...	funkce popisující vývoj tahové pevnosti
$\beta_{ds}(t, t_0)$	...	funkce popisující průběh smrštění od vysychání v čase
β_{RH}	...	parametr zohledňující vliv aktuální vlhkosti vzduchu okolního prostředí na průběh smršťování
χ	...	koeficient stárnutí (Trost-Bažantův součinitel)
ΔL_0	...	délková změna vlivem volného smrštění
ΔL_r	...	délková změna vlivem vázaného smrštění
Δm	...	hmotnostní úbytek
$\Delta \varepsilon_T$	...	přídavné přetvoření tenzometrů vlivem teploty
ν	...	Poissonovo číslo
ρ	...	objemová hmotnost betonu
γ	...	stupeň omezení deformace při smršťování
ψ_{cr}	...	kritický stupeň omezení deformace při smršťování betonu
ψ_{Lim}	...	limitní hodnota stupně omezení, při které nevznikne v betonu v daném okamžiku smršťovací trhliny

ε_1	...	celkové podélné (horizontální) poměrné přetvoření tenzometrů s vlivem teploty
ε_2	...	celkové svislé poměrné přetvoření tenzometrů s vlivem teploty
ε_c	...	celkové poměrné přetvoření betonu od působícího napětí
ε_{ca}	...	autogenní smrštění
ε_{cd}	...	smrštění od vysychání
ε_{cs}	...	celková míra poměrného přetvoření od smršťování
ε_h	...	podélné (horizontální) poměrné přetvoření tenzometrů
ε_v	...	svislé poměrné přetvoření tenzometrů
σ_{act}	...	napětí s vlivem dotvarování (relaxace) betonu
σ_c	...	velikost konstantního tlakového napětí
σ_{el}	...	teoretické elastické napětí
τ_{au}	...	poločas autogenního smršťování ve dnech
τ_{sh}	...	poločas smršťování od vysychání ve dnech
$\varphi(t, t')$	...	součinitel dotvarování pro časový interval $\langle t', t \rangle$
φ_0	...	základní součinitel dotvarování
φ_{RH}	...	součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování