

České vysoké učení technické v Praze  
Fakulta stavební  
Katedra betonových a zděných konstrukcí



## **Beton pro vodonepropustné betonové konstrukce**

Diplomová práce

*Bc. Zdeněk Hlavsa*

Magisterský program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb  
Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Praha, květen 2020

**Vedoucí práce:**

prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.  
Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Fakulta stavební  
České vysoké učení technické v Praze  
Thákurova 7  
166 29 Praha 6  
Česká republika

# Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně s využitím poskytnutých odborných konzultací. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb. (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

Praha, květen 2020

.....  
Bc. Zdeněk Hlavsa

# Poděkování

Zde bych rád poděkoval všem lidem, kteří se přímo i nepřímo podíleli na dokončení této práce.

V první řadě bych velmi rád poděkoval panu prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc., FEng. za odborné vedení této práce, za vzácný čas věnovaný konzultacím, radám a kritickým připomínkám, ale zejména za velmi vstřícný a lidský přístup ke spolupráci.

Poděkování patří také celé firmě TBG Metrostav s.r.o., která umožnila provedení rozsáhlého experimentu a bezplatně na něj poskytla velké množství materiálu a techniky. Zvláště bych chtěl poděkovat panu Ing. Robertu Coufalovi, Ph.D. za nespočet cenných rad a zkušeností mně věnovaných v průběhu zpracovávání této práce, ale i dalším lidem, kteří se přímo účastnili na provádění experimentu nebo poskytli jinou formu pomoci.

Dále patří poděkování firmě SQZ s.r.o. a Kloknerovu ústavu ČVUT, které poskytly zázemí pro zkoušení vzorků a měřicí techniku k provedení experimentu.

V poslední řadě bych rád poděkoval mé rodině za podporu v průběhu celého studia. Obrovské díky patří i přítelkyni Tereze za velkou podporu během posledních týdnů před dokončením práce.

# Abstrakt

Předložená diplomová práce se zabývá betony pro vodonepropustné betonové konstrukce. Na začátku uvádí základní typy vodonepropustných betonových konstrukcí a oblasti jejich použití. Následně se práce zaměřuje na konstrukce tzv. „bílých van“ a prezentuje předpisy a dokumenty, které se zabývají návrhem a posouzením těchto konstrukcí. Rešeršní část je zakončena shrnutím nejdůležitějších aspektů, které hrají roli ve vodonepropustnosti betonových konstrukcí. Důraz je kladen zejména na složení betonu a jeho vliv na tvorbu trhlin v konstrukci.

V druhé části práce je předložen rozsáhlý experiment, jehož cílem je porovnat pět různých betonových směsí z hlediska vlastností, které ovlivňují vodonepropustnost a tvorbu trhlin. Hlavní částí experimentu je stanovení vývoje mechanických vlastností a měření vývinu hydratačního tepla a smrštění betonu.

Práce je zakončena krátkou teoretickou částí, která aplikuje zjištěné vlastnosti betonových směsí z experimentální části ve výpočtu posuzující vznik a šířku trhlin modelové konstrukce stěny.

**Klíčová slova:** vodonepropustné betonové konstrukce, vodonepropustnost, trhliny, mechanické vlastnosti, hydratační teplo, smrštění, šířka trhliny.

# Abstract

This diploma thesis deals with concrete for watertight concrete structures. The first part presents the basic types of watertight concrete structures and areas of their use. Then, the thesis focuses on structures also called „Weiße Wannen“ and presents regulations and documents which deal with the design and assessment of this kind of structure. The research part also summarizes the most important aspects which take part in the watertightness of concrete structures. Emphasis is placed mainly on concrete composition and its influence on the cracking of structures.

The second part presents a vast experiment to compare five different concrete mixes with regard to properties that influence watertightness and cracking of structures. The main part of the experiment is the determination of the development of mechanical properties and the measurement of heat of hydration and shrinkage of concrete.

The thesis is concluded with a short theoretical part, which applies the found properties of concrete mixes from the experimental part in calculations assessing the risk of cracking and crack width on model wall construction.

**Key words:** watertight concrete structures, watertightness, cracks, mechanical properties, heat of hydration, shrinkage, crack width.

# Obsah

Čestné prohlášení	iii
Poděkování	iv
Abstrakt	v
Abstract	vi
<b>1 Úvod</b>	<b>1</b>
<b>2 Vodonepropustné konstrukce</b>	<b>2</b>
2.1 Vývoj vodonepropustných konstrukcí . . . . .	2
2.2 Současné technologie a jejich porovnání . . . . .	3
2.3 Oblast použití vodonepropustných betonových konstrukcí . . . . .	4
2.4 Dokumenty pro návrh a posouzení bílých van . . . . .	4
2.4.1 České technické normy ČSN . . . . .	4
2.4.2 Technická pravidla ČBS 02 . . . . .	9
2.4.3 Technická pravidla ČBS 04 . . . . .	15
<b>3 Problematika vodonepropustnosti</b>	<b>23</b>
3.1 Propustnost betonu . . . . .	23
3.1.1 Pórovitá struktura betonu . . . . .	23
3.1.2 Faktory ovlivňující pórovitou strukturu betonu . . . . .	25
3.1.3 Stanovení propustnosti . . . . .	26
3.2 Trhliny a jevy spojené s jejich vznikem . . . . .	27
3.2.1 Vývin hydratačního tepla . . . . .	29
3.2.1.1 Faktory ovlivňující vývin hydratačního tepla . . . . .	29
3.2.1.2 Možnosti snížení hydratačního tepla . . . . .	31
3.2.1.3 Teplotní gradient . . . . .	34
3.2.2 Smrštění betonu . . . . .	36
3.2.2.1 Plastické smrštění . . . . .	36
3.2.2.2 Autogenní smrštění . . . . .	36
3.2.2.3 Smrštění vysycháním . . . . .	38
3.2.3 Vývoj mechanických vlastností betonu . . . . .	41
3.2.3.1 Pevnost . . . . .	41
3.2.3.2 Modul pružnosti . . . . .	44
3.2.3.3 Koeficient teplotní roztažnosti . . . . .	46

<b>4</b>	<b>Složení betonu pro bílé vany</b>	<b>47</b>
<b>5</b>	<b>Experimentální měření</b>	<b>53</b>
5.1	Betony pro bílé vany . . . . .	53
5.1.1	Složení betonových směsí . . . . .	53
5.1.1.1	Vstupní materiály . . . . .	53
5.1.1.2	Varianty návrhu . . . . .	55
5.1.1.3	Vodní součinitel . . . . .	56
5.1.2	Plán zkoušek a měření . . . . .	59
5.1.2.1	Zkoušení čerstvého betonu . . . . .	59
5.1.2.2	Zkoušení ztvrdlého betonu . . . . .	60
5.1.2.3	Stanovení vývinu teplot od hydratačního tepla . . . . .	61
5.1.2.4	Stanovení smrštění betonu . . . . .	63
5.1.3	Průběh experimentu . . . . .	65
5.1.4	Výsledky a vyhodnocení . . . . .	67
5.1.4.1	Výsledky zkoušek čerstvého betonu . . . . .	67
5.1.4.2	Výsledky zkoušek ztvrdlého betonu . . . . .	69
5.1.4.3	Výsledky měření vývinu teplot od hydratačního tepla . . . . .	74
5.1.4.4	Výsledky měření smrštění . . . . .	82
<b>6</b>	<b>Výpočet šířky trhliny</b>	<b>94</b>
6.1	Teorie výpočtu . . . . .	94
6.2	Příklad modelové stěny . . . . .	97
<b>7</b>	<b>Závěr</b>	<b>101</b>
<b>A</b>	<b>Doplněk rešeršní části</b>	<b>103</b>
A.1	Návrh výztuže na mezní stav trhlin podle Eurokódu 2 . . . . .	103
A.2	Hydratace cementu . . . . .	107
<b>B</b>	<b>Doplněk experimentální části</b>	<b>114</b>
<b>C</b>	<b>Fotodokumentace experimentu</b>	<b>117</b>
	<b>Bibliografie</b>	<b>128</b>
	<b>Seznam tabulek</b>	<b>129</b>
	<b>Seznam obrázků</b>	<b>130</b>



# 1 Úvod

Beton se stal v průběhu posledního staletí nejrozšířenějším stavebním materiálem a to zejména díky své pevnosti a trvanlivosti. S rozvíjejícími se technologiemi nalezl také široké uplatnění zejména u podzemních staveb, kde se od konstrukce očekává vedle únosnosti i odolnost proti vlhkosti a tlakové vodě. V minulosti bylo nutné vodonepropustnost zajistit dodatečnými opatřeními jako např. vrstvou natavených asfaltových pásů nebo svařovaných hydroizolačních fólií. Tyto technologie jsou však náchylné ke snadnému poškození hydroizolační obálky, jejíž následná sanace je mnohdy velmi komplikovaná a nákladná. Z toho důvodu byla vyvinuta technologie, kde je vodonepropustnost konstrukce zajištěna samotnou hmotou betonu bez dodatečných hydroizolačních opatření. Tato technologie, tzv. „bílá vana“, vznikla hlavně díky hlubšímu pochopení chování betonu, ale také vývojem nových chemických látek, které umožnili významně zlepšovat vlastnosti betonu ve všech ohledech.

Pro zajištění vodonepropustnosti bílé vany je nutné věnovat pozornost několika aspektům. V první řadě musí být provedena podrobná a kvalitní projektová dokumentace. To zahrnuje konstrukční systém s jednoduchým přenosem zatížení do základové spáry, návrh dostatečného množství výztuže a vhodné těsnící prvky pro utěsnění stavebních spár. Hlavně však musí být navržen beton vhodného složení, který svou hutnou strukturou zajistí dostatečnou odolnost proti působení tlakové vody a eliminuje vznik trhlin v konstrukci, které vznikají z převážné většiny důsledkem objemových změn betonu během hydratace a jeho následného zrání a vysychání.

Cílem teoretické části této práce je shrnout dosavadní znalosti o problematice vodonepropustných betonových konstrukcí a to zejména zmíněných bílých van. V práci budou uvedeny hlavní teze nejdůležitějších předpisů a dokumentů, které se věnují návrhu a posouzení bílých van a jsou dostupné v České republice. Dále bude prezentována obsáhlá rešerše z literatury, která má za cíl shrnout příčiny zvyšující propustnost betonu a riziko vzniku trhlin. Zvýšená pozornost bude věnována jevům, které jsou častým původem vzniku trhlin v betonu a souvisí se složením betonové směsi. Konkrétně se jedná o objemové změny způsobené teplotou (vývin hydratačního tepla betonu) nebo vlhkostí (smršťování betonu), ale také rychlost vývoje mechanických vlastností betonu. Nabyté znalosti z prostudovaných dokumentů a literatury budou shrnuty v doporučeních, které se týkají složení betonové směsi a s ním souvisejícím omezení výše zmíněných negativních účinků.

V experimentální části bude porovnáno pět variant betonových směsí, které lze v praxi uplatnit pro konstrukce bílých van. V rámci experimentu budou sledovány vlastnosti betonu a to jak v čerstvému a ztvrdlému stavu, tak i v průběhu hydratace. Hlavní částí experimentu je sledování vývoje mechanických vlastností, vývinu hydratačního tepla a smrštění betonu, které hrají významnou roli při vzniku trhlin v betonové konstrukci. Zjištěné parametry navržených směsí budou následně využity v teoretickém příkladu výpočtu šířky trhliny na modelové konstrukci.

## 2 Vodonepropustné konstrukce

Tato kapitola se věnuje tématu vodonepropustných konstrukcí. Na začátku je krátce uveden vývoj ochrany spodní stavby proti vlhkosti, popř. podzemní vodě. Jsou uvedeny současné technologie a jejich vzájemné srovnání. Dále se už práce věnuje pouze vodonepropustným betonovým konstrukcím označovaným jako "bílé vany". Jsou uvedeny relevantní normy a směrnice, případně jiná literatura, zabývající se navrhováním takových konstrukcí a jsou z nich shrnuty základní návrhové předpoklady a principy.

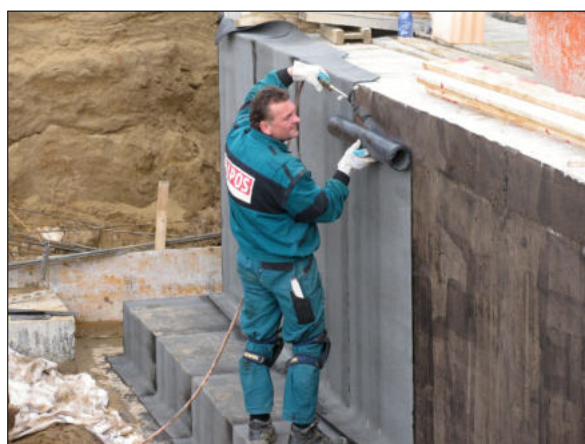
### 2.1 Vývoj vodonepropustných konstrukcí

Hlavní důvod člověka pro stavbu přístřešků a obydlí je ochrana před přírodními živly, zejména pak proti vodě. V prvopočátku byla ochrana nutná pouze proti vodě srážkové. Tuto úlohu přebírá konstrukce střechy. S rozvíjející se civilizací rostly požadavky na obydlí a z jednoduchých přístřešků se staly monumentální stavby s rozsáhlými podzemními částmi. Právě podzemní části staveb jsou dalším místem, kde je nutné ochránit vnitřní prostor stavby před vodou. V tomto případě se jedná o vlhkost a podzemní vodu prosakující skrz zeminu.

Izolování podzemních částí staveb bylo až do nedávna řešeno pomocí vrstvy nepropustného jílu a účinné drenáže kolem celé stavby. Od druhé poloviny 19. století se začaly provádět konstrukce tzv. anglických dvorků, které vytvářely meziprostor mezi obvodovým suterénním zdívem a terénem. Zároveň sloužily k přívodu světla do sklepních částí a zajišťovaly jejich odvětrání. V 20. století proběhly inovace ve zpracování asfaltových pásů. Místo papírových a hadrových lepenek se začaly používat nenasákové nosné vložky. Povlaková izolační hmota se od dehtu posunula k přírodním a ropným asfaltům a jejich modifikacím. Aplikace natavováním jednotlivých pásů hrála klíčovou roli v rozšíření této nové technologie izolace spodní stavby známou také pod označením "černá vana". Srovnatelnou technologií k asfaltovým pásům jsou foliové izolace, které prodělaly vývoj v 60. letech 20. století. Jedná se o izolace ve formě svařovaných folií z nejrůznějších modifikací umělohmotných materiálů, převážně polymerů. Postupem času se ale ukázalo, že povlakové izolace mají řadu slabých míst. I přes kvalitní provedení celé hydroizolační obálky a její nepoškození v průběhu realizace, je riziko, že k poškození dojde v dlouhodobém časovém horizontu. Pohyb konstrukce vlivem sedání, dotvarování a objemových změn od teploty nebo smršťování jednotlivých dilatačních celků může způsobit nenávratné poškození hydroizolační funkce. V takovém případě je pak následná diagnostika příčiny a její sanace velmi nákladná a těžko proveditelná záležitost. Tyto nevýhody daly podnět k úvahám o zjednodušení hydroizolační obálky. Cílem bylo provést vodonepropustnou betonovou konstrukci bez nutnosti sekundární povlakové izolace ve formě asfaltových pásů nebo fóliové izolace. Koncepce této technologie, tzv. „bílá vana“, je založena na předpokladu vodonepropustnosti vlastní hmoty betonu s těsněním spár a prostupů a omezením šířek trhlin v konstrukci [1], [2].

## 2.2 Současné technologie a jejich porovnání

V současné době se mimo již zmíněné technologie černých a bílých van lze setkat s dalšími variacemi vodonepropustných betonových konstrukcí. Příkladem se jedná o tzv. „hnědé vany“ kde je vodonepropustnost betonu zvýšena předsazenou bentonitovou rohoží nebo matrací, případně jejich modifikacemi s tuhou fólií (HDPE). Dalším typem jsou tzv. „oranžové vany“. Zde je vodonepropustnost zvýšena speciální, patentovanou recepturou betonu a šířka trhlin v betonu se omezuje ocelovými drátky. V poslední řadě je na dnešním trhu i technologie tzv. „modrých van“, která je nabízena výrobcí krystalizačních přísad. Vodonepropustnost je zvýšena patentovanou krystalizační přísadou, která se přidává do čerstvého betonu během jeho výroby. U technologií oranžových a modrých van je ale stále nutné utěsnit veškeré pracovní a dilatační spáry jako tomu je u technologie bílých van [3].



(a) Realizace povlakové izolace pomocí asfaltových pásů - systém černé vany [4].

(b) Realizace pokládky těsnících bentonitových rohoží - systém hnědé vany [5].

**Obrázek 2.1:** Příklady systémů s předsazenou povlakovou hydroizolací.

Při rozhodování o volbě technologie je nutné vždy uvážit tyto základní kritéria: proveditelnost, funkčnost, trvanlivost a opravitelnost. Proveditelnost záleží na konkrétním případě dané stavby a mělo by se na ní dbát již při návrhu celé konstrukce. U povlakových izolací je kritické provedení spojů jednotlivých pásů nebo fólií. U betonových konstrukcí je nutné dbát na kvalitní probetonování všech pracovních a dilatačních spár. Z hlediska funkčnosti jsou všechny technologie prakticky rovnocenné, avšak za předpokladu jejich správného provedení. V případě izolace proti radonu je systém černé vany efektivnější. Trvanlivost je příznivá pro betonové konstrukce, protože u povlakových izolací může degradace organického materiálu postupovat rychleji. Naopak beton, pokud není vystaven extrémně agresivnímu prostředí, může zachovat svoji vodonepropustnost až přes sto let. Nejzásadnější rozdíl mezi oběma systémy je v opravitelnosti. V případě povlakových izolací obvykle průsak na vnitřním povrchu nekoresponduje s poruchou hydroizolační vrstvy, ale závisí na kvalitě provedení železobetonové konstrukce. Lokalizace poruchy pak může být značně obtížná a sanace pomocí injektáže neefektivní a nákladná. U systémů na principu bílé vany je porucha zřejmá na první pohled a následná oprava je tedy mnohem jednodušší [3].

Všechny výše zmíněné technologie mají své výhody i nevýhody. Bez ohledu na technologii je u všech vždy důležitý správný konstrukční návrh a kvalitní provedení. Tato práce se dále bude věnovat pouze vodonepropustným betonovým konstrukčním systémům bílé vany.

## 2.3 Oblast použití vodonepropustných betonových konstrukcí

Jak již bylo nastíněno dříve, vodonepropustná betonová konstrukce známá pod pojmem „bílá vana“ plní zároveň funkci nosnou a funkci těsnicí (proti působení vody a vlhkosti), přičemž nejsou použita další izolační opatření. Momentálně nejrozšířenější aplikací, při které se o konstrukci mluví jako o bílé vaně, je při realizaci spodní stavby bytových nebo administrativních budov. U těchto objektů není tlak vody natolik velký, aby konstrukce dosahovala neúměrných rozměrů a při správném návrhu lze zhotovit spolehlivou, přiměřeně nákladnou a trvanlivou konstrukci.

Další uplatnění může najít u vodohospodářských objektů, nádrží a zásobníků, které přímo zadržují kapaliny a jsou zatíženy jejich tlakem. Rozdíl, např. mezi konstrukcí spodní stavby bytového objektu a konstrukcí nádrže, je v základním účelu užívání stavby a v poloze působení tlaku na konstrukci. Zatímco u bílé vany bytového objektu působí tlak z venku dovnitř, u nádrže působí zevnitř ven. Požadavky kladené na konstrukci, zejména pak na její vodonepropustnost, jsou však stále stejné. Základní principy obsažené v dokumentech věnujících se návrhu bílých van lze uplatnit i při navrhování nádrží nebo vodohospodářských objektů a obráceně.

Poslední skupinou, u které se uplatní betonová konstrukce s nosnou a současně těsnicí funkcí, jsou tunely a inženýrské stavby (např. kolektorové sítě). U těchto staveb je vodonepropustnost vyžadována zejména u definitivního (sekundárního) ostění ražených tunelů, které se v dnešní době provádí nejčastěji tzv. novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) nebo plnoprofilovými tunelovacími stroji (TBM). Stavba tunelů, stejně jako speciálních vodohospodářských staveb, se však řídí svými předpisy, které je nutné respektovat.

## 2.4 Dokumenty pro návrh a posouzení bílých van

V této sekci budou postupně představeny všechny relevantní dokumenty dostupné v České republice, které se věnují návrhu a posouzení vodonepropustných betonových konstrukcí. Z každého dokumentu (nebo sbírky dokumentů) bude shrnuta klasifikace konstrukcí a požadavky na ně kladené, základní principy návrhu konstrukce a její dimenzování, požadavky na technologii betonu a v poslední řadě požadavky na provádění a sanaci eventuálních poruch.

### 2.4.1 České technické normy ČSN

V první řadě se podíváme do platných norem a předpisů, podle kterých lze v České republice vodonepropustnou betonovou konstrukci navrhnout a realizovat. Navrhování betonových konstrukcí je řízeno Eurokódem 2 (EC2), který je součástí soustavy evropských technických norem pro navrhování a posuzování stavebních konstrukcí. Část 1 EC2 (ČSN EN 1992-1-1 [6]) se věnuje obecným pravidlům a pozemním stavbám. Část 3 (ČSN EN 1992-3 [7]) pak postihuje navrhování nádrží a zásobníků. Na tyto normy navazuje ČSN 73 1208 [8], která se zabývá navrhováním betonových konstrukcí vodohospodářských objektů. Jak již bylo řečeno dříve, bílé vany, nádrže a vodohospodářské stavby jsou z hlediska

požadavků na vodonepropustnost rovnocennými konstrukcemi a proto je možné použít všechny tyto předpisy. Normy jsou spolu úzce provázány a často na sebe odkazují nebo se doplňují. Výklad norem je však v některých pasážích nejednotný a ne zcela jasný. Hlavně se jedná o požadavky na jednotlivé třídy nepropustnosti. Snaha autora práce je interpretovat základní body výše zmíněných norem srozumitelnou a přesnou formou.

### Klasifikace a požadavky na konstrukce

ČSN 73 1208 definuje vodostavební beton jako obyčejný beton, který je trvale nebo střídavě vystavený působení povrchové, podzemní nebo provozní vody, vyznačující se vodotěsností, případně dalšími předepsanými vlastnostmi. Nepropustnost betonu je vlastnost charakterizovaná třídou nepropustnosti/těsnosti. Norma ČSN EN 1992-3 rozlišuje čtyři třídy nepropustnosti (viz Tab. 2.1).

**Tabulka 2.1:** Klasifikace nepropustnosti (ČSN EN 1992-3).

Třída nepropustnosti	Požadavek na průsak
0	Jistý stupeň průsaku se připouští nebo je průsak kapalin irelevantní.
1	Průsak je omezen na malé množství. Připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst.
2	Průsak je minimální. Vzhled nesmí být znehodnocen skvrnami.
3	Průsak není dovolen.

Třída nepropustnosti se má volit s ohledem na požadovanou funkci konstrukce, technické možnosti a náklady spojené s omezováním šířky trhlin. Podle zatřídění uvažovaného prvku plynou příslušná omezení na maximální šířku trhlin případně průsak vody betonem. Šířka trhlin se v závislosti na uvažované třídě nepropustnosti omezuje na základě následujících podmínek a na ně navazujících zásad:

**Podmínka (1):** Postačující zárukou, že trhliny nebudou prostupovat celou tloušťkou průřezu konstrukce, má být návrhová hodnota výšky tlačené oblasti alespoň  $x_{\min}$ . Ta se stanoví pro nejnepříznivější kombinaci zatížení, která může nastat v průběhu životnosti konstrukce. Doporučená hodnota  $x_{\min}$  je menší z hodnot 50 mm nebo  $0,2h$ , kde  $h$  je tloušťka prvku.

**Podmínka (2):** Postačující zárukou, že se trhliny do šířky  $w_{k1}$  samoutěsní i v případě, že budou prostupovat celou tloušťkou průřezu, je použití betonu vhodného složení, který není během provozu vystaven významným změnám zatížení nebo teploty. Pokud nejsou k dispozici přesnější data, musí být poměrné přetvoření za provozních podmínek menší než  $150 \cdot 10^{-6}$ .

**Zásada (3):** Pokud lze očekávat, že trhliny budou prostupovat celou tloušťkou průřezu konstrukce, pak musí být šířka trhliny maximálně  $w_{k1}$ . Dovolené hodnoty  $w_{k1}$  pro nádrže jsou definovány jako funkce podílu hydrostatického tlaku  $h_D$  a tloušťky stěny nádrže  $h$  (viz Tab. 2.3). Pro mezilehlé hodnoty  $h_D/h$  je možné hodnoty  $w_{k1}$  lineárně interpolovat. Omezení šířek trhlin na tyto hodnoty má vést k utěsnění (kolmataci) těchto trhlin vlivem samohojení betonu.

**Zásada (4):** Pokud lze očekávat, že trhliny nebudou prostupovat celou tloušťkou průřezu konstrukce, pak lze přijmout ustanovení 7.3.1 ČSN EN 1992-1-1. Šířka trhlin se v tomto případě omezuje na hodnotu  $w_{\max}$ . Doporučené hodnoty  $w_{\max}$ , s ohledem na přijatelný vzhled a trvanlivost konstrukce, jsou uvedeny v tabulce 7.1N normy (viz Tab. 2.2).

**Tabulka 2.2:** Doporučené hodnoty  $w_{\max}$  [mm] (ČSN EN 1992-1-1).

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 <sup>1)</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2)</sup>
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
1) Pro stupeň vlivu prostředí XC0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má vést k obecně přijatelnému vzhledu. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit. 2) Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

**Tabulka 2.3:** Doporučené hodnoty  $w_{k1}$  [mm] v závislosti na tlakovém spádu, při využití samotěsnicí schopnosti betonu (ČSN 73 1208).

Hydraulický spád $h_D/h$	Dovolená šířka trhliny $w_{k1}$
$\leq 5$	0,2 nebo 0,15 <sup>1)</sup>
$\geq 35$	0,05
1) Platí v případě, kdy na betonovou konstrukci působí trvale agresivní prostředí nebo mráz (stupně vlivu prostředí XA2, XA3, XF2, XF3 a XF4 dle ČSN EN 206-1+A1)	

Aplikace uvedených podmínek a zásad na jednotlivé třídy nepropustnosti je následující:

**Třída nepropustnosti 0:** Posouzení šířky trhlin může být provedeno dle zásady (4) bez splnění zvláštních podmínek.

**Třída nepropustnosti 1:** Jsou-li splněny zároveň obě podmínky (1) a (2), pak lze pro posouzení šířky trhlin použít zásadu (4). Není-li splněna podmínka (1) (bez ohledu na splnění podmínky (2)), případně je splněna podmínka (1) a zároveň není splněna podmínka (2), pak je posouzení šířky trhlin provedeno dle zásady (3).

**Třída nepropustnosti 2:** Jsou-li splněny zároveň obě podmínky (1) a (2), pak lze pro posouzení šířky trhlin použít zásadu (3). Není-li splněna podmínka (1) (bez ohledu na splnění podmínky (2)) a zároveň/nebo není splněna podmínka (2), pak je nutné provést zvláštní opatření, např. sekundární povlaková hydroizolace nebo předpětí železobetonové konstrukce. Šířka trhliny se v takovém případě neposuzuje.

**Třída nepropustnosti 3:** Vodotěsnost konstrukce je nutné vždy zajistit zvláštním opatřením, např. sekundární povlaková hydroizolace nebo předpětí železobetonové konstrukce. Šířka trhliny se neposuzuje [7], [8], [9].

ČSN 73 1208 navíc zavádí pro třídy nepropustnosti 1 a 2 limitní průsak kapaliny konstrukcí. Požaduje se splnění následující podmínky:

$$Q_{wi} \leq Q_{w,lim}$$

kde  $Q_{wi}$  [ $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ] je počáteční průsak kapaliny betonovou konstrukcí, který je souhrnem průsaku vody hmotou betonu a průsaku vody trhlinami, a  $Q_{w,lim}$  [ $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ] je mezní filtrační ztráta konstrukce, jejíž hodnoty jsou uvedeny v ČSN 75 0905 Zkoušky vodotěsnosti vodárenských a kanalizačních nádrží [10] (zde uvedena jako únik vody  $\Delta Q$  [ $\text{m}^3$ ] zjištěný za 24 h). Ačkoliv norma aplikuje uvedené hodnoty pro nádrže aj. vodohospodářské objekty, je možné hodnoty určit individuálně i pro jiný druh staveb s ohledem na význam a účel posuzované konstrukce.

### Konstrukce a dimenzování

Konstrukce se podle soustavy evropských norem (Eurokódů) navrhují a posuzují na mezní stavy metodou dílčích součinitelů. Při návrhu konstrukce je nutné splnit požadavky jak mezního stavu únosnosti (MSÚ), tak mezního stavu použitelnosti (MSP), ale i dodržet požadované konstrukční zásady, které se týkají např. trvanlivosti nebo robustnosti konstrukce.

Při posuzování konstrukce podle mezních stavů je třeba brát v úvahu všechny možné účinky zatížení. V mezním stavu únosnosti musí být konstrukce (v případě betonových konstrukcí převážně výztuž) navržena na obálku vnitřních sil vyplývajících ze všech uvažovaných návrhových kombinací zatížení. Jedná se převážně o přímá mechanická zatížení, tj. vlastní tíha konstrukce, užité zatížení, zatížení od zásypu anebo dopravy, zatížení od zemního tlaku a tlaku vody. Jak lze ale vyčíst z výše uvedených požadavků, vodonepropustnost betonové konstrukce závisí převážně na vzniku a rozvoji trhlin (jejich šířce a vzdálenosti). Z toho důvodu je třeba věnovat pozornost zejména meznímu stavu použitelnosti, konkrétně meznímu stavu omezení trhlin.

V mezním stavu omezení trhlin musí být výztuž navržena tak, aby vypočtená šířka trhliny byla menší, než je limitní šířka trhliny vyplývajících z požadavků na vodonepropustnost konstrukce. Šířku trhlin je nutné posoudit na obálku vnitřních sil vyplývajících ze všech uvažovaných častých kombinací zatížení<sup>1</sup> a na účinky vynucených namáhání (nepřímá nebo nesilová zatížení). Vynucená namáhání jsou důsledkem vynucených nebo omezených přetvoření od objemových změn způsobené vlivem teploty, vlhkosti, smršťování a dotvarování betonu anebo také posunem konstrukce vlivem sedání, nadzvedávání nebo otáčení [13], [3].

Návrh výztuže vodonepropustné betonové konstrukce lze provést dvěma přístupy:

- konzervativním přístupem za použití zjednodušujících předpokladů a empirických vztahů nebo nomogramů;
- komplexní numerickou analýzou s ohledem na reálné okrajové podmínky popisující chování konstrukce v čase a prostoru.

<sup>1</sup>Častá kombinace zatížení se uvažuje pro zajištění vodonepropustnosti podle TP ČBS 04 [11]. Norma [12] předpokládá pouze požadavky na vzhled a trvanlivost při kterých lze uvažovat kvazi-stálou kombinaci zatížení.

Zatímco první přístup není tak časově a výpočetně náročný, při nedostatku znalostí může vést k významnému nadhodnocení nebo podhodnocení nutného množství výztuže. Druhým přístupem lze naopak prokázat menší potřebné množství výztuže k omezení šířky trhlin. Nicméně vyžaduje vyšší výpočetní náročnost a některé problémy chování betonu stále nejsou zcela přesně popsány [13]. Přístup k návrhu výztuže na mezní stav trhlin podle EC2 je uvedený v sekci A.1.

### Požadavky na technologii betonu

Specifikace a výroba betonu je předepsána dle momentálně platné ČSN EN 206+A1 [14]. Tato norma je doplněna ČSN P 73 2404 [15], která slouží k ověření a doplnění požadavků na typové betony. Doplnkovou normu lze použít pouze s ČSN EN 206+A1, respektive s ČSN EN 13670 [16], která se zabývá prováděním betonových konstrukcí. Normy ale nijak nepostihují beton pro vodonepropustné konstrukce. Nedefinují pojem vodonepropustnosti a neuvádí požadavky ani doporučení na složení betonu takových vlastností. Uvádí mezní hodnoty složení betonu pro splnění požadavků na trvanlivost, které jsou specifikovány tzv. stupněm vlivu prostředí (SVP). Beton se považuje za vyhovující pro daný SVP pokud není překročen maximální vodní součinitel  $w/c$  a je dodržena minimální pevnostní třída, minimální obsah cementu a případně minimální obsah vzduchu v čerstvém betonu při zkoušce dle ČSN EN 12350-7. Doplnková norma navíc přidává maximální průsak tlakovou vodou stanovený dle ČSN EN 12390-8. Omezení průsaku závisí na SVP a pohybuje se od 50 mm až po nejpřísnější požadavek 20 mm.

Některé požadavky na složení vodostavebního betonu jsou uvedeny v ČSN 73 1208 s ohledem na omezení vývoje hydratačního tepla a účinků objemových změn. Norma omezuje maximální obsah cementu, který nemá překročit  $450 \text{ kg m}^{-3}$  (nezávisle na druhu cementu). Dále omezuje obsah cementu u tenkostěnných konstrukcí (nejmenší rozměr konstrukce je menší než 0,6 m) na  $400 \text{ kg m}^{-3}$  a u masivních konstrukcí (tloušťka konstrukce je větší než 2 m) nemá překročit  $320 \text{ kg m}^{-3}$ . Současně se nemá pro masivní konstrukce používat cement portlandský a portlandský směsný třídy R. Hydratační teplo by nemělo překročit  $270 \text{ kJ kg}^{-1}$  za 7 dní, případně jsou nutná opatření ke zmírnění jeho účinků [8].

### Provádění a sanace poruch

Požadavky na provádění betonových konstrukcí předepisuje ČSN EN 13670 [16]. Norma se v kapitole 8 věnuje betonování, kde ukládá nutné postupy před začátkem betonáže, při ukládání a zhutňování betonu a při jeho následném ošetřování.

Beton v raném stáří se musí ošetřovat, aby se minimalizovalo plastické smrštění a zajistila dostatečná pevnost a trvanlivost povrchové vrstvy betonu. Ošetřování je přímo závislé na ochraně před nepříznivými vlivy počasí, zmrznutí nebo mechanickým poškozením.

Pro zdárné ošetření betonové konstrukce je vhodným konstrukci ponechat v bednění, překrýt povrch betonu parotěsnými plachtami, udržovat povrch betonu vlhký nebo na povrch nanést vhodný ošetřovací nástřik. Opatření lze provést odděleně nebo je lze kombinovat.

Jsou definovány čtyři třídy ošetřování, které stanovují minimální dobu ošetřování betonu. Doba ošetřování je funkcí vývoje vlastností betonu v povrchové vrstvě. Tento vývoj je definován v hodinách nebo procentem předepsané 28 denní charakteristické pevnosti



betonu. Pro třídu ošetřování 1 je doba ošetřování minimálně 12 hodin. Pro třídy ošetřování 3 až 4 se minimální doba ošetřování stanoví na základě vývoje pevnosti betonu a povrchové teploty betonu.

Norma taktéž ukládá přípustné teploty během zrání betonu. Teplota povrchu betonu nesmí klesnout pod 0 °C dokud pevnost betonu v tlaku povrchu nedosáhne minimálně 5 MPa. Teplota uvnitř betonového prvku nesmí přestoupit 70 °C. Norma avšak nedefinuje maximální teplotu čerstvého betonu. Tento požadavek lze nalézt např. v Technických kvalitativních podmínkách (TKP) zpracovaných Ministerstvem dopravy. Kapitola 18 Betonové konstrukce a mosty předepisuje maximální teplotu čerstvého betonu při ukládání 27 °C. Zároveň zpřísňuje požadavek maximální povolené teploty uvnitř betonového prvku na 65 °C [16], [17].

Opravami betonových konstrukcí se zabývá norma ČSN EN 1504. Část 5 [10] se zabývá injektáží betonu. Ta udává funkční vlastnosti injektážních výrobků pro beton a ukládá na ně řadu požadavků. Rozlišuje injektážní výrobky pro výplň trhlin schopnou přenášet namáhání, poddajnou výplň trhlin a bobtnavou výplň trhlin. Norma se však nezabývá postupem nebo návrhem řešení sanace trhlin.

## 2.4.2 Technická pravidla ČBS 02

Publikace „Technická pravidla ČBS 02: Bílé vany - vodotěsné betonové konstrukce“ (TP ČBS 02) [18] byla vydána Českou betonářskou společností ČSSI v roce 2006 (rok později bylo publikováno ještě druhé vydání s drobnými změnami). Jedná se o překlad rakouské směrnice (v původním znění „öbv-Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen“), vydané pracovní skupinou Rakouské společnosti pro beton a stavební technologie v roce 2002. Je důležité si uvědomit, že TP ČBS 02 je prostý překlad této rakouské směrnice a ustanovení v ní uvedené jsou vázány na, v tuto dobu již neplatné, rakouské technické normy. Ty byly nahrazeny evropskými normami (Eurokódy), které byly zapracovány do rakouského vydání v roce 2009 [19]. Tyto úpravy však do českého překladu zatím zapracovány nejsou. V následujícím textu bude pro odkazování na TP ČBS 02 použito slovo „směrnice“, jelikož vychází z dokumentu, který nese stejné označení.

Směrnice je založena na ucelené koncepci, která je tvořena těmito hlavními body:

- Vodotěsnost betonu je zajištěna jeho vhodným složením. Důraz je kladen hlavně na dobrou zpracovatelnost, hutnost a snížení napětí vzniklých od vynuceného namáhání vlivem teploty, smršťování, dotvarování anebo také sedání konstrukce.
- Pokud možno zabránění vzniku trhlin v konstrukci a kvalitním utěsnění všech pracovních a dilatačních spár.
- V případě vzniku trhlin, rozdělení a omezení jejich šířky na takovou mez, při které průsaky vody budou splňovat požadavky na vodotěsnost. Rozdělení a omezení šířky trhlin je dosaženo návrhem dostatečného množství výztuže.
- V případě vzniku trhlin s prosakující vodou, jsou tyto trhliny dodatečně utěsněny vhodnými sanačními postupy. Nutné zdůraznit, že sanace vzniklých poruch je součástí celé koncepce a tudíž se předpokládá, že poruchy budou v konstrukcích vznikat. Tato filozofie návrhu konstrukce rozumně snižuje náklady na její provedení. Vysoké nároky na omezení šířky trhlin jsou nahrazeny malým počtem relativně nenáročných sanací vzniklých poruch [3].

### Klasifikace a požadavky na konstrukce

Požadavky na konstrukce jsou stanoveny podle konstrukční třídy. Ta je zvolena podle třídy požadavků, odvíjející se od účelu využití vnitřního prostoru stavby, a třídy tlaku vody, která je určena na základě návrhového stavu spodní vody v podloží. Třidu požadavků musí stanovit investor ve spolupráci s projektantem a měli by brát v úvahu hospodárnost a technickou proveditelnost navrhované konstrukce.

Směrnice nabízí celkem pět tříd požadavků:

**Třída požadavků A<sub>s</sub>:** Nejnáročnější třída určená pro sklady s materiálem velmi citlivým na vlhkost, např. archiv. Nejsou povoleny žádná vizuálně vlhká místa ve formě tmavého zbarvení.

**Třída požadavků A<sub>1</sub>:** Jedná se hlavně o dopravní stavby s vysokými požadavky, místnosti pobytu osob, sklady nebo technické místnosti se zvláštními požadavky (např. elektroinstalace). Jsou povolena jednotlivá vlhká místa tmavého zbarvení. Po dotyku suchou rukou nejsou patrné stopy po vodě.

**Třída požadavků A<sub>2</sub>:** Jedná se o garáže, domovní technické místnosti (např. kotelny, kolektory) anebo dopravní stavby s nižšími nároky. Na povrchu jsou patrná jednotlivá vlhká lesklá místa. Po dotyku ruky jsou rozeznatelné stopy vody.

**Třída požadavků A<sub>3</sub>:** Méně náročné garáže a stavby s dodatečnými odvodňovacími opatřeními. Na povrchu se vyskytují jednotlivé kapky nebo proužky vody. Množství odtékající vody lze zachytit a změřit v nádobě.

**Třída požadavků A<sub>4</sub>:** Např. vnější skořepina dvouplášťových konstrukcí. Na povrchu se vyskytují mokvající místa, stopy vody jsou znatelné a množství lze odměřit v nádobě. Tato třída se však vymyká ustanovením této směrnice.

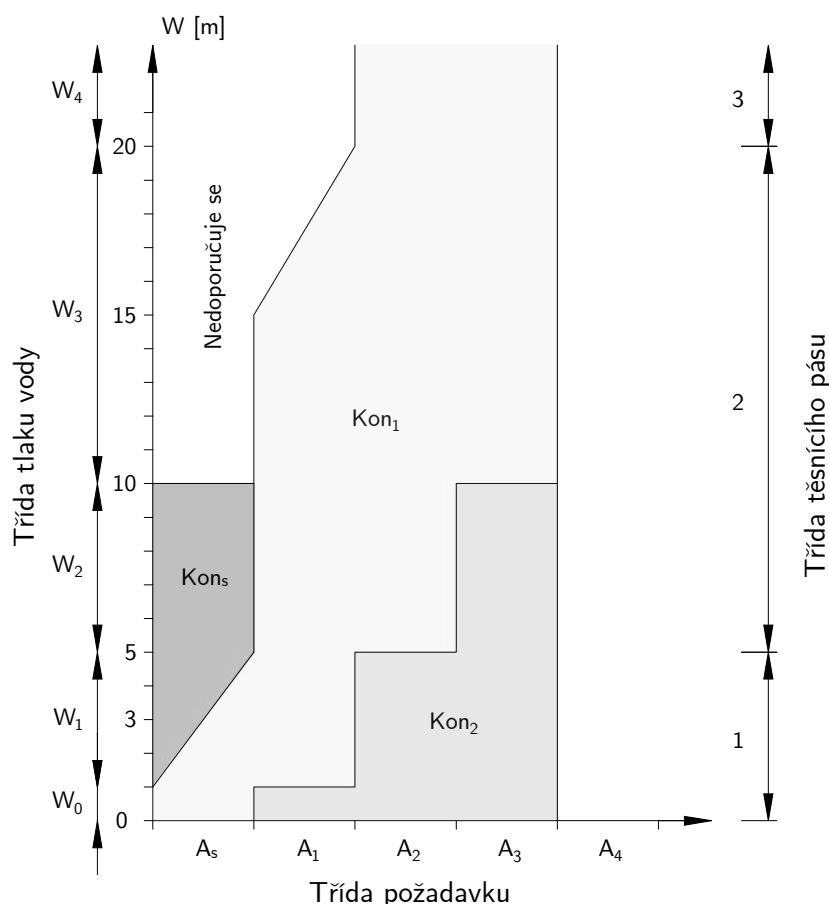
Třída tlaku vody je stanovena podle tlaku vody v úrovni spodní hrany posuzované konstrukce. Je zaveden předpoklad, že zemina je plně propustná a vodní tlak se uvažuje jako tlak hydrostatický. Hladina spodní vody je obvykle zjištěna hydrogeologickým průzkumem. Třídy tlaku vody jsou uvedeny v Tab. 2.4.

**Tabulka 2.4:** Třídy tlaku vody dle TP ČBS 02.

Třída tlaku vody	Popis
W <sub>0</sub>	Tlak vody 0,0 až 1,0 m
W <sub>1</sub>	Tlak vody > 1,0 až 5,0 m
W <sub>2</sub>	Tlak vody > 5,0 až 10,0 m
W <sub>3</sub>	Tlak vody > 10,0 až 20,0 m
W <sub>4</sub>	Tlak vody > 20,0 m

Třída konstrukce je následně odečtena z grafu na Obr. 2.2. Na vodorovnou osu se vynesou třídy požadavků a na svislou osu třída tlaku vody. Podle polohy průsečíku je stanovena třída konstrukce a třída těsnícího pásu.

Směrnice používá celkem tři konstrukční třídy. Pro každou třídu je určena minimální tloušťka stavebního dílu, minimální množství výztuže proti účinkům vynucených namáhání, maximální šířka trhlin, maximální vzdálenost dilatačních a pracovních spár. Navrhuje



**Obrázek 2.2:** Souvislost mezi třídou požadavků, tlakem vody, konstrukční třídou a třídou těsnících pásů [18].

také složení betonu případně další konstrukční požadavky. Nejdůležitější požadavky na jednotlivé konstrukční třídy jsou shrnuty v Tab. 2.5.

**Tabulka 2.5:** Konstrukční třídy pro železobetonové stavební konstrukce dle TP ČBS 02.

Konstrukční třída	Minimální tloušťka stavebního dílu	Výpočtová šířka trhlin	Vzdálenost pracovních a dilatačních spár
$Kon_s$	$\geq 0,45$ m $\geq 0,60$ m pro $W_2$	$\leq 0,15$ mm	p.s. $\leq 10$ m d.s. $\leq 15$ m
$Kon_1$	$\geq 0,35$ m $\geq 0,60$ m pro $W_4$	$\leq 0,20$ mm	p.s. $\leq 15$ m d.s. 15 až 30 m
$Kon_2$	$\geq 0,30$ m	$\leq 0,25$ mm	p.s. $\leq 15$ m d.s. 30 až 60 m

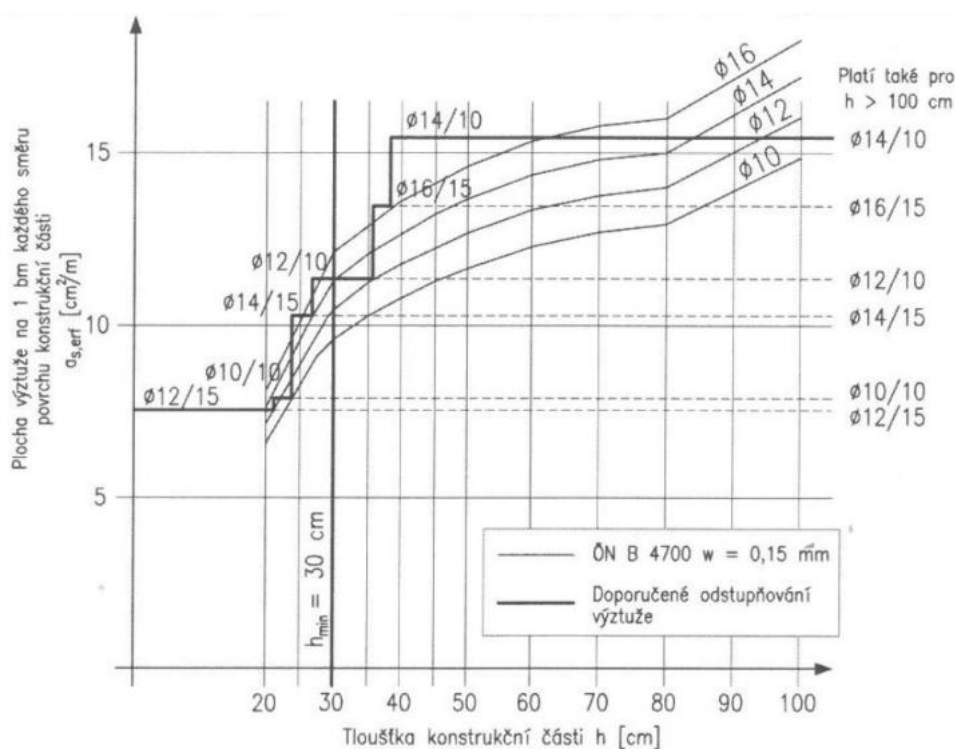
### Konstrukce a dimenzování

Vodonepropustnost konstrukce bílých van, koncipované v této směrnici, závisí na vodonepropustnosti samotné hmoty betonu a charakteru eventuálních trhlin. Návrh výztuže se určí prokázáním tří kritérií:

- prokázáním únosnosti na účinky vnějšího zatížení
- prokázáním použitelnosti - omezením šířky trhlin při převažujícím vlivu přímého zatížení
- prokázáním použitelnosti - omezením šířky trhlin při převažujícím vlivu vynucených namáhání

Při průkazu výše uvedených kritérií se směrnice odkazuje na postup návrhu podle aktuálně platných norem v daném státě. V případě České republiky se návrh provádí podle ČSN EN 1992-1-1 (viz metodika uvedená v sekci A.1). Při posuzování konstrukce v mezním stavu únosnosti je nutné brát v úvahu všechny vnitřní síly a vynucená namáhání od zatížení a jejich možné kombinace (popřípadě vzít v úvahu také snížení tuhosti průřezů v důsledku vytvořených trhlin). Výpočetní šířky trhlin doporučené směrnicí jsou pro jednotlivé konstrukční třídy uvedené v Tab. 2.5.

Konstrukce namáhané vodním tlakem je třeba k prokázání kritérií použitelnosti vyztužit alespoň minimální výztuží při obou površích konstrukce (minimální požadavek je pravoúhlá síť se vzdáleností prutů 150 mm). Kritický je návrh výztuže pro přenesení vynucených namáhání od vývoje hydratačního tepla betonu. Směrnice uvádí sadu nomogramů, které slouží pro návrh výztuže na účinky hydratačního tepla při uvažování šířky trhlin 0,15, 0,20 a 0,25 mm a krytí výztuže 5,0, 4,0 a 3,0 cm. Příklad jednoho nomogramu je uveden na Obr. 2.3.



**Obrázek 2.3:** Obrázek 4/5a Minimální výztuž na centrické vynucené namáhání (proti tvorbě časných trhlin). Šířka trhliny  $w_k=0,15$  mm (stanoveno pro krytí  $c=5,0$  cm) [3].

Posouzení vzniku trhlin od zatížení je nutné provést pro rozhodující kombinaci normálové síly a ohybu. V případě, že jsou vnitřní síly od zatížení větší než vnitřní síly na mezi vzniku trhlin, je třeba navrhnout výztuž k omezení šířky trhlin. Pokud v

tomto případě poměrná deformace od samotného vynuceného namáhání nepřekročí 0,8 ‰, pak není třeba brát vynucená namáhání při prokazování šířky trhlin od zatížení v úvahu. Jestliže by poměrné deformace od vynucených namáhání byly značné (větší než 0,8 ‰) je nutné stanovit vnitřní síly odpovídající vynuceným namáháním a zohlednit snížení tuhosti průřezů v důsledku vzniku trhlin. Následně se provede superpozice vnitřních sil od zatížení a od vynucených namáhání a posoudí se šířka trhlin. Jsou-li vnitřní síly od zatížení menší než mez vzniku trhlin, pak je postačující provést návrh výztuže pomocí nomogramů zmíněných výše.

Směrnice se zabývá i problematikou stavebních spár, u kterých je požadována stejná míra těsnosti jako u vlastního betonu. Jedná se o pracovní spáry vznikající v důsledku postupu provádění betonáže nebo o dilatační spáry, které se vytvoří v případě, kdy konstrukční část ze železobetonu překročí doporučenou délku. Přípustné vzdálenosti stavebních spár podle konstrukční třídy jsou uvedené v Tab. 2.5. Vodotěsnosti stavebních spár se docílí vložením těsnicího prvku. Ty mohou podle směrnice fungovat na následujících principech:

**Labyrintový princip:** Těsnící prvek ve formě těsnicího pásu prodlužuje cestu průniku vody častou změnou směru. Obvykle se jedná o pásy z PVC, PVC-P, PVC-NBR anebo jiných směsí polymerů, případně pásy z elastomerů. Těsnící pásy lze použít pro pracovní i dilatační spáry.

**Princip ukotvení:** Těsnící prvek ve formě kovového těsnicího pásu je řádně ukotven v betonu a využívá přilnavosti betonu k těsnicímu pásu. Lze použít pro pracovní spáry nebo dilatační spáry u dodatečně lepených prvků.

**Princip přitlačení:** Těsnící prvek ve formě bobtnavého pásu se v důsledku zvětšení svého objemu přitlačí k bokům spáry a vytváří těsnící vložku. Zvětšení objemu je způsobeno chemickou reakcí po styku pásu s pronikající vodou. Bobtnavost pásu musí být alespoň 200 %. Lze použít pouze pro pracovní spáry.

**Princip vyplnění:** Spára je dodatečně vyplněna pomocí injektážních hadiček a kanálků. Injektážní materiály jsou na bázi cementové pasty, epoxidové pryskyřice nebo vícesložkových polymerů. Důležité je řídit se pokyny výrobce injektážního materiálu. Lze použít pouze pro pracovní spáry.

Požadavky na těsnící prvky (minimální šířka a tloušťka) jsou stanoveny podle třídy těsnicího pásu v závislosti na třídě tlaku vody.

### Požadavky na technologii betonu

Pro omezení vzniku nepřípustných trhlin v betonu se mimo již zmíněná konstrukční opatření, klade důraz také na složení betonu, aby v něm vznikala co možná nejmenší napětí od vývoje hydratačního tepla a smršťování. Snížení napětí se docílí složením betonu s co nejmenším množstvím pojiva a vody, a nízkým vývojem hydratačního tepla při tvrdnutí betonu. Pro snížení hydratačního tepla se podle této směrnice mají používat cementy bez C<sub>3</sub>A nebo cementů směsných, anebo je část pojiva třeba nahradit hydraulicky působícími přísadami.

Velký vliv na vývin teploty během hydratace a maximální hodnotu této teploty má i teplota čerstvého betonu, teplota prostředí a geometrie konstrukce. Vývin teploty má pak dále vliv na vývoj pevnosti a konečnou pevnost betonu.

Směrnice udává optimální teplotu čerstvého betonu cca 15 °C. Při teplotě čerstvého betonu pod 10 °C se může výrazně zpomalit hydratace a vývoj pevnosti. Naopak při vyšších teplotách čerstvého betonu (nad 27 °C) hrozí ztráta zpracovatelnosti a vznik trhlin. Nebezpečí vzniku trhlin se zvyšuje už od teploty čerstvého betonu nad 22 °C.

Důležitou vlastností čerstvého betonu je také zpracovatelnost. Změna zpracovatelnosti betonu se ověřuje pomocí zkoušky konzistence, konkrétně metodou rozlití. Konzistenci betonu je třeba přizpůsobit daným podmínkám jeho ukládání a měla by být předepsána projektantem. Není-li konzistence betonu předepsána, platí konzistence F3 (rozlití 420 - 480 mm) podle ČSN EN 12350-5. U vyšších hodnot rozlití je třeba zajistit, aby nedocházelo k segregaci betonu. V případě betonů s nízkým obsahem jemných částic se může vhodné zpracovatelnosti dosáhnout použitím provzdušněného betonu s obsahem vzduchu 2,5 - 5,0 %. Obecně je ale vhodné použít plastifikační přísady.

Podle směrnice je třeba vyrábět beton jako „normalizovaný beton 1“ BS1 (A-E) respektive jako „normalizovaný beton 2“ BS2 (A,C), a to podle stanovené konstrukční třídy. Požadavky na normalizované betony jsou kladeny hlavně na složení betonu (typ a obsah cementu, celkový obsah vody), teplotu čerstvého betonu, maximální přípustnou teplotu betonového dílu nebo také na tloušťku betonového dílu. Hlavní rozdíly mezi normalizovanými betony BS1 a BS2 jsou shrnuty v Tab. 2.6.

**Tabulka 2.6:** Hlavní rozdíly v požadavcích na normalizované betony BS1 a BS2 [18].

Normalizovaný beton	BS1 (A-E)	BS2 (A,C)
Tloušťka betonového dílu	většina $\leq 1,2$ m	podle potřeby
Cement bez C <sub>3</sub> A	předepsáno	doporučeno
Celkový obsah vody	$\leq 170 \text{ l m}^{-3}$	$\leq 190 \text{ l m}^{-3}$
Teplota čerstvého betonu	$\leq 22$ °C	$\leq 27$ °C
Max. přípustná teplota betonového dílu	45 °C	60 °C

Zde se při aplikaci v podmínkách České republiky dostává směrnice do problémů. Nejzásadnější překážkou je fakt, že se cementy bez C<sub>3</sub>A v ČR nevyrábějí. Další kolize nastává s normou ČSN EN 206+A1 (případně ČSN P 73 2404), která předepisuje jiné (minimální) množství cementu. Předpisy se rozcházejí i v povoleném maximálním průsaku tlakovou vodou (směrnice omezuje průsak na max. 50 mm) a maximálním vodním součiniteli, v obou těchto případech je směrnice benevolentnější. Důvodem je, že směrnice navrhuje beton primárně na účinky vynucených namáhání (vývoj hydratačního tepla a smrštění), zatímco české normy předepisují beton k dosažení mechanických parametrů, kterých se účinněji dosahuje rychlejšími typy cementu.

### Provádění a sanace poruch

Směrnice se věnuje i problematice provádění bílých van. Před betonáží je třeba připravit podklad odpovídajícím způsobem. Beton by měl být ukládán jen na očištěný podklad bez nečistot, odpadu, vody nebo sněhu. Při betonáži základové desky velkých rozměrů, kdy je znemožněno volnému zkrácení v důsledku tření o podklad a následnému vzniku vynucených namáhání od vývoje hydratačního tepla a smrštění, by měly být aplikovány kluzné (separační) vrstvy k zmenšení těchto namáhání. Stejná opatření by měla být

provedena i u dvouplášťových konstrukcí stěn mezi vnitřním pláštěm a stěnou stavební jámy.

Konstrukce by měla být po vybetonování chráněna minimálně 3 dny před náhlým ochlazením a minimálně 7 dní před silným vysušením. Toho je nejlépe dosaženo ponecháním konstrukce v bednění po co nejdelší dobu. Minimální lhůta pro odbednění konstrukcí ve venkovním prostředí je však 36 hodin. Při teplotách vzduchu pod 0 °C je lhůta prodloužena na 72 hodin. Jedním z kritérií provedených opatření je prokázat, že teplota betonu bude min. 5 °C až do dosažení minimální pevnosti v tlaku 5 MPa. Po betonáži stropní nebo základové desky by měl být na její povrch nanesen vhodný, světlý ošetřovací nástřík proti rychlému odparu. Odbedněné betonové plochy je třeba opatřit zakrytím ze světlého materiálu (např. stavební ochranná rohož) minimálně po dobu 7 dnů.

Jeden z bodů koncepce směrnice je i předpoklad, že v konstrukci mohou a pravděpodobně budou vznikat poruchy (průsak trhlinami nebo stavebními spárami, vlhká místa). V takovém případě je nutné poruchy sanovat. Pokud prosakující množství vody není velké, a v případě trhlin se jejich velikost zvětšuje jen nepatrně, pak je vhodné nejprve počkat, zda nedojde k samovolnému utěsnění prosakujícího místa. V případě, že je sanace poruchy nezbytná, dojde k uzavření prosakujícího místa pomocí tlakové injektáže. K tlakovému utěsnění se používají speciální materiály, např. epoxidové pryskyřice nebo polyuretany. Plošné průsaky, tzv. „hnízda“, lze sanovat také reprofilační maltou nebo zaplnění stříkaným betonem.

### 2.4.3 Technická pravidla ČBS 04

Druhým, hodnotným příspěvkem do navrhování vodonepropustných konstrukcí je první vydání publikace „Komentář k Technickým pravidlům ČBS 04: Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce“ (TP ČBS 04) [11] vydanou v roce 2015 Českou betonářskou společností ČSSI. Jedná se o překlad Německé směrnice „DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)“ z roku 2003 doplněné Komentářem, který je překladem dokumentu „DAfStb-Heft: Heft 555“ z roku 2006. V lednu roku 2018 bylo skupinou DAfStb publikováno druhé vydání této Německé směrnice rozšířené o nové poznatky v oblasti vodonepropustných betonových konstrukcí. Český překlad se teprve připravuje [11], [20].

Hned v úvodu je nutno zdůraznit, že TP ČBS 04 nenahrazuje a ani nenavazuje na předchozí dokument TP ČBS 02, který je překladem Rakouské směrnice [18]. Jedná se o dva nezávislé dokumenty s jinou metodikou návrhu vycházející do jisté míry z odlišných předpokladů. Není doporučeno jejich ustanovení mezi sebou porovnávat nebo je kombinovat. V dalším textu bude na TP ČBS 02 odkazováno jako na „Rakouskou směrnici“, zatímco na TP ČBS 04 bude odkazováno jako na „Německou směrnici“.

Dokumenty se shodují, že nejefektivnější návrh konstrukce bílých van je kompromis mezi dokonalým technickým řešením a jeho ekonomickou variantou. Jinými slovy se předpokládá, že v konstrukci mohou vznikat poruchy, které bude potřeba sanovat. Současně je známo, že nižší počáteční náklady a náklady na případné sanace v součtu dávají nejnižší možné náklady na spolehlivě fungující vodonepropustnou konstrukci.

Německá směrnice [11] přistupuje k návrhu konstrukce komplexně a definuje řadu oblastí, které ovlivňují vodonepropustnost betonové konstrukce. Při vysvětlování jednotlivých

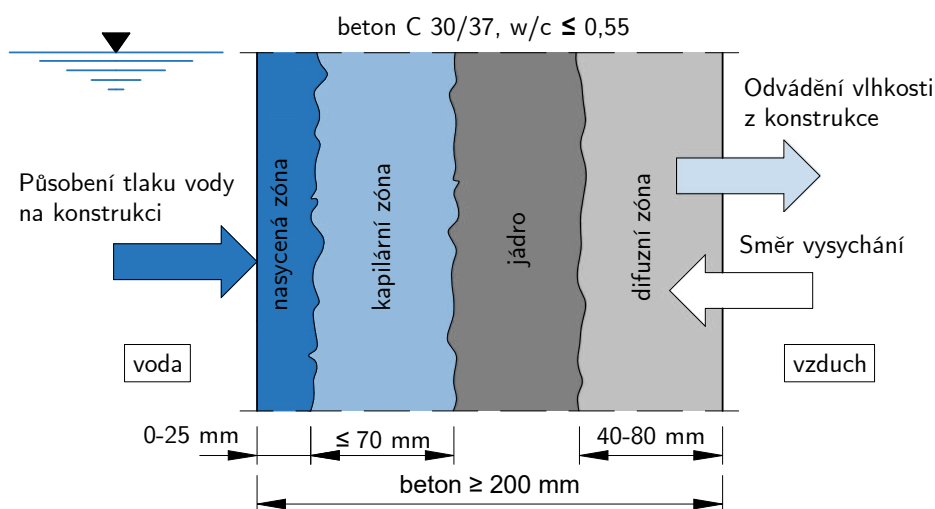
oblastí vodonepropustnosti se věnuje více metodice návrhu než konkrétním příkladům řešení. Například definuje požadavky na výsledné složení betonové směsi, na rozdíl od Rakouské směrnice, která definují její složení. Také nepovažuje vyztužení konstrukce jako hlavní parametr dosažení vodonepropustnosti. V první řadě je nutné se věnovat oblastem složení betonu, konstrukčnímu řešení (např. tvaru základové desky, návrhu dilatačních celků a jejich utěsnění) a technologii výstavby (dělení na betonážní úseky). Až když jsou všechny tyto oblasti účelně navrženy, přistoupí se k vyztužení konstrukce. Velký důraz je kladen na úzkou spolupráci investora, projektanta, zhotovitele a dodavatele betonové směsi při projednávání podmínek, navrhování a realizování výsledné vodonepropustné konstrukce.

Uplatnění nalézá při realizaci betonových konstrukcí pozemních a hospodářských staveb částečně nebo zcela uložených v zemině, u kterých plní beton nosnou a těsnící funkci bez dalších izolačních opatření. Může se jednat také o nádrže a zásobníky, střechy a stropní konstrukce, opěrné stěny nebo podzemní inženýrské stavby. Nevztahuje se na mostní a tunelové stavby [11].

Německá směrnice je založena na tvrzení, že nedochází k prostupu vody napříč průřezem konstrukce (neporušeným trhlinami) za předpokladu dodržení doporučené minimální tloušťky konstrukce a dostatečné kvality betonu. Pokud je betonový prvek vystaven tlaku vody z jedné strany a jsou splněny výše uvedené podmínky, pak lze aplikovat Pracovní model (viz Obr. 2.4). Ten rozlišuje čtyři zóny po průřezu konstrukce. Rozměry jednotlivých zón platí pro pevnost betonu C 30/37, vodní součinitel  $w/c \leq 0,55$  a zatížení hydrostatickým tlakem o výšce vodního sloupce 50 m (0,5 MPa).

Na návodní straně vniká voda do betonu permeací (prouděním) podmíněné hydrostatickým tlakem a vzniká tak zóna plně nasycena vodou. Hloubka této zóny závisí na výšce vodního sloupce, kvalitě betonu a na podílu vlhkosti v betonu.

Z nasycené zóny proniká voda dále kapilárním působením. Hloubka kapilární zóny dosáhne svého maxima přibližně do jednoho měsíce. Následně začne probíhat proces samoutěsnění, který je vyvolán interakcí nehydratovaných cementových zrn s pronikající vodou. Hloubka kapilární zóny se tak s časem zmenšuje. Působení gravitace nemá na hloubku kapilární



**Obrázek 2.4:** Pracovní model podmínek vlhkosti v průřezu betonového prvku jednostranně vystaveného tlakové vodě [21].



zóny vliv, tudíž průsak bude stejný jak v případě vodorovné, tak i svislé konstrukce.

Na kapilární zónu navazuje jádro, které je v případě dostačující tloušťky konstrukce v rovnovážném stavu z hlediska přenosu vlhkosti a neprostupuje jím žádná voda.

Na jádro navazuje u vnitřního (vzdušného) líce konstrukce difuzní zóna. V té dochází k difuzi (prostupu) vodních par strukturou pórů betonu do okolního ovzduší. Rychlost difuze závisí na kvalitě betonu (velikosti a počtu pórů) a parciálním tlakovém spádu, který je dán relativní vzdušnou vlhkostí a teplotou.

### Klasifikace a požadavky

Vodonepropustnosti stavebního objektu se docílí splněním požadavků na omezení průsaku vody betonem, stavebními spárami (pracovními a řízenými), zabudovanými prvky a trhlinami.

Průsak vody betonem se eliminuje použitím Pracovního modelu splňující požadavky na beton a minimální tloušťku konstrukce. Průsak vody stavebními spárami s utěsněním je vyloučen. Pro průsak vody trhlinami se rozlišují následující dva typy trhlin:

- ohybová trhlina, která neprochází celou tloušťkou konstrukce a rozděluje její průřez na taženou (porušenou) a tlačnou (neporušenou) část,
- průběžná trhlina, která prochází přes celou tloušťku konstrukce.

Přičemž průsak vody ohybovými trhlinami je zásadně vyloučen a průsak vody průběžnými trhlinami je podmíněn omezením šířky trhlin. Totéž je aplikováno na očekávané průběžné trhliny v pracovních a řízených spárách bez utěsnění.

Způsob působení vlhkosti nebo vody se zohledňuje třídou namáhání, která se stanovuje s ohledem na vlastnosti podloží a návrhovou hladinu spodní vody. Rozlišují dvě základní třídy namáhání:

**Třída namáhání 1:** Aplikuje se u konstrukcí v trvalém kontaktu s kapalnou vodou. Rozlišuje se voda tlaková (podzemní voda, záplava, dočasně vzdušná prosakující voda) nebo netlaková (u vodorovných a spádových ploch se zanedbatelných hydrostatickým tlakem).

**Třída namáhání 2:** Jedná se o konstrukce v kontaktu s vlhkostí nebo nevzdušnou prosakující vodou (pouze u silně propustných zemin).

Funkce stavebního objektu a požadavky na jeho užívání jsou definované třídou užívání. Německá směrnice definuje dvě následující třídy užívání:

**Třída užívání A:** U stavebního objektu klasifikovaných třídou užívání A není transport vlhkosti v kapalně formě přípustný. Nejsou povolena žádná vlhká místa a ani dočasně zavodněné trhliny a spáry. Předepsáním třídy užívání A lze zamezit průsaku kapalně vody, ale nelze zamezit difuzi vodních par. V prvních letech užívání objektu je nutné počítat s příspěvkem vlhkosti do vnitřního prostředí vlivem vysychání betonu. Pokud není prostor dostatečně odvětrán anebo není zajištěna dostatečná povrchová teplota konstrukcí tepelnou izolací, může dojít ke kondenzaci vody případně tvorbě plísní na povrchu konstrukce. Třída užívání A se využije při návrhu bytových objektů nebo skladů s vysokými užitnými požadavky.

**Třída užívání B:** Třída užívání B reprezentuje „klasický“ případ konstrukce bílé vany. V oblastech průběžných trhlin jsou povoleny vlhké skvrny, vlhká kresba trhlin a dočasně zavodněné trhliny (do aktivace samotěsnící schopnosti betonu). Není však povoleno dlouhodobé hromadění vody na vnitřní líci konstrukce. Požadavky na třídu užívání B se uplatní hlavně u objektů, do kterých se voda dostává jinými cestami, např. podzemní hromadné garáže. Jedná se také o instalační a zásobovací šachty, kolektory nebo sklady s nižšími užitnými požadavky. Doporučuje se umožnit trvalý přístup ke konstrukcím pro případnou detekci a sanaci závad.

Požadavky lze specifikovat i zvláštní smluvní třídou, která poskytuje větší volnost při návrhu. Měla by se však uplatnit pouze za předpokladu, že všichni účastníci projektu jsou s realizací vodonepropustných betonových konstrukcí dobře obeznámeni a definují jednoznačné a detailní požadavky na užívání objektu do smlouvy o dílo.

Podle uvažované třídy užívání se musí posoudit výška tlačené oblasti u ohybových trhlin (případně jejich šířka) a vznik a šířka průběžných trhlin. Prezentace těchto požadavků je v dokumentu lehce neuspořádaná. V Tab. 2.8 je uveden souhrn všech požadavků podle uvažované třídy užívání a stanovené třídy namáhání.

V závislosti na uvažované třídě užívání se v případě ohybových trhlin musí dodržet požadavek na minimální výšku tlačené oblasti následující podmínkou:

$$x \geq 30 \text{ mm a } \geq 1,5 \cdot D_{\max}$$

kde  $D_{\max}$  je maximální průměr kameniva. Alternativně může být požadavek minimální výšky tlačené oblasti nahrazen maximální šířkou ohybových trhlin (hodnoty viz Tab. 2.7).

V závislosti na uvažované třídě užívání jsou kladeny omezení na vznik a šířku průběžných trhlin. Požadavky lze splnit respektováním následujících návrhových principů:

**Návrhový princip a):** Průběžné trhliny jsou plně vyloučeny. Toho je docíleno pomocí následujících opatření:

- konstrukční - uspořádání konstrukce, dělení na dilatační celky, rozmístění řízených spár s těsněním, kluzná uložení, vyztužení anebo předpětí;
- technologická - složení betonu, volba těsnících prvků;
- prováděcí - postup betonáže, ošetřování betonu.

Je nutné si uvědomit, že zajištění splnění všech podmínek této varianty vyžaduje velké úsilí a koordinaci všech zúčastněných stran. Směrnice dále tento náročný postup nerozebírá a pouze odkazuje na rozsáhlý seznam literatury.

**Návrhový princip b):** Průběžné trhliny jsou přípustné, ale jejich šířka je omezena návrhem výztuže s využitím samotěsnící schopnosti betonu. Dovolená šířka trhlin se určí v závislosti na tlakovém spádu (viz Tab. 2.7). Tlakový spád se určí jako podíl výšky vodního sloupce ( $h_v$ ) a tloušťky konstrukce ( $h_b$ ). Hodnoty uvedené v tabulce jsou podloženy řadou experimentů zabývajících samotěsnící schopností trhlin. Při omezení šířky trhlin na dovolenou hodnotu lze očekávat, že se průsak značně redukuje. Princip omezení šířky lze aplikovat pouze u trhlin s malou časovou změnou šířky ( $\Delta w \leq 0,1w$ ). Stejně jako pro Návrhový princip a) se i zde uplatní opatření k zamezení vzniku trhlin, pouze v menším rozsahu a za nižší počáteční náklady. Při posuzování je nutné vzít v úvahu všechny návrhové

stavy vyvolávající trhliny ( fáze tuhnutí betonu, stavební stavy a provozní podmínky) a stanovit pro ně realistickou efektivní tahovou pevnost betonu.

**Návrhový princip c):** Průběžné trhliny jsou přípustné a stačí splnit pouze minimální normové požadavky na omezení šířky trhlin. V České republice platí doporučené hodnoty dle ČSN EN 1992-1-1 (viz Tab. 2.2), respektive dle ČSN EN 1992-3 (viz Tab. 2.3). Současně se předpokládá, že všechny průběžné trhliny, které nebudou splňovat užité požadavky (jejich šířka bude větší než hodnoty dle Tab. 2.7), se dodatečně utěsní. Tento princip podstatně snižuje nároky na vyztužení, ale přibudou náklady za sanace poruchu. Získaná úspora za vyztužení je však vyšší než náklady na dodatečné těsnění nepřipustných trhlin. Opatření pro dodatečné utěsnění musí být předem definována v projektu pro všechny návrhové principy.

**Tabulka 2.7:** Návrhové šířky trhlin v závislosti na tlakovém spádu, při využití samotěsnící schopnosti betonu dle TP ČBS 04.

Tlakový spád $h_v/h_b$	Dovolená šířka trhliny $w$ (mm)
$\leq 10$	0,20
$> 10$ až $\leq 15$	0,15
$> 15$ až $\leq 25$	0,10

**Tabulka 2.8:** Souhrn požadavků na vznik a šířku trhlin v závislosti na třídě užívání a třídě namáhání dle TP ČBS 04.

Třída namáhání	Typ trhliny	Třída užívání A	Třída užívání B
1	Ohybová	Musí být splněna podmínka minimální výšky tlačené oblasti; nebo omezení šířky trhlin viz Návrhový princip b).	Podmínka minimální výšky tlačené oblasti se neaplikuje. Omezení šířky trhlin viz Návrhový princip c).
	Průběžná	Aplikuje se Návrhový princip a); nebo Návrhový princip b) v kombinaci s nuceným větráním a dalšími stavebně-fyzikálními opatřeními.	Aplikuje se Návrhový princip b).
2	Ohybová	Omezení šířky trhlin viz Návrhový princip c).	Omezení šířky trhlin viz Návrhový princip c).
	Průběžná	Minimální požadavek je výpočetní šířka trhliny $w \leq 0,20$ mm u stěn a $w \leq 0,30$ mm u základových desek.	Minimální požadavek je výpočetní šířka trhliny $w \leq 0,20$ mm u stěn a $w \leq 0,30$ mm u základových desek.

## Konstrukce a dimenzování

Návrh konstrukce musí umožňovat jednoznačný a jednoduchý přenos zatížení do základové spáry. Tzn. vyvarovat se např. komplikovaným tvarům základové desky. Namísto kombinace jednotlivých základových patek a tenké desky je vhodné zvolit masivnější průběžnou základovou desku.

Německá směrnice uvádí doporučené minimální tloušťky konstrukcí v závislosti na třídě namáhání a způsobu provádění konstrukce (viz Tab. 2.9). Tloušťky jsou voleny s ohledem na požadované krytí, potřebné vrstvy výztuže, těsnění spár, zabudované prvky a kvalitní provedení. Hodnoty jsou stanoveny na základě pracovního modelu s vodním součinitelem  $v/c \leq 0,55$ . Pokud je zaručena nižší hodnota vodního součinitele (minimálně o 15 %) při respektování požadavků na kvalitní uložení betonu, pak je možné tloušťku konstrukce snížit. V opačném smyslu, pokud se tloušťka konstrukce navýší alespoň o 15 %, pak lze použít beton s hodnotou vodního součinitele  $v/c \leq 0,60$ .

**Tabulka 2.9:** Doporučené minimální tloušťky konstrukcí (údaje v mm) dle TP ČBS 04.

Konstrukční část	Třída namáhání	Způsob provádění		
		Monolit	Filigránové stěny	Prefabrikáty
Stěny	1	240	240	200
	2	200	240	100
Základové desky	1	250	×	200
	2	150		100

Pro monolitické a filigránové stěny s třídou namáhání 1 je navíc nutné dodržet následující podmínku zaručující odbornou montáž vnitřních těsnění spár:

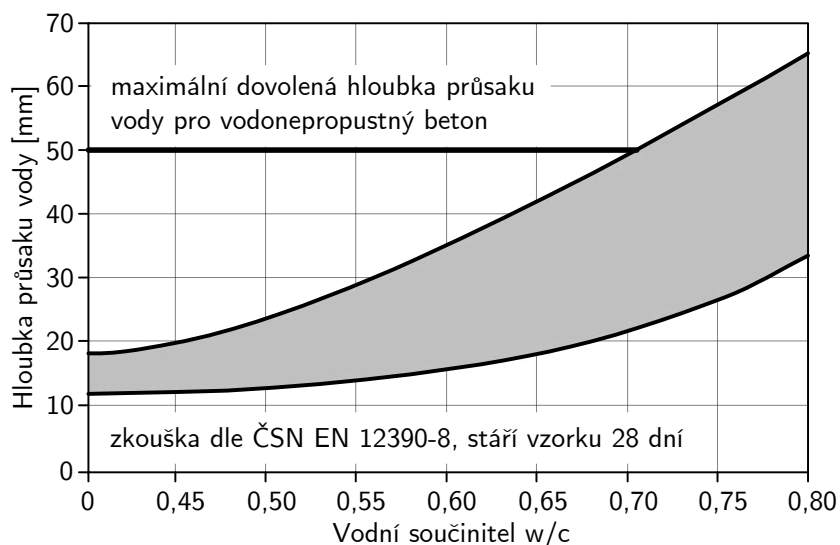
- při maximální velikosti kameniva  $D_{\max}=8$  mm,  $b_{w,i} \geq 120$  mm;
- při maximální velikosti kameniva  $D_{\max}=16$  mm,  $b_{w,i} \geq 140$  mm;
- při maximální velikosti kameniva  $D_{\max}=32$  mm,  $b_{w,i} \geq 180$  mm,

kde  $b_{w,i}$  je světlá vzdálenost výztužných vložek v příčném směru (monolitické stěny) nebo světlá vzdálenost vnitřních ploch prefabrikátů (filigránové stěny).

Na rozdíl od Rakouské směrnice, nepředepisuje nutné minimální množství výztuže k zachycení vynucených namáhání. Místo toho předkládá užitečné nástroje a doporučení k přesnějšímu vystižení všech účinků ovlivňující napjatost konstrukce. Věnuje se např. podmínkám uložení konstrukce základových desek nebo průběhu hydratace s návazností na vývoj mechanických parametrů betonu.

## Požadavky na technologii betonu

Složení betonu musí v první řadě vyhovět požadavkům, které jsou dány stupněm vlivu prostředí. Zároveň se klade velký důraz na omezení průsaku vodou (hloubka vodou nasycené zóny). Ten dává do závislosti s vodním součinitelem ( $w/c$ ), neboť vodonepropustnost betonu je dána hutností, respektive pórovitostí, jeho struktury a hutnost betonu roste s klesající hodnotou vodního součinitele. Závislost mezi hloubkou průsaku a vodním



**Obrázek 2.5:** Závislost maximální hloubky vodou nasycené zóny na vodním součiniteli betonu [11].

součinitelem betonu je znázorněna na Obr. 2.5. Šedá oblast znázorňuje možný rozptyl měření průsaku.

Maximální povolená hloubka průsaku vodou pro vodonepropustný beton je 50 mm. Pokud bude hodnota  $v/c \leq 0,60$ , lze očekávat, že maximální povolená hloubka průsaku nebude překročena. Ověření hloubky průsaku není při dodržení požadavků na složení betonu nutné.

Pro zajištění dobré zpracovatelnosti se doporučuje konzistence F3 (rozlití 420 - 450 mm) nebo řidší. Při složení betonu by se měl vzít zřetel také na čerpatelnost, rychlost betonáže a zhutnitelnost. Nesmí docházet k segregaci betonu.

Maximální zrno kameniva musí být zvoleno tak, aby došlo k vyplnění všech dutin konstrukce s hustě uspořádanou výztuží. Při využití minimálních tloušťek je pro konstrukce stěn doporučeno maximální zrno kameniva  $D_{\max}=16$  mm. V případě ukládání betonu z volné výšky větší než 1 m se musí použít napojovací směs ( $D_{\max}=8$  mm) aby nedošlo k segregaci betonu v patě stěny.

Při návrhu betonové směsi je nutné zohlednit parametry ovlivňující vznik vynucených namáhání. Zejména se jedná o teplotu čerstvého betonu, uvolňování hydratačního tepla při tuhnutí betonu, smršťování a ošetřování betonu. Přihlédnout by se mělo i k okolnostem na stavbě (klimatické podmínky, geometrie konstrukce, postup betonáže).

Vývoj hydratačního tepla, a s ním související teplotní spád (rozdíl teplot mezi jádrem a povrchem konstrukce) způsobený vlivem ochlazování, lze značně ovlivnit volbou vhodného cementu. Preferují se cementy s nižším obsahem portlandského slínku doplněné o příměsi jako granulovaná vysokopecní struska, popílek nebo jemně mletý vápenec. Obecně se jedná o cementy CEM III/B. Je nutné si však uvědomit, že nižší vývin hydratačního tepla je spojen s pomalejším nárůstem pevnosti a s tím související delší lhůty odbednění. Při posuzování účinků vynucených namáhání je třeba zohlednit aktuální tahovou pevnost betonu.

Při přesnějších výpočtech lze stanovit časový vývoj hydratačního tepla betonu z

izotermických zkoušek cementu nebo adiabatických zkoušek betonu. Pro zjednodušené výpočty jsou na základě zkušeností uvedené odhady očekávaných průměrných teplotních spádů pro letní a zimní období (viz shrnutí v Tab. 2.10). Uvedené teplotní spády ale předpokládají stejnou počáteční a koncovou teplotu okolního prostředí, což v praxi převážně za zimních podmínek není vždy pravda.

**Tabulka 2.10:** Odhad průměrných teplotních spádů vlivem hydratačního tepla.

Roční období	Teplota okolí a čerstvého betonu	Tloušťka konstrukce	Teplotní spád (CEM III/B)	Teplotní spád (CEM I)
Letní	20 °C	300 až 500 mm	10 až 15 K	20 až 25 K
Zimní	10 °C		5 až 10 K	15 až 20 K

Při posuzování účinků smrštění betonu je třeba rozeznat dvě složky. Autogenní smrštění, které je závislé na složení betonu (typ cementu, pevnostní třída) a má rovnoměrné rozložení po tloušťce průřezu s rychlým časovým průběhem. Většina autogenního smrštění proběhne ve fázi tuhnutí a tvrdnutí betonu v prvních 28 dnech. Významnosti nabývá u vyšších pevnostních tříd (C 35/40 a více). A smrštění vlivem vysychání, které závisí na složení betonu, geometrii průřezu a vlhkosti okolního prostředí. Smrštění vysycháním je významné u tenkostěnných prvků (tloušťka < 150 mm) vystaveným nízké relativní vlhkosti (méně než 50 %). Naopak u masivních prvků (tloušťka > 800 mm), které jsou jednostranně vystaveny účinkům vody (viz Pracovní model) je smrštění vysycháním zanedbatelné.

### Provádění a sanace poruch

V posledních kapitolách se Německá směrnice věnuje aplikačním pravidlům těsnění pracovních spár, provádění a sanaci poruch.

Mezi použitelné těsnění pracovních spár uvádí vnější pásová těsnění, těsnící plechy s povrstvením a bez povrstvením, těsnící trubky, injektáž, kompresní těsnění, bobtnající pásy a další. Současně k jednotlivým systémům uvádí řadu příkladů pro různé aplikace, např. pracovní spáry deska-stěna, deska-deska nebo stěna-stěna, řízené spáry a dilatační spáry.

V případě provádění a ošetřování monolitického betonu se pouze odkazuje na příslušné německé normy. Větší pozornost věnuje technologii výstavby s použitím prefabrikátů filigránových stěn, které jsou po zabudování do konstrukce zmonolitněny. Tato technologie však v České republice není tak rozšířená a využívají se především plně monolitické konstrukce.

Pokud nesplňuje beton, stavební spáry, zabudované prvky a popř. trhliny požadavky stanové třídou užívání, je nutné provést dodatečné těsnící opatření. Dodatečné těsnění na návodní straně konstrukce se provádí podle aplikačních pravidel těsnění pracovních spár. Při třídě namáhání 2 je rovněž možné přistoupit k utěsnění od vnitřního líce konstrukce. V takovém případě musí k těsnícím opatření existovat průkaz použitelnosti. K dodatečnému těsnění injektáží je odkázáno na příslušnou směrnici [11].

## 3 Problematika vodonepropustnosti

V praxi se pojem „vodonepropustnost“ často chybně zaměňuje za „vodotěsnost“. U vodotěsné betonové konstrukce by se však předpokládalo, že v ní neprobíhá k přenosu plyných látek žádným z běžných fyzikálních jevů (difúze, permeace, osmóza, kapilární vztlak). To však není možné bez zvláštních izolačních opatření, neboť beton je heterogenním materiálem s pórovitou strukturou a k transportu plynů uvnitř jeho struktury bude docházet vždy [11].

Jak vyplývá z dokumentů věnující se návrhu a posouzení vodonepropustných betonových konstrukcí, vodonepropustnost betonového prvku závisí na propustnosti samotné hmoty betonu a na vzniku a šířce eventuálních trhlin. Propustnost je zapříčiněna pórovitou strukturou cementové matrice, která umožňuje pronikání plyných a kapalných látek do její struktury. Vznik trhlin je zapříčiněn působícím zatížením (primárně nesilovými účinky), které překročí tahovou pevnost betonu. Následující sekce budou věnovány vlastnostem betonu, které ovlivňují jeho propustnost a vznik trhlin.

### 3.1 Propustnost betonu

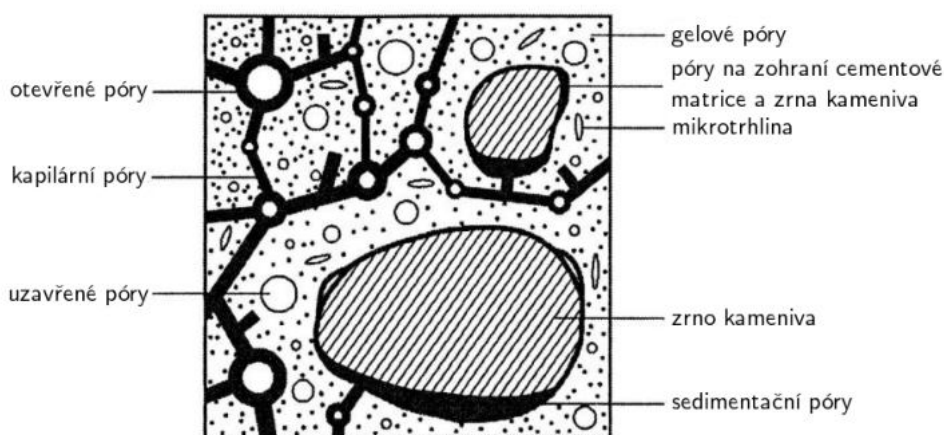
Propustnost neboli permeabilita může být chápána jako převrácená hodnota vodonepropustnosti, která se skládá z několika vlastností. Pronikání vody ovlivňuje nasákavost (schopnost nasytit otevřené póry cementové matrice vodou v důsledku působení hydrostatického tlaku a kapilárních sil) a vzlínavost (umožňující vodě vystoupit v průchozích kapilárách nad hladinu působící vody). Pronikání plynů ovlivňuje hygroskopičnost (schopnost adsorbovat na vnitřním povrchu v pórech vodní páry z ovzduší), provzdušnost (pronikání vzduchu průchodnými póry) a difúze (pronikání vodní páry strukturou pórů v závislosti na rozdílu partiálních tlaků). Všechny tyto vlastnosti jsou přímo závislé na pórovitosti cementové matrice neboli betonu. Z hlediska požadavků na vodonepropustnost se klade důraz hlavně na pronikání kapalné vody [22].

Propustnost má přímý dopad na trvanlivost betonu, neboť může umožnit průnik agresivních látek (např. voda obsahující oxid uhličitý, různé druhy kyselin nebo síranové ionty) a vést tak k rychlé chemické korozi. Současně je beton ohrožen při působení mrazu, kdy se v kapilárách přetváří voda na led, ten zvětšuje svůj objem a vzniká tak krystalický tlak, který způsobí tahové namáhání cementové matrice a její následné porušení [22], [23].

#### 3.1.1 Pórovitá struktura betonu

Pórovitá struktura betonu je extrémně komplexní a obsahuje mnoho typů pórů různých velikostí a tvarů. Různé typy pórů, které jsou přítomny v betonu lze vidět na Obr. 3.1.

Hydratovaná cementová matrice vzniká při chemické reakci cementu s vodou. Výsledný produkt obsahuje C-S-H gel, který je hlavní složkou cementové matrice a je nositelem



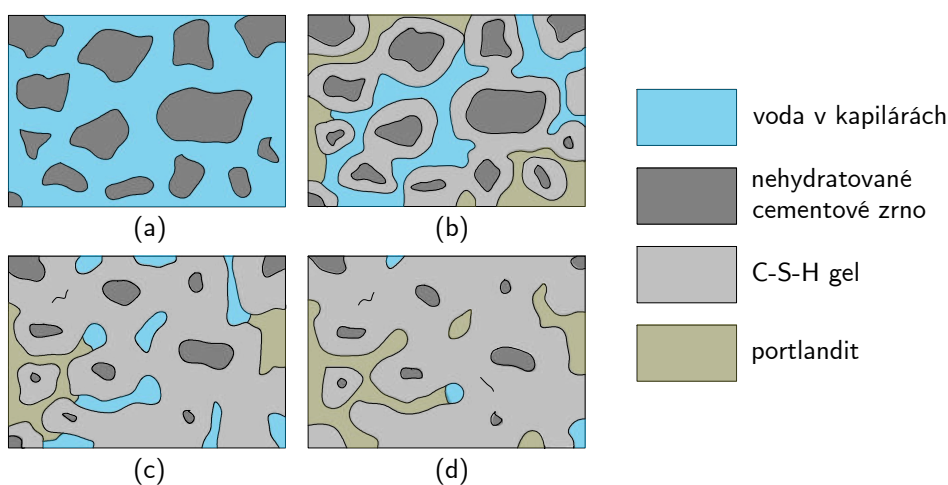
**Obrázek 3.1:** Schéma pórovité struktury betonu [24].

pevnosti, hydráty portlanditu a monosulfátu, zbytky nezhydratovaných cementových zrn a volná místa původně vyplněná vodou v čerstvé cementové pastě. Obr. 3.2 schématicky znázorňuje proces hydratace a rozvoj pórovité struktury v cementové matrici [25].

V cementové matrici lze podle způsobu vzniku rozlišit tyto čtyři hlavní typy pórů:

**Gelové póry:** Jedná se o póry, které se vyskytují uvnitř pevných hydrátů, zejména C-S-H gelu, a jsou vyplněny vodou, která je chemicky vázaná na jeho strukturu. Tato voda je odpařitelná pouze při vyšších teplotách (okolo 105 °C) a tudíž póry nepřispívají k propustnosti betonu. Gelové póry zabírají přibližně 28 % objemu ztvrdlé fáze cementové matrice a jejich objem ani velikost nemůže být ovlivněna. Obvyklá velikost gelových pórů je okolo 1 - 10 nm.

**Kapilární póry:** Kapilární póry vznikají v prostoru mezi zrny hydratujícího cementu, který byl původně vyplněn vodou. Ve většině případů vznikají v důsledku nadměrného množství vody potřebné k hydrataci cementu (na hydrataci cementu je potřeba asi 23 - 26 % vody z hmotnosti cementu). Množství a velikost kapilárních pórů je závislá na



**Obrázek 3.2:** Schématický diagram rozvoje pórovité struktury v cementové matrici: (a) čerstvý beton, (b) 7 dní, (c) 28 dní, (d) 90 dní [25].



vodním součiniteli a stupni hydratace. Velikost kapilárních pórů se pohybuje od 0,1 - 10  $\mu\text{m}$ . Kapilární póry, na rozdíl od gelových, významně přispívají k prostupu vody a vlhkosti strukturou betonu a ovlivňují další jeho vlastnosti.

**Technologické póry:** Ve většině případů jsou způsobeny nedokonalým zhutněním čerstvého betonu při jeho ukládání. V takovém případě mohou vznikat vzduchové dutiny o velikosti několika milimetrů až po kaverny s velikostí několika centimetrů. Takové dutiny mají pak zásadní vliv na propustnost a trvanlivost betonu. Vzduchové dutiny také mohou vznikat v důsledku sedimentace cementu pod plochou zrna kameniva, tzv. sedimentační dutiny. Tomuto typu pórů by měla být snaha se vyhnout a nepředpokládá se, že se v konstrukci běžně vyskytují.

**Provzdušňovací póry:** Posledním typem pórů, které mohou vzniknout v cementové matici, jsou provzdušňovací póry. Vznikají při provzdušnění čerstvého betonu provzdušňovací přísadou za účelem zvýšení odolnosti betonu proti působení mrazu a chemických rozmrazovacích látek (CHRL). Na rozdíl od kapilárních a technologických pórů jsou provzdušňovací póry záměrně v betonu vytvářeny a mají pozitivní vliv na jeho vlastnosti. Tyto póry tvoří 4 - 6 % objemu betonu a jejich velikost je v průměru 50 - 300  $\mu\text{m}$  [22], [25], [26].

Póry můžeme rozdělovat z hlediska velikosti na makropóry (průměr  $d > 1 \mu\text{m}$ ) a na mikropóry (průměr  $d < 1 \mu\text{m}$ ). Propustnost betonu je ovlivněna póry většími jak 0,5  $\mu\text{m}$ , póry větší jak 0,04  $\mu\text{m}$  začínají ovlivňovat pevnost [22].

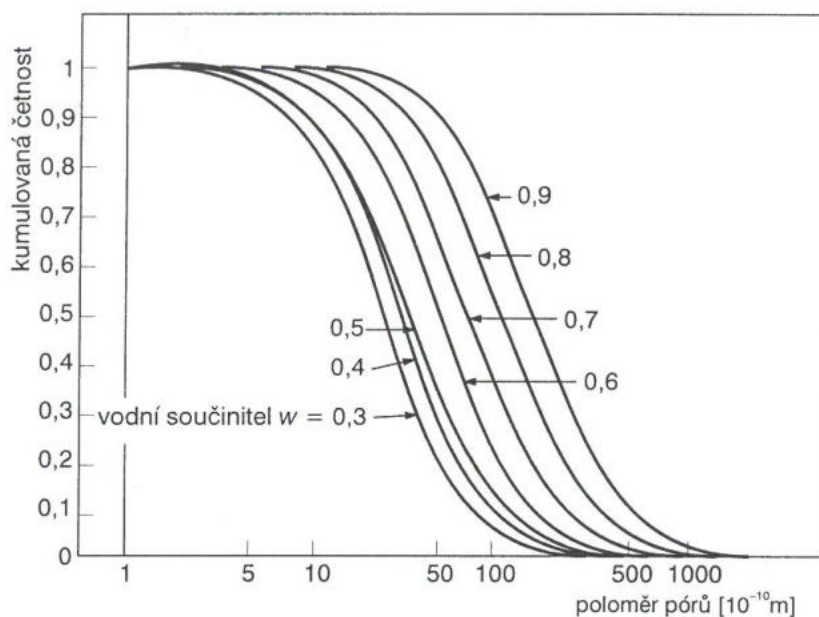
V konečném důsledku je však z pohledu propustnosti nejdůležitější, zda je pórovitost spojitá (všechny póry jsou spolu propojeny), nebo se jedná o pórovitost nespojitou (póry jsou uzavřené) [26].

### 3.1.2 Faktory ovlivňující pórovitou strukturu betonu

Hlavním faktorem ovlivňující pórovitost betonu je vodní součinitel ( $w/c$ ). Obecně platí, že čím větší vodní součinitel pro daný stupeň hydratace, tím větší objem velkých (kapilárních) pórů v cementové matici bude. Toto pravidlo lze vidět na Obr. 3.3, který zobrazuje kumulovanou četnost velikosti pórů v cementové matici různého vodního součinitele.

Použitím příměsí v betonu jako je např. popílek, vysokopecní granulovaná struska, mikrosilika nebo metakaolin, lze dosáhnout menšího počtu pórů v betonu a to především tvorbou sekundárního C-S-H. V případě mikrosiliky je také příznivá vysoká jemnost mletí, která dělá beton celkově hutnější. Neméně důležité je i použití chemických přísad, především superplastifikátorů, které znatelně snižují vodní součinitel při zachování stejné zpracovatelnosti.

Ošetřování betonu je také významnou složkou při tvorbě pórů v betonu. Ne jenom je nutné zajistit, aby nedocházelo k nadměrnému odpařování záměsové vody, je také důležité, doplnit vodu spotřebovanou autogenním smrštěním během hydratace cementu. Betonový prvek vystavený neměnnému okolnímu prostředí se samočinně vysuší, čímž v jeho mikrostruktuře vzniknou velké kapilární póry. Pokud je vodní součinitel minimálně 0,38 - 0,42, mělo by teoreticky dojít ke kompletní hydrataci cementu bez nutnosti přidavku další vody do cementového tmele. Jsou však případy, kdy při zanedbání ošetřování může dojít k tvorbě relativně velkých pórů i u směsí, které měly od začátku vody dostatek [22], [25].



**Obrázek 3.3:** Kumulovaná četnost pórů cementové matrice různého vodního součinitele  $w/c$  [22].

### 3.1.3 Stanovení propustnosti

#### Zkouška hloubky průsaku tlakovou vodou

Propustnost, respektive vodonepropustnost betonu, je v dnešní době nejčastěji stanovena zkouškou podle ČSN EN 12390-8 Hloubka průsaku tlakovou vodou [27]. Při této zkoušce se použije zkušební těleso (krychle, válec nebo hranol) o délce hrany nebo průměru nejméně 150 mm a stáří nejméně 28 dnů. Těleso se umístí do zkušebního zařízení tak, aby vodní tlak nebyl vyvozována na plochu upravenou hladítkem. Následně se na těleso vyvodí vodní tlak o velikosti  $0,5 \pm 0,05$  MPa po dobu  $72 \pm 2$  hodiny. Po ukončení zkoušky se těleso rozlomí kolmo k povrchu, na který působil vodní tlak. Jakmile povrch oschne natolik, že je zřetelně vidět průsak, označí se hranice průsaku na zkušebním tělese a změří se největší hloubka průsaku s přesností na jeden milimetr.

Zkouška hloubky průsaku tlakovou vodou jako způsob vyjádření vodonepropustnosti není ideální. Hlavním důvodem je neodpovídající podobnost ve vztahu k reálným podmínkám. Ve skutečnosti je totiž většina betonových konstrukcí vystavena podstatně nižšímu vodnímu sloupci, než je 50 m, avšak po mnohonásobně delší dobu. Zkouška je také značně nepřesná a má velký rozptyl. Nicméně se používá z praktického hlediska jako relativně jednoduché ověření kvality betonu [1].

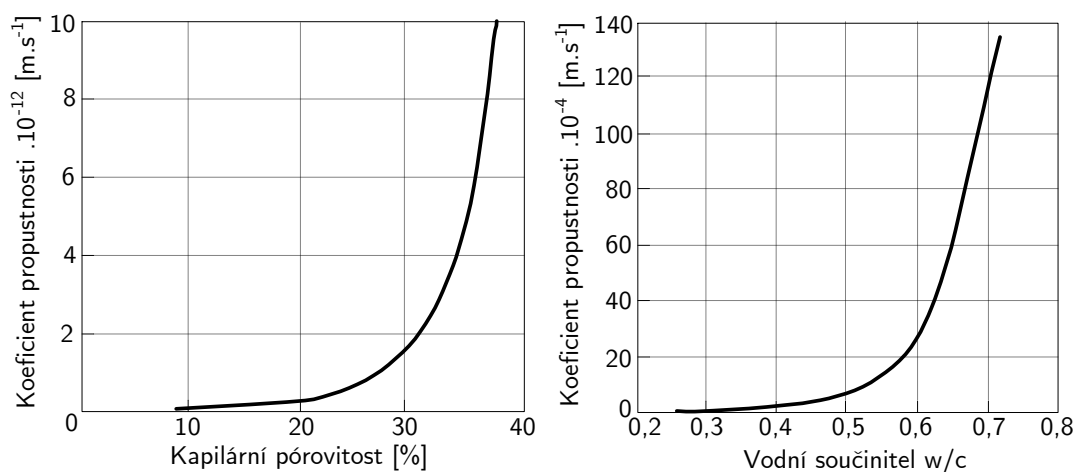
#### Koeficient propustnosti

Alternativní způsob jak stanovit propustnost betonu je pomocí koeficientu propustnosti (permeability). Přitom se vychází z Darcyho zákona:

$$\frac{1}{A} \frac{dq}{dt} = k_p \frac{\Delta h}{L} \quad (3.1)$$

kde  $dq/dt$  [ $\text{m}^3\text{s}^{-1}$ ] je průtok pronikající kapaliny,  $A$  [ $\text{m}^2$ ] je průřezová plocha kterou kapalina protéká,  $\Delta h$  [ $\text{m}$ ] je tlakový rozdíl mezi vstupní a výstupní stranou vzorku,  $L$  [ $\text{m}$ ] je délka prvku a  $k_p$  [ $\text{ms}^{-1}$ ] je koeficient propustnosti. Je nutné mít na paměti, že  $k_p$  závisí na teplotě.

Budeme-li uvažovat beton obvyklého složení, tak propustnost je řízena pórovitostí jeho struktury. Musíme ale brát v potaz, že pouze některé typy pórů v cementové matici umožňují prostup vody. Např. gelové póry, které tvoří okolo 28 % celkového objemu pórů cementové matrice nepřispívají k propustnosti téměř vůbec. Propustnost je tedy obecně funkcí kapilární pórovitosti, viz Obr. 3.4 (a). Jestliže kapilární pórovitost je primárně ovlivněna vodním součinitelem a stupněm hydratace, pak i koeficient propustnosti je závislý na těchto parametrech. Na Obr. 3.4 (b) je vidět závislost klesajícího koeficientu propustnosti se snižujícím se vodním součinitelem [23].



**Obrázek 3.4:** Závislost mezi koeficientem propustnosti a kapilární pórovitostí cementové matrice (vlevo); Závislost mezi koeficientem propustnosti a vodním součinitelem  $w/c$  (vpravo) [23].

## 3.2 Trhliny a jevy spojené s jejich vznikem

Vznik trhlin v železobetonové konstrukci je téměř nevyhnutelným jevem. Je to i základním předpokladem jejího fungování, neboť bez trhlin v betonu se neaktivuje výztuž, jejíž účelem je přenést tahová napětí, která beton přenést nezvládne. Je však nutné rozlišit trhliny nezbytné pro aktivaci výztuže, které nemusí být okem viditelné, a trhliny jejichž šířka narušuje vzhled nebo dokonce použitelnost konstrukce.

Beton se poruší trhlinou, pokud působící tahové napětí v cementové matici přesáhne její momentální tahovou pevnost. Tahová napětí mohou vznikat působením mechanického zatížení nebo vlivem nesilových účinků.

Mechanické (silové) zatížení působí na konstrukci přímo a může být statického nebo dynamického charakteru. Statické zatížení je stálé (např. vlastní tíha, zemní tlak) nebo nahodilé (např. užitné zatížení). Dynamické zatížení je charakterizováno působením setrvačných sil (např. zatížení dopravou, zemětřesení, výbuch nebo náraz). Účinky těchto

zatížení je možné dobře předvídat a tudíž často nejsou hlavní příčinou vzniku trhlin, nýbrž pouze nástrojem k jejich dalšímu rozvoji.

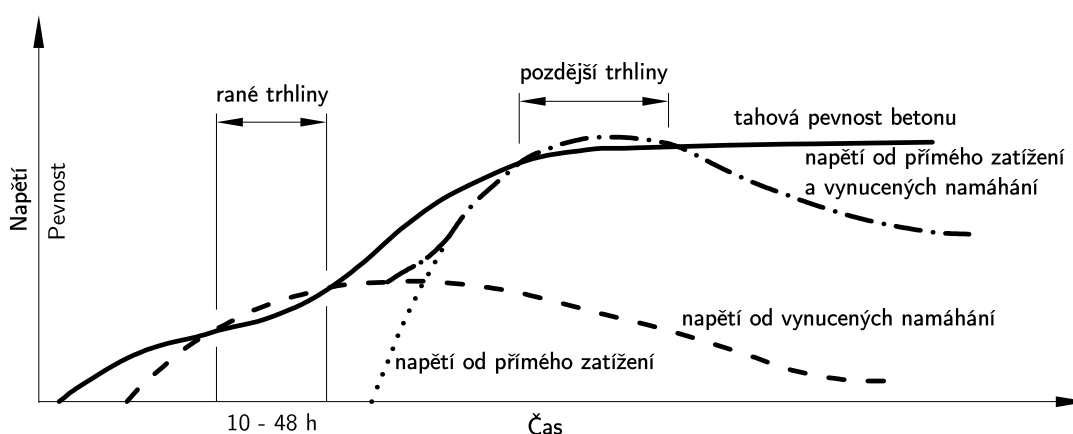
Nesilové účinky, také označované jako nepřímé zatížení nebo vynucená namáhání, jsou vyvolaná především vynucenými nebo omezenými přetvořeními vlivem objemových změn betonu. Tyto objemové změny souvisejí s transportem tepla a vlhkosti betonem. Nejčastější jevy vyvolávající objemovou změnu betonu jsou:

- vývin hydratačního tepla,
- vysychání betonu,
- smršťování betonu,
- dotvarování betonu.

Tyto jevy mají tendenci k nerovnoměrné objemové změně prvku způsobené gradientem teploty nebo vlhkosti v průřezu, popř. omezením jeho deformace. Vzhledem k tomu, že musí být zachována rovinnost průřezu po deformaci, vznikají v průřezu rovnovázná napětí, která mohou lokálně dosahovat hodnot překračující tahovou pevnost betonu a způsobit vznik trhlin. U volného prvku, který se může volně deformovat jsou tato napětí samorovnovázná, tj. normálová síla od napětí je nula. U prvků, kterým je zabráněna deformace (např. stěna upnutá do základové desky nebo tření mezi zeminou a základovou deskou), vznikají navíc v průřezu vnitřní síly, které riziko vzniku trhlin významně zvyšují.

Například vývinem hydratačního tepla se jádro průřezu ohřívá více než povrchové vrstvy. Rozdíl teplot uvnitř a na povrchu konstrukce, tzv. teplotní gradient, způsobuje rozdílné objemové změny, které jsou úměrné působící teplotě. V důsledku zachování podmínky rovnosti přetvoření všech vláken, vzniká v průřezu napjatost. Ta na povrchu vyvolává tahová napětí a uprostřed průřezu tlaková napětí. Pokud jsou tahová napětí u povrchu větší, než je okamžitá pevnost betonu v tahu, vznikají trhliny. Stejný případ je možné pozorovat u vysychání. Povrchové vrstvy vysychají mnohem rychleji, než jádro konstrukce a výsledkem je stejné rozložení napjatosti jako u vývinu hydratačního tepla [26], [28].

Trhliny mohou vznikat v raném nebo pozdějším stáří betonového prvku. Graf na Obr. 3.5 znázorňuje závislost časového nárůstu tahových napětí od přímého (mechanického)



**Obrázek 3.5:** Závislost časového nárůstu tahových napětí v porovnání s nárůstem tahové pevnosti betonu [21].

zatížení a vynucených namáhání spolu s časovým nárůstem tahové pevnosti betonu. Z grafu je patrné, že v rané fázi (přibližně 10 až 48 hodin od uložení betonu) vznikají tahová napětí převážně od účinků vynucených namáhání, konkrétně v důsledku uvolňování hydratačního tepla. Tato napětí mohou překročit narůstající tahovou pevnost betonu. V pozdější fázi mohou vznikat trhliny od kombinace účinků přímého zatížení a vynucených namáhání (převážně v důsledku smršťování a dotvarování betonu) [3].

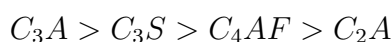
Tato práce se zabývá technologií betonu pro vodonepropustné betonové konstrukce. V následujících sekcích proto bude věnována pozornost pouze jevům, které jsou ovlivněny zejména složením betonu. Těmito jevy jsou: vývin hydratačního tepla, smrštění betonu a vývoj mechanických vlastností betonu a bude jim věnována bližší pozornost v následujících sekcích.

Před probráním jednotlivých jevů je vhodné (ne však nutné) se seznámit s hydratační reakcí cementu s vodou a pochopit její fyzikální, mechanické a termodynamické důsledky. Vzhledem k doplňujícímu charakteru byla tato část přesunuta do Přílohy A v sekci A.2.

## 3.2.1 Vývin hydratačního tepla

### 3.2.1.1 Faktory ovlivňující vývin hydratačního tepla

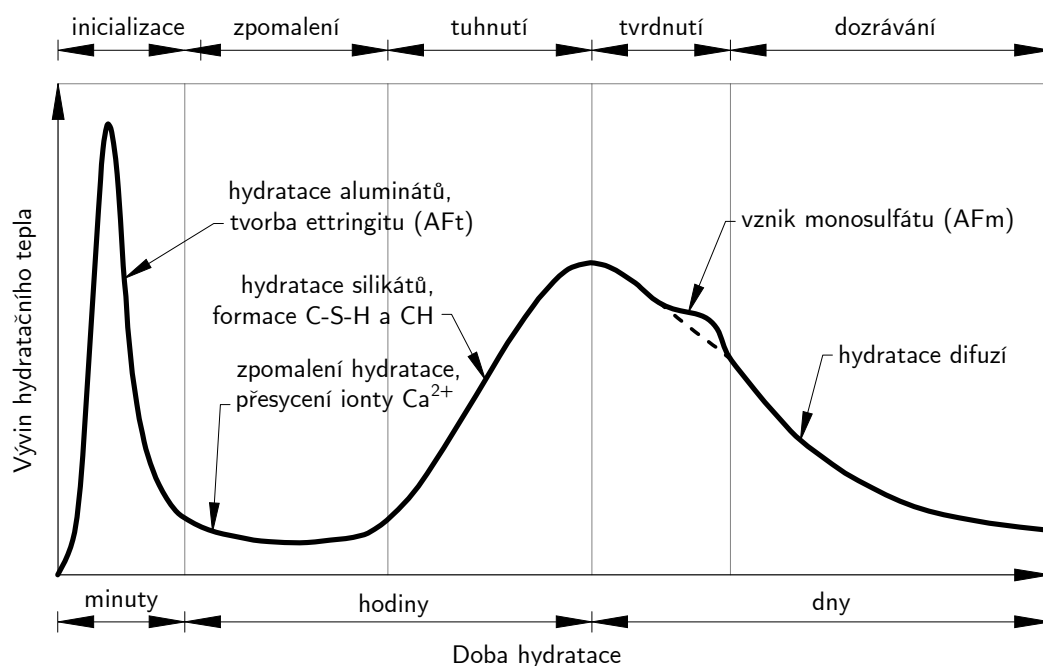
Vývin hydratačního tepla je přímo závislý na rychlosti hydratační reakce. V různých hydratačních fázích se rychlost hydratace značně liší. Nejrychleji hydratují minerální fáze  $C_3A$  a  $C_3S$ , které uvolní velké množství hydratačního tepla za krátkou dobu. Zároveň začínají reagovat brzy a tudíž velká část tepla je uvolněna již během prvních několika dnů (okolo 60 - 70 % za 7 dnů). Naopak belit ( $C_2S$ ) reaguje ze všech minerálních fází nejpomaleji a hydratační teplo uvolňuje pozvolna během několika měsíců. Minerální fáze lze podle jejich kinetiky hydratace seřadit následovně:



Rychlost hydratace a s ním související množství uvolněného hydratačního tepla v čase (viz schématické znázornění na Obr. 3.6) závisí primárně na obsahu portlandského slínku v cementu a poměrném zastoupení jednotlivých minerálních fází. Celkové množství hydratačního tepla  $H$  [ $J \cdot g^{-1}$ ] uvolněného úplnou hydratací cementu (asi za 1 rok) lze podle [22] vypočítat dosazením hmotnostních podílů minerálních fází do následující rovnice:

$$H = 500 \cdot C_3S + 250 \cdot C_2S + 1160 \cdot C_3A + 420 \cdot C_4AF \quad (3.2)$$

Cement se dělí podle směsnosti, tedy podle obsahu portlandského slínku, případně typu a obsahu příměsí, která slínek z části nahrazuje. Z toho vyplývá, že různé druhy cementu se budou lišit i ve vývinu hydratačního tepla. V Tab. 3.1 jsou uvedeny měrná hydratační tepla některých druhů cementů. Ty přímo korelují s obsahem slínku v konkrétním druhu cementu (viz Tab. A.3). Portlandský cement (CEM I) obsahuje pouze portlandský slínek (95 - 100 %) a tudíž má vývin hydratačního tepla největší. Zatím co vysokopecní cement (CEM III/B) má obsah slínku nejnižší (30 - 34 %) a s ním i vývin tepla.



**Obrázek 3.6:** Idealizovaný vývin hydratačního tepla portlandského cementu [22].

**Tabulka 3.1:** Měrná hydratační tepla různých druhů cementů [26].

Doba hydratace [dny]	Hydratační teplo cementů [kJ·kg <sup>-1</sup> ]				
	I 52,5 R	II - A/L 42,5 R	III - B 42,5	IV - B 42,5	V - B 42,5 R
1	200	130	60	100	70
3	350	315	160	230	170
7	400	375	200	290	210
28	440	420	250	340	270

Rychlost hydratace je vedle chemického složení slínku a jeho obsahu v cementu určována také měrným povrchem cementu, vodním součinitelem a vnějšími podmínkami (teplotou a vlhkostí).

Hydratace postupuje z povrchu cementových zrn až k jejich jádru. V průběhu hydratace se ale tvoří čím dál více hydratačních produktů, až voda dále nemůže postupovat a hydratace se zastaví. Měrný povrch cementu, který souvisí s velikostí cementových zrn, má tedy přímý vliv na rychlost a konečný stupeň hydratace. Měrný povrch je závislý na jemnosti mletí cementu. Čím jemněji mletý cement je, tím větší je reakční povrch, který je k dispozici hydratačním procesům. To má za následek vyšší počáteční pevnosti cementové matrice, ale i větší vývin hydratačního tepla. Struktura betonu je hutnější a tudíž méně propustná. Současně je během hydratace spotřebováno větší množství vody. S tím souvisí rychlejší ztráta zpracovatelnosti a větší autogenní smrštění. Velikost cementových zrn bývá 8 - 120 μm. Hloubka, do které cementové zrno hydratuje, se udává okolo 3 - 15 μm za 6 měsíců. Z toho vyplývá, že k hydrataci větší zrn vůbec nedojde a jejich jádra slouží v cementové matrici jako plnivo. Měrný povrch cementů bývá 250 - 400 m<sup>2</sup>·kg<sup>-1</sup> [22], [29].

Vodní součinitel také v menší míře ovlivňuje průběh hydratace. S vyšším vodním součinitelem je vzdálenost mezi jednotlivými zrny cementu větší a tudíž déle trvá, než se zrna cementu spojí produkty hydratace. Jinými slovy se prodlužuje počátek a doba tuhnutí. Zároveň se zlepšuje kontakt zrn s vodou, tím se zrychluje průběh hydratace a vyvíjí větší množství hydratačního tepla. To však platí pouze do určité meze. Pokud je množství vody výrazně vyšší, než je hodnota potřebná k hydrataci (to je okolo  $w/c = 0,30$ ), pak veškerá voda navíc spotřebovává vyvinutou energii pro své ohřátí. Následkem je snížení maximální vyvinuté teploty.

Výše uvedené demonstruje experiment [30], který se zabývá vlivem jemnosti mletí cementu a vodního součinitele na vývin hydratačního tepla. V experimentu jsou porovnány tři cementy s různým měrným povrchem: cement A ( $399 \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$ ), cement B ( $364 \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$ ) a cement C ( $302 \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$ ). Chemické složení všech použitých cementů je podobné. Navíc jsou namíchány směsi pro různé hodnoty vodního součinitele  $w/c$ : 0,35; 0,40; 0,50 a 0,60. Měření hydratačního tepla bylo provedeno izotermickým kalorimetrem v prvních 24 hodinách hydratace při konstantní teplotě  $23^\circ\text{C}$  a relativní vlhkosti 50 %. Z prezentovaných výsledků vyplývá, že směsi s nižším měrným povrchem cementu vyprodukovaly celkově menší množství hydratačního tepla, než ty s měrným povrchem vyšším. Snížení měrného povrchu o přibližně  $50 \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$  se projevilo v nižší produkci tepla přibližně o  $10 \text{ J} \cdot \text{g}^{-1}$ . Nižší hodnota vodního součinitele způsobila větší vývin hydratačního tepla v prvních hodinách, později se však hydratace zpomalila. Naopak vyšší hodnota vodního součinitele oddálila a snížila maximální vyvinutou teplotu na začátku hydratace, později však hydratace probíhala rychleji. Celkové vyprodukované teplo během prvních 24 hodin bylo u všech směsí téměř stejné, bez ohledu na hodnotu vodního součinitele. Lze však předpokládat, že směsi s vyšší hodnotou vodního součinitele by v delším časovém horizontu vyprodukovaly celkově větší množství tepla [30].

Další vliv na vývin hydratačního tepla mají teplotní podmínky okolního prostředí. Obecně lze říci, že čím vyšší je teplota okolního prostředí, tím vyšší je teplota betonu, který urychluje průběh hydratace cementových zrn a tím pádem i uvolňování hydratačního tepla. Optimální teplota pro hydrataci cementu je mezi  $15$  a  $20^\circ\text{C}$ . Při teplotách nad  $20^\circ\text{C}$  probíhá hydratace rychleji, odpařuje se více vody a směs začíná dříve tuhnout. Při velmi vysokých teplotách může stoupnout teplota čerstvého betonu až na  $70^\circ\text{C}$ , kdy začne hrozit opožděná tvorba ettringitu (DEF) a poškození mikrostruktury betonu. Naopak při nižších teplotách než  $15^\circ\text{C}$  se hydratace zpomaluje a při teplotě menší než  $5^\circ\text{C}$  se může úplně zastavit. Pokud vlivem nízké teploty dojde k přerušení hydratace, po oblevě se znovu obnovuje. V případě, že mráz zastaví hydrataci příliš brzy (pevnost betonu je nižší než  $5 \text{ MPa}$ ), pak dojde k nenávratnému narušení mikrostruktury cementové matrice v důsledku nabývání objemu krystalků ledu a následnému rozpadu betonu [22], [26].

### 3.2.1.2 Možnosti snížení hydratačního tepla

Vedle výše uvedených faktorů, které hrají významnou roli ve vývinu hydratačního tepla a které je možné ovlivnit zejména složením betonu, se nabízí ještě několik možností, jak vývin hydratačního tepla snížit. Těmi jsou: postup betonáže, chlazení betonové směsi anebo chlazení konstrukce. Je nutné si však uvědomit, že aplikací těchto opatření nedojde ke snížení celkového tepla vyprodukovaného hydratací cementu, nýbrž pouze ke snížení teploty, které teplo vyvine.

### Postup betonáže

Jak již bylo řečeno, vývin hydratačního tepla závisí i na teplotě okolního prostředí. V tomto případě rozlišujeme podmínky letní a zimní.

V zimním období může působení mrazu zpomalit nebo zastavit proces hydratace, což může mít následky na konečnou pevnost betonu. Současně jsou vyvozeny významné teplotní gradienty, které mohou způsobit velká tahová napětí na povrchu konstrukce a tím i vznik trhlin. Účinnými opatřeními v zimním období jsou:

- počátek betonáže tak, aby vývin tepla betonu započal před poklesem teplot ve večerních hodinách a zabránilo se tak zastavení hydratace (tzn. v brzkých ranních hodinách),
- ohřát vstupní složky betonu (nejčastěji voda anebo kamenivo) a zvýšit tak teplotu čerstvého betonu,
- použít urychlující přísady a superplastifikátory, které urychlí počáteční hydrataci cementu,
- chránit povrch konstrukce před ochlazením, tzn. ponechat konstrukci po delší dobu v bednění nebo ji po odbednění izolovat jiným způsobem.

Z hlediska vodonepropustných konstrukcí je zásadní omezit teplotní gradient a tím snížit riziko vzniku trhlin tahovým namáháním. Více o teplotním gradientu v sekci 3.2.1.3.

V letním období naopak hrozí příliš vysoká teplota čerstvého betonu, která urychlí proces hydratace a způsobí ztrátu zpracovatelnosti. Urychlený proces hydratace má sice pozitivní vliv na pevnost betonu v raném stáří, ale negativně ovlivňuje pevnost od sedmého dne dále. To je pravděpodobně způsobené tvorbou více porézní struktury cementové matrice tvořené produkty hydratace. Ty nemají během rychlé reakce dostatek času na růst od částice cementu a na účast v prostoru mezi nimi. Na místo toho hydratují v blízkém okolí částice, čímž se následně hydratace zpomalí a vytvoří se tak více porézní struktura [31].

Snížená zpracovatelnost může mít dopad buď ve formě nedokonalého zhutnění uloženého betonu a vzniku nežádoucích pórů a kaveren, nebo, jak tomu běžně bývá, ve formě přidání vody na stavbě do autodomíchače, která zvýší vodní součinitel dodané směsi. Vyšší vodní součinitel má pak dopad na pórovitost a s ní spojenou propustnost, pevnost a smrštění.

Dalším rizikem zvýšených teplot v letním období je příliš vysoká teplota zrající konstrukce. To může mít za následek tvorbu sekundárního ettringitu (DEF), který svou expanzí poruší mikrostrukturu betonu a mohou vzniknout trhliny.

Účinnými opatřeními proti vysokým teplotám v letním období jsou:

- počátek betonáže v chladnější části dne (tzn. nejlépe v noci),
- použít zpomalující přísady anebo superplastifikátory,
- chladit čerstvou betonovou směs (viz dále),
- chladit konstrukci (viz dále).

Z hlediska vodonepropustných konstrukcí je v letním období důležité zajistit dobrou zpracovatelnost betonu, aby došlo ke kvalitnímu probetonování všech míst konstrukce.



Avšak zajištění zpracovatelnosti by nemělo probíhat přidáním vody na stavbě, nýbrž použitím plastifikační přísady.

Dalším aspektem je rozsah betonáže. Obecně je nejlepší, když betonáž proběhne v jednom záběru a nevzniknou tak zbytečné pracovní spáry, které mohou být původem poruch. Plán betonáže by měl být brán v potaz již při návrhu konstrukce. Problém nastává u masivních konstrukcí, které, za prvé akumulují velké množství tepla ve středu konstrukce (viz problém vysokých teplot v konstrukci), a za druhé vyvozují velký tlak na bednění. Z těchto důvodů může být u masivních konstrukcí nezbytné, aby byl postup betonáže rozdělen na více záběrů.

### Chlazení betonové směsi

Čerstvý beton lze chladit již při jeho výrobě, před transportem nebo před uložením na stavbě. Nejčastějším opatřením je chlazení jednotlivých složek betonu před namícháním, tzn. kameniva, záměsově vody a cementu. Na základě množství, měrné tepelné kapacity a teploty jednotlivých složek, lze vypočítat teplotu čerstvého betonu s jedním ze vzorců odvozeného z kalorimetrické rovnice. Jeden z dokumentů [32] předkládá následující rovnici:

$$T_{cb} = \frac{0,84(M_c T_c + M_p T_p + M_k T_k) + 4,2M_v T_v}{0,84(M_c + M_p + M_k) + 4,2M_v} \quad (3.3)$$

kde  $M$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ] je množství,  $T$   $^{\circ}\text{C}$  je teplota a indexy  $c$ ,  $p$ ,  $k$  a  $v$  označují cement, popílek, kamenivo a vodu. Různé zdroje uvádějí alternativní verze této rovnice.

**Tabulka 3.2:** Vliv chlazení jednotlivých složek na výslednou teplotu čerstvého betonu [33].

Chlazené médium	Potřebná teplota k ochlazení betonové směsi o $1^{\circ}\text{C}$
Kamenivo	$2^{\circ}\text{C}$
Záměsová voda	$4^{\circ}\text{C}$
Cement	$10^{\circ}\text{C}$

Největší vliv na teplotu čerstvého betonu má kamenivo, neboť je ho v betonu obsaženo nejvíc (okolo 70 - 85 %) a má nejvyšší tepelnou kapacitu. Kamenivo se na betonárně ukládá na skládky nebo do sil. Na skládkách je většinou vystaveno přímému slunečnímu záření a tak jeho teplota může být značná. Řešením je zastřešení skládek (pouze výjimečné) nebo skrápění vodou (běžné), což může snížit teplotu kameniva až o  $5^{\circ}\text{C}$ , ovšem za zvýšení vlhkosti kameniva. V silách lze kamenivo chladit studeným vzduchem nebo ponořením do vody. Chlazení kameniva je však energeticky a finančně náročné a proto se k němu přistupuje jen v případě velkých betonází.

Dalším způsobem, jak zchladit čerstvý beton, je dávkování studené záměsově vody nebo ji částečně nahradit ledovou tříští. Z Tab. 3.2 vyplývá, že pokud bychom vodu ochladili k  $0^{\circ}\text{C}$ , docílili bychom ochlazení betonu maximálně o  $6^{\circ}\text{C}$ . Další variantou je dávkovat místo záměsově vody ledovou tříšť ve formě malých šupinek ledu, které se rozpustí během míchacího cyklu. Tím lze dosáhnout ochlazení betonu maximálně o  $11^{\circ}\text{C}$ .

Poslední variantou zchlazení čerstvého betonu je použití kapalného dusíku. Ten se většinou používá až přímo na stavbě před ukládkou betonu do bednění nebo před transportem betonu na betonárně. Na stavbě si autodomíchač najede pod trychtýř, do kterého je

vyvedeno potrubí napojené na kapalný dusík v cisternách. Následně se v několika cyklech proložených důkladným promícháním zchladí čerstvý beton v bubnu autodomíchávače. Kapalným dusíkem mám v běžném stavu teplotu varu  $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ , tudíž se při vypuštění do atmosféry začne okamžitě vařit a přeměňovat na páru. Díky tomu nemá žádné dopady na vlastnosti ztvrdlého betonu, kromě kýženého snížení teploty čerstvého betonu.

Další aplikací kapalného dusíku je chlazení cementu při jeho vykládce z cisterny do sila. Tímto způsobem lze zchladit cement, který může mít při příjezdu na betonárnu teplotu až okolo  $70\text{ }^{\circ}\text{C}$  na teplotu prostředí (v létě okolo  $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ ). Cement lze kapalným dusíkem zchladit až na teplotu  $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ , což umožní snížit teplotu čerstvého betonu až o  $11\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Chlazení cementu kapalným dusíkem nemá žádný negativní vliv na výsledný beton [33], [34].

### Chlazení konstrukce

Poslední možností, jak snížit vývin hydratačního tepla je chlazení vybetonované konstrukce. Toho je docíleno potrubním systémem, který je osazen před betonáží do bednění. Po vybetonování konstrukce se potrubí naplní chladícím médiem (většinou voda s ledovou tříští, popř. studený vzduch), které chladí konstrukci zevnitř. Po zchladnutí konstrukce na požadovanou teplotu se potrubí vyplní maltou a uzavře.

Pro správnou aplikaci této technologie je třeba provést základní analýzu chování konstrukce. Pokud by byl systém chlazení navržen špatně, hrozil by vznik trhlin.

Chlazení konstrukce bylo poprvé použito při stavbě Hooverovy přehrady v USA ve 30. letech 20. století. V České republice se tato aplikace uplatnila při stavbě obloukového mostu přes Opárenské údolí.

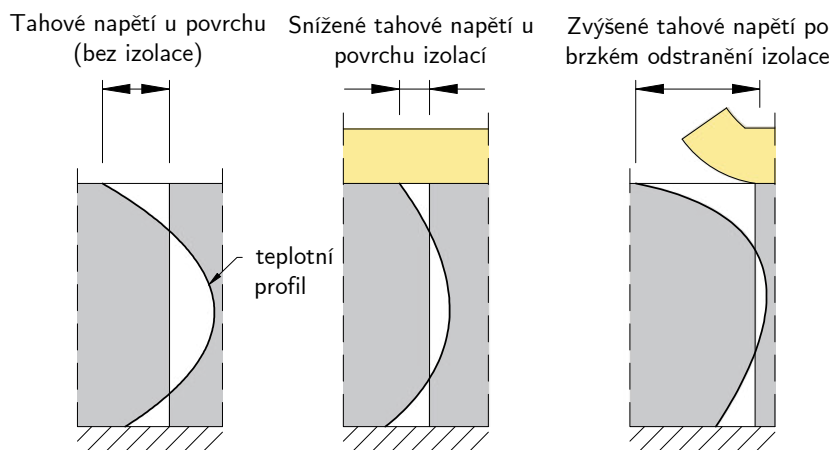
#### 3.2.1.3 Teplotní gradient

Jak již bylo několikrát zmíněno, důsledek vývinu hydratačního tepla je teplotní gradient (spád), tj. rozdíl teplot mezi jádrem a povrchem konstrukce. Ten způsobuje rozdílné teplotní dilatace v betonu, které vyvolávají v průřezu napjatost. Pokud tahová napětí na povrchu konstrukce překročí tahovou pevnost betonu, vznikne trhlinka.

Uvažuje-li se koeficient teplotní roztažnosti betonu  $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ , pak teplotní gradient o hodnotě  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  může vyvolat deformaci až  $200\text{ }\mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ . Taková deformace již může být zdrojem vzniku trhlin a proto se  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  uvažuje jako limitní hodnota teplotního gradientu [26].

Teplotní gradient lze v první řadě snížit nižším vývinem hydratačního tepla betonu. Pokud beton nevyvine tolik tepla, nedosáhnou teploty v jádru konstrukce vysokých hodnot. Možnosti snížení hydratačního tepla již byly probírány dříve.

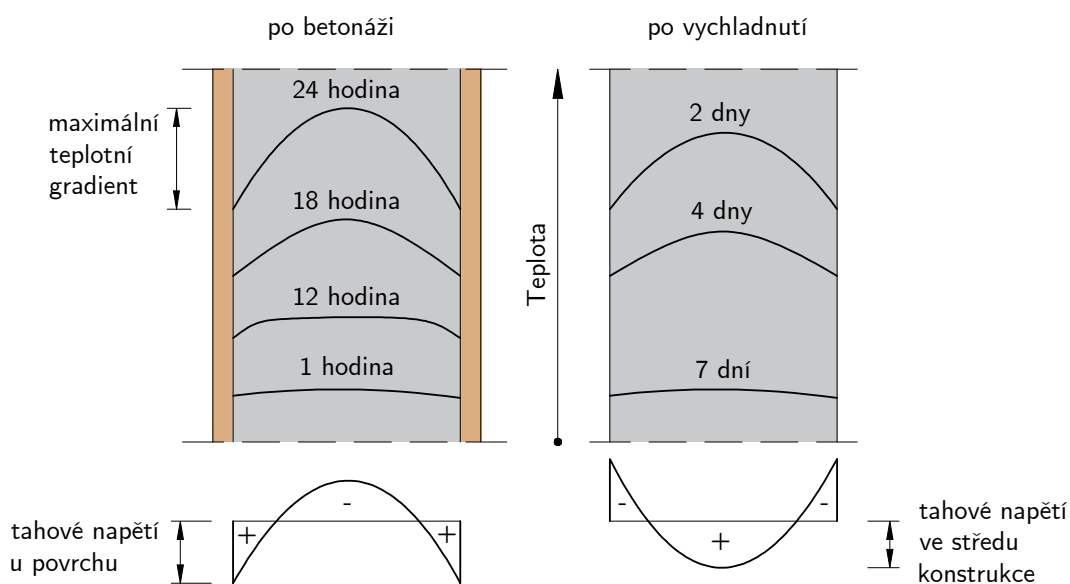
Jedno z možných opatření je i izolace povrchu betonové konstrukce. To má sice za následek celkově vyšší teploty v konstrukci, ale stoupne teplota u povrchu konstrukce a tím se sníží teplotní gradient. Navíc se zajistí kvalitnější ošetřování a redukuje se tak vysychání. Je nutné mít na paměti, že vysoké teploty během tuhnutí betonu mají negativní vliv na konečné pevnosti. Izolace konstrukce musí probíhat dostatečně dlouhou dobu. Při předčasném odstranění dojde k teplotnímu šoku, který může mít ještě horší následky, než kdyby izolace nebyla použita vůbec. Tento problém může nastat například u základové desky bílé vany, jak je znázorněno na Obr. 3.7. Doba izolace povrchu závisí na tloušťce



**Obrázek 3.7:** Vývoj gradientu teploty při použití izolace a jejím brzkém odstranění [35].

prvku. Prvek o tloušťce 0,5 m stačí povrch izolovat 3 dny, v případě 4,5 m to může být až 3 týdny [35].

Dalším významným faktorem ovlivňující napjatost v průřezu je relaxace a dotvarování mladého betonu. Pokud tahová napětí způsobená teplotním gradientem překročí pevnost betonu v tahu, vznikne trhлина, která aktivuje tahovou sílu ve výztuži a způsobí redistribuci napětí. Při následném ochlazování konstrukce působí pokles teplot na již vyzrálejší beton s vyšším modulem pružnosti. Změna napětí je tak větší, než byla při růstu teploty na počátku. Jelikož došlo k relaxaci a dotvarování u mladého betonu, způsobí vyrovnaní teplot změnu napjatosti po průřezu, tedy ve středu konstrukce budou působit tahová napětí a na povrchu tlaková. Tento stav může být velice nebezpečný, neboť konstrukce jsou běžně vyztužené pouze u svého povrchu. Proto mohou vzniknout široké trhliny uprostřed konstrukce a bez varování se rozšířit až na povrch. Změna napjatosti po průřezu vlivem ochlazení je ilustrována na příkladu stěny (viz Obr. 3.8). Omezení účinků tahových napětí ve středu konstrukce se provádí prostorovou výztuží nebo použitím rozptýlené výztuže [28].



**Obrázek 3.8:** Teplota a napětí od vývinu hydratačního tepla v betonové stěně [21].

### 3.2.2 Smrštění betonu

Smrštění betonu je jednoduchým problémem, pokud jde o jeho projev - pokles objemu betonu, avšak velmi komplexním problémem, pokud mají být pochopeny příčiny tohoto projevu.

Existují tři hlavní typy smrštění, které mohou nastat v různých fázích hydratace a zrání betonů různých složení, ovšem vždy závisejí na výměně vody mezi betonem a prostředím. Jsou to:

- plastické smrštění, které se vyvíjí během odpařování vody z povrchu čerstvého betonu.
- autogenní smrštění (také označováno jako smrštění od samovysychání nebo chemické smrštění), které se projevuje v důsledku hydratace cementu,
- smrštění vysycháním, které je vyvoláno odpařováním záměsové vody ze ztvrdlého betonu.

Dále se může jednat o termální smrštění, které je způsobeno poklesem teploty betonu, a smrštění vlivem karbonatace [26], [36].

#### 3.2.2.1 Plastické smrštění

Tento typ smrštění nastává v době, kdy je beton stále v plastickém stavu (přibližně 10 - 12 hodin od uložení betonu). Základním předpokladem plastického smrštění je odpařování vody z povrchu betonu. Odpařování je závislé na relativní vlhkosti vzduchu, která musí být menší než 95 %, intenzitě výměny vzduchu nad povrchem betonu, teplotě okolního prostředí a teplotě betonu.

Při odpařování vody dochází u povrchu betonu ke vzniku tahových napětí. Ty mohou způsobit vznik mikrotrhlin, neboť plastický beton má velmi malou tahovou pevnost. Aby byla tvorba mikrotrhlin na povrchu betonu vyloučena, je třeba provést jedno z následujících opatření: provést ošetřování betonu během prvního dne, tzn. chránit povrch betonu od přímého kontaktu se vzduchem nepropustnou membránou nebo vlhčeno rohoží, nebo přidat polymerní mikrovlákná do čerstvého betonu v dávce minimálně  $1 - 2 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ , která zvýší tahovou pevnost betonu [26].

#### 3.2.2.2 Autogenní smrštění

Autogenní smrštění nastává v případě, kdy je beton izolován nepropustnou membránou (např. ošetřovacím nástřikem nebo fólií) a nedochází tak k výměně vody mezi betonem a okolním prostředím. Autogenní smrštění se skládá z chemického smrštění a ze smrštění od samovysychání.

Chemické smrštění je způsobeno hydratací všech minerálních fází portlandského cementu ( $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$  a  $\text{C}_4\text{AF}$ ). Objem hydratačních produktů, které vznikají při hydrataci je menší, než součet objemu cementu a vody, které do hydratační reakce vstupují. Na místě původních částic minerálních fází cementu a vody vznikají póry, které nejsou vyplněny vodou a tím se zmenšuje absolutní objem, tedy celkový objem všech pevných složek.

K tvorbě nových pórů a tím kontrakci absolutního objemu dochází tak dlouho, dokud pokračují hydratační reakce. Je nutné zmínit, že chemické smrštění nevyvolává kontrakci zdánlivého objemu, který je na rozdíl od absolutního objemu okem viditelný a měřitelný. Redukce absolutního objemu vlivem chemického smrštění se udává řádově 10 %.

Chemické smrštění je daleko výraznější, pokud je v cementu obsažen pucolán. Ten obsahuje amorfní siliku ( $\text{SiO}_2$ ), která reaguje za přítomnosti vody s hydroxidem vápenatým a vzniká tak sekundární C-S-H gel. Hydráty C-S-H gelu vzniklé pucolánovou reakcí mají opět menší objem, než původní částice a tudíž je chemické smrštění intenzivnější. Pucolánovou aktivitou disponují horniny sopečného původu jako jsou tufy, trasy nebo sopečné sklo (přírodní pucolány) nebo některé vedlejší produkty průmyslové výroby (umělé pucolány), např. elektrárenský popílek nebo křemičitý úlet.

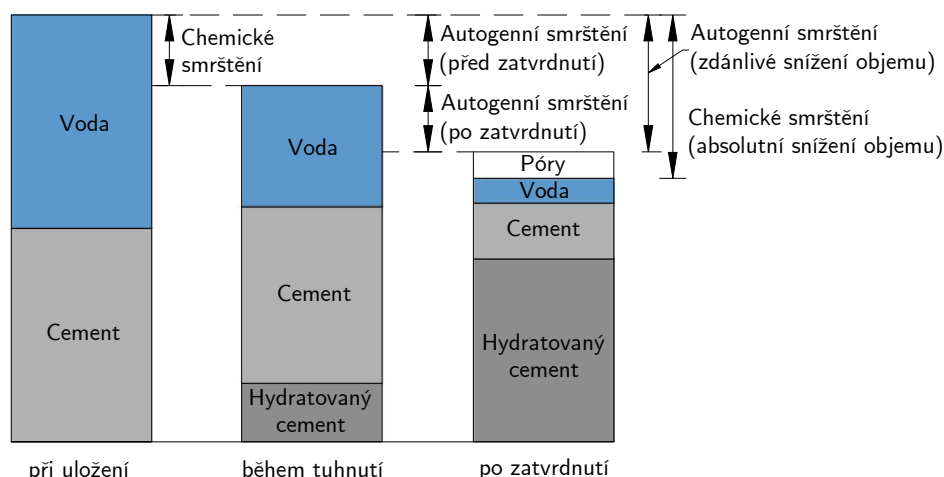
Pokud je beton izolován od okolního prostředí, začne se uplatňovat jev zvaný samovysychání. Póry vzniklé důsledkem kontrakce pevných látek a zmenšení absolutního objemu během hydratace (chemické smrštění) nejsou zaplněné vodou. Dochází tak k migraci vody z kapilárních pórů do těchto nově vzniklých pórů. V kapilárách se následně vytvoří menisky (jinými slovy podtlak), které působí na stěny kapilár silami, snažícími se kapiláru uzavírat. Kapilární síly jsou nepřímo úměrné průměru těchto kapilár. Dokud jsou kapilární síly menší než tahová pevnost betonu, smršťuje se beton plastickým způsobem. Pokud jsou kapilární síly větší, vytvoří se v cementové matici trhlinka. Ta se následně může rozšířit až na povrch a procházet celou konstrukcí.

Samovysychání betonu se dá předejít ošetřováním betonu. Dokud je totiž beton ošetřován, neexistují v něm prázdné kapiláry vzniklé v důsledku hydratace, protože jsou zaplňovány vodou. Nedochozí tak ke tvorbě menisků a kapilárních sil a tím pádem ani k autogennímu smrštění.

Nejefektivnějším typem ošetřování je uložení betonu do vody. V takovém případě se autogenní smrštění zastaví. Ovšem je nutné si uvědomit, že k zastavení dojde pouze u zdánlivé změny objemu. Absolutní objem, jehož pokles je způsobený chemickým smrštěním bude dále klesat. Naopak je vyzorováno, že pokud je běžný beton stále uložený pod vodou, jeho zdánlivý objem má tendenci růst. Tento jev se nazývá bobtnání betonu a je způsobený adsorpcí vody C-S-H gelem. Molekuly vody působí proti kohezním silám a tlačí částice gelu dál od sebe. Současně vstup vody snižuje povrchové napětí gelu, jehož výsledkem je další rozpínání. Výsledkem je bobtnací tlak, ke kterému přispívá i růst krystalů ettringitu a portlanditu. Jakmile je tahová pevnost betonu vyšší než tlak vyvozený molekulami vody a růstem krystalů, přestane objem betonu růst.

Aby se tedy uplatnilo autogenní smrštění, musí nejdříve dojít k chemickému smrštění vlivem hydratace. Pokud je následně beton neošetřován, jinými slovy není dodávána další voda do pórového systému kapilár, dojde k samovysychání a tím k autogennímu smrštění. Na Obr. 3.9 je vidět názorné schéma zdánlivých a absolutních objemových změn vlivem autogenního smrštění.

Autogenní smrštění u běžných betonů s vodním součinitelem nad 0,45 je zanedbatelné (asi  $50 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  ve stáří 1 měsíc a  $100 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  ve stáří 5 let). Zanedbatelnost autogenního smrštění u běžných betonů je způsobená velkým počátečním množstvím vody v systému. Naopak u vysokopevnostních betonů s vodním součinitelem kolem 0,20 se malé množství vody spotřebuje na hydrataci cementu a samovysychání nastává téměř hned po uložení betonu. Navíc je chemické smrštění posíleno pucolánovou reakcí díky přítomnosti křemičitého úletu (mikrosiliky), která se běžně do vysokopevnostních betonů přidává. Autogenní smrštění tak

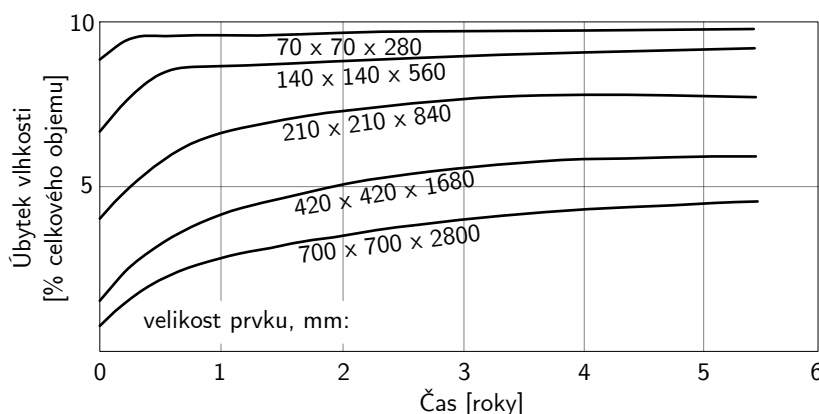


**Obrázek 3.9:** Schéma objemových změn cementového tmele vlivem autogenního smrštění [37].

může dosáhnout až  $700 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ . Takové hodnoty smrštění již mohou znamenat velké riziko pro vznik trhlin. Při uložení betonu do vody dosahuje bobtnání okolo  $100$  až  $150 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  za 6 až 12 měsíců [26], [36], [31].

### 3.2.2.3 Smrštění vysycháním

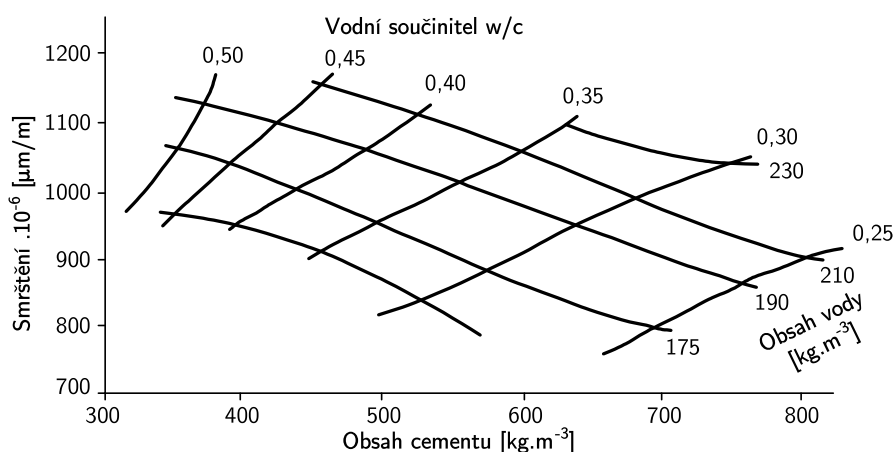
Smrštění vysycháním je důsledek odpařování záměsové vody z kapilárních pórů ve ztvrdlém betonu. Uplatňují se na něj stejné principy jako při samovysychání u autogenního smrštění, tedy nejdříve dojde k odparu vody z kapilárních pórů a tvorbě menisků, ty pak působí kapilárními silami na stěny kapilár a způsobují smršťování. Zásadní rozdíl je však v tom, že k samovysychání dochází v celém objemu vodou neošetřovaného betonu homogenním způsobem. Naopak vysychání odpařováním začíná nejdříve u povrchu betonu a následně postupuje do nitra jeho struktury. Postupně se tak vytváří vlhkostní gradient (podobně jako u teplotního gradientu spojeným s vývinem hydratačního tepla), který zapříčiní vznik tahových napětí na povrchu betonu a riziko vzniku trhlin.



**Obrázek 3.10:** Úbytek hmotnosti vzorků různého rozměru (relativní vlhkost 55 %) [31].

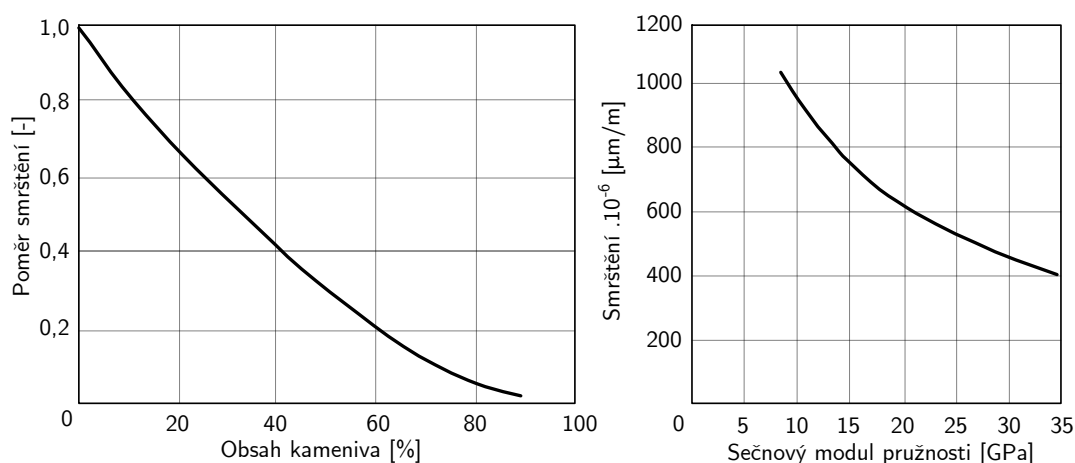
Jak vody v betonu postupně ubývá, jsou menisky tvořeny v užších kapilárách a kapilární síly jsou stále silnější. Čím silnější tyto síly jsou, tím těžší je vodu z betonu odpařit. To lze vidět na tvaru křivky (viz Obr. 3.10), vyjadřující závislost mezi úbytkem hmotnosti a časem při vysychání betonu. Tvar těchto křivek je funkcí celkového objemu pórů, jejich tvaru, velikosti a propojenosti, stejně tak rozměrem betonového prvku a vlhkosti okolního vzduchu [36].

Zatímco autogenní smrštění je významné zejména u vysokopevnostních betonů s nízkým vodním součinitelem, smrštění vysycháním je naopak zásadní u běžných betonů. Ty totiž obsahují celkově větší množství vody, které se ze systému může odpařit. Míra smrštění, je tedy závislá zejména na vodním součiniteli. Ten ovlivňuje kromě množství vody, která se může odpařit, i kapilární pórovitost. Jak již bylo řečeno dříve, čím vyšší je vodní součinitel, tím větší se tvoří kapilární póry, kterými pak voda snáze uniká ze struktury betonu do okolního prostředí. Na Obr. 3.11 je vidět vzorec smrštění jako funkce obsahu cementu, obsahu vody a vodního součinitele pro beton, který byl ošetřován vlhčením po 28 dní, pak nechán vyschnout po 450 dní.



**Obrázek 3.11:** Vzorec smrštění vysycháním jako funkce obsahu cementu, obsahu vody a vodního součinitele [31].

Smrštění podléhá pouze cementová matrice, která vyplňuje prostor mezi zrna kameniva. Budeme-li posuzovat smrštění betonu, musíme vzít v úvahu i obsah a modul pružnosti kameniva. Kamenivo totiž působí jako překážka, která zabraňuje hydratujícím cementovým zrnům, aby vyvíjely smrštění. Pokud se zvýší poměr kameniva k cementu ( $a/c$ ), při daném vodním součiniteli ( $w/c$ ) a tedy i dané pevnosti, dojde k výrazné redukci smrštění vysycháním. Objem kameniva je ale nutné zvýšit velikostí zrn kameniva. Vhodnou volbou zrnitosti kameniva dojde ke snížení dávky vody, která je potřebná k dosažení požadované konzistence. Pokud zachováme hodnotu vodního součinitele, sníží se i dávka cementu, což se projeví menším smrštěním. Ztráta pevnosti v důsledku nižší dávky cementu je kompenzována zvýšením obsahu kameniva. Současně je ve směsi větší objem zrn kameniva, která působí jako překážky, zabraňující vývoji smrštění. Schopnost kameniva zabránit deformaci způsobenou smrštěním je závislá na jeho modulu pružnosti. Čím je modul pružnosti kameniva vyšší, tím méně se kamenivo samo deformuje a lépe tak zabraňuje smrštění cementové matrice. Hodnoty modulů pružnosti běžně používaných hornin k výrobě betonu jsou uvedeny v Tab. 3.3. Přítomnost jílu v kamenivu snižuje jeho schopnost bránit deformaci smrštění, neboť jíl sám podléhá jeho efektům. Vliv obsahu kameniva a modulu pružnosti kameniva na smrštění je vidět na Obr. 3.12 [26], [31].



**Obrázek 3.12:** Vliv obsahu kameniva (objemově) v betonu na poměr smrštění betonu k smrštění cementového tmele (vlevo); Závislost mezi smrštěním vysycháním po 2 letech a sečnovým modulem pružnosti betonu po 28 dnech (vpravo) [31].

Účinným způsobem, jak dosáhnout snížení vodního součinitele, respektive dávky vody a cementu za zvýšení obsahu kameniva, je použití plastifikátorů anebo superplastifikátorů. Přísady však samy o sobě ke smrštění přispívají pouze málo [26], [31].

Obdobně vlastnosti cementu mají pouze malý vliv na smršťování betonu vlivem vysychání. Větší smrštění samotné cementové pasty nemusí nutně znamenat větší smrštění betonu. Jemnost mletí cementu může mít vliv v případě hrubších zrn (více jak  $75 \mu\text{m}$ ). V takovém případě se nehydratovaná zrna cementu chovají jako zrna kameniva. Chemické složení cementu vysychání také neovlivňuje. Výjimkou jsou cementy s nízkou dávkou síranu vápenatého (sádrovce), u kterých se projevuje větší smrštění. Důvodem je vytvoření počáteční struktury během tuhnutí, která má následně vliv na strukturu hydratované cementové pasty. Vytvoření této počáteční struktury je ve velké míře ovlivněno právě síranem vápenatým. Optimální dávka síranu vápenatého pro zpomalení počáteční reakce aluminátů je nižší, než by byla optimální dávka ke snížení smrštění [31].

Ošetřování smrštění vysycháním během životnosti konstrukce prakticky nesnižuje, na rozdíl od autogenního smrštění kde hraje stěžejní roli. Ošetřování hraje pouze velkou roli u prvků vystavených prostředí s nízkou relativní vlhkostí, kdy sníží pórovitost betonu a zajistí růst pevnosti. Na druhou stranu klesá počet nehydratovaných cementových zrn, které brání smrštění. Současně dobře ošetřený beton se po ukončení ošetřování začne rychleji smršťovat a relaxace napětí je pomalá. Navíc pevnější beton má nižší lomovou kapacitu. Tyto faktory mohou převýšit vyšší tahovou pevnost betonu a zapříčinit vznik trhliny. Problematika je komplexní a zatím nebyly účinky ošetřování na smrštění jednoznačně prokázány. Delší ošetřování nemá smysl, neboť proces vysychání a smršťování pouze oddálí, ale na celkovou velikost nebude mít vliv [26], [31].

Poslední poznámka ke smrštění vysycháním se bude týkat přísad redukujících smrštění (SRA neboli „shrinkage reducing admixture“) a rozpínavých přísad.

Přísady SRA snižují autogenní smrštění i vysychání. Jsou to chemikálie na bázi neopentyl-glykolu a dávkují se na 1 - 2 % hmotnosti cementu. Přísady SRA nezabraňují odpařování vody z betonu, nýbrž snižují povrchové napětí vody v kapilárách a tím snižují



kapilární síly, které působí na stěny pórů.

Rozpínavé (expanzivní) přísady jsou anorganické látky, které mohou zvětšovat svůj objem reakcí s vodou. V cementové matici musí být jejich expanze zachycena výztuží, takže je beton stále namáhaný tlakovým napětím, zatímco přenáší tahová napětí. Expanzivní přísada proto musí začít reagovat a expandovat až po tom, co beton začal tvrdnout. Teprve tehdy se vyvíjí pevná vazba mezi betonem a výztuží, která je schopna zajistit stav koexistence dvojího napětí. V zásadě se jedná o chemicky předpjatou konstrukci.

První skupinou rozpínavých přísad jsou látky založené na kalcium-sulfo-aluminátu, ze kterého následně vzniká ettringit. Ten však pro svojí expanzi potřebuje delší dobu (4 - 7 dní), což je z praktického hlediska nevýhodné. Konstrukce se totiž odbedňují již po 3 dnech a k potřebnému ošetřování by pravděpodobně nedošlo. Z toho důvodu není tato skupina přísad na bázi ettringitu často používána.

Druhou skupinou rozpínavých přísad jsou mrtvě pálené CaO a MgO. Reakce těchto oxidů vyprodukuje  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (portlandit), respektive  $\text{Mg}(\text{OH})_2$  (brucit). Mrtvě pálené vápno potřebuje pro svoji hydrataci a expanzi pouze 3 dny a z toho důvodu je vhodnější než přísady na bázi ettringitu. K redukci smrštění pomocí přísad je ideální použití kombinace SRA a CaO [26].

### 3.2.3 Vývoj mechanických vlastností betonu

#### 3.2.3.1 Pevnost

Pevnost betonu se rozlišuje podle typu namáhání na: pevnost v tlaku, pevnost v dostředném tahu a pevnost v tahu za ohybu. Zásadní pro vznik trhlin je však pevnost betonu v tahu.

Pevnost betonu v tlaku se dělí podle tvaru zkušební tělesa. Podle ČSN EN 12390-3 se zkouší buď na krychlích o hraně 150 mm nebo na válcích o průměru 150 mm a výšce 300 mm. Zkouška pevnosti v dostředném tahu je prakticky velmi náročná. Místo ní se v praxi provádí zkouška v příčném tahu podle ČSN EN 12390-6 nebo zkouška v tahu ohybem podle ČSN EN 12390-5. Je nutné zmínit, že hodnoty, které jednotlivé zkoušky poskytují nejsou stejné. Stejně tomu je v případě pevnosti v tlaku, kdy hodnoty na krychlích jsou v průměru větší než hodnoty na válcích. To je dáno typem namáhání respektive tvarem tělesa. Proto je vždy nutné uvést, jakým typem zkoušky byla pevnost získána.

V praxi se měří zejména pevnost v tlaku, která obecně udává kvalitu betonu. Pro převod mezi jednotlivými hodnotami existuje celá řada vztahů [26], [36], [31]. Podle [6] lze přibližnou hodnotu pevnosti v dostředném tahu  $f_{ct}$  [MPa] uvažovat jako:

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} \quad (3.4)$$

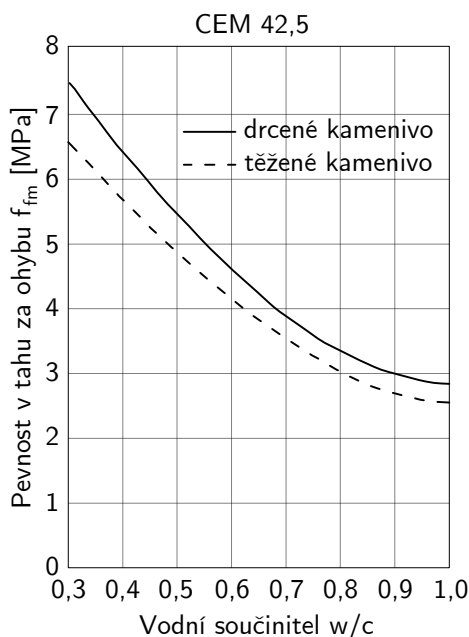
kde  $f_{ct,sp}$  [MPa] je pevnost v příčném tahu.

Norma taktéž uvádí vztah pro přepočtení charakteristické pevnosti v tlaku  $f_{ck}$  [MPa], respektive průměrné hodnoty pevnosti v tlaku  $f_{cm}$  [MPa], na průměrnou pevnost v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} & \text{platí pro } \leq \text{C50/60;} \\ 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) & \text{platí pro } > \text{C50/60.} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$(3.6)$$

Tento přístup ale nebere v potaz vliv kameniva, které hraje u pevnosti v tahu malou roli podle toho, jestli se jedná o kamenivo těžené (oválná a hladká zrna) nebo kamenivo drcené (drsná zrna nepravidelného tvaru). Díky drsnosti a nepravidelnosti povrchu zrn drceného kameniva cementový tmel lépe přilne k povrchu zrn. Vytvoří se tak soudržnější vazba než v případě těženého kameniva a pevnost betonu v tahu je vyšší. Vliv typu kameniva a vodního součinitele na pevnost betonu v tahu za ohybu je vidět na Obr. 3.13 [26], [31].

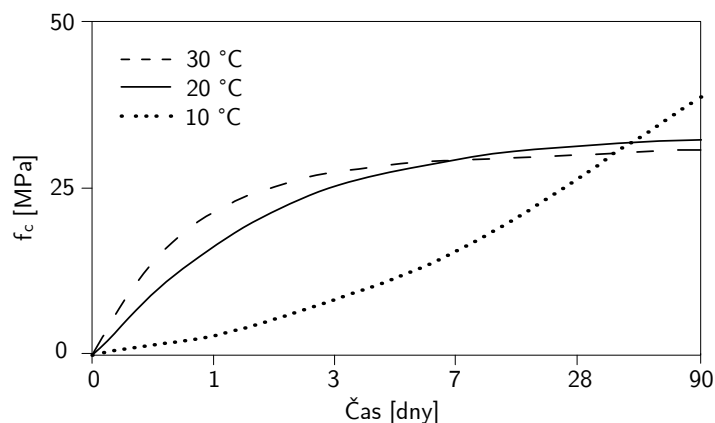


**Obrázek 3.13:** Vliv typu kameniva a vodního součinitele na pevnost betonu v tahu za ohybu ve stáří 28 dní [26].

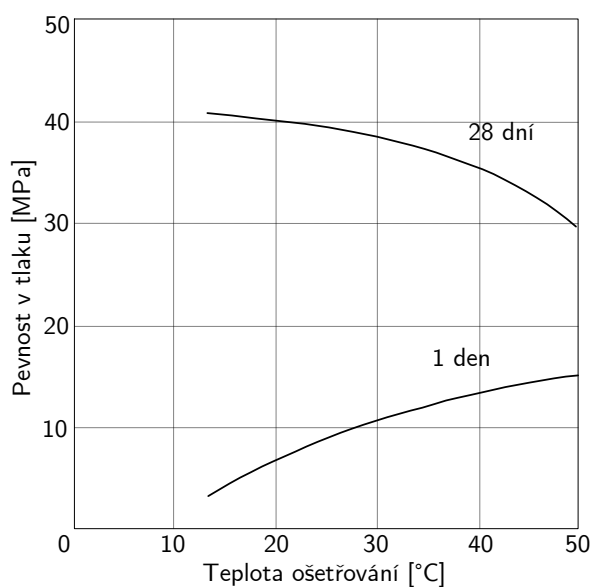
Obecně je vývoj pevnosti funkcí teploty. Čím vyšší je teplota betonu, tím rychlejší je hydratační reakce a s ní i nárůst pevnosti. Teplota v betonu je ovlivněna dvěma faktory: vývinem hydratačního tepla betonu a teplotou okolního prostředí. Jak již bylo řečeno dříve, vývin hydratačního tepla je závislý zejména na složení betonu, tzn. chemickém složení cementu, jeho množství a jemnosti mletí (měrném povrchu), ale také na vodním součiniteli a použití přísad nebo příměsí. Teplota prostředí je dána klimatickými podmínkami respektive způsobem ošetřování.

Pro zkoušení pevnosti jsou definovány podmínky při zrání betonu o teplotě 20 °C. V praxi ale beton zraje při různých teplotách a je nutné to zohlednit. Na Obr. 3.14 je znázorněno schéma vývoje pevnosti betonu v tlaku při teplotě 10, 20 a 30 °C. Jak lze vidět, při teplotě 10 °C je vývoj pevnosti v raném stáří pomalejší, ale konečná pevnost po 90 dnech je vyšší. Naopak při teplotě 30 °C vzrostou počáteční pevnosti rychleji, konečné pevnosti po 90 dnech jsou však nižší. Lze si povšimnout, že pevnost v čase 28 dní je u všech teplot srovnatelná. Z toho důvodu byla stanovena doba zkoušení po 28 dnech. Tak by se neměly vyskytnout velké rozdíly mezi výsledky zkoušení vzorků ze stavby a z laboratoře. To však nemusí platit při teplotách nižších než 10 °C. Příčina rozdílných pevností vlivem teploty byla vysvětlena již dříve [26], [31].

Na Obr. 3.15 je znázorněn vliv teploty ošetřování na pevnost betonu v tlaku ve stáří 1 a 28 dnů. Vzorky byly před zkoušením zchlazeny na teplotu 23 °C v průběhu dvou hodin.



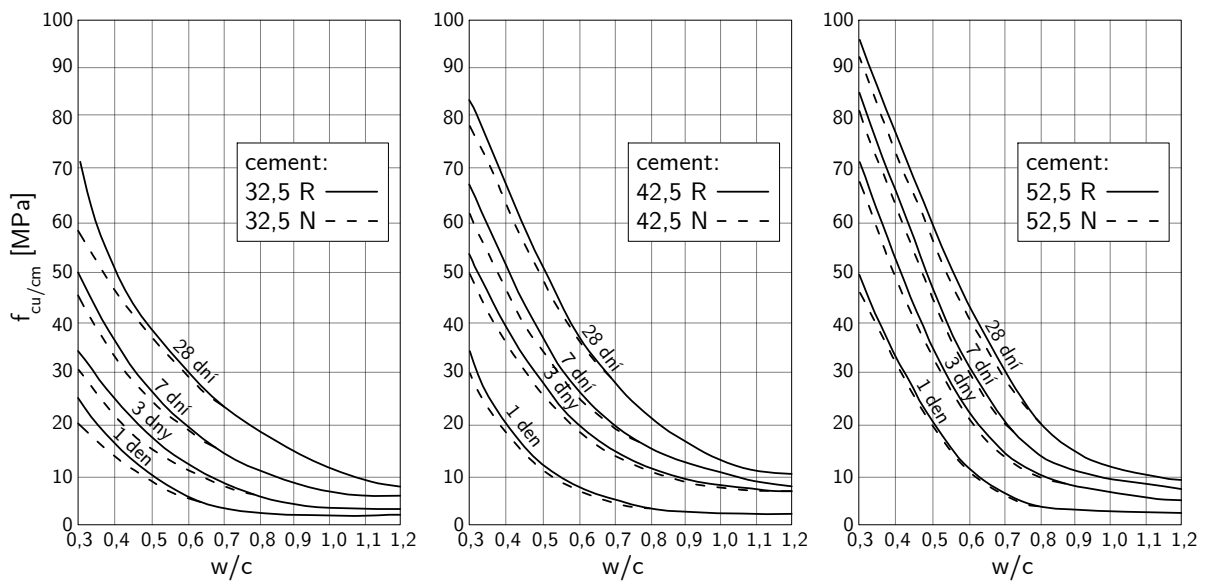
**Obrázek 3.14:** Vliv teploty na vývoj pevnosti [26].



**Obrázek 3.15:** Vliv teploty ošetřování na pevnost betonu v tlaku ve stáří 1 a 28 dní [31].

U vodonepropustných betonových konstrukcí je důležitá tahová pevnost mladého betonu, neboť právě ten je vystaven mj. i teplotnímu namáhání od vývinu hydratačního tepla. Jako logický krok se nabízí urychlit nárůst pevnosti, aby tahová pevnost bylo dostatečná. Z výše uvedeného však vyplývá, že pokud zrychlíme nárůst pevnosti, zvýšíme tak i vývin hydratačního tepla, který namáhání způsobuje. Vzniká tak uzavřená smyčka, která návrh složení betonu značně komplikuje. V praxi je nutné důkladně porovnat tyto dva faktory a navrhnout vhodná opatření.

Velmi významným faktorem, který určuje pevnost betonu, je vodní součinitel. Jeho vliv na rychlost hydratace a utváření struktury cementové matrice byl probrán již dříve. Na Obr. 3.16 je vidět vliv vodního součinitele a doby ošetřování na průměrnou pevnost betonu v tlaku z cementů různých pevnostních tříd a rychlostí.



**Obrázek 3.16:** Vliv vodního součinitele a doby ošetřování na průměrnou krychelnou pevnost betonu v tlaku  $f_{cu/cm}$  z různých cementů [26].

### 3.2.3.2 Modul pružnosti

Modul pružnosti je vedle pevnosti další významnou materiálovou charakteristikou betonu. Vyjadřuje schopnost betonu se pod působícím napětím přetvářet a tudíž je základním parametrem používaným pro výpočet deformací (průhybů, smrštění, dotvarování). Zároveň nám udává, jaké napětí vznikne při dané deformaci. To je obzvláště důležité u prvků, které jsou vystavené zmíněným objemovým změnám. Vztah mezi modulem pružnosti  $E$  [GPa], napětím  $\sigma$  [MPa] a přetvořením  $\epsilon$  [-] vyjadřuje Hookův zákon:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (3.7)$$

Ze vztahu vyplývá, že čím vyšší je modul pružnosti, tím méně se beton pod daným zatížením deformuje, ale na druhou stranu pod danou deformací vznikne větší napětí.

V běžné praxi se modul pružnosti stanovuje při návrhu z průměrné pevnosti betonu v tlaku  $f_{cm}$  [MPa] ve stáří 28 dní. Norma ČSN EN 1992-1-1 uvádí přibližné hodnoty modulu pružnosti  $E_{cm}$  [GPa] (sečnová hodnota mezi  $\sigma_c = 0$  a  $0,4f_{cm}$ ), které lze získat podle vztahu:

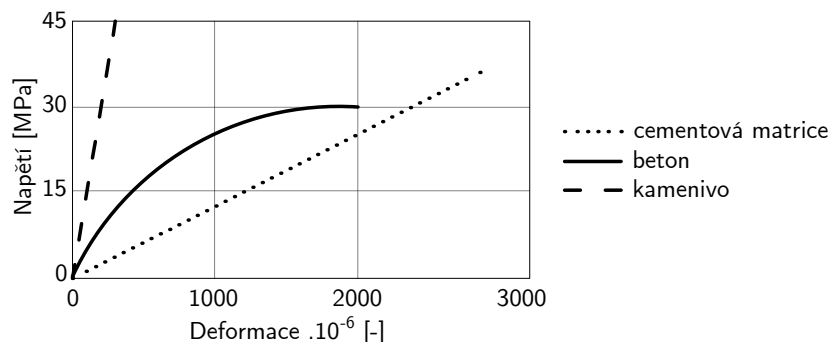
$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.8)$$

Norma taktéž udává, stejně jako pro pevnost, vztah pro výpočet modulu pružnosti v čase zrání betonu:

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm} \quad (3.9)$$

kde  $f_{cm}(t)$  [MPa] je průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří  $t$  dní vypočtená ze součinu průměrné pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní  $f_{cm}$  [MPa] a časové funkce  $\beta_{cc}(t)$  stejně jako v (A.4), a  $E_{cm}$  [GPa] je přibližná hodnota modulu pružnosti ve stáří 28 dní.

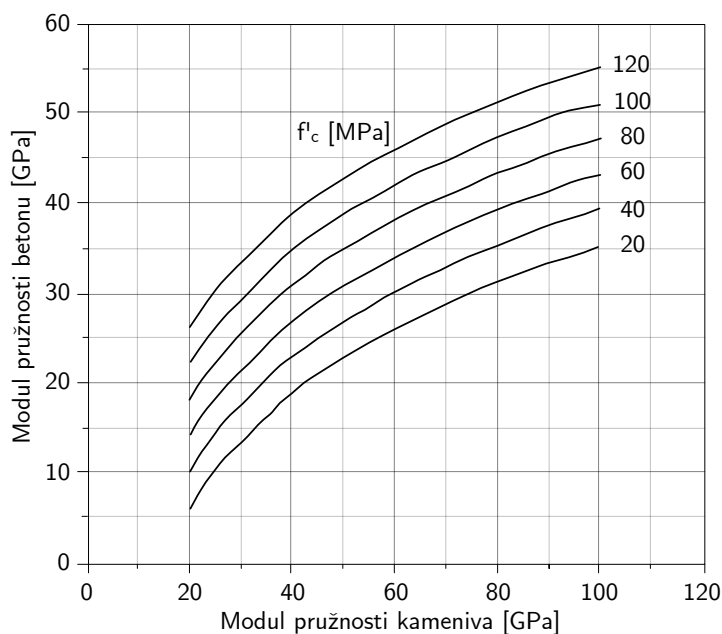
Tento přístup však není zcela správný. Bere totiž v potaz pouze tu skutečnost, že modul pružnosti závisí na pevnosti v tlaku (tedy na množství a druhu cementu, vodním součiniteli a době ošetřování). Pevnost ale vypovídá z větší části pouze o tuhosti cementové matrice, která je zpravidla přetvárnější. Modul pružnosti však závisí zejména na tuhosti kameniva. Toho je v betonu obsaženo více a jeho modul pružnosti bývá obecně mnohem vyšší. Kombinací obou složek dostaneme modul pružnosti betonu, jak ukazuje Obr. 3.17.



**Obrázek 3.17:** Souvislost mezi přetvárnostmi cementové matrice, kameniva a betonu [26].

Kamenivo ovlivňuje modul pružnosti v zásadě dvěma způsoby. První je druh a lokalita kameniva. Vyvřelé horniny (např. čedič nebo žula) mají modul pružnosti vysoký, zatímco metamorfované a usazené hodnoty mají hodnoty nižší. Moduly pružnosti vybraných hornin jsou uvedené v Tab. 3.3 a na Obr. 3.18 je znázorněna závislost modulu pružnosti betonu na modulu pružnosti kameniva a pevnosti betonu v tlaku.

Druhým významným vlivem na modul pružnosti betonu je množství a frakce kameniva. Se stoupajícím podílem kameniva v betonu a zvětšující se frakcí stoupá i modul pružnosti betonu.



**Obrázek 3.18:** Závislost modulu pružnosti betonu na modulu pružnosti kameniva a pevnosti betonu v tlaku [36].

**Tabulka 3.3:** Moduly pružnosti vybraných hornin (hodnoty v GPa) [21].

Typ horniny	Čedič	Žula	Vápenec	Křemenec	Diorit, Gabbro	Křemenný pískovec	Křemenný porfýr
Modul pružnosti	~ 80	38 - 75	40 - 70	~ 60	~ 50	~ 30	25 - 65

Modul pružnosti cementové matrice je závislý na její struktuře, jinými slovy na její pevnosti. Z toho důvodu je křivka vývoje modulu pružnosti betonu téměř stejná jako křivka pevnosti. Vlastnosti kameniva jsou neměnné a jediné co v čase narůstá je modul pružnosti cementové matrice. Jak již bylo několikrát zmíněno, struktura cementové matrice závisí na parametrech cementu, vodním součiniteli a podmínkách při zrání betonu (ošetřování, teplota atd.).

### 3.2.3.3 Koeficient teplotní roztažnosti

Vedlejší, avšak neméně důležitou vlastností betonu je teplotní roztažnost. Ta je ovlivněna koeficientem teplotní roztažnosti  $\alpha_c$  [ $K^{-1}$ ], který opět závisí mj. na složení betonu. Koeficient teplotní roztažnosti cementového tmele se udává mezi  $11 \cdot 10^{-6}$  a  $20 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  a je vyšší než koeficient kameniva. Obecně platí, stejně jako u modulu pružnosti, že koeficient teplotní roztažnosti betonu je funkcí obsahu kameniva betonu a jeho koeficientu teplotní roztažnosti. Hodnota pro beton se běžně udává  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ . To však platí pouze pro ztvrdlý beton. Čerstvý beton má koeficient teplotní roztažnosti vyšší. Udává se  $19 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  a následně při tuhnutí a tvrdnutí exponenciálně klesá. Koeficient ovlivňuje například i vlhkost a teplota [21], [31].

## 4 Složení betonu pro bílé vany

Na základě poznatků z předchozích kapitol budou v této kapitole shrnuty základní principy složení betonové směsi pro bílé vany. Tyto principy pak budou aplikovány při návrhu směsí různého složení v experimentální části této práce. U některých složek se bude jednat pouze o zopakování výše zmíněného, jiné složky zde budou probrány podrobněji.

### Cement

Množství a druh cementu musí být v první řadě voleno s ohledem na stupeň vlivu prostředí, ve kterém se konstrukce bude nacházet a splnit tak požadavky ČSN EN 206+A1. Následně by se cement měl volit tak, aby se maximálně redukoval vývin hydratačního tepla a chemické smrštění betonu. Podle [18] by se měl použít cement bez obsahu  $C_3A$ , ten se však v České republice nevyrábí. Podle [21] by se měl použít cement CEM III 32,5 L(N)-LH, tedy vysokopecní cement s pomalým nebo normálním nárůstem pevnosti a nízkým vývinem hydratačního tepla. Tento typ cementu má nízký obsah portlandského slínku, jako příměs se do něj přidává struska a podle jejího obsahu se dělí na tři podtypy: A 36 - 65 %, B 66 - 80 %, C 81 - 95 %. Současně se doporučuje maximální množství cementu  $320 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ .

### Kamenivo

Vhodné kamenivo do betonu je přírodní těžené nebo drcené kamenivo. Drcené kamenivo zvyšuje pevnost betonu v tahu, ale snižuje čerpatelnost. Maximální zrno kameniva se v první řadě volí podle vyztužení konstrukce, aby došlo ke kvalitnímu probetonování všech detailů. Vhodné je však volit větší zrna kameniva. To přispívá ke snížení dávky cementu a vody, která je potřeba k obalení všech zrn a zajištění zpracovatelnosti. Navíc při zrání betonu brání smrštění a značně redukuje jeho hodnotu. V poslední řadě větší průměr zrn kameniva snižuje cenu betonu. Obvykle se pro výrobu betonu používá kamenivo s maximálním průměrem zrn 16, 22 nebo 32 mm.

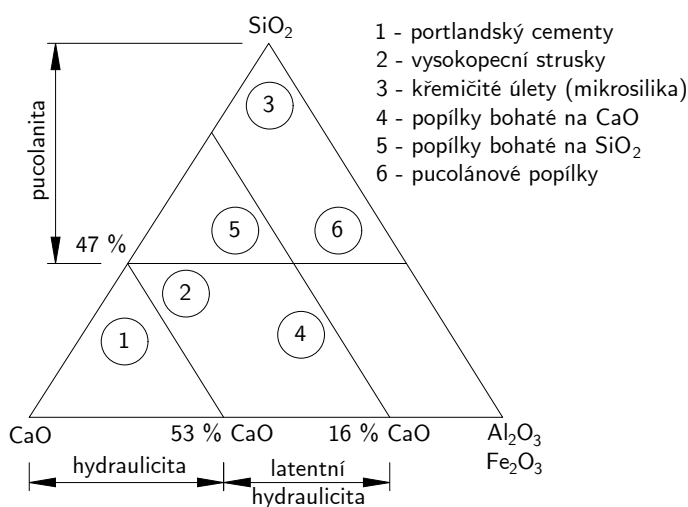
Kamenivo nesmí obsahovat velké množství chloridů, které způsobí urychlenou korozi vyztuže. Dále nesmí obsahovat sírany, které mohou způsobit tvorbu sekundárního ettringitu (DEF), a nesmí reagovat s alkáliemi v cementu (alkalicko-křemičitá reakce a alkalicko-uhlíčitánová reakce). V neposlední řadě musí mít omezený obsah organických látek, jílu a dalších jemných částic. Ty přímo neohrožují trvanlivost konstrukce ale mohou mít vliv na pevnost nebo průběh hydratace. Pokud má beton odolávat mrazu, musí být kamenivo mrazuvzdorné [26].

## Příměsi

Příměsi jsou jemnozrné práškovité látky, které se přidávají do cementu při mletí portlandského slínku nebo až do čerstvého betonu za účelem zlepšení vlastností čerstvého i ztvrdlého betonu. Dávkují se ve větším množství než chemické přísady (viz dále) a dělí se na dva typy: inertní příměsi (typ I) a pucolány nebo latentně hydraulické látky (typ II).

Příměsi typu I se neúčastní hydratační reakce cementu s vodou a plní pouze roli mikroplniva. Obvykle se jedná o jemně mleté horniny a moučky (např. vápence nebo dolomitu) nebo práškové pigmenty.

Příměsi typu II vykazují pucolánové nebo latentně hydraulické vlastnosti. Pucolanita a latentní hydraulická je v zásadě totéž, rozdíl je pouze v obsahu některých minerálů. V obou případech se jedná o látky, které jsou schopny za přítomnosti hydroxidu vápenatého ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) a vody o normální teplotě hydratovat a tvrdnout. Podmínkou chemické reakce je alkalické prostředí (přítomnost zmíněného vápna), které vytváří svojí hydratací portlandský slínek. Ten má sám o sobě hydraulické schopnosti, tzn. že potřebuje ke své hydrataci pouze přítomnost vody. Díky tomu mohou příměsi typu II částečně nahrazovat portlandský slínek při výrobě cementu. Snížení obsahu slínku má pozitivní dopad na vývin hydratačního tepla, smrštění, ale i cenu betonu. Dále svojí hydratací zvyšují pevnost, chemickou odolnost a snižují propustnost. Přehled hydraulických, latentně hydraulických a pucolánových látek je znázorněn v potrojném diagramu na Obr. 4.1 [26], [22].



**Obrázek 4.1:** Pozice hydraulických a pucolánových látek v potrojném diagramu  $\text{CaO} - \text{SiO}_2 - \text{Al}_2\text{O}_3 (\text{Fe}_2\text{O}_3)$  [22].

## Pucolány

Pucolány jsou látky s obsahem siliky (amorfní  $\text{SiO}_2$ ) alespoň 47%. Samy o sobě nemají hydraulické schopnosti a k jejich aktivaci je potřeba smísení s vápnem nebo portlandským cementem. Pucolány mohou být přírodního původu nebo uměle vyráběné. Přírodní pucolány jsou horniny sopečného původu jako tufy, trasy nebo sopečné sklo. Uměle vyráběné pucolány vznikají jako vedlejší produkt průmyslové výroby, např. elektrárenský popílek nebo křemičitý úlet (viz dále). Pucolány se používají při výrobě pucolánových cementů



(CEM IV). Ty se vyznačují nízkým vývinem hydratačního tepla, lepší odolností proti některým chemickým látkám, síranům a mořské vodě. Také snižují následky alkalicko-křemičité reakce a mají vyšší odolnost proti působení chloridů [22], [26].

### Popílek

Létavý popílek vzniká spalováním uhlí v práškovém stavu a je zachycován v odlučovačích. Stejně jako každý odpad, mají velmi proměnlivé chemické, mineralogické a granulometrické složení podle druhu spalovaného uhlí, technického řešení spalovacího procesu a způsobu odlučování z exhalátů. Existuje mnoho druhů popílků, ale za zmínku stojí pouze dva hlavní. Křemičité popílků bohaté na  $\text{SiO}_2$ , které vznikají spalováním černého uhlí a působí jako pucolány. Pucolanita se však projevuje velmi pomalu v řádu měsíců až let. Druhým typem jsou vápenaté popílků, které vznikají spalováním hnědého uhlí a lignitu. V České republice vzniká převážné množství popílku spalováním hnědého uhlí.

Popílek se používá při výrobě některých portlandských směsných cementů, ale častěji se přidává jako minerální příměs při výrobě betonu. Díky sférickému tvaru víceméně dutých zrn zlepšuje zpracovatelnost betonu. Je však potřeba více vody, která je nutná k adsorpci na jejich povrchu. Přítomnost popílku v betonu oddaluje hydratační reakci, zpomaluje tvrdnutí betonu a snižuje vývin hydratačního tepla. Také má vliv na dlouhodobou pevnost a snižuje karbonataci betonu. Popílek může být přidáván do betonu také jako inertní příměs (typ I). V takovém případě je jeho množství omezeno přípustností jemných podílů částic do 0,125 mm maximálně do 25 % hmotnosti cementu [22], [26].

### Křemičitý úlet (mikrosilika)

Křemičité úlety jsou odpadním materiálem některých hutnických provozů. Vyznačují se mimořádně velkým měrným povrchem ( $15000 - 25000 \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$ ) a vysokým obsahem amorfního  $\text{SiO}_2$  (90 - 98 %) ve tvaru kulatých zrn s velikostí okolo 0,1  $\mu\text{m}$ . Mikrosilika příznivě ovlivňuje vlastnosti čerstvého betonu jako je segregace, krvácení betonu a čerpatelnost. Současně malá zrna vyplní pórovitou strukturu cementové matrice a ve výsledku je ztvrdlý beton hutnější, pevnější a méně propustný s velmi kvalitní povrchovou vrstvou. Velký měrný povrch ale vyžaduje vyšší dávku vody nebo superplastifikátorů. Vzhledem ke své vysoké ceně nachází největší uplatnění pouze při výrobě vysokopevnostního betonu [22], [26].

### Vysokopecní (granulovaná) struska

Vysokopecní struska vzniká jako odpad při výrobě železa ve vysokých pecích. Při styku s vodou se chová stejně jako pucolány, pro její aktivaci je potřeba hydroxid vápenatý ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ). Pokud je však struska rychle ochlazena (tzv. granulována), ztvrdne ve skelném stavu. Struska pak obsahuje větší množství vápna než pucolány a při smíchání s vodou dokáže tvrdnout i bez přídavku dalšího vápna, ovšem velmi pomalu. Následně však stačí pouze malé množství vápna a struska se začne chovat jako plně hydraulická látka. Díky tomu je možné strusku míchat s portlandským cementem ve větších poměrech než je tomu v případě pucolánů. Ty totiž potřebují k vybuzení hydraulicity mnohem větší množství hydroxidu vápenatého. Vápno tak u strusky funguje pouze jako katalyzátor k vybuzení hydratace, zatímco u pucolánů se přímo účastní reakce. Vznikají tak struskoportlandské

cementy (CEM II) nebo vysokopecní cementy (CEM III), které mají podíl strusky až 95 %. Takové cementy mají pak mnohem nižší vývin hydratačního tepla než cementy pucolánové. Ostatní vlastnosti mají však tyto dva typy cementů velmi podobné.

Existují ještě další typy minerálních příměsí, které lze použít při výrobě betonu. Jedná se například o zeolit, inertní mikromletý vápenec nebo kalcinovanou břidlici [22], [26].

## Záměsová voda

Podle [18] je doporučená maximální dávka vody v betonu  $170 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ . Podle [11], [21] je to  $165 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$  a maximální vodní součinitel  $w/c \leq 0,55$ .

## Přísady

Přísadami se rozumí chemické, většinou kapalné látky, které se přidávají do betonu během míchacího cyklu za účelem zlepšení vlastností čerstvého nebo ztvrdlého betonu. Dávkují se v množství do 5 % z hmotnosti. Jejich účinnost je ovlivněna chemickým složením cementu, jeho měrném povrchu a koncentrací přísady. Chemických přísad existuje velké množství a dělí se podle účinků na vlastnosti betonu. Pro vodonepropustné betonové konstrukce jsou relevantní tyto typy přísad:

### Plastifikátory a superplastifikátory

Jedná se o nejdůležitější typ přísad a používají se s následujícími záměry:

- Zlepšování zpracovatelnosti čerstvého betonu a tím omezení použití intenzivní vibrace při zhutňování.
- Snížení množství záměsové vody a tím redukování vodního součinitele za zvýšení pevnosti a trvanlivosti betonu.
- Snížení množství vody i cementu a tak při zachování zpracovatelnosti je předpoklad snížení dotvarování a smrštění.

Podstatné jsou hlavně body dva a tři. Snížení vodního součinitele přispívá k tvorbě nižšího počtu kapilárních pórů, které ovlivňují hutnost cementové matrice a tím i výslednou pevnost, propustnost a trvanlivost. Zvýšení poměru kameniva k cementovému tmelu zase přispívá k redukcí smrštění a dotvarování, ale také díky úspoře cementu snižuje vývin hydratačního tepla.

Plastifikátory musí být schopny snížit množství vody o více než 5 % při zachování stejné konzistence stanovené zkouškou sednutí nebo rozlití. Superplastifikátory snižují dávku vody až o 30 %. Současně musí u plastifikátorů vzrůst pevnost ve stáří 7 a 28 dní nejméně na 110 % referenční hodnoty a u superplastifikátorů nejméně na 140 % ve stáří 1 den a na 115 % ve stáří 28 dní.

Podle chemického složení se rozdělují na: polykarboxylátové kyseliny (PC), soli nebo deriváty lignisulfonanů (LS), sulfonované naftalenformaldehydové kondenzáty (SNF),

sulfonované melaminformaldehydové kondenzáty (SMF) a kopolymery karboxyakrylové kyseliny s akrylesterem (CAE). Sloučeniny na bázi PC se považují za nejúčinnější, zejména pokud jde o snížení vodního součinitele [26], [22].

### **Přísady redukující smrštění**

Tento typ přísad byl zmíněn již v sekci 3.2.2 věnované autogennímu smrštění. Ačkoliv je jejich účinnost nezpochybnitelná, kvůli vysoké ceně se v běžných betonech nevyužívají. Uplatnění nalézají zejména u litých cementových potěrů pro realizaci roznášecích a nášlapných vrstev podlah. Jemnozrnnost a vysoká tekutost těchto směsí je dělá náchylné k nadměrnému smrštění.

### **Krystalické přísady**

Krystalické přísady jsou v dnešní době oblíbeným systémem realizace vodonepropustné betonové konstrukce na principu bílé vany. Oproti výše zmíněným přísadám se aplikují v práškové formě a skládají se z cementu (80 - 90 %), hydroxidu vápenatého (10 - 20 %), redukčního činidla a tajné složky, jejíž složení ani množství není upřesněno [38].

Jsou prezentovány jako přísady, které díky sekundární krystalizaci vyplňují kapilární póry v cementové matici a trvale utěsňují beton proti pronikání vody a vlhkosti. Také dokáží utěsnit vzniklé trhliny až do šířky 0,4 mm (vylepšená schopnost samohojení betonu). V praxi to znamená, že je možné konstrukce navrhovat na větší šířku trhliny namísto běžné hodnoty 0,3 mm. To má za následek výraznou úsporu ve vyztužení konstrukce a tedy i ve výsledné ceně za dílo. Navíc mají mít pozitivní vliv na pevnost, uvádí se zvýšení pevnosti až o 10 % při doporučené dávce 1 % z hmotnosti cementu, zlepšovat zpracovatelnost a odolnost proti chemickým vlivům [39].

Výše uvedené vlastnosti dělají krystalizační přísady mezi laickou veřejností velmi atraktivním řešením pro realizace vodonepropustných betonových konstrukcí. Nicméně mezi částí odborné komunity panuje skepse. Důvodem je např. nedostatečně prokázaná schopnost utěsňování trhlin. Práce [38] zabývající se touto problematikou shrnuje dosavadní poznatky a předkládá rozsáhlý experiment, který si klade za cíl ověřit vliv krystalizační přísady na zacelení trhlin v betonu. Nicméně, ani výsledky této práce nepřinesly jednoznačný závěr, který by účinky krystalizační přísady na zacelení trhlin prokázal nebo vyvrátil. Hlavním problémem bylo vytvořit uměle vyvolané trhliny o předepsané šířce. V praxi se tato schopnost dobře nedá prokázat, neboť pokud vznikne trhlina v hotové konstrukci, většinou se přistoupí k dodatečnému utěsnění a možnost samoutěsnění vlivem samohojení betonu se tak vyřadí.

### **Rozptýlená výztuž**

Poslední, avšak nestandardní složkou, kterou lze přidávat do betonu jsou vlákna. Takový beton se pak podle typu vláken nazývá vláknobeton nebo drátkobeton. Hlavním účelem vláken je snížení rizika vzniku a růstu trhlin, způsobených tahovým napětím od smrštění betonu. Zároveň však mohou mít pozitivní vliv i na další vlastnosti jako je houževnatost nebo odolnost proti abrazi.

Vlákna do betonu mohou být charakterizována čtyřmi parametry: materiálem (polymerní, skelná nebo ocelová), poměrem délky k průměru, tvarem vlákna a obsahem vláken vyjádřeným v  $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ . Na základě těchto parametrů existují čtyři nejdůležitější oblasti použití vláken:

### **Polymerní mikrovlákna**

Polymerní mikrovlákna se používají k redukci nebo úplnému zamezení vzniku mikrotrhlin, které vznikají v důsledku plastického smrštění. Více o plastickém smrštění v sekci 3.2.2.1. Tento problém se týká zejména litých potěrů podlah nebo maltových omítek. Běžná dávka mikrovláken u litých potěrů se pohybuje okolo  $0,2\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ .

### **Polymerní makrovlákna**

Polymerní makrovlákna se používají k zastavení růstu makrotrhlin, které vznikají v důsledku smrštění vysycháním. Jsou zpravidla nepravidelného tvaru k zajištění lepší soudržnosti s cementovou maticí a s průměrem asi  $10\ \mu\text{m}$ . Nejvhodnější je dávkovat vlákna spolu se superplastifikátorem, který sníží obsah cementu a vody, a smrštění redukuje přísadou (SRA). Kombinace těchto tří opatření je zaručenou, avšak finančně náročnější cestou k eliminaci účinků smrštění.

### **Ocelová vlákna**

Třetí aplikace vláken je ve formě ocelových drátků, odtud drátkobeton. Účelem drátků není ani tak zvýšit tahovou pevnost betonu, jako mu dát určitou houževnatost. Ta je rovna celkové energii spotřebované během lomu. Pokud zatížíme prostý beton, tak při dosažení maximálního napětí, které je rovno tahové pevnosti betonu, se prvek okamžitě poruší křehkým lomem. Deformace při dosažení maximálního napětí a deformace při kolapsu jsou v tomto případě stejné. Vyztužíme-li ale prvek ocelovými drátky, tak při dosažení napětí rovné tahové pevnosti betonu sice vznikne trhлина, ale nedojde ke kolapsu. Naopak po určité plastické prodlevě začne napětí opět růst. Poté následuje postupný pokles až dojde ke kolapsu konstrukce. V tomto případě deformace při vzniku trhliny a deformace při kolapsu konstrukce jsou jiné. Tomuto napětí vyvozené po vzniku trhliny se říká reziduální pevnost betonu a je způsobena díky tažnosti ocelových drátků. Plocha pod křivkou napětí-deformace je tak mnohem větší, než v případě prostého betonu a prvek tak vykazuje větší houževnatost. Houževnatost také určuje rázovou pevnost betonu, ta je zejména důležitá u průmyslových podlah s častým cyklickým a rázovým zatížením. Drátky do betonu se vyrábějí v různých délkách a tvarech (koncevání). Obvyklá dávka se pohybuje okolo  $30\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , což odpovídá přibližně 1,5 % hmotnosti cementu.

### **PVA vlákna**

Posledním typem vláken jsou polyvinylalkoholová (PVA) vlákna. Ty propůjčují betonu stejné vlastnosti jako ocelové drátky, jsou však mnohem soudržnější s cementovou maticí a mají vyšší modul pružnosti než samotný beton. Protahují se tedy méně a díky vysoké soudržnosti lépe drží beton pohromadě. Použitím těchto vláken lze zamezit trhlinám vzniklým v důsledku všech druhů smrštění nebo také trhlinám v důsledku únavy.

# 5 Experimentální měření

## 5.1 Betony pro bílé vany

V této kapitole je popsáno a vyhodnoceno experimentální měření pěti různých receptur betonových směsí vhodných k použití pro konstrukce bílých van. Hlavním cílem měření je získat všechny potřebné parametry betonu, které ovlivňují vodonepropustnost konstrukce a vzájemně je porovnat. Zejména se jedná o parametry, které ovlivňují propustnost betonu a vznik trhlin. Měřenými parametry v tomto experimentu jsou:

- vývoj pevností (tlak, dostředný tah) a modulu pružnosti betonu,
- vývin hydratačního tepla a teplotní gradient,
- hloubka průsaku tlakovou vodou,
- objemové změny smrštěním betonu.

### 5.1.1 Složení betonových směsí

Hlavním cílem práce je komplexní porovnání několika variant betonových směsí pro konstrukce bílých van. Výchozím kritériem pro jejich porovnání byla stanovena ekonomická efektivita. Jinými slovy, hledá se betonová směs, která při stanovené cenové hladině prokáže nejlepší výsledky v omezení průsaku vody, vzniku trhlin a jejich rozvoji. Složení všech směsí betonu odpovídá běžné výrobě transport-betonu společnosti TBG Metrostav s.r.o., která dodává beton v Praze a okolí. Cílem je také postihnout reálné podmínky každodenní výroby betonu tak, aby naměřené výsledky mohly být využity v praxi. Všechny receptury odpovídají pevnostní třídě C 30/37, která se pro konstrukce tohoto typu požaduje statisticky nejčastěji. Protože je nutné omezit účinky hydratačního tepla a autogenního smrštění je u dvou variant volen cement s velmi nízkým obsahem portlandského slínku (CEM III/B). To má dopad i na vývoj počátečních pevností, které nejsou u toho typu cementu při standardním čase zkoušení po 28 dnech dostačující. Proto jsou všechny varianty navrženy jako betony 90-ti denní.

#### 5.1.1.1 Vstupní materiály

Hlavní určující složkou betonové směsi pro konstrukce bílých van je použitý typ cementu. Ten volíme s ohledem na snížení negativního vlivu zmíněných parametrů betonu na tvorbu trhlin. V rámci tohoto experimentu byly použity dva typy cementu:

- CEM II/B-S 32,5 R,
- CEM III/B 32,5 L - LH/SR.

V prvním případě se jedná o portlandský struskový cement s rychlým nárůstem počátečních pevností. V druhém případě o vysokopecní cement s pomalým nárůstem počátečních pevností, nízkým vývojem hydratačního tepla a odolností proti síranové agresivitě. V obou případech se jedná o cementy s pevností 32,5 MPa po 28 dnech. Oproti portlandskému cementu mají tyto dva cementy menší obsah slínku, od kterého se všechny měřené parametry odvíjí. Současně nahrazení slínku vysokopecní granulovanou strusko snižuje produkci skleníkových plynů, způsobené výpalem slínku v cementárnách, a znatelně snižuje cenu betonu. V Tab. 5.1 jsou shrnuty základní vlastnosti obou použitých cementů [40], [41].

**Tabulka 5.1:** Vlastnosti cementů CEM II/B-S 32,5 R a CEM III/B 32,5 L - LH/SR.

Cement		CEM II/B-S 32.5 R	CEM III/B 32.5 L - LH/SR	Jednotky	Poznámka
Paremetr	Stáří	Průměrná hodnota	Průměrná hodnota		
Mechanické vlastnosti					
Pevnost v tlaku	1 den	9	-	MPa	EN 196-1
	2 dny	18	12		EN 196-1
	7 dní	33	18		EN 196-1
	28 dní	48	46		EN 196-1
	90 dní	60	63		EN 196-1
Pevnost v tahu za ohybu	1 den	2	-	MPa	EN 196-1
	2 dny	4	3		EN 196-1
	7 dní	6	4		EN 196-1
	28 dní	9	9		EN 196-1
	90 dní	10	11		EN 196-1
Fyzické vlastnosti					
Počátek tuhnutí		245	233	min	EN 196-3
Konec tuhnutí		317	307	min	EN 196-3
Objemová stálost		1.2	0.9	mm	EN 196-3
Měrný povrch		333	482	$\text{m}^2 \text{kg}^{-1}$	EN 196-6
Měrná hmotnost		3010	2950	$\text{kg m}^{-3}$	EN 196-6
Hydratační teplo	7 dní	260	200	$\text{J g}^{-1}$	EN 196-8
Složení a chemické vlastnosti					
Obsah portlandského slínku		65 - 79	20 - 34	%	-
Obsah vysokopecní strusky		21 - 35	66 - 80	%	-
Složení slínku - obsah	C <sub>3</sub> S	66,9	66,8	%	XRF
	C <sub>2</sub> S	16,2	13,5		XRF
	C <sub>3</sub> A	5,3	4,6		XRF
	C <sub>4</sub> AF	9,3	11,6		XRF

Na základě údajů v tabulce lze předpokládat chování obou materiálů. Beton z portlandského struskového cementu bude mít rychlejší nárůst počátečních pevností, avšak konečné pevnosti bude mít nižší. To může mít pozitivní vliv v raném stáří betonu, kdy vyšší tahová pevnost bude přispívat k zamezení vzniku trhlin od vynucených namáhání vlivem objemových změn. Na druhou stranu právě tato namáhání budou ze stejného důvodu také větší. Naopak vysokopecní cement bude nižší tahovou pevností odolávat o to menšímu teplotnímu gradientu (vývoj hydratačního tepla pouze  $200 \text{ J} \cdot \text{g}^{-1}$  v prvních 7 dnech) a autogennímu smrštění. Lze si však povšimnout vyššího měrného povrchu, který by naopak mohl autogenní smrštění v prvních dnech zvýšit (průběh hydratace bude rychlejší). Současně bude k dosažení požadované konzistence potřeba větší množství superplastifikátorů.

Na základě výše uvedeného lze níže navržené varianty rozdělit do dvou skupin podle použitého typu cementu. Varianty s cementem CEM II/B kde je použito  $\text{xxx kg}\cdot\text{m}^{-3}$  a varianty s cementem CEM III/B kde je dávka  $\text{xxx kg}\cdot\text{m}^{-3}$ . Navíc byla u všech receptur nahrazená část dávky cementu popílkem. Ten snižuje vývin hydratačního tepla a má pozitivní vliv na zpracovatelnost, konečné pevnosti a snižuje karbonataci betonu. Receptury s portlandským struskovým cementem obsahují  $\text{xx kg}\cdot\text{m}^{-3}$  popílku a receptury s vysokopecním cementem obsahují  $\text{xx kg}\cdot\text{m}^{-3}$  popílku.

Kamenivo bylo použito o maximální velikosti zrna průměru 22 mm. Jedná se o směs přírodního těžného drobného kameniva frakce 0/4 a hrubého kameniva frakce 8/16 a 11/22. Kamenivo je používáno při každodenní výrobě betonu a pro konstrukce tohoto typu běžné. Maximální zrno kameniva bylo zvoleno s ohledem na snížení dávky cementu a tím redukcí objemových změn od smrštění betonu. Při návrhu betonu do reálné konstrukce je však vždy nutné respektovat maximální zrno kameniva s ohledem na vyztužení konstrukce.

Jako záměsová voda byla použita pitná voda z vodovodního řadu.

Pro snížení obsahu vody a dosažení požadované konzistence byly použity superplastifikátory, převážně na bázi modifikovaných polykarboxylátů, a stabilizující přísady. Konzistence S4 (rozmezí 160 - 210 mm sednutí Abramsova kužele zkoušené dle ČSN EN 12350-2) byla stanovena pro všechny směsi jako optimální z hlediska čerpání, uložení a zhutnění betonu v konstrukci.

### 5.1.1.2 Varianty návrhu

**První varianta (REF)** byla navržena jako základní betonová směs pro vodonepropustné konstrukce, která je běžně vyráběná v praxi jako cenově nejdostupnější možnost. Použitý cement v této variantě je CEM II/B-S 32,5 R. Směs vyhovuje svým složením a vlastnostmi k použití do SVP: X0, XC1-4, XD1-2, XF1, XA1 a XA2<sup>1</sup>. Zároveň splňuje požadavky na maximální povolený průsak vody do 35 mm a tím splňuje tabulku F.1.1 doplňkové normy ČSN P 73 2404. Další dvě ze čtyř následujících variant jsou nějakým způsobem vylepšeny za účelem docílení lepších vlastností betonu s ohledem na měřené parametry.

**Druhá varianta (XYP)** je nadstavbou varianty REF, kde byla navíc přidána krystalizační přísada. Pro účely tohoto experimentu byla vybrána krystalizační přísada Xypex Admix C-1000 NF od výrobce NEKAP spol. s r.o. (v licenci od Xypex Chemical Corporation), jelikož se jedná o nejrozšířenější produkt na trhu. Výrobců krystalizačních přísad je na trhu více a všichni deklarují v zásadě obdobné vlastnosti. Informace o vlastnostech a dávkování jsou dostupné v technickém listu a na webových stránkách výrobce [42], [43]. Doporučená dávka přísady je v rozmezí 0,5 - 1,5 % z hmotnosti cementu. V receptuře byla použita dávka  $2 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , což odpovídá přibližně 0,55 % z hmotnosti dávky cementu (viz Tab. 5.2). V praxi je toto dávkování běžné a proto bylo použito i v tomto experimentu. Dávkování u spodní hranice doporučeného dávkování je dáno pravděpodobně z důvodu vysoké ceny krystalizační přísady a tím navýšení celkové ceny betonu.

<sup>1</sup>Stupeň vlivu prostředí XA2 splňuje pouze v případě, nejedná-li se o síranovou agresivitu.

**Třetí varianta (PCO)** je betonová směs přímo navržená pro použití na vodonepropustné konstrukce. Jedná se o značkový produkt Permacrete<sup>©</sup> nabízený společnostmi skupiny Českomoravský beton a.s. Použití cementu CEM III/B 32,5 L - LH/SR s nízkým vývojem hydratačního tepla a pomalým nárůstem pevnosti je klíčovou složkou této receptury. Zároveň nízký obsah cementu z části nahrazený popílkem přispívá k redukci smrštění a teplotního gradientu v konstrukci. Tomu dopomáhá i minimální obsah vody s optimalizovanou křivkou zrnitosti. Stabilizujících a superplastifikačních přísady pak zajišťuje dobrou zpracovatelnost čerstvého betonu. Beton svým složením splňuje požadavky na normalizovaný beton BS2 uvedený v TP ČBS 02 [18]. Odpovídá i navrhovanému složení pro typový beton WU3 uvedený v [21]. Stejně jako varianta REF a obě její odnože vyhovuje PCO svým složením SVP: X0, XC1-4, XD1-2, XF1, XA1 a XA2<sup>2</sup>. První významnou a úspěšnou aplikací tohoto betonu byla část vzduchotechnického kanálu a šachta pod výdechový objekt Nad Octárnou tunelového komplexu Blanka [44].

**Čtvrtá varianta (FIB)** je opět receptura varianty REF, ačkoliv tentokrát doplněna o ocelová vlákna délky 50 mm a průměru 1 mm se zahnutými kotvícími konci (viz technický list výrobce [45]). Vlákna jsou přidána v dávce  $20 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ , což je minimální vhodné dávkování pro získání znatelného efektu na sledované parametry. Původní záměr byl přidat vlákna do varianty PCO, nicméně celková cena betonu vycházela být vyšší než u varianty XYP. Nadávkování vláken v množství, které by odpovídalo srovnatelné ceně obou variant, by mělo za následek menší dávku než limitních  $20 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ . Proto bylo od této varianty odstoupeno a vlákna byla přidána do receptury varianty REF. Účelem ocelových vláken je vyzkoušet, zda budou mít znatelný vliv na tahovou pevnost a smrštění betonu. Ze zkušenosti a literatury je však známo, že ocelová vlákna znatelně nezvyšují tahovou pevnost betonu (spíše houževnatost a reziduální pevnost) a smrštění redukuje raději polymerová makrovlákna. Přesto bylo přistoupeno k použití ocelových vláken a to z důvodu jejich potenciálního nahrazení prutové výztuže v konstrukci.

**Pátá varianta (PSH)** je receptura navržená ve variantě PCO obohacená o smrštění redukující přísadu (SRA). Opět se klade důraz na omezení objemových změn od smrštění a tím snížení rizika vzniku a rozvoje trhlin. Pro tuto recepturu byla vybrána přísada Chryso<sup>®</sup> Serenis. Příklad má vliv primárně na autogenní smrštění a smrštění od vysychání. Také u silně plastifikovaných směsí snižuje jejich lepivost a přispívá ke zvýšení tekutosti [46]. Doporučené dávkování je 2% z hmotnosti cementu. V počátku byla navržena dávka  $3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ , což by odpovídalo přibližně 1% z hmotnosti dávky cementu. Nicméně při provádění experimentu bylo omylem nadávkováno pouze  $1,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ . Tento fakt byl bohužel zjištěn až po ukončení prací. Dále se tedy uvažuje s reálně nadávkovaným množstvím přísady.

### 5.1.1.3 Vodní součinitel

Záměsi se liší v množství záměsové vody, jelikož dávky jsou míchány na stanovenou konzistenci korekcí vody v konečné fázi míchacího cyklu. Množství dodatečně přidané vody záleží např. na vlhkosti kameniva, přesnosti navážení ale i zkušenosti strojníka, který

<sup>2</sup>V tomto případě i pokud se bude jednat o síranovou agresivitu, neboť je použit síranovzdorný cement.



míchací jádro obsluhuje. Z toho důvodu se budou lišit i hodnoty vodního součinitele, který udává základní představu o kvalitě betonové směsi.

Vodní součinitel byl stanoven dle ČSN EN 206+A1 [14]:

$$w/c = \frac{w}{c + k \times p} \quad (5.1)$$

kde  $w$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ] je účinný obsah vody,  $c$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ] je hmotnost cementu,  $p$  [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ] je hmotnost použité příměsi a  $k$  [-] je součinitel závislý na druhu příměsi (tzv.  $k$ -hodnota). Hodnota  $k$  pro popílek je dle ČSN EN 73 2404 [15] rovna 0,2. Zároveň musí být splněna podmínka  $p/c \leq 0,25$  omezující maximální započitatelné množství popílku. Součinitel  $k$  může být použit pouze v případě variant s cementem CEM II/B, pro varianty s cementem typu CEM III/B není  $k$ -hodnota aplikována. Nasákavost kameniva byla uvažována na základě výsledků zkoušek nasákavosti dle ČSN EN 1097-6 [10], které se provádí každý měsíc pro kontrolu kvality kameniva. Pro zjednodušení byla stanovena průměrná hodnota nasákavosti ze všech frakcí kameniva rovna 0,7%. Vlhkost kameniva byla změřena automatickým čidlem u násypky na dopravní pás. Vlhkost drobného kameniva byla v den experimentu 4% a hrubého kameniva 0,5%. Jelikož jsou zrnitostní křivky u všech variant téměř stejného složení, byl jednotně uvažován příspěvek vody vlivem vlhkosti kameniva  $37\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$  a úbytek vody vlivem nasákavosti kameniva  $12\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ . Celkový obsah vody byl stanoven jako součet záměsové vody a příspěvek vody vlivem vlhkosti kameniva. Účinný obsah vody byl následně stanoven jako rozdíl mezi celkovým obsahem vody a vodou nasáknutou kamenivem. Příspěvek vody od objemu použitých přísad byl zanedbán. Hodnoty vodního součinitele jsou pouze orientační. Konečně složení všech variant je shrnuto v Tab. 5.2. Jelikož byly použity běžně vyráběné receptury firmy TBG Metrostav s.r.o., není z důvodu zachování výrobního tajemství uveřejněno množství cementu a popílek je vyjádřen procentuálním podílem k hmotnosti cementu.

**Tabulka 5.2:** Teoretické a reálné složení navržených receptur.

Označní receptury	REF	XYP	PCO	FIB	PSH	Jednotka
CEM II/B-S 32,5 R	×	×	-	×	-	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
CEM III/B 32,5 L - LH/SR	-	-	×	-	×	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Popílek	12,3	12,3	25	12,3	25	%
Drobné kamenivo 0/4	796	796	805	796	805	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Hrubé kamenivo 8/16	442	442	447	442	447	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Hrubé kamenivo 11/22	531	531	536	531	536	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Záměsová voda	122	125	109	118	104	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Celkový obsah vody	159	162	146	155	141	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Účinný obsah vody	147	150	134	143	129	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Vodní součinitel ( $w/c$ )	0,40	0,41	0,42	0,39	0,40	-
Součinitel $k$	0,2	0,2	N/A	0,2	N/A	-
Obsah pojiva ( $c + k \times p$ )	374	374	320	374	320	$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
Vodní součinitel dle (5.1)	0,39	0,40	0,42	0,38	0,40	-
Složka vylepšující vlastnosti betonu	-	Xypex $20\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	-	Vlákna $20\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	SRA $1,5\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	-

V Tab. 5.2 si lze povšimnout, že ačkoliv varianty s cementem CEM III/B mají nižší účinný obsah vody než varianty s cementem CEM II/B, v případě variant XYP a PSH až

o  $21 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ , vodní součinitel je stejný nebo vyšší. Tento jev může vyvolávat dojem, že betony s vysokopecním cementem jsou kvalitativně horší, neboť se na základě vodního součinitele často odvozují pevnostní charakteristiky a trvanlivost betonu. Nižší vodní součinitel však nemusí vždy znamenat lepší vlastnosti betonu. Hutnost betonové matrice, od které se parametry betonu odvíjí, ovlivňuje i samotný celkový obsah vody a složení zrnitostní křivky. Problém leží v koncepci  $k$ -hodnoty, která značně znevýhodňuje latentně hydraulické příměsi přidávané až při výrobě betonu na betonárně. V případě variant PCO a PSH je větší dávka příměsi ve formě popílku dávkována až na betonárně, do vodního součinitele se ale započítává pouze cement, kterého je v těchto dvou variantách naproti ostatním o  $45 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$  méně. Rozdíl v celkovém množství složek účastnících se hydratace je však pouze  $10 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$  [47].

**Tabulka 5.3:** Naplánované zkoušky a měření.

<b>Zkoušky čerstvého betonu</b>				
Konzistence sednutím Abramsova kužele dle ČSN EN 12350-2				
Objemová hmotnost čerstvého betonu dle ČSN EN 12350-6				
Teplota čerstvého betonu				
<b>Zkoušky ztvrdlého betonu</b>				
Zkouška	Stáří	Zkušební těleso	Počet	Poznámka
Pevnost v tlaku	2 dny	krychle 150x150x150 mm	1	dle ČSN EN 12390-3
	7 dní		1	
	28 dní		1	
	90 dní		3	
Pevnost v příčném tahu	2 dny	krychle 150x150x150 mm	1	dle ČSN EN 12390-6
	7 dní		1	
	28 dní		1	
	90 dní		3	
Hloubka průsaku tlakovou vodou	90 dní	krychle 150x150x150 mm	3	dle ČSN EN 12390-8
Statický modul pružnosti	2 dny	válec 150x300 mm	2	dle ČSN ISO 1920-10
	7 dní		2	
	28 dní		2	
<b>Ostatní měření</b>				
Objemové změny smršťováním betonu	-	válec 150x300 mm	3	strunový tenzometr
		„harmonika“	1	metoda vlnovce
Vývin hydratačního tepla betonu	-	masivní blok 160x80x80 cm	1	semi-adiabatický děj
Celkem zkušebních těles na jednu variantu			26	-

## 5.1.2 Plán zkoušek a měření

K experimentu bylo přistoupeno komplexně a bylo naplánováno velké množství zkoušek a měření k zachycení všech podstatných parametrů betonu v kritických časech jeho zrání. Hlavním požadavkem pro provedení experimentu bylo namíchání všech pěti variant betonových směsí v jeden den. Důvodem je zajištění stejných podmínek pro všechny varianty během betonáže a následujících dnech při zrání betonu. Jedná se hlavně o teplotu okolního prostředí a vlhkost vzduchu.<sup>3</sup> Tyto faktory mají vliv na teplotu betonové směsi při namíchání, které spolu následně ovlivňují náběh pevností, vývin hydratačního tepla a smrštění betonu. V případě, že by okolní podmínky byly pro jednotlivé směsi rozdílné, nedaly by se varianty mezi sebou porovnat. Tento požadavek kladl velké nároky na správné naplánování celé betonáže. Jedním z problémů byl nedostačující počet forem k výrobě zkušebních těles, které byly k provedení experimentu potřeba. Musel být učiněn kompromis a četnost některých zkoušek snížena. Přesto bylo nutné si vypůjčit několik forem z jiných betonáren a zkušebních laboratoří.

Souhrn všech plánovaných zkoušek je uveden v Tab. 5.3. Pro získání vývoje pevnosti a modulu pružnosti bylo po jednom zkušebním tělese zkoušeno v čase 2, 7 a 28 dní. V čase 90 dní pak byly zkoušena tři zkušební tělesa, jelikož se jedná o hlavní vypovídající hodnotu navržených směsí betonu. Modul pružnosti nebyl zkoušen po 90-ti dnech, neboť z praxe je známo, že po 28 dnech má již přibližně 90 % své maximální hodnoty. Naopak hloubka průsaku tlakovou vodou byla zkoušena pouze po 90-ti dnech, neboť dřívější hodnoty nejsou relevantní pro použitelnost konečné konstrukce a žádným způsobem neovlivňují tvorbu a šířku trhlin. Bližší popis zkušebních metod a jejich reálného provedení je uveden v následujících odstavcích.

### 5.1.2.1 Zkoušení čerstvého betonu

Odběr vzorků pro zkoušení čerstvého betonu a výrobu zkušebních těles byl proveden dle ČSN EN 12350-1 [48]. Záměs byla z míchacího jádra naložena do autodomíchávače, ze kterého se bezprostředně začal odebírat vzorek tak, aby se omezilo smíchání záměsi s přebytečnou vodou na dně bubny a jeho lopatkách.

#### Zkouška sednutím

Stanovení konzistence čerstvého betonu bylo provedeno zkouškou sednutím Abramsova kužele dle ČSN EN 12350-2 [27]. Zkouška byla provedena vždy okamžitě po odebrání vzorku z autodomíchávače. Forma a podkladní deska se před začátkem každé zkoušky skropila vodou a přebytečná voda se nechala stéct tak, aby na povrchu zbyla pouze tenký film vody. Po ukončení zkoušky se použitý vzorek betonu odstranil a deska se vyčistila.

#### Objemová hmotnost

Stanovení objemové hmotnosti čerstvého betonu bylo provedeno dle ČSN EN 12350-6 [49]. Zkouška probíhala během výroby zkušebních těles, kdy se na váhu položila prázdná forma na výrobu zkušební krychle o délce hrany 150 mm a váha se vynulovala. Následně byla

<sup>3</sup>Vliv můžou mít i odchylky ve vstupních materiálech. Například čerstvě namletý a přivezený cement se chová jinak, než cement uložený několik dní v silu. Efekt může mít i kolísání vlhkosti kameniva.

forma vyplněna betonem, který byl zhutněn na vibračním stole. Poté se forma s betonem opět zvažila na váze a odečetla se hmotnost, ze které se spolu se známým objemem formy vypočítala objemová hmotnost čerstvého betonu. Zkouška byla provedena vždy jen jednou u každé záměsi a postup zcela nevyhovuje ustanovení normy (byla použita nádoba menší než 5l). Účel této zkoušky je však pouze informativního charakteru. Důležitějším údajem je objemová hmotnost ve ztvrdlém stavu.

### **Měření teploty čerstvého betonu**

Měření teploty čerstvého betonu bylo provedeno vpichových teploměrem bezprostředně po odebrání vzorku z autodomíchávače.

#### **5.1.2.2 Zkoušení ztvrdlého betonu**

Výroba zkušebních těles na zkoušky ztvrdlého betonu byla provedena podle normy ČSN EN 12390-2 [12]. Tvar a rozměry zkušebních těles odpovídají ČSN EN 12390-1 [50].

### **Objemová hmotnost ztvrdlého betonu**

Stanovení objemové hmotnosti ztvrdlého betonu je uvedeno v ČSN EN 12390-7 [51]. Objem zkušebního tělesa byl stanoven výpočtem ze změřených skutečných rozměrů. Hmotnost tělesa byla odečtena na váze. Ze získaných údajů se objemová hmotnost ztvrdlého betonu vypočte obecným vztahem podílu hmotnosti a objemu. Stanovení objemové hmotnosti bylo provedeno před každou zkouškou ztvrdlého betonu a nepřesnost měření se tím tedy snižuje. Současně můžeme na základě objemové hmotnosti ztvrdlého betonu předpovídat další vlastnosti běžného betonu jako je pevnost v tlaku nebo propustnost. To vyplývá z předpokladu, že čím vyšší je objemová hmotnost ztvrdlého betonu, tím je beton hutnější a tím pádem i pevnější a méně propustný.

### **Pevnost v tlaku zkušebních těles**

Stanovení pevnosti betonu v tlaku bylo provedeno dle ČSN EN 12390-3 [52]. Zkušební těleso je při zkoušce zatěžováno s konstantním průběhem nárůstu až do jeho porušení. Následně se posoudí způsob porušení a pevnost betonu v tlaku se vypočte z maximální tlačné síly dosažené při zkoušce a průřezové plochy tělesa.

### **Pevnost v příčném tahu zkušebních těles**

Stanovení pevnosti betonu v příčném tahu bylo provedeno dle ČSN EN 12390-6 [53]. Zkouška se místo na válcích prováděla na krychlích. Zkušební postup je obdobný jako u zkoušky pevnosti betonu v tlaku. Rozdíl je ve způsobu zatěžování tělesa, kdy je síla pomocí roznášecích proužků soustředěná do liniového zatížení, které vyvodí tahové napětí uprostřed tělesa. Této zkoušce se dalo přednost před zkouškou pevnosti v tahu ohybem z důvodu nižší náročnosti na provedení.

### Statický modul pružnosti v tlaku

Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku bylo provedeno dle ČSN ISO 1920-10 [54]. Pro jednu zkoušku je třeba vyrobit jedno srovnávací a jedno zkušební těleso tvaru válce o rozměrech 150x300 mm. Před zkouškou musí být všechna tělesa koncována zbroušením horního povrchu válce k dosažení dostatečné rovinnosti. Následně je stanovena pevnost betonu v tlaku na srovnávacím tělese. Poté se na zkušební těleso osadí aparát měřící deformaci tělesa, posadí se do zkušebního zařízení a vyvolá se základní napětí o velikosti 0,5 MPa po dobu 60 s. Následně se napětí konstantně zvyšuje v předepsaných mezích až do jedné třetiny válcové pevnosti betonu v tlaku stanovené na srovnávacím tělese. Při tomto napětí se udrží po dobu 60 s a zaznamená se velikost deformace tělesa. Měření se opakuje minimálně ještě dvakrát. Zkušební zařízení automaticky přepočítává naměřené hodnoty napětí a deformace na statický modul pružnosti.

### Hloubka průsaku tlakovou vodou

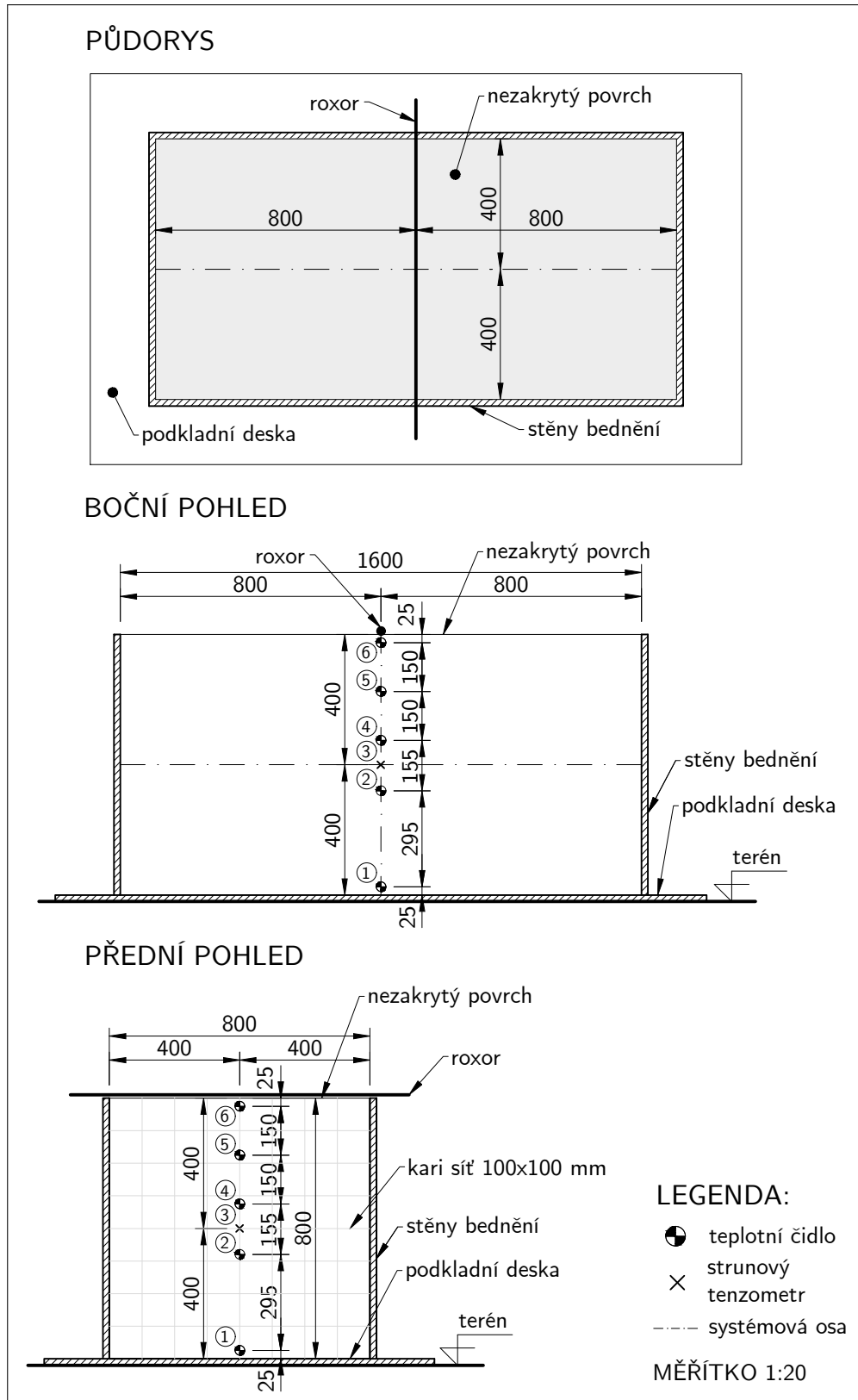
Hloubka průsaku tlakovou vodou byla stanovena postupem dle ČSN EN 12390-8 [55]. Zkouška se provedla na normových krychlicích ve stáří betonu 90 dní. Po vyzrání betonu byla zkušební tělesa vložena do zkušební stolice a zatížena tlakem  $0,5 \text{ MPa} \pm 0,05 \text{ MPa}$  po dobu 72 hodin  $\pm 2$  hodiny.

#### 5.1.2.3 Stanovení vývinu teplot od hydratačního tepla

Běžně se vývin hydratačních teplot (potažmo vývin hydratačního tepla) stanovuje pomocí zkoušek na cementové pastě podle ČSN EN 196-8 (rozpuštěcí metoda) nebo ČSN EN 196-9 (semiadiabatická metoda), ze kterých lze následně chování betonu predikovat. Nově jsou k dispozici i normy ČSN EN 12390-14 a 12390-15, které představují semiadiabatickou resp. adiabatickou metodu pro stanovení tepla uvolněného z betonu. Tyto metody fungují na principu izolování vzorku betonu tepelnou izolací, která zabrání úniku tepla a vývin teplot se měří zabudovaným teplotním čidlem uprostřed vzorku. Výsledky získané těmito metodami lépe vystihují chování betonu než zkoušky samotné cementové pasty. Teoreticky lze vývin hydratačních teplot stanovit pomocí empiricky odvozených vztahů, výpočty (např. metodou nestacionárního vedení tepla ve 2D) nebo komplexní simulací vývinu hydratace pomocí počítačového softwaru. Pro konkrétní konstrukci je však nejlepším řešením provést zkoušku na modelové konstrukci a získat tak reálný průběh teplot po průřezu.

Cíl zkoušky v tomto experimentu je stanovit průběh hydratačních teplot po průřezu masivního betonového bloku a simulovat tak konstrukci vystavenou reálným proměnlivým okolním podmínkám. Výsledkem je získání teplotního gradientu po průřezu prvku a průběh ochlazování konstrukce, který bude následně použit pro teoretický výpočet šířky trhliny. S tímto účelem byl pro každou variantu vybetonován masivní blok o rozměrech 160x80x80 cm do kterého bylo nainstalováno 5 teplotních čidel a jeden strunový tenzometr. Teplotní čidla i tenzometr byla po výšce průřezu přichycena na kari síť pomocí plastových stahovacích pásek tak, aby nejlépe vystihovala průběh teplot po průřezu bloku. Označení a polohu teplotních čidel, resp. tenzometru, znázorňuje schéma na Obr. 5.1.

Pro snímání teploty byla použita čidla s teplotním senzorem PT100 o rozsahu -30 až 200 °C. Pro záznam teplot byly použity datalogery od firmy Comet s pěti digitálnímu vstupy. Interval záznamu hodnot byl nastaven na 5 minut.



Obrázek 5.1: Schéma umístění teplotních čidel a tenzometru v masivním bloku.

#### 5.1.2.4 Stanovení smrštění betonu

Experimentální měření smrštění betonu je jedna z náročnějších disciplín v oboru zkušebnictví betonu. Existuje řada různých metod, jak smrštění sledovat a liší se v mnoha ohledech. Nejvýznamnějšími faktory ovlivňující použití jednotlivých metod jsou: přesnost, velikost zkušebního vzorku, možný počátek měření, ale také cena zkušebního zařízení. Mezi nepoužívanější metody k měření smrštění betonu se řadí: strunové a elektrické tenzometry, mechanický deformetr, smršťovací a ohýbací žlaby, ale také některé moderní metody jako je digitální fotogrametrie, laserové metody a mnoho dalších [56]. Každá metoda je omezena podmínkami použití a z nich pramení jejich výhody a nevýhody. Žádná z metod není absolutně správná a pravděpodobně proto neexistuje ani norma, podle které by se dalo smrštění betonu jednoznačně stanovit. V České republice platí od roku 1987 norma ČSN 73 1320 [57], respektive nově přijatá evropská norma ČSN EN 12390-16 [58]. Ty však uvádí pouze obecné pokyny týkající se tvaru a rozměru vzorku, intervalu měření nebo okolních podmínek, kterým má být vzorek vystaven. Neobsahují však žádnou z výše uvedených metod, která by se měla použít pro měření délkové změny.

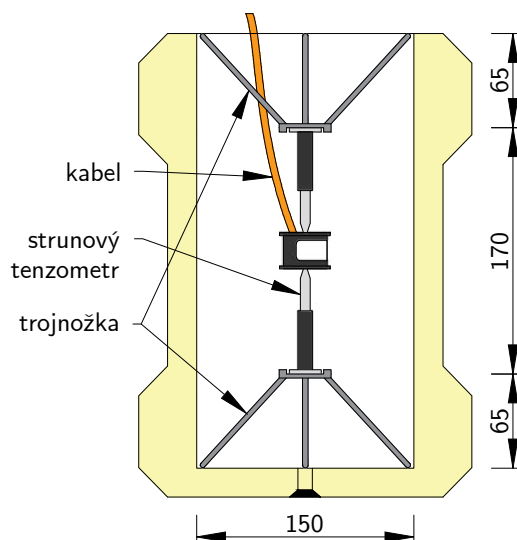
K účelům tohoto experimentu byly využity dvě metody měření smrštění betonu a budou blíže představeny v následujících odstavcích.

#### Měření smrštění strunovými tenzometry

Strunové tenzometry jsou nejrozšířenější metodou pro dlouhodobé sledování napjatostně-deformačního chování konstrukcí in-situ. Skládají se ze dvou kotevních bloků, mezi kterými je napjatá harmonicky oscilující ocelová struna buzená elektromagnetem. Poměrná deformace se projeví změnou délky struny, a tedy změnou měřené frekvence jejího kmitání. Jsou vyrobeny z nerezové oceli a jsou opatřeny mechanickou ochranou proti korozi a vodě. Obvykle jsou vybaveny i teplotním čidlem, které slouží ke kompenzaci teplotní závislosti. Vyznačují se vysokou přesností (až  $\pm 0,5 \mu\text{m}$ ) a lze je zabudovat přímo do konstrukce, což umožňuje sledovat deformace a napětí v různých místech průřezu, nebo je dodatečně na konstrukci upevnit a sledovat tak např. deformaci mostu při zatěžovací zkoušce [56]. Jejich nevýhodou je, že v případě uložení do konstrukce a zalití betonem začíná tenzometr měřit až okolo počátku tuhnutí betonu. To je způsobeno jeho vysokou tuhostí, kterou musí beton nejdříve překonat, aby se projevila první poměrná deformace. Pro tento experiment byly strunové tenzometry zvoleny z důvodu snadné aplikace a možnosti měření několika vzorků současně.

Pro měření byly použity tenzometry Encardio-rite model EDS-20V-E s rozsahem až  $3000 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ , přesností  $1 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  a teplotním čidlem s rozsahem od  $-20^\circ\text{C}$  do  $80^\circ\text{C}$  (viz technický list výrobce [59]). Spolu se strunovými tenzometry byl k automatickému zapisování frekvencí použit logger DataTaker DT80G s rozšiřovacím modulem o 19 analogových vstupů (viz [60]).

Strunové tenzometry byly zabudovány do tělesa válce o průměru 150 mm a výšce 300 mm. Pro umístění tenzometru do správné polohy, tzn. tak aby těžiště tenzometru a těžiště tělesa byla ve shodné poloze, byly použity dvě kovové trojnožky. Jedna trojnožka se umístila na dno formy a sloužila jako podstavec pro tenzometr. Druhou trojnožkou se shora tenzometr uchytil, aby při manipulaci během ukládání a hutnění betonu nedošlo k vychýlení tenzometru ze správné polohy. Polohu trojnožek a tenzometru ve formě znázorňuje schéma na Obr. 5.2. Reálná délka oscilující struny je 150 mm.



**Obrázek 5.2:** Schéma umístění trojnožek a tenzometru ve formě.

Při ukládání betonu do formy s tenzometrem se muselo postupovat velmi opatrně, aby nedošlo k jeho vychýlení z osy těžiště nebo k poškození kabelu. Hutnění probíhalo průběžně během ukládání jemným poklepáním formou o zem respektive rukou na stěny formy. Snaha byla vyvodit co největší frekvenci příklepů o malé síle. Pokud tenzometr během ukládání spadl ze spodní trojnožky, musel se beton vyndat a začít od začátku. Po vybetonování byl vzorek opatrně přenesen k loggeru a zapojen k zaznamenávání hodnot měřených frekvencí.

Celkem se pro každou variantu vybetonovaly tři válce, které se lišily materiálem formy nebo způsobem uložení následovně:

- plastová forma - uložení na vzduchu;
- kovová forma - uložení na vzduchu;
- plastová forma - uložení ve vodě.

Vzorky uložené na vzduchu mají za cíl měřit celkové smrštění betonu, tzn. jak autogenní smrštění tak smrštění od vysychání. Výroba dvou vzorků byla z důvodu zamezení úplné ztráty dat při potencionálním poškození jednoho z tenzometrů. Materiál forem se liší z důvodu celkového nedostatku plastových forem. Tento problém byl využit k pozorování vlivu materiálu formy vzorku na smrštění betonu. Vodní uložení má za cíl měřit pouze autogenní smrštění, které je podmíněné izolováním vzorku od okolního prostředí a zabránění jeho vysychání. Toho bylo docíleno překrytím horního povrchu vzorku polyethylenovou fólií a pečlivým zalepením všech otvorů. Aby se opravdu zajistilo, že k uniku vlhkosti nebude docházet, ponořily se izolované vzorky do kádě s vodou.

Čtvrté, vedlejší měření smrštění strunovým tenzometrem probíhalo uvnitř masivního bloku, který byl vybetonován k měření vývinu teplot od hydratačního tepla betonu. Vzhledem k velikosti těchto bloků muselo celé měření probíhat venku v neregulovaných podmínkách. Vzorky a měřící zařízení se proto umístily do plechové bedny, která je chránila proti povětrnostním vlivům a odcizení. Vzorky uložené v kádi s vodou byly umístěny vedle plechové bedny.

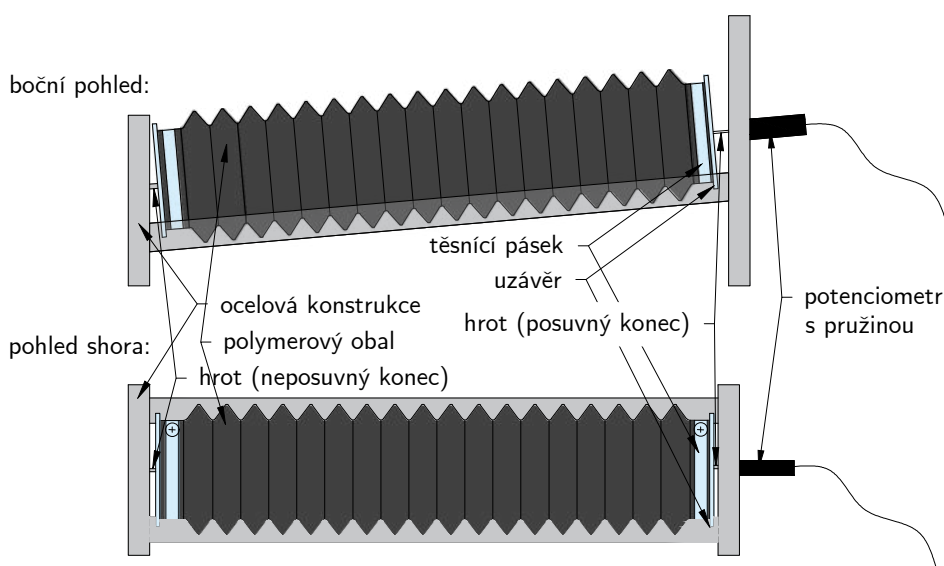


Hodnoty frekvencí struny tenzometru byly zaznamenávány v prvních 9-ti dnech každých 5 minut. Poté každou hodinu. Po 85 dnech byly hodnoty zaznamenávány ručním měřidlem v nepravidelných intervalech okolo 1 týdnu.

### Měření smrštění metodou vlnovce

Druhá metoda použitá k měření smrštění v tomto experimentu je tzv. metoda vlnovce. Je to metoda vyvinutá pro měření autogenního smrštění jemnozrných, zejména vysokopevnostních betonů (UHPC). Beton se uloží do podlouhlého pružného polymerového obalu, který se vodotěsně uzavře těsnícími kovovými pásky se šroubem. Naplněný obal (tzv. „vlnovec“) se následně umístí do konstrukce ocelového rámu v mírném spádu, kde se na jednom konci opře o vyčnívající hrot (neposuvný konec) a na druhém konci je posuvný hrot připojený k potenciometru s pružinou. Potenciometr znamená změnu napětí pružiny, které se mění v závislosti na její délce. Schéma znázorňující metodu vlnovce je na Obr. 5.3. Existují pravděpodobně i další variace této metody, které se liší hlavně ve způsobu zaznamenávání posuvu. Výhodou této metody je možnost měřit první změny ihned po zamíchání. Nevýhodou je malý průměr obalu (okolo 70 mm a méně). Z toho důvodu je metoda vhodná pouze na měření jemnozrných směsí.

Interval zaznamenávání hodnot byl nastaven na 10 minut.



Obrázek 5.3: Schéma metody vlnovce.

### 5.1.3 Průběh experimentu

Fotodokumentaci přípravných prací experimentu, jeho průběhu a dalším dovysvětlujícím fotografiím je věnována Příloha C.

Experiment proběhl na betonárně Rohanský ostrov společnosti TBG Metrostav s.r.o (Obr. C.1). Jedná se o horizontální betonárnu vybavenou míchacím jádrem Stetter o objemu 2,25 m<sup>3</sup>. Výroba betonu (tzn. vážení a mísení všech složek) je řízena strojníkem za pomoci automatického elektronického systému. Krystalizační přísada, drátky a SRA jsou dávkovány ručně přímo do míchacího jádra.

Den předem proběhly všechny potřebné přípravy k provedení experimentu. Na kabely tenzometrů se našroubovaly svorkovnice k připojení do loggeru a kabely tenzometrů vyhrazených pro zabetonování do masivního bloku se nastavily na potřebnou délku. Formy na betonáž masivního bloku byly připraveny na místo ukládky a teplotní čidla s tenzometrem se připevnila pomocí plastových stahovacích pásek ke kari síti v požadovaných vzdálenostech (Obr. C.2 a Obr. C.3). Teplotní čidla byla od přímého kontaktu s kari sítí izolována lepící páskou, aby nedošlo k ovlivnění měření teplot tepelnou vodivostí ocelové kari sítě. Všechny kabely teplotních čidel a tenzometrů byly systematicky označeny tak, aby při stahování dat z loggeru bylo jasné, jaká data patří ke konkrétnímu čidlu. Také bylo potřeba sehnat dostatečné množství forem pro výrobu zkušebních těles. To vyžadovalo svoz několika forem z jiných betonáren a zkušebních laboratoří.

Míchání všech záměsí a výroba zkušebních těles proběhla dne 23.10.2019. První záměs (varianta REF) byla namíchána v čase 8:38. Další záměsi variant XYP, PCO, FIB a PSH byly namíchány v časech 9:27, 10:20, 10:56 resp. 11:21. Všechny záměsi byly míchány o objemu 2 m<sup>3</sup>. Z míchacího jádra byl beton naložen do autodomíchávače, ze kterého se odebrala část dávky do kolečka pro zkoušku sednutím a část do vaničky pro výrobu zkušebních těles (Obr. C.4). Zbytek dávky betonu v autodomíchávači byl dopraven na druhý konec betonárny, kde se betonovaly válce na měření smrštění betonu a masivní bloky k měření vývinu teplot od hydratačního tepla. Aby všechny práce byly dokončeny v čas, činnosti probíhaly současně a na experimentu se podílelo několik lidí.

Výroba zkušebních těles probíhala ve skladu přísad. Během výroby se jeden vzorek zvážil pro stanovení objemové hmotnosti a změřila se teplota čerstvého betonu (Obr. C.7 a Obr. C.8). Po uložení a zhutnění betonu na vibračním stole se vzorky olepily identifikačními štítky. Poté se nechaly ztvrdnout v prostředí skladu při teplotě 20 °C ± 5 °C. Během této doby nebylo zabráněno odparu vody z jejich povrchu. Po 24 hodinách se zkušební tělesa odformovala a byla převezena do zkušební laboratoře SQZ s.r.o. v pražské Zbraslavi. V laboratoři byla uložena do regulovaného prostředí o teplotě 20 °C ± 2 °C a relativní vlhkosti ≥ 95 % a byla ponechány zrát potřebnou dobu podle stanového času zkoušení (Obr. C.15). Ilustrační fotky jednotlivých zkoušek jsou vidět na Obr. C.16 a Obr. C.17.

Betonáž masivních bloků a válců s tenzometry probíhala na předem určeném místě, které umožnilo provést tak rozsáhlou betonáž a současně tam bylo možné nechat tělesa ležet po poměrně dlouhou dobu bez omezujícího zásahu do provozu betonárny. Dalším kritériem byl přístup ke zdroji elektrické energie, kterou vyžadoval logger k záznamu dat. Výše uvedené požadavky splňovalo jako jediné místo vedle příjezdové silnice kousek za vjezdem do betonárny. Z hlediska měření smrštění to však není vůbec ideální, protože otřesy způsobené dopravou na silnici mohou zapříčinit značné odchylky v měřených hodnotách. Nicméně jiná možnost se nenabízela a proto bylo přistoupeno k tomuto řešení.

Betonáž samotných bloků probíhala rychle. Autodomíchávač nacouval k formě a beton se začal ukládat přímo z koryta. Při výsypu se muselo dbát na to, aby padající beton nepoškodil uchycený tenzometr nebo teplotní čidla. Vzhledem k nepevně uložené kari síti se vlivem roztékání betonu posunovala mimo určenou polohu a nebylo ji možné udržet na místě. Proto se beton ukládal střídavě chvíli v jedné půlce a pak v druhé, tím se vyrovnal pohyb kari sítě s čidly a tak na konci ukládky zůstala na správném místě (Obr. C.9 a Obr. C.10). Beton se průběžně zhutňoval ponorným vibrátorem a po vybetonování se povrch zarovnal hladítkem (Obr. C.11).

Výroba válců se strunovými tenzometry probíhala podle postupu popsáném v sekci 5.1.2.4 (Obr. C.13). Uložení válců v plechové bedně a kádi s vodou je vidět na Obr. C.14. Na plechové bedně bylo navíc přilepeno teplotní čidlo k měření teploty okolního prostředí (Obr. C.12). Po dokončení všech prací byla plechová bedna zavřena a zamknuta zámkem.

Plnění forem na měření smrštění metodou vlnovce probíhalo souběžně s výrobou zkušebních těles. Vzhledem k maximální velikosti zrna kameniva s průměrem 22 mm bylo k naplnění forem nutné snížit průměr maximální velikosti zrna na 8 mm. To bylo provedeno pomocí sadou sít používanou na síťový rozbor hornin a zemin. Je otázkou, zda takový zásah do čerstvého betonu (zejména intenzivní vibrace) nebude mít dopad na pozdější chování betonu. Nicméně, bylo nutné to provést, jinak by se nemohlo se zkouškou pokračovat. Po prosetí se beton opět řádně promíchal, aby nebylo kamenivo segregované. Jedna forma se podařila naplnit betonem s frakcí 22 mm. Naplněné formy se uložily do ocelového rámu v prostředí skladu (Obr. C.17) s dlouhodobě měřenou relativní vlhkostí mezi 40 % až 50 % a teplotou v průměru 20 °C. Časová osa průběhu měření smrštění je shrnuta v Tab. 5.4.

**Tabulka 5.4:** Časová osa průběhu měření smrštění.

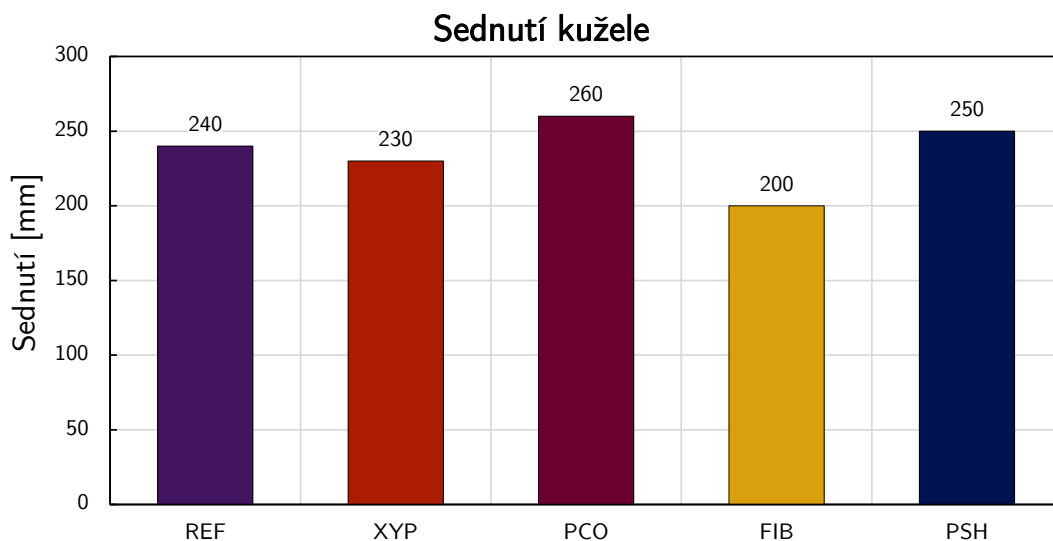
Datum	Počet dní	Popis
23.10.2019	0	- betonáž (interval měření 5 minut)
1.11.2019	9	- odformování válců na vzduchu - změna intervalu měření na 1 hodinu
6.12.2019	43	- odformování válců ve vodě a přesun do plechové bedny
13.1.2020	85	- přesun všech válců do skladu (konstantní podmínky) - začátek ručního měření v nepravidelných intervalech - konec autogenního měření (vlnovce)
11.5.2020	162	- poslední záznam měření

## 5.1.4 Výsledky a vyhodnocení

### 5.1.4.1 Výsledky zkoušek čerstvého betonu

#### Konzistence

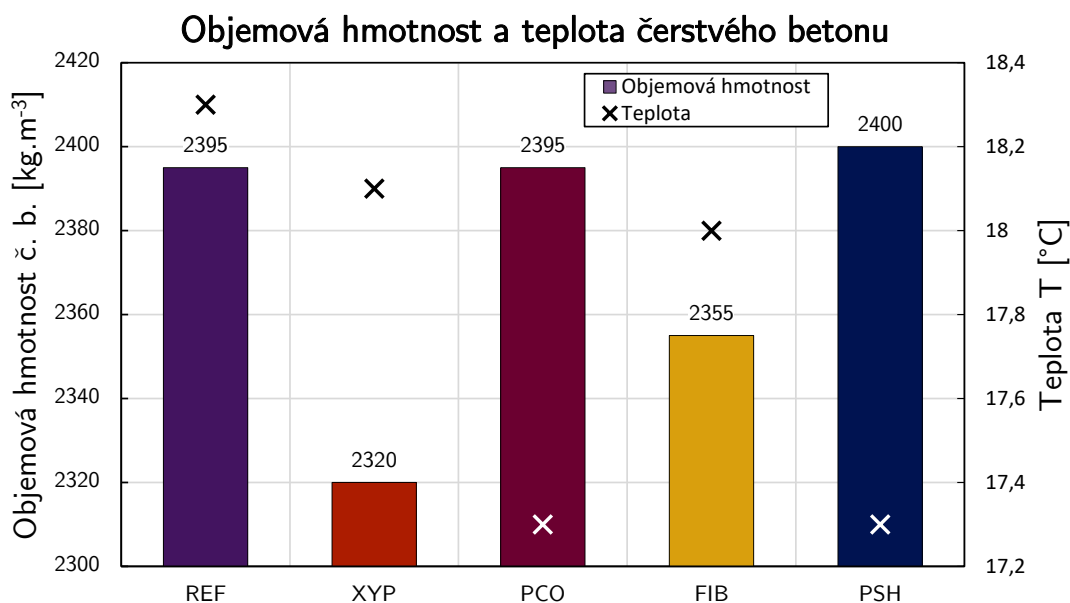
Z grafu na Obr. 5.4 je vidět, že všechny záměsi (kromě varianty FIB) překročily dříve stanovenou konzistenci S4 (hranice sednutí 210 mm). Ačkoliv byla snaha stanovenou konzistenci dodržet, je nutné si uvědomit mnoho ovlivňujících faktorů, které tento cíl při výrobě betonu na betonárně komplikují. Při míchání záměsi záleží na zkušenosti strojníka, který může vizuálně zkontrolovat konzistenci betonu během míchání a podle potřeby přidávat vodu k dosažení cílené konzistence. Odhadnout konzistenci během míchání ale není vždy úplně snadné. Zároveň byly míchány záměsi pouze o objemu 2 m<sup>3</sup> bez možnosti dodatečné korekce další dávkou betonu. Z pohledu praxe se ale dá říct, že se jedná o reálné podmínky, neboť i přes nevůli výrobce betonu dochází na stavbách k častému přidávání vody do autodomíchávače. Reálná konzistence pak může být o třídu výš, než byla původně objednána. Je nutné zmínit, že varianty PCO a PSH vykazují větší sednutí běžně, jelikož se



**Obrázek 5.4:** Graf znázorňující výsledky zkoušky sednutí kužele.

jedná o viskóznější směs s vyšším podílem jemných částic a větší dávkou plastifikátorů. Z porovnání výsledků konzistence z grafu je vidět závislost s hodnotami vypočteného reálného vodního součinitele v Tab. 5.2. Výjimkou je varianta XYP, která vykazuje nižší hodnotu sednutí při vyšším vodním součiniteli než varianta REF, ačkoliv vizuálně a pocitově se směs varianty XYP jevila být řidší a více provzdušněná. Zde může mít vliv nejistota měření. Nicméně, přes řidší konzistence všech variant ani jedna nevykazovala známky segregace kameniva nebo krvácení betonu.

### Objemová hmotnost a teplota čerstvého betonu



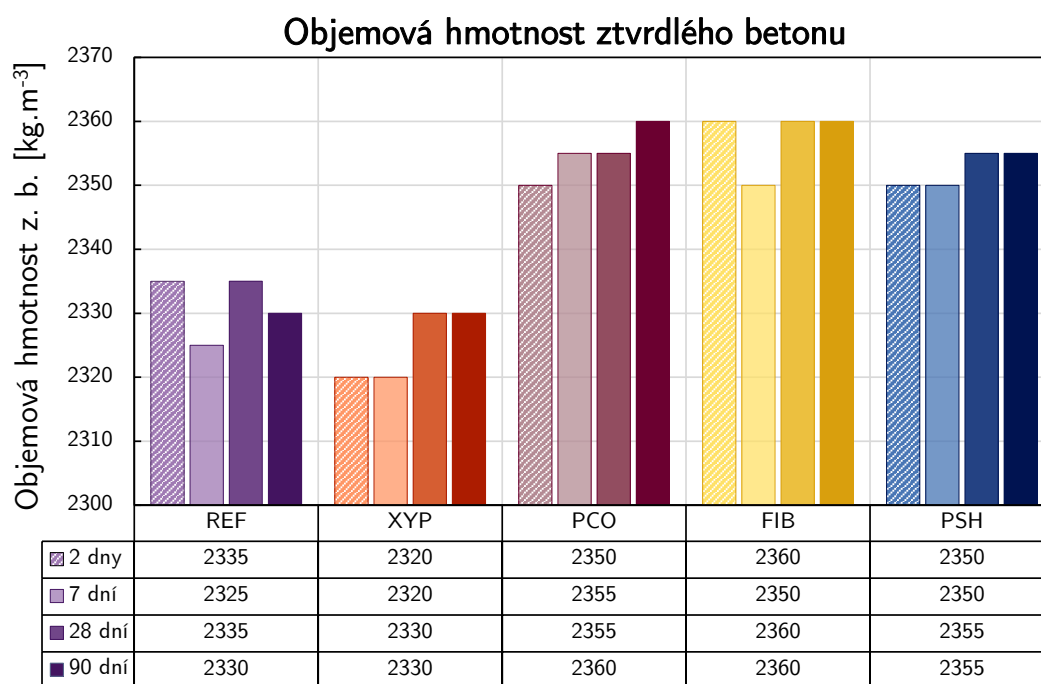
**Obrázek 5.5:** Graf znázorňující výsledky stanovení objemové hmotnosti a teploty čerstvého betonu.

Z grafu na Obr. 5.5 je vidět, že varianty z cementu CEM III/B mají v průměru o 0,8 °C nižší teplotu čerstvého betonu než varianty z CEM II/B-S. Již tento údaj nám může dát představu o vývinu teplot během hydratace v následujících hodinách. V Tab. 5.2 můžeme vyčíst teoretické objemové hmotnosti, které se pohybují u všech variant kolem 2345 kg/m<sup>3</sup>. Nižší objemová hmotnost čerstvého betonu varianty XYP byla pravděpodobně způsobena přidáním krystalizační přísady, která směs více provzdušnila. U varianty FIB je naopak zaznamenána vyšší objemová hmotnost, což je následkem přidání rozptýlené výztuže ve formě těžších kovových drátků. Vyšší objemová hmotnost u variant PCO a PSH koreluje s vyšším podílem jemnější frakce kameniva, která dělá směs hutnější a méně provzdušněnou. Zkouška objemové hmotnosti se dělala vždy jen jednou, proto by se na naměřené hodnoty mělo nahlížet opatrně. Výsledky jsou z velké části ovlivněny vzorkem betonu, který je odebrán z kolečka pro výrobu zkušební tělesa, ale také mírou zhutnění na vibračním stole. V budoucích měření by bylo vhodné zkoušku provést alespoň třikrát pro získání věrohodnějších výsledků.

#### 5.1.4.2 Výsledky zkoušek ztvrdlého betonu

##### Objemová hmotnost ztvrdlého betonu

Objemová hmotnost ztvrdlého betonu by se od objemové hmotnosti čerstvého betonu měla lišit minimálně. Úbytek hmotnosti je provázen vysycháním volné vody z betonu, které probíhalo pouze v prvních 24 hodinách během zrání těles ve formách a následně při transportu do zkušební laboratoře. Vysychání během zrání těles ve formách probíhalo pouze z jejich horního povrchu. Po převezení do laboratoře byly tělesa uložena do regulovaného prostředí, ve kterém bylo k dalšímu vysychání zabráněno nepřetržitým zkrápěním vodou. Objemové změny zkušebních těles jsou zanedbatelné. Výsledky zobrazené na Obr. 5.6 již dávají reálnější představu o objemové hmotnosti namíchaných betonů. Varianty PCO, FIB

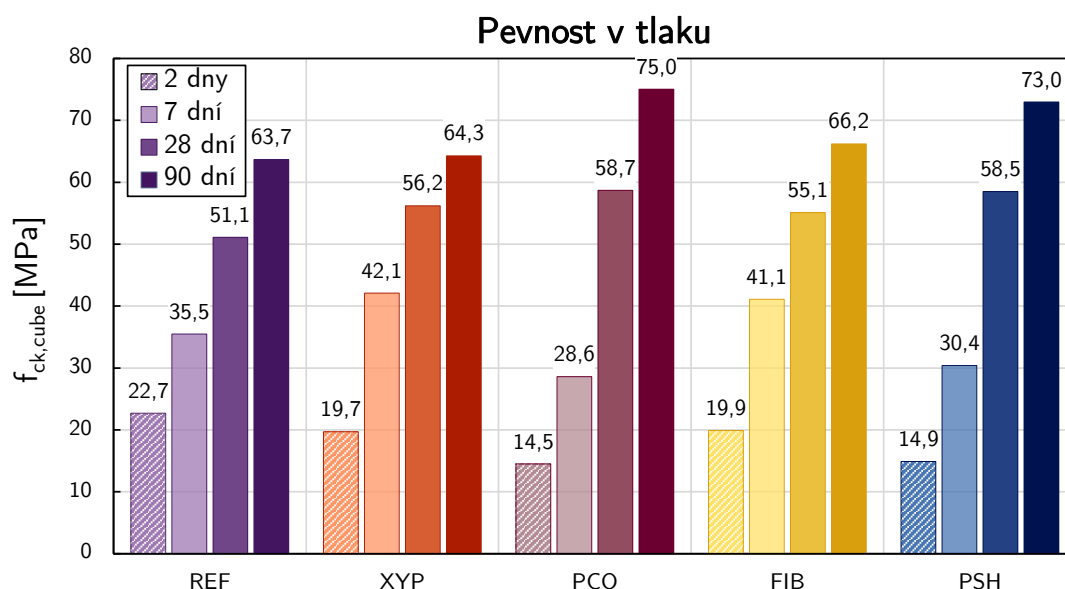


**Obrázek 5.6:** Graf znázorňující výsledky stanovení objemové hmotnosti ztvrdlého betonu.

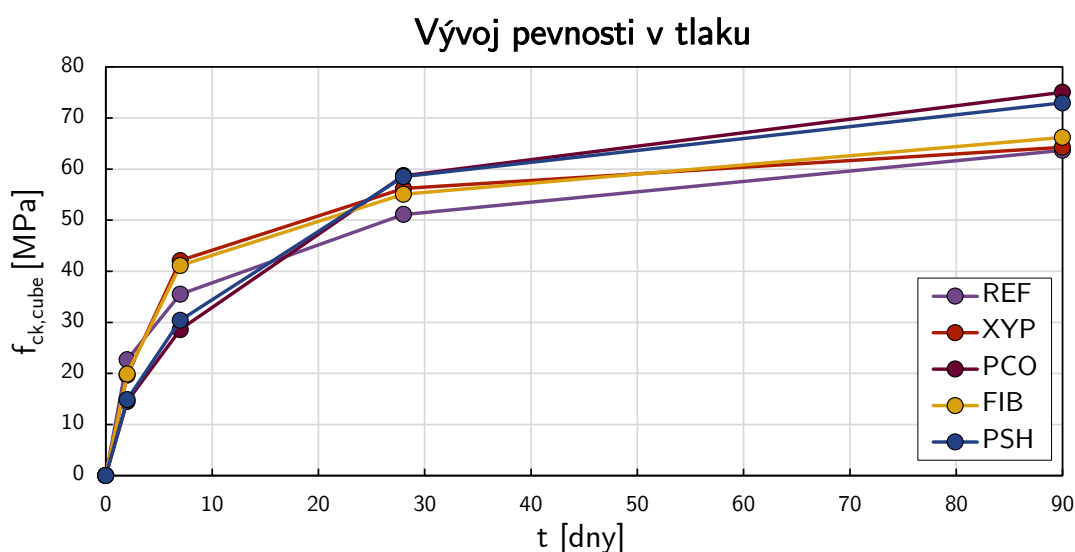
a PSH potvrzují trend vyšší objemové hmotnosti z důvodů uvedených výše. Naopak směsi variant REF a XYP se zdály být více provzdušněné a tedy vykazují nižší objemovou hmotnost. Zkouška obsahu vzduchu v čerstvém betonu nebyla během experimentu prováděna a tudíž nelze toto tvrzení podpořit dalšími výsledky.

### Pevnost v tlaku

Naměřené výsledky potvrzují dříve předpokládané rozdílné chování použitých cementů. Varianty s cementem CEM II/B-S mají rychlejší nárůst pevnosti v raném stáří betonu než varianty s cementem CEM III/B. Ve stáří 28 dní ale již vykazují varianty s vysokopecním cementem vyšší pevnosti a ve stáří 90 dní je rozdíl pevností oproti variantám s portlandským struskovým cementem i o více než 17%. Varianty s cementem CEM II/B-S mají nárůst pevnosti v prvních dvou dnech téměř stejný. Ve stáří 7 dní vykazují varianty XYP a



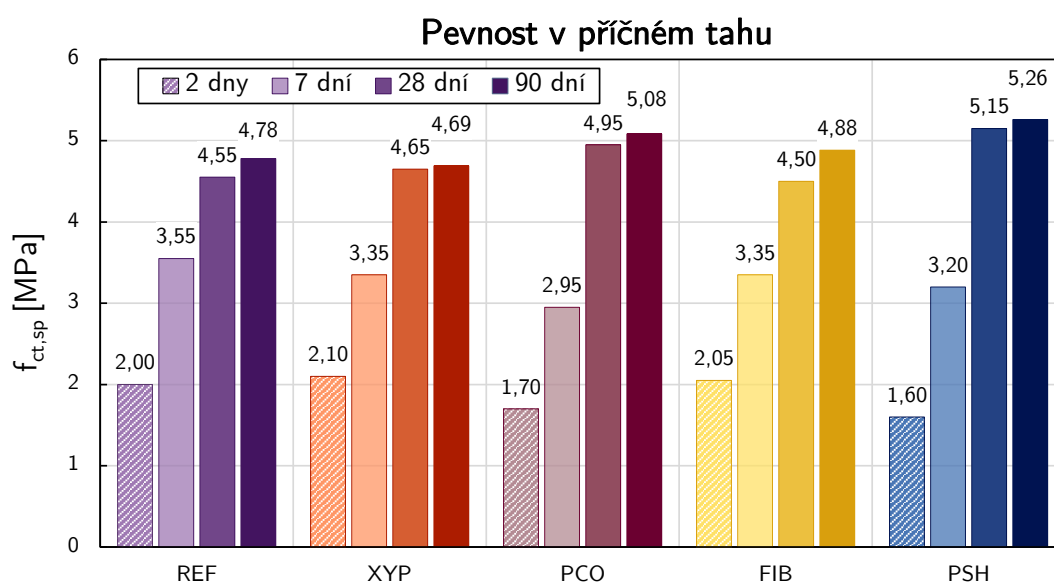
Obrázek 5.7: Graf znázorňující výsledky krychelné pevnosti v tlaku.



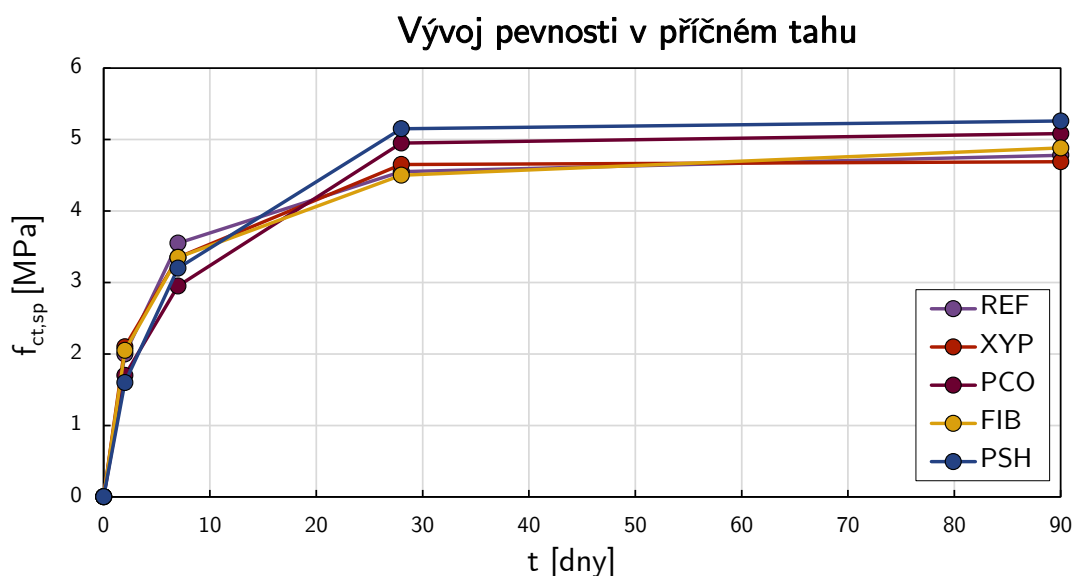
Obrázek 5.8: Graf porovnávající vývoj krychelné pevnosti v tlaku v čase.

FIB pevnost v tlaku vyšší než varianta REF a to přibližně o 16 %. Ve staří 28 dní pak rozdíl klesne na přibližně 8 % a po 90 dnech již je rozdíl v pevnostech mezi variantami se struskovým cementem zanedbatelný. Pokud bereme v úvahu výsledky po 90-ti dnech jako hlavní vypovídající hodnoty parametrů navržených směsí, pak zde prezentované výsledky nepodporují tvrzení o navýšení pevnosti betonu při použití krystalizační přísady, které je deklarováno výrobcem. Je otázkou, zda zvýšení dávky krystalizační přísady na 1 % z hmotnosti cementu by mělo tak znatelný rozdíl.

### Pevnost v příčném tahu



Obrázek 5.9: Graf znázorňující výsledky pevnosti v příčném tahu zkoušené na krychlích.



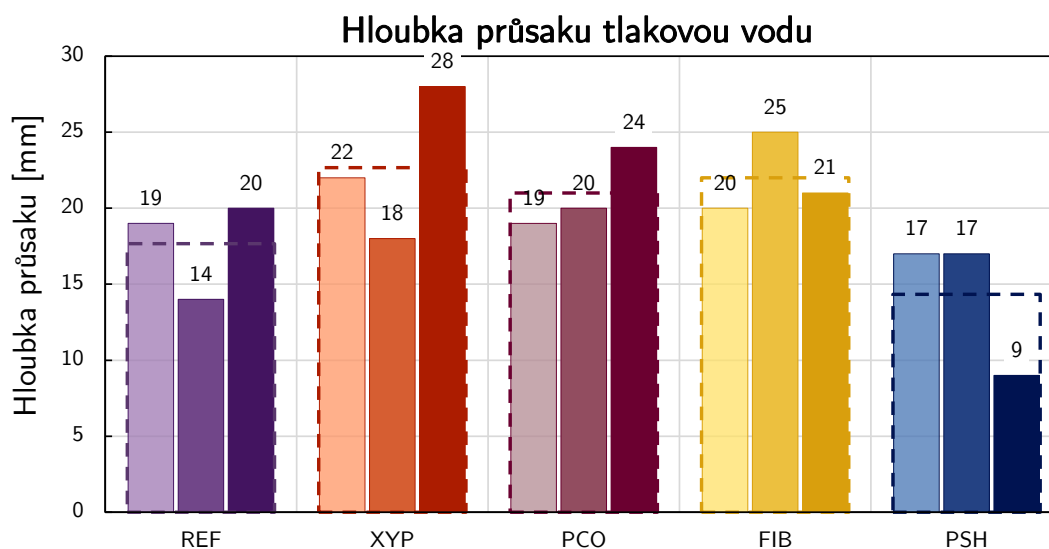
Obrázek 5.10: Graf porovnávající vývoj pevnosti betonu v příčném tahu v čase.

Trend je obdobný jako u výsledků pevnosti betonu v tlaku. V raném stáří vykazují varianty s cementem CEM II/B-S vyšší pevnosti v příčném tahu, ale po 28 dnech již pevnost variant s CEM III/B vychází přibližně o 6 % vyšší. Vývoj pevnosti variant s portlandským struskovým cementem je téměř stejný. Je zajímavé si povšimnout, že ačkoliv pevnost betonu v tlaku má po 28 dnech stále pozvolný lineární nárůst, pevnost v příčném tahu je skoro konstantní.

Z výsledků pevnosti betonu v tlaku a příčném tahu lze konstatovat, že největší vliv na tyto parametry má výběr cementu. Přidání krystalizační přísady nebo rozptýlené výztuže ve formě drátků nemělo žádný znatelný efekt k vylepšení těchto vlastností. Bylo také potvrzeno, že drátky nemají vliv na tahovou pevnost betonu.

### Hloubka průsaku tlakovou vodou

Z grafu na Obr. 5.11 je vidět velká variabilita naměřených hodnot, která je pro tuto zkoušku bohužel běžná. Podle [61] je opakovatelnost této zkoušky až 73 %, tzn. že pokud bude naměřen průsak na prvním tělese 20 mm, pak na druhém to může být až 35 mm. Předpokládá se, že zkouška je provedena stejným pracovníkem na tomtéž zkušebním zařízení. Z toho důvodu byly zkoušeny tři zkušební tělesa pro každou variantu, ze kterých byl následně udělán průměr pro reálnější vystižení průsaku (v grafu čárkovaná čára). Všechny varianty splnily podmínku maximálního povoleného průsaku (35 mm pro SVP XA2 podle ČSN P 73 2404). Rozdíl mezi jednotlivými variantami je minimální a s ohledem na nejistotu měření lze považovat výsledky za stejné.



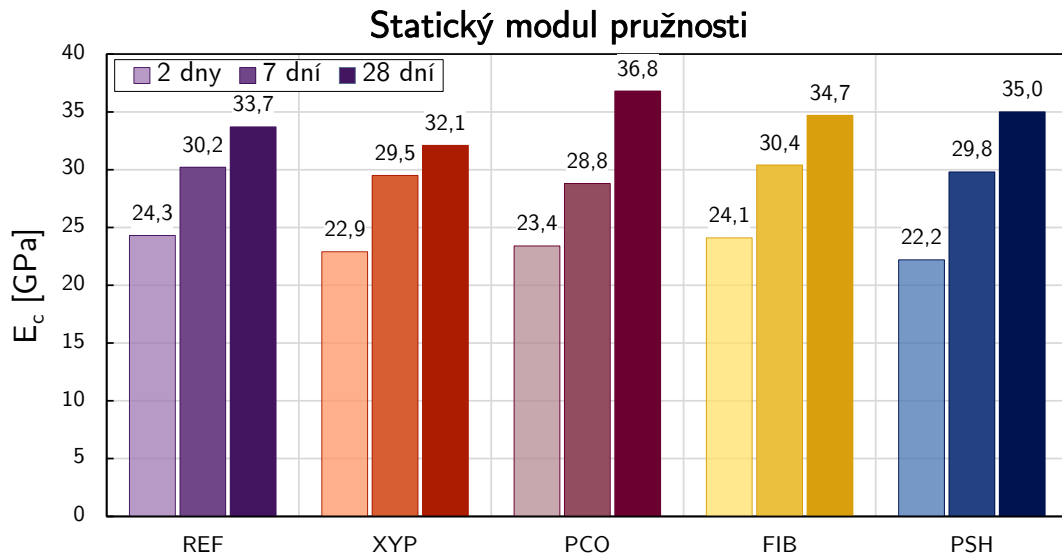
Obrázek 5.11: Graf znázorňující výsledky zkoušky průsaku tlakovou vodou po 90-ti dnech.

### Statický modul pružnosti

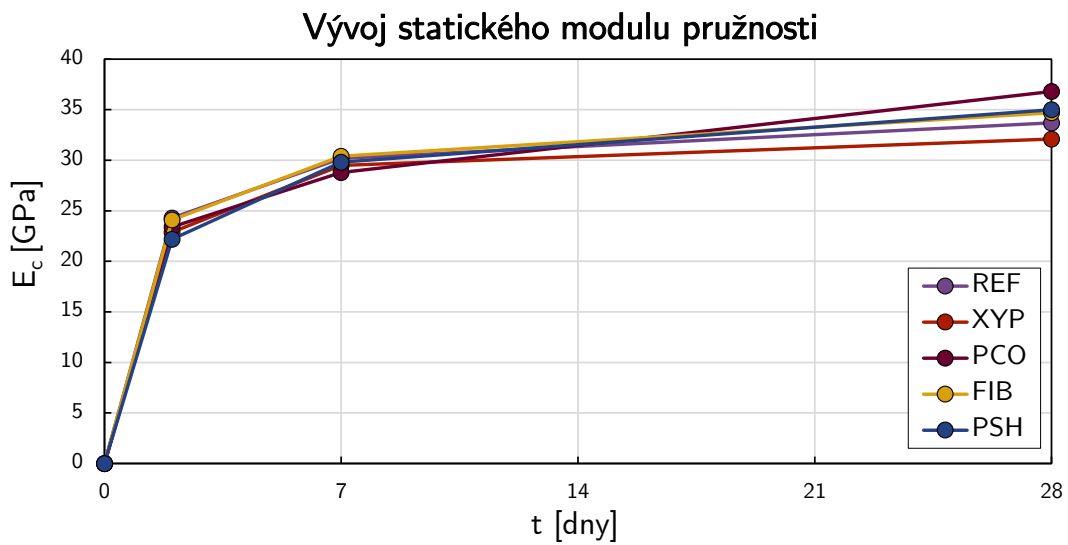
Z výsledků na Obr. 5.13 je patrné, že vývoj modulu pružnosti betonu, na rozdíl od vývoje pevnosti, je u všech variant téměř identický a hodnoty se v jednotlivých časech liší maximálně o 2,1 GPa. Největší rozdíl je mezi variantou XYP a PCO po 28 dnech, kde je rozdíl až 4,7 GPa. Modul pružnosti betonu závisí převážně na použitém kamenivu v betonu a jeho modulu pružnosti, který je pro všechny varianty stejný. Tedy pro všechny



varianty byl použit stejný druh kameniva, jediný rozdíl byl pouze v křivce zrnitosti mezi variantami s použitým cementem CEM II/B-S a CEM III/B. Nicméně, tento rozdíl je velmi malý a tudíž má zanedbatelný vliv na naměřené hodnoty.

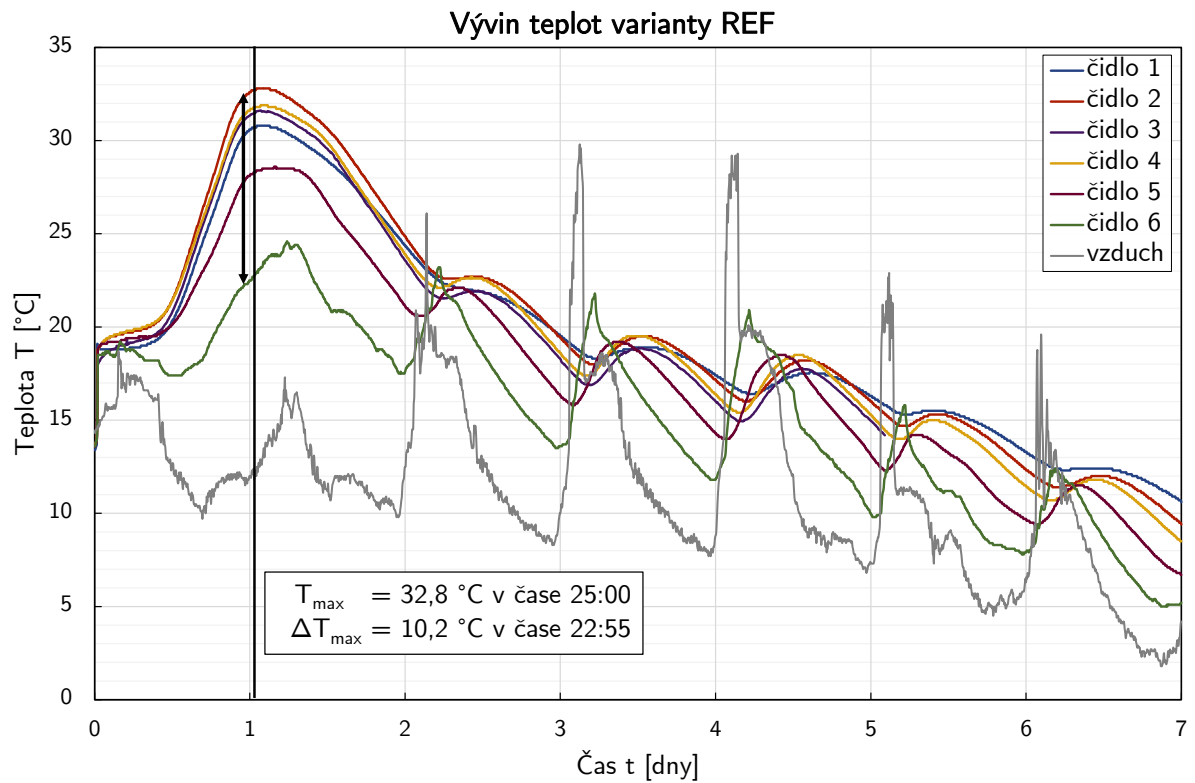


Obrázek 5.12: Graf znázorňující výsledky stanovení statického modulu pružnosti.

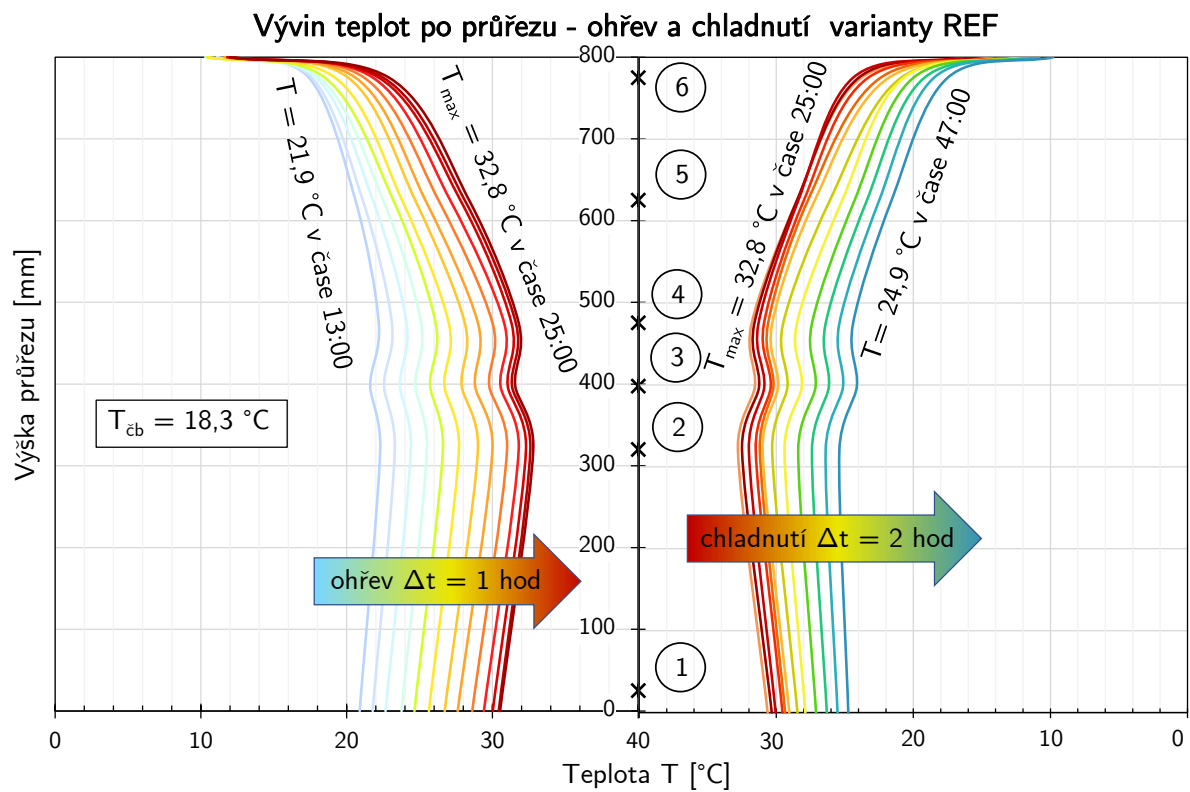


Obrázek 5.13: Graf porovnávající vývoj statického modulu pružnosti v čase.

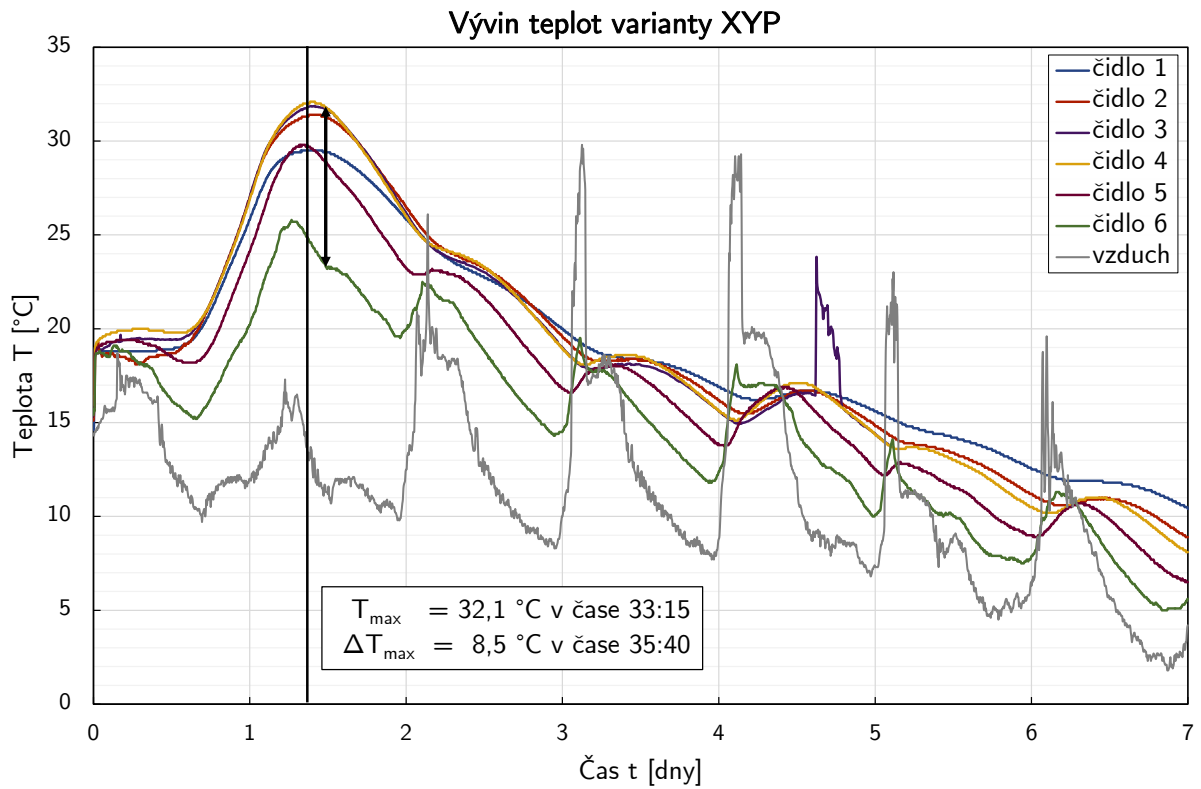
## 5.1.4.3 Výsledky měření vývinu teplot od hydratačního tepla



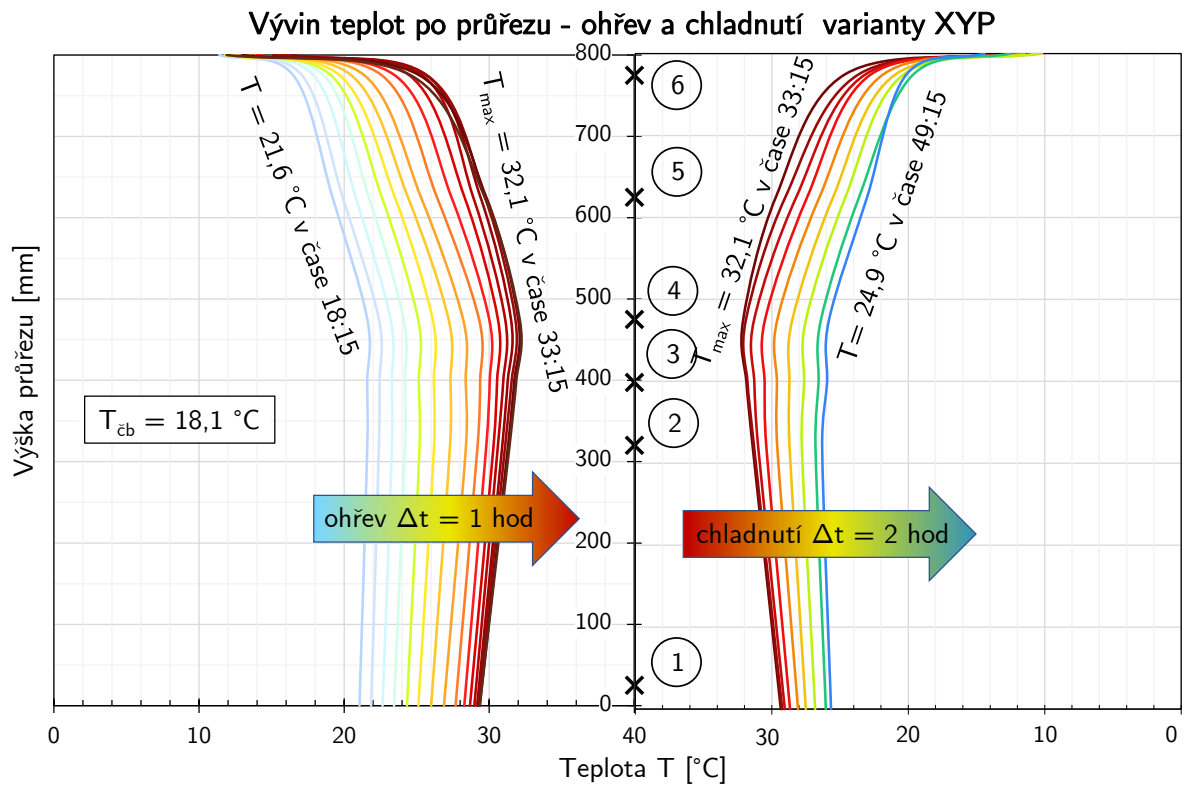
Obrázek 5.14: Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty REF.



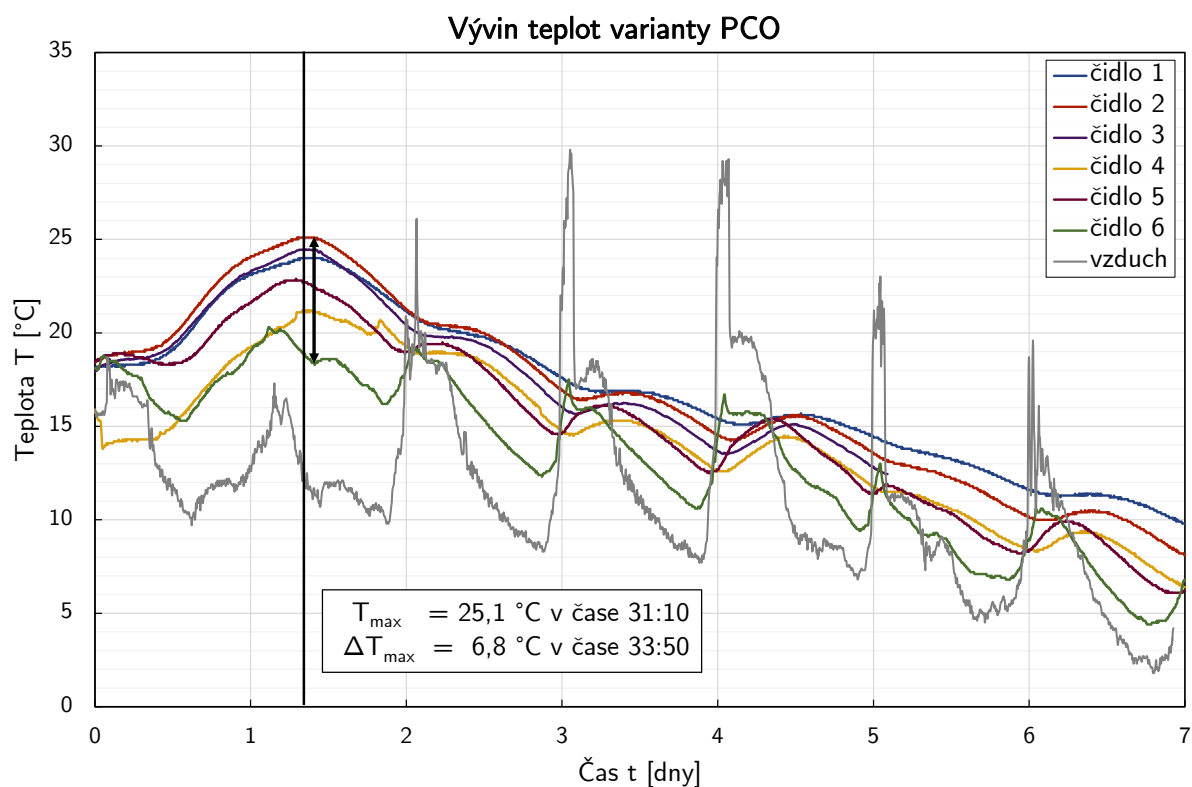
Obrázek 5.15: Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty REF.



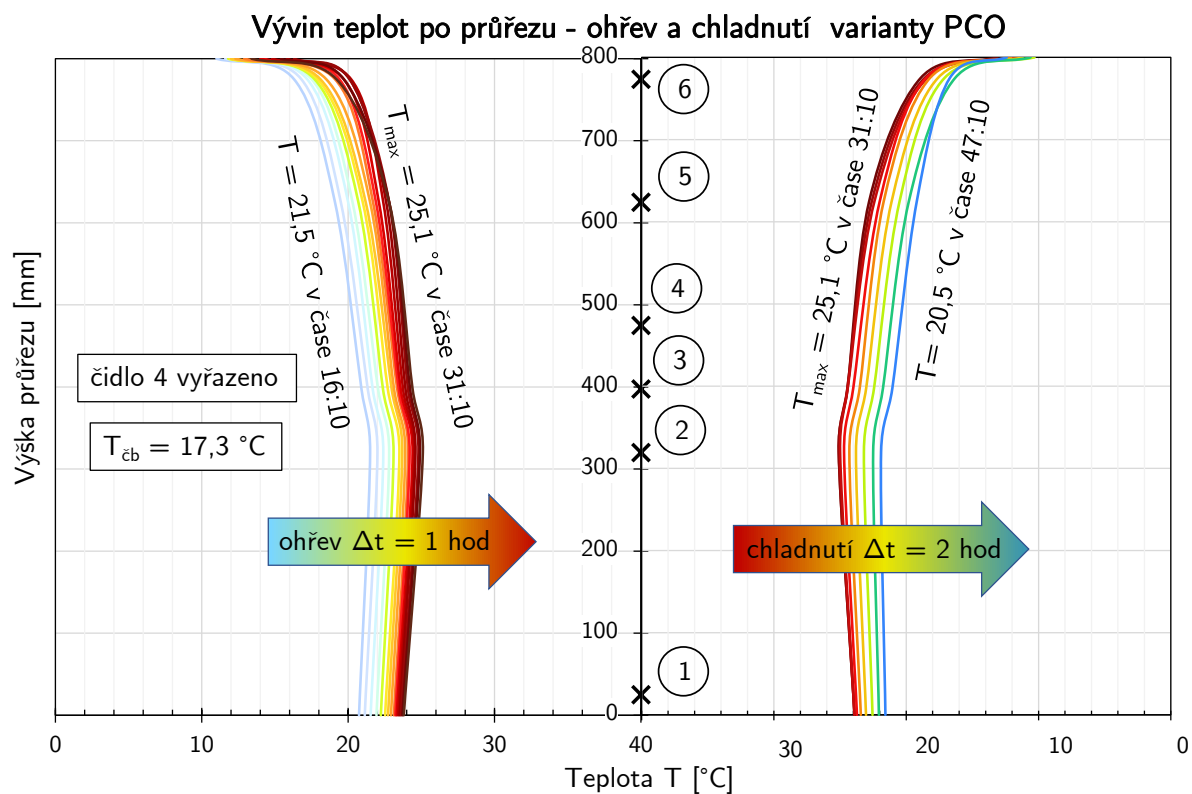
Obrázek 5.16: Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty XYP.



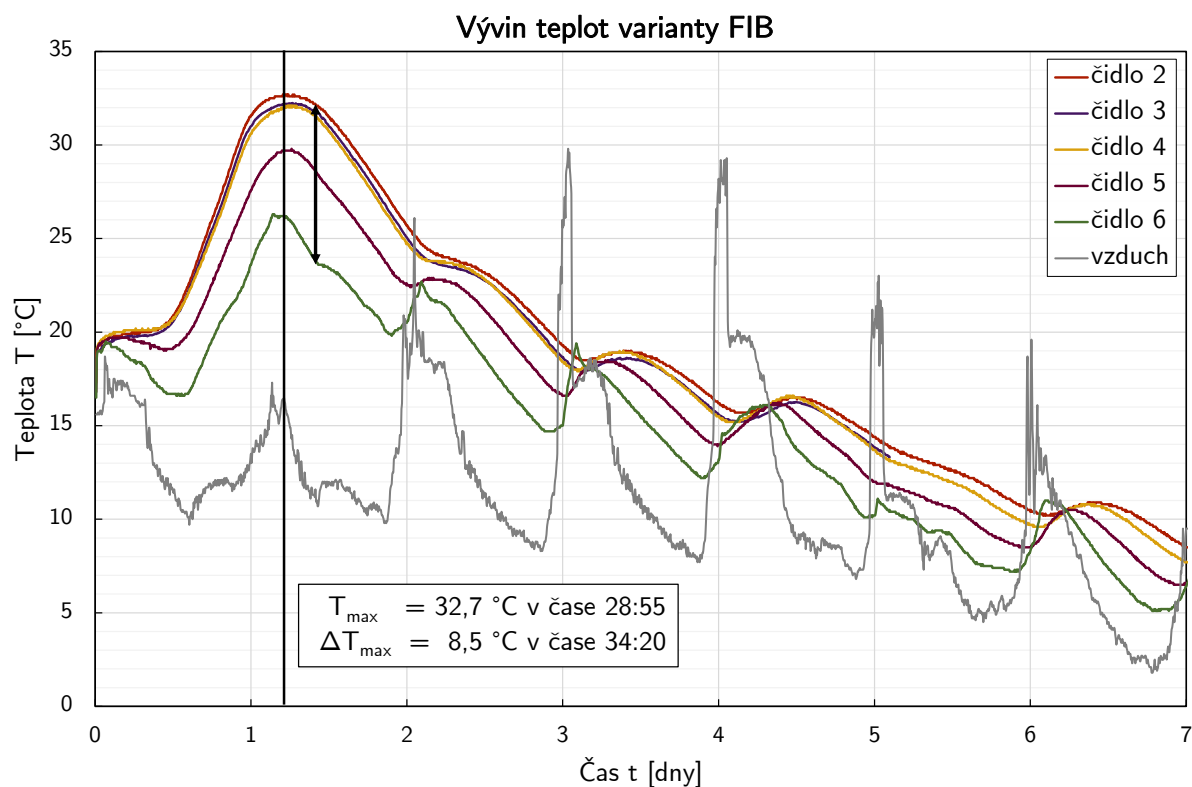
Obrázek 5.17: Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty XYP.



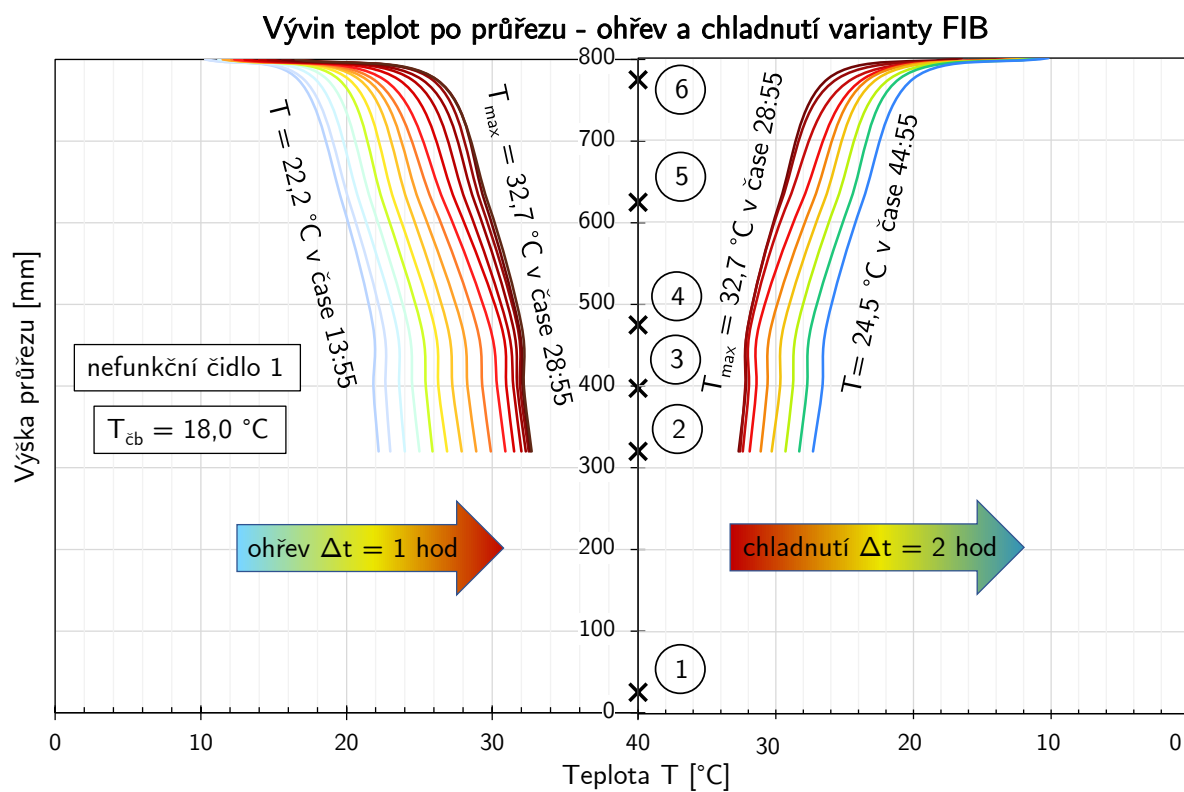
**Obrázek 5.18:** Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty PCO.



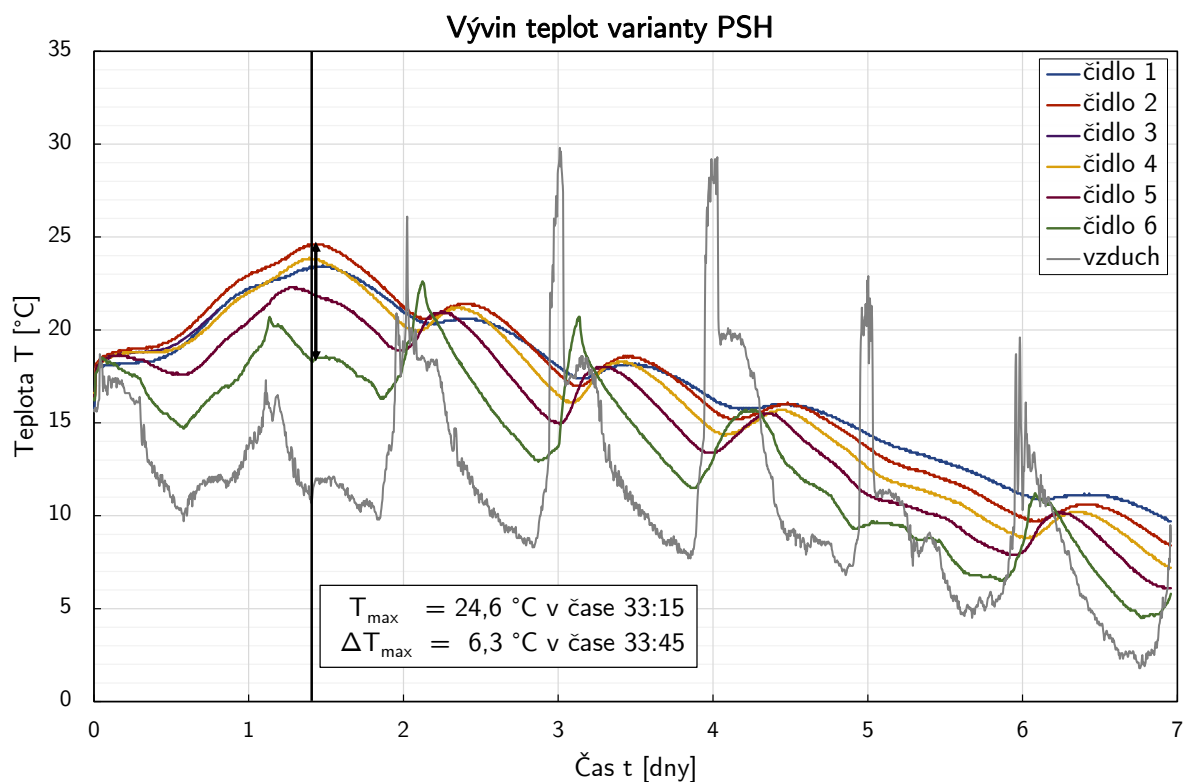
**Obrázek 5.19:** Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty PCO.



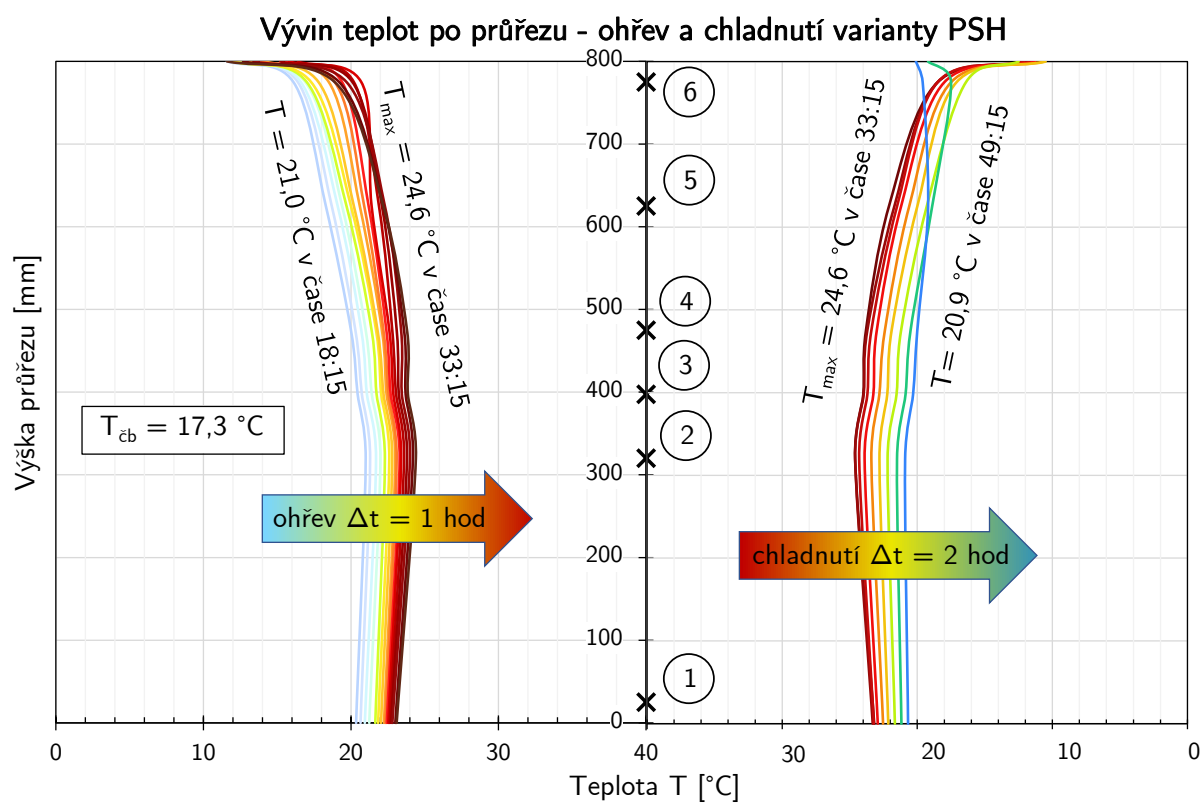
Obrázek 5.20: Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty FIB.



Obrázek 5.21: Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty FIB.



Obrázek 5.22: Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty PSH.



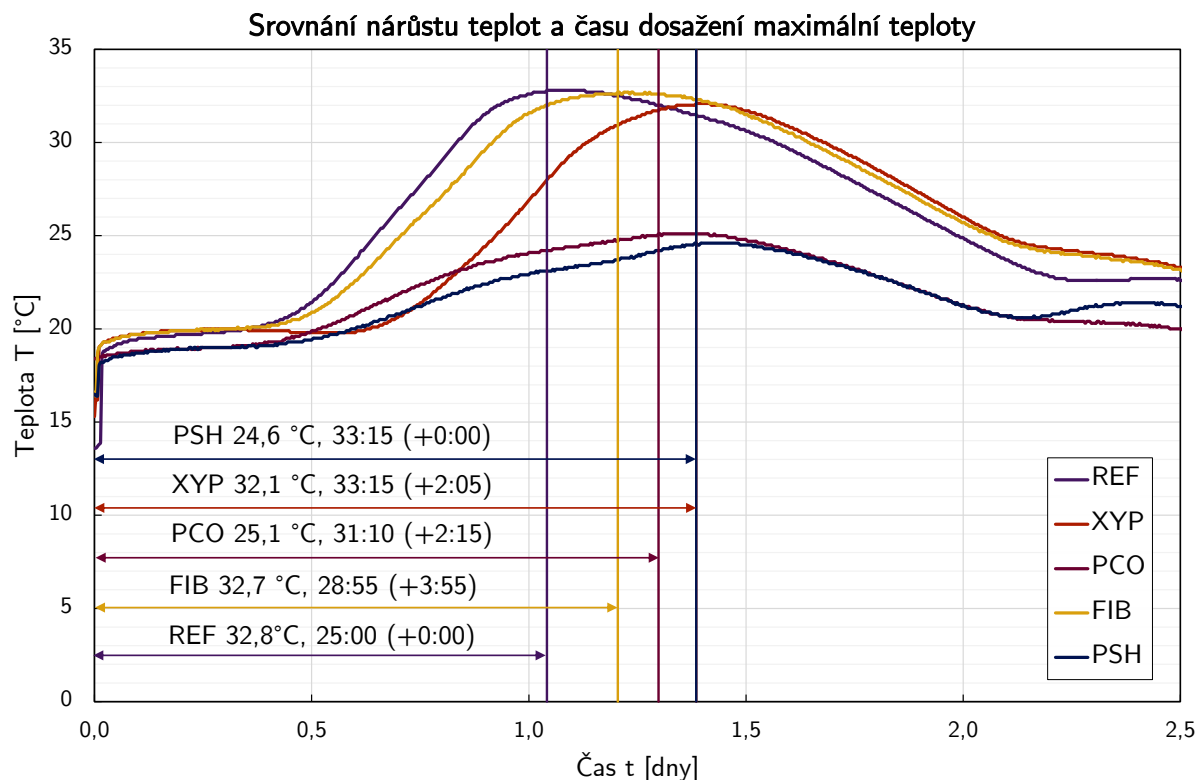
Obrázek 5.23: Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty PSH.

Výsledky měření vývinu teplot v masivních blocích pro jednotlivé varianty REF, XYP, PCO, FIB a PSH jsou uvedeny v grafech na Obr. 5.14, Obr. 5.16, Obr. 5.18, Obr. 5.20 resp. Obr. 5.22. Grafy zobrazují průběh teplot zaznamenaných všemi teplotními čidly až do dobu 7 dní od dne betonáže. Také je v nich uvedena maximální dosažená teplota ( $T_{\max}$ ) v průběhu hydratace a čas jejího dosažení. To samé platí pro teplotní gradient ( $\Delta T_{\max}$ ) mezi čidlem 2 (625 mm od horního povrchu) a čidlem 6 (25 mm od horního povrchu).

Průběhy teplot po průřezu masivních bloků pro jednotlivé varianty jsou pak uvedeny v grafech na Obr. 5.15, Obr. 5.17, Obr. 5.19, Obr. 5.21 resp. Obr. 5.23. Grafy v levé půlce zobrazují teplotní nárůst (ohřev) po průřezu bloku v časovém kroku 1 hodina. Je zde také uvedena teplota čerstvého betonu ( $T_{\text{čb}}$ ). První teplotní křivka začíná v čase před začátkem hydratace (před začátkem nárůstu teploty) a poslední teplotní křivka je v době maximální dosažené teploty. V druhé půlce grafů je uveden teplotní pokles po ukončení hydratace (chladnutí) v časovém kroku 2 hodiny. První teplotní křivka je v době maximální dosažené teploty a poslední křivka zobrazuje teplotu před začátkem opětovného ohřátí vlivem denních teplot a oslunění (cca v čase 2 dny). Na rozhraní beton-vzduch jsou uvažovány teploty okolního vzduchu. Na rozhraní beton-zem byly teploty lineárně extrapolovány ze sousedních dvou hodnot.

Před dalším komentářem je třeba upozornit na pár skutečností. U varianty FIB bylo (pravděpodobně v průběhu betonáže) porušeno teplotní čidlo 1 a zaznamenávalo nereálné hodnoty, z vyhodnocování tak bylo vyřazeno. Průběh teplot po průřezu na Obr. 5.21 proto končí u čidla 2. Také si je možné povšimnout podezřelých špic u průběhu teploty okolního vzduchu. Ty jsou důsledkem špatného odstínění teplotního čidla. V případě svitu slunce tak teplota čidla během dne znatelně vzrostla na několik hodin. Nicméně z průběhu lze stále odhadnout reálný celodenní trend teplot. V teplotních profilech je možné zaznamenat další odchylky měření, např. čidlo 4 u varianty PCO měří systematicky méně, než by mělo. Z toho důvodu bylo pro znázornění teplotního profilu na Obr. 5.19 také vyřazeno.

Nejdůležitější získané údaje z tohoto měření jsou maximální dosažené teploty v průběhu hydratace a od nich se odvíjející teplotní gradienty. Maximální dosažené teploty a časy jejich dosažení od namíchání jsou shrnuty v grafu na Obr. 5.24. V závorce je uvedené zpoždění od předcházející varianty. Z grafu je patrná i rychlost hydratace jednotlivých variant. Jak se dalo předpokládat, nejdříve dosáhla teplotního maxima variant REF (po 25 hodinách). Méně očekávaný už je rozdíl dosažení teplotních maxim mezi variantou REF a FIB (necelé 4 hodiny). Bod zahájení hydratace od namíchání se jeví pro obě varianty stejný, ale křivky se mírně liší ve sklonu. Nepředpokládá se, že přidání ocelových vláken do betonu by mělo mít vliv na průběh hydratace. Tento rozdíl je způsobený spíše nižším vodním součinitelem varianty FIB (méně vody která se může účastnit hydratace) a také vlivem rozdílných teplot v průběhu hydratace způsobených pozdějším časem betonáže (cca 2,5 hodiny). Počátek hydratace varianty REF je okolo 19:50 v den betonáže, zatímco počátek hydratace varianty FIB je okolo 22:20. Rozdíl teplot vzduchu mezi těmito dvěma časy je přibližně 2 °C. Rozdíl teplot vzduchu při dosažení teplotních maxim těchto variant je přibližně 4,3 °C. Vzhledem k denní výrobě mohla mít vliv na průběh teplot také jiná šarže cementu. Tím se potvrzuje, jak důležité bylo provést betonáž všech pěti variant v jeden den a v co možná nejkratším čase. Odložení betonáže o 2,5 hodiny již má znatelný efekt na průběh hydratace (v tomto případě zpomalení) dvou v principu stejných směsí. Tento jev lze pozorovat i u variant PCO a PSH, kde je rozdíl v časech betonáže 1 hodina. Rozdíl v dosažení teplotních maxim těchto dvou variant je však pouze mírně přes 2 hodiny. Z grafu je taky patrná pomalejší hydratace vysokopecních cementů a v průměru o 7,5 °C

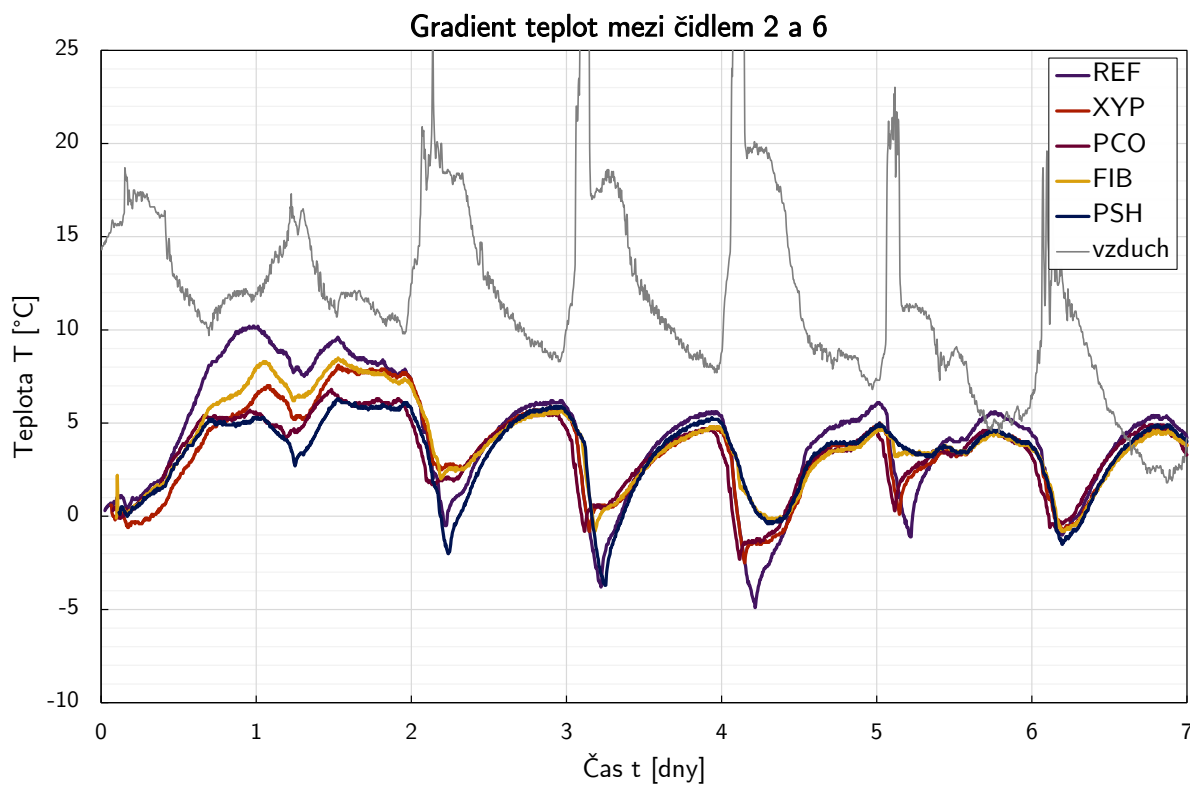


**Obrázek 5.24:** Srovnání vývinu teplot všech variant v hlavní fázi hydratace.

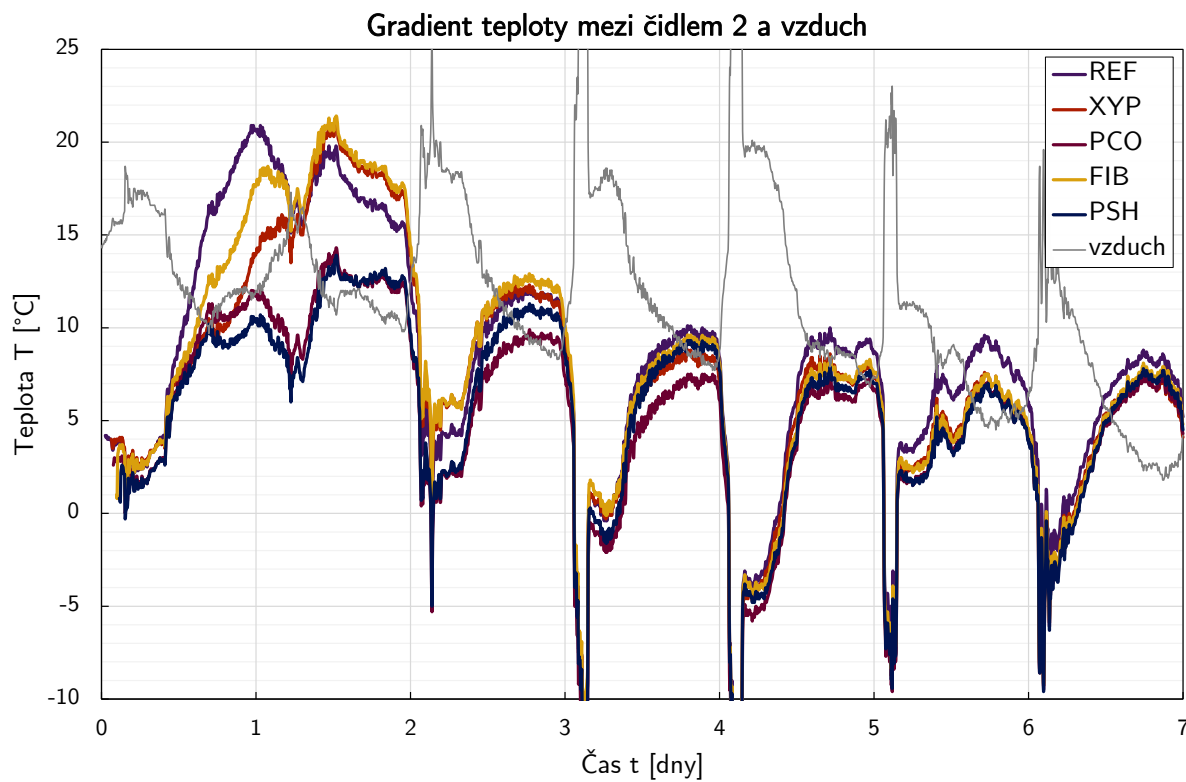
nížší maximální dosažená teplota oproti směsím se portlandským struskovým cementem. Přidání krystalizační přísady se projevilo v oddálení počátku tuhnutí proti variantě REF přibližně o 4,5 hodiny. Tento efekt přísady deklaruje i výrobce. Maximální dosažené teploty jsou však skoro stejné.

V grafu na Obr. 5.25 je vidět srovnání průběhů gradientu teploty všech variant mezi čidlem 2 a čidlem 6. Na první pohled je patrné, jak významnou roli opět hraje teplota okolního prostředí. Je nutné si však uvědomit dvě zásadní věci. Za prvé, jelikož se jedná o směsi s nižším obsahem portlandského slínku (90-ti denní betony), počátek a rychlost hydratace se tak oddaluje. A především za druhé, betonáž probíhala v chladnějších měsících, kdy průměrná teplota čerstvého betonu je okolo 15 °C, což má opět vliv na oddálení a zpomalení hydratace. Vrchol hydratační křivky se tak posunul až do dalšího dne, kdy je teplotní gradient značně snížen právě s opětovně zvyšující se teplotou prostředí. V grafu to lze zaznamenat propadnutím křivek o několik stupňů Celsia, zatímco křivka teploty vzduchu strmě stoupá. Moment dosažení maximální teploty vztažený k aktuálnímu času určuje, zda je maximálního teplotního gradientu dosaženo před vrcholem nebo po vrcholu teplotní křivky. Zatímco u varianty REF bylo maximální teploty dosaženo v půl desáté dopoledne a maximální teplotní gradient je v předcházejících hodinách. U ostatních variant bylo vrcholu teplotní křivky dosaženo v odpoledních až večerních hodinách a tím pádem maximální teplotní gradient nastal až se snižující se teplotou v průběhu noci. Okolní podmínky tak velmi potlačily potenciální efekt cementu s nízkým vývojem hydratačního tepla (varianty PCO a PSH) na snížení teplotního gradientu. Zatímco rozdíl v maximálních dosažených teplotách je mezi variantami s CEM II a CEM III okolo 7,5 °C, tak rozdíl v maximálních dosažených gradientech je pouze okolo 2 °C.





**Obrázek 5.25:** Srovnání průběhů gradientu teploty mezi čidlem 2 a čidlem 6.



**Obrázek 5.26:** Srovnání průběhů gradientu teploty mezi čidlem 2 a venkovním čidlem.

V případě, že by se teplota okolního prostředí nezvyšovala, ale naopak klesala např. vlivem mrazu, vliv cementu s nízkým vývojem hydratačního tepla by se projevil znatelněji. To lze vidět v grafu na Obr. 5.26 kde je vyneseno rozdílné teploty mezi čidlem 2 a venkovním čidlem. V teplotě vzduchu se neprojeví akumulace tepla materiálem ani vliv slunečního záření a tak je jeho teplota nižší (pokud čidlo není ovlivněno slunečním zářením). Z grafu lze vidět, že všechny varianty s CEM II překračují v určitém bodě limitní teplotní gradient  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ , který již může způsobit tvorbu trhli. Zatímco varianty s CEM III dosahují gradientu okolo  $14\text{ }^{\circ}\text{C}$  a stále mají dostatečnou rezervu. Reálná hodnota teplotního gradientu vztažena k místu těsně pod povrchem betonu je někde mezi hodnotami vztažených k čidlu 2 a hodnotami vztažených k venkovnímu čidlu.

Obdobné informace o rychlosti hydratace a vzrůstu teplot lze vyčíst z grafů s teplotními profily po průřezu bloku. Varianty s CEM II mají křivky dál od sebe, což značí celkově větší vzrůst teplot, zatímco varianty s CEM III se ohřívají pomaleji a křivkou jsou tím pádem nahuštěné u sebe. Současně lze vidět, že proces chladnutí probíhá výrazně pomaleji než prvotní ohřev. To je důvodem, proč maximální teplotní gradient nastává obecně později než maximální dosažená teplota.

#### 5.1.4.4 Výsledky měření smrštění

Pro snazší orientaci v prezentovaných výsledcích je zavedeno doplňkové označení, které symbolizuje typ uložení válců resp. masivní blok. Příklad označení pro variantu REF:

Označení	Typ uložení
REF-P	válec - plastová forma - uložení na vzduchu
REF-O	válec - ocelová forma - uložení na vzduchu
REF-V	válec - plastová forma - uložení ve vodě
REF-B	masivní blok - uložení na vzduchu
REF-A	vlnovec - autogenní podmínky

Ostatní varianty XYP, PCO, FIB resp. PSH jsou označeny ve stejném smyslu.

#### Stanovení počátku měření

Před prezentací výsledků smrštění je třeba uvést jednu zásadní věc. Jak již bylo řečeno v sekci 5.1.2.4, strunové tenzometry začínají zaznamenávat první délkové změny způsobené smrštěním až někdy mezi počátkem tuhnutí a začátkem tvrdnutí betonu. Pro správnou interpretaci výsledků je tedy třeba stanovit bod v čase (tzv. „time-zero“ neboli „bod nula“), od kterého se začnou zaznamenávat délkové změny tenzometru. Tento bod se uvažuje shodně s momentem, kdy beton opouští plastický stav a začíná se chovat jako tuhá látka, ve které mohou vznikat první napětí. Stanovení počátku tuhnutí respektive tvrdnutí se v praxi provádí penetrační zkouškou Vicatovým přístrojem podle ČSN EN 196-3 [62]. Tato zkouška je však velmi časově náročná, obzvlášť pak u pomalu tuhoucích betonů jako ty použité v tomto experimentu. Z důvodu již tak velké náročnosti experimentu nebyla tato zkouška pro stanovení počátku tuhnutí provedena. Penetrační zkouška se také provádí laboratorních podmínkách a pouze na cementové pastě o malém objemu vzorku. Kinetika hydratace je tak jiná než např. u masivního bloku nebo smršťovacího válce uložených ve venkovním prostředí.

Za účelem stanovení bodu nula bez penetrační zkoušky byl proveden průzkum alternativních metod. Podle článku [63] a v něm uvedených pramenů lze stanovit bod nula v momentě odchýlení průběhu chemického a autogenního smrštění. Také uvádí výsledky, kde byl stejný čas bodu nula zjištěn z rychlosti změny elektrické vodivosti hydratující cementové pasty nebo také ze sledování akustických vlastností cementové pasty. Všechny metody se shodovaly s časem počátku tuhnutí stanoveným pomocí penetrační zkoušky Vicatovým přístrojem. Tyto metody ale podléhají vysokým nárokům na laboratorní vybavení a tedy nejsou o nic jednodušší než samotná penetrační zkouška.

Další způsob jak stanovit bod nula byl nalezen v [64] a [65]. Ty uvádí, že bod leží uprostřed vzestupné části teplotní křivky během hlavní hydratační fáze cementu s vodou. Tento bod se dá přesně matematicky vyjádřit pomocí aproximace teplotní křivky polynomičnou funkcí. Jedná se o polynomičnou regresi, kde koeficienty hledaného polynomu jsou získány metodou nejmenších čtverců. Z druhé derivace polynomičké funkce lze následně získat inflexní bod, tedy bod na křivce kde se mění křivost dané funkce. Umístění inflexního bodu na časové ose určuje bod nula. Vzhledem k hodnotám které jsou k dispozici, je tato metoda jako jediná, kterou lze použít pro stanovení bodu nula v tomto experimentu. V následujících odstavcích bude uveden příklad, jak byla tato metoda aplikována pro potřeby tohoto experimentu.

Pro získání polynomičkových funkcí a inflexních bodů jednotlivých variant se vycházelo z teplotních křivek získaných z měření teplot v masivních blocích. Pro aproximaci byla použita teplotní křivka z čidla 2 shodně pro všechny varianty. Aby mohla být aproximace polynomičnou funkcí aplikována, bylo třeba teplotní křivku oříznout na počátku vzestupné části křivky a na jejím vrcholu. Následně se tato část naměřených hodnot proložila polynomičnou funkcí čtvrtého stupně ve tvaru:

$$y = ax^4 + bx^3 + cx^2 + dx + e$$

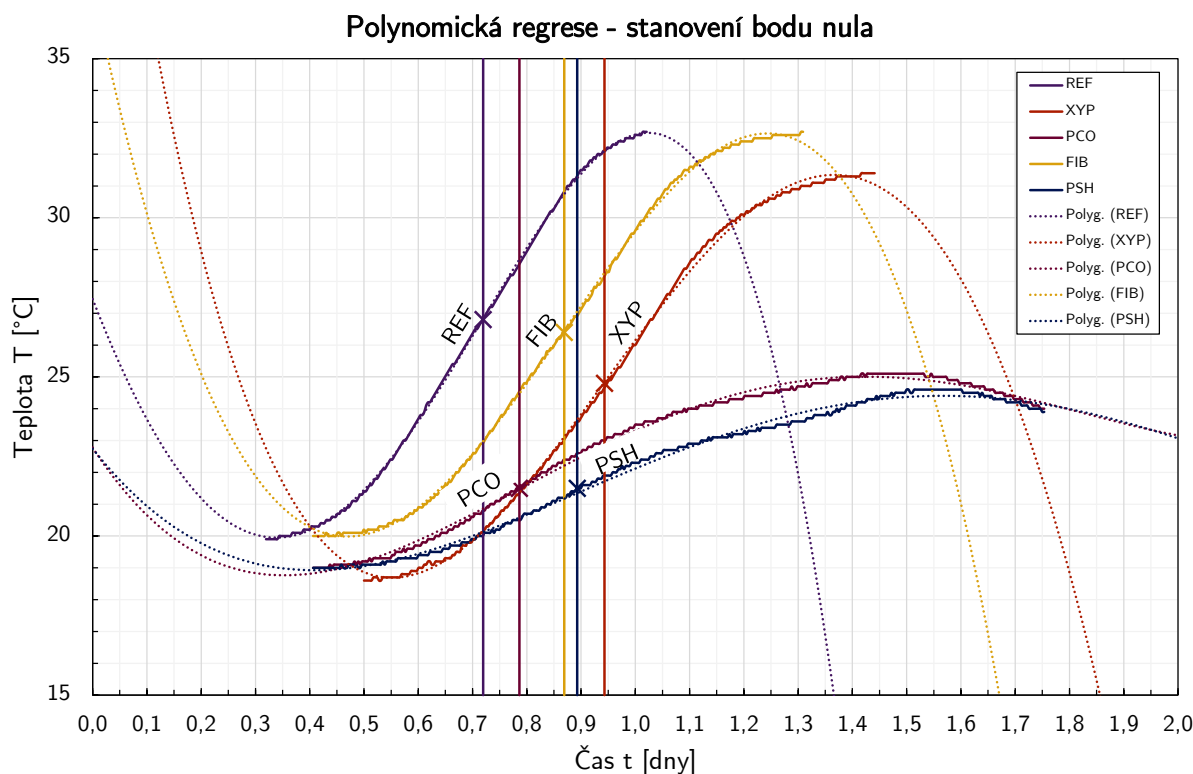
Koeficienty  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  resp.  $e$  jsou následně vypočteny metodou nejmenších čtverců tak, aby součet druhých mocnin odchylek původních hodnot od získaného polynomu byl minimální. V grafu na Obr. 5.27 lze vidět průběh oříznuté teplotní křivky z naměřených hodnot (plná čára) a aproximační polynomičnou funkcí čtvrtého stupně (tečková čára). Získané koeficienty polynomičkových funkcí jsou uvedeny v Tab. 5.5.

Druhá derivace polynomičké funkce je pak ve tvaru:

$$y'' = 12ax^2 + 6bx + 2c$$

**Tabulka 5.5:** Koeficienty aproximačních polynomičkových funkcí pro jednotlivé varianty získané metodou nejmenších čtverců.

Koeficient	a	b	c	d	e
REF	27,4	-43,9	58,3	31,2	-40,4
XYP	47,8	-125,5	169,9	-72,9	6,9
PCO	22,8	-26,2	52,4	-31,8	6,1
FIB	37,2	-81,7	111,8	-30,9	-6,9
PSH	22,7	-21,6	37,5	-19,7	3,2



**Obrázek 5.27:** Aproximace teplotních křivek polynomickou funkcí čtvrtého stupně.

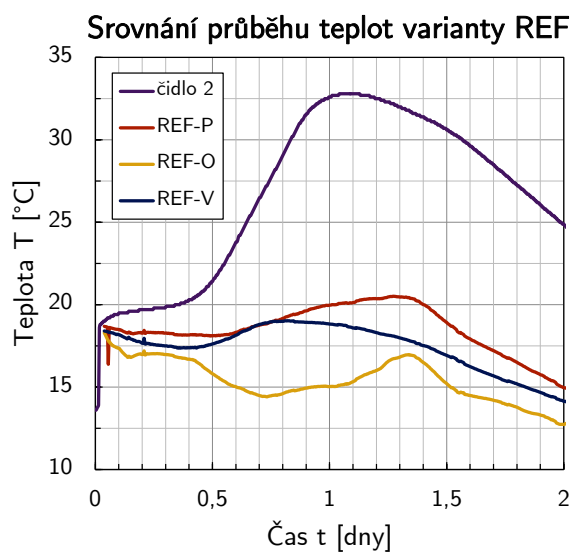
Položením výrazu druhé derivace nule a vyřešením kvadratické rovnice získáme dva kořeny, z toho jeden udává inflexní bod dané funkce a tedy i hledaný bod nula. Výsledky pro všechny varianty jsou shrnuty v Tab. 5.6. V grafu na Obr. 5.27 jsou vyznačeny svislou plnou čarou.

**Tabulka 5.6:** Výsledky polynomické regrese a stanovení bodu nula pro jednotlivé varianty.

Varianta	Čas namíchání	Čas bodu nula	Čas od namíchání
REF	23.10.19 8:38	24.10.19 1:45	17:07
XYP	23.10.19 9:27	24.10.19 7:10	21:43
PCO	23.10.19 10:20	24.10.19 3:20	17:00
FIB	23.10.19 10:56	24.10.19 5:20	18:24
PSH	23.10.19 11:21	24.10.19 5:55	18:34

Z výsledků je opět patrný vliv okolní teploty na zpomalení hydratace u variant FIB a PSH proti variantám REF resp. PCO. Také si lze všimnout, že u variant PCO a PSH nastává změna křivosti aproximační funkce dříve než u ostatních variant. U obou variant s vysokopecním cementem lze sledovat mírné zpomalení hydratace před dosažením teplotního maxima. Důvod tohoto jevu bude pravděpodobně ležet v chemickém složení cementu a hydratačních procesech, které se od něj odvíjejí.

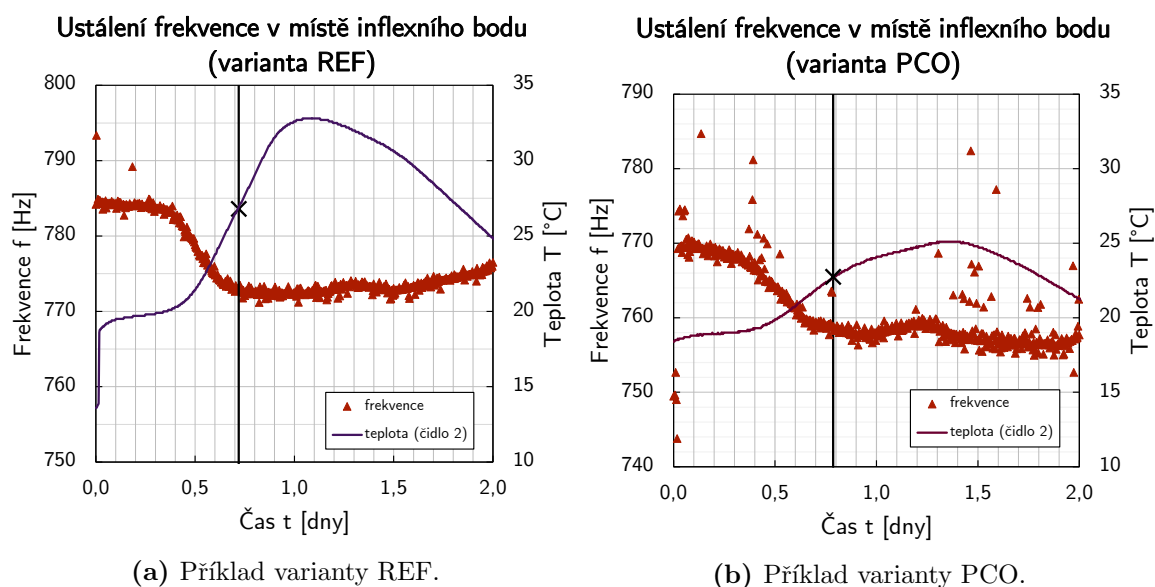
Ačkoliv použití tohoto postupu je relativně snadné, problém nastává s její aplikací u smršťovacích válců. Jak již bylo dříve několikrát zmíněno, vývin teplot ve vzorku je významně ovlivněn okolní teplotou, ale také velikostí vzorku. Čidlo 2 u masivního bloku má pro záznam teplot téměř adiabatické podmínky, což je důsledkem masivnosti prvku.



**Obrázek 5.28:** Srovnání teplotních křivek masivního bloku (čidlo 2) a smršťovacích válců všech typů uložení.

Na druhou stranu teplotní čidlo tenzometru, které zaznamenává teploty u smršťovacího válce, podléhá účinkům okolní teploty (v tomto případě ochlazování) mnohonásobně více. Výsledkem jsou zdeformované teplotní křivky, jak je vidět na příkladu varianty REF pro všechny typy uložení smršťovacích válců a masivního bloku (viz Obr. 5.28). Takové průběhy již nelze aproximovat běžnými funkcemi, jelikož by neodpovídaly tvaru reálné křivky a funkce, které by průběhu odpovídaly nelze snadno derivovat. Z toho důvodu musel být nalezen ještě alternativní způsob, jak stanovit bod nula pro tenzometry uložené ve válcích.

V manuálu [66] pro použití strunových tenzometrů je uvedeno, že počáteční měření má být stanoveno po ukončení tuhnutí betonu, což odpovídá momentu kdy číselné záznamy měřených frekvencí jsou téměř konstantní. Tento postup byl ověřen u masivního bloku



**Obrázek 5.29:** Ustálení měřených frekvencí struny tenzometru v místě inflexního bodu stanoveného z teplotní křivky.

varianty REF a PCO, u kterých byl dříve zjištěn bod nula pomocí polynommické regrese z průběhu teplotní křivky v čase 17:07 (0,72 dne) resp. 17:00 (0,79 dne) od smíchání cementu s vodou. Teplotní křivky z čidla 2 spolu s hodnotami naměřených frekvencí jsou pro obě varianty vyneseny v grafech na Obr. 5.29. Svislé přímký s křížkem označují zjištěné inflexní body. Z grafů je patrné, že ustálení měřených frekvencí (tzn. že záznamy frekvencí jsou téměř konstantní) se shoduje s polohou inflexních bodů.

Na základě výše uvedeného bude počátek měření smrštění ve válcích a masivních blocích jednotně uvažován pro všechny varianty od místa, kde zaznamenané frekvence vykazují téměř konstantní hodnoty. Stanovený bod nula bude zkontrolován s bodem v půlce vzestupní části teplotní křivky, ale pouze v případě, že to tvar teplotní křivky umožní.

Problém nastává se stanovením bodu nula u vzorků měřených metodou vlnovce. Zde totiž zaznamenávání délkové změny funguje na jiném principu (více v sekci 5.1.2.4) a nebylo možné zaznamenávat ani teplotu betonu. Zároveň nelze využít data z válců nebo masivních bloků, neboť kinetika hydratace je zcela odlišná důsledkem rozdílných rozměrů prvků a okolních podmínek. Masivní bloky budou zráť rychleji díky svým velkým rozměrům a okolní teplota je neovlivní tolik jako smršťovací válce, které jsou svými rozměry k vlnovcům bližší, ale jsou silně ovlivněny okolní teplotou. Bod nula pro vlnovce bude zjevně někde mezi těmito dvěma extrémy, neboť byly uloženy v prostředí skladu s konstantními teplotními podmínkami. Přesné určení bodu nula by byla pouze spekulace a z toho důvodu je stanoven ve stejný čas jako pro masivní bloky, ačkoliv lze předpokládat, že reálně nastane později.

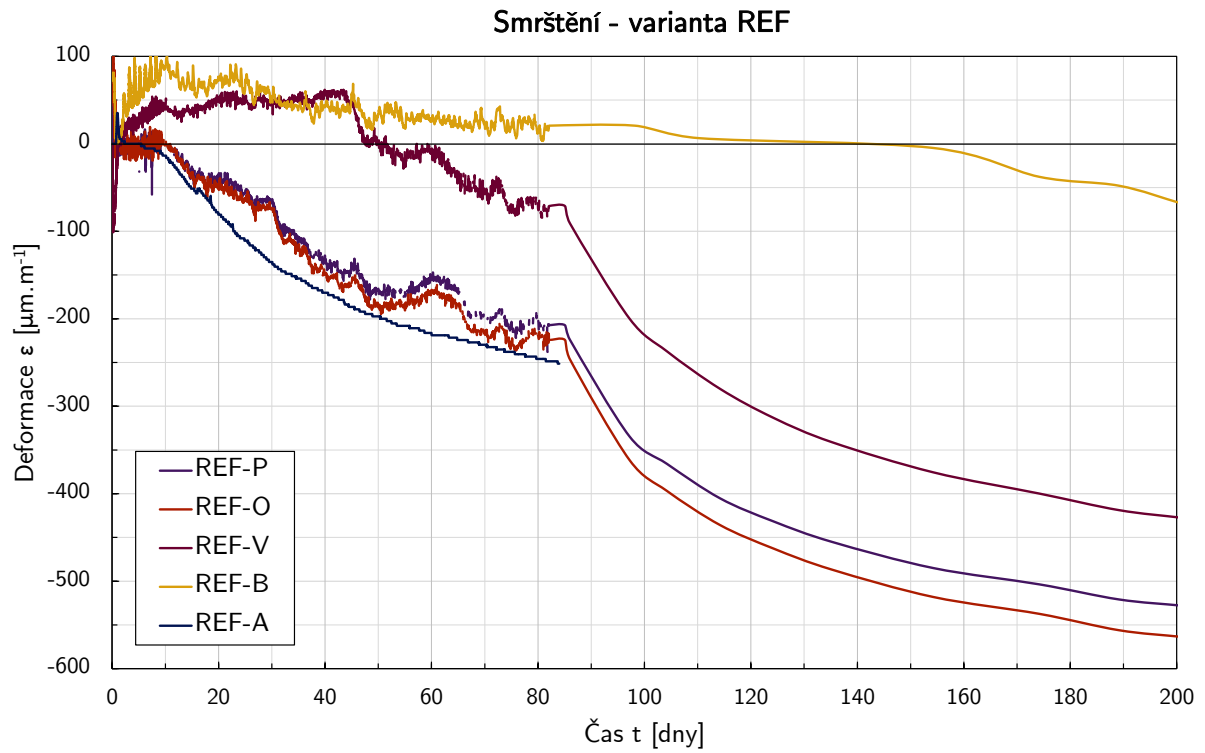
V poslední řadě je třeba upozornit na to, že postup stanovení bodu nula v tomto experimentu byl odvozen na základě dostupné literatury a osobních úvah autora. Jedná se o jedno z možných řešení, které však není podloženo detailním výzkumem a může tak být vystaveno kritice. Problematika stanovení bodu nula je stále zcela nepochopena a je třeba se jí i v budoucnu nadále věnovat.

## Výsledky

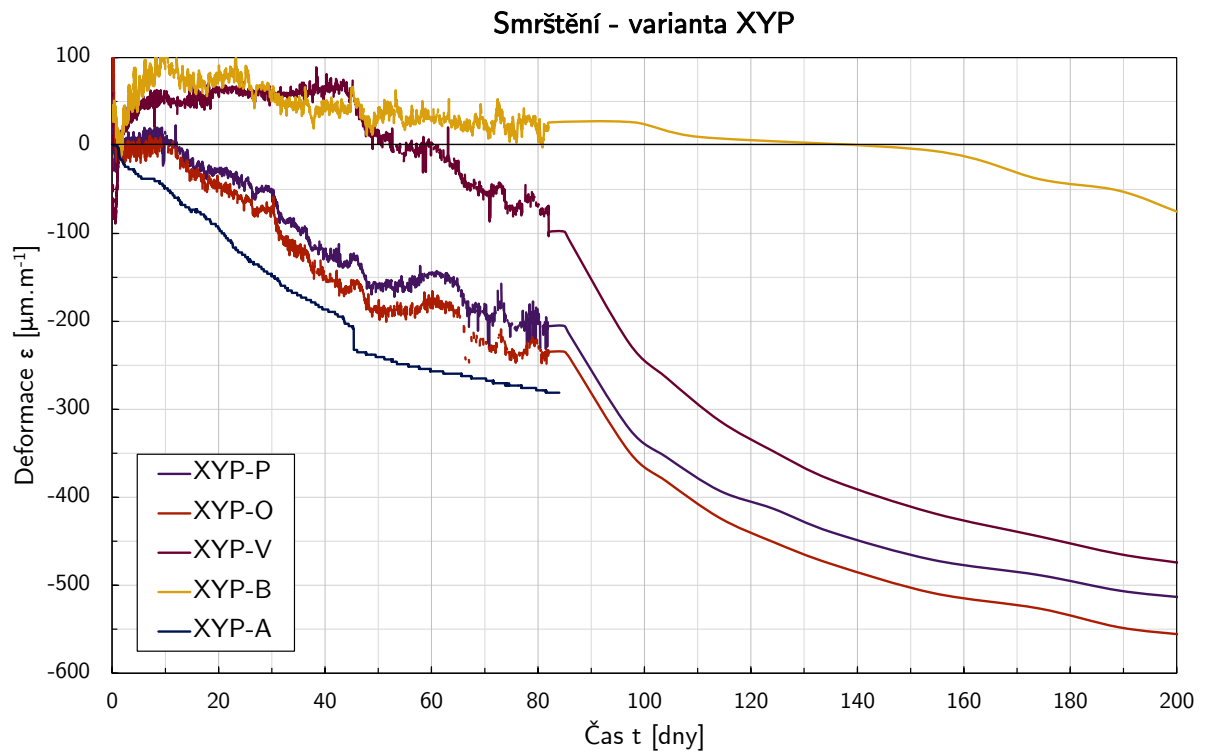
Před prezentací výsledků smrštění je třeba upozornit na několik věcí. Jak bylo zmíněno dříve, měření smrštění neprobíhalo v ideálních podmínkách. Vzorky byly uloženy v plechové bedně ve venkovním prostředí blízko častého zdroje vibrací a otřesů. To se projevilo ve velké chybovosti měření a rozptylu hodnot. Tento problém se ještě umocnil zbytečně častým záznamem hodnot (v prvních 9 dnech byl interval záznamu 5 minut). Výsledkem jsou velmi nečitelné grafy. Nicméně trend průběhu smrštění je z grafů i tak na první pohled patrný. Pro zpřehlednění prezentovaných grafů byly zjevně odlehle hodnoty odstraněny. Příklad grafu s originálně naměřenými hodnotami je vidět na Obr. B.4.

Izolace smršťovacích válců polyethylenovou fólií a ponoření do vodní lázně nemělo kýžený efekt vyvolat autogenní podmínky pro zrání betonu. Utěsnění nebylo dostatečné a ve všech případech došlo k průniku vodu k betonu. Důsledkem toho se projevilo místo smršťování betonu jev bobtnání, tedy zvětšení objemu vzorku namísto jeho zmenšení. Výsledky jsou nicméně i tak zajímavé a níže budou prezentovány.

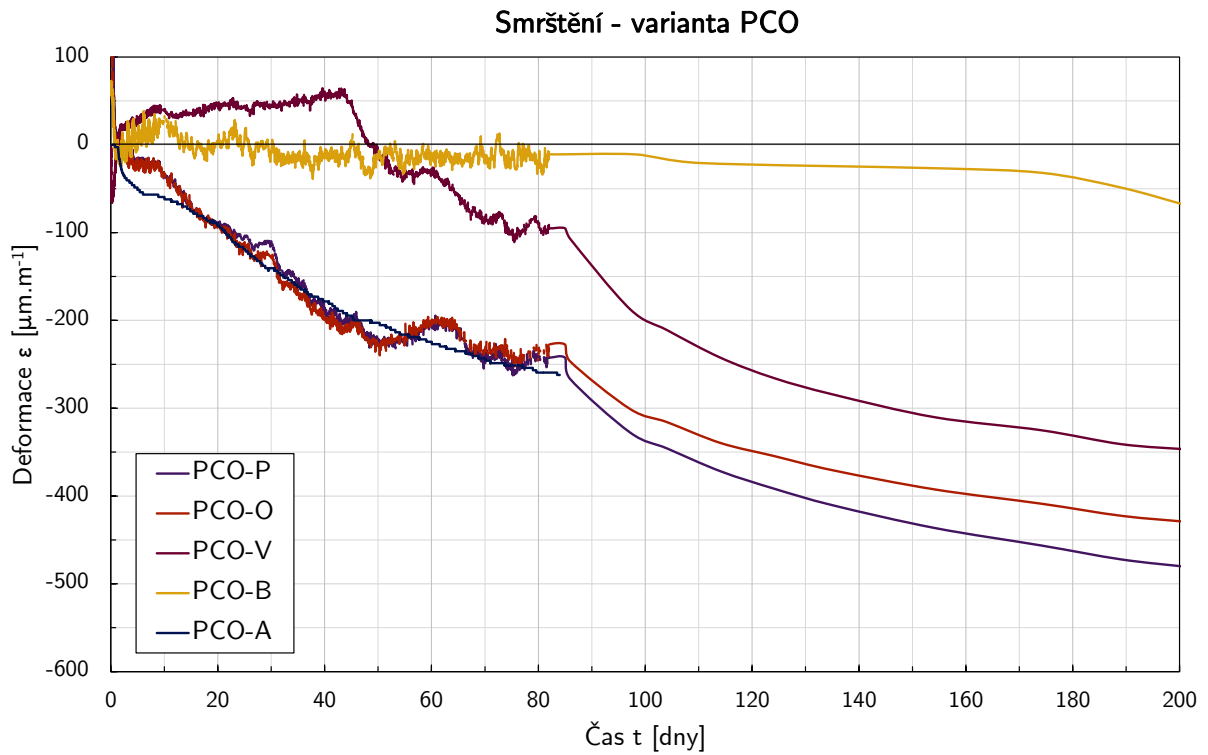
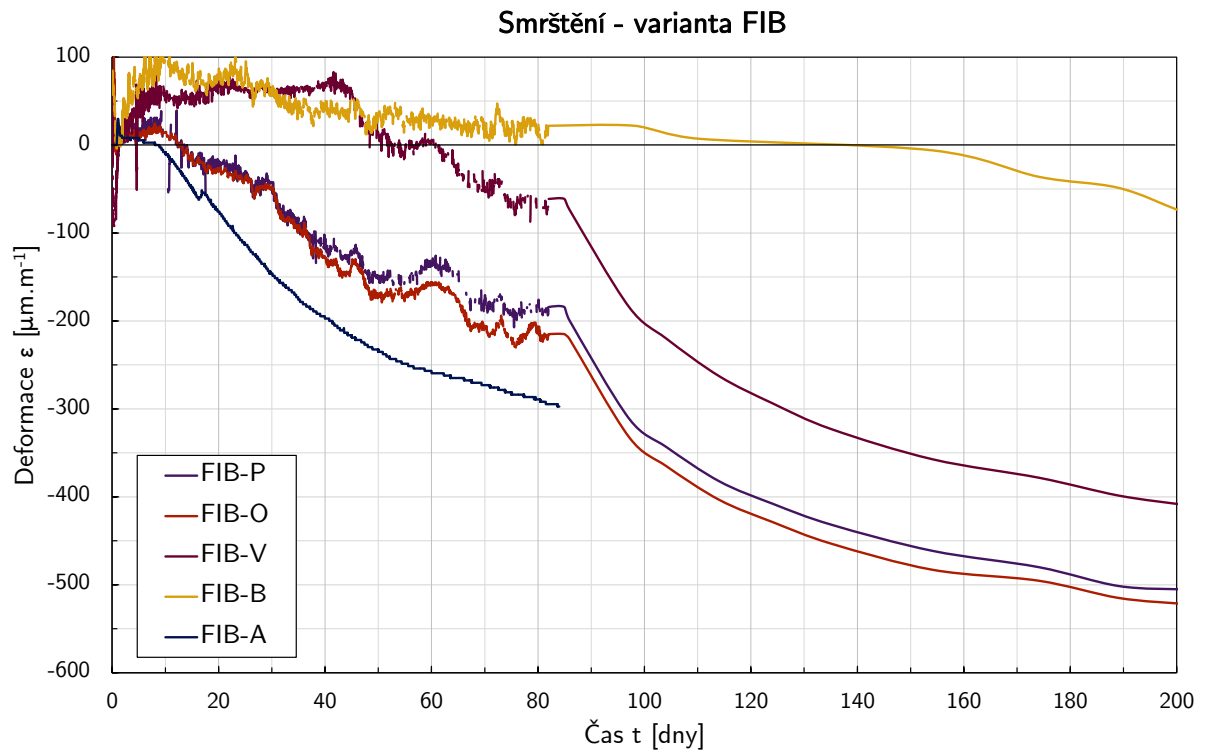
Při vyhodnocování výsledků ze strunových tenzometrů nebyla provedena korekce ke snížení vlivu rozdílné teplotní roztažnosti čerstvého betonu a oceli tenzometru. Tato korekce se týká pouze smrštění zaznamenaném v prvních několika hodinách až dnech. Vzhledem k tomu, že vývin teplot měřených betonů byl velmi malý a hlavním předmětem měření je smrštění od vysychání, které nastává až po velmi dlouhé době, nepovažoval autor za nutné se tímto jevem zabývat.



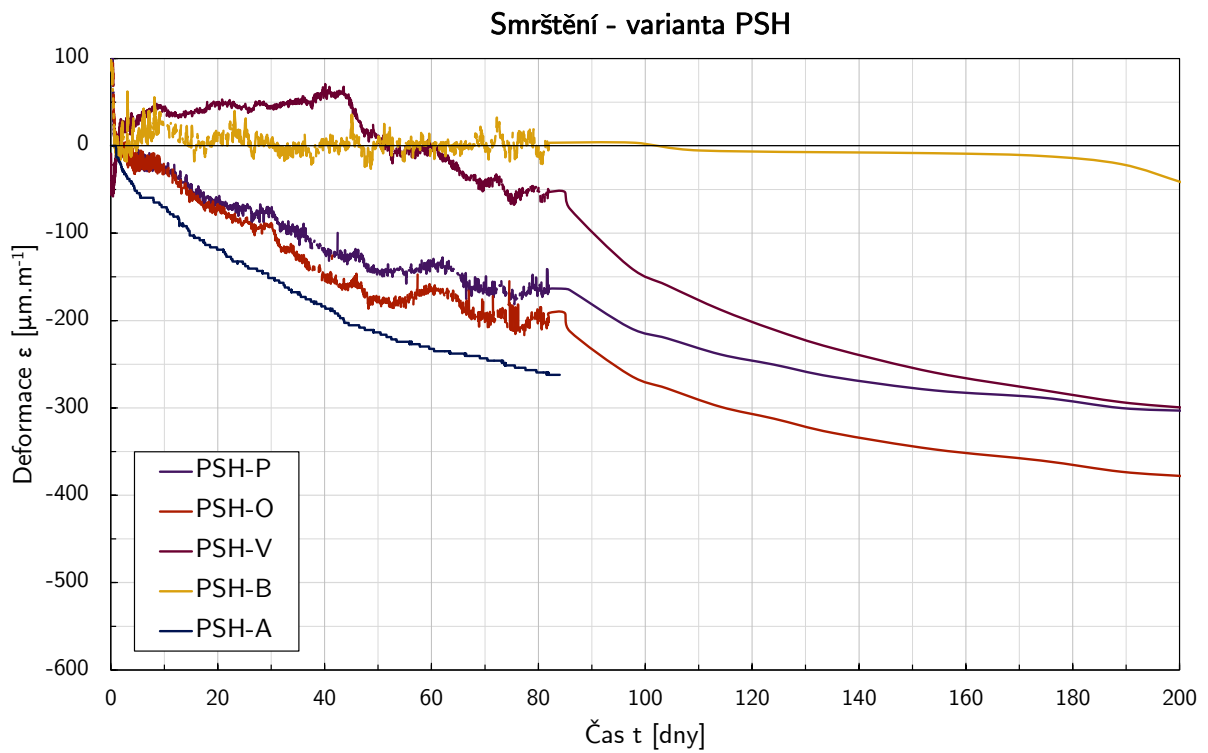
Obrázek 5.30: Výsledky smrštění varianty REF.



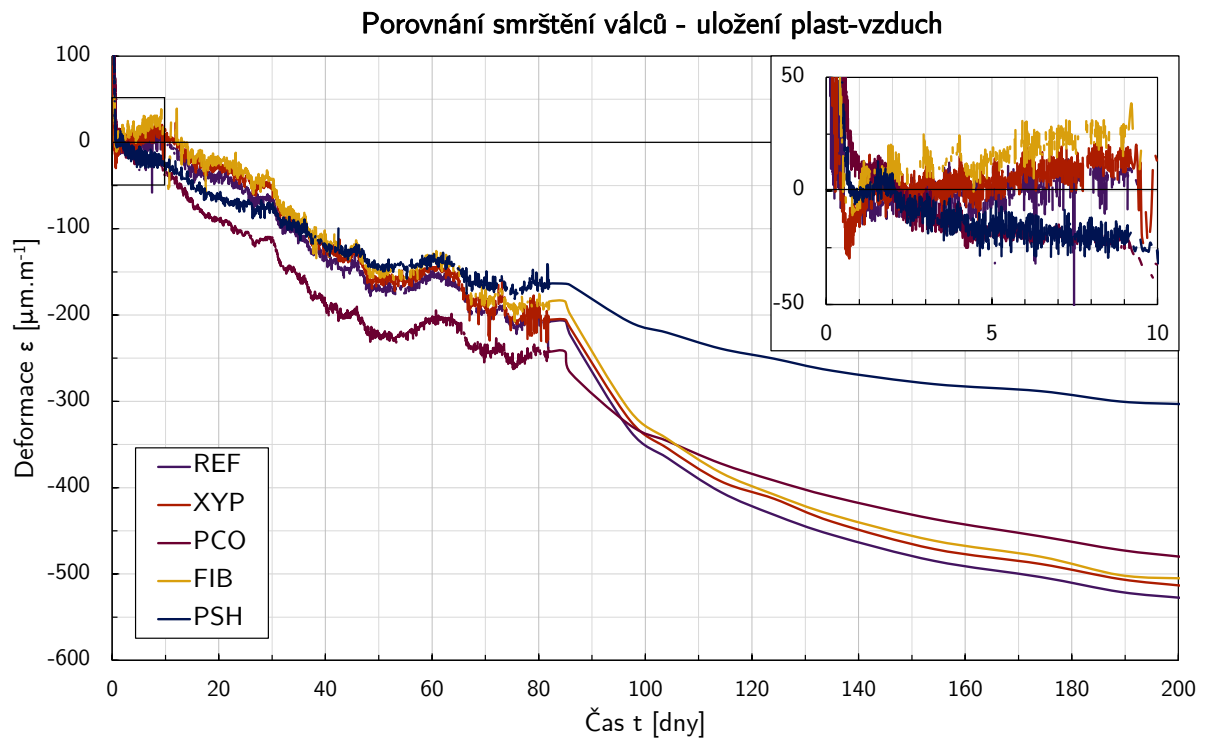
Obrázek 5.31: Výsledky smrštění varianty XYP.

**Obrázek 5.32:** Výsledky smrštění varianty PCO.**Obrázek 5.33:** Výsledky smrštění varianty FIB.

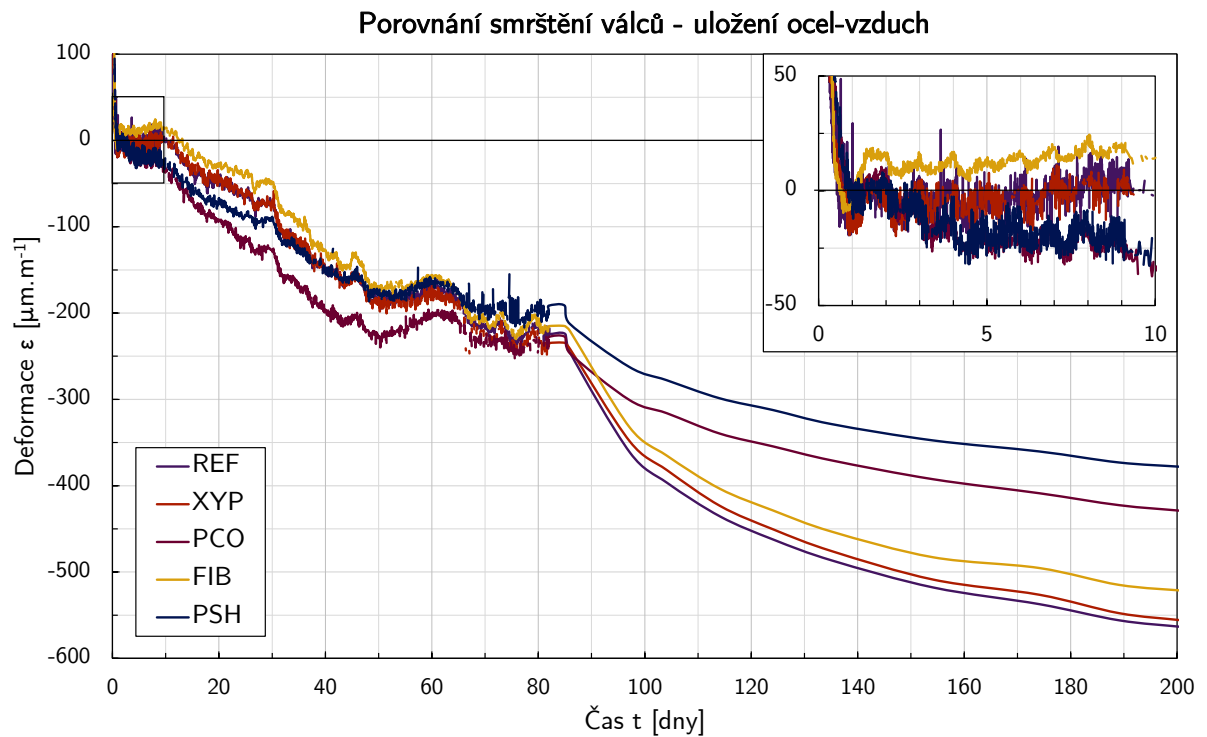




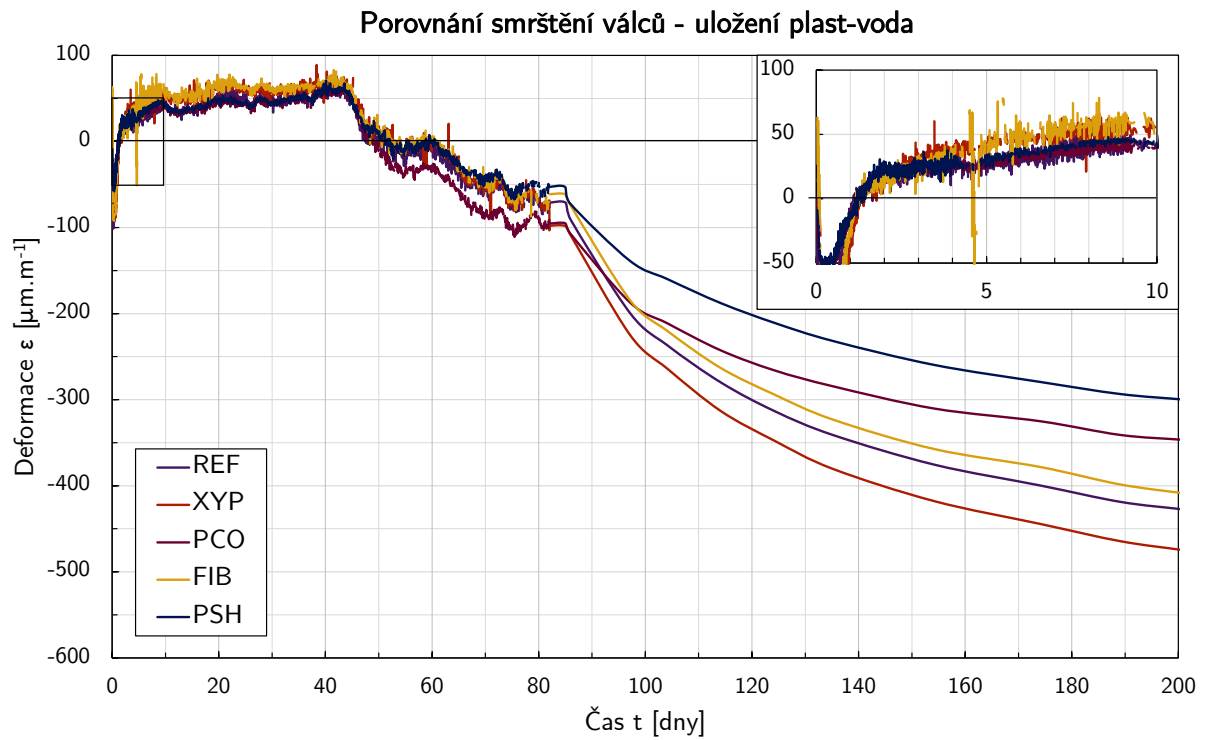
**Obrázek 5.34:** Výsledky smrštění varianty PSH.



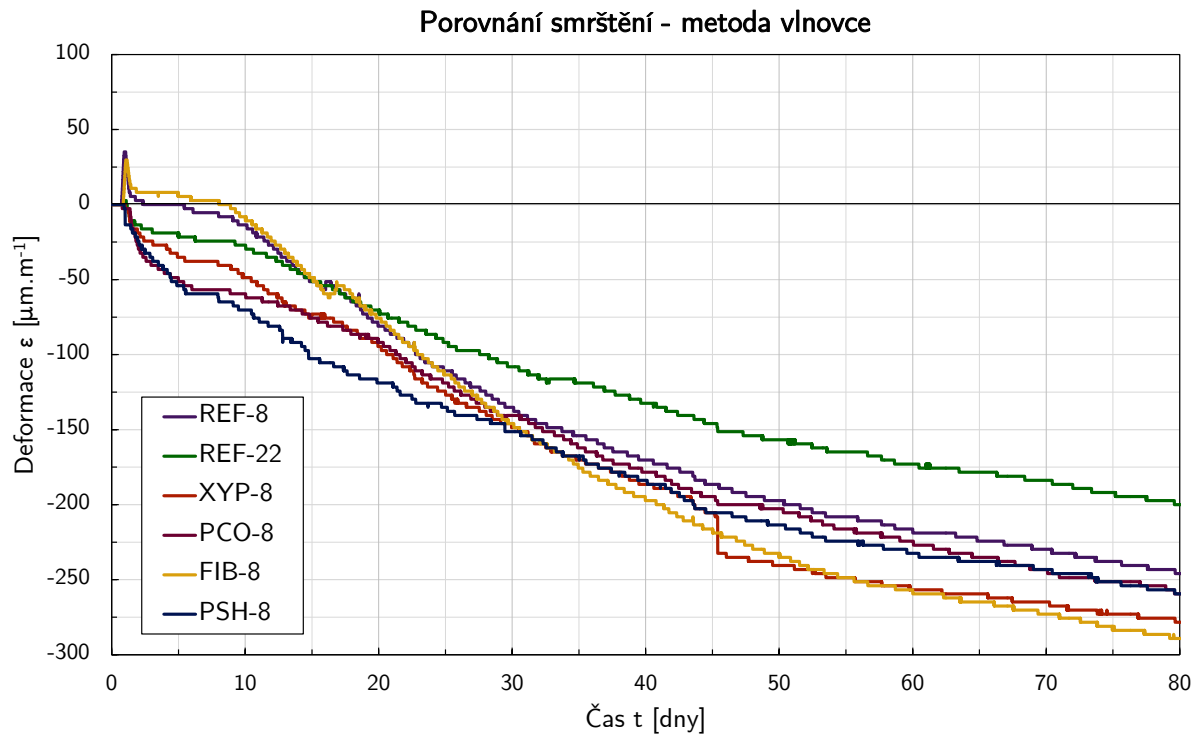
**Obrázek 5.35:** Porovnání smrštění měřeném na válcích - uložení plast-vzduch.



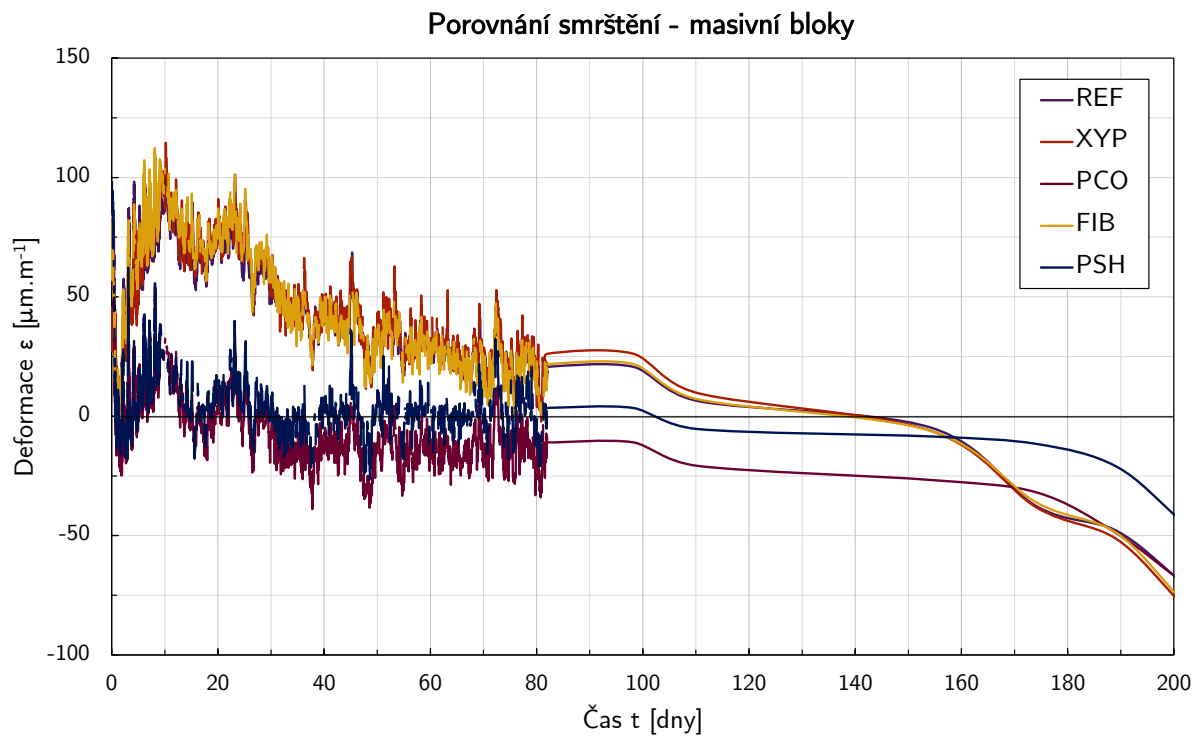
**Obrázek 5.36:** Porovnání smrštění měřeném na válcích - uložení ocel-vzduch.



**Obrázek 5.37:** Porovnání smrštění měřeném na válcích - uložení plast-voda.



**Obrázek 5.38:** Porovnání smrštění měřeném metodou vlnovce.



**Obrázek 5.39:** Porovnání smrštění měřeném na masivních blocích.

Výsledky smrštění jednotlivých variant pro všechny druhy uložení a metody měření jsou zobrazené v grafech na Obr. 5.30 až Obr. 5.34. Porovnání smrštění všech variant podle druhu uložení resp. metody měření je zobrazeno v grafech na Obr. 5.35 až Obr. 5.39. U porovnání smršťovacích válců je pro přehlednost přiblíženo období v prvních 10 dnech (okno v pravém horním rohu). Z výše prezentovaných výsledků vyplývá následující:

Hlavním poznatkem je rozdílné chování použitých cementů CEM II/B a CEM III/B. Zatímco varianty s vysokopecním cementem začínají smršťovat od počátku, varianty s portlandským struskovým cementem nesmršťují téměř vůbec nebo dokonce v prvních dnech mírně bobtnají. Tento rozdíl je pravděpodobně způsobený odlišným obsahem slínku v cementech a chemickým složením slínek. Cement CEM II/B je dodáván z cementárny v Radotíně, zatímco cement CEM III/B je dodáván z cementárny v Mokrém. Složení obou slínek je uvedeno v Tab. 5.1. Obsah  $C_3S$  (alit) je u obou slínek stejný.  $C_2S$  (belit) začíná reagovat až po delší době a pomaleji než alit, ani ten tedy nebude způsobovat rozdílné chování v prvních dnech. Původ bude nejspíše v jiném poměrném obsahu aluminátů, tedy  $C_3A$  a  $C_4AF$ , které reagují při hydrataci jako první, ale také v obsahu síranu vápenatého, který způsobuje tvorbu primárního ettringitu. Jistý vliv bude mít ale také jemnost mletí cementu. Vysokopecní cement má větší měrný povrch a tudíž bude hydratace slínku probíhat rychleji. Je třeba připomenout, že v prvních 9 dnech byly všechny válce stále ve formě a vysychání tedy probíhalo pouze z horního povrchu v minimální míře. Tento rozdíl vzniklý v prvních dnech je následně zřetelný po odformování, kdy válce začnou vysychat a křivky mezi variantami s cementem CEM II/B a s cementem CEM III/B mají mezi sebou zřetelný odstup.

Průběh smrštění u variant s portlandským struskovým cementem je v zásadě stejný, lze si však povšimnout že varianta FIB (s drátky) vykazuje ze všech tří variant nejnižší smrštění pro všechny druhy uložení smršťovacích válců. To může být způsobeno přítomností drátků, ale také nižším vodním součinitelem oproti variantám REF a XYP. Pozitivní vliv drátků na redukci smrštění tedy není jednoznačný. Ani přidání krystalizační přísady smrštění betonu nijak neovlivnilo a průběh je identický s variantou REF, jediný rozdíl je pouze v konečném smrštění při počátečním uložení ve vodní lázni a to přibližně  $50 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ .

U variant s vysokopecním cementem je naopak vidět značný vliv SRA, kdy okamžitě po odformování je nárůst smrštění u varianty PSH menší, než u varianty PCO. Smrštění je redukováno v takové míře, že již přibližně po 43 dnech vykazuje varianta PSH nižší smrštění než varianty s cementem CEM II/B. Varianta PCO smršťuje přibližně stejně jako varianty REF, XYP a FIB a rozdíl mezi nimi je v případě uložení plast-vzduch konstantní až do stáří 80 dnů, v případě uložení ocel-vzduch se rozdíl začíná mírně snižovat ve stáří 40 dnů. Znatelný zlom nastává v momentě, kdy jsou všechny válce přesunuty do skladu s nižší relativní vlhkostí vzduchu a vyšší teplotou. Vysychání se tak urychlí a varianta PCO díky nižšímu obsahu vody smršťuje méně. Konečná hodnota smrštění je tak přibližně o 50 až  $100 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  nižší oproti variantě REF v závislosti na druhu uložení.

Z grafů jednotlivých variant lze vidět, že ve všech případech (kromě varianty PCO) je zaznamenáno vyšší smrštění u válců s ocelovou formou proti válcům s plastovou formou uložených na vzduchu. Příčina takového jevu není zcela jasná, ale pravděpodobně bude souviset s vyšší tepelnou vodivostí oceli proti plastu. Okolní teplota tak měla větší vliv na teplotu betonu v průběhu hydratace a tím pádem i na průběh hydratace samotné.

Zatím co smrštění u válců uložených na vzduchu (Obr. 5.35 a Obr. 5.36) se mezi variantami s různými typy cementu liší znatelně, tak všechny válce uložené ve vodě (Obr. 5.37) nabývaly objemu prakticky stejnou rychlostí až do hodnoty okolo  $50 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ . Po 43 dnech byly válce z vodní lázně vyndány, odformovány a přesunuty do plechové bedny. Tím se odstartoval proces vysychání a smrštění probíhalo ve stejném trendu jako u válců od začátku uložených na vzduchu.

Porovnáme-li smrštění získané z válců a smrštění získané metodou vlnovce, mohly by se výsledky na první pohled zdát nesmyslné. Vlnovce, u kterých probíhalo pouze autogenní smrštění, vykazují stejné nebo i větší hodnoty smrštění než válce, u kterých probíhalo vedle autogenního smrštění i vysychání. Je však nutné si uvědomit, že vlnovce byly naplněny betonem s maximálním zrnem kameniva o průměru 8 mm a jak je známo, jemnozrné směsi vykazují obecně větší smrštění než směsi hrubozrné. Z toho důvodu nelze naměřené výsledky z těchto dvou metod porovnávat. Podíváme-li se na vlnovec, který byl naplněn hrubozrným betonem varianty REF, tak i ten vykazuje stejný průběh smrštění jako válce. V takovém případě nastává otázka, jak moc bylo válcům v plechové bedně umožněno vysychat. Jedná se o velmi malý, trvale uzavřený prostor ve kterém docházelo k výměně vzduchu pouze infiltrací netěsnostmi. Současně teplota vzduchu byla velmi nízká a to mělo dopad na vyšší relativní vlhkost vzduchu. Z toho vyplývá, že smrštění zaznamenané na válcích během uložení v plechové bedně mohlo být z větší části způsobené právě účinkem autogenního smrštění. Tomuto tvrzení přispívá i fakt, že smršťování se výrazně urychlilo v momentě, kdy byly válce přeneseny do skladu s relativní vlhkostí okolo 45 %. Relativní vlhkost v plechové bedně bohužel nebyla zaznamenávána a proto nelze toto tvrzení zcela potvrdit.

V grafu na Obr. 5.38 lze vidět porovnání všech variant z metody vlnovce. Podle očekávání, varianta REF s maximálním zrnem kameniva o průměru 22 mm vykazuje nejmenší smrštění. Také se zde opakuje jev většího smrštění variant s vysokopecním cementem v prvních dnech, zatímco varianty s portlandským struskovým cementem smršťují velmi málo. Následně je však průběh smrštění variant PCO a PSH pomalejší. Výjimkou je varianta REF, která vykazuje celkově nejmenší smrštění z jemnozrných vzorků. To však neodpovídá výsledkům naměřených na válcích, kde byl průběh smrštění u všech tří vzorků s cementem CEM II/B obdobný. Také zde není u varianty PSH viditelný efekt SRA přísady, jejíž hlavní účinek spočívá v redukcí smrštění od vysychání.

V poslední řadě, v grafu na Obr. 5.39 lze vidět porovnání smrštění měřeném na masivních blocích. V první řadě si lze všimnout, že výsledky vykazují ještě větší rozptyl, než byl zaznamenan u válců. To je způsobeno prodloužením kabelů tenzometrů. Vznikl tak další slabý spoj, který byl vystaven účinkům teploty a vlhkosti. Ve výsledcích lze opět vidět významný vliv bobtnání portlandského struskového cementu v prvních 5 dnech, kde je zaznamenána délková změna až  $100 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ . Naopak bloky z vysokopecního cementu znamenaly délkovou změnu pouze  $25 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ . Následně všechny varianty začaly velmi pomalu smršťovat vlivem vysychání. Vzhledem k masivnosti prvku dojde k překročení nulové osy u variant s cementem CEM II/B až ve stáří 140 dnů. Varianta PSH opět smršťuje pomaleji než varianta PCO. Z průběhu je také patrný vliv okolní teploty a zejména oslunění bloků. Je otázkou, nakolik přesné je měření ručním loggerem, které bylo prováděno od 83. dne, neboť bylo jen nárazové a při každém měření byly bloky vystaveny jiným okolním podmínkám.

## 6 Výpočet šířky trhliny

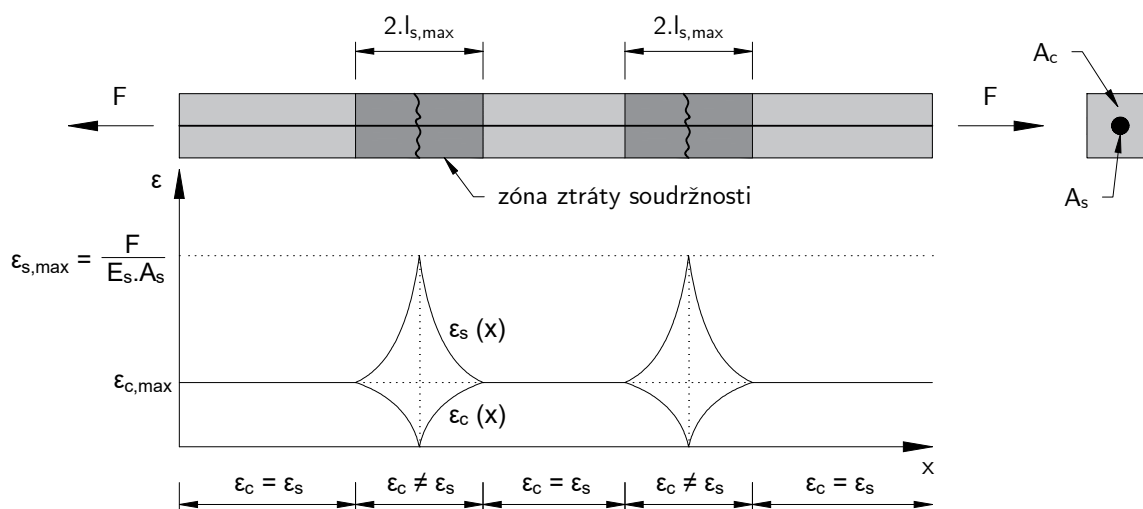
Na základě dříve uvedených výsledků prezentovaného experimentu bude v této kapitole proveden zjednodušený výpočet nutného stupně vyztužení modelové konstrukce k omezení šířky trhliny od účinků hydratačního tepla betonu. Výpočet bude vycházet z postupu uvedeném v *fib Model Code for Concrete Structures 2010 (MC10)* [67]. K nastudování problematiky byly využity ještě další zdroje [13], [68], [28], [69], [70].

### 6.1 Teorie výpočtu

Výpočet šířky trhlin je založen na jednoduchém příkladu prutového železobetonového prvku, který je vystaven centrickému tahu. Chování prvku pod tahovým napětím lze rozdělit do čtyř stádií:

- stádium kdy je prvek neporušený trhlinou;
- stádium vzniku trhlin;
- stádium stabilizace trhlin;
- stádium dosažení meze kluzu výztuže.

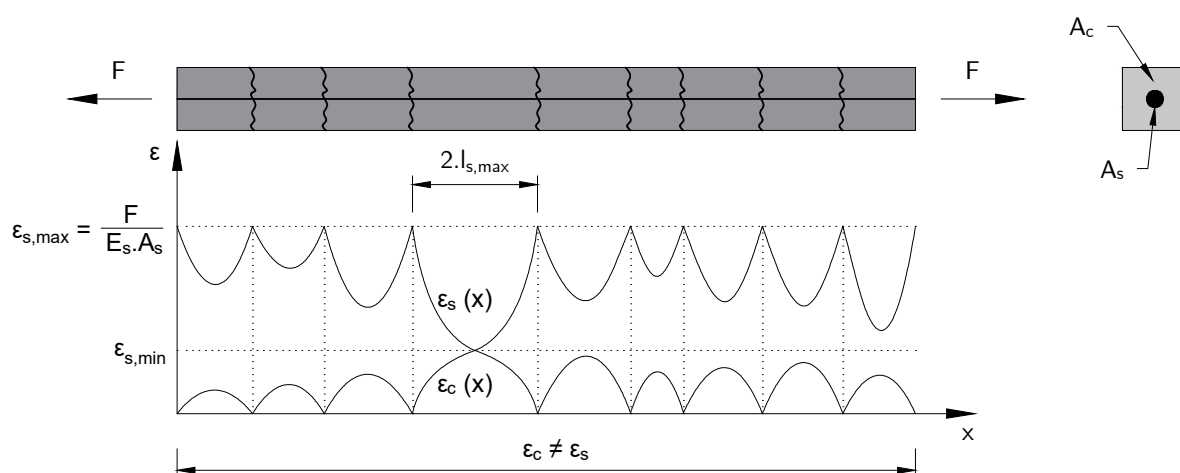
V betonovém prvku bez trhlin je poměrné přetvoření betonu a výztuže shodné po celé délce prvku a působí tak ideální průřez. Při dosažení tahové pevnosti betonu dojde ke ztrátě soudržnosti a vznikne tak rozdíl v poměrném přetvoření mezi výztuží a betonem, který se projeví vznikem trhliny. Při vzniku trhliny nastane skokový pokles tahové síly v



**Obrázek 6.1:** Rozložení přetvoření betonu a výztuže a zóny ztráty soudržnosti po délce prvku při stádiu vzniku trhlin.

průřezu, která se v místě trhliny začne přenášet pouze výztuží. Současně naroste deformace prvku o šířku trhliny. Na obě strany od trhliny je tahová síla částečně přenášena i betonem až do vzdálenosti  $l_{s,max}$ , kde je opět dosaženo rovnováhy poměrných přetvoření mezi výztuží a betonem a tahová síla je přenášena ideálním průřezem. S nárůstem tahové síly pak narůstá deformace až do vzniku další trhliny, kde se proces opakuje. Tento stav se označuje jako stádium vzniku trhlín. Na Obr. 6.1 je vidět průběh přetvoření betonu a výztuže okolo trhliny a zóny, ve kterých dochází ke ztrátě soudržnosti.

V případě dalšího zatěžování prvku bude deformace a počet trhlín narůstat až do chvíle, kdy přetvoření výztuže překročí přetvoření betonu po celé délce prvku. V prvku tak nezůstane místo, kde by výztuž a beton spolupůsobily. Tahová pevnost nemůže být znovu překročena a tedy nemůžou vznikat ani nové trhliny. Tento moment se označuje jako začátek stádia stabilizace trhlín. Nadále dochází pouze k rozšiřování stávajících trhlín až do dosažení meze kluzu výztuže. Rozložení přetvoření betonu a výztuže prvku ve stádiu stabilizace trhlín je vidět na Obr. 6.2.



**Obrázek 6.2:** Rozložení přetvoření betonu a výztuže po délce prvku při stádiu stabilizace trhlín.

MC10 uvažuje zjednodušený pracovní diagram centricky vyztuženého prvku vystaveného tahovým namáháním nebo vynuceným přetvořením (viz Obr. 6.3 vlevo), ve kterém jsou vidět jednotlivá stádia vývoje trhlín. Za zjednodušení se považuje stádium vzniku trhlín, kde se tahová síla nezvětšuje (horizontální čára). Ve skutečnosti by však průběh vypadal podobně jako na pracovním diagramu vpravo, tedy pokles tahové síly a nárůst deformace při vzniku trhliny, následně opět nárůst tahové síly až do vzniku další trhliny. Výsledný průběh stádia vzniku trhlín by tak byla spíše nakloněná čára (v diagramu tečkovaně). Zjednodušený přístup se považuje za dostatečně přesný a uvažuje řadu nejistot jako je nepřesnost uložení výztuže, reálnou efektivní tahovou pevnost betonu nebo vliv kvality provedení konstrukce.

Pro výpočet šířky trhliny je důležité vědět, v jaké fázi formace trhlín se prvek nachází. Podle zjednodušeného modelu se stádium stabilizace trhlín uvažuje v momentě, kdy je síla zatížení  $N$  větší než síla při vzniku trhlín  $N_r$ :

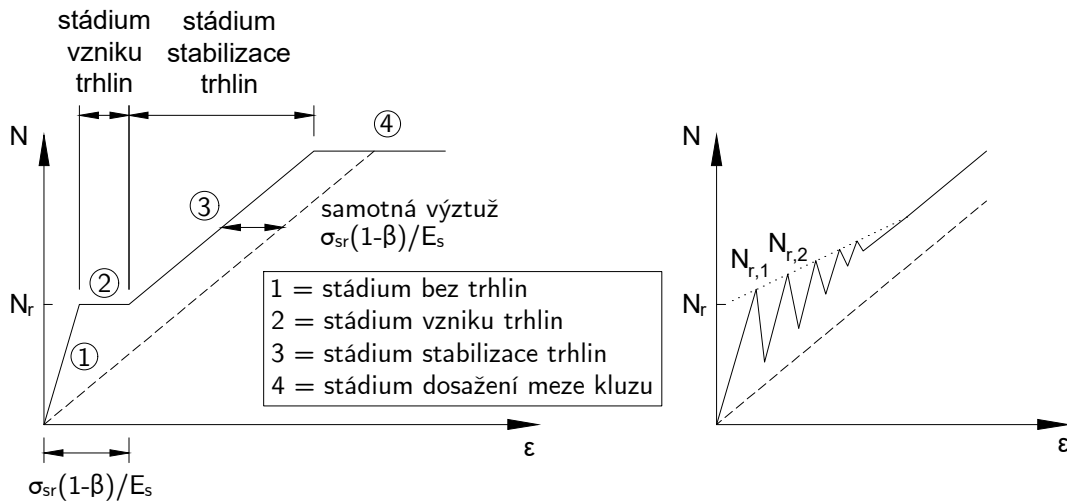
$$N > N_r = A_{c,ef} \cdot f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (6.1)$$

kde  $A_{c,ef}$  [mm<sup>2</sup>] je efektivní tažená oblast betonu;  $f_{ctm}$  [MPa] střední hodnota pevnosti

betonu v tahu,  $\alpha_e = E_s/E_c$  [-] pracovní součinitel (podíl modulu pružnosti výztuže a betonu) a  $\rho_{s,ef}$  [-] efektivní stupeň vyztužení tažené výztuže. V případě vynucených přetvoření nastává stádium stabilizace trhlin pokud je splněna následující podmínka:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \geq \frac{\sigma_{sr}(1-\beta)}{E_s} \quad (6.2)$$

kde  $\sigma_{sr}$  [MPa] je maximální napětí ve výztuži ve stádiu vzniku trhlin;  $\beta$  [-] empirický koeficient k získání poměrného přetvoření z  $l_{s,max}$  podle typu zatížení (pro krátkodobé zatížení ve stádiu vzniku trhlin  $\beta = 0,6$ ) a  $E_s$  [MPa] je modul pružnosti výztuže.



**Obrázek 6.3:** Zjednodušený pracovní diagram centricky vyztuženého prvku pod tahovým namáháním podle MC10 [67].

Pro všechny stádia trhlin lze návrhovou šířku trhliny  $w_d$  stanovit následujícím vztahem:

$$w_d = 2l_{s,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{sh}) \quad (6.3)$$

kde  $l_{s,max}$  [mm] je délka zóny, ve které dojde ke ztrátě soudržnosti (viz Obr. 6.1);  $\epsilon_{sm}$  [-] průměrné přetvoření výztuže po délce  $l_{s,max}$ ;  $\epsilon_{cm}$  [-] průměrné přetvoření betonu po délce  $l_{s,max}$  a  $\epsilon_{sh}$  [-] přetvoření betonu způsobené smršťováním. Délku zóny ztráty soudržnosti lze vypočítat podle vztahu:

$$l_{s,max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho_{s,ef}} \quad (6.4)$$

kde  $k$  [-] je empirický koeficient zohledňující vliv krycí vrstvy betonu (uvažuje se  $k = 1$ );  $c$  [mm] tloušťka krycí vrstvy výztuže;  $\tau_{bms}$  [MPa] střední hodnota v soudržnosti (pro krátkodobé zatížení ve stádiu vzniku trhlin  $\tau_{bms} = 1,8 \cdot f_{ctm}(t)$ ) a  $\varnothing_s$  [mm] průměr výztuže. Relativní poměrné přetvoření v (6.3) se vypočítá ze vztahu:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{sh} = \frac{\sigma_s - \beta \cdot \sigma_{sr}}{E_s} - \eta_r \cdot \epsilon_{sh} \quad (6.5)$$

kde  $\eta_r$  [-] je koeficient zohledňující příspěvek od smrštění betonu;  $\sigma_s$  [MPa] napětí ve výztuži v místě trhlin a  $\sigma_{sr}$  [MPa] maximální napětí ve výztuži v místě trhliny při stádiu



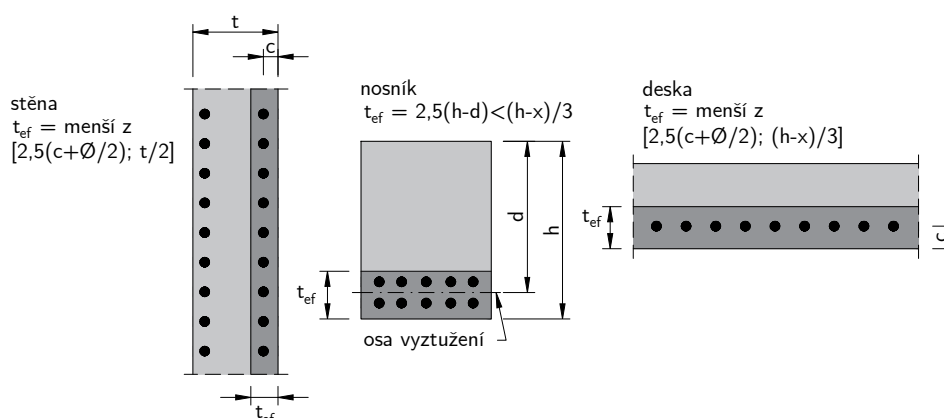
vzniku trhlin, které lze spočítat (pro čistý tah) následovně:

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} (1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (6.6)$$

Efektivní stupeň vyztužení se získá z podílu plochy výztuže a efektní plochy betonu v tahu podle vztahu:

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (6.7)$$

kde efektní plocha betonu závisí na tloušťce  $t_{ef}$ , kterou lze pro základní typy prvků určit z Obr. 6.4.



**Obrázek 6.4:** Efektivní plocha betonu v tahu pro základní typy prvků [67].

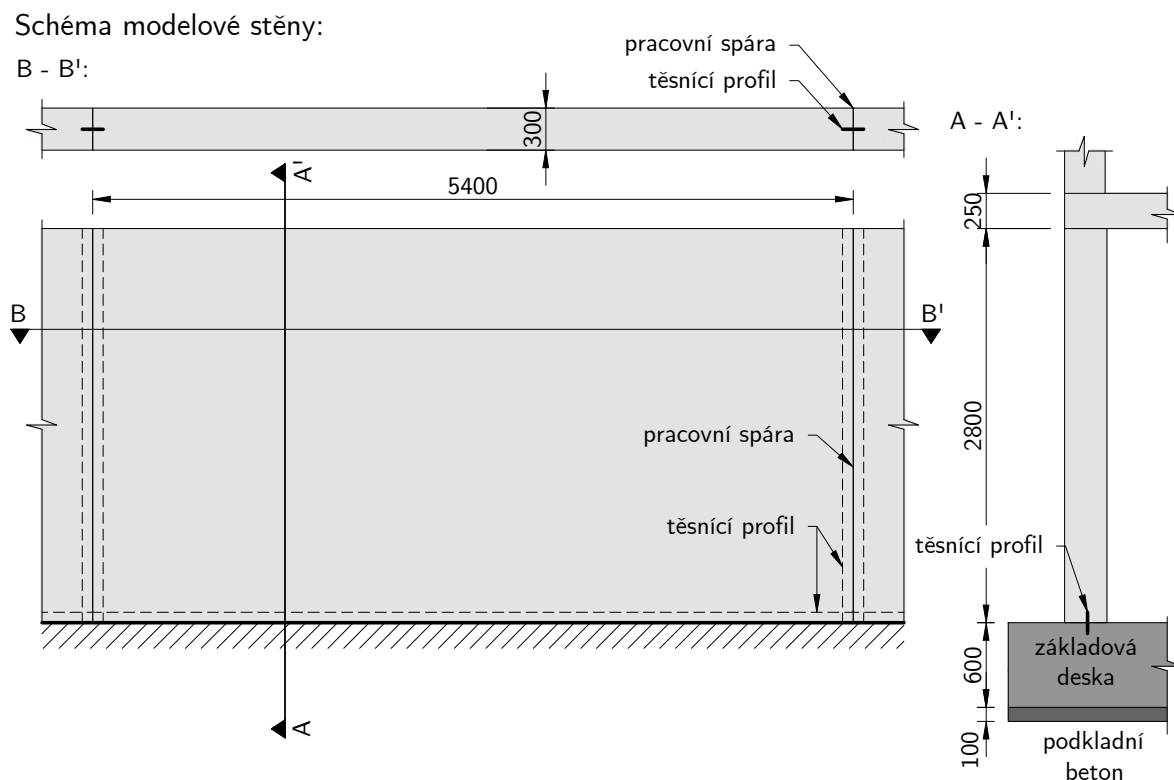
## 6.2 Příklad modelové stěny

Pro výpočet nutného stupně vyztužení uvažujeme modelovou suterénní stěnu, která je součástí bílé vany bytového objektu. Stěna je tloušťky  $t = 300$  mm, výšky = 2,8 m a jeden záběr betonáže je délky = 5,4 m. Stěna je vybetonována na průběžnou základovou desku tloušťky 600 mm, pod kterou je podkladní beton o tloušťce 100 mm. Pro správné fungování bílé vany jsou do všech pracovních spát osazeny těsnící profily. Schéma modelové stěny je vidět na Obr. 6.5.

Hladina podzemní vody je uvažována přibližně 2 m nad základovou spárou. Podle TP ČBS 04 [11] se uvažuje třída užívání B a třída namáhání 1 (působení tlakové vody). Z toho vyplývá limitní šířka trhliny  $w_{lim} = 0,2$  mm, stejný požadavek klade i MC10.

Předpokládá se vyztužení stěny u obou povrchů, přičemž vodorovná výztuž bude umístěna blíž u povrchu. Krycí vrstva se uvažuje  $c = 40$  mm. Předmětem tohoto příkladu je spočítat nutnou výztuž pouze na účinky vynucených namáhání. Mechanické zatížení od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení, užitného zatížení nebo zemního tlaku zde nebude uvažováno.

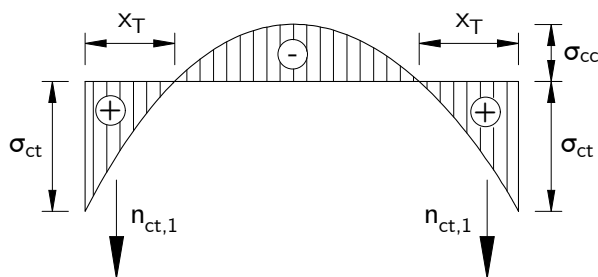
Výpočet bude proveden pro všech pět variant betonových směsí, které byly předmětem předcházejícího experimentu. Vlastnosti jednotlivých betonů, které byly při experimentu zjištěny, budou použity v tomto výpočtu. Jedná se zejména o: pevnost betonu v tahu ( $f_{ct}(t)$ ), statický modul pružnosti ( $E_c(t)$ ) a teplotní gradient po průřezu masivního bloku



**Obrázek 6.5:** Schéma modelové stěny pro teoretický výpočet šířky trhliny.

( $\Delta T_{max}(t)$ ). Hodnoty mechanických vlastností pro konkrétní časový bod budou zjištěny z vývojových křivek, které byly prezentovány v sekci 5.1.4.2. Přesná hodnota bude stanovena lineární interpolací mezi sousedními body. Maximální teplotní gradient bude konzervativně uvažován mezi čidlem 2 a teplotou vzduchu (viz Obr. 5.26). Reálný teplotní gradient však bude o něco nižší, blíží se hodnotě teplotního gradientu mezi čidlem 2 a čidlem 6 (viz Obr. 5.25). V závislosti na čase dosažení maximálního teplotního gradientu ( $t_{max,T}$ ) budou stanoveny mechanické vlastnosti jednotlivých betonů.

Modelová stěna bude posouzena pouze na namáhání od účinků hydratačního tepla betonu během hydratace. Pro stanovení tahového namáhání u povrchu stěny je uvažováno rozložení napětí po průřezu na Obr. 6.6.



**Obrázek 6.6:** Průběh napětí od účinků hydratačního tepla před vznikem trhlín [13].

Tahové napětí u povrchu  $\sigma_{ct}$  [MPa] od účinků hydratačního tepla se podle [21] stanoví následujícím vztahem:

$$\sigma_{ct} = (\varphi + \psi) \cdot k_{ct} \cdot \alpha_c(t) \cdot \Delta T_{max} \cdot E_c(t) \quad (6.8)$$

kde  $(\varphi + \psi)$  [-] zohledňuje vliv dotvarování a relaxace (pro  $t \leq 0,3$  m platí  $(\varphi + \psi) = 0,55$ );  $k_{ct}$  [-] je součinitel zohledňující vliv geometrie stěny na napjatost (vliv poměru délky stěny  $L$  k výšce stěny  $H$ , pro modelovou stěnu platí  $L/H = 1,93$  a tedy  $k_{ct} = 0,49$ );  $\alpha_c(t)$  [ $\cdot 10^{-6}K^{-1}$ ] součinitel teplotní roztažnosti betonu v daném čase (čas dosažení maximálního teplotního gradient  $t_{max,T}$ );  $\Delta T_{max}$  [°C] maximální teplotní gradient a  $E_c(t)$  [MPa] statický modul pružnosti v daném čase  $t_{max,T}$ .

Součinitel teplotní roztažnosti je pro beton v raném stáří větší než pro beton vyzrálý. To je způsobeno vysokým součinitelem teplotní roztažnosti vody ( $60 \cdot 10^{-6}K^{-1}$ ), která je v čerstvém betonu obsažena ve větším množství, než v betonu po hydrataci. Lze ho však popsat jednoduchým exponenciálním modelem začínajícím v čase 0 na hodnotě  $19 \cdot 10^{-6}K^{-1}$  a končící v nekonečném čase na hodnotě  $10 \cdot 10^{-6}K^{-1}$ :

$$\alpha_c(t) = 10 + 9\exp(-0.588 \cdot t_{max,T}) \quad (6.9)$$

Dále se na základě experimentu stanoví pevnost betonu v příčném tahu v čase  $t_{max,T}$  a přepočítá se podle [6] na pevnost betonu v dostředném tahu vztahem:

$$f_{ct} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}(t) \quad (6.10)$$

Získaná pevnost v tahu se porovná s tahovým napětím u povrchu stěny vzniklé důsledkem vývinu hydratačního tepla. Pokud je následující podmínka splněna, pak se vznik trhlin v betonu nemusí očekávat:

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}} \leq 1,0 \quad (6.11)$$

Následně se z rovnic (6.3) až (6.6) vyjádří efektivní stupeň vyztužení. Pro výpočet se uvažuje napětí ve výztuži jako:

$$\sigma_s = \frac{n_{ct,1}}{\rho_{s,ef} \cdot b \cdot t_{ef}} \quad (6.12)$$

kde ve jmenovateli je vyjádřená plocha výztuže  $A_s$  [mm<sup>2</sup>] pomocí efektivního stupně vyztužení;  $b$  [mm] je délka stěny (v tomto případě vyjádřená na 1 běžný metr) a  $n_{ct,1}$  [kN] je síla ve výztuži, která je konzervativně stanovena z tahového napětí u povrchu stěny jako:

$$n_{ct,1} = \frac{1}{2} \sigma_{ct} \cdot b \cdot h \quad (6.13)$$

Výsledkem je kvadratická rovnice o dvou kořenech, z nichž jeden udává efektivní stupeň vyztužení při uvažované limitní šířce trhliny  $w_{lim} = 0,2$  mm, průměru výztuže  $\varnothing_s = 14$  mm, krycí vrstvě  $c = 40$  mm a součinitelích zmíněných výše. Vzhledem k zanedbatelnému smrštění všech betonů v prvních dnech od betonáže se pro výpočet jeho vliv nebude uvažovat a tedy  $\eta_r = 0$ . Místo střední hodnoty pevnosti betonu v tahu  $f_{ctm}$  se uvažuje pevnost  $f_{ct}$  dle (6.10). Modul pružnosti oceli se uvažuje  $E_s = 205$  GPa. Také se bude předpokládat, že nastane pouze stádium vzniku trhliny a z toho  $\sigma_{sr} = \sigma_s$ .

Nakonec budou všechny varianty porovnány z hlediska vypočtené návrhové šířky trhlin  $w_d$  [mm] a to pro případ, kdy je navržena vodorovná výztuž stěny s průměrem  $\varnothing_s = 14$  mm a roztečí 150 mm. Výsledky výpočtů jsou souhrnně uvedené pro všechny varianty v Tab. 6.1.

**Tabulka 6.1:** Výsledky výpočtů šířky trhlin.

Varianta	REF	XYP	PCO	FIB	PSH	Jednotka
$T_{\text{čb}}$	18,3	18,1	17,3	18,0	17,3	°C
$T_{\text{čidlo 2}}$	32,5	31,3	25,0	32,1	24,6	°C
$T_{\text{vzduch}}$	11,6	10,7	10,7	10,7	10,7	°C
$\Delta T_{\text{max}}$	20,9	21,1	14,3	21,4	13,9	°C
$t_{\text{max,T}}$	0,92	1,48	1,44	1,42	1,40	den
$\alpha_c$	15,2	13,8	13,9	13,9	14,0	$\cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$
$E_c$	11,2	16,9	16,8	17,1	15,5	GPa
$f_{ct}$	0,83	1,40	1,10	1,31	1,01	MPa
$\sigma_{ct}$	0,96	1,33	0,90	1,37	0,81	MPa
$\sigma_{ct}/f_{ct}$	<b>1,16</b>	<b>0,95</b>	<b>0,82</b>	<b>1,05</b>	<b>0,81</b>	-
$\rho_{s,ef}$	0,731	0,870	0,707	0,886	0,669	%
$A_s$	858,9	1022,3	830,7	1041,1	786,1	mm <sup>2</sup>
$w_d$	<b>0,143</b>	<b>0,199</b>	<b>0,135</b>	<b>0,205</b>	<b>0,122</b>	mm

Z výsledků lze udělat několik závěrů. U variant REF a FIB, lze očekávat vznik trhlin, neboť tahové napětí u povrchu je vyšší, než momentální tahová pevnost betonu. Varianta XYP předešla vzniku trhlin převážně díky pozdějšímu nástupu maximálního teplotního gradientu. Oproti variantě FIB tak má vyšší tahovou pevnost a zároveň i teplotní gradient je nižší. Nejlépe dopadly varianty z vysokopecního cementu, kde nízký vývin hydratačního tepla zapříčinil malá tahová napětí, která zajistila dostatečnou rezervu i vzhledem k pomalejšímu vývoji počátečních tahových pevností. Variant REF bylo znevýhodněna brzkým nástupem teplotního gradientu. Ačkoliv tahová napětí nebyla v daný čas stejně velká jako např. u varianty FIB (hlavně díky nižšímu modulu pružnosti), nebyla vyvinutá ani tahová pevnost a lze tedy očekávat vznik trhlin. Nutný stupeň vyztužení se odvíjí převážně od velikosti tahových napětí a proto varianty XYP a FIB vykazují nejvyšší hodnoty. Varianty z vysokopecního cementu mají tahová napětí nejnižší a proto je u nich potřeba výztuže nejméně. Návrhová šířka trhliny úzce koreluje s nutným stupněm vyztužení. Její hodnota je uvedena zejména pro lepší představu rozdílů mezi jednotlivými variantami. Je nutné upozornit, že kromě varianty REF nastal maximální teplotní gradient pro všechny varianty ve stejný denní čas, kdy byla teplota vzduchu v tu chvíli nejnižší. Z pohledu jednotlivých variant se však jednalo o jiné časy vzhledem k momentu namíchání. Z toho důvodu není výše uvedené srovnání zcela vypovídající o rozdílech mezi jednotlivými variantami, neboť okolní podmínky zde hrají významnou roli. Pro korektnější srovnání by bylo třeba vystavit měřená tělesa stejným okolním podmínkám po celou dobu zrání a měření betonu. Nicméně, z výsledků vyplývá, jak důležitou roli hraje mj. i čas betonáže, počátek tuhnutí a rychlost hydratace daného betonu. Také je vhodné podotknout, že bylo provedeno posouzení pouze pro moment, kdy byl zjištěn maximální teplotní gradient. Není však vyloučený vznik trhlin např. i v dřívějším čase, kdy sice teplotní gradient není nejvyšší, ale zrající beton stále nemá vyvinuté počáteční pevnosti.

## 7 Závěr

V rámci diplomové práce byla prozkoumána problematika vodonepropustných betonových konstrukcí s bližším zaměřením na konstrukce bílých van. Z předpisů a dokumentů zabývajících se touto problematikou vyplývá, že pro zdárné zhotovení bílé vany je třeba úzká spolupráce mezi všemi subjekty účastnících se stavebního procesu. Dále je nutné provést promyšlený konstrukční návrh, který zahrnuje návrh nutného vyztužení a těsnících prvků pro zajištění vodonepropustnosti stavebních spár. Také je třeba použít beton vhodného složení, který redukuje negativní účinky objemových změn, jež jsou důsledkem vývinu hydratačního tepla a smršťování betonu. Čerstvý beton musí mít také dobrou zpracovatelnost, která zajistí kvalitní uložení do konstrukce bez tvorby nechtěných pórů a kaveren. V poslední řadě je nutné věnovat zvýšenou pozornost ošetřování betonu v počátečních stádiích tuhnutí a tvrdnutí betonu.

Dále byla provedena obsáhlá rešerše z literatury v oblasti problematiky propustnosti betonu a jevů souvisejících se vznikem trhlin. Pro snížení propustnosti betonu je nutné zajistit dostatečně hutnou strukturu betonu. Toho se docílí snížením kapilární pórovitosti, která je závislá zejména na množství záměsové vody v betonu, ale také přidáním latentně hydraulických příměsí a správným ošetřováním konstrukce. Trhliny v betonu jsou způsobené ve většině případů nesilovými účinky. Jedná se hlavně o vynucená nebo omezená přetvoření způsobená objemovými změnami betonu od vývinu hydratačního tepla betonu v raném stáří nebo smrštěním v důsledku vysychání betonu. Také byla probrána důležitost vývoje mechanických vlastností betonu na vznik trhlin.

V experimentální části byl proveden rozsáhlý experiment porovnávající pět různých variant betonových směsí, které jsou vhodné pro použití do konstrukce bílé vany. Varianty byly založeny na dvou různých typech cementu: portlandském struskovém cementu (CEM II/B) a vysokopecním cementu (CEM III/B). Vedle základní varianty s cementem CEM II/B byly vytvořeny navíc ještě dvě varianty, do kterých byla přidána doplňující složka pro zlepšení vlastností. V prvním případě se jedná o krystalizační přísadu a v druhém o ocelové drátky. Vedle základní varianty s CEM III/B bylo vytvořena ještě varianta s přísadou redukující smrštění (SRA). V rámci experimentu byly sledovány vlastnosti čerstvého betonu, vývoj mechanických vlastností, hloubka průsaku, vývin hydratačního tepla a smrštění navržených variant betonových směsí.

Výsledky experimentu lze shrnout do několika následujících bodů:

- Vývoj pevnostních charakteristik dopadl podle očekávání, kde varianty s vysokopecním cementem měly vývoj počátečních pevností pomalejší, ale po 28 dnech již vykazovaly hodnoty vyšší než varianty s portlandským struskovým cementem. Přidání ocelových drátků a krystalizační přísady mělo pozitivní vliv na pevnost betonu v tlaku ve stáří 7 a 28 dní, ale nemělo vliv na konečné pevnosti betonu v tlaku ani v příčném tahu. Také byl sledován rychlejší vývoj pevnosti v příčném tahu proti vývoji pevnosti v tlaku. Nejrychlejší nárůst byl však zaznamenán u statického modulu pružnosti, kde po 7 dnech byla hodnota již na 80 %.

- Odolnost proti tlakové vodě lze považovat u všech variant v rámci statistické odchylky za rovnocennou. Všechny varianty splnily maximální povolený průsak 35 mm, který ukládá norma pro daný stupeň vlivu prostředí.
- Typ cementu ani doplňující použité složky nemají vliv na vývoj ani konečné hodnoty statického modulu pružnosti.
- Varianty s vysokopecním cementem prokázaly schopnost nižšího vývinu teplot od hydratačního tepla. Krystalizační přísada oddaluje hydrataci o několik hodin, ale jinak neměla znatelný vliv na vývin teplot od hydratačního tepla ani jejich absolutní hodnotu. Teplotní gradient je významně závislý na teplotách okolního prostředí. Také byl pozorován vliv změny okolních teplot na vývin teplot jednotlivých variant.
- Pro zpracování výsledků smrštění bylo nutné přijít s metodikou stanovení počátku měření. Bylo zaznamenáno rozdílné chování použitých cementů v prvních dnech od namíchání. Portlandský struskový cement měl během prvních dní tendenci k bobtnání, zatímco u vysokopecních cementů bylo zaznamenáno smršťování. Varianty s vysokopecním cementem prokázaly ve stáří 200 dnů menší smrštění a to díky nižšímu obsahu záměsové vody. U varianty PSH bylo smrštění vysycháním znatelně redukováno SRA přísadou, ale u autogenního smrštění se efekt přísady neprokázal. Krystalizační přísada neměla vliv na smrštění betonu a vliv drátků nebyl jednoznačně prokázán.

V poslední řadě byl proveden krátký teoretický příklad výpočtu šířky trhliny, kde byly použity naměřené hodnoty z experimentální části. K výpočtu byl použit postup uvedený ve *fib* Model Code 2010. Výpočet nutného stupně vyztužení a šířky trhliny byl proveden pouze na účinky hydratačního tepla betonu a bylo tak provedeno na modelové konstrukci stěny. Při použití hodnot z experimentu lze očekávat vznik trhlin pouze u základní varianty s portlandským struskovým cementem a varianty s ocelovými drátky. Šířka trhliny a nutný stupeň vyztužení se odvíjí od tahového napětí u povrchu stěny, které je závislé na teplotním gradientu mezi jádrem a povrchem konstrukce, součiniteli teplotní roztažnosti, ale také na statickém modulu pružnosti betonu v daný čas. Z výsledků také vyplývá velký vliv času betonáže na průběh teploty a tím i na polohu maximálního teplotního gradientu, což se projeví v nutném stupni vyztužení konstrukce a šířce vypočtené trhliny.

Na základě výsledků prezentovaných v této práci má autor v plánu se dále věnovat hlavně detailnějšímu prozkoumání problematiky stanovení počátku měření smršťování betonu pomocí strunových tenzometrů. Další oblastí zkoumání by pak bylo také porovnání jednotlivých metod měření smrštění aplikovaných v experimentu této práce a to se zajištěním stejných podmínek pro obě metody, tzn. stejné složení betonových směsí a stejné okolní prostředí při zrání betonu.

# A Doplněk řešeršní části

## A.1 Návrh výztuže na mezní stav trhlin podle Eurokódu 2

Podle ČSN EN 1992-1-1 kapitoly 7.3 Omezení trhlin je třeba v oblastech, kde je očekáván tah, navrhnout minimální množství soudržné výztuže. Posouzení, zda je množství výztuže pro omezení šířky trhlin dostatečné, lze podle normy provést dvěma způsoby:

- přímým výpočtem šířky trhlin a kontrolou podmínky spolehlivosti, která prokáže, že vypočtená šířka trhliny nepřestoupí limitní šířku trhlin;
- dodržáním konstrukčních zásad, které zajistí požadované omezení šířky trhlin (minimální množství výztuže, velikost profilů, popř. vzdálenost vložek), v tomto případě se šířka trhliny nepočítá [68].

První způsob je někde mezi konzervativním přístupem a komplexní numerickou analýzou. Přímý výpočet šířky trhliny  $w_k$  [mm] lze stanovit ze součinu maximální vzdálenosti trhlin  $s_{r,max}$  [mm] a rozdílu středních hodnot poměrného přetvoření výztuže a betonu mezi trhlínami  $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  [-]:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}). \quad (\text{A.1})$$

Rozdíl středních hodnot poměrného přetvoření výztuže a betonu mezi trhlínami je stanoven z napětí ve výztuži bezprostředně po vzniku trhliny  $\sigma_s$  [MPa], efektivního stupně vyztužení  $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$  [-] (kde  $A_s$  [mm<sup>2</sup>] je průřezová plocha výztuže a  $A_{c,eff}$  [mm<sup>2</sup>] účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž o výšce  $h_{c,eff}$  [mm]), efektivní tahové pevnosti betonu v okamžiku očekávaného vzniku první trhliny  $f_{ct,eff}$  [MPa], poměru modulů pružnosti výztuže a betonu  $\alpha_e = E_s/E_c$  [-] (kde  $E_s$  [MPa] je modul pružnosti výztuže a  $E_c$  [MPa] modul pružnosti betonu) a charakteru působícího zatížení daného součinitelem  $k_t$  [-] (pro krátkodobé zatížení  $k_t = 0,4$ ; pro dlouhodobé zatížení  $k_t = 0,6$ ). Navíc musí být vypočtená hodnota rozdílu větší nebo rovna 60 % poměrného přetvoření výztuže  $\epsilon_{sm} = \sigma_s/E_s$  [-]:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \left[ \sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right] \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{A.2})$$

Maximální vzdálenost trhlin se stanoví jako součet členu závislého na tloušťce krycí vrstvy betonu  $c$  [mm] a členu závislého na charakteru vyztužení (podíl průměru výztuže  $\varnothing$  [mm] a efektivního stupně vyztužení  $\rho_{p,eff}$  [-]). Členu jsou ovlivněny koeficienty  $k_1$  [-] zohledňující vlastnosti soudržné výztuže (pro pruty s velkou soudržností  $k_1 = 0,8$ ; pro pruty s hladkým povrchem  $k_1 = 1,6$ ),  $k_2$  [-] zohledňující rozdělení poměrného přetvoření (pro ohyb

$k_2 = 0,5$ ; pro prostý tah  $k_2 = 1,0$ ),  $k_3$  [-] zohledňující vliv krycí vrstvy ( $k_3 = 3,4(25/c)^{2/3}$ ) a  $k_4$  [-] zohledňující soudržnost betonu a výztuže ( $k_4 = 0,425$ ):

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (\text{A.3})$$

Efektivní tahovou pevnost betonu v jeho raném stáří lze podle normy stanovit součinem časové funkce  $\beta_{cc}(t)$  a střední hodnoty pevnosti betonu v tahu po 28 dnech  $f_{ctm}$  [MPa]:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}^\alpha f_{ctm} \quad (\text{A.4})$$

kde  $s$  [-] je koeficient zohledňující druh cementu,  $t$  je stáří betonu ve dnech a  $\alpha = 1$  pro  $t < 28$  nebo  $\alpha = 2/3$  pro  $t \geq 28$ . Vývoj pevnosti je ovlivněn řadou okolností přímo na stavbě, proto je nutné brát výsledky stanové pomocí časové funkce s velkou rezervou. Zároveň je nutné při stanovení efektivní tahové pevnosti dostatečně přesně určit dobu očekávaného vzniku trhlin. Ve většině případů to znamená zjistit průběh hydratačního tepla a maximální teplotní gradient betonovaného prvku. V běžných případech lze podle [21] uvažovat efektivní tahovou pevnost jako  $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$ .

Vypočtená šířka trhlin s využitím výše uvedených vztahů se následně porovná s limitní šířkou trhliny stanovenou s ohledem na požadovanou funkci konstrukce. Doporučené hodnoty podle EC2 jsou uvedeny v Tab. 2.2 (část věnovaná pozemním stavbám) a Tab. 2.3 (část věnovaná nádržím a zásobníkům).

Druhý možný způsob podle normy má spíše konzervativní přístup. Omezení šířky trhlin na přijatelnou míru lze dosáhnout dodržením minimálního množství výztuže. Toto množství se stanoví z rovnováhy mezi tahovou silou v betonu těsně před vznikem trhliny a tahovou silou ve výztuži při napětí, které bude vyvozeno při požadované šířce trhliny. Předpokládá se, že výztuž s betonem před vznikem trhliny spolupůsobí a jejich poměrná přetvoření jsou ve stejném místě shodná. Při překročení mezního tahového přetvoření betonu dochází ke ztrátě soudržnosti s výztuží a vzniku trhliny v betonu. Požadovanou minimální průřezovou plochu výztuže lze stanovit následujícím vztahem:

$$A_{s,min} = k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} A_{ct} \quad (\text{A.5})$$

kde  $A_{s,min}$  [mm] je minimální průřezová plocha výztuže v tažené oblasti průřezu;  $A_{ct}$  [mm] plocha betonu v tažené oblasti průřezu těsně před vznikem první trhliny;  $\sigma_s$  [MPa] absolutní hodnota největšího napětí, které se připouští ve výztuži bezprostředně po vzniku první trhliny (hodnota je rovna mezi kluzu  $f_{yk}$  [MPa] nebo menší);  $f_{ct,eff}$  [MPa] efektivní pevnost betonu v tahu v okamžiku očekávaného vzniku trhlin;  $k$  [-] součinitel zohledňující velikost prvku a účinek nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí vyplývající z omezení přetvoření (při tloušťce prvku  $h \leq 300$  mm  $k = 1,0$ ; při  $h \geq 800$  mm  $k = 0,65$ ; pro vodonepropustné konstrukce se doporučuje  $k = 1,0$ );  $k_c$  [-] součinitel zohledňující rozdělení napětí po průřezu bezprostředně před vznikem trhlin a změnu ramene vnitřních sil.

Současně je nutné při stanovení  $A_{s,min}$  dodržet konstrukční zásady, jejichž účelem je snížit napětí ve výztuži na takovou hodnotu, při které vznikne požadovaná šířka trhliny. Konstrukční zásady vycházejí ze vztahu pro výpočet šířky trhliny (A.1), který je omezen



pouze na prvky obdélníkového průřezu. Při uvažování konkrétních hodnot lze výpočtem zjistit maximální přípustný profil výztuže  $\varnothing_s$ , který při napjatosti  $\sigma_s$  zajistí šířku trhliny  $w_k$ . Maximální průměry výztuže pro omezení šířky trhliny jsou uvedeny v Tab. A.1 [6], [3], [13], [68].

**Tabulka A.1:** Maximální průměry prutů  $\varnothing_s^*$  pro omezení šířky trhlin (ČSN EN 1992-1-1).

Napětí ve výztuži $\sigma_s$ [MPa]	Maximální průměr prutu $\varnothing_s^*$ [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Průměry výztuže uvedené v tabulce vycházejí z následujících hodnot: krycí vrstva výztuže  $c = 25$  mm; efektivní tahová pevnost betonu  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa; výška tažené oblasti bezprostředně před vznikem trhlin při uvažování osových sil od kvazi-stálé kombinace zatížení  $h_{cr} = 0,5h$ ; vzdálenost od těžiště vrstvy výztuže k povrchu betonu  $(h - d) = 0,1h$  (kde  $h$  [mm] je celková výška průřezu a  $d$  [mm] účinná výška průřezu vztažená k těžišti krajní vrstvy výztuže); a součinitelů  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  a  $k_4 = 1,0$  [6].

Hodnoty uvedené v Tab. A.1 lze následovně upravit dle následujících vztahů:

$$\varnothing_s = \begin{cases} \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \varnothing_s^* & \text{pro namáhání ohybem;} \\ \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \varnothing_s^* & \text{pro namáhání prostým tahem.} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

$$(\text{A.7})$$

Alternativně lze zjistit maximální vzdálenost prutů výztuže, viz. Tab. A.2. Vzdálenosti vycházejí ze stejných hodnot jako průměry.

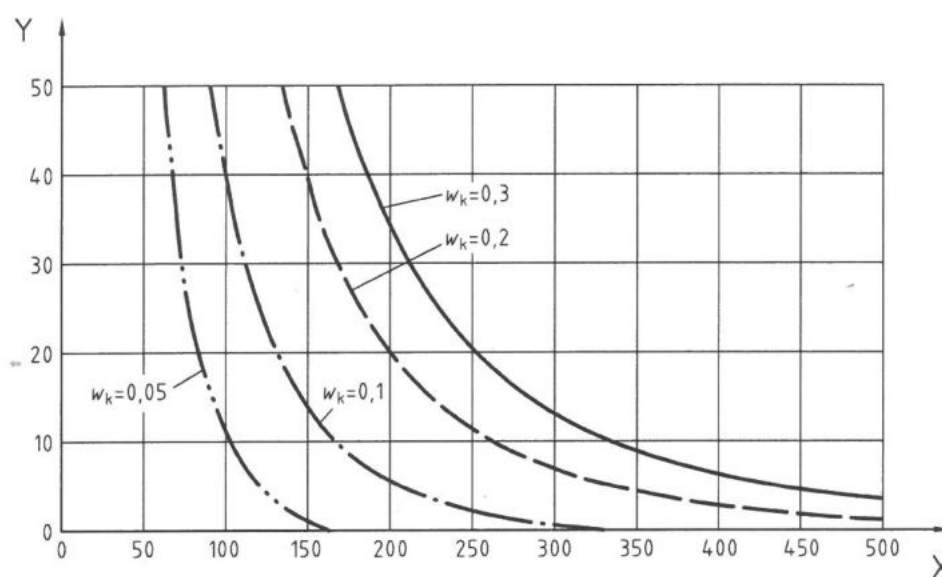
**Tabulka A.2:** Maximální vzdálenosti prutů pro omezení šířky trhlin (ČSN EN 1992-1-1).

Napětí ve výztuži [MPa]	Maximální průměr prutu [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Na základě výše uvedeného lze předpokládat, že šířka trhlin nebude nadměrná, pokud je navržena minimální průřezová plocha výztuže podle (A.5) a současně:

- pro trhliny vyvozené převážně vynuceným namáháním nejsou překročeny průměry prutů uvedené v Tab. A.1 a napětí ve výztuži je stanoveno bezprostředně po vzniku trhlin;
- pro trhliny vyvozené převážně přímým zatížením jsou splněna ustanovení Tab. A.1 nebo Tab. A.2 a napětí ve výztuži je stanoveno v průřezích porušených trhlinami při příslušné kombinaci zatížení [6].

Norma ČSN EN 1992-3 uvádí navíc graf závislosti napětí ve výztuži  $\sigma_s$  na průměru výztuže  $\varnothing_s$  pro různé šířky trhlin (viz. Obr. A.1). Graf je sestaven pouze pro prvky namáhané prostým tahem při uvažování hodnot:  $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = h$ ;  $(h - d) = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 1,0$ ;  $k_c = 1,0$ ;  $k = 1,0$  a  $k_t = 0,4$  [7].



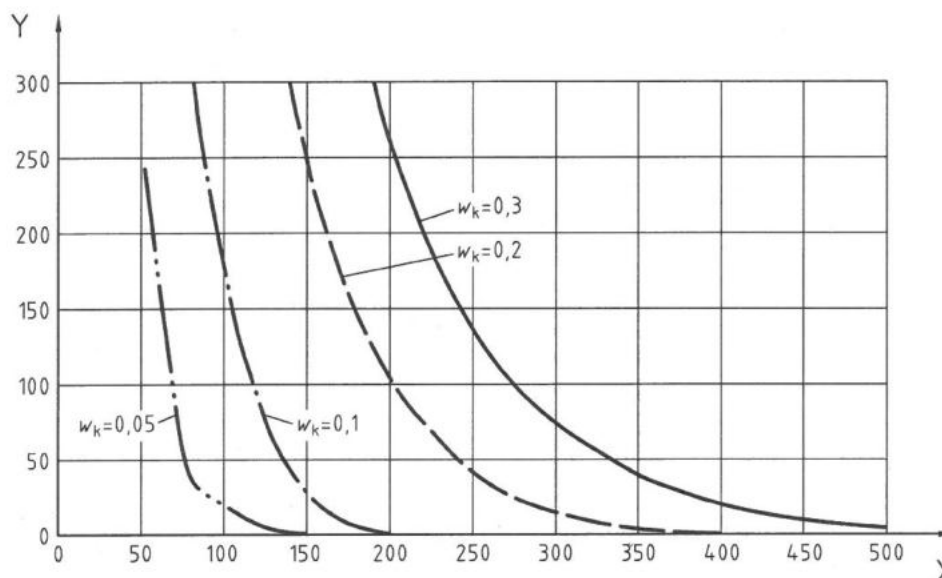
**Obrázek A.1:** Maximální průměry prutů pro omezení šířky trhlin u prvků namáhaných tahem, osa X - napětí ve výztuži  $\sigma_s$  [MPa], osa Y - maximální průměr prutu [mm] (ČSN EN 1992-3).

Uvažují-li se jiné vstupní hodnoty, lze průměr prutu upravit následujícím vztahem:

$$\varnothing_s = \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h}{10(h-d)} \varnothing_s^* \quad (\text{A.8})$$

Opět je uveden i graf závislosti napětí ve výztuži na vzdálenosti prutů pro různé šířky trhlin (viz Obr. A.2) vycházející ze stejných hodnot jako graf předchozí.

Posouzení, zda nevzniknou nadměrné šířky trhlin je principiálně stejné jako při použití tabulek z normy ČSN EN 1992-1-1.



**Obrázek A.2:** Maximální vzdálenost prutů pro omezení šířky trhlin u prvků namáhaných tahem, osa X - napětí ve výztuži  $\sigma_s$  [MPa], osa Y - maximální vzdálenost prutů [mm] (ČSN EN 1992-3).

## A.2 Hydratace cementu

Beton tvrdne a nabývá svých mechanických vlastností díky hydrataci cementu. To je souhrn chemickým exotermických reakcí cementu s vodou, při kterých dochází k uvolňování tzv. hydratačního tepla a díky nimž beton přechází z plastické, lehce zpracovatelné hmoty do pevného a mechanicky odolného materiálu podobnému hornině [26].

### Složení portlandského cementu

Základní složkou k vyvolání hydratační reakce je jemně mletá anorganická látka zvaná portlandský cement. Ten se skládá z portlandského slínku a síranu vápenatého. Všechny další typy cementu se odvíjí od portlandského cementu, ale kromě něj obsahují ještě další příměsi, jakou jsou přírodní a umělé pucolány, granulovaná vysokopecní struska, popílký, vápenec, křemičité úlety nebo kalcinovaná břidlice. Cementy se dělí do pěti základních skupin podle směsnosti, tzn. podle procentuálního zastoupení slínku a dalších příměsí (viz Tab. A.3). Portlandský směsný cement se ještě dělí podle typu použité příměsi. Celkem tak existuje 25 základních druhů cementů a několik dalších speciálních druhů (např. bílý, síranovzdorný, silniční atd.).

Slínek je produktem výpalu surovinové moučky, obsahující vhodný poměr čtyř hlavních oxidů - CaO, SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. Surovinová moučka se běžně skládá z vápence, který vnáší CaO, z jílu nebo lupku, který vnáší SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> a Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> a případných korekčních přísad pro dosažení správných poměrů oxidů. Slínek se následně mele v kulovém mlýně na jemný prášek. Samotný pomletý slínek při kontaktu s vodou reaguje příliš rychle, proto se při mletí smíchá s vhodným množstvím síranu vápenatého, který funguje jako regulátor tuhnutí a tvrdnutí. Síran vápenatý je obvykle přidáván ve formě sádrovce (CaSO<sub>4</sub> · 2H<sub>2</sub>O), hemihydrátu (CaSO<sub>4</sub> · ½H<sub>2</sub>O), anhydritu (CaSO<sub>4</sub>) nebo jejich směsí.

**Tabulka A.3:** Základní druhy cementů podle směsnosti [22].

Druh cementu	Název cementu	Označení	Obsah složek [% z hm.]		
			slínek	příměs	plnivo
I	portlandský	I	95 - 100	-	0 - 5
II	portlandský směsný	II/A - X	80 - 94	6 - 20	0 - 5
		II/B - X	65 - 79	21 - 35	0 - 5
III	vysokopecní	III/A	33 - 64	36 - 65	0 - 5
		III/B	20 - 34	66 - 80	0 - 5
		III/C	5 - 19	81 - 95	0 - 5
IV	pucolánový	IV/A	65 - 89	11 - 35	0 - 5
		IV/B	45 - 64	36 - 55	0 - 5
V	směsný	V/A	40 - 64	36 - 55	0 - 5
		V/B	20 - 39	30 - 50	0 - 5

Z hlediska složení je výsledný portlandský slínek směsí prakticky čtyř hlavních minerálních fází a nečistot, které mají největší vliv na vlastnosti cementu, rychlost hydratační reakce a množství uvolněného hydratačního tepla. Dvě krystalické silikátové fáze obsahující kalcium silikáty (dále jen silikáty)  $C_2S$  a  $C_3S$  tvoří okolo 80 % slínku a hrají důležitou roli během tvrdnutí cementu. Dvě intersticiální, do jisté míry rovněž krystalické fáze, obsahující především kalcium alumináty (dále jen alumináty)  $C_3A$  a  $C_4AF$ , které tvoří okolo 20 % slínku a hrají důležitou roli při tuhnutí cementu. Mezi nečistoty se řadí mrtvě vypálené vápno ( $CaO$ ) a periklas ( $MgO$ ). Jejich obsah, množství hydratačního tepla, které uvolňují a rychlost jejich hydratace je uvedena v Tab. A.4. Uvedená čísla jsou pouze přibližná, jiné prameny mohou poskytovat odlišná čísla [26], [36].

**Tabulka A.4:** Obsah hlavních minerálů v portlandském slínku [29].

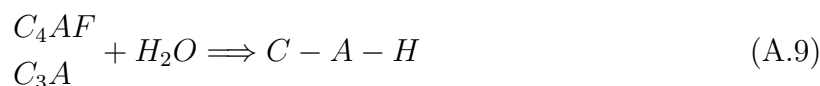
Název minerálu (slovní označení)	Chemický vzorec (zjednodušený vzorec)	Zastoupení [% hm.]	Hydratační teplo [ $kJ \cdot kg^{-1}$ ]	Průběh hydratace
trikalciumsilikát (alít)	$3CaO \cdot SiO_2$ ( $C_3S$ )	37 - 75	500	rychlá
dikalciumsilikát (belít)	$2CaO \cdot SiO_2$ ( $C_2S$ )	5 - 40	250	střední
trikalciumaluminát (amorfní fáze)	$3CaO \cdot Al_2O_3$ ( $C_3A$ )	3 - 15	910	velmi rychlá
tetrakalciumaluminátferit (brownmillerit - celit)	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ ( $C_4AF$ )	9 - 14	420	rychlá
oxid vápenatý (volné vápno)	$CaO$	< 4	1160	pomalá
oxid hořečnatý (periklas)	$MgO$	< 6	-	pomalá

## Hydratační reakce portlandského cementu

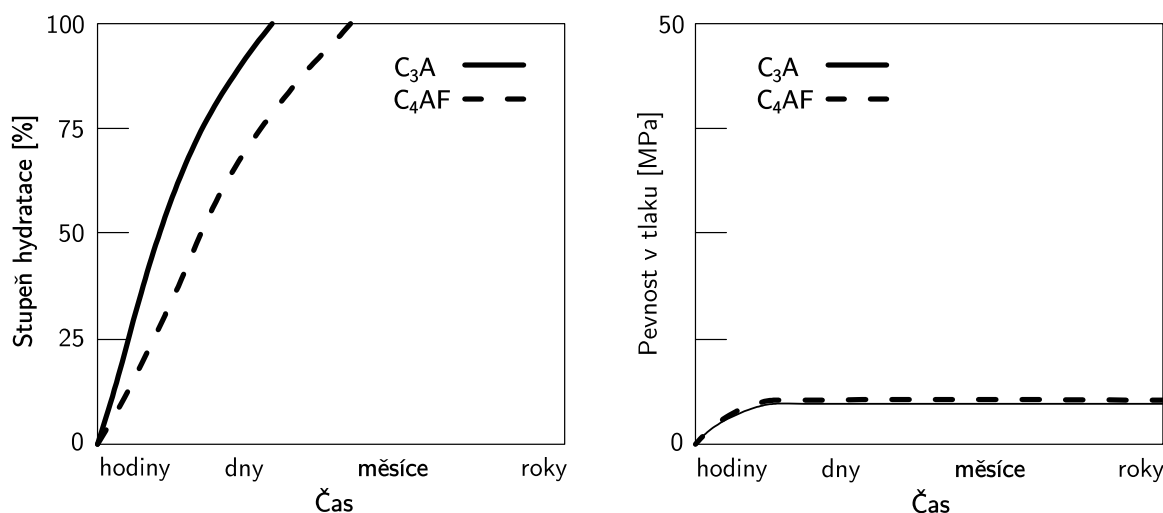
Během chemických reakcí cementu s vodou dochází ke dvěma změnám. První změnou je tuhnutí, při kterém čerstvý beton postupně ztrácí zpracovatelnost. Druhou změnou je tvrdnutí, při kterém postupně narůstá pevnost betonu. Rozlišování mezi tuhnutím a tvrdnutím nemá svůj původ ani tak v rozdílné kinetice hydratace, ale spíše v praktických aspektech výrobního procesu. Během tuhnutí již beton nemůže být ukládán a zhutňován.

Jakmile začne proces tvrdnutí, je možné odstranit bednění nebo se pohybovat po povrchu konstrukce.

Po smíchání cementu s vodou začnou jako první reagovat alumináty ( $C_3A$  již během prvních minut a  $C_4AF$  v následujících hodinách) následovně:

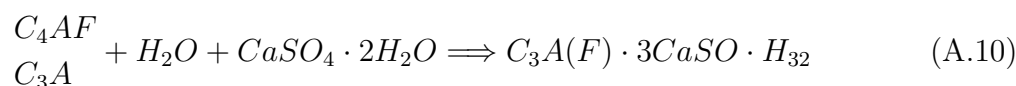


Reakce obou aluminátů s vodou je velmi rychlá a uvolní se při ní velké množství hydratačního tepla. Výsledkem reakce jsou krystaly kalcium-aluminát-hydrátů (C-A-H), které jsou lupínkového charakteru s plochými krystaly. Oproti jehlicovitým krystalům C-S-H gelu jsou velmi málo pevné a tudíž přispívají k nárůstu pevnosti jen nepatrně. Krystaly C-A-H tvoří můstky mezi cementovými zrny, což způsobuje rychlou ztrátu plasticity (rychlé tuhnutí). Obr. A.3 znázorňuje rychlost hydratace a nárůst pevností v tlaku obou aluminátů.



**Obrázek A.3:** Schematicky znázorněný vývoj stupně hydratace a pevností v tlaku fází  $C_3A$  a  $C_4AF$  v závislosti na čase [26].

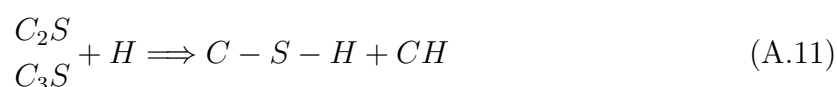
Aby nedošlo v důsledku tvorby C-A-H krystalů k příliš rychlé ztrátě plasticity cementového tmele, je třeba při mletí slínku přidávat síran vápenatý ve formě sádrovce ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) nebo anhydritu ( $CaSO_4$ ). Ten zpomaluje rychlost reakce aluminátů podle následující rovnice:



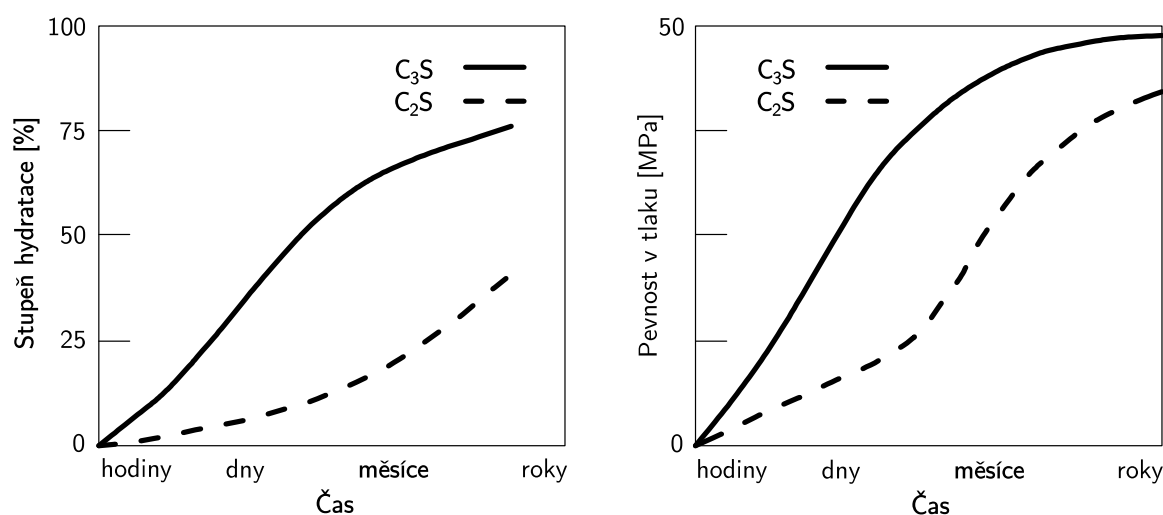
V rovnici působí síran vápenatý (sádrovec) jako regulátor tuhnutí a modifikuje nejen reakční rychlosti, ale také výsledný produkt, kterým se místo C-A-H krystalů stává ettringit ( $C_6ASH_{32}$ ), také označovaný jako trisulfát resp. fáze AFt. Tento ettringit, který vzniká v prvních minutách po smíchání s vodou se označuje jako primární. V pozdější fázi hydratace tento primární ettringit rekrystalizuje na stabilní monosulfát ( $C_4ASH_{12}$ ) fáze AFm. Později může vznikat ještě sekundární ettringit (viz dále). Primární ettringit zpomaluje rychlost reakce tím, že ve formě malých jehliček pokrývá povrch obou aluminátů

a tím zabraňuje jejich dalšímu kontaktu s vodou. Současně jehlicová morfologie ettringitu přispívá k počáteční pevnosti a snižuje smrštění betonu daleko více než krystaly C-A-H. Obsah síranu vápenatého v cementu je volen tak, aby došlo ke zpomalení tuhnutí a tvorbě ettringitu pouze v době, kdy je beton plastický. V případě, že by obsah síranu vápenatého byl vyšší, mohlo by to vést k tvorbě sekundárního ettringitu, který by se formoval ještě dlouho po tuhnutí cementu. To by se projevilo vznikem trhlin v ztvrdlém betonu, neboť vznik sekundárního ettringitu je doprovázen expanzí. Jev spojený se zpožděnou tvorbou ettringitu se označuje pod zkratkou DEF neboli „delayed ettringite formation“. Optimální dávka sádrovce (regulátoru tuhnutí) je okolo 3,5 - 4 % (vztaženo na  $SO_3$ ) vzhledem k hmotnosti cementu.

Tvrdnutí a vývoj pevnosti je výsledkem hydratace silikátů  $C_2S$  a  $C_3S$  podle následující rovnice:



Na Obr. A.4 je patrné, že  $C_3S$  má rychlejší průběh hydratace a současně i rychlejší vývoj pevností než  $C_2S$ . V prvních hodinách hydratace je vývoj pevností obou silikátů zanedbatelný a po delší době hydratace jsou jejich pevnosti téměř identické. Vývoj pevností v raném stáří cementové matrice (1 den až 1 měsíc) je řízen vzájemným poměrem těchto dvou minerálních fází. Proto je obsah  $C_3S$  zpravidla daleko vyšší, než obsah  $C_2S$ , zhruba v poměru 3:1. Vývoj pevností v prvních dnech je tak rychlejší a je možné konstrukce dříve odbedňovat. Výjimkou jsou speciální, tzv. belitické cementy, které mají obsah  $C_2S$  vyšší než obsah  $C_3S$ . Pevnost těchto cementů roste pozvolna a pomalý je i vývoj hydratačního tepla. Belitické cementy nacházejí uplatnění zejména u masivních konstrukcí (např. přehrad), ale i u vodonepropustných konstrukcí (viz TP ČBS 02 [18]).



**Obrázek A.4:** Schematicky znázorněný vývoj stupně hydratace a pevností v tlaku fází  $C_3S$  a  $C_2S$  v závislosti na čase [26].

Výsledným produktem reakcí jsou kalcium-silikát-hydráty (C-S-H), které vytvářejí vláknitý gel na povrchu silikátů a portlandit ( $Ca(OH)_2$ , zkráceně CH).

Vlákna C-S-H gelu se během hydratace postupně začnou dotýkat a přemostovat mezery mezi dalšími hydratujícími zrny, čímž dochází k tvrdnutí cementové pasty. V závislosti

na vodním součiniteli se mezi částicemi prorostlými vlákny C-S-H gelu tvoří kapilární póry. Tyto póry ovlivňují pevnost, propustnost a tím i trvanlivost betonu. Pokud se vodní součinitel sníží, zmenší se tím i vzdálenost mezi hydratujícími zrny cementu a výsledná síť vláken C-S-H gelu je tak mnohem hustší. C-S-H gel je hlavním nositelem pevnosti cementové matrice.

Portlandit (hydroxid vápenatý nebo tradičně označovaný jako vápno) je druhý produkt hydratační reakce silikátů. Portlandit nepřispívá k vývoji pevností, jelikož jeho krystaly jsou ploché a nemají vláknitou morfologii jako tomu je u krystalů C-S-H gelu. Umožňuje však výrobu pucolánových a struskových cementů, u kterých příměs (pucolán nebo struska) s portlanditem dodatečně reaguje a vzniká tak sekundární C-S-H gel. Díky tomu je v mikrostruktuře cementové matrice mnohem více vláknitých produktů, které snižují její pórovitost. Druhou důležitou vlastností portlanditu je zvyšování pH vody, která zaplňuje póry cementové pasty. Při vyšším pH pórového roztoku (více než 11,5) totiž dochází k pasivaci ocelové výztuže. Jinými slovy se výztuž pokryje tenkou a velmi kompaktní vrstvičkou oxidů železa, která chrání (pasivuje) výztuž před korozí. Voda v přítomnosti hydroxidu vápenatého má pH okolo 13 a tak je pasivace výztuže zajištěna. Proces, při kterém dochází k neutralizaci hydroxidu vápenatého vzdušným oxidem uhličitým ( $\text{CO}_2$ ) a tvorbě uhličitanu vápenatého ( $\text{CaCO}_3$ ) se nazývá karbonatace [22], [26], [36], [29].

Výsledná mikrostruktura cementové matrice je kapilárně pórovitou látkou složenou z tuhé, kapalné a plynné fáze. Podíl objemu, velikost částic, měrná hmotnost a základní popis morfologie hydratačních produktů tuhé fáze je uveden v Tab. A.5. Objem hydratačních produktů je 2 až 2,2 krát větší než objem původních cementových zrn.

**Tabulka A.5:** Výsledné složení tuhé fáze cementového kamene [22].

Produkt hydratace	Měrná hmotnost [ $\text{g}\cdot\text{cm}^3$ ]	Velikost částic [ $\mu\text{m}$ ]	Podíl objemu [%]	Morfologie
C-S-H	2,1 - 2,6	0,005	50	velmi variabilní jehličky až síťová struktura
CH	2,24	10 - 100	12	krystalky, tabulkové částice
AFm	1,95	0,1 - 1	13	tenké hexagonální krystalky
AFt	1,75	1 - 10	-	jehličky, tyčinkovité krystaly

## Hydratační fáze

Posledním důležitým tématem, který je nutné představit v souvislosti s hydratací cementu, jsou hydratační fáze. Hydratace jednotlivých minerálů portlandského cementu neprobíhá ani nenastává současně. V první řadě hydratují alumináty a až poté silikáty.

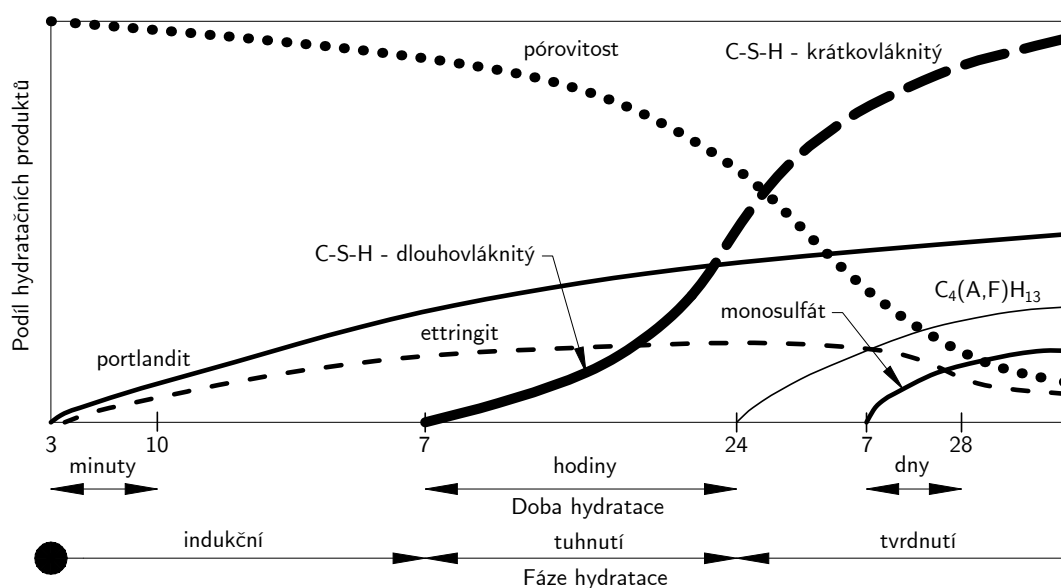
Hydrataci cementu lze rozdělit do několika fází. Počet fází (respektive period či stádií) se liší podle zdroje výkladu. Obecně lze proces hydratace rozdělit do tří hlavních fází: indukční fáze, fáze tuhnutí a fáze tvrdnutí. Z toho indukční fáze a fáze tvrdnutí se může ještě rozdělit na dvě části. Každý fáze se vyznačuje jinou rychlostí hydratace, vývinem hydratačním tepla a tvorbou hydratačních produktů.

První (indukční) fáze nastává ihned po smíchání cementu s vodou a rozděluje se na dvě periody. První inicializační perioda trvá přibližně 10 až 15 minut a dochází při ní ke smáčení cementových zrn vodou. Začínají se rozpouštět první minerální fáze (zejména

alumináty) spolu se síranem vápenatým a dochází k rychlému uvolňování hydratačního tepla. Vzniká hydroxid vápenatý a primární ettringit (fáze AFt), který obaluje povrch obou aluminátů a zpomaluje tak hydratační proces. Druhá perioda je charakteristická výrazným zpomalením reakce a snížením vývinu hydratačního tepla. To je důsledkem přesycení záměsové vody ionty  $\text{Ca}^{2+}$ , které spolu s hydráty vytvořenými na povrchu částic snižují rozpustnost minerálních fází. Vzrůstá viskozita (počátek tuhnutí cementu) a nastává úbytek silikátů za vzniku prvních zárodků krystalů C-S-H a CH (portlandit). Stále pokračuje tvorba malého množství primárního ettringitu. Tato perioda trvá 1 - 2 hodiny.

Druhá fáze (tuhnutí), je na konci indukční fáze aktivována snížením koncentrace  $\text{Ca}^{2+}$  iontů v roztoku precipitací portlanditu. Náhlé snížení iontů opětovně nastartuje rozpouštění všech minerálních fází portlandského slínku a začíná vzrůstat teplota. Během této fáze rychle reaguje alit ( $\text{C}_3\text{S}$ ) za vzniku dlouhovláknitého C-S-H a krystalů portlanditu. Cementová zrna se k sobě přibližují v důsledku prorůstání jednotlivých krystalů hydratačních produktů, které tvoří základ mikrostruktury cementové matrice. Směs tuhne a začíná narůstat pevnost, která se během této fáze pohybuje okolo 1 - 20 MPa. Fáze tuhnutí je urychlujícím stupněm hydratace a trvá od 1. až 2. do 12. až 24. hodiny od zamíchání cementu s vodou.

Třetí fáze (tvrdnutí) je charakteristická vytvořením stabilní struktury cementové matrice a lze rozdělit na dvě periody. Během první periody dále vznikají vnější hydratační produkty ve vodním roztoku mezi zrny cementu a vyplňují kapilární póry cementové matrice. Nastává hydratace belitu ( $\text{C}_2\text{S}$ ), vzniká krátkovláknitý C-S-H a již nestabilní primární ettringit začíná rekrystalizovat za vzniku monosulfátu (fáze AFm), což generuje další teplo a dochází k urychlení hydratace silikátů. Tato perioda trvá několik dnů. V druhé periodě dochází k tzv. „dozrávání“. Proces hydratace se začíná zpomalovat a vývin hydratačního tepla klesat. Zrna jednotlivých minerálních fází slínku jsou pokryta vrstvou hydrátů a molekuly vody obtížněji pronikají k nehydratovaným částicím slínku. K hydrataci dochází pouze difuzí molekul vody vrstvou nově vytvořených hydrátů a na původním místě cementových zrn vznikají vnitřní hydratační produkty. Tato perioda trvá několik měsíců až let.



Obrázek A.5: Schématické znázornění hydratace a tvorby hydratačních produktů v časové závislosti [22].

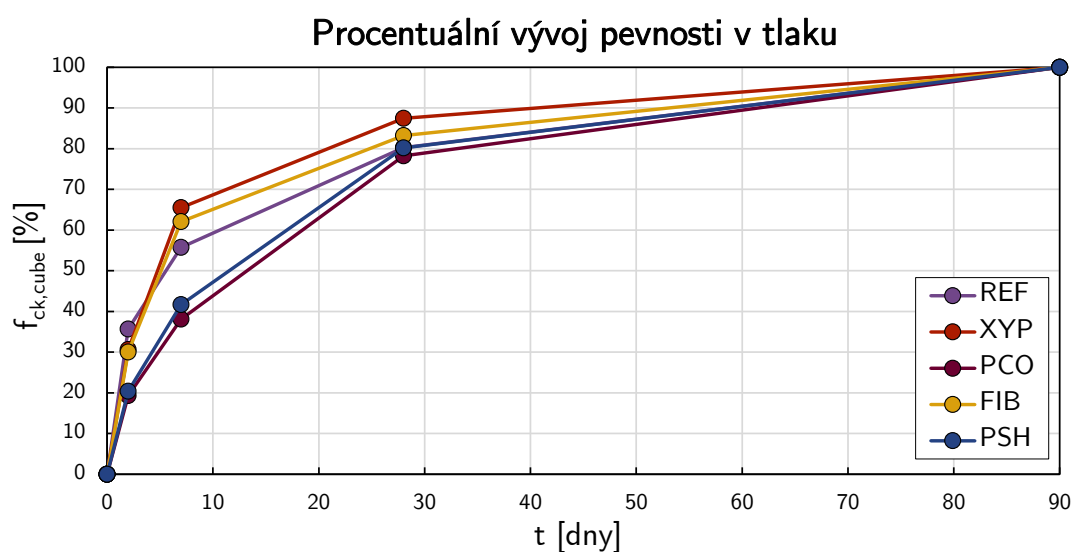


Hydratace je ukončena, když v systému není přítomna další nehydratovaná fáze (dobře ošetřený beton o vysokém vodním součiniteli), nebo když voda již nemůže proniknout k nehydratovaným částicím (velmi hutná struktura cementové matrice), případně když už není v systému k dispozici žádná další volná voda (při velmi nízkém vodním součiniteli) [22], [36], [29].

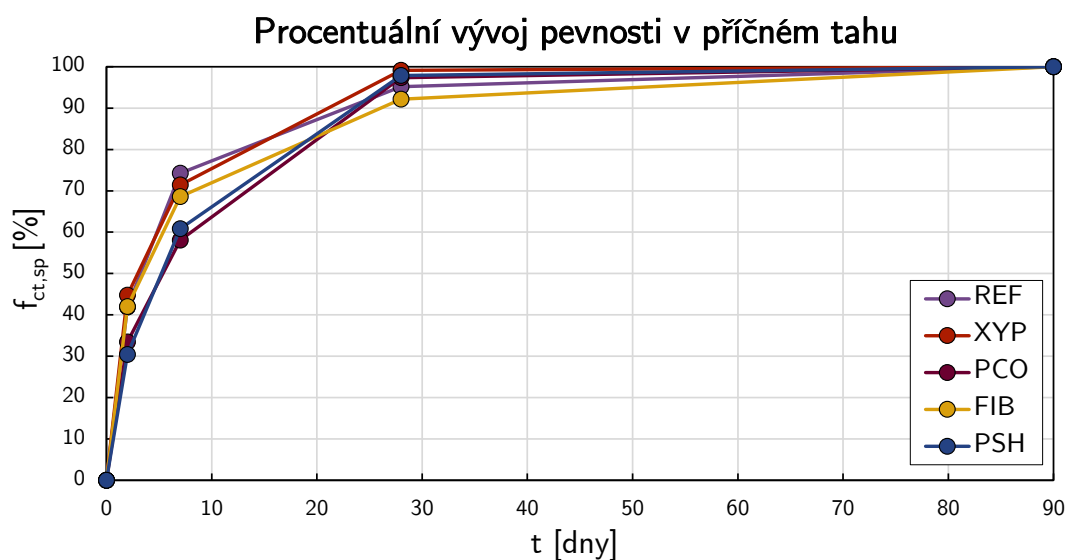
Na Obr. A.5 lze vidět schématické znázornění hydratace portlandského cementu, jednotlivé fáze a tvorbu hydratačních produktů v časové závislosti.

## B Doplněk experimentální části

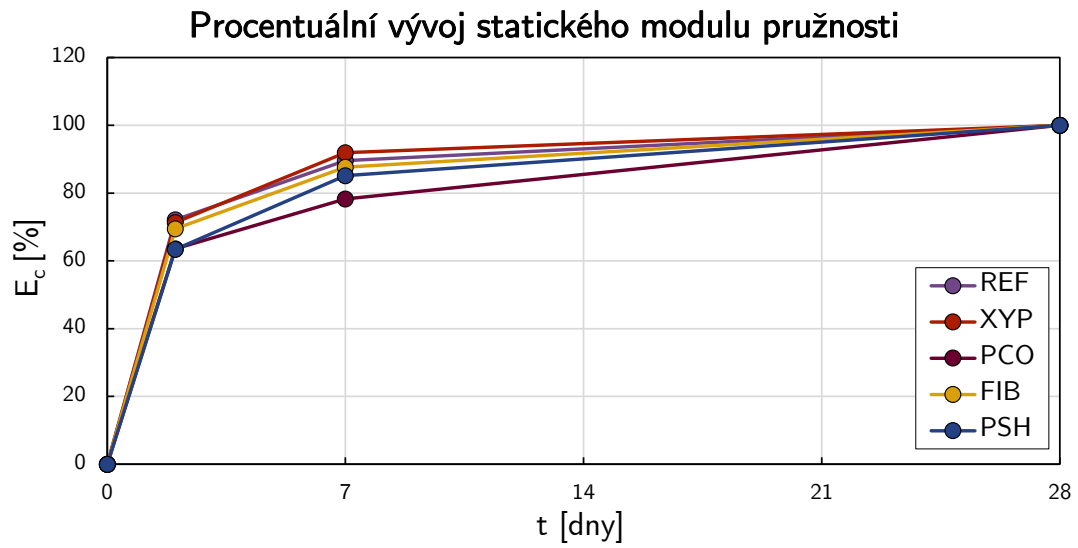
### Vývoj mechanických vlastností betonu



**Obrázek B.1:** Graf znázorňující procentuální vývoj pevnosti v tlaku vzhledem k hodnotě dosažené po 90 dnech.

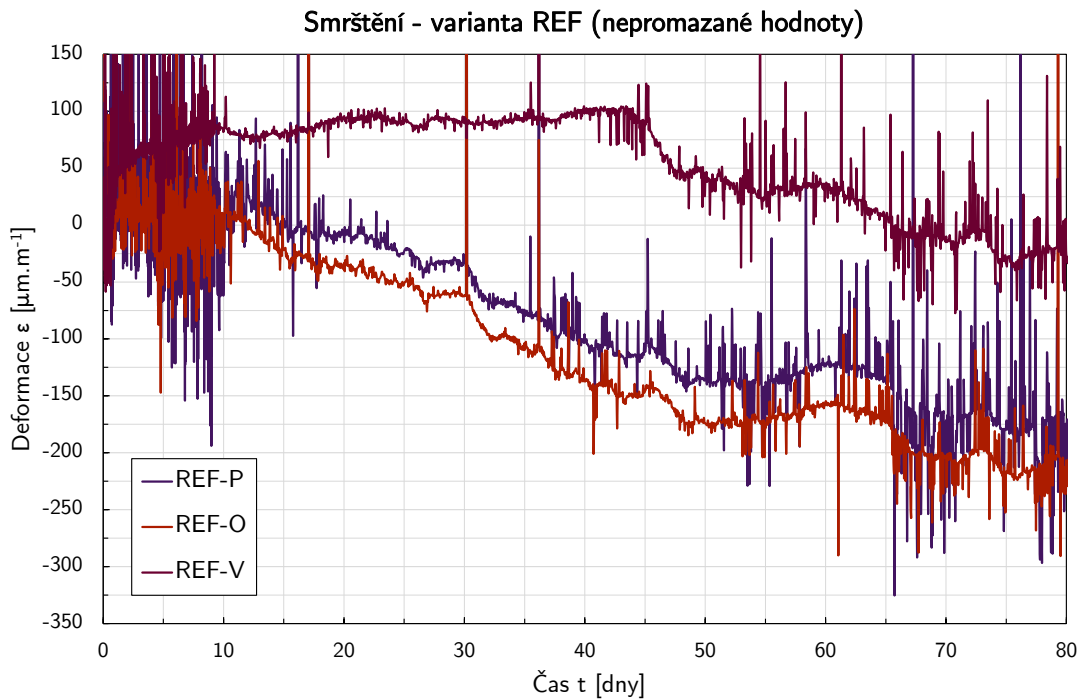


**Obrázek B.2:** Graf znázorňující procentuální vývoj pevnosti v příčném tahu vzhledem k hodnotě dosažené po 90 dnech.



**Obrázek B.3:** Graf znázorňující procentuální vývoj statického modulu pružnosti vzhledem k hodnotě dosažené po 28 dnech.

## Smrštění betonu



**Obrázek B.4:** Příklad grafu před promazáním odlehlých hodnot u varianty REF.

**Tabulka B.1:** Hodnoty smrštění v několika časových bodech pro všechny varianty a všechny typy uložení/metody zkoušení.

Čas od betonáže	Typ uložení	Deformace $\epsilon$ [ $\mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ ]				
		REF	XYP	PCO	FIB	PSH
9 dní	P	7,3	15,0	-20,9	25,8	-20,6
	O	6,3	3,7	-22,9	19,3	-20,6
	V	43,2	54,7	41,4	58,9	45,4
	B	80,9	88,8	21,2	91,2	21,5
	VLN	-24,3	-43,0	-59,5	-2,7	-64,9
43 dní	P	-147,3	-133,3	-200,8	-125,9	-124,8
	O	-162,8	-163,1	-210,2	-144,1	-157,4
	V	58,3	67,7	58,7	69,1	60,5
	B	38,5	40,5	-14,1	37,7	0,1
	VLN	-178,4	-194,6	-189,2	-210,8	-197,3
85 dní	P	-207,4	-205,4	-242,6	-184,3	-165,2
	O	-224,2	-234,6	-227,5	-215,0	-191,4
	V	-71,2	-98,2	-95,1	-61,3	-52,8
	B	20,7	26,2	-10,9	21,9	3,49
	VLN	-251,4	-281,1	-262,2	-297,3	-262,2
104 dní	P	-365,8	-354,5	-345,9	-343,3	-220,4
	O	-396,8	-382,0	-316,0	-365,1	-277,8
	V	-237,2	-264,2	-211,3	-220,1	-159,8
	B	6,4	9,7	-20,8	7,2	-5,3
201 dní	P	-528,1	-513,9	-480,5	-505,1	-303,3
	O	-563,8	-556,2	-429,3	-521,6	-378,2
	V	-427,7	-475,1	-346,8	-408,8	-299,9
	B	-68,8	-77,8	-68,6	-76,1	-43,1

## C Fotodokumentace experimentu



Obrázek C.1: Betonárna na Rohanském ostrově; Deponie kameniva.



Obrázek C.2: Formy na betonáž masivních bloků k měření vývinu hydratačního tepla;  
Detail uchycení tenzometru a teplotních čidel.



Obrázek C.3: Umístění teplotních čidel a strunového tenzometru po výšce průřezu; Pohled shora do formy.



Obrázek C.4: Odběr betonu z autodomíhávače; Zkouška sednutí kužele.



Obrázek C.5: Sednutí kužele varianty REF; Sednutí kužele varianty XYP.



Obrázek C.6: Sednutí kužele varianty PCO; Sednutí kužele varianty FIB.



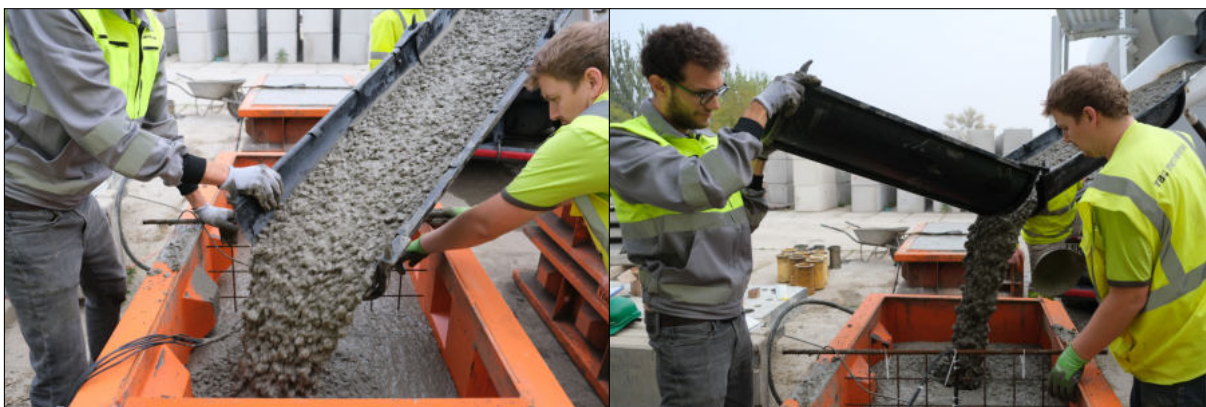
Obrázek C.7: Sednutí kužele varianty PSH; Výroba zkušebních těles a hutnění na vibračním stole.



**Obrázek C.8:** Vážení hmotnosti betonu o známém objemu ke stanovení objemové hmotnosti čerstvého betonu; Měření teploty čerstvého betonu vpichovým teploměrem.



**Obrázek C.9:** Probíhající práce betonáže masivních bloku k měření vývinu hydratačního tepla.



**Obrázek C.10:** Plnění formy betonem se střídáním stran násypu k udržení čidel a tenzometru na správném místě.





Obrázek C.11: Hutnění betonu ponorným vibrátorem; Uhlazení povrchu betonu.



Obrázek C.12: Teplotní čidlo měřící teplotu okolního prostředí; Vybetonované masivní bloky a válce měřící smrštění.



**Obrázek C.13:** Plnění forem s umístěným tenzometrem pro měření smrštění; Válec s tenzometrem izolovaný polyethylenovou fólií proti pronikání vody.



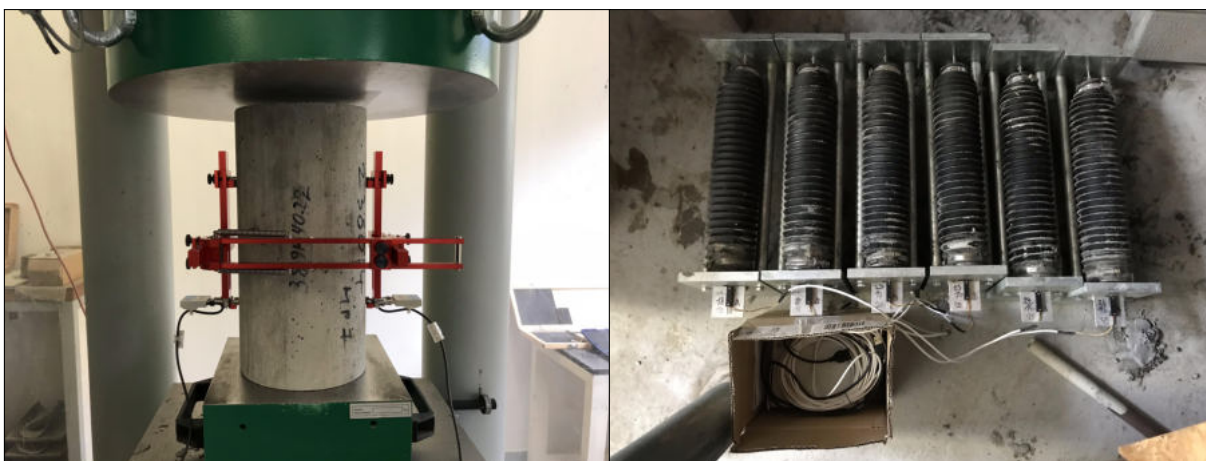
**Obrázek C.14:** Uložení válců s tenzometry v uzavřené plechové bedně; Uložení válců s tenzometry ve vodní lázni.



**Obrázek C.15:** Uložení zkušebních těles v nekontrolovaných podmínkách během prvních 24 hodin; Zrání těles v laboratoři.



**Obrázek C.16:** Těleso po porušení při zkoušce pevnosti betonu v tlaku; Těleso po porušení po zkoušce pevnosti betonu v příčném tahu.



**Obrázek C.17:** Zkouška modulu pružnosti; Měření autogenního smrštění.

# Bibliografie

1. DOHNÁLEK, Jiří. Bílá vana - větší jistota a menší náklady. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2004, č. 2/2004.
2. VEGA SPOL. S R.O. *Asfaltové pásy od historie po současnost* [online]. 2020 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <https://www.stavebnictvi3000.cz/clanky/asfaltovane-pasy-historie-soucasnost>.
3. ČBS SERVIS, S. R. O. *Bílé vany: vodonepropustné betonové konstrukce: sbírka přednášek, příkladů a prezentací ke školení*. 1. vyd. Praha, 2007. ISBN 978-80-903807-6-9.
4. HIPOS S.R.O. *Izolace spodní stavby MŠ - Černošice, Pod Ptáčnicí* [online]. 2020 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <https://www.hipos.cz/reference/izolace-spodni-stavby-ms-praha-pod-ptacnicii>.
5. MEDIUM INTERNATIONAL I. S.R.O. *Bentonitové těsnící rohože EUROBENT* [online]. 2019 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <http://www.bentonit.cz/bentonitove-tesnici-rohoze/>.
6. *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
7. *ČSN EN 1992-3 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
8. *ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
9. NAVRÁTIL, Jaroslav; FOLTYN, Petr. Posouzení trhlin u vodotěsných železobetonových konstrukcí. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2016, č. 6/2016.
10. *ČSN EN 1504-5: Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí - Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody - Část 5: Injektáž betonu*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
11. ČESKÁ BETONÁŘSKÉ SPOLEČNOST ČSSI. *Komentář k Technickým pravidlům ČBS 04: Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce*. 1. vyd. Praha, 2015. ISBN 978-80-903806-9-1.
12. *ČSN EN 12390-2: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
13. VINKLER, Marek; PROCHÁZKA, Jaroslav. Návrh výztuže bílé vany s ohledem na šířku trhliny. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2017, č. 5/2017.
14. *ČSN EN 206+A1: Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.

15. ČSN P 73 2404: *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda - Doplnující informace*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.
16. ČSN EN 13670 *Provádění betonových konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
17. *Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Kapitola 18 - Betonové konstrukce a mosty*. Ministerstvo dopravy - Obor pozemních komunikací, 2016.
18. ČBS SERVIS, S. R. O. *Technická pravidla ČBS 02: Bílé vany - vodotěsné betonové konstrukce*. 1. vyd. Praha, 2006. ISBN 80-903807.
19. AUSTRIAN SOCIETEY FOR CONSTRUCTION TECHNOLOGY. *öbv-Richtlinie "Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen"* [online]. 2012 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <https://www.bautechnik.pro/EN/News/Artikel/196>.
20. DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON E. V. (DAFSTB). *Aktuelles — Pressemitteilung zur neuen DAfStb-Richtlinie* [online]. 2020 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: [http://www.dafstb.de/akt\\_wu-richtlinie.html](http://www.dafstb.de/akt_wu-richtlinie.html).
21. LOHMEYER, Gottfried; EBELING, Karsten. *Weiße Wannen einfach und sicher: Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Bauwerke aus Beton*. 10., überarbeitete und erweiterte Auflage. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2013. ISBN 978-3-7640-0556-6.
22. PYTLÍK, Petr. *Technologie betonu*. 2 vyd. Brno: VUTIUM, 2000. ISBN 80-214-1647-5.
23. NEVILLE, A.M.; BROOKS, J.J. *Concrete technology*. 2nd ed. Harlow, England: Prentice Hall, 2010. ISBN 978-0-273-73219-8.
24. BOLTRYK, Michal; PAWLUCZUK, Edyta. *Properties of recycled aggregate concretes modified by asphalt paste*. Białystok, Poland, 2010. Dostupné také z: [www.researchgate.net/publication/289732650\\_Properties\\_of\\_recycled\\_aggregate\\_concretes\\_modified\\_by\\_asphalt\\_paste](http://www.researchgate.net/publication/289732650_Properties_of_recycled_aggregate_concretes_modified_by_asphalt_paste). Technická zpráva. Białystok University of Technology.
25. SOUTSOS, Marios. *Concrete durability*. 1st ed. Thomas Telford, 2010. ISBN 978-0-7277-3517-1.
26. COLLEPARDI, Mario. *Moderní beton*. 1 vyd. Praha: ČKAIT, 2009. ISBN 978-80-87093-75-7.
27. ČSN EN 12350-2: *Zkoušení čerstvého betonu - Část 2: Zkouška sednutím*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
28. VINKLER, Marek; PROCHÁZKA, Jaroslav. *Vznik trhlin v betonu vlivem nesilových účinků. Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2016, č. 1/2016.
29. PAVLÍK, Zbyšek; PAVLÍKOVÁ, Milena; HOŠEK, Jiří. *Materiálové inženýrství I*. Praha: ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04932-7.
30. HU, Jiong; GE, Zhi; WANG, Kejin. Influence of cement fineness and water-to cement ratio on mortar early-age heat of hydration and set times. *Construction and Building Materials*. 2014, roč. 50, s. 657–663. ISSN 0950-0618. Dostupné z DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.011>.
31. NEVILLE, A.M. *Properties of concrete*. 5th ed. New York: Pearson, 2011. ISBN 978-0-273-75580-7.

32. KÜCHLIN, Dagmar; HERSEL, Otmar. *Betontechnische Daten*. HeidelbergCement, 2017. Dostupné také z: <https://www.heidelbergcement.de/de/betontechnische-daten>.
33. CHMELÍKOVÁ, Kristýna. Problematika chlazení betonu kapalným dusíkem. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2012, č. 4/2012.
34. SVATOŠ, Jiří. Chlazení čerstvého betonu kapalným dusíkem. *Stavitel 12: technologie - konstrukce*. 2012, č. 12/2012.
35. NEWMAN, John; CHOO, Ban Seng. *Advanced Concrete Technology: Processes*. 1st ed. Oxford: Elsevier Ltd., 2003. ISBN 0 7506 5105 9.
36. PIERRE-CLAUDE, Aitcin. *Vysokohodnotný beton*. 1. české vydání. Praha: ČKAIT, 2005. ISBN 80-86769-39-9.
37. GOWRIPALAN, Nadarajah. *Autogenous shrinkage of concrete at early ages*. Sydney, Australia, 2018. Dostupné také z: [https://www.researchgate.net/publication/329581923\\_AUTOGENOUS\\_SHRINKAGE\\_OF\\_CONCRETE\\_AT\\_EARLY\\_AGES](https://www.researchgate.net/publication/329581923_AUTOGENOUS_SHRINKAGE_OF_CONCRETE_AT_EARLY_AGES). Technická zpráva. University of Technology Sydney,
38. KOVÁŘ, Jan. *Vliv krystalizačních přísad na samohojení betonu*. Praha, 2019. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze.
39. MANDELÍK, Jan. *Systém Xypex*. Praha, 2020.
40. ČESKOMORAVSKÝ CEMENT, A.S. *Technický list CEM II/B-S 32,5 R Radotín* [online]. 2019 [cit. 2019-12-31]. Dostupné z: <https://www.heidelbergcement.cz/cs/cement/volne-lozeny-cement/cemiibs325r>.
41. ČESKOMORAVSKÝ CEMENT, A.S. *Technický list CEM III/B 32,5 L - LH/SR Mokrý* [online]. 2019 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: <https://www.heidelbergcement.cz/cs/cement/volne-lozeny-cement/cemiib325l-lhsr>.
42. XYPEX CHEMICAL CORPORATION. *Technický list XYPEX ADMIX C-1000/C-1000 NF* [online]. 2019 [cit. 2020-01-03]. Dostupné z: [https://www.xypex.cz/druhy\\_xypexu/](https://www.xypex.cz/druhy_xypexu/).
43. XYPEX CHEMICAL CORPORATION. *Co je Xypex?* [online]. 2019 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <https://www.xypex.cz/xypex/xypex/>.
44. ŠOUREK, Pavel; GRÜNWARD, Lukáš; PETRŽÍLKA, Vladimír; KASAL, Pavel; KVAŠ, Jan; PADEVĚT, Miroslav; REMEŠ, Michael. Betonové konstrukce na tunelovém komplexu Blanka v Praze. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2012, č. 6/2012.
45. KRAMPEHAREX CZ S.R.O. *Technický list DE 50/1,0 N* [online]. 2019 [cit. 2020-01-05]. Dostupné z: <http://www.krampeharex.cz/ke-stazeni>.
46. CHRYSO CHEMIE S.R.O. *Technický list CHRYSO®Serenis* [online]. 2019 [cit. 2020-01-05]. Dostupné z: <https://www.chryso.cz/p/7458/chryso-serenis>.
47. COUFAL, Robert. Požadavky na složení betonu vyplývající ze specifikace betonu - problémy a alternativy. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2013, č. 6/2013.
48. ČSN EN 12350-1: *Zkoušení čerstvého betonu - Část 1: Odběr vzorků*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.
49. ČSN EN 12350-6: *Zkoušení čerstvého betonu - Část 6: Objemová hmotnost*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.

50. ČSN EN 12390-1: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
51. ČSN EN 12390-7: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
52. ČSN EN 12390-3: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
53. ČSN EN 12390-6: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
54. ČSN ISO 1920-10 Zkoušení betonu - Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.
55. ČSN EN 12390-8: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
56. MÁRTONOVÁ, Veronika; VESELÝ, Pavel; VAŠKOVÁ, Jitka. Experimentální metody pro měření smršťování betonu. *Beton: technologie, konstrukce, sanace*. 2016, č. 2/2016.
57. ČSN 73 1320: Stanovení objemových změn betonu. Praha: Český normalizační institut, 2003.
58. ČSN EN 12390-16: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 16: Stanovení smrštění betonu. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.
59. ENCARDIO-RITE ELECTRONICS PVT. LTD. *Model-EDS-20V-E* [online]. 2020 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <https://www.encardio.com/product/model-eds-20v-e/>.
60. PECKADESIGN S.R.O. *Datalogger DataTaker DT80* [online]. 2020 [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: <http://www.trinstruments.cz/datalogger-datataker-dt80>.
61. KOCÁB, Dalibor. *Vlastnosti betonu zkoušené v laboratoři nebo na konstrukci - systemizace*. Plzeň, 2019.
62. ČSN EN 196-3: Metody zkoušení cementu - Část 3: Stanovení dob tuhnutí a objemové stálosti. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017.
63. SANT, Gaurav; LURA, Pietro; WEISS, Jason. *A discussion of analysis approaches for determining 'time-zero' from chemical shrinkage and autogenous strain measurements in cement paste*. Lyngby, Denmark, 2006. Technická zpráva. Technical University of Denmark.
64. KUCHARCZYKOVÁ, Barbara; KOCÁB, Dalibor; DANĚK, Petr; TERZIJSKI, Ivailo. Cost-Effective High-Performance Concrete: Experimental Analysis on Shrinkage. *Materials*. 2019. Dostupné z DOI: <https://doi.org/10.3390/ma12172730>.
65. *ASTM Standard C 1679-08: Standard Practice for Measuring Hydration Kinetics of Hydraulic Cementitious Mixtures Using Isothermal Calorimetry*. ASTM International, 2008.

66. *Users' Manual: EDS-20V-E Vibrating wire strain gage - embedment type*. ENCARDIO-RITE ELECTRONICS PVT. LTD., 2018.
67. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. 1st ed. Germany, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2013. ISBN 978-3-433-03061-5.
68. HANZLOVÁ, Hana; ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. 1. vyd. České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.
69. SCHLICKE, Dirk; HOFER, Katrin; TUE, Nguyen Viet. Adjustable Restraining Frames for Systematic Investigation of Cracking Risk and Crack Formation in Reinforced Concrete Under Restrained Conditions. *Advanced Techniques for Testing of Cement-Based Materials*. 2020. Dostupné z DOI: [https://doi.org/10.1007/978-3-030-39738-8\\_7](https://doi.org/10.1007/978-3-030-39738-8_7).
70. AL., Jan L. Vitek et. *fib Bulletin 92: Serviceability Limit States of Concrete Structures*. Germany: Fédération internationale du béton (fib), 2019. ISBN 978-2-88394-135-9.



# Seznam tabulek

2.1	Klasifikace nepropustnosti (ČSN EN 1992-3). . . . .	5
2.2	Doporučené hodnoty $w_{\max}$ [mm] (ČSN EN 1992-1-1). . . . .	6
2.3	Doporučené hodnoty $w_{kl}$ [mm] v závislosti na tlakovém spádu, při využití samotěsnicí schopnosti betonu (ČSN 73 1208). . . . .	6
2.4	Třídy tlaku vody dle TP ČBS 02. . . . .	10
2.5	Konstrukční třídy pro železobetonové stavební konstrukce dle TP ČBS 02. . . . .	11
2.6	Hlavní rozdíly v požadavcích na normalizované betony BS1 a BS2 [18]. . . . .	14
2.7	Návrhové šířky trhlin v závislosti na tlakovém spádu, při využití samotěsnicí schopnosti betonu dle TP ČBS 04. . . . .	19
2.8	Souhrn požadavků na vznik a šířku trhlin v závislosti na třídě užívání a třídě namáhání dle TP ČBS 04. . . . .	19
2.9	Doporučené minimální tloušťky konstrukcí (údaje v mm) dle TP ČBS 04. . . . .	20
2.10	Odhad průměrných teplotních spádů vlivem hydratačního tepla. . . . .	22
3.1	Měrná hydratační tepla různých druhů cementů [26]. . . . .	30
3.2	Vliv chlazení jednotlivých složek na výslednou teplotu čerstvého betonu [33]. . . . .	33
3.3	Moduly pružnosti vybraných hornin (hodnoty v GPa) [21]. . . . .	46
5.1	Vlastnosti cementů CEM II/B-S 32,5 R a CEM III/B 32,5 L - LH/SR. . . . .	54
5.2	Teoretické a reálné složení navržených receptur. . . . .	57
5.3	Naplánované zkoušky a měření. . . . .	58
5.4	Časová osa průběhu měření smrštění. . . . .	67
5.5	Koeficienty aproximačních polynomických funkcí pro jednotlivé varianty získané metodou nejmenších čtverců. . . . .	83
5.6	Výsledky polynomické regrese a stanovení bodu nula pro jednotlivé varianty. . . . .	84
6.1	Výsledky výpočtů šířky trhlin. . . . .	100
A.1	Maximální průměry prutů $\varnothing_s^*$ pro omezení šířky trhlin (ČSN EN 1992-1-1). . . . .	105
A.2	Maximální vzdálenosti prutů pro omezení šířky trhlin (ČSN EN 1992-1-1). . . . .	105
A.3	Základní druhy cementů podle směsnosti [22]. . . . .	108
A.4	Obsah hlavních minerálů v portlandském slínku [29]. . . . .	108
A.5	Výsledné složení tuhé fáze cementového kamene [22]. . . . .	111
B.1	Hodnoty smrštění v několika časových bodech pro všechny varianty a všechny typy uložení/metody zkoušení. . . . .	116

# Seznam obrázků

2.1	Příklady systémů s předsazenou povlakovou hydroizolací. . . . .	3
2.2	Souvislost mezi třídou požadavků, tlakem vody, konstrukční třídou a třídou těsnících pásů [18]. . . . .	11
2.3	Obrázek 4/5a Minimální výztuž na centrické vynucené namáhání (proti tvorbě časných trhlin). Šířka trhliny $w_k=0,15$ mm (stanoveno pro krytí $c=5,0$ cm) [3]. . . . .	12
2.4	Pracovní model podmínek vlhkosti v průřezu betonového prvku jednostranně vystaveného tlakové vodě [21]. . . . .	16
2.5	Závislost maximální hloubky vodou nasycené zóny na vodním součiniteli betonu [11]. . . . .	21
3.1	Schéma pórovité struktury betonu [24]. . . . .	24
3.2	Schématický diagram rozvoje pórovité struktury v cementové matrici: (a) čerstvý beton, (b) 7 dní, (c) 28 dní, (d) 90 dní [25]. . . . .	24
3.3	Kumulovaná četnost pórů cementové matrice různého vodního součinitele $w/c$ [22]. . . . .	26
3.4	Závislost mezi koeficientem propustnosti a kapilární pórovitostí cementové matrice (vlevo); Závislost mezi koeficientem propustnosti a vodním součinitelem $w/c$ (vpravo) [23]. . . . .	27
3.5	Závislost časového nárůstu tahových napětí v porovnání s nárůstem tahové pevnosti betonu [21]. . . . .	28
3.6	Idealizovaný vývin hydratačního tepla portlandského cementu [22]. . . . .	30
3.7	Vývoj gradientu teploty při použití izolace a jejím brzkém odstranění [35]. . . . .	35
3.8	Teplota a napětí od vývinu hydratačního tepla v betonové stěně [21]. . . . .	35
3.9	Schéma objemových změn cementového tmele vlivem autogenního smrštění [37]. . . . .	38
3.10	Úbytek hmotnosti vzorků různého rozměru (relativní vlhkost 55 %) [31]. . . . .	38
3.11	Vzorec smrštění vysycháním jako funkce obsahu cementu, obsahu vody a vodního součinitele [31]. . . . .	39
3.12	Vliv obsahu kameniva (objemově) v betonu na poměr smrštění betonu k smrštění cementového tmele (vlevo); Závislost mezi smrštěním vysycháním po 2 letech a sečnovým modulem pružnosti betonu po 28 dnech (vpravo) [31]. . . . .	40
3.13	Vliv typu kameniva a vodního součinitele na pevnost betonu v tahu za ohybu ve stáří 28 dní [26]. . . . .	42
3.14	Vliv teploty na vývoj pevnosti [26]. . . . .	43
3.15	Vliv teploty ošetřování na pevnost betonu v tlaku ve stáří 1 a 28 dní [31]. . . . .	43
3.16	Vliv vodního součinitele a doby ošetřování na průměrnou krychelnou pevnost betonu v tlaku $f_{cu/cm}$ z různých cementů [26]. . . . .	44

3.17	Souvislost mezi přetvárností cementové matrice, kameniva a betonu [26]. . . . .	45
3.18	Závislost modulu pružnosti betonu na modulu pružnosti kameniva a pevnosti betonu v tlaku [36]. . . . .	45
4.1	Pozice hydraulických a pucolánových látek v potrojném diagramu CaO - SiO <sub>2</sub> - Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ) [22]. . . . .	48
5.1	Schéma umístění teplotních čidel a tenzometru v masivním bloku. . . . .	62
5.2	Schéma umístění trojnožek a tenzometru ve formě. . . . .	64
5.3	Schéma metody vlnovce. . . . .	65
5.4	Graf znázorňující výsledky zkoušky sednutí kužele. . . . .	68
5.5	Graf znázorňující výsledky stanovení objemové hmotnosti a teploty čerstvého betonu. . . . .	68
5.6	Graf znázorňující výsledky stanovení objemové hmotnosti ztvrdlého betonu. . . . .	69
5.7	Graf znázorňující výsledky krychelné pevnosti v tlaku. . . . .	70
5.8	Graf porovnávající vývoj krychelné pevnosti v tlaku v čase. . . . .	70
5.9	Graf znázorňující výsledky pevnosti v příčném tahu zkoušené na krychlích. . . . .	71
5.10	Graf porovnávající vývoj pevnosti betonu v příčném tahu v čase. . . . .	71
5.11	Graf znázorňující výsledky zkoušky průsaku tlakovou vodou po 90-ti dnech. . . . .	72
5.12	Graf znázorňující výsledky stanovení statického modulu pružnosti. . . . .	73
5.13	Graf porovnávající vývoj statického modulu pružnosti v čase. . . . .	73
5.14	Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty REF. . . . .	74
5.15	Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty REF. . . . .	74
5.16	Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty XYP. . . . .	75
5.17	Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty XYP. . . . .	75
5.18	Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty PCO. . . . .	76
5.19	Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty PCO. . . . .	76
5.20	Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty FIB. . . . .	77
5.21	Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty FIB. . . . .	77
5.22	Graf průběhu teplot během zrání betonu v masivním bloku varianty PSH. . . . .	78
5.23	Vývin teplot po průřezu masivního bloku - ohřev a chladnutí varianty PSH. . . . .	78
5.24	Srovnání vývinu teplot všech variant v hlavní fázi hydratace. . . . .	80
5.25	Srovnání průběhů gradientu teploty mezi čidlem 2 a čidlem 6. . . . .	81
5.26	Srovnání průběhů gradientu teploty mezi čidlem 2 a venkovním čidlem. . . . .	81
5.27	Aproximace teplotních křivek polynomickou funkcí čtvrtého stupně. . . . .	84
5.28	Srovnání teplotních křivek masivního bloku (čidlo 2) a smršťovacích válců všech typů uložení. . . . .	85
5.29	Ustálení měřených frekvencí struny tenzometru v místě inflexního bodu stanoveného z teplotní křivky. . . . .	85
5.30	Výsledky smrštění varianty REF. . . . .	87
5.31	Výsledky smrštění varianty XYP. . . . .	87
5.32	Výsledky smrštění varianty PCO. . . . .	88
5.33	Výsledky smrštění varianty FIB. . . . .	88
5.34	Výsledky smrštění varianty PSH. . . . .	89

5.35	Porovnání smrštění měřeném na válcích - uložení plast-vzduch. . . . .	89
5.36	Porovnání smrštění měřeném na válcích - uložení ocel-vzduch. . . . .	90
5.37	Porovnání smrštění měřeném na válcích - uložení plast-voda. . . . .	90
5.38	Porovnání smrštění měřeném metodou vlnovce. . . . .	91
5.39	Porovnání smrštění měřeném na masivních blocích. . . . .	91
6.1	Rozložení přetvoření betonu a výztuže a zóny ztráty soudržnosti po délce prvku při stádiu vzniku trhlin. . . . .	94
6.2	Rozložení přetvoření betonu a výztuže po délce prvku při stádiu stabilizace trhlin. . . . .	95
6.3	Zjednodušený pracovní diagram centricky vyztuženého prvku pod tahovým namáháním podle MC10 [67]. . . . .	96
6.4	Efektivní plocha betonu v tahu pro základní typy prvků [67]. . . . .	97
6.5	Schéma modelové stěny pro teoretický výpočet šířky trhliny. . . . .	98
6.6	Průběh napětí od účinků hydratačního tepla před vznikem trhlin [13]. . . . .	98
A.1	Maximální průměry prutů pro omezení šířky trhlin u prvků namáhaných tahem, osa X - napětí ve výztuži $\sigma_s$ [MPa], osa Y - maximální průměr prutu [mm] (ČSN EN 1992-3). . . . .	106
A.2	Maximální vzdálenost prutů pro omezení šířky trhlin u prvků namáhaných tahem, osa X - napětí ve výztuži $\sigma_s$ [MPa], osa Y - maximální vzdálenost prutů [mm] (ČSN EN 1992-3). . . . .	107
A.3	Schematicky znázorněný vývoj stupně hydratace a pevností v tlaku fází C <sub>3</sub> A a C <sub>4</sub> AF v závislosti na čase [26]. . . . .	109
A.4	Schematicky znázorněný vývoj stupně hydratace a pevností v tlaku fází C <sub>3</sub> S a C <sub>2</sub> S v závislosti na čase [26]. . . . .	110
A.5	Schématické znázornění hydratace a tvorby hydratačních produktů v časové závislosti [22]. . . . .	112
B.1	Graf znázorňující procentuální vývoj pevnosti v tlaku vzhledem k hodnotě dosažené po 90 dnech. . . . .	114
B.2	Graf znázorňující procentuální vývoj pevnosti v příčném tahu vzhledem k hodnotě dosažené po 90 dnech. . . . .	114
B.3	Graf znázorňující procentuální vývoj statického modulu pružnosti vzhledem k hodnotě dosažené po 28 dnech. . . . .	115
B.4	Příklad grafu před promazáním odlehlých hodnot u varianty REF. . . . .	115
C.1	Betonárna na Rohanském ostrově; Deponie kameniva. . . . .	117
C.2	Formy na betonáž masivních bloků k měření vývinu hydratačního tepla; Detail uchycení tenzometru a teplotních čidel. . . . .	117
C.3	Umístění teplotních čidel a strunového tenzometru po výšce průřezu; Pohled shora do formy. . . . .	118
C.4	Odběr betonu z autodomíchače; Zkouška sednutí kužele. . . . .	118
C.5	Sednutí kužele varianty REF; Sednutí kužele varianty XYP. . . . .	119
C.6	Sednutí kužele varianty PCO; Sednutí kužele varianty FIB. . . . .	119
C.7	Sednutí kužele varianty PSH; Výroba zkušebních těles a hutnění na vibračním stole. . . . .	119

C.8	Vážení hmotnosti betonu o známém objemu ke stanovení objemové hmotnosti čerstvého betonu; Měření teploty čerstvého betonu vpichovým teploměrem. . . . .	120
C.9	Probíhající práce betonáže masivních bloku k měření vývinu hydratačního tepla. . . . .	120
C.10	Plnění formy betonem se střídáním stran násypu k udržení čidel a tenzometru na správném místě. . . . .	120
C.11	Hutnění betonu ponorným vibrátorem; Uhlazení povrchu betonu. . . . .	121
C.12	Teplotní čidlo měřící teplotu okolního prostředí; Vybetonované masivní bloky a válce měřící smrštění. . . . .	121
C.13	Plnění forem s umístěným tenzometrem pro měření smrštění; Válec s tenzometrem izolovaný polyethylenovou fólií proti pronikání vody. . . . .	122
C.14	Uložení válců s tenzometry v uzavřené plechové bedně; Uložení válců s tenzometry ve vodní lázni. . . . .	122
C.15	Uložení zkušebních těles v nekontrolovaných podmínkách během prvních 24 hodin; Zrání těles v laboratoři. . . . .	123
C.16	Těleso po porušení při zkoušce pevnosti betonu v tlaku; Těleso po porušení po zkoušce pevnosti betonu v příčném tahu. . . . .	123
C.17	Zkouška modulu pružnosti; Měření autogenního smrštění. . . . .	123