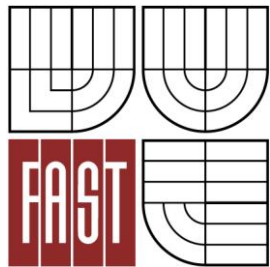




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM OBJEKTU POŠKOZENÉHO POŽÁREM

ARCHITECTURAL AND TECHNICAL INSPECTION OF BUILDING DAMAGED BY FIRES

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. IVA ROZSYPALOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR DANĚK, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavebního zkušebnictví

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Iva Rozsypalová
Název	Stavebně technický průzkum objektu poškozeného požárem
Vedoucí diplomové práce	Ing. Petr Daněk, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015

V Brně dne 31. 3. 2014

.....
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] Zákon č.183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon)
- [2] ČSN ISO 13822 (73 0038): Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [3] ČSN EN 1991-1-2 Zatížení konstrukcí – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru
- [4] P. Bayer, B. Teplý, P. Rovnaníková, B. Kucharczyková, P. Schmid – Vliv kameniva na šíření vysokých teplot v betonu, Beton TKS, 6/2011
- [5] M. Beneš, R. Štefan – Povrchové odštěpování betonových konstrukcí při požáru, stavební obzor, 6/22011

Zásady pro vypracování

Cílem diplomové práce je provedení detailní rešerše literatury spojené s chováním konstrukcí, materiálů při požáru (zejména železobetonových). Dále se bude práce zabývat návrhem a realizací diagnostických prací takto poškozeného objektu. Nedílnou součástí bude vyhodnocení laboratorních experimentů odebraných vzorků a statický přepočet vybraného prvku.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....
Ing. Petr Daněk, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce sumarizuje poznatky spojené s chováním konstrukcí a materiálů při požáru, zaměřuje se především na beton a železobetonové konstrukce. Zabývá se návrhem a realizací diagnostických prací Budovy č. 103 areálu Svit Zlín, která byla zasažena rozsáhlým požárem. Součástí je vyhodnocení laboratorních experimentů odebraných vzorků a statický přepočet vybraného prvku.

Klíčová slova

Požární odolnost, požární bezpečnost, teplotní křivka, vliv požáru na konstrukce, vliv požáru na beton, explozivní odštěpování, stavebně technický průzkum, hodnocení, Budova 103, Svit.

Abstract

Diploma thesis summarizes knowlegde related to the behavior of structures and material in the fire, focusing mainly on concrete and reinforced concrete structures. It deals with the design and implementation of diagnostic work of Building no. 103 in complex Svit Zlín affected by a large fire. There are presented evaluation of laboratory experiments of samples and static analysis.

Keywords

Fire resistance, fire safety, temperature curve, effect of fire on structures, effect of fire on concrete, spalling, technical inspection of buildings, assessment, Building 103, Svit.

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Iva Rozsypalová *Stavebně technický průzkum objektu poškozeného požárem*. Brno, 2015. 131 s., 47 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Petr Daněk, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 12.1.2015

.....
podpis autora
Bc. Iva Rozsypalová

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

Prohlášení:

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 12.1.2015

.....
podpis autora
Bc. Iva Rozsypalová

Ráda bych na tomto místě poděkovala svému vedoucímu diplomové práce Ing. Petru Daňkovi, Ph.D. za poskytnutí cenných rad a připomínek při konzultacích. Mé poděkování si ale zaslouží také za podporu a vstřícný přístup.

OBSAH

1	Úvod a cíle práce	12
2	Požární bezpečnost staveb	13
2.1	Požárně bezpečnostní řešení stavby	14
2.2	Požární ochrana	14
2.3	Požární odolnost stavebních konstrukcí	16
2.3.1	Třída požární odolnosti	16
2.3.2	Třídění konstrukčních částí	18
2.3.3	Konstrukční systémy stavby	19
2.3.4	Požadavky na stavební konstrukce	20
2.3.5	Prokázání požární odolnosti stavebních konstrukcí	22
2.4	Rozbor požáru	24
2.4.1	Návrhové požární scénáře	25
3	Účinky požáru na betonové konstrukce	37
3.1	Chemická podstata změn v nevyztuženém betonu	37
3.1.1	Vliv požáru na cementový tmel	37
3.1.2	Vliv požáru na kamenivo	39
3.1.3	Vzájemná interakce kameniva a cementového tmelu	41
3.2	Změny fyzikálních a mechanických vlastností betonu	43
3.2.1	Beton v tlaku	43
3.2.2	Pevnost v tahu	50
3.2.3	Změny teplotních a fyzikálních vlastností betonu	51
3.3	Chování železobetonu	56
3.4	Chování předpjatého betonu	58
3.5	Změny vlastností betonářské a předpínací výztuže	60
3.6	Odštěpování betonu	63
4	Účinky požáru na ocelové konstrukce	67
4.1	Požárně ochranné materiály	68
4.2	Změny vlastností oceli vlivem zvýšených teplot	69

4.2.1	Mechanické vlastnosti oceli	70
4.2.2	Tepelné vlastnosti oceli	73
5	Stavebně technický průzkum.....	76
5.1	Stupně stavebně technického průzkumu	76
5.2	Volba diagnostických metod.....	77
5.3	Dělení metod stavebně technického průzkumu.....	77
5.4	Metody průzkumu betonové konstrukce po požáru	78
5.4.1	Vizuální defektoskopie.....	78
5.4.2	Metoda akustické odezvy	80
5.4.3	Stanovení pevnosti betonu v tlaku.....	80
5.4.4	Stanovení vlastností výztuže	83
5.4.5	Chemický rozbor	86
6	Praktická část – STP Budovy č. 103	88
6.1	Základní informace o objektu	88
6.1.1	Přístavba osmipodlažního objektu - část A	90
6.1.2	Původní pětipodlažní objekt – část C	91
6.1.3	Jednopodlažní kotelna – část B	91
6.2	Průběh požáru.....	91
6.3	Diagnostické práce a laboratorní zkoušky	92
6.3.1	Vizuální defektoskopická prohlídka objektu.....	93
6.3.2	Otevřené diagnostické sondy obezdívkami sloupů	98
6.3.3	Ultrazvuková defektoskopie.....	100
6.3.4	Endoskopická defektoskopie.....	100
6.3.5	Stanovení pevnostních parametrů betonu stropů a sloupů	100
6.3.6	Chemická analýza vzorků betonu.....	108
6.3.7	Stanovení parametrů výztužných ocelí.....	111
6.4	Statické posouzení průvlaku	113
6.5	Hodnocení stavu objektu a doporučená opatření	117
6.5.1	Přístavba osmipodlažního objektu – část A	117

6.5.2	Původní objekt (část C) a kotelna (část B)	118
7	Závěr	120
8	Seznam použitých zdrojů	122
9	Seznam použitých zkratek a symbolů	127
9.1	Zkratky	127
9.2	Symboly	128
10	Seznam příloh	131

1 ÚVOD A CÍLE PRÁCE

Současný zvýšený zájem o pochopení chování stavebních konstrukcí zasažených požárem je spojen se snahou nejen redukovat rozsáhlé ztráty na majetku, ale zejména se zvyšováním bezpečnosti osob a ochranou jejich zdraví a životů. Ideálním stavem by bylo zcela zabránit vzniku požáru. Reálně se však s výskytem požáru v objektu musí uvažovat a proto se provádí stavební a technická opatření za účelem snížení rozsahu požáru a jeho důsledků.

Cílem diplomové práce je sumarizace poznatků spojených s chováním stavebních konstrukcí a materiálů při působení požáru. Zaměřuje se především na účinky vysokých teplot na beton a železobetonové konstrukce. Prostor je věnován také základům požární bezpečnosti staveb, která minimalizuje rizika vzniku a šíření požáru. Dále jsou popsány základní diagnostické metody používané při hodnocení železobetonových stavebních objektu zasažených požárem.

Praktická část práce popisuje stavebně technický průzkum Budovy č. 103 v areálu Svit Zlín postižené rozsáhlým požárem. Práce obsahuje návrh a realizaci diagnostických prací včetně vyhodnocení laboratorních experimentů vzorků odebraných z konstrukce. Součástí praktické části práce je statický výpočet a vyhodnocení únosnosti prvku stropní konstrukce. Z výsledků diagnostických prací, provedených experimentů a statického přepočtu je vyhodnocen aktuální stavebně technický stav posuzovaného objektu a jsou uvedena stavební opatření, která je nutná provést pro zajištění bezpečnosti, spolehlivosti a plnění provozních účelů Budovy č. 103.

2 POŽÁRNÍ BEZPEČNOST STAVEB

Základní požadavky na stavby stanovuje § 156 stavebního zákona v souladu se Směrnicí Rady Evropského společenství 89/106/EHS (Evropské hospodářské společenství) o sblížení zákonů a dalších právních a správních předpisů členských států týkajících se stavebních výrobků následovně:

pro stavbu mohou být navrženy a použity jen takové výrobky, materiály a konstrukce, jejichž vlastnosti z hlediska způsobilosti stavby pro navržený účel zaručují, že stavba při správném provedení a běžné údržbě po dobu předpokládané existence splní tyto požadavky:

- mechanická odolnost a stabilita,
- požární bezpečnost,
- hygiena, ochrana zdraví a životního prostředí,
- bezpečnost při udržování a užívání stavby včetně bezbariérového užívání stavby,
- ochrana proti hluku
- úspora energie a ochrana tepla. [1],[2]

Zajištění požární bezpečnosti se tedy stalo jedním ze základních požadavků daných českými i evropskými předpisy. Požární bezpečnost je chápána jako souhrn organizačních, stavebních a technických opatření k zabránění vzniku požáru nebo výbuchu s následným požárem a k ochraně osob zvířat a majetku v případě vzniku požáru a k zamezení jeho šíření. [3]

Podle Směrnice Rady ES 89/106/EHS pro splnění požadavku na požární bezpečnost musí být stavba navržena takovým způsobem, aby v případě požáru:

- byla po určenou dobu zachována únosnost konstrukce,
- byl uvnitř stavby omezen vznik a šíření ohně a kouře,
- bylo omezeno šíření požáru na sousední stavby,
- mohli uživatelé opustit stavbu nebo být zachráněni jiným způsobem,
- byla brána v úvahu bezpečnost záchranných jednotek. [2]

Nemalou měrou se na splnění těchto cílů podílí stavební konstrukce. Doba zachování únosnosti konstrukce se prokazuje pomocí požární odolnosti konstrukce.

Bezpečný úniku osob (případně i evakuace zvířat a majetku) se zaručí přizpůsobením dispozičního řešení, a to především vhodným návrhem únikových komunikací v objektu. Opatření pro zamezení šíření požáru uvnitř objektu spočívají v rozdělení objektu na menší požárně oddělené úseky – tzv. požární úseky, případně v jejich vybavení požárně bezpečnostními zařízeními. Pro zabránění šíření požáru na sousední objekty se mezi objekty vkládají dostatečné požární odstupy a vymezují se požárně nebezpečné prostory. Aby mohly záchranné jednotky zasahovat v relativně bezpečném prostředí, je nutný návrh přístupových komunikací a nástupních ploch, budování vnitřních a vnějších zásahových cest, zajištění požární vody pro hasební účely, zabezpečení stavby nebo území jednotkami požární ochrany atp. Ovšem hlavním opatřením pro dosažení požární bezpečnosti stavebního objektu je zaručení únosnosti a stability pro nosné konstrukce, celistvosti a izolační schopnost pro požárně dělicí konstrukce. [3]

2.1 Požárně bezpečnostní řešení stavby

Nedílnou součástí projektové dokumentace pro stavební povolení, případně ohlášení stavby, je požárně bezpečnostní řešení (PBR) stavby. Slouží k prokázání splnění požadavků požární bezpečnosti staveb a technologií. Rozsah zpracování a obsah PBR se odvíjí od významu a velikosti stavby. PBR obvykle vypracovává inženýr nebo technik autorizovaný v oboru požární bezpečnosti staveb. [3]

2.2 Požární ochrana

Požární bezpečnosti objektu se dosahuje volbou pasivních a aktivních prvků požární ochrany. Pasivní ochranou (tzv. preventivní opatření) se rozumí vhodně navržené nosné a požárně dělicí konstrukce, které však samy nemohou ovlivnit rozvoj požáru, jejich úkolem je především zajistit nosnost a stabilitu konstrukce a zamezit nadměrnému šíření ohně a jeho produktů uvnitř i vně objektu. Celkovému vznícení je bráněno vhodnou volbou a úpravou stavebních materiálů a jejich povrchů. Pasivní ochrana zahrnuje:

- dělení na požární úseky,
- požární odolnost nosné konstrukce,
- požární odolnost požárně dělicích konstrukcí,
- odolnost obalových konstrukcí.

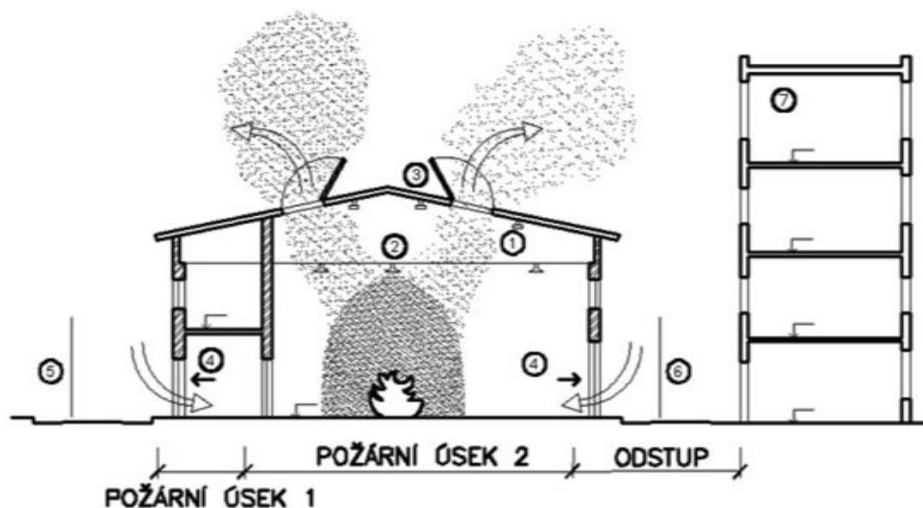
Správně navržená nosná konstrukce z hlediska pasivní ochrany neztrácí svoji stabilitu a nosnou funkci ani po určitou dobu působení požáru. [3]

Aktivní požární ochrana (tzv. represivní opatření) příznivě ovlivňuje průběh vzniklého požáru. Je tvořena technickými požárně bezpečnostními zařízeními a zásahem jednotky hasičského záchranného sboru. Mezi prvky aktivní ochrany se řadí:

- samočinná stabilní hasicí zařízení,
- zařízení dálkového přenosu,
- zařízení pro odvod kouře a tepla,
- elektrická požární signalizace,
- jednotky hasičského záchranného sboru.

Úkolem požárně bezpečnostních zařízení je svojí činností včas detekovat a signalizovat požár, případně dálkově přenést hlášení přímo k jednotkám hasičského záchranného sboru. Elektrická požární signalizace umožňuje včasný zásah hasičů a zvyšuje tak pravděpodobnost úspěšného zásahu s minimalizací ztrát. Aktivní prvky také mohou samočinně hasit požár vodou či jinou hasební látkou (samočinná hasicí zařízení – tzv. sprinklery) a omezit negativní účinky kouře a tepla na osoby, konstrukce i materiály v objektu pomocí tzv. zařízení pro odvod kouře a tepla. Snižování teplot hořícího prostoru příznivě ovlivňuje odolnost konstrukce při požáru.

Praxe potvrzuje, že spolehlivých a bezpečných řešení lze dosáhnout pouze kombinací obou zmiňovaných složek ochrany, má se tedy využívat prvků pasivní i aktivní požární ochrany (viz obr. 2.1). [3]



Obr. 2.1 Požárně bezpečnostní řešení stavby s pasivním a aktivním zabezpečením (1 elektrická požární signalizace, 2 stabilní hasicí zařízení, 3 zařízení pro odvod kouře a tepla, 4 únikové východy, 5 příjezdová komunikace, 6 nástupní plocha, 7 sousední objekt) [4]

2.3 Požární odolnost stavebních konstrukcí

Pro zajištění požární bezpečnosti objektu je nutno navrhnout stavební konstrukci, která bude po určitou dobu bránit šíření požáru a bude schopna odolávat teplotám vznikajícím při požáru, aniž by došlo k porušení její funkce. Při projektování se pro určení vlastností stavební konstrukce během požáru stanovuje požární odolnost.

Požární odolnost je schopnost konstrukce, části konstrukce nebo prvku, plnit požadované funkce (nosnou funkci a/nebo požárně dělicí funkci) při stanovené úrovni zatížení, při stanoveném vystavení účinkům požáru a po stanovenou dobu. Vyjadřuje se dobou v minutách, po kterou je stavební konstrukce schopna odolávat účinkům požáru, a je charakterizována mezními stavy. Běžně se rozlišují následující mezní stavy požární odolnosti:

- Nosná funkce (R) – schopnost konstrukce nebo prvku odolávat stanoveným zatížením během příslušného požáru, podle daných kritérií.
- Celistvost (E) – schopnost dělicího prvku stavební konstrukce, vystaveného z jedné strany požáru, zabránit průchodu plamenů a horkých plynů a zabránit výskytu plamenů na straně nevystavené požáru. Jde například o otevření spár mezi dílci nebo o trhliny, obvykle se nedá prokázat výpočtem.
- Izolace (I) – schopnost dělicího prvku stavební konstrukce, vystaveného z jedné strany požáru, omezit nárůst teploty nad stanovenou mez na straně nevystavené požáru. Prokazuje se výpočtem přestupu a vedení tepla v konstrukci a hodnotí se teplota na neohřívané straně konstrukce. [5], [6], [7]
- Radiace (W) – klasifikace se udává jako doba, po níž maximální hodnota radiace na neohřívaném povrchu nepřekročí $15 \text{ kW} \cdot \text{m}^{-2}$.

Pro splnění požadavku dvou a více mezních stavů, se požární odolnost určí nejkratší dobou ze sledovaných parametrů. V ČR se pro dobu požární odolnosti běžně užívají hodnoty ze stupnice 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 minut. [8]

2.3.1 Třída požární odolnosti

K hodnocení stavebních konstrukcí se používají třídy požární odolnosti. Třída požární odolnosti se označuje kombinací tří parametrů:

- 1) označení požadovaného mezního stavu pomocí písmenné značky,
- 2) určení požadované doby požární odolnosti v minutách,
- 3) určení přípustného druhu konstrukční části.

Celkový zápis třídy požární odolnosti pak může vypadat například *REI 45 DP1*. Po této konstrukci bude požadováno, aby si po dobu 45 minut zachovala svoji únosnost a stabilitu (*R*), celistvost (*E*) a izolační schopnosti (*I*). Konstrukce má být provedena z konstrukční části druhu DP1.

Omezuje se použití hořlavých hmot v konstrukcích, především pokud jsou nosné a požárně dělící. Za tímto účelem metodika posuzování požární bezpečnosti staveb zavádí třídění konstrukčních částí a dílců na druhy DP1, DP2, DP3 (viz oddíl 2.3.2). Kombinací konstrukčních částí s různým podílem a odlišnou funkcí hořlavých hmot ve stavebním prvku nebo dílci se získá konstrukční systém stavby. V oboru požární bezpečnosti staveb jsou konstrukční systémy tvořeny nejen nosnými konstrukcemi, jako je obvyklé ve stavebnictví, ale navíc i konstrukcemi požárně dělícími (bez ohledu na jejich nosnost). Jejich porušení by vedlo k omezení nosnosti a stability budovy a k šíření ohně, ohrožení osob a majetku, ke zvýšení náročnosti požárního zásahu, čímž by došlo k nesplnění základních principů požární bezpečnosti staveb. [3]

Třídy reakce na oheň

Stavební výrobky a podlahové krytiny se zatřídí do tříd reakce na oheň, klasifikace je uvedena v tabulce č. 2.1. Třídy reakce na oheň jsou seřazeny od A1 do F, kde výrobek nejpříznivější třídy A1 nepřispívá k požáru v žádném jeho stádiu a automaticky je považován za vyhovující všem požadavkům, pro všechny nižší třídy. Výrobek třídy F jsou takové, pro které nebyla zjištěna žádná třída, nebo nemohou být klasifikovány do žádné z vyšších tříd.

Jednotlivé výrobky či hmoty lze přiřadit do třídy reakce dvěma způsoby. Buď norma ČSN 73 0810 stanovuje, že daný výrobek nebo hmota patří do konkrétní třídy, anebo je nutno provést požární zkoušky, které určí, jakou měrou přispívá prvek k požárnímu zatížení (podle hořlavosti). Bez dalších průkazů lze do třídy reakce na oheň A1, resp. A1_{fl} zařadit beton, pěnové sklo, minerální vlnu, pálené prvky aj. [3], [8].

Tab. 2.1 Třída reakce na oheň výrobků a podlahových krytin [3]

Třída reakce na oheň	
stavebních výrobku	podlahových krytin
A1	A1 _{fl}
A2	A2 _{fl}
B	B _{fl}
C	C _{fl}
D	D _{fl}
E	E _{fl}
F	F _{fl}

Případně může být klasifikace doplněna o další symboly:

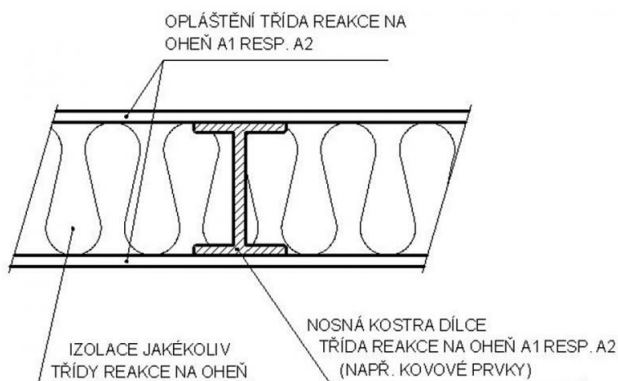
- s1, s2, s3 - značí tvorbu kouře od menšího k většímu množství,
- d0, d1, d2 - znamená vznik plamenně hořících částic nebo kapek (kde nevznikají, vzniká omezené množství anebo vzniká větší množství kapek). [3]

2.3.2 Třídění konstrukčních částí

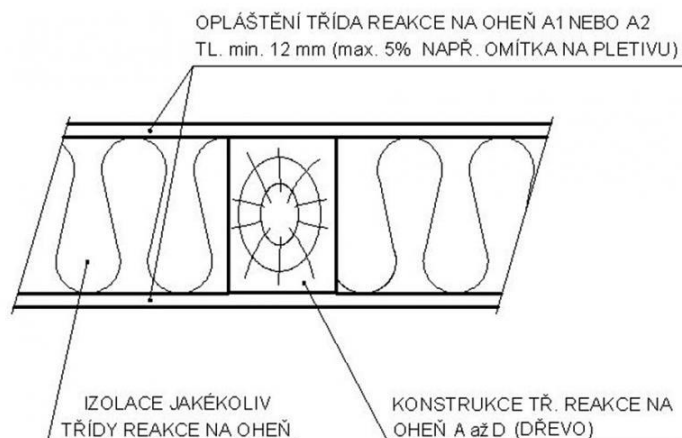
Konstrukční části stavby (stavební prvky a dílce) jsou často navrhovány jako vícevrstvé výrobky (tzv. sendvičové či vrstvené výrobky), které se mohou sestávat z výrobků různých tříd reakce na oheň. Z tohoto důvodu není možno takové konstrukce hodnotit pouze podle třídy reakce na oheň, ale bylo nutno zavést třídění konstrukčních částí a dílců na druhy:

- konstrukční část druhu DP1 (viz obr. 2.2),
- konstrukční část druhu DP2 (viz obr. 2.3),
- konstrukční část druhu DP3 (viz obr. 2.4).

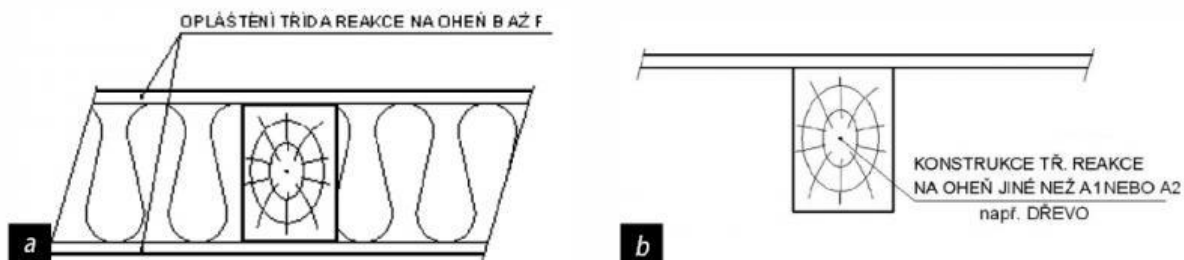
Požadavky kladené na prvky pro zařazení do jednotlivých tříd jsou ve zjednodušené formě uvedeny v příslušných obrázcích. Při zařazení konstrukčních částí se zohledňuje uvolňované teplo při požáru, příspěvek k intenzitě požáru (především povrchové vrstvy) a zda nosná část konstrukční části je nebo není z hořlavých hmot (podle třídy reakce na oheň). [3]



Obr. 2.2 Konstrukční část druhu DP1 [9]



Obr. 2.3 Konstrukční část druhu DP2 [9]



Obr. 2.4 Konstrukční část druhu DP3 [9]

2.3.3 Konstrukční systémy stavby

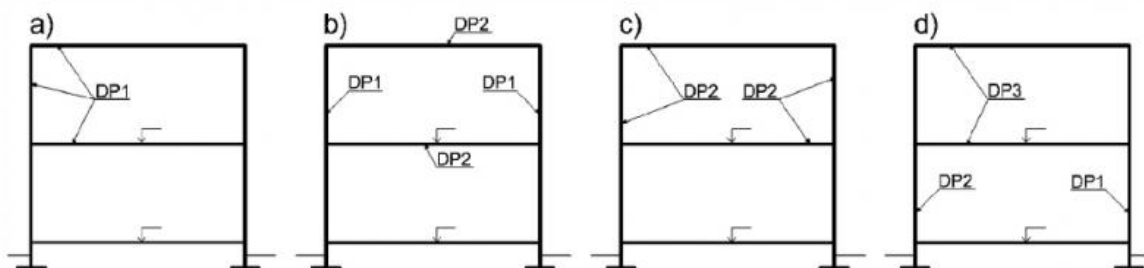
Pojmem konstrukční systém stavby (objektu) se rozumí souhrn svislých a vodorovných nosných a požárně dělících konstrukcí v objektu (stěn, sloupů, pilířů, stropů a zastřešení). Ostatní nenosné konstrukce bez požárně dělící funkce se zde nezahrnují. [3], [9]

Konstrukční systémy stavby se zařídují podle použitých druhů konstrukčních částí použitých v požárně dělících a nosných konstrukcích objektu nebo jeho části (viz obr. 2.5).

Požární předpisy rozlišují konstrukční systémy:

- nehořlavé - které jsou tvořeny pouze konstrukcemi druhu DP1;
- smíšené - které mají svislé požárně dělící a svislé nosné konstrukce pouze z konstrukcí druhu DP1 a ostatní požárně dělící a nosné konstrukce z konstrukcí druhu DP2, v případě jednopodlažních objektů mohou být střešní nosné konstrukce z konstrukcí druhu DP3;
- hořlavé – mají konstrukce alespoň druhu DP2 nebo DP3, popřípadě nesplňují požadavky na nehořlavé či smíšené konstrukční systémy. [3], [10]

Při posuzování konstrukčního systému se nezohledňují části konstrukce neovlivňující požární odolnost objektu, jejich soupis je uveden v ČSN 73 0802. [10]



Obr. 2.5 Konstrukční systémy staveb: a) nehořlavý; b) smíšený; c) hořlavý – jen DP2; d) hořlavý – i DP3 [9]

2.3.4 Požadavky na stavební konstrukce

Pro všechny stavební objekty se určují požadavky na třídu požární odolnosti a na úpravy stavebních konstrukcí. Obvykle se za tímto účelem používá metoda stupně požární bezpečnosti. Je ale umožněno postupovat tzv. inženýrským přístupem, kdy se pro konkrétní teplotní podmínky při požáru v daném prostoru určí požadavky na požární odolnost konstrukcí. Teploty v konstrukci se však při tomto postupu vyvíjí odlišným způsobem v porovnání s požárními zkouškami ve zkušebně, výpočtem se tedy musí stanovit i požární odolnost. Pro komplikovanost postupu se tato metoda používá spíše výjimečně. [3]

Největší nároky na požární odolnost jsou kladeny na nosné konstrukce a také na konstrukce požárně dělící. Ovšem i po dalších konstrukcích je vyžadováno vhodné chování v případě požáru - měly by po určitou dobu odolávat účinkům požáru

anebo nesmí v odůvodněných případech přispívat k intenzitě požáru (viz tab. 2.2). Míru povoleného poškození vlivem požáru ovlivňuje i poloha konstrukce v objektu – narušení nosné konstrukce v podzemním podlaží je daleko závažnější, než pokud by byla konstrukce umístěna v posledním podlaží objektu. [3]

Tab. 2.2 Třídění konstrukčních částí [3]

Hledisko pro třídění konstrukčních částí	Konstrukční část druhu		
	DP1	DP2	DP3
vliv hořlavých hmot na intenzitu požáru	ne	ne	ano
vliv hořlavých hmot na stabilitu a únosnost	ne	ano	ano

Normy ČSN 73 0802 pro nevýrobní objekty a ČSN 73 0804 pro výrobní objekty určují závazné požadavky na požární odolnost konstrukce (vyjádřené dobou v minutách) a požadovaný druh konstrukční části pomocí zavedení stupně požární bezpečnosti požárního úseku. Výběr požadovaných požárních odolností nejvýznamnějších prvků konstrukcí z uvedených norem je uveden v tab. 2.3 pro nevýrobní objekty a v tab. 2.4 pro výrobní objekty. Pokud není uveden požadovaný druh konstrukce lze použít i nejméně bezpečný druh DP3.

Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku vyjadřuje schopnost stavební konstrukce jako celku čelit účinkům požáru z hlediska možnosti rozšíření požáru a zachování stability objektu. Požární bezpečnost se zařídí do stupňů I. až VII. podle následujících kritérií:

- konstrukční výška objektu,
- požární výška,
- požární riziko daného požárního úseku (tj. míra případného rozsahu požáru – podle výpočtového požárního zatížení [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$] – závislost na charakteru objektu, jeho funkci, konstrukčním a dispozičním řešení objektu a jeho vybavení). [11]

Tab. 2.3 Požární odolnost stavebních konstrukcí – nevýrobní objekty (výběr) [10], [11]

Stavební konstrukce		Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku						
		I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.
		Požární odolnost stavební konstrukce a nejvyšší dovolený stupeň hořlavosti použitých hmot						
nosné konstrukce požárního úseku zajišťující stabilitu objektu	v podzemních podlažích	30 DP1	45 DP1	60 DP1	90 DP1	120 DP1	180 DP1	180 DP1
	v nadzemních podlažích	15	30	45	60	90	120 DP1	180 DP1
	v posledním nadz. podl.	15	15	30	30	45	60 DP1	90 DP1
nosné konstrukce uvnitř požárního úseku nezajišťující stabilitu objektu		15	15	15	15	30 DP1	45 DP1	60 DP1

Tab. 2.4 Požární odolnost stavebních konstrukcí – výrobní objekty (výběr) [10], [11]

Stavební konstrukce		Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku						
		I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.
		Požární odolnost stavební konstrukce a její druh						
nosné konstrukce požárního úseku zajišťující stabilitu objektu	v podzemních podlažích	30 DP1	45 DP1	60 DP1	90 DP1	120 DP1	180 DP1	180 DP1
	v nadzemních podlažích	15	30	45	60	90	120 DP1	180 DP1
	v posledním nadz. podl.	15	15	30	30	45	60 DP1	90 DP1
nosné konstrukce uvnitř požárního úseku nezajišťující stabilitu objektu		15	15	30	30	45	45 DP1	60 DP1
konstrukce podporující technologická zařízení, jehož zřícení přispívá k rozšíření požáru		15	15	30	30	45	45 DP1	60 DP1

2.3.5 Prokázání požární odolnosti stavebních konstrukcí

Metody pro prokázání požární odolnosti se obecně dělí do tří skupin, jedná se o experimentální, výpočtové a tabulkové metody. Ze zvolené metody stanovení odolnosti vyplývají také rozdílné přednosti a nedostatky. [3]

Experimentální určení požární odolnosti stavebních konstrukcí se vyznačuje řadou pozitivních znaků:

- časový vývoj teploty plynů v hořícím prostoru probíhá podle předepsaných závislostí;
- materiál zkušebních vzorků má reálné fyzikálně mechanické vlastnosti a vykazuje tudíž i reálný nestacionární vývoj vnitřních teplot;

- ve zkušebním vzorku je vyvolán účinek skutečných zatížení, který se sčítá (podle způsobu podepření) s účinky teplotního zatížení;
- pevnostní a přetvárné charakteristiky materiálu zkoušené konstrukce se mění v závislosti na okamžité teplotě tak dlouho, až dojde k dosažení některého z mezních stavů. [3]

Experimentální metody jsou však také zatíženy řadou nepřesností plynoucích ze srovnání s početními metodami:

- udržení smluvních teplot ve zkušební peci je obtížně dosažitelné a nemůže svou přesností konkurovat matematickému vyjádření okrajových podmínek při řešení rovnice vedení tepla;
- vývoj vnitřní teploty ve zkušebním vzorku značně závisí na jeho vlhkosti a počáteční teplotě; dosažení požadovaného stavu oddaluje a komplikuje provedení zkoušky. Početní vyjádření vývoje teplot v konstrukci tímto není omezeno a zároveň je jednodušší;
- obtížná realizace skutečného podepření vzorku (při vetknutí nebo částečném vetknutí) s výjimkou nejjednoduššího případu prostého podepření. Početní metody neznají problém měřítka, vyjádření rozmanitých způsobů podepření a zatížení;
- náklady spojené s výrobou vzorků předepsaných velikostí (většinou neodpovídají skutečným rozměrům konstrukce), s jejich přepravou do zkušebny a náklady na samotnou přípravu a provedení zkoušky jsou vysoké;
- výpočetní metoda poskytuje možnost volby různých požárních scénářů, přesněji lze simulovat zatížení a uložení konstrukce, lze uvažovat spolupůsobení prvků konstrukce;
- velmi významnou předností početních metod je i jejich rychlost posouzení. [3]

Přes všechny uvedené nevýhody si experimentální metody udržují své nezastupitelné místo i v dnešní době především v případech, kdy ostatní metody nejsou ještě dostatečně spolehlivé, a také pro systematickou a namátkovou kontrolu výpočetních metod. Výpočetní metody jsou obtížně aplikovatelné pro průkazy spolehlivosti spojů a styků. [3]

Pro usnadnění a urychlení ověření požární odolnosti navržených konstrukcí byly odvozeny tabelární metody. [3]

Eurokódy umožňují stanovení požární odolnosti výpočtem, tento způsob však vyžaduje hlubší znalosti chování stavebních konstrukcí za běžných podmínek i při vysokých teplotách. Část Eurokódu 1 zabývající se zatížením konstrukcí vystavených účinkům požáru obsahuje základní údaje pro výpočet tepelných bilancí uvnitř požárního úseku. Požární odolnost se posuzuje pro celou konstrukci, její části anebo prvky. Způsob posuzování celých konstrukcí či jejich částí je velmi složitý a proto jsou pro běžné případy přípustná mnohá zjednodušení. [3]

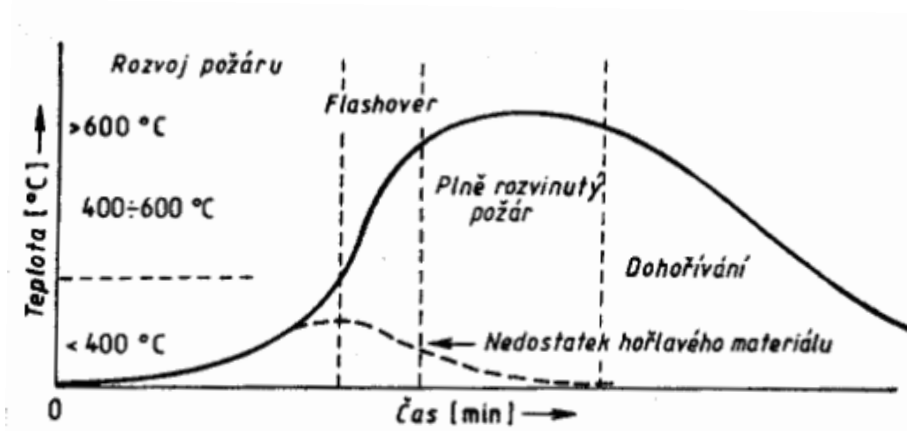
Eurokód 1 všeobecně popisuje zásady pro tepelné a mechanické zatížení, bere pro návrh konstrukce na účinky požáru v úvahu:

1. volbu příslušného návrhového požárního scénáře,
2. stanovení odpovídajícího návrhového požáru,
3. výpočet vývoje teploty v nosných prvcích – teplotní analýza,
4. výpočet mechanického chování konstrukce – mechanická analýza. [5], [7]

2.4 Rozbor požáru

Pro účely návrhu se rozvoj požáru v požárním úseku uvažuje podle návrhového požárního scénáře a příslušného návrhového požáru, který se stanovuje na základě vyhodnocení požárních rizik daného požárního úseku. Průběh požáru se obvykle popisuje pomocí tzv. teplotní křivky, která znázorňuje časovou závislost teploty plynů v požárním úseku. Příklad takovéto teplotní křivky popisující průběh teploty plynů v požárním úseku je uveden na obr. 2.6. Průběh požárů se rozděluje do tří fází:

1. fáze rozhořívání,
2. fáze plně rozvinutý požár
3. fáze dohořívání. [6], [12], [13]



Obr. 2.6 Příklad teplotní křivky s rozlišením jednotlivých fází vývoje požáru [14]

V první fázi dojde ke vznícení hořlavých materiálů, požár roste a rozšiřuje se z místa jeho vzniku na další hořlavé materiály. Pro rozhořívání jsou charakteristické nízké teploty v prostoru zasaženém požárem. Doba trvání rozhořívání se značně různí, může trvat od několika minut až po několik hodin. Většinu požárů se daří likvidovat již v tomto časovém úseku.

Druhá fáze nastává po okamžiku celkového vzplanutí (tzv. flashover). Při plně rozvinutém požáru hoří převážná část hořlavých hmot požárního úseku při současném rychlém růstu teplot plynů do svých maximálních hodnot. Vlivem vyhoření většiny paliva nastane pokles teplot na konci druhé fáze požáru.

Požár končí dohoříváním a chladnutím plynů v požárním úseku na hodnoty teplot před vypuknutím požáru. Z hlediska návrhu konstrukcí je nutno poznamenat, že i během této fáze, kdy teplota plynů klesá, může teplota konstrukce stále narůstat. [6], [10], [13].

2.4.1 Návrhové požární scénáře

Při navrhování stavebních konstrukcí z požárního hlediska se musí uvažovat tepelné zatížení uvedené v EC 1, které se zavádí formou požárních scénářů. Ty stanovují pro použitý prvek úroveň tepelného namáhání (tj. velikosti zkušebního zatížení v poměru k únosnosti prvku při normální teplotě). Jednotlivým scénářům odpovídají rozdílné teplotní křivky. Tepelné zatížení při požáru se uvažuje ve formě nominálních teplotních křivek nebo pomocí přirozených modelů požáru. Předpověď průběhu požáru se pak liší úrovní přesnosti a obtížnosti. [3] [7] [15]

1) Nominální teplotní křivky

Nejjednodušší postupy modelování požáru využívají nominální teplotní křivky (viz obr. 2.7), které vyjadřují teplotu plynů v požárním úseku pouze jako funkci doby trvání požáru. Pomocí těchto křivek je popisována fáze plně rozvinutého požáru (viz obr 2.6). Norma ČSN EN 1991-1-2 mezi nominální teplotní křivky řadí následující křivky:

- **Normová teplotní křivka**

Normová teplotní křivka je dána rovnicí

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}],$$

kde θ_g symbolizuje teplotu plynů v požárním úseku [$^{\circ}\text{C}$], t značí čas [min]. Značení platí i pro následující rovnice.

Tato křivka bývá často označována jako křivka ISO 834. Průběh křivky odpovídá tzv. celulóзовému typu hoření (hoření dřeva, papíru, oděvů apod.). Používá se velmi často, navrhuji se na ni konstrukce pro předepsanou dobu při použití tabulkových údajů nebo výpočetních modelů. Je k ní vztažena většina výpočtů a zkoušek, případně jsou na normovou teplotní křivku převáděny účinky požáru definované jinými křivkami.

- **Křivka vnějšího požáru**

Teplotní křivka vnějšího požáru je dána vztahem

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Používá se k posuzování objektu nebo jeho části, pokud se nachází v požárně nebezpečném prostoru jiného objektu (požár působí na vnější lince obvodových stěn).

- **Uhlovodíková teplotní křivka**

Uhlovodíková teplotní křivka je dána vztahem

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

Křivka slouží k popisu požárů ovlivněných hořením ropy a ropných produktů, například je vhodná pro simulaci požárů v garážích.

Dalšími křivkami uváděnými v literatuře (ČSN EN 13501-2) jsou:

- **Křivka pomalého zahřívání**

Křivka pomalého zahřívání je definována vztahy:

$$\theta_g = 154 \cdot t^{0,25} + 20 \quad \text{pro } 0 < t \leq 21,$$

$$\theta_g = 345 \cdot \log[8 \cdot (t - 20) + 1] + 20 \quad \text{pro } t > 21$$

Křivka se využívá pro modelování požáru u prvků, jejichž vlastnosti závisí na vysoké intenzitě zahřívání – cca pod 500 °C (například v dutinách zdvojených podlah nebo podhledů, pro zateplené fasády).

- **Křivka „polopřirozeného“ požáru**

V průběhu zkoušky má být u stropního podhledu dosažena teplota plynů z požáru 1000 °C v době mezi 10. až 20. minutou od začátku požáru. Používá se pro systémy lehkých zavěšených podhledů s malou tepelnou setrvačností.

- **Působení konstantní teploty**

Některé prvky dílů budov se hodnotí pomocí následující konstantní teploty:

- 20 °C pro hodnocení intenzity kouře u kouřotěsných dveří při venkovní teplotě;

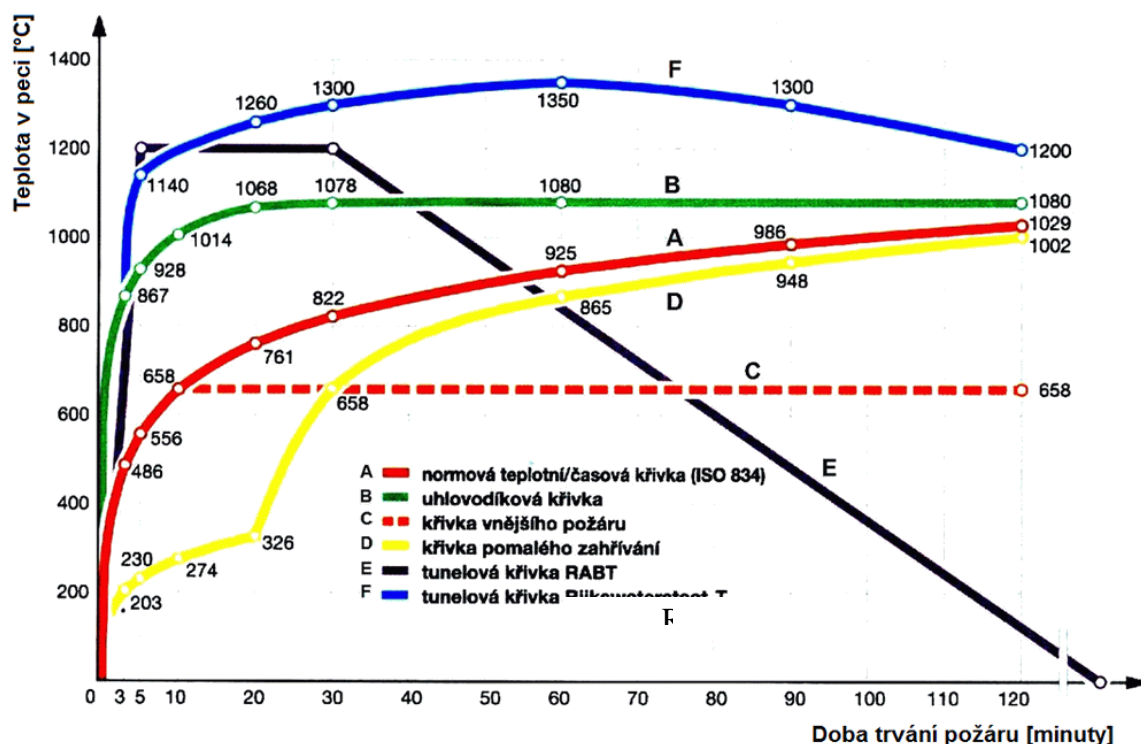
- 200 °C pro hodnocení intenzity pronikání kouřotěsných dveří při střední teplotě;
- 500 °C pro hodnocení požárních vlastností zdvojených podlah;
- 1000 °C pro hodnocení odolnosti proti požáru sazí v komínech a podobných výrobcích. [13], [15]

• **RWS křivka**

Požární křivka byla stanovena v Nizozemsku pro hodnocení tunelů, prezentuje nejvýznamnější uhlovodíkový oheň rychle přesahující 1200 °C až k teplotnímu vrcholu 1350 °C (teplota tání betonu) po dobu 60 minut. Poté teplota postupně klesá až na 1200 °C až do doby 120 minut od počátku požáru. Požární scénář simuluje požár cisterny s benzinem v tunelech s požárním zatížením 300 MW.

• **RABT křivka**

Německé požární křivky představují méně závažné scénáře požárů v tunelech než RWS křivka.



Obr. 2.7 Nominální teplotní křivky [16]

2) Přirozené modely požáru

Pro reálnější předpověď průběhu požáru lze namísto nominálních teplotních křivek využít tzv. přirozené modely požáru. Rozlišují se jednoduché a zpřesněné výpočetní modely požáru. [7], [13]

a) Jednoduché modely požáru

Simulace pomocí jednoduchých modelů je vhodná pro požáry celého prostoru požárního úseku, při kterých se předpokládá rovnoměrné rozložení teploty v prostoru, a pro lokální požáry, při kterých jsou teploty v prostoru rozloženy nerovnoměrně.

Parametrické teplotní křivky

Požár v celém prostoru požárního úseku se modeluje parametrickými teplotními křivkami. Tyto křivky se sestávají z fáze ohřevu a fáze chladnutí, což přibližně odpovídá fázi plně rozvinutého požáru a fázi dohořívání. Vývoj křivky je ovlivněn objemovou hmotností konstrukcí ohraničujících požární úsek, specifickým teplem konstrukcí ohraničujících požární úsek, tepelnou vodivostí konstrukcí ohraničujících požární úsek a také zahrnují vliv otvorů. Příloha A ČSN EN 1991-1-2 podrobně popisuje postup platný pro požáry s požárním zatížením celulosového typu a pro relativně malé požární úseky (velikost do 500 m² podlahové plochy s maximální světlou výškou 4 m) bez vodorovných otvorů v podlahách nebo stropch. [7], [13]

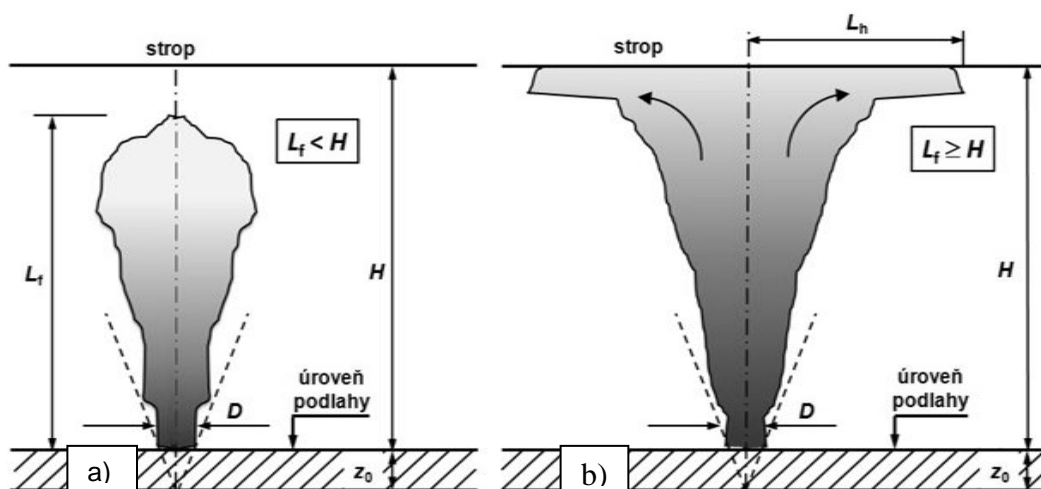
Lokální požár

Počáteční fáze rozvoje požáru se účastní pouze omezená část požárního zatížení v části požárního úseku. K popsání požáru ve fázi rozvoje je vhodné použít model lokálního požáru kvůli jeho nerovnoměrnému rozdělení teplot v prostoru (viz Příloha C ČSN EN 1991-1-2).

Nejprve se plameny šíří volně nad zdrojem požáru (tzv. volné hoření), s dalším rozvojem požáru mohou plameny dosahovat až na stropní konstrukce. V takovém případě dochází k odklonu plamene od linie osy požáru stejně, jako je tomu u kouřových plynů. Šíření plamene se v uzavřeném prostoru dělí do dvou základních typů:

- a) plameny nezasahují strop – pokud je délka plamenů L_f menší než je výška stropu nad zdrojem požáru H (viz obr. 2.8a),
- b) plameny zasahují strop – délka plamenů se rovná nebo je větší než je výška stropu nad zdrojem požáru (viz obr. 2.8b). V tomto případě se musí stanovit vodorovná délka plamene L_h , která vytyčuje prostor radiálního rozšíření

plamenů pod stropem. Model lokálního požáru zohledňuje délku plamene L_f , virtuální počátek osy z_0 , konvekční část rychlosti uvolňování tepla Q_C [W] a další faktory. [17], [18]



Obr. 2.8 Rozvoj plamenů při požáru v uzavřeném prostoru - plameny a) nezasahují strop, b) zasahují strop [18]

b) Zpřesněné modely požáru

Nejrozšířenější modely požáru jsou modely, které předpovídají rozvoji požáru a procesů s ním spojených na základě matematických rovnic popisujících fyzikální a chemické děje při požáru. Tyto fyzikální podmínky jsou z hlediska požární odolnosti nazývány požárními scénáři. Požární scénáře zahrnují množství a uspořádání hořlavých látek, geometrii a charakter objektu, provedení požárně bezpečnostních systémů, místo vzniku požáru a další faktory mající vliv na výsledné hodnoty popisující požár. Vstupní údaje se liší podle konkrétního účelu modelu. Zpřesněné modely lze rozdělit na tři základní skupiny:

- 1) jednozónové modely,
- 2) dvouzónové modely,
- 3) výpočetní dynamické modely kapalin a plynů.

Jednozónové modely

Jednozónové modely odpovídají podmínkám po celkovém vzplanutí. Předpokládá se časově závislé a prostorově nezávislé (rovnoměrné) rozložení teploty, hustoty, vnitřní energie a tlaku plynu. Model musí respektovat:

- zachování hmoty a energie;

- výměnu hmoty mezi vnitřním plynem, vnějším plynem (vystupujícím okny) a ohněm (vliv rychlosti pyrolýzy);
- výměnu energie mezi ohněm, vnitřním plynem, stěnami a otvory. [7], [13]

Dvouzónové modely

Dvouzónový model předpokládá hromadění produktů hoření pod stropem požárního úseku. Rozlišuje dvě rozdílné zóny: horní vrstva s vyšší teplotou a dolní vrstva s nižší teplotou, přičemž tloušťka vrstev je časově závislá (tloušťka se v průběhu požáru mění). Mezi vrstvami probíhá výměna chemických látek, hmoty a energie. Rozložení teploty v jednotlivých vrstvách je časově závislé a prostorově nezávislé. [7], [13]

Výpočetní dynamické modely kapalin a plynů

Bývají často označovány jako tzv. CFD modely (*computational fluid dynamic models*) a simulují průběh požáru v čase i prostoru. Nevýhodou těchto modelů požáru jsou relativně vysoké požadavky na zadání vstupních parametrů a nutnost zapojení pokročilých výpočetních nástrojů a metod. [5], [7], [13]

Teplotní analýza konstrukce

Změny teplot plynů v požárním úseku způsobí změny rozložení teploty v konstrukci, která se v daném požárním úseku nachází. Pro stanovení rozložení teploty v konstrukci je nutné řešit úlohu sdílení tepla.

Teplota uvnitř hořícího prostoru je dána rovnováhou mezi množstvím vyprodukovaného tepla při požáru a rychlostí tepelných ztrát odvedených do okolí. Při výpočtu tepelných ztrát je třeba uvažovat tři základní mechanismy přenosu tepla, kterými jsou:

- kondukce (vedení),
- konvekce (proudění),
- radiace (sálání).

Kondukcí se vede teplo v nepohybujícím se prostředí, konvekcí dochází k přenosu tepla mezi povrchem tělesa a proudící tekutinou a radiace, tedy sálání, je přenos tepla hranicí systému elektromagnetickým vlněním. Dochází pouze k přenosu energie. Mechanismy přenosu tepla se při požáru v uzavřeném prostoru mohou vyskytovat samostatně nebo ve vzájemné kombinaci. Obvykle se při požáru uvažuje s působením

radiace a konvekce na povrch stavebních prvků (např. stěn a stropů) a následně s kondukcí tepla uvnitř tohoto prvku. [5], [17]

Tepelný tok

V případě přímého styku stavební konstrukce s horkými plyny (například požár v uzavřeném prostoru po celkovém vzplanutí) se teplo přenáší na ohříváný povrch prvku prostřednictvím složek tepelného toku – tj. radiací a konvekcí. Naopak pokud se stavební konstrukce nachází v určité vzdálenosti od plamenů nebo horkých plynů (například pokud požár působí v sousední budově), může docházet ohřívání exponovaného povrchu radiací, ale i k ochlazování konvekcí. [5]

Požár tepelně působí na povrch stavebního prvku různými způsoby, které se dělí do několika základních variant:

- a) na povrch prvku působí tepelný tok,
- b) na povrch prvku působí teplota prostředí,
- c) na povrch prvku nedopadá tepelný tok.

Pro případ působení tepelného toku na povrch stavební konstrukce se tepelné zatížení konstrukce vyjadřuje čistým tepelným tokem \dot{h}_{net} [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$] dopadajícím na povrch prvku. Jedná se o množství tepelné energie na jednotku času a plochy povrchu, které je zcela pohlceno prvky. Stanoví se z tepelného sálání a proudění do okolí požáru podle vztahu:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r},$$

kde $\dot{h}_{net,c}$ je složka čistého konvekčního tepelného toku [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$],
 $\dot{h}_{net,r}$ složka čistého sálavého tepelného toku [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$].

Složka tepelného toku sdílená prouděním se stanoví ze vztahu

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m)$$

kde α_c je součinitel přestupu tepla prouděním [$\text{W}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{K}^{-1}$],
 Θ_g teplota plynů v blízkosti prvku vystaveného účinkům požáru [$^{\circ}\text{C}$],
 určí se pomocí nominálních teplotních křivek nebo podle modelových požárů
 Θ_m povrchová teplota prvku [$^{\circ}\text{C}$].

Součinitel přestupu tepla prouděním nabývá hodnot:

a) na straně vystavení požáru:

- $25 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ pro normovou teplotní křivku a pro křivku vnějšího požáru;
- $35 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ pro parametrickou teplotní křivku a dynamické modely požáru;
- $50 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ pro uhlovodíkovou teplotní křivku;

b) na odvrácené straně od požáru:

- $4 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ pokud se stanovuje pouze složka sdílení;
- $9 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ při zahrnutí vlivu sálání.

Složka sálavého tepelného toku se stanoví ze vztahu:

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \delta [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4]$$

kde ϕ je polohový faktor, [-], hodnota závisí na velikosti sálavého povrchu, na vzdálenosti přijímacího povrchu od sálajícího povrchu a na jejich vzájemné poloze; konzervativně lze uvažovat $\phi = 1,0$

ε_m povrchová emisivita požáru, [-], obvykle $\varepsilon_m = 1,0$

ε_f emisivita požáru, [-], obvykle $\varepsilon_m = 0,8$

δ Stephan-Boltzmannova konstanta ($\delta = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-4}$)

θ_r účinná teplota sálání prostředí požáru, [°C]; v případě vystavení požáru ze všech stran se uvažuje θ_g (viz výše)

θ_m povrchová teplota prvku, [°C], získá se teplotní analýzou.

V případě, že na povrch prvku působí teplota prostředí, se určí tepelné zatížení obdobně jako při působení požáru na povrch stavebního prvku, avšak teplota plynů θ_g [°C] se nahradí teplotou prostředí θ_a [°C].

Jestliže lze předpokládat, že je stavební konstrukce tepelně izolována od tepelného toku, pak se tepelný tok na jednotku plochy bude nulový ($\dot{h}_{\text{net}} = 0$). [5], [7]

Mechanické zatížení konstrukce vlivem požáru

Vedle přímého zatížení požárem, které se projevuje vzrůstem teploty hořících plynů v požárním úseku, způsobují zvýšené teploty v průběhu požáru i nepřímé zatížení. Projevuje se teplotním protažením, tepelným přetvořením nebo nerovnoměrným rozdělením teploty po průřezu prvku. Tato nepřímá teplotní zatížení mohou být, v závislosti na způsobu podepření a upnutí prvku, zdrojem vnitřních sil, případně i účinků

druhého řádu (např. u tlačených prvků). V případě zanedbatelného či pozitivního působení nepřímých teplotních účinků na spolehlivost prvku nemusí být tyto účinky uvažovány.

Při hodnocení nepřímých tepelných zatížení se uvažují:

- účinky teplotního protažení prvků staticky neurčitých spojitých nebo rámových konstrukcí, zejména uvnitř a vně požárního úseku – např. u sloupů, ztužujících stěn, spojitých desek nebo trámů;
- vnitřní napětí vyvolané teplotními gradienty v průřezu nosných prvků.

Návrhové hodnoty nepřímých zatížení v důsledku požáru $A_{ind,d}$ se stanoví na základě návrhových tepelně technických a mechanických vlastností materiálů.

Zatížení stavebních konstrukcí požárem je považováno za mimořádnou návrhovou situaci. Pro kombinaci zatížení při mimořádné návrhové situaci při požáru se vychází ze zatížení, která působí při trvalé nebo dočasné návrhové situaci, tedy při běžné teplotě, pokud je pravděpodobné, že bude působit i v požární situaci.

Požár má velmi nízkou pravděpodobnost výskytu, z hlediska možných následků je ale nezbytné s jeho výskytem počítat. Pro případ požáru se kladou omezené požadavky na chování nosných konstrukcí.

Vlivem požáru dochází k odhoření materiálu, avšak snížení stálých zatížení se zpravidla neuvažuje. Neuvažuje se ani se současným působením požáru a jiného mimořádného zatížení. Mohou ale být uplatněna přídavná zatížení vyvolaná požárem, například ráz vyvolaný zřícením nosného prvku nebo těžkých strojů. [3], [7], [13]

Materiálové vlastnosti

Návrhové hodnoty tepelných a mechanických vlastností materiálu pro posouzení požární odolnosti konstrukce a pro mimořádnou návrhovou situaci při požáru zohledňují malou pravděpodobnost působení požáru na prvky s extrémně nízkou pevností. Návrhové hodnoty tepelných a mechanických vlastností materiálu $X_{d,fi}$ jsou definovány podle následujících pravidel:

1) Tepelné vlastnosti pro návrh s uvážením teploty:

a) pokud je zvýšení hodnoty vlastnosti pro bezpečnost příznivé:

$$X_{d,fi} = X_k(\theta) / \gamma_{M,fi}$$

b) pokud zvýšení hodnoty vlastnosti je pro bezpečnost nepříznivé:

$$X_{d,fi} = X_k(\theta) \cdot \gamma_{M,fi}$$

2) Mechanické (pevnostní a přetvárné) vlastnosti pro výpočet konstrukce:

$$X_{d,fi} = k(\theta) \cdot X_k(\theta) / \gamma_{M,fi}$$

- kde $X_k(\theta)$ je charakteristická hodnota vlastnosti materiálu při návrhu pro požární situaci, obecně závislá na teplotě materiálu;
- X_k charakteristická hodnota vlastnosti materiálu (např. f_{ck} nebo f_{yk}) při návrhu pro běžnou teplotu;
- $k(\theta)$ redukční součinitel určující pevnostní nebo přetvárnou vlastnost v závislosti na teplotě materiálu θ , $k(\theta) = X_k(\theta) / X_k$;
- $\gamma_{M,fi}$ součinitel spolehlivosti materiálu pro teplotní a mechanické vlastnosti při požární situaci (pro beton, výztuž a zdivo se doporučuje zavádět $\gamma_{M,fi} = 1,0$. [3], [7], [13])

Kombinace zatížení

Pro dosažení příslušných účinků zatížení $E_{fi,d,t}$ během působení požáru se uvažuje mimořádná návrhová situace podle ČSN EN 1990:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

kde $G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j -tého stálého zatížení, P je příslušná reprezentativní hodnota zatížení od předpětí, A_d je návrhová hodnota mimořádného (požárního) zatížení, ψ_1 je součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení, ψ_2 je součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení, $Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení, $Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota i -tého proměnného zatížení.

V ČR se používá kvazistálá hodnota $Q_{k,1}$. Ve vybraných případech (zejména halové objekty pro zatížení sněhem a větrem při požární situaci) se uplatňuje hodnota častá. Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro pozemní stavby jsou uvedeny v ČSN EN 1990. [7], [13]

Návrhová hodnota mimořádného zatížení A_d v důsledku teplotního namáhání odpovídá výše uvedenému nepřímému teplotnímu zatížení v důsledku požáru. [7], [13]

Zjednodušení kombinačního pravidla

Norma dovoluje několik zjednodušení obecného pravidla pro kombinaci zatížení. V případě, kdy je možné zanedbání nepřímého požárního zatížení, lze účinky zatížení zjednodušeně stanovit pouze pro čas $t = 0$ podle obecného vztahu kombinace, kde $A_d = 0$. Je také umožněno odvodit účinky zatížení z účinků stanovených v návrhu za běžné teploty:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

kde E_d je návrhová hodnota příslušných účinků zatížení ze základní kombinace podle ČSN EN 1990;

$E_{fi,d}$ odpovídající konstantní návrhová hodnota pro požární situaci;

η_{fi} redukční součinitel pro úroveň návrhového zatížení při požární situaci.

Redukční součinitel η_{fi} se stanoví výpočtem nebo mohou být uvažovány jeho konzervativní hodnoty podle druhu konstrukce:

- pro betonové konstrukce: $\eta_{fi}=0,7$;
- pro zděné konstrukce: $\eta_{fi}=0,65$ (vyjma užitného zatížení prostoru pro skladování a průmyslovou činnost: $\eta_{fi}=0,7$). [7], [13]

Ověření požární odolnosti

Požární odolnost stavební konstrukce lze v souladu s ČSN EN 1991-1-2 posoudit různými způsoby, a to podle času, podle únosnosti nebo podle teploty. [7]

Posouzení požární odolnosti podle času

Posouzení požární odolnosti stavebních konstrukcí z hlediska času je tradičním postupem, při němž se obvykle porovnává hodnota požadované požární odolnosti stanovená podle projektových norem (ČSN 73 0802: Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty, ČSN 73 0804: Požární bezpečnost staveb – Výrobní objekty) se skutečnou hodnotou požární odolnosti uvedenou ve zkušebním protokolu, normě ČSN 73 0821 ed. 2: Požární bezpečnost staveb – Požární odolnost stavebních konstrukcí či v Eurokódech. Kromě hodnoty času se ověřují i požadavky na druh konstrukce a mezní kritéria dle ČSN 73 0810: Požární bezpečnost staveb – Společná ustanovení. Při ověření požární odolnosti konstrukce z hlediska času má být splněna podmínka:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}$$

kde $t_{fi,d}$ je návrhová doba požární odolnosti,

$t_{fi,requ}$ požadovaná doba požární odolnosti.

Požadovaná doba požární odolnosti je schopnost konstrukce, její části nebo prvku plnit požadované funkce při daném účinku požáru a po předepsanou dobu.

Posouzení požární odolnosti z hlediska únosnosti

Hodnocení požární odolnosti podle únosnosti pracuje s návrhovými hodnotami únosnosti R_d a účinků zatížení E_d při pokojových teplotách, které se upraví na návrhové

hodnoty při požáru. Obě tyto návrhové hodnoty se upraví dílčími součiniteli bezpečnosti a dostane se následující nerovnice pro hodnocení odolnosti:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

kde $R_{fi,d,t}$ je návrhová hodnota únosnosti prvku při požární situaci v čase t ,
 $E_{fi,d,t}$ návrhová hodnota příslušných účinků zatížení při požární situaci v čase t .

Posouzení požární odolnosti z hlediska teploty

Posudek požární odolnosti podle teploty vychází z podmínky spolehlivosti, kdy hodnota požární odolnosti je v obvyklých případech dosažena v okamžiku, kdy teplota posuzovaného prvku je rovna kritické teplotě v okolí tohoto prvku. Tento způsob návrhu se uplatňuje obzvláště u jednotlivých nechráněných i chráněných ocelových prvků zjednodušenými výpočtovými postupy (podle ČSN EN 1993-1-2), které byly odvozeny ze znalosti rozvoje teplot při požáru. Požární odolnost s ohledem na teplotu se posuzuje podle vztahu:

$$\theta_d \leq \theta_{cr,d}$$

kde θ_d je návrhová hodnota teploty materiálu,
 $\theta_{cr,d}$ návrhová hodnota kritické teploty materiálu.

Pro betonové a zděné konstrukce se nosná funkce (kritérium R) obvykle posuzuje ověřením podmínky z hlediska únosnosti, posouzení požárně dělicí funkce (kritéria EI) se provádí ověřením z hlediska teploty.

Ve stavebních objektech se navrhují požární úseky takovým způsobem, aby bylo zamezeno šíření požáru do okolních požárních úseků. Požadovaná požární odolnost se vždy vztahuje k podmínkám v daném požárním úseku a má splňovat podmínky plně rozvinutého požáru.

Fáze ochlazování (tj. situace po požáru) se z hlediska požární odolnosti zpravidla neposuzuje. Pokud se navrhuje konstrukce na předepsanou dobu požární odolnosti, pak není třeba posuzovat konstrukci pro dobu delší. [3], [5], [7]

3 ÚČINKY POŽÁRU NA BETONOVÉ KONSTRUKCE

Beton bývá často označován jako nehořlavý materiál. Nehořlavostí se rozumí, že během požáru nedojde k celkovému vzplanutí materiálu. Je důležité si uvědomit, že i nehořlavý beton vlivem vysokých teplot působících při požáru degraduje a prochází chemickými změnami, které ovlivňují jeho fyzikální a mechanické chování.

3.1 Chemická podstata změn v nevyztuženém betonu

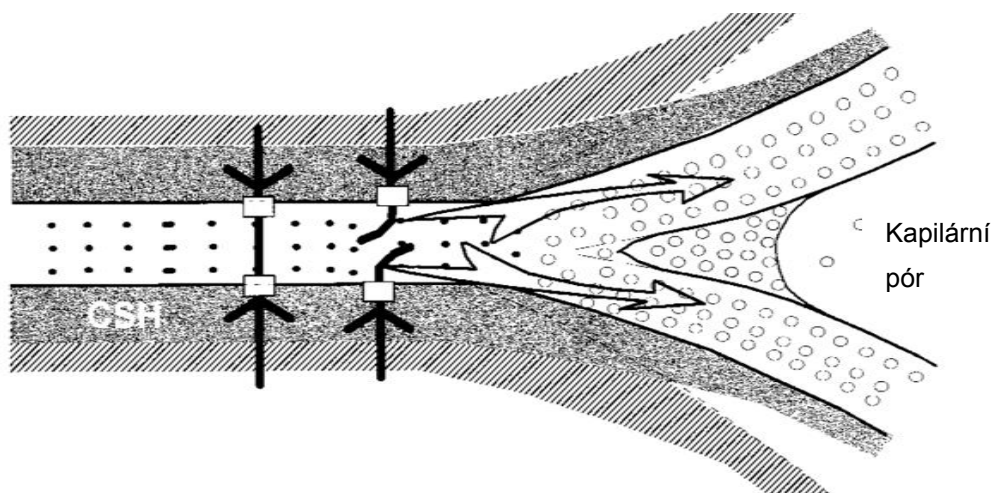
Beton se sestává z cementové matrice a kameniva. Tyto složky na působení zvýšených teplot na beton reagují odlišným způsobem, navíc zahříváním betonu dochází i ke změnám na rozhraní těchto částí. Proto se následující odstavce práce nejprve věnují rozboru účinků požáru na jednotlivé komponenty betonu a dále je popsáno chování betonu jako celku sestávajícího se ze složek různého charakteru.

3.1.1 Vliv požáru na cementový tmel

Požár postupně ohřívá cementový tmel a způsobuje odpařování vody obsažené v materiálu. Nejprve se z cementového tmelu odpařuje volná voda, poté fyzikálně vázaná voda a nakonec je zahájen proces odstraňování vody chemicky vázané v hydrátech. Schéma průběhu dehydratace je uvedeno v obr. 3.1. V případě ohřívání cementového tmelu ve vlhkých uzavřených podmínkách může probíhat hydrotermální reakce nazývaná vnitřní autoklávování (současné vystavení materiálu vysokému tlaku a vysokým teplotám). Může aktivovat změny v mikrostruktuře hydrátů, povaha fázových změn závisí především na následujících aspektech:

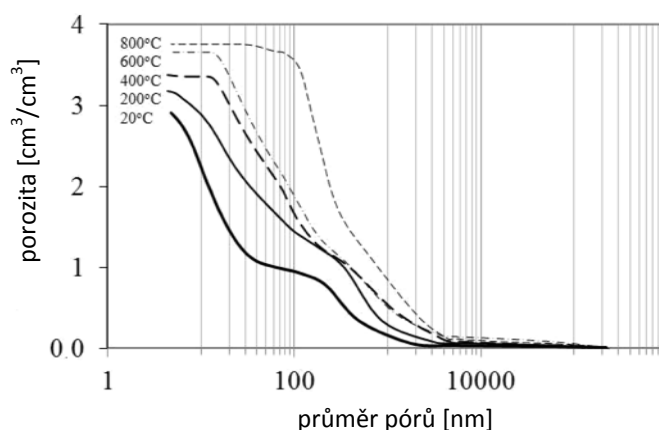
- na mineralogickém složení cementu,
- na jeho poměru C/S (poměr počtů molů vápna a počtu molů oxidu křemičitého, CaO/SiO_2),
- na obsahu jemných částí,
- na úrovni dosažené teploty a tlaku,
- na době působení tepelného zatížení.

Zahřívání cementového tmelu s poměrem C/S přibližně 1,5 k teplotám nad 100 °C vede ke vzniku několika forem křemičitanů vápenatých, které jsou vysoce porézní a křehké. Pokud je poměr C/S blízký 1,0 a teploty dosahují 150 °C, může vznikat tobermoritový gel. Při teplotách v rozmezí 180 a 200 °C vznikají jiné silikáty jako xonolit nebo hillebrandit. [19], [23], [24]



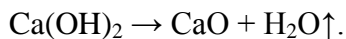
Obr. 3.1 Schéma dehydratace – mikrodifúze chemicky vázané vody z mikropórů do kapilárních pórů [20]

Mechanické vlastnosti cementového tmelu jsou silně ovlivněny chemickými vazbami a soudržnými silami mezi vrstvami hydrosilikátu vápenatého (CSH sloučeniny). Předpokládá se, že přibližně 50 % pevnosti cementového tmelu pochází ze soudržných sil mezi CSH sloučeninami v důsledku jejich obrovského měrného povrchu. Dehydratace probíhá mezi vrstvami CSH sloučenin a způsobuje pokles objemu hydrátů, dochází ke zvyšování porozity cementové matrice a roste celkový objem pórů i velikost jednotlivých pórů (viz obr. 3.2). Deformace v cementovém tmelu jsou způsobeny objemovými změnami jeho částí: hydratovaná fáze se smršťuje a nehydratovaná fáze expanduje. Cementová matrice při teplotách okolo 200 °C mírně expanduje, zatímco při překročení této hranice se intenzivně smršťuje. [23], [24]



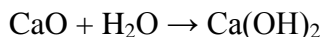
Obr. 3.2 Účinek působení vysokých teplot na kumulativní objem pórů (příklad betonu s portlandským cementem, $w/c = 0,6$) [24]

Během zahřívání se nejprve rozkládá ettringit, a to ještě před dosažením teploty 100 °C. Dehydratace CSH sloučenin probíhá postupně od počátku ohřívání materiálu. Již při teplotě 105 °C je struktura cementového tmelu částečně poškozena v důsledku dehydratace. Po zahřátí zatvrdlé cementové pasty na 500 – 550 °C rapidně klesá obsah portlanditu (Ca(OH)_2), který se rozkládá na vodní páru a CaO podle následující rovnice:



Důsledkem reakce roste porozita a klesají pevnostní parametry cementového tmelu. Výzkumy ale ukázaly na možnou modifikaci procesu hydratace používáním betonů obsahujících příměsi s pucolánovými vlastnostmi. Jejich hydratačními produkty jsou kalciumhydrosilikátové gely, které odolávají vyšším teplotám, jejich zbytky lze identifikovat i u prvků vystavených teplotám ve výši 600 až 700 °C. Proto je vhodnější používat směsné pucolánové cementy s nižším obsahem pucolánových slínek a s vyšším přídatkem látek na bázi popílku nebo strusky. [23], [24]

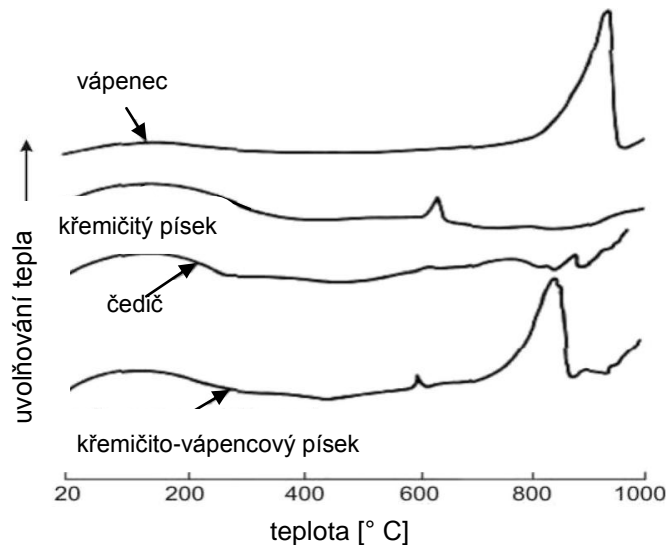
Hašením požáru je však na konstrukci stříkáno velké množství vody, díky níž může probíhat expanzivní reakce (hašení vápna):



a může tak docházet ke zvyšování objemu a dalšímu porušování betonu. [25]

3.1.2 Vliv požáru na kamenivo

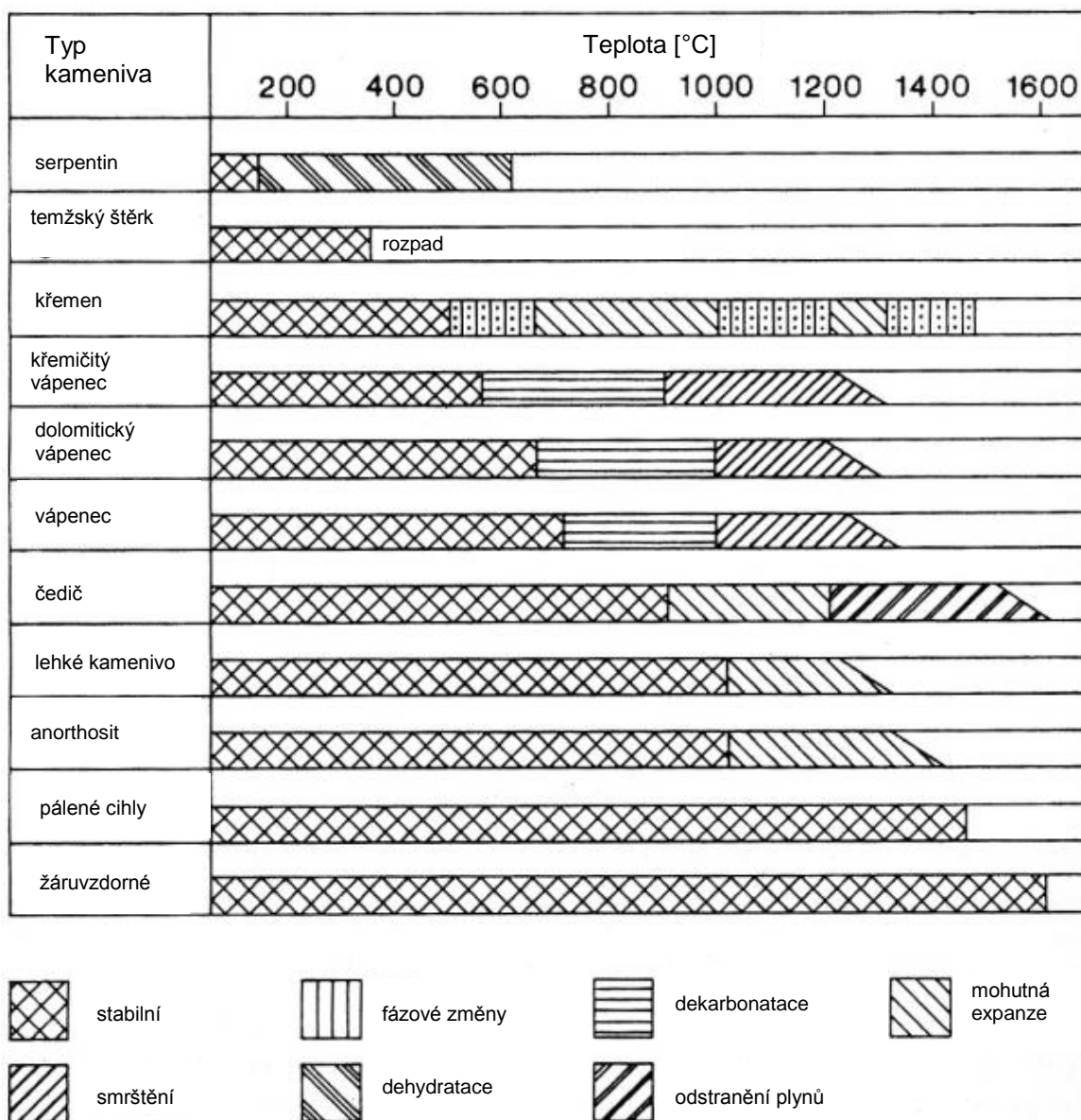
Kamenivo, obdobně jako většina pevných látek, s rostoucí teplotou expanduje. Teplotní roztažnost kameniva je tedy důležitým parametrem pro chování betonu při požáru. Tepelně stabilní kamenivo se vyznačuje chemickou a fyzikální stálostí při vysokých teplotách, vhodné kamenivo do betonu odolného vysokým teplotám má vykazovat nízký koeficient teplotní roztažnosti a zároveň zanedbatelná zbytková napětí. Tepelně stabilní kamenivo nemá měnit své mechanické vlastnosti, především by nemělo ztratit svou pevnost v tlaku a vykazovat objemové změny při vyšších teplotách. Takové kamenivo nesmí do určitých teplot ubývat na hmotnosti a nesmí v něm docházet k termálním reakcím, je nutná absence vrcholů po průběhu křivek diferenční termické analýzy (DTA). Ukázku křivky DTA lze pozorovat na obr. 3.3. [23], [24]



Obr. 3.3 Křivka DTA pro 4 typy kameniva (rychlost zahřívání 10 °C / min) [24]

Mineralogické složení kameniva určuje tepelné deformace kameniva, neboť každý minerál má specifickou hodnotu koeficientu tepelné roztažnosti. Uhličitanová kameniva (vápenec a dolomity) jsou stabilní do 600 °C, vyšší teploty vedou k rozkladu uhličitanu na CaO (portlandit) a CO₂, který probíhá asi při 700 °C. Navíc portlandit vytvořený dekarbonací může při ochlazování hydratovat a zvýšit svůj objem o 44 %. Křemičité kamenivo se při teplotě 574 °C transformuje z β- na α-modifikaci křemene za významného nárůstu objemu. Z přírodních kameniv se při výzkumech jako nejvhodnější ukazují čedič, diabas a andezit. Kamenivo složené z více druhů minerálů může mít sklon k rozpadání v důsledku rozdílných teplotních roztažností komponentů, které způsobují mezikrystalická napětí a poruchy. Proto Fib Bulletin č. 38 nedoporučuje používat kamenivo s různými teplotními roztažnostmi. K omezení výskytu mezikrystalických poruch se pro výrobu betonů, které by mohly být vystaveny teplotám nad 700 °C, musí používat umělé kamenivo, čím jsou zaručeny obdobné vlastnosti v celém kamenivu. Pro získání odolnosti vůči působení teplot přesahujících 1000 °C se může jako kamenivo do betonu použít drcený šamot, korund, karborundum, drcený bauxit nebo chromit. Většina vyvřelých hornin (např. granity a diority) při vyšších teplotách již podléhá tavení. [23], [24]

Na obrázku 3.4 jsou uvedeny informace o teplotní stabilitě kameniva a o procesech, které probíhají v různých typech kameniva důsledkem vzrůstajících teplot. [X60]

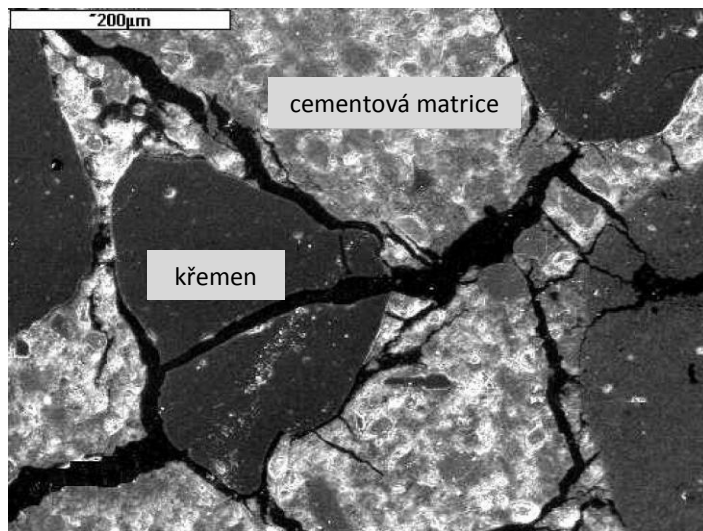


Obr. 3.4 Teplotní stabilita kameniva a procesy probíhající během zahřívání [26]

3.1.3 Vzájemná interakce kameniva a cementového tmele

Zahříváním betonu dochází k růstu objemu kameniva a současně ke smršťování cementového tmele, který kamenivo obklopuje. Důsledkem těchto protichůdných objemových změn se vazba mezi cementovou maticí a kamenivem (tzv. přechodová fáze) stává nejslabším místem v zahříváném kompozitním materiálu a beton je poškozován vznikem trhlin. Obr. 3.5 zobrazuje příklad teplotního poškození betonu vyrobeného z vápenco-křemičitého kameniva zahříváného na 600 °C. Fotografie ukazuje trhliny procházející cementovým tmelem a postupující skrz styčnou zónu kameniva a matrice. Trhlinky procházejí i kamenivem, což poukazuje na tendence některých křemičitých

kameniv rozlomit se již při teplotě 350 °C. Výhodnost použití vápencového kameniva oproti křemičito-vápencového kameniva je patrná i z obrázku 12. [24]



Obr.3.5 Mikrostruktura betonu při $\theta = 600 \text{ °C}$ (zvětšeno 50x) [24]

Pro lepší přehlednost je uvedena následující tabulka, která svým obsahem stručně shrnuje základní chemické procesy odehrávající se v betonu během působení zvýšených teplot. [5]

Tab. 3.1 Přehled hlavních účinků požáru na beton [13]

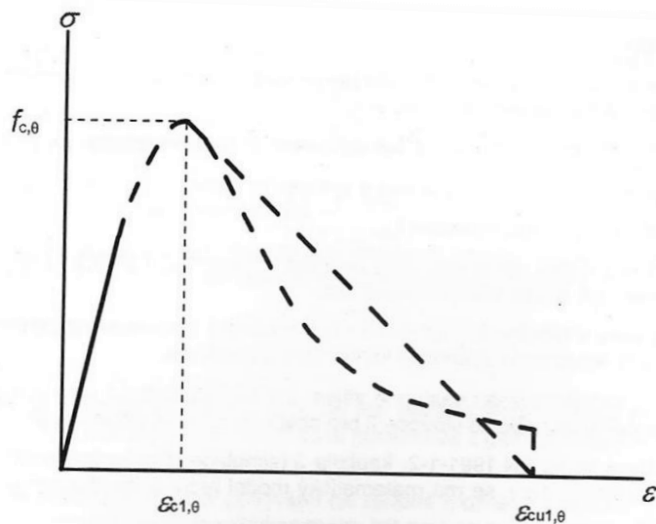
Teplota v betonu θ [° C]	Probíhající proces
20 – 100	Hydratací (přeměna volné vody na vodu vázanou) vzniká hydrosilikát vápenatý (CSH) a hydroxid vápenatý (Ca(OH)_2 , tzv. portlandit).
100	Počátek dehydratace cementové matrice – rozklad hydrátů a současné uvolňování volné vody.
150	Vrchol první fáze rozkladu CSH.
200 - 300	Uvolňování chemicky vázané vody.
300 -550	Pokračující rozklad CSH a portlanditu způsobuje značný vývoj mikrotrhlin. Počátek porušování kameniva, nejprve se porušuje kamenivo křemičité.
550-600	Nastává fázová přeměna křemene (výskyt v křemičitém kamenivu) z triklinické soustavy na soustavu hexagonální vedoucí k růstu objemu kameniva. Tento vliv spolu s rozdílnou teplotní roztažností kameniva a cementového tmele vede k porušení vazeb na stykových plochách mezi těmito dvěma fázemi.
700-750	Vrchol druhé fáze rozkladu CSH.
800 a více	Transformace hydraulických vazeb v tmelu na vazby keramické. Dekarbonatace vápencového kameniva za vzniku oxidu uhličitého (CO_2), rozpínající se plyn poškozuje strukturu betonu.
900	Celkový rozklad cementového pojiva.
1000 a více	Počátek tavení některých složek materiálu.
1200 a více	Beton podléhá celkovému tavení.

3.2 Změny fyzikálních a mechanických vlastností betonu

Následující kapitoly popisují změny nejvýznamnějších vlastností betonu.

3.2.1 Beton v tlaku

Chování betonu při tlakovém namáhání popisuje Eurokód 2 pomocí pracovního diagramu (viz obr. 3.6, matematický popis viz tab. 3.2), který je definován základními parametry – pevností v tlaku $f_{c,\theta}$ a odpovídajícím poměrným přetvořením $\varepsilon_{c1,\theta}$. Rozsah sestupné větve pracovního diagramu je omezen hodnotou $\varepsilon_{cu1,\theta}$. Hodnoty hlavních parametrů pracovního diagramu uvedeného v normě uvádí tab. 3.3. Možný přírůstek pevnosti betonu při ochlazování se zanedbává. Materiálové charakteristiky uvedené v EC 2 lze aplikovat pro běžné rychlosti zahřívání od $2 \text{ K}\cdot\text{min}^{-1}$ do $50 \text{ K}\cdot\text{min}^{-1}$, pro rychlost zahřívání mimo uvedený rozsah musí být spolehlivost parametrů jednoznačně prokázána. [24], [27]



Obr.3.6 Matematický model pracovního diagramu betonu v tlaku při vyšších teplotách [27]

Tab. 3.2 Popis matematického modelu pracovního diagramu betonu v tlaku [27]

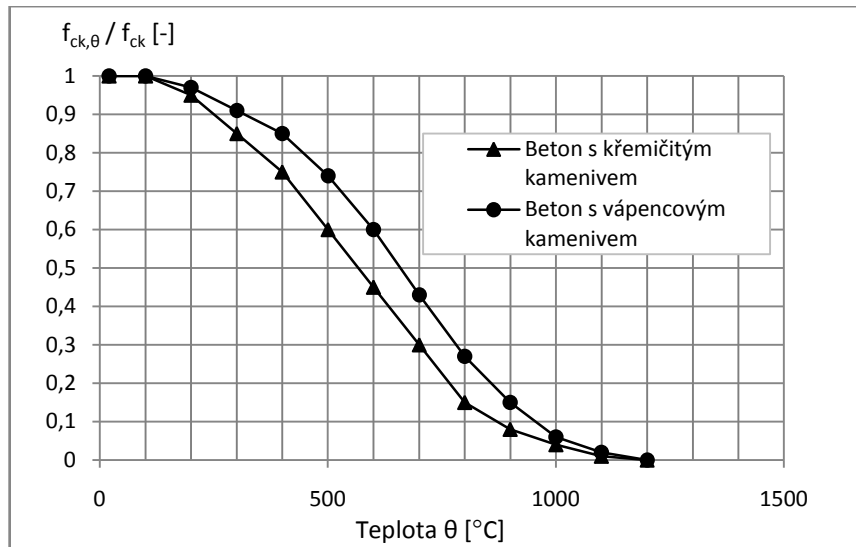
Oblast	Napětí $\sigma(\vartheta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Pro numerické výpočty se má sestupná větev přizpůsobit. Umožněno je použít jak lineární, tak i nelineární model.

Tab. 3.2 Hodnoty pracovního diagramu betonu při zvýšených teplotách [27]

Beton	Křemičité kamenivo			Vápencové kamenivo		
	teplota θ	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	-	-	0,00	-	-

Pevnost v tlaku

Tlaková pevnost betonu za zvýšených teplot vzhledem k původním pevnostem při běžných teplotách, poměr těchto pevností se označuje pojmem relativní pevnost betonu v tlaku. Hodnoty relativní pevnosti pro obyčejný beton s křemičitým nebo vápencovým kamenivem podle EC 2 jsou uvedeny v obr. 3.7. Norma umožňuje v případě mezilehlých hodnot pevnosti lineárně interpolovat. Z uvedených hodnot je patrné, že při teplotách konstrukce nepřesahujících 100 °C nedochází k úbytkům tlakové pevnosti a při 200 °C jsou změny pevnosti zanedbatelné. Ohřev na teplotu 300 °C způsobí v betonu první výrazné změny, betony s vápencovým kamenivem ztrácí téměř 10 % své původní pevnosti a beton tvořený křemičitým kamenivem už ztrácí 15 % své pevnosti v tlaku. Po dosažení teploty 500 °C jsou pevnosti sníženy ještě výrazněji – pevnost betonu s vápencovým kamenivem je snížena až o 26 %, úbytek u betonu s křemičitým kamenivem je dokonce až 40 %.



Obr 3.7 Graf relativních hodnot pevnosti betonu v tlaku při zvýšených podle EC 2 [27]

Ztráty pevnosti způsobené vlivem požáru jsou obvykle nevratné a beton po odeznění tepelného zatížení nenabývá svých původních vlastností.

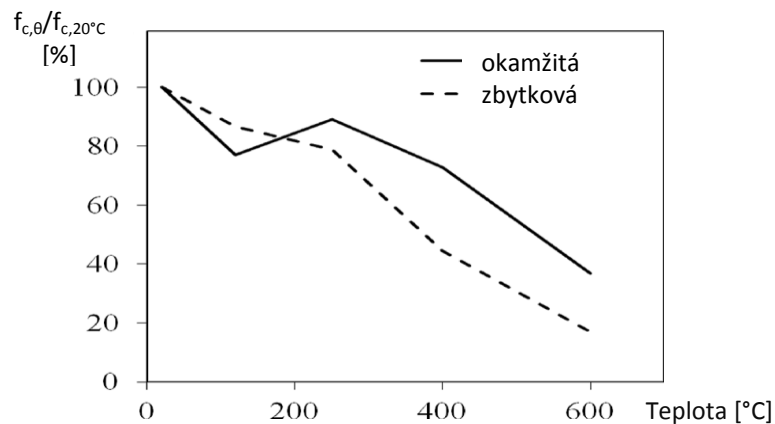
Změny pevnosti betonu v tlaku jsou výsledkem fyzikálně-chemických změn probíhajících v betonu. Další faktory ovlivňující míru poškození materiálu jsou:

- rychlost zahřívání,
- maximální dosažená teplota,
- doba vystavení zvýšeným teplotám,
- zatížení nanesené během zahřívání,
- obsah vody v materiálu atd.

Stanovenou hodnotu pevnosti ovlivňuje i volba zkušební metody. Nejčastěji se studuje vliv zvýšených teplot na vlastnosti betonu vystavením materiálu požadovaným teplotám s následným ochlazením na pokojovou teplotu a teprve poté se provede vlastní zkoušení betonu v tlaku. Tato metoda poskytuje informace o chování materiálu po úplném doznění požáru, jejím výsledkem jsou zbytkové hodnoty pevnosti. [24]

Pro získání charakteristik konstrukce při požáru je ovšem nutno znát i parametry betonu stanovené přímo při působení zvýšených teplot – tedy v tzv. horké fázi. Nižší konečné hodnoty mechanických vlastností jsou připisovány dodatečným poškozením v důsledku přídatných namáhání způsobených chlazením. Rozsah přídatného namáhání závisí mimo jiné na rychlosti ochlazování konstrukce. Právě důsledkem rychlého ochlazení

či hašení vodou může docházet k dodatečné degradaci betonu, a tím ke snížení zbytkové pevnosti betonu. Míra škod způsobených ve fázi ochlazování může růst v případě absorpce vlhkosti z okolí, protože rehydratace CaO má za následek růst objemu o 44 %, který způsobuje rozvoj trhlin. Obr. 3.8 zobrazuje hodnoty poměru pevností $f_{cT}/f_{c20^{\circ}\text{C}}$, tj. poměr pevnosti betonu namáhaného zvýšenou teplotou k pevnosti stanovené za běžných podmínek. Je z něj tedy patrné, na kolik procent se sníží hodnoty okamžité a zbytkové pevnosti v tlaku působením zvýšených teplot. [24]



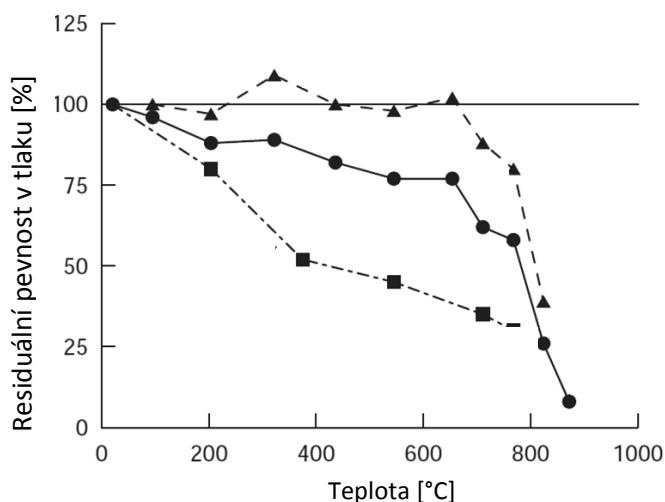
Obr. 3.8 Poměr pevnosti betonu namáhaného zvýšenou teplotou k pevnosti stanovené za běžných podmínek jako funkce teploty – okamžité a zbytkové hodnoty relativní pevnosti (příklad HPC, $f_{c20^{\circ}\text{C}} = 91 \text{ MPa}$) [24]

Výzkumy zabývající se residuálním chováním betonu v tlaku se věnují jednak samotné residuální pevnosti v tlaku, ale také intenzitě obnovení pevnosti v čase a konečným deformacím. Hlavní činiteli ovlivňujícím zbytkové vlastnosti betonu v tlaku jsou:

- obsah cementu - úbytek pevnosti u betonů s nižším obsahem cementu je menší než u betonů s vyšším obsahem cementu;
- typ cementu - nebyly zjištěny žádné významné rozdíly mezi pucolánovými a vysokopecními struskovými cementy ve zbytkové pevnosti po ochlazení na pokojovou teplotu, ovšem u vzorků betonů s pucolánovými cementy dochází k nižšímu obnovení pevnosti u betonů uložených ve vodě;
- druh betonu a kameniva - u lehkých betonů v porovnání s betony hutnými dochází k menším ztrátám pevnosti;
- druh kameniva a betonu - lehké betony vykazují nižší ztráty pevnosti při vysokých teplotách a nižší míru obnovení pevnosti po ochlazení v porovnání s obyčejným betonem; křemičité kameniva dávají betonu nepatrně nižší zbytkovou pevnost

ve srovnání s vápencovým kamenivem; výběr druhu kameniva ovlivní změny pevnosti betonu v rozsahu teplot 20 – 500 °C;

- mechanické zatížení - tlakové zatížení během zahřívání a zchlazování může způsobit nárůst zbytkové tlakové pevnosti o 20 – 40 % v porovnání s nezatíženými vzorky, viz obr. 3.9;
- proces chlazení - betony po vychladnutí vykazují větší ztráty pevnosti v porovnání s pevnostmi stanovenými v horké fázi; hašení a chlazení horkých vzorků vodou může způsobit snížení zbytkové pevnosti o 40 % ve srovnání s pomalým chlazením;
- podmínky uskladnění po ochlazení - skladování ve vodě obvykle snižuje ztráty pevnosti po zchlazení; minimální hodnoty pevnosti vykazuje beton s křemičitým kamenivem 1 až 2 měsíce po procesu ochlazení, ale poté se za dobu 3 až 8 měsíců pevnost obnoví na hodnoty zbytkové pevnosti ihned po ochlazení, nebo někdy i na hodnoty vyšší;
- vliv vodního součinitele a původní pevnosti je zanedbatelný. [12], [27]



Obr. 3.9 Tlaková pevnost betonu s vápencovým kamenivem (▲ za horka, zatížení během zahřívání na $0,40 f_c$; ● za horka, bez zatížení; ■ po ochladnutí, bez zatížení) [27]

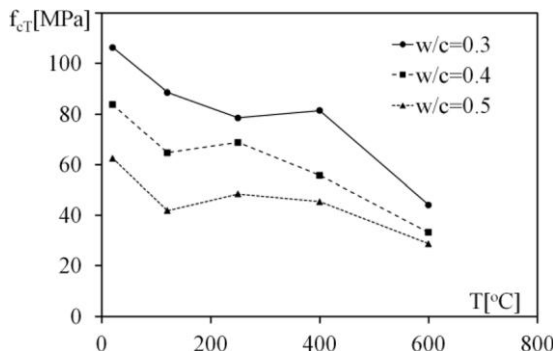
Fáze vývoje pevnosti v tlaku při rostoucích teplotách

Při zatěžování betonu zvýšenou teplotou se rozlišují tři po sobě jdoucí fáze vývoje pevnosti v tlaku. Vývoj pevnosti lze pozorovat na obr. 3.10 a 3.11 u betonů s různým vodním součinitelem (kromě různého vodního součinitele w/c mají betony shodné složení). Následující odstavce jsou věnovány popisu měnící se pevnosti v tlaku vlivem zvýšených teplot v jednotlivých fázích.

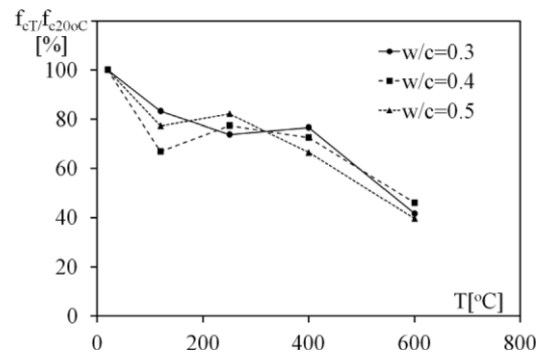
Ve fázi I, při teplotách mezi 20 a 120 °C, dochází k poklesu hodnot tlakové pevnosti o asi 20 – 30 % pro všechny tři typy za horka testovaných betonů. V literatuře je toto oslabení popisováno i u jiných druhů betonu. Pro toto snížení pevnosti existuje několik příčin. V zahříváném vzorku vzniká vlhkostní gradient a objevuje se také doplňkové napětí. Dalším možným vysvětlením je snížení soudržných sil mezi vrstvami CSH sloučenin. Voda adsorbovaná na vrstvách expanduje (součinitel teplotní roztažnosti vody je $70 \cdot 10^{-6}$) a dochází tak k růstu vzdáleností mezi vrstvami, což způsobuje snížení van der Waalsových sil. Jak je známo, pevnost v tlaku souvisí také se smykovým namáháním, a proto slabší vazby mezi hydráty mohou způsobit vznik mikrotrhlin, a tím dochází ke snazšímu usmýknutí vrstev. Další možností pro vysvětlení úbytku pevnosti materiálu v tomto rozsahu teplot, kdy dochází k odpařování vody, může být hromadění vnitřního pórového tlaku. To vyvolává vnitřní napětí působící na pevnou strukturu betonu.

Pro fázi II, tj. pro teploty v rozsahu 120 – 200 °C, již změny pevnosti nejsou tak jednoznačné jako pro nižší teploty. Betony s vyšším vodním součinitelem vykazují růst pevnosti, zatímco u betonu s vodním součinitelem 0,3 pevnost setrvává v klesajících tendencích, nárůst pevnosti je opožděn a objevuje se až při teplotách od 400 °C. Zvýšení pevnosti je způsobeno odpařováním vody, snížením vlhkostního gradientu a vnitřních pórových tlaků. Příčiny zpevnění vysoušením materiálu nejsou ještě zcela známy a probíhá jejich výzkum. Pravděpodobně je způsobeno molekulami vody respektive OH^- ionty v CSH sloučeninách, které narušují existující vazby, například tak, že se naváží na Si^{4+} a vytvoří skupiny Si-OH, čímž narušují vazebnou schopnost křemíku. Další možností jsou molekuly vody tvořící monomolekulární film, který odděluje vrstvy CSH sloučenin a narušuje van der Waalovy vazby mezi těmito vrstvami. Zpoždění zvýšení pevnosti v tlaku při nižším vodním součiniteli lze vysvětlit nižší propustností tohoto betonu, kompaktnější struktura brání v pohybu vody. Zpomalený přesun vody má za následek opožděné zvýšení pevnosti.

Ve fázi III se pevnost betonu v tlaku postupně snižuje. Sestupná větev pevnosti začíná při dosažení teploty 250 °C pro betony s vyšším vodním součinitelem ($w/c = 0,4$ a $0,5$) a při 400 °C pro betony s nižším w/c ($w/c = 0,3$). Postupné kvazi-lineární klesání pevnosti vyplývá z rozkladu portlanditu, dehydratace CSH sloučenin a z rozdílných deformací mezi kamenivem (které expanduje) a cementovým tmelem (který se smršťuje).
[24], [28]



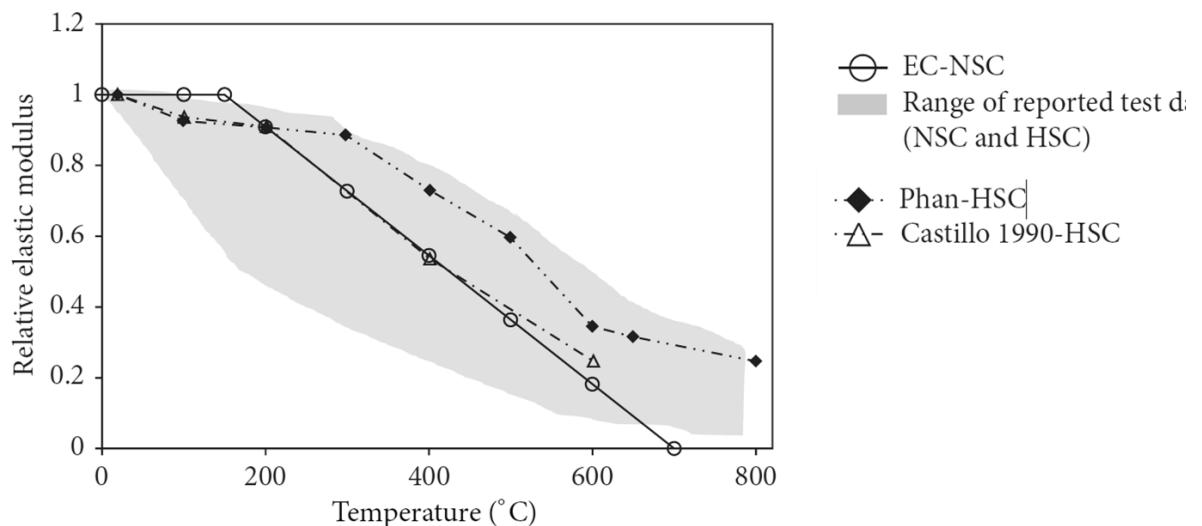
Obr 3.10 Změny tlakové pevnosti vlivem teploty (stanovené pro beton s vápencovým kamenivem a různými vodními součiniteli, testováno v horké fázi [24])



Obr 3.11 Změny tlakové pevnosti vlivem teploty vztahované k pevnosti v tlaku za běžné teploty (stanovené pro beton s vápencovým kamenivem a různými vodními součiniteli, testováno v horké fázi [24])

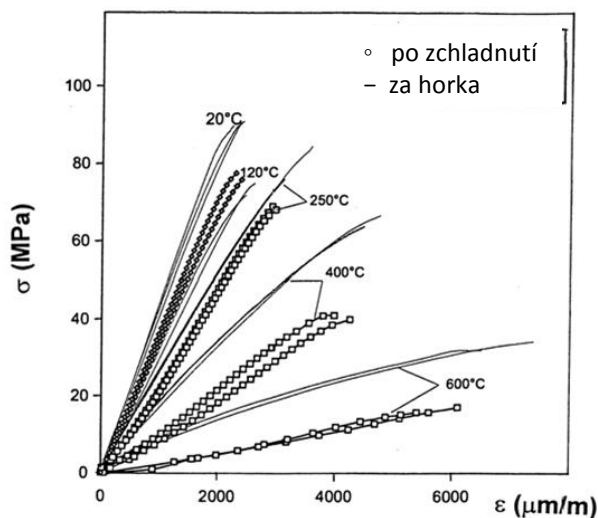
Modul pružnosti

Modul pružnosti je ovlivňován stejnými parametry jako pevnost v tlaku, ale je citlivější na změny teploty více než tlaková pevnost, protože tuhost je přímo ovlivněna trhlinkami od působení teplot. U obyčejných betonů dochází k rychlejšímu poklesu než u lehkých betonů. Obr. 3.12 znázorňuje změny modulu pružnosti při požadované teplotě v porovnání s modulem pružnosti při pokojových teplotách pro betony běžných pevností a vysokopevnostní betony. Snížení modulu pružnosti obou jmenovaných typů betonu se připisuje nadměrnému tepelnému namáhání a fyzikálním a chemickým změnám odehrávajících se ve struktuře betonu. [29]

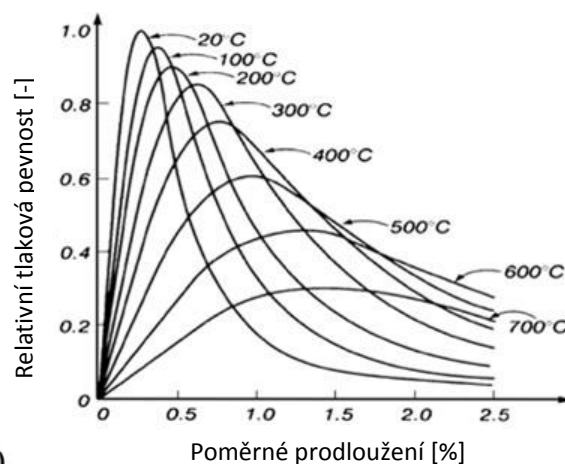


Obr 3.12 Změny modulu pružnosti vlivem teploty podle různých výzkumů [29]

Teplotní změny modulu pružnosti jsou patrné také z pracovního diagramu betonu, který zobrazuje závislost napětí na deformacích, z obr. 3.13 a 3.14 je patrný pokles modulu pružnosti s rostoucí teplotou (modul pružnosti je určen sklonem v lineárně pružné oblasti). Lze také zaznamenat rozdíly mezi okamžitými hodnotami stanovenými ihned po zahřívání a konečnými (residuálními) hodnotami naměření až po ochlazení betonu, kdy ochlazením dochází k dalším poklesům parametru.



Obr. 3.13 Příklady pracovních diagramů betonu při různých teplotách, stanovené pro okamžité a residuální parametry [30]



Obr. 3.14 Příklady pracovních diagramů betonu při různých teplotách [31]

3.2.2 Pevnost v tahu

Pevnost v tahu je v oblasti požární odolnosti betonu významná především pro pochopení jevu odštěpování, které se objevuje, když vnitřní napětí vyvolané tlakem páry a teplotním přetvořením překročí pevnost betonu v tahu. Tahová pevnost se tak stává významnou charakteristikou betonu vystavenému působení požáru, neboť právě ta je jedním z faktorů, které mohou omezit riziko vzniku odštěpování betonu. V současné době není k dispozici mnoho výsledků zkoušení pevnosti betonu v tahu při vysokých teplotách, mimo jiné i z důvodu technické náročnosti testování tohoto parametru za horka. Dostupné výzkumy ukázaly, že hodnoty pevnosti v tahu s rostoucí teplotou postupně klesají. Bylo také dokázáno, že zbytkové hodnoty pevnosti v tahu (tzn. hodnoty naměřené po vychladnutí vzorků) vykazují nižší hodnoty než pevnosti získané v horké fázi. [24]

Norma ovšem v obvyklých případech doporučuje pevnost betonu v tahu zcela zanedbat. Pokud by přece jen bylo pro výpočetní metodu nutno zahrnout pevnost v tahu, je

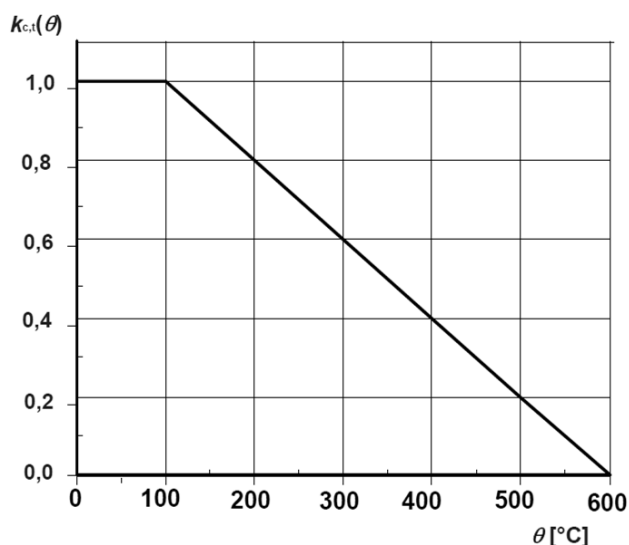
umožněno uvažovat charakteristickou pevnost v tahu sniženou součinitelem $k_{c,t}(\theta)$ pro redukci pevnosti betonu v tahu (viz obr. 3.15) podle následujícího vztahu:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t}$$

kde se součinitel $k_{c,t}(\theta)$ uvažuje:

hodnotou 1,0 pro teploty v rozsahu 20 až 100 °C včetně;

$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0(\theta - 100)/500$ pro teploty vyšší než 100 °C a nepřevyšující 600 °C, kde θ vyjadřuje teplotu [°C]. [27]



Obr. 3.22 Součinitel $k_{c,t}(\theta)$ pro redukci pevnosti betonu v tahu ($f_{ck,t}$) při zvýšených teplotách [27]

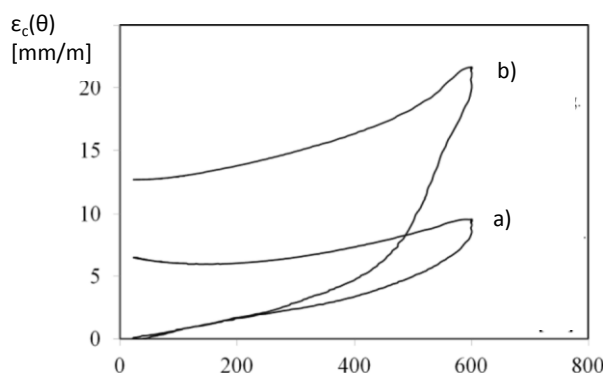
3.2.3 Změny teplotních a fyzikálních vlastností betonu

Teplotní poměrné přetvoření betonu

Beton v průběhu ohřívání expanduje stejně jako většina stavebních materiálů. Teplotní poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c(\theta)$ vyvolané zahříváním lze měřit a z tohoto měření se stanoví velikost koeficientu teplotní roztažnosti α (hodnota koeficientu teplotní roztažnosti odpovídá prodloužení předmětu dlouhého 1 m při oteplení o 1 K (resp. 1 °C). Jako α betonu se obvykle udává hodnota $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Rozsah teplot, pro který lze koeficient považovat za konstantní, je omezen v důsledku nelineárního charakteru křivky $\varepsilon_c(\theta)$. Tato nelinearita je způsobená především vznikem trhlin v betonu vlivem rozdílných tepelných deformací roztahujícího se kameniva a smršťující cementové matrice. Hlavním faktorem ovlivňujícím míru expanze betonu je mineralogické složení kameniva. Například beton obsahující čedičové kamenivo má nižší součinitel teplotní roztažnosti než beton

s vápencovým kamenivem (pro beton z hlediska požární odolnosti je výhodnější kamenivo teplotně stabilní s nízkou teplotní roztažností). [24], [32].

Na obrázcích 3.16 a 3.17 je jako příklad uveden výsledek měření teplotního přetvoření dvou HPC betonů vyrobených z křemičito-vápencového a vápencového kameniva. Teplotní deformace betonu s křemičito-vápencovým kamenivem výrazně převyšuje hodnoty získané na betonu z vápencového kameniva. Při teplotě 600 °C je hodnota přetvoření přibližně dvakrát tak vysoká než pro vápencové kamenivo, přesahuje 20 mm/m. [24]



Obr 3.16 Teplotní přetvoření dvou HPC obsahujících a) vápencové kamenivo b) křemičito-vápencové při ohřívání vzorků na 600 °C a následném zchlazení na pokojovou teplotu [24]



Obr 3.17 Viditelné trhliny na povrchu vzorků po zahřívání na 600 °C, a) HPC s vápencovým kamenivem, b) HPC s křemičito-vápencovým kamenivem [24]

Teplotní roztažnost betonu je ovlivněna také teplotní roztažností kameniva. Tabulka 3.4 uvádí průměrné koeficienty teplotní roztažnosti pro vybrané druhy kameniva.

Tab. 3.4 Průměrné hodnoty koef. teplotní roztažnosti α běžných kameniv a betonů [33]

Druh kameniva	Koeficient teplotní roztažnosti *10 ⁻⁶ [°C ⁻¹]	
	Kamenivo	Beton
křemen	6,2	11,1
pískovec	5,2	11,2
mramor	4,6	5,9
křemičitý vápenec	4,6	9,6
granit	3,8	9,2
diabas	3,8	-
čedič	3,6	9,2
vápenec	3,1	7,3

Podle Eurokódu 2 se teplotní poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c(\theta)$ stanoví ve vztahu k délce při 20 °C:

- pro betony s křemičitým kamenivem:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-4} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{pro } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{pro } 700 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

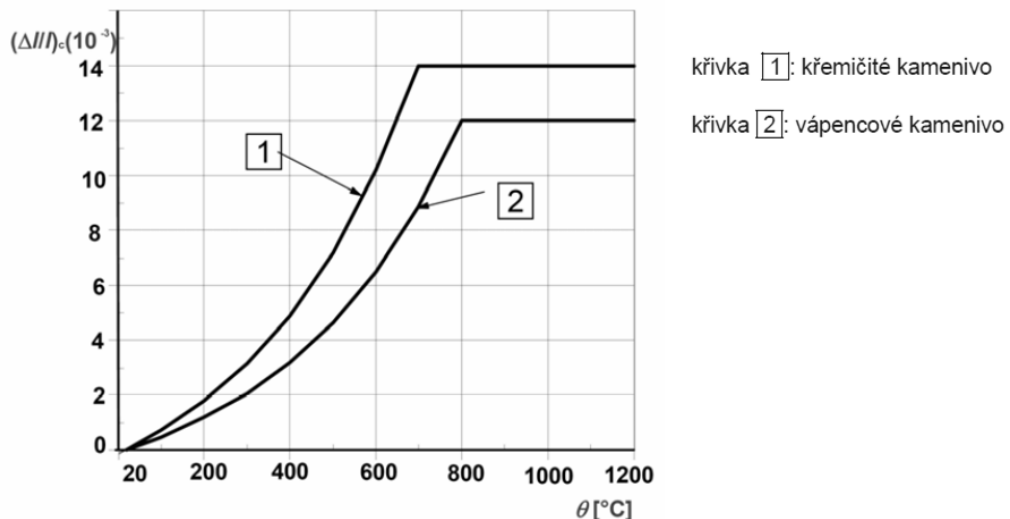
- pro betony s vápencovým kamenivem:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{pro } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{pro } 805 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

kde θ vyjadřuje teplotu [°C]. [27]

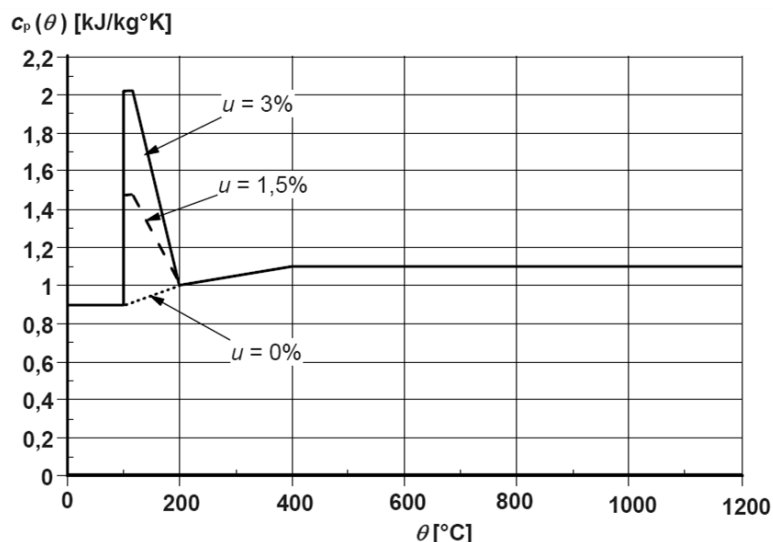
Změna teplotního prodloužení v závislosti na teplotě je znázorněna na obr. 3.18.



Obr. 3.18 Celkové teplotní prodloužení betonu [27]

Měrné teplo

Měrné teplo $c_p(\theta)$ udává, jaké množství tepla je potřeba dodat jednomu kilogramu látky, aby se její teplota zvýšila o 1 °C, resp. o 1 K. Laboratorní měření ukázala závislost měrného tepla na teplotě látky. U všech látek se s klesající teplotou jejich měrná tepelná kapacita snižuje, ale pokles není příliš velký. Měrné teplo závisí na vlhkosti materiálu, při vyšších vlhkostech může nabývat vyšších hodnot měrného tepla, jak je patrné z následujícího obrázku, který znázorňuje závislost $c_p(\theta)$ na teplotě při různých vlhkostech (vlhkost $u = 0, 1,5$ a $3,0$ % hmotnosti), pro mezilehlé hodnoty vlhkosti je možno interpolovat. To zjednodušeně umožňuje zohlednění vlhkosti a jejího transportu v betonu. [32], [34], [35]



Obr. 3.19 Měrné teplo v závislosti na teplotě pro beton s křemičitým kamenivem [27]

Tepelná vodivost

Tepelná vodivost popisuje schopnost dané látky vést teplo, udává rychlost šíření tepla z jedné části látky do jiných, chladnějších částí. Tepelná vodivost je charakterizována součinitelem tepelné vodivosti, který je ovlivněn především teplotou, vlhkostí a hutností betonu. Hodnota tepelné vodivosti betonu λ_c se stanovuje v rozsahu definovaném dolní a horní mezní hodnotou, viz obr. 3.20. Pro běžné betony se definuje horní mezní hodnota tepelné vodivosti

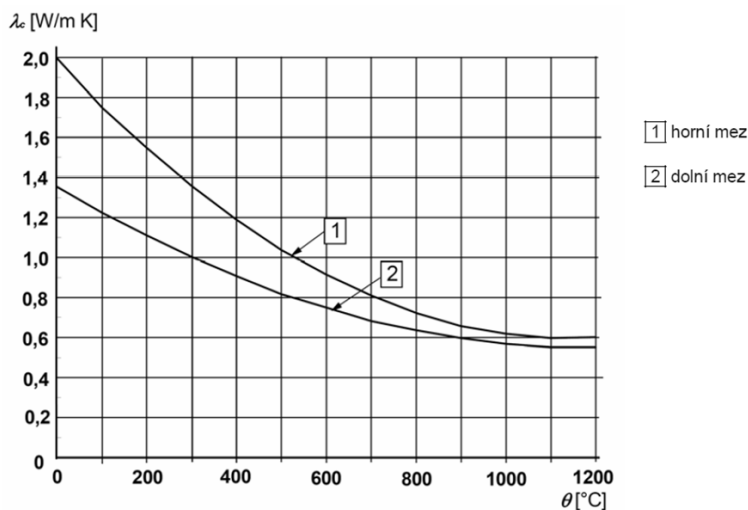
$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot (\theta/100) + 0,0107 \cdot (\theta/100)^2 \quad \text{pro } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$$

a dolní mezní hodnotou tepelné vodivosti

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta/100) + 0,0057 \cdot (\theta/100)^2 \quad \text{pro } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C},$$

kde λ_c je tepelná vodivost betonu [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$],

θ teplota betonu [$^\circ\text{C}$]. [27], [36]

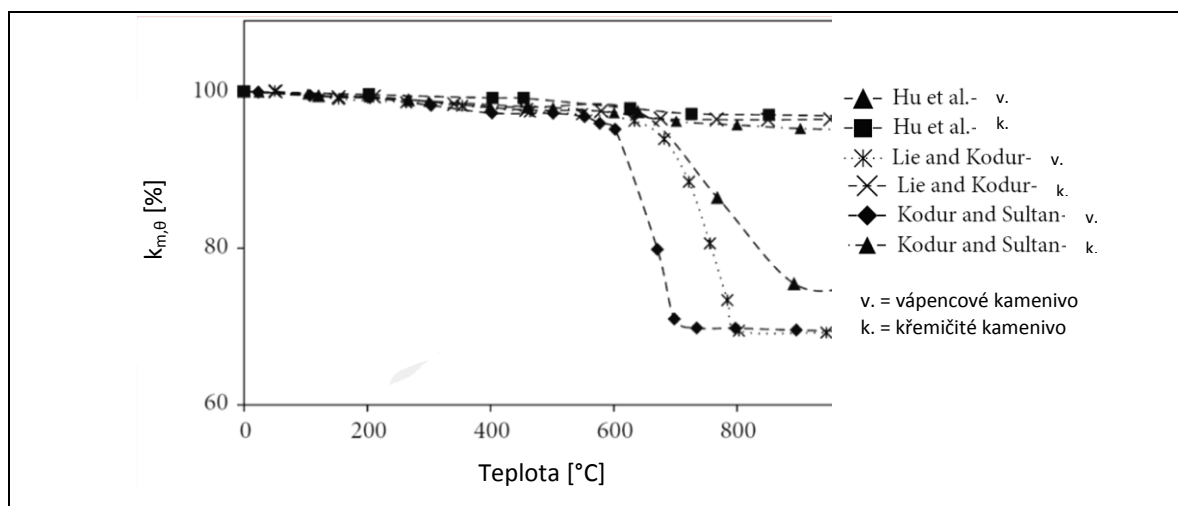


Obr. 3.20 Tepelná vodivost betonu [27]

Změny hmotnosti

V závislosti na hustotě se betony rozdělují na normální, lehké a těžké. Hustota a hmotnost betonu klesá s rostoucí teplotou vlivem ztráty vlhkosti. Změny hmotnosti betonu při zvýšených teplotách je silně ovlivněno použitým typem kameniva. Obr. 3.21 uvádí změny hmotnosti v závislosti na teplotě pro betony vyrobené s vápencovým a křemičitým kamenivem. Redukční součinitel hmotnosti vlivem zvýšených teplot $k_{m,\theta}$ [%] se stanoví se jako poměr hmotnosti po vystavení zvýšeným teplotám a původní hmotnosti. Ztráty hmotnosti jsou minimální pro oba druhy kameniva až do 600 °C. Nad tuto teplotní hranici má vliv použitého kameniva výrazný vliv na redukci hmotnosti. V případě betonu s křemičitým kamenivem nejsou zaznamenány významné ztráty hmotnosti ani při teplotě přesahující 600 °C. Naopak betony s vápencovým kamenivem podstatně ztrácí hmotnosti, což je připisováno rozpadu dolomitu v kamenivu při teplotě okolo 600 °C.

Pevnost betonu má na snižování hmotnosti při vyšších teplotách zanedbatelný vliv, z toho plynou obdobné ztráty hmotností u vysokopevnostních betonů jako pro normální betony. Snižování hmotnosti u betonů vyztužených vlákny probíhá podobně jako u prostých betonů až do teplot kolem 800 °C. Vysokopevnostní drátkobetony zahříváné nad 800 °C snižují svoji hmotnost mírně pomaleji než prosté HSC. [29]

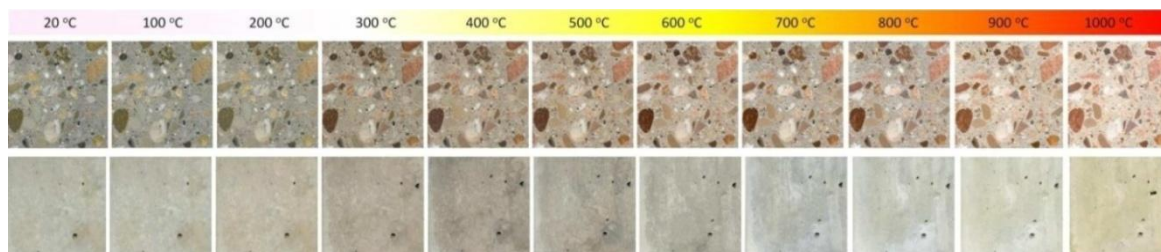


Obr. 3.21 Změny hmotnosti betonu s různými kamenivy v závislosti na teplotě [29]

Barevné změny

Jedním z důsledků zahřívání betonu je změna barvy betonu. Způsobuje ji postupné odstranění vody a dehydratace cementového tmelu a přeměny probíhající v kamenivu. Beton s obsahem křemičitého kameniva při zahřátí do teplot nepřesahujících 300 °C se nijak barevně nemění, ohříváním na teplotu mezi 300 a 600 °C změní barvu na červenou,

mezi 600 a 900 °C na šedobílou a mezi 900 a 1000 °C na žlutohnědou. Jako příklad jsou na následujícím obrázku č. 3.22 uvedeny barevné změny u zahříváných vzorků vysokopevnostního betonu (s pevností v tlaku 97 MPa).



Obr. 3.22 Barevné změny požárem namáhaného betonu (řez a pohled na povrch) [24]

Nejintenzivnější změna zbarvení je pozorována u těžného křemičitého kameniva obsahující železo, když zahříváním dochází k oxidaci minerálních složek kameniva a objeví se červené zbarvení. Na rozdíl od křemičitého kameniva, které zahříváním červená, kamenivo obsahující uhličitan vápenatý z důvodu rozpadu uhličitanu na vápno získává bledé odstíny bílé a šedé barvy. [24]

3.3 Chování železobetonu

Únosnost železobetonové konstrukce je zajištěna společným působením betonu a ocelové výztuže, zvýšené teploty tak nemají vliv pouze na samotnou cementovou matici a kamenivo, ale výrazně mění i chování ocelových vložek. Výztuž je chráněna betonovou krycí vrstvou, která zajišťuje spolupůsobení betonu s výztuží, chrání výztuž před vlivy okolního prostředí a v případě působení požáru na konstrukci chrání výztuž před účinky vysokých teplot. [5]

Vysoké teploty způsobují protažení ocelových vložek a ztrátu jejich pevnosti. Změny vlastností výztužných ocelí namáhaných vyššími teplotami mají pro konstrukci značný význam a stejně jako tepelná degradace betonu mohou vést na destrukci konstrukce. Ohřátí výztuže ovlivní všechny parametry pracovního diagramu oceli, mezi které se řadí například mez kluzu, modul pružnosti, pevnost, mezní přetvoření atd. Citlivost oceli na změny teploty se různí podle druhu oceli. Obecně lze říci, že ohřevem se mění charakteristiky pracovního diagramu oceli tvarované za studena podstatně výrazněji než u oceli válcované za tepla. [5], [12]

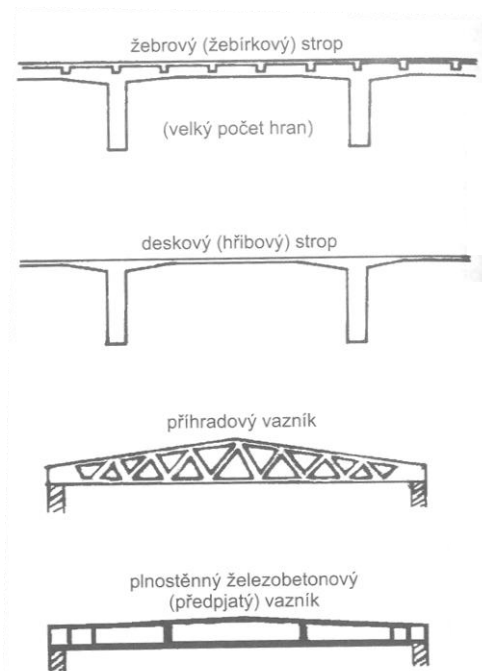
Při běžných teplotách materiály spolupůsobí díky přibližně shodným součinitelům teplotní roztažnosti. Nárůst teploty nad 100 °C ovlivňuje soudržnost výztuže a betonu. Součinitel teplotní roztažnosti oceli i betonu se s rostoucí teplotou zvyšuje, pro ocel nabývá vyšších hodnot. Dochází tak ke vzniku napětí a pozvolna se snižuje soudržnost betonu s výztuží. Ocel válcovaná za tepla je houževnatější, a proto z hlediska soudržnosti působí příznivěji. Je také vhodné použít do betonu kamenivo s podobnou teplotní roztažností jakou má ocel, například betony s vysokopecní struskou, čedičem či vápencem. [5]

Pro soudržnost betonu s ocelí platí následující zásady:

- výrazně se liší soudržnost hladkých a žebírkových ocelí; kvalita povrchu hladkých ocelí výrazně ovlivňuje soudržnost za vysokých teplot, v případě silně zkorodovaného povrchu se chovají hladké oceli velmi podobně jako oceli žebírkové;
- průměr výztuže a výška žebírka profilované oceli nižší než 0,2 mm působí jen v nepatrné míře;
- druh kameniva patří k rozhodujícím faktorům – vlivem nižší tepelné deformace betonu se získá vyšší soudržnost při narůstajících teplotách.

Doba, po kterou jsou schopny železobetonové konstrukce vzdorovat vlivům vyšších teplot, závisí:

- na druhu kameniva, druhu betonu a poměru mísení jeho složek;
- na druhu a tvaru konstrukce – deskové stropy se požárem poškodí méně než trámové či žebrové stropy s viditelným podhledem, které jsou vystaveny požáru z více stran – viz obr. 3.23;
- na vzdálenosti a poloze konstrukce vzhledem k centru požáru;
- na uvolňování mechanicky nebo chemicky vázané vody odpařováním;
- na způsobu přejímání tepla (přímým stykem s plameny nebo sáláním);
- na tloušťce konstrukce a jednotlivých jejích částí, na kterých závisí způsob prohřátí;
- na tloušťce ochranné betonové vrstvy výztuže;
- na druhu výztužné oceli a způsob uložení v průřezu.



Obr 3.23 Vliv tvaru konstrukcí na jejich požární odolnost [12]

Zvýšené teploty značně ovlivňují parametry betonářských výztuží. Zahřeje-li se výztuž nad 200 °C, nastane výrazný pokles meze průtažnosti, a při teplotách 400 – 600 °C dosahuje výztuž maximálních napětí. Obecně se za kritickou teplotu výztuže v železobetonových konstrukcích považuje 530 °C. Při těchto teplotách zároveň klesá i pevnost v tahu. Pokud bude dosaženo meze průtažnosti, nastane u konstrukce namáhané ohybem zlom.[8], [12]

Postupným prohříváním ohýbaného prvku se mění původní rozdělení napětí po výšce průřezu, neutrální osa se posunuje k nejvíce tlačnému vláknu průřezu a přetvoření tohoto vlákna roste. Současně narůstají průhyby konstrukčního prvku. Přetvoření vzrůstá postupně s růstem teplot za předpokladu, že nedojde k náhlému odpadnutí vrstvy betonu nebo ke vzniku velkých trhlin, při kterých by byla odhalena výztuž a byla by tak přímo vystavena účinkům požáru. [12]

3.4 Chování předpjatého betonu

Předpjatý beton se používá především u konstrukcí namáhaných ohybem nebo kombinací ohybu a tlaku (tj. stropní prvky a sloupy). Konstrukční části vyrobené z předpjatého betonu odolávají účinkům vysokých teplot hůře a po kratší dobu než železobetonové konstrukce, poněvadž jsou díky využití předpínací výztuže navrhovány průřezy s menšími rozměry a ty se působením požáru rychleji prohřejí. Další jejich

nevýhodou při předpínání je používání tvrdých za studena tažených patentovaných drátů, které jsou citlivější na vysoké teploty než ocel zpracovaná za tepla používaná na vyztužení monolitických nebo prefabrikovaných železobetonových konstrukcí.

Předpínáním se do ocelových výztuží vnáší značné napětí, které se výrazně podílí na únosnosti prvku. Během požáru se ale napjatost prvku zásadně mění a je vhodné konstrukci umožnit co nejvíce dilatovat, především v místě uložení.

Únosnost předpjatého betonu je nepříznivě ovlivňována účinky vyšších teplot, především je snižována pevnost a modul pružnosti předpínací výztuže (i betonu), zvětšuje se dotvarování předpínací výztuže a zhoršuje se soudržnost. Může dojít k přetržení předpínací výztuže, rozdrčení tlačeného betonu, usmýknutí v šikmé trhlině nebo k selhání soudržnosti v kotevní oblasti. Výztuž vlivem vysokých teplot nadměrně dotvaruje, čímž dochází k redukci předpětí způsobující vznik trhlin v tažené oblasti a následné snížení tuhosti průřezu. Vznikem trhlin v betonu a jejich rozevíráním se omezuje ochranná funkce betonové vrstvy a zvýšené teploty se pak mohou působit přímo na výztuž.

Nosnost konstrukce z předpjatého betonu bývá také narušena odprýskáváním povrchových částí konstrukce (viz kapitola 3.6 Odštěpování betonu), které způsobuje redukci plochy průřezu, změnu excentricity normálových sil a někdy až destrukci. I samotná předpínací síla působící na zmenšený průřez s větší výstředností může být pro konstrukci destruktivní. Odštěpením povrchové vrstvy betonu je výztuž vystavena přímým účinkům ohně – rychleji se tak prohřívá a ztrácí únosnost.

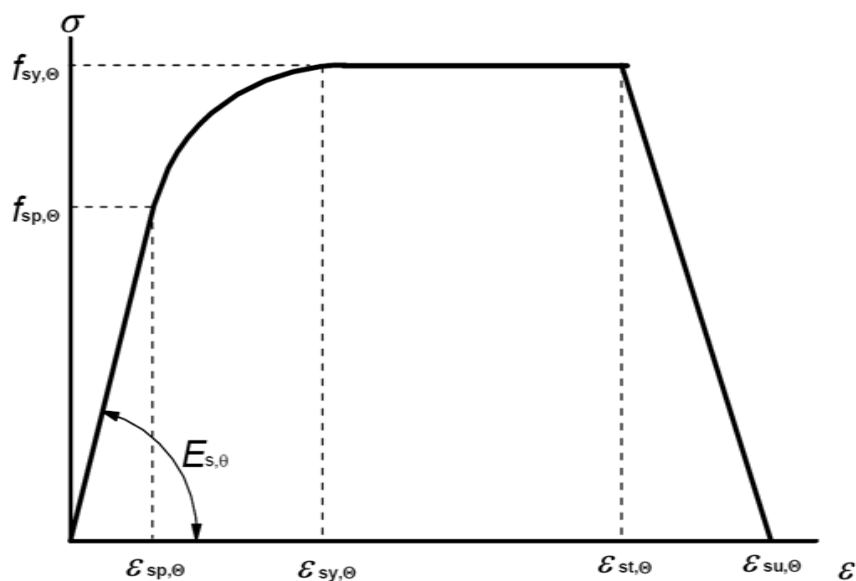
Předpjatá konstrukce se působením požáru nezřítí náhle, neboť prohříváním se konstrukce nejprve prohýbá. Deformace rostou spolu s teplotou. Nejčastěji jsou předpínány dráty a lana, které se vyrábí tvářením za studena z uhlíkaté a nízkolegované oceli. Druhou možností jsou předpjaté tyče (pruty) kalené a popouštěné, tzn. tvářené za tepla. [12], [27]

Předpjaté dráty se protahují již při zahřátí na teplotu 150°C a tyto deformace jsou nevratné. S rostoucí teplotou roste i protažení výztuže a deformace konstrukce. Pro předpjaté betonové prvky je kritická teplota ocelových prutů 400 °C, u lan a patentovaných drátů dokonce pouze 350 °C. Stropní konstrukce z předpjatého betonu, vyztužené tvrdou ocelovou výztuží, se již při zahřátí na 300 °C výrazně prohýbají, jejich průhyb je roven asi 1/40 rozpětí. Dalším působením ohně by se konstrukce zřítela dříve, než se sníží mez pevnosti ocelového drátu na hodnotu napětí vyvozeného zatížení. [12]

Ani po ochladnutí se deformovaná výztuž nevrátí do původního stavu, vysoké teploty tedy způsobují trvalé deformace předpjatých konstrukcí. Konstrukce postižené požárem jsou poškozené trvale, protože se zmenšuje jejich předpětí. [5], [8], [12]

3.5 Změny vlastností betonářské a předpínací výztuže

Pevnostní a deformační parametry betonářské a předpínací výztuže při zvýšených teplotách se určí z pracovního diagramu, viz obr. 3.24. Diagram je charakterizován sklonem v lineárně pružné oblasti $E_{s,\theta}$, mezí úměrnosti $f_{sp,\theta}$ a maximálním napětí $f_{sy,\theta}$ pro betonářskou ocel, respektive $E_{p,\theta}$, $f_{pp,\theta}$ a $f_{py,\theta}$ pro předpínací ocel. Hodnoty pro uvedené vlastnosti jsou uvedeny v tabulkách 3.5 až 3.7. Hodnoty maximálního napětí $f_{sy,\theta}$ resp. $f_{py,\theta}$ jsou vztaženy k charakteristickým hodnotám výztuže betonářské f_{yk} a předpínací f_{pk} . Pro mezilehlé hodnoty se doporučuje interpolovat. [27]



Obr. 3.24 Matematický model pracovního diagramu betonářské a předpínací oceli při zvýšených teplotách (pro předpínací výztuž se zamění index „s“ indexem „p“) [27]

Tab. 3.5 Matematický model pracovního diagramu výztuže při zvýšených teplotách [27]

Oblast	Napětí $\sigma(\theta)$	Modul pružnosti
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
parametr ^{*)}	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ výztuž třídy A: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
funkce	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
^{*)} Hodnoty parametrů $\varepsilon_{pt,\theta}$ a $\varepsilon_{pu,\theta}$ pro předpínací výztuž lze brát z tabulky 3.3. Výztuž třídy A je definována v příloze C EN 1992-1-1.		

Pro betonářskou výztuž jsou uvedeny hodnoty parametrů oceli válcované za tepla a tvářené za studena v tab. 3.6, hodnot lze využít pro ocel namáhanou jak tahem, tak i tlakem. Volí se mezi dvěma třídami hodnot pracovního diagramu betonářské výztuže, a to mezi třídou N a X. Obecně se doporučuje využít hodnot třídy N výztuže, v případě experimentálního ověření hodnot lze použít hodnot třídy X. [27]

Tab. 3.6 Hodnoty třídy N parametrů pracovního diagramu betonářské výztuže při zvýšených teplotách [27]

Teplota oceli θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	válcované za tepla	tvářené za studena	válcované za tepla	tvářené za studena	válcované za tepla	tvářené za studena
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Charakteristiky předpínací oceli se stanoví ze stejného matematického modelu používaného pro určení vlastností betonářské oceli. U předpínacích ocelí se volí mezi třídou A a B, přičemž se standardně doporučuje třída B. Třidu A lze použít pouze v případě experimentálního ověření uvedených hodnot pracovního diagramu. Hodnoty třídy B pro parametry pracovního diagramu uvádí tabulka 3.7 pro dráty a lana (za studena tvářené oceli) a pro pruty (kalené a popouštěné oceli). Pro třídu A je β dána vztahem

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \times \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right]$$

pro třídu B platí $\beta = 0,9$. [27]

Tab 3.7 Hodnoty pro parametry pracovního diagramu za studena tvářených („zst“) a kalených a popouštěných („k&p“) předpínacích ocelí při zvýšených teplotách [27]

Teplota oceli θ [°C]	$f_{py,B} / (\beta f_{pk})$			$f_{pp,B} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]
	zst		k&p	zst	k&p	zst	k&p	zst, k&p	zst, k&p
	třída A	třída B							
	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1 000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1 100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

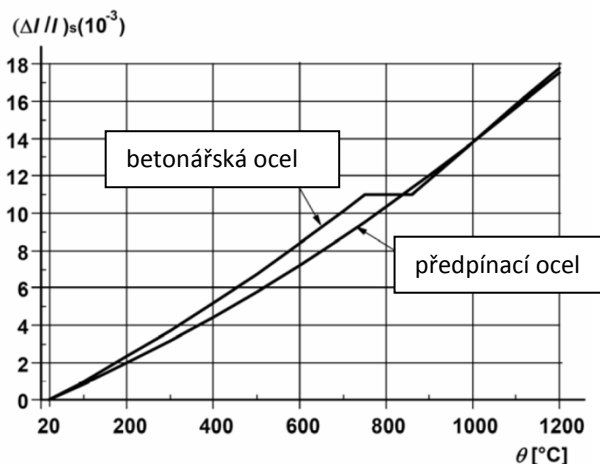
Zahříváním výztužných ocelí dochází také ke změnám jejich teplotních roztažností. Teplotní poměrné přetvoření oceli se definuje ve vztahu k délce při teplotě 20 °C. Pro betonářskou ocel platí závislosti:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2 && \text{pro } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{pro } 750 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 860 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta && \text{pro } 860 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200 \text{ } ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

U předpínací oceli platí závislost:

$$\varepsilon_p(\theta) = -2,016 \cdot 10^{-4} + 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2 \quad \text{pro } 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,200 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ [27]}$$

Uvedené závislosti jsou vyobrazeny na obr. 3.25. Celkové teplotní prodloužení oceli.



Obr. 3.25 Celkové teplotní prodloužení oceli [27]

3.6 Odštěpování betonu

Při požáru se povrch vystaveného betonového prvku velmi rychle ohřívá. Tento nárůst teploty způsobuje odpaření části kapalné vody a vlhkost (tj. kapalná fáze vody i vodní pára) se pak přesouvá pórovitou strukturou betonu do oblasti s nižší teplotou, kde část par z kondenzuje a způsobí tak lokální růst vlhkosti. Po překročení teploty 105 °C se začíná uvolňovat chemicky vázaná voda (dochází k dehydrataci betonu) a tato voda také postupuje do chladnějších částí prvku. Z důvodu nízké permeability betonu (řádově dosahuje hodnot až 10^{-18} m^2) není umožněno vlhkosti pronikat strukturou betonu takovou rychlostí, jakou je uvolňována další voda dehydratací a odpařováním. Kapalná voda obsažená v pórech omezuje další přesun vlhkosti a tvoří bariéru (označována jako *moisture clog* nebo také *water clog*) a vede na značný nárůst pórových tlaků v blízkosti povrchu vystaveného zvýšeným teplotám.

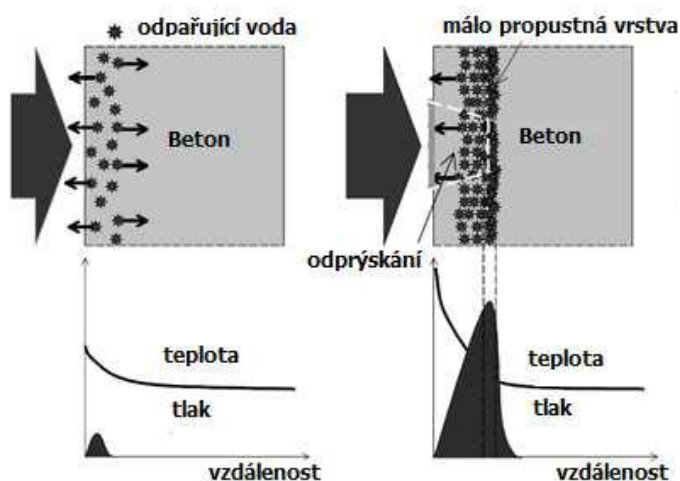
Zvýšený pórový tlak může vyvolat selhání struktury betonu a způsobit odštěpování povrchových vrstev betonu (tzv. *spalling*), viz obr. 3.26. Tato hypotéza se týká především vysokohodnotných a vysokopevnostních betonů, které jsou charakterizovány nízkou permeabilitou a pórovitostí a vysokou objemovou hmotností.

Je zřejmé, že přítomnost vody v betonu přispívá ke zvýšení pravděpodobnosti výskytu odštěpování, proto se v i platné normě uvažuje s omezením obsahu vlhkosti

hodnotou k . Předpokládá se, že při vlhkosti betonu menší než 3 % hmotnosti je nepravděpodobné, že dojde k explosivnímu odštěpování (vlhkost menší než 3 % lze předpokládat pro stupeň vlivu prostředí X0 a XC1). Při vlhkosti betonu vyšší než 3 % se má přesněji posoudit množství vlhkosti, typ kameniva, propustnost betonu a rychlost zahřívání. Literatura ale odkazuje na případy, kdy k odštěpování došlo i pod touto hranicí vlhkosti a dokazuje, že ani limit 3 % vlhkosti nezaručuje bezpečnost vůči odštěpování. Vznik spallingu podle teorie pórových tlaků znázorňuje obr. 3.27. [5], [24], [27], [37]



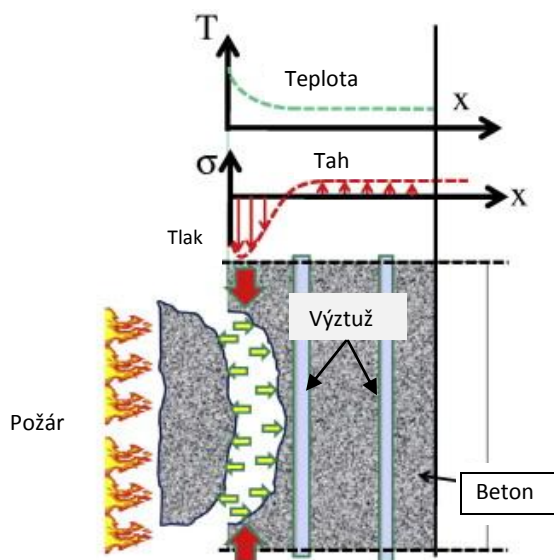
Obr. 3.26 Ukázka odštěpování povrchové vrstvy betonu (různý rozsah) [38], [39]



Obr. 3.27 Spalling podle teorie pórových tlaků [40]

Jiná teorie vysvětluje odštěpování jako důsledek křehkého lomu a rozvrstvení s boulením. Vlivem teplotní roztažnosti betonu a značných rozdílů teploty mezi chladnou a ohřátou částí vzniká napětí od teploty. Tlakové napětí roste ve směru rovnoběžném k povrchu betonu, distribuce napětí pak vede na rozvoj tahových namáhání v kolmém

směru. Odštěpování se objevuje, jakmile tahové namáhání překročí pevnost betonu v tahu. Tato teorie také poukazuje na fakt, že růst vnitřních pórových tlaků nemůže být jedinou příčinou pro výskyt odštěpování, neboť v okamžiku počátku rozvoje trhliny vytvořené pórovým tlakem, vnitřní tlak pórů okamžitě poklesne. Pórový tlak tak pravděpodobně může působit jako spouštěč odštěpování, ale růst trhlin a následné odštěpování závisí na tepelném napětí (viz obr. 3.28). [24], [37], [41]



Obr. 3.28 Spalling podle teorie tepelných napětí [41]

Při požárech se vyskytují různé typy odštěpování betonu vlivem vysokých teplot. Podle projevu a příčin se rozlišuje několik základních typů odprýsknutí betonu:

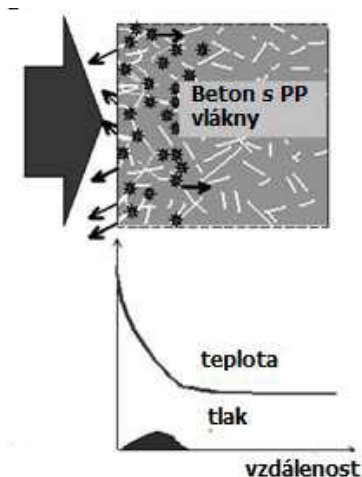
- a) **explozivní odštěpování** se objevuje v počáteční fázi požáru, tj. 7 – 30 minut po jeho vzniku (závisí na typu betonu). Dochází k prudkému odlupování menších i větších částí betonu (plošný rozměr 100 až 300 mm do hloubky 15 až 20 mm) z povrchu betonového prvku. Může se vyskytovat ojediněle, po pravidelných intervalech, dokonce i na místech, kde již k odštěpení došlo, což zapříčiňuje vznik hlubokých výmolů vedoucích k redukci průřezové plochy prvku a tím k redukci nosné a případné dělicí funkce;
- b) **plošné odštěpování** se projevuje v úvodní fázi působení zvýšených teplot vznikem plošných podpovrchových puchýřů nebo dutin a následné odprýsknutí menších částí o rozměru asi 20 mm. Konstrukce je pak ohrožena možným celoplošným odstraněním krycí vrstvy a celkovým obnažením výztuže;
- c) **štěpení a odprýsknutí částí kameniva** způsobené rozdílnou tepelnou roztažností složek betonové směsi a narušením vazby mezi kamenivem a zatvrdlým cementovým

tmelem v důsledku fyzikálních a chemických změn probíhajících vlivem tepelného zatížení;

- d) oddělení hran a rohových částí** se vyskytuje v pokročilejší fázi požáru, kdy se plně rozvinou trhliny způsobené tahovým namáháním podél hran a rohů v místech uložení výztuže. [37]

Nejvíce konstrukci ohrožuje explozivní forma odštěpování, která snižuje plochu průřezu a může vést až ke kolapsu konstrukce. V současnosti se k omezení odštěpování povrchových vrstev betonu obvykle používají izolační obkladové desky nebo nástříky. Ovšem jednou z nejúčinnějších metod pro omezení nebo zabránění vzniku poškození betonových konstrukcí vlivem odštěpování je zabudování polypropylenových vláken přímo do materiálu ve fázi míchání složek betonu (viz obr. 3.29). Působením požáru dojde k vyhoření těchto vláken (asi při 170 °C) a na jejich místě se vytváří síť otevřených pórů. Růst pórovitosti a propustnosti usnadňuje únik přebytečné vodní páry a přispívá ke snížení vnitřního pórového tlaku, čímž omezuje odštěpování. Zkoumají se také možné pozitivní vlivy přidavku jiných typů vláken (například celulózová vlákna). [24], [32], [37]

Spallingu lze bránit také konstrukčními opatřeními. EC 2 požaduje v případě umístění výztuže v osové vzdálenosti 70 mm a vyšší provedení povrchové výztuže. Výztužná síť umístěná u povrchu musí být z prutů s průměrem nejméně 4 mm a s roztečemi nejvýše 100 mm. [27]



Obr. 3.29 Vliv přidavku polypropylenových vláken na redukcii spallingu [40]

4 ÚČINKY POŽÁRU NA OCELOVÉ KONSTRUKCE

O oceli se hovoří jako o nehořlavém stavebním materiálu, ale typickou vlastností ocelových konstrukcí je jejich nízká požární odolnost v porovnání s železobetonovými či masivními dřevěnými konstrukcemi. Vysoké teploty způsobují deformace ocelových konstrukcí, což zapříčiňuje ztrátu jejich únosnosti a stability. Vlivem vysoké tepelné vodivosti oceli se části konstrukce velmi rychle prohřívají, zvýšené teploty při požáru redukuje mechanické vlastnosti oceli a dochází tak k rychlým a významným změnám tvaru konstrukce (viz obr. 4.1 a 4.2). Vyskytují se i případy, kdy se nechráněné ocelové konstrukce zřítily již za 15 minut od vypuknutí požáru. Proto je třeba posuzovat požární odolnost ocelových konstrukcí velmi citlivě a dbát na protipožární ochranu. [5], [6]



Obr. 4.1 Deformace styčnicku ocelové konstrukce (požární zkouška v Cardingtonu) [42]



Obr. 4.2 Pražský Průmyslový palác po požáru (rok 2008) [43]

4.1 Požárně ochranné materiály

Požárně ochranné materiály chrání konstrukce stíněním nebo schopností tepelně izolovat před působením vysoké teploty, a tím zvyšují požární odolnost konstrukce. Požárně ochranné materiály musí nejen snížit růst teplot v konstrukci při požáru, ale i plnit funkci celistvosti při zvýšených teplotách. Teplotou změněné vlastnosti těchto materiálů se prokazují zkouškami.

Obvykle se požárně ochranné materiály člení podle způsobu jejich instalace následovně:

- **Obetonování** (případně obezdívání) – dříve široce rozšířený způsob ochrany ocelových konstrukcí, v současnosti se již od něj ustupuje z důvodu časové náročnosti procesu a vzniku masivních konstrukcí. Ekonomická výhodnost obetonování je stále zachována u ocelových nosníků zapuštěných do betonového stropu.
- **Omítání** – pro mírné zvýšení požární odolnosti. Nedostatek aplikace však spočívá v rozdílné tepelné roztažnosti oceli a omítkoviny při vysokých teplotách, což může způsobit odpadávání omítky. Mírně lze odpadávání redukovat vložením pletiva při nanášení omítkoviny.
- **Nástřík** – získá se ochrana s poměrně malou hmotností v porovnání s obetonováním. Nástřík ale snižuje estetickou hodnotu prvku, proto se užívá jen pro nosníky zakryté podhledem. Nástříkový materiál obvykle obsahuje cementové či sádrové pojivo s expandovaným perlitem, vermikulitem nebo ztužujícími minerálními vlákny. Vrstvy nástříku silnější než 40 mm se doplňují pletivem pro zlepšení soudržnosti a adheze k podkladu. Nástříky lze s výhodou využít pro aplikaci na složité detaily, například šroubové spoje. Nevýhodou je však mokrá způsob aplikace.
- **Zpěňující nátěry** – patří k nejpoužívanějším druhům protipožárních nátěrů. Nátěr při vyšší teplotě (150 až 200 °C) chemicky reaguje a jeho objem vzroste přibližně padesátkrát. Vytvoří tuhou tepelně izolační pěnu.
- **Obkladové desky** – mohou být sádrokartonové, třískocementové, vermikulitové a vápenosilikátové. Instalují se přímo na chráněný prvek nebo na pomocný nosný rošt. Lze je snadno instalovat suchým způsobem. Při vhodném využití mohou vykazovat vysokou dobu životnosti.

- **Výplň ocelových dutých profilů betonem** – beton odvádí teplo a s rostoucí teplotou přebírá únosnost konstrukce. Tato metoda ochrany však není příliš rozšířena.
- **Chlazení ocelových dutých profilů** – profil se naplní vodou, která brání rychlému ohřívání dutého profilu. Jedná se o velmi nákladnou metodu využitelnou pouze pro speciální konstrukce. [5], [6]

4.2 Změny vlastností oceli vlivem zvýšených teplot

Pro návrh nových a hodnocení existujících ocelových konstrukcí na účinky požáru je nutno znát změny chování materiálu při zvýšených teplotách. Problematice se věnuje norma ČSN EN 1993-1-2 (Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru). [44]

Vlastnosti oceli jsou ovlivněny jak složením, a to především poměrem železa a uhlíku, tak i způsobem tepelně mechanického zpracování, například jsou rozdíly mezi parametry prvků válcovaných za tepla a tvarovaných za studena. [5]

Teplota značně ovlivňuje vlastnosti všech typů oceli. Asi do teploty 350 °C mechanické vlastnosti oceli klesají pouze mírně a neohrožují bezpečnost objektu. Při zahřátí na vyšší teploty výrazně narůstají deformace prvků a tento jev se ukazuje jako významná slabina ocelových konstrukcí. Po překročení této teplotní hranice dochází k rekrystalizaci mikrostruktury oceli, mění se vazebné síly v materiálu a zhoršení mechanických vlastností je markantnější.

Zahříváním nad kritickou teplotu se konstrukce vlivem pevnostních ztrát a výrazných deformací zřítí a zpravidla s sebou strhnou i další konstrukce, se kterými jsou spojeny nebo do kterých jsou zakotveny. Zjednodušeně lze za kritickou teplotu považovat hodnotu 470 °C. Tato však uvažuje s rezervou v únosnosti při běžné teplotě a je ovlivněna velikostí napětí při statickém namáhání. Při větší rezervě únosnosti konstrukce roste i mezní hodnota kritické teploty. [5], [6]

Eurokód 3 uvádí způsob stanovení kritické teploty oceli $\theta_{a,cr}$ v závislosti na stupni využití μ_0 v čase $t = 0$ podle rovnice

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

kdy μ_0 se určí jako poměr návrhové hodnoty účinků zatížení při požáru a návrhové hodnoty únosnosti při požáru v čase $t = 0$. Například pro stupeň využití únosnosti oceli 0,8 je kritická teplota 496 °C, pro 0,7 bude $\theta_{a,cr}$ 526 °C a pro 0,6 je $\theta_{a,cr}$ 554 °C. [5], [44]

Při klasifikaci ocelových prvků lze bez dalšího prokazování u následujících částí konstrukcí uvažovat kritickou teplotu:

- 500 °C pro sloupy, nosníky, průvlaky, vazníky, střešní nosníky a podobné prvky zajišťující stabilitu objektu nebo jeho části a pro sloupy podpírající technická nebo technologická zařízení;
- 560 °C pro zavětrovací prvky, střešní nosníky (vaznice, krokve apod.) či prvky střešních pláštěů, pro roštové podlahové a jiné prvky, u kterých se vyžaduje požární odolnost;
- 620 °C pro nosné prvky obvodových pláštěů, které nezajišťují stabilitu objektu ani jeho části. [6], [8]

Pokračujícím zahříváním ocelové konstrukce dojde při dosažení teplot v rozmezí mezi 700 a 800 °C ke smršťování struktury oceli důsledkem změny její mikrostruktury.

Nejvýrazněji jsou vznikem nadměrných deformací a následným zřícením ohroženy nosné ocelové prvky stropních konstrukcí, protože při požáru v uzavřených prostorech jsou nejvyšší teploty lokalizovány pod jejich stropy. Navíc ocelové konstrukce zpravidla bývají navrhovány na velká rozpětí s vysokým stupněm využití a často jsou do nich upínány těžké dílce (např. stropní desky), které mají přenášet značná užitná zatížení. [6]

Ocelové konstrukce, na rozdíl od konstrukcí betonových, vykazují lepší chování z hlediska opětovného nabývání snížených vlastností vlivem požáru. Prvky tvořené konstrukční ocelí obvykle po ochlazení znovu získají původní materiálové parametry a v případech, kdy nevzniknou při požáru nadměrné deformace, lze ocel využívat i po požáru. [6]

4.2.1 Mechanické vlastnosti oceli

Pro chování oceli za vysokých teplot platí obecné pravidlo – s rostoucí teplotou pevnost oceli klesá, ale tažnost a plastické vlastnosti rostou. Tím může docházet k deformacím a dalším poruchám závislým na druhu zatížení a způsobu podepření prvku.

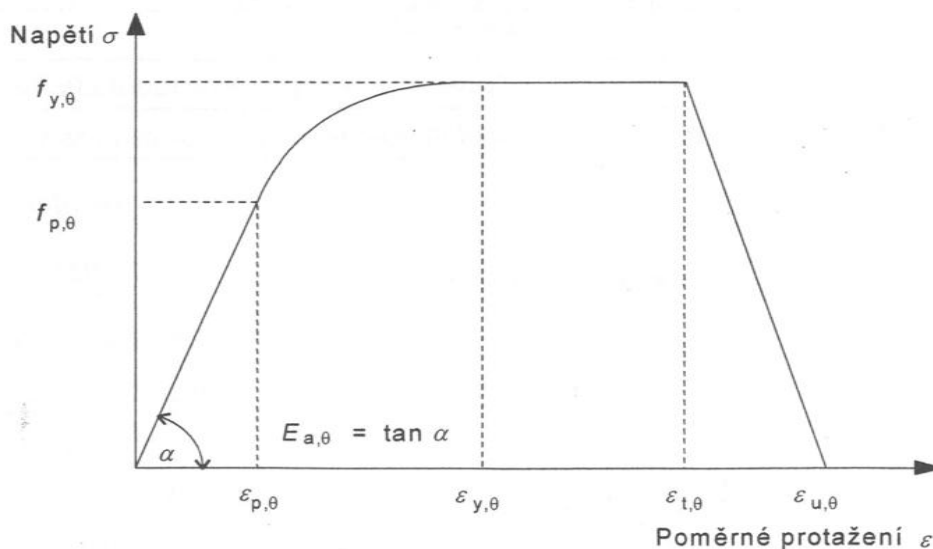
Za základní mechanické vlastnosti oceli jsou považovány:

- mez kluzu – s rostoucí teplotou se mez kluzu snižuje. Při teplotách přes 400 °C je mez kluzu nevýrazná a proto se pro navrhování použije mez úměrnosti.
- mez pevnosti – hodnota meze pevnosti nejprve mírně stoupá, při teplotách asi 250 °C dosahují svého maxima a při teplotě přibližně 350 °C nabývají původní hodnoty. S dalším růstem teplot mez pevnosti prudce klesá

a po dosažení teploty 650 °C vykazuje ocel pouze 20 – 25 % své původní pevnosti.

- modul pružnosti – do výpočtu se používá pro stanovení tuhosti prvků a jejich částí při stabilitě. Jeho běžně uvažovaná konstantní hodnota platí pouze do meze úměrnosti, poté velikost modulu pružnosti klesá. V konstrukci se vzrůstající teplotou napětí stoupá, překračuje hodnoty meze úměrnosti a dostává se do plastické oblasti, kde modul pružnosti prudce klesá.
- tažnost – charakterizuje velikost plastických deformací, které zůstávají i po působení napětí. Do teplot 250 °C tažnost klesá, po překročení této mezní teploty tažnost výrazně roste.
- tečení v čase – vyjadřuje trvalé deformace materiálu při stálém zatížení a výrazně se u oceli projevuje při teplotě nad 350 °C.

Pevnostní a deformační charakteristiky oceli při teplotě rostoucí rychlostí 2 až 50 K.min⁻¹ se určí z pracovního diagramu uvedeného na obr. 4.3. Diagram je definovaný účinnou mezí kluzu $f_{y,\theta}$, mezí úměrnosti $f_{p,\theta}$, příslušnými hodnotami poměrného protažení $\varepsilon_{y,\theta}$ respektive $\varepsilon_{p,\theta}$, největším poměrným protažením na mezi kluzu $\varepsilon_{t,\theta}$, konečným poměrným protažením $\varepsilon_{u,\theta}$ a sklonem lineární pružné části $E_{a,\theta}$. Závislosti matematického modelu pracovního diagramu oceli při zvýšených teplotách jsou uvedeny v tabulce 4.1.



Obr. 4.3 Pracovní diagram oceli při zvýšených teplotách [44]

Tab. 4.1 Matematický model pracovního diagramu oceli za vyšších teplot [44]

Poměrné protažení	Napětí σ		Modul pružnosti	
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$		$E_{a,\theta}$	
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$		$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$	
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta}$		0	
$\varepsilon_{u,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \right]$		-	
$\varepsilon = \varepsilon_{t,\theta}$	0,00		-	
Parametry	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{u,\theta} = 0,15$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,20$
Funkce	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$			

Pro vztah napětí a poměrného protažení při zvýšené teplotě v porovnání k hodnotám při 20 °C se využívá redukčních součinitelů. Jsou definovány takto:

- redukční součinitel účinné meze kluzu vztažené k mezi kluzu při 20 °C:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$$

- redukční součinitel meze úměrnosti vztažené k mezi kluzu při 20 °C

$$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$$

- redukční součinitel sklonu lineární pružné části vztaženého ke sklonu (modulu pružnosti oceli E_s) při 20 °C

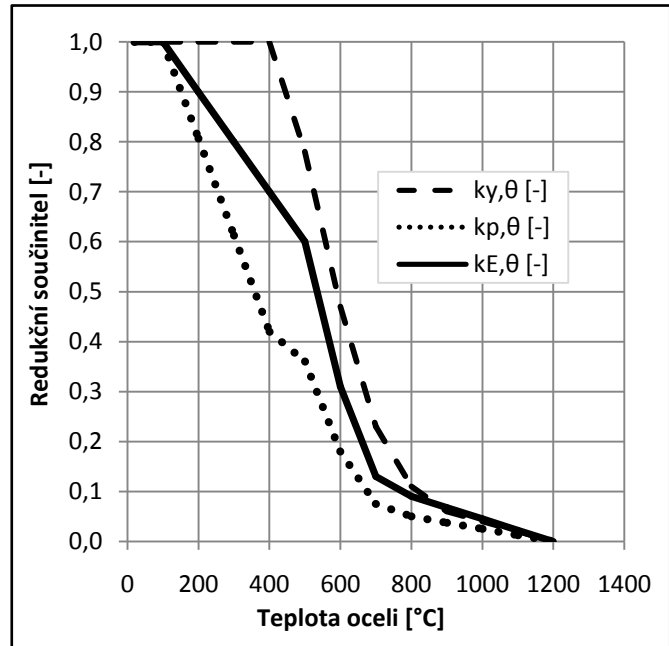
$$k_{E,\theta} = f_{E,\theta} / f_y$$

V následující tabulce 4.2 a v obrázku 4.4 jsou uvedeny hodnoty redukčních součinitelů pevnostně deformačních charakteristik oceli v závislosti na teplotě oceli. Pro mezilehlé hodnoty teplot je umožněna lineární interpolace. [44]

Tab. 4.2 Redukční součinitele parametrů pracovního diagramu oceli při požáru [44]

θ_a [°C]	$k_{y,\theta}$ [-]	$k_{p,\theta}$ [-]	$k_{E,\theta}$ [-]
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,807	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,420	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,0000	0,0000

Obr. 4.4 Redukční součinitele parametrů pracovního diagramu oceli při požáru [44]



Další významnou vlastností konstrukční oceli je její hustota. Hustota oceli ρ_a se uvažuje nezávisle na teplotě oceli v hodnotě $7850 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$. [44]

4.2.2 Tepelné vlastnosti oceli

Výraznými změnami teplot oceli se mění i její tepelné vlastnosti. Nejvýznamnějšími tepelnými vlastnostmi oceli jsou poměrná teplotní roztažnost, měrné teplo a tepelná vodivost.

Poměrná teplotní roztažnost

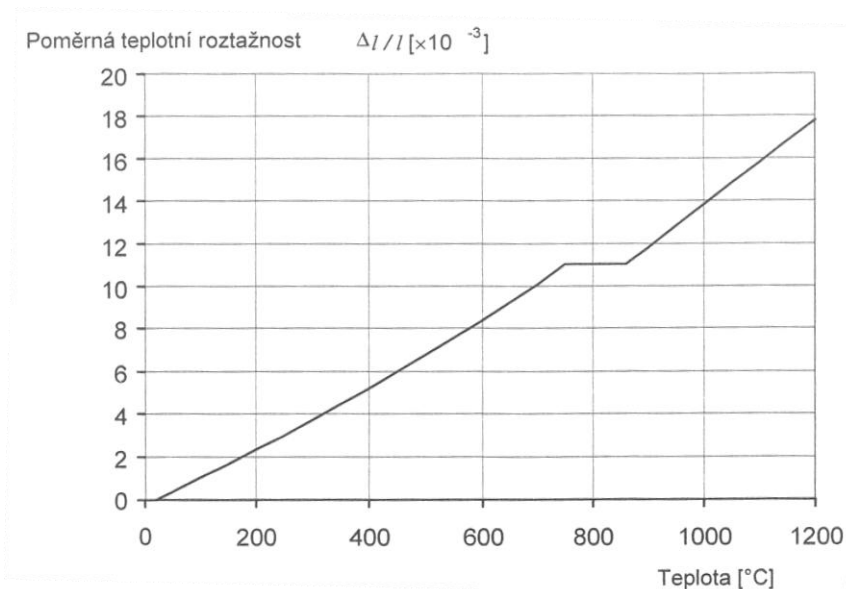
Teplotní roztažnost oceli se výrazně podílí na nízké požární odolnosti ocelových konstrukcí. Například ocelový nosník délky 10 m se ohřevem z běžných teplot na 400 °C prodlouží o přibližně 50 mm. V případě dokonale vetknutých konstrukcí, kterým není umožněno volné prodloužení, dochází k dosažení meze průtažnosti již při 100 °C . Proto je nutné poskytnout konstrukcím ohroženým vznikem požáru poskytnout dostatečné prostory pro dilatace. [6]

Poměrná teplotní roztažnost oceli $\Delta l/l$ v závislosti na teplotě se určí podle vztahů:

- $\Delta l/l = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4}$ pro $20 \text{ °C} \leq \theta_a < 750 \text{ °C}$;
- $\Delta l/l = 1,1 \cdot 10^{-2}$ pro $750 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 860 \text{ °C}$;
- $\Delta l/l = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3}$ pro $860 \text{ °C} < \theta_a < 1200 \text{ °C}$;

kde l je délka při 20 °C;
 Δl prodloužení vyvolané teplotou;
 θ_a teplota oceli [°C].

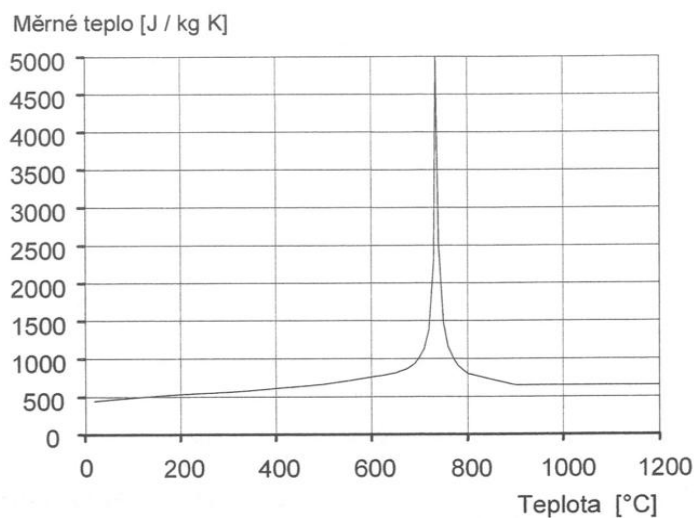
Závislost poměrné teplotní roztažnosti na teplotě je uvedena na obrázku 4.5. [6]



Obr. 4.5 Poměrná teplotní roztažnost oceli v závislosti na teplotě [44]

Měrné teplo

Měrné teplo oceli c_a s rostoucí teplotou narůstá velmi pozvolna s výjimkou teplot v oblasti 735 °C, kdy se křivka měrného tepla nachází ve vrcholu (viz obr. 4.6). Tato náhlá změna je způsobena změnou krystalické mřížky železa.



Obr. 4.6 Měrné teplo oceli v závislosti na teplotě [44]

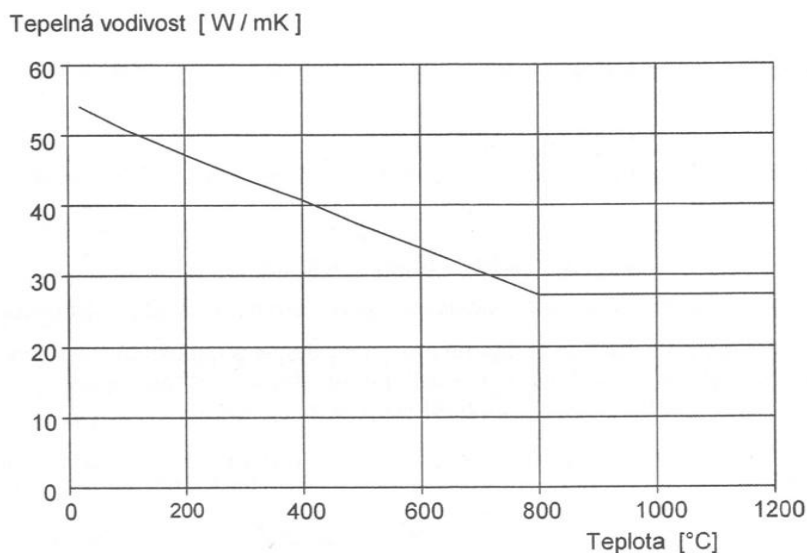
Hodnoty měrného tepla c_a [$\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$] oceli se odvíjí od teploty a určí se následovně:

- a) $c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a + 1,69 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3$ pro $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600 \text{ }^\circ\text{C}$
- b) $c_a = 666 + 13\,002 / (738 - \theta_a)$ pro $600 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735 \text{ }^\circ\text{C}$
- c) $c_a = 545 + 17\,820 / (\theta_a - 731)$ pro $735 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900 \text{ }^\circ\text{C}$
- d) $c_a = 650$ pro $900 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$

kde θ_a je teplota oceli [$^\circ\text{C}$]. [44]

Tepelná vodivost

Vysoká tepelná vodivost oceli λ_a [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$] způsobuje rychlé prohřátí průřezu konstrukčního prvku. Hodnoty λ_a s rostoucí teplotou lineárně klesají až do teploty $800 \text{ }^\circ\text{C}$, při jejímž překročení se tepelná vodivost stává konstantní, jak je patrné z obr. 4.7.



Obr. 4.7 Tepelná vodivost oceli v závislosti na teplotě [44]

Tepelná vodivost oceli λ_a se určí takto:

- a) $\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a$ [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$] pro $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800 \text{ }^\circ\text{C}$
- b) $\lambda_a = 27,3$ [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$] pro $600 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735 \text{ }^\circ\text{C}$

Veškeré výše uvedené parametry oceli se vztahují k běžně používané uhlíkaté oceli. Pro případ použití korozivzdorné oceli je nutno využít závislostí pro stanovení mechanických a tepelných vlastností v závislosti na teplotě oceli uvedených v Příloze C normy ČSN EN 1993-1-2. [44]

5 STAVEBNĚ TECHNICKÝ PRŮZKUM

Stavebně technický průzkum je chápán jako souhrn činností, které jsou schopny s pomocí nejrůznějších terénních i laboratorních metodik a s vynaložením přiměřených nákladů získat potřebné informace o vybrané konstrukci. Tyto informace jsou požadovány za různorodými účely, kterým by se měl přizpůsobit rozsah STP. Nejčastěji je STP požadován v souvislosti s následujícími záměry:

- a) nástavba nebo přístavba objektu,
- b) rekonstrukce,
- c) změna vlastníka objektu,
- d) zjištění příčin, případně závažnosti poruch objektu,
- e) nová výstavba v blízkém okolí. [45], [46], [47]

Obvykle si průzkumné práce kladou následující cíle:

- a) zjištění skutečného stavu konstrukce, tj. zjištění vad a poruch včetně určení příčin jejich vzniku, možnosti jejich dalšího rozvoje a vlivu na životnost a využitelnost objektu,
- b) zjištění a ověření základních materiálových charakteristik konstrukce,
- c) pořízení dokumentace stávajícího stavu konstrukce,
- d) ověření souladu chování konstrukce s výsledkem statického a dynamického výpočtu, dlouhodobé sledování objektu (např. změn deformací či ověření souladu chování konstrukce s výsledky výpočtů). [45], [46]

Výsledkem STP je závěrečná zpráva dostatečně popisující a hodnotící stav konstrukce.

5.1 Stupně stavebně technického průzkumu

Stavebně technické průzkumy jsou prováděny pro široké spektrum stavebních objektů a konstrukcí, proto se požadavky na obsah a rozsah průzkumu různí. Je nutno se přizpůsobit stavu a povaze objektu, druhu plánovaných stavebních úprav atd.

Podle rozsahu se obvykle rozlišují tři typy stavebně technického průzkumu (STP):

- 1) **Předběžný STP** – orientační zjištění rozsahu narušení konstrukcí pro plánování rekonstrukce či modernizace a stanovení odhadu jejich ceny a pro provozní periodické prohlídky.
- 2) **Podrobný STP** – podrobně dokumentuje stavebně technický stav vyšetřované konstrukce, výsledky slouží jako podklady pro statické výpočty, pro zpracování

projektové dokumentace a výběr vhodných technologických postupů. Podrobný STP stanoví typ a rozsah vad a poruch vyšetřované konstrukce (narušení povrchových vrstev betonu, míra koroze a obnažení výztužné oceli, významné poruchy, tloušťka betonové krycí vrstvy apod.) a charakteristiky zabudovaných stavebních materiálů (pevnosti, stupeň degradace apod.). V případě nutnosti se určí potřebné dimenze prvků.

- 3) **Doplňkový STP** – doplňuje a upřesňuje informace získané předchozím STP, důvodem mohou být nevyhovující nebo velmi rozdílné hodnoty posuzovaných parametrů, ale i nově zjištěné poruchy. Doplnkový STP může poskytovat informace o částech konstrukce, jež při podrobném průzkumu nebyly přístupné. [45], [46]

5.2 Volba diagnostických metod

Při provádění stavebně technického průzkumu se pro zjišťování potřebných informací o vlastnostech materiálů a konstrukcí používá mnoho diagnostických metod. Volba metody diagnostiky vhodná pro konkrétní konstrukci se řídí především rychlostí, přesností a cenou.

Rychlejší proces diagnostiky umožňuje poskytnout objednateli požadované výsledky v kratším termínu, což zkracuje celkovou dobu nutnou pro přípravu ochrany nebo oprav objektu či konstrukce. Přesnost metody významně ovlivňuje průkaznost získaných poznatků, a proto často rozhoduje o celkové kvalitě provedené diagnostiky. Cena měření se ukazuje jako neméně důležité kritérium pro volbu diagnostické metody. Rozpočet uvolněný na stavebně technický průzkum bývá velmi omezený a často jsou upřednostňovány finančně méně náročné metody prováděné s větší četností. Navíc díky rozsáhlejšímu statistickému souboru dat se zkoušky stávají více průkazné. Je nutné pečlivě vypracovat program stavebně technického průzkumu, aby zkoušky a četnost jejich provedení byly přiměřené danému účelu a aby nedocházelo k zbytečnému plýtvání finančními prostředky na stanovení nepotřebných parametrů konstrukcí či materiálů. [46]

5.3 Dělení metod stavebně technického průzkumu

Při provádění průzkumů se zásadně využívá více metod, které se navzájem doplňují. Metody zkoumání vlastností konstrukcí a materiálů se dělí na smyslové metody, při kterých se pro průzkum používají pouze jednoduché pomůcky a lidský sluch či zrak, a přístrojové a laboratorní metody se složitějšími přístroji a zařízeními.

Smyslovými metodami se zjišťují povrchová poškození, kvalita povrchů, vlhkost, trhliny, deformace a posuny většího rozsahu, poruchy spojů konstrukcí, stopy po biologických činitelích na stavebních materiálech, zakryté dutiny a odhad kvality materiálů.

Přístrojové diagnostické metody se rozdělují podle několika hledisek. Nejběžněji je lze rozdělit podle stupně poškození posuzované konstrukce na:

- a) nedestruktivní,
- b) semidestruktivní,
- c) destruktivní. [48]

5.4 Metody průzkumu betonové konstrukce po požáru

Zatížení betonové konstrukce zvýšenými teplotami může způsobit poškození v širokém rozmezí od staticky nevýznamných kosmetických vad, jako je usazení sazí či zápach, až po závažné poruchy konstrukčních prvků, kdy dochází k vybočení, značnému průhybu, prolomení části, případně až ke zřícení konstrukce. Průzkum by měl jasně odpovědět na otázku, zda je poškozený objekt možné opravit a rekonstruovat, nebo je nutná demolice. Stavebně technický průzkum požárem poškozené betonové konstrukce zahrnuje následující kroky:

- sumarizace dat týkajících se požární události (množství vody použité k hašení, dosažené teploty, délka trvání požáru a předpokládané požární zatížení),
- vyšetření poškození (vlivem požáru a hasební činnosti),
- klasifikace poškození,
- identifikace a výběr nejvhodnějších metod pro opravu. [49], [50]

5.4.1 Vizuální defektoskopie

Průzkum postiženého objektu se zahájí posouzením konstrukční celistvosti stavby za účelem rozhodnutí o možnosti bezpečného vstupu do objektu a jeho následném hodnocení. Provede se celková vizuální kontrola konstrukce a zjišťuje se, zdali bezprostředně nehrozí její zřícení. Vyhledávají se praskliny, odštěpování povrchových betonových vrstev, průhyby, deformace, vybočení a odhalení výztuže. [49], [50]

Konstrukce nereaguje na zatížení zvýšenými teplotami ve všech svých částech stejným způsobem. Proto se při posuzování poškození konstrukce vzniklých působením požáru celá konstrukce rozčlení na základní konstrukční prvky – sloupy, stropní desky

a trémové konstrukce (průvlaky, rámové příčle, stropní trámy, překlady apod.) a zkoumá se poničení těchto jednotlivých prvků. Stupeň poškození ovlivňuje únosnost a deformace prvků zasažených požárem, proto současně rozhoduje o možnostech a účelnosti sanačních úprav. Větší prostor problematice je věnován například v publikacích. [51], [52]

Všeobecně lze konstrukční prvky objektu podle rozsahu vizuálních defektů a požadovaného stupně sanace poškozené konstrukce klasifikovat následovně:

a) **kosmetické opravy**, kdy jsou zachovány původní parametry vzhledu betonu:

- běžná barva betonu,
- povrch bez trhlin,
- odštěpování povrchových vrstev se nevyskytuje,
- výztuž není odhalena,
- prvky nejsou prohnuté, zkroucené ani popraskané;

b) **povrchové a lokální opravy:**

- běžná barva betonu,
- povrch s nepatrnými povrchovými trhlinkami,
- zanedbatelné odštěpování povrchových vrstev,
- výztuž není odhalena,
- prvky nejsou prohnuté, zkroucené ani popraskané;

c) **četné opravy:**

- růžová barva betonu,
- mírný rozvoj trhlin,
- lokální odštěpování povrchových vrstev,
- odhalení až 25 % výztuže,
- prvky nejsou prohnuté, zkroucené ani výrazně popraskané;

d) **závažné opravy**

- šedivá barva betonu,
- rozsáhlé trhliny,
- značné odštěpování povrchových vrstev,
- odhalení až 50 % výztuže,
- výskyt drobných prasklin,
- prvky nejsou prohnuté ani zkroucené;

e) neopravitelné (havarijní stav)

- žlutohnědá barva betonu,
- téměř totální odštěpení povrchové vrstvy betonu,
- odhalení až 50 % výztuže,
- průhyb a zkroucení prvku,
- výskyt významných prasklin až prolomení prvku. [49]

Podle těchto změn lze odhadovat, jakými teplotami byl beton během požáru zatížen. Informace o teplotní historii požáru jsou někdy dostupné i z jiných zdrojů, například ze záznamu termokamerou. [21], [24]

Při hodnocení barevných změn je třeba zvážit možnost, že červené či růžové zbarvení je původní vlastností kameniva a nebylo tedy vyvolané tepelnými změnami. Posuzování dosažených teplot pouze podle zbarvení betonu by mohlo být velmi nepřesné a zavádějící. V současnosti se intenzivně zkoumá možnost zpřesnění kolorimetrické metody pro přístrojová měření. [30], [49]

Pokud betonářská výztuž ohýbaných prvků nevykazuje výrazné deformace, lze předpokládat, že ocel při vystavení vysokým teplotám neutrpěla významné snížení meze pevnosti. Navíc pokud spalling nezasahuje až do hloubky uložení výztuže, očekává se pouze zanedbatelné snížení únosnosti konstrukce. [49], [51], [52]

Problematické se ukazuje vizuální hodnocení sloupů, které mohou díky svému četnému vyztužení třmínky nebo spirálami snížit mez kluzu výztuže bez zjevných poškození či vybočení. [49]

5.4.2 Metoda akustické odezvy

Prvotní prohlídka pokračuje metodou akustické odezvy, jejíž princip spočívá v poklepání líce posuzovaného prvku tvrdým kovovým předmětem a v poslechu zvukové odezvy. U zdravého betonu lze očekávat zvonivou odezvu. Beton se důsledkem zahřívání při požáru stává poréznějším, a tak po jeho poklepání může být zaznamenán tlumený zvuk v porovnání s nepoškozeným materiálem. Odezva dunivého charakteru signalizuje rozvrstvení materiálu. [45], [53]

5.4.3 Stanovení pevnosti betonu v tlaku

Jedním ze základních parametrů nutných ke stanovení stavu železobetonové konstrukce je pevnost v tlaku. Existuje celá řada metod stanovení f_c :

- tvrdoměrné špičákové metody – špičák se definovaným způsobem zaráží pod povrch zkušebního místa;
- metody místního porušení - ocelový přípravek zabetonovaný do povrchu konstrukce či vložený do předvrtaných otvorů se vytrhává hydraulickou aparaturou a měří se síla na vytržení – např. CAPO test pro dodatečně zabudované prvky;
- ultrazvuková impulsová metoda – pevnost (případně i jiné parametry) se stanoví na základě měření doby průchodu UZ impulsu prozvučovaným prvkem, při hodnocení konstrukcí problém s použitím tzv. přímého prozvučování, přítomnost výztuže;
- odrazové metody;
- stanovení pevnosti z jádrových vývrtů.

Prakticky se používá především stanovení pevnosti v tlaku na zkušebních tělesech vyrobených z jádrových vývrtů. [46], [54]

Odrázová metoda – metoda Schmidtova tvrdoměru

Předběžně se pevnost odhadne odrazovou metodou pomocí Schmidtova tvrdoměru postupem popsáním v normách ČSN 73 1373 (Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu) a ČSN EN 12504-2 (Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem). Pevnost se určí ze změřené míry odražené energie při porovnání s kalibrační křivkou betonu. Z toho vyplývá jedno z úskalí této metody – bylo by nutno odvodit kalibrační křivky pro určení korelace pevnosti a míry odražené energie. Dalším problémem odrazových tvrdoměrů je hloubka, ze které se energie odráží - obvykle se jedná o hloubku přibližně 20 mm - metodou nelze odhadovat pevnost ve větší hloubce konstrukce. Schmidtvův tvrdoměr není určen pro hodnocení betonů nízkých pevností. [46], [55], [56]

Stanovení pevnosti na jádrových vývrtech

Přesnější představy o pevnosti betonu v konstrukci si lze vytvořit tlakovými zkouškami odebraných jádrových vývrtů z konstrukce. Získají se objektivní informace o skladbě betonu, stavu povrchu a především o pevnosti v tlaku. Odběr jádrových vývrtů je obvykle součástí každého STP betonové konstrukce. Zkoušení jádrových vývrtů často slouží k upřesnění kalibračních vztahů nepřímých zkušebních metod (např. metody odrazových tvrdoměrů aj.). [46]

Odběr jádrových vývrtů, příprava zkušebních těles pro zkoušky a popis vlastního zkoušení je definován především normě ČSN EN 12 504-1 (Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrt, odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku). Při zkoušení je nutno zohlednit i související normy ČSN EN 12390-1 (Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy), ČSN EN 12390-3 (Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles) a ČSN EN 12390-4 (Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 4: Pevnost v tlaku - Požadavky na zkušební lisy). [46]

Počet odebraných vývrtů závisí na velikosti a členitosti zkoumané konstrukce. Vývrty se odebírají z míst největšího tlakového namáhání, upřednostňují se místa s minimem výztuže a v dostatečné vzdálenosti od spár nebo hran betonových prvků. [54]

Vhodnou úpravou jádrového vývrtu na požadovanou velikost se získá zkušební těleso. Základní zkušební těleso má průměr 150 mm, ale těleso o průměru 100 mm norma uvažuje rovnocenně. Velikost tělesa je modifikována i podle velikosti kameniva, při poměru velikosti maximálního zrna kameniva v betonu k průměru vývrtu menší než 1/3 by došlo k značnému ovlivnění zjištěné pevnosti. Délka tělesa se stanoví podle zjišťovaného druhu pevnosti. Pro krychelnou pevnost se délka zkušební krychle rovná délce hrany podstavy, válcová pevnost se určí na válci délky rovné dvojnásobku průměru. S výhodou lze také využít možnosti, kdy se pro válce průměru 100 mm nebo 150 mm a se štíhlostním poměrem 1 (tedy výška tělesa je rovna či průměru podstavy tělesa) získá přímo krychelná pevnost bez dalších přepočtů. [46], [54]

Ze zkoušek se vyloučí vývrty s trhlinami, dutinami a nepevnými okraji. Nesmí se zkoušet vývrty obsahující výztuž ve směru podélné osy nebo v její blízkosti. Nedoporučuje se ani zkoušení vývrtů s výztuží orientovanou kolmo k podélné osy vývrtu. [54]

Stanovení charakteristické pevnosti

Charakteristická pevnost betonu se uvažuje jako 5 % kvantil. Na základě provedených zkoušek se podle ČSN ISO 13822 charakteristická hodnota pevnosti betonu hodnotí následovně:

- 1) Z počtu provedených zkoušek n o výsledných pevnostech betonu $f_{c,1}, f_{c,2}, \dots, f_{c,n}$ se stanoví průměr m_{f_c} :

$$m_{f_c} = \frac{\sum f_{c,i}}{n}$$

- 2) Určí se směrodatná odchylka s_{f_c} jako druhá odmocnina rozptylu $s_{f_c}^2$:

$$s_{f_c}^2 = \frac{\sum (f_{c,i} - m_{f_c})^2}{n - 1}$$

- 3) Stanoví se variační koeficient V_{f_c} :

$$V_{f_c} = \frac{s_{f_c}}{m_{f_c}}$$

- 4) Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku f_{ck} :

$$f_{ck} = m_{f_c} - k_n \cdot s_{f_c} = m_{f_c} \cdot (1 - k_n \cdot V_{f_c}),$$

kde k_n je součinitel pro stanovení 5 % kvantilu závislý na variačním koeficientu a počtu výsledků zkoušek. Hodnoty součinitele k_n jsou uvedeny v následující tabulce. [22]

Tabulka 5.1 Součinitel k_n pro stanovení charakteristické hodnoty [22]

Počet n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x známý	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x neznámý	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

5.4.4 Stanovení vlastností výztuže

Parametry výztužných ocelí v konstrukci se mohou určit:

- po odkrytí výztuže podle tvaru jejího povrchu a průměru výztuže,
- odběrem a zkoušením výztuže tahem.

Informace o dříve používaných betonářských ocelích jsou uvedeny v ČSN ISO 13822 (Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí). [22]

Zkoušení výztuže tahem

Princip zkoušky spočívá v postupném zatěžování zkušební tyče většinou až do přetržení na dvě části. Zkušební zařízení umožňuje zaznamenat tahovou sílu během zatěžování a odpovídající prodloužení zkušebního tělesa pomocí snímače deformací. Z naměřených hodnot se sestaví diagram závislosti síly a prodloužení, případně lze přepočtem získat pracovní diagram oceli v tahu (tzn. závislost napětí a deformací). Z provedené zkoušky se obvykle vyhodnocuje mez kluzu, mez pevnosti, tažnost a kontrakce. Pro zkoušení parametrů výztuže se postupuje v souladu s normou ČSN EN

ISO 6892-1 (Kovové materiály – Zkoušení tahem – Část 1: Zkušební metoda za pokojové teploty). [57], [58]

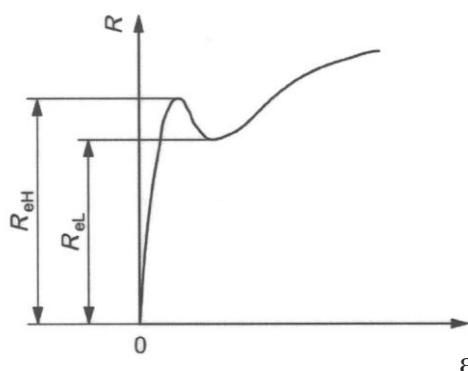
Tvar a rozměry zkušebních těles se odvíjí od tvarů a rozměrů výrobku, ze kterého jsou zkušební tělesa odebírána. Zkušební těleso se někdy vytvoří obráběním vzorku z výrobku, výlisku nebo odlitku, avšak pro potřeby hodnocení výztuží z existujících konstrukcí je běžnější druhá varianta, kdy je umožněno zkoušet výrobky neobrobené vzhledem k jejich konstantnímu průřezu profilů, tyčí, drátů atd. [57]

Stanovení meze kluzu

Mez kluzu je napětí, při kterém dochází k prvním trvalým deformacím zkušebního tělesa. Při zatěžování některých materiálů (např. měkké uhlíkové oceli) je tento okamžik přechodu z elastických deformací na plastické patrné a označuje se jako výrazná mez kluzu. U většiny materiálů má však tento přechod plynulý charakter a mez kluzu se definuje jako napětí, při kterém plastická deformace dosáhne předepsané hodnoty vyjádřené v procentech počáteční délky (standardně bývá smluvní plastická deformace 0,2 %). Jedná se o smluvní mez kluzu.

Při výrazné mezi kluzu lze na pracovním diagramu rozlišit horní a dolní mez kluzu (viz obr. 5.1). Horní mez R_{eH} se definuje jako maximální hodnota napětí před prvním poklesem zatížení, dolní mez kluzu R_{eL} se určí jako nejnižší hodnota napětí během plastického kluzu při zanedbání jakýchkoliv počátečních přechodových jevů.

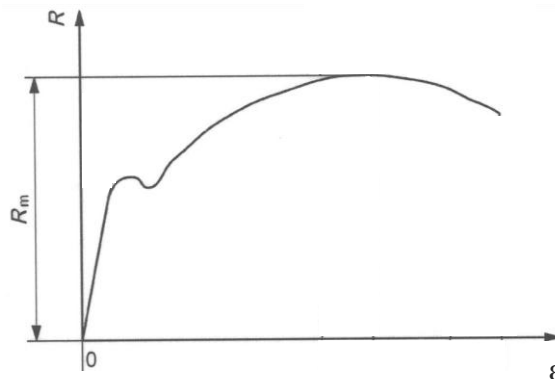
Zkouškami se častěji určuje horní mez kluzu R_{eH} [MPa], která se určí jako poměr zatížení [N] při okamžiku meze kluzu a počáteční průřezové plochy S_o [mm²]. [57]



Obr. 5.1 Pracovní diagram s vyznačenou horní a dolní mezí kluzu [57]

Stanovení meze pevnosti

Mez pevnosti v tahu R_m [MPa] představuje napětí odpovídající maximálnímu zatížení, viz obr. 5.2. Mez pevnosti v tahu se stanoví jako poměr maximálního zatížení F_m [N] a počáteční průřezové plochy S_o [mm²]. [57]



Obr. 5.2 Pracovní diagram oceli v tahu s vyznačenou mezí pevnosti [57]

Stanovení tažnosti v procentech

Tažnost je charakteristikou plastického chování oceli v tahu. Tažnost v procentech A se stanoví jako trvalé prodloužení měřené délky po lomu ($L_u - L_o$) vyjádřené v procentech počáteční měřené délky podle vztahu:

$$A = \frac{L_u - L_o}{L_o} \times 100$$

kde A je tažnost v procentech [%];

L_u konečná měřená délka po lomu [mm] (tj. vzdálenost mezi značkami měřené délky na zkušebním tělese po porušení, oba kusy se přiloží k sobě tak, aby jejich osy ležely na přímce);

L_o počáteční měřená délka [mm].

Stanovení kontrakce v procentech

Obdobně jako tažnost lze kontrakci využít pro vyjádření plasticity v tahu. Kontrakce v procentech Z se stanoví jako největší změna průřezové plochy, ke které došlo během zkoušky (rozdíl S_o a S_u), vyjádřena v procentech z původní průřezové plochy rovnicí:

$$Z = \frac{S_o - S_u}{S_o} \times 100$$

kde Z je kontrakce v procentech [%],

S_o počáteční měřená plocha zkoušené délky [mm²],

S_u minimální průřezová plocha po lomu [mm²]. [57]

5.4.5 Chemický rozbor

Chemický rozbor je základní metodou pro stanovení míry degradace betonu. Obecné zásady pro provádění chemických rozborů jsou uvedeny v normě ČSN 72 0100 (Základní postup rozboru silikátů - Všeobecná ustanovení).

Při hodnocení účinků požáru na betonové konstrukce se odebírají vzorky jak z požárem postižených částí, tak i referenční vzorky z nezasazených oblastí. Postup zohledňuje degradaci vlivem okolního prostředí.

Vzorky betonu jsou obvykle podrobeny rentgenové difrakční analýze (RTG) a diferenční termické analýze (DTA). [46]

Rentgenová difrakční analýza

Při hodnocení míry degradace betonu s využitím RTG metody se s ohledem na chemické změny probíhající v betonu při působení vysokých teplot (viz oddíl 3.1) u objektů zasazených požárem zjišťuje přítomnost především následujících fází:

- minerály vznikající hydratací cementu (portlandit, primární ettringit, monosulfát apod.),
- minerály vznikající následnou karbonatací cementových hydrátů (kalcit, aragonit apod.),
- minerály obsažené v kamenivu (β křemen, živce apod.). [57]

Metoda RTG analýzy je založena na prolínání a vzájemném skládání (tzv. interference) rentgenového záření. Využívá vlastnosti pevných krystalických látek, jejichž krystaly jsou složeny ze vzájemně rovnoběžných rovin, které jsou od sebe vzdáleny o tzv. mezimřížkovou vzdálenost d . Při určitých podmínkách dochází v těchto rovinách k zesílení rentgenového záření. Zesílení záření krystalovou mřížkou se projeví nárůstem jeho intenzity. Krystalická látka obsahuje mnoho odlišných rovin o mezimřížkových vzdálenostech, na kterých vzrostou hodnoty intenzity záření.

Hodnoty intenzity záření jsou charakteristické pro každou krystalickou látku. Přítomnost krystalických fází se identifikuje porovnáním hodnot mezikrystalických vzdálenosti a intenzit odečtených z výstupního diagramu RTG analýzy (tzv. difraktogramu) s hodnotami uvedenými v existující databázi pro jednotlivé minerály. [58]

Diferenční termická analýza

Princip diferenční termické analýzy je založen na měření rozdílů teplot mezi zkoušeným materiálem a referenčním inertním standardem, které jsou současně zahřívány v peci. V případě moderních přístrojů se v peci zahřívá pouze vzorek betonu a porovnání se standardem probíhá už pouze ve virtuální rovině. Zda je při reakci teplo spotřebováváno či produkováno se projevuje minimy a maximy v endotermní a exotermní oblast. Jednotlivé reakce jsou doprovázeny hmotnostními změnami.

Vyhodnocení DTA spočívá ve stanovení obsahu jednotlivých složek v hodnoceném betonu. Metodu lze tedy využívat jako kvantifikační doplněk k určení výskytu látek rentgenovou difrakční analýzou [58].

6 PRAKTICKÁ ČÁST – STP BUDOVY Č. 103

Budovu č. 103 situovanou v bývalém průmyslovém areálu Svit Zlín zasáhl rozsáhlý požár. Po likvidaci požáru je potřeba stanovit míru poškození stavební konstrukce. Nutnost provedení vyhodnocení aktuálního stavu konstrukce a návrh stavebních opatření potřebných pro zajištění bezpečnosti, spolehlivosti a provozuschopnosti objektu je zřejmá. Z uvedených důvodů je proveden stavebně technický průzkum Budovy č. 103.

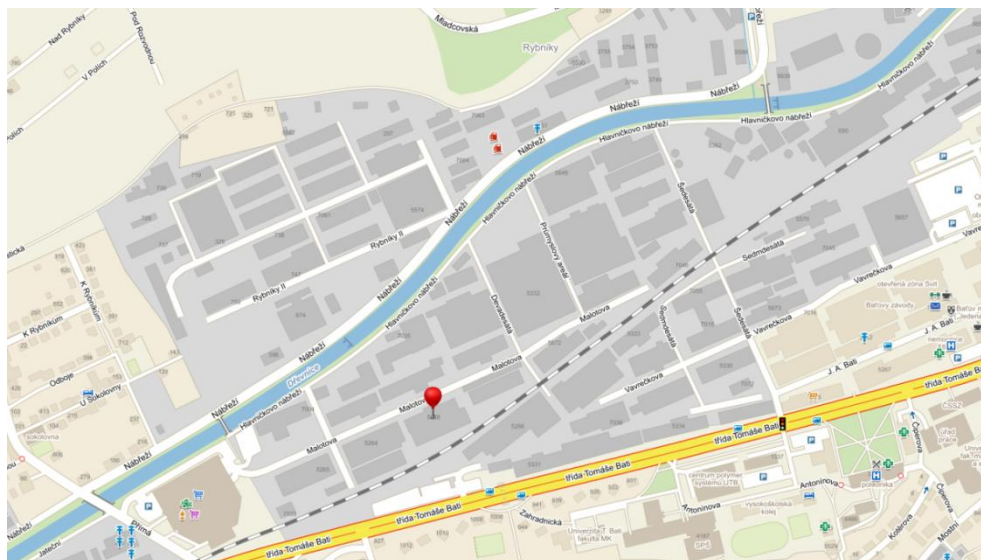
Úvodem STP je charakterizován hodnocený objekt, pozornost je zaměřena především na konstrukční systémy jednotlivých stavebních celků budovy. Nespornou výhodou do tohoto případu vnáší získané informace o průběhu požáru, kdy z míst ohnisek požáru lze odhadnout lokalizaci oblastí s nejvýraznějšími poruchami. Po provedení prvotní prohlídky objektu se sestavil plán diagnostických prací, které se následně také provedly a vyhodnotily. Zbytková únosnost vodorovných nosných konstrukcí nejvíce zasažené části Budovy č. 103 byla zpřesněna statickým přepočtem průvlaku. Z výsledků diagnostických prací, laboratorních zkoušek a statického výpočtu průvlaku se objektivně posoudil stavebně technický stav a jsou doporučena stavební opatření nutná pro bezpečné plnění funkcí objektu.

6.1 Základní informace o objektu

Posuzovaná Budova č. 103 v areálu Svit Zlín se nachází ve Zlíně na třídě Tomáše Bati číslo popisné 5658 (viz. obr 6.1 a 6.2).



Obr. 6.1 Lokalizace areálu Svit Zlín na mapě města Zlín [59]

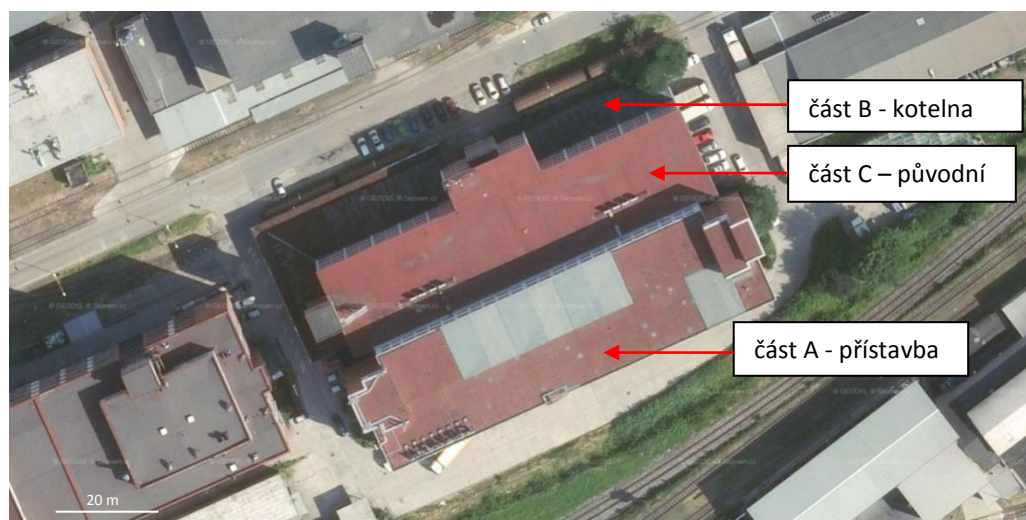


Obr. 6.2 Lokalizace Budovy č. 103 areálu Svit Zlín na mapě města Zlín [59]

Budova č. 103 se sestává ze tří stavebních objektů, které byly vybudovány v různém období. Pro účely stavebně technického průzkumu jsou objekty označovány jako část A, část B a část C, což je zdokumentováno na obr. 6.3. Objekt je tedy tvořen následujícími částmi:

- 1) přístavba osmipodlažního objektu včetně jednoho podzemního podlaží – část A,
- 2) jednopodlažní kotelna. – část B,
- 3) původní nepodsklepený pětipodlažní objekt – část C.

Jednotlivé stavební objekty dohromady vytváří dispozičně uzavřenou budovu. Před požárem byl objekt využíván jako sklad elektroniky.



Obr. 6.3 Budova č. 103 areálu Svit Zlín – rozdělení na části A, B a C [59]

6.1.1 Přístavba osmipodlažního objektu - část A

K jižní stěně původního objektu byl roku 1992 přistaven osmipodlažní podsklepený objekt s jedním podzemním a sedmi nadzemními podlažními. Objekt je řešen jako skeletový nosný systém tvořený kombinací ocelových sloupů a zvedaných stropů. Konstrukci stropu tvoří monolitické železobetonové bezprůvlakové desky s plochými prefabrikovanými hlavicemi. Část objektu A je od původní části C dilatována v úrovni stropních konstrukcí a přilehlých obvodových plášťů.

Na východní a západní straně objektu se nachází dvě ztužující věže (na každé straně jedna). Monolitické železobetonové věže byly betonovány do taženého bednění. V prostorech věže je umístěno schodiště a výtahy. Východní výztužná věž je ke stropním konstrukcím hlavní části objektu připojena kluzně, dilatace je umožněna v podélném směru, čímž je vyloučeno ovlivnění teplotními změnami a smršťováním betonu od požáru působícího v hlavní části objektu A. Spára mezi západní věží a stopními deskami hlavní části byla zmonolitněna, jde tedy o pevné připojení, které přenáší tvarové změny vzniklé vlivem vysokých teplot při požáru.

Objekt A se sestává z 8 zvedaných desek tloušťky 220 mm z betonu třídy B20 (odpovídá dnešní pevnostní třídě C 16/20). Desky jsou uloženy na ocelové sloupy, ke kterým jsou připevněny ocelolitinovými objímkami. Objímky jsou usazeny na návarcích přivařeným ke sloupům. Součástí stropních desek jsou i kruhové hlavice dvou typů, jedná se o hlavice DXP 21/703 s průměrem 2540 mm a DPX 5/703 s průměrem 1940 mm. Hlavice jsou vybetonovány betonem třídy B45 (C 35/45). Hlavice střešní stropní desky se odlišuje přídatným kování. Konstrukce stropních desek byla pro všechna podlaží navržena na normové (dnes charakteristické) užité zatížení $5,0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$. Celkově se uvažovalo s výpočtovým (návrhovým) zatížením $14,0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$. Navíc desky po obvodu východního, severního a západního průčelí jsou přitěžovány prefabrikovanými obvodovými plášti.

Zatížení se ve svislém směru přenáší ocelovými sloupy o průměru 377 mm z oceli jakosti 11 353, tj. ocel na bezešvé trubky, pevnostní řada 37, minimální mez kluzu 210 až 250 MPa, mez pevnosti 350 až 450 MPa. Ocelové sloupy jsou v celé své výšce vyplněny betonem B20 (C 16/20) a obezděny cihlami plnými pálenými na vápenocementové maltě. Tímto opatřením se zvyšuje požární odolnost ocelových sloupů a také se omezuje jejich koroze. Povrch obezdívky je vyrovnán jádrovou omítkou vyztuženou rabicovým pletivem.

Sloupy jsou založeny na pilotách s masivní železobetonovou převázkou v hlavě pilot. Každý sloup je podepírán třemi pilotami o průměru 1200 mm. Délka pilot se odvíjí od polohy v konstrukci a pohybuje se v rozmezí od 7400 mm do 9100 mm. Kořeny pilot se nachází ve vrstvě pevného šedého jílu. Nad jílem je uložena vrstva zahliněných šterků o mocnosti přibližně 6900 mm.

6.1.2 Původní pětipodlažní objekt – část C

Původně byl ve 30. letech 20. století postaven pouze nepodsklepený pětipodlažní objekt. Stavba je konstrukčně řešena jako monolitický železobetonový skeletový systém s obousměrně uspořádanými sloupy. Z dispozice severní obvodové stěny objektu vystupuje hlavní schodišťové těleso s přílehlými hygienickými místnostmi a kanceláři. Z dispozice západní obvodové stěny vystupuje výtahová šachta. Její železobetonová monolitická konstrukce je od hlavní části objektu C dilatována v rovinách stropních konstrukcí jednotlivých podlaží.

Původní projektová dokumentace se nedochovala, avšak z prohlídky je zřejmé, že nosný skelet konstrukčního je tvořen sloupy, průvlaky, trámy a mezitrámovými deskami. Prvky jsou spojeny vetknutím. Geologickým průzkumem provedeným v rámci projekce osmipodlažní přístavby bylo zjištěno založení stavby základových patkách uložených do vrstvy zahliněného šterku. Objekt, s výjimkou západní výtahové šachty, není dilatován a tvoří tak jeden konstrukční celek.

6.1.3 Jednopodlažní kotelna – část B

Posledním objektem zájmu je jednopodlažní kotelna vybudovaná při severní stěně původního objektu. Výstavba kotelny probíhala v době přístavby osmipodlažní budovy (část A), vznik budovy se tedy datuje do roku 1992. Zděná kotelna je přistavena k objektu C tzv. na sraz, ale není k němu nikterak kotvena.

6.2 Průběh požáru

Budova č. 103 v areálu Svit Zlín byla dne 9.1.2013 postižena požárem. Od doby příjezdů jednotky HZS Zlínského kraje v čase 01:16 hod byl průběh požáru dokumentován, zde je uveden výběr směrodatných informací:

- 1) Požár zasáhl severovýchodní část 1. NP až 5. NP v rozsahu převyšujícím polovinu části objektu C (původní pětipodlažní budova).

- 2) V 5. NP části objektu C (původní objekt) působení požáru bylo méně intenzivní než v nižších podlažích.
- 3) Požár zasáhl i 1.NP východní části nové přístavby vlivem dispozičních úprav těchto prostorů (otevřený prostor mezi novou částí A a původní částí B). Tímto bylo umožněno působení extrémního teplotního zatížení i na východní věž části A objektu.
- 4) Ohniska požáru byla viditelně utlumena dne 10.1.2013 v čase 16:00. Extrémně vysoké teploty tedy na stavební konstrukci působily minimálně 39 hodin.
- 5) Termovizním monitoringem byly v ohniscích požáru identifikovány teploty až 600 °C. Teplota dýmu byla odhadnuta o několik set °C nižší.
- 6) Při zásahu HZS bylo pro likvidaci požáru spotřebováno celkem 6591 m³ vody. Nejvyšší dodávané množství hasebního prostředku bylo 438 m³/hodinu.
- 7) Poslední drobné ohnisko požáru bylo identifikováno ve 3. NP části objektu C (původní stavba) až dne 12.1.2013 v čase 12:31 a zlikvidováno. Doba působení požáru na objekt byla přibližně tři a půl dne.

6.3 Diagnostické práce a laboratorní zkoušky

Po prvotní prohlídce objektu byly pro hodnocení vlivu účinku požáru na stavebně technický a statický stav posuzovaného objektu Budovy č. 103 navrženy tyto diagnostické metody:

- 1) vizuální defektoskopická prohlídka objektu,
- 2) otevřené diagnostické sondy obezdívkami ocelových sloupů v oblasti postižené požárem v 1. NP části A,
- 3) ultrazvuková defektoskopie - ověření tloušťky stěny ocelových sloupů v otevřených sondách obezdívkami v 1. NP části A v oblastech působení požáru pomocí ultrazvukové metody,
- 4) endoskopická defektoskopie - prohlídka obezděných ocelových sloupů v oblastech působení požáru v 1. NP části A,
- 5) odběry jádrových vývrtů ze stropů a sloupů – stanovení pevnostních parametrů betonu,
- 6) chemická analýza vybraných vzorků betonu po zkoušce pevnosti,
- 7) odběry betonářské výztuže z oblastí působení požáru v 1. NP části A (přístavba) – ze spodního líce konstrukce stropu v místech s odstřelenou betonovou krycí vrstvou – stanovení parametrů výztuže.

6.3.1 Vizualní defektoskopická prohlídka objektu

Provedením vizualní defektoskopické prohlídky byly pro jednotlivé části objektu zjištěny směrodatné informace uvedené v následujících oddílech. Zjištěné defekty konstrukce jsou zakresleny ve schématech poruch objektu 1. PP až 7. NP v Přílohách P6.1 až P6.8.

Přístavba osmipodlažního objektu - část A

Při vizualní defektoskopické prohlídce osmipodlažního objektu byly zjištěny následující skutečnosti:

- 1) Část objektu A byla požárem poškozena na jihovýchodní straně zejména v místech výskytu ohnisek v 1. NP. Pohledy na objekt jsou dokumentovány na obr. 1.1 v Příloze P1. Byly identifikovány oblasti lokálního odštěpování betonových krycích vrstev z dolních líců stropních desek nad 1. NP (viz Příloha P1 - obr. 1.2).
- 2) Masivní odštěpování krycích vrstev betonu z hlavic stropních desek nad 1. NP (viz Příloha P1 - obr. 1.3).
- 3) Výrazné trhliny (šířky až 2 mm) dolního líce stropní konstrukce nad 1. NP v oblasti styčné spáry předpjatých prefabrikovaných hlavic s navazujícími železobetonovými stropními deskami (viz Příloha P1 - obr. 1.4 a 1.6). Obdobné trhliny menšího rozsahu (do šířky 1 mm) se vyskytují i na dolních lících stropních konstrukcí nad 1. PP a nad 2. NP až 4.NP.
- 4) Výrazné liniové trhliny (šířky 0,5 až 2,0 mm) dolního líce stropní desky nad 1. NP (viz Příloha P1 - obr. 1.5), nad 1. PP a nad 2. NP. Trajektorie trhlín jsou zobrazeny v Příloze P6.
- 5) Destrukce povrchových úprav (jádrová omítka) interiérové strany obvodové stěny z pórobetonových tvárnic. Šikmé trhliny a místní destrukce povrchu na exteriérové straně obvodové stěny především na východní straně.
- 6) Silné poškození obezdívek ocelových sloupů (viz Příloha P1 - obr. 1.6).
- 7) Destrukce podlahových betonových vrstev v 1. NP (viz Příloha P1 - obr. 1.7).
- 8) Lokální odpadávání vrstev povrchových úprav dolního líce stropu nad 1. PP a 2. NP (viz Příloha P1 - obr. 1.8).
- 9) Liniové trhliny v oblasti styků vestavěných dělicích konstrukcí a obvodového pláště v obvodovém plášti jižní stěny objektu ve výškové úrovni 1. PP. Trhliny jsou patrné i na styku dolního líce stropní desky a obvodového pláště v úrovni 1. PP. Poškození

není staticky významné, vzniklo z důvodu nevhodného materiálového řešení původního obvodového zdiva z hlediska jeho tepelně technických vlastností. Poškození se vyskytovalo již před požárem, který trhliny pouze zesílil a to především ve východní části (viz Příloha P1 - obr. 1.9).

- 10) Došlo k poškození obvodové stěny z pórobetonových tvárnic v úrovni 1. NP. V interiéru byla zjištěna destrukce povrchových úprav (jádrová omítka) ve východní části. V exteriéru je východní polovina stěny poškozena šikmými trhlinami a lokální destrukcí povrchových úprav (keramické obklady). Poruchy jsou dokumentovány v Příloze P1 - obr. 1.10 a 1.11.
- 11) V oblasti dilatačního styku s částí objektu C jsou v celé výšce (tzn. od úrovně 1. NP do 5. NP) u zavěšeného prefabrikovaného obvodového pláště patrné masivní poškození při východním průčelí a silné poškození při západním průčelí. Porucha je způsobena výskytem ohnisek požáru v 1. NP až 5. NP původního objektu (část C) a v 1. NP přístavby (část A) v blízkosti východní věže. Poruchy jsou dokumentovány v Příloze P1 – obr. 1.12 a 1.13.
- 12) Celkové rozevření dilatačních spár kluzného uložení desek u východní ztužující věže po celé výšce objektu. Rozevření je přibližně v rozsahu 10 mm až 40 mm. V podlahové betonové desce pod 7. NP u výtahových dveří není dilatační spára přiznána, a proto jsou v této oblasti rozšířeny masivní dilatační trhliny. Nejedná se ale o staticky významnou poruchu. Dilatační trhliny a rozevření dilatační spáry bylo způsobeno především účinky vysokých teplot, které se díky teplotní vodivosti přenášely konstrukcí. Navíc v místě ohnisek požáru v 1. NP požár na tyto části konstrukce působil přímo. Dilataci podpořily i nízké teploty dlouhodobě působící na poškozený nevytápěný objekt. Poškození je zřejmé z fotodokumentace v Příloze P1, viz obr. 1.14 a 1.15. Polohy rozevřených spár jsou včetně šířky zakresleny ve schématech poruch pro jednotlivá patra, viz Příloha P6.
- 13) U západní ztužující věže, která je k hlavní části objektu připojena pevně (spáry mezi deskami a věží byly zmonolitněny), nebyly zjištěny staticky závažné poruchy nosných konstrukcí. V oblasti styku mezi dobetonávkami pevného připojení a stropními deskami došlo na chodbách všech nadzemních podlažích k propagaci staticky nevýznamných vlasových trhlin z dolního líce desky.
- 14) Výrazné rozevření dilatační spáry mezi stropními konstrukcemi původního objektu a přístavby ve všech úrovních vodorovných nosných konstrukcí původního

pětipodlažního objektu (část C). V oblasti ohnisek požáru je spára rozšířena na 40 až 60 mm, viz obr. 1.16 Přílohy P1.

- 15) Liniové trhliny (především šikmé) ve vestavěných dělicích konstrukcích v oblasti východní ztužující věže ve výškové úrovni 1. PP. Poškození není staticky nebezpečné, bylo vyvoláno deformacemi od teplotních změn v okolí budovy vlivem dilatačního připojení věže po celé výšce objektu; poškození se vyskytovalo již před požárem, který trhliny pouze zesílil (viz Příloha P1 - obr. 1.17).
- 16) Výskyt trhlin na dělicích konstrukcích a stycích prefabrikovaných dílců obvodového pláště v chodbové části objektu navazující na východní ztužující monolitickou věž s výtahovým a schodišťovým tělesem. Poškození je zřejmé z fotodokumentace v Příloze P1 - obr. 1.18. Polohy rozevřených spár včetně šířky jsou zakresleny ve schématech poruch jednotlivých pater, viz Příloha P6.
- 17) Výskyt vlasových trhlin na dělicích konstrukcích a stycích prefabrikovaných dílců obvodového pláště v chodbové části objektu navazující na západní ztužující monolitickou věž s výtahovým a schodišťovým tělesem. Trhliny vznikly vlivem nevhodných tepelně technických vlastností zdiva. Tyto poruchy jsou staticky nevýznamné.
- 18) Dna výtahových šachet a jímka v technologické místnosti v 1. PP jsou stále zaplaveny vodou.
- 19) Nadměrná vlhkost zdiva a podlah v 1. PP od likvidace požáru HZS, zaplavení vodou dosahovalo výšky až 400 mm, voda byla po požáru odčerpána.

Původní pětipodlažní objekt (část C) a jednopodlažní kotelna (část B)

Při vizuální defektoskopické prohlídce původního pětipodlažního objektu a jednopodlažní kotelny byly zjištěny následující skutečnosti:

- 1) Nejvýrazněji byly požárem poškozeny stropní konstrukce nad 1. NP až 4. NP východní části objektu C. Extrémní poškození se vyskytují ve více než polovině původního objektu (část C). Stropní desky jsou extrémně zdeformované, často až prolomené. Stropní konstrukce jsou v havarijním stavu a reálně hrozí jejich zřícení. Stropní konstrukce jsou poškozeny nevratně. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 - obr. 2.1 až 2.3 pro strop nad 1. NP, obr. 2.4 a 2.5 pro strop nad 2. NP.
- 2) Bylo zjištěno explozivní odštěpování krycích vrstev betonu až na úroveň spirálové třmínkové výztuže u některých sloupů v 1. NP až 3. NP. Extrémní poškození se vyskytuje ve více než polovině původního objektu (část C). Sloupy vyskytující se

v oblasti ohnisek požáru jsou nevratně poškozeny. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 - obr. 2.6.

- 3) Silné narušení zabudovaných dělicích konstrukcí masivními trhlinami v nejvíce zasažené východní polovině objektu C. Některé z příček se zřítily nebo jejich zřícení hrozí. Tyto zděné konstrukce byly silně poškozeny požárem. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 - obr. 2.7 a 2.8.
- 4) Havarijní poruchy obvodových nosných průvlaků v blízkosti schodišťového tělesa v severní obvodové stěně. Obvodové průvlakky jsou poškozeny také v dalších částech severního průčelí. Značná četnost této poruchy má za následek redukci prostorové tuhosti obvodových stěn, a je tak narušena celková únosnost objektu. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 - obr. 2.9.
- 5) Následkem horizontálních deformací vlivem požáru došlo k masivnímu vybočení podélné výztuže obvodových sloupů východního průčelí v úrovni stropních konstrukcí 1. NP až 4. NP. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 - obr. 2.10.
- 6) Obvodové zdivo a povrchové úpravy východního průčelí jsou v oblasti navazující na osmipodlažní přístavbu v havarijním stavu.
- 7) U schodišťového tělesa v severním průčelí objektu byly identifikovány závažné statické poruchy konstrukčních prvků. Došlo k vybočení zdiva (viz Příloha P1 - obr. 2.11), poškození obvodového průvlakku (viz Příloha P1 - obr. 2.12). V interiéru schodišťového tělesa jsou patrné masivní trhliny ve zdivu dělicích stěn a staticky významné trhliny na dolních lících chodbových a mezipodestových železobetonových stropních deskách zdiva (viz Příloha P1 - obr. 2.13 až 2.15). Poruchy vznikly z důvodu pevného připojení schodišťového tělesa v severní části objektu C bez možnosti dilatace. Proto došlo k vedení tepla z prostorů působení požáru i do oblasti schodišťového tělesa. Vysoké teploty tak působily i na schodišťové těleso, tedy na prostory, kde požár přímo nepůsobil.
- 8) Jsou zřejmé staticky závažné poruchy sloupů a stropních konstrukcí v západní části objektu C (zde nebyla lokalizována ohniska požáru). V oblasti se vyskytují trhliny dolního líce mezitrámových desek a šikmé trhliny na trámech a průvlacích stropní konstrukce. Poruchy byly způsobeny kvůli neexistující dilataci v celé ploše objektu, nejsou tedy odděleny plochy s ohnisky požáru a bez působení požáru. Teplo se přenášelo železobetonovou konstrukcí a vysoké teploty tak působily i v prostorech mimo působení požáru. Prostory severozápadního křídla poškozené budovy bylo silně pokryto sazemi.

- 9) Byly poškozeny betonové krycí vrstvy a došlo k vybočení některých obvodových sloupů západního průčelí. Tyto staticky závažné poruchy byly způsobeny přenosem tepla z oblasti působení požáru. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 – obr. 2.16.
- 10) Na západní obvodové stěně se v úrovni 1. NP až 3. NP. vyskytují šikmé trhliny a dochází k částečné separaci keramických obkladů exteriéru obvodového zdiva západní stěny.
- 11) Vlivem tepelných deformací došlo k výraznému rozevření dilatační spáry v úrovni stropních konstrukcí mezi původním objektem (část C) a přístavbou (část A) ve všech společných podlažích. Východní část objektu, ve které působil požár, byla postižena masivním posunem sloupů železobetonové konstrukce původní stavby (část C) ve východním směru. V této oblasti se rozevřela svislá dilatační spára mezi obvodovým zdivem původního objektu (část C) a přístavby (část A). Díky existenci dilatační spáry mezi původním a novým objektem nebyly extrémní teploty přenášeny do částí, kde požár nepůsobil, a přístavba z roku 1992 nebyla významně poškozena. Ve schématech poruch jednotlivých podlaží (Příloha P6) jsou zakresleny i tloušťky rozevřené dilatační spáry. Defekty jsou dokumentovány v Příloze P1 – obr. 1.16.
- 12) Vlivem masivní teplotní dilatace došlo k rozevření dilatační spáry mezi rovinou stropních konstrukcí podlaží a výtahovou monolitickou věží ve východním průčelí objektu. V úrovni stropní konstrukce nad 1.NP je dilatační spára uzavřená a směrem k 5. NP se spára postupně rozevívá (viz schéma v Příloze P6.1).
- 13) Vlivem značného množství hasebního prostředku použitého při zásahu HZS došlo k zaplavení části podzemního podlaží přístavby. Voda z přístavby byla odčerpána až s dlouhým časovým odstupem. Došlo tak k masivnímu průsaku vody do podloží základových konstrukcí původního objektu C. Nejvýrazněji se jev projevuje v oblasti dilatační spáry mezi přístavbou a původním objektem. S vysokou pravděpodobností lze očekávat dodatečnou konsolidaci podloží pod základovými patkami sloupů původní budovy v blízkosti dilatace. Sedání podloží se očekává i pod základovou deskou západní výtahové věže. Dodatečná nerovnoměrná konsolidace může mít za následek celkovou náhlou destrukci stavby.
- 14) U objektu B (viz Příloha P1 – obr. 2.17) bylo zjištěno vytlačení obvodové stěny kotelny od přiléhající původní budovy (viz Příloha P1 – obr. 2.18). Byly

identifikovány masivní šikmé trhliny ve zdivu příčných stěn a vybočení vnitřního nosného sloupu (viz Příloha P1 – obr. 2.19).

6.3.2 Otevřené diagnostické sondy obezdívkami sloupů

Stav ocelových sloupů a uchycovacích stropních objímek byl zjišťován v pěti otevřených diagnostických sondách obezdívkami sloupů v prostorech poškozených požárem v 1. NP části A. Lokalizace sond označených jako S1 až S5 je zakreslena v Příloze P6.1.2).

Otevřená diagnostická sonda S1:

- masivně poškozená obezdívka sloupu trhlinami;
- výrazně poškozená betonová podlahová deska (skutečnost poukazuje na výskyt ohniska v těchto prostorech);
- obezdívka vyžděna z cihel plných pálených na vápenocementovou maltu, povrch upraven jádrovou omítkou vyztuženou rabičovým pletivem; prostor mezi ocelovým sloupem a obezdívkou zaplněn kontaktní zdící maltou; tloušťka obezdívky celkem 130 mm; při budování byly nejdříve vyžděny obezdívky a až poté byla realizována betonová podlaha;
- poruchy obezdívky: místní výskyt separací v ložných a styčných spárách; samotné zdící prvky ani malta nejeví známky degradace vlivem požáru;
- ocelový sloup ani deskové návarky nejeví známky poškození požárem, na povrchu sloupů je původní ochranný nátěr;
- zvedané stropní desky uložené na ocelolitinových objímkách osazených na návarcích přivařených ke sloupu, objímky ani návarky nejeví známky poškození;
- uvedené skutečnosti jsou dokumentovány na obr. 1a-d v Příloze P2.

Otevřená diagnostická sonda S2:

- poškozená obezdívka sloupu trhlinami;
- výrazná trhlina na rozhraní kruhové hlavice a stropní desky (pracovní spára);
- skladba obezdívky odpovídá skladbě zjištěné u sondy S1;
- ocelový sloup ani deskové návarky nejeví známky poškození požárem, na povrchu sloupů je původní ochranný nátěr;

- zvedané stropní desky uložené na ocelolitinových objímkách osazených na návarcích přivařených ke sloupu, objímky ani návarky nejeví známky poškození.

Otevřená diagnostická sonda S3

- poškozená obezdívka sloupu trhlinami;
- za obezdívkou je svislý svod srážkových vod; skladba obezdívky neodpovídá projektované skladbě (viz obr. 3a-b v Příloze P2) – prostor kolem svislého svodu je zasypán stavebním odpadem – v porovnání se zjištěními endoskopické defektoskopie (kde prostory okolo svislého svodu byly vyzděny a vyplněny zálivkovou hmotou) se jedná o skrytou vadu vzniklou při výstavbě objektu, není tedy způsobená požárem;
- ocelový sloup ani deskové návarky nejeví známky poškození požárem, na povrchu sloupů je původní ochranný nátěr;
- zvedané stropní desky uložené na ocelolitinových objímkách osazených na návarcích přivařených ke sloupu, objímky ani návarky nejeví známky poškození.

Otevřená diagnostická sonda S4:

- poškozená obezdívka sloupu trhlinami;
- výrazná trhlina na rozhraní kruhové hlavice a stropní desky (pracovní spára);
- skladba obezdívky odpovídá skladbě zjištěné u sondy S1;
- ocelový sloup ani deskové návarky nejeví známky poškození požárem, na povrchu sloupů je původní ochranný nátěr;
- zvedané stropní desky uložené na ocelolitinových objímkách osazených na návarcích přivařených ke sloupu, objímky ani návarky nejeví známky poškození.

Otevřená diagnostická sonda S5:

- poškozená obezdívka sloupu trhlinami;
- odštěpení celého povrchu kruhové stropní hlavice, výrazná trhlina na rozhraní kruhové hlavice a stropní desky (pracovní spára);
- skladba obezdívky odpovídá skladbě zjištěné u sondy S1;
- ocelový sloup ani deskové návarky nejeví známky poškození požárem, na povrchu sloupů je původní ochranný nátěr;

- zvedané stropní desky uložené na ocelolitinových objímkách osazených na návarcích přivařených ke sloupu, objímky ani návarky nejeví známky poškození.

6.3.3 Ultrazvuková defektoskopie

Pomocí metody ultrazvukové defektoskopie s využitím ultrazvukového přístroje SONY 1202R s frekvencí budiče 5 MHz bylo v místech otevřených sond S1 až S5 obezdívkami ocelových sloupů ověřena tloušťka ocelových sloupů. Sondy byly lokalizovány do 1. NP části A, viz Příloha P6.2. Ultrazvukovou defektoskopií byla stanovena tloušťka stěn sloupů 20 mm, hodnota odpovídá projektové dokumentaci. Poškození vlastního ocelového sloupu nebylo u žádné ze sond S1 až S5 prokázáno.

6.3.4 Endoskopická defektoskopie

Metody endoskopické defektoskopie bylo využito pro vizuální kontrolu ocelových sloupů pod obezdívkami a objímek k uložení zvedaných stropů v oblastech působení požáru v 1. NP části A. Při prohlídce byl použit videostop XLGo+. Bylo navrtáno osm návrtů zdivem sond endoskopické defektoskopie E1 až E8 je patrná z Přílohy P6.2.

Všemi realizovanými endoskopickými sondami bylo po celé výšce sloupu zjištěno plné vyzdění a vyplnění zálivkovou maltou prostorů přiléhajících svislým svodům. Pod obezdívkami nebyly zjištěny žádné známky degradace ocelolitinových uchycovacích stropních objímek.

6.3.5 Stanovení pevnostních parametrů betonu stropů a sloupů

Odběry jádrových vývrtů

Za účelem objektivního hodnocení vlastností objektu poničeného požárem byly odebrány jádrové vývrty z následujících konstrukcí pro stanovení pevnostních charakteristik a chemického složení betonu. Byly odebrány vzorky z konstrukcí:

- 1) stropních desek v části objektu A,
- 2) stropních hlavic v části objektu A,
- 3) podlah v části objektu A,
- 4) nosných sloupů v části objektu C,
- 5) stropních desek v části objektu C.

Z celkových 75 odběrových míst bylo odebráno 78 jádrových vývrtů, ze kterých bylo vyrobeno 164 zkušebních těles pro určení pevnostních parametrů betonu

a dalších 6 vzorků pro stanovení složení chemickou analýzou. Průměry odebraných vzorků byly 100 a 50 mm. Dále bylo odebráno z 33 odběrových míst 30 jádrových vývrtů pro stanovení mocnosti podlah a kvality betonu. Pro stanovení pevnostních parametrů bylo z těchto vzorků vyrobeno 22 zkušebních těles. Polohy všech míst odběru jádrových vývrtů jsou vyznačeny ve schématu v Příloze P6.

1) Vzorky ze stropních desek v části objektu A

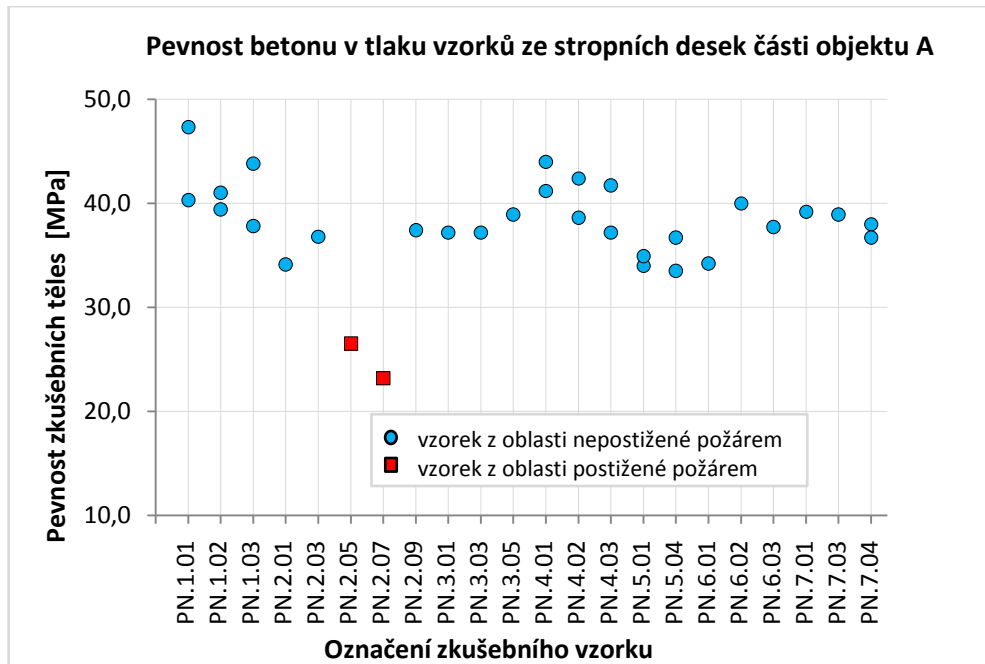
Z konstrukcí stropních desek v části objektu A bylo z 22 odběrových míst odebráno 25 jádrových vývrtů o průměru 100 mm, ze kterých bylo vyrobeno celkem 31 zkušebních těles za účelem stanovení pevnosti betonu v tlaku a klasifikace vzorků do pevnostních tříd. Vzorky byly odebrány vždy přes podlahové konstrukce z výše situovaných pater.

Poté bylo u 2 vzorků stanoveno složení betonu pomocí chemické analýzy. K tomuto účelu byl vybrán jeden vzorek z oblasti postižené požárem (vzorek označen PN.2.05) a jeden referenční vzorek z oblasti, která nebyla vystavena působení vysokých teplot (vzorek označen PN.2.09).

V následující tabulce 6.1 a grafu č. 6.1 je uveden souhrn výsledků zkoušky pevnosti betonu v tlaku včetně klasifikace do pevnostních tříd. Vzorky jsou seřazeny do dvou souborů podle poškození vzniklých požárem v oblasti odběru jádrového vývrtu. Podrobné výsledky jsou dokumentovány v Příloze P3 – tab. 1a, 1b.

Tab. 6.1 Výsledky zkoušek pevnosti betonu stropních desek části objektu A

Lokalizace oblasti	Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck,cube}$ [MPa]	Pevnostní třída
Stropní deska nad 1. NP z poškozené oblasti	20,3	C 16/20
Stropní deska nad 1. NP z nepoškozené oblasti a stropní desky nad 1. PP a 2. NP až 6. NP	34,9	C 25/30



Graf 6.1 Pevnost betonu v tlaku vzorků ze stropních desek části objektu A

Projektová dokumentace části objektu A uvažuje pro stropní desky beton třídy B 20, který odpovídá nyní používané pevnostní třídě C 16/20. Z výsledků zkoušky pevnosti betonu je zřejmý pokles pevnosti stropní desky nad 1. NP v oblasti postižené požárem. Z postižené oblasti nad 1.NP byly odebrány vzorky PN.2.05 a PN.2.07. Pokles pevnosti těchto vzorků je přibližně o 15 MPa v porovnání s dalšími zkušebními tělesy odebranými z konstrukcí stropních desek části objektu A. Pevnostní třída jmenovaných vzorků je C 16/20, což odpovídá snížení pevnosti v porovnání s nepoškozenými deskami o dvě pevnostní třídy (v nepoškozených oblastech byla zjištěna pevnostní třída C 25/30). I přes pokles pevnostní třídy betonu v oblasti postižené požárem materiál splňuje požadavky uvedené v projektové dokumentaci.

2) Vzorky ze stropních hlavic v části objektu A

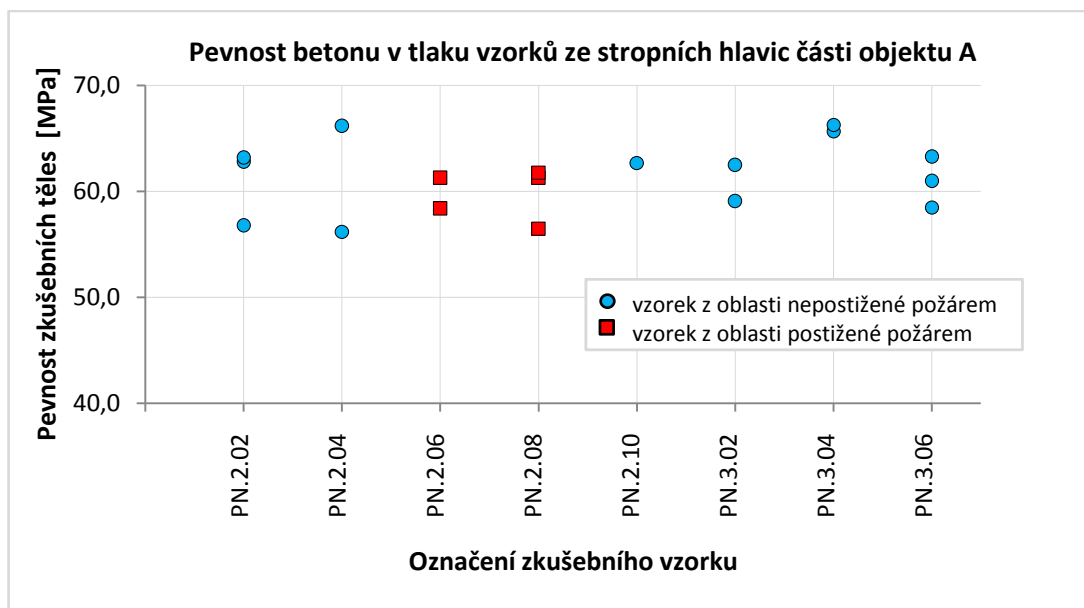
Z konstrukcí stropních hlavic v části objektu A bylo odebráno 8 jádrových vývrtů o průměru 50 mm, ze kterých bylo vyrobeno celkem 18 zkušebních těles za účelem stanovení pevnosti betonu v tlaku a klasifikace vzorků do pevnostních tříd.

Vzorky nebyly odebrány z celé výšky hlavice, neboť provrtání vývrtu celou výškou by mohlo způsobit poškození silného vyztužení při dolním lící hlavice.

V následující tabulce 6.2 a grafu č. 6.2 je uveden souhrn výsledků zkoušky pevnosti betonu v tlaku včetně klasifikace do pevnostních tříd. Vzorky jsou seřazeny do tří statistických souborů. Podrobné výsledky zkoušek viz Příloha P3 – tab. 2a-c.

Tab. 6.2 Výsledky zkoušek pevnosti betonu stropních hlavic části objektu A

Lokalizace oblasti	Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck,cube}$ [MPa]	Pevnostní třída
Stropní konstrukce nad 1. PP	54,2	C 40/50
Poškozená stropní konstrukce nad 1. NP	55,8	C 45/55
Stropní konstrukce nad 2. NP	57,1	C 45/55



Graf 6.2 Pevnost betonu v tlaku vzorků ze stropních hlavic části objektu A

Projektová dokumentace části objektu A uvažuje pro stropní hlavice beton o pevnosti značky 500, který odpovídá nyní používané pevnostní třídě C 35/45.

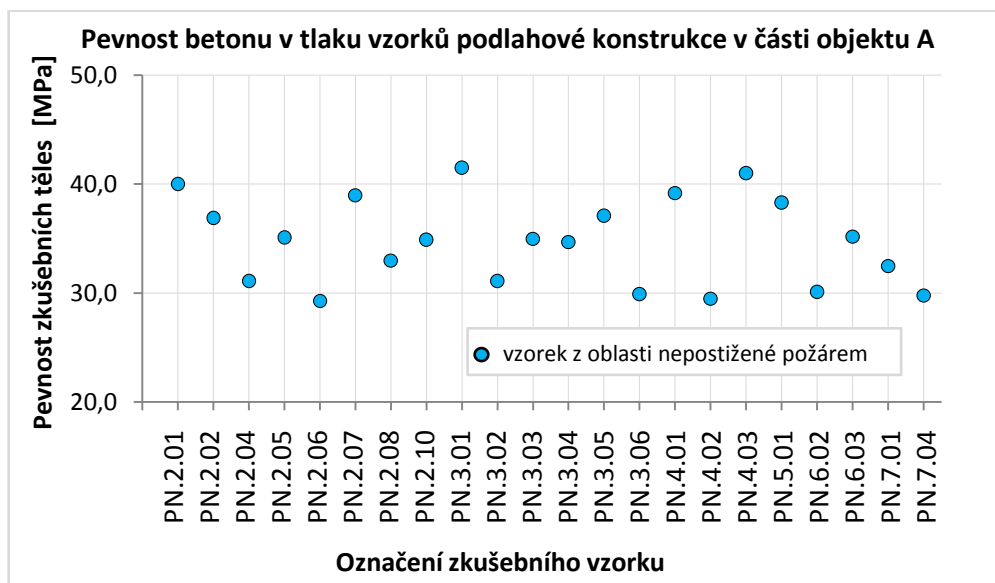
Z postižené oblasti nad 1.NP byly odebrány vzorky betonu PN.2.06 a PN.2.08. s charakteristickou pevností 55,8 MPa, vzorky z oblasti postižené požárem byly klasifikovány do třídy pevnosti C 45/55. Beton stropních hlavic z nepoškozených oblastí byl zařazen jako C 40/50 a C 45/55. Pokles pevnosti vzorků betonu odebraných z požárem poškozených prostor není patrný. Materiál splňuje požadavky uvedené v projektové dokumentaci.

3) Vzorky z podlah v části objektu A

Z konstrukcí stropních desek v části objektu A bylo při odebrání vzorků z konstrukcí stropních desek a hlavic odebráno z 33 odběrových míst odebráno 25 jádrových vývrtů průměru 50 mm, ze kterých bylo vyrobeno celkem 22 zkušebních těles

za účelem stanovení mocnosti podlahových vrstev a pevnostních parametrů beton. Vzorky byly odebrány vždy přes podlahové konstrukce z výše situovaných pater.

Celkem 22 zkušebních těles bylo podrobena tlakové zkoušce. Výsledky byly seskupeny do jednoho souboru vzorků s charakteristickou pevností betonu v tlaku 28,0 MPa. Beton podlah objektu A patří do pevnostní třídy C 20/25. Podrobné výsledky zkoušek viz graf 6.3 a Příloha P3 – tab. 3.



Graf 6.3 Pevnost betonu v tlaku vzorků podlahové konstrukce v části objektu A

4) Vzorky z konstrukcí sloupů v části objektu C

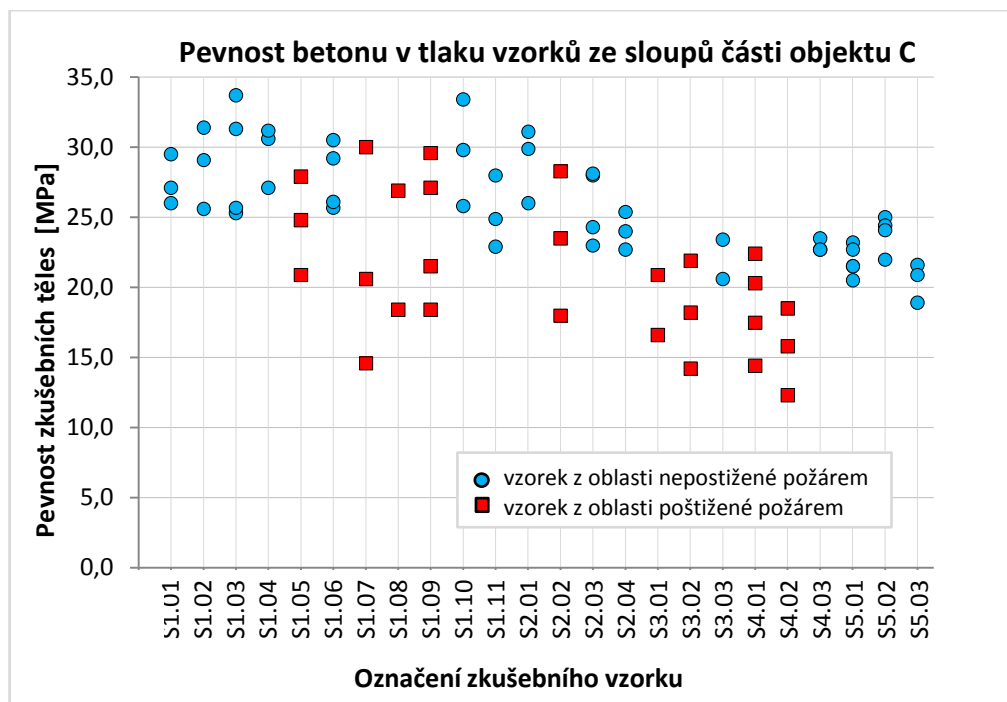
Z konstrukcí železobetonových sloupů v části objektu C bylo z 24 odběrových míst odebráno 24 jádrových vývrtů o průměru 50 mm, ze kterých bylo vyrobeno celkem 77 zkušebních těles za účelem stanovení pevnosti betonu v tlaku a zařídění vzorků do pevnostních tříd.

Poté bylo u 3 vzorků provedeno stanovení složení betonu pomocí chemické analýzy. K tomuto účelu byly vybrány dva vzorky z oblasti postižené požárem (vzorky označeny S.1.07 a S.1.01) a jeden referenční vzorek z oblasti, která nebyla vystavena působení vysokých teplot (vzorek označen S.1.01).

V následující tabulce 6.3 a grafu 6.3 je uveden souhrn výsledků zkoušky pevnosti betonu v tlaku včetně klasifikace do pevnostních tříd. Vzorky jsou seřazeny do skupin podle podlaží, ze kterých byly odebrány, a podle poškození vzniklých požárem. Podrobné výsledky zkoušek viz Příloha P3 – tab. 4.

Tab. 6.3 Výsledky zkoušek pevnosti betonu sloupů v části objektu C

Lokalizace vzorku	Vzorek	Počet zkušebních těles	Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck,cube}$ [MPa]	Pevnostní třída betonu
1.NP nepostížená oblast	S.1.01	3	24,1	C 16/20
	S.1.02	3	23,2	C 16/20
	S.1.03	4	21,3	C 16/20
	S.1.04	3	25,5	C 20/25
	S.1.06	4	23,7	C 16/20
	S.1.10	3	21,4	C 16/20
	S.1.11	3	20,4	C 16/20
1.NP postižená oblast	S.1.05	3	17,9	C 12/15
	S.1.07	3	7,0	C 4/5
	S.1.08	2	10,7	C 8/10
	S.1.09	4	14,8	C 9/12,5
2. NP nepostížená oblast	S.2.01	3	23,9	C 16/20
	S.2.03	4	21,0	C 16/20
	S.2.04	3	21,4	C 16/20
2. NP postižená oblast	S.2.02	3	13,5	C 9/12,5
3. NP nepostížená oblast	S.3.03	2	18,0	C 12/15
3. NP postižená oblast	S.3.01	2	12,5	C 9/12,5
	S.3.02	3	10,7	C 8/10
4. NP nepostížená oblast	S.4.03	3	22,0	C 16/20
4. NP postižená oblast	S.4.01	4	12,1	C 8/10
	S.4.02	3	9,6	C 6/7,5
5. NP nepostížená oblast	S.5.01	5	19,9	C 12/15
	S.5.02	4	21,5	C 16/20
	S.5.03	3	17,9	C 12/15



Graf 6.3 Pevnost betonu v tlaku vzorků ze sloupů části objektu C

Nosné železobetonové sloupy v místech působení vysokých teplot měly odštěpené povrchové krycí vrstvy betonu, došlo tak k odkrytí betonářské výztuže. Tento jev se vyskytoval především v severovýchodní části původního objektu C, kde byla identifikována ohniska požáru.

Z uvedených výsledků zkoušek pevnosti betonu železobetonových sloupů části objektu C lze vyvozovat, že v místech působení požáru významně poklesly pevnostní parametry betonu. Pro vzorky odebrané v ohniscích požáru byly stanoveny výrazně nižší pevnostní třídy betonu než u referenčních vzorků odebraných z míst nepostižených extrémními teplotami. Pevnostní třídy vlivem požáru poklesly až na pevnostní třídu betonu C 4/5, přitom referenční vzorky byly klasifikovány obvykle jako C16/20, výjimečně C 12/15 či C 20/25.

Graf pevnosti betonu v tlaku vzorků ze sloupů části objektu C poukazuje na skutečnost, že zkušební tělesa odebraná z oblastí výrazně zasažených požárem vykazují značně větší rozptyl hodnot v porovnání se vzorky z požárem nezasazených oblastí. Velký rozptyl výsledků naznačuje různý stupeň degradace betonu s měnící se hloubkou od povrchu prvku. Vlivem nízké tepelné vodivosti nedosahují teploty v jádru průřezu stejných hodnot jako na zahříváném povrchu.

V současnosti je pro beton nosných železobetonových prvků v konstrukcích požadována minimálně pevnostní třída C 12/15. Většina zkušebních těles ze vzorků odebraných v místech výrazně zasažených požárem tento požadavek nesplňuje.

5) Vzorky ze stropních desek v části objektu C

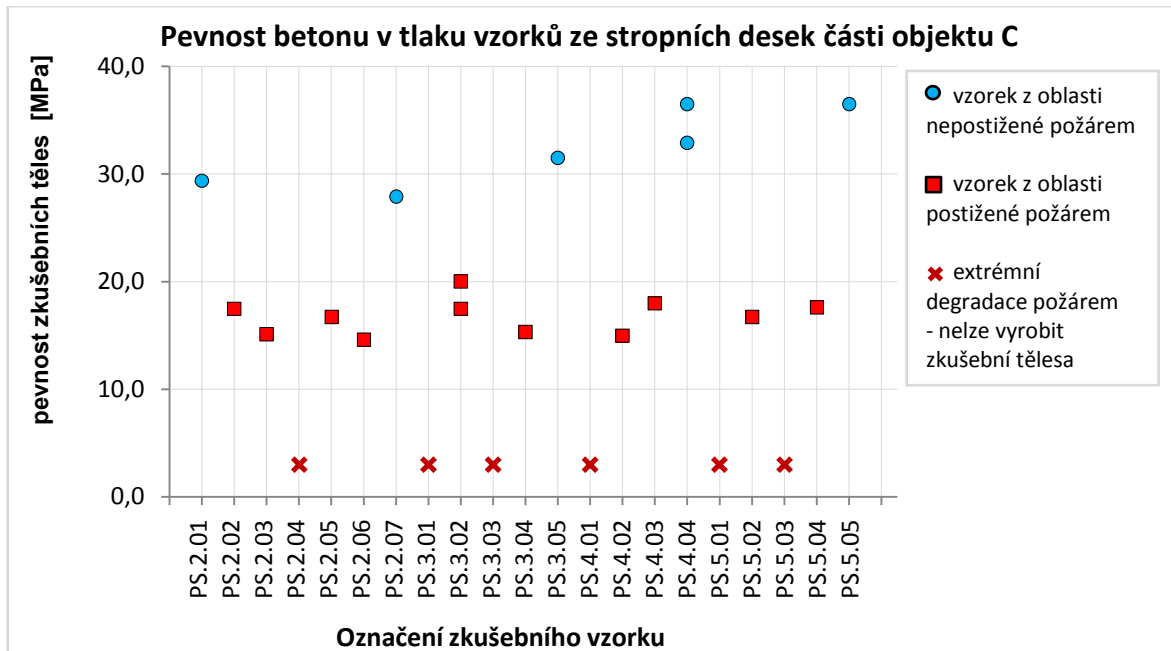
Z konstrukcí stropních desek v části objektu C bylo z 21 odběrových míst odebráno 16 jádrových vývrtů o průměru 50 mm, ze kterých bylo vyrobeno celkem 17 zkušebních těles za účelem stanovení pevnosti betonu v tlaku a klasifikace vzorků do pevnostních tříd. Vzorky byly odebrány vždy přes podlahové konstrukce z výše situovaných pater.

Poté bylo u 1 vzorků stanoveno složení betonu pomocí chemické analýzy. K tomuto účelu byl vybrán vzorek z oblasti postižené požárem (vzorek označen PS.2.04).

V následující tabulce 6.4 a grafu 6.4 je uveden souhrn výsledků zkoušky pevnosti betonu v tlaku včetně klasifikace do pevnostních tříd. Zkušební tělesa byla pro vyhodnocení pevnostních parametrů betonu rozdělena do dvou statistických souborů podle postižení požárem. Do jednoho souboru byly zařazeny zkušební vzorky odebrané v oblastech postižených požárem, druhý soubor seskupuje referenční vzorky bez výrazného poškození požárem. Podrobné výsledky jsou dokumentovány v Příloze P3 – tab. 5a, 5b.

Tab. 6.4 Výsledky zkoušek pevnosti betonu stropních desek části objektu C

Lokalizace vzorků	Charaktistická pevnost v tlaku $f_{ck,cube}$ [MPa] (pro soubor)	Pevnostní třída betonu
Nepostižená oblast nad 1. NP až 4. NP	26,2	C 20/25
Postižená oblast nad 1. NP až 4. NP	14,5	C 9/12,5



Graf 6.4 Pevnost betonu v tlaku vzorků ze stropních desek části objektu C

Ze 6 odebraných vzorků nebylo možno vytvořit žádná zkušební tělesa vlivem nadměrné degradace způsobené požárem. Ve struktuře stropních desek bylo pozorováno vysoké množství trhlin velkého rozsahu a extrémní průhyby desek až jejich prolomení.

Z uvedených výsledků pevnostní betonu je zřejmé, že požár způsobil významnou degradaci. Vzorky poškozené požárem byly klasifikovány do pevnostní třídy C 9/12,5, referenční vzorky byly klasifikovány do třídy C 20/25. Charakteristická pevnost betonu pro soubor poškozený požárem byla snížena přibližně o 12 MPa.

V současnosti je pro beton nosných železobetonových prvků v konstrukcích požadována minimálně pevnostní třída C 12/15. Soubor zkušebních těles ze vzorků odebraných v místech výrazně zasažených požárem s pevnostní třídou C 9/12,5 tento požadavek nespĺňuje.

Stropní konstrukce v oblasti výskytu ohnisek požáru a působení vysokých teplot vzhledem k extrémním deformacím a degradaci materiálu není možné sanovat.

6.3.6 Chemická analýza vzorků betonu

Pro chemickou analýzu byly použity vzorky betonu po provedení destruktivních zkoušek pevnosti v tlaku. Pro objektivní vyhodnocení výsledků analýzy byly testovány jak vzorky odebrané z míst poškozených požárem, tak i referenční vzorky z oblastí nezasazených požárem. Dále se při výběru vzorků přihlíželo ke stáří dané části konstrukce, čímž se zohlednila doba degradace materiálu vlivem okolního prostředí. Porovnáním

výsledků chemických analýz vzorků uvedených v tab. 6.5 se získaly informace o účincích extrémních teplot na betony posuzovaného objektu. Poloha odběru vzorků je identifikovaná ve schématech v Příloze P6.

Tab. 6.5 Vzorky pro chemickou analýzu betonu

Vzorek	Konstrukční prvek	Popis
PN.2.05	Stropní deska	Realizace objektu 1992 Poškození požárem
PN.2.09	Stropní deska	Realizace objektu 1992 Bez poškození požárem (refer. vzorek)
PS.2.04	Stropní deska	Realizace objektu ve 30. letech 20. století Poškození požárem
S.1.01	Sloup	Realizace objektu ve 30. letech 20. století Bez poškození požárem (refer. vzorek)
S.1.07	Sloup	Realizace objektu ve 30. letech 20. století Poškození požárem
S.1.08	Sloup	Realizace objektu ve 30. letech 20. století Poškození požárem

Chemické složení uvedených vzorků betonu bylo zkoumáno dvěma metodami, a to rentgenovou difrakční analýzou (RTG) a diferenční termickou analýzou (DTA). Zkoušky probíhaly v souladu s normou ČSN 72 0100 a podle principů uvedených v oddíle 5.4.5 tohoto dokumentu.

Rentgenovou difrakční analýzou vzorků odebraných z hodnocené konstrukce byly stanoveny minerální látky vyskytující se v betonu. Výsledky zkoušky prezentuje tab. 6.6.

Tab. 6.6 Výsledky RTG analýzy

Označení vzorku	Identifikovaný minerál
PN.2.05	Kalcit, portlandit, kalciumhydrosilikát II, β křemen, živce
PN.2.09	Kalcit, kalciumhydrosilikát II, monosulfát, β křemen, živce
PS.2.04	Kalcit, stopově portlandit, β křemen, živce
S.1.01	Kalcit, aragonit, karbonátový komplex, β křemen, živce
S.1.07	Kalcit, stopově portlandit, β křemen, živce
S.1.08	Kalcit, portlandit, stopově kalciumhydrosilikát II, β křemen, živce

Diferenční termickou analýzou vzorků odebraných z hodnocené konstrukce byl stanoven obsah portlanditu a uhličitanu vápenatého. Výsledky zkoušky prezentuje tab. 6.7.

Tab. 6.7 Výsledky DTA

Označení vzorku	Obsah portlanditu [%]	Obsah uhličitanu vápenatého [%]
PN.2.05	2,9	2,6
PN.2.09	0	8,4
PS.2.04	1,2	6,6
S.1.01	0	14,3
S.1.07	1,2	8,2
S.1.08	2,5	5,2

Vyhodnocení chemické analýzy

Z výsledků provedené chemické analýzy odebraných vzorků betonu vyplývají následující skutečnosti:

- 1) Vzorky betonu odebrané z oblastí nezasažených požárem (označené jako PN.2.09 a S.1.01) neobsahují portlandit (jedna ze základních pojivových součástí cementové matrice, vzniká hydratací cementu). Tuto ztrátu portlanditu způsobil pro betony běžný jev nazývaný karbonatace, k níž dochází vlivem působení složek vzduchu. Karbonatací se rozkládá portlandit obsažený v cementové matrici, který reaguje spolu se vzdušným oxidem uhličitým za vzniku uhličitanu vápenatého a vody. Ztráta portlanditu ve jmenovaných vzorcích betonu byla tedy způsobena atmosférickou korozí. Míra karbonatace odhadovaná podle obsahu uhličitanu vápenatého ve vzorcích je u betonu z původního objektu ze 30. let 20. století (vzorek S.1.01) výrazně vyšší v porovnání s karbonatací betonu z novější přístavby z roku 1992 (vzorek PN.2.09).
- 2) Vzorky betonu odebrané z oblastí zasažených požárem (označené jako PN.2.05, PS.2.04, S.2.07 a S.1.08) portlandit obsahují. Nelze ovšem očekávat nižší míru karbonatace způsobenou atmosférickými vlivy než u referenčních vzorků betonů ze stejných období výstavby. Tepelným rozkladem cementové matrice vzniká volný oxid vápenatý, který spolu s vodou vytváří portlandit. Ten již ale nemá stejné vlastnosti jako portlandit vzniklý hydratací cementu, portlandit ztratil především své pojivové schopnosti.

- 3) Množství vzniklého portlanditu se odvíjí od množství uhličitanu vápenatého (tj. kalcit, aragonit a vaterit), který se rozkládá při vysokých teplotách.
- 4) Výskyt kalcitu ve vzorcích zasažených požárem naznačuje, že teploty v konstrukci nepřesáhly 950°C, při této teplotě by se kalcit rozložil. Naopak požár způsobil rozklad aragonitu ve vzorcích ze sloupů (S.1.07 a S.1.08) v porovnání s referenčním vzorkem (S.1.01). To dokazuje překročení teploty 600 °C v konstrukčních prvcích.
- 5) Při vysokých teplotách, které působily při požáru na konstrukci, dochází v betonu k fázové modifikaci křemene. Riziko této přeměny spočívá především v nárůstu objemu produktu, čímž vznikají trhliny v betonu a také je značně redukována soudržnost kameniva s cementovou matricí.

Závěry provedené chemické analýzy jsou tedy zřejmé - v hodnoceném objektu působil požár velmi vysokých teplot. Ty zásadně snižují parametry materiálů jednotlivých konstrukčních prvků a dochází tak k výrazné redukci jejich únosnosti.

6.3.7 Stanovení parametrů výztužných ocelí

Pro zkoušení ocelových výztuží tahem byly odebrány části armokošů ze tří oblastí objektu 103 s nejzřetelnějším poškozením způsobeným požárem v části A (osmipodlažní budova) z dolního povrchu výztuže desky v 1. nadzemním podlaží. Všechna místa odběru byla bez betonové krycí vrstvy, která odstřílela důsledkem vysokých teplot působících při požáru. Odebrané části armokošů označené A, B, C (viz. Příloha P4.1 obr. 1 – 3) byly rozřezány na zkušební vzorky. Zkoušeno bylo celkem 19 zkušebních vzorků označených A1 až A5, B1 až B10 a C1 až C4 (viz. obr. 4 - 6 Příloha P4.1).

Zkoušení bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN ISO 6982 – 1. [57]

Pro zkoušení tahových vlastností betonářské výztuže byl použit mechanický lis FPZ 100, měřicí ústředna spider 8, indukčnostní snímače deformací a odporové tenzometry.

Poměrné přetvoření bylo měřeno kombinací dvou metod, a to odporových tenzometrů a indukčnostních snímačů deformací. Pro měření poměrného přetvoření na počáteční části deformačního diagramu se použily odporové tenzometry, jejichž nalepení přímo na zkoušený materiál vylučuje počáteční nepřesnosti měření důsledkem prokluzu tyče v čelistech. Indukčnostními snímači deformací bylo měřeno protažení zkušebního vzorku na základně 100 mm a také pohyb příčnicku pro stanovení

závěrečné části pracovního diagramu, kdy je již překročen měřicí rozsah snímačů se základnou 100 mm.

Zkouškou byly stanoveny tažnost, kontrakce, mez pevnosti a mez kluzu následujícím způsobem:

- Tažnost A byla stanovena z měření vzdálenosti značek vyznačených po celé délce zkušební tyče v čase před zahájením vlastní zkoušky a po jejím ukončení. Počáteční měřená délka L_o byla stanovena s využitím součinitele proporcionality k o hodnotě 5,65.
- Kontrakce Z byla stanovena z počáteční průřezové plochy S_o a minimální průřezové plochy po lomu S_u , která se vypočte z minimálního průměru kruhového zkušební tělesa po lomu.
- Mez pevnosti R_t byla vypočtena z maximální dosažené síly při přetržení F_m působící na počáteční průřezovou plochu S_o .
- Mez kluzu f_{yk} odpovídá maximální hodnotě napětí před prvním poklesem zatížení, jedná se tedy o horní mez kluzu.

Výsledkem tahové zkoušky je klasifikace vzorků betonářské výztuže podle parametrů do následujících typů výztuží:

- 1) žebírková výztuž 10 425 V se jmenovitým průměrem 10 mm - vzorky A1 až A3, B1 až B6 a C1 až C2;
- 2) hladká výztuž 10 216 E se jmenovitým průměrem 6 mm - A5, B9 až B10, C3 až C4;
- 3) hladká výztuž 10 216 E se jmenovitým průměrem 8 mm - A4, B7 a B8.

Podrobné výsledky zkoušky jsou uvedeny v Příloze P4.2.

Pro žebírkovou výztuž 10 425 V jsou v tabulce NC.4 normy ČSN ISO 13822 uvedeny charakteristické hodnoty meze kluzu 410 MPa a meze pevnosti 569 MPa. Návrhová hodnota pevnosti oceli v tahu i tlaku pro betony pevnostní třídy C 12/15 a nižší je 340 MPa, pro betony s minimální pevnostní třídou C 16/20 je pevnost oceli 375 MPa. Porovnáním vlastností oceli požadovaných v normě se skutečně stanovenými parametry (průměrné hodnoty meze kluzu 404 MPa a meze pevnosti 578 MPa) je zřejmé lehké snížení meze kluzu vlivem působení požáru. Ze statického hlediska se jedná o zanedbatelnou degradaci. Požadavky na mez pevnosti jsou dodrženy.

Pro hladkou výztuž 10 216 E je v tabulce NC.4 normy ČSN ISO 13822 uvedena charakteristická hodnota meze kluzu 206 MPa. Návrhová hodnota pevnosti oceli v tahu i tlaku je 190 MPa. Porovnáním vlastností oceli požadovaných v normě se skutečně stanovenými parametry (průměrné hodnoty meze kluzu 231 a 228, průměrné hodnoty meze pevnosti 369 a 365 MPa) je zřejmé splnění deklarovaných vlastností. Účinkem požáru tedy nedošlo k degradaci výztuže 10 216 E.

Závěrem hodnocení parametrů výztuže lze konstatovat, že žádné odebrané vzorky betonářské výztuže požárem neutrpěly významnou ztrátu parametrů.

6.4 Statické posouzení průvlaku

Další součástí práce je statický přepočít vybraného prvku konstrukce. Posuzovaným prvkem je průvlak vnitřního pole stropní konstrukce nad 1. NP z původní části objektu (část C). Podrobný statický výpočet je uveden v Příloze P5.

Průvlak délky 6150 mm je vetknut do nosných železobetonových sloupů. Šířka průvlaku je 250 mm a výška je 500 mm (včetně 80 mm železobetonové desky). Průvlak je vyztužen podélnou ohybovou výztuží v poli při spodním líci průřezu čtyřmi profily hladké betonářské výztuže třídy 37 o průměru 18 mm s krytím 31 mm. V oblasti podpor (sloupů) jsou vždy dva profily ohýbány k hornímu líci průvlaku. Nad podporami je průvlak navíc vyztužen podélnou ohybovou výztuží při horním líci průřezu dvěma profily hladké betonářské výztuže třídy 37 o průměru 24 mm s krytím 28 mm. Proti působení účinků smykového namáhání je průvlak vyztužen třmínky průměru 6 mm o osové vzdálenosti třmínek 300 mm. Schematické znázornění vyztužení průvlaku je uvedeno ve statickém výpočtu v Příloze P5. [60]

Beton průvlaku nepoškozeného požárem byl klasifikován do třídy C 20/25. Vlivem požáru byla pevnostní třída betonu snížena až na třídu C 9/12,5.

Zatížení průvlaku

Zatížení průvlaku je rozděleno do 5 zatěžovacích stavů ZS P1 až ZS P5:

- 1) ZS P1 - stálé zatížení: vlastní tíha průvlaku (bez desky),
- 2) ZS P2 - stálé zatížení: tíha desky na průvlak - železobetonová deska tloušťky 80 mm,
- 3) ZS P3 - stálé zatížení: tíha podlahy na průvlak – podlaha tvořená cementovým potěrem tloušťky 15 mm,

- 4) ZS P4 – proměnné zatížení: užité zatížení na průvlak – hodnocený objekt před požárem plnil funkci skladu, charakteristická hodnota užitého zatížení se uvažuje v hodnotě $2,5 \text{ kN/m}^2$,
- 5) ZS P5: reakce od trámy – v polovině rozpětí průvlaku jsou uloženy vždy dva trámy. Trámy jsou zatíženy, vyjma reakce, obdobně jako průvlak. Trám přenáší zatížení od vlastní tíhy (stálé zatížení), tíhu desky (stálé zatížení), tíhu podlahové konstrukce (stálé zatížení) a užité zatížení (proměnné).

Zatížení působící plošně, tedy tíhu desky, podlah a užité zatížení, se mezi nosné průvlak a trámy rozdělí podle jejich tuhosti. Prakticky se zatížení rozděluje podle účinné šířky prvků. Průvlak s vyšší tuhostí pak přenáší zatížení z mírně větší plochy než trám.

Vnitřní síly průvlaku

Vnitřní síly působící na průvlak byly stanoveny s pomocí výpočetního programu Scia Engineer. Průvlak byl modelován jako oboustranně vetknutý prut.

Výsledná kombinace zatížení vychází z návrhových hodnot jednotlivých zatěžovacích stavů. Návrhové hodnoty zatížení byly vypočteny z charakteristických hodnot zatížení vynásobených dílčím součinitelem zatížení (v hodnotách 1,35 pro stálá zatížení a 1,50 pro proměnná zatížení).

Kombinace zatížení vyvolává v průvlak následující vnitřní síly:

- 1) maximální ohybové momenty
 - a) v poli: ohybový moment od zatížení $M_{ed(pole)} = 78,44 \text{ kNm}$,
 - b) v podpoře: ohybový moment od zatížení $M_{ed(podp.)} = 106,20 \text{ kNm}$,
- 2) maximální posouvající síla od zatížení $V_{ed} = 82,48 \text{ kN}$.

Posouzení únosnosti průvlaku

A) Posouzení průvlaku před působením požáru

Statickým výpočtem byla stanovena únosnost průvlaku před působením požáru následovně:

- 1) ohybová únosnost byla posuzována ve dvou průřezech:
 - a) v poli: momentová únosnost $M_{Rd(pole)} = 84,68 \text{ kNm}$
 - b) v podpoře: momentová únosnost $M_{Rd(podp.)} = 108,71 \text{ kNm}$,
- 2) smyková únosnost $V_{Rd} = 100,96 \text{ kN}$.

Posouzení únosnosti průvlaku s příslušnými hodnotami vnitřních sil:

1) momentová únosnost:

a) v poli $M_{Rd(pole)} = 84,68 \text{ kNm} > M_{ed(pole)} = 78,44 \text{ kNm} \rightarrow$ vyhovuje
(využití průvlaku 92,6 %),

b) v podpoře $M_{Rd(podp.)} = 108,71 \text{ kNm} > M_{ed(podp.)} = 106,20 \text{ kNm} \rightarrow$ vyhovuje
(využití průvlaku 97,7 %),

2) smyková únosnost $V_{Rd} = 100,96 \text{ kN} > V_{ed} = 82,48 \text{ kN} \rightarrow$ vyhovuje
(využití průvlaku 81,7 %).

Z porovnání hodnot vnitřních sil s příslušnými hodnotami únosnosti vyplývá vyhovující únosnost průvlaku posuzovaného z hlediska mezního stavu únosnosti.

B) Průvlak poškozený požárem

Statickým výpočtem byla stanovena únosnost průvlaku po požáru následovně:

1) ohybová únosnost byla posuzována ve dvou průřezech:

a) v poli: momentová únosnost $M_{Rd(pole)} = 83,67 \text{ kNm}$

b) v podpoře: momentová únosnost $M_{Rd(podp.)} = 96,57 \text{ kNm}$,

2) smyková únosnost $V_{Rd} = 85,40 \text{ kN}$.

Posouzení únosnosti průvlaku s příslušnými hodnotami vnitřních sil:

1) momentová únosnost:

a) v poli $M_{Rd(pole)} = 83,67 \text{ kNm} > M_{ed(pole)} = 78,44 \text{ kNm} \rightarrow$ vyhovuje
(využití průvlaku 93,7 %),

b) v podpoře $M_{Rd(podp.)} = 96,57 \text{ kNm} < M_{ed(podp.)} = 106,20 \text{ kNm} \rightarrow$ nevyhovuje
(využití průvlaku 110 %),

2) smyková únosnost $V_{Rd} = 85,40 \text{ kN} > V_{ed} = 82,48 \text{ kN} \rightarrow$ vyhovuje
(využití průvlaku 96,6 %).

Z porovnání hodnot vnitřních sil s příslušnými hodnotami únosnosti vyplývá nevyhovující únosnost průvlaku posuzovaného z hlediska mezního stavu únosnosti. Překročena byla ohybová únosnost průvlaku v podpoře.

Vyhodnocení vlivu požáru na únosnost posuzovaného průvlaku

Působení požáru na průvlak mělo za následek snížení pevnostní třídy betonu z třídy C 20/25 na třídu C 9/12,5. Toto snížení pevnostních charakteristik betonu redukovalo únosnost posuzovaného prvku v rozsahu od 1 % při posouzení momentové únosnosti v poli až po 15 % při posouzení smykové únosnosti. Dalším významným vlivem požáru na průvlak bylo překročení momentové únosnosti v podpoře o 10 %. Výsledky analýzy únosnosti průvlaku v objektu C jsou uvedeny v tabulce

Tab. 6.8 Vyhodnocení vlivu požáru na únosnost posuzovaného průvlaku

	Využití únosnosti průvlaku		Snížení únosnosti průvlaku
	Před požárem	Po požáru	
1a) Momentová únosnost v poli	92,6%	93,7%	1,1%
1b) Momentová únosnost v podpoře	97,7%	110,0%	12,3%
2) Smyková únosnost	81,7%	96,6%	14,9%

6.5 Hodnocení stavu objektu a doporučená opatření

V následující části práce je specifikován stavebně technický stav konstrukce Budovy č. 103 ve areálu Svit Zlín po působení rozsáhlého požáru. Aktuální stav je stanoven na základě vizuálně defektoskopické prohlídky objektu, provedených sond, výsledných parametrů odebraných vzorků betonu a betonářské výztuže a statického posouzení únosnosti průvlaku stropní konstrukce nad 1. NP původní části objektu. Připojena jsou také doporučená stavební opatření pro zajištění bezpečnosti, spolehlivosti a dlouhodobé plnění účelů stavby.

6.5.1 Přístavba osmipodlažního objektu – část A

Nosné ocelové sloupy a ocelolitinové objímky pro uchycení zvedaných stropů nebyly požárem degradovány a plně si zachovaly svoji statickou funkci. Poruchy vykazuje pouze materiál obezdívek sloupů v oblastech zasažených vysokými teplotami.

Železobetonové stropní desky v 1. NP v oblasti postižené požárem byly lokálně postiženy odštěpením krycích vrstev. Beton z těchto míst byl zařazen do pevnostní třídy C 16/20. Porovnáním s betony z oblastí neovlivněných požárem, které dosahovaly pevnostní třídy C 25/30, byla zjištěna degradace materiálu vlivem požáru. V projektu přístavby se pro stropní desky uvažoval beton C 16/20, tento požadavek splňují i poškozené betony se sníženou pevnostní třídou. Poškození stropních desek je staticky nevýznamné.

Předepnuté betonové stropní kruhové hlavice v 1. NP postiženém požárem byly zkouškami klasifikovány do pevnostní třídy C 45/55. Vzorky betonu odebrané z nepoškozených oblastí mají pevnostní třídu C 40/50 a C 45/55. Projektová dokumentace části objektu A uvažuje pro stropní hlavice beton pevnostní třídy C 35/45. Poškození betonu v hlavicích tak nebylo prokázáno.

Podlahová konstrukce byla v oblasti ohniska požáru separována od podkladu tvořeného stropní deskou. V místech působení mírnějšího teplotního zatížení byly odebrané vzorky klasifikované do pevnostní třídy C 20/25. Stejného výsledku bylo dosaženo i v roce 1992 při hodnocení podlah nedestruktivními zkouškami [62]. Degradace v místech bez separace podlahové vrstvy nebyla prokázána.

Zavěšený prefabrikovaný obvodový plášť byl požárem poškozen masivně na východní obvodové stěně a silně na západní stěně v blízkosti dilatačního styku

mezi částmi objektu A a C. Styčné spáry dílců jsou rozvolněné a hrozí zřícení částí obvodového pláště do okolního prostoru. U ostatních oblastí prefabrikovaného obvodového pláště požár degradaci nezpůsobil.

Dilatační spára u východní věže se vlivem požáru rozevřela do šířky až 50 mm.

Obvodová zděná konstrukce v 1. NP ve východní části jižního průčelí je masivně poškozena trhlinami.

Doporučená opatření:

1. Staticky zajistit a sanovat dolní líc stropních konstrukcí nad 1. NP a částečně i nad 1. PP a 2. NP až 4. NP.
2. Sanace dilatačních spár na styku stropních konstrukcí a východní ztužující věže.
3. Výměna poškozené obezdívky ocelových sloup.
4. Výměna podlahové konstrukce ve východní části 1. NP.
5. Výměna dělicích konstrukcí ve východní části přiléhající k východní ztužující věži.
6. Výměna obvodového pláště východní poloviny ve výškové úrovni 1. NP.

Výměna obvodového pláště na východním průčelí mezi východní ztužující věží a přilehlou částí objektu C.

Výměna obvodového pláště na západním průčelí mezi západní ztužující věží a přilehlou částí objektu C.

6.5.2 Původní objekt (část C) a kotelna (část B)

Nejvýznamněji požár poškodil původní pětipodlažní část objektu v této práci, označované jako část C. Významná ohniska požáru se vyskytovala především v 1. NP až 4. NP východní poloviny části C, kde také došlo k nejvýraznějším poškozením konstrukčních prvků. Degradace konstrukce v 5. NP byla méně závažná.

Stavebně technickým průzkumem byl prokázán havarijní stav východní části původní budovy (část C) způsobený účinky teplotního namáhání požárem přesahující teploty 600 °C. Vysoké teploty zapříčinily výraznou degradaci betonových prvků. Pevnostní parametry nosných železobetonových sloupů byly sníženy až na pevnostní třídu C 4/5. Stropní konstrukce vyskytující se v oblasti ohnisek požáru byly prolomené. Neprolomené stropní konstrukce poškozené požárem byly klasifikovány do pevnostní třídy

C 9/12,5. Nosné konstrukce původního pětipodlažního objektu (části C) byly vlivem požáru nevratně poškozeny.

Účinky vysokých teplot byly pozorovány i v západní části původní budovy (část C), kde sice nebyla identifikována významná ohniska požáru, ale propojení stropních konstrukcí s východní částí způsobilo přenos teplot i do západní oblasti.

Jednopodlažní kotelna přistavěná k části objektu C je poškozena staticky významnými trhlinami způsobenými nadměrnými deformacemi.

Doporučená opatření:

Závažný stupeň degradace konstrukce původní pětipodlažní stavby neumožňuje její sanaci. Doporučuje se celkové odstranění původní budovy včetně přilehlé věže, schodišťového tělesa a kotelny (část B).

Bourací práce by měly probíhat v následujícím pořadí:

1. demolice západní věže,
2. demolice jednopodlažní kotelny,
3. demolice hlavní části objektu C spolu se schodišťovým tělesem, po podlažích postupně shora dolů, vždy od více poškozené východní části směrem k západní části.

Při provádění bouracích prací se musí omezit vznik dalších poškození přistaveného osmipodlažního objektu, a to především v oblasti dilatační spáry mezi stropními konstrukcemi části C a A. Vybouraný materiál se musí postupně z objektu odstraňovat, nesmí se hromadit na stropních konstrukcích. [61]

7 ZÁVĚR

Diplomová práce se v souladu se zadáním zabývá stavebními konstrukcemi z požárního hlediska, vlivy požáru na konstrukce a hodnocením takto zasažených objektů.

Nejprve jsou uvedeny základy problematiky požární bezpečnosti staveb. Požadavků požární bezpečnosti staveb se dosahuje opatřeními pasivní a aktivní požární ochrany. Účinná požární ochrana se zajistí kombinací obou uvedených forem. Aktivní požární ochrana příznivě ovlivňuje průběh vzniklého požáru, kdy se do objektu navrhují zařízení, která například mohou zahájit hašení požáru či na příslušná místa signalizovat vzniklý požár. Z pohledu stavebních konstrukcí se však významněji jeví pasivní ochrana, která díky požární odolnosti prvků a vhodně navrženému konstrukčnímu systému po určitou dobu působení požáru zajišťuje stabilitu a nosnou funkci konstrukce, ale také zamezuje šíření požáru z požárního úseku či mimo zasažený objekt. Splnění požadovaných parametrů na požární bezpečnost stavby se prokazuje v požárně bezpečnostním řešení stavby.

Další část práce sumarizuje směrodatné poznatky o účincích požáru na stavební materiály a konstrukce. Nejvíce prostoru je věnováno betonu a železobetonovým konstrukcím. Popsány jsou jak chemické, tak i mechanické, tepelné či jiné fyzikální změny probíhající v betonu při působení zvýšených teplot. Oddíl o působení požáru na beton a betonové konstrukce je uzavřen popisem velmi zajímavého jevu vyskytujícího se při zahřívání betonu, který se nazývá spalling nebo také odštěpování povrchových vrstev betonu. Míra degradace vlastností při požáru je uvedena také pro ocel a ocelové konstrukce.

Nedílnou součástí práce je stavebně technický průzkum. Jsou rozlišeny stupně stavebně technických průzkumů a druhy metod stavebně technického průzkumu. Dále je objasněn způsob volby diagnostických metod při stavebně technickém průzkumu. V oddíle jsou obecně charakterizovány diagnostické metody vhodné pro potřeby hodnocení stavu objektu zasaženého požárem.

Praktická část této diplomové práce popisuje provedený stavebně technický průzkum Budovy č. 103 situované v bývalém průmyslovém areálu Svit Zlín. Objekt byl postižen rozsáhlým požárem. Bylo nutné zhodnotit stavebně technický stav a navrhnout opatření pro zajištění bezpečnosti, spolehlivosti a provozuschopnosti stavby. Za účelem

stanovení stavu konstrukce byly navrženy a realizovány diagnostické práce a laboratorní zkoušky. Z jejich vyhodnocení spolu s provedením statického přepočtu požárem poškozeného průvlastku byly formulovány závěry o objektivním stavebně technickém stavu Budovy č. 103. Podle stavu objektu pak byla vyvozena doporučená opatření pro opětovné získání původních funkcí budovy, tedy především její bezpečnosti, spolehlivosti a provozuschopnosti.

8 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] Česká republika. O územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon). In: *Sbírka zákonů*. 2006, 183/2006 Sb., Dostupné z: <http://portal.gov.cz/app/zakony/zakonPar.jsp?idBiblio=62549&fulltext=&nr=183~2F2006&part=&name=&rpp=15#local-content>
- [2] EU. Směrnice Rady ES č. 89/106 EHS o sblížení zákonů a dalších právních a správních předpisů členských států týkajících se stavebních výrobků. In: Brusel, 1989.
- [3] BRADÁČOVÁ, Isabela. *Požární bezpečnost staveb: nevýrobní objekty*. 2., aktualiz. vyd. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010, 228 s. Spektrum (Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství). ISBN 978-80-86111-77-3.
- [4] BRADÁČOVÁ, Isabela. Požární bezpečnost staveb. *Časopis Stavebnictví* [online]. 2009, č. 5 [cit. 2014-09-16]. Dostupné z: <http://www.casopisstavebnictvi.cz/clanek.php?detail=2292>
- [5] KUČERA, Petr, Tereza ČESELKÁ a Pavlína MATEČKOVÁ. *Požární odolnost stavebních konstrukcí*. 1. vyd. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, 2010, 176 s. Spektrum (Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství). ISBN 978-80-7385-094-4.
- [6] WALD, František. *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*. Vyd. 1. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005, 336 s. ISBN 80-01-03157-8.
- [7] ČSN EN 1991-1-2 (73 0035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-2, Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [8] ČSN 73 0810. *Požární bezpečnost staveb - Společná ustanovení*. Praha: ÚNMZ, 2009.
- [9] BRADÁČOVÁ, Isabela. Současnost a budoucnost dřevostaveb z pohledu požární ochrany. *iMateriály* [online]. 2009 [cit. 2014-12-03]. Dostupné z: http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/drevene-a-montovane-konstrukce/soucasnost-a-budoucnost-drevostaveb-z-pohledu-pozarni-ochrany_101346.html
- [10] ČSN 73 0802. *Požární bezpečnost staveb - Nevýrobní objekty + ZI*. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [11] *Požární odolnost* [online]. [cit. 2014-12-04]. Dostupné z: <http://www.pozarniodolnost.cz/pred-projektovanim.html>
- [12] KUPILÍK, Václav. *Stavební konstrukce z požárního hlediska*. 1. vyd. Praha: Grada, 2006, 262 s. Stavitel. ISBN 80-247-1329-2.
- [13] PROCHÁZKA, Jaroslav, Radek ŠTEFAN a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování betonových a zděných konstrukcí na účinky požáru*. Vyd. 1. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2010, 189 s. Učební texty vysokých škol. ISBN 978-80-01-04613-5.
- [14] TOMAN, Stanislav. Požární minimum pro vzduchotechniku (I): <http://www.tzb-info.cz/2725-pozarni-minimum-pro-vzduchotechniku-i>. *Tzb info* [online]. 2005 [cit. 2014-12-04].

- [15] NOORI, Malila. Požární scénáře. *Webové stránky FSV ČVUT* [online]. 2006 [cit. 2014-10-14]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/Pozarni_odolnost/e-text/specialiste/2/2-3_Pozarni_scenare.pdf
- [16] RŮŽIČKA, Jan. Požární odolnost obvodových stěn pro pasivní domy s využitím slaměných balíků jako tepelné izolace. In: *TZB-info* [online]. 2012 [cit. 2015-01-02]. Dostupné z: <http://stavba.tzb-info.cz/obalove-konstrukce-nizkoenergetickych-staveb/8974-pozarni-odolnost-obvodovych-sten-pro-pasivni-domy-s-vyuzitim-slamenych-baliku-jako-tepelne-izolace>
- [17] ŽITNÝ, Rudolf. Kondukce, konvence, sálání. In: *FS ČVUT* [online]. [cit. 2014-10-15]. Dostupné z: users.fs.cvut.cz/~zitnyrud/TZA3.ppt
- [18] POKORNÝ, Jiří a Petr KUČERA. Aplikace lokálního požáru při navrhování stavebních konstrukcí. In: *Profesní web s tematikou POŽÁRNÍ PREVENCE* [online]. [cit. 2014-10-15]. Dostupné z: <http://www.jiripokorny.net/Moje%20stranky/Pub%20prisp/Prispevky/2013/2013%20Aplikace%20lokalniho%20pozaru.pdf>
- [19] JUNEK, Jiří, Dana KUBÁTOVÁ a Radovan NEČAS. Optimalizace výběru vápenců pro výpal vápna pro výrobu hutných hydrosilikátů. [online]. [cit. 2014-09-13]. Dostupné z: http://www.vustah.cz/wp-content/uploads/vysledky_civak/2008_junek_kubatova_necas.pdf
- [20] ULM, Franz-Josef, Olivier COUSSY a Zdeněk P. BAŽANT. The "Chunnel" Fire: I: Chemoplastic Softening in Rapidly Heated Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. 1999, 272 - 282. Dostupné z: <http://www.civil.northwestern.edu/people/bazant/PDFs/Papers/379.pdf>
- [21] BODNAROVA, Lenka. Effect of high temperatures on cement composite materials in concrete structures. *Acta Geodynamica et Geomaterialia* [online]. 2013, č. 2, s. 173-180 [cit. 2014-09-30]. Dostupné z: http://www.irsm.cas.cz/index_en.php?page=acta_detail_doi
- [22] ČSN ISO 13 822 (73 0038). *Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [23] VÁLEK, Jaroslav. *Výzkum a vývoj kompozitních materiálů s vyšší rezistencí vůči působení vyšších teplot*. Brno, 2014. Disertační práce. VUT v Brně. Vedoucí práce Lenka Bodnárová.
- [24] HAGER, Izabela. Behaviour of cement concrete at high temperature. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences* [online]. 2013, č. 1, s. 145-154 [cit. 2014-10-24]. Dostupné z: <http://yadda.icm.edu.pl/baztech/element/bwmeta1.element.baztech-article-BPG8-0098-0020>
- [25] COLLEPARDI, Mario. *Moderní beton*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009, 342 s. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87093-75-7.

- [26] NAUS, D.J. UNITED STATES NUCLEAR REGULATORY COMMISSION. *A compilation of elevated temperature concrete material property data and informatik for use in assessments of nuclear power plant reinforced concrete structures*. OakRidge, Tennessee, 2010. Dostupné z: <http://www.nrc.gov/reading-rm/doc-collections/nuregs/contract/cr7031/cr7031.pdf>
- [27] ČSN EN 1992-1-2 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [28] VYDRA, Vítězslav. *Lomové charakteristiky betonu vystaveného působení vysokých teplot* [online]. Praha, 2005 [cit. 2014-09-13]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/vydra/files/VydraThesis.pdf>. Habilitační práce. České vysoké učení technické v Praze.
- [29] KODUR, Venkatesh. Properties of Concrete at Elevated Temperatures. *ISRN Civil Engineering*. 2014, s. 1-15. DOI: 10.1155/2014/468510. Dostupné z: <http://www.hindawi.com/journals/isrn/2014/468510/>
- [30] HAGER, Izabela. Colour change in heated concrete. *Fire Technology*. 2014, č. 50, s. 945-958. Dostupné z: http://download.springer.com/static/pdf/507/art%253A10.1007%252Fs10694-012-0320-7.pdf?auth66=1412710044_f691e3027f02c414e9f5fce7d1fd4076&ext=.pdf
- [31] RONAGH, Hamid Reza a Behrouz BEHNAM. Investigating the Effect of Prior Damage on the Post-earthquake Fire Resistance of Reinforced Concrete Portal Frames. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2012, vol. 6, issue 4, s. 209-220. DOI: 10.1007/s40069-012-0025-9. Dostupné z: <http://link.springer.com/10.1007/s40069-012-0025-9>
- [32] *Ebeton: Slovník pojmů* [online]. [cit. 2014-09-24]. Dostupné z: <http://www.ebeton.cz/pojmy>
- [33] BROOKS, J. *Concrete and masonry movements* [online]. Butterworth-Heinemann, 2014, [cit. 2014-09-29]. ISBN 978-012-8015-254. Dostupné z: https://play.google.com/books/reader?id=uJ_vAAQBAJ&printsec=frontcover&output=reader&hl=cs&pg=GBS.PP1
- [34] REICHL, Jaroslav. Měrná tepelná kapacita. In: *Encyklopedie fyziky* [online]. [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://fyzika.jreichl.com/main.article/view/578-merna-tepelna-kapacita>
- [35] ŠTEFAN, Radek. Požární spolehlivost betonových a zděných konstrukcí: Přednáška 6. In: *ČVUT: Katedra betonových a zděných konstrukcí* [online]. [cit. 2014-01-12].
- [36] Tepelná vodivost. In: [online]. [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: http://cs.wikipedia.org/wiki/Tepeln%C3%A1_vodivost
- [37] BENEŠ, Michal, Radek ŠTEFAN. Povrchové odštěpování betonových konstrukcí při požáru. *Stavební obzor*. 2011, č. 6, s. 161-166.
- [38] CORBITT-DIPIERRO, Cathleen E. Fire Investigation Mythunderstandings. In: *InterFIRE* [online]. [cit. 2014-10-11]. Dostupné z: <http://www.interfire.org/features/spalling.asp>

- [39] MIURA, Taito. Numerical analysis of explosion and crack propagation of RC structures due to fire attack. In: [online]. [cit. 2015-01-02]. Dostupné z: <http://concrete-lab.civil.nagoya-u.ac.jp/homepage/j/en/research03.html>
- [40] MIKULINEC, David. *Beton s vyšší odolností vůči působení vysokých teplot*. Brno, 2012. Diplomová práce. VUT v Brně. Vedoucí práce Lenka Bodnárová.
- [41] OZAWA, Mitsuo, Shinya UCHIDA, Toshiro KAMADA a Hiroaki MORIMOTO. Study of mechanisms of explosive spalling in high-strength concrete at high temperatures using acoustic emission. *Construction and Building Materials* [online]. 2012, č. 37, s. 621-628 [cit. 2014-09-01]. Dostupné z: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181200462X>
- [42] CORTÉS, Daniel. 10 points to consider in fires of steel-framed buildings (1/11). In: *Face2fire* [online]. 2013 [cit. 2014-15-11]. Dostupné z: <http://www.face2fire.com/fire-engineering/fire-in-iron-structures-cardington-test-2/?lang=en>
- [43] 2008: V Praze došlo k jednomu z největších požárů poslední doby, hořel Průmyslový palác. In: *Požáry.cz* [online]. 2013 [cit. 2014-11-15]. Dostupné z: <http://www.pozary.cz/clanek/15591-2008-v-praze-doslo-k-jednomu-z-nejvetsich-pozaru-posledni-doby-horel-prumyslovy-palac/>
- [44] ČSN EN 1993-1-2 (731401). *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. ČR: ČNI, 2006.
- [45] HOBST, Leonard, Jiří ADÁMEK, Petr CIKRLE a Pavel SCHMID. *Diagnostika stavebních konstrukcí: Přednášky* [online]. 2005 [cit. 2014-09-21]. Dostupné z: <https://intranet.study.fce.vutbr.cz>
- [46] DROCHYTKA, Rostislav, Jiří DOHNÁLEK a Jiří BYDŽOVSKÝ. *Technické podmínky pro sanaci betonových konstrukcí TPSSBK III*. Brno: Sdružení pro sanaci betonových konstrukcí, 2012, 265 s. ISBN 978-80-260-2210-7.
- [47] VLČEK, Milan. *Poruchy a rekonstrukce staveb*. 3. vyd. Brno: ERA, 2006, vi, 222 s. Technická knihovna (ERA). ISBN 80-736-6073-3.
- [48] VLČEK, Milan. *Projektování rekonstrukcí*. 1. vyd. Brno: CERM, 1996, 146 s. ISBN 80-214-0614-3.
- [49] NAUS, D.J. *A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures*. Oak Ridge, Tennessee, USA, 2010.
- [50] *Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessment : state-of-the-art report*. 1st publ. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2008, v, 209 s. Bulletin. ISBN 978-2-88394-086-4.
- [51] BAŽANT, Zdeněk a Ladislav KLUSÁČEK. *Statika při rekonstrukcích objektů*. Vyd. 5., V Akademickém nakl. CERM 3. Brno: CERM, 2010, 121 s. ISBN 978-80-7204-692-8.

- [52] CIGÁNEK, Mojmir. Poruchy na betonových a zděných stavbách: Prevence, sanace a rekonstrukce: Díl I. - Poruchy a preventivní opatření. 2. vyd. Brno: Rektorát Vysokého učení technického v Brně, 1974.
- [53] FLANSBJER, Mathias, Jan Erik LINDQVIST. Visual assessment of fire damaged concrete. In: *Fire Safety Search* [online]. [cit. 2014-10-19]. Dostupné z: <http://www.firesafetysearch.com/news/visual-assessment-of-fire-damaged-concrete/>
- [54] CIKRLE, Petr. *Nové trendy ve zkoušení betonu v konstrukci*. 2011. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2011_03_TO/Cikrle-Nove_trendy_zkous_betonu_v_konstrukci.pdf
- [55] ČSN EN 12504-2. *Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem*. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [56] ČSN 73 1373. *Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu*. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [57] HIRŠ, Jiří. VUT V BRNĚ, FAST. *Znalecký posudek Budovy č. 103 v areálu Svit Zlín*. Brno, 2013.
- [58] BROŽOVSKÝ, Jirí. Zjištění přítomnosti hlinitanového cementu v betonu. [online]. 2009 [cit. 2014-12-18]. Dostupné z: www.kr-jihomoravsky.cz/Default.aspx?PubID=126888&TypeID=7
- [59] mapy.cz
- [60] Schéma vyztužení stropní konstrukce původní části objektu
- [61] KOS, Josef. *Rekonstrukce pozemních staveb*. Brno: CERM, 1999, 512 s. ISBN 80-7204-132-0.
- [62] Znalecký posudek na podlahy z vakuových potěrů v přístavbě A 103. budovy v areálu Svit a.s. Zlín, objednavatel Velkoobchod obuví a.s., zpracovatel RNDr. Miroslav Fiala, CSc., 10/1992

9 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

9.1 Zkratky

Ca(OH) ₂	Portlandit (hydroxid vápenatý)
CaO	Oxid vápenatý (vápno)
CAPO	Cut and Pull Out (druh zkoušky pro stanovení síly na vytržení)
CFD	Výpočetní dynamické (modely) kapalin a plynů
CSH	Hydrosilikátu vápenatý
ČSN	Česká technická norma
DTA	Diferenční termická analýza
E	Celistvost
EC	Eurokód
EHS	Evropské hospodářské společenství
EN	Evropská norma
ES	Evropské společenství
H ₂ O	Voda
HPC	Vysokohodnotný beton
HSC	Vysokopevnostní beton
HZS	Hasičský záchranný sbor
I	Izolace
ISO	International Organization for Standardization (Mezinárodní organizace pro normalizaci)
koef.	Koeficient
nadz.	Nadzemní podlaží
podl.	
NSC	Beton běžných pevností
PBŘ	Požárně bezpečnostní řešení
R	Nosná funkce
RTG	Rentgenová difrakční analýza
STP	Stavebně technický průzkum
UZ	Ultrazvuk, ultrazvukový
W	Radiace

9.2 Symbols

A	Tažnost v procentech	[%]
A_d	Návrhová hodnota mimořádného (požárního) zatížení	[kN.m ⁻¹]
$A_{ind,d}$	Návrhová hodnota nepřímých zatížení v důsledku požáru	[kN.m ⁻¹]
C/S	Poměr počtů molů vápna na počet molů oxidu křemičitého	[-]
c_a	Měrné teplo oceli	[J.kg ⁻¹ .K ⁻¹]
$c_p(\theta)$	Měrné teplo	[J.kg ⁻¹ .K ⁻¹]
d	Mezimřížková vzdálenost	[mm]
$E_{a,\theta}$	Modul pružnosti oceli	[MPa]
E_d	Návrhová hodnota příslušných účinků zatížení ze základní kombinace podle ČSN EN 1990	dle veličiny
$E_{fi,d}$	Konstantní návrhová hodnota pro požární situaci	dle veličiny
$E_{fi,d,t}$	Návrhová hodnota příslušných účinků zatížení při požární situaci v čase t	dle veličiny
$E_{p,\theta}$	Modul pružnosti předpínací oceli v závislosti na teplotě	[MPa]
$E_{s,\theta}$	Modul pružnosti betonářské oceli v závislosti na teplotě	[MPa]
F	Zatížení	[N]
f_c	Pevnost betonu v tlaku	[MPa]
$f_{c,\theta}$	Pevnost betonu v tlaku v závislosti na teplotě	[MPa]
f_{ck}	Charakteristická pevnost betonu v tlaku	[MPa]
$f_{ck,cube}$	Charakteristická krychlová pevnost v tlaku	[MPa]
$f_{ck,t}$	Charakteristická pevnost betonu v tahu	[MPa]
$f_{ck,t}(\theta)$	Charakteristická pevnost betonu v tahu v závislosti na teplotě	[MPa]
$f_{ck,\theta}$	Charakteristická pevnost betonu v tlaku v závislosti na teplotě	[MPa]
F_m	Maximální zatížení	[N]
$f_{p,\theta}$	Mez úměrnosti oceli	[MPa]
f_{pk}	Charakteristické napětí předpínací oceli na mezi únosnosti	[MPa]
$f_{pp,\theta}$	Mez úměrnosti předpínací oceli	[MPa]
$f_{py,\theta}$	Napětí předpínací oceli na mezi únosnosti	[MPa]
$f_{sp,\theta}$	Mez úměrnosti betonářské oceli	[MPa]
$f_{sy,\theta}$	Napětí betonářské oceli na mezi kluzu	[MPa]
$f_{y,\theta}$	Účinná mez kluzu oceli	[MPa]
f_{yk}	Charakteristické napětí betonářské oceli na mezi únosnosti	[MPa]
$G_{k,j}$	Charakteristická hodnota j -tého stálého zatížení	[kN.m ⁻¹]
H	Výška stropu nad zdrojem požáru	[m]
\dot{h}_{net}	Čistý tepelný tok	[W.m ⁻²]
$\dot{h}_{net,c}$	Složka čistého konvekčního tepelného toku	[W.m ⁻²]
$\dot{h}_{net,r}$	Složka čistého sálavého tepelného toku	[W.m ⁻²]
k	Součinitel proporcionality	[-]
$k(\theta)$	Redukční součinitel určující pevnostní nebo přetvárnou vlastnost v závislosti na teplotě materiálu	[-]

$k_{c,t}(\theta)$	Součinitel pro redukci pevnosti betonu v tahu	[-]
$k_{E,\theta}$	Redukční součinitel sklonu lineární pružné části při zvýšené teplotě	[-]
$k_{m,\theta}$	Součinitel pro redukci hmotnosti v závislosti na teplotě	[-]
$k_{p,\theta}$	Redukční součinitel meze úměrnosti při zvýšené teplotě	[-]
$k_{y,\theta}$	Redukční součinitel účinné meze kluzu při zvýšené teplotě	[-]
l	Délka při 20 °C	[m]
L_f	Délka plamenů	[m]
L_h	Vodorovná délka plamene	[m]
L_o	Počáteční měřená délka	[mm]
L_u	Konečná měřená délka po lomu	[mm]
M_{ed}	Návrhová hodnota ohybového momentu od zatížení	[kNm]
M_{ed}	Návrhová hodnota momentové únosnosti	[kNm]
P	Reprezentativní hodnota zatížení od předpětí	[kN.m ⁻¹]
Q_C	Konvekční část rychlosti uvolňování tepla	[W]
$Q_{k,l}$	Charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení	[kN.m ⁻¹]
$Q_{k,i}$	Charakteristická hodnota i-tého proměnného zatížení	[kN.m ⁻¹]
R_{eH}	Horní mez kluzu	[MPa]
R_{eL}	Dolní mez kluzu	[MPa]
$R_{fi,d,t}$	Návrhová hodnota únosnosti prvku při požární situaci v čase t	dle veličiny
R_m	Mez pevnosti v tahu R_m	[MPa]
R_t	Mez pevnosti	[MPa]
S_o	Počáteční průřezová plocha	[mm ²]
S_u	Minimální průřezová plocha po lomu	[mm ²]
t	Čas	[min]
$t_{fi,d}$	Návrhová doba požární odolnosti,	[min]
$t_{fi,requ}$	Požadovaná doba požární odolnosti	[min]
V_{ed}	Návrhová hodnota posouvající síly od zatížení	[kN]
V_{ed}	Návrhová hodnota únosnosti posouvajících sil	[kN]
w/c	Vodní součinitel	[-]
$X_{d,fi}$	Návrhová hodnota tepelných a mechanických vlastností materiálu	dle veličiny
X_k	Charakteristická hodnota vlastnosti při návrhu pro běžnou teplotu	dle veličiny
$X_k(\theta)$	Charakteristická hodnota vlastnosti materiálu při návrhu pro požární situaci, obecně závislá na teplotě materiálu	dle veličiny
Z	Kontrakce v procentech	[%]
z_0	Virtuální počátek osy	[m]
α_c	Součinitel přestupu tepla prouděním	[W.m ⁻² .K ⁻¹]
β	Parametr předpínací oceli	[-]
$\gamma_{M,fi}$	součinitel spolehlivosti materiálu pro teplotní a mechanické vlastnosti při požární situaci	[-]
δ	Stephan-Boltzmannova konstanta ($\delta = 5,67.10^{-8} \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-4}$)	[W.m ⁻² .K ⁻⁴]
Δl	Prodloužení vyvolané teplotou;	[m]

$\Delta l/l$	Poměrná teplotní roztažnost	[-]
ε	Poměrné přetvoření	[-]
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Poměrné přetvoření betonu v závislosti na teplotě	[-]
$\varepsilon_{cu1,\theta}$	Poměrné přetvoření na mezi porušení v závislosti na teplotě	[-]
$\varepsilon_c(\theta)$	Poměrné přetvoření betonu vyvolané změnou teplot	[-]
ε_f	Emisivita požáru	[-]
ε_m	Povrchová emisivita požáru	[-]
$\varepsilon_p(\theta)$	Teplotní poměrné přetvoření předpínací oceli	[-]
$\varepsilon_p(\theta)$	Teplotní poměrné přetvoření předpínací oceli	[-]
$\varepsilon_{p,\theta}$	Poměrné přetvoření oceli mezi úměrnosti	[-]
$\varepsilon_s(\theta)$	Teplotní poměrné přetvoření betonářské oceli	[-]
$\varepsilon_{t,\theta}$	Největší poměrné protažení na mezi kluzu	[-]
$\varepsilon_{u,\theta}$	Konečné poměrné protažení	[-]
$\varepsilon_{y,\theta}$	Poměrné přetvoření oceli na účinné mezi kluzu	[-]
θ	Teplota	[°C]
Θ_a	Teplota prostředí	[°C]
θ_a	Teplota oceli	[°C]
$\theta_{a,cr}$	Kritická teplota oceli	[°C]
θ_d	Návrhová hodnota teploty materiálu	[°C]
θ_d	Návrhová hodnota kritické teploty materiálu	[°C]
θ_g	Teplota plynů v požárním úseku	[°C]
Θ_g	Teplota plynů v blízkosti prvku vystaveného účinkům požáru	[°C]
Θ_m	Povrchová teplota prvku	[°C]
Θ_r	Účinná teplota sálání prostředí požáru	[°C];
λ_a	Teplotní vodivost oceli	[W.m ⁻¹ .K ⁻¹]
λ_c	Tepelná vodivost betonu	[W m ⁻¹ K ⁻¹]
μ_0	Stupeň využití	[-]
μ_{ri}	Redukční součinitel pro úroveň návrhového zatížení při požární situaci	[-]
ρ_a	Hustota oceli	[kg.m ⁻³]
σ	Napětí	[MPa]
φ	Polohový faktor	[-]
ψ_1	Součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení	[-]
ψ_2	Součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení	[-]

10 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha P1: Fotodokumentace vizuálně defektoskopických poruch

Příloha P2: Fotodokumentace otevřených sond

Příloha P3: Zkoušení betonu

Příloha P4: Zkoušení betonářské výztuže

Příloha P5: Statický výpočet únosnosti průvlaku

Příloha P6: Schéma poruch objektu, lokalizace sond a odběru vzorků