VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

MOŽNOSTI VYUŽITÍ ROZPTÝLENÉ VÝZTUŽE PRO LEHKÉ KONSTRUKČNÍ BETONY

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE Bc. ANETA NOVOTNÁ
AUTHOR

BRNO 2013

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

MOŽNOSTI VYUŽITÍ ROZPTÝLENÉ VÝZTUŽE PRO LEHKÉ KONSTRUKČNÍ BETONY

POSSIBILITIES OF DISPERSED REINFORCEMENT FOR LIGHTWEIGHT CONCRETE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE — Bc. ANETA NOVOTNÁ
AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE — Ing. JAROMÍR LÁNÍK
SUPERVISOR

BRNO 2013

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. ANETA NOVOTNÁ
Název	Možnosti využití rozptýlené výztuže pro lehké konstrukční betony
Vedoucí diplomové práce	Ing. Jaromír Láník
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2012
Datum odevzdání diplomové práce	11. 1. 2013

V Brně dne 31. 3. 2012

.....	.....
prof. Ing. Leonard Hobst, CSc.	prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Vedoucí ústavu	Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

[1] KUCHARCZYKOVÁ, B. Analýza vlivu vlastností lehkého konstrukčního betonu z pórovitého kameniva na jeho využití v nosných betonových konstrukcích: disertační práce. Brno, 2008. 116 s. VUT Brno. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí disertační práce prof. Ing. Jiří Adámek, CSc.

[2] VODIČKA, J., VESELÝ, V., KRÁTKÝ, J. Specifika z technologie vláknobetonu. Beton – technologie, konstrukce, sanace, 2010, č. 2, s. 38 – 42. ISSN 1213 – 3116.

[3] VODIČKA, J., VESELÝ, V., KRÁTKÝ, J., VAŠKOVÁ, J. Zkoušky konstrukčního vláknobetonu. Beton – technologie, konstrukce, sanace, 2010, č. 2, s. 43 - 47. ISSN 1213 – 3116.

[4] ČSN EN 14845 – 2. Zkušební metody pro vlákna do betonu – Část 2: Vliv na beton. ČNI, Praha, 2007. 8 s.

[5] ČSN EN 14889. Vlákna do betonu – Část 2: Polymerová vlákna – Definice, specifikace a shoda. ČNI, Praha, 2007. 20 s.

[6] PN ČMB 01 – 2008. Vláknobeton (FC) – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Českomoravský beton, a.s., 2008. 16 s.

[7] TP FC 1 – 1. Technické podmínky 1: Vláknobeton – Část 1 Zkoušení vláknobetonu – Vyhodnocení destruktivních zkoušek a stanovení charakteristického pracovního diagramu vláknobetonu pro navrhování vláknobetonových konstrukcí: Českomoravský beton, a.s., 2007. 34 s.

Zásady pro vypracování

Diplomová práce je zaměřena na možnosti využití rozptýlené polypropylenové výztuže za účelem zlepšení vybraných fyzikálně mechanických vlastností lehkých konstrukčních betonů. Sledované parametry výsledného vláknocementového kompozitu budou zejména pevnostní a deformační. Cílem práce je provedení podrobného rozboru zadané problematiky včetně realizace a vyhodnocení vlastního měření. Na základě získaných výsledků bude proveden teoretický návrh a výpočet nosné konstrukce z lehkého vláknobetonu.

Práce bude rozčleněna do dvou ucelených částí – teoretickou a experimentální. V teoretické části podrobně popište zkoumanou problematiku, zejména popište problematiku lehkých konstrukčních betonů a betonů obsahujících polypropylenovou rozptýlenou výztuž, úskalí při výrobě, zpracování a ukládání. Stručně popište typy použitých vláken a jejich fyzikálně mechanické vlastnosti. Uveďte příklady využití lehkých vláknobetonů u nás a ve světě. V experimentální části vyrobte zkušební tělesa pro stanovení fyzikálně mechanických a lomových parametrů vláknocementových kompozitů. Získané výsledky srovnejte s referenčním betonem bez vláken.

Experimentálně získaná data uspořádejte do přehledných tabulek a na základě výsledků proveďte teoretický výpočet nosné konstrukce z lehkého vláknobetonu. Výsledky výpočtu porovnejte se stejnou konstrukcí obsahující konvenční vyztužení ocelovými pruty. V závěru práce proveďte celkové zhodnocení provedených měření a uveďte možný postup řešení zadané problematiky.

Předepsané přílohy

.....

Ing. Jaromír Láník

Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce řeší vybrané problémy související s uplatněním lehkého betonu z pórovitého kameniva do nosných konstrukcí. Práce je zaměřena na ověření možností zvýšení houževnatosti cementových kompozitů aplikací rozptýlené výztuže. Lehké betony byly vyztuženy kombinacemi polypropylenových vláken Forta Ferro o různých délkách. Použita byla polypropylenová vlákna o třech délkách 19, 38, 54 mm. Práce je rozčleněna na teoretickou, experimentální a statickou část.

Abstract

Master´s thesis deals with some problems associated with utilisation of lightweight concrete from the porous aggregates in the load – carrying structures. The thesis focuses on the possibilities of the increase of the cement composites toughness using dispersed reinforcement. Lightweight concretes were reinforced with a combination of different lengths of polypropylene fibers Forta Ferro. There were used polypropylene fibers of free lengths 19, 38, 54 mm. The thesis is divided into theoretical, experimental and static part.

Klíčová slova

Pórovité kamenivo, polypropylenová vlákna, lehký konstrukční beton, lomové charakteristiky, experimentální analýza, cementový kompozit, matrice

Key words

Porous aggregate, polypropylene fibres, lightweight structure concrete, fracture characteristics, experimental analysis, cement composite, matrix

Bibliografická citace VŠKP

NOVOTNÁ, Aneta. *Možnosti využití rozptýlené výztuže pro lehké konstrukční betony*. Brno, 2013. 123 s., 27 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí diplomové práce Ing. Jaromír Láník.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje. Výsledky a závěry uvedené v této diplomové práci vycházejí z vlastní praktické činnosti.

V Brně.....

.....

podpis studenta

Poděkování

Děkuji svému vedoucímu diplomové práce Ing. Jaromíru Láníkovi za pomoc při betonážích zkušebních těles a následném provádění experimentálního měření.

Dále bych ráda poděkovala prof. Ing. Zbyňkovi Keršnerovi, CSc. za odborné konzultace, vstřícnost a ochotu při vyhodnocování dat získaných z lomových zkoušek a Ing. Petru Žíttovi za cenné rady při modelování a vyhodnocování numerické analýzy ve výpočetním programu Atena 2D.

Ing. Barbaře Kucharczykové, Ph.D. děkuji za věcné připomínky při revizi mé diplomové práce.

Také děkuji Bc. Petru Pavličíkovi, celé své rodině a přátelům za trpělivost, porozumění a podporu v průběhu studia.

Obsah

1 Úvod 11

2 Cíl diplomové práce 12

3 Teoretická část 13

3.1 Beton s lehkým pórovitým kamenivem 13

3.1.1 Definice – lehký beton [29] 13

3.1.2 Definice – pórovité kamenivo [29] 13

3.1.3 Rozdělení pórovitého kameniva 13

3.1.4 Liapor – materiálové vlastnosti [49],[15],[46] 16

3.1.5 Liapor – produkce a trh v České republice [49] 20

3.1.6 Rozdělení lehkých betonů 20

3.1.7 Základní materiálové charakteristiky lehkého betonu [15], [48] 21

3.1.8 Využití betonů s lehkým kamenivem v praxi [15], [48] 23

3.2 Vláknobeton se syntetickými vlákny [12] 25

3.2.1 Syntetická vlákna – polypropylenová [4], [6], [17], [27] 25

3.2.2 Základní materiálové charakteristiky vláknobetonu 27

3.2.3 Vláknobeton v praxi 28

3.3 Zkušební metody [5], [13] 30

3.3.1 Rozlití [10] 30

3.3.2 Ultrazvuková impulzní metoda [5], [13] 30

3.3.3 Rezonanční metoda [5], [13] 31

3.3.4 Zkouška pevnosti v tlaku 32

3.3.5 Zkouška pevnosti v příčném tahu 33

3.3.6 Zkouška statického modulu pružnosti v tlaku 33

3.3.7 Tříbodový ohyb [10] 34

3.3.8 Čtyřbodový ohyb 34

3.4 Lomové parametry cementových kompozitů [9], [16], [14] 35

3.4.1 Lomová procesní zóna 36

3.4.2 Modely efektivní trhliny 37

3.4.3 Lomová houževnatost K_{Ice} 38

3.4.4 Lomová práce W_f a lomová energie G_f 38

3.5 Atena (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) [9], [10], [11], [38] 39

3.5.1 Informace o výpočetním programu Atena 39
3.5.2 Deformační metoda konečných prvků 39
3.5.3 Nelineární materiálové modely betonu 40
3.5.4 Výpočtové jádro a uživatelské rozhraní 41
4 Experimentální část 43
4.1 Výroba, ukládání a ošetřování zkušebních těles 43
4.2 Stanovení fyzikálních parametrů cementových kompozitů 47
4.2.1 Homogenita a kvalita zhutnění betonu 41
4.2.2 Objemová hmotnost 41
4.3 Stanovení pevnostních parametrů cementových kompozitů 49
4.3.1 Pevnost v tlaku 41
4.3.2 Pevnost v příčném tahu 50
4.4 Stanovení deformačních parametrů cementových kompozitů 51
4.4.1 Dynamický a statický modul pružnosti v tlaku 51
4.4.2 Statický modul pružnosti a přetvárnosti v ohybu 54
4.5 Stanovení lomových parametrů cementových kompozitů 56
4.5.1 Zatěžovací diagramy 56
4.5.2 Úprava zatěžovacích diagramů – lineární regrese 60
4.5.3 StiCrack [41] 62
4.5.3 Lomová houževnatost, lomová práce a lomová energie 63
4.6 Závěr experimentální části 67
5 Statická část 69
5.1 Posouzení stropní konstrukce dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 (normové parametry)[28] 70 70
5.1.1 Geometrie posuzovaného prvku 70
5.1.2 Statické schéma 71
5.1.3 Zatížení 71
5.1.4 Vnitřní síly 72
5.1.5 Materiálové charakteristiky 73
5.1.6 Krycí vrstva betonu 74
5.1.7 Mezní stav únosnotsti (MSÚ) – posouzení na prostý ohyb 74
5.1.8 Mezní stav únosnotsti (MSÚ) – posouzení na smyk 76
5.1.9 Mezní stav použitelnosti (MSP) – posouzení průhybu 77

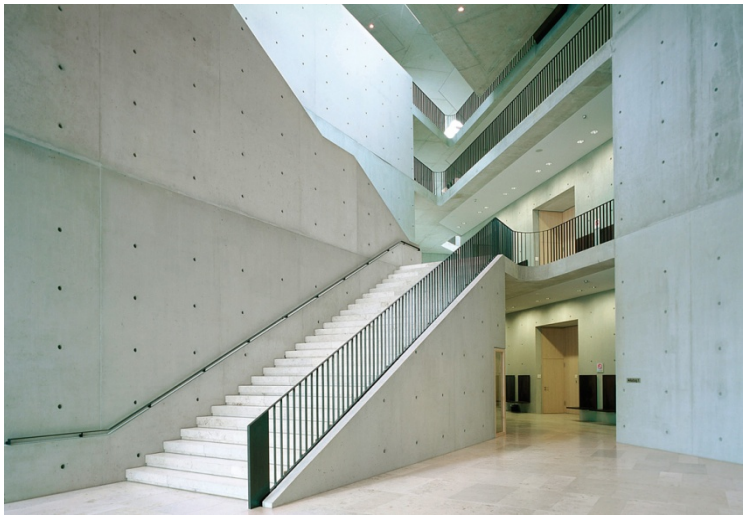
5.2 Posouzení stropní konstrukce dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 (experimentální parametry)[28] 86
5.2.1 Geometrie posuzovaného prvku 86
5.2.2 Statické schéma 86
5.2.3 Zatížení 86
5.2.4 Vnitřní síly 87
5.2.5 Materiálové charakteristiky 87
5.2.6 Krycí vrstva betonu 87
5.2.7 Mezní stav únosnotsti (MSÚ) – posouzení na prostý ohyb 88
5.2.8 Mezní stav únosnotsti (MSÚ) – posouzení na smyk 89
5.2.9 Mezní stav použitelnosti (MSP) – posouzení průhybu 90
5.3 Posouzení stropní konstrukce pomocí programu Atena 2D 99
5.3.1 Materiál 99
5.3.2 Geometrie 99
5.3.3 Zatěžovací stavy 100
5.3.4 Výpočet 100
5.3.5 Výsledky 101
5.4 Závěr statické části 106
6 Závěr diplomové práce 108
7 Seznam obrázků 110
8 Seznam tabulek 113
9 Seznam knih, časopisů a monografií 114
10 Seznam norem 116
11 Seznam internetových zdrojů 118
12 Seznam použitých zkratek a symbolů 121
13 Seznam příloh 123

1 Úvod

Lehký beton je možné využít v nosných i nenosných konstrukcích všech typů pozemních staveb. Současné stavitelství nabízí mnoho různých možností jeho použití a aplikací v konstrukcích. Díky řadě technických a materiálových předností, jakými je především nízká objemová hmotnost, vysoká pevnost a také dobré tepelně izolační vlastnosti se běžně v praxi cementové kompozity s pórovitým kamenivem využívají pro lehké konstrukční betony nebo jako stavební izolační materiál.

Cílem statického řešení je snaha dosáhnout co nejpřesnějšího výpočtu a zároveň splnit finanční požadavky investora, což vede projektanta k návrhu subtilních prvků. Snížení hmotnosti nosných částí konstrukce je výhodné i z pohledu úspory stavebního materiálu. Ekonomické hledisko je ve stavebnictví v dnešní době velice diskutovaným tématem, proto úspory při návrhu dimenzí znamenají nižší spotřebu betonu, ocelové výztuže a také snížení nákladů na montáž a dopravu. Použití lehkých betonů přináší nové a zajímavé možnosti statického řešení, jak u nové výstavby, tak i u rekonstrukcí. Z oblasti prefabrikovaných dílců vyráběných z lehkého betonu je pro názornost na **Obr. 1** ukázáno schodiště, stropní konstrukce či balkóny běžně dostupné na stavebním trhu [48], [15].

Do podvědomí veřejnosti se dostává i nový kompozitní materiál s rozptýlenou výztuží nazývaný vláknobeton. Vzrůstá zájem o informace o materiálových vlastnostech tohoto nového druhu betonu a také o přípravu technických předpisů pro zkoušení a navrhování konstrukcí z vláknobetonu. Výsledný cementový kompozit získává aplikací vláken specifické vlastnosti, díky kterým lze efektivněji využít při výstavbě. Podle typu rozptýlené výztuže se vhodně volí uplatnění vláknobetonu v konstrukci.



Obr. 1 Prefabrikované betonové schodiště [52]

2 Cíl diplomové práce

Diplomová práce je zaměřena na možnosti využití polypropylenové rozptýlené výztuže s cílem zlepšit vybrané fyzikálně mechanické vlastnosti lehkých konstrukčních betonů. Sledovanými parametry vláknocementového kompozitu jsou zejména pevnostní, deformační a lomové charakteristiky. Práce je rozčleněna celkem do tří kapitol: teoretická, experimentální a statická.

První kapitolou je teoretická část, která má poukázat na vlastnosti lehkých betonů s pórovitým kamenivem a lehkých vláknobetonů se syntetickými vlákny. Následně jsou v této kapitole popsány jednotlivé zkušební metody potřebné ke stanovení materiálových charakteristik v experimentální části a podrobněji je zde popsána problematika lomové mechaniky. Závěr kapitoly je věnován výpočetnímu programu Atena potřebnému pro numerickou analýzu cementových a vláknocementových kompozitů v části statické.

Cílem diplomové práce bylo provedení podrobného rozboru zadané problematiky včetně realizace a vyhodnocení vlastního měření. Pro stanovení fyzikálně mechanických a lomových parametrů cementových a vláknocementových kompozitů byly v experimentální části vyrobeny čtyři sady zkušebních těles. První sada byla zhotovena z referenčního lehkého betonu, kde bylo jako plnivo použito kamenivo Liapor frakce 4-8/600. Pro další tři sady zkušebních těles byla použita stejná receptura s přídavkem odlišných hmotnostních dávek polypropylenových vláken. Jednalo se o dávku 3 kg, 6 kg a 9 kg na metr krychlový betonu, kdy byla kombinována vlákna délek 54 mm, 38 mm a 19 mm v poměru: 2:0,5:0,5, 4:1:1 a v posledním případě 6:1,5:1,5. Výsledné materiálové charakteristiky získané z provedených zkoušek byly posléze u jednotlivých sad vzájemně porovnány.

Na základě získaných výsledků byl proveden teoretický návrh a výpočet prefabrikované nosné stropní konstrukce z lehkého betonu podle české technické normy ČSN EN 1992 – 1 – 1[28]. Stropní panel byl posouzen na mezní stav únosnosti a dále pak na mezní stav použitelnosti. Konstrukce z vláknobetonu byly modelovány v programu Atena 2D. Pomocí numerické analýzy byla určena maximální hodnota užitného zatížení, při které dojde k úplnému porušení materiálu a také průhyby společně s velikostí a rozvojem trhlin jednotlivých stropních panelů. Průhyby vypočtené podle Eurokódu [28] byly posouzeny s výsledky z počítačové analýzy.

Diplomová práce navazuje na práci bakalářskou [12], která měla ověřit možnosti zvýšení houževnatosti cementových kompozitů a omezení křehkého porušení materiálu pomocí aplikace polypropylenových vláken Forta Ferro o délce 54 mm.

3 Teoretická část

3.1 Beton s lehkým pórovitým kamenivem

Stejně jako obyčejný beton můžeme beton z pórovitého kameniva považovat za velice pevný a trvanlivý. Díky vysokému objemovému podílu keramického kameniva získává tento kompozitní materiál další výhody zejména v oblasti fyzikálních a mechanických vlastností. Oproti běžnému betonu má beton lehký plno technických předností. K nejdůležitějším přednostem patří jeho nízká objemová hmotnost, nízká tepelná vodivost a nižší tepelná roztažnost. V porovnání s běžným betonem vykazuje vyšší tepelně i zvukově izolační vlastnosti a vyšší požární odolnost. Jeho sorpční a difúzní schopnosti zlepšují mikroklima v interiérech staveb.[47] [48]

3.1.1 Definice – lehký beton [29]

Česká technická norma ČSN EN 206-1 *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* [29] klasifikuje lehký beton jako kompozitní materiál, jehož objemová hmotnost ve vysušeném stavu dosahuje hodnot v rozmezí 800 $kg.m^{-3}$ až 2 000 $kg.m^{-3}$. Pro výrobu lehkého betonu je zcela nebo jen z části použito pórovité kamenivo požadovaných vlastností. Tyto vlastnosti přesně specifikují technické normy ČSN EN 1097 *Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva* [18] a ČSN EN 13055-1 *Pórovité kamenivo – Část1: Pórovité kamenivo do betonu, malty a injektáží malty* [26].

3.1.2 Definice – pórovité kamenivo [29]

Podle objemové hmotnosti rozděluje ČSN EN 206-1 *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* [29] kamenivo na těžké, hutné a pórovité. Pórovité kamenivo považuje za kamenivo nerostného původu. Ve vysušeném stavu je objemová hmotnost zrn tohoto plniva podle výše uvedeného technického předpisu menší nebo rovna 2 000 kg/m^{-3} a sypná hmotnost volně sypaného kameniva menší nebo rovna 1200 kg/m^{-3}.

3.1.3 Rozdělení pórovitého kameniva

Materiál, jehož struktura je tvořena převážně póry, označujeme jako materiál pórovitý. Jednou z vlastností, dle kterých lze hodnotit jednotlivé druhy kameniva je pórovitost. Mezi pórovité kamenivo řadíme sypký anorganický materiál, který má velikost zrn do 125 mm, jeho struktura je pórovitá a objemová hmotnost dosahuje hodnot menších jak

2 000 kg/m^{-3}. Podle původu rozeznáváme pórovité kamenivo přírodní a umělé. Umělé kamenivo se dále člení na kamenivo z průmyslových odpadů a na kamenivo, které bylo speciálně vyrobené. Vlastnosti těchto pórovitých kameniv jsou výrazně jiné než vlastnosti kameniv hutných, tudíž i výsledné fyzikálně mechanické charakteristiky betonů lehkých a betonů obyčejných budou odlišné. Pórovité kamenivo získáváme úpravou přírodních, umělých nebo recyklovaných materiálů. V následující části diplomové práce budou podrobněji popsány jednotlivé druhy možných pórovitých kameniv [1] [43] [55].

a. Přírodní pórovité kamenivo

Toto kamenivo se získává těžením nebo drcením hornin nebo horninových odpadů. Pochází čistě z přírodních ložisek a jeho minerální a chemické složení zůstává beze změn. K přírodním pórovitým kamenivům řadíme například vulkanicky vzniklé *tufy, tufity* či *lehké lávy*. Dále lze do této kategorie zařadit přírodní *pemzu*, *spongilit*, *diatomit* a celou řadu dalších kameniv nerostného původu. Ve stavebnictví je pojem lehké přírodní kamenivo známo už z dob říše římské. Dnes se například s tufy a tufity můžeme setkat v podobě dekorativních kamenů do zahrad a interiérů. Kompozitní materiály s těmito plnivy se běžně používají při výrobě stropních desek a tvárnic. K negativním vlastnostem tohoto přírodního kameniva patří jeho vysoká absorpční schopnost a s tím spojené velké objemové změny. Výhodou oproti kamenivu umělému je okamžité použití po jeho vytěžení a následné úpravě. Jednotlivé druhy přírodního pórovitého kameniva jsou uvedeny na **Obr. 2** [43].

Obr. 2 Přírodní pórovité kamenivo zleva: *pemza, tufy a tufity* [40], [54]

b. Umělé pórovité kamenivo

V případě umělého pórovitého kameniva se jedná o kamenivo, které je záměrně vyráběno jako druhotná surovina z odpadů hutní a chemické výroby nebo lze vyrábět zvláštní technologií. Kamenivo získané z průmyslových odpadů neboli kamenivo z recyklovaných materiálů je levný stavební materiál a ve stavebnictví se především uplatňuje při zhotovování příčkových a stěnových panelů, tvárnic nebo se využívá při výrobě lehkých či izolačních betonů. Nevýhodou tohoto kameniva je nestejnorodé mineralogické a chemické složení jednotlivých zrn, které může negativně ovlivnit kvalitu betonů. Jako průmyslově vyráběné kamenivo označujeme *škváru*, *struskovou pemzu*, *elektrárenský popílek*, *cihelnou drť* a další (**Obr. 3**). Všechny zmíněné materiály jsou na trhu k dostání s různou frakcí kameniva.

Obr. 3 Umělé pórovité kamenivo z průmyslových odpadů zleva:
škvára, cihelná drť [37], [44]

Speciálně vyráběné pórovité kamenivo je plnivo požadovaných vlastností, které má zlepšit některé z fyzikálních a mechanických charakteristik betonu. Vyrábí se vypalováním přírodních hornin nebo zemin. Konkrétně vypalováním z břidlic nebo jílovitých hornin, z vysokopecní strusky či elektrárenského popílku. Při slinování se využívá surovin s obsahem spalitelných látek v rozmezí od 6% do 12 %. Tyto suroviny zvětšují svůj objem zhruba při teplotě 1 200 °C a v jejich struktuře dochází k vyhořívání organických látek. To vede ke vzniku dutinek v jednotlivých zrnech kameniva a materiál se tak stává lehkým. Dostáváme tedy kamenivo, jehož pórovitost je zhruba 50% a nasákavost se pohybuje kolem 30%. Příkladem umělého lehkého kameniva je *keramzit*, *agloporit*, *expandit*, *expandovaný perlit*, *kavitit* nebo *vermikulit*. Na **Obr. 4** jsou uvedeny příklady umělého lehkého kameniva [55].

Obr. 4 Umělé pórovité kamenivo vyrobené zvláštní technologií zleva:
agloporit, expandovaný perlit [42], [56]

3.1.4 Liapor – materiálové vlastnosti [15],[46],[49]

V řadě evropských zemí jsou umělá pórovitá kameniva na bázi jílovitých a břidlicovitých hornin vyráběna pod různými obchodními názvy. V České republice je tento velmi lehký granulát známý pod obchodní značkou Liapor. Liapor je rozšířené umělé keramické kamenivo s téměř kulovitými zrny, které bylo v minulosti na náš trh dodáváno pod názvem keramzit. Tento stavební materiál patří do skupiny uměle vyráběných pórovitých kameniv. Vzniká expandováním jílovitých zemin. Jeho složení musí být takové, aby při jeho výrobě došlo v první fázi ke slinutí povrchu zrn a následně se vytvořila díky vznikajícím plynům vnitřní pórovitá stejnoměrná struktura.

Liapor se nejvíce spotřebuje ve stavebnictví. Hodí se především jako plnivo pro lehké konstrukční betony, mezerovité lehké betony, hutné lehké betony či pro výrobu lehkých malt. Jeho použití je tedy široké a můžeme se s ním setkat i v podobě volně sypaných výplňových terénních a izolačních zásypů. Díky jeho granulované formě má uplatnění i v řadě dalších oborů. Nově se tento materiál aplikuje v oblasti pěstování rostlin jako substrát při hydroponii nebo se s Liaporem můžeme setkat ve vodním hospodářství, kde slouží jako náplně filtrů odpadních vod.

Vzhledem k zadání diplomové práce budou v této kapitole zmíněny nejdůležitější materiálové charakteristiky pórovitého kameniva Liapor, které můžou ovlivnit vlastnosti cementových kompozitů. K základním vlastnostem tohoto stavebního keramického plniva patří objemová hmotnost, pevnost v tlaku, nasákavost, vlhkost, tepelná vodivost,

mrazuvzdornost, žáruvzdornost, trvanlivost či objemová stálost a chemické složení. Pro používání Liaporu je nezbytné prokázat zdravotní nezávadnost a vliv na životní prostředí.

a. Objemová hmotnost

Objemová hmotnost je hlavním ukazatelem kvality kameniv. Po vypálení získává každé zrno Liaporu červenohnědý povrch a tmavý až černý vnitřek. Pórovitá struktura zrna je znázorněna na **Obr. 5.** V důsledku vzniku dutinek uvnitř zrn je hmotnost Liaporu velice nízká. Zrna mají objemovou hmotnost od 500 do 1 500 kg/m^3. Hodnota objemové hmotnosti zrn závisí především na frakci kameniva, což je pro názornost uvedeno v **Tab. 1**.

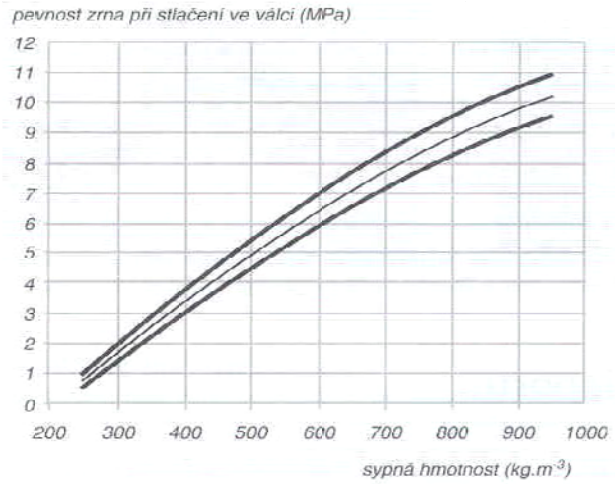
Obr. 5 Liapor - struktura zrna [53]

Tab. 1 Fyzikálně – mechanické charakteristiky frakcí kameniva Liapor [50]

Označení	Frakce	Sypná hmotnost (kg.m^{-3})	Objemová hmotnost zrna (kg.m^{-3})	Pevnost při stlačení ve válci (MPa)	Součinitel tepelné vodivosti Γ (Wm^{-1}K^{-1})
8 – 16/275	8 - 16	275	550	0,7	0,09
8 – 16/600	8 - 16	600	1100	4,5	0,14
4 – 8/350	4 - 8	350	625	1,1	0,10
4 – 8/450	4 - 8	450	850	2	0,11
4 – 8/650	4 - 8	650	1200	7	0,14
4 – 8/800	4 - 8	800	1500	10	0,19
4 – 8/950	4 - 8	950	1825	12	0,23
1 – 4/500	0 - 4	500	875	4	0,11
1 – 4/625	0 - 4	625	1050	6	0,14
2 – 4/450	2 - 4	450	800	3	0,11
0 – 2/575	0 - 4	575	1050	6	0,12

b. Pevnost v tlaku

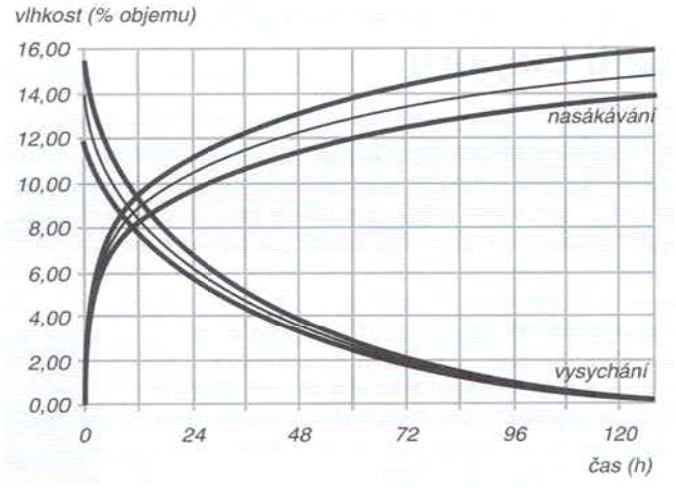
Pevnost zrn pórovitého kameniva se stanovuje pomocí tlakové zkoušky ve válci v souladu s ČSN EN 13055 – 1[26]. Pro jednotlivé frakce kameniva jsou hodnoty pevností uvedeny v **Tab. 1**. Kulovitý tvar zrn výrazně ovlivňuje výslednou pevnost v tlaku, která se díky pevné slinuté skořápce a poréznímu jádru pohybuje v rozmezí 0,7 až 12 MPa. Z **Obr. 6** je patrná závislost pevnosti zrn kameniva na jeho sypné hmotnosti.



Obr. 6 Liapor - závislost pevnosti v tlaku na sypné hmotnosti [49]

c. Vlhkost a nasákavost

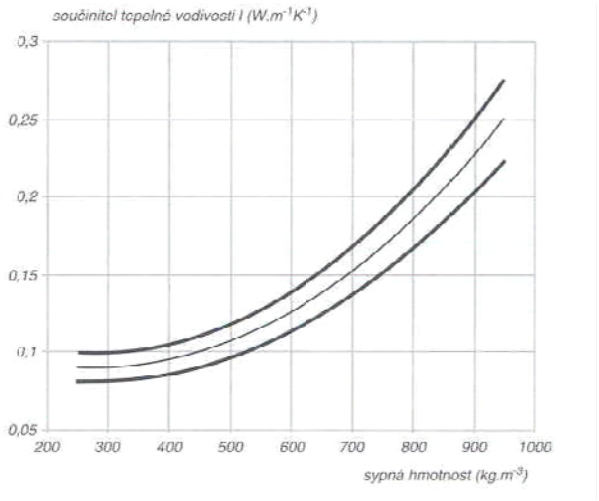
Zrna Liaporu nepřijímají vlhkost ze vzduchu, tudíž mohou být dokonale suché. Jsou – li však vystavena působení vody mají schopnost nasáknout. U Liaporu rozlišujeme nasákavost hmotnostní a objemovou. Hodnoty vlhkosti se vyjadřují v objemových procentech a jsou v čase závislé na průběhu nasákávání a vysychání (**Obr. 7**).



Obr. 7 Liapor – průběh nasákávání a vysychání [49]

d. Tepelná vodivost

Tepelná vodivost Liaporu je díky porézní struktuře zrn velice dobrá. Kamenivo tedy vykazuje vynikající tepelné schopnosti. **Obr. 8** znázorňuje vliv sypné hmotnosti na součinitel tepelné vodivosti Liaporu. V závislosti na frakci kameniva má součinitel tepelné vodivosti γ hodnotu přibližně od 0,09 do 0,30 $Wm^{-1}K^{-1}$ (**Tab. 1**).



Obr. 8 Liapor – závislost součinitele tepelné vodivosti na sypné hmotnosti [49]

e. Chemické složení

Liapor je lehké pórovité kamenivo, které se získává slinutím expandovaného jílu. Tento přírodní jíl obsahuje minerály, jakými jsou například illity, křemík či kaolinit. V průběhu tepelného zpracování se struktura jílu změní a výsledné chemické složení zrn kameniva Liapor je pak totožné s údaji uvedenými v **Tab. 2**.

Tab. 2 Liapor – chemické složení zrn [49]

Název a chemický vzorec		Liapor % hm.	Výrobky z Liaporu pojené cementem % hm.
oxid křemičitý	SiO_2	52	45
oxid hlinitý	Al_2O_3	23	17
oxid železitý	Fe_2O_3	10	8
oxid vápenatý	CaO	5	20
oxid draselný	K_2O	2	2
oxid hořečnatý	MgO	2	2
oxid titaničitý	TiO_2	2	1
oxid fosforečný	P_2O_5	2	1
ostatní složky		2	4

f. Mrazuvzdornost, žáruvzdornost, trvanlivost a objemová stálost

Pro zhodnocení těchto materiálových charakteristik je důležitá porézní struktura zrn Liaporu. Zrno lehkého kameniva nemá v důsledku pórovitosti materiálu schopnost vést kapalinu. Voda se v případě působení mrazu může v dutinách volně rozpínat a snadno odolávat zmrazovacím cyklům. Liapor lze tedy označit za vysoce mrazuvzdorný. V případě působení vysokých teplot se jedná o materiál žáruodolný, nehořlavý a objemově stálý do teplot pohybujících se kolem hodnoty 1 050 °C. Trvanlivostí Liaporu se rozumí jeho odolnost vůči mechanickému poškození a chemická stabilita. V kyselém prostředí nebo ve vodě je zrno stabilní a nerozpouští se. Dále neuvolňuje žádné škodlivé látky a je objemově stabilní. Dotvarování a sedání není prokázáno.

3.1.5 Liapor – produkce a trh v České republice [49]

V České republice je tradičním a zároveň největším výrobcem a prodejcem Liaporu firma *Lias Vintířov, Lehký stavební materiál, k.s.,* která vznikla po rekonstrukci a modernizaci výrobny lehkého pórovitého kameniva v roce 1992. Ve Vintířově se lehké kamenivo vyrábělo již v 60. letech 19. století, kdy bylo na trh dodáváno pod obchodním názvem Keramzit.

3.1.6 Rozdělení lehkých betonů

Betony s lehkým keramickým kamenivem lze zatřídit například z hlediska obsahu pórů, z hlediska významu nebo funkce v konstrukci a v neposlední řadě z hlediska způsobu použití či způsobu dopravy na staveniště a ukládání betonu do konstrukce. V následujícím části bude podrobněji uvedeno rozdělení lehkých betonů. Rozeznáváme tedy typy lehkých betonů z hlediska:

a. obsahu pórů: mezerovité, hutné

b. významu v konstrukci: nosné, nenosné

c. funkce v konstrukci: konstrukční, konstrukční izolační, tepelně izolační

d. způsobu použití: monolitické, montované

e. způsobu dopravy na staveniště: pneumaticky, čerpáním, dopravované pomocí košů, skluzů, pásů

f. vyztužení: prostý, vyztužený, předpjatý

3.1.7 Základní materiálové charakteristiky lehkého betonu [15], [48]

Konstrukční beton, jehož plnivem je umělé pórovité kamenivo, má jako stavivo ve stavebnictví veliký význam. Objemová hmotnost lehkých betonů je v porovnání s betonem obyčejným podstatně nižší, což je hlavním přínosem pro návrh a realizaci konstrukcí. Zejména se sníží zatížení svislých a základových nosných konstrukcí. Pozitivní budou i úspory při dimenzování prvků nebo úspory použité ocelové výztuže. Znalost fyzikálně – mechanických vlastností betonů s pórovitým kamenivem je tedy pro bezpečné posouzení prvků a konstrukcí velmi důležitá. Ze statického hlediska k základním materiálovým vlastnostem patří vlastnosti fyzikální, mechanické a teplotní.

Pomocí fyzikálních charakteristik popisujeme tvar, rozměr nebo hmotnost materiálu. U cementových kompozitů je z fyzikálních vlastností nejdůležitější objemová hmotnost. Pokud se lehký beton klasifikuje podle objemové hmotnosti, pak platí rozdělení do tříd, které uvádí evropská technická norma ČSN EN 206-1 *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* [29]. Klasifikace lehkých betonů podle objemové hmotnosti je uvedena v **Tab. 3**. Cementové kompozity s pórovitým kamenivem lze tedy zařadit do tříd objemové hmotnosti D 1,0 až D 2,0, které jsou definovány příslušným rozsahem objemových hmotností.

Tab. 3 Třídy objemových hmotností lehkých betonů [29]

Třída objemové hmotnosti	D 1,0	D 1,2	D 1,4	D 1,6	D 1,8	D 2,0
Rozsah objemové hmotnosti kg/m^3	≥ 800 a ≤ 1 000	>1 000 a ≤ 1 200	>1 200 a ≤ 1 400	>1 400 a ≤ 1 600	> 1 600 a ≤ 1 800	> 1 800 a ≤ 2 000

Mechanické vlastnosti lze rozdělit na pevnostní a deformační. Vyjadřují míru odolnosti materiálu vůči působení vnějšího zatížení. ČSN EN 206-1[29] klasifikuje lehké betony podle pevnosti v tlaku do pevnostních tříd uvedených v **Tab. 4**, kde $f_{ck,cyl}$ je charakteristická pevnost betonu v tlaku stanovená na válcích o průměru 150 mm a výšce 300 mm a $f_{ck,cube}$ je charakteristická pevnost betonu v tlaku stanovená na krychlích s délkou hrany 150 mm.

Délkové změny způsobené vlivem teploty jsou u betonů z pórovitého kameniva závislé na součiniteli teplotní délkové roztažnosti lehkého kameniva a cementové malty. Hodnota této teplotní charakteristiky je dále závislá na modulech přetvárnosti

zmiňovaného plniva a pojiva, na poměru jejich objemů a na vlhkosti. Při statickém posuzování konstrukcí se ve výpočtu pro betony s pórovitým kamenivem uvažuje hodnota $\alpha_{LB} = 8 \cdot 10^{-6}\ K^{-1}$. Při porovnání výsledků lehký beton reaguje na teplotní změny méně, než beton obyčejný. Součinitel délkové teplotní roztažnosti se u obyčejného betonu rovná $\alpha_{OB} = 12 \cdot 10^{-6}\ K^{-1}$.

Tab. 4 Pevnostní třídy lehkých betonů [29]

Pevnostní třída v tlaku	Minimální charakteristická válcová pevnost $f_{ck,cyl}$ N/mm^2	Minimální charakteristická krychelná pevnost $f_{ck,cube}$ N/mm^2
LC 8/9	8	9
LC 12/13	12	13
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60
LC 60/66	60	66
LC 70/77	70	77
LC 80/88	80	88

Modul pružnosti lehkého betonu je pro statické posuzování konstrukcí důležitým parametrem. Jeho hodnota je pro každou pevnostní třídu jiná. Jak je uvedeno v technické normě ČSN EN 1992 – 1 – 1[28] běžně se zjišťuje pro jednotlivou pevnostní třídu betonu s pórovitým kamenivem vynásobením hodnot příslušného modulu pro obyčejný beton součinitelem:

$$\eta_E = (\rho/2\ 200)^2 \tag{1}$$

kde

ρ označuje objemovou hmotnost lehkého betonu ve vysušeném stavu podle technického předpisu ČSN EN 206-1[29].

V **Tab. 5** jsou uvedeny hodnoty pevnostních a deformačních charakteristik betonů s lehkým pórovitým kamenivem, které jsou potřebné pro návrh a statické posouzení konstrukcí v praxi. Tyto podklady jsou standardně uvedeny v technickém předpisu ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28] určeném k navrhování betonových konstrukcí.

Tab. 5 Pevnostní a deformační charakteristiky lehkého betonu [28]

Pevnostní třídy betonu s pórovitým kamenivem														Analytické vztahy/ vysvětlivky
f_{lck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{lck,cube}$ (MPa)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{lcm} (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	pro $f_{lck} \geq 20$ MPa $f_{lcm} = f_{lck} + 8$ (MPa)
f_{lctm} (MPa)	$f_{lctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$													η_1=0,40+0,60ρ/2200
$f_{lctk,0.05}$ (MPa)	$f_{lctk,0.05} = f_{ctk,0.05} \cdot \eta_1$													5 % - kvantil
$f_{lctk,0.95}$ (MPa)	$f_{lctk,0.95} = f_{ctk,0.95} \cdot \eta_1$													95 % - fkvantil
E_{lcm} (GPa)	$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
ε_{lc1} (‰)	$kf_{lcm}/(E_{lc} \cdot \eta_E)$													k = 1,1 pro písčitý beton s pórovitým kamenivem; k = 1,0 pro všechny betony s pór. kamen. viz obrázek 3.2
ε_{lcu1} (‰)	ε_{lc1}													viz obrázek 3.2
ε_{lc2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	viz obrázek 3.3
ε_{lcu2} (‰)	3,5 η_1									3,1η_1	2,9η_1	2,7η_1	2,6η_1	viz obrázek 3.3 $\lvert\varepsilon_{lcu2}\rvert \geq \lvert\varepsilon_{lc2}\rvert$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
ε_{lc3}(‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	viz obrázek 3.4
ε_{lcu3}(‰)	3,5 η_1									3,1η_1	2,9η_1	2,7η_1	2,6η_1	viz obrázek 3.4 $\lvert\varepsilon_{lcu3}\rvert \geq \lvert\varepsilon_{lc3}\rvert$

3.1.8 Využití betonů s lehkým kamenivem v praxi [15], [48]

Lehké betony představují velice široký sortiment typických či atypických prefabrikovaných prvků pro nosné stěnové konstrukce, tepelně izolační protihlukové stěny (**Obr. 10**) nebo pro vylehčené stropní systémy. Monolitický konstrukční beton se uplatňuje například u mostních konstrukcí a lávek, u bytové výstavby, dále pak u podlah a plochých střech jako podkladní, výplňové a vyrovnávací vrstvy.

Lávka pro pěší a cyklisty v Českých Budějovicích oceněná za nejlepší stavbu a mostní dílo roku 2002 je jednou z významných konstrukcí, která byla zhotovena z lehkého konstrukčního betonu (**Obr. 9**). Konstrukci tvoří lana nesoucí vysutý pás železobetonové mostovky z prefabrikovaných dílů. Důvody pro použití lehkého betonu jsou ovlivněny mnohými okolnostmi. Mezi hlavní konstrukční pozitiva patří možnost návrhu prvků s větším rozpětím, snížení hmotnosti stavby a spotřeby použitého materiálu v závislosti na

poměru nahodilého zatížení a vlastní tíhy. Pro výškové budovy a vysoké stavby znamená aplikace cementových kompozitů s pórovitým kamenivem zmenšení zatížení na sloupy a na základové konstrukce, což projektantovi umožní příznivější návrh a realizaci prvků s menší průřezovou plochou. Výhody použití jsou i při přípravě podpěrného lešení a manipulaci s prefabrikovanými dílci.

Obr. 9 Lávka přes Vltavu v Českých Budějovicích [36]

Nevýhodou lehkého betonu jsou jeho reologické vlastnosti, při kterých dochází k objemovým změnám. V důsledku dlouhodobého působení vnějšího zatížení dochází k dotvarování cementové matrice. Velikost přetvoření od dotvarování závisí na době zatížení a na vlastnostech pojiva, plniva a vody. Smršťování je ovlivněno převážně klimatickými podmínkami a recepturou čerstvého betonu. Díky těmto poznatkům vyžaduje použití lehkých betonů vyšší kontrolu a pracnost při zpracování a také větší spotřebu cementu.

Obr. 10 Protihluková stěna [51]

3.2 Vláknobeton se syntetickými vlákny [12]

Diplomová práce je zaměřena na možnosti využití rozptýlené výztuže pro lehké konstrukční betony. Kapitola ***3.2*** je zpracována na základě bakalářské práce [12]. Pro zlepšení vybraných fyzikálně mechanických vlastnosti lehkých betonů byla jako rozptýlená výztuž použita vlákna syntetická – polypropylenová. V následující části kapitoly ***3.2*** bude podrobně popsána zkoumaná problematika, zejména budou zmíněny typy použitých vláken, jejich materiálové charakteristiky a využití vláknobetonu v praxi.

3.2.1 Syntetická vlákna – polypropylenová [4], [6], [17], [27]

Polypropylenová vlákna řadíme podle jejich chemického složení k vláknům syntetickým. Tato vlákna se vyznačují vysokou elasticitou a v současné době patří mezi nové složky cementových kompozitů, díky nimž lze významně ovlivnit výsledné chování vláknobetonu. Podle parametrů kladených na konstrukci se vhodně volí typ vláken popřípadě jejich objemový stupeň vyztužení.

Technická norma ČSN EN 14889 [27] klasifikuje polypropylenová vlákna do betonu podle průměru. Rozlišuje třídy Ia a Ib, kam patří mikrovlákna s průměrem menším jak 0,3 mm a třídu II., do které spadají makrovlákna s průměrem větším jak 0,3 mm. Dále lze polypropylenová vlákna rozdělit podle jejich funkce v cementové matrici. Jedná se o funkci konstrukční a protismršťovací. Konstrukční vlákna délky 54 mm mají díky svým vlastnostem zvýšit pevnost betonu v tahu a tím jeho modul pružnosti. Naopak vlákna protismršťovací délek 19 a 38 mm mají redukovat vznik mikrotrhlin a makrotrhlin v důsledku vysychání a smrštění betonu

V praxi se těchto vláken využívá především z důvodu nízké hmotnosti a snadné manipulaci při provádění samotné konstrukce. Výhodou je i jejich odolnost proti zásaditému prostředí a odpadá problém s korozí materiálu. Tvar vláken eliminuje vznik shluků v čerstvé směsi a proto je při aplikaci těchto ztužujících složek nezbytné dbát na dodržení technologického předpisu při výrobě. Na našem trhu se můžeme nejčastěji setkat s polypropylenovými vlákny vyráběnými přímo v České republice (BeneSteel, Stavon) nebo s vlákny, které jsou dováženy z USA (Forta).

BeneSteel 55 patří k prvním polymerovým vláknům II. třídy tedy k makrovláknům dosahujících průměrů větších jak 0,3 mm, které získaly certifikát podle evropské normy ČSN EN 14889 – *Vlákna do betonu – Část 2: Polymerová vlákna – Definice, specifikace a shoda* [27]. Díky získaným vlastnostem jsou označována jako polymerní ocel.

Vlákna Forta se považují za ideální rozptýlenou výztuž betonu, kdy svým trojrozměrným rozmístěním v kompozitu zaručují homogenitu materiálu. Omezují vznik plastických trhlin a trhlin způsobených teplotním smršťováním betonu. Nekorodují, zvyšují rázovou odolnost a vodotěsnost betonového prvku. Dále zlepšují mrazuvzdorné vlastnosti cementového kompozitu. Jsou vyráběna jako systém kombinace monofilamentního a fibrilovaného vlákna, čímž získávají specifické vlastnosti, které je možné vyžít v praxi.

Na českém trhu se můžeme setkat s vlákny:

(a) *Forta Econo – Mono,*

(b) *Econo – Net*,

(c) *Forta Ferro.*

Všechna tato vlákna jsou vyrobena ze 100 % polypropylenu v různém seskupení. Nepodléhají korozi, jsou nemagnetická a chemicky odolná vůči silným zásadám (PH > 7). Cementový kompozit s rozptýlenou výztuží Forta Ferro je schopný odolávat vysokým účinkům zatížení. Běžně se s aplikací této technologie můžeme setkat u silně zatěžovaných částí navrhovaných konstrukcí, jakými jsou průmyslové podlahy, nakládací rampy, mostovky a další.

Manipulace s nimi a jejich zpracování je velmi jednoduché. Jsou k dostání v rozpustných sáčcích, čím je zaručeno snadné a přesné dávkování. Cena vláken se v České republice pohybuje průměrně kolem 225 Kč / kg. Pro představuju, jsou vlákna Forta Ferro uvedena na **Obr. 11**.

Obr. 11 Polypropylenová vlákna Forta Ferro [45]

V experimentální části byla pro výrobu vláknobetonů použita polypropylenová vlákna Forta Ferro. Proto zde budou uvedeny pouze základní materiálové charakteristiky těchto syntetických vláken (**Tab. 6**).

Tab. 6 Fyzikální a mechanické vlastnosti vláken Forta Ferro [45]

Materiál	Homopolymerický polypropylen
Tvar	Systém kombinace monofilamentního a fibrilovaného vlákna
Specifická váha	0,91
Pevnost v tahu	620 - 758 MPa
Dodávané délky	19, 38 a 54 mm
Barva	šedá
Odolnost vůči kyselinám a alkáliím	výborná
Nasákavost	nulová
Certifikace pro ČR a EU	TZÚS Praha č. 204/C5/2007/010 – 020546 BCCA 0749 – CPD, BC1 – 251 – 0447 – 06 - 001

3.2.2 Základní materiálové charakteristiky vláknobetonu

Podle technického předpisu TP FC 1 – 1 [35] je vláknobeton definován jako konstrukční stavební materiál kompozitního charakteru. Struktura cementové matrice vychází ze struktury prostého betonu, jež je doplněna ztužujícími vlákny. Vlákna zajišťují homogenitu kompozitu ve všech směrech a umožňují tak zlepšit alespoň některou z materiálových vlastností původního prostého betonu. Chemické složení vláken může být různé a jejich tvar a rozměry se volí podle požadavků kladených na výsledný vláknobetonový prvek.

Vláknobeton lze rozdělit podle více kritérií. Mezi základní dělení patří konstrukční hledisko, kde může být buď nosný či nenosný. Z pohledu konstrukčních vlastností rozlišujeme vláknobeton prostý nebo vyztužený. Podle druhu rozptýlené výztuže můžeme v souvislosti s tématem diplomové práce definovat vláknobeton se syntetickými vlákny, který má dle TP FC 1 – 1 [35] označení SYFC.

Materiálové charakteristiky vláknobetonu jsou obecně ovlivňovány velkým množstvím faktorů. Liší se v závislosti na typu použitých vláken, na jejich množství, na jejich délce, průměru či tvaru. Jelikož pro vláknobeton není dosud definována žádná

technická norma nelze jednoznačně určit vlastnosti materiálu. Pevnostní třídy jsou tedy stanoveny na základě technického předpisu TP FC 1 – 1 [35] či podle podnikové normy PN ČMB 01 – 2008 [34].

V případě objemových změn kompozitů s vlákny je především rozdíl v použití vláken a v jejich dávkování. Jedná se buď o protismršťovací či naopak o nosná vlákna. Při nízké dávce vláken se nemusí zvyšovat vodní součinitel vzhledem k referenční směsi a tím posléze dochází k omezení vzniku a rozvoje trhlin. Jde tedy o protismršťovací funkci vláken v cementové matrici, ke kterým může zařadit například vlákna skleněná.

U polypropylenových vláken v důsledku vysokého dávkování neprodleně dojde k navýšení vodního součinitele oproti referenční směsi a důsledkem je, že výsledný vláknobeton vykazuje větší smrštění než beton referenční. Velké dávky polymerních vláken pohybující se zhruba kolem 1 – 4 % objemu betonu mohou také vest ke snížení modulu pružnosti materiálu a tím negativně ovlivnit hodnotu dotvarování kompozitu. Pro tyto poznatky však nejsou v současné době dostupné komplexní podklady.

U kompozitů vyztužených vlákny se také často setkáváme s vyhodnocením lomových charakteristik. Zpravidla jde o vyčíslení lomové energie G_F a lomové houževnatosti K_{Ic}. Obě tyto veličiny vycházejí z lomové mechaniky, která se zabývá poruchami materiálu v důsledku vzniku trhlin v průběhu výrobního procesu či během samotného provozu. Lomová houževnatost charakterizuje materiál z hlediska jeho odolnosti vůči šíření trhlin a lomová energie vyjadřuje míru energie, jež je potřeba k porušení celého kompozitu.

Společně s těmito parametry souvisí i další materiálová charakteristika vláknobetonu, kterou nazýváme duktilita materiálu. Jedná se o schopnost materiálu působit i po vzniku trhlin. Obecně u vláknobetonů duktilita závisí například na stupni ztužení vlákny či na jejich typu a dalších faktorech.

3.2.3 Vláknobeton v praxi

S rozvojem nových technologií v oblasti stavebnictví se do popředí dostává i konstrukční materiál zvaný vláknobeton. V praxi se využívá jeho vlastností v případě speciálních požadavků na navrhovanou konstrukci. Jedná se především o stavby nebo části staveb, které jsou vlivem okolního prostředí vystaveny extremním podmínkám. Vláknobeton se běžně využívá v podobě stříkaného betonu při zpevňování stěn tunelů či svahu skalních masívů, dále při stavbě konstrukcí vyžadující zvýšenou ochranu proti

vysokým teplotám v případě požáru (ohnivzdorné vlastnosti). Letištní plochy, podlahy průmyslových budov, základové desky, prefabrikované dílce využívané v silniční dopravě (svodidla, mostní prefabrikáty, obrubníky), fasády, zastřešení a další, jsou jen malou ukázkou širokého využití této technologie.

Důležité je také zmínit odolnost vláknobetonu vůči mechanickému poškození. Jedná se především o nízkou obrusnost povrchu. Svou zcela novou strukturou cementové matrice tento kompozit vykazuje zvýšenou trvanlivost vůči vzniku trhlin tj. vůči důsledkům působení vnějších sil. Jeho vlastnosti jsou oproti běžnému betonu na mezi vzniku trhlin zcela odlišné. Je patrné, že vláknobeton má vyšší odolnost v tahu a v důsledku duktility lépe vzdoruje vnějším účinkům zatížení. Pro dimenzování se vláknobeton využívá jako standardně stavebně konstrukční materiál prostý, železový a předpjatý.

Duktilitou vláknobetonu rozumíme schopnost materiálu plasticky se přetvářet až do doby, kdy namáhaný prvek dosáhne meze pevnosti. V důsledku tohoto poznatku se v poslední době vláknobeton zkouší uplatnit i při návrhu staveb, které jsou vystaveny seizmickým vlivům zatížení jako je zemětřesení.

Dálniční tunel v Klimkovicích u Ostravy (**Obr. 12**) byl prvním dálničním tunelem v České republice, u kterého byl při výstavbě tunelových kleneb použit speciální beton obsahující polypropylenová vlákna. Použití vláknobetonu vyplynulo v důsledku přísných požadavků na bezpečnost provozu. Polypropylenová vlákna v cementové matrici jsou v případě požáru schopny odolávat vysokým teplotám a tím zvýšit odolnost betonové konstrukce a zabránit tak jejímu poškození či destrukci [39].

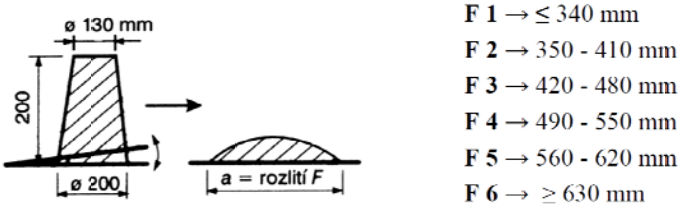
Obr. 12 Dálniční tunel Klimkovice u Ostravy [57]

3.3 Zkušební metody [5], [13]

V kapitole ***3.3*** jsou popsány postupy měření a zkušební metody, které byly použity pro stanovení materiálových vlastností cementových kompozitů v experimentální části.

3.3.1 Rozlití [10]

Stanovení konzistence čerstvého betonu bude provedeno v souladu s normou ČSN EN 12350 – 5 *Zkouška čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím* [19]. Forma na beton ve tvaru kužele bude umístěna na střed rozlivové desky s poklepem. Pomocí lopatky bude kužel naplněn čerstvou směsí betonu nebo vláknobetonu. Směs se do formy bude ukládat ve dvou stejně velkých vrstvách, přičemž druhá vrstva bude naplněna až po okraj horní hrany kužele. Každá vrstva se bude hutnit desetinásobným dusáním hutníci tyče. Střásací stolek, který se skládá z horní a spodní desky bude očištěn od spadlého betonu. Pomocí držadel bude v zápětí forma kužele vyzdvihnuta svisle nahoru. Kužel čerstvého betonu se pak po opakovaném zvedání horní desky bude postupně rozlévat. Volný pád desky se bude opakovat 15krát. Následně bude pravítkem s dělením na milimetry změřen největší rozměr rozlitého betonu ve dvou směrech. Oba směry měření musí být rovnoběžné s hranami stolku. Princip zkoušky rozlití je znázorněn na **Obr. 13**, kde označení konzistence *F* vychází z anglického názvu *F = Flowtest*.



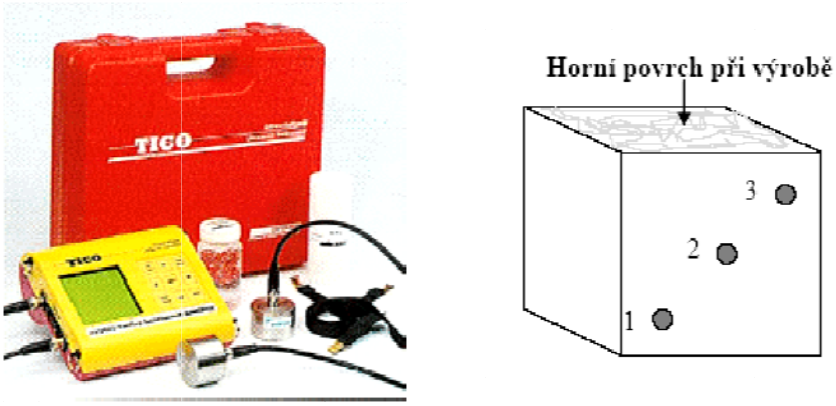
Obr. 13 Rozlití čerstvého betonu [10]

3.3.2 Ultrazvuková impulzní metoda [5], [13]

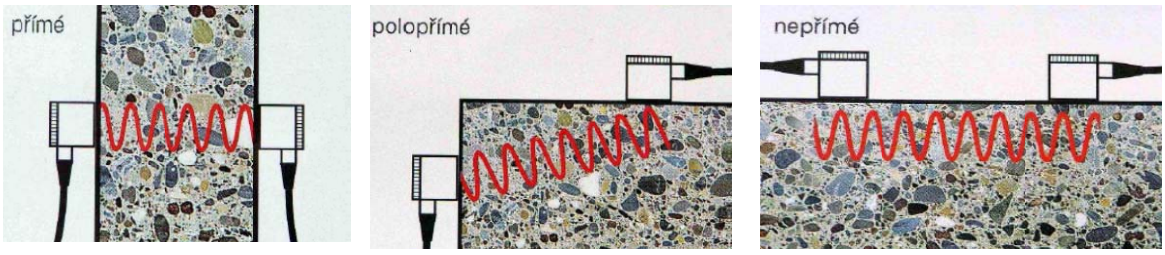
Pro stanovení homogenity a fyzikálně – mechanických vlastností materiálu, jakými je například dynamický modul pružnosti bude použita průchodová ultrazvuková (UZ) impulzní metoda v souladu s ČSN EN 12504 – 4 – *Stanovení rychlosti šíření*

ultrazvukového impulzu [25]. Frekvence ultrazvukového (UZ) vlnění je v rozmezí od 20 kHz do 150 kHz. Jelikož se jedná se o elektroakustickou nedestruktivní metodu, jsou do zkoušeného vzorku opakovaně vysílány mechanicky tlumené vlny. Impulzy jsou vyvozeny v budiči o dané ultrazvukové frekvenci. Vzniklé vlnění, které projde materiálem po dráze *L*, bude snímáno snímači a pomocí časoměrného zařízení bude zjištěna rychlost šíření UZ impulzu. Při laboratorním měření bude použito přímé prozvučování (**Obr. 15**) a doba průchodu cementovým kompozitem se zjistí v dolní, střední a horní části vzorku (**Obr. 14**).

Tato metoda se v praxi používá převážně pro stanovení vad ve struktuře materiálu. Podle rychlosti UZ vlnění lze určit, zda jsou v materiálu přítomny trhliny či dutiny nebo jaké jsou změny vlastností v čase. Na **Obr. 14** a **Obr. 15** je znázorněn digitální ultrazvukový přístroj TICO a základní způsoby prozvučování stavebních konstrukcí.



Obr. 14 Ultrazvukový přístroj TICO a místa měření doby průchodu UZ vlnění [10]

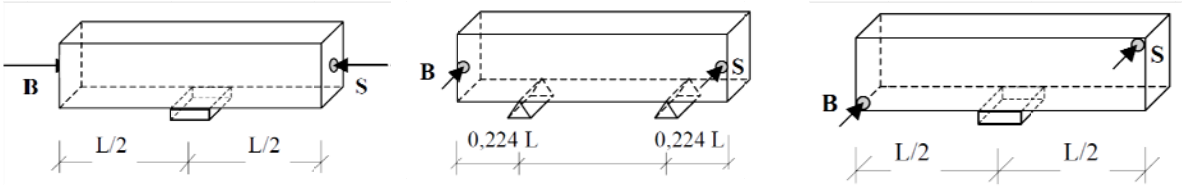


Obr. 15 Základní způsoby prozvučování při měření ultrazvukem zleva: *přímé, polopřímé, nepřímé* [7]

3.3.3 Rezonanční metoda [5], [13]

Dynamické pružnostní charakteristiky cementových kompozitů vypovídají o vnitřní struktuře zkoušeného materiálu. Pro jejich určení bude použita rezonanční metoda, při které bude stanovena vlastní frekvence zkušebního tělesa podle ČSN EN 73 1372 – *Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu* [31]. Princip

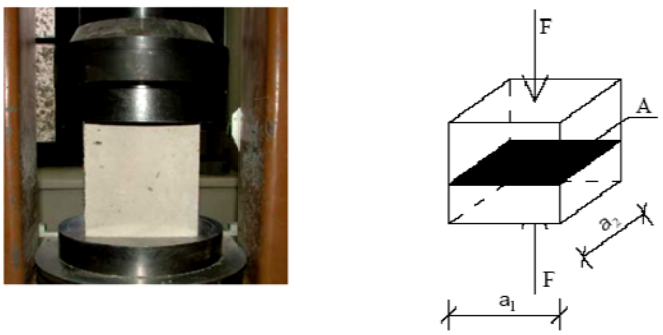
rezonanční metody spočívá v rozkmitání materiálu mechanickým impulzem. K vyhodnocení dynamických vlastností bude využito vlastní frekvence podélné f_L, příčné f_f a kroutivé f_t. Dynamický modul pružnosti v tlaku se určí z naměřených kmitočtů, rozměrů a z objemové hmotnosti zkušebních vzorků. Stanovení frekvence se provede na trámci o rozměrech 100/100/400 mm umístěném na pružné podložce z absorpčního materiálu. Umístění snímačů kmitání, které vyvodí impulzní kladívko (budič), je pro každý vlastní kmitočet odlišné. Poloha snímače (S) a budiče (B) pro určení jednotlivé frekvence je pro názornost ukázána na **Obr. 16**.



Obr. 16 Způsoby podepření trámce při určování vlastní frekvence zleva: *podélná f_L, příčná f_f a kroutivá f_t* [3]

3.3.4 Zkouška pevnosti v tlaku

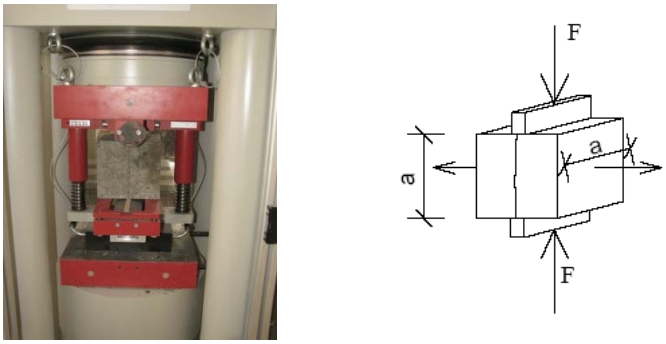
Podle českého technického předpisu ČSN EN 12390 – 3 – *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles* [22] bude zkouška pevnosti v tlaku provedena na zkušebních tělesech ve tvaru krychle s délkou hrany 150 mm. Zkušební těleso bude umístěno do zkušebního lisu Form + Test s rozsahem 3 000 kN, kde bude rovnoměrně zatěžováno až do jeho porušení. Rychlost zatěžování bude nastavena jako konstantní v rozsahu od 0,2 MPa/s do 1,0 MPa/s. Zkušební tělesa budou zatěžována plynule a bez nárazu. Pevnost betonu v tlaku bude posléze vypočtena z maximální hodnoty zatížení F při rozdrcení tělesa a ze zatěžované plochy A. Uspořádání zkoušky je pro názornost uvedeno na **Obr. 17**.



Obr. 17 Uspořádání zkoušky pevnosti v tlaku [2]

3.3.5 Zkouška pevnosti v příčném tahu

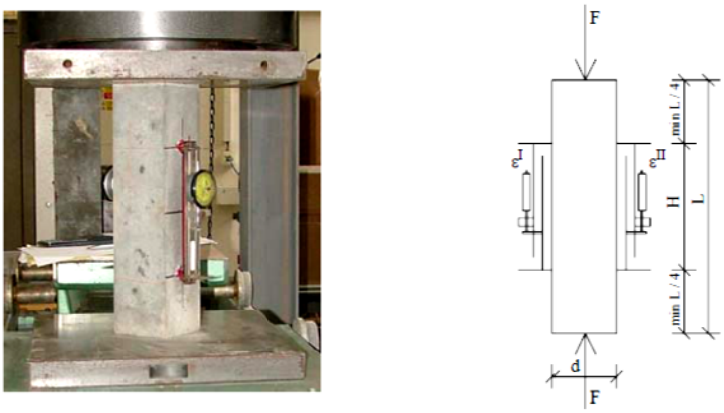
Pevnost v příčném tahu bude stanovena podle standardu ČSN EN 12390-6 – *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles* [23]. Krychle o hraně 150 mm budou plynule konstantní rychlostí zatěžovány až do okamžiku, kdy dojde k porušení vzorku soustředným tahem. Rychlost zatěžování bude nastavena na hodnotu v intervalu od 0,04 MPa/s do 0,06 MPa/s. **Obr. 18** znázorňuje uspořádání zkoušky.



Obr. 18 Uspořádání zkoušky pevnosti v příčném tahu [2]

3.3.6 Zkouška statického modulu pružnosti v tlaku

V souladu s nornou ČSN ISO 6784 – *Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku* [30] bude stanoven statický modul pružnosti v tlaku a hranolová pevnost. Zkušebními tělesy jsou trámce o rozměrech 100/100/400 mm, které budou zatěžovány ve zkušebním lise. Spodní stupeň zatížení je předepsaný hodnotou základního napětí 0,5 MPa a horní stupeň se určí jako jedna třetina pevnosti betonu v tlaku. Základní síla a horní síla se posléze určí pomocí již zmíněných napětí a zatěžovací plochy. V průběhu zkoušky budou měřeny deformace, které vznikají při cyklickém zatěžování prvku. Jednotlivé cykly jmenovitě centrace, předběžné zatěžování a zatěžování potřebné pro stanovení statického modulu pružnosti, budou probíhat v mezích základního a horního napětí. Uspořádání zkoušky je uvedeno na **Obr. 19**.

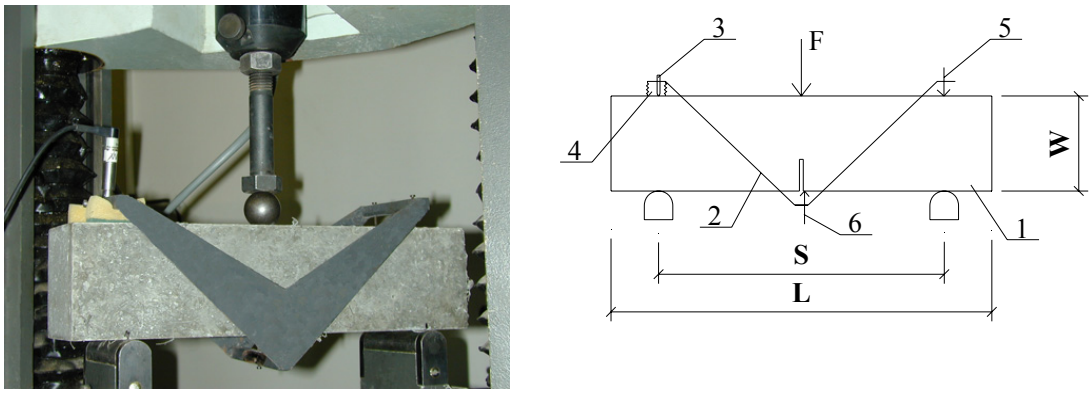


Obr. 19 Uspořádání zkoušky při stanovení statického modulu pružnosti v tlaku [10]

3.3.7 Tříbodový ohyb [10]

Lomové parametry materiálu se standardně zjišťují pomocí zkoušky tříbodovým ohybem. Zkušební těleso ve tvaru trámce o rozměrech 100/100/400 mm se upraví podle požadavků potřebných pro provedení zkoušky. U každého trámce se v polovině rozpětí provede zářez, kterým bude přesně definováno místo vzniku trhliny. Hloubka zářezu je 1/3 výšky průřezu W namáhaného tělesa. Podpory budou ve vzájemné vzdálenosti S = 300 mm. Během zatěžovací zkoušky při rychlosti zatěžování 0,03 mm/min bude pomocí indukčnostního snímače snímán průhyb tělesa v polovině rozpětí a velikost zatěžovací síly F.

Z **Obr. 20** je patrné, že zatěžovací síla působí v místě zářezu, tedy v místě porušení trámce. Po vyhodnocení naměřených hodnot pomocí počítačového programu budou výsledným výstupem tříbodového ohybu pracovní diagramy, které ukážou chování jednotlivých těles v průběhu zatěžování. Sledovanými veličinami bude lomová houževnatost K_{Ic}, lomová energie G_F a lomová práce W_F. Stanovené lomové charakteristiky budou podrobně vysvětleny a popsány v kapitole ***3.4***.

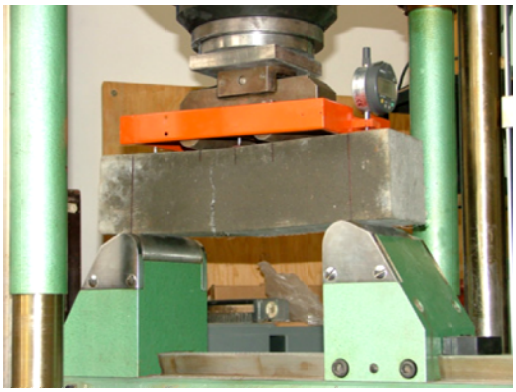


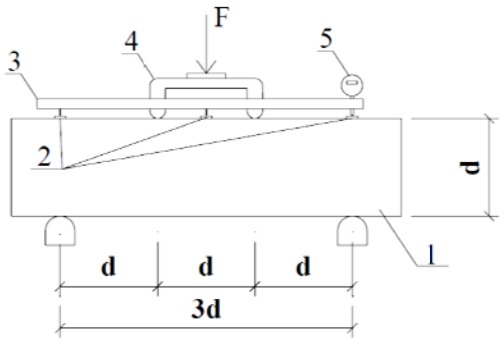
1 – zkušební trámec 2 – rámová konstrukce průhyboměru 3 – indukčnostní snímač svislých deformací
4 – pružná podložka 5 – dva rektifikační šrouby 6 – jeden rektifikační šroub v místě měření průhybu

Obr. 20 Uspořádání zkoušky při tříbodovém ohybu [10]

3.3.8 Čtyřbodový ohyb

Modul pružnosti a přetvárnosti v ohybu bude stanoven dle normy ČSN 736174 – *Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem* [33]. Jedná se o zkoušku provedenu pomocí metody čtyřbodového ohybu. Během zkoušky bude digitálním indikátorem postupně zaznamenávána dvojnásobná hodnota průhybu trámce v polovině rozpětí. Hodnoty modulů pružnosti a přetvárnosti budou posléze vypočteny z obecného vztahu pro čtyřbodový ohyb. Podrobné uspořádání zkoušky je ukázáno na **Obr. 21**.





1 – zkušební trámec 3 – plochý kovový prvek
2 – hliníkové destičky 4 – příčník 5 – digitální indikátor

Obr. 21 Uspořádání zkoušky při čtyřbodovém ohybu [10]

3.4 Lomové parametry cementových kompozitů [9], [16], [14]

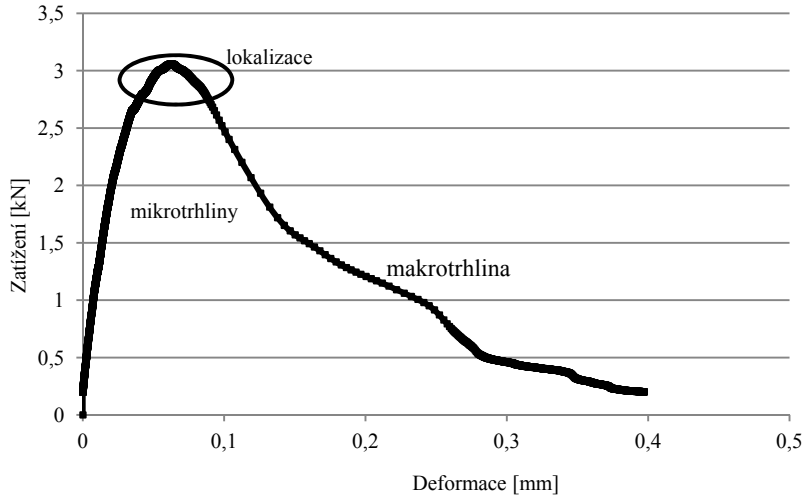
Popisem chování materiálů a prvků s trhlinami se zabývá lomová mechanika, která je v současné době velice důležitým oborem v oblasti stavebního inženýrství. Lomové charakteristiky umožňují popsat materiál z hlediska jeho stability a odolnosti proti šíření trhlin. Informace o vlastnostech cementových kompozitů můžeme tak rozšířit o poznání křehkosti a tažnosti materiálu. Ačkoli havárie konstrukce úzce souvisí se vznikem a rozvojem trhlin, většina norem při samotném designu nezohledňuje analýzu pomocí lomové mechaniky. V případě betonových konstrukcí se při dimenzování postupuje podle platných technických přepisů, které vychází z teorie pružnosti a plasticity.

V posledních letech informace z oblasti lomové mechaniky přispěly k značné podpoře odborné veřejnosti k zahrnutí těchto poznatků do návrhových norem. Při výpočtu by měl být zohledněn energetický růst trhliny, schopnost absorpce energie a tažnost, objektivní odezva výpočtu při analýze pomocí metody konečných prvků, průtažná prodleva v pracovním diagramu a v neposlední řadě rozměrový efekt. Porušení konstrukce z pohledu lomové mechaniky vyžaduje kritérium šíření trhliny, které je založeno na energetickém principu. Podstatné je tedy zda se vzniklá trhlina bude pod vlivem zatížení dále šířit.

Je – li konstrukce zatěžována tahovým nebo ohybovým účinkem až do jejího porušení, získáváme při záznamu zkoušky pracovní diagram uvedený na **Obr. 22**. Na svislé ose je zaznamenávána intenzita zatížení a na ose vodorovné deformace, vzniklá v důsledku působení tohoto zatížení. Jedná se tedy o typický diagram zatížení – deformace, kde je naznačen přechod z lineární oblasti do nelineární, posléze samotná nelineární oblast před

dosažením maxima a následně odezva po dosažení maximální hodnoty zatížení, kdy dochází ke změkčení kvazikřehkého materiálu. Plocha pod křivkou diagramu je energie potřebná k porušení namáhaného prvku. Tažnost konstrukce je určena částí energie absorbované v oblasti tahového změkčení poté, co je dosaženo největšího zatížení. Pomocí teorie lomové mechaniky lze předpovídat vliv velikosti konstrukce na vzdálenost a šířku trhlin v závislosti na její mezní hodnotě zatížení.

Některé poznatky z lomové mechaniky byly v průběhu let částečně zpracovány do technických návrhových norem, jakými jsou například CEB – FIP Model Code nebo normy ACI, AS či Eurokódy. Vliv moderní lomové mechaniky je možné hodnotit z konstrukčního a technologického hlediska. Z pohledu konstrukčního lze díky teorii lomové mechaniky vysvětlit a objasnit fyzikální nejasnosti při posuzování únosnosti a použitelnosti konstrukce. Technologické hledisko bere v úvahu kvazikřehké chováni cementových kompozitů a charakterizuje tento materiál pomocí lomových parametrů, jakými je například lomová houževnatost, lomová energie, lomová práce atd. Předmětem zkoumání je vliv použitého plniva, pojiva, přísad a příměsí na výslednou mikrostrukturu cementové matrice.



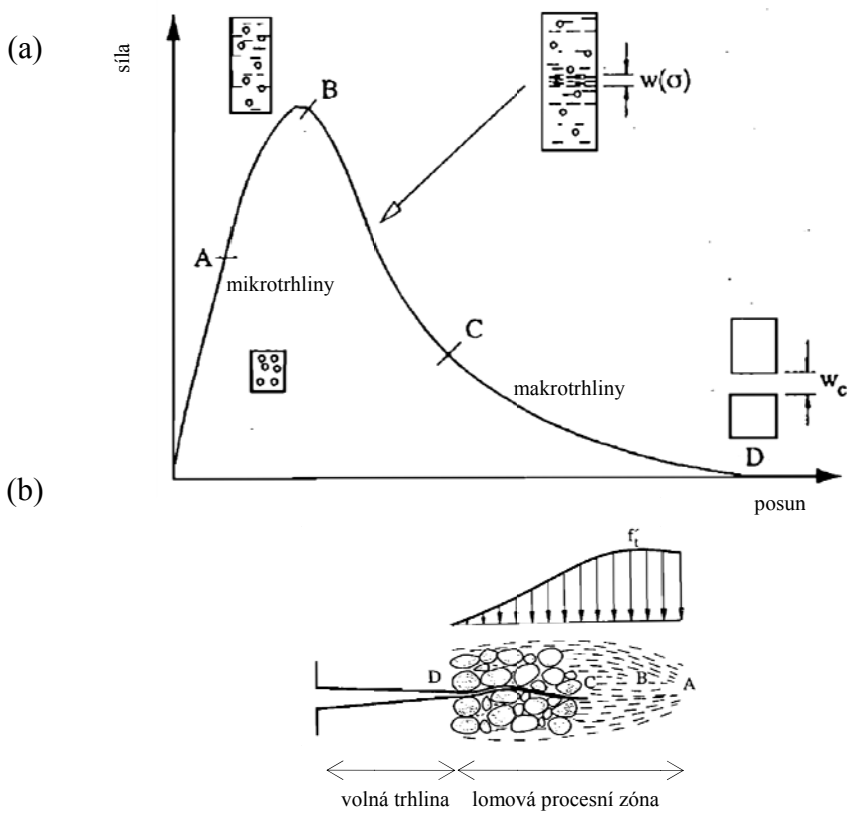
Obr. 22 Pracovní diagram kvazikřehkého materiálu [9]

3.4.1 Lomová procesní zóna

U kvazikřehkých materiálů je nutné při popisu lomového chování uvažovat lomovou procesní zónu, která je nezanedbatelná vzhledem k velikosti konstrukce. Rozsáhlá lomová procesní zóna se formuje před čelem trhliny nebo v případě simulace tříbodového ohybu v oblasti řízeného lomu v polovině rozpětí zkušebního tělesa provedeného za účelem

přesného stanovení místa vzniku trhliny. Vlivem vznikajících mikrotrhlin dochází v oblasti lomové procesní zóny ke změkčování materiálu. Křehkost cementových kompozitů je závislá na délce procesní zóny. Materiál je křehčí, čím je délka zóny menší.

Na **Obr. 23 (a)** je uveden příklad typického chování betonového zkušebního tělesa se zářezem v případě, že je namáhám ohybem nebo tahem. Před dosažením maximální hodnoty zatížení je z obrázku zřejmé, že se jedná o nelineární část diagramu (AB). V části BC dochází k tahovému změkčení a k rapidnímu rozvoji mikrotrhlin. Poslední část diagramu CD je oblast, kde vznikají makrotrhliny v důsledku dalších procesů, jakými jsou například třecí efekty nebo zachytávání trhlin pomocí zrn kameniva. **Obr. 23 (b)** ukazuje délku lomové procesní zóny před čelem trhliny a rozdělení napětí $f_t^{'}$ podél této zóny [8], [9], [10], [14].



Obr. 23 Diagram zatížení – posun
pro betonový vzorek se zářezem při ohybu nebo tahu (a), lomová procesní zóna před čelem trhliny (b) [8]

3.4.2 Modely efektivní trhliny

Skutečná konstrukce je při výpočtu lomových parametrů materiálu nahrazena konstrukcí ideálně pružnou s efektivní trhlinou. Ostrá efektivní trhlina je centrována v polovině rozpětí nosníku a její délka je větší, než velikost trhliny v konstrukci reálné.

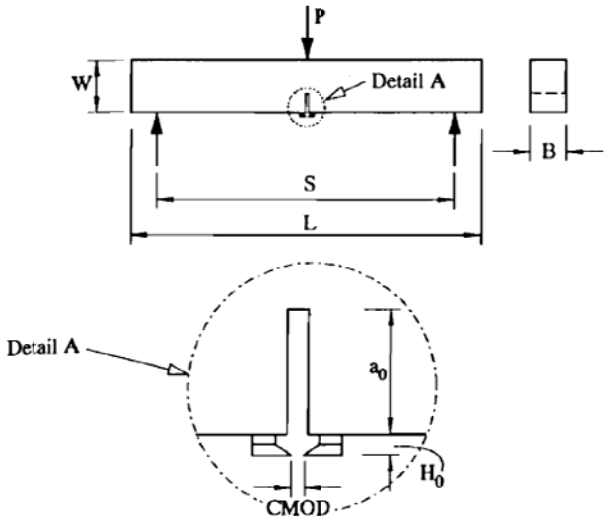
Nelineární kvazikřehké chování betonu je pak simulováno pomocí modelu efektivní trhliny. Tento model byl vytvořen pro zkoušení nosníků tříbodovým ohybem a jeho princip spočívá ve stanovení kritické délky efektivní trhliny a_{ce} v závislosti na sečné tuhosti skutečného betonového vzorku [8], [9], [10], [14].

3.4.3 Lomová houževnatost K_{Ice}

Hodnotu lomové houževnatosti určíme za předpokladu lineární lomové mechaniky ze vztahu:

$$K_{Ice} = \frac{6M}{BW^2} Y\sqrt{a_0} \tag{2}$$

, kde M je ohybový moment na mezi únosnosti, B šířka trámce, W výška trámce a a_0 hloubka zářezu. Y je funkce geometrie, která do výpočtu zahrnující vliv velikosti zářezu a rozměrů trámce. Do vztahu (2) dosazujeme veličiny získané ze zatěžovací zkoušky tříbodovým ohybem, jejíž uspořádání je znázorněno na **Obr. 24** [8], [14].



P – působící síla, W – výška trámce, B – šířka trámce, S – vzdálenost podpor, L – délka trámce
a_0 – hloubka zářezu, H_0 – hloubka držáku měřidla

Obr. 24 Geometrie a schéma zkoušky tříbodovým ohybem [8].

3.4.4 Lomová práce W_f a lomová energie G_f

V případě, že při zkoušce tříbodovým ohybem zatěžujeme zkušební těleso malým přírůstkem deformace, je veškerá práce zkušebního lisu spotřebována k vytvoření trhliny. Působící vnější síla F na přetvoření d koná lomovou práci W_f, která je rovna ploše pod zatěžovacím diagramem. Vykonaná práce je tedy definována následujícím vztahem:

$$W_f = \int F(d)\mathrm{d}d \tag{3}$$

Množství energie potřebné k vytvoření lomu a následně k úplnému porušení tělesa se nazývá lomová energie G_f. Tento parametr materiálu úzce souvisí s hodnotou lomové práce W_f a s plochou porušovaného vzorku A.

$$G_f = \frac{W_f}{A} \tag{4}$$

Lomové parametry charakterizující vlastnosti cementových kompozitů jsou při nelineární analýze konstrukce metodou konečných prvků nedílnou součástí výpočtu. Metoda konečných prvků bere v úvahu vliv nelineárního změkčení materiálu poté, co dosáhnou mezní respektive limitní hodnoty pevnosti [10], [14].

3.5 Atena (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) [9], [10], [11], [38]

3.5.1 Informace o výpočetním programu Atena

Výpočetní program Atena je produktem pražské firmy *Červenka Consulting* a slouží pro simulaci a analýzu skutečného chování zejména betonových a železobetonových konstrukcí. V průběhu vývoje tohoto programu byly vytvořeny i další materiálové modely vhodné pro simulaci cihelného a kamenného zdiva nebo vláknobetonu. Dále je možné modelovat podloží nebo zvláštní druhy výztuže, jakými jsou například uhlíkové lamely. Uživateli software umožňuje přesné modelování konstrukcí a stanovení skutečné únosnosti konstrukce, šířku trhlin, průhyby a deformace. V případě řešení spřažených konstrukcí z různého materiálu lze snadno kombinovat již definované materiálové modely [38].

3.5.2 Deformační metoda konečných prvků

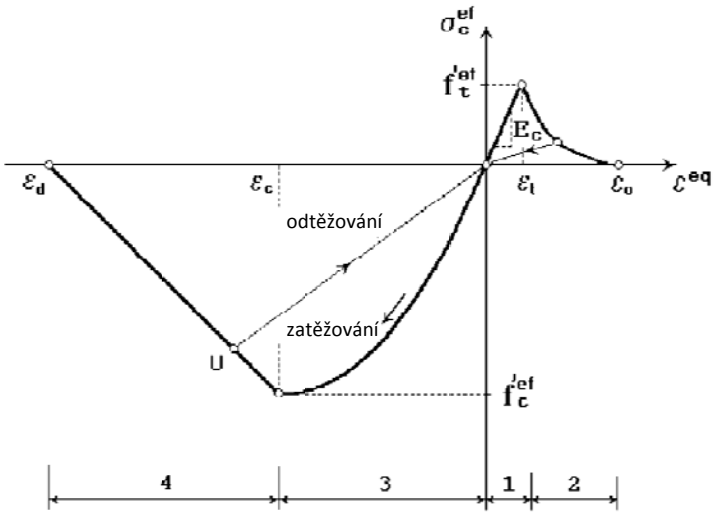
Základním předpokladem softwaru Atena je nelineární analýza konstrukcí založena na deformační metodě konečných prvků. Metoda konečných prvků je numerická metoda, která umožňuje řešit všechny druhy stavebních konstrukcí. Při aplikaci této metody můžeme simulovat průběhy napětí, frekvencí, deformace a další parametry konstrukcí v nejnamáhavějším místě. Nelineární řešení spočívá v náhradě dané části konstrukce konečným počtem prvků, přičemž je nejvhodnější pravidelná a rovnoměrná síť konečných prvků. Ve výpočetním programu Atena jsou k dispozici dvě základní nelineární metody řešení. V prvním případě se jedná o metodu *Newton – Raphsonovu* nebo o její modifikaci, v případě druhém jde o uplatnění metody délky oblouku neboli o postup *Arc – lenght* [9].

Abychom získali správné výsledky po vyhodnocení podrobné počítačové analýzy, je nutné dodržet základní zásady. Software musí používat vhodný model materiálu. Ten by měl být například u betonu správně nadefinovaný zejména v případě, kdy je kompozitní materiál vystaven tahovým účinkům zatížení. U modelu betonu je důležité uplatnění pravidel a zákonitostí lomové mechaniky. Vstupní materiálové charakteristiky musí korespondovat s reálnými hodnotami, proto je vhodné provést doprovodné zkoušky zadávaného materiálu. Dále by se měla pozornost věnovat samotnému modelování uložení konstrukce a umístění zatížení. Co nejpřesnější okrajové podmínky nám zaručí správnost výsledků, které ve své podstatě odpovídají hodnotám zjištěným při reálné zatěžovací zkoušce. Toto byl jen malý výčet podmínek potřebných k dosažení dobrých a srovnatelných výsledků získaných z nelineární analýzy konstrukce v Ateně [9].

3.5.3 Nelineární materiálové modely betonu

Beton můžeme charakterizovat jako kompozitní materiál s nelineární odezvou při zatížení. Díky aplikaci nelineární lomové mechaniky a modelu rozetřených trhlin lze vystihnout chování betonu v tahu. Z pohledu lomové mechaniky je beton kvazikřehký. Tvoří přechod mezi materiálem křehkým a houževnatým. V případě, že je kvazikřehký materiál vystaven kritickým podmínkám zatížení, může dojít k jeho porušení a vzniku trhlin. Rozhodujícími faktory jsou pevnostní charakteristiky a tuhost materiálu. Do pracovního diagramu se z mechanických charakteristik vynáší mez pevnosti, modul pružnosti a součinitel příčného a podélného smrštění (Poissonův poměr). Po dosažení maximální hodnoty zatížení respektive meze kluzu dochází ke vzniku trhliny. Na postupný rozvoj této trhliny má vliv velikost procesní zóny a měrná lomová energie.

Předpokladem pro aplikaci nelineárních materiálových modelů je znalost vzájemných vztahů mezi napětím, poměrnou deformací a tuhostí materiálu. Mezi hlavní materiálové charakteristiky patří tahová pevnost betonu, lomová energie a tvar funkce změkčení, která popisuje velikost otevření trhliny. Na **Obr. 25** je znázorněna závislost mezi napětím a přetvořením betonu při jednoosém namáhání. V legendě obrázku je uveden pod čísly 1 až 4 stav materiálu, v kterém se zrovna nachází. Jedná se o oblasti lineárně pružného působení betonu v tahu před a po vzniku trhlin a také o části, kde je znázorněno chování kompozitu v případě působení tlakového zatížení [9], [11].



LEGENDA:
1 –pružné působení betonu v tahu do vzniku trhlin (lineární)

2 – tahové změkčení po vzniku trhlin (lineární)

3 – tlaková zatěžovací větev (parabola druhého stupně)

4 – tlakové změkčení (lineární)

Obr. 25 Závislost mezi napětím a přetvořením pří jednoosém namáhání betonu [9]

Výpočetní program Atena je software, který pro analýzu konstrukce používá materiálové charakteristiky získané z pracovních diagramů materiálu. Spolehlivost simulace závisí na volbě velikosti sítě konečných prvků. Přesnější výsledné hodnoty zaručí hustší dělení sítě. K velikosti konečného prvku je vztažena šířka trhliny a jí odpovídající poměrné přetvoření. V Ateně má uživatel možnosti zvolit typ trhliny. Program rozeznává dva druhy modelů směru trhlin. Konkrétně se jedná o trhliny *fixované* (**Obr. 26**) nebo o trhliny *rotované* (**Obr. 27**). V případě, že zvolíme typ rozetřené trhliny fixovaný, směr vzniklé trhliny je shodný se směrem hlavního napětí a při následném zatěžování prvku se daný směr nemění. U trhlin rotovaných směr hlavního napětí kopíruje směr hlavních přetvoření [9], [10].

3.5.4 Výpočtové jádro a uživatelské rozhraní

K výpočtovým prostředkům realistické počítačové simulace a analýzy patří program Atena, který se skládá z výpočtového jádra a z grafického uživatelského rozhraní. Skrze grafické uživatelské rozhraní je uživateli umožněn přístup do výpočtového jádra Ateny. Výpočtové jádro obsahuje knihovny konečných prvků, materiálové modely a výpočtové metody pro přesný popis, simulaci a následné vyhodnocení zadané konstrukce. Umožňuje modelování prvku v 2D nebo 3D zobrazení. Pomocí 2D analýzy můžeme vyjádřit stavy rovinné napjatosti, rovinné deformace nebo rotační symetrii.

Potencionální uživatel pracuje ve výpočetním programu Atena s třemi částmi: pre – processing, řešitel a post – processing. Podrobnější vysvětlení jednotlivých částí programu je uvedeno v následujícím odstavci [11], [38].

- *Pre – processing*

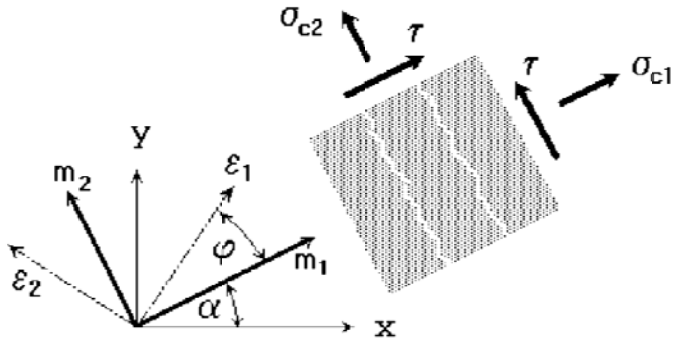
  V první části dochází k vytvoření modelu stavební konstrukce určené k výpočtu pomocí MKP. Zvolí se vhodné okrajové podmínky, zadá se příslušné zatížení a určí se způsob výpočtu.

- *Řešitel*

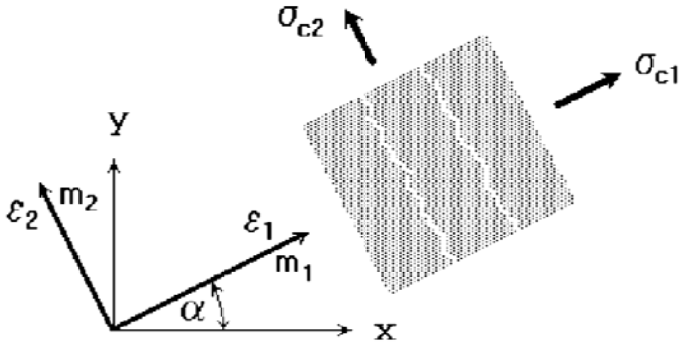
  V části řešitel dochází k nelineární analýze zadané konstrukce a k podrobnému výpočtu pomocí metod uvedených v kapitole ***3.5.2***

- *Post – processing*

  Post – processing zprostředkuje uživateli po skončení výpočtu počítačové analýzy možnost zhodnotit dosažené výsledky.



Obr. 26 Směry napětí a přetvoření u fixovaných trhlin [10]



Obr. 27 Směry napětí a přetvoření u rotovaných trhlin [10]

4 Experimentální část

Úkolem experimentální analýzy bylo ověření vlivu rozptýlené výztuže na výsledné chování a materiálové charakteristiky cementových kompozitů. První část této kapitoly je zaměřena na výrobu, zpracování a ukládání zkušebních těles. Další části se pak věnují stanovování a vyhodnocování jednotlivých charakteristik vyrobených kompozitů. Jedná se především o fyzikální, pevnostní, deformační a lomové parametry. Data získaná vlastním vyhodnocením jsou uspořádána do tabulek a přehledných grafů, kde čtenář může snadněji porovnat dosažené výsledky.

V praktické části byly vyrobeny čtyři sady zkušebních těles z lehkého betonu s vlákny a bez vláken. Lehký beton byl zařazen do pevnostní třídy LC 60/66 a jako rozptýlená výztuž byla použita polypropylenová vlákna Forta Ferro délky 54 mm, 38 mm a 19 mm. Receptura čerstvé směsi byla pro všechny čtyři sady totožná, s výjimkou vláknobetonů, kde se kombinovaly různé hmotnostní dávky jednotlivých délek vláken.

Tato kapitola zčásti navazuje na problematiku řešenou v bakalářské práci [12], kde tématem experimentální analýzy bylo zpracování a vyhodnocení vlastností obyčejných a lehkých betonů vyztužených polypropylenovými vlákny Forta Ferro délky 54 mm. Diplomová práce je pak více zaměřena na problematiku chování lehkých konstrukčních betonů s přídavkem kombinace vláken různých délek a hmotnostních poměrů.

4.1 Výroba, ukládání a ošetřování zkušebních těles

U cementových kompozitů, kde jsou jako rozptýlená výztuž použita polypropylenová vlákna, je velice podstatné dbát na správnou technologii výroby respektive na úskalí při výrobě, zpracování čerstvého betonu a ukládání zkušebních těles. V praktické části byly zhotoveny 4 druhy čerstvých betonových směsí, jejichž složení bylo stanoveno podle technologického předpisu.

Pro výrobu 1 m^3 čerstvého betonu bylo použito drobné těžené kamenivo (DTK) frakce 0 – 4 mm, cement CEM I 42,5R, létavý elektrárenský popílek, voda záměsová a předmáčecí, plastifikátor a lehké pórovité kamenivo Liapor frakce 4 – 8/600. V případě vláknobetonů byla použita vysokopevnostní polypropylenová vlákna Forta Ferro s délkami 54 mm, 38 mm a 19 mm. Jednotlivé složky byly dávkovány v poměrech uvedených v **Tab. 7**. Liapor 4 – 8/600 a voda byly dávkovány objemově, zatímco ostatní složky hmotnostně.

Postup výroby čerstvého betonu byl závislý na druhu použitého plniva. U lehkých betonů je nutné zvolit vhodný způsob dávkování jednotlivých složek. Proto byla vlákna do míchačky s horními lopatkami dávkována v hmotnostním poměru na kamenivo (**Obr. 28**). Na již rozptýlená vlákna se aplikovala předmáčecí voda. Materiál se tedy přidával v následujícím pořadí: Liapor 4 – 8/600, polypropylenová vlákna Forta Ferro, předmáčecí voda, drobné těžené kamenivo (DTK) Zaječí 0 – 4, cement CEM I 42,5R, popílek a záměsová voda. Rozptyl polypropylenových vláken dávkovaných na pórovité kamenivo Liapor je ukázán na **Obr. 29**.

Tab. 7 Receptura čerstvého betonu

Materiál na 1 m^3	LB referenční	LB 2/0,5/0,5	LB 4/1/1	LB 6/1,5/1,5
CEM I 42,5R	440 kg	440 kg	440 kg	440 kg
Popílek (Chvaletice)	80 kg	80 kg	80 kg	80 kg
DTK 0 – 4 (Zaječí)	700 kg	700 kg	700 kg	700 kg
Liapor 4 –8/600	0,606 l	0,606 l	0,606 l	0,606 l
Plastifikátor Sika ViscoCrete 1035	5 kg	5,8 kg	6,1 kg	6,1 kg
Voda záměsová	150 l	152,4 l	152,4 l	158 l
Voda předmáčecí	41 l	41 l	41 l	41 l
Forta Ferro 54 mm	-	2 kg	4 kg	6 kg
Forta Ferro 38 mm	-	0,5 kg	1 kg	1,5 kg
Forta Ferro 19 mm	-	0,5 kg	1 kg	1,5 kg

Obr. 28 Dávkování polypropylenových vláken na pórovité kamneivo Liapor

Obr. 29 Rozptýlení polypropylenových vláken po 2 minutách míchání

V **Tab. 7** jsou zaznamenány receptury lehkých betonů, u kterých bylo cílem porovnat čerstvou směs a následně materiálové vlastnosti ztvrdlého betonu z hlediska stejného poměru složek plniva a pojiva. Alternativním řešením bylo přidání různých hmotnostních dávek rozptýlené výztuže za účelem zlepšení fyzikálně mechanických vlastností cementových matric. V průběhu výroby se v závislosti na zpracovatelnosti čerstvých betonů přidávala záměsová voda popřípadě plastifikátor Sika ViscoCrete 1035.

V diplomové práci je použito označení sad lehkých betonů podle zvolené kombinace vláken. Jako příklad je zde uveden lehký beton LB 2/0,5/0,5. Čísla 2 a 0,5 znamenají hmotnostní poměr vláken v kilogramech na jeden metr krychlový čerstvé směsi, v pořadí délek 54 mm, 38 mm a 19 mm. Podrobněji viz **Tab 7**.

Ve stavební praxi je zpracovatelnost čerstvého směsi podstatná nejen pro výrobu betonů, ale také pro dopravu a ukládání do bednění. V případě laboratorního zkoušení mluvíme o ukládání do ocelových či polyuretanových forem. Významný vliv na výslednou hodnotu zpracovatelnosti má fáze zhutňování, kdy je cílem vyloučit velké množství vzduchových dutin v čerstvém betonu. Během výroby zkušebních těles byl použit způsob hutnění vibrací na vibračním stole, který zaručil lepší uspořádání zrn kameniva ve struktuře cementové matrice. Doba vibrování nebyla u všech zkušebních vzorků vždy stejná. Byla přizpůsobena aktuální konzistenci čerstvého betonu, tak aby nedocházelo k segregaci kameniva a cementového tmele.

Ke zjištění konzistence čerstvé směsi byla použita zkouška rozlitím, kdy se stanovila průměrná hodnota rozlití u každého z betonů uvedená v **Tab. 8**. Zkouška byla uskutečněna na základě technického předpisu ČSN EN 12350 – 5 *Zkouška čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím* [19] a podle průměrného rozlití byl pro jednotlivé betony určen stupeň konzistence. Dalším parametrem potřebným ke kontrole kvality čerstvého betonu je jeho objemová hmotnost. Ta byla stanovena v souladu s normou ČSN EN 12350-6 - *Zkoušení čerstvého betonu - Část 6: Objemová hmotnost* [20]. Zjištěné hodnoty objemových hmotností čerstvých betonů jsou shrnuty v **Tab. 8**.

Tab. 8 Výsledné hodnoty průměrného rozlití a objemové hmotnosti čerstvého betonu

ZKOUŠKA	LB referenční	LB 2/0,5/0,5	LB 4/1/1	LB 6/1,5/1,5
Průměrné rozlití [mm]	480 x 480	580 x 590	400 x 370	260 x 250
Stupeň konzistence	F 3	F 5	F 2	F 1
Objemová hmotnost [kg/m^3]	1 940	1 930	1 930	1 930

Výroba zkušebních těles proběhla podle technického předpisu ČSN EN 12390 – 2 - *Zkoušení ztvrdlého betonu – část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevností* [21]. Pro stanovení fyzikálně mechanických vlastností betonu byla zhotovena zkušební tělesa tvaru krychlí s délkou hrany 150 mm a trámců o rozměrech 100/100/400 mm. Pro každou sadu bylo vyrobeno 9 trámců a 6 krychlí, které byly po 24 hodinách odformovány a uloženy do vlhkého prostředí s 90% relativní vlhkostí vzduchu při teplotě t = 20°. Kvalita povrchu betonu odděleného od formy byla zajištěna pomocí separačních respektive odbedňovacích přípravků. Jako odformovací přípravek byl použit prostředek separol N – SIKA, který zaručil snadnější průběh při vyjmutí zkušebních vzorků z forem. Během odformování tedy nedošlo k poškození zkušebních těles.

Vyjmuté vzorky byly vystaveny jednotným podmínkám v průběhu ošetřování, kdy vlhké uložení zajistilo dostatečnou hydrataci cementu a zamezilo tak smršťování a vzniku trhlin či deformaci zkušebních těles. Vzorky byly uloženy do nádoby s dostatečným množstvím vody a překryty folií, čímž se splnily podmínky na ochranu povrchu betonu a dosáhlo se tak, co největší pevnosti cementových kompozitů.

V následující části se diplomová práce věnuje vyhodnocení vlastního měření. Je zde uvedeno stanovení fyzikálních, pevnostních, deformačních a lomových parametrů cementových kompozitů s vlákny či bez vláken pomocí destruktivních a nedestruktivních zkušebních metod.

4.2 Stanovení fyzikálních parametrů cementových kompozitů

4.2.1 Homogenita a kvalita zhutnění betonu

Během výroby, ukládání a ošetřování zkušebních těles mohlo dojít ke vzniku nehomogenit v jejich struktuře, proto bylo nezbytné stanovit stejnorodost cementové matrice ztvrdlého betonu. Podle předpisu ČSN 732011 [32] byla homogenita deklarována pomocí variačního koeficientu u pevnosti v tlaku, pevnosti v tahu, rychlosti šíření podélných UZ vln a objemové hmotnosti. Vypočtený variační koeficient byl posuzován s normovou hodnotou. Pro zjištění doby průchodu vlnění betonovým vzorkem nebo pro určení pevnostních a fyzikálních parametrů byly použity zkušební metody, které jsou podrobněji popsány v kapitolách ***3.3.2***., ***3.3.4*** a ***3.3.5***. Vyhodnocení stejnorodosti dle zmiňované normy je shrnuto v **Tab. 9** V příloze **P1.1** jsou uvedeny vstupní údaje potřebné pro vyhodnocení homogenity zkušebních vzorků.

Tab. 9 Stejnorodost cementových kompozitů podle ČSN 732011 [32]

Zkoušená vlastnost	LB referenční	LB 2/0,5/0,5	LB 4/1/1	LB 6/1,5/1,5	ČSN 732011
	V [%]	V [%]	V [%]	V [%]	V [%]
pevnost v tlaku	0,59	1,09	0,69	1,14	12
pevnost v tahu	14,78	2,60	7,13	1,01	16
rychlost šíření podél. UZ vln	0,39	0,95	0,39	0,36	3
objemová hmotnost	0,72	0,14	0,29	0,38	2,5
STEJNORODOST	STEJNORODÝ	STEJNORODÝ	STEJNORODÝ	STEJNORODÝ	

Podle dosažených výsledků můžeme konstatovat, že kvalita betonu zkušebních vzorků splňuje kriteria normy na stejnorodost a všechny zkušební sady betonů a vláknobetonů jsou homogenní. Dalším sledovaným parametrem byla míra kvality zhutnění. **Tab. 10** ukazuje dosažené výsledky pro jednotlivé sady betonů. Třída stejnorodosti je klasifikována jako „výborná“ ,z čehož lze usuzovat, že během výroby nedošlo k oddělování jednotlivých složek kompozitů. Příloha **P1.2** obsahuje vstupní data pro výpočet kvality zhutnění cementových kompozitů.

Tab. 10 Kvalita zhutnění zkušebních těles cementových kompozitů

	Průměrný rozdíl rychlostí šíření UZ [$m \cdot s^{-1}$]	Třída stejnorodosti
LB referenční	40	výborná
LB 2/0,5/0,5	46	výborná
LB 4/1/1	42	výborná
LB 6/1,5/1,5	23	výborná

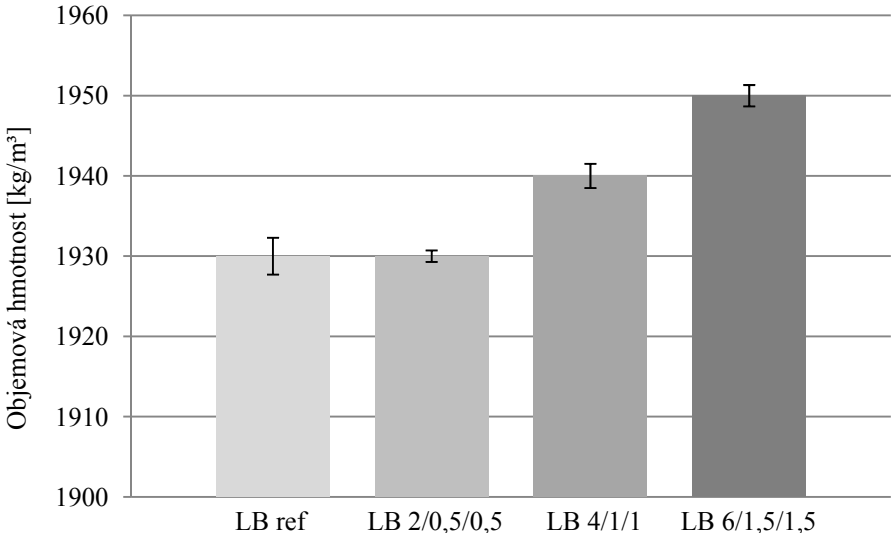
4.2.2 Objemová hmotnost

Objemová hmotnost patří mezi fyzikální vlastnosti materiálu, které charakterizují daný materiál pomocí rozměrů a hmotnosti vyrobených zkušebních těles. U cementových kompozitů byla tato veličina stanovena podle normy ČSN EN 12390 – 7 – *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu* [24] poté, co byly po 28 dnech vyjmuty z podmínek uložení. Výpočet byl proveden na základě změřených hodnot uvedených v příloze **P2**. Dosažené výsledky jsou pro přehlednost uspořádány v **Tab. 11** a také graficky znázorněny pomocí sloupcového diagramu na **Obr. 30**.

Tab. 11 Výsledné hodnoty objemových hmostností cementových kompozitů

	Objemová hmotnost [kg/m^3]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	1 930	22,9	1,2
LB 2/0,5/0,5	1 930	7,2	0,4
LB 4/1/1	1 940	15,1	0,8
LB 6/1,5/1,5	1 950	13,3	0,7

Při vzájemném porovnání výsledných hodnot objemových hmotností vláknobetonů s betonem referenčním lze říci, že rozptýlená vlákna neměla výrazný vliv na změnu objemové hmotnosti ztvrdlého cementového kompozitu. V případě procentuálního vyjádření se dosažené hodnoty objemových hmotnostní liší o 1%. Tento rozdíl výsledků mohl být zapříčiněn nepřesnostmi v průběhu laboratorního měření nebo během následného matematického zpracování. S největší pravděpodobností se jedná se o souhrnnou chybu měření a výpočtu.



Obr. 30 Vliv kombinace vláken na objemovou hmotnost lehkého betonu

4.3 Stanovení pevnostních parametrů cementových kompozitů

Z pevnostních parametrů cementových kompozitů je pro praxi důležitá krychelná pevnost v tlaku a pevnost v příčném tahu. Zkušební metody použité pro stanovení pevnostních charakteristik jsou podrobněji popsány v kapitolách ***3.3.4*** a ***3.3.5***.

4.3.1 Pevnost v tlaku

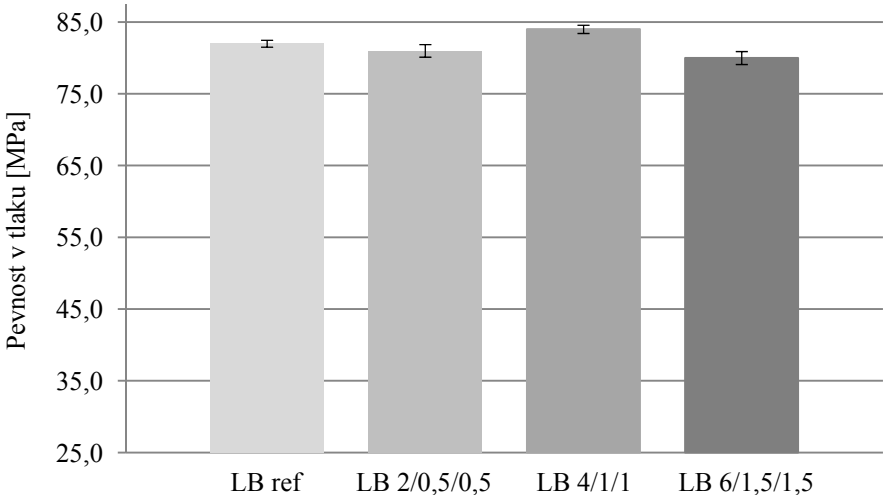
Provedení zatěžovací zkoušky v souladu s českou technickou normou ČSN EN 12390 – 3 – *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles* [22] zaručilo stanovení základní pevnostní charakteristiky lehkých betonů a lehkých vláknobetonů, jakou je pevnost betonu v tlaku stanovená na krychlích o délce hrany 150 mm. Parametry zkušebních těles vstupující do výpočtu pevnosti v tlaku jsou shrnuty v příloze **P2** a vzájemné porovnání výsledků ukazuje **Tab. 12**. Receptura lehkých betonů byla navržena pro pevnostní třídu LC 60/66.

Tab. 12 Výsledné hodnoty krychelných pevnostní betonu v tlaku

	Pevnost v tlaku [MPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	82	0,48	0,59
LB 2/0,5/0,5	81	0,88	1,09
LB 4/1/1	84	0,57	0,69
LB 6/1,5/1,5	80	0,90	1,14

Na výsledné hodnoty pevností v tlaku mohl mít nepříznivý vliv přídavek záměsové vody a plastifikátoru v průběhu výroby čerstvého betonu. Aby byla zaručena optimální zpracovatelnost čerstvých betonů, bylo zapotřebí zvýšit dávku záměsové vody a plastifikátoru úměrně k dávce rozptýlené výztuže. Podrobněji viz. **Tab. 7**. Avšak srovnáním dosažených hodnot krychelných pevností cementových kompozitů, které jsou graficky znázorněny na **Obr. 31**, se dospělo k závěru, že jednotlivé hmotnostní kombinace vláken v převážné většině neměly významný vliv na výsledné hodnoty krychelných pevností v tlaku. Rozdíl hodnot pevností betonů s rozptýlenou výztuží v tlaku se pohybuje v rozmezí 1 až 2% v porovnání s referenčním betonem. Toto snížení či navýšení pevností lze zanedbat a konstatovat, že tyto odchylky byly pravděpodobně způsobeny systematickou chybou při provádění laboratorního měření.

Vliv hmotnostní kombinace vláken na krychelné pevnosti v tlaku je znázorněn na **Obr. 31** včetně směrodatných odchylek.



Obr. 31 Vliv kombinace vláken na pevnost betonu v tlaku

4.3.2 Pevnost v příčném tahu

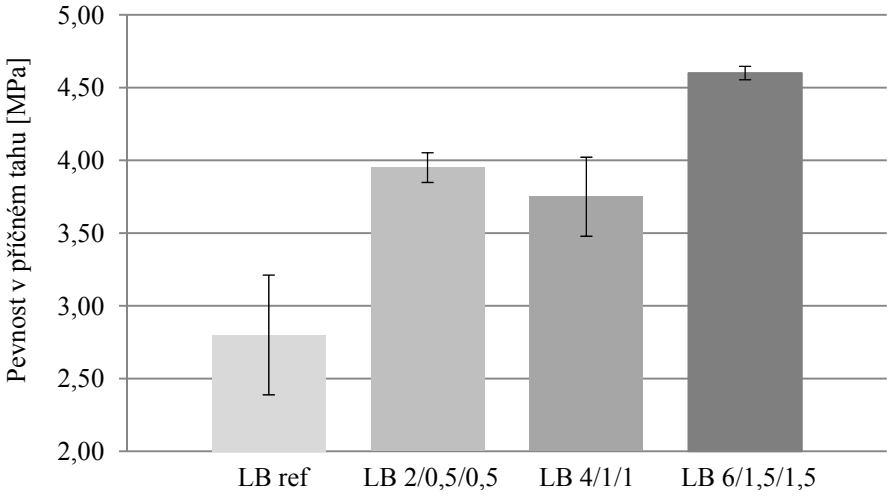
Pevnost v příčném tahu byla stanovena podle ČSN EN 12390-6 – *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles* [23]. Informace o rozměrech zkušebních těles jsou uvedeny v příloze **P2**. **Tab. 13** shrnuje hodnoty pevností v příčném tahu, získané na základě údajů ze zatěžovacích zkoušek.

Tab. 13 Výsledné hodnoty pevností betonu v příčném tahu

	Pevnost v příčném tahu [MPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	2,80	0,41	14,76
LB 2/0,5/0,5	3,95	0,10	2,59
LB 4/1/1	3,75	0,27	7,20
LB 6/1,5/1,5	4,60	0,05	1,01

Z dosažených výsledků je patrné, že pevnost betonu v tahu představuje přibližně 5 až 6 % pevnosti betonu v tlaku. Cementové kompozity jsou křehké materiály a nejsou schopny vzdorovat srovnatelným účinkům napětí v tahu jako v tlaku. Sloupcový diagram na **Obr. 32** znázorňující výsledky jednotlivých sad betonů ukazuje vliv kombinace vláken na pevnost v příčném tahu.

S přídavkem vláken různých délek a s rostoucím hmotnostním poměrem se zvyšuje účinnost působení betonu v tahu. Při aplikaci rozptýlené výztuže v dávkách 3 kg, 6 kg a 9 kg došlo vždy ke zvýšení pevnosti v příčném tahu oproti referenční směsi. Vzájemný rozdíl výsledných hodnot pevností v příčném tahu vláknobetonů s referenční směsi se pohybuje v rozmezí 33 – 65 %.



Obr. 32 Vliv kombinace vláken na pevnost v příčném tahu

4.4 Stanovení deformačních parametrů cementových kompozitů

Deformace betonu rozlišujeme vratné (pružné) a nevratné (nepružné). Pružnou deformaci charakterizuje modul pružnosti, který je základním parametrem betonu v případě navrhování a dimenzování stavebních konstrukcí. Kapitola ***4.4*** shrnuje výsledky z laboratorního měření, kde byly deformační charakteristik stanoveny nedestruktivními a destruktivními metodami.

4.4.1 Dynamický a statický modul pružnosti v tlaku

Deformačním parametrem cementových kompozitů je modul pružnosti v tlaku, který byl zjištěn dynamickou a statickou metodou. Nedestruktivní zkoušky stavebních materiálů jsou náhradními metodami pro určování jejich pevnosti a souvisí s vnitřní strukturou cementových kompozitů. V praxi se odhad modulu pružnosti v tlaku na základě měření rychlosti ultrazvukového impulzu šířícího se strukturou cementové matrice nedoporučuje. Proto je nutné stanovit modul pružnosti betonu v tlaku pomocí statických metod uvedených v technické normě [30]. Laboratorní zkoušení bylo uskutečněno podle platných technických předpisů ČSN ISO 6784 [30], ČSN EN 12504 – 4 [25] a ČSN EN 73 1372 [31]. Podrobnosti o použitých zkušebních metodách jsou uvedeny v kapitolách ***3.3.2***, ***3.3.3*** a ***3.3.6.*** Příloha **P3.1** osahuje vstupní údaje potřebné pro vyhodnocení těchto charakteristik. Veškeré dosažené výsledky dynamických a statických modulů pružnosti shrnují **Tab. 14**, **Tab. 15** a **Tab. 16**.

Tab. 14 Výsledné hodnoty dynamických modulů pružnosti v tlaku – UZ metoda

	Dynamický modul pružnosti v tlaku [GPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	29,0	0,46	1,57
LB 2/0,5/0,5	28,5	0,55	1,91
LB 4/1/1	28,5	0,38	1,32
LB 6/1,5/1,5	28,5	0,47	1,56

Tab. 15 Výsledné hodnoty dynamických modulů pružnosti v tlaku – rezonanční metoda

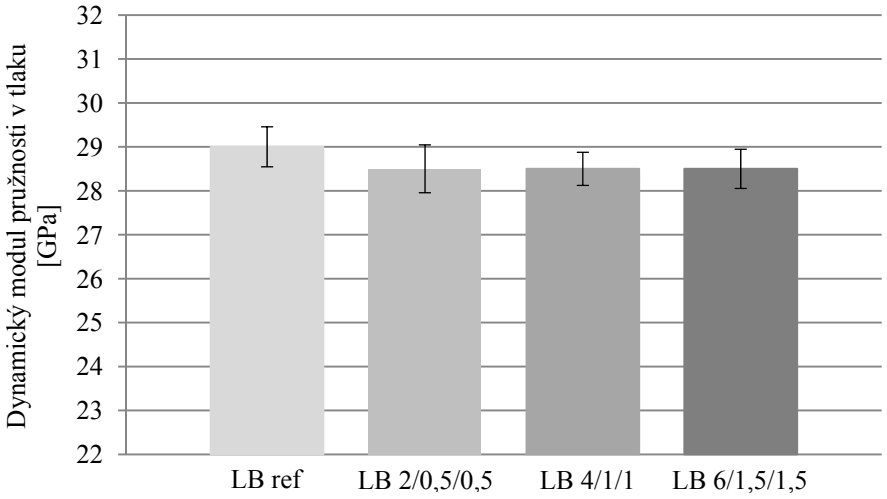
	Dynamický modul pružnosti v tlaku [GPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	28,5	0,66	2,30
LB 2/0,5/0,5	29,5	0,72	2,43
LB 4/1/1	30,5	0,70	2,29
LB 6/1,5/1,5	29,0	0,89	3,08

Tab. 16 Výsledné hodnoty statických modulů pružnosti v tlaku

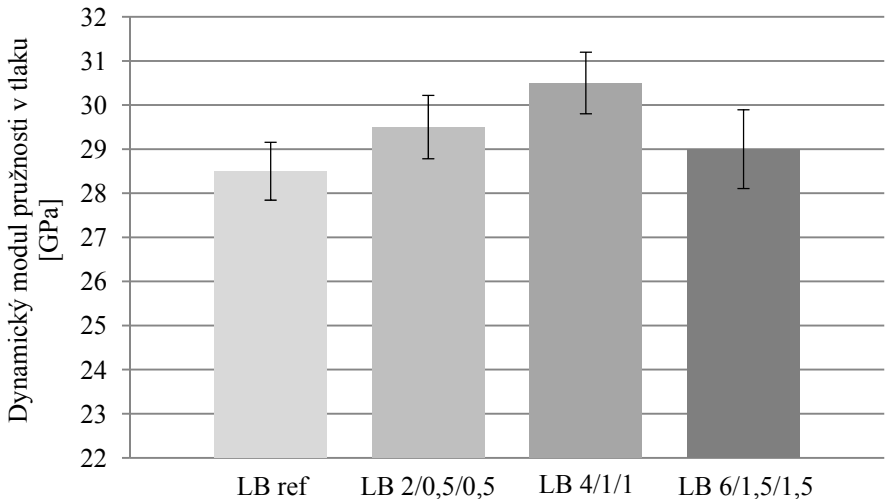
	Statický modul pružnosti v tlaku [GPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	26,0	0,12	0,44
LB 2/0,5/0,5	26,5	1,36	5,14
LB 4/1/1	26,0	1,73	6,66
LB 6/1,5/1,5	22,5	0,38	1,68

Ze sloupcových diagramů, kde na **Obr. 33** a **Obr. 34** jsou uvedeny dynamické moduly pružnosti a na **Obr. 35** statické moduly pružnosti, je patrný značný rozdíl výsledků. Dynamické moduly jsou ve srovnání s moduly stanovenými destruktivními zkouškami výrazně vyšší. Stanovení modulu pružnosti nedestruktivními metodami bylo závislé na vnitřní struktuře cementové matrice lehkých betonů, zatímco destruktivní metody lépe vystihly chování zkušebních těles v případě působení vnějšího zatížení.

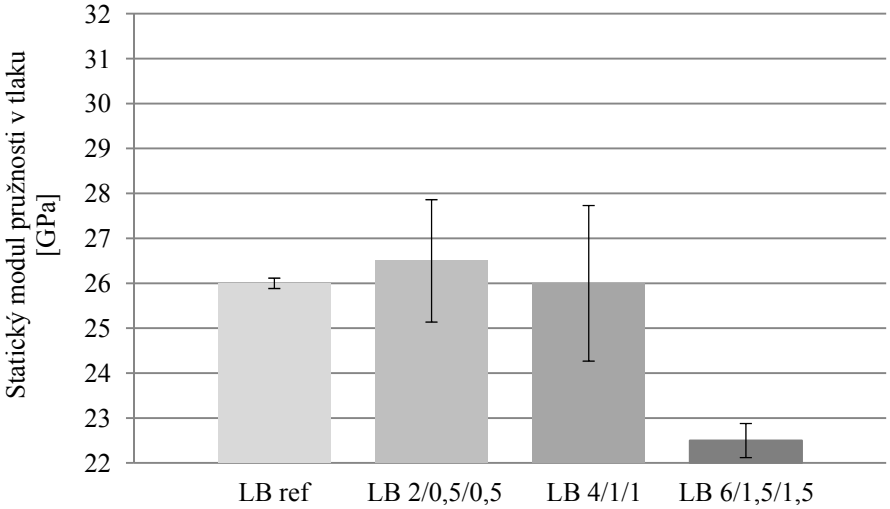
U referenčních betonů se rozdíl hodnot dynamických a statických modulů pohybuje v rozmezí 9 až 10 %. Pro vláknobetony 2/0,5/0,5 jsou procentuální rozdíly 7 až 10 % a u hmotnostní kombinace 4/1/1 se rovnají 9 až 15 %. Největší odlišnosti v hodnotách dynamického a statického modulu pružnosti byly u kombinace 6/1,5/1,5, kde se výsledky lišily až o 22 %.



Obr. 33 Dynamický modul pružnosti v tlaku – ultrazvuková impulzní metoda



Obr. 34 Dynamický modul pružnosti v tlaku – rezonanční metoda



Obr. 35 Statický modul pružnosti v tlaku

Pomocí rezonanční a UZ metody nebyl zjištěn výrazný rozdíl výsledných dynamických modulů pružnosti (**Tab. 14** a **Tab. 15**). Změřené frekvence a rychlosti vlnění u jednotlivých sad betonů se příliš nelišily, proto nedošlo k odlišnostem mezi hodnotami dynamických modulů pružnosti zjištěných těmito nedestruktivními metodami Rozdíl výsledků zjištěných pomocí rezonanční nebo UZ metody je 1 – 7 %.

4.4.2 Statický modul pružnosti a přetvárnosti v ohybu

Statický modul pružnosti a přetvárnosti v ohybu byl stanoven podle normy ČSN 736174 – *Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem* [33]. Během zatěžovací zkoušky čtyřbodovým ohybem se měřil průhyb v závislosti na působící síle, z nichž byla posléze vypočtena velikost statického modulu pružnosti a přetvárnosti. Hodnoty sil a průhybů se postupně zaznamenávaly u jednotlivých sad betonů do protokolů, které jsou uvedeny v příloze **P3.2** Zjištěné hodnoty modulů společně se směrodatnými odchylkami a variačními koeficienty jsou uvedené v **Tab. 17** a **Tab. 18**.

Při stanovení modulů pružnosti byl zároveň sledován vznik a rozvoj trhlin především u betonů s rozptýlenou výztuží. Ve chvíli dosažení mezního stavu ohybové únosnosti došlo u vláknobetonů v důsledku spolupůsobení polypropylenových vláken s cementovou matricí ke zpevnění. Ukázka monitoringu rozvoje trhlin je znázorněna na **Obr. 38**.

Tab. 17 Výsledné hodnoty statických modulů pružnosti v ohybu

	Statický modul pružnosti v ohybu [GPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	29,5	0,80	2,70
LB 2/0,5/0,5	29,5	2,34	7,93
LB 4/1/1	28,5	1,62	5,70
LB 6/1,5/1,5	26,5	2,13	8,05

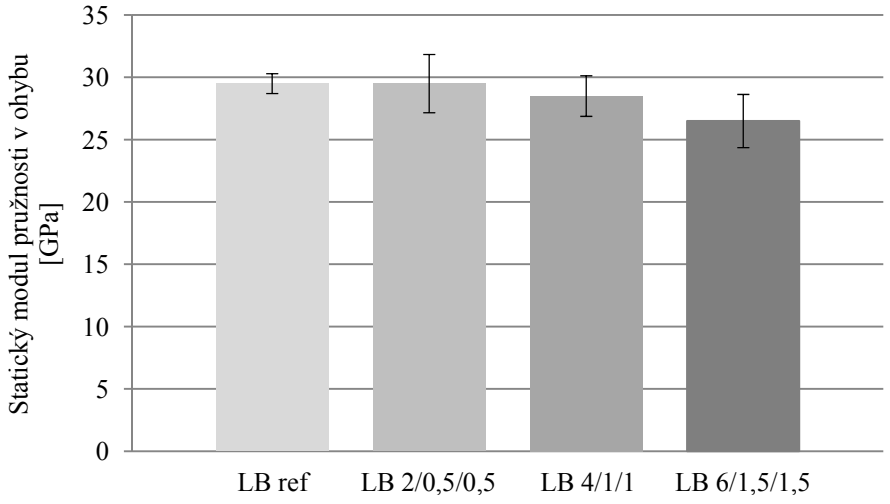
Tab. 18 Výsledné hodnoty statických modulů přetvárnosti

	Statický modul přetvárnosti v ohybu [GPa]	Směrodatná odchylka [kg/m^3]	Variační koeficient [%]
LB referenční	26,5	1,56	5,87
LB 2/0,5/0,5	26,5	5,22	19,69
LB 4/1/1	21,0	1,54	7,33
LB 6/1,5/1,5	20,0	3,78	19,39

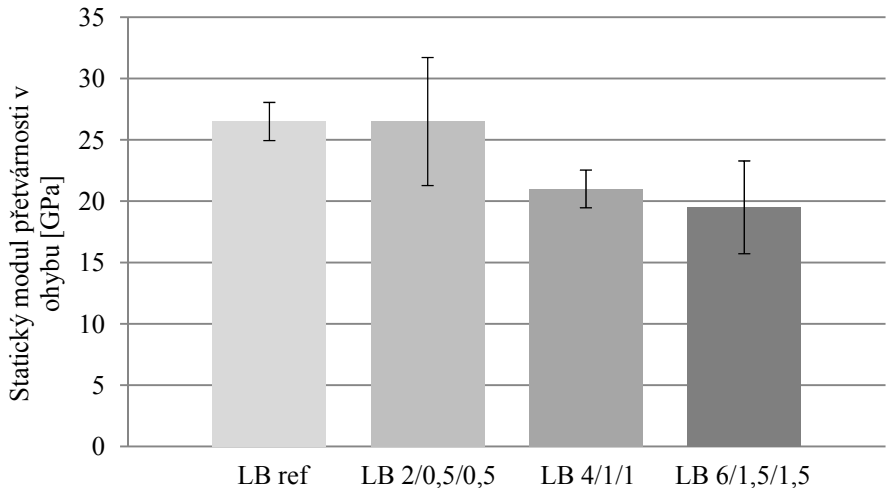
Ze sloupcového diagramu na **Obr. 36** a **Obr. 37** můžeme konstatovat, že statické moduly pružnosti i přetvárnosti v ohybu mají ve většině případů tendenci klesat v závislosti na množství rozptýlené výztuže.

Porovnáme – li dosažené hodnoty modulů pružnosti a přetvárnosti v ohybu vláknobetonů s referenční směsí, dospějeme k závěru, že u sady 2/0,5/0,5 neměl přídavek polypropylenových vláken vliv na změnu těchto deformačních charakteristik. U sady 4/1/1 byl zaznamenán pokles o 3% u modulu pružnosti a o 21% u modulu přetvárnosti. Hodnoty modulů pružnosti v ohybu lehkého betonu s dávkou vláken 6/1,5/1,5 se snížily o 10 % a v případě modulů přetvárnosti v ohybu došlo ke snížení až o 24,5 %.

Polypropylenová vlákna Forta Ferro měla nepříznivý vliv na statický modul pružnosti a přetvárnosti v ohybu. Pokles mohl být také způsoben přídavkem záměsové vody či plastifikátoru ve fázi výroby čerstvých betonů.



Obr. 36 Statický modul pružnosti v ohybu



Obr. 37 Statický modul přetvárnosti v ohybu

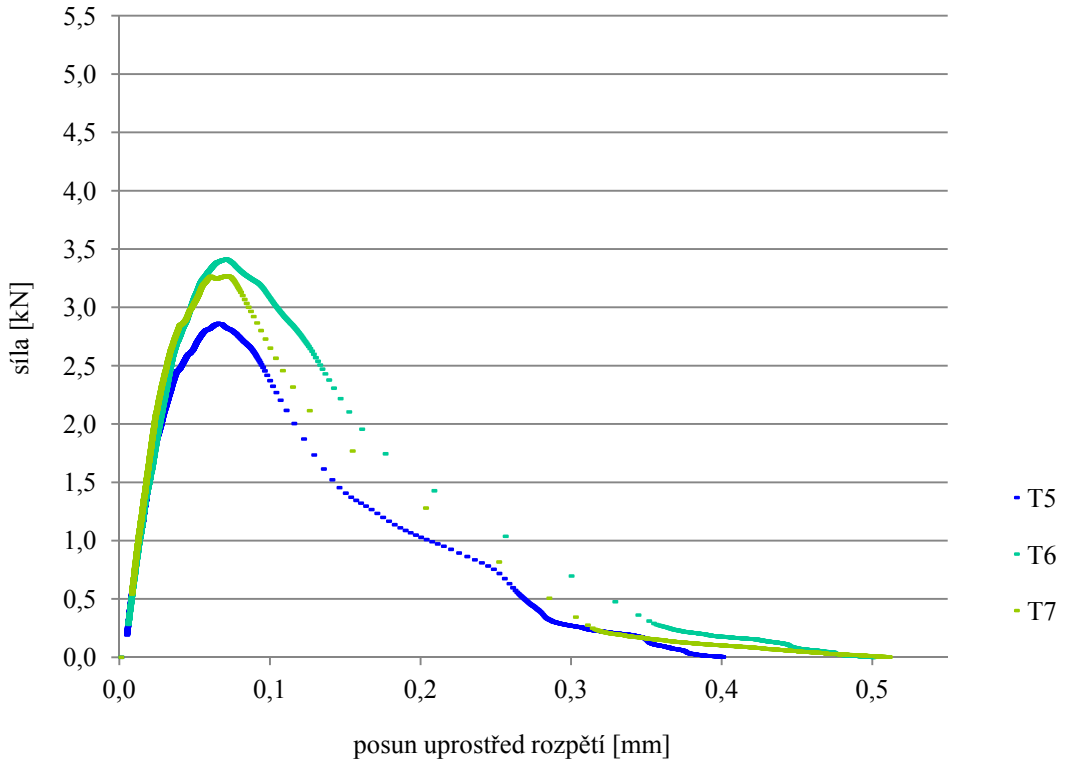
Obr. 38 Monitoring rozvoje trhlin při zkoušce čtyřbodovým ohybem

4.5 Stanovení lomových parametrů cementových kompozitů

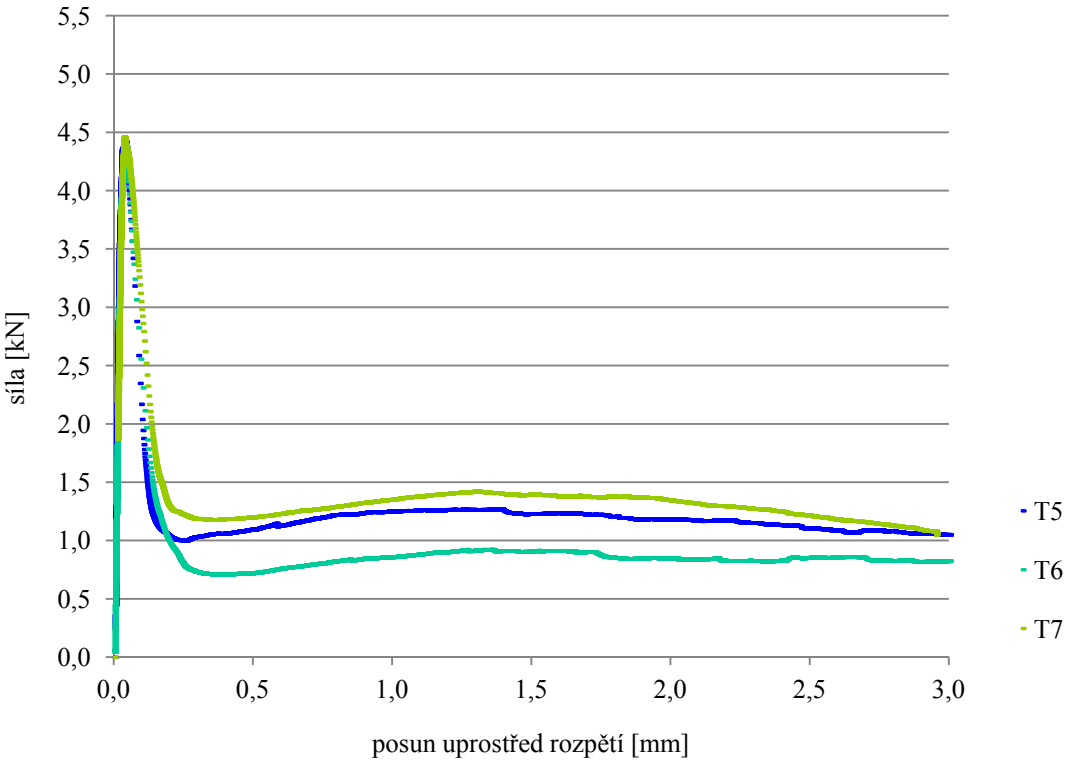
V diplomové práci byly vyhodnoceny také lomové parametry cementových kompozitů, kdy sledovanou veličinou byla lomová práce, lomová energie a lomová houževnatost. Zkušební tělesa ve tvaru trámců byla zatěžována tříbodovým ohybem až do porušení. Lomové parametry byly následně stanoveny na základě výstupů provedených zatěžovacích zkoušek pomocí programu StiCrack [41]. Součástí vyhodnocení je také porovnání výsledných zatěžovacích diagramů získaných pro jednotlivé sady lehkých betonů s vlákny a bez vláken.

4.5.1 Zatěžovací diagramy

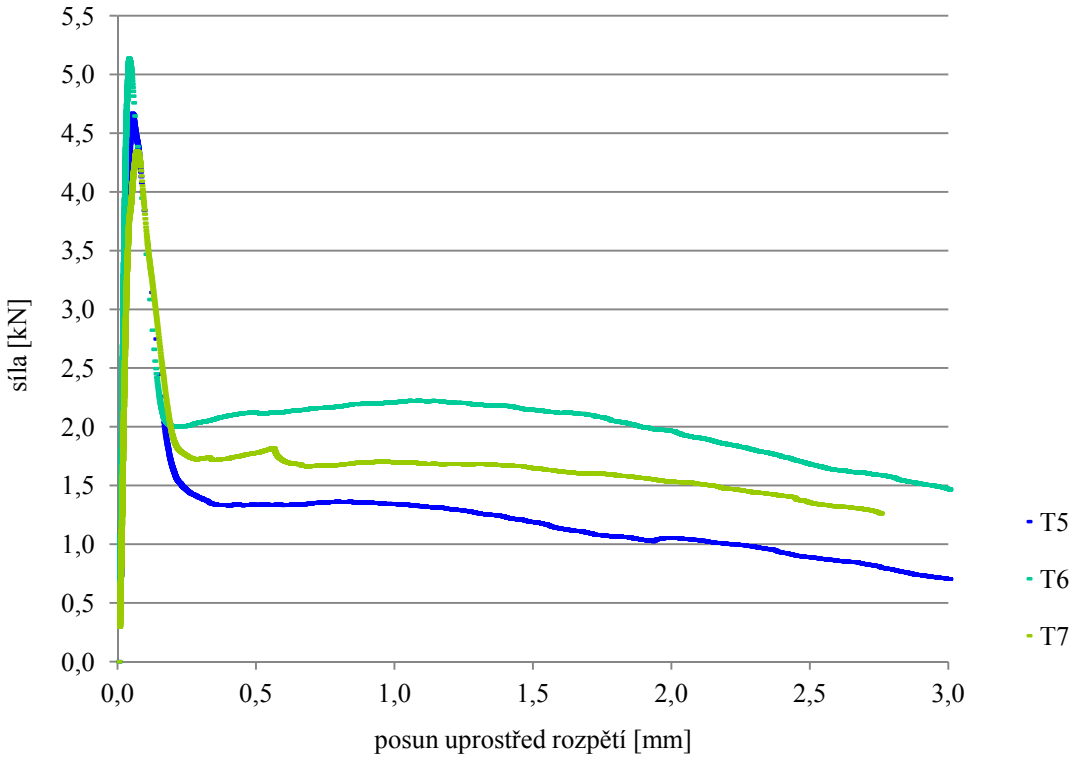
Zatěžujeme – li zkušební tělesa ohybovým účinkem až do okamžiku vyčerpaní pevnosti, záznamem změřených hodnot získáme graf závislosti působící síly a odpovídající deformace zkoušeného trámce. Mluvíme o tzv. diagramu zatížení neboli o zatěžovacím diagramu, který je vykreslen například na **Obr. 39**. Z diagramu, je patrný přechod mezi lineárním a nelineárním chováním cementových kompozitů. Dále je zde možné pozorovat chování materiálu v průběhu zatěžování, před a po dosažené limitní hodnoty zatížení. U kvazikřehkých materiálů dochází po dosažení meze pevnosti ke změkčení matrice. Jedná – li se o vláknobeton, dochází po vzniku trhlin k nárůstu deformace tělesa, až do okamžiku, kdy se zatěžovací síla ustálí, a polypropylenová vlákna začnou spolupůsobit s cementovou matricí. V diagramu je tato skutečnost patrná v podobě duktilní větve.



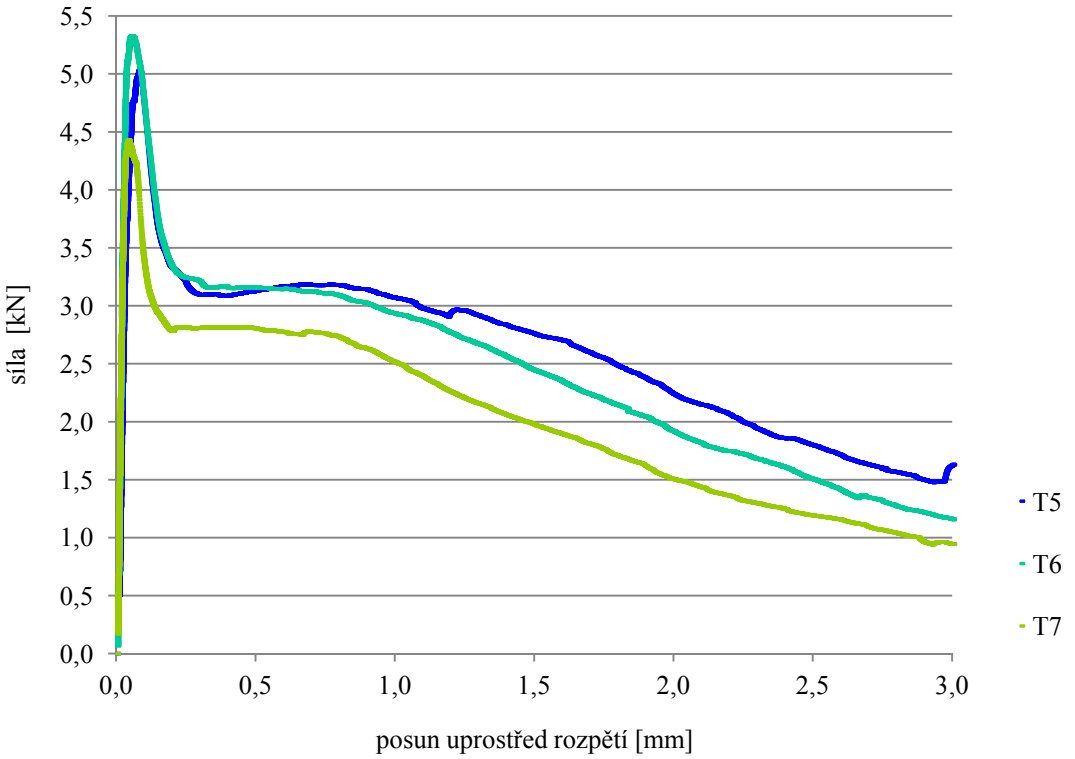
Obr. 39 Zatěžovací diagramy – lehký beton referenční



Obr. 40 Zatěžovací diagramy – lehký beton 2/0,5/0,5



Obr. 41 Zatěžovací diagramy – lehký beton 4/1/1



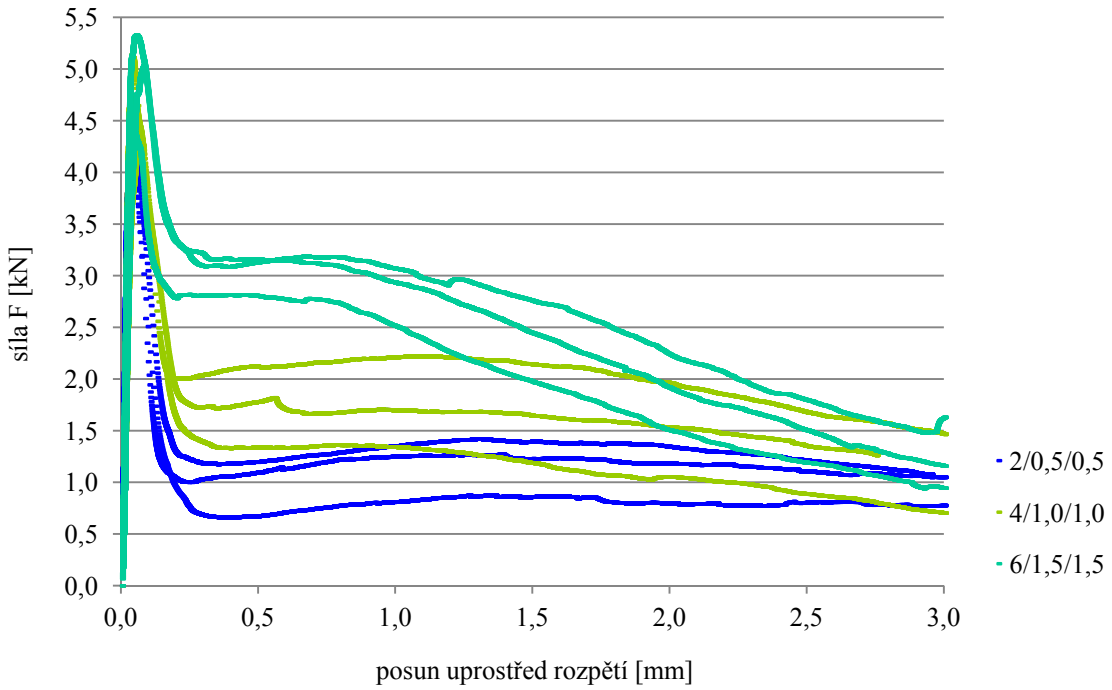
Obr. 42 Zatěžovací diagramy – lehký beton 6/1,5/1,5

Zkouška tříbodovým ohybem byla provedena na 3 zkušebních tělesech od každé sady betonů s vlákny a bez vláken. Zkušební tělesa ve tvaru trámců byla zatěžována řízenou deformací konstantní rychlostí 0,05 mm/min. Záznamy průběhu zkoušky 3 zkušebních vzorků jsou pro referenční a všechny následující kombinace vykresleny na **Obr. 39** až **Obr. 42**. Pro vzájemné porovnání průběhu zatěžovacích diagramů u cementových kompozitů s rozptýlenou výztuží byla jako mezní hodnota svislých posunů zkušebních trámců zvolena hranice 3mm. Referenční betony dosáhly maximálního posunu 0,4 – 0,5 mm. Je zřejmé, že kombinace polypropylenových vláken Forta Ferro napomohly po překročení maximální hodnoty působící síly v přenosu zatížení. Přibližné údaje o velikosti dosažených sil a posunů jednotlivých kombinací lehkých betonů jsou sepsány v **Tab. 19**. První řádek tabulky zaznamenává maximální dosaženou sílu a druh řádek jí odpovídající přibližnou hodnotu svislého posunu.

Tab. 19 Síla – posun

	LB referenční	LB 2/0,5/0,5	LB 4/1/1	LB 6/1,5/1,5
Síla [kN]	2,5 – 3,5	4,0 – 4,5	4,4 – 5,2	4,4 – 5,4
Posun [mm]	0,060 – 0,070	0,034 – 0,040	0,035 – 0,070	0,038 – 0,079

Vzájemné porovnání zatěžovacích diagramů sad betonů s kombinacemi vláken je pro přehlednost znázorněno na **Obr. 43**.



Obr. 43 Porovnání zatěžovacích diagramů vláknobetonů

Na základě zatěžovacích diagramů získaných z lomových zkoušek můžeme konstatovat, že zkušební tělesa vyrobená z referenčního lehkého betonu vyčerpají pevnost materiálu už při zatěžovací síle 2,5 – 3,5 kN a dále účinky zatížení nepřenáší. U vláknobetonů velikost zatěžovací síly roste s vyšší dávkou polypropylenových vláken. Cementové kompozity s hmotnostní kombinací 2/0,5/0,5 se poruší při zatížení 4 – 4,5 kN. Pro 4/1/1 je tato síla rovna 4,4 – 5,2 kN a u nejvyšší dávky vláken dosáhne až 5,4 kN. U lehkých betonů s vlákny Forta Ferro svislé deformace v místě maximální síly postupně rostly v závislosti na intenzitě zatížení. Po dosažení 3 mm průhybu došlo k ustálení zatěžovací síly na 1 – 1,5 kN u všech třech hmotnostních kombinací vláken.

Experimenty obecně ukázaly, že kombinace polypropylenových vláken Forta Ferro pomohly přenášet účinky vnějšího zatížení u konstrukcí porušených trhlinou.

4.5.2 Úprava zatěžovacích diagramů - lineární regrese

Pro vyhodnocení lomových parametrů cementových kompozitů s vlákny a bez vláken bylo zapotřebí upravit zatěžovací diagramy jednotlivých sad betonů. Tato problematika byla konzultována s prof. Ing. Zbyňkem Keršnerem, Csc. z Ústavu stavební mechaniky FAST VUT v Brně. Na základě doporučení byl zvolen postup úpravy zatěžovacích diagramům, který je podrobněji popsán v této kapitole.

Pomocí softwaru byly během lomových zkoušek zaznamenávány měřené hodnoty do souboru Microsoft Excel. Indukčnostní snímač umístěný nad podporou snímal kontinuálně dvojnásobné svislé deformace v polovině rozpětí trámce a zatěžovací sílu. Obě tyto veličiny byly zaznamenávány v čase společně s rozevíráním trhlin. Takto získaná data musela být korektně opravena pro další využití při vyhodnocování lomových charakteristik lehkých betonů.

K vykreslení zatěžovacích diagramů bylo nutné opravit počáteční hodnotu zatěžovací síly o velikost nastavenou na snímači s názvem „software zero“. Tato počáteční niance byla způsobena nepřesností při osazení rámové konstrukce průhyboměru na zkušební trámec. V dalším kroku se stanovila polovina svislé deformace a vykreslil se pracovní diagram, kde na osu x byl nanesen svislý posun v milimetrech a na osu y zatěžovací síla v kilonewtonech. Z grafického výstupu bylo patrné, že pro přesnější zobrazení, následné porovnání výsledků u všech sad betonů a vyhodnocení materiálových parametrů bude nezbytné stanovit jednotný postup úpravy diagramů a docílit tak srovnatelných výsledků.

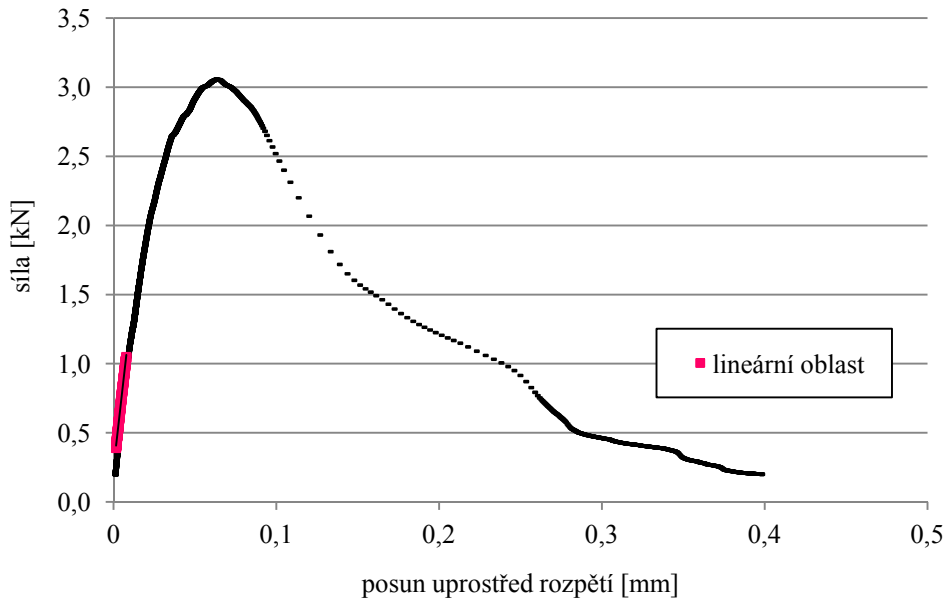
Pro stanovení finálních hodnot sil a odpovídajících průhybů byla v první etapě použita *lineární regrese*. Lineární regrese představuje aproximaci určitého množství dat polynomem. Prakticky se jednalo o stanovení oblasti bodů v grafu, která byla proložena polynomem prvního řádu neboli přímkou pomocí funkce lineární spojnice trendu. Hledaný přechod z nelineární do lineární oblasti je naznačen na **Obr. 44**. Oblast bodů před dosažením maxima se upravovala do chvíle, kdy koeficient determinance R^2 dosáhl téměř hodnoty 1 a tím zaručil co nejpřesnější proložení bodů přímkou.

Tímto způsobem byly zjištěny i hledané regresní koeficienty *a* a *b* v rovnici:

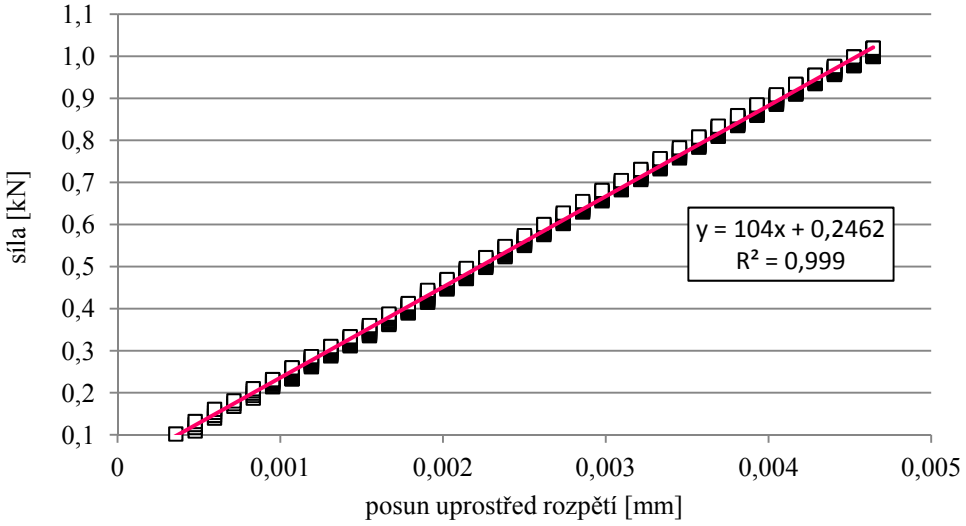
$$y = ax + b \tag{5}$$

Druhá etapa úpravy dat znamenala protřídění bodů ležících před lineární oblastí. Výsledný zatěžovací diagram byl posunut ve směru osy y do počátku souřadnicového systému o body prokazující nelineární chování. Nelinearita změřených dat mohla být způsobena v počáteční fázi zatěžování v důsledku dosedání zatěžovacích přípravků a částečného protlačení v okrajových podmínkách, které neovlivnilo hodnoty měřených průhybů.

V poslední etapě se z rovnice přímky (5) vyjádřila hodnoty x o kterou byl posléze diagram posunut ve vertikálním směru. Příklad detailu bodů, u kterých došlo k proložení lineární spojnicí trendu je ukázán na **Obr. 45**.



Obr. 44 Hledaný přechod mezi nelineární a lineární oblastí



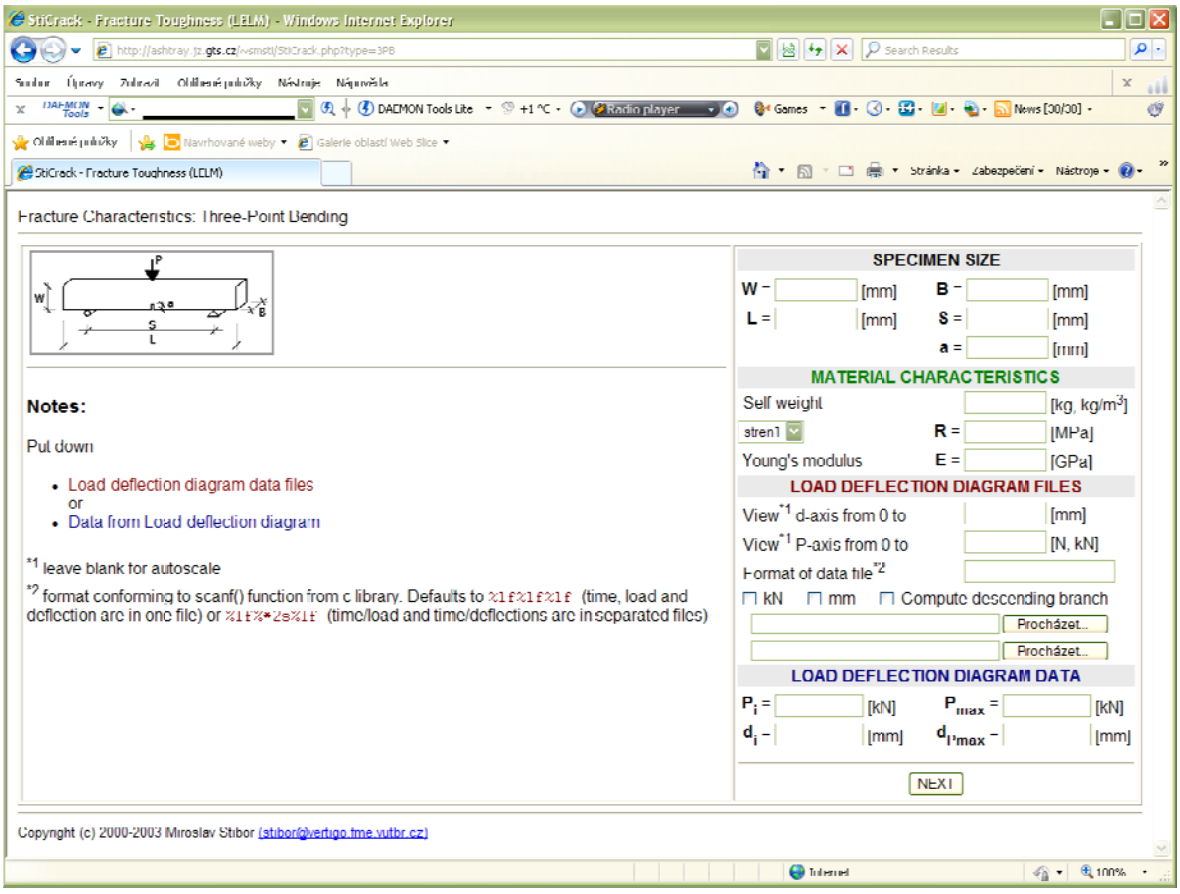
Obr. 45 Detail lineární oblasti bodů se spojnicí trendu

4.5.3 StiCrack [41]

Na základě výstupů z provedených zkoušek je možné díky programu StiCrack [41] stanovit lomové parametry cementových kompozitů. Vyhodnocení probíhá přes webové rozhraní, kde uživatel postupně zadává údaje o experimentu, typ zkoušky a další parametry, jako například materiálové charakteristiky. Veškeré výpočty probíhají na tomto serveru, jakmile uživatel potvrdí vložené údaje. Samotné vyhodnocení a zpracování údajů trvá jenom několik málo sekund. Výstupem je vygenerovaný protokol s lomovými charakteristikami a zatěžovacími diagramy. Lomové parametry vyhodnocené tímto způsobem jsou pro všechny zkušební tělesa uvedeny v příloze **P4**.

Tento program byl předmětem doktorské disertační práce Ing. Miroslava Stibora [14] a byl vytvořen pro stanovení lomových parametrů kvazikřehkých materiálů. Je dostupný na webové stránce [41]. Rozhraní programu StiCrack je pro názornost uvedeno na **Obr. 46**. V levé části webového rozhraní, je pomocí obrázku simulováno uspořádání zkoušky tříbodovým ohybem, na kterém jsou okótovány vstupní parametry trámce. Tyto hodnoty se číselně zadávají v kolonce *specimen size* neboli ukázkové či ukázané velikosti.

Při vyhodnocování byly údaje do programu zadávány v tomto pořadí: *W* výška trámce, *B* šířka trámce, *L* délka trámce, *S* vzdálenost podpor, *a* hloubka zářezu a v kolonce *load deflection diagram files* byly postupně pro každé zkušební těleso načteny textové soubory s údaji získanými ze zatěžovacích zkoušek.



Obr. 46 Program StiCrack – webové rozhraní

Z výsledných protokolů byly pro další numerickou analýzu konstrukce v programu Atena 2D použity pouze hodnoty lomové houževnatosti K_{Ice}, lomové práce $W_{F,m}$ a lomové energie $G_{F,m}$, kterým je věnována následující kapitola.

4.5.4 Lomová houževnatost, lomová práce a lomová energie

Kvazikřehké chování cementových kompozitů popisují lomové parametry. Pomocí programu StiCrack [41] byly vyhodnoceny základní lomové charakteristiky, mezi které patří především lomová houževnatost K_{Ice}, lomová práce $W_{F,m}$ a lomová energie $G_{F,m}$. Při zkoušce tříbodovým ohybem byla zkušební tělesa namáhána vnější zatěžovací silou, která způsobila vznik trhlin v cementové matrici a svislou deformaci trámců. Tyto údaje byly zaznamenávány pomocí softwaru v závislosti na čase a posléze použity jako vstupní data do programu StiCrack [41]. Získané lomové charakteristiky byly poté využity při nelineární analýze konstrukce metodou konečných prvků ve výpočetním programu Atena 2D. Veškeré vstupní údaje popisující rozměry a hmotnosti trámců či šířku a hloubku zářezů jsou uvedeny v příloze **P4** společně s výstupními vygenerovanými protokoly

z programu StiCrack [41]. **Tab. 20** až **Tab. 22** obsahuje dosažené hodnoty lomových parametrů.

Tab. 20 Výsledné hodnoty lomové houževnatosti – K_{Ice}

	Lomová houževnatost [Mpa·√m]	Směrodatná odchylka [Mpa·√m]	Variační koeficient [%]
LB referenční	0,83	0,12	14,30
LB 2/0,5/0,5	0,80	0,14	17,41
LB 4/1/1	0,92	0,13	13,70
LB 6/1,5/1,5	1,25	0,18	14,30

Tab. 21 Výsledné hodnoty lomové práce – $W_{F,m}$

	Lomová práce [N · m]	Směrodatná odchylka [N · m]	Variační koeficient [%]
LB referenční	0,53	0,07	12,24
LB 2/0,5/0,5	3,03	0,62	20,63
LB 4/1/1	4,37	1,01	22,98
LB 6/1,5/1,5	6,38	0,78	12,16

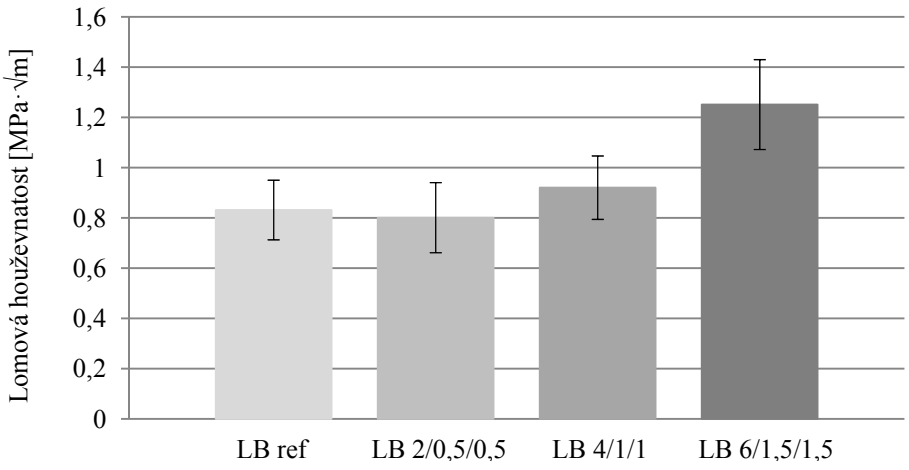
Tab. 22 Výsledné hodnoty lomové energie – $G_{F,m}$

	Lomová energie [J / m^2]	Směrodatná odchylka [J / m^2]	Variační koeficient [%]
LB referenční	80,08	9,55	11,93
LB 2/0,5/0,5	434,07	74,89	17,25
LB 4/1/1	650,60	135,86	20,88
LB 6/1,5/1,5	911,30	116,07	12,74

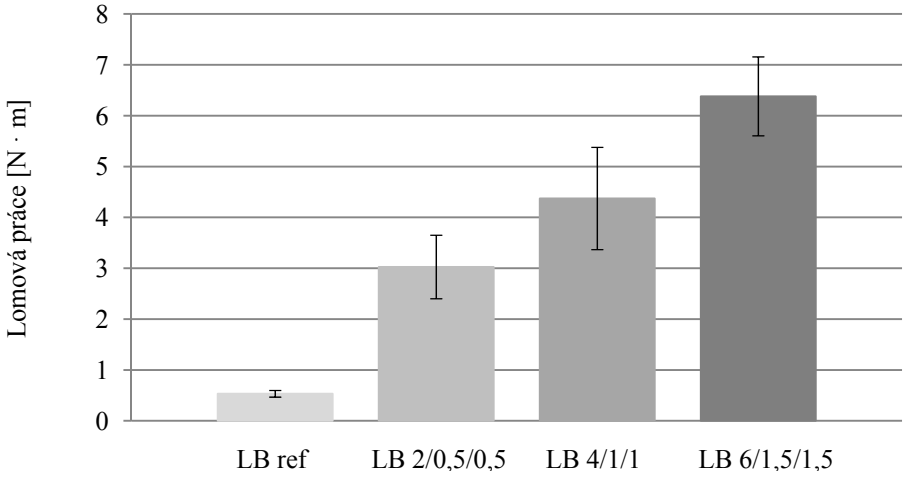
Grafické znázornění výsledků lomových parametrů je uvedeno na **Obr. 47**až **Obr. 49** Ze sloupcového diagramu na **Obr. 47** můžeme porovnat hodnoty lomových houževnatostí pro jednotlivé sady lehkých betonů s vlákny a bez vláken. Velikost lomové houževnatosti závisí na geometrických parametrech zkušebních těles a dále pak na intenzitě zatížení dosažené na mezi únosnosti. Do numerické analýzy vstupuje funkce geometrie, která zohledňuje rozměry zkušebních trámců a velikost zářezů. Lze tedy říci, že data vygenerované programem StiCrack mohla být všeobecně ovlivněna velikostí zkušebních těles. Další okolností, která mohla významně ovlivnit chování lehkých betonů, byl hmotností přídavek polypropylenových vláken. Podle **Obr. 47** byl zaznamenán mírný pokles lomové houževnatosti u lehkého vláknobetonu s hmotnostní kombinací rozptýlené výztuže 2/0,5/0,5. Snížení houževnatosti bylo o necelé 4 %. U betonů 4/1/1 a 6/1,5/1,5 byl

naopak zaznamenán nárůst hodnot o 10 až 50 % v porovnání s lomovou houževnatostí referenční směsi.

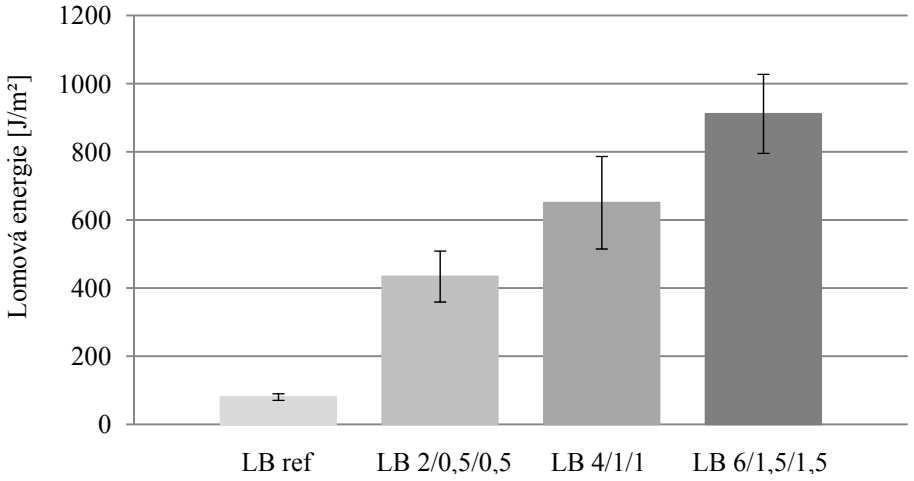
V závislosti na působící vnější síle a na svislé deformaci zkušebního tělesa byla ze zatěžovacích diagramů definována vykonaná lomová práce. Ta je rovna ploše pod zatěžovacím diagramem. Sloupcový diagram lomové práce pro cementové kompozity je znázorněna na **Obr. 48**. Porovnáme – li sloupcový diagram lomové práce se sloupcovým diagramem lomové energie (**Obr. 49**), dospějeme k závěru, že parametr lomové energie úzce souvisí s lomovou prací. Energie je přímo úměrná lomové práci nepřímo úměrná ploše porušovaného tělesa. Obecně lze říci, že u cementových kompozitů lomová práce a lomová energie roste v závislosti na množství použité rozptýlené výztuže. Čím vyšší je hmotnostní dávka polypropylenových vláken Forta Ferro, tím je zapotřebí vykonat více práce a dosáhnout tak větší energie potřebné k vytvoření trhliny a k celkovému porušení trámce. V obou případech jde o více jak 100% nárůst hodnot lomové práce i energie.



Obr. 47 Lomová houževnatost cementových kompozitů



Obr. 48 Lomová práce cementových kompozitů



Obr. 49 Lomová energie cementových kompozitů

4.6 Závěr experimentální části

V experimentální části byly vyrobeny 4 sady betonů z lehkého pórovitého kameniva s vlákny a bez vláken, které byly na základě provedených kontrolních zkoušek zatříděny do pevnostní třídy LC 60/66. Vyrobené sady betonů byly porovnávány z hlediska stejného poměru plniva a pojiva tzn. DTK a cementu. Čerstvé betony byly modifikovány různým množstvím polypropylenových vláken a jejich zpracovatelnost byla korigována přídavkem záměsové vody a plastifikátoru v závislosti na dávce rozptýlené výztuže. U vláknobetonů byla využita syntetická rozptýlená výztuž ve třech různých hmotnostních kombinacích 3kg, 6kg a 9 kg na metr krychlový čerstvé směsi. Polypropylenová vlákna značky Forta Ferro se dávkovala hmotnostně v poměrech délek 54 mm: 38 mm: 19 mm následujícím způsobem: 2/0,5/0,5 ; 4/1/1 a 6/1,5/1,5. Využitím rozptýlené výztuže se sledoval účinek kombinací vláken na výsledné chování cementových kompozitů.

- *Fyzikální parametry*

(a) Pro stanovení fyzikálně mechanických a lomových parametrů byly vyrobeny celkem 4 sady zkušebních těles, které vyhověly požadavkům normy ČSN 732011 [32] a jsou *homogenní*.

(b) *Třída kvality zhutnění* cementových kompozitů odpovídá u všech zkušebních vzorků hodnocení „výborná“. Během výroby čerstvých betonů a zkušebních těles tedy nedošlo k segregaci jednotlivých složek materiálu.

(c) Hmotnostní kombinace polypropylenových vláken Forta Ferro obecně neměly výrazný vliv na změnu *objemové hmotnosti* ztvrdlých betonů.

- *Pevnostní parametry*

(a) Rozptýlená výztuž neměla významný vliv na hodnotu krychlené pevnosti lehkých betonů v tlaku. Obecně lze říci, že vlákna neovlivnila *pevnost betonu v tlaku* výrazným způsobem, tak aby bylo nutné vyrobené cementové kompozity zařadit do jiné pevnostní třídy.

(b) V případě *pevnosti betonu v příčném tahu* je tomu naopak. Hmotnostní kombinace vláken zvýšily účinnost působení betonu v tahu. Polypropylenová vlákna přispěla k nárůstu pevností betonu v tahu u všech sad cementových kompozitů. U zkušebních těles vyrobených z vláknobetonů byl zaznamenán nárůst pevnosti v příčném tahu o 33 – 65 % v porovnání s referenčním betonem. Na zjištěné hodnoty pevností mohlo mít vliv více faktorů zejména množství vláken, vodní součinitel, vlhkost nebo teplota prostředí.

❖ *Deformační parametry*

(a) Polypropylenová vlákna ovlivnila velikost *dynamického a statického modulu pružnosti v tlaku*. Při stejných pevnostních třídách byly zaznamenány výrazné odlišnosti v hodnotách dynamických a statických modulů pružnosti v tlaku.

Vzájemný rozdíl hodnot modulů pružnosti získaných z nedestruktivního a destruktivního měření byl pro referenční beton 9 – 10 %. U vláknobetonu 2/0,5/0,5 byl zaznamenán rozdíl hodnot v rozmezí 7 – 10 % a u kombinace 4/1/1 se rovnal 9 – 15 %. Největší odlišnosti statických a dynamických modulů pružnosti v tlaku byly u dávky 6/1,5/1,5, kde rozdíl výsledků dosáhl až 22 %.

(b) U *statického modulu pružnosti i přetvárnosti v ohybu* byl, zaznamenám ve většině případů pokles hodnot, v závislosti na zvyšující se hmotnostní kombinaci polypropylenových vláken Forta Ferro. Výjimkou byla sada 2/0,5/0,5, kde přídavek vláken neměl vliv na změnu těchto deformačních charakteristik. Pro vláknobeton 4/1/1 znamenal přídavek vláken pokles hodnot o 3 % u modulu pružnosti v ohybu a o 21 % u modulu přetvárnosti v ohybu. Přídavkem vláken v kombinaci 6/1,5/1,5 se snížily moduly pružnosti v ohybu o 10 % a moduly přetvárnosti v ohybu až o 24,5%.

Modul pružnosti betonu mohl být obecně ovlivněn podmínkami, v kterých byl beton uložen a tvrdnul, objemem cementového tmelu nebo modulem pružnosti použitého kameniva.

❖ *Lomové parametry*

Referenční lehké betony dosáhly maximální únosnosti při působení síly 2,5 – 3,5 kN. Po dosažení této maximální síly došlo k porušení zkušebního tělesa při svislé deformaci 0,4 – 0,5 mm. Ze zatěžovacích diagramů je zřejmé, že polypropylenová vlákna rozptýlená v cementové matrici pomohla přenášet účinky zatížení i po vzniku trhlin. U vláknobetonů byla stanovena hranice průhybu uprostřed rozpětí 3 mm z důvodu lepšího srovnání výsledků. Velikost působící síly se zvyšovala s rostoucí hmotnostní dávkou vláken od 4,0 kN až do 5,4 kN. Zatěžovací síla se po vzniku trhlin u všech sad vláknobetonů ustálila na hodnotě 1 – 1,5 kN.

Vyhodnocené lomové parametry, konkrétně lomová houževnatost, lomová práce a energie byly plně závislé na množství aplikované výztuže v cementové matrici. Jejich velikost rostla s hmotnostní dávkou vláken.

5 Statická část

Ve statické části diplomové práce je navázáno na výsledky z experimentální části, kdy byla pro návrh nosné konstrukce stanovena třída pevnosti betonu (vláknobetonu) LC 60/66 a třída objemové hmotnosti D 2,0. Pro statické posouzení nosné konstrukce byl zvolen prefabrikovaný stropní panel o délce 4,0 m, šířce 1,0 m a výšce 0,15 m, který je zařazen do kategorie zatěžovacích ploch pozemních staveb C. Obecně se jedná o plochy, kde může dojít k větší koncentraci lidí, o plochy určené k pohybovým aktivitám nebo o plochy ve veřejných a administrativních budovách.

Hodnocení proběhlo v prvním případě podle českého technického standardu ČSN EN 1992 – 1 – 1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby* [28], který obsahuje zásady navrhování pro konstrukce z betonu s pórovitým kamenivem.

Chování cementových kompozitů se ztužujícími vlákny je oproti klasickému betonu podstatně složitější, proto i příprava podkladů pro tvorbu norem je časově náročnější. V České republice se můžeme setkat s různými doporučeními či jednoduchými ustanoveními pro zkoušení a navrhování konstrukcí z vláknobetonu. Tyto příručky byly vyhotoveny na základě výsledků výzkumu.

Od roku 2007 je k dispozici technický předpis TP FC 1 – 1. *Technické podmínky 1: Vláknobeton – Část 1 Zkoušení vláknobetonu – Vyhodnocení destruktivních zkoušek a stanovení charakteristického pracovního diagramu vláknobetonu pro navrhování vláknobetonových konstrukcí* [35] a ve fázi přípravy je předpis určený pro dimenzování konstrukcí TP FC 2 – 1. *Technické podmínky 2: Navrhování vláknobetonových konstrukcí – Část 1*.

Jelikož vláknobeton v současné době nemá žádné závazné ustanovení pro dimenzování konstrukcí, prvky z tohoto materiálu byly analyzovány pomocí výpočetního programu Atena 2D, který umožní simulaci a výpočet konstrukce navržené z betonu s rozptýlenou výztuží.

V závěru kapitoly jsou vzájemně porovnány dosažené výsledky z obou zvolených způsobů numerické analýzy. Hodnotí se velikost dosaženého průhybu u jednotlivých stropních panelů. V programu Atena byl modelován stropní panel z lehkého referenčního betonu a pak tři panely z vláknobetonu s různým hmotnostním a délkovým poměrem polypropylenových vláken.

5.1 Posouzení stropní nosné konstrukce dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 (normové parametry) [28]

Pro statický posudek nosné konstrukce byly použity normové hodnoty odpovídající třídě betonu LC 60/66 a třídě objemové hmotnosti D 2,0. Třída betonářské výztuže byla zvolena B500B. U stropního panelu byl proveden statický výpočet dle mezních stavů. Mezní stav únosnosti konstrukce byl posuzován z hlediska prostého ohybu a z hlediska porušení posouvající silou. U mezního stavu použitelnosti byl stanoven průhyb prvku, který byl porovnán s limitní hodnotou danou ČSN EN 1992 – 1 – 1[28].

5.1.1. Geometrie posuzovaného prvku

Z hlediska geometrie se jedná o nosnou stropní konstrukci konkrétně o stropní prefabrikovaný deskový panel. Pro analýzu prvku je podle technického předpisu ČSN EN 1992 – 1 – 1[28] nutné stanovit účinné rozpětí prvku l_{eff}, které záleží na jeho způsobu uložení. Řešení geometrie stropní desky je názorně uvedeno na **Obr. 50**.

Výpočet účinného rozpětí

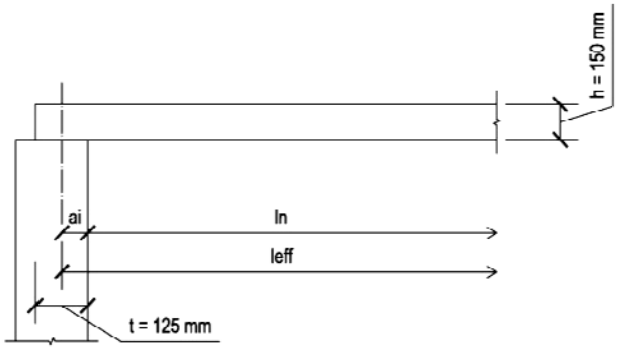
$h = 1/24\ l_n = 1/24 \cdot 3\ 750 = 156{,}25$ mm → volím 150 mm

$l_n = 3\ 750$ mm

$a_i = \min\{1/2\ h\ ;\ ½\ t\}$

$a_i = \min\{75\ \text{mm}\ ;\ 62{,}5\ \text{mm}\}$

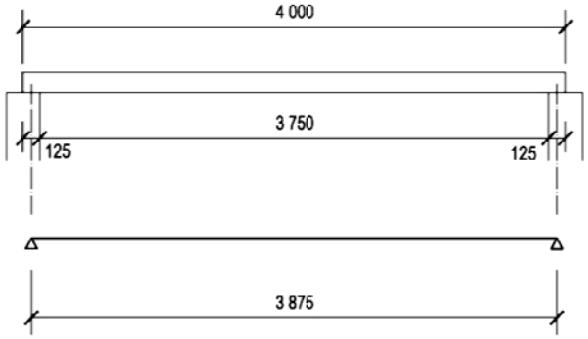
$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 = 3\ 750 + 62{,}5 + 62{,}5 = \underline{3\ 875\ \text{mm}}$



Obr. 50 Účinné rozpětí

5.1.2. Statické schéma

Stropní konstrukce byla posuzována jako nosník prostě uložený zatížený rovnoměrným spojitým zatížením. **Obr. 51** znázorňuje statický model deskového panelu, kde jsou rozměry prvku uvedeny v milimetrech.



Obr. 51 Statické schéma – prostý nosník

5.1.3. Zatížení

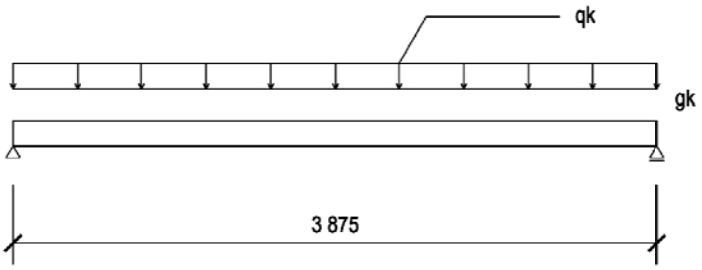
Výpočet celkového zatížení deskového stropního panelu je uveden v **Tab. 23**, kde jsou pro zjištění charakteristických respektive návrhových hodnot stálého zatížení podrobně rozepsány jednotlivé konstrukční vrstvy, jejich tloušťky a objemové hmotnosti. V případě zatížení užitného záleží na kategorii ploch pozemních staveb. Posuzovaná stropní konstrukce je zařazena, do zatěžovacích ploch kategorie C: shromažďovací plochy. Do této kategorie patří plochy, kde dochází ke shromažďování a koncentraci lidí. Zejména o přístupové plochy ve veřejných a administrativních budovách, budovy pro veřejné akce a další. Zatížení užitné pro kategorii C je uvažováno hodnotou $q_k = 5$ kN/m^2.

Tab. 23 Výpočet celkového zatížení

KONSTRUKČNÍ VRSTVA	Tloušťka [mm]	Objemová tíha γ [kN/m^3]	Charakteristické zatížení g_k/q_k [kN/m^2]	Dílčí součinitel stálého zatížení γ_g /γ_q	Návrhové zatížení g_D/q_D [kN/m^2]
keramická dlažba	0,01	26	0,260	1,35	0,351
betonová mazanina	0,05	23	1,150	1,35	1,553
tepelná izolace	0,07	1,5	0,105	1,35	0,142
stropní panel	0,15	21,5	3,225	1,35	4,354
příčky	-	-	1,500	1,35	2,025
ZATÍŽENÍ STÁLÉ			6,240		8,425
ZATÍŽENÍ UŽITNÉ			5,000	1,50	7,500
ZATÍŽENÍ CELKEM			11,240		15,925

5.1.4. Vnitřní síly

Pomocí numerické analýzy bylo stanoveno rozdělení vnitřních sil a momentů. Pro posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti byly vnitřní síly vypočteny v návrhových hodnotách, kde se zohlednily dílčí součinitele stálého a užitného zatížení. U mezního stavu použitelnosti se do výpočtu použily charakteristické hodnoty vnitřních sil.



Obr. 52 Statické schéma – zatížení

Charakteristické hodnoty – zatížení stálé – g_k

$M_{gk} = \frac{1}{8} \cdot g_k \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 6{,}24 \cdot 3{,}875^2 = 11{,}712$ kNm

$V_{gk} = \frac{1}{2} \cdot g_k \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 6{,}24 \cdot 3{,}875 = 12{,}090$ kN

Charakteristické hodnoty – zatížení užitné – q_k

$M_{qk} = \frac{1}{8} \cdot q_k \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 5 \cdot 3{,}875^2 = 9{,}385$ kNm

$V_{qk} = \frac{1}{2} \cdot q_k \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 3{,}875 = 9{,}688$ kN

Návrhové hodnoty – zatížení celkové

$M_{ed} = M_{gk} \cdot \gamma_g + M_{qk} \cdot \gamma_q$

$M_{ed} = 11{,}712 \cdot 1{,}35 + 9{,}385 \cdot 1{,}5 = 29{,}889$ kNm

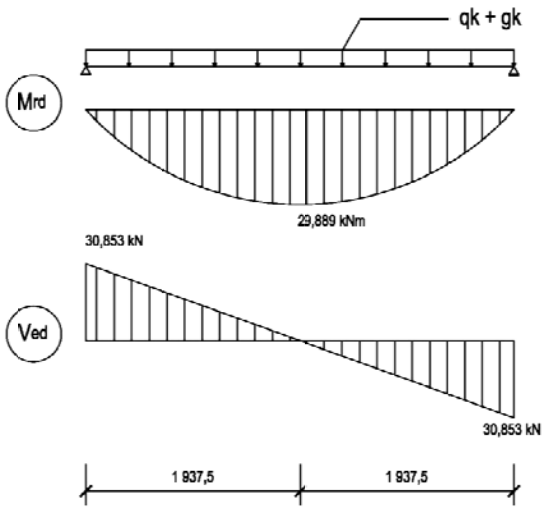
M_{ed} = <u>29,889 kNm</u>

$V_{ed} = V_{gk} \cdot \gamma_g + V_{qk} \cdot \gamma_q$

$V_{ed} = 12, 090 \cdot 1{,}35 + 9{,}688 \cdot 1{,}5 = 30{,}853$ kN

V_{ed} = <u>30,853 kN</u>

, kde γ_g je dílčí součinitel stálého zatížení a γ_q je dílčí součinitel užitného zatížení. Výsledné návrhové hodnoty vnitřních sil jsou znázorněny na **Obr. 53**.



Obr. 53 Statické schéma – návrhové hodnoty vnitřních sil

5.1.5. Materiálové charakteristiky

Pro návrh deskové stropní konstrukce byl zvolen lehký beton třídy LC 60/66 a betonářská ocel třídy B500B. V následující části budou stanoveny jednotlivé vlastnosti daných materiálů, které jsou potřebné k samotnému statickému výpočtu. Beton s pórovitým kamenivem je klasifikován podle jeho objemové hmotnosti, díky níž jsou spočteny převodní součinitele η_1 a η_e. Pomocí těchto součinitelů určíme hodnotu pevnosti v tahu f_{lctm}, modulu pružnosti E_{lcm} a přetvoření betonu ε_{lcu3}.

Beton LC 60/66

D 2,0 → dle EN → $\rho = 2\,150$ kg / m^3

$f_{lck} = 60$ MPa

$f_{lcd} = \alpha_{lcc} \cdot \frac{flck}{\gamma c} = 0{,}85 \cdot \frac{60}{1{,}5} = 34$ MPa

$f_{lctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1 = 4{,}4 \cdot 0{,}986 = 4{,}3384$ MPa

$\eta_1 = 0{,}40 + 0{,}60 \cdot \rho / 2\,200$

$\eta_1 = 0{,}40 + 0{,}60 \cdot 2\,150 / 2\,200 = 0{,}986$

$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_e = 39 \cdot 0{,}955 = 37{,}245$ GPa

$\eta_e = (\rho / 2\,200)^2 = (2\,150 / 2\,200)^2 = 0{,}955$

$\varepsilon_{lcu3} = 3{,}5 \cdot \eta_1 = 3{,}5 \cdot 0{,}986 = 3{,}451$ ‰

Betonářská výztuž B500B

$f_{yk} = 500$ MPa

$f_{yd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{fyk}{\gamma s} = 1 \cdot \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78$ MPa

$E_s = 200$ GPa

5.1.6. Krycí vrstva betonu

K dosažení požadované návrhové životnosti konstrukce je nutno uvažovat odpovídající opatření na ochranu každého konstrukčního prvku. Proti působení vnějšího prostředí je vhodné dodržovat vhodnou ochranu výztuže. Ke stanovení krycí vrstvy výztuže je pro výpočet zvolen stupeň vlivu prostředí XC1. Posuzovaná konstrukce je tedy vystavena suchému prostředí a podle tabulky v normě jsou podmínky prostředí klasifikovány zejména pro beton uvnitř budovy s nízkou vlhkostí vzduchu. Třída konstrukce je S4, kdy se jedná o objekt pozemního stavitelství. Pro deskové konstrukce lze dle technického předpisu zmenšit konstrukční třídu o jeden stupeň. Ve výpočtu se posléze uvažuje třída konstrukce S3. Předpokládaný průměr hlavní výztuže je ø 10 mm.

$c_{min,dur} = \underline{10 \text{ mm}}$

$c_{min,b} = 6 \text{ mm}$

→ pro LB dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 zvětšeno o 5 mm → $c_{min,b} = \underline{11 \text{ mm}}$

$c_{min} = \max \{ c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm} \}$

$c_{min} = \max \{ 11 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} = \underline{11 \text{ mm}}$

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

$c_{nom} = \Delta c_{dev} + c_{min} = 10 + 11 = 21 \text{ mm}$

$c \geq c_{nom}$

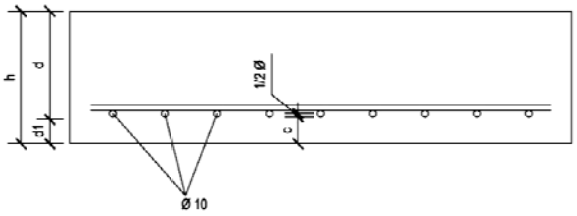
$\underline{c = 21 \text{ mm}}$

5.1.7. Mezní stav únosnosti (MSÚ) – posouzení na prostý ohyb

Návrh betonářské výztuže

$d_1 = c + ½ ø = 21 + 5 = 26 \text{ mm}$

$d = h – d_1 = 150 – 26 = 124 \text{ mm}$



Obr. 54 Průřez stropní desky

$A_{s,rqd} = b \cdot d \cdot \frac{fIcd}{fyd} \cdot [\, 1 - (1 - \sqrt{\frac{2\,Med}{b \cdot d^2 \cdot fIcd}})] = 571{,}2 \text{ mm}^2$

$A_{st} = \underline{785 \text{ m m}^2}$

→ navrženo: <u>ø R10 po 100 mm</u> → pozn: výkres ohybové výztuže je uveden v příloze **P5**.

<u>Návrh rozdělovací výztuže</u>

$A_{sr} = 0{,}2 \cdot A_{st} = 0{,}2 \cdot 785 = 157 \text{ mm}^2$

$A_{sr} = \underline{201 \text{ mm}^2}$

→ navrženo: <u>ø R8 po 250 mm</u>

<u>Návrh horní výztuže v oblasti podpor</u>

$A_{sh} = 0{,}25 \cdot A_{st} = 0{,}25 \cdot 785 = \underline{196{,}25 \text{ mm}^2}$

→ navrženo: <u>ø R8 po 100 mm</u>

<u>Konstrukční zásady</u>

(a) minimální plocha výztuže

$A_{st} \geq A_{st,min}$

$A_{st,min} = 0{,}26 \cdot f_{lctm} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{fyk}$

$A_{st,min} = 0{,}26 \cdot 4{,}3384 \cdot 1\,000 \cdot 124 \cdot \frac{1}{500} = \underline{279{,}740 \text{ mm}^2}$

$785 \text{ mm}^2 \geq 279{,}74 \text{ mm}^2$ → VYHOVUJE

$A_{st,min} > 0{,}0013 \cdot b \cdot d$

$A_{st,min} > 0{,}0013 \cdot 1\,000 \cdot 124 = 161{,}2 \text{ mm}^2$

$279{,}74 \text{ mm}^2 > 161{,}2 \text{ mm}^2$ → VYHOVUJE

(b) maximální plocha výztuže

$A_{st} \leq A_{st,max}$

$A_{st,max} = 0{,}04 \cdot A_c = 0{,}04 \cdot b \cdot h = 0{,}04 \cdot 1\,000 \cdot 150 = 6\,000 \text{ mm}^2$

$785 \text{ mm}^2 \leq 6\,000 \text{ mm}^2$ → VYHOVUJE

Stanovení výšky tlačeného betonu

$$x = \frac{Ast \cdot fyd}{\lambda \cdot b \cdot fIcd} = \frac{785 \cdot 434{,}78}{0{,}8 \cdot 1\,000 \cdot 34} = 12{,}55 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{fyd}{Es} = \frac{434{,}78}{200\,000} = 2{,}2 \cdot 10^{-3}$$

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon cu3|}{|\varepsilon cu3| + \varepsilon yd} \cdot d = \frac{0{,}003451}{0{,}003451 + 0{,}0022} \cdot 124 = 75{,}73 \text{ mm}$$

$x < x_{lim}$

12,55 mm < 75,73 mm → VYHOVUJE

Stanovení ramene vnitřních sil

$$z_c = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} = 124 - \frac{0{,}8 \cdot 12{,}55}{2} = 118{,}98 \text{ mm}$$

Výpočet únosnosti nosné konstrukce

$M_{rd} = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot z_c$

$M_{rd} = 785 \cdot 434{,}78 \cdot 118{,}98 = 40{,}61$ kNm

$M_{rd} =$ 40,61 kNm

$M_{ed} \leq M_{rd}$

29,889 kNm ≤ 40,610 kNm → VYHOVUJE

5.1.8. Mezní stav únosnosti (MSÚ) – posouzení na smyk

$V_{Ird,c} = [\, c_{Ird,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (\, 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{Ick}\,)^{1/3} \cdot b \cdot d$

$V_{Ird,c} = [\, 0{,}1 \cdot 0{,}986 \cdot 2 \cdot (\, 100 \cdot 0{,}008 \cdot 60\,)^{1/3}\,] \cdot 1\,000 \cdot 124$

$V_{Ird,c} =$ 88,867 kN

$$c_{Ird,c} = \frac{0{,}15}{\gamma c} = \frac{0{,}15}{1{,}5} = 0{,}1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{124}} = 2{,}72 < 2 \rightarrow k = 2$$

$$\rho = \frac{Asl}{b \cdot d} = \frac{986}{1\,000 \cdot 124} = 0{,}008 < 0{,}02 \rightarrow \rho = 0{,}008$$

$\mathbf{V_{ed} \leq V_{Ird,c}}$

30,853 kN ≤ 88,867 kN → VYHOVUJE

$V_{Ird,c} \geq V_{I,min} \cdot b \cdot d$

$V_{I,min} = 0{,}03 \cdot k^{3/2} \cdot f_{Ick}^{1/2} = 0{,}03 \cdot 2^{3/2} \cdot 60^{1/2} = 0{,}657$

$88{,}867\ kN \geq 0{,}657 \cdot 1\,000 \cdot 124 = 81{,}468\ kN \rightarrow$ VYHOVUJE

$V_{ed} \leq 0{,}5 \cdot \eta_1 \cdot b \cdot d \cdot \nu_1 \cdot f_{Icd}$

$\nu_1 = 0{,}5 \cdot \eta_1 \cdot (1 - f_{Ick} / 250) = 0{,}5 \cdot 0{,}986 \cdot (1 - 60 / 250) = 0{,}375$

$30{,}853\ kN \leq 0{,}5 \cdot 0{,}986 \cdot 1\,000 \cdot 124 \cdot 0{,}375 \cdot 34 = 779{,}433\ kN \rightarrow$ VYHOVUJE

Hodnoty návrhové únosnosti ve smyku stanovené podle technické normy ČSN EN 1992 – 1 – 1[28] pro porušení posouvající silou vyhovují daným podmínkám a nosná konstrukce nevyžaduje návrh smykové výztuže.

5.1.9. Mezní stav použitelnosti (MSP) – posouzení průhybu

Podle obecných předpokladů uvedených v technické normě nesmí deformace konstrukce nepříznivě ovlivnit její funkčnost a vzhled. Mezní hodnoty průhybu se mají stanovit dle povahy konstrukce, povrchové úpravy a dle dalších kritérií. Průhyb byl posuzován v polovině rozpětí nosníku. Samotný výpočet byl proveden pomocí tabulkového procesoru Excel, který zaručil, že výsledek bude přesnější a nebude zkreslen vlivem zaokrouhlování. Doporučená hodnota součinitele Ψ_2 pro kombinace zatížení pro pozemní stavby kategorie C: shromažďovací plochy je rovna 0,6. Limitní hodnota průhybu nosníku nesmí překročit l/500 rozpětí v okamžiku po dokončení montáže a 1/250 rozpětí v případě kriteria obecné použitelnosti.

A. Stanovení ohybových momentů

A1. Kvazistálá kombinace (dlouhodobé efekty a vzhled)

$M_{kqp} = M_g + M_q \cdot \Psi_2$

$M_{kqp} = 11{,}712 + 9{,}385 \cdot 0{,}6 = 17{,}343$ kNm

A2. Charakteristická kombinace (nevratné mezní stavy)

$M_k = M_g + M_q$

$M_k = 11{,}712 + 9{,}385 = 21{,}097$ kNm

B. Okamžik po dokončení montáže $t_0 = 28$ dní

Jelikož se jedná o krátkodobé účinky zatížení, pro výpočet ohybové tuhosti ideálního průřezu se uvažuje střední modul pružnosti lehkého betonu E_{Icm}.

B1. <u>Ideální průřez bez trhlin</u>

Poměr modulu pružnosti $\alpha_e = \frac{Es}{E_{Icm}} = \frac{200}{37{,}245} = 5{,}37$

Plocha betonu $A_c = b \cdot h = 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15\ m^2$

Plocha výztuže $A_{st} = 7{,}85 \cdot 10^{-4}\ m^2$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_{st}$

$A_i = 0{,}15 + 5{,}37 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} = 0{,}154\ m^2$

Statický moment ideálního průřezu

$S_i = A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot d$

$S_i = 0{,}15 \cdot \frac{0{,}15}{2} + 5{,}37 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}124 =$

$S_i = 0{,}01177\ m^3$

Výška tlačené části průřezu $x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0{,}01177}{0{,}154} = 0{,}076$ m

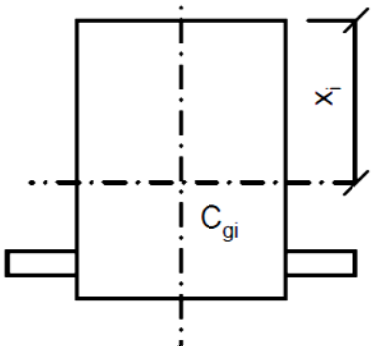
Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_i = I_c + A_c \cdot (\frac{h}{2} - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$

$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}15^3 + 0{,}15 \cdot (\frac{0{,}15}{2} - 0{,}076)^2 +$

$+ 5{,}37 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}124 - 0{,}076)^2 =$

$I_i = 2{,}911 \cdot 10^{-4}\ m^4$



Obr. 55 Ideální průřez bez trhlin

Ohybová tuhost ideálního průřezu bez trhlin

$$(EI)_I = E_{Icm} \cdot I_i$$

$$(EI)_I = 37\,245\,000 \cdot 2{,}911 \cdot 10^{-4} = 10\,842 \text{ kNm}^2$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = \frac{I_i}{h - x_i} \cdot f_{Ictm} = \frac{2{,}911 \cdot 10^{-4}}{0{,}15 - 0{,}076} \cdot 4{,}3384 \cdot 10^{3} =$$

$$M_{cr} = 17{,}066 \text{ kNm}$$

$$M_k \geq M_{cr}$$

$$21{,}097 \text{ kNm} \geq 17{,}066 \text{ kNm}$$

→ očekává se vznik trhlin

B2. *<u>Ideální průřez s trhlinami</u>*

Výška tlačené části průřezu

$$x_{i,r} = -\frac{\alpha_e \cdot A_{st}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_e \cdot A_{st}}{b}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_e \cdot A_{st} \cdot d}{b}}$$

$$x_{i,r} = -\frac{5{,}37 \cdot 785}{1\,000} + \sqrt{\left(\frac{5{,}37 \cdot 785}{1\,000}\right)^2 + 2 \cdot \frac{5{,}37 \cdot 785 \cdot 124}{1\,000}}$$

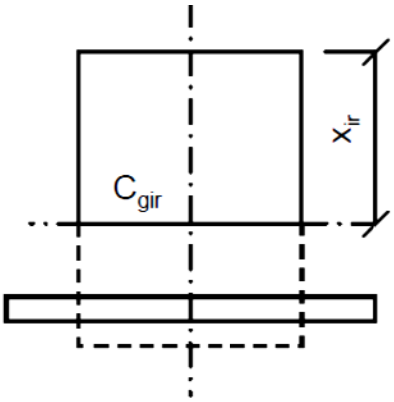
$$x_{i,r} = 28{,}4 \text{ mm} = 0{,}0284 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,r}^3 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_{i,r})^2$$

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot 1\,000 \cdot 28{,}4^3 + 5{,}37 \cdot 785 \cdot (124 - 28{,}4)^2$$

$$I_{i,r} = 4{,}6162 \cdot 10^{7} \text{ mm}^4 = 4{,}6162 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$



Obr. 56 Ideální průřez s trhlinami

Ohybová tuhost ideálního průřezu s trhlinami

$$(EI)_{II} = E_{Icm} \cdot I_{ir}$$

$$(EI)_{II} = 37\,245\,000 \cdot 4{,}6162 \cdot 10^{-5} = 1\,719 \text{ kNm}^2$$

Distribuční součinitel – $\beta = 1{,}0$ pro krátkodobé zatížení

$$\varsigma = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{kqp}}\right)^2$$

$$\varsigma = 1 - 1 \cdot \left(\frac{17{,}066}{17{,}343}\right)^2 = 0{,}0317 \text{ kNm}^2$$

Průměrná ohybová tuhost

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{\varsigma}{(EI)_{II}} + \frac{1-\varsigma}{(EI)_I}}$$

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{0{,}0317}{1\,719} + \frac{1-0{,}0317}{10\,842}} = 9\,281 \text{ kNm}^2$$

B3. *<u>Průhyb konstrukce</u>*

Průhyb

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g+q) \cdot l^4}{(EI)_m}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(6{,}24+5) \cdot 3{,}875^4}{9\,281} =$$

f_{st} = 0,00355 m = <u>3,55 mm</u>

Průhyb – posouzení

$$f_{lim} = \frac{1}{500} \cdot l = \frac{1}{500} \cdot 3{,}875 = 0{,}00775 \text{ m} = 7{,}75 \text{ mm}$$

$f_{st} \leq f_{lim}$

3,55 mm ≤ 7,75 mm → VYHOVUJE

C. Kritérium obecné použitelnosti (t_0 = 28 dní; ∞) – dotvarování

V případě obecné použitelností se jedná se o působení dlouhodobých účinků zatížení a pro výpočet ohybové tuhosti ideálního průřezu se uvažuje efektivní modul pružnosti lehkého betonu $E_{Icm,eff}$. Stanovení efektivního modulu pružnosti závisí na hodnotě součinitele dotvarování φ_{LB}, která lze pro beton s pórovitým kamenivem uvažovat totožnou s hodnotou pro obyčejný beton vynásobenou převodním součinitelem $\eta_e = (\rho / 2\,200)^2$. Součinitel dotvarování pro beton obyčejný φ_{OB} se odečte z diagramů v normě.

C1. <u>Ideální průřez bez trhlin</u>

Poměr modulu pružnosti $\alpha_{eff} = \frac{Es}{E_{Icm,eff}} = \frac{200}{17,355} = 11,52$

$E_{Icm,eff} = \frac{E_{Icm}}{1 + \varphi_{LB}} = \frac{37,245}{1+1,15} = 17,355$ Gpa

Součinitel dotvarování $\varphi_{LB} = \varphi_{OB} \cdot (\rho/2200)^2 = 1,2 \cdot (2150/2200)^2 = 1,15$

Plocha betonu $A_c = b \cdot h = 1 \cdot 0,15 = 0,15\ m^2$

Plocha výztuže $A_{st} = 7,85 \cdot 10^{-4}\ m^2$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha_{eff} \cdot A_{st}$

$A_i = 0,15 + 11,52 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} = 0,159\ m^2$

Statický moment ideálního průřezu

$S_i = A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d$

$S_i = 0,15 \cdot \frac{0,15}{2} + 11,52 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} \cdot 0,124 =$

$S_i = 0,0124\ m^3$

Výška tlačené části průřezu $x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0,0124}{0,159} = 0,078$ m

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_i = I_c + A_c \cdot (\frac{h}{2} - x_i)^2 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$

$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,15^3 + 0,15 \cdot (\frac{0,15}{2} - 0,078)^2 +$

$+ 11,52 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} \cdot (0,124 - 0,078)^2 =$

$I_i = 3,02 \cdot 10^{-4}\ m^4$

Ohybová tuhost ideálního průřezu bez trhlin

$$(EI)_I = E_{Icm,eff} \cdot I_i$$

$$(EI)_I = 17\,355\,000 \cdot 3{,}02 \cdot 10^{-4} = 5\,237 \text{ kNm}^2$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = \frac{I_i}{h - x_i} \cdot f_{Ictm} = \frac{3{,}02 \cdot 10^{-4}}{0{,}15 - 0{,}078} \cdot 4{,}3384 \cdot 10^{3} =$$

$$M_{cr} = 18{,}128 \text{ kNm}$$

$$M_k \geq M_{cr}$$

$$21{,}097 \text{ kNm} \geq 18{,}128 \text{ kNm}$$

→ očekává se vznik trhlin

C2. *<u>Ideální průřez s trhlinami</u>*

Výška tlačené části průřezu

$$x_{i,r} = -\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d}{b}}$$

$$x_{i,r} = -\frac{11{,}52 \cdot 785}{1\,000} + \sqrt{\left(\frac{11{,}52 \cdot 785}{1\,000}\right)^2 + 2 \cdot \frac{11{,}52 \cdot 785 \cdot 124}{1\,000}}$$

$$x_{i,r} = 39{,}2 \text{ mm} = 0{,}0392 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,r}^3 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_{i,r})^2$$

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot 1\,000 \cdot 39{,}2^3 + 11{,}52 \cdot 785 \cdot (124 - 39{,}2)^2$$

$$I_{i,r} = 8{,}51 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 = 8{,}51 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Průměrná ohybová tuhost

$$(EI)_{II} = E_{Icm,eff} \cdot I_{ir}$$

$$(EI)_{II} = 17\,355\,000 \cdot 8{,}51 \cdot 10^{-5} = 1\,477 \text{ kNm}^2$$

Distribuční součinitel – $\beta = 0{,}5$ pro dlouhodobé zatížení

$$\varsigma = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{kqp}}\right)^2$$

$$\varsigma = 1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{18{,}128}{17{,}343}\right)^2 = 0{,}454 \text{ kNm}^2$$

Průměrná ohybová tuhost

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{\varsigma}{(EI)_{II}} + \frac{1-\varsigma}{(EI)_I}}$$

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{0,454}{1\,477} + \frac{1-0,454}{5\,237}} = 2\,431 \text{ kNm}^2$$

C3. *<u>Průhyb – vliv dotvarování</u>*

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g+q) \cdot l^4}{(EI)_m}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(6,24 + 5) \cdot 3,875^4}{2\,431} =$$

$$\mathbf{f_{lt} = 0,01358 \text{ m} = \underline{13,58 \text{ mm}}}$$

D. Kritérium obecné použitelnosti (t_0 = 7 dní; ∞) – smršťování

D1. *<u>Ideální průřez bez trhlin</u>*

Poměr modulu pružnosti $\alpha_{eff} = \frac{Es}{E_{Icm,eff}} = \frac{200}{14,436} = 14,09$

$$E_{Icm,eff} = \frac{E_{Icm}}{1 + \varphi_{cs}} = \frac{37,245}{1+1,62} = 14,196 \text{ Gpa}$$

Součinitel dotvarování $\varphi_{cs(LB)} = \varphi_{cs(OB)} \cdot (\rho/2200)^2$

$$\varphi_{cs(LB)} = 1,7 \cdot (2150/2200)^2 = 1,62$$

Plocha betonu $A_c = b \cdot h = 1 \cdot 0,15 = 0,15 \text{ m}^2$

Plocha výztuže $A_{st} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha_{eff} \cdot A_{st}$

$$A_i = 0,15 + 14,09 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} = 0,161 \text{ m}^2$$

Statický moment ideálního průřezu

$$S_i = A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_i = 0,15 \cdot \frac{0,15}{2} + 14,09 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} \cdot 0,124 =$$

$$S_i = 0,0126 \text{ m}^3$$

Výška tlačené části průřezu $x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0,0126}{0,161} = 0,078 \text{ m}$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_c + A_c \cdot (\frac{h}{2} - x_i)^2 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}15^3 + 0{,}15 \cdot (\frac{0{,}15}{2} - 0{,}078)^2 +$$
$$+ 14{,}09 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}124 - 0{,}078)^2 =$$

$$I_i = 3{,}06 \cdot 10^{-4}\ m^4$$

Statický modul průřezové plochy výztuže k těžišti ideálního průřezu bez trhlin

$$S_{ist} = A_{st} \cdot x_{st1}$$

$$S_{ist} = 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}046 = 3{,}58 \cdot 10^{-5}\ m^3$$

$$x_{st1} = h - x_i - c - \phi/2$$

$$x_{st1} = 0{,}15 - 0{,}078 - 0{,}021 - 0{,}010/2 = 0{,}046\ m$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = \frac{I_i}{h - x_i} \cdot f_{lctm} = \frac{3{,}06 \cdot 10^{-4}}{0{,}15 - 0{,}078} \cdot 4{,}3384 \cdot 10^3 =$$

$$M_{cr} = 18{,}531\ kNm,$$

$$M_k \geq M_{cr}$$

$$21{,}097\ kNm \geq 18{,}531\ kNm$$

→ očekává se vznik trhlin

D2. *<u>Ideální průřez s trhlinami</u>*

Výška tlačené části průřezu $x_{i,r} = -\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d}{b}}$

$$x_{i,r} = -\frac{14{,}09 \cdot 785}{1\,000} + \sqrt{\left(\frac{14{,}09 \cdot 785}{1\,000}\right)^2 + 2 \cdot \frac{14{,}09 \cdot 785 \cdot 124}{1\,000}}$$

$$x_{i,r} = 42{,}5\ mm = 0{,}0425\ m$$

Moment setrvačnosti průřezu $I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,r}^3 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_{i,r})^2$

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot 1\,000 \cdot 42{,}5^3 + 14{,}09 \cdot 785 \cdot (124 - 42{,}5)^2$$

$$I_{i,r} = 9{,}9 \cdot 10^7\ mm^4 = 9{,}9 \cdot 10^{-5}\ m^4$$

Statický modul průřezové plochy výztuže k těžišti ideálního průřezu s trhlinami

$$S_{irst} = A_{st} \cdot x_{st2}$$

$$S_{irst} = 7,85 \cdot 10^{-4} \cdot 0,082 = 6,4 \cdot 10^{-5}\ m^3$$

$$x_{st2} = h - x_{ir} - c - \phi/2$$

$$x_{st2} = 0,15 - 0,0425 - 0,021 - 0,010/2 = 0,082\ m$$

Distribuční součinitel – $\beta = 0,5$ pro dlouhodobé zatížení

$$\varsigma = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{kqp}}\right)^2$$

$$\varsigma = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{18,531}{17,343}\right)^2 = 0,429\ kNm^2$$

Křivost $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs\infty} \cdot \alpha_{eff}\left[(1 - \varsigma)\frac{S_{ist}}{I_i} + \varsigma\frac{S_{irst}}{I_{ir}}\right]$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = 0,00021 \cdot 14,09\left[(1 - 0,429)\frac{3,58 \cdot 10^{-5}}{3,06 \cdot 10^{-4}} + 0,429 \cdot \frac{6,4 \cdot 10^{-5}}{9,9 \cdot 10^{-5}}\right]$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = 0,\ 00102m = 1,02\ mm$$

D3. *<u>Průhyb – vliv smršťování</u>*

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} l^2$$

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot (0,00102) \cdot 3,875^2$$

$f_{cs} = 0,0019\ m = \underline{1,9\ mm}$

E. ***<u>Posouzení průhybu – vliv dotvarování a smršťování</u>***

$$f = f_{lt} + f_{cs}$$

$$f = 13,58 + 1,9 = 15,48\ mm$$

$$f_{lim} = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 3,875 = 0,0155\ m = 15,5\ mm$$

$f \leq f_{lim}$

15,48 mm ≤ 15,5 mm → VYHOVUJE

5.2 Posouzení stropní nosné konstrukce dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 (experimentální parametry) [28]

Posouzení stropní nosné konstrukce bude v kapitole ***5.2*** provedeno dle Eurokódu, avšak do statického výpočtu budou uvažovány parametry lehkého betonu, které byly zjištěny experimentálním měřením. Viz kapitola ***5.2.5***. Podrobnější postupy řešení nebo grafické znázornění je uvedeno pro jednotlivé kapitoly v ***5.1.***

5.2.1. Geometrie posuzovaného prvku

Geometrie stropní desky je podrobněji rozepsána v kapitole ***5.1.1***. Tloušťka desky je 150 mm, šířka desky je 1 000 mm a účinné rozpětí 3 875 mm.

5.2.2. Statické schéma

Statické schéma nosné konstrukce je znázorněno na **Obr. 50** v kapitole ***5.1.2***. Posuzovaný stropní panel je ve výpočtu uvažován jako nosník prostě uložený.

5.2.3. Zatížení

Celkové zatížení na stropní desku je uvedeno v následující **Tab. 24**.

Tab. 24 Výpočet celkového zatížení – experimentální parametry

KONSTRUKČNÍ VRSTVA	Tloušťka [mm]	Objemová tíha γ [kN/m^3]	Charakteristické zatížení g_k/q_k [kN/m^2]
keramická dlažba	0,01	26	0,260
betonová mazanina	0,05	23	1,150
tepelná izolace	0,07	1,5	0,105
stropní panel	0,15	21,5	3,225
příčky	-	-	1,500
ZATÍŽENÍ STÁLÉ			6,240
ZATÍŽENÍ UŽITNÉ			5,000
ZATÍŽENÍ CELKEM			11,240

5.2.4. Vnitřní síly

Charakteristické hodnoty – zatížení stálé – g_k

$M_{gk} = \frac{1}{8} \cdot g_k \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 6{,}24 \cdot 3{,}875^2 = 11{,}712$ kNm

$V_{gk} = \frac{1}{2} \cdot g_k \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 6{,}24 \cdot 3{,}875 = 12{,}090$ kN

Charakteristické hodnoty – zatížení užitné – q_k

$M_{qk} = \frac{1}{8} \cdot q_k \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 5 \cdot 3{,}875^2 = 9{,}385$ kNm

$V_{qk} = \frac{1}{2} \cdot q_k \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 3{,}875 = 9{,}688$ kN

Charakteristické hodnoty – zatížení celkové

$M_{ed} = M_{gk} + M_{qk}$

$M_{ed} = 11{,}712 + 9{,}385 = 21{,}097$ kNm

M_{ed} = <u>21,097 kNm</u>

$V_{ed} = V_{gk} + V_{qk}$

$V_{ed} = 12,\ 090 + 9{,}688 = 21{,}778$kN

V_{ed} = <u>21,778 kN</u>

5.2.5. Materiálové charakteristiky

Beton	**Betonářská výztuž**
$f_{Ick} = 69{,}7$ MPa	$f_y = 614{,}1$ MPa
$f_{Ictm} = 4{,}53$ MPa	$E_s = 198{,}1$ GPa
$E_{Icm} = 26$ GPa	

$\varepsilon_{Icu3} = 3{,}5 \cdot \eta_1 = 3{,}5 \cdot 0{,}986 = 3{,}451$ ‰

$\eta_1 = 0{,}40 + 0{,}60 \cdot \rho / 2\,200 = 0{,}40 + 0{,}60 \cdot 2\,150 / 2\,200 = 0{,}986$

5.2.6. Krycí vrstva betonu

Podrobný výpočet krycí vrstvy betonu je uveden v kapitole ***5.1.6.*** Hodnota krycí vrstvy je 21 mm.

5.2.7. Mezní stav únosnosti (MSÚ) – posouzení na prostý ohyb

Návrh betonářské výztuže

$d_1 = c + ½ ø = 21 + 5 = 26$ mm

$d = h – d_1 = 150 – 26 = 124$ mm

$A_{s,rqd} = b \cdot d \cdot \frac{fIck}{fy} \cdot [\ 1 – (1 – \sqrt{\frac{2\ Me}{b \cdot d^2 \cdot fIck}})] = 279{,}8$ mm^2

$A_{st} = \underline{785\ m\ m^2}$

→ navrženo: ø R10 po 100 mm → pozn: výkres ohybové výztuže je uveden v příloze **P5**.

Návrh rozdělovací výztuže

$A_{sr} = 0{,}2 \cdot A_{st} = 0{,}2 \cdot 785 = 157$ mm^2

$A_{sr} = \underline{201\ mm^2}$

→ navrženo: ø R8 po 250 mm

Návrh horní výztuže v oblasti podpor

$A_{sh} = 0{,}25 \cdot A_{st} = 0{,}25 \cdot 785 = \underline{196{,}25\ mm^2}$

→ navrženo: ø R8 po 100 mm

Konstrukční zásady

(a) minimální plocha výztuže

$A_{st} \geq A_{st,min}$

$A_{st,min} = 0{,}26 \cdot f_{Ictm} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{fy}$

$A_{st,min} = 0{,}26 \cdot 4{,}53 \cdot 1\ 000 \cdot 124 \cdot \frac{1}{614{,}1} = \underline{237{,}823\ mm^2}$

$785\ mm^2 \geq 237{,}823\ mm^2$ → VYHOVUJE

$A_{st,min} > 0{,}0013 \cdot b \cdot d$

$A_{st,min} > 0{,}0013 \cdot 1\ 000 \cdot 124 = 161{,}2$ mm^2

$237{,}823\ mm^2 > 161{,}2\ mm^2$ → VYHOVUJE

(b) maximální plocha výztuže

$A_{st} \leq A_{st,max}$

$A_{st,max} = 0{,}04 \cdot A_c = 0{,}04 \cdot b \cdot h = 0{,}04 \cdot 1\,000 \cdot 150 = 6\,000\ mm^2$

$785\ mm^2 \leq 6\,000\ mm^2 \rightarrow$ VYHOVUJE

Stanovení výšky tlačeného betonu

$$x = \frac{Ast \cdot fy}{\lambda \cdot b \cdot fIck} = \frac{785 \cdot 614{,}1}{0{,}8 \cdot 1\,000 \cdot 69{,}7} = 8{,}65\ mm$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{fyd}{Es} = \frac{614{,}1}{198\,100} = 3{,}1 \cdot 10^{-3}$$

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon cu3|}{|\varepsilon cu3| + \varepsilon yd} \cdot d = \frac{0{,}003451}{0{,}003451 + 0{,}0031} \cdot 86{,}5 = 45{,}57\ mm$$

$x < x_{lim}$

$8{,}65\ mm < 45{,}57\ mm \rightarrow$ VYHOVUJE

Stanovení ramene vnitřních sil

$$z_c = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} = 124 - \frac{0{,}8 \cdot 8{,}65}{2} = 120{,}54\ mm$$

Výpočet únosnosti nosné konstrukce

$M_{rd} = A_{st} \cdot f_y \cdot z_c$

$M_{rd} = 785 \cdot 614{,}1 \cdot 120{,}54 = 58{,}110\ kNm$

$M_{rd} =$ 58,110 kNm

$M_{ed} \leq M_{rd}$

21,097 kNm ≤ 58,110 kNm → VYHOVUJE

5.2.8. Mezní stav únosnosti (MSÚ) – posouzení na smyk

$V_{Ird,c} = [\ c_{Ird,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (\ 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{Ick}\ )^{1/3} \cdot b \cdot d$

$V_{Ird,c} = [\ 0{,}1 \cdot 0{,}986\ \cdot 2 \cdot (\ 100 \cdot 0{,}008 \cdot 69{,}7\ )^{1/3}\ ] \cdot 1\,000 \cdot 124$

$V_{Ird,c} =$ 93,419 kN

$c_{Ird,c} = \frac{0,15}{\gamma c} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{124}} = 2,72 < 2 \rightarrow k = 2$

$\rho = \frac{Asl}{b \cdot d} = \frac{986}{1\,000 \cdot 124} = 0,008 < 0,02 \rightarrow \rho = 0,008$

$V_{ed} \leq V_{Ird,c}$

21,778 kN ≤ 93,419 kN → VYHOVUJE

$V_{Ird,c} \geq V_{I,min} \cdot b \cdot d$

$V_{I,min} = 0,03 \cdot k^{3/2} \cdot f_{Ick}^{1/2} = 0,03 \cdot 2^{3/2} \cdot 69,7^{1/2} = 0,708$

$93,419 \text{ kN} \geq 0,708 \cdot 1\,000 \cdot 124 = 87,792 \text{ kN} \rightarrow$ VYHOVUJE

$V_{ed} \leq 0,5 \cdot \eta_1 \cdot b \cdot d \cdot \nu_1 \cdot f_{Ick}$

$\nu_1 = 0,5 \cdot \eta_1 \cdot (1 - f_{Ick} / 250) = 0,5 \cdot 0,986 \cdot (1 - 69,7 / 250) = 0,356$

$30,853 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 0,986 \cdot 1\,000 \cdot 124 \cdot 0,356 \cdot 69,7 = 1\,516,9 \text{ kN} \rightarrow$ VYHOVUJE

Hodnoty návrhové únosnosti ve smyku stanovené podle technické normy ČSN EN 1992 – 1 – 1[28] pro porušení posouvající silou vyhovují daným podmínkám a nosná konstrukce nevyžaduje návrh smykové výztuže.

5.2.9. Mezní stav použitelnosti (MSP) – posouzení průhybu

Průhyb stropní desky byl posuzován v polovině rozpětí. Samotný výpočet byl proveden pomocí tabulkového procesoru Excel. Doporučená hodnota součinitele Ψ_2 je rovna 0,6. Podrobnější informace jsou uvedeny v kapitole ***5.1.9***

A. Stanovení ohybových momentů

A1. Kvazistálá kombinace (dlouhodobé efekty a vzhled)

$M_{kqp} = M_g + M_q \cdot \Psi_2$

$M_{kqp} = 11,712 + 9,385 \cdot 0,6 = 17,343 \text{ kNm}$

A2. Charakteristická kombinace (nevratné mezní stavy)

$M_k = M_g + M_q$

$M_k = 11{,}712 + 9{,}385 = 21{,}097$ kNm

B. Okamžik po dokončení montáže t_0 = 28 dní

Jelikož se jedná o krátkodobé účinky zatížení, pro výpočet ohybové tuhosti ideálního průřezu se uvažuje střední modul pružnosti lehkého betonu E_{Icm}.

B1. Ideální průřez bez trhlin

Poměr modulu pružnosti $\alpha_e = \frac{Es}{E_{Icm}} = \frac{198{,}1}{26} = 7{,}62$

Plocha betonu $A_c = b \cdot h = 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15\ m^2$

Plocha výztuže $A_{st} = 7{,}85 \cdot 10^{-4}\ m^2$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_{st}$

$A_i = 0{,}15 + 7{,}62 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} = 0{,}156\ m^2$

Statický moment ideálního průřezu

$S_i = A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot d$

$S_i = 0{,}15 \cdot \frac{0{,}15}{2} + 7{,}62 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}124 =$

$S_i = 0{,}01199\ m^3$

Výška tlačené části průřezu $x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0{,}01199}{0{,}156} = 0{,}077$ m

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_i = I_c + A_c \cdot (\frac{h}{2} - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$

$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}15^3 + 0{,}15 \cdot (\frac{0{,}15}{2} - 0{,}077)^2 +$

$+ 7{,}62 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}124 - 0{,}077)^2 =$

$I_i = 2{,}951 \cdot 10^{-4}\ m^4$

Ohybová tuhost ideálního průřezu bez trhlin

$(EI)_I = E_{Icm} \cdot I_i$

$(EI)_I = 26\,000\,000 \cdot 2{,}951 \cdot 10^{-4} = 7\,672$ kNm^2

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = \frac{I_i}{h - x_i} \cdot f_{Ictm} = \frac{2{,}951 \cdot 10^{-4}}{0{,}15 - 0{,}077} \cdot 4{,}53 \cdot 10^{3} =$$

$$M_{cr} = 18{,}280 \text{ kNm}$$

$$M_k \geq M_{cr}$$

$$21{,}097 \text{ kNm} \geq 18{,}280 \text{ kNm}$$

→ očekává se vznik trhlin

B2. <u>Ideální průřez s trhlinami</u>

Výška tlačené části průřezu $x_{i,r} = -\frac{\alpha_e \cdot A_{st}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_e \cdot A_{st}}{b}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_e \cdot A_{st} \cdot d}{b}}$

$$x_{i,r} = -\frac{7{,}62 \cdot 785}{1\,000} + \sqrt{\left(\frac{7{,}62 \cdot 785}{1\,000}\right)^2 + 2 \cdot \frac{7{,}62 \cdot 785 \cdot 124}{1\,000}}$$

$$x_{i,r} = 33 \text{ mm} = 0{,}033 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu $I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,r}^{3} + \alpha_e \cdot A_{st} \cdot (d - x_{i,r})^2$

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot 1\,000 \cdot 33^3 + 7{,}62 \cdot 785 \cdot (124 - 33)^2$$

$$I_{i,r} = 6{,}151 \cdot 10^{7} \text{ mm}^4 = 6{,}151 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Ohybová tuhost ideálního průřezu s trhlinami

$$(EI)_{II} = E_{Icm} \cdot I_{i,r}$$

$$(EI)_{II} = 26\,000\,000 \cdot 6{,}151 \cdot 10^{-5} = 1\,599 \text{ kNm}^2$$

Distribuční součinitel – $\beta = 1{,}0$ pro krátkodobé zatížení

$$\varsigma = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{kqp}}\right)^2$$

$$\varsigma = 1 - 1 \cdot \left(\frac{18{,}280}{17{,}343}\right)^2 = -0{,}11 \text{ kNm}^2$$

Průměrná ohybová tuhost

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{\varsigma}{(EI)_{II}} + \frac{1 - \varsigma}{(EI)_I}}$$

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{-0{,}11}{1\,599} + \frac{1 - (-0{,}11)}{7\,672}} = 13\,254 \text{ kNm}^2$$

B3. <u>Průhyb konstrukce</u>

Průhyb $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g+q) \cdot l^4}{(EI)_m}$

$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(6{,}24+5) \cdot 3{,}875^4}{13\,254} =$

f_{st} = 0,00249 m = <u>2,49 mm</u>

Průhyb – posouzení $f_{lim} = \frac{1}{500} \cdot l = \frac{1}{500} \cdot 3{,}875 = 0{,}00775$ m = 7,75 mm

$f_{st} \leq f_{lim}$

2,49 mm ≤ 7,75 mm → VYHOVUJE

C. Kritérium obecné použitelnosti (t_0 = 28 dní; ∞) – dotvarování

C1. <u>Ideální průřez bez trhlin</u>

Poměr modulu pružnosti $\alpha_{eff} = \frac{Es}{E_{Icm,eff}} = \frac{198{,}1}{12{,}115} = 16{,}35$

$E_{Icm,eff} = \frac{E_{Icm}}{1 + \varphi_{LB}} = \frac{26}{1+1{,}15} = 12{,}115$ GPa

Součinitel dotvarování $\varphi_{LB} = \varphi_{OB} \cdot (\rho/2200)^2 = 1{,}2 \cdot (2150/2200)^2 = 1{,}15$

Plocha betonu $A_c = b \cdot h = 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15\ m^2$

Plocha výztuže $A_{st} = 7{,}85 \cdot 10^{-4}\ m^2$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha_{eff} \cdot A_{st}$

$A_i = 0{,}15 + 16{,}35 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} = 0{,}163\ m^2$

Statický moment ideálního průřezu

$S_i = A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d$

$S_i = 0{,}15 \cdot \frac{0{,}15}{2} + 16{,}35 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}124 =$

$S_i = 0{,}0128\ m^3$

Výška tlačené části průřezu $x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0{,}0128}{0{,}163} = 0{,}079$ m

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_c + A_c \cdot \left(\frac{h}{2} - x_i\right)^2 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}15^3 + 0{,}15 \cdot \left(\frac{0{,}15}{2} - 0{,}079\right)^2 +$$
$$+ 16{,}35 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}124 - 0{,}079)^2 =$$

$$I_i = 3{,}1 \cdot 10^{-4}\ m^4$$

Ohybová tuhost ideálního průřezu bez trhlin

$$(EI)_I = E_{Icm,eff} \cdot I_i$$

$$(EI)_I = 12\ 115\ 000 \cdot 3{,}1 \cdot 10^{-4} = 3\ 751\ kNm^2$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = \frac{I_i}{h - x_i} \cdot f_{Ictm} = \frac{3{,}1 \cdot 10^{-4}}{0{,}15 - 0{,}079} \cdot 4{,}53 \cdot 10^3 =$$

$$M_{cr} = 19{,}718\ kNm$$

$$M_k \geq M_{cr}$$

$$21{,}097\ kNm \geq 19{,}718\ kNm$$

→ očekává se vznik trhlin

C2. *<u>Ideální průřez s trhlinami</u>*

Výška tlačené části průřezu

$$x_{i,r} = -\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d}{b}}$$

$$x_{i,r} = -\frac{16{,}35 \cdot 785}{1\ 000} + \sqrt{\left(\frac{16{,}35 \cdot 785}{1\ 000}\right)^2 + 2 \cdot \frac{16{,}35 \cdot 785 \cdot 124}{1\ 000}}$$

$$x_{i,r} = 45\ mm = 0{,}045\ m$$

Moment setrvačnosti průřezu

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,r}^3 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_{i,r})^2$$

$$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot 1\ 000 \cdot 45^3 + 16{,}35 \cdot 785 \cdot (124 - 45)^2$$

$$I_{i,r} = 11{,}05 \cdot 10^7\ mm^4 = 11{,}05 \cdot 10^{-5}\ m^4$$

Průměrná ohybová tuhost

$$(EI)_{II} = E_{Icm,eff} \cdot I_{ir}$$

$$(EI)_{II} = 12\ 115\ 000 \cdot 11{,}05 \cdot 10^{-5} = 1\ 339\ kNm^2$$

Distribuční součinitel – β = 0,5 pro dlouhodobé zatížení

$$\varsigma = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{kqp}}\right)^2$$

$$\varsigma = 1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{19{,}718}{17{,}343}\right)^2 = 0{,}354 \text{ kNm}^2$$

Průměrná ohybová tuhost

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{\varsigma}{(EI)_{II}} + \frac{1-\varsigma}{(EI)_I}}$$

$$(EI)_m = \frac{1}{\frac{0{,}354}{1\,339} + \frac{1-0{,}354}{3\,751}} = 2\,291 \text{ kNm}^2$$

C3. <u>Průhyb – vliv dotvarování</u>

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g+q) \cdot l^4}{(EI)_m}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(6{,}24 + 5) \cdot 3{,}875^4}{2\,291} =$$

f_{lt} = 0,0144 m = <u>14,4 mm</u>

D. Kritérium obecné použitelnosti (t_0 = 7 dní; ∞) – smršťování

D1. <u>Ideální průřez bez trhlin</u>

Poměr modulu pružnosti $\alpha_{eff} = \frac{Es}{E_{Icm,eff}} = \frac{198{,}1}{9{,}91} = 19{,}99$

$$E_{Icm,eff} = \frac{E_{Icm}}{1 + \varphi_{cs}} = \frac{26}{1+1{,}62} = 9{,}91 \text{ GPa}$$

Součinitel dotvarování $\varphi_{cs(LB)} = \varphi_{cs(OB)} \cdot (\rho/2200)^2$

$$\varphi_{cs(LB)} = 1{,}7 \cdot (2150/2200)^2 = 1{,}62$$

Plocha betonu $A_c = b \cdot h = 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15 \text{ m}^2$

Plocha výztuže $A_{st} = 7{,}85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha_{eff} \cdot A_{st}$

$$A_i = 0{,}15 + 19{,}99 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} = 0{,}166 \text{ m}^2$$

Statický moment ideálního průřezu

$$S_i = A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_i = 0{,}15 \cdot \frac{0{,}15}{2} + 19{,}99 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}124 =$$

$$S_i = 0{,}0132\ m^3$$

Výška tlačené části průřezu $x_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0{,}0132}{0{,}166} = 0{,}08$ m

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_c + A_c \cdot (\frac{h}{2} - x_i)^2 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_i)^2$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}15^3 + 0{,}15 \cdot (\frac{0{,}15}{2} - 0{,}08)^2 +$$
$$+ 19{,}99 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}124 - 0{,}08)^2 =$$

$$I_i = 3{,}15 \cdot 10^{-4}\ m^4$$

Statický modul průřezové plochy výztuže k těžišti ideálního průřezu bez trhlin

$$S_{ist} = A_{st} \cdot x_{st1}$$

$$S_{ist} = 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}044 = 3{,}48 \cdot 10^{-5}\ m^3$$

$$x_{st1} = h - x_i - c - \phi/2$$

$$x_{st1} = 0{,}15 - 0{,}08 - 0{,}021 - 0{,}010/2 = 0{,}044\ m$$

Moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = \frac{I_i}{h - x_i} \cdot f_{Ictm} = \frac{3{,}15 \cdot 10^{-4}}{0{,}15 - 0{,}08} \cdot 4{,}53 \cdot 10^3 =$$

$$M_{cr} = 20{,}304\ kNm,$$

$$M_k \geq M_{cr}$$

$$21{,}097\ kNm \geq 20{,}304\ kNm$$

→ očekává se vznik trhlin

D2. *Ideální průřez s trhlinami*

Výška tlačené části průřezu $x_{i,r} = -\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st}}{b}\right)^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot d}{b}}$

$$x_{i,r} = -\frac{19{,}99 \cdot 785}{1\,000} + \sqrt{\left(\frac{19{,}99 \cdot 785}{1\,000}\right)^2 + 2 \cdot \frac{19{,}99 \cdot 785 \cdot 124}{1\,000}}$$

$$x_{i,r} = 48{,}6\ mm = 0{,}0486\ m$$

Moment setrvačnosti průřezu $I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,r}^3 + \alpha_{eff} \cdot A_{st} \cdot (d - x_{i,r})^2$

$I_{i,r} = \frac{1}{3} \cdot 1\,000 \cdot 48{,}6^3 + 19{,}99 \cdot 785 \cdot (124 - 48{,}6)^2$

$I_{i,r} = 12{,}7 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 = 12{,}7 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$

Statický modul průřezové plochy výztuže k těžišti ideálního průřezu s trhlinami

$S_{irst} = A_{st} \cdot x_{st2}$

$S_{irst} = 7{,}85 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}0754 = 5{,}92 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$

$x_{st2} = h - x_{ir} - c - \phi/2$

$x_{st2} = 0{,}15 - 0{,}0486 - 0{,}021 - 0{,}010/2 = 0{,}0754 \text{ m}$

Distribuční součinitel – $\beta = 0{,}5$ pro dlouhodobé zatížení

$$\varsigma = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{kqp}}\right)^2$$

$$\varsigma = 1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{20{,}304}{17{,}343}\right)^2 = 0{,}315 \text{ kNm}^2$$

Křivost $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs\infty} \cdot \alpha_{eff} \left[(1 - \varsigma) \frac{S_{ist}}{I_i} + \varsigma \frac{S_{irst}}{I_{ir}}\right]$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = 0{,}00021 \cdot 19{,}99 \left[(1 - 0{,}315) \frac{3{,}48 \cdot 10^{-5}}{3{,}15 \cdot 10^{-4}} + 0{,}315 \cdot \frac{5{,}92 \cdot 10^{-5}}{12{,}7 \cdot 10^{-5}}\right]$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = 0,\ 0009\text{m} = 0{,}9 \text{ mm}$

D3. *<u>Průhyb – vliv smršťování</u>*

$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} l^2$

$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot (0{,}0009) \cdot 3{,}875^2$

f_{cs} = 0,0017 m = <u>1,7 mm</u>

E. <u>Posouzení průhybu – vliv dotvarování a smršťování</u>

$$f = f_{lt} + f_{cs}$$

$$f = 14{,}4 + 1{,}7 = 16{,}1 \text{ mm}$$

$$f_{lim} = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 3{,}875 = 0{,}0155 \text{ m} = 15{,}5 \text{ mm}$$

$$\mathbf{f \leq f_{lim}}$$

16,1 mm ≤ 15,5 mm → NEVYHOVUJE

Vypočtená hodnota průhybu stropní konstrukce nevyhoví limitní podmínce normy ČSN EN 1992 – 1 – 1[28] v případě statického posudku s experimentálními parametry materiálu. Aby konstrukce vyhověla z hlediska mezního stavu použitelnosti, je třeba upravit geometrii stropního panelu nebo změnit navržený profil betonářské výztuže. Významný vliv na výslednou hodnotu průhybu má i sečnový modul pružnosti lehkého betonu E_{Icm} společně se součinitelem dotvarování φ_{LB}.

5.3 Posouzení stropní nosné konstrukce pomocí programu Atena 2D

Cílem diplomové práce byla numerická analýza stropní konstrukce v softwaru Atena 2D. Ve výpočetním programu byl nasimulován stropní panel o délce 4,0 m, šířce 1,0 m a tloušťce 0,15 m. Stropní konstrukce byla modelována jako prostý nosník s rovnoměrným spojitým zatížením, které lépe vystihlo skutečné působení stálých a užitných složek zatížení. V programu Atena 2D byly stropní panely modelovány ve čtyřech variantách. Alternativním řešením byla aplikace parametrů betonů s vlákny a bez vláken získaných z vyhodnocení vlastního laboratorního měření.

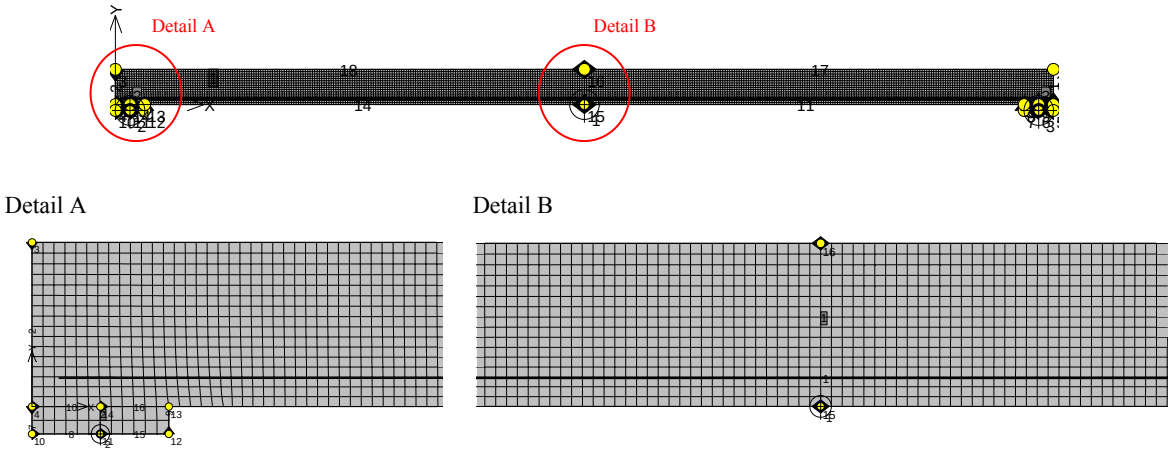
5.3.1. Materiál

Po spuštění programu byly vytvořeny materiálové modely betonu popřípadě vláknobetonu, výztuže a ocelových destiček, které představovaly podpory ve statickém schématu konstrukce. Po otevření dialogového okna s názvem *Nový materiál* byl v případě betonu jako typ materiálu zvolen *Beton – SBETA Materiál*. Následovalo zadávání základních materiálových parametrů, jakými byla krychelná pevnost, statický modul pružnosti a hodnota lomové energie. Jak už bylo zmíněno výše, materiálové charakteristiky cementových kompozitů byly získány z výsledků experimentální analýzy. K prutové výztuži a k ocelovým destičkám byl přiřazen typ materiálu pojmenovaný *3D Bi – lineární Ocel Von Mises*.

5.3.2. Geometrie

Pro tvorbu geometrického modelu byly použity topologické objekty především *styčníky*, *linie*, *makroprvky* a *prutové výztuže*. Stropní panel byl vymodelován z jednoho makroprvku, který se skládal ze styčníků a linií. Dalšími makroprvky byly levá a pravá destička sloužící pro zadání podpor nosníku a zároveň pro roznos sil vzniklých reakcí od účinků působícího zatížení. Jednotlivé makroprvky bylo možné zadávat, odstraňovat či editovat pomocí numerického okna. Při zadávání makroprvků byla zvolena hustota a druh sítě konečných prvků. Pro numerickou analýzu byla použita čtyřúhelníková síť s délkou hrany makroprvku 10 mm. V další části okna byl k makroprvku přiřazován již nadefinovaný typ materiálu a také byla určena jeho tloušťka. Ta definovala průřez stropního panelu. Topologie ohybové výztuže byla definována pomocí objektu *prutová výztuž*, kde byly postupně vkládány údaje o geometrii, množství a průměru modelované

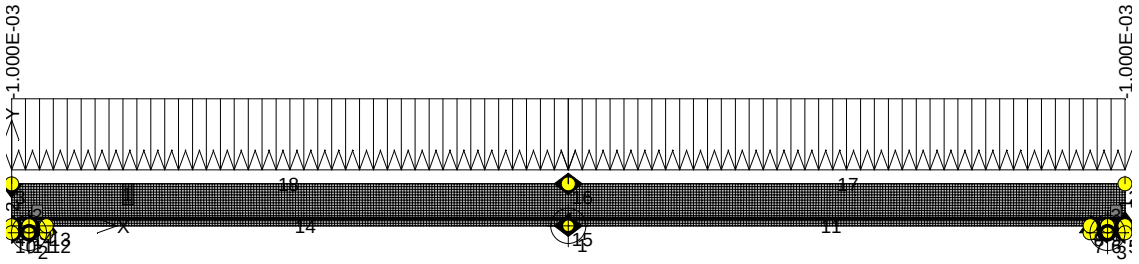
výztuže. Geometrie modelu stropní konstrukce a hustota sítě konečných prvků a je znázorněna na **Obr. 57**.



Obr. 57 Model stropní konstukce a detaily vygenerované sítě konečných prvků

5.3.3. Zatěžovací stavy

V další etapě byly v programu Atena 2D zadány typy zatěžovacích stavů. Nové zatěžovací stavy byly definovány v závislosti na průběhu zatěžování stopní konstrukce v tomto pořadí: vlastní tíha (ZS1), podpory (ZS2), síly – ostatní stálé (ZS3) a síly – užitné (ZS4). Prostě uložený nosník byl posléze zatěžován rovnoměrným spojitým zatížením, které bylo zadáváno liniově. Ukázka ZS4 je vidět na **Obr. 58**.



Obr. 58 Ukázka ZS4 – spojité zatížení

5.3.4. Výpočet

Monitory a *výpočtové kroky* jsou vstupními parametry, které jsou potřebné pro vyhodnocení numerické analýzy. Ke sledování hodnot svislých deformací, průběhu napětí a vzniku trhlin nám slouží monitory. Ty je zapotřebí umístit na vhodná místa, aby byly dostatečně zaznamenány měnící se parametry deformace v průběhu zatěžování. Monitorovací body byly umístěny do oblastí podpor a dále pak v polovině rozpětí. Zadávání výpočtových kroků zajistilo vygenerování historie zatěžování. V numerickém

okně byly kombinovány jednotlivé zatěžovací stavy a k nim byla přirazena hodnota výpočtových kroků. U kombinací ZS1 + ZS2 a ZS2 + ZS3 byl ponechán pouze jeden výpočtový krok zatížení. V případě ZS2 + ZS4 bylo zvoleno 40 až 50 kroků potřebných k vyčerpání pevnosti materiálu a následnému porušení konstrukce. Počet zvolených kroků závisel na materiálových vlastnostech cementových kompozitů. S rostoucí hmotnostní kombinací vláken rostl počet zatěžovacích kroků. Před spuštěním samotné numerické analýzy byla v parametrech výpočtu zvolena nelineární metoda řešení. Uplatnila se metoda *Newton – Raphson*.

5.3.5. Výsledky

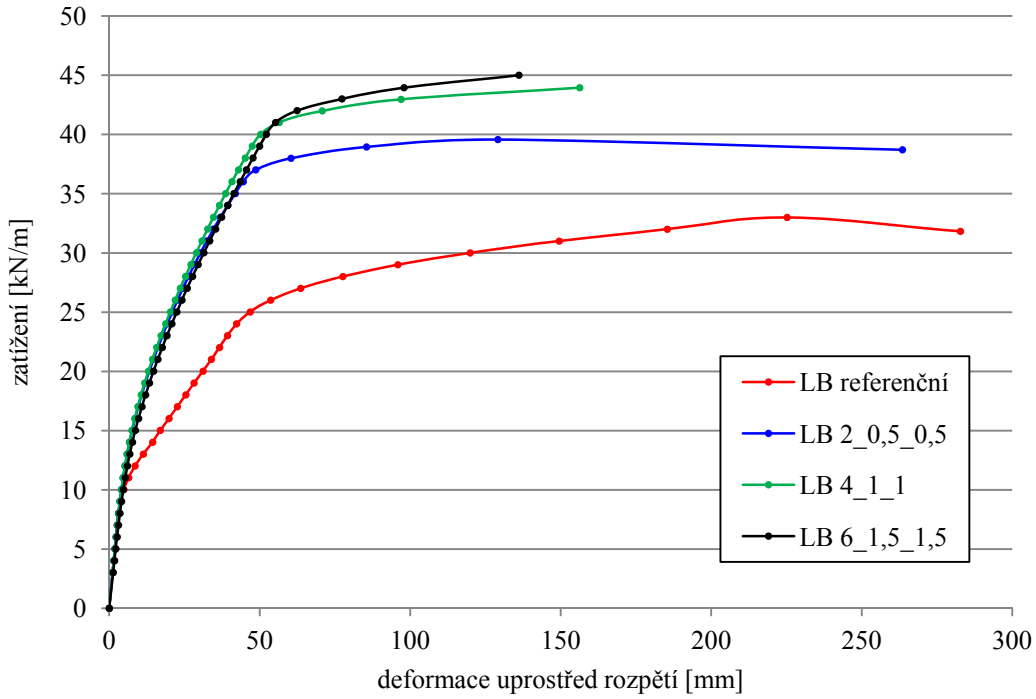
Poté, co byl vytvořen model stavební konstrukce a proběhl výpočet pomocí MKP, došlo k přepnutí do post – processingu. Zde byly zprostředkovány dosažené výsledky uvedené v další části této kapitoly. V programu Atena 2D bylo také snahou určit maximální hodnotu užitného zatížení, kterou je stopní panel schopný přenést, než dojde k vyčerpání únosnosti materiálu a k jeho porušení.

Pro jednotlivé sady lehkých betonů s vlákny a bez vláken jsou limitní hodnoty užitného zatížení a k nim příslušné svislé deformace uvedeny v **Tab. 25**. Graficky jsou výsledky znázorněny na **Obr. 59**.

Tab. 25 Limitní hodnoty zatížení stopních panelů

	LB referenční	LB 2/0,5/0,5	LB 4/1/1	LB 6/1,5/1,5
Limitní užitné zatížení [kN/m]	33,0	39,6	44,0	45,0
Svislá deformace [mm]	225	129	156	136

Porovnáme – li údaje získané z počítačové analýzy, můžeme konstatovat, že k úplnému porušení konstrukce dojde u každého z betonů v jiný okamžik. Porušení konstrukce z referenčního železobetonu nastane při intenzitě zatížení 33 kN/m. Únosnost stropního panelu se postupně zvyšuje s vyšší dávkou polypropylenových vláken. Stropní železobetonová konstrukce přenese až o 36 % více užitného zatížení v případě lehkého betonu s nejvyšším přídavkem rozptýlené výztuže. Můžeme říci, že u modelu s 9 kg dávkou vláken, kde 6 kg tvoří vlákna se staticky nosnou funkcí, je využití pro konstrukční účely nejefektivnější.



Obr. 59 Graf závislosti užitného zatížení na svislé defromaci stropního panelu

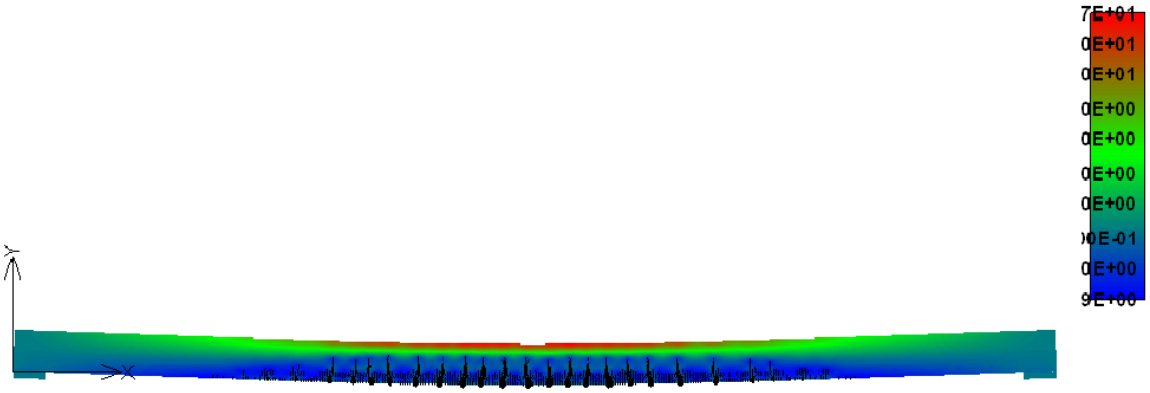
V další etapě numerické analýzy bylo zvoleno užitné zatížení 1 kN/m a počet výpočtových kroků 40 – 50 podle vlastností zvoleného materiálu. Během výpočtu byla stropní konstrukce postupně zatěžována až do porušení. V **Tab. 26** jsou pro porovnání uvedeny výpočtové kroky lehkých betonů s vlákny a bez vláken společně s průhyby vyhovujícími normové hodnotě a příslušné intenzity užitných zatížení. Do tabulky bylo uvedeno i maximální rozevření trhlin v daném zatěžovacím výpočtovém kroku.

Tab. 26 Přehled dosažených výsledků z numerické analýzy

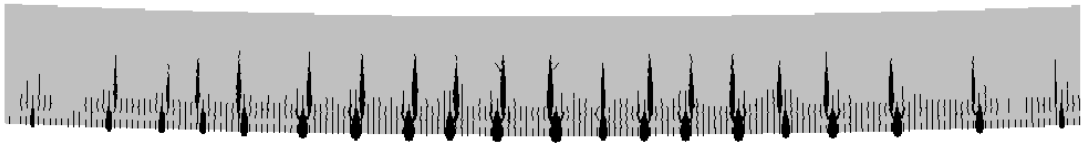
	LB referenční	LB 2/0,5/0,5	LB 4/1/1	LB 6/1,5/1,5
Výpočtový krok x	13	20	20	19
Užitné zatížení q_x [kN/m]	14	21	21	20
Průhyb w_x [mm]	14,42	14,73	14,37	14,74
Normová limitní hodnota průhybu w_{lim} [mm]	15,5	15,5	15,5	15,5
Maximální rozevření trhlin [mm]	0,1134	0,0181	0,0109	0,0096

Počet výpočtových kroků nutných k dosažení limitního průhybu byl pro lehké betony závislý na množství použité rozptýlené výztuže. Nejnižší intenzitu užitného zatížení přenesl stropní panel vyrobený z lehkého referenčního betonu vyztužený betonářskou výztuží. U konstrukcí z vláknobetonu byla hodnota dosaženého zatížení přibližně o 50 % vyšší, než v případě referenční směsi.

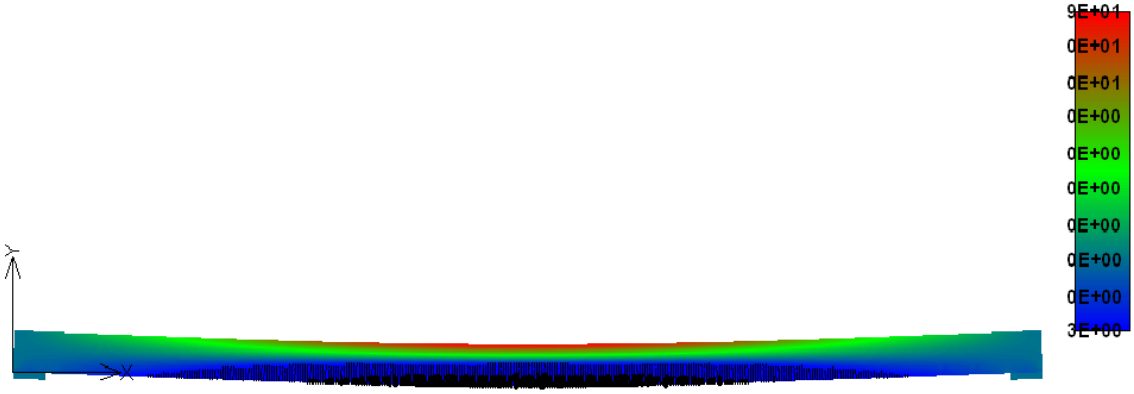
Velikost rozevření trhlin klesalo se zvyšující se dávkou vláken. Polypropylenová vlákna Forta Ferro napomohla v přenosu zatížení a měla pozitivní vliv na vznik a šíření trhlin v cementové matrici. Na následujících obrázcích (**Obr. 60 – Obr. 67**) jsou vidět jednotlivé průhyby nosníků z betonů s vlákny a bez vláken. K jednotlivým cementovým kompozitům jsou přiřazeny detaily rozevření trhlin zjištěné v polovině rozpětí.



Obr. 60 Průhyb w_{13} - beton refererenční

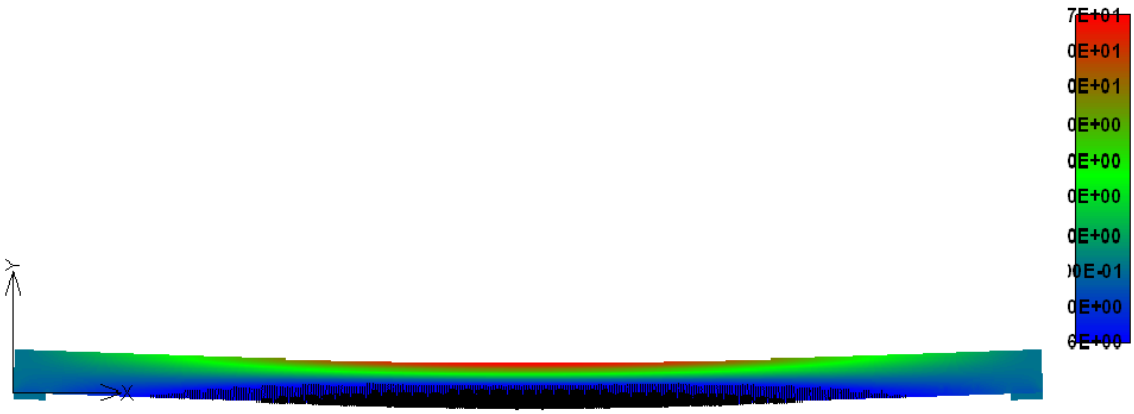


Obr. 61 Detail rozevření trhlin – beton refererenční



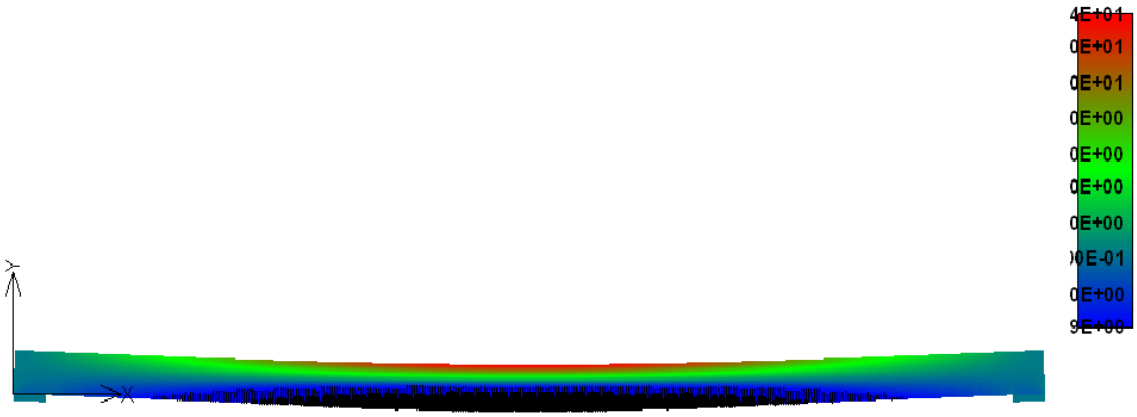
Obr. 62 Průhyb w_{20} - beton 2/0,5/0,5

Obr. 63 Detail rozevření trhlin – beton 2/0,5/0,5

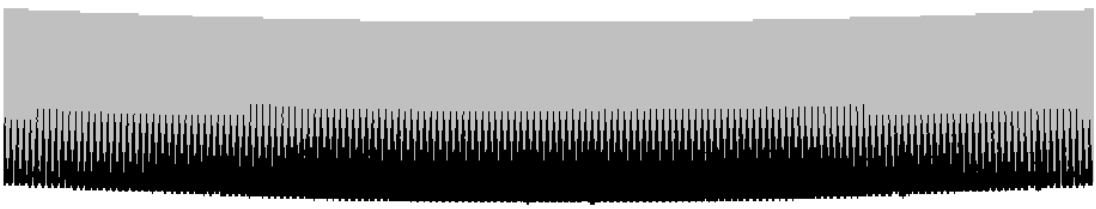


Obr. 64 Průhyb w_{20} - beton 4/1/1

Obr. 65 Detail rozevření trhlin – beton 4/1/1



Obr. 66 Průhyb w_{19} - beton 6/1,5/1,5



Obr. 67 Detail rozevření trhlin – beton 6/1,5/1,5

5.4 Závěr statické části

V této kapitole budou vzájemně porovnány výsledky z kapitol ***5.1***, ***5.2*** a ***5.3***. Průhyby vypočtené podle ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28] s normovými a experimentálními hodnotami budou posouzeny s výsledky získanými z numerické analýzy v programu Atena 2D. V obou dvou případech se při posuzování stropní konstrukce vycházelo ze stejného statického schématu tj. z prostě uloženého nosníku zatíženého spojitým rovnoměrným zatížením.

V kapitole ***5.1*** byla provedena lineárně pružná analýza stropní nosné konstrukce podle ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28], u které byly použity normové parametry lehkého betonu. Posuzovaný stropní panel vyhověl požadavkům normy na MSÚ a MSP. Limitní průhyb stanovený technickým předpisem odpovídá hodnotě w_{lim} = 15,5 mm. Skutečný průhyb při tloušťce desky t = 150 mm a při působení užitného zatížení o velikosti q = 5 kN/m je w = 15,48 mm.

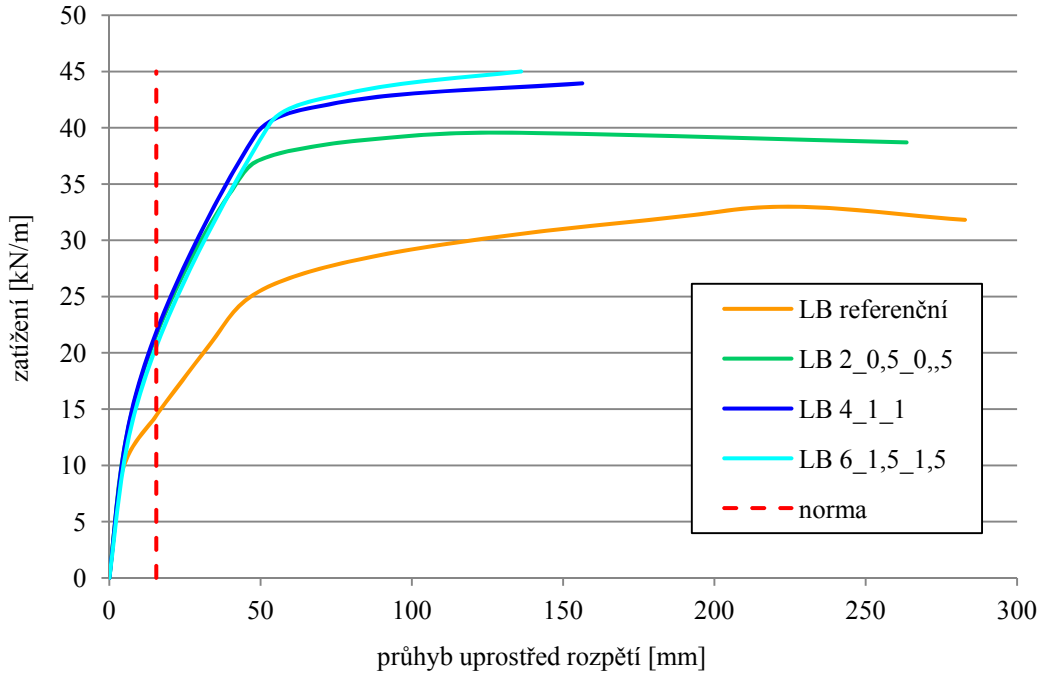
V případě stropního panelu, u kterého byly pro statické posouzení použity materiálové charakteristiky zjištěné laboratorním měřením, došlo v případě kritéria obecné použitelnosti k překročení limitní normové hodnoty průhybu, a daná konstrukce nevyhověla požadavkům na MSP. Porovnáme – li výslednou hodnotu průhybu vypočtenou z materiálových parametrů stanovených normou, s hodnotou průhybu stanovenou na základě skutečných materiálových vlastností zjištěných laboratorním zkoušením je patrné, že na výpočet měl značný vliv modul pružnosti betonu s pórovitým kamenivem E_{lcm}.

Pro pevnostní třídu lehkého betonu LC 60/66 norma ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28] uvádí postup výpočtu modulu pružnosti, který je závislý na objemové hmotnosti lehkého betonu a na modulu pružnosti betonu obyčejného se srovnatelnou pevnostní třídou. Postup výpočtu je uveden v kapitole ***5.1.5***. Hodnota modulu pružnosti dle výpočtu z normy je pro LC60/66 37,245 GPa, kdežto modul pružnosti stanovený experimentální analýzou dosáhl hodnoty 26 GPa. Nižší hodnota modulu pružnosti způsobila, že stropní konstrukce nevyhověla požadavkům normy.

Výpočet v softwaru Atena 2D proběh na základě nelineární analýzy konstrukce, kde se vycházelo z metody konečných prvků. V případě referenčního betonu došlo k vyčerpání pevnosti betonu při průhybu w = 225 mm. U vláknobetonů se hodnota průhybu pohybovala průměrně okolo w = 140 mm. Užitné zatížení dosáhlo téměř desetinásobku intenzity zatížení, uvažovaném v posudku dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28]. Vygenerované

výsledky ukázali, že nejefektivněji přenesla účinky užitného zatížení dávka s nejvyšším množstvím konstrukčních nosných vláken.

Na **Obr. 68** je uvedeno vzájemné porovnání výsledků dosažených průhybů z numerické analýzy s limitní hodnotou stanovenou dle požadavků normy ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28], která je w_{lim} = 15,5 mm.



Obr. 68 Porovnání výsledků

6 Závěr diplomové práce

Cílem diplomové práce bylo prozkoumat problematiku uplatnění polypropylenové rozptýlené výztuže u lehkých konstrukčních betonů a určit jaký vliv mají aplikovaná vlákna na výsledné chování a materiálové charakteristiky cementových kompozitů. Podle zásad pro vypracování diplomové práce bylo uskutečněno vlastní laboratorní měření a na základě zjištěných údajů byl proveden teoretický návrh a výpočet nosné konstrukce. Pro statické posouzení byl zvolen prefabrikovaný stropní panel o délce 4,0 m, šířce 1,0 m a výšce 0,15 m s hmotností 1 290 kg.

V praktické části byly provedeny pilotní experimenty, které byly zaměřeny na ověření chování lehkých konstrukčních betonů s přídavkem kombinace vláken Forta Ferro různých délek a hmotnostních dávek. Při experimentální analýze byly stanoveny fyzikálně mechanické vlastnosti cementových kompozitů společně s lomovými parametry. Vliv vláken na výsledné materiálové charakteristiky cementových kompozitů je shrnut v kapitole ***4.6***.

Porovnáme – li dosažené výsledky pomocí více kritérií, můžeme konstatovat, že nejefektivnější využití rozptýlené výztuže v cementové matrici je u hmotnostní kombinace s označením 4/1/1. Optimální dávka vláken byla určena z pohledu technologie výroby, zpracování a ukládání čerstvého betonu do konstrukce, dále pak z hlediska nosné a protismršťovací funkce vláken v cementové matrici a v neposlední řadě byla uvažována také cena použitého materiálu.

Stropní konstrukce z lehkého betonu posuzovaná dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 [28] s normovými hodnotami vyhověla požadavkům normy na MSÚ a MSP. Tentýž prefabrikovaný stropní panel posuzovaný s hodnotami získanými z laboratorního měření vyhověl pouze na MSÚ. Při posouzení na MSP u kritéria obecné použitelnosti limitní podmínku průhybu nesplnil. Na výslednou hodnotu průhybu měl značný vliv modul pružnosti lehkého betonu. Z výpočtu je zřejmé, že moduly pružnosti pro lehké konstrukční betony uvedené v normě dostatečně nevypovídají o skutečných deformačních parametrech materiálu a pro statický posudek konstrukcí z betonu s pórovitým kamenivem by bylo vhodné provést vlastní měření, které by zaručilo přesnější údaje o daném materiálu.

Numerická analýza v programu Atena 2D ukázala, že únosnost stropního panelu roste s vyšší dávkou rozptýlené výztuže. Přídavek vláken do cementové matrice zaručil zvýšení houževnatosti betonu. Vznikla tak rezerva pro užitné zatížení pohybující se zhruba v rozmezí 6 – 12 kN/m v porovnání s referenčním betonem. Zaznamenané rozevření trhlin

v průběhu zatěžování klesalo s vyšší dávkou polypropylenových vláken. Obecně lze říci, že vlákna měla pozitivní vliv na únosnost nosné konstrukce a na vznik a rozvoj trhlin v cementové matrici.

V dnešní době, kdy je ekonomické hledisko a úspora energie velice diskutovaným tématem, je využití lehkých konstrukčních betonů velice efektivní. Lehký konstrukční beton s vlákny či bez vláken je možné uplatnit při bytové, průmyslové či mostní výstavbě. Díky pórovitému kamenivu a rozptýlené výztuži získávají konstrukce z lehkého betonu specifické vlastnosti, kterých je využíváno převážně pro projekci z hlediska statiky. Konstrukční prvky mají výrazně nižší hmotnost a vyšší tepelně izolační vlastnosti v porovnání s betonem obyčejným. Lze říci, že použití stropních panelů z lehkého betonu s rozptýlenou výztuží u bytové či průmyslové výstavby zaručí vyšší únosnost a snížení prostupu tepla stropem. Dále se pak aplikace této technologie pozitivně projeví při akustickém posudku objektu. Úspora materiálu je znatelná například i při montáži, kdy se ušetří náklady na zvedací mechanismus. Nevýhodou lehkého betonu je nutnost odborného zpracování na stavbě, proto je výhodnější volit prefabrikované dílce, které je možné nechat vyrobit na míru dle potřeb zákazníka.

7 Seznam obrázků

Obr. 1 Prefabrikované betonové schodiště [52] 11

Obr. 2 Přírodní pórovité kamenivo zleva: *pemza, tufy a tufity* [40], [54] 14

Obr. 3 Umělé pórovité kamenivo z průmyslových odpadů zleva: 15

Obr. 4 Umělé pórovité kamenivo vyrobené zvláštní technologií zleva: 16

Obr. 5 Liapor - struktura zrna [53] 17

Obr. 6 Liapor - závislost pevnosti v tlaku na sypné hmotnosti [49] 18

Obr. 7 Liapor – průběh nasákávání a vysychání [49] 18

Obr. 8 Liapor – závislost součinitele tepelné vodivosti na sypné hmotnosti [49] 19

Obr. 9 Lávka přes Vltavu v Českých Budějovicích [36] 24

Obr. 10 Protihluková stěna [51] 24

Obr. 11 Polypropylenová vlákna Forta Ferro [45] 26

Obr. 12 Dálniční tunel Klimkovice u Ostravy [57] 29

Obr. 13 Rozlití čerstvého betonu [10] 30

Obr. 14 Ultrazvukový přístroj TICO a místa měření doby průchodu UZ vlnění [10] ... 31

Obr. 15 Základní způsoby prozvučování při měření ultrazvukem zleva: *přímé, polopřímé, nepřímé* [7] 31

Obr. 16 Způsoby podepření trámce při určování vlastní frekvence zleva: *podélná f_L, příčná f_f a kroutivá f_t* [3] 32

Obr. 17 Uspořádání zkoušky pevnosti v tlaku [2] 32

Obr. 18 Uspořádání zkoušky pevnosti v příčném tahu [2] 33

Obr. 19 Uspořádání zkoušky při stanovení statického modulu pružnosti v tlaku [10] .. 33

Obr. 20 Uspořádání zkoušky při tříbodovém ohybu [10] 34

Obr. 21 Uspořádání zkoušky při čtyřbodovém ohybu [10] 35

Obr. 22 Pracovní diagram kvazikřehkého materiálu [9] 36

Obr. 23 Diagram zatížení – posun 37

Obr. 24 Geometrie a schéma zkoušky tříbodovým ohybem [8]. 38

Obr. 25 Závislost mezi napětím a přetvořením pří jednoosém namáhání betonu [9] 41

Obr. 26 Směry napětí a přetvoření u fixovaných trhlin [10] 42

Obr. 27 Směry napětí a přetvoření u rotovaných trhlin [10] 42

Obr. 28 Dávkování polypropylenových vláken na pórovité kamneivo Liapor 44

Obr. 29 Rozptýlení polypropylenových vláken po 2 minutách míchání 45

Obr. 30 Vliv kombinace vláken na objemovou hmotnost lehkého betonu 48

Obr. 31 Vliv kombinace vláken na pevnost betonu v tlaku 50
Obr. 32 Vliv kombinace vláken na pevnost v příčném tahu 51
Obr. 33 Dynamický modul pružnosti v tlaku – ultrazvuková impulzní metoda 53
Obr. 34 Dynamický modul pružnosti v tlaku – rezonanční metoda 53
Obr. 35 Statický modul pružnosti v tlaku 53
Obr. 36 Statický modul pružnosti v ohybu 55
Obr. 37 Statický modul přetvárnosti v ohybu 55
Obr. 38 Monitoring rozvoje trhlin při zkoušce čtyřbodovým ohybem 56
Obr. 39 Zatěžovací diagramy – lehký beton referenční 57
Obr. 40 Zatěžovací diagramy – lehký beton 2/0,5/0,5 57
Obr. 41 Zatěžovací diagramy – lehký beton 4/1/1 58
Obr. 42 Zatěžovací diagramy – lehký beton 6/1,5/1,5 58
Obr. 43 Porovnání zatěžovacích diagramů vláknobetonů 59
Obr. 44 Hledaný přechod mezi nelineární a lineární oblastí 61
Obr. 45 Detail lineární oblasti bodů se spojnicí trendu 62
Obr. 46 Program StiCrack – webové rozhraní 63
Obr. 47 Lomová houževnatost cementových kompozitů 66
Obr. 48 Lomová práce cementových kompozitů 66
Obr. 49 Lomová energie cementových kompozitů 66
Obr. 50 Účinné rozpětí 70
Obr. 51 Statické schéma – prostý nosník 71
Obr. 52 Statické schéma – zatížení 72
Obr. 53 Statické schéma – návrhové hodnoty vnitřních sil 73
Obr. 54 Průřez stropní desky 74
Obr. 55 Ideální průřez bez trhlin 79
Obr. 56 Ideální průřez s trhlinami 80
Obr. 57 Model stropní konstukce a detaily vygenerované sítě konečných prvků 100
Obr. 58 Ukázka ZS4 – spojité zatížení 100
Obr. 59 Graf závislosti užitného zatížení na svislé defromaci stropního panelu 102
Obr. 60 Průhyb w_{13} - beton refererenční 104
Obr. 61 Detail rozevření trhlin – beton refererenční 104
Obr. 62 Průhyb w_{20} - beton 2/0,5/0,5 104
Obr. 63 Detail rozevření trhlin – beton 2/0,5/0,5 104
Obr. 64 Průhyb w_{20} - beton 4/1/1 105

Obr. 65 Detail rozevření trhlin – beton 4/1/1 105
Obr. 66 Průhyb w_{19} - beton 6/1,5/1,5 105
Obr. 67 Detail rozevření trhlin – beton 6/1,5/1,5 105
Obr. 68 Porovnání výsledků 107

8 Seznam tabulek

Tab. 1 Fyzikálně – mechanické charakteristiky frakcí kameniva Liapor [50] 17
Tab. 2 Liapor – chemické složení zrn [49] 19
Tab. 3 Třídy objemových hmotností lehkých betonů [29] 21
Tab. 4 Pevnostní třídy lehkých betonů [29] 22
Tab. 5 Pevnostní a deformační charakteristiky lehkého betonu [28] 23
Tab. 6 Fyzikální a mechanické vlastnosti vláken Forta Ferro [45] 27
Tab. 7 Receptura čerstvého betonu 44
Tab. 8 Výsledné hodnoty průměrného rozlití a objemové hmotnosti čerstvého betonu 46
Tab. 9 Stejnorodost cementových kompozitů podle ČSN 732011 [32] 47
Tab. 10 Kvalita zhutnění zkušebních těles cementových kompozitů 47
Tab. 11 Výsledné hodnoty objemových hmostností cementových kompozitů 48
Tab. 12 Výsledné hodnoty krychelných pevnostní betonu v tlaku 49
Tab. 13 Výsledné hodnoty pevností betonu v příčném tahu 50
Tab. 14 Výsledné hodnoty dynamických modulů pružnosti v tlaku – UZ metoda 52
Tab. 15 Výsledné hodnoty dynamických modulů pružnosti v tlaku – rezonanční metoda 52
Tab. 16 Výsledné hodnoty statických modulů pružnosti v tlaku 52
Tab. 17 Výsledné hodnoty statických modulů pružnosti v ohybu 54
Tab. 18 Výsledné hodnoty statických modulů přetvárnosti 54
Tab. 19 Síla – posun 59
Tab. 20 Výsledné hodnoty lomové houževnatosti – K_{Ice} 64
Tab. 21 Výsledné hodnoty lomové práce – $W_{F,m}$ 64
Tab. 22 Výsledné hodnoty lomové energie – $G_{F,m}$ 64
Tab. 23 Výpočet celkového zatížení 71
Tab. 24 Výpočet celkového zatížení – experimentální parametry 86
Tab. 25 Limitní hodnoty zatížení stopních panelů 101
Tab. 26 Přehled dosažených výsledků z numerické analýzy 102

9 Seznam knih, časopisů a monografií

[1] ADÁMEK, J. *Stavební látky. Modul BI01 - M01: Struktura a vlastnosti stavebních látek.* Brno: VUT, Fakulta stavební, [2006?]. 47 s.

[2] ADÁMEK, J. *Stavební látky. Modul BI01 - M03: Beton.* Brno: VUT, Fakulta stavební, [2006?]. 49 s.

[3] ANTON, O. *Zkušebnictví a technologie. Modul BI02 - M04: Laboratorní cvičení.* Brno: VUT, Fakulta stavební, [2006?]. 64 s.

[4] BENTUR, A., MINDESS, S. *Fibre reinforced cementitious composites.* London: Elsevier Applied Science, 1990. 449 s. ISBN 18-516-6393-2.

[5] CIKRKE, P., ANTON, A., DANĚK, P., KUCHARCZYKOVÁ, B., MISÁK, P. *NDT zkoušení ve stavebnictví.* Brno: VUT, Fakulta stavební, 2010. ISBN 978 – 80 – 214 – 4198 – 9.

[6] COLLEPARDI, M. *Moderní beton*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. 342 s.

ISBN 978-808-7093- 757.

[7] HOBST, L., ADÁMEK, J., CIKRLE, P., SCHMID, P. *Diagnostika stavebních konstrukcí.* Brno: VUT, Fakulta stavební, 2005. 124 s.

[8] KARIHALOO, B. L. *Fractuce mechanics and structural concrete.* England: Longman Pub Group (červenec 1995), 1995. ISBN 058221582X.

[9] KERŠNER, Z., PUKL, R., NOVÁK, D., *Vybrané stati z nosných konstrukcí budov. Modul BL13 – M03: Nelineární mechanika pro modelování prvků a konstrukcí z kvazikřehkých materiálů.* Brno: VUT, Fakulta stavební, 2006. 64 s.

[10] KUCHARCZYKOVÁ, B. *Analýza vlivu vlastností lehkého konstrukčního betonu z pórovitého kameniva na jeho využití v nosných betonových konstrukcích: disertační práce*. Brno, 2008. 116 s. VUT Brno. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí disertační práce prof. Ing. Jiří Adámek, CSc.

[11] MÁLEK, J. *Zatěžovací zkouška a statické posouzení stropní ŽB konstrukce 1. Poloviny 20. století: diplomová práce*. Brno, 2012. 132 s. VUT Brno. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí diplomové práce Ing. Petr Žítt.

[12] NOVOTNÁ, A. *Experimentální analýza vlastností cementových kompozitů vyztužených vlákny: bakalářská práce.* Brno, 2011, 75 s., 7 s. příl. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí bakalářské práce Ing. Barbara Kucharczyková, Ph.D.

[13] SCHMID, P. *Zkušebnictví a technologie. Modul BI02 - M02: Stavební zkušebnictví.* Brno: VUT, Fakulta stavební, [2006?]. 49 s.

[14] STIBOR, Miroslav. *Lomové parametry kvazikřehkých materiálů a jejich určování: disertační práce k získání akademického titulu Doktor (Ph.D.) ve studijním programu (oboru) Stavební mechaniky*. Brno: Vysoké učení technické, 2007. 233 str., il.;. Dizertační práce.

[15] ŠMERDA, Z., VÍTEK, B. *Konstrukční lehký beton.* Praha: SNTL, 1976. 170 s

[16] VESELÝ, Václav. *Parametry betonu pro popis lomového chování: disertační práce k získání akademického titulu Doktor (Ph.D.) ve studijním programu (oboru Stavební mechanika.* Brno: Vysoké učení technické, 2007. 212 str., il.;. Dizertační práce.

[17] VODIČKA, J., VESELÝ, V., KRÁTKÝ, J. Specifika z technologie vláknobetonu. *Beton – technologie, konstrukce, sanace,* 2010, č. 2, s. 38 – 42. ISSN 1213 – 3116.

10 Seznam norem

[18] ČSN EN 1097. *Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva*, ČNI, Praha, 2001.

[19] ČSN EN 12350 – 5. *Zkouška čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím.* ČNI, Praha, 2009. 12 s.

[20] ČSN EN 12350 – 6. *Zkoušení čerstvého betonu - Část 6: Objemová hmotnost.* ČNI, Praha, 2009. 12 s.

[21] ČSN EN 12390 – 2. *Zkoušení ztvrdlého betonu – část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevností.* ČNI, Praha, 2009. 8 s.

[22] ČSN EN 12390 – 3. *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles.* ČNI, Praha, 2009. 20 s.

[23] ČSN EN 12390 – 6. *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles.* ČNI, Praha, 20109. 12 s.

[24] ČSN EN 12390 – 7. *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu.* ČNI, Praha, 2009. 12 s.

[25] ČSN EN 12504 – 4. *Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulzu.* ČNI, Praha, 2005. 16 s.

[26] ČSN EN 13055 – 1. *Pórovité kamenivo – Část1: Pórovité kamenivo do betonu, malty a injektáží malty*, ČNI, Praha, 2004. 36 s.

[27] ČSN EN 14889. *Vlákna do betonu – Část 2: Polymerová vlákna – Definice, specifikace a shoda.* ČNI, Praha, 2007. 20 s.

[28] ČSN EN 1992 – 1 – 1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* ČNI, Praha, 2006. 210 s.

[29] ČSN EN 206 – 1. *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.* ČNI, Praha, 2001. 72 s.

[30] ČSN ISO 6784. *Beton. Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku.* ČNI, Praha, 1993. 8 s.

[31] ČSN 73 1372. *Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu.* ČNI, Praha, 2012. 16 s.

[32] ČSN 73 2011. *Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií*. ÚNMZ, Praha, 1988. 36 s.

[33] ČSN 73 6174. *Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem.* ČNI, Praha, 1994. 8 s.

[34] PN ČMB 01 – 2008. *Vláknobeton (FC) – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.* Českomoravský beton, a.s., 2008. 16 s.

[35] TP FC 1 – 1. *Technické podmínky 1: Vláknobeton – Část 1 Zkoušení vláknobetonu – Vyhodnocení destruktivních zkoušek a stanovení charakteristického pracovního diagramu vláknobetonu pro navrhování vláknobetonových konstrukcí*: Českomoravský beton, a.s., 2007. 34 s.

11 Seznam internetových zdrojů

[36] *A1sro.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-11-27]. Dostupné z WWW: <http://www.google.cz/imgres?um=1&hl=cs&tbo=d&rlz=1C1GGGE_csCZ496CZ497&biw=1920&bih=892&tbm=isch&tbnid=Ket1BjeJ0uq4jM:&imgrefurl=http://www.a1sro.cz/%3F%26art%3D52%26art%3D50&docid=gZ7Ss45CSJOU_M&imgurl=http://www.a1sro.cz/obrazky/galerie/dlouha_03.jpg&w=750&h=600&ei=_fi0UJSJCI3HtAbmm4GoAw&zoom=1&iact=rc&dur=221&sig=105160068654299992157&page=1&tbnh=140&tbnw=185&start=0&ndsp=48&ved=1t:429,r:11,s:0,i:115&tx=75&ty=95 >.

[37] *All.biz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Škvára. Dostupné z WWW: < http://www.ua.all.biz/cs/g994695/ >.

[38] *Cervenka.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-10-20]. Červenka consulting. Dostupné z WWW: < http://www.cervenka.cz/ >.

[39] *Ceskefirmy.com* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Tisková zpráva. Dostupné z WWW: < http://www.ceskefirmy.com/tiskove-zpravy/v-tunelu-v-klimkovicich-byl-pouzit-specialni-beton/ >.

[40] GOTTFRIED, P. *Demarmi.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Stavební a přírodní kámen. Dostupné z WWW: < http://www.demarmi.cz/rubriky/stavebni-a-prirodni-kamen/kamen-z-tater/ >.

[41] *Gts.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. StiCrack. Dostupné z WWW: <http://ashtray.jz.gts.cz/~smsti/StiCrack.php?type=3PB. >.

[42] *Ifstroy.ru* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Agloporit. Dostupné z WWW: < http://www.google.cz/imgres?q=agloporit&um=1&hl=cs&sa=N&tbo=d&biw=1920&bih=754&tbm=isch&tbnid=IExIB27Z9n7x7M:&imgrefurl=http://ifstroy.ru/katalog-produktsii/13-prochie-materialy/26-agloporit&docid=mAV3QBHEGv7lfM&imgurl=http://ifstroy.ru/images/agloporit.jpg&w=533&h=400&ei=plfrUP_sG62b1AWz6oDwAw&zoom=1&iact=rc&dur=3&sig=109192931367151198305&page=1&tbnh=142&tbnw=191&start=0&ndsp=42&ved=1t:429,r:0,s:0,i:88&tx=114&ty=79 >.

[43] *Ireferaty.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Pórovité kamenivo. Dostupné z WWW: < http://ireferaty.cz/306/2867/Porovite-kamenivo >.

[44] *Kamena.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Prodej a výroba drtí. Dostupné z WWW: < http://www.kamena.cz/50348-prodej-drti/ >.

[45] KREJČÍ, J. *Emzet.cz* [online]. c2004, [cit. 2011-02-26]. Vlákna forta - produkty. Dostupné z WWW:

< http://www.emzet.cz/download/produkty/FORTABROZCZ.pdf >.

[46] *Liastrop.cz* [online]. c2011, [cit. 2012-12-08]. Dostupné z WWW: < http://www.liastrop.cz/dokumenty/prirucka_stropy_2011.pdf >.

[47] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-12-08]. Liapor. Dostupné z WWW:

< http://www.liapor.cz/cz/lehky-keramicky-beton- liaporbeton >.

[48] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-12-08]. Liapor. Dostupné z WWW:

<http://www.liapor.cz/liapor_tisk/2006/beton/ASB_05.pdf >.

[49] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-12-08]. Liapor. Dostupné z WWW: < http://www.liapor.cz/cz/ >.

[50] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-12-08]. Liapor. Dostupné z WWW:

< http://geologie.vsb.cz/loziska/suroviny/kamenivo.html#umelek >.

[51] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-11-27]. Protihlukové stěny Liadur. Dostupné z WWW:

< http://www.liapor.cz/cz/protihlukove-steny-liadur >.

[52] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2010, [cit. 2012-11-27]. Prefabrikované betonové schodiště Liapor. Dostupné z WWW: < http://www.liapor.cz/cz/prefabrikovane-betonove-schodiste >.

[53] LNĚNIČKA, P., PODHORSKÝ, L. *Liapor.cz* [online]. c2011, [cit. 2012-12-08]. Keramické kamenivo Liapor. Dostupné z WWW:

< http://www.liapor.cz/cz/keramicke-kamenivo-liapor#technicke-info >.

[54] POTŮČEK, J. *Darkotipy.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Přírodní lávová pemza. Dostupné z WWW:

< http://www.darkotipy.cz/darky/4541-prirodni-lavova-pemza.html#prettyPhoto >.

[55] PTÁČEK, P. *Wz.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Pozemní stavitelství. Dostupné z WWW: < http://www.pozemni-stavitelstvi.wz.cz/bek26.php >.

[56] *Topky.sk* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Výživné podne substráty. Dostupné z WWW:

< http://urobsisam.topky.sk/zahrada/uzitkova-zahrada/vyzivne-podne-substraty1413.html>.

[57] *Realit.cz* [online]. c2012, [cit. 2012-12-08]. Dostupné z WWW: < http://www.realit.cz/clanek/mezi-dopravnimi-stavbami-zabodovala-i-estakada-v-praze >.

12 Seznam použitých zkratek a symbolů

Velká písmena latinské abecedy

2D	dvojrozměrný
3D	trojrozměrný
A	průřezová plocha
A_c	průřezová plocha betonu
A_{st}	průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{st,\ min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže
Atena	název výpočetního programu
B	šířka trámce u lomové zkoušky
CEM	cement
D	třída objemové hmotnosti lehkého betonu
DTK	drobné těžené kamenivo
E_{Icm}	sečnový modul pružnosti lehkého betonu
E_s	návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli
F	označení rozlití čerstvého betonu z anglického Flowtest
F	síla
FF	polypropylenová vlákna Forta Ferro
G_f	lomová energie
K_{Ice}	lomová houževnatost
L	délka vzorku u lomové zkoušky
LC	Lightweight Concrete = lehký beton
M_{ed}	návrhová hodnota ohybového momentu
M_{ek}	charakteristická hodnota ohybového momentu
MKP	metoda konečných prvků
MSP	mezní stav použitelnosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
TICO	přístroj pro měření rychlosti šíření UZ vlnění
UZ	ultrazvukové, ultrazvukový
ÚSTM	Ústav stavební mechaniky
V_{ed}	návrhová hodnota posouvající síly
V_{ek}	charakteristická hodnota posouvající síly
W	výška průřezu u lomové zkoušky
W_f	lomová práce

Malá písmena latinské abecedy

a_0	hloubka zářezu trámce
b	šířka průřezu

$f_{ck,cube}$	charakteristická krychelná pevnost
$f_{ck,cyl}$	charakteristická válcová pevnost
f_{lcd}	návrhová válcová pevnost lehkého betonu v tlaku ve stáří 28 dní
f_{lck}	charakteristická válcová pevnost lehkého betonu v tlaku ve stáří 28 dní
f_{lctm}	průměrná hodnota pevnosti lehkého betonu v dostředném tahu
f_f	vlastní frekvence příčná
f_L	vlastní frekvence podélná
f_t	vlastní frekvence kroutivá
f_{yd}	návrhová mez kluzu betonářské výztuže
f_{yk}	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
q_k	charakteristická hodnota užitného zatížení
w	průhyb
x	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačeného okraje
z_c	rameno vnitřních sil

Malá písmena řecké abecedy

α_{lcc}	součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování
γ_g	dílčí součinitel stálého zatížení
γ_q	dílčí součinitel užitného zatížení
γ_s	dílčí součinitel betonářské výztuže
γ_c	dílčí součinitel betonu
ε_{lcu3}	mezní poměrné přetvoření lehkého betonu
ρ	objemová hmotnost lehkého betonu
v	variační koeficient
η_1	součinitel pro stanovení pevnosti v tahu
η_E	převodní součinitel pro výpočet modulu pružnosti
φ	součinitel dotvarování
Ψ_2	součinitel pro kombinace zatížení

13 Seznam příloh

P1.1 Vstupní hodnoty – fyzikální parametry (homogenita)

P1.2 Vstupní hodnoty – fyzikální parametry (kvalita zhutnění)

P2 Vstupní hodnoty – pevnostní parametry (pevnost v tlaku, pevnost v příčném tahu)

P3.1 Vstupní hodnoty – deformační parametry (modul pružnosti v tlaku)

P3.2 Vstupní hodnoty – deformační parametry (modul pružnosti a přetvárnosti v ohybu)

P4 Vstupní hodnoty – lomové parametry

P5 Schéma výztuže stropního prefabrikovaného panelu

Příloha P1.1

Vstupní hodnoty – fyzikální parametry

Homogenita[1]

Pevnost v tlaku				
ozn.	LB ref [MPa]	LB 2/0,5/0,5 [MPa]	LB 4/1/1 [MPa]	LB 6/1,5/1,5 [MPa]
KA1	82,01	81,61	83,05	80,27
KA2	81,05	79,95	84,03	78,51
KA3	81,65	80,28	84,05	79,75

Pevnost v tahu				
ozn.	LB ref [MPa]	LB 2/0,5/0,5 [MPa]	LB 4/1/1 [MPa]	LB 6/1,5/1,5 [MPa]
KA1	2,43	3,85	3,46	4,58
KA2	3,24	4,05	3,96	4,61
KA3	2,70	3,91	3,88	4,52

Průměrná rychlost šíření UZ vln				
ozn.	LB ref [MPa]	LB 2/0,5/0,5 [MPa]	LB 4/1/1 [MPa]	LB 6/1,5/1,5 [MPa]
T1	4 177	4 166	4 156	4 207
T2	4 191	4 175	4 124	4 193
T3	4 209	4 183	4 157	4 184
T4	4 226	4 218	4 132	4 169
T5	4 225	4 155	4 158	4 189
T6	4 208	4 168	4 118	4 203
T7	4 197	4 156	4 141	4 178
T8	4 211	4 111	4 156	4 164
T9	4 190	4 083	4 158	4 172

Objemová hmotnost				
ozn.	LB ref [MPa]	LB 2/0,5/0,5 [MPa]	LB 4/1/1 [MPa]	LB 6/1,5/1,5 [MPa]
KA1	1 917	1 932	1 932	1 958
KA2	1 944	1 927	1 927	1 951
KA3	1 925	1 931	1 938	1 943

[1] Homogenita byla stanovena dle ČSN 73 2011 [32]

Příloha P1.2

Vstupní hodnoty – fyzikální parametry

Kvalita zhutnění

Lehký beton – referenční							
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	Doba průchodu [μs]		
					1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
T1	97,99	100,24	399,32	7,464	95,3	95,4	96,1
T2	98,06	100,18	399,35	7,480	94,8	94,7	96,4
T3	99,75	100,04	399,84	7,634	94,5	94,2	96,3
T4	100,67	100,16	399,63	7,689	94,4	94,1	95,2
T5	99,01	100,50	399,53	7,798	94,2	94,2	95,3
T6	102,20	99,98	399,66	7,873	95,1	94,7	95,1
T7	97,04	100,52	399,78	7,461	95,3	94,7	95,8
T8	99,19	100,30	399,29	7,756	95,1	94,2	95,2
T9	97,41	99,81	399,27	7,484	94,7	95,1	96,1

Lehký beton – 2/0,5/0,5							
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	Doba průchodu [μs]		
					1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
T1	99,32	100,98	399,84	7,760	95,6	96,0	96,3
T2	103,32	101,70	399,96	8,097	96,7	94,9	95,8
T3	100,47	100,09	399,78	7,889	95,9	95,0	95,8
T4	98,75	101,35	399,50	7,771	95,0	96,2	93,0
T5	102,81	99,78	399,85	7,814	95,0	96,7	97,0
T6	100,53	99,76	400,85	7,787	95,7	95,8	97,0
T7	104,00	101,65	400,45	7,980	96,7	95,4	97,0
T8	101,48	100,34	400,93	7,815	96,8	96,8	99,0
T9	97,73	99,92	399,80	7,684	98,9	96,0	98,9

Lehký beton – 4/1/1							
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	Doba průchodu [μs]		
					1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
T1	103,73	100,14	400,35	8,052	97,5	95,8	95,7
T2	99,29	99,95	400,12	7,791	97,2	97,1	96,8
T3	101,40	99,82	400,19	7,883	96,8	95,9	96,1
T4	101,21	99,95	400,64	7,792	97,7	96,7	96,5
T5	99,04	100,10	402,18	7,704	96,8	97,7	95,7
T6	101,03	100,55	399,81	7,756	98,7	96,0	96,6
T7	97,87	99,99	400,86	7,735	96,8	96,8	96,8
T8	100,42	100,04	399,94	7,816	96,8	95,9	96,0
T9	99,24	100,23	400,31	7,710	96,6	96,3	95,9

Lehký beton – 6/1,5/1,5							
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	Doba průchodu [µs]		
					1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
T1	99,17	100,40	400,79	7,645	95,9	95,3	94,6
T2	101,61	100,36	400,16	7,799	94,9	95,6	95,8
T3	101,63	100,15	400,87	7,689	96,0	95,7	95,7
T4	99,82	100,06	399,95	7,569	95,9	96,0	95,9
T5	99,75	100,21	400,45	7,818	95,1	95,3	96,4
T6	99,79	100,37	399,83	7,782	95,6	94,9	94,9
T7	100,67	100,49	400,39	7,765	95,9	95,7	95,9
T8	100,11	100,25	399,64	7,758	96,0	96,0	95,9
T9	103,51	100,88	399,80	7,941	96,0	95,6	95,9

Příloha 2

Vstupní hodnoty – pevnostní parametry

Pevnost v tlaku[2], pevnost v příčném tahu [3] a objemová hmotnost[4]

Lehký beton – referenční											
pevnost v tlaku						pevnost v příčném tahu					
ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [KN]	m [kg]	ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [KN]	m [kg]
K1	149,66	149,28	150,59	1 832,1	6,497	K4	149,78	149,53	150,78	86,2	6,429
K2	149,58	149,47	149,63	1 812,2	6,564	K5	149,62	149,98	150,29	114,4	6,497
K3	149,61	149,35	149,98	1 824,5	6,521	K6	149,59	149,84	150,72	95,6	6,434

Lehký beton – 2/0,5/0,5											
pevnost v tlaku						pevnost v příčném tahu					
ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [kN]	m [kg]	ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [kN]	m [kg]
K1	149,61	149,80	149,62	1 828,9	6,486	K4	149,80	150,81	147,12	133,4	6,416
K2	149,66	149,69	152,92	1 791,2	6,568	K5	149,47	149,80	148,23	141,0	6,428
K3	149,77	149,84	150,26	1 801,5	6,499	K6	149,57	149,77	148,15	136,1	6,421

Lehký beton – 4/1/1											
pevnost v tlaku						pevnost v příčném tahu					
ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [kN]	m [kg]	ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [kN]	m [kg]
K1	149,66	149,67	150,59	1 860,2	6,519	K4	149,64	149,69	150,23	122,1	6,472
K2	149,98	149,58	150,35	1 885,2	6,475	K5	149,93	149,54	150,94	140,9	6,430
K3	150,06	149,64	150,29	1 887,3	6,488	K6	149,75	149,6	150,31	137,25	6,462

Lehký beton – 6/1,5/1,5											
pevnost v tlaku						pevnost v příčném tahu					
ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [kN]	m [kg]	ozn.	A [mm]	B [mm]	C [mm]	F [kN]	m [kg]
K1	150,02	149,80	147,20	1 804,0	6,504	K4	149,95	149,74	146,68	158,1	6,423
K2	150,24	149,72	149,63	1 766,1	6,513	K5	150,17	149,72	150,07	163,1	6,638
K3	150,22	149,69	149,12	1 793,2	6,507	K6	150,06	149,69	150,01	159,7	6,557

[2] Pevnost v tlaku byla stanovena dle ČSN EN 12390 – 3 [22]
[3] Pevnost v příčném tahu byla stanovena dle ČSN EN 12390 – 6 [23]
[4] Objemová hmotnost byla stanovena dle ČSN EN 12390 – 7 [24]

Příloha P3.1

Vstupní hodnoty – deformační parametry

Statický modul pružnosti v tlaku[5]

Lehký beton – referenční						
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	F1 [kN]	F2 [kN]
T1	97,99	100,24	399,32	7,464	724,7	240
T2	98,06	100,18	399,35	7,480	-	-
T3	99,75	100,04	399,84	7,634	-	-
T4	100,67	100,16	399,63	7,689	-	-

Pozn: F1 je síla pro odvození horního zatížení a F2 je kontrolní síla pro provedení zkoušky modulu v tlaku.

Lehký beton – 2/0,5/0,5						
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	F1 [kN]	F2 [kN]
T1	99,32	100,98	399,84	7,760	822,5	250
T2	103,32	101,70	399,96	8,097	-	-
T3	100,47	100,09	399,78	7,889	-	-
T4	98,75	101,35	399,50	7,771	-	-

Lehký beton – 4/1/1						
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	F1 [kN]	F2 [kN]
T1	103,73	100,14	400,35	8,052	762,4	200
T2	99,29	99,95	400,12	7,791	-	-
T3	101,40	99,82	400,19	7,883	-	-
T4	101,21	99,95	400,64	7,792	-	-

Lehký beton – 6/1,5/1,5						
označení	A [mm]	B [mm]	C [mm]	m [kg]	F1 [kN]	F2 [kN]
T1	99,17	100,40	400,79	7,645	768,2	200
T2	101,61	100,36	400,16	7,799	-	-
T3	101,63	100,15	400,87	7,689	-	-
T4	99,82	100,06	399,95	7,569	-	-

[5] Statický modul pružnosti v tlaku byl stanoven dle ČSN ISO 6784 [30]

Dynamický modul pružnosti v tlaku – UZ metoda[6]

Lehký beton - referenční							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Doba průchodu UZ		
	b	h	L	m	1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[μs]	[μs]	[μs]
T1	100,24	97,99	399,32	7 464	95,3	95,4	96,1
T2	100,18	98,06	399,35	7 480	94,8	94,7	96,4
T3	100,04	99,75	399,44	7 634	94,5	94,2	96,3
T4	100,16	100,07	399,84	7 689	94,4	94,1	95,2
T5	100,50	99,01	399,63	7 798	94,2	94,2	95,3
T6	99,98	102,20	399,53	7 873	95,1	94,7	95,1
T7	100,52	97,04	399,66	7 461	95,3	94,7	95,8
T8	100,30	99,19	399,78	7 756	95,1	94,2	95,2
T9	99,81	97,41	399,29	7 484	94,7	95,1	96,1

Lehký beton – 2/0,5/0,5							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Doba průchodu UZ		
	b	h	L	m	1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[μs]	[μs]	[μs]
T1	100,93	99,32	399,84	7 760	95,6	96,0	96,3
T2	101,70	103,32	399,96	8 097	96,7	94,9	95,8
T3	100,09	100,47	399,78	7 889	95,9	95,0	95,8
T4	101,35	98,75	399,50	7 771	95,0	96,2	93,0
T5	99,78	102,81	399,75	7 814	95,0	96,7	97,0
T6	99,76	100,53	400,85	7 787	95,7	95,8	97,0
T7	101,65	104,00	400,45	7 980	96,7	95,4	97,0
T8	101,65	101,48	400,93	7 815	96,8	96,8	99,0
T9	100,34	97,78	399,80	7 684	98,9	96,0	98,9

Lehký beton – 4/1/1							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Doba průchodu UZ		
	b	h	L	m	1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[μs]	[μs]	[μs]
T1	100,14	103,73	400,35	8 052	97,5	95,8	95,7
T2	99,95	99,29	400,12	7 791	97,2	97,1	96,8
T3	99,82	101,40	400,19	7 883	96,8	95,9	96,1
T4	99,95	101,21	400,64	7 792	97,7	96,7	96,5
T5	100,10	99,04	402,18	7 704	96,8	97,7	95,7
T6	100,55	101,03	399,81	7 756	98,7	96,0	96,6
T7	99,99	97,87	400,86	7 735	96,8	96,8	96,8
T8	100,04	100,42	399,94	7 816	96,8	95,9	96,0
T9	100,23	99,24	400,31	7 710	96,6	96,3	95,9

[6] Dynamický modul pružnosti v tlaku byl stanoven dle ČSN EN 12504 – 4 [25]

Lehký beton – 6/1,5/1,5							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Doba průchodu UZ		
	b	h	L	m	1 - 1'	2 - 2'	3 - 3'
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[μs]	[μs]	[μs]
T1	100,40	99,17	400,79	7 645	95,9	95,3	94,6
T2	100,36	101,61	400,16	7 799	94,9	95,6	95,8
T3	100,15	101,63	400,87	7 689	96,0	95,7	95,7
T4	100,06	99,82	399,95	7 569	95,9	96,0	95,9
T5	100,21	99,75	400,45	7 818	95,1	95,3	96,4
T6	100,37	99,79	399,83	7 782	95,6	94,9	94,9
T7	100,49	100,67	400,39	7 765	95,9	95,7	95,9
T8	100,25	100,11	399,64	7 758	96,0	96,0	95,9
T9	100,88	103,51	399,80	7 941	96,0	95,6	95,9

Dynamický modul pružnosti v tlaku – rezonanční metoda[7]

Lehký beton – referenční							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Naměřené kmitočty		
	b	h	L	m	podélný f_L	příčný f_f	kroutivý f_t
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[Hz]	[Hz]	[Hz]
T1	100,24	97,99	399,32	7 464	4 840	2 050	2 890
T2	100,18	98,06	399,35	7 480	4 880	2 050	2 890
T3	100,04	99,75	399,44	7 634	4 900	2 070	2 880
T4	100,16	100,07	399,84	7 689	4 890	2 080	2 880
T5	100,50	99,01	399,63	7 798	4 860	2 080	2 870
T6	99,98	102,20	399,53	7 873	4 850	2 110	2 850
T7	100,52	97,04	399,66	7 461	4 780	1 990	2 800
T8	100,30	99,19	399,78	7 756	4 820	2 030	2 820
T9	99,81	97,41	399,29	7 484	4 830	2 060	2 860

Lehký beton – 2/0,5/0,5							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Naměřené kmitočty		
	b	h	L	m	podélný f_L	příčný f_f	kroutivý f_t
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[Hz]	[Hz]	[Hz]
T1	100,93	99,32	399,84	7 760	4 910	2 090	2 900
T2	101,70	103,32	399,96	8 097	4 920	2 150	2 910
T3	100,09	100,47	399,78	7 889	4 890	2 110	2 890
T4	101,35	98,75	399,50	7 771	4 870	2 090	2 870
T5	99,78	102,81	399,75	7 814	4 900	2 130	2 870
T6	99,76	100,53	400,85	7 787	4 980	2 110	2 890
T7	101,65	104,00	400,45	7 980	4 880	2 130	2 880
T8	101,65	101,48	400,93	7 815	4 860	2 090	2 850
T9	100,34	97,78	399,80	7 684	4 860	2 050	2 860

Lehký beton – 4/1/1							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Naměřené kmitočty		
	b	h	L	m	podélný f_L	příčný f_f	kroutivý f_t
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[Hz]	[Hz]	[Hz]
T1	100,14	103,73	400,35	8 052	4 880	2 190	2 900
T2	99,95	99,29	400,12	7 791	4 890	2 130	2 870
T3	99,82	101,40	400,19	7 883	4 910	2 140	2 870
T4	99,95	101,21	400,64	7 792	4 860	2 120	2 880
T5	100,10	99,04	402,18	7 704	4 920	2 110	2 860
T6	100,55	101,03	399,81	7 756	4 860	2 130	2 860
T7	99,99	97,87	400,86	7 735	4 860	2 110	2 880
T8	100,04	100,42	399,94	7 816	4 870	2 150	2 880
T9	100,23	99,24	400,31	7 710	4 910	2 110	2 870

[7] Dynamický modul pružnosti v tlaku byl stanoven dle ČSN 73 1372 [31]

Lehký beton – 6/1,5/1,5							
Vzorek	Rozměry			Hmotnost	Naměřené kmitočty		
	b	h	L	m	podélný f_L	příčný f_f	kroutivý f_t
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[Hz]	[Hz]	[Hz]
T1	100,40	99,17	400,79	7 645	4 870	2 090	2 840
T2	100,36	101,61	400,16	7 799	4 880	2 110	2 870
T3	100,15	101,63	400,87	7 689	4 900	2 070	2 810
T4	100,06	99,82	399,95	7 569	4 910	2 080	2 860
T5	100,21	99,75	400,45	7 818	4 890	2 110	2 800
T6	100,37	99,79	399,83	7 782	4 840	2 100	2 860
T7	100,49	100,67	400,39	7 765	4 930	2 100	2 870
T8	100,25	100,11	399,64	7 758	4 880	2 060	2 830
T9	100,88	103,51	399,80	7 941	4 850	2 120	2 860

Příloha P3.2

Vstupní hodnoty – deformační parametry

Statický modul pružnosti a přetvárnosti betonu ze zkoušky v tahu ohybem[8]

LB REFERENČNÍ		
Výroba	**Zkouška**	**Stáří**
24. 1. 2012	21. 2. 2012	28 dní

T2	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,18
výška trámce ***h [mm]:***	98,06
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,004	-
2	2 000	0,009	-
(n=2)	1 000	-	0,005
3	3 000	0,014	-
(n=3)	1 000	-	0,005
4	4 000	0,019	-
(n=4)	1 000	-	0,005
5	5 000	0,025	-
(n=5)	1 000	-	0,005
6	6 000	0,031	-
(n=6)	1 000	-	0,005
7	7 000	0,037	-
(n=7)	1 000	-	0,006
8	8 000	0,042	-
(n=8)	1 000	-	0,006

T3	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,04
výška trámce ***h [mm]:***	99,75
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,004	-
2	2 000	0,009	-
(n=2)	1 000	-	0,005
3	3 000	0,014	-
(n=3)	1 000	-	0,005
4	4 000	0,020	-
(n=4)	1 000	-	0,005
5	5 000	0,026	-
(n=5)	1 000	-	0,006
6	6 000	0,032	-
(n=6)	1 000	-	0,007
7	7 000	0,039	-
(n=7)	1 000	-	0,009
8	8 000	0,046	-
(n=8)	1 000	-	0,011
9	9 000	0,069	-
(n=9)	1 000	-	0,022
10	10 000	0,094	-
(n=10)	1 000	-	0,033

T4	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,16
výška trámce ***h [mm]:***	100,07
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,004	-
2	2 000	0,009	-
(n=2)	1 000	-	0,005
3	3 000	0,015	-
(n=3)	1 000	-	0,005
4	4 000	0,020	-
(n=4)	1 000	-	0,005
5	5 000	0,026	-
(n=5)	1 000	-	0,006
6	6 000	0,032	-
(n=6)	1 000	-	0,006
7	7 000	0,038	-
(n=7)	1 000	-	0,007
8	8 000	0,047	-
(n=8)	1 000	-	0,010
9	9 000	0,069	-
(n=9)	1 000	-	0,010

[8] Statický modul pružnosti a přetvárnosti byl stanoven dle ČSN 73 6174 [33]

LB 2/0,5/0,5		
Výroba	**Zkouška**	**Stáří**
27. 1. 2012	24. 2. 2012	28 dní

T2	
šířka trámce ***b [mm]:***	101,70
výška trámce ***h [mm]:***	103,32
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

T3	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,09
výška trámce ***h [mm]:***	100,47
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

T4	
šířka trámce ***b [mm]:***	101,35
výška trámce ***h [mm]:***	98,75
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,004	-
2	2 000	0,009	-
(n=2)	1 000	-	0,004
3	3 000	0,014	-
(n=3)	1 000	-	0,005
4	4 000	0,019	-
(n=4)	1 000	-	0,005
5	5 000	0,024	-
(n=5)	1 000	-	0,005
6	6 000	0,029	-
(n=6)	1 000	-	0,006
7	7 000	0,035	-
(n=7)	1 000	-	0,006
8	8 000	0,040	-
(n=8)	1 000	-	0,007
9	9 000	0,046	-
(n=9)	1 000	-	0,008
10	10 000	0,052	-
(n=10)	1 000	-	0,009
11	11 000	0,059	-
(n=11)	1 000	-	0,010
12	12 000	0,066	-
(n=12)	1 000	-	0,012
13	13 000	0,073	-
(n=13)	1 000	-	0,014
14	14 000	0,082	-
(n=14)	1 000	-	0,017

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,004	-
2	2 000	0,009	-
(n=2)	1 000	-	0,004
3	3 000	0,014	-
(n=3)	1 000	-	0,005
4	4 000	0,019	-
(n=4)	1 000	-	0,005
5	5 000	0,024	-
(n=5)	1 000	-	0,005
6	6 000	0,029	-
(n=6)	1 000	-	0,006
7	7 000	0,034	-
(n=7)	1 000	-	0,006
8	8 000	0,040	-
(n=8)	1 000	-	0,006
9	9 000	0,045	-
(n=9)	1 000	-	0,007
10	10 000	0,051	-
(n=10)	1 000	-	0,007
11	11 000	0,057	-
(n=10)	1 000	-	0,008
12	12 000	0,063	-
(n=9)	1 000	-	0,009
13	13 000	0,070	-
(n=10)	1 000	-	0,010

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,006	-
2	2 000	0,011	-
(n=2)	1 000	-	0,006
3	3 000	0,016	-
(n=3)	1 000	-	0,006
4	4 000	0,022	-
(n=4)	1 000	-	0,007
5	5 000	0,027	-
(n=5)	1 000	-	0,007
6	6 000	0,032	-
(n=6)	1 000	-	0,007
7	7 000	0,037	-
(n=7)	1 000	-	0,007
8	8 000	0,042	-
(n=8)	1 000	-	0,008
9	9 000	0,047	-
(n=9)	1000	-	0,008
10	10 000	0,053	-
(n=10)	1 000	-	0,008
11	11 000	0,060	-
(n=11)	1 000	-	0,009
12	12 000	0,070	-
(n=12)	1 000	-	0,013

LB 4/1/1		
Výroba	**Zkouška**	**Stáří**
31. 1. 2012	28. 2. 2012	28 dní

T2	
šířka trámce ***b [mm]:***	99,95
výška trámce ***h [mm]:***	99,29
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,005	-
2	2 000	0,010	-
(n=2)	1 000	-	0,006
3	3 000	0,016	-
(n=3)	1 000	-	0,006
4	4 000	0,021	-
(n=4)	1 000	-	0,006
5	5 000	0,026	-
(n=5)	1 000	-	0,007
6	6 000	0,032	-
(n=6)	1 000	-	0,007
7	7 000	0,038	-
(n=7)	1 000	-	0,008
8	8 000	0,043	-
(n=8)	1 000	-	0,009
9	9 000	0,050	-
(n=9)	1 000	-	0,013
10	10 000	0,126	-
(n=10)	1 000	-	0,059
11	11 000	0,160	-
(n=11)	1 000	-	0,072

T3	
šířka trámce ***b [mm]:***	99,82
výška trámce ***h [mm]:***	101,40
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,009	-
2	2 000	0,014	-
(n=2)	1 000	-	0,010
3	3 000	0,020	-
(n=3)	1 000	-	0,010
4	4 000	0,025	-
(n=4)	1 000	-	0,010
5	5 000	0,031	-
(n=5)	1 000	-	0,011
6	6 000	0,038	-
(n=6)	1 000	-	0,013
7	7 000	0,049	-
(n=7)	1 000	-	0,019
8	8 000	0,065	-
(n=8)	1 000	-	0,026
9	9 000	0,077	-
(n=9)	1 000	-	0,031
10	10 000	0,100	-
(n=10)	1 000	-	0,043

T4	
šířka trámce ***b [mm]:***	99,95
výška trámce ***h [mm]:***	101,21
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,006	-
2	2 000	0,012	-
(n=2)	1 000	-	0,006
3	3 000	0,018	-
(n=3)	1 000	-	0,007
4	4 000	0,025	-
(n=4)	1 000	-	0,008
5	5 000	0,032	-
(n=5)	1 000	-	0,011
6	6 000	0,050	-
(n=6)	1 000	-	0,022
7	7 000	0,075	-
(n=7)	1 000	-	0,035
8	8 000	0,110	-
(n=8)	1 000	-	0,053
9	9 000	0,780	-
(n=9)	1 000	-	0,533

LB 6/1,5/1,5		
Výroba	**Zkouška**	**Stáří**
2. 3. 2012	30. 3. 2012	28 dní

T2	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,36
výška trámce ***h [mm]:***	101,61
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,005	-
2	2 000	0,011	-
(n=2)	1 000	-	0,005
3	3 000	0,016	-
(n=3)	1 000	-	0,005
4	4 000	0,022	-
(n=4)	1 000	-	0,006
5	5 000	0,028	-
(n=5)	1 000	-	0,007
6	6 000	0,037	-
(n=6)	1 000	-	0,010
7	7 000	0,055	-
(n=7)	1 000	-	0,020
8	8 000	0,080	-
(n=8)	1 000	-	0,034
9	9 000	0,150	-
(n=9)	1 000	-	0,074

T3	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,15
výška trámce ***h [mm]:***	101,63
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,006	-
2	2 000	0,011	-
(n=2)	1 000	-	0,006
3	3 000	0,016	-
(n=3)	1 000	-	0,006
4	4 000	0,021	-
(n=4)	1 000	-	0,007
5	5 000	0,027	-
(n=5)	1 000	-	0,008
6	6 000	0,034	-
(n=6)	1 000	-	0,010
7	7 000	0,043	-
(n=7)	1 000	-	0,013
8	8 000	0,055	-
(n=8)	1 000	-	0,017
9	9 000	0,068	-
(n=9)	1 000	-	0,023
10	10 000	0,090	-
(n=10)	1 000	-	0,035

T4	
šířka trámce ***b [mm]:***	100,06
výška trámce ***h [mm]:***	99,82
vzdálenost podpor ***l [mm]:***	300,00

měřené veličiny při zatěžování			
zatěž. stav	síla F_n	celk. průhyb $s_{tot,n}$	zákl. průhyb $s_{t,n}$
n	[N]	[mm]	[mm]
1	0	-	-
(n=1)	1 000	0,006	-
2	2 000	0,012	-
(n=2)	1 000	-	0,007
3	3 000	0,018	-
(n=3)	1 000	-	0,008
4	4 000	0,024	-
(n=4)	1 000	-	0,009
5	5 000	0,031	-
(n=5)	1 000	-	0,010
6	6 000	0,038	-
(n=6)	1 000	-	0,011
7	7 000	0,047	-
(n=7)	1 000	-	0,014
8	8 000	0,075	-
(n=8)	1 000	-	0,031
9	9 000	0,097	-
(n=9)	1 000	-	0,041
10	10 000	0,118	-
(n=10)	1 000	-	0,049
11	11 000	0,152	-
(n=11)	1 000	-	0,064

Příloha P4

Vstupní hodnoty – lomové parametry

(a) Vstupní údaje do programu StiCrack

LB REF	délka	šířka	výška	hloubka zářezu	šířka zářezu	hmotnost	objemová hmotnost [kg·m^{-3}]	
	l [mm]	b [mm]	h [mm]	a_0 [mm]	[mm]	m [g]	jedn.	průměr sady
T5	399,63	100,50	99,01	33,38	2,15	7 798	1 961	1 934
T6	399,53	99,98	102,20	33,33	2,10	7 873	1 929	
T7	399,66	100,52	97,04	32,35	2,10	7 461	1 914	

LB 2/0,5/0,5	délka	šířka	výška	hloubka zářezu	šířka zářezu	hmotnost	objemová hmotnost [kg·m^{-3}]	
	l [mm]	b [mm]	h [mm]	a_0 [mm]	[mm]	m [g]	jedn.	průměr sady
T5	399,85	99,78	102,81	33,39	2,20	7 814	1 905	1 909
T6	400,85	99,76	100,53	33,36	2,09	7 787	1 937	
T7	400,45	101,65	104,00	32,99	2,16	7 980	1 885	

LB 4/1/1	délka	šířka	výška	hloubka zářezu	šířka zářezu	hmotnost	objemová hmotnost [kg·m^{-3}]	
	l [mm]	b [mm]	h [mm]	a_0 [mm]	[mm]	m [g]	jedn.	průměr sady
T5	402,18	100,10	99,04	33,85	2,10	7 704	1 932	1 938
T6	399,81	100,55	101,03	33,38	2,13	7 756	1 910	
T7	400,86	99,99	97,87	30,48	2,20	7 735	1 972	

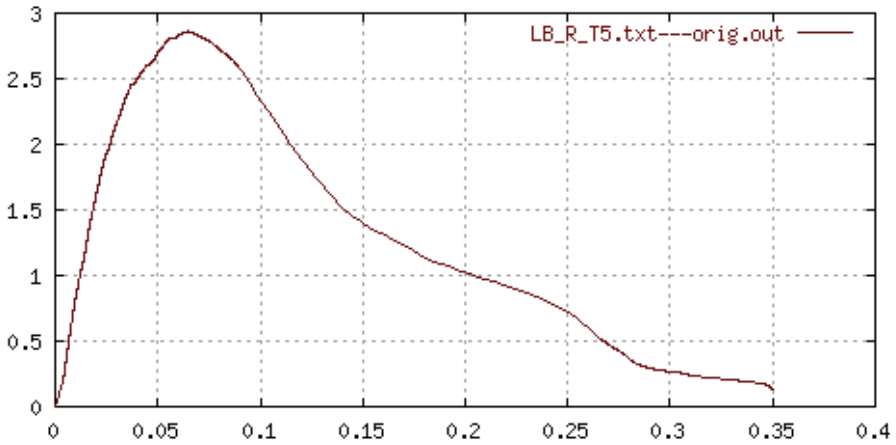
LB 6/1,5/1,5	délka	šířka	výška	hloubka zářezu	šířka zářezu	hmotnost	objemová hmotnost [kg·m^{-3}]	
	l [mm]	b [mm]	h [mm]	a_0 [mm]	[mm]	m [g]	jedn.	průměr sady
T5	400,45	100,21	99,75	30,12	2,01	7 818	1 953	1 938
T6	399,83	100,37	99,79	30,31	2,02	7 782	1 943	
T7	400,39	100,49	100,67	30,46	2,05	7 765	1 917	

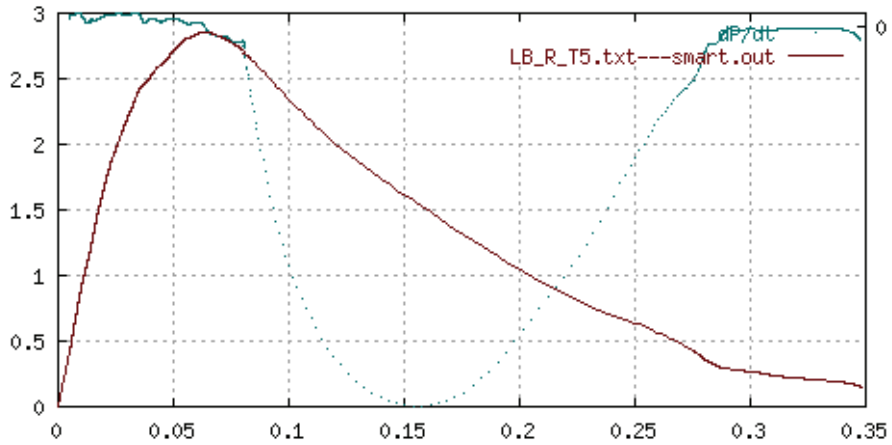
(b) Vygenerované údaje z programu StiCrack – viz následující strany

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_R_T5.txt	-	99,01	100,5	300	399,63	33,38	0	51,61	18,23	0,3371	0,5213	15,53	2,86	0,064

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,4516	0,7685	-0,101	0,125	13,13	38,04	18,97	69,49	0,125	0,458





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

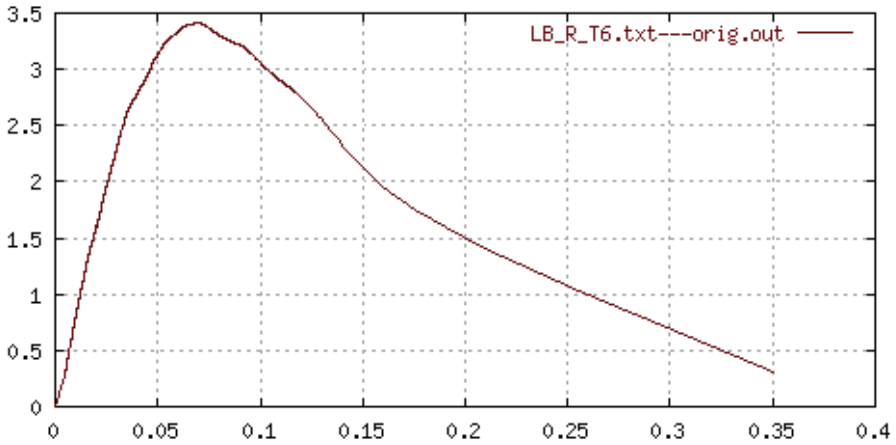
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

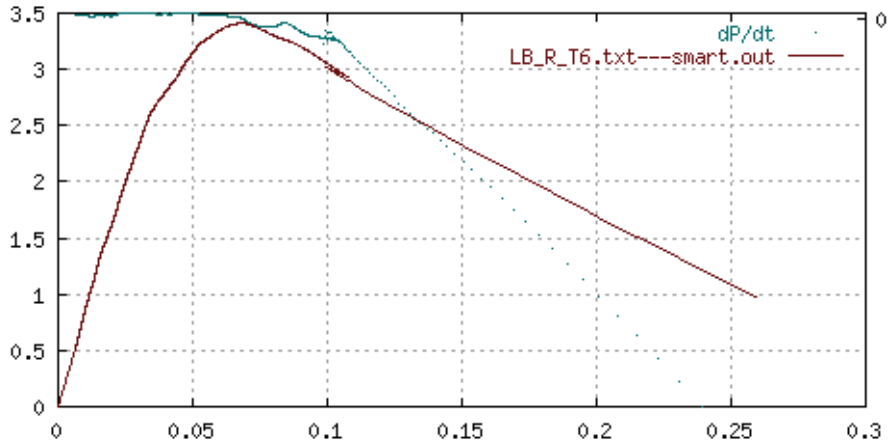
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max, m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_R_T6.txt	-	102,2	99,98	300	399,53	33,33	0	48,55	15,22	0,3261	0,4751	13,56	3,411	0,068

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
$MPa.m^{1/2}$	$MPa.m^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,5005	0,7571	-0,117	0,0616	18,47	42,27	22,21	82,69	0,153	0,569





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

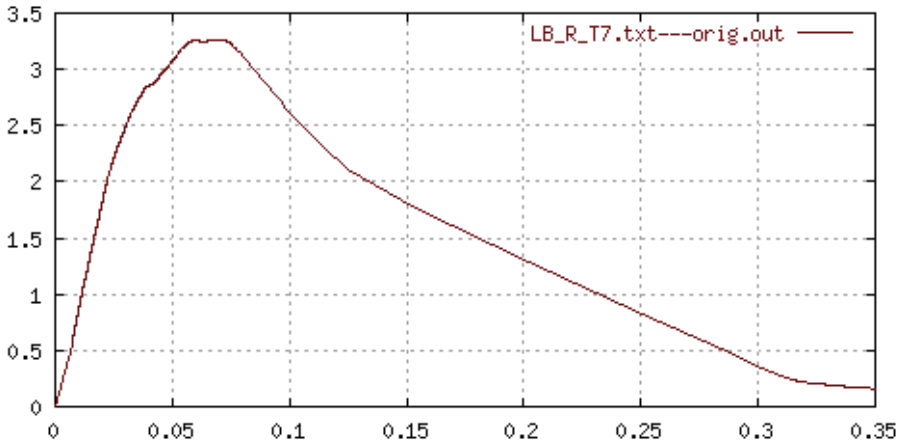
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

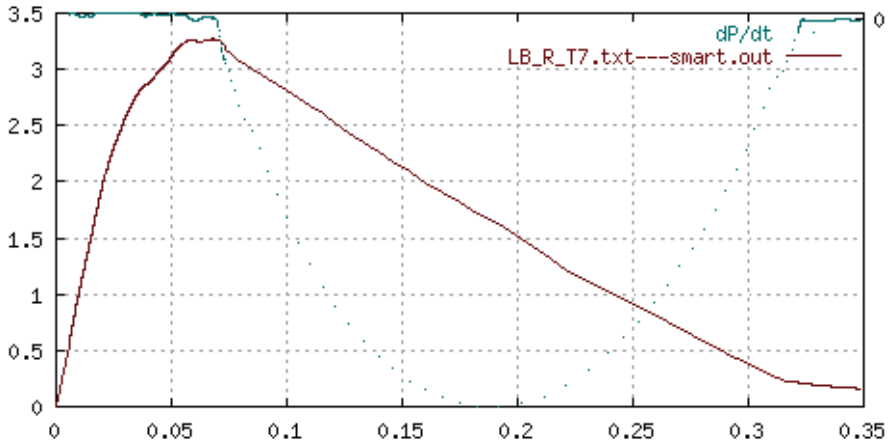
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_R_T7.txt	-	97,04	100,52	300	399,66	32,35	0	52,43	20,08	0,3334	0,5403	18,8	3,277	0,068

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,5287	0,9685	-0,104	0,154	14,87	49,9	24,42	88,05	0,159	0,573





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

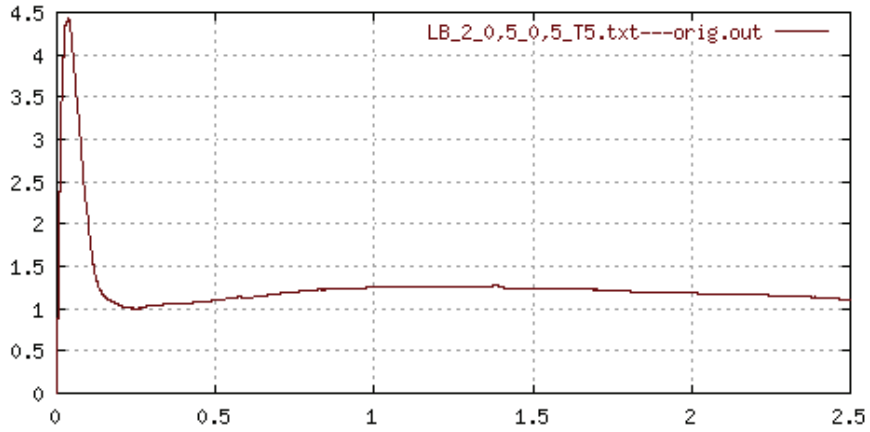
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

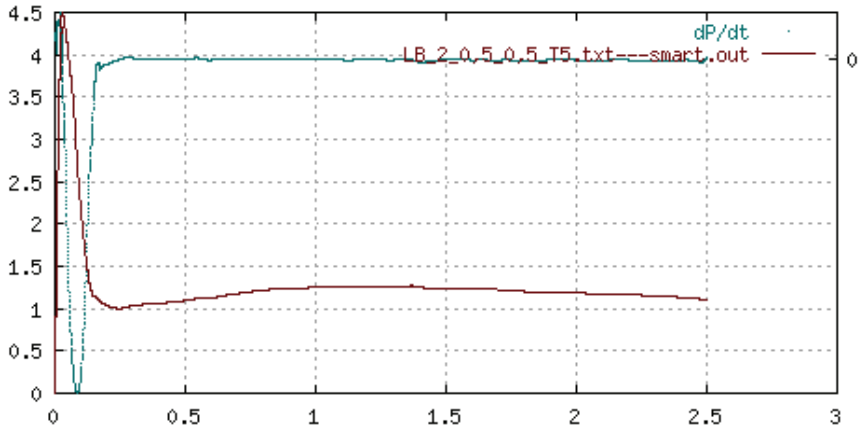
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_2_0,5_0,5_T5.txt	-	102,81	99,78	300	399,85	33,39	0	46,97	13,58	0,3248	0,4569	41,21	4,49	0,027

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,6517	0,9365	-0,119	0,0381	10,31	21,28	11,13	459,4	0,0771	3,18





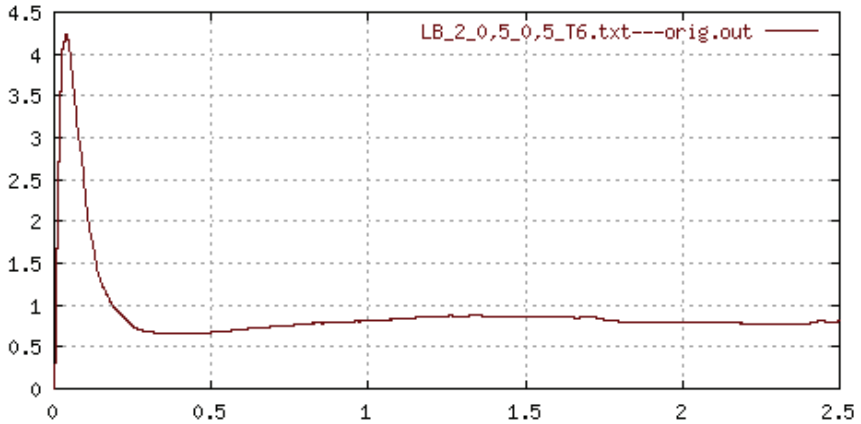
Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

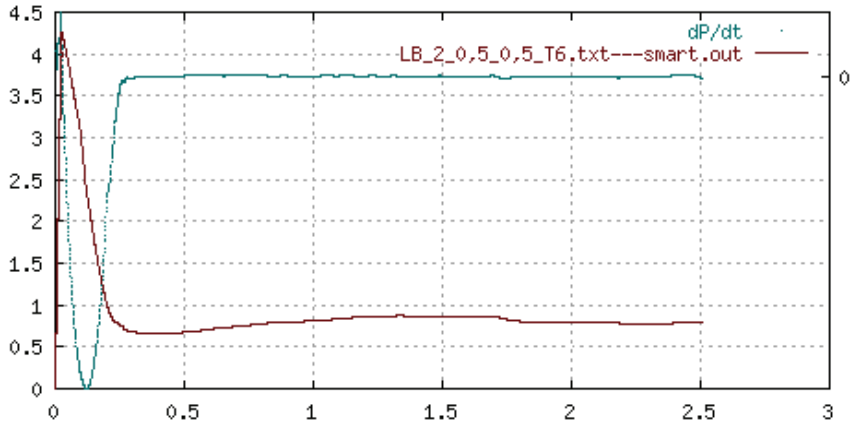
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_2_0,5_0,5_T6.txt	-	100,53	99,76	300	400,85	33,36	0	33,66	0,3031	0,3318	0,3349	33,45	4,261	0,023

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,6528	0,6579	-0,109	-0,105	12,74	12,94	7,24	349,8	0,0485	2,34





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

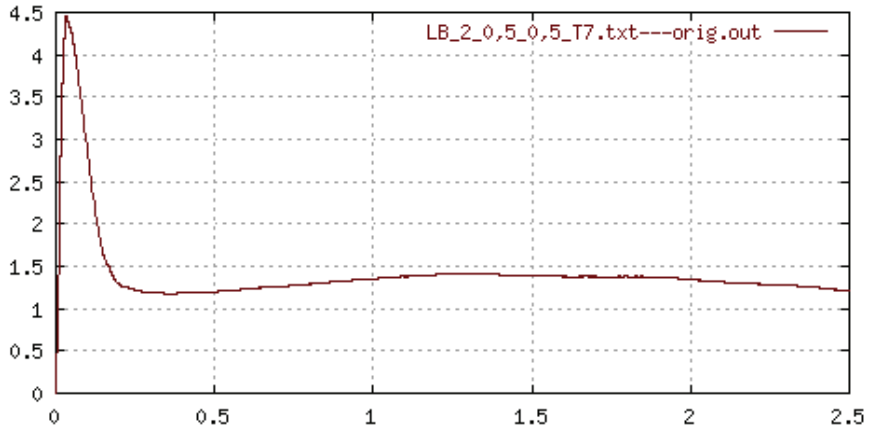
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

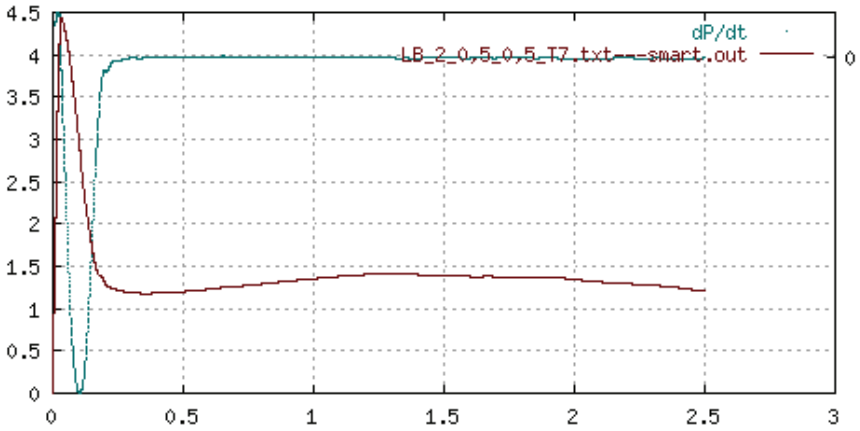
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_2_0,5_0,5_T7.txt	-	104	101,65	300	400,45	32,99	0	43,95	10,96	0,3172	0,4226	30,48	4,44	0,031

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,6092	0,8084	-0,129	-0,00511	12,18	21,44	11,72	493	0,0846	3,56





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

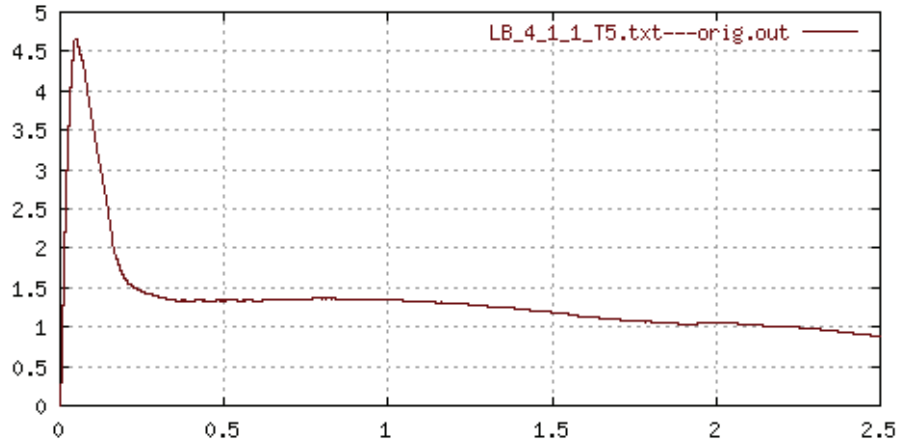
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

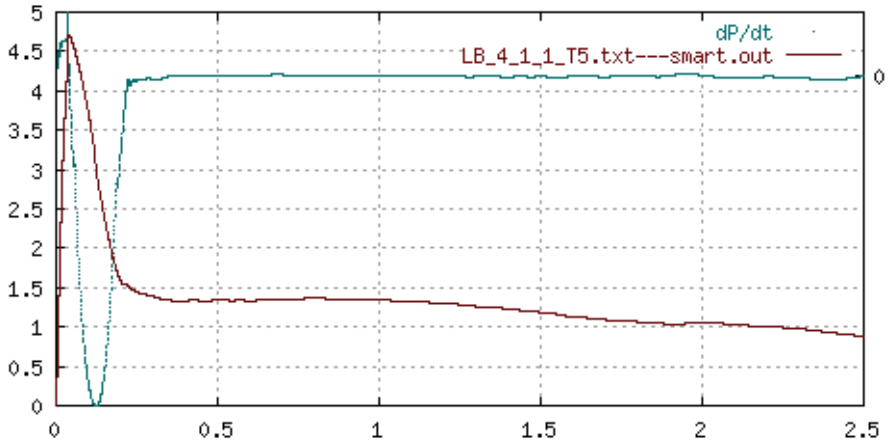
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_4_1_1_T5.txt	-	99,04	100,1	300	402,18	33,85	0	41,23	7,377	0,3418	0,4163	28,92	4,708	0,038

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,7551	0,9232	-0,096	-0,00719	19,72	29,48	15,61	517,2	0,102	3,38





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

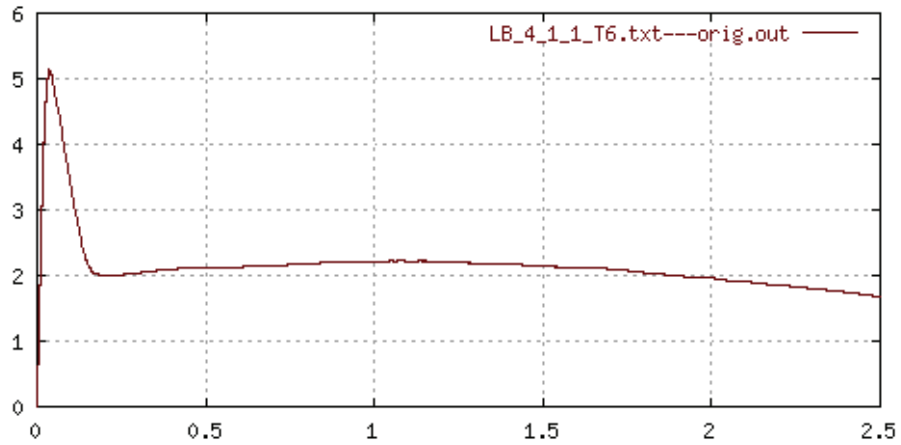
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

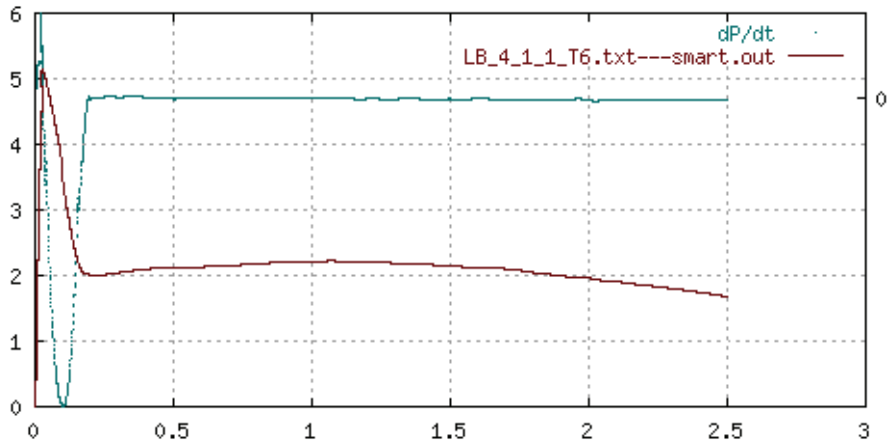
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max, m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_4_1_1_T6.txt	-	101,3	100,55	300	399,81	33,38	0	34,69	1,312	0,3295	0,3425	37,21	5,135	0,025

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,7665	0,7928	-0,112	-0,0973	15,79	16,89	9,26	788,8	0,0632	5,39





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

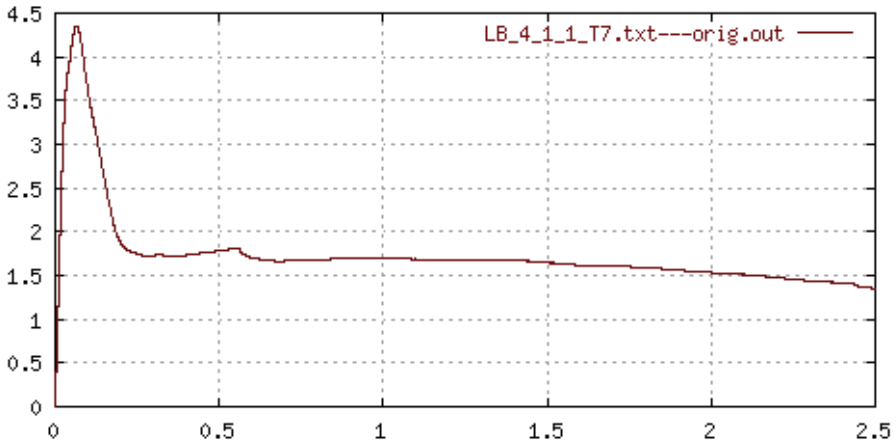
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

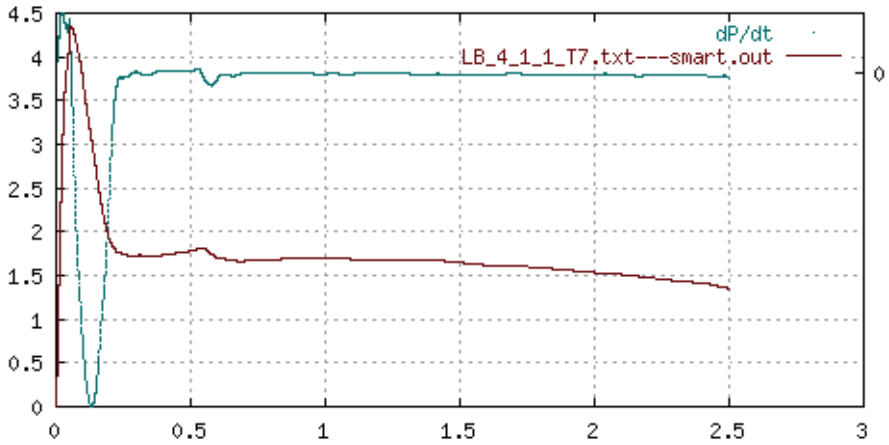
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_4_1_1_T7.txt	-	97,87	99,99	300	400,86	30,48	0	46,87	16,39	0,3114	0,4789	23,3	4,347	0,056

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,6575	1,045	-0,13	0,0719	18,56	46,86	23,83	645,8	0,161	4,35





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

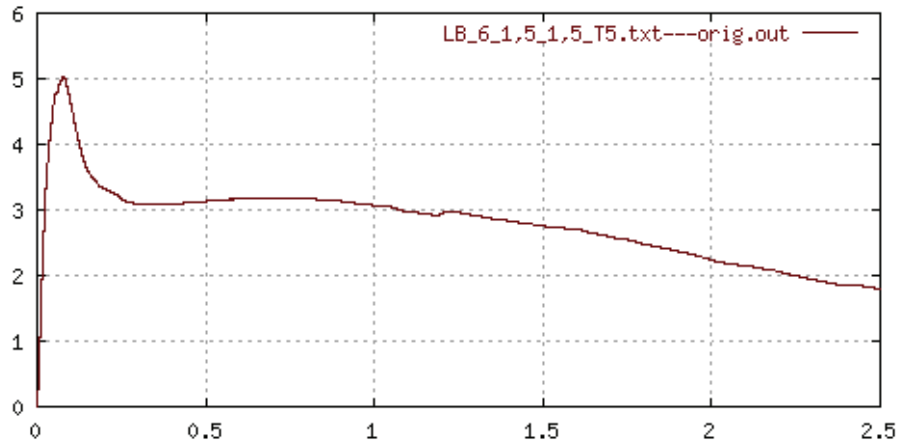
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

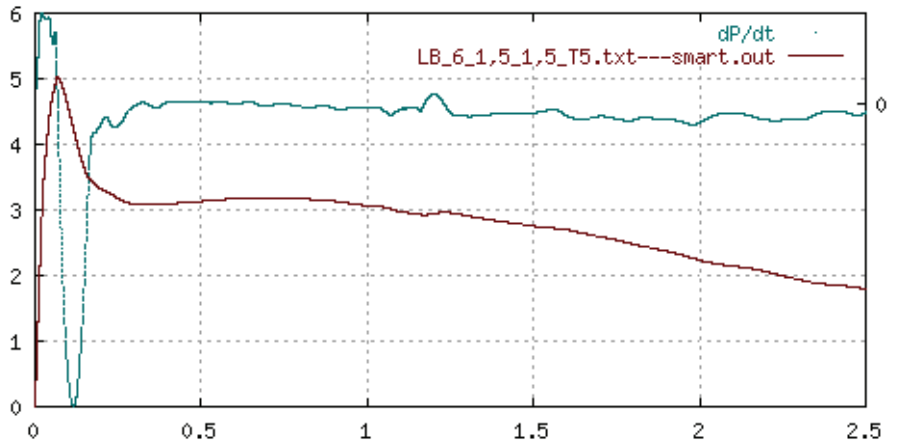
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_6_1,5_1,5_T5.txt	-	99,75	100,21	300	400,45	30,12	0	50,7	20,58	0,302	0,5082	23,9	5,02	0,068

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,7175	1,281	-0,143	0,107	21,54	68,71	33,73	1003	0,235	7





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

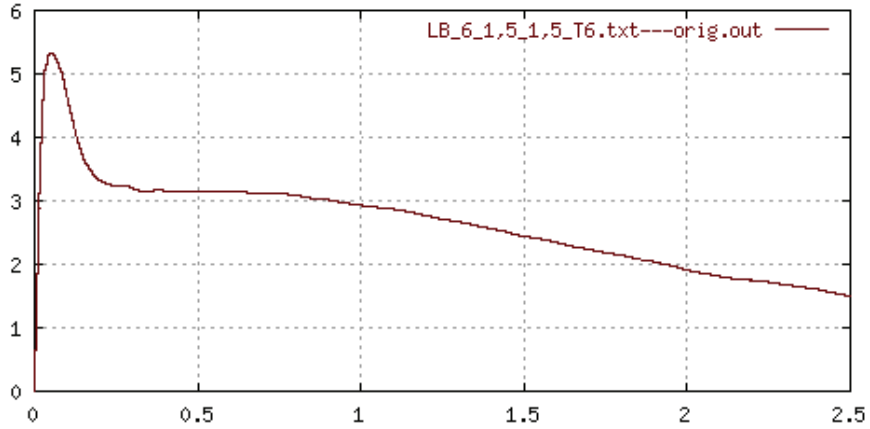
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

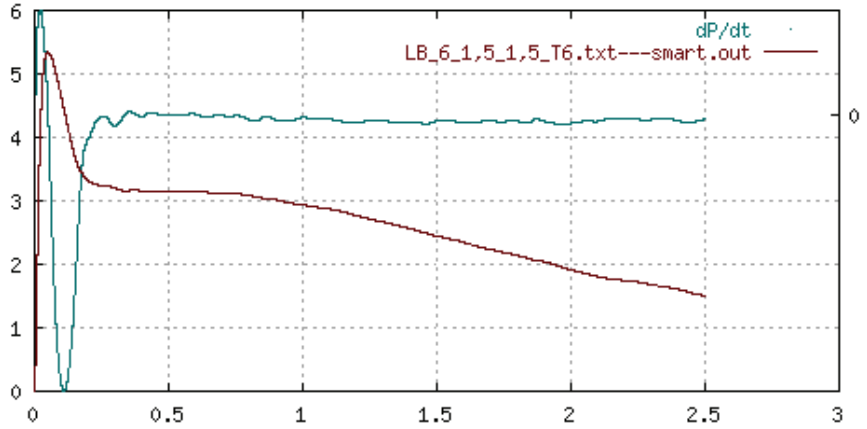
Fracture Characteristics: Three-Point Bending

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_6_1,5_1,5_T6.txt	-	99,79	100,37	300	399,83	30,31	0	51,88	21,57	0,3037	0,5199	36,03	5,34	0,05

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,765	1,413	-0,141	0,123	16,24	55,4	27,5	950,1	0,192	6,63





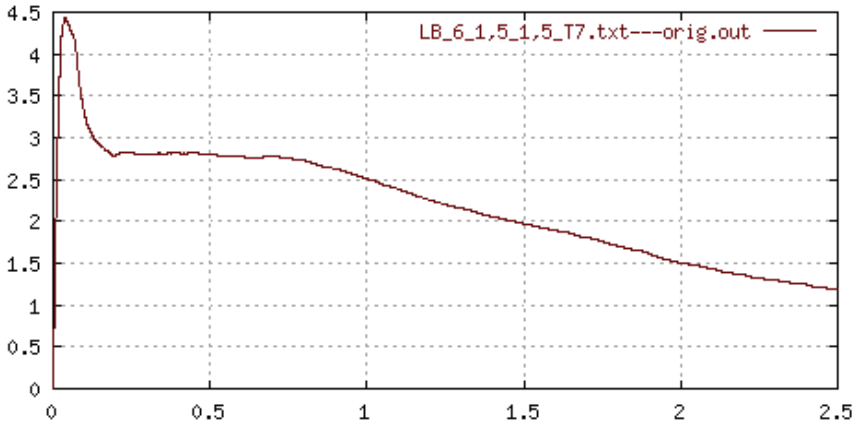
Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

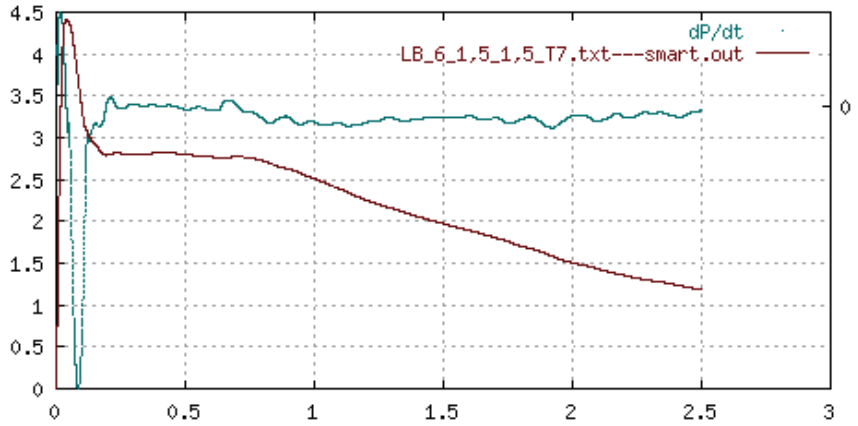
Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

Get Latex source

File1	File2	W	B	S	L	a	M	a_e	a_e - a	a/W	a_e/W	E	$P_{max,\ m}$	d_{Pmax}
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m^3	mm	mm	mm	mm	GPa	kN	mm
LB_6_1,5_1,5_T7.txt	-	100,67	100,49	300	400,39	30,46	0	49,78	19,32	0,3026	0,4945	34	4,411	0,039

K_{Ic}	K_{Ice}	B	B_e	G_c	G_{ce}	$G_{F1,m}$	$G_{F,m}$	$W_{F1,m}$	$W_{F,m}$
MPa.m$^{1/2}$	MPa.m$^{1/2}$	-	-	J/m^2	J/m^2	J/m^2	J/m^2	N.m	N.m
0,6207	1,059	-0,143	0,0882	11,33	33,01	16,97	780,8	0,12	5,51





Data readed | Large picture | BACK | Data corrected | Large picture

Copyright (c) 2000-2003 Miroslav Stibor (stibor@vertigo.fme.vutbr.cz)

Příloha P5

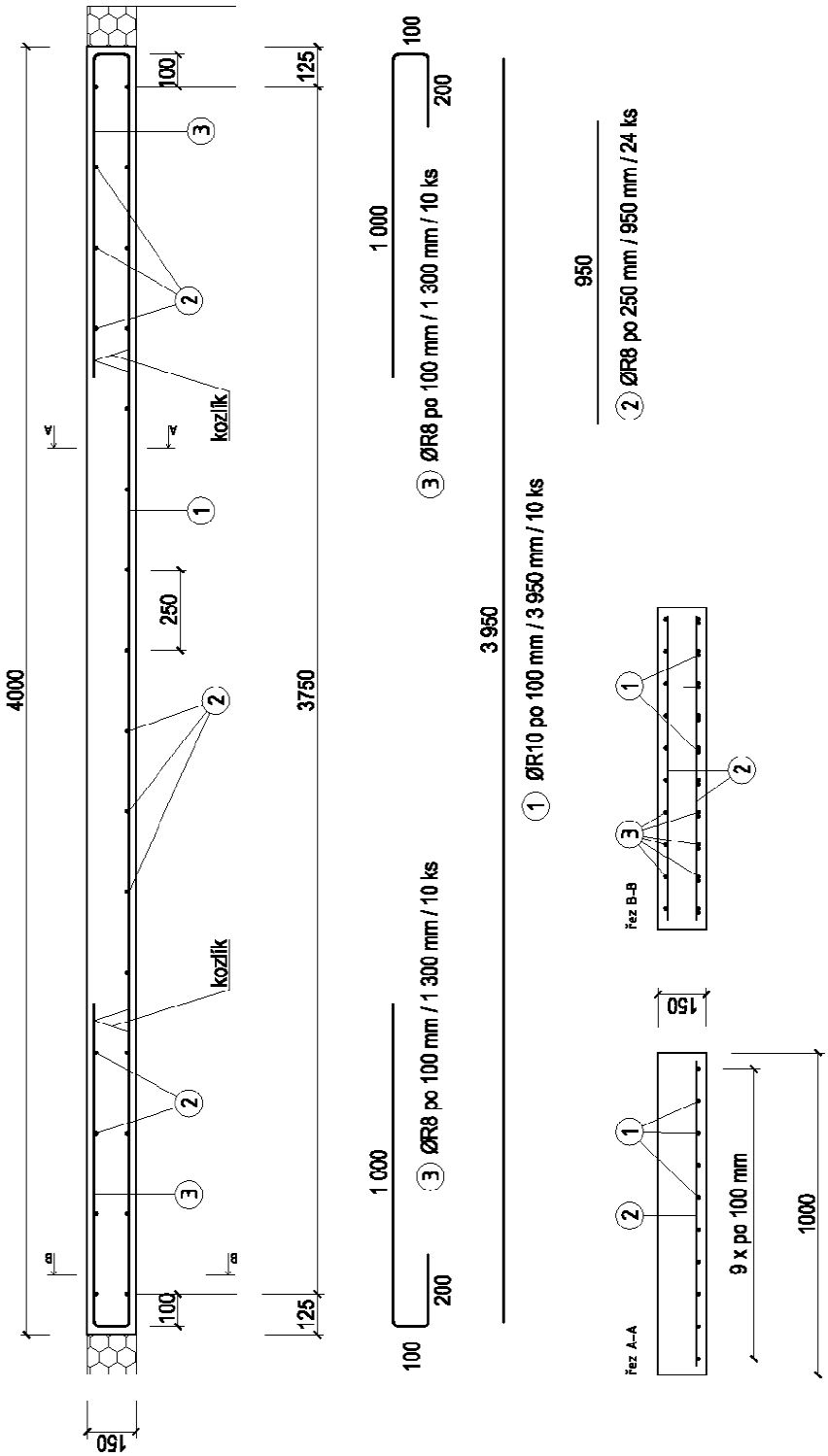



Schéma výztuže stropního prefabrikovaného panelu