

UNIVERZITA PARDUBICE
DOPRAVNÍ FAKULTA JANA PERNERA

DIPLOMOVÁ PRÁCE

2010

Bc. Tomáš JIRÁSEK

**Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera**

Analýza mechanického chování drátkobetonů a vláknobetonů

Bc. Tomáš Jirásek

**Diplomová práce
2010**

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

(PROJEKTU, UMĚLECKÉHO DÍLA, UMĚLECKÉHO VÝKONU)

Jméno a příjmení: **Bc. Tomáš JIRÁSEK**
Osobní číslo: **D07692**
Studijní program: **N3708 Dopravní inženýrství a spoje**
Studijní obor: **Dopravní infrastruktura-Dopravní cesta**
Název tématu: **Analýza mechanického chování drátkobetonů
a vláknobetonů**
Zadávací katedra: **Katedra dopravního stavitelství**

Z á s a d y p r o v y p r a c o v á n í :

Rešerše - zhodnocení současného stavu použití betonů vyztužených ocelovými vlákny a fibrilovanými polypropylenovými vlákny pro oblast dopravních staveb
Laboratorní ověření parametrů navržených betonů
Písemný elaborát o průběhu zkoušek
Vyhodnocení a závěr
Fotodokumentace

Rozsah grafických prací:

Rozsah pracovní zprávy:

Forma zpracování diplomové práce: **tištěná**

Seznam odborné literatury:

**Drátkobetonové Konstrukce (Jiří krátký, Karel Trtík, Jan Vodička) -
Praha 1999**

**Tunnelling the World, Dramix (Marc Vandewalle, N.V. Bekaert S.A.) -
1996**

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Aleš Šmejda, Ph.D.

Katedra dopravního stavitelství

Datum zadání diplomové práce:

30. listopadu 2009

Termín odevzdání diplomové práce:

24. května 2010



prof. Ing. Bohumil Culek, CSc.

děkan

L.S.



doc. Ing. Vladimír Doležel, CSc.

vedoucí katedry

dne

Prohlašuji:

Tuto práci jsem vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Byl jsem seznámen s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., autorský zákon, zejména se skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu, je Univerzita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Univerzitní knihovně.

V Pardubicích dne 01. 05. 2010

Tomáš Jirásek

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval panu Ing. Aleši Šmejdovi Ph.D. za ochotu, odborné rady a vstřícný přístup při vedení mé diplomové práce. Dále bych chtěl poděkovat Ing. Vladislavovi Boreckému za pomoc při realizaci některých prováděných zkoušek, panu doc. Ing. Bohumilu Culkovi Ph.D. za realizaci tenzometrických měření, panu Ing. Lukáši Beranovi za odborné konzultace. Dále bych rád poděkoval panu Ondřeji Panovskému ze společnosti Holcim Czech (pobočka Pardubice) za ukázkovou spolupráci při dodávce potřebných složek betonové směsi a panu Ing. Petru Fojtovi ze společnosti Redrock constructions s.r.o. za dodání polypropylenových vláken. V neposlední řadě patří můj velký dík mým rodičům, za umožnění a podporu při studiu.

V Pardubicích dne 1. 5. 2010

Tomáš Jirásek

Anotace

Diplomová práce se zabývá ověřením vlastností souboru betonů vyztužených ocelovými vlákny a fibrilovanými polypropylenovými vlákny na modelech tunelových obezdívek, kde budou použity různé poměry vláken v betonové matrici. Hlavní váha práce je kladena na experimentální část. Na výrobu zkušebních těles a modelu klenby, návrh betonových směsí a provádění pevnostních zkoušek. Směsi jsou míchány ve dvou skupinách. První skupina reprezentuje klasické metody návrhu betonu, druhá je poměrovým obrazem první. Výsledky pevnostních zkoušek jsou vyhodnoceny a porovnány. Chování klenby je simulováno a ověřeno v softwaru IDA Nexis32. Vše je podloženo fotodokumentací.

Klíčová slova:

Polypropylenová vlákna, ocelová vlákna, beton, model tunelové obezdívky, pevnostní zkoušky betonu

Annotation

The thesis deal with group of concrete, fiber/ steelfiber reinforced concrete characteristics verification on models of tunnel linings, where different ratios of fiber in the concrete matrix will be used. The main weight of work is placed on the experimental part. The production of test specimens and models of arch, design of concrete mixtures and implementation of strength tests. Mixtures are mixed in the two groups. The first group represents the traditional methods of concrete proposal, the second is the ratio image of the first group. Results of strength tests are evaluated and compared. Behavior of the arch is simulated and verified in IDA Nexis32 software. Everything will be supported by photographs.

Keywords:

Fiber, steelfiber, concrete, tunnel linings model, strength test of concrete

OBSAH

Úvod.....	11
1. CÍLE.....	12
2. TEORETICKÁ ČÁST	13
2.1. Beton	13
2.1.1. Historie betonu	13
2.1.2. Složení betonu	14
2.1.3. Charakteristika betonu.....	16
2.2. Vláknobeton a drátkobeton	18
2.2.1. Historie	18
2.3. Drátkobeton.....	19
2.3.1. Charakteristika.....	19
2.3.2. Dávkování drátků	21
2.3.3. Výroba drátků.....	22
2.3.4. Využití DB	22
2.3.5. Rešerše.....	22
2.4. Beton vyztužený polypropylenovými vlákny (BVPV).....	23
2.4.1. Charakteristika.....	23
2.4.2. Výroba polypropylenových vláken	24
2.4.3. Využití BVPV	25
2.4.4. Nové trendy a vývoj vláknobetonů	25
2.5. Stříkaný beton	26
2.5.1. Způsob nástřiku	27
2.5.2. Požadavky na betonovou směs:.....	27

2.6.	Návrh betonové směsi podle metody CH. T. Kennedyho.....	28
2.6.1.	Vstupní údaje.....	28
2.6.2.	Postup výpočtu	29
2.7.	Teorie fyzikální podobnosti	33
3.	EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST	35
3.1.	Klasická betonová směs	35
3.1.1.	Složení.....	35
3.1.2.	Receptura.....	39
3.1.3.	Výroba betonové směsi	42
3.1.4.	Výroba zkušebních těles.....	43
3.2.	Poměrová směs.....	46
3.2.1.	Složení.....	47
3.2.2.	Receptura.....	50
3.2.3.	Postup výroby.....	51
3.2.4.	Výroba zkušebních těles.....	51
3.3.	Zkoušky prováděné na normových zkušebních tělesech	54
3.3.1.	Zkouška v prostém tlaku (krychelná pevnost)	55
3.3.2.	Zkouška v tahu za ohybu.....	57
3.3.3.	Stanovení statického modulu pružnosti.....	59
3.3.4.	Určení objemové hmotnosti	62
3.4.	Zatěžovací zkouška klenby	63
3.4.1.	Pomůcky.....	63
3.4.2.	Rozměry	64
3.4.3.	Simulace spojitého zatížení.....	65

3.4.4.	Postup zatěžování	66
4.	VYHODNOCENÍ ZKOUŠEK	68
4.1.	Vyhodnocení zkoušek provedených na normou popsaných tělesech	68
4.1.1.	Použitá označení a význam zkratk.....	68
4.1.2.	Klasická směs – prostý beton	69
4.1.3.	Klasická směs – beton vyztužený PP vlákny	71
4.1.4.	Klasická směs – beton vyztužený drátky	72
4.1.5.	Poměrová směs – JPnor.....	74
4.1.6.	Poměrová směs – JPnenor.....	76
4.1.7.	Poměrová směs – 1POLnor.....	78
4.1.8.	Poměrová směs – 1POLnen	79
4.1.9.	Poměrová směs – 3POL	81
4.1.10.	Poměrová směs – 1 % drátek	82
4.1.11.	Poměrová směs – 0,5 % drátek	84
4.1.12.	Sumarizace výsledků.....	85
4.2.	Vyhodnocení zatěžovacích zkoušek klenby.....	88
4.2.1.	Použitá označení.....	88
4.2.2.	Poměrová směs – JPnor.....	89
4.2.3.	Poměrová směs – JPnenor.....	90
4.2.4.	Poměrová směs – 1POLnor.....	91
4.2.5.	Poměrová směs – 1POLnen	92
4.2.6.	Poměrová směs – 3POL	94
4.2.7.	Poměrová směs – 0,5% drátek	95
4.2.8.	Poměrová směs – 1% drátek	96

4.2.9.	Sumarizace výsledků a zhodnocení.....	97
4.3.	Tenzometrická měření.....	98
4.3.1.	Klenba 1 – JPnor, stáří 90 dní	100
4.3.2.	Klenba 2 – 1POLnor, stáří 60 dní.....	100
4.3.3.	Klenba 3 – 3POL, stáří 60 dní.....	101
4.3.4.	Klenba 4 – 0,5% drátek, stáří 28 dní	101
4.3.5.	Zhodnocení tenzometrických měření	102
5.	MODELOVÁNÍ ZATÍŽENÍ KLENBY V SOFTWAREM IDA NEXIS32	103
5.1.	Vstupní data	103
5.1.1.	Řešení modelu	103
5.2.	Výsledky modelování.....	105
5.2.1.	Prostý beton.....	105
5.2.2.	Drátkobeton.....	107
5.3.	Vyhodnocení výsledků.....	110
6.	ZÁVĚR	111
7.	SOUPIS BIBLIOGRAFICKÝCH CITACÍ.....	114
8.	SEZNAM obrázků	115

ÚVOD

Tato práce, jejíž velká část se uskutečnila v geotechnické laboratoři Univerzity Pardubice a hlavní důraz byl kladen na provádění experimentů a sběr a vyhodnocení naměřených dat, se zabývá analýzou mechanického chování drátkobetonů a vláknobetonů.

Mechanické vlastnosti byly ověřovány jak na klasických zkušebních tělesech tak a to především na zmenšeném modelu tunelového ostění. Tento model má tvar klenby. Ta je navržena na principu teorie fyzikální podobnosti, aby se na ní daly provádět zatěžovací zkoušky. V rozměrovém poměru jsou i použité složky betonové směsi. Klenba je vyrobena vždy podle stejné receptury. Tato rozměrová i materiálová podobnost nám může nastínit chování opravdové tunelové obezdívky, či jiné konstrukce stejného průřezu. Klenba reprezentuje jak primární tak sekundární ostění. Je uvažováno, že klenba je modelem tunelové obezdívky, u které se předpokládá výstavba pomocí stříkaného betonu a stříkaného drátkobetonu. Všechny složky směsi jsou vybrány tak aby těmto podmínkám vyhovovaly.

1. CÍLE

- 1) Vyhodnotit mechanické vlastnosti vzorků z klasické betonové směsi
- 2) Vyhodnotit mechanické vlastnosti vzorků z poměrové směsi
- 3) Vyhodnotit zatěžovací zkoušky prováděné na modelu tunelové obezdívky
- 4) Porovnat naměřené výsledky s výstupy sofistikovaného softwaru (IDA Nexis32)

2. TEORETICKÁ ČÁST

Vláknobetony a drátkobetony zaujímají v dnešním stavitelství čím dál významnější úlohu. Za posledních 20 let si odborná veřejnost i samotní majitelé staveb zbudovaných pomocí této technologie, uvědomili výhody, které jim takto zhotovená konstrukce přináší. Ať už větší pružnost, kompaktnost, trvanlivost či odolnost proti požáru. Nesmíme však zapomínat, že když mluvíme o drátkobetonu či vláknobetonu, pořád jeho hlavní složkou zůstává směs kameniva silikátového pojiva a vody – beton.

2.1. Beton

Beton nabízí široké možnosti využití, především mimořádnou pružnost, s jakou lze docílit příznivých stavebně fyzikálních požadavků. Díky různým variantám složení betonových směsí se otevírá možnost používání ve všech základních stavebních odvětvích.

2.1.1. Historie betonu

Jedná se o velmi odolné, pevné, trvanlivé a spolehlivé stavivo. Jeho vznik a historie sahá až do roku 3600 před naším letopočtem do starého Egypta, kde byl používán pro stavbu sloupů. První použití hydraulického betonu s pojivy na bázi hydraulických vápen, přírodního nebo portlandského cementu, podobného tomu, který používáme dnes, se datuje do období starověkého Říma (okolo roku 200 př. n. l.), kdy se jako materiál na výrobu pojiva začal používat sopečný produkt pucolan- přírodní hydraulický cement. Podle všeobecně přijímaného názoru byla znalost používání hydraulických pojiv ztracena se zánikem římské říše a znovuobjevena až v souvislosti s novověkými pokusy Smeatona. Ten poprvé použil v roce 1756 moderní portlandský cement.

U nás byl do základů stavby poprvé použit beton v roce 1912. A to v Praze, při stavbě budovy akademie věd.

Mimořádné vlastnosti dnešního betonu jsou výsledkem několika století neustálého zdokonalování a vylepšování jeho technických kvalit.

2.1.2. Složení betonu

Klíčové prvky betonové směsi tvoří tři základní složky: kamenivo, cement a voda a případně doplňujících složky, což jsou přísady a příměsi a různá vlákna. Jejich konkrétní poměr a vlastnosti jednotlivých složek zásadně ovlivňují výsledný charakter betonové směsi

2.1.2.1. Cement:

Je hydraulické pojivo, tj. jemně mletá anorganická látka, která po smíchání s vodou vytváří kaši, která tuhne a tvrdne v důsledku hydratační procesů a reakcí. V současné době je cement vyráběn podle **ČSN EN 197-1 (72 2101) Cement-Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití platné od června 2001.**

a) základní druhy cementů jsou:

CEM I Portlandský cement

CEM II Portlandský cement směsný

CEM III Vysokopeční cement

CEM IV Pucolánový cement

CEM V Směsný cement

b) pevnostní třídy cementu uvedené v této normě jsou:

32,5

42,5

52,5

2.1.2.2. Kamenivo:

Je anorganický pevný materiál, který tvoří kostru betonové směsi. Skládá se z několika frakcí, které spolu tvoří pevnou matici a slouží jako plnivo.

a) podle velikosti částic:

- drobné kamenivo (písek) – frakce 0/2 a 0/4 (frakce udává rozmezí velikosti částic v mm)

- hrubé kamenivo – nejčastěji frakce 4/8, 8/16, 11/22, 16/ 22

- široké frakce (např. 0/22, 0/32 jsou označovány jako štěrko-písek nebo štěrko-drt')

b) podle druhu:

- těžené
- těžené předrcené
- drcené

c) podle původu:

- umělé (nejčastěji lehčené a pórovité kamenivo, např. Liapor, dřívě keramzit)
- přírodní

2.1.2.3. Voda:

používaná pro výrobu betonu musí v současné době vyhovovat požadavkům ČSN EN 1008 (73 2028). Pitná voda je považována pro výrobu za vyhovující.

2.1.2.4. Přísady:

Jsou chemické látky, které se přidávají do betonu během míchání. Obecným účelem dávkování přísad je zlepšení vlastností čerstvého nebo ztvrdlého betonu nebo získání zcela nových vlastností (např. provzdušněné nebo samozhutnitelné betony). Nejrozšířenější oblastí je používání plastifikačních, případně superplastifikačních přísad, umožňující snížení obsahu záměsové vody a tím úsporu cementu.

2.1.2.5. Příměsi:

Příměsi jsou jemnozrnné pevné látky, které ovlivňují vlastnosti betonu v čerstvém i ztvrdlém stavu. Jedná se například o mletou strusku, vápenec, kamenné moučky, křemičitý úlet (tzv. mikrosilika) a popílek.

2.1.2.6. Vlákna, drátky:

Další materiály, které mohou být v případě požadavku používány při výrobě betonu, jsou zejména polypropylénová vlákna a ocelové drátky.

Polypropylenová vlákna: (nejčastěji délky 12 mm) zabraňují vzniku smršťovacích trhlin v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí betonu. Po ztvrdnutí betonu jeho vlastnosti již prakticky neovlivňují

Ocelové drátky: Ocelové drátky (tzv. rozptýlená výztuž) se používají nejčastěji do průmyslových podlah. Zcela nebo částečně nahrazují klasické sít'ové výztuže a ve ztvrdlém betonu příznivě působí zejména na pevnost v tahu za ohybu.

2.1.3. Charakteristika betonu

Beton je v čase tuhnoucí materiál. Aby tomu tak bylo, je třeba k pojivu (cement) a plnivu (kamenivo) přidat vodu, která může být doplněna o další položky.

Během hydratace a tvrdnutí probíhají v betonu fyzikální a chemické procesy (provázené uvolňováním tepla), při kterých beton získává mechanickou pevnost a odolnost a vytváří se chemická stabilita v materiálu. Beton neztvrdne tím, že vyschne, ale že postupně během týdnů vykrytalizuje. Tento proces začne asi hodinu po namíchání, a čím je tepleji, tím je krytalizace rychlejší. Tento proces nejde nějak zastavit. Voda v krytstalech betonu nesmí zmrznout, tím je beton zcela znehodnocen. Beton při tuhnutí není závislý na atmosféře, a proto tuhne i pod vodou.

2.1.3.1. Vlastnosti betonu:

Vlastnosti betonu jsou ovlivňovány poměrem jednotlivých složek. Jeho velkou předností je dobrá zpracovatelnost a tvarovatelnost podle tvaru použitého bednění a v neposlední řadě hlavně pevnost a houževnatost po dosažení konečného vytvrdnutí.

- mechanické (pevnost),
- přetvárné (změna objemu, tvaru, přetvoření),
- vystihující pohyb média či energie (tepelná vodivost, vodotěsnost, přenos zvuku...),
- související s trvanlivostí (mrazuvzdornost, ohrusnost, odolnost proti korozi...)

2.1.3.2. Přednosti betonu:

- ***univerzálnost*** – funkce betonu jsou ve stavební konstrukci velice odlišné. Betonu jsou vyráběna velická množství a jen velice těžko lze nalézt stavbu nebo konstrukci, při jejímž zhotovení by nebylo betonu použito.
- ***značná pevnost*** (únosnost) v tlaku – běžné betony do 60 MPa, vysokopevnostní do 120 MPa (laboratorně až 800 MPa),
- ***trvanlivost*** (obdobně jako kámen) – zachovává si vlastnosti s relativně malými požadavky na údržbu,
- ***ohnivzdornost*** – je nehořlavý, běžně odolává do 300°C, krátkodobě až 1200°C
- ***houževnatost*** – odolnost proti mechanickému poškození
- ***snadná tvarovatelnost*** (monolitičnost) – vytváření prvků různých tvarů, odolné propojení celé konstrukce
- ***vodotěsnost*** – při vhodné úpravě
- ***recyklovatelnost*** – Betonu z konstrukce, která dosloužila, lze použít jako suroviny pro výrobu hmoty, které lze použít jako kameniva do betonu nového.

2.1.3.3. Nedostatky betonu

- ***větší hmotnost*** (je výhodná z hlediska vibrace)
- ***menší pevnost v tahu*** (cca 1/10 až 1/15 pevnosti v tlaku)
- ***křehkost*** – menší možné přetvoření hlavně v tahu
- ***nesnadná bouratelnost***
- ***větší tepelná a zvuková vodivost***
- ***citlivost na kvalitu výroby***
- ***relativně velké objemové změny*** – od dotvarování, smršťování
- ***omezená odolnost proti agresivnímu prostředí***

2.2. Vláknobeton a drátkobeton

Betony se strukturou vyztuženou drátky, které jsou schopny garantovat nejen tlakové, ale i tahové pevnosti. Všechny dříve zmíněné vlastnosti prostého betonu platí i pro takto vyztužené směsi ba co víc, dosahují v mechanicko-fyzikálním směru lepších výsledků. Značný pokrok v technologických postupech při výrobě betonů s rozptýlenou výztuží a množství výrobců, kteří nabízejí vlákna různých typů a vlastností v prodejní síti, způsobily, že k dosud nejhojnější aplikaci vláknobetonu v praxi – k využití v průmyslových podlahách, mostovkách, letištních plochách a ostěních tunelů – přibývají další aplikace. Pro své výhodné vlastnosti se betony s rozptýlenou výztuží stále víc uplatňují v prefabrikátech, předpjatých konstrukcích a dalších betonových výrobcích nejrůznější povahy a rozšiřují spektrum aplikací vláknobetonů v každodenní stavební praxi.

2.2.1. Historie

První pokusy o využití drátkobetonu (dále jen DB) jako konstrukčního materiálu byly u nás podniknuty již prvé polovině 70. let. V tehdejší době byla největší brzdou dalšího rozvoje skutečnost, že na trhu stavebních materiálů nebylo k dispozici ocelové vlákno, kterého by bylo pro vyztužování struktury betonu možné použít.

Situace se změnila až po roce 1989, kdy v ČR začala působit řada dovozců, ale i řada českých firem, které drátky pro potřeby tuzemského trhu produkují. V dnešní době je trh s ocelovými i vlákny velice rozmanitý a k dispozici je na poli stavebních materiálů celé spektrum drátků různých vlastností a tvarů.

Jinou překážkou na cestě k většímu využití ocelových vláken bylo zhodnocení ceny DB. Drátky i v množství, které se pohybuje poblíž dolní meze intervalu, ve kterém se do betonu vkládají, představují nemalý nárůst ceny betonu a tudíž i zásadní otázku v rozhodnutích, zda tento materiál použít či nikoliv. Při pouhém mechanickém porovnání ceny DB a prostého betonu, nelze očekávat jiné rozhodnutí než odmítnutí realizace s vyztužením drátky. Zahrneme-li však do ekonomických parametrů přinejmenším vyšší životnost konstrukce a prodloužení funkčnosti konstrukce do doby nezbytných rekonstrukcí, můžeme postavit v ekonomickém zhodnocení DB,

do situace jakou si zaslouží. Tato skutečnost je naštěstí vnímána stále větší skupinou odborné veřejnosti a využití takto vyztužených betonů má stoupající tendenci.

Beton vyztužený polypropylenovými vlákny se na scéně objevil zhruba ve stejné době jako DB, ovšem jeho využití nebylo tak časté a nevykazovalo takovou perspektivu. Tento jev v dnešní době už není patrný a polypropylenová a jiná polymerová vlákna jsou vyhledávaným kompozitem betonových směsí. Zejména díky lepší protipožární ochraně betonové konstrukce a schopnosti zamezení vzniku smršťovacích trhlin.

2.3. Drátkobeton

2.3.1. Charakteristika

Je vláknotbeton, u kterého je jako rozptýlené výztuže použito ocelových drátků. Některá vlákna při vyšší hmotnostní koncentraci mají během míchání sklon ke tvoření shluků. Vlákna proto prochází dávkovacím a rozduřovacím zařízením (rotační bubny, síta).

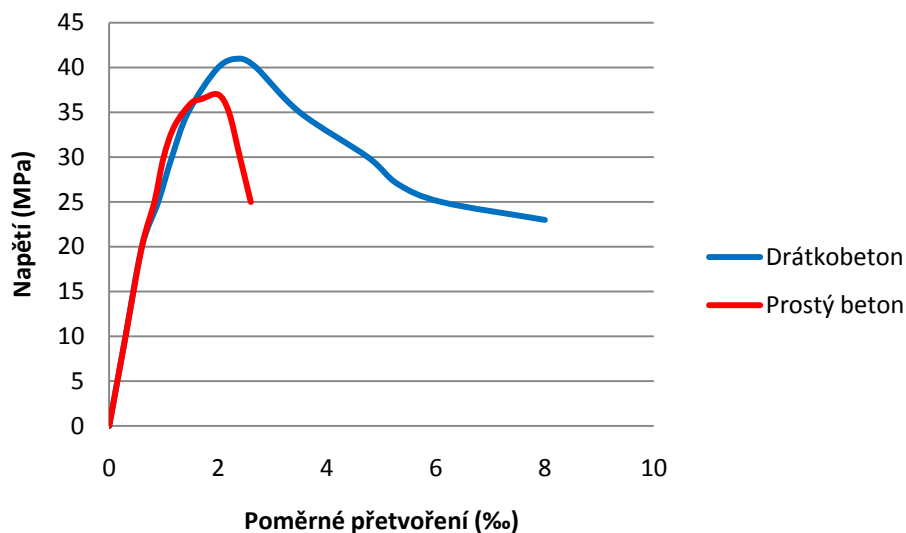
Co se týká technologie realizace DB konstrukce, jsou nejpoužívanější dva technologické postupy.

1, klasický postup – ukládání DB směsi do bednění a následné zpracování.

2, nástřikem – suchý a mokvý postup. Musí se přihlídnout k vláknovému spadu (tzn.: vlákna jsou díky svému tvaru a pružnosti náchylná na odrážení od povrchu).

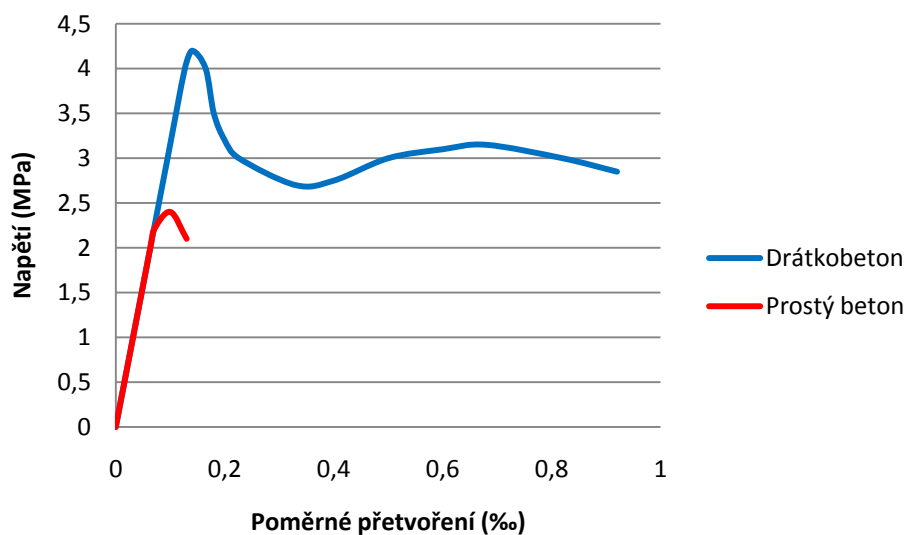
Rozptýlenou výztuží je ovlivněn pracovní diagram DB nejen v tlaku ale především v tahu. To dovoluje nahlížet na DB jako na kvalitativně jiný (houževnatý) materiál, než jakým je běžný beton. S tím souvisí i velká odolnost drátků vůči rázům, využitelná například u dynamicky značně namáhaných konstrukcí (vozovky, podlahy, piloty, apod.)

Velká schopnost plastického přetvoření po dosažení max. napětí (pevnosti v tlaku). Při poklesu napětí asi na 50 % má diagram téměř vodorovný směr a přetváření materiálu má charakter tečení. Aktivace drátků při vzniku trhlin. Mezní stlačení DB dosahuje trojnásobku klasického betonu. (viz obr. 1)



Obr. 1 - Pracovní diagram v tlaku drátkobetonu a prostého betonu

Markantnější rozdíl je u pracovního diagramu v tahu. Zde se projevuje vzrůst DB pevnosti v tahu, způsobený oddálením rozvoje mikrotrhlin v jeho struktuře, ale především skutečnost, že DB je houževnatý materiál, neschopen přenášet jistá reziduální tahová napětí. Mezní protažení je až 10krát větší než u klasického betonu (viz obr. 2).



Obr. 2 - Pracovní diagram v tahu drátkobetonu a prostého betonu

2.3.2. Dávkování drátků

Základní nedostatek prostého betonu – křehký charakter porušení při zatížení tahem nebo tahem za ohybu – může být eliminován vyztužením jeho struktury přiměřeným množstvím náhodně rozptýlených ocelových vláken.

Pro pevnost v tahu při vzniku trhlin je toto množství vyjádřeno minimální hmotnostní koncentrací drátků v jednotce objemu DB... **20 až 50 kg.m⁻³**. Tato výztuž zajistí, že i po vzniku trhliny v kritickém průřezu nedojde k náhlému porušení, ale že výztuž převzme roli taženého materiálu a můžeme počítat s ekvivalentní pevností DB v tahu. Pevnost DB v tahu při vzniku trhlin roste přibližně lineárně s hmotnostní koncentrací drátků a to po překročení minimální hodnoty až do koncentrace, při které lze DB směs již jen velmi obtížně zpracovat (v rozmezí 100 – 150 kg.m⁻³).

Ocelové drátky se dávkují v procentech objemu betonu a podle jejich tvaru:

Hladké drátky – 0,8 – 1,8 % (v maltě 1,0 – 2,0 %)

Tvarované drátky – 0,3 – 0,9 % (v maltě 0,5 – 1,0 %)



Obr. 3 - ocelové drátky

2.3.3. Výroba drátků

Ocelové drátky mohou být mnoha tvarů, velikostí a pevností. Ocelová vlákna jsou buď přímá nebo tvarovaná z drátů taženého za studena nebo lze použít ocelových třísek z obráběné oceli. Rozdílná úprava drátků má zajistit dostatečné kotvení v cementovém kameni. Méně často se používají vlákna stříhaná z ocelového pásu. Nejčastěji se používají drátky o délce 12 – 60 mm., štíhlostního poměru (poměr délky k tloušťce) 50 – 100.

2.3.4. Využití DB

V dnešní době nachází největší uplatnění při výstavbě podlahových desek, sloupů, pilotů, letištních ploch, tedy konstrukcí rázově namáhaných.

2.3.5. Rešerše

1. Železniční pražec

Cíl aplikace DB: zlepšení charakteristik vyráběného betonu, náhrada veškeré klasické výztuž prvku

Datum realizace: 1983

Konstrukce: předem předpjatý železniční pražec SB8

Složení DB směsi: 87 kg.m^{-3} drátků, $L=63 \text{ mm}$, $d=0,63 \text{ mm}$, hladké, přímé, max. zrno kameniva 16 mm

Technologie výroby: hmotnostní dávkování složek, ruční dávkování drátků

Závěr: zkouškami ve zkušebně Prefy bylo prokázáno zlepšení chování pražce včetně dosažené vyšší účinnosti předpjaté výztuže

2. Vozovka v areálu OSP Sokolov

Cíl aplikace DB: zhotovit konstrukci DB vozovky, vystavenou účinkům pojíždění těžkých stavebních strojů

Datum realizace: 1986-87

Konstrukce: zhotoveny 3 úseky konstrukce vozovky, každý o šířce cca 2,4 a délce cca 5 m

Složení DB směsi: 87 kg.m^{-3} drátků, $L= 63 \text{ mm}$, $d= 0,63 \text{ mm}$, hladké, přímé, max. zrno kameniva 16 mm

Technologie výroby: hmotnostní dávkování složek, ruční dávkování drátků

Závěr: uvedený příklad aplikace je prvním pokusem o zhotovení DB vozovky v ČR. Prohlídkou zhotovené konstrukce po jednom roce vystavení účinkům plného provozu nebyly ani na jedné ze zhotovených částí zjištěny žádné známky výrazného opotřebení povrchu, ani žádné vzniklé trhliny.

3. Prefabrikované dělené piloty

Cíl aplikace DB: zvýšení schopnosti železobetonové dělené piloty odolávat účinkům zatížení rázem při beranění

Datum realizace: 1987

Konstrukce: drátkobetonová dělená pilota délky cca 1200 mm

Složení DB směsi: $22,5 \text{ kg.m}^{-3}$ drátků, $L= 45 \text{ mm}$, $d= 0,4 \text{ mm}$, hladké, přímé, max. zrno kameniva 16 mm

Technologie výroby: výroba v laboratoři VÚPS Praha

Závěr: byla potvrzena zvýšená odolnost proti účinkům zatížení rázem, a to zejména v oblasti hlavy piloty a styku jednotlivých dílů (Jiří Krátký a kol. – Drátkobetonové konstrukce).

2.4. Beton vyztužený polypropylenovými vlákny (BVPV)

2.4.1. Charakteristika

Polypropylenová vlákna jako výztuž v betonové směsi, mají oproti jiným typům výztuže zcela odlišné mechanicko-fyzikální vlastnosti. Nejčastěji se používají u jemnozrnných potěrů a vodotěsných betonů. Dávkování se pohybuje v rozmezí $0,6$ až $0,9 \text{ kg/m}^3$. Vlákna jsou dodávána v rozpustných sáčkích a dávkuje se nejčastěji do autodomíchávače.

Jak již bylo zmíněno, beton vyztužený polypropylenovými vlákny značně zvyšuje protipožární ochranu betonových konstrukcí, na níž se v poslední době vzhledem k nehodovosti a následným požárům v tunelových stavbách, klade důraz. Spolu s požadavky na technologické

vybavení pro případ požáru jsou předpisy stanovována požární zatížení daleko přesahující intenzitou hoření a dosaženou teplotou (až cca 1400°C) hodnoty pro běžné pozemní stavby. Využití vláken je založeno na principu vzniku odprýsknutí krycí vrstvy betonu na základě strmého nárůstu teploty a tlaku páry v betonu při požáru. Při teplotě cca 160°C dochází k tání vláken a tím k vytvoření sítě kanálků v betonu, které umožní odpařování vázané vody. Tak je zabráněno explozivnímu oddělování povrchových vrstev betonu a odhalení výztuže, jejímu přehřátí a ztráty pevnostních charakteristik.

Bylo prokázáno, že již přidáním 1kg polypropylenových vláken na m³ betonu dochází pouze k částečnému nebo nepatrnému poškození konstrukce.



Obr. 4- polypropylenová vlákna

2.4.2. Výroba polypropylenových vláken

Syntetická vlákna jsou vyráběna hlavně z organických polymerů, o různém příčném řezu vlákna a jsou dostatečně malá, aby se rozmístila v betonu při použití běžných míchaček betonu a mohla být stříkána běžným stříkacím zařízením. Technické parametry syntetických vláken musí být v souladu se státními normami nebo předpisy, platnými v místě použití stříkaného betonu.

Polypropylen je nejlehčí ze všech textilních vláken (0,91 g/cm³), vlákno je odolné proti chemikáliím, má velmi dobrou pevnost v oděru, minimální navlhavost, nízký sklon k nabíjení statickou elektřinou a ke žmolkování.

2.4.3. Využití BVPV

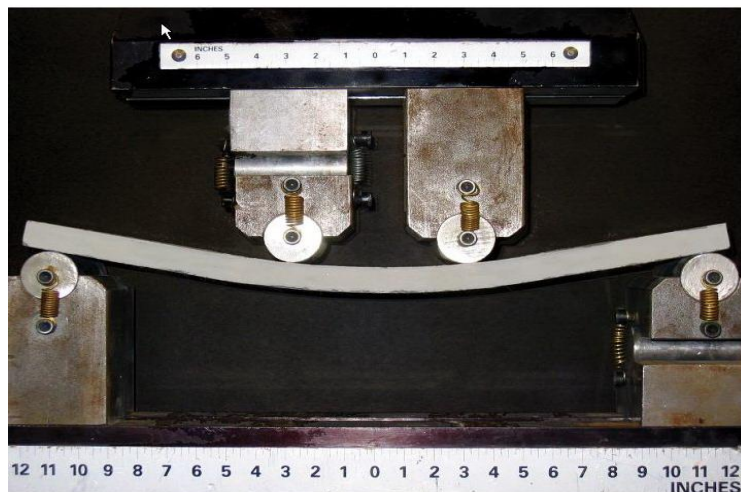
Využití rozptýlené vláknové výztuže jako částečné nebo plné náhrady klasické výztuže v betonových prvcích a konstrukcích může být ekonomicky výhodné tam, kde jsou vyšší náklady na materiál kompenzovány snížením pracnosti a některými dalšími výhodami, jako je například omezení velkých ploch, nutných pro skladování klasické výztuže.

U nás je polypropylenových vláken jako výztuže využito do betonu horní klenby komplexu ražených tunelů Blanka. Polypropylenová vlákna budou sloužit jednak jako ochrana proti vniknutí trhlinek od počátečního smršťování betonu, jednak jako účinný prostředek snížení vlivu požáru na ztrátu únosnosti betonového ostění.

2.4.4. Nové trendy a vývoj vláknobetonů

ECC (*Engineered Cementitious Composites*)

Materiál tohoto typu bývá také označován jako ohebný beton (obr. 10). Jsou to malty vyztužené zpravidla 2 % sekaných vláken PVA (Polyvinylalkohol). Vlákna se vyznačují vysokým modulem pružnosti. Pracovní diagram výsledného kompozitu se více podobá kovům než keramickým materiálům. Pevnosti v tlaku se pohybují až do 70 MPa a pevnosti v tahu za ohybu mezi 10 a 15 MPa.



Obr. 5 - Zkouška v tahu za ohybu na prvku z kompozita ECC
(<http://www.imaterialy.cz/clanky/materialy/706/betony-s-rozptylenou-vyztuzi/>)

2.5. Stříkaný beton

Tunely jsou poslední řadu let z velké části realizovány pomocí Nové Rakouské Tunelovací Metody (NRTM), i když přes své velké uplatnění má i řadu odpůrců. Při realizaci se používá převážně dvouplášťové ostění - primární (dočasné) a sekundární (definitivní). Každé má jinou funkci. Primární ostění se instaluje jako zajištění volného výrubu na dobu, než se provede definitivní ostění. Provádí se pomocí technologie stříkaného betonu. Běžně se používají dva způsoby provádění, a to suchou a mokrou cestou. Trend posledních let se přiklání k mokré cestě, která umožňuje kapacitnější a hygieničtější použití a alternativní vyztužování (drátkobeton atd.).



Obr. 6 – Aplikace stříkaného betonu

Stříkaný beton je hlavním materiálem primárního ostění při ražbách NRTM. Nastříkaná betonová vrstva společně s dalšími výztužnými prvky je ve většině případů nezbytná pro zajištění stability nevystrojeného výrubu. Vhodné složení betonové směsi a kvalitní nástřik betonu na líc výrubu jsou zcela zásadním předpokladem pro úspěšnou ražbu NRTM.

Kromě ražeb pomocí NRTM je stříkaný beton využíván jako hlavní konstrukční materiál pro dočasné zajištění výrubu i při ražbách pomocí ostatních konvenčních metod, v některých

případech je využíván také při mechanizovaných ražbách pomocí tunelovacích strojů (TBM). Stříkaný beton je v některých případech využíván i jako konstrukční materiál definitivního ostění, což obecně přináší podstatné zvýšení nároků na kvalitu a zejména životnost nastříkaného betonu.

2.5.1. Způsob nástřiku

Suchý způsob nástřiku (suchá cesta) – technologie, při které se voda do betonové směsi dostává až v prostoru komory před tryskou. Velmi často je součástí vody i urychlující přísada. Ze stříkacího stroje je suchá směs dopravována hadicemi proudem stlačeného vzduchu k trysce.

Mokrý způsob nástřiku (mokrý cesta) – technologie, při které se suchá betonová směs mísí s vodou před umístěním do čerpadla, kterým se následně ve stavu mokré betonové směsi dopravuje hadicemi do trysky. Stlačený vzduch a urychlující přísada jsou do směsi přidávány odděleně až v prostoru komory před tryskou. (Marc Vandewalle – Tunneling the Word)

2.5.2. Požadavky na betonovou směs:

Cement: slouží jako pojivo. Typ a množství použitého cementu má především vliv na pevnost a trvanlivost betonu. V ČR jsou pro stříkaný beton nejčastěji využívány portlandské cementy vyšších pevností (např. CEM I 42,5 R). Množství cementu je voleno obvykle 450 kg/m³ pro mokrý proces.

Kamenivo: slouží ve stříkaném betonu jako plnivo. Při použití kameniva s velikostí zrn do 4 mm je produkt označován jako stříkaná cementová malta, při uplatnění frakcí kameniva nad 4 mm se používá název stříkaný beton. Dodržení křivky zrnitosti kameniva je velmi důležité. Podíl kameniva zrn nad 8 mm by neměl přesahovat 10 %.

Voda: Poměr vody a cementu je jedním z nejdůležitějších faktorů pro konečnou kvalitu stříkaného betonu. V případě správného dávkování kolísá vodní součinitel, tj. hodnota poměru vody a cementu, jen velmi málo a drží se pod 0,5. Zvětšení vodního součinitele nad 0,5 je technologicky vyloučeno s ohledem na stékání či opadávání nanesené směsi z ukloněných či převislých ploch. V extrémních případech je možné dosáhnout poměru vody a cementu až 0,4.

Vlákna: Ocelová vlákna jsou buď přímá, nebo tvarovaná z drátu taženého za studena. Méně často se používají vlákna stříhaná z ocelového pásu. Nejčastěji se používají drátky o délce 25–35 mm. Ze syntetických vláken jsou nejčastěji používána vlákna polypropylenová, která významně zvyšují požární odolnost stříkaného betonu.

2.6. Návrh betonové směsi podle metody CH. T. Kennedyho

Vzhledem k vybavení laboratoře Univerzity Pardubice a vzhledem k množství betonu, které v porovnání s potřebou na stavbě je nepatrné, rozhodl jsem se použít k výrobě betonových směsí Kennedyho metody.

Je klasickou metodou návrhu složení betonu. Pracuje s betonem, při jehož výrobě není používáno žádných moderních příměsí ani přísad. Navržená směs je tudíž tou nejzákladnější, snadno porovnatelná, která přidáním různých příměsí může svou kvalitu jediné vylepšit.

2.6.1. Vstupní údaje

- pevnost betonu v tlaku ve 28 dnech - $R_{b,28}$
- zpracovatelnost betonové směsi, předepsaná např. velikostí sednutí kužele

Voda: Je charakterizována jedinou veličinou, kterou je její objemová hmotnost $\rho_{v,v}$. Postačující kvalitu má každá voda pitná.

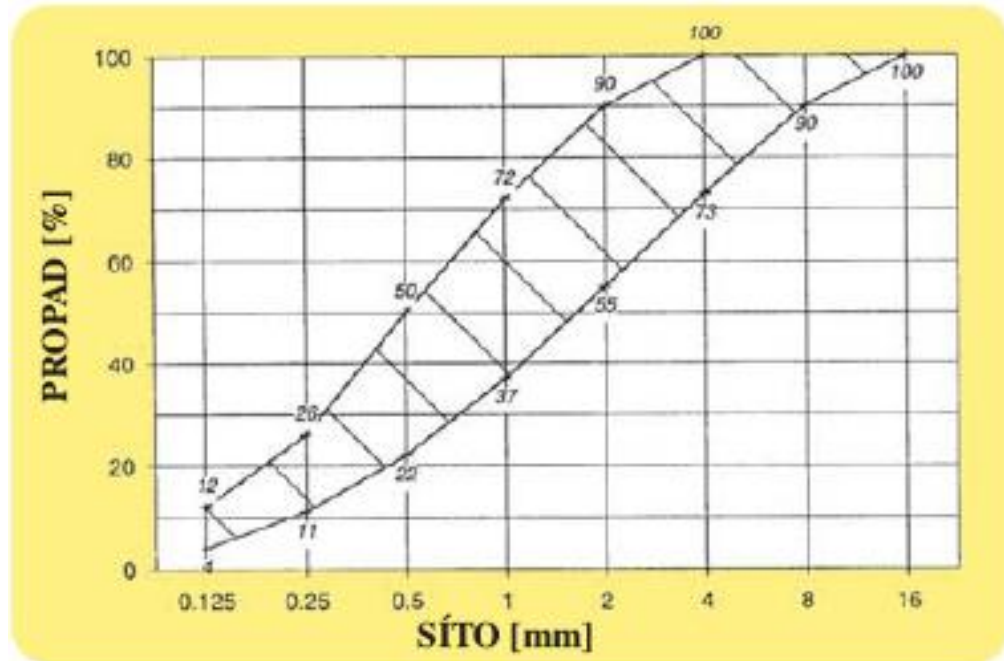
Cement: R_c - vaznost cementu neboli pevnost stanovená při destruktivní zkoušce trámečků vyrobených z cementové malty normového složení (MPa)

$\rho_{c,v}$ – objemová hmotnost cementu ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)

Kamenivo $\rho_{k,v}$ – objemová hmotnost kameniva, určuje hmotnost jednoho kubického metru horniny, tj bez vzduchových mezer mezi jednotlivými zrny skutečné směsi kameniva. ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)

$\rho_{k,t}$ – objemová hmotnost kameniva v setřeseném stavu, vyjadřuje míru, s jakou je hodnocená směs kameniva schopna, ve stavu po zhutnění, vyplnit objemovou jednotku. ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)

křivka zrnitosti kameniva, popisuje podrobněji hmotnostní podíl zrn jednotlivých velikostí v celkovém objemu kameniva.



Obr. 7 – křivka zrnitosti pro kamenivo do stříkaného betonu

Dále musí kamenivo splňovat celou řadu podmínek (pevnost, čistotu, tvar...). Kamenivo pro výrobu betonu se skládá z minimálně dvou frakcí, častěji 3 frakcí. Jsou jimi písek (0-4mm), jemný štěrk (4-8mm) a hrubý štěrk (8-16mm). Pro stříkaný beton se doporučuje max. velikost zrna 8mm.

Podíl jednotlivých frakcí je obvykle definován hmotnostním poměrem jejich zastoupení v kamenivu vyjádřeném v procentech $k_{0-4} [\%] : k_{4-8} [\%] : k_{8-16} [\%]$.

2.6.2. Postup výpočtu

1, zohlednění požadavku pevnosti navrhovaného betonu. Tento požadavek je garantován uplatněním pevnostní rovnice.

$$R_{b,28} = \alpha \cdot R_c (1 / w - 0,5)$$

$R_{b,28}$ - je tzv. směrná hodnota pevnosti betonu, která uvádí hodnotu krychelné pevnosti betonu (MPa)

α - je součinitel zohledňující složení použitého kameniva (pro kamenivo dobré zrnitosti je $\alpha = 0,55$; kamenivo průměrné zrnitosti $\alpha = 0,50$; pro kamenivo s velkým podílem jemných složek je $\alpha = 0,4$)

w - je hodnota vodního součinitele tj. poměr hmotnosti vody m_v ku hmotnosti cementu m_c

2, výpočet předběžného objemu potřebného cementového tmelu – garance podmínky zpracovatelnosti betonové směsi

Objem betonu V_b se skládá z objemu kameniva V_k a objemu cementového tmelu V_{CT} .
 $V_{CT} = V_c + V_v$.

Celkové množství cementového tmelu stanovíme z těchto podmínek - objem tmelu V_{CT1} musí vyplnit prostor mezi zrny zhutněného kameniva - objem tmelu V_{CT2} musí zajistit zpracovatelnost navrhované směsi, aby tato vyhovovala předepsané velikosti sednutí kužele.

$$V_{CT1} = \mu = 1 - \rho_{k,t} / \rho_{k,v} \quad (m^3)$$

μ – mezerovitost zhutněné směsi kameniva

V_{CT2} – určení této části objemu cementového tmelu vychází z představy, že první část V_{CT1} slouží k vyplnění mezer mezi zrnky kameniva. Druhá část slouží k obalení zrnkem kameniva, aby byla směs lépe zpracovatelná. Je třeba určit specifický povrch kameniva $A_{k,t}$, zvolit tloušťku filmu pro obalení δ (určení podle grafu).

$$A_{k,t} = k \cdot (\rho_{k,t} / \rho_{k,v}) \cdot \Sigma (p_i / d_i) \quad (m^2)$$

k - součinitel geometrie zrn (pro těžené kamenivo $k = 8$, pro kamenivo drcené $k = 10$ až 12 stejně jako v případě kameniva s vysokým podílem jemných zrn).

p_i - podíl zrn velikosti určené velikostí otvorů dvou sousedních sít normové sady při prosévací zkoušce vyjádřený v %

d_i - je charakteristika velikosti zrn, která se mezi uvedenými dvěma sítý nacházejí; je dána jako aritmetický průměr otvorů v uvažované dvojici sít (do výrazu se dosazuje v cm!).

Do stanovení specifického povrchu kameniva se počítají jen zrna s velikostí nad 0,25mm

Po odečtení vhodné tloušťky filmu lze stanovit první aproximaci celkového objemu potřebného tmelu z výrazu

$$V_{CT} = \mu + A_{k,t} \cdot \delta \quad (m^3)$$

3, garance objemové rovnice

Tento krok návrhu zaručuje, aby objem betonu zhotoveného z množství kameniva cementu a vody, které budou výsledkem tohoto postupu, byl jednotkový, tj. aby výsledné množství betonu bylo 1 m³.

Nejprve stanovíme objem cementového tmelu, který vznikne zamícháním 1 kg cementu a množství vody odpovídající hodnotě vodního součinitele

$$V_{CT,1} = 1 / \rho_{c,v} + 1 \cdot w / \rho_{v,v} \quad (m^3)$$

První přiblížení dávky cementu je poté dáno výrazem:

$$m_{C,1} = V_{CT} / V_{CT,1} \quad (kg)$$

množství záměsové vody:

$$m_{V,1} = w \cdot m_{C,1} \quad (kg)$$

a množství kameniva:

$$m_{k,1} = \rho_{k,t} \quad (kg)$$

Tato tři množství ještě nesplňují podmínku, aby ze směsi, která z nich bude vyrobena, vznikl po jejím zhutnění právě 1m³ hotového betonu. K upřesnění na hodnoty odpovídající této podmínce slouží právě objemová rovnice:

$$m_{C,1} / \rho_{c,v} + m_{V,1} / \rho_{v,v} + m_{k,1} / \rho_{k,v} = 1 + \Delta$$

a poté definitivní množství jednotlivých složek jsou

$$m_C = m_{C,1} / (1 + \Delta) \quad (kg)$$

$$m_V = m_{V,1} / (1 + \Delta) \quad (kg)$$

$$m_k = m_{k,1} / (1 + \Delta) \quad (kg)$$

4. Úprava receptury s ohledem na skutečnou vlhkost kameniva

Jednou z okolností, které komplikují stejnorodost výroby betonu, je vlhkost kameniva. Její hodnota může výrazně kolísat a to i během dvou bezprostředně následujících výrobních cyklů. Voda je vázána na kamenivo, a pokud bychom nevzali v potaz vlhkost kameniva, výsledná směs by byla příliš tekutá a neobsahovala potřebné množství kameniva.

Obsahuje-li např. používaný písek $X\%$ vody, pak má-li být dodrženo množství písku, je pro navázení předepsané dávky suchého písku m_p připravit dávku o hmotnosti

$$m_{p,sk} = 100 \cdot m_p / (100 - X), \text{ (kg)}$$

která však obsahuje množství vody

$$m_{v,p} = X \cdot m_{p,sk} / 100 \quad \text{(kg)}$$

o které musí být snížena dávka záměsové vody.

2.7. Teorie fyzikální podobnosti

Experimentální posuzování některých technických problémů fyzikální povahy je založeno na zavádění principů fyzikální podobnosti do řešení dané úlohy. Fyzikální podobnost mechanických dějů vychází z rozměrové analýzy fyzikálních rovnic, které popisují daný jev. Vlastní experimentální řešení daného problému je možno při respektování zákonů podobnosti velmi výhodně provést na fyzikálním modelu.

Experimentální měření oblouku tunelového ostění bylo provedeno na základě teorie podobnosti fyzikálních dějů v laboratoři a ve skutečnosti.

S obrovským rozvojem výpočetní techniky v posledních několika desetiletích a jejím masivním zpřístupnění široké odborné veřejnosti se výrazně rozvinuly a rozšířily nejrůznější metody matematického modelování a simulace. Tato skutečnost vedla v mnoha technických disciplínách k tomu, že význam fyzikálního modelování ustoupil zdánlivě do pozadí. V poslední době se ale ukazuje při řešení velmi náročných a složitých úloh, že i dnes vhodně sestavený či zvolený fyzikální model totiž může s výhodami posloužit jako experimentálně ověřený podklad pro vlastní realizaci díla. Na jeho základě je možno ověřit případně provést kontrolu prototypu výrobku a nebo odvodit či identifikovat příslušnou výrobní řadu.

Kontrola a vyšetřování (včetně experimentálního) již zhotovených stavebních výrobků, staveb, nosných inženýrských konstrukcí a jejich prototypů bývá, zejména při větším počtu sledovaných parametrů, velmi pracné a zdlouhavé. Zavedením podmínek a zásad fyzikální podobnosti lze počet proměnných redukovat a celkovou práci s posouzením celého problému tak významně a podstatně zjednodušit.

Při řešení velmi složitých a náročných prostorových geotechnických úloh, jako je stabilita nosných konstrukcí dopravních staveb, stabilita svahů silničních a železničních komunikací, křížení podzemních liniových děl, stabilita čelby tunelů, stabilita podzemních kaveren o velkém rozpětí apod., se často setkáváme s určitým nesouladem mezi získanými teoretickými a experimentálními poznatky. Odchytky od chování spojitého látky jako je převaha nevratného přetvoření, existence dilatance a kontraktance, platnost principu efektivních napětí, vliv středního napětí na mechanické chování, proměnlivost součinitele bočního tlaku v klidu, diskrétní chování horninového a zemního prostředí na mezi porušení a další podobné faktory svědčí o tom, že

závažné geotechnické stabilitní problémy nelze redukovat na elastické či pseudoelastické řešení spojitého látek. Experimentální geomechanika přesto, že tyto skutečnosti objevila nebo potvrdila, nadále určuje přetvárné a pevnostní charakteristiky geotechnického prostředí v laboratoři v jednoosém zatěžovacím systému ze vztahů platných pro pružný poloprostor.

Teorie podobnosti v experimentální geomechanice nám umožňuje vytvořit dimenzionální analýzou příslušné bezrozměrné argumenty významně ovlivňující daný děj. Kritérium podobnosti potom spočívá v rovnosti těchto parametrů jak na zkušebním tělese či modelu, tak na skutečném díle. Z teorie podobnosti lze dále odvodit, že výsledky jakéhokoliv experimentálního měření na zkušebních tělesech v laboratoři, v terénu, na modelech z ekvivalentních materiálů apod. platí v mezích pokusných podmínek a nelze je zobecňovat. Z výše uvedeného tedy jednoznačně vyplývá, že výše uvedené náročné stabilitní úlohy je nutno experimentálně posuzovat a řešit ve stejném tj. tříosém zatěžovacím systému, v jakém se skutečně nosné konstrukce geotechnických děl a jejich bezprostřední okolí nacházejí.

Na základě výše uvedeného rozboru a teorie podobnosti fyzikálních dějů byly odvozeny vstupní hodnoty pro fyzikální modely obloukové výztuže (materiálové vlastnosti, zatížení). Vzhledem k teoretické náročnosti celého problému a omezením vyplývajících z časových možností této diplomové práce, není proveden podrobný teoretický rozbor fyzikálního modelování z ekvivalentních materiálů.

3. EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

Tato část představuje hlavní náplň práce. Obsahuje postupy výroby betonových směsí, její odlévání do forem, ošetřování tvrdnoucího betonu až po zkoušky na vzorcích provedené.

3.1. Klasická betonová směs

Z klasické směsi byly vyrobeny 3 typy betonu:

Prostý, vyztužený polypropylenovými vlákny a vyztužený ocelovými vlákny.

3.1.1. Složení

Popis vlastností jednotlivých složek

3.1.1.1. Cement

Pro klasickou směs byl použit cement firmy Holcim Czech (Pobočka Pardubice).

Jednalo se o typ: CEM I 42,5 R, vyráběn a zkoušen dle EN 197-1 a EN 196

$$R_{c,28} = 42,5 \text{ MPa}$$

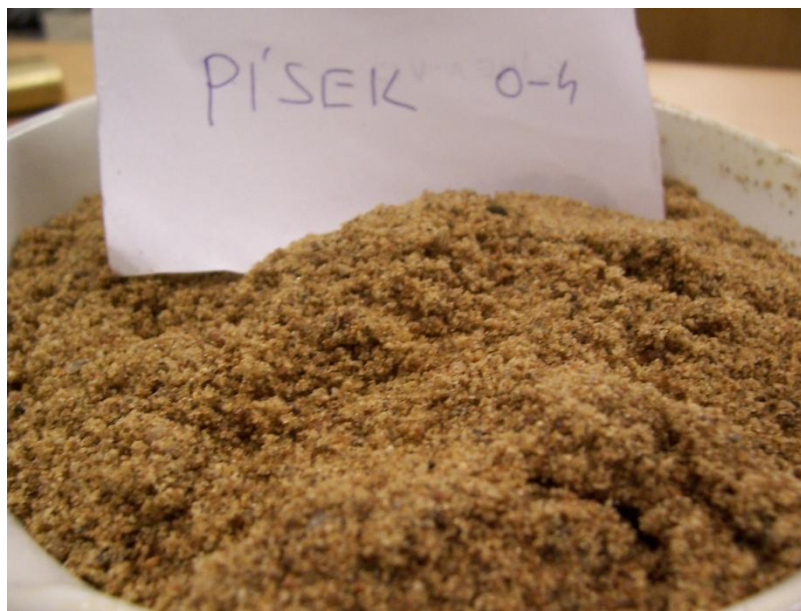
$$\rho_{v,c} = 3100 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$$

3.1.1.2. Kamenivo

Kamenivo bylo pořízeno ve dvou frakcích. Písek 0-4mm a štěrk 4-8mm. Obě frakce získány od firmy Holcim Czech (Pobočka Pardubice).

Zastoupení frakcí:	0-4mm	18,5 %
	4-8mm	81,5 %

Určení objemové hmotnosti v setřeseném stavu: Vysušená směs kameniva nasypána do válce daného objemu, poté byl válec umístěn na vibrační stůl a po dobu 3 min setřásán. Poté směs dosypána po horní okraj válce a znovu setřesena. Když už nešlo více setřásat, směs kameniva zarovnána s horní hranou válce a zvážena.



Obr. 8 – použitý písek

$V_v = 1160,47$ (objem válce)

$m_{t,k} = 2168,1$ g (hmotnost suchého kameniva)

$$\rho_k = \frac{m_{t,k}}{V_v}$$

$\rho_{t,k} = 1868,2 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} = 1870 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$

Určení objemové hmotnosti: Známé množství vysušeného kameniva jsme umístili do odměrného válce se známým objemem vody. Zaznamenali jsme změnu objemu v odměrném válci a vypočetli objemovou hmotnost.

$V_w = 500$ ml (objem vody)

$m_{v,k} = 500$ g (hmotnost kameniva)

$$\rho_k = \frac{m_{kv,k}}{(V_2 - V_w)}$$

$V_2 = 693,67$ ml (změna objemu po přidání kameniva)

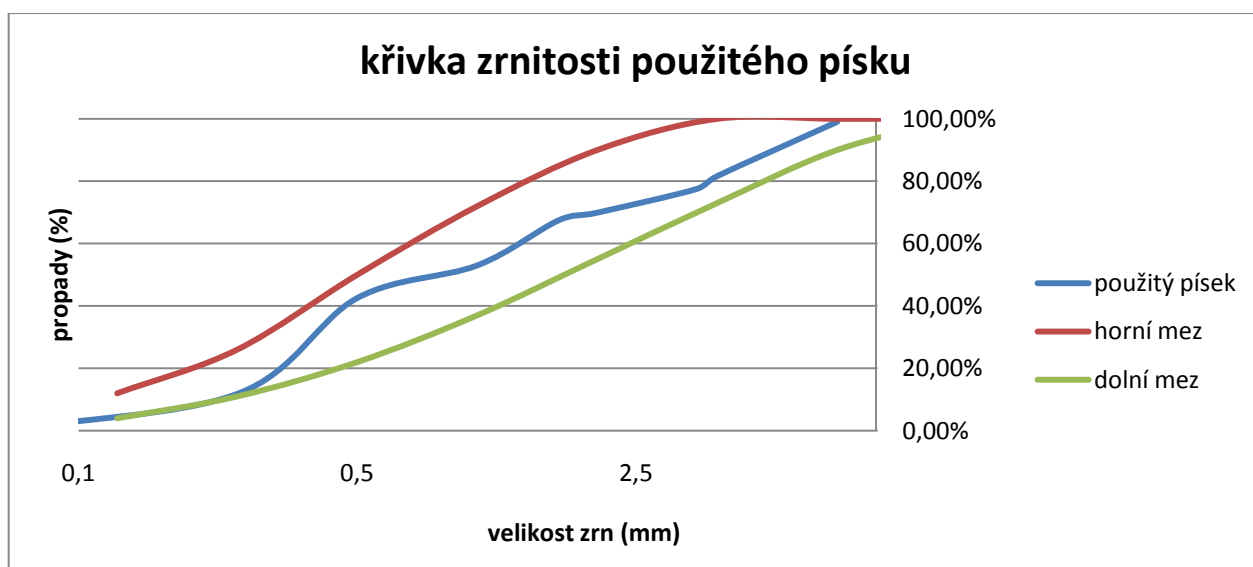
$\rho_{v,k} = 2,582 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3} = 2580 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$

3.1.1.3. Křivka zrnitosti

Provedena na základě prosévací zkoušky kameniva. K prosévání použita řada sít viz tabulka. Proset byl vysušený vzorek o hmotnosti 1 kg.

Tab.1 – výsledky prosévací zkoušky

síto (mm)	8	4	3,55	2	1,6	1	0,5	0,25	0,063
propad (%)	99,01	81,62	77,48	69,89	67,43	52,98	42,52	11,79	0,00
propad (g)	990,1	816,2	774,8	698,9	674,3	529,8	425,2	117,9	0
zbytek (g)	9,9	173,9	41,4	75,9	24,6	144,5	104,6	307,3	117,9



Obr. 9 – křivka zrnitosti použitého písku s vyznačením horní a dolní meze kameniva pro stříkaný beton

3.1.1.4. Záměsová voda:

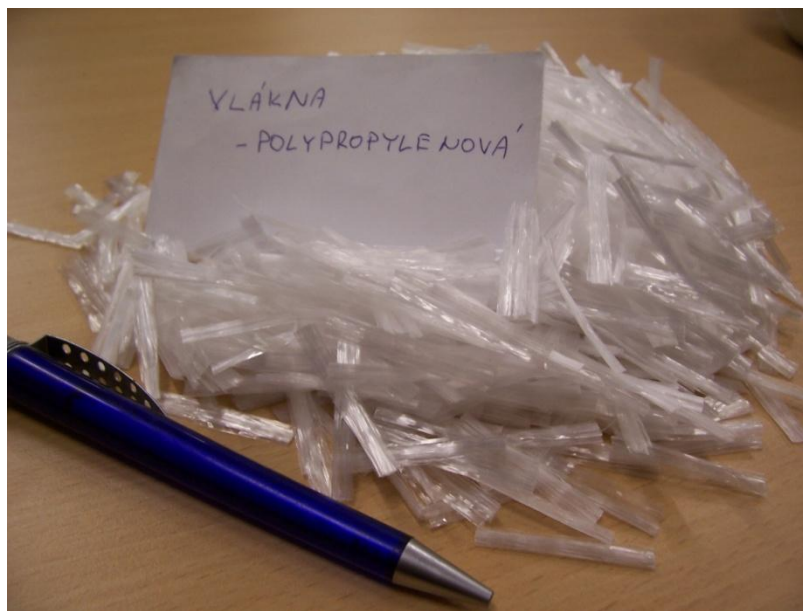
Jako záměsová voda byla použita pitná voda z laboratoří Univerzity Pardubice. Splňující podmínky ČSN 73 2028 – Voda pro výrobu betonu.

3.1.1.5. Polypropylenová vlákna:

Byla použita polypropylenová vlákna Texzem firmy Kordárna a.s. o délce 4 cm.

$$\rho_p = 910 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

dávkování: 1 kg/m^3



Obr. 10 – použitá polypropylenová vlákna

3.1.1.6. Drátky:

Ocelový drát pr. 1,0 mm, jakost C9D, pevnost cca 1000 MPa

$$\rho_d = 7850 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

dávkování: 1% objemu betonové směsi, to odpovídá $78,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$



Obr. 11 – použitá ocelová vlákna

3.1.2. Receptura

Receptura navržena pomocí Kennedyho metody (viz kap. 2.6)

R_c	42,5 MPa	- vaznost cementu
$\rho_{v,c}$	3100,00 kg/m ³	- objemová hmotnost cementu
$\rho_{v,k}$	2580,00 kg/m ³	- objemová hmotnost kameniva
$\rho_{t,k}$	1870,00 kg/m ³	- sypaná hmotnost směsi kameniva v setřeseném stavu
p_{0-4}	81,50 %	- hmotnostní podíl obsahu písku 0-4 mm ve směsi kameniva
p_{4-8}	18,50 %	- hmotnostní podíl obsahu písku 4-8 mm ve směsi kameniva
h_{0-4}	1,63 %	- skutečná vlhkost písku
h_{4-16}	0,36 %	- skutečná vlhkost obou frakcí šterku
p	1,00 %	- porozita čerstvého betonu
s	10,0 cm	- sednutí kužele
$\rho_{v,v}$	1000,00 kg/m ³	- objemová hmotnost vody
$R_{b,28}$	47,8 MPa	- směrná hodnota pevnosti betonu (tabelováno)
α	0,55	- součinitel zohledňující složení použitého kameniva
w	0,39	- vodní součinitel $w = mv/mc$
$\mu =$	0,28	- mezerovitost = objem tmelu

$$\mu = V_{CT1} = \rho_{t,k} / \rho_{t,k}$$

$$V_{CT1} = 1870 / 2580 = 0,28$$

Tab.2 - Zrnitost kameniva

síta [mm]	d [cm]	propad[%]	zbytek[%]	p_i [%]	p_i / d
		-	-	0,00	0,00
8 - 16	1,2	100,0	-	0,00	0,00
4 - 8	0,6	99,0	17,4	17,39	28,98
2 - 4	0,3	81,6	11,7	11,73	39,10
1 - 2	0,15	69,9	16,9	16,91	112,73

síta [mm]	d [cm]	propad[%]	zbytek[%]	p _i [%]	p _i / d
0,5 - 1	0,075	53,0	10,5	10,46	139,47
0,25 - 0,5	0,0375	42,5	30,7	30,73	819,47
0,125 - 0,25	0,01875	11,8	11,8	11,79	
0 - 0,125	0,00625	0,0	0,0	0,00	

$$\Sigma p_i / d = \mathbf{1139,75}$$

$k = 8$ - součinitel geometrie, pro těžené kamenivo 8

$A_{t,k} =$ - specifický povrch kameniva

$$A_{t,k} = k * \rho_{t,k} / \rho_{v,k} * \Sigma p_i / d_i$$

$$A_{t,k} = 8 * 1870 / 2580 * 1139,75$$

$$A_{t,k} = 6608,98 \text{ m}^2$$

$\delta = 0,00003 \text{ mm}$..(vyčteno z grafu závislosti zpracovatelnosti betonové směsi charakterizované velikostí sednutí kužele na hodnotě vodního součinitele a tloušťce filmu na obalení zrn kameniva δ .)

$V_{CT} =$ - celkový objem potřebného cementového tmelu

$$V_{CT} = \mu + A_{t,k} * \delta$$

$$V_{CT} = 0,28 + 6608,98 * 0,00003$$

$$V_{CT} = 0,473$$

$V_{CT,1} =$ - objem tmelu z 1kg cementu + odpovídající množství vody

$$V_{CT,1} = 1 / \rho_{c,v} + 1 * 1 / \rho_{v,v}$$

$$V_{CT,1} = 1 / 3100 + 1 * 0,39 / 1000$$

$$V_{CT,1} = 0,000716 \text{ m}^3$$

$m_{C,1} =$ - přibližná dávka cementu

$$m_{C,1} = V_{CT} / V_{CT,1}$$

$$m_{C,1} = 661,7 \text{ kg}$$

$$m_{V,1} = w * m_{C,1}$$

$$m_{V,1} = 0,39 * 661,7$$

$$m_{V,1} = 260,01 \text{ kg}$$

$$m_{K,1} = \rho_{t,k} = 1870 \text{ kg}$$

$(1 + \Delta) =$ koeficient objemové rovnice

$$(1 + \Delta) = \frac{m_{C,1}}{\rho_{v,c}} + \frac{m_{V,1}}{\rho_{v,v}} + \frac{m_{K,1}}{\rho_{v,k}}$$

$$(1 + \Delta) = 1,1983$$

$$m_C = m_{C,1} / (1 + \Delta) = 661,70 / 1,1983 = \underline{552,21 \text{ kg}}$$

$$m_V = m_{V,1} / (1 + \Delta) = 260,01 / 1,1983 = 216,99 \text{ kg}$$

$$m_K = m_{K,1} / (1 + \Delta) = 1870,0 / 1,1983 = 1560,59 \text{ kg} \quad m_{0-4} = 1271,88 \text{ kg}$$

$$m_{4-8} = 288,71 \text{ kg}$$

Úprava s ohledem na skutečnou vlhkost kameniva

$$m_{0-4} = m_{0-4} * (1 - h_{0-4} / 100) = 1271,88 * (1 - 0,0163) = \underline{1251,15 \text{ kg}}$$

$$m_{4-8} = m_{4-8} * (1 - h_{4-8} / 100) = 288,71 * (1 - 0,0036) = \underline{284,00 \text{ kg}}$$

$$m_{v,k} = m_{0-4} * (h_{0-4} / 100) + m_{4-8} * (h_{4-8} / 100) = 21,42 \text{ kg (množství vody v kamenivu)}$$

$$m_v = m_V - m_{v,k} = 216,99 - 21,42 = \underline{195,57 \text{ kg}}$$

dávkování jednotlivých složek na 1 m^3 betonové směsi

$$\begin{aligned} m_C &= 552,21 \text{ kg} \\ m_V &= 195,57 \text{ kg} \\ m_{0-4} &= 1251,15 \text{ kg} \\ m_{4-8} &= 284,00 \text{ kg} \\ m_{\text{polyp}} &= 1,00 \text{ kg} \\ m_{\text{drátky}} &= 78,50 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.1.3. Výroba betonové směsi

3.1.3.1. Pomůcky

Míchačka betonu (kapacita 50 l) – max. doporučená dávka 30 l, váhy KERN de 60 k20 (nosnost 60 kg, přesnost 20g), váhy KERN EW600-2M (nosnost 600g, přesnost 0,01g), zednická naběračka.



Obr. 12 – použité pomůcky (váha KERN de60 k20, váha KERN EW600, míchačka)

3.1.3.2. Postup

Na vahách jsme dle receptury odvážili potřebná množství jednotlivých složek. Do míchačky jsme nejprve vsypali dávku písku / kameniva, poté jsme, pokud se jednalo o vyztuženou směs, přidali dávku polypropylenových vláken nebo drátků. Minutu jsme nechali směs promíchat a poté jsme přidali dávku cementu a za stálého míchání přiléváli

vodu. Směs jsme nechali míchat 3 minuty. Pokud se směs jevila málo kompaktní, přilili jsme nepatrné množství vody (max. 0,5 litru).

Vzhledem ke kapacitě míchačky nebylo možné namíchat potřebné množství směsi v jedné várce. Proto jsme postup opakovali do té doby, než bylo namícháno požadované množství.

3.1.4. Výroba zkušebních těles

Každá zatěžovací zkouška se provádí na různém zkušebním tělese. Pro zkoušku v prostém tlaku (krychelném) je to krychle o délce strany 150 mm, pro zkoušku pevnosti v tahu za ohybu je to trámeček o rozměrech 100 x 100 x 400 mm a pro určení statického modulu pružnosti je to válec o průměru základny 150 mm a výšce 300 mm.

Od každého zkušebního tělesa byly vyrobeny 3-4 reprezentativní vzorky pro řádné vyhodnocení zkoušek pro každý typ betonové směsi.

Tab. 3 – počet zkušebních těles pro klasickou směs

	krychle	trámeček	válec
prostý	3	3	4
polypropylen	3	3	4
drátky	3	3	4

Každé zkušební těleso je vyrobeno ztuhnutím patřičné betonové směsi v pevných formách příslušných rozměrů.



Obr. 13 – naplněné formy pro výrobu zkušebních těles (válec, krychle, trámek)

3.1.4.1. Pomůcky

Zednická lžíce, patřičné formy (forma na krychli, trámek a válec), vibrační stůl

3.1.4.2. Odlévání do forem

V míchačce namíchanou betonovou směsí jsme z jedné třetiny naplnili patřičné formy a na vibračním stole zhutnili. Postup jsme opakovali třikrát, než byly formy úplně naplněné. Horní plochu směsi, která lícovala s horním okrajem formy, jsme uhladili zednickou lžící.



Obr. 14 – vibrační stůl a drátkobetonem naplněná forma na válečky

3.1.4.3. Úschova a ošetřování

Zkušební tělesa jsme ponechali ve formě po dobu 2 dní. Samotné ošetřování a úschova těles proběhlo podle Normy ČSN EN 12390-2 (Zkoušení ztvrdlého betonu, část 2, výroba a ošetřování zkušebních těles). Tělesa byla po dvou dnech vyjmuta z forem a ošetřována po dobu 26 dní ve vodní lázni.



Obr. 15 – nádrž na ošetřování zkušebních těles



Obr. 16 – zkušební tělesa vyjmutá z forem

3.2. Poměrová směs

Z poměrové směsi bylo vyrobeno 5 typů betonu, z nichž 2 typy byly ošetřovány jak podle normy ČSN EN 12390-2 (Zkoušení ztvrdlého betonu, část 2, výroba a ošetřování zkušebních těles) tak nenormově, tzn., byly ošetřovány mimo vodní lázeň. Uschovány v prostředí s kolísající teplotou od 10°C do 23°C. Nebyly nijak vlhčeny ani uschovány v prostoru s vlhkostí nad 95 %. Jednalo se o směs prostého betonu a směs vyztuženou polypropylenovými vlákny. Tyto směsi byly umíchány s cílem porovnat chování řádně ošetřovaných vzorků se vzorky vystavenými podobným klimatickým podmínkám, jaké probíhají na stavbě.

Tab. 4 – Vyrobené poměrové směsi a jejich označení

Typ směsi	Označení při zkouškách
Prostý beton normově ošetřovaný	JPnor
Prostý beton nenormově ošetřovaný	JPnenor
Beton vyztužený PP vlákny normově ošetřovaný (dávka PP vláken - 1kg/m ³ betonu)	1POLnor
Beton vyztužený PP vlákny nenormově ošetřovaný (dávka PP vláken - 1kg/m ³ betonu)	1POLnen
Beton vyztužený PP vlákny normově ošetřovaný (dávka PP vláken - 3kg/m ³ betonu)	3POL
Beton vyztužený ocelovými vlákny (dávka drátků - 1% objemu betonu)	1% drátek
Beton vyztužený ocelovými vlákny (dávka drátků - 0,5 % objemu betonu)	0,5% drátek

Poměrová směs byla vyrobena ze složek, jejichž velikost byla oproti složkám klasické směsi pětinová. Tzn., např. velikost kameniva byla maximálně 1,6 mm, ale dávkování drátků a vláken zůstalo neměnné (1% objemu betonové směsi).

3.2.1. Složení

3.2.1.1. Cement

Pro poměrovou směs byl použit cement firmy Holcim Czech (Pobočka Pardubice).

Jednalo se o typ: CEM II B-S 32,5 R, vyráběn a zkoušen dle EN 197-1 a EN 196

$$R_{c,28} = 32,5 \text{ MPa}$$

$$\rho_{v,c} = 3100 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$$

3.2.1.2. Kamenivo

Jednalo se o směs jemných písků. Písky pocházely ze zásob Univerzity Pardubice. Základ tvořili provedínské písky, konkrétně písek PR30/31, který byl smíchán s jemným pískem maximálního zrna 1,6 mm. Ten byl získán od firmy Holcim Czech (pobočka Pardubice).

Zastoupení frakcí: 0-1mm 94,76 %

1-2mm 5,24 %

Určení objemové hmotnosti v setřeseném stavu: Stejný postup jako u písku pro klasickou směs (viz. 3.1.1.2)

$$V_v = 1160,47 \text{ (objem válce)}$$

$$m_{t,k} = 2000,33 \text{ g (hmotnost suchého písku)} \quad \rho_k = \frac{m_{t,k}}{V_v}$$

$$\rho_{t,k} = 1723,7 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3} = 1720 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$$

Určení objemové hmotnosti: Pomocí pyknometru. Zvážili jsme si malá množství vysušeného písku. Vysušili jsme i pyknometry a zvážili je. Poté jsme pyknometr naplnili vodou, zvážili ho a změřili teplotu vody. Pak jsme do pyknometru s vodou vsypali písek a zahřívali, až se voda vařila. Tím jsme zbavili roztok vzduchových bublin. V dalším kroku jsme dolili do pyknometru s pískem až po okraj vodu a zvážili jej. Ze zaznamenaných hodnot jsme spočítali objemovou hmotnost. Objemovou hmotnost vody jsme určili pomocí tabulek a její aktuální teploty.

$$m_{pyk} = 31,25 \text{ g} \quad (\text{hmotnost suchého pyknometru})$$

$$m_{pis} = 31,77 \text{ g} \quad (\text{hmotnost suchého písku})$$

$$m_{v,k} = 134,57 \text{ g} \quad (\text{hmotnost pyknometru s vodou})$$

$$m_{ppv} = 154,37 \text{ g} \quad (\text{hmotnost pyknometru s pískem a vodou})$$

$$\rho_w = 0,9978 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3} \quad (\text{objemová hmotnost vody})$$

$$\rho_{v,k} = \rho_w \cdot m_{pis} / ((m_{v,k} - m_{pyk}) - (m_{ppv} - m_{pis}))$$

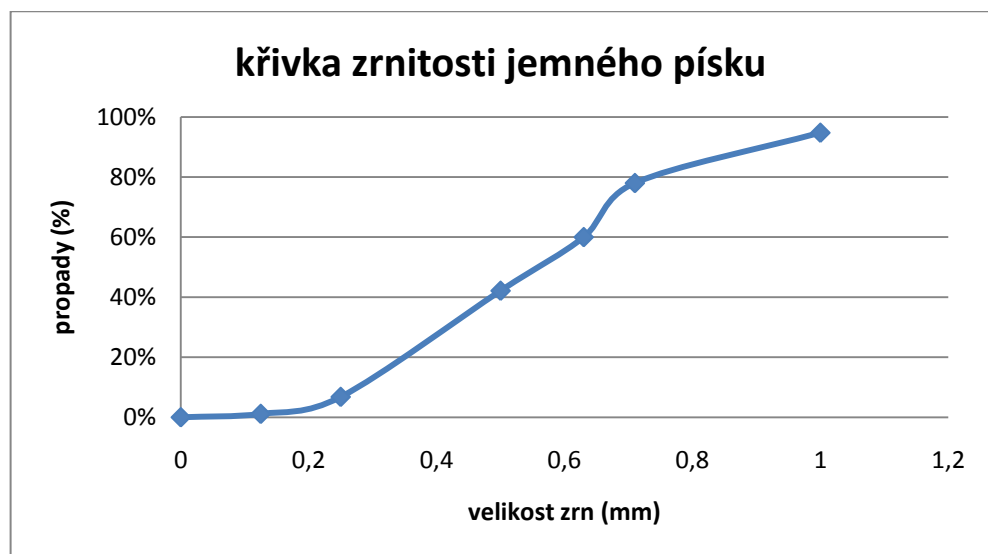
$$\rho_{v,k} = 2,649 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3} = 2650 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

3.2.1.3. Křivka zrnitosti

Provedena na základě prosévací zkoušky kameniva. K prosévání použita řada sít viz tabulka. Proset byl vysušený vzorek o hmotnosti 1 kg.

Tab.5 – výsledky prosévací zkoušky

síto (mm)	1	0,71	0,63	0,5	0,25	0,125	0
propad (%)	94,70	78,30	60,90	42,10	7,30	1,10	0,00
propad (g)	947	783	609	421	73	11	0
zbytek (g)	53	164	174	188	348	62	11



Obr. 17 – křivka zrnitosti použitého jemného písku

3.2.1.4. Záměsová voda

Jako záměsová voda byla použita pitná voda z laboratoří Univerzity Pardubice. Splňující podmínky ČSN 73 2028 – Voda pro výrobu betonu.

3.2.1.5. Polypropylenová vlákna:

Byla použita polypropylenová vlákna FIBRED firmy Redrock Construction s.r.o. o délce 6 mm.

$$\rho_p = 910 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

dávkování: pro směs 1POLnor a 1POLnen – 1 kg vláken na 1 m³ směsi betonu

pro směs 3POL – 3 kg vláken na 1 m³ směsi betonu



Obr. 18 – použitá polypropylenová vlákna

3.2.1.6. Drátky:

Ocelový nerezový drát, průměr 0,2 mm, délka 2 cm, jakost WNr 1.4301, pevnost cca 750 MPa.

$$\rho_d = 7850 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

dávkování: pro směs 1 % drátek - 1% objemu betonové směsi, to odpovídá 78,5 kg·m⁻³

pro směs 0,5% drátek – 0,5% objemu betonové směsi, to odpovídá 39,3 kg·m⁻³

Drátek pro poměrovou směs nebyl k dostání v nastříhané podobě. Tudíž bylo zapotřebí si ho nastříhat. Stříhán byl po 2 cm z namotaného svitku. K přípravě těmito drátky vyztužených směsí bylo potřeba nastříhat 7,3 kg drátu o délce zhruba 3 km.



Obr. 19 – použitá ocelová vlákna

3.2.2. Receptura

Odvozena experimentálně. Na základě krychelné pevnosti pěti týden starých vzorků. Každá z pěti směsí měla jiný poměr jednotlivých složek. Byl vybrán ten, co vykazoval nejmenší pevnost, aby byl zachován určitý poměr pevnosti zkušebních těles z klasické a poměrové směsi. Návrh přesto vycházel z Kennedyho metody a ctíl pravidla teori podobnosti.

R_c	32,5 MPa	- vaznost cementu
$\rho_{v,c}$	3100,00 kg/m ³	- objemová hmotnost cementu
$\rho_{v,k}$	2650,00 kg/m ³	- objemová hmotnost kameniva
$\rho_{t,k}$	1730,00 kg/m ³	- sypná hmotnost směsi kameniva v setřeseném stavu
p_{0-4}	100,00 %	- hmotnostní podíl obsahu písku 0-4 mm ve směsi kameniva
p_{4-8}	0,00 %	- hmotnostní podíl obsahu písku 4-8 mm ve směsi kameniva
h_{0-4}	0,20 %	- skutečná vlhkost písku
h_{4-16}	0,00 %	- skutečná vlhkost obou frakcí štěrku
p	1,00 %	- porozita čerstvého betonu
$\rho_{v,v}$	1000,00 kg/m ³	- objemová hmotnost vody

3.2.3. Postup výroby

Postup výroby je shodný jako u klasické směsi. Jen u dávkování drátků do směsi 1% *drátek* měla ocelová vlákna tendenci se shlukovat, ale při dostatečném promíchání se rovnoměrně rozmístila v matrici. U směsi 0,5% *drátek* už takový problém s rozmícháním nebyl.



Obr. 20 – míchání drátkobetonové směsi

3.2.4. Výroba zkušebních těles

Pro poměrovou směs byla vyrobena stejná zkušební tělesa jako pro směs klasickou, tzn krychle, trámky a válečky. Na nich byly stejně tak provedeny zatěžovací zkoušky. Plus bylo navíc vyrobeno zkušební těleso model tunelového ostění (klenba). Každé zkušební těleso je vyrobeno ztuhnutím patřičné betonové směsi v pevných formách příslušných rozměrů.

Od každého zkušebního tělesa byly rovněž vyrobeny 3-4 reprezentativní vzorky pro řádné vyhodnocení zkoušek pro každý typ betonové směsi.

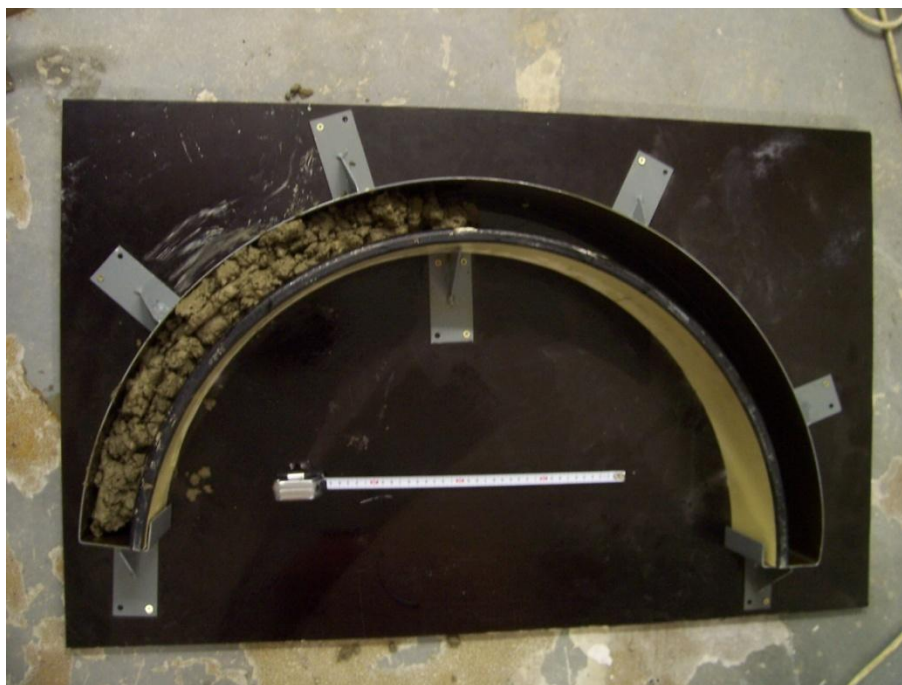
Tab. 6 – počet zkušebních těles pro poměrovou směs

Typ směsi	krychle	trámek	válec	klenba
JPnor	3	3	4	3
JPenor	3	3	4	3
1POLnor	3	3	4	3
1POLnen	3	3	4	3
3POL	3	3	4	3
1% drátek	3	3	4	3
0,5% drátek	3	3	4	3

3.2.4.1. Klenba

Novým a zásadním zkušebním tělesem byl model tunelového ostění – klenba.

Forma pro klenbu byla vyhotovena z několika částí. Na dřevotřískovou desku byl pomocí ocelových patek uchycen plechový pás o daném poloměru a půlkružnicový dřevěný segment roury tak, aby jejich půdorys tvořil soustředné polokružnice s odstupem 5 cm.



Obr. 21 – forma na zkušební těleso klenbu

Rozměry: R1 vnitřní poloměr – 362 mm

R2 vnější poloměr – 412 mm

Výška – 100 mm

Šířka - 50 mm



Obr. 22 – zkušební těleso – *klenba*

3.2.4.2. Pomůcky pro výrobu zkušebních těles

Zednická lžice, patřičné formy (forma na krychli, trámek a válec), vibrační stůl

3.2.4.3. Odlévání do forem

Postup stejný jako u klasické směsi (viz. 3.1.4.2.)

3.2.4.4. Úschova a ošetřování

Zkušební tělesa jsme ponechali ve formě po dobu 3 dní. Tedy o den déle než klasickou směs. Protože vzhledem ke svému profilu a složení nevykazovaly klenby dostatečnou pevnost pro odbednění po 2 dnech. Samotné ošetřování a úschova těles proběhlo podle Normy ČSN EN 12390-2 (Zkoušení ztvrdlého betonu, část 2, výroba a ošetřování zkušebních těles).



Obr. 23 – vibrační stůl a drátkobetonem naplněná forma na válečky

3.3. Zkoušky prováděné na normových zkušebních tělesech

Jsou to zkoušky, které byly provedeny na zkušebních tělesech všech namíchaných betonových směsí a mají svou jasnou definici stanovenou v národní normě.



Obr. 24 – hydraulický lis Cyber-tronic

3.3.1. Zkouška v prostém tlaku (krychelná pevnost)

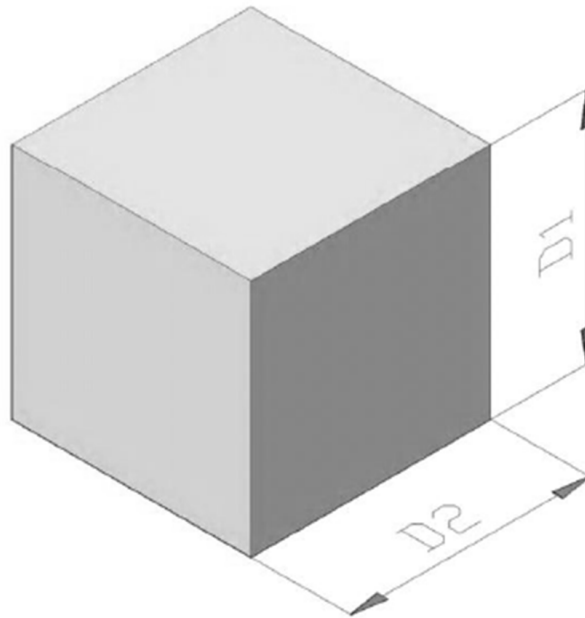
Zkouška provedena dle normy ČSN EN 12390-3 - Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3 Pevnost v tlaku zkušebních těles.

3.3.1.1. Pomůcky

Elektrohydraulický lis s pohonnou jednotkou servotronic (Cyber-tronic) s volitelným nárůstem zatěžovací síly (max. tlaková síla 3000 kN), posuvné měřítko (přesnost 0,01mm)

3.3.1.2. Rozměry zkušebního tělesa

Jako zkušebního tělesa jsem použil krychli o délce hrany $D1 = 150$ mm. Řídící jednotka lisu, resp. software, který přijímá vstupní údaje a vyhodnocuje výsledky, potřebuje znát dva rozměry zkušebního tělesa. Proto $D2 = 150$ mm.



Obr. 25 – zkušební těleso pro určení pevnosti v tlaku

3.3.1.3. Postup

Zkušební těleso jsme nejdříve změřili posuvným měřítkem. Údaje $D1$ (výška) a $D2$ (šířka) slouží jako vstupy do řídicí jednotky lisu. Vzorek jsme umístili do lisu a nastavili rychlost

zatěžování na 0,5 MPa/s. Spustili jsme zatěžování a počkali do porušení vzorku. Zaznamenali jsme naměřené hodnoty a zkoušku opakovali podle počtu zkušebních těles.

3.3.1.4. Výstupy

Výstupem zkoušky je maximální tlakové napětí, které vzorek přenesl do porušení.

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

F_c pevnost v tlaku (MPa)

F maximální tlaková síla při porušení (N)

A_c průřezová plocha zkušebního tělesa, na kterou působí zatížení (mm²)



Obr. 26 – Zkušební těleso z prostého betonu, po ukončení zkoušky pevnosti v tlaku

Obr. 27 – zkušební těleso z drátkobetonu po ukončení zkoušky pevnosti v tlaku



3.3.2. Zkouška v tahu za ohybu

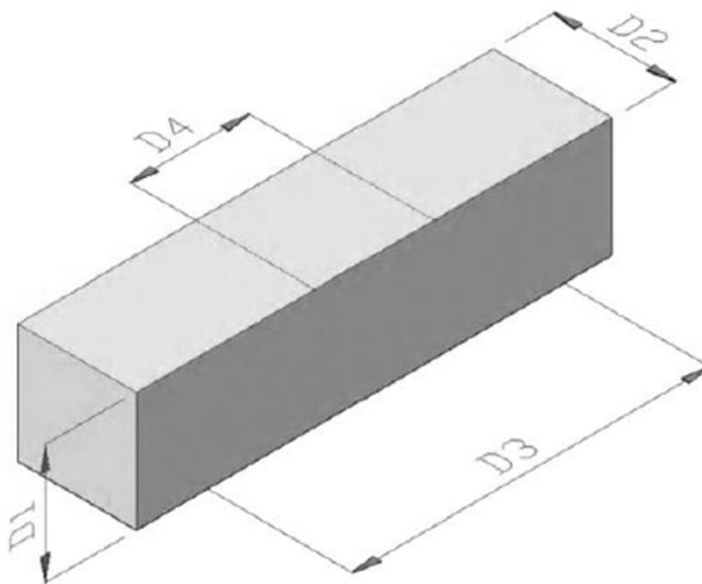
Zkouška provedena dle normy ČSN EN 12390-5 - Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 5 Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles.

3.3.2.1. Pomůcky

Elektrohydraulický lis s pohonnou jednotkou servotronic (Cyber-tronic) s volitelným nárůstem zatěžovací síly (max. tlaková síla 3000 kN), posuvné měřítko (přesnost 0,01mm)

3.3.2.2. Rozměry zkušebního tělesa

Jako zkušebního tělesa jsme použili trámek o výšce $D1 = 100$ mm, šířce $D2 = 100$ mm a délce 400 mm. Řídící jednotka lisu, potřebuje znát další dva rozměry k provedení a vyhodnocení zkoušky. Jsou to vzdálenost os spodních podpěrných válečků $D3 = 300$ mm a vzdálenost os horních zatěžovacích válečků $D4 = 100$ mm.



Obr. 28 – zkušební těleso pro určení pevnosti tahu za ohybu

3.3.2.3. Postup

Vzorek jsme umístili centricky do lisu a jeho podélnou osou kolmo k podélným osám zatěžovacích i podpěrných válečků. Nastavili rychlost zatěžování na 0,04 MPa/s. Spustili jsme zatěžování a počkali do porušení vzorku. Zaznamenali jsme naměřené hodnoty a zkoušku opakovali podle počtu zkušebních těles.

3.3.2.4. Výstupy

Výstupem zkoušky je maximální pevnost v tahu ohybem, kterou vzorek přeneše do porušení.

$$f_d = \frac{F * l}{d_1 * d_2^2}$$

F_d pevnost v tahu ohybem (MPa)

F maximální zatížení při porušení (N)

l vzdálenost mezi podpěrnými válečky - D_3 (mm)

d_1, d_2 rozměry příčného řezu tělesa (mm)



Obr. 29 – vzorky porušené tahem za ohybu (klasická směs vyztužená PP vlákny)



Obr. 30 – DB vzorek po ukončení zkoušky pevnosti v tahu za ohybu

3.3.3. Stanovení statického modulu pružnosti

Zkouška provedena dle normy ČSN ISO 6874 – Beton, stanovení statického modulu pružnosti v tlaku.

3.3.3.1. Pomůcky

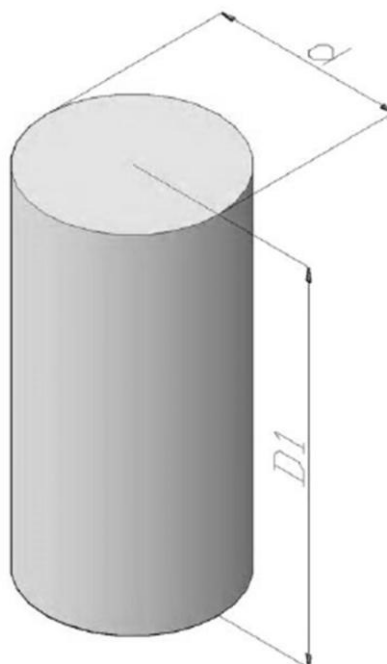
Elektrohydraulický lis s pohonnou jednotkou servotronic (Cyber-tronic) s volitelným nárůstem zatěžovací síly (max. tlaková síla 3000 kN), posuvné měřítko (přesnost 0,01mm), hodinkový deformometr (přesnost 0,002 mm)



Obr. 31 – osazovací zařízení a hodinkový deformometr pro stanovení modulu pružnosti

3.3.3.2. Rozměry zkušebního tělesa

Zkušebním tělesem byl váleček o rozměrech: průměr podstavy $d = 150$ mm a výška $D1 = 300$ mm.



Obr. 32 – zkušební těleso pro stanovení statického modulu pružnosti v tlaku

3.3.3.3. Postup

Pevnost v tlaku jsme stanovili na 2 srovnávacích zkušebních tělesech, která byla stejná velikostí i tvarem, jako tělesa, která byla použita pro stanovení statického modulu pružnosti. Tělesa jsme oměřili a zaznamenali hodnoty průměru podstavy a výšku.

Na zkušební těleso jsme osadili zařízení s deformometry a to tak, že měřicí body byly ve vzdálenosti 7,5 cm od konců zkušebního tělesa a měřicí základna byla dlouhá 15 cm. Umístění tělesa jsme ověřili zatížením na hodnotu základního napětí $\sigma_b = 0,5$ MPa a na hodnotu rovnající se třetině max. napětí $\sigma_a = f_c/3$ MPa a porovnáním poměrných přetvoření. Poté jsme pokračovali ve zkoušce. Vyvodili jsme základní napětí a po 30 vteřinách zvýšili na napětí σ_a , poté jsme napětí snižovali. Tento cyklus jsme opakovali 2x. Při třetím opakování jsme odečetli hodnotu přetvoření při základním zatěžovacím napětí σ_b a při napětí σ_a . Zatížení jsme pak nesnižovali a nechali dojít až do maximální hodnoty při porušení.

3.3.3.4. Výstupy

Poměrná přetvoření byla měřena na dvou místech a zprůměrována.

Statický modul pružnosti v tlaku E_c je dán vztahem

$$\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b}$$

σ_a horní zatěžovací napětí (MPa), $\sigma_a = F_c / 3$

σ_b základní zatěžovací napětí $\sigma_b = 0,5$ MPa

ε_a průměrné poměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí

ε_b průměrné poměrné přetvoření při základním zatěžovacím napětí



Obr. 33 – porušená tělesa po skončení zkoušky ke stanovení modulu pružnosti (klasická směs, prostý beton vlevo; poměrová směs 1% drátek vpravo)

3.3.4. Určení objemové hmotnosti

Objemová hmotnost byla stanovena na vysušených 2 měsíce starých tělesech, vysychajících při teplotě 24°C.

Ze známých rozměrů zkušebních těles a jejich hmotnosti v době zkoušky jsme určili objemovou hmotnost ze vztahu:

$$D = m / V$$

Kde ρ objemová hmotnost vysušeného tělesa ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)

m hmotnost vysušeného tělesa (kg)

V objem vysušeného tělesa (m^3)

3.4. Zatěžovací zkouška klenby

Zkouška simuluje působení narůstajícího spojitého zatížení na střední třetinu vnějšího obvodu klenby. Cílem zkoušky bylo určit mechanické chování klenby vyrobené z různých směsí. Zatížení, při kterých dochází k porušení a velikost těchto porušení.

První 3 klenby sloužili jako zdroj informací k odhadu, jaké zatížení tento model přenese a v jakých místech dochází k porušení. Vzdálenost míst porušení od podpor byla zprůměrována a na tato místa byly umístěovány hodinkové deformometry.







3.4.1. Pomůcky

Elektrohydraulický lis s pohonnou jednotkou servotronic (Cyber-tronic) s volitelným nárůstem zatěžovací síly (max. tlaková síla 3000 kN), ocelová traverza – sloužící jako podpora, sádra, jemný písek, vodováha, záchytné zařízení, ocelové válečky (prům. 10 mm), ocelová deska (400 x 100 x 20 mm), prkno (1500 x 150 x 35mm), hodinkové deformometry (rozsah 10 mm, přesnost 0,01mm)



Obr. 34 – záchytné zařízení naplněné válečky simulujícími přenos spojitého zatížení

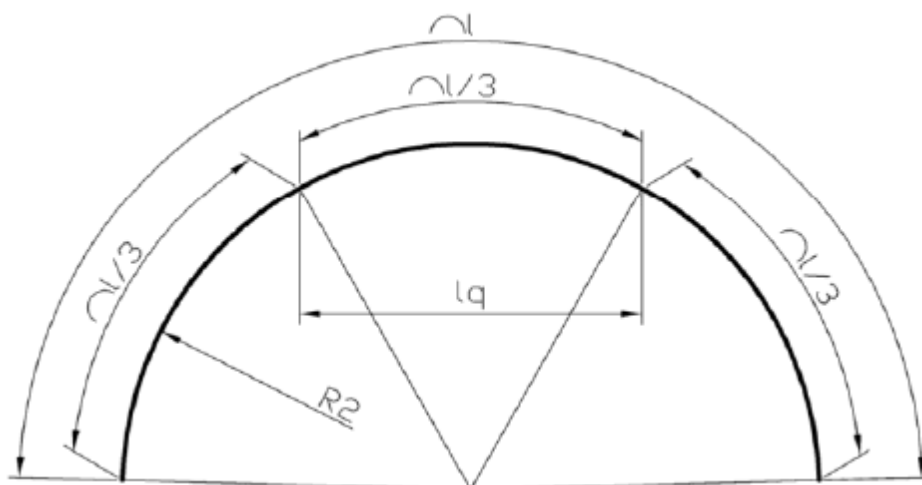
U pěti kleneb byly měřeny poměrné deformace pomocí odporových tenzometrů délky 50mm. Tenzometry HBM 50/120LY41 (odpor $120\Omega \pm 0,3\%$, K factor $2,11 \pm 1,0\%$, příčná citlivost 0,2%). Pro tento průběh zkoušky tak bylo zapotřebí měřící základny s patřičným softwarem.

 Dehnungsmeßstreifen Strain Gauges Jauges d'extensométrie		Bestellnummer Order No. No. de référence	1-LY41-50/120 
Widerstand Resistance Résistance	120 Ω $\pm 0.3\%$	Typ Type Type	50/120LY41 
k-Faktor Gauge factor Facteur k	2.11 $\pm 1\%$ 	Stückzahl Contents Quantité	10 
Querempfindlichkeit Transverse Sensitivity Sensibilité transverse	-0.2 %	Temperaturkoeffizient des k-Faktors Temperature coefficient of gauge factor Coefficient de température du facteur k	93 ± 10 [10^{-6} / $^{\circ}\text{C}$] (-10...+45 $^{\circ}\text{C}$)
Temperaturkompensation: Angepaßt für Temperature Compensation: Compensated for Compensation de température: Compensation pour		Follenlos Lot Lot de la feuille	A405/18
Ferritischen Stahl mit Steel with Acier		Herstellungslos Batch Lot de fabrication	812042586 
		$\alpha = 10.8$ [10^{-6} / $^{\circ}\text{C}$]	

Obr. 35 – vlastnosti použitých tenzometrů

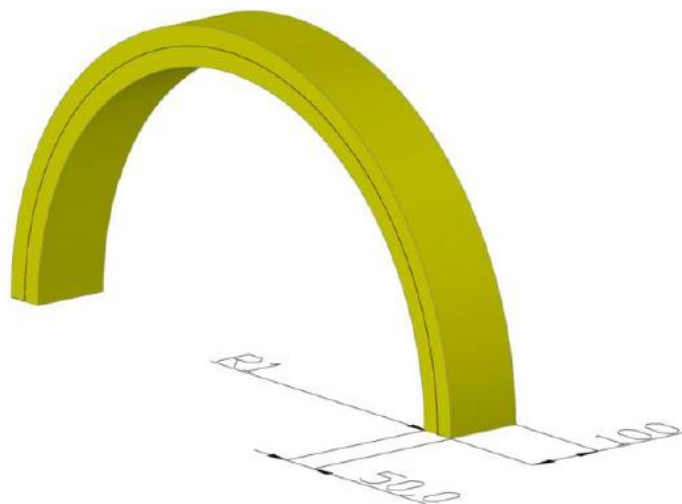
3.4.2. Rozměry

Na výrobu kleneb byly použity 4 formy. Vzhledem k tomu měla každá klenba nepatrně jiné rozměry (délka l kolísala s odchylkou 5 mm).



Obr. 36 – rozměry klenby vyznačené vzhledem k vnější obvodové ploše

- $\cap 1$ délka klenby po vnějším obvodu (cm)
- l_q délka, na které působí spojitě zatížení (cm)
- $\cap 1/3$ třetina délky vnějšího obvodu (cm)
- R_2 vnější poloměr (cm)



Obr. 37 – 3D model klenby

R1 vnitřní poloměr (cm)

3.4.3. Simulace spojitého zatížení

Klenba byla po obvodu rozdělena na 3 části stejných velikostí. V prostřední části bylo umístěno záchytné zařízení, které umožnilo na klenbu v daném rozsahu $1/3 l$ vyskládat ocelové válečky. Ty byly vyrovnány do patřičné výšky a do vodorovna. Nepatrné nerovnosti byly eliminovány přisypáním jemného písku a jeho uhlazením. Na takto urovnanou plochu byla položena ocelová deska tak, aby její horní okraj přesahoval alespoň o 1 cm horní hranu záchytného zařízení. Na ocelovou desku bylo položeno masivní prkno. Tato konstrukce sloužila jako základ pro následné přitěžování.



Obr. 38 – umístění ocelových válečků mezi záchytné zařízení

3.4.4. Postup zatěžování

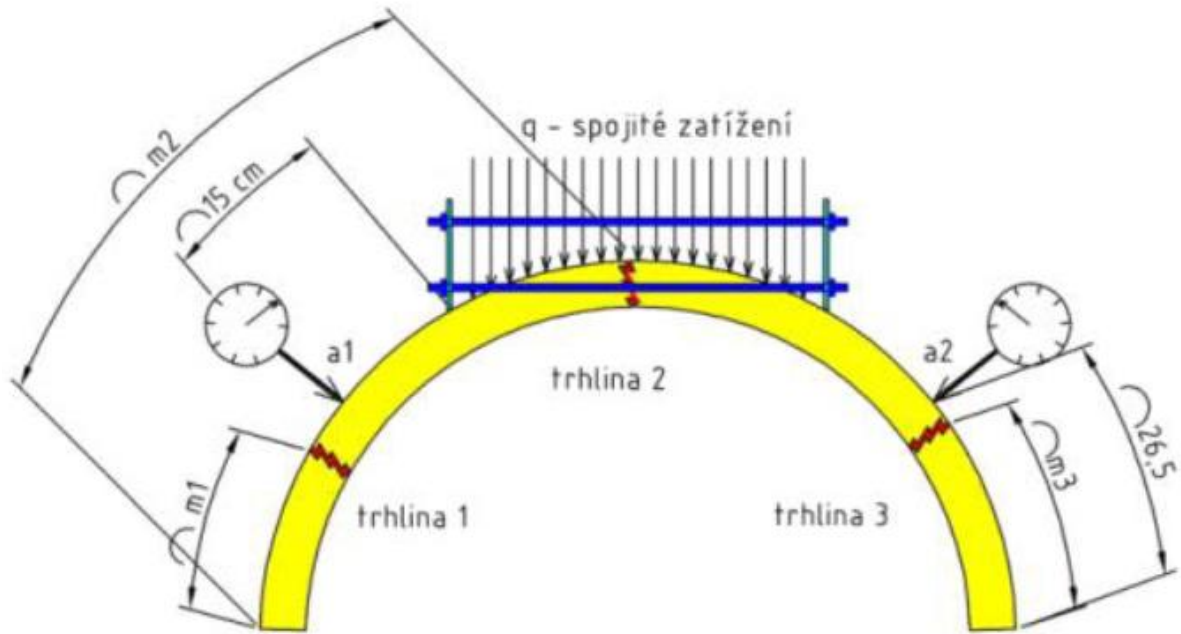
Zatěžování klenby bylo provedeno dvěma způsoby. Ručně a pomocí lisu. Nevyztužené klenby nedosahovali takové pevnosti, aby odolali nájezdové síle lisu. A naopak vyztužené klenby dosahovali pevnosti tak vysoké, že na zatěžování padla všechna závaží k dispozici a klenba nejevila známky deformace.

Příprava na zatěžování byla pro oba způsoby stejná. Nejprve byla klenba umístěna na masivní ocelovou traverzu, která sloužila jako podpora a umožnila zajištění klenby proti posuvu ocelovými zarážkami. Jediný možný pohyb klenby byl vzhůru, proti působení zatížení a kolmo k podélné ose traverzy (v tomto směru však žádná síla nepůsobila).

V místě podpor byla klenba podmazána sádrovým tmelem pro lepší sednutí a vyrovnání nerovností povrchu. Pak bylo na klenbu umístěno záchytné zařízení s ocelovými válečky, ocelová deska a prkno. Pod klenbou byla v profilu kopírujícím křivost klenby vystavěna konstrukce z betonových kusů, bránící po zborcení klenby jejímu úplnému sesutí a rozsypání závaží (protisesouvací výplň).

3.4.4.1. 1. způsob zatěžování

Byl použit v 70 procentech případů. Na uchycenou klenbu se základní zatěžovací konstrukcí, byla rovnoměrně přikládána závaží. Klenba byla v místě nejčastějšího vzniku trhlin (a_1 , a_2) osazena hodinkovými deformometry tak, aby zaznamenávaly deformaci kolmo k tečné rovině v daném místě. Při každém přitížení byly zaznamenány hodnoty deformace. Po dosažení maximálního zatížení, při kterém se klenba začala řídit a dosedla na protisesouvací výplň byla závaží odstraněna a změřeny vzdálenosti vzniku trhlin od podpor (m_1 , m_2 , m_3)



Obr. 39 –Umístění deformometrů a místa vzniku trhlin na klenbě

a1, a2 místa nejčastějšího vzniku trhlin (umístění deformometrů)

m1, m2, m3 vzdálenosti trhlin od podpor (cm)

3.4.4.2. 2. způsob zatěžování

Použitý u kleneb vyztužených ocelovými vlákny. Klenba se základní zatěžovací konstrukcí byla umístěna na traverze do lisu. Byla usazena tak, aby vrchol klenby a střed roznášecí plochy spojitěho zatížení ležel v ose směru posunu tlačné hlavy lisu. Klenba byla opět osazena hodinkovými deformometry a s rostoucí tlakovou silou byly zaznamenávány deformace. Lis skončil zatěžování při poklesu odporu tělesa (poklesu tlakového napětí).

4. VYHODNOCENÍ ZKOUŠEK

Výsledky všech zkoušek byly nashromážděny v průběhu pěti měsíců. Data byla vyhodnocena formou tabulek a grafů s potřebnými vysvětlivkami v programu Microsoft Excel 2007. Průběhy zkoušek a postupy jejich vykonání byly popsány v předchozí kapitole 3.3. Zkoušky proběhly podle pokynů norem a s ohledem na pravidla bezpečnosti na pracovišti.

Výsledky jsou rozděleny do kapitol podle připravených směsí. Samostatnou kapitolou je vyhodnocení zatěžovacích zkoušek provedených na zkušebních tělesech modelu klenby.

4.1. Vyhodnocení zkoušek provedených na normou popsaných tělesech

4.1.1. Použitá označení a význam zkratk

d (mm)	průměr podstavy
D1 (mm)	výška
D2 (mm)	šířka
D3 (mm)	vzdálenost podpěrných válečků
D4 (mm)	vzdálenost horních válečků
F _c (MPa)	pevnost betonu v tlaku
F _{max} (kN)	max. tlaková síla
F _d (MPa)	pevnost v tahu za ohybu
σ _a (N/mm ²)	horní zatěžovací napětí (σ _a = f _c /3)
σ _b (N/mm ²)	základní napětí (tj. 0,5 N/mm ²)
ε _a	průměrné poměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí
ε _b	průměrné poměrné přetvoření při základním napětí
E _c (N/mm ²)	statický modul pružnosti v tlaku = průměr (E _{c1} , E _{c2})

$\Delta L_{a,b}$ (mm)	deformace při horním a dolním zatěžovacím stavu
$\Delta\sigma$ (MPa)	rozdíl horního a základního zatěžovacího napětí
$\Delta\varepsilon$	rozdíl poměrných přetvoření při horním a základním zatěžovacím napětí
L (mm)	délka měřicí základny
V (dm ³)	objem tělesa
m (kg)	hmotnost tělesa
ρ (kg*m ⁻³)	hustota tělesa

4.1.2. Klasická směs – prostý beton

Tab. 7 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (klasická směs – prostý beton)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s		
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>				
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)	
1	149,80	149,73	1033,61	46,08	
2	149,85	149,63	1010,34	45,06	∅
3	149,80	149,65	1030,76	45,98	45,7 MPa
<i>válec</i>					
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)	
1	149,40		572,19	32,64	∅
2	149,95		603,43	34,17	33,4 MPa

Tab. 8 – Stanovení statického modulu pružnosti (klasická směs – prostý beton)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
f _c /3 = 11 Mpa		L (mm) = 150,00		f _c /3 = 11 Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ (MPa)	ΔL (mm)	ε		σ (MPa)	ΔL (mm)	ε
a	11,00	0,060	3,97E-04	a	11,00	0,059	3,92E-04
b	0,50	0,009	5,83E-05	b	0,50	0,006	3,67E-05
F _{max} (kN)	603,43			F _{max} (kN)	598,74		
f _c (MPa)	33,13			f _c (MPa)	34,12		
Δσ (MPa)	10,5			Δσ (MPa)	10,5		
Δε	0,000338	přírůstek napětí 0,5 MPa/s		Δε	0,000355	přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
E _{c1} (N/mm ²)	31034,48			E _{c2} (N/mm ²)	29577,46		
E _c (N/mm ²)	30000,00						

Tab. 9 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (klasická směs – prostý beton)

forma		zkouška				přírůstek napětí 0,03 MPa/s		
<i>trámek</i>		<i>tah za ohybu</i>						
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F _{max} (kN)	f _d (MPa)		
1	99,58	99,57	300,00	100,00	21,86	6,64		
2	99,55	99,40	300,00	100,00	25,30	7,71		
3	99,65	99,48	300,00	100,00	24,36	7,40		
							ø	7,2

Tab. 10 - Stanovení objemové hmotnosti (klasická směs – prostý beton)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V (dm ³)	m (kg)	ρ (kg*m ⁻³)
trámek	3,96	8,64	2181,82
krychle	3,37	7,40	2193,24
válec	5,30	11,58	2184,91
			ø 2186,66



Obr. 40 – válec po ukončení zkoušky v prostém tlaku a detail lomové plochy trámečku

4.1.3. Klasická směs – beton vyztužený PP vlákny

Tab. 11 - Stanovení pevnosti v prostém tlaku (klasická směs – beton vyztužený PP vlákny)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s		
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>				
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)	
1	149,90	149,80	1044,61	46,52	
2	149,90	149,85	1029,01	45,81	∅
3	149,75	150,90	1016,65	44,99	45,8 MPa
<i>válec</i>					
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)	
1	149,40		666,68	38,03	∅
2	149,50		684,07	38,97	38,5 MPa

Tab. 12 – Stanovení modulu pružnosti (klasická směs – beton vyztužený PP vlákny)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
f _c /3 = 12,5 Mpa		L (mm) = 150,00		f _c /3 = 12,5 Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ (MPa)	ΔL (mm)	ε		σ (MPa)	ΔL (mm)	ε
a	12,50	0,064	4,27E-04	a	12,50	0,061	4,05E-04
b	0,50	0,005	3,00E-05	b	0,50	0,005	3,00E-05
F_{max} (kN)	647,75			F_{max} (kN)	647,22		
f_c (MPa)	37,48			f_c (MPa)	36,92		
Δσ (MPa)	12,0			Δσ (MPa)	12,0		
Δε	0,000397	přírůstek napětí 0,5 MPa/s		Δε	0,000375	přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
E_{c1}(N/mm²)	30252,10			E_{c2}(N/mm²)	32000,00		
E_c(N/mm²)	31000,00						

Tab. 13 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (klasická směs – beton vyztužený PP vlákny)

forma	zkouška				přírůstek napětí 0,03 MPa/s	
<i>trámek</i>	<i>tah za ohybu</i>					
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F _{max} (kN)	f _d (MPa)
1	100,20	100,08	300,00	100,00	25,78	7,71
2	100,80	100,00	300,00	100,00	25,31	7,53
3	100,45	99,76	300,00	100,00	23,66	7,10
						∅ 7,4

Tab. 14 – stanovení objemové hmotnosti (klasická směs – beton vyztužený PP vlákny)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V (dm ³)	m (kg)	ρ (kg*m ⁻³)
trámek	4,02	8,72	2169,15
krychle	3,36	7,41	2205,36
válec	5,28	11,55	2187,50
		∅	2187,34



Obr. 41 – tělesa po provedení zkoušek (vlevo trámek, vpravo válec)

4.1.4. Klasická směs – beton vyztužený drátky

Tab. 15 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (klasická směs – drátkobeton)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s		
	<i>prostý tlak</i>		F _{max} (kN)	f _c (MPa)	
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)			
1	149,90	149,80	1066,16	47,48	
2	149,90	149,85	1091,90	48,61	
3	149,75	150,90	1118,66	49,50	
				∅	48,5 MPa

forma	zkouška	přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
<i>válec</i>	<i>prostý tlak</i>		
vzorek	d (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,30	702,55	40,13
2	149,60	712,06	40,51

ø **40,3** MPa

Tab. 16 – Stanovení modulu pružnosti (klasická směs – drátkobeton)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
f _c /3 = 13,0 Mpa		L (mm) = 150,00		f _c /3 = 13,0 Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ (MPa)	ΔL (mm)	ε		σ (MPa)	ΔL (mm)	ε
a	13,00	0,068	4,50E-04	a	13,00	0,063	4,18E-04
b	0,50	0,009	5,83E-05	b	0,50	0,007	4,83E-05
F _{max} (kN)	647,75			F _{max} (kN)	683,36		
f _c (MPa)	36,93			f _c (MPa)	38,96		
Δσ (MPa)	12,5			Δσ (MPa)	12,5		
Δε	0,000392	přírůstek napětí 0,5 MPa/s		Δε	0,000370	přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
E _{c1} (N/mm ²)	31914,89			E _{c2} (N/mm ²)	33783,78		
E _c (N/mm ²)	33000,00						

Tab. 17 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (klasická směs – drátkobeton)

forma	zkouška				přírůstek napětí 0,03 MPa/s	
<i>trámek</i>	<i>tah za ohybu</i>					
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F _{max} (kN)	f _d (MPa)
1	101,00	99,90	300,00	100,00	26,75	7,96
2	99,70	100,00	300,00	100,00	24,54	7,38
3	100,55	100,10	300,00	100,00	25,84	7,70

ø **7,7**

Tab. 18 – Stanovení objemové hmotnosti (klasická směs – drátkobeton)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V (dm ³)	m (kg)	ρ (kg*m ⁻³)
trámek	4,03		
krychle	3,37	7,58	2249,26
válec	5,27	11,66	2212,52
			ø 2230,89



Obr. 42 – deformovaná zkušební tělesa vyztužená drátky (vlevo trámek, vpravo válec)

4.1.5. Poměrová směs – JPnor

Tab. 19 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (Poměrová směs - JPnor)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>			
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,80	149,40	297,21	13,28
2	149,40	149,80	322,50	14,41
3	149,70	149,55	314,10	14,03
13,9 MPa				
<i>válec</i>				
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,20		204,38	11,69
2	149,30		192,75	11,01
11,4 MPa				

Tab.20 - Stanovení modulu pružnosti (Poměrová směs - *JPnor*)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
$f_c / 3 = 4,0 \text{ Mpa}$		L (mm) = 150,00		$f_c / 3 = 4,0 \text{ Mpa}$		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ϵ		σ	ΔL (mm)	ϵ
a	4,00	0,041	2,75E-04	a	4,00	0,045	3,00E-04
b	0,50	0,006	3,67E-05	b	0,50	0,005	3,17E-05
F_{\max} (kN)	201,88			F_{\max} (kN)	199,73		
f_c (MPa)	11,53			f_c (MPa)	11,42		
$\Delta\sigma$ (MPa)	3,5			$\Delta\sigma$ (MPa)	3,5		
$\Delta\epsilon$	0,000238	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		$\Delta\epsilon$	0,000268	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
E_{c1} (N/mm ²)	14685,31			E_{c2} (N/mm ²)	13043,48		

E_c (N/mm²) **13500,00**

Tab. 21 - Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (Poměrová směs - *JPnor*)

forma		zkouška			přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>		<i>tah za ohybu</i>				
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F_{\max} (kN)	f_d (MPa)
1	100,10	100,22	300,00	100,00	7,90	2,36
2	100,20	99,90	300,00	100,00	7,35	2,20
3	99,57	99,58	300,00	100,00	7,62	2,32

σ **2,3**



Obr. 43 – Válec ze směsi *JPnor* po tlakové zkoušce

Tab. 22 - Stanovení objemové hmotnosti (Poměrová směs - *JPnor*)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V (dm ³)	m (kg)	ρ (kg*m ⁻³)
trámek	3,98	7,99	2007,54
krychle	3,36	6,80	2026,83
válec	5,26	10,64	2022,81
ø			2019,06

4.1.6. Poměrová směs – *JPnenor*

Tab. 23 - Stanovení pevnosti v prostém tlaku (Poměrová směs - *JPnenor*)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>			
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,63	149,55	313,73	14,02
2	149,40	149,40	317,40	14,22
3	149,72	149,55	306,08	13,67
14,0 MPa				
<i>válec</i>				
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,03		197,99	11,35
2	149,20		196,16	11,22
11,3 MPa				

Tab. 24 - Stanovení objemové hmotnosti (Poměrová směs - *JPnenor*)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V (dm ³)	m (kg)	ρ (kg*m ⁻³)
trámek	3,98	7,99	2007,54
krychle	3,36	6,80	2026,83
válec	5,26	10,64	2022,81
ø			2019,06

Tab. 25 - Stanovení modulu pružnosti (Poměrová směs - *JPnenor*)

zkouška - statický modul pružnosti				forma válec			
$f_c / 3 = 4,0 \text{ Mpa}$		L (mm) = 150,00		$f_c / 3 = 4,0 \text{ Mpa}$		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ε		σ	ΔL (mm)	ε
a	4,00	0,048	3,17E-04	a	4,00	0,043	2,83E-04
b	0,50	0,006	3,67E-05	b	0,50	0,006	4,17E-05
F_{\max} (kN)	201,15			F_{\max} (kN)	190,65		
f_c (MPa)	11,49			f_c (MPa)	10,89		
$\Delta\sigma$ (MPa)	3,5			$\Delta\sigma$ (MPa)	3,5		
$\Delta\varepsilon$	0,000280	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		$\Delta\varepsilon$	0,000242	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
$E_{c1}(\text{N/mm}^2)$	12500,00			$E_{c2}(\text{N/mm}^2)$	14482,76		

$E_c(\text{N/mm}^2)$ **13500,00**

Tab. 26 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (Poměrová směs - *JPnenor*)

forma		zkouška				přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>		<i>tah za ohybu</i>					
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F_{\max} (kN)	f_d (MPa)	
1	99,55	99,30	300,00	100,00	8,08	2,46	
2	100,30	99,45	300,00	100,00	7,80	2,34	
3	100,10	99,60	300,00	100,00	7,40	2,22	

σ **2,3**

Tab. 27 – Stanovení objemové hmotnosti (Poměrová směs - *JPnenor*)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V	m	ρ
trámek	4,01	8,00	1995,01
krychle	3,37	6,77	2008,90
válec	5,30	10,59	1998,11

σ **2000,68**

4.1.7. Poměrová směs – 1POLnor

Tab. 28 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (poměrová směs - *1POLnor*)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>			
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,60	149,63	314,73	14,06
2	149,55	149,40	325,76	14,58
3	149,77	149,35	327,92	14,66
14,4 MPa				
<i>válec</i>				
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,03		217,17	12,45
2	149,20		211,90	12,12
12,3 MPa				

Tab. 29 – Stanovení modulu pružnosti (poměrová směs - *1POLnor*)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
f _c /3 = 4,0 Mpa		L (mm) = 150,00		f _c /3 = 4,0 Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ε		σ	ΔL (mm)	ε
a	4,00	0,044	2,92E-04	a	4,00	0,046	3,08E-04
b	0,50	0,010	6,33E-05	b	0,50	0,010	6,83E-05
F_{max} (kN)	211,94			F_{max} (kN)	206,84		
f_c (MPa)	11,99			f_c (MPa)	11,78		
Δσ (MPa)	3,5			Δσ (MPa)	3,5		
Δε	0,000228	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		Δε	0,000240	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
E_{c1}(N/mm²)	15328,47			E_{c2}(N/mm²)	14583,33		
E_c(N/mm²)	15000,00						

Tab. 30 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (poměrová směs - *1POLnor*)

forma	zkouška				přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>	<i>tah za ohybu</i>					
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F _{max} (kN)	f _d (MPa)
1	99,70	99,73	300,00	100,00	8,90	2,69
2	98,82	99,85	300,00	100,00	9,35	2,88
3	99,44	99,91	300,00	100,00	8,80	2,67
σ 2,7						

Tab. 31 – Stanovení objemové pevnosti (poměrová směs - *IPOLnor*)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V	m	ρ
trámek	3,95	7,93	2007,59
krychle	3,36	6,80	2023,81
válec	5,30	10,74	2026,42
			$\bar{\rho}$ 2019,27

4.1.8. Poměrová směs – *IPOLnen*

Tab. 32 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (poměrová směs - *IPOLnen*)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
	<i>prostý tlak</i>			
<i>krychle</i>	D1 (mm)	D2 (mm)	F_{max} (kN)	f_c (MPa)
vzorek				
1	149,60	149,50	324,74	14,52
2	149,70	149,60	316,44	14,13
3	149,50	149,50	319,16	14,28
14,3 MPa				
<i>válec</i>	d (mm)		F_{max} (kN)	f_c (MPa)
vzorek				
1	149,33		218,57	12,48
2	149,54		207,42	11,81
12,1 MPa				

Tab. 33 – Stanovení modulu pružnosti (poměrová směs - *IPOLnen*)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
$f_c / 3 = 4,0$ Mpa		L (mm) = 150,00		$f_c / 3 = 4,0$ Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ϵ		σ	ΔL (mm)	ϵ
a	4,00	0,048	3,17E-04	a	4,00	0,046	3,08E-04
b	0,50	0,009	5,83E-05	b	0,50	0,010	6,83E-05
F_{max} (kN)	205,87			F_{max} (kN)	206,77		
f_c (MPa)	11,72			f_c (MPa)	11,82		
$\Delta\sigma$ (MPa)	3,5			$\Delta\sigma$ (MPa)	3,5		
$\Delta\epsilon$	0,000258	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		$\Delta\epsilon$	0,000240	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
E_{c1} (N/mm ²)	13548,39			E_{c2} (N/mm ²)	14583,33		
E_c (N/mm ²)	14000,00						

Tab. 34 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (poměrová směs - *IPOLnen*)

forma		zkouška			přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>		<i>tah za ohybu</i>				
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F_{\max} (kN)	f_d (MPa)
1	100,44	99,90	300,00	100,00	7,10	2,11
2	100,00	99,05	300,00	100,00	6,60	2,00
3	100,12	99,81	300,00	100,00	7,10	2,13
$\bar{\sigma}$						2,1

Tab. 35 – Stanovení objemové hmotnosti (poměrová směs - *IPOLnen*)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V	m	ρ
trámek	4,01	8,02	1998,21
krychle	3,38	6,77	2005,93
válec	5,29	10,60	2003,78
$\bar{\rho}$			2002,64



Obr. 44 – porovnání deformačních ploch trámeček (vlevo *JPnenor*, vpravo *IPOLnen*)

4.1.9. Poměrová směs – 3POL

Tab. 36 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (poměrová směs – 3POL)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>			
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,75	149,70	316,31	14,11
2	149,65	149,60	313,20	13,99
3	149,70	149,60	325,85	14,55
14,2 MPa				
<i>válec</i>				
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,33		214,20	12,23
2	149,54		190,91	10,87
11,6 MPa				

Tab. 37 – Stanovení modulu pružnosti (poměrová směs – 3POL)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
f _c /3 = 4,0 Mpa		L (mm) = 150,00		f _c /3 = 4,0 Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ε		σ	ΔL (mm)	ε
a	4,00	0,043	2,83E-04	a	4,00	0,045	3,00E-04
b	0,50	0,009	5,83E-05	b	0,50	0,009	5,67E-05
F_{max} (kN)	185,97			F_{max} (kN)	206,64		
f_c (MPa)	10,62			f_c (MPa)	11,80		
Δσ (MPa)	3,5			Δσ (MPa)	3,5		
Δε	0,000225	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		Δε	0,000243	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
E_{c1}(N/mm²)	15555,56			E_{c2}(N/mm²)	14383,56		
E_c(N/mm²)	15000,00						

Tab. 38 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (poměrová směs – 3POL)

forma	zkouška				přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>	<i>tah za ohybu</i>					
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F _{max} (kN)	f _d (MPa)
1	99,46	99,85	300,00	100,00	7,50	2,28
2	99,50	100,10	300,00	100,00	8,40	2,54
3	99,14	100,00	300,00	100,00	8,10	2,47
σ 2,4						

Tab. 39 – Stanovení objemové hmotnosti (poměrová směs – 3POL)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V	m	ρ
trámek	3,99	8,01	2007,52
krychle	3,36	6,83	2033,34
válec	5,24	10,60	2022,90
			$\bar{\rho}$ 2021,25

4.1.10. Poměrová směs – 1 % drátek

Tab. 40 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (poměrová směs – 1% drátek)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
krychle	prostý tlak			
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F_{max} (kN)	f_c (MPa)
1	149,55	149,65	413,59	18,48
2	149,95	149,85	450,52	20,05
3	149,90	149,75	433,46	19,31
19,3 MPa				
válec				
vzorek	d (mm)		F_{max} (kN)	f_c (MPa)
1	149,40		290,13	16,55
2	149,80		303,32	17,21
16,9 MPa				

Tab. 41 – Stanovení modulu pružnosti (poměrová směs – 1% drátek)

zkouška - statický modul pružnosti				forma válec			
$f_c / 3 = 5,5 \text{ Mpa}$		L (mm) = 150,00		$f_c / 3 = 5,5 \text{ Mpa}$		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ϵ		σ	ΔL (mm)	ϵ
a	5,50	0,044	2,93E-04	a	5,50	0,042	2,80E-04
b	0,50	0,007	4,67E-05	b	0,50	0,006	4,00E-05
F_{max} (kN)	300,62			F_{max} (kN)	292,06		
f_c (MPa)	17,08			f_c (MPa)	16,66		
$\Delta\sigma$ (MPa)	5,0			$\Delta\sigma$ (MPa)	5,0		
$\Delta\epsilon$	0,000247	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		$\Delta\epsilon$	0,000240	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
E_{c1} (N/mm ²)	20270,27			E_{c2} (N/mm ²)	20833,33		
E_c (N/mm ²)	20500,00						

Tab. 42 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (poměrová směs – 1% drátek)

forma		zkouška			přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>		<i>tah za ohybu</i>				
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F_{\max} (kN)	f_d (MPa)
1	100,65	100,60	300,00	100,00	12,30	3,62
2	100,07	100,01	300,00	100,00	12,12	3,63
3	99,98	100,10	300,00	100,00	11,90	3,57
$\bar{\sigma}$						3,6

Tab. 43 – Stanovení objemové hmotnosti (poměrová směs – 1% drátek)

zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V	m	ρ
trámek	4,01	8,54	2129,68
krychle	3,36	7,14	2128,17
válec	5,28	11,28	2135,55
$\bar{\rho}$			2131,13



Obr. 45 – Pohled na deformační plochu trámku z betonové směsi 1 % drátek

4.1.11. Poměrová směs – 0,5 % drátek

Tab. 44 – Stanovení pevnosti v prostém tlaku (poměrová směs – 0,5% drátek)

forma	zkouška		přírůstek napětí 0,5 MPa/s	
<i>krychle</i>	<i>prostý tlak</i>			
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,85	151,03	411,22	18,17
2	149,83	149,90	416,85	18,56
3	149,91	149,90	398,64	17,74
18,2 MPa				
<i>válec</i>				
vzorek	d (mm)		F _{max} (kN)	f _c (MPa)
1	149,47		274,08	15,62
2	149,31		284,53	16,25
15,9 MPa				

Tab. 45 – Stanovení modulu pružnosti (poměrová směs – 0,5% drátek)

zkouška - <i>statický modul pružnosti</i>				forma <i>válec</i>			
f _c /3 = 5,5 Mpa		L (mm) = 150,00		f _c /3 = 5,5 Mpa		L (mm) = 150,00	
	σ	ΔL (mm)	ε		σ	ΔL (mm)	ε
a	5,50	0,049	3,27E-04	a	5,50	0,049	3,25E-04
b	0,50	0,009	6,00E-05	b	0,50	0,008	5,50E-05
F_{max} (kN)	299,70			F_{max} (kN)	291,70		
f_c (MPa)	17,08			f_c (MPa)	16,66		
Δσ (MPa)	5,0			Δσ (MPa)	5,0		
Δε	0,000267	přírůstek napětí 0,3 MPa/s		Δε	0,000270	přírůstek napětí 0,3 MPa/s	
E_{c1}(N/mm²)	18750,00			E_{c2}(N/mm²)	18518,52		
E_c(N/mm²)	18500,00						

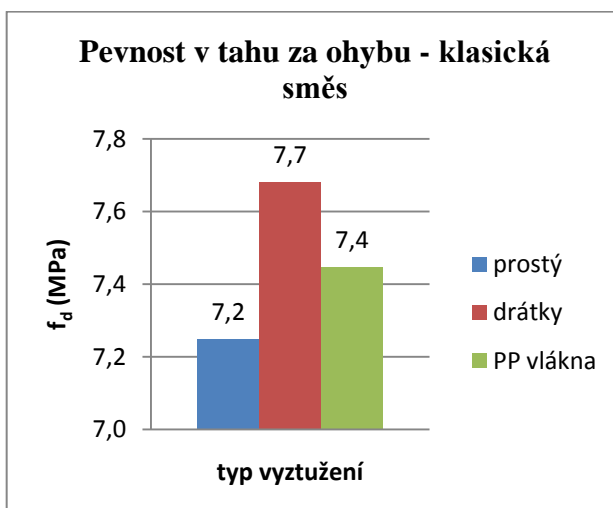
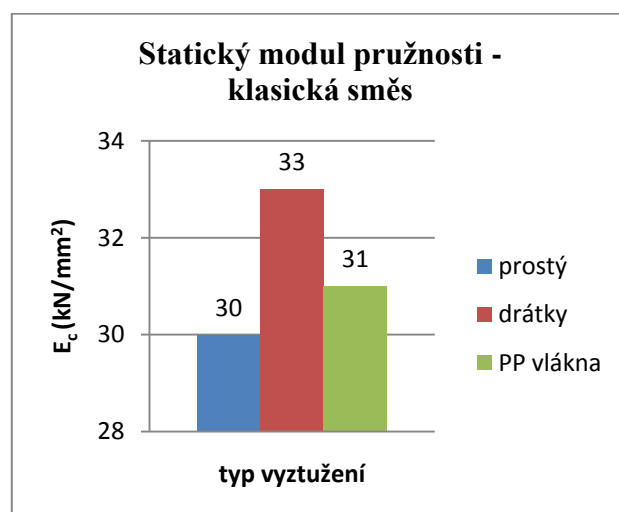
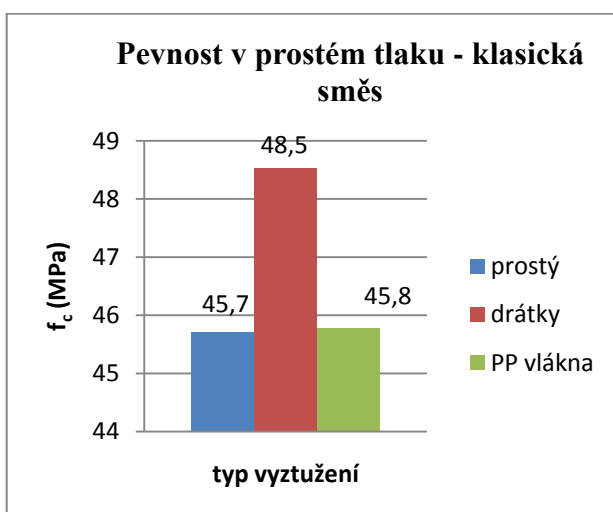
Tab. 46 – Stanovení pevnosti v tahu za ohybu (poměrová směs – 0,5% drátek)

forma	zkouška				přírůstek zatížení po 0,54 kN	
<i>trámek</i>	<i>tah za ohybu</i>					
vzorek	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	F _{max} (kN)	f _d (MPa)
1	99,80	99,20	300,00	100,00	10,85	3,29
2	99,95	99,46	300,00	100,00	10,65	3,22
3	100,05	99,69	300,00	100,00	10,90	3,28
σ 3,3						

Tab. 47 – Stanovení objemové hmotnosti (poměrová směs – 0,5% drátek)

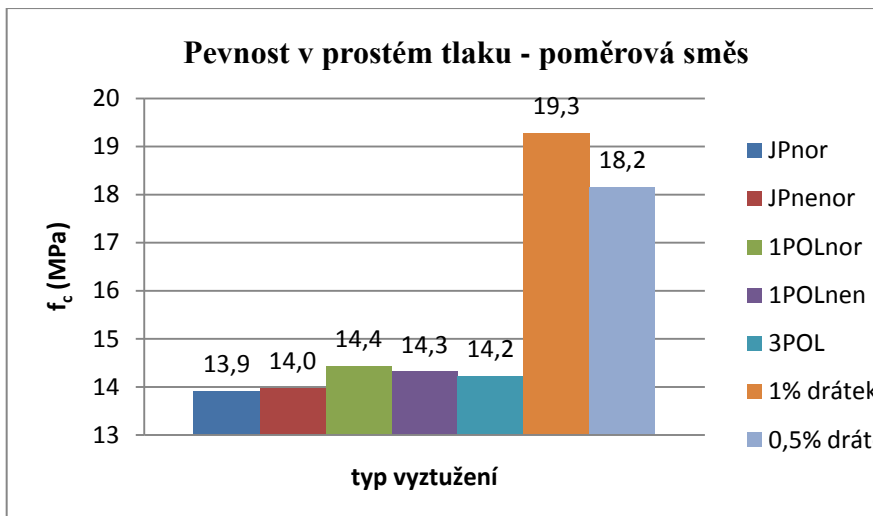
zkouška - stanovení objemové hmotnosti			
	V	m	ρ
trámek	3,96	8,36	2111,08
krychle	3,36	7,04	2095,24
válec	5,28	11,10	2102,27
		$\bar{\rho}$	2102,86

4.1.12. Sumarizace výsledků

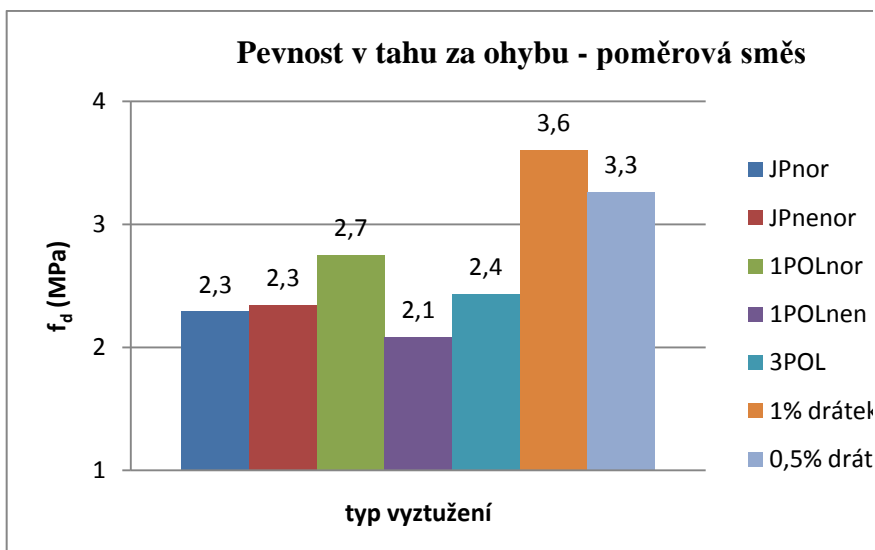


Obr. 46 – Porovnání výsledků jednotlivých zkoušek pro klasické směsi betonu

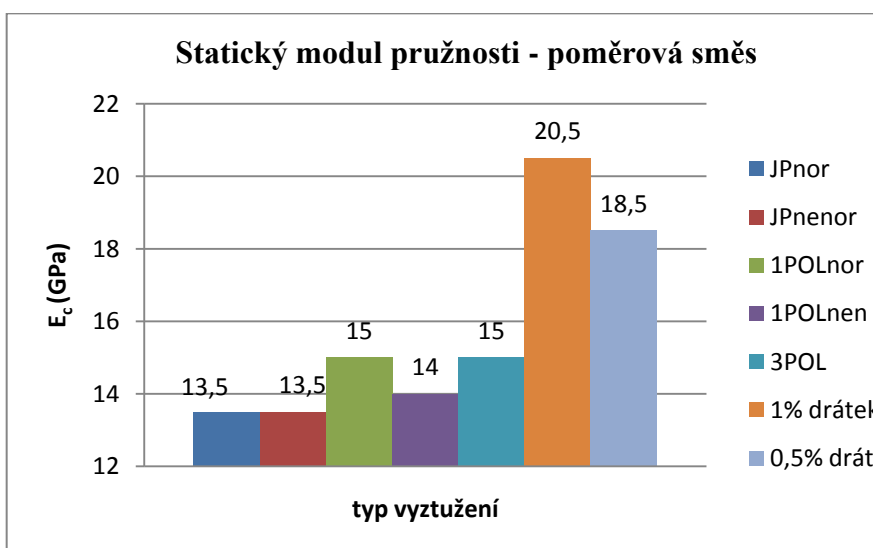
Je patrné, že DB směs vykazuje ve všech hodnocených zkouškách lepší chování. Pevnostní charakteristik prostého a PP vlákný vyztuženého betonu se markantně neliší.



Obr. 47 – porovnání pevností v prostém tlaku poměrových směsí betonu

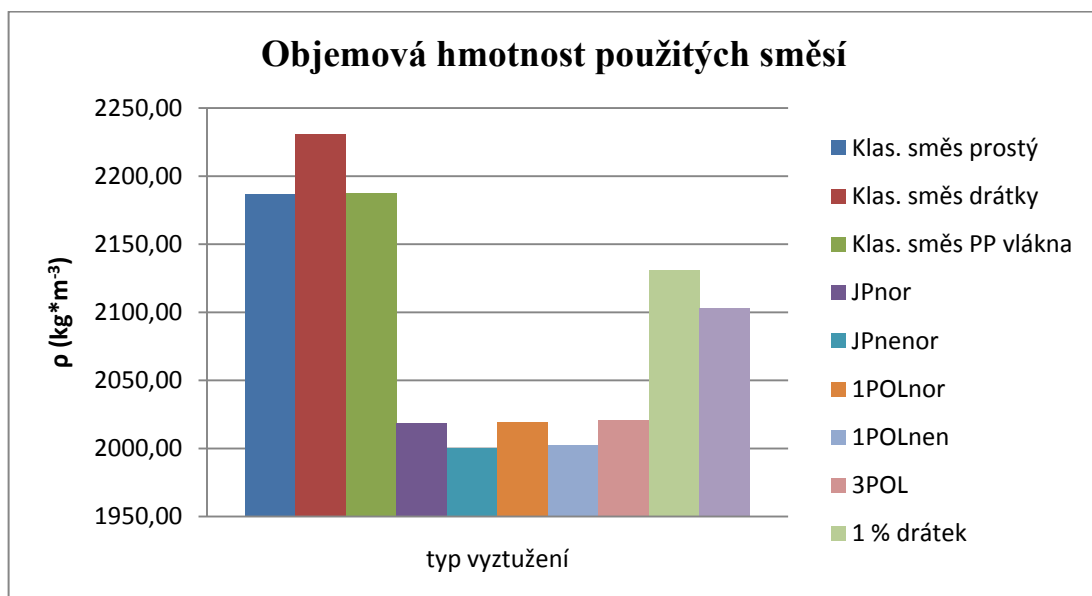


Obr. 48 – porovnání pevností v tahu za ohybu poměrových směsí betonu



Obr. 49 – porovnání modulů pružnosti poměrových směsí betonu

Výsledky zkoušek ukazují výrazně lepší chování betonu vyztuženého drátkou a u směsi *1% drátek* jsou výsledky o něco lepší než pro vyztužení 0,5% drátků na objem betonu. Co se týče vzorků ošetřovaných nenormově, jsou výsledky zkoušek velice podobné výsledkům pro vzorky z prostého betonu normově ošetřované. Nepatrně lepší výsledky jsou patrné pro vzorky ze směsí 1POLnor a 3POL u zkoušky pevnosti v tahu za ohybu a stanoveného modulu pružnosti.



Obr. 50 – objemové hmotnosti všech typů betonů

Z grafu na obr. 47 (objemové hmotnosti všech typů betonů) je patrné, že poměrová směs obecně, má nižší objemovou hmotnost v průměru o 100kg/m³.

4.2. Vyhodnocení zatěžovacích zkoušek klenby

Data byla vyhodnocena formou tabulek a grafů s potřebnými vysvětlivkami v programu Microsoft Excel 2007.

Průběhy zkoušek a postupy jejich vykonání byly popsány v předchozích kapitolách 3.4. Provedení zkoušek proběhlo s ohledem na pravidla bezpečnosti na pracovišti. Od každé směsi byly testovány 3 vzorky.

Výsledky jsou rozděleny do kapitol podle připravených směsí.

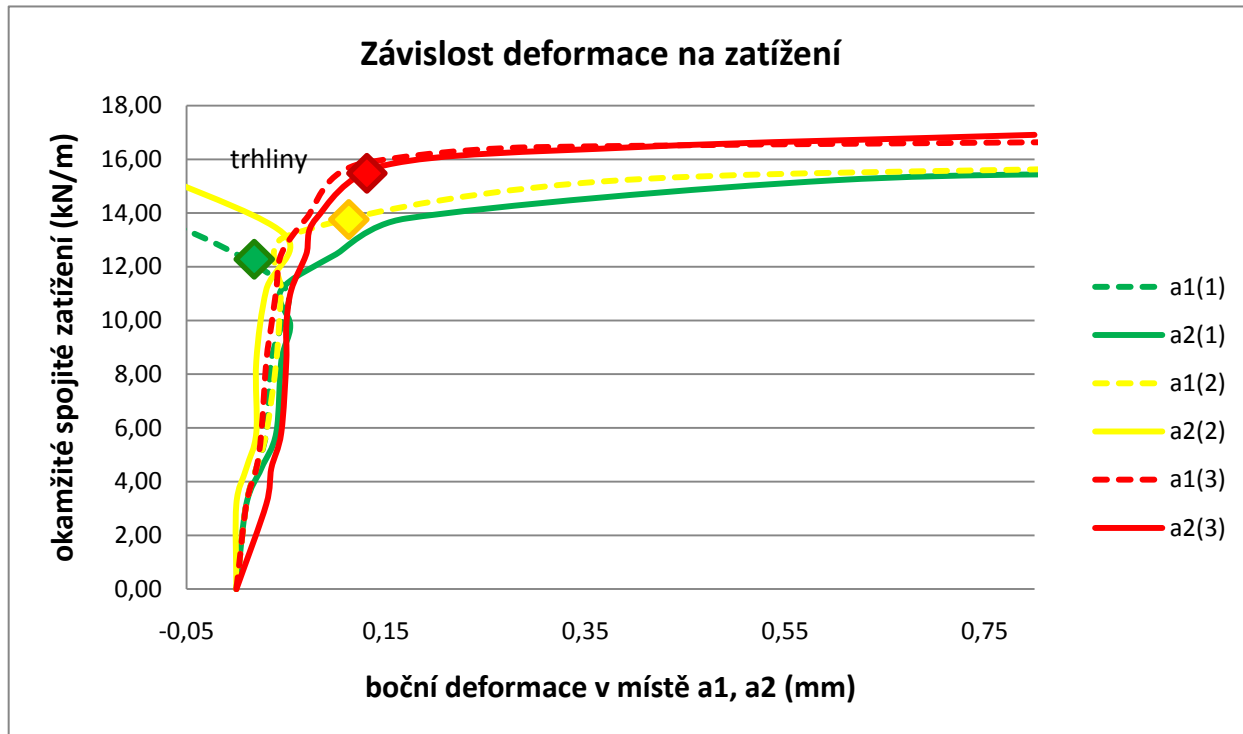
4.2.1. Použitá označení

a1	- umístění levého deformometru
a2	- umístění pravého deformometru
m1 (cm)	- vzdálenost levé trhliny od levé podpory
m2 (cm)	- vzdálenost vrcholové trhliny od levé podpory
m3 (cm)	- vzdálenost pravé trhliny od pravé podpory
q_{\max} (kN/m)	- maximální hodnota spojitého zatížení (kN/m)
q_{trhlina} (kN/m)	- velikost spojitého zatížení, při kterém vznikla trhlina (kN/m)
$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	- velikost boční deformace při vzniku trhliny na pozici a1
$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	- velikost boční deformace při vzniku trhliny na pozici a2

	Vzorek 1
	Vzorek 2
	Vzorek 3
	deformace měřená v místě a1
	deformace měřená v místě a2
	označení vzniku trhliny

Umístění deformometrů a tenzometrů a místa vzniku trhlin na obrázku č.39 a 40. Kladný nárůst deformace reprezentuje mimostředný směr vybočení a záporný nárůst deformace reprezentuje dostředný směr vybočení.

4.2.2. Poměrová směs – JPnor



Obr. 51 – Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (JPnor)

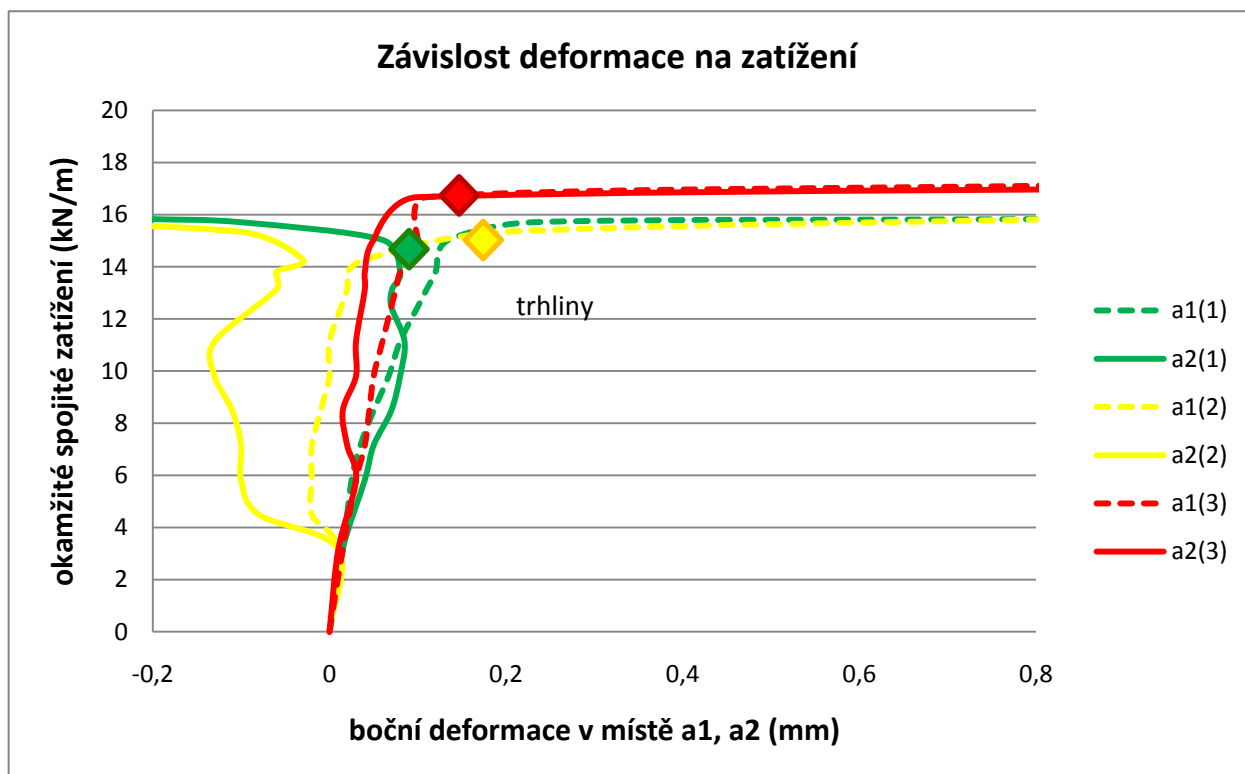


Obr. 52 – detail porušení klenby z prostého betonu

Tab. 48 - průměrné naměřené hodnoty - směs *JPnor*

m1 (cm)	24,8	q_{max} (kN/m)	16,04
m2 (cm)	63,8	$q_{trhlina}$ (kN/m)	13,27
m3 (cm)	23,6	d_{trh-a1} (mm)	0,123
		d_{trh-a2} (mm)	0,137

4.2.3. Poměrová směs – *JPnenor*



Obr. 53 – Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (*JPnenor*)

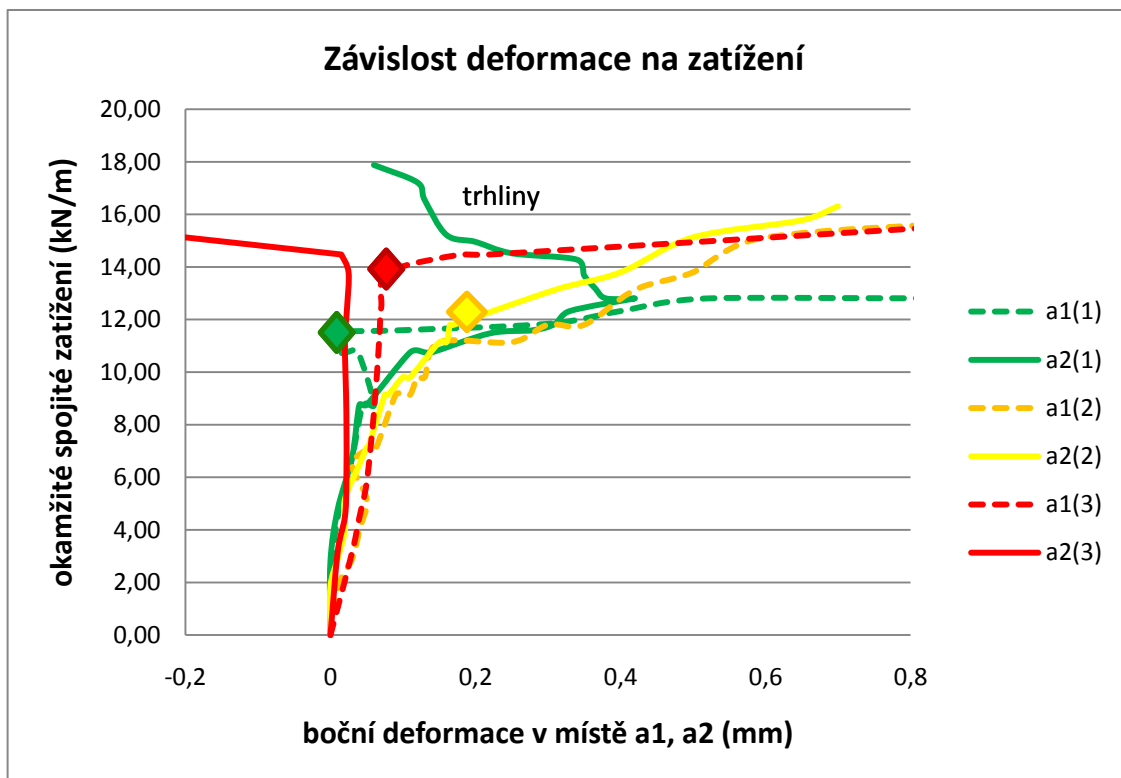
Tab. 49 - průměrné naměřené hodnoty - směs *JPnenor*

m1 (cm)	23,2	q_{max} (kN/m)	16,31
m2 (cm)	63,1	$q_{trhlina}$ (kN/m)	15,33
m3 (cm)	26,0	d_{trh-a1} (mm)	0,113
		d_{trh-a2} (mm)	0,080



Obr. 54 – patrné deformace na klenbě ze směsi *JPnenor*

4.2.4. Poměrová směs – *1POLnor*



Obr. 55 – Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (*1POLnor*)

Tab. 50 - průměrné naměřené hodnoty - směs *IPOLnor*

m1 (cm)	28,2	q_{\max} (kN/m)	16,66
m2 (cm)	60,8	q_{trhlina} (kN/m)	13,68
m3 (cm)	24,5	$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	0,143
		$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	0,193

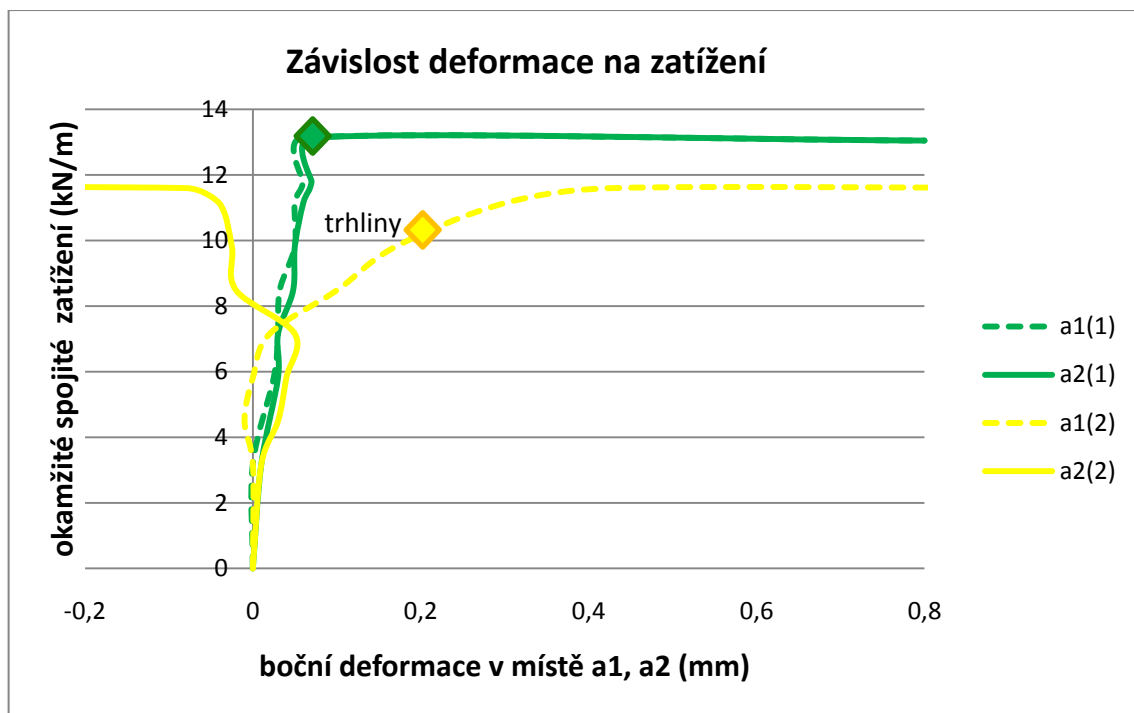


Obr. 56 – detailní pohled na deformační plochu klenby ze směsi *IPOLnor* s viditelnými PP vlákny

4.2.5. Poměrová směs – *1POLnen*

Tab. 51 - průměrné naměřené hodnoty – směs *1POLnen*

m1 (cm)	24,5	q_{\max} (kN/m)	12,37
m2 (cm)	62,5	q_{trhlina} (kN/m)	11,93
m3 (cm)	23,0	$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	0,120
		$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	0,100

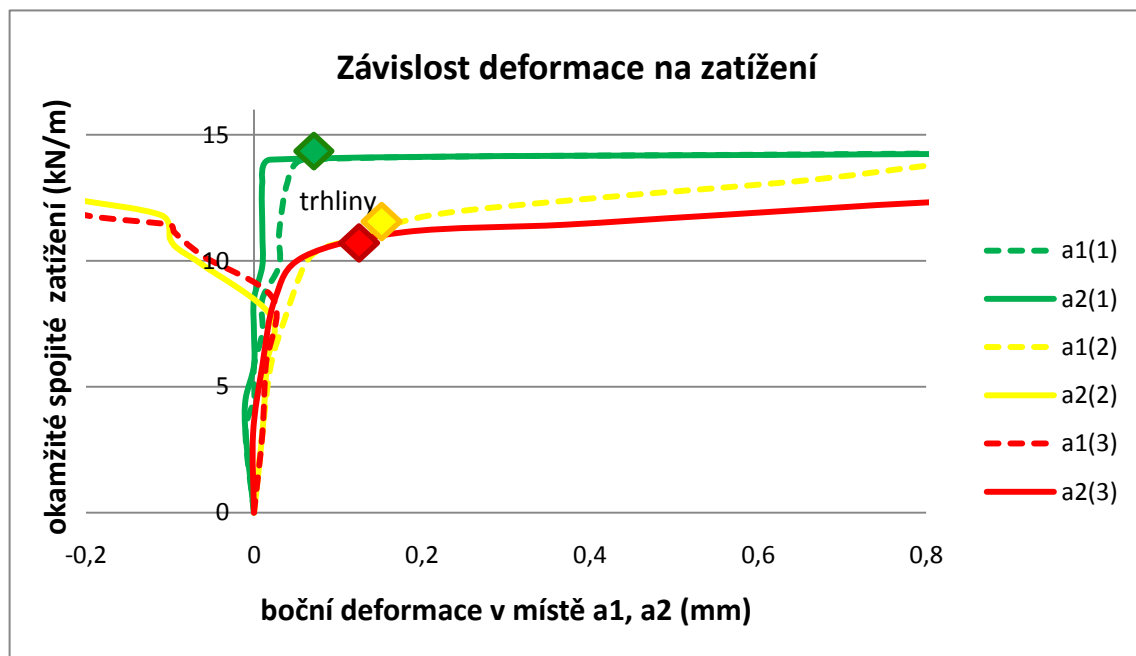


Obr. 57 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (*IPOLnen*)



Obr. 58 – Zatěžování klenby ze směsi *IPOLnen* s viditelným způsobem zajištění podpor, osazení deformometry a prokreslenými trhlinami

4.2.6. Poměrová směs – 3POL



Obr. 59 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (3POL)

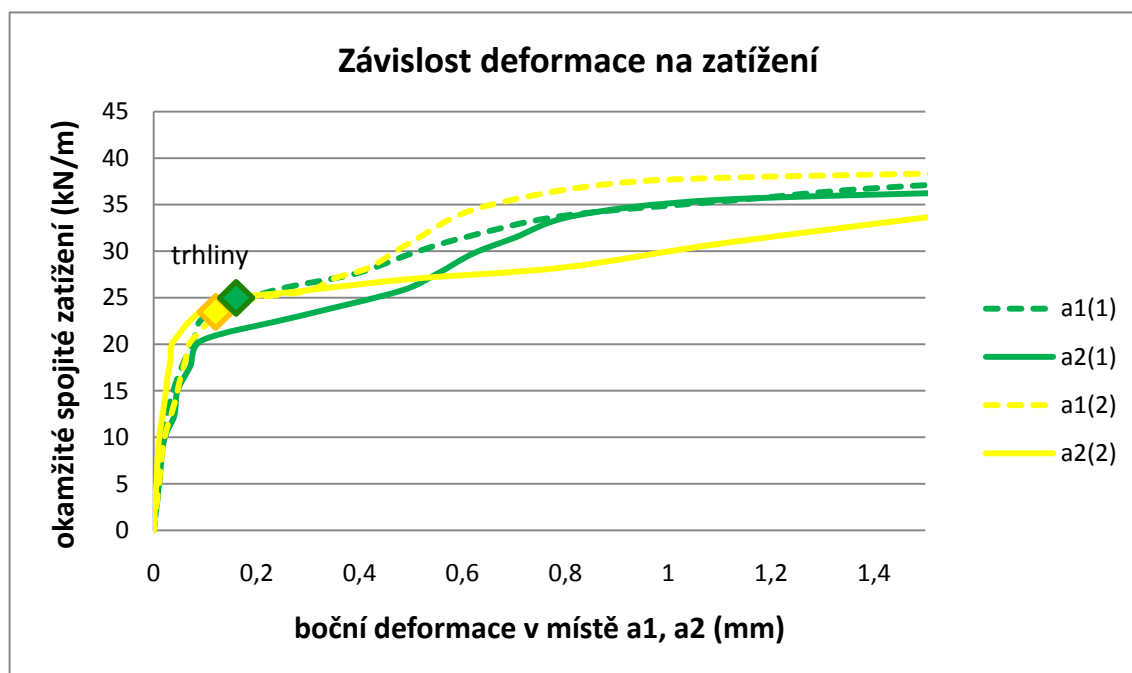
Tab. 52 - průměrné naměřené hodnoty – směs 3POL

m1 (cm)	21,2	q_{\max} (kN/m)	13,69
m2 (cm)	66,1	q_{trhliny} (kN/m)	11,96
m3 (cm)	23,9	$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	0,153
		$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	0,137



Obr. 60 – Porušení klenby ze směsi 3POL s viditelnou trhlinou v pravé části a ve vrcholu

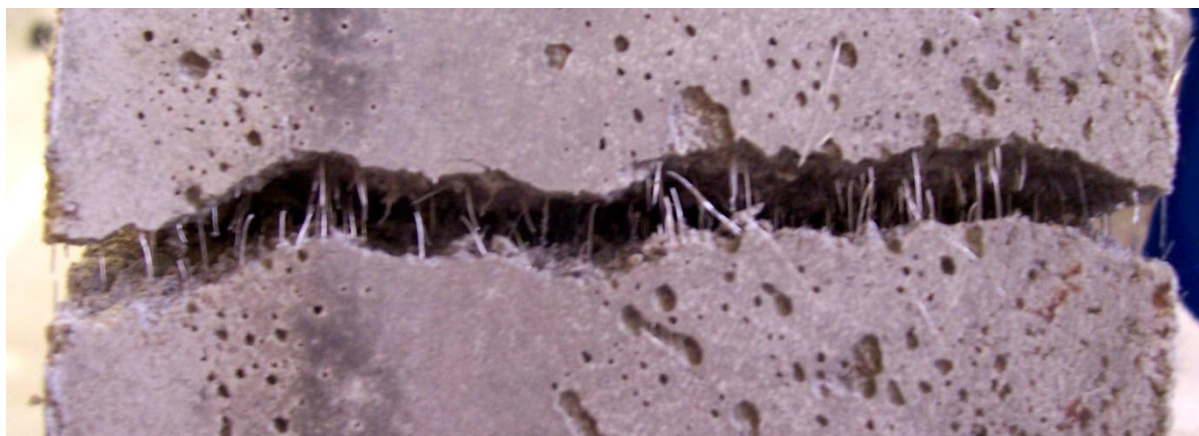
4.2.7. Poměrová směs – 0,5% drátek



Obr. 61 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (0,5% drátek)

Tab. 53 - průměrné naměřené hodnoty - směs 0,5% drátek

m1 (cm)	25,3	q_{\max} (kN/m)	38,54
m2 (cm)	61,8	q_{trhlina} (kN/m)	23,40
m3 (cm)	23,5	$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	0,155
		$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	0,145

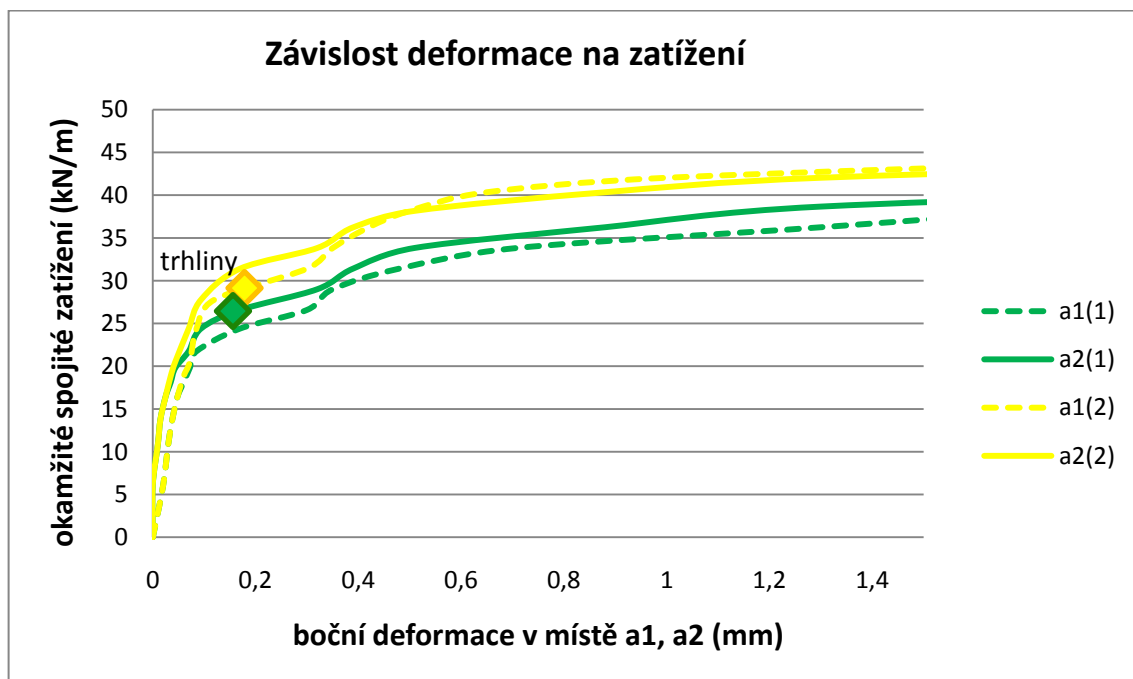


Obr. 62 – detail trhliny na levém boku klenby (směs 0,5% drátek), drátky ve směru tahových sil

4.2.8. Poměrová směs – 1% drátek



Obr. 63 - Klenba bez zjevných porušení odolává zatížení 24 kN/m (směs 1% drátek)



Obr. 64 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (1% drátek)

Tab. 54 - průměrné naměřené hodnoty směs -1% drátek

m1 (cm)	21,5	q_{\max} (kN/m)	42,60
m2 (cm)	55,8	q_{trhlina} (kN/m)	27,55
m3 (cm)	23,3	$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	0,200
		$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	0,205

4.2.9. Sumarizace výsledků a zhodnocení

Tab. 55 – souhrnný přehled měřených údajů (průměrné hodnoty)

	JPnor	JPnenor	1POLnor	1POLnen	3POL	1% drátek	0,5% drátek
m1 (cm)	24,77	23,17	28,17	24,50	21,23	21,50	25,25
m2 (cm)	63,79	63,10	60,83	62,50	66,10	55,75	61,75
m3 (cm)	23,60	26,03	24,53	23,00	23,93	23,25	23,50
q_{\max} (kN/m)	16,04	16,31	16,66	12,37	13,69	42,60	38,54
q_{trhlina} (kN/m)	13,27	15,33	13,68	11,93	11,96	27,55	23,40
$d_{\text{trh-a1}}$ (mm)	0,12	0,11	0,14	0,12	0,15	0,20	0,16
$d_{\text{trh-a2}}$ (mm)	0,14	0,08	0,19	0,10	0,14	0,21	0,15

	maximum dané položky
	minimum dané položky

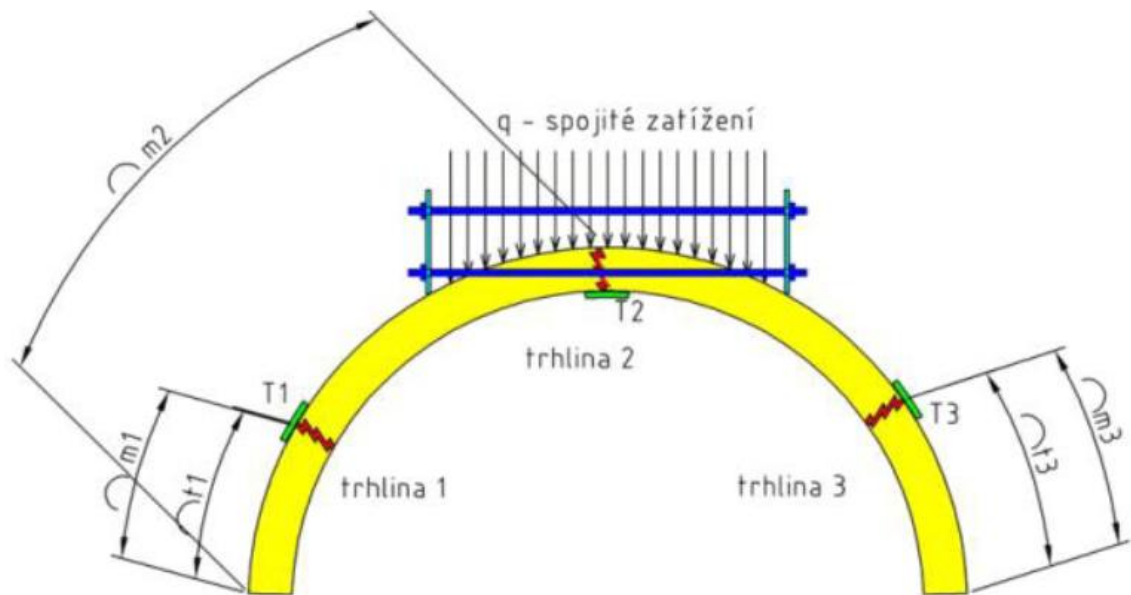
Naměřené hodnoty jasně ukazují, že drátkobetonové klenby vícenásobně převyšují, co se týká únosnosti, z ostatních směsí připravené vzorky. I po vzniku trhlin byly klenby z drátkobetonu schopny odolávat narůstajícímu zatížení mnohem déle. Co se týká boční deformace při vzniku trhliny, klenba ze směsi 1% drátek vykazovala nejlepší hodnoty. Trhlina se v průměru objevila až při dosažení deformace 0,2mm. Klenba ze směsi 0,5% drátek dosahovala oproti klenbám z prostého i PP vlákný vyztuženého betonu mnohem lepších výsledků, nikoli však tak dobrých jako ta vyztužená 1% drátků.

Zajímavé je, že klenby ze směsi JPnenor odolávali většímu zatížení při vzniku trhlin nežli klenby ze směsí JPnor, 1POLnor, 1POLnen, 3POL avšak k jejich porušení stačila nejmenší deformace. Stejně tak Směsi 1POLnen stačila k porušení malá deformace, poloviční než u směsi 1% drátek. Z ne drátky vyztužených klenb, odolávala deformacím nejlépe klenba ze směsi 1POLnor, přenesla z nich i největší zatížení.

4.3. Tenzometrická měření

Byla provedena na čtyřech klenbách. Jejich výstupem je křivka znázorňující závislost poměrného přetvoření na zatížení. Charakteristika použitých tenzometrů je uveden v kapitole 3.4.1.

Způsob zatěžování těchto čtyř kleneb proběhl stejně jako u těles osazených deformometry s tím rozdílem, že nebyla měřena deformace kolmo k tečné rovině bodu a_1 , a_2 , nýbrž poměrná deformace pomocí tenzometrů. Tenzometry byly umístěny v místech očekávaného vzniku trhlin. Tenzometry T1 a T3 na vnější obvodové ploše a tenzometr T2 na vnitřní obvodové ploše ve vrcholu klenby (viz obr. 40). Tenzometry byly k betonu přilepeny pomocí speciálního dvousložkového lepidla. Měření na klenbě 1% drátek proběhlo, avšak nemohlo být vyhodnoceno, vzhledem k přílišnému porušení, kvůli špatně nastavené zatěžovací rychlosti lisu.



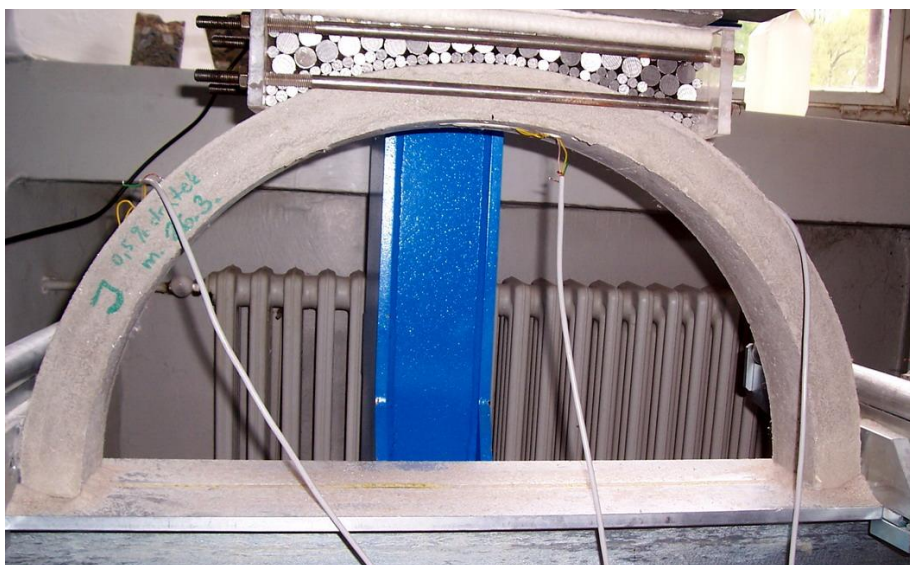
Obr. 65 – vyznačení umístění tenzometrů na klenbě

t_1, t_3	vzdálenost středu tenzometrů od podpor (vzdálenost t_2 není uvedena, protože byla vždy ve vrcholu klenby)
T1, T2, T3	označení tenzometrů
q_{\max} (kN/m)	maximální hodnota spojitého zatížení
q_{trhlina} (kN/m)	velikost spojitého zatížení, při kterém vznikla trhlina

Klenba	Směs	Stáří
1	JPnor	90 dní (z toho 28 ve vodní lázni)
2	1POLnor	60 dní (z toho 28 dní ve vodní lázni)
3	3POL	60 dní (z toho 28 dní ve vodní lázni)
4	1% drátek	28 dní (pouze ve vodní lázni)

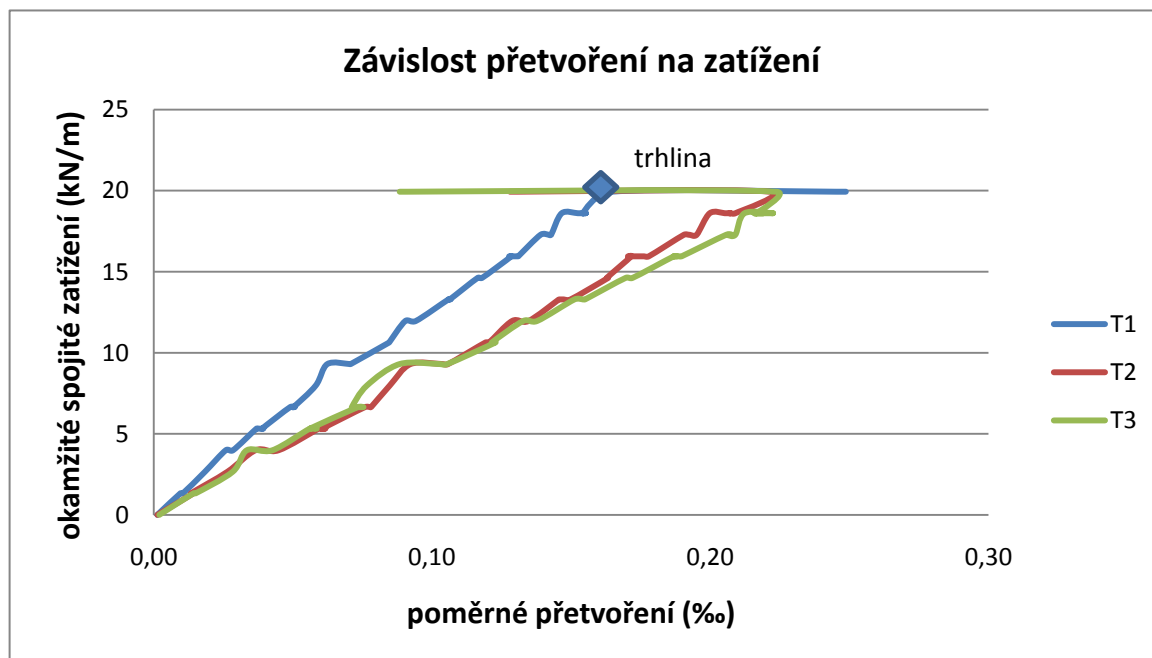


Obr. 66 – Tenzometry (vyrovnávací můstek; deformace tenzometrů)



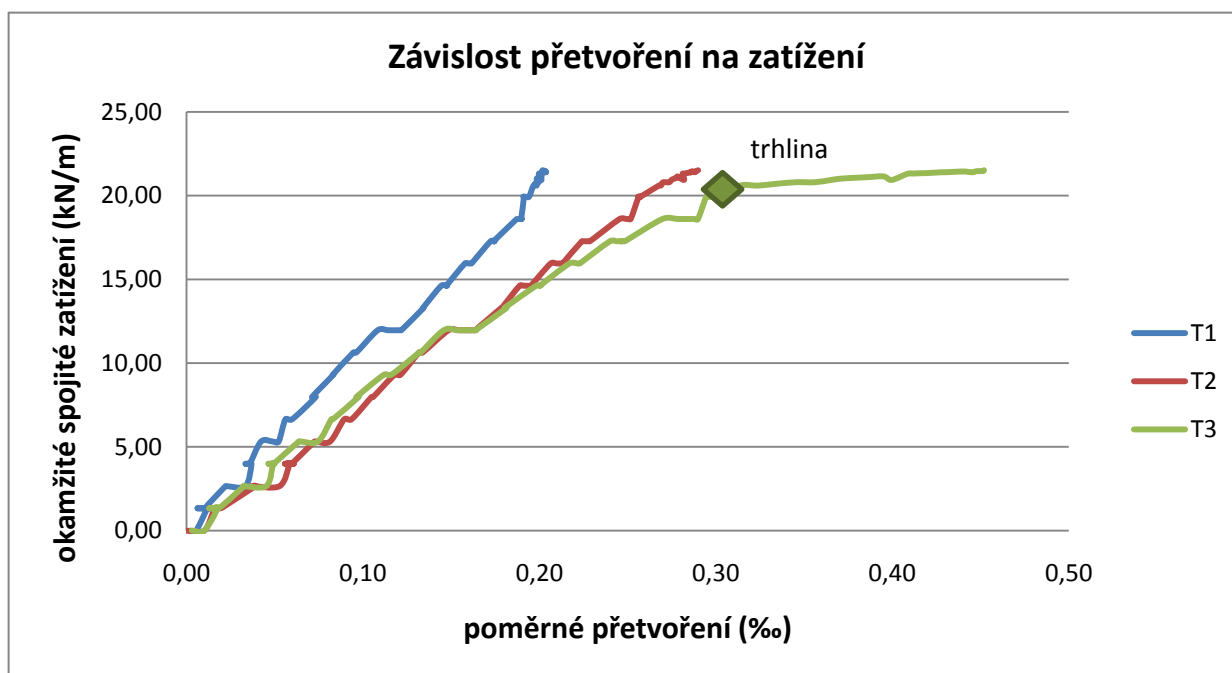
Obr. 67 – klenba zatěžovaná v lisu, s přilepenými tenzometry

4.3.1. Klenba 1 – JPnor, stáří 90 dní



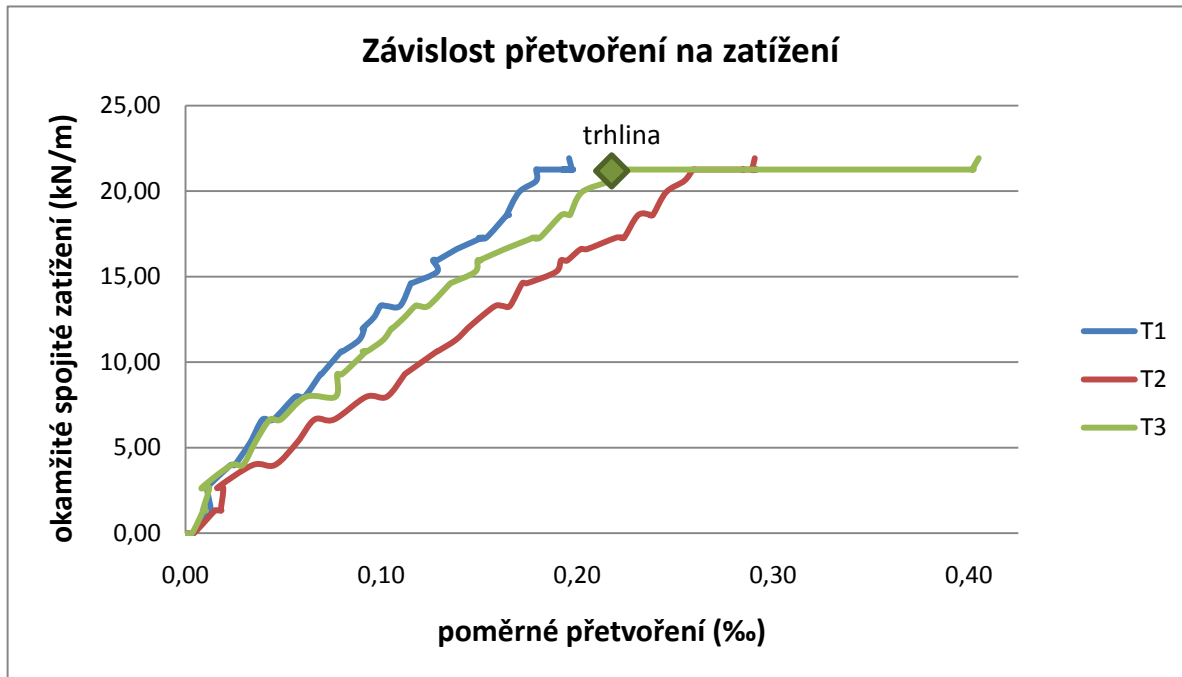
Obr. 68 – Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (*JPnor*, stáří 90 dní)

4.3.2. Klenba 2 – 1POLnor, stáří 60 dní



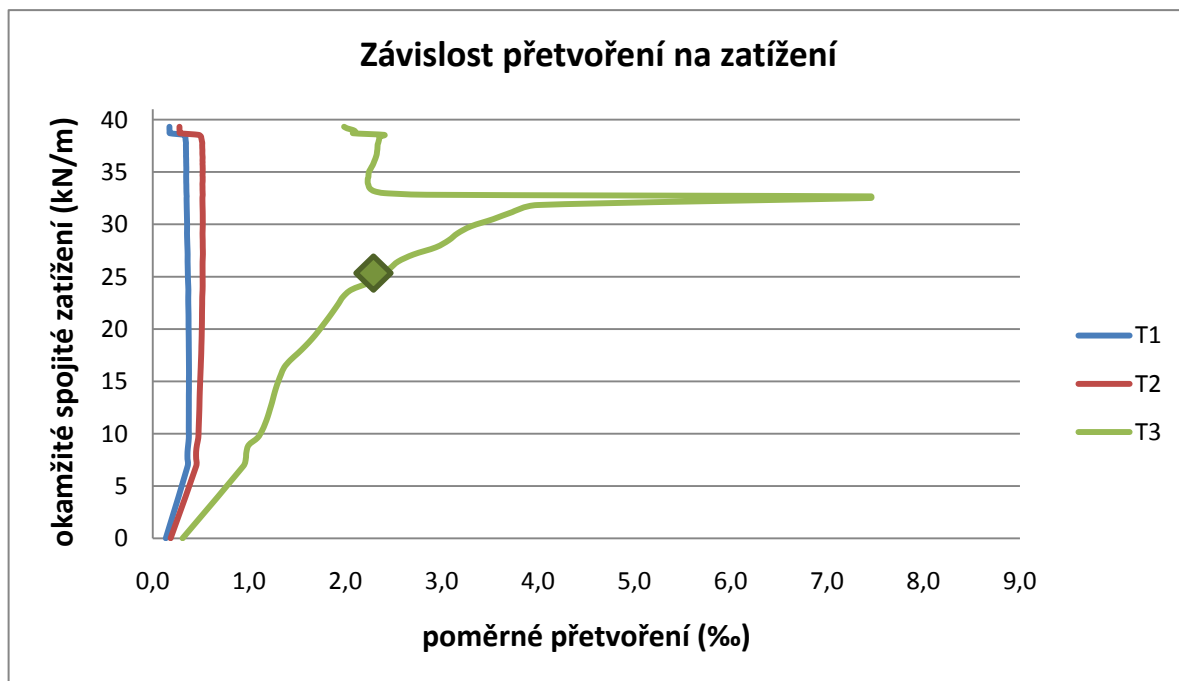
Obr. 69 - Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (*1POLnor*, stáří 60 dní)

4.3.3. Klenba 3 – 3POL, stáří 60 dní



Obr. 70 - Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (3POL, stáří 60 dní)

4.3.4. Klenba 4 – 0,5% drátek, stáří 28 dní



Obr. 71 - Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (0,5% drátek, stáří 28 dní)

Tab. 56 – Přehled měřených údajů na tenzometricky snímaných klenbách

	JPnor	1POLnor	3POL	0,5% drátek
m1 (cm)	0	17	20	26
m2 (cm)	71	69,5	68	55,5
m3 (cm)	16	18	18	25
t1 (cm)	20	23,5	23,5	22
t3 (cm)	24	21	23,5	27
q _{max} (kN/m)	19,9	21,46	20,59	37,52
q _{trhlina} (kN/m)	19,8	20,5	20,5	24,8

4.3.5. Zhodnocení tenzometrických měření

Z výsledků je patrné, že klenby 1, 2 a 3 měly na všech měřených bodech takřka lineárně narůstající průběh deformací. Klenba 4 vyztužená drátky, se i přes porušení v místě T3 nezřítla a drátky byly schopné i při zvětšující se trhlinu přenášet tahové účinky sil. Oproti tomu klenby 1, 2 a 3 se zhroutili téměř ihned po vzniku trhliny.

5. MODELOVÁNÍ ZATÍŽENÍ KLENBY V SOFTWAREM IDA NEXIS32

Programu bylo využito k ověření naměřených skutečností a zjištění možného průběhu normálových napětí v průřezu klenby. Jako vstupní data posloužili výsledky zkoušek provedených na zkušebních tělesech popsanych normou (válečky, krychle). Dalším výstupem byl kromě průběhu normálových napětí ještě průběh deformací.

5.1. Vstupní data

V programu byly modelovány jenom dva typy kleneb. Prvním byla klenba z prostého betonu, kde byly jako vstupní data použity výsledky zkoušek provedených na zkušebních tělesech ze směsi *JPnor*. Druhým byla klenba z drátkobetonu, kde jako vstupní data posloužily výsledky zkoušek provedených na zkušebních tělesech ze směsi *1% drátek*. Tyto dvě klenby byly vybrány jako reprezentativní, jelikož představovaly extrémní únosnosti. Klenby ze směsí *1POLnor*, *3POL* nebo *JPnenor* vykazovali vesměs stejné mechanické charakteristiky jako klenba ze směsi *JPnor* a stejně tak druhý typ DB klenby v porovnání s klenbou ze směsi *1% drátek*.

5.1.1. Řešení modelu

Model klenby byl navržen jako vetknutý oblouk (o poloměru $R = 374$ mm), rozdělený na 60 prutů průřezu 50×100 mm. Hodnoty deformací i normálových napětí byly počítány v každém tomto prutu. Tzn., do čim více prutů by byl oblouk rozdělen, tím přesnější řešení. Nicméně v porovnání s obloukem rozděleným na 100 prutů se výsledky téměř nelišily a byly přehlednější.

Zatížení bylo rozděleno na stálé a vlastní váhu konstrukce, obě působily na konstrukci v kombinaci.

Tab. 57 - Vstupní data k výpočtu

	prostý beton	drátkobeton	
q_{\max}	16	42,6	kN/m
E_c	13 500	20 500	MPa
F_c	11,4	16,9	MPa
F_d	1,2	1,5	MPa
μ	0,2	0,2	
ρ	2020	2130	kg*m ⁻³
tep. roztažnost	0,012	0,012	mm/m.k
voda v betonu	220	220	l/m ³

q_{\max} - maximální zatížení

E_c - modul pružnosti

F_c - pevnost v tlaku

F_d - pevnost v tahu

μ - poissonovo číslo

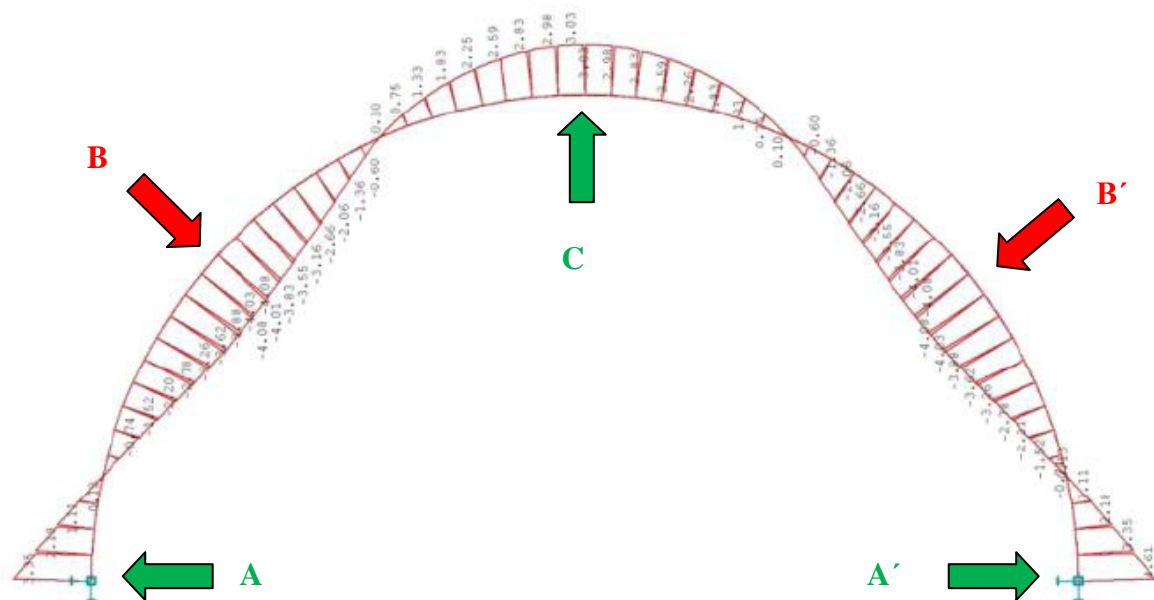
ρ - hustota betonu

tep. Roztažnost - tepelná roztažnost

voda v betonu - množství vody v betonu

5.2. Výsledky modelování

5.2.1. Prostý beton



Obr. 72 - Zobrazení průběhu normálového napětí ve spodním vláknu klenby z prostého betonu

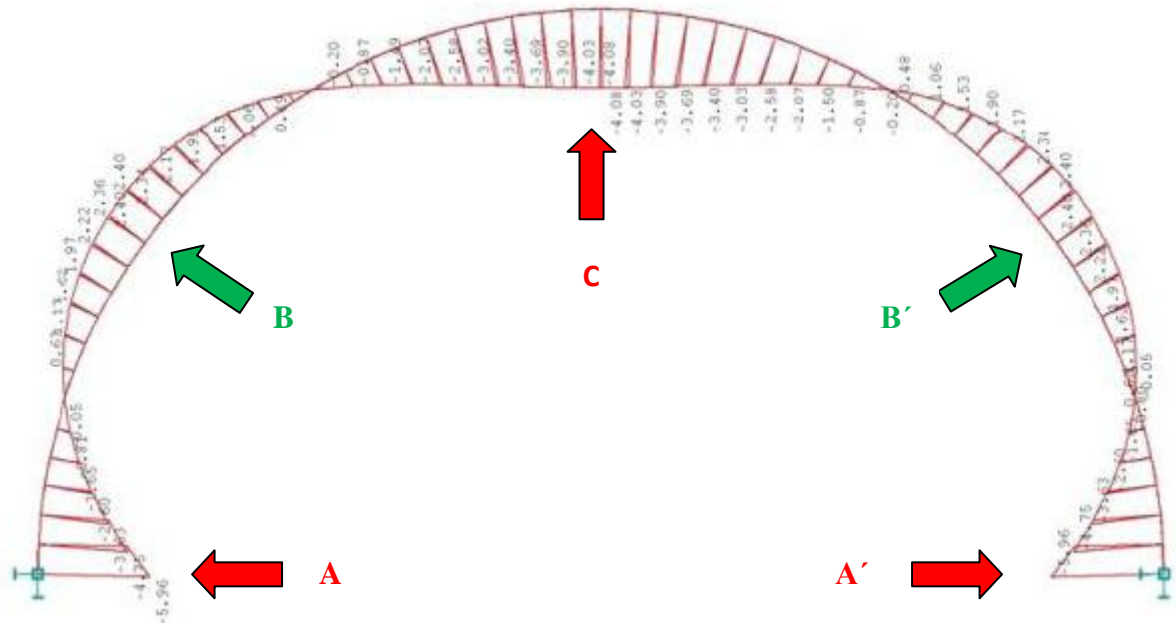
A, A' - prut 1 a prut 60, maximální napětí v tahu

B, B' - prut 14 a 47, maximální napětí v tlaku

C - prut 30, lokální extrém napětí v tahu

Tab. 58 - Normálové napětí (MPa)

prut	horní vlákno	spodní vlákno
1	-5,958	4,61
14	2,4	-4,077
30	-4,077	3,028
47	2,4	-4,078
60	-5,958	4,61

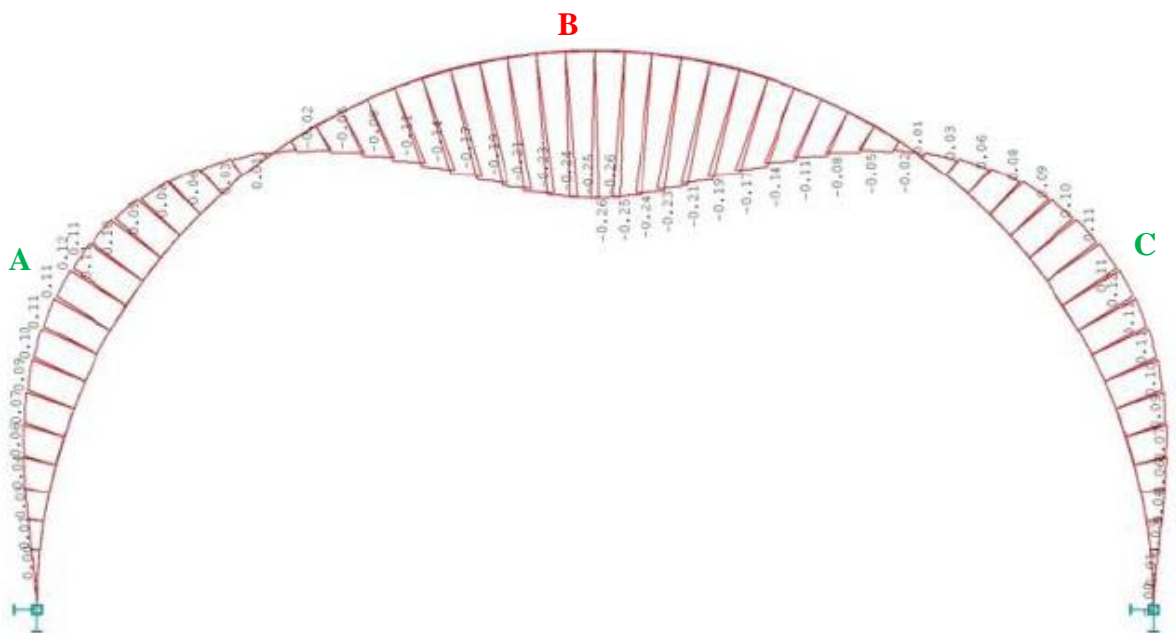


Obr. 73 - Zobrazení průběhu normálového napětí v horním vláknu klenby z prostého betonu

A, A' - prut 1 a prut 60, maximální napětí v tlaku

B, B' - prut 14 a 47, maximální napětí v tahu

C - prut 30, lokální extrém napětí v tlaku



Obr. 74 – Zobrazení průběhu deformací na prutech (prostý beton)

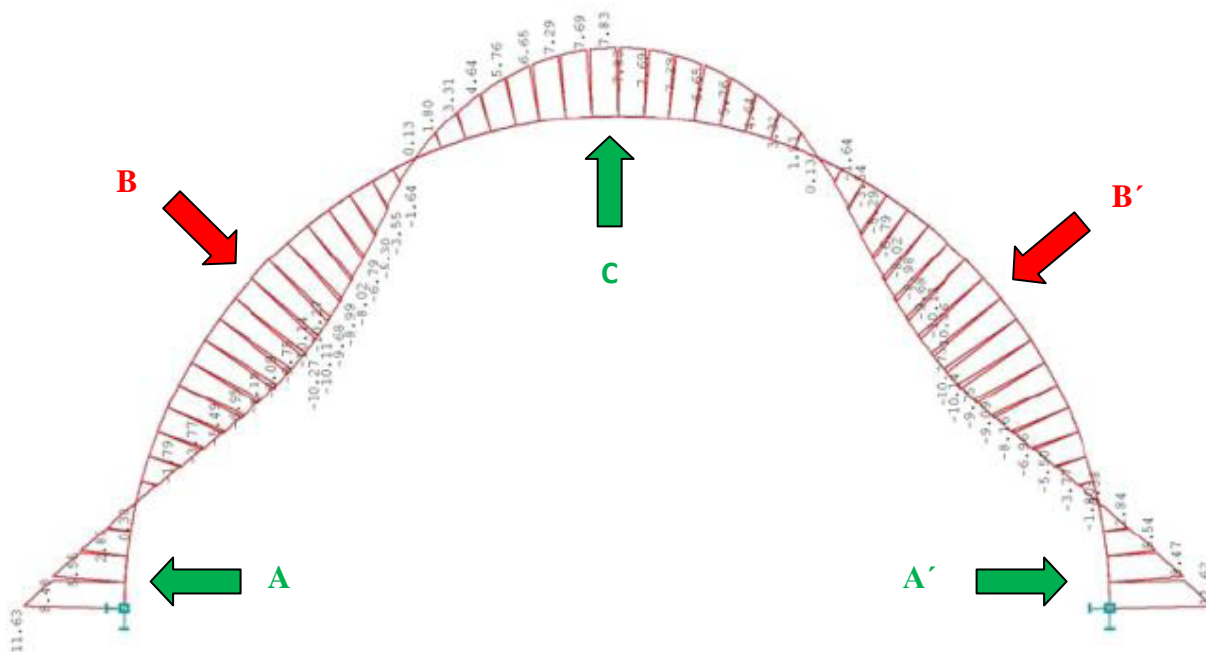
A a C – prut 11 a 50, max deformace +Z

B - prut 30, maximální deformace -Z

prut	uZ (mm)
11	0,116
30	-0,255
50	0,116

uZ (mm) deformace ve směru osy Z

5.2.2. Drátkobeton

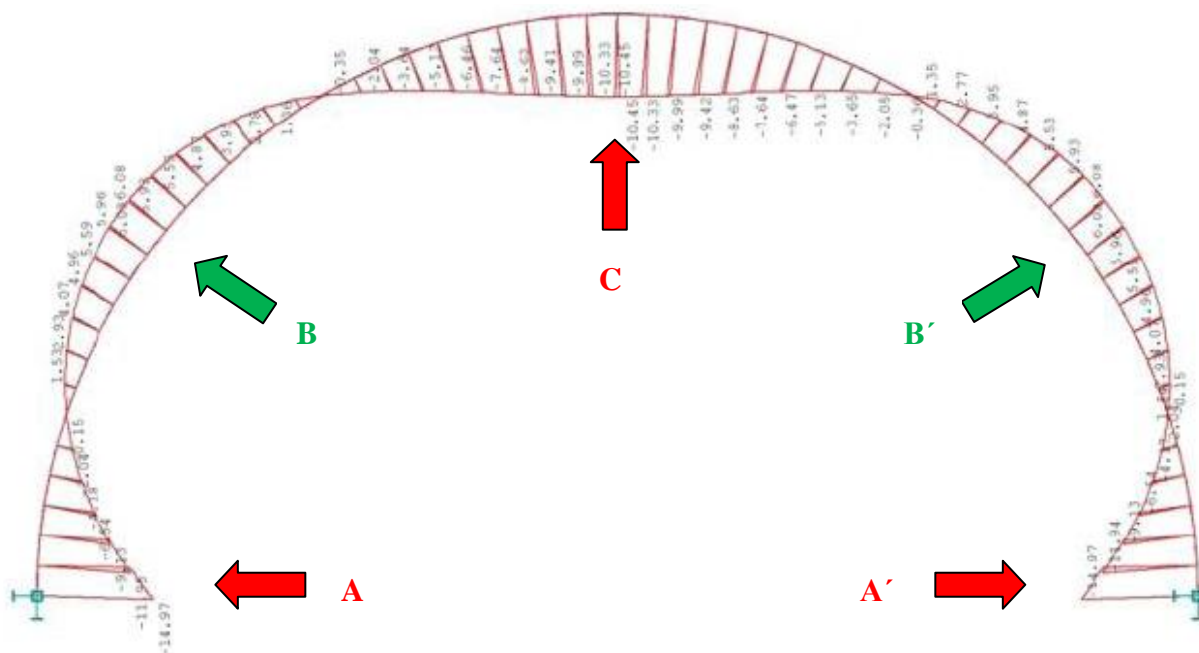


Obr. 75 - Zobrazení průběhu normálového napětí ve spodním vláknu klenby vyztužené 1% drátků

A, A' - prut 1 a prut 60, maximální napětí v tahu

B, B' - prut 13 a 48, maximální napětí v tlaku

C - prut 30, lokální extrém napětí v tahu



Obr. 76 - Zobrazení průběhu normálového napětí v horním vláknu klenby vyztužené 1% drátků

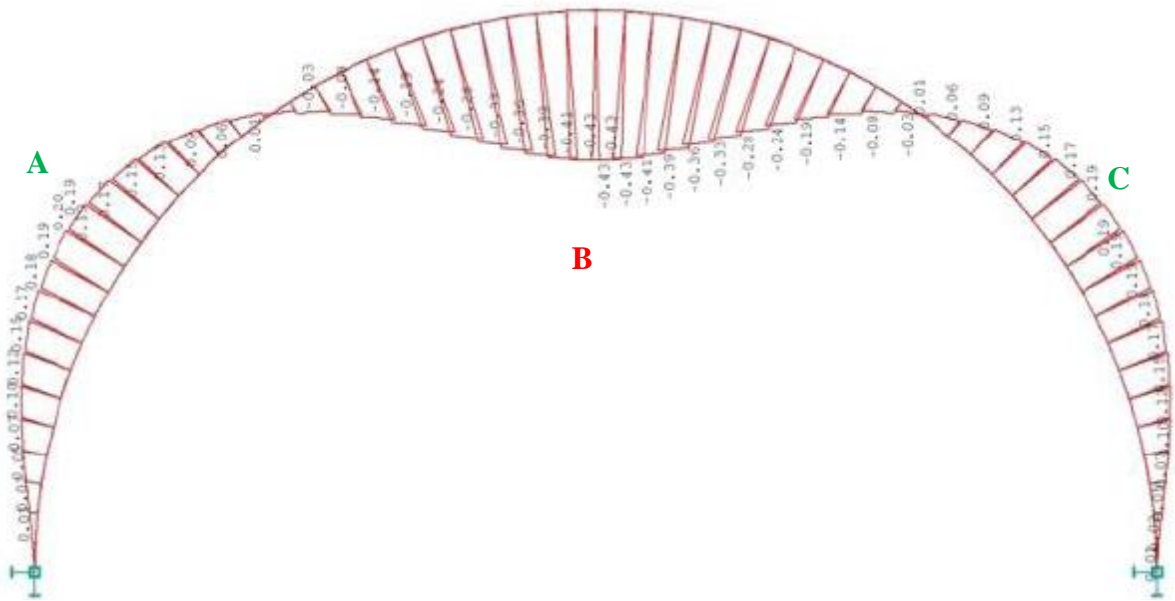
A, A' - prut 1 a prut 60, maximální napětí v tlaku

B, B' - prut 13 a 48, maximální napětí v tahu

C - prut 30, lokální extrém napětí v tlaku

Tab. 59 - Normálové napětí (MPa)

prut	horní vlákno	spodní vlákno
1	-14,967	11,622
13	6,076	-10,265
30	-10,455	7,827
48	6,076	-10,265
60	-14,967	11,622



Obr. 77 – Zobrazení průběhu deformací na prutech (drátkobeton)

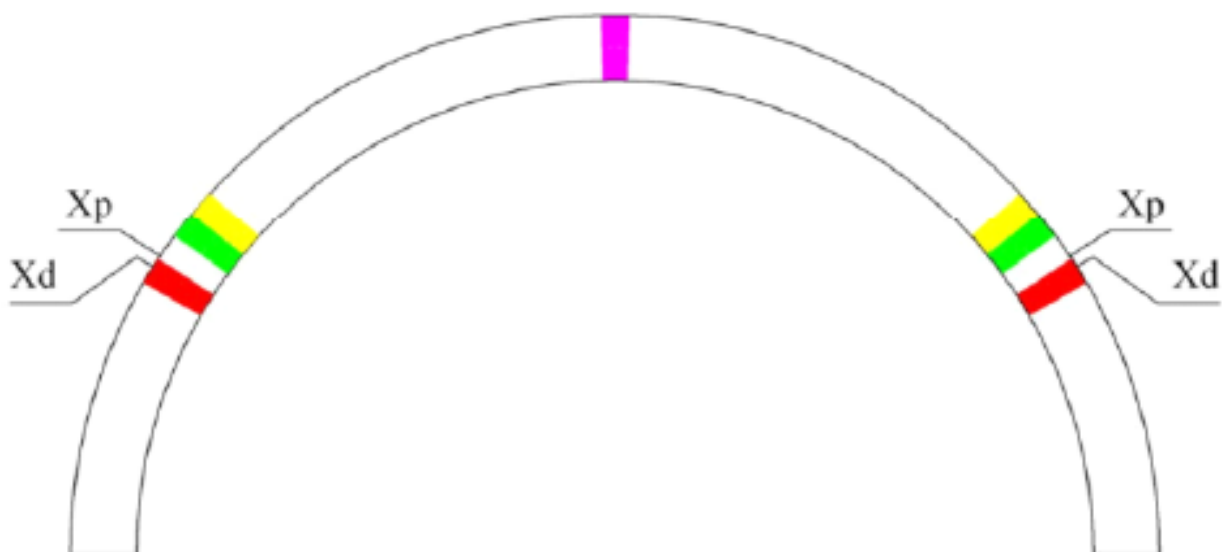
A a C – prut 11 a 50, max deformace +Z

B - prut 30, maximální deformace -Z





prut	uZ (mm)
11	0,188
30	-0,416
50	0,188

5.3. Vyhodnocení výsledků

Z obrázků je patrné, že průběhy deformací a normálových napětí se liší jen svými hodnotami.



Obr. 78 – Porovnání míst deformací dle IDA Nexis a dle provedených zatěžovacích zkoušek

-  - lokální maximum deformace (dle IDA Nexis32)
-  - největší napětí v tahu pro horní vlákno a největší napětí v tlaku pro spodní vlákno u klenby z prostého betonu (dle IDA Nexis32)
-  - největší napětí v tahu pro horní vlákno a největší napětí v tlaku pro spodní vlákno u klenby z drátkobetonu (dle IDA Nexis32)
-  - lokální maximum tlakového napětí horního vlákna a tahového napětí spodního vlákna
- oblast maximální deformace (dle IDA Nexis32)
- X_p - místo vzniku trhlin u klenby z prostého betonu (určeno na základě provedených zatěžovacích zkoušek)
- X_d - místo vzniku trhlin u klenby z drátkobetonu (určeno na základě provedených zatěžovacích zkoušek)

Obr. 78 jasně ukazuje, že naměřené i vypočtené hodnoty deformací se podobají

6. ZÁVĚR

Při této práci, odehrávající se v převážné většině v laboratoř bylo namícháno přes 600 litrů betonové směsi a podrobena působení různých forem zatížení přes 100 vzorků.

Prvním cílem bylo vyhodnotit mechanické vlastnosti vzorků z klasické betonové směsi. Odpověď na otázku „Jakých pevností směsi dosáhly?“ najdeme v kapitole 4.1.12. Nejlepších hodnot dosahuje DB směs (E_c 33 GPa, F_c 48,5 MPa, F_d 7,8 MPa). Jsou to hodnoty, které by se jistě dali dohledat v tabulkách (návrh této směsi nebyl experiment).

Druhým cílem bylo zhodnotit mechanické vlastnosti vzorků z poměrové směsi. Poměrová směs byla navržena v rozměrovém poměru jednotlivých složek vzhledem ke klasické směsi 1:5. Výsledky zkoušek jsou vyhodnoceny v grafech, také v kapitole 4.1.12. Bylo testováno 5 typů betonů, z nichž 2 nebyly záměrně ošetřovány podle normy, aby se mohlo porovnat, zda tato skutečnost má na výsledek zásadní dopad. Betonové směsi JPnenor a 1POLnen však nikterak odlišné mechanické vlastnosti nevykazovali. Jejich moduly pružnosti byly sice nižší, ale jen v řádu 500 MPa. Nejlepší výsledky vykazovali DB směsi 1% drátek a 0,5 % drátek (E_c 20,5 GPa resp 18,5 GPa; F_c 19,3 MPa, resp 18,2 MPa; F_d 3,6 MPa, resp. 3,3 MPa). Přesto, že byl rozměrový poměr jednotlivých složek vzhledem ke klasické směsi 1:5, výsledky zatěžovacích zkoušek dopadly lépe, než jsem očekával. Zejména u DB směsí.

Poměry výsledků pevnostních zkoušek vzorků z klasické a poměrové směsi

Směs	F_c	F_d	E_c
JPnor – KS P	1:3,5	1:3	1:2
1POLnor – KS PP	1:3	1:3	1:2
1% drátek – KS DB	1:2,5	1:2	1:1,5

KS P – klasická směs – prostý beton

KS PP – klasická směs – beton vyztužený PP vlákny

KS DB – klasická směs – drátkobeton

Skutečnost této výraznější pevnosti poměrové směsi, mohla být zapříčiněna recepturou pro její přípravu. Technologie výroby betonů z takto jemných písků by žádala více času na prověření optimálního poměru jednotlivých složek a jejich vlastností (např. křivky zrnitosti písku) i na prověření možností použití různých příměsí a přísad (např. vápna, popílku) aby se dosáhlo potřebné konzistence matrice. Mnou připravená poměrová směs, byla navržena pouze s použitím cementu, kameniva a vody a vzhledem ke křivce zrnitosti použitého písku, byla poměrně pórovitá. Tato skutečnost jistě ovlivnila chování zkušebních těles. Zejména nevyztužené vzorky a i vzorky s PP vlákny nepůsobily kompaktním dojmem.

Tuto domněnku potvrdily i výsledky u směsí JPnenor a 1POLnen, kde jsem očekával pro směs vyztuženou PP vlákny lepší mechanické vlastnosti než u směsi z prostého betonu. Směs s PP vlákny vykazovala sice v průměru o 2% větší únosnost, avšak při zatěžování klenby tuto skutečnost nepotvrdila a dosáhla nejhorších výsledků.

Jinak tomu bylo u vzorků s drátky, které potvrdili svou reziduální pevnost i po vzniku trhliny. Jejich nesporná výhoda se prokázala plně ve zkouškách zatěžování klenby.

Třetím cílem bylo zhodnocení zatěžovacích zkoušek provedených na klenbě. Ta představovala zmenšený model tunelového ostění. Přehledný soupis zaznamenaných vlastností i s grafy deformací je uveden v kapitolách 4.2.2 – 4.2.9.

Velice zajímavé byly výsledky směsí *1% drátek* a *0,5% drátek*. Odolnost těchto kleneb proti účinkům zatížení byla téměř trojnásobná a klenby i po vzniku trhlín odolávaly zatěžování. Dalším zajímavostí bylo chování nenormově ošetřovaných směsí. Zejména směsi JPnor, která kupodivu odolala většímu zatížení, než klenba ze směsi 1POLnen. Jejich boční deformace v místě očekávaného vzniku trhlín byly nepatrné až do samého porušení. Praskaly skokově. Klenby ošetřované normově neměly tak strmý nárůst deformací.

U kleneb, kde jsme snímali deformace pomocí tenzometrů a jejich stáří bylo větší než 60 dní, se místo vzniku trhlín posunulo níže, blíž k podporám v průměru o 6 cm. Všechny klenby byly schopné přenést téměř shodné zatížení, polypropylenem vyztužené větší. Ale klenba z prostého betonu praskla při hodnotě poměrného přetvoření 0,15‰, zatímco PP vyztužené klenby vydržely deformaci 0,2 – 0,25‰. Bylo to jistě dáno i stářím vzorků.

Poslední cílem bylo porovnat naměřená data s výstupy z programu IDA Nexis32. Výstupy jsou předloženy v kapitole 5.2

Modelování v programu jednoznačně potvrdilo chování klenby a naměřené hodnoty deformací. Obr. 78 ukazuje velkou podobnost míst největších deformací podle IDA Nexis s místy vzniku trhlin při laboratorních měřeních a to jak pro klenbu z prostého betonu tak pro DB model klenby.

Na klenbě dosáhly největších hodnot tlaková napětí v horním vláknu působící v místě podpor. Pro klenbu z prostého betonu to bylo 5,96 MPa a pro DB klenbu téměř třikrát tolik 15,56 MPa. Největších tahových napětí bylo dosaženo ve spodním vláknu, také v místě podpor. Konkrétně pro klenbu z prostého betonu 4,61 MPa, pro DB klenbu 12,06 MPa. Největších tahových napětí mimo podpory bylo dosaženo u obou směsí ve spodním vláknu ve vrcholu klenby. K maximálním deformacím docházelo ve vrcholu klenby. U DB směsi 0,451 mm a u klenby z prostého betonu 0,255 mm.

Sledované chování modelů klenby se dá při zachování fyzikální podobnosti vstupních hodnot (materiálové charakteristiky, zatížení, způsob podepření) očekávat i u skutečného segmentu tunelového ostění.

Závěrem bych chtěl říci, že pokud by to dovolili časové možnosti, dalo by se pomocí fyzikální podobnosti modelu dosáhnout lepších a přesnějších výsledků. Přesnějším simulováním působení tlakových sil horninové klenby, věrnějším napodobením tunelové obezdívky, přesnější technologií odečítání měřených dat i zvýšením počtu namáhaných modelů.

Přesto jsem rád, že jsem mohl tuto zajímavou práci absolvovat a osobně ověřit mechanické chování výše popsaných modelů.

7. SOUPIS BIBLIOGRAFICKÝCH CITACÍ

JIŘÍ KRÁTKÝ, KAREL TRTÍK, JAN VODIČKA. *Drátkobetonové konstrukce*. 1.vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 1999. ISBN 80-86364-00-3

MARC VANDEWALLE N.V. *Tunnelling the Word*. Fourth edition. Zwevegem 1996

KOLEKTIV AUTORŮ. *Příručka technologa, Beton – suroviny, výroba, vlastnosti*. 2.vyd. Reklamní studio ARTIS, 2005

KOLEKTIV AUTORŮ. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. 1.vyd. Praha Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. ISBN 978-80-254-1262-6

PRACOVNÍ SKUPINA PRO STRÍKANÝ BETON. *Zásady pro používání stříkaného betonu*. Česká tunelářská asociace. Praha, 2003

JAN VODIČKA, VLADIMÍR VESELÝ, JIŘÍ KRÁTKÝ. *Specifika z technologie vláknobetonu*. Časopis Beton 2/2010

KAREL TRTÍK. *Betonové konstrukce 1 – Technologie betonu*. 2.vyd. ČVUT Praha, 2009. ISBN 978-80-0104-408-7

KOLEKTIV AUTORŮ. *ČSN ISO 6784 Beton – Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku*. Změna listopad 2003. Český normalizační institut

KOLEKTIV AUTORŮ. *ČSN EN 12390-5 Oprava – Zkoušení ztvrdlého betonu – část 5, Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles*. Oprava únor 2007. Český normalizační institut

KOLEKTIV AUTORŮ. *ČSN EN 12390-3 - Zkoušení ztvrdlého betonu – část 3, Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Zář 2002. Český normalizační institut

KOLEKTIV AUTORŮ. *ČSN EN 12390-7 Oprava - Zkoušení ztvrdlého betonu – část 7, Objemová hmotnost ztvrdlého betonu*. Oprava únor 2007. Český normalizační institut

KOLEKTIV AUTORŮ. *ČSN EN 12390-1 Oprava - Zkoušení ztvrdlého betonu – část 1 Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy*. Oprava únor 2007. Český normalizační institut

KOLEKTIV AUTORŮ. *ČSN EN 12390-2 - Zkoušení ztvrdlého betonu – část 2 Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti*. Květen 2001. Český normalizační institut

8. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 - Pracovní diagram v tlaku drátkobetonu a prostého betonu	20
Obr. 2 - Pracovní diagram v tahu drátkobetonu a prostého betonu	20
Obr. 3 - ocelové drátky	21
Obr. 4- polypropylenová vlákna	24
Obr. 5 - Zkouška v tahu za ohybu na prvku z komposita ECC	25
Obr. 6 – Aplikace stříkaného betonu	26
Obr. 7 – křivka zrnitosti pro kamenivo do stříkaného betonu	29
Obr. 8 – použitý písek	36
Obr. 9 – křivka zrnitosti použitého písku s vyznačením horní a dolní meze kameniva pro stříkaný beton	37
Obr. 10 – použitá polypropylenová vlákna	38
Obr. 11 – použitá ocelová vlákna	38
Obr. 12 – použité pomůcky (váha KERN de60 k20, váha KERN EW600, míchačka)	42
Obr. 13 – naplněné formy pro výrobu zkušebních těles (válec, krychle, trámek)	44
Obr. 14 – vibrační stůl a drátkobetonem naplněná forma na válečky	44
Obr. 15 – nádrž na ošetřování zkušebních těles	45
Obr. 16 – zkušební tělesa vyjmutá z forem	45
Obr. 17 – křivka zrnitosti použitého jemného písku	48
Obr. 18 – použitá polypropylenová vlákna	49
Obr. 19 – použitá ocelová vlákna	50
Obr. 20 – míchání drátkobetonové směsi	51
Obr. 21 – forma na zkušební těleso klenbu	52
Obr. 22 – zkušební těleso – <i>klenba</i>	53
Obr. 23 – vibrační stůl a drátkobetonem naplněná forma na válečky	54
Obr. 24 – hydraulický lis Cyber-tronic	54
Obr. 25 – zkušební těleso pro určení pevnosti v tlaku	55
Obr. 26 – Zkušební těleso z prostého betonu, po ukončení zkoušky pevnosti v tlaku	56
Obr. 27 – zkušební těleso z drátkobetonu po ukončení zkoušky pevnosti v tlaku	56
Obr. 28 – zkušební těleso pro určení pevnosti tahu za ohybu	57

Obr. 29 – vzorky porušené tahem za ohybu (klasická směs vyztužená PP vlákny)	58
Obr. 30 – DB vzorek po ukončení zkoušky pevnosti v tahu za ohybu	59
Obr. 31 – osazovací zařízení a hodinkový deformometr pro stanovení modulu pružnosti	60
Obr. 32 – zkušební těleso pro stanovení statického modulu pružnosti v tlaku	60
Obr. 33 – porušená tělesa po skončení zkoušky ke stanovení modulu pružnosti (klasická směs, prostý beton vlevo; poměrová směs 1% drátek vpravo)	62
Obr. 34 – záchytné zařízení naplněné válečky simulujícími přenos spojitého zatížení	63
Obr. 35 – vlastnosti použitých tenzometrů	64
Obr. 36 – rozměry klenby vyznačené vzhledem k vnější obvodové ploše	64
Obr. 37 – 3D model klenby	65
Obr. 38 – umístění ocelových válečků mezi záchytné zařízení	65
Obr. 39 – Umístění deformometrů a místa vzniku trhlin na klenbě	67
Obr. 40 – válec po ukončení zkoušky v prostém tlaku a detail lomové plochy trámečku	70
Obr. 41 – tělesa po provedení zkoušek (vlevo trámek, vpravo válec)	72
Obr. 42 – deformovaná zkušební tělesa vyztužená drátky (vlevo trámek, vpravo válec)	74
Obr. 43 – Válec ze směsi <i>JPnor</i> po tlakové zkoušce	75
Obr. 44 – porovnání deformačních ploch trámečků (vlevo <i>JPnenor</i> , vpravo <i>IPOLnen</i>)	80
Obr. 45 – Pohled na deformační plochu trámku z betonové směsi 1 % drátek	83
Obr. 46 – Porovnání výsledků jednotlivých zkoušek pro klasické směsi betonu	85
Obr. 47 – porovnání pevností v prostém tlaku poměrových směsí betonu	86
Obr. 48 – porovnání pevností v tahu za ohybu poměrových směsí betonu	86
Obr. 49 – porovnání modulů pružnosti poměrových směsí betonu	86
Obr. 50 – objemové hmotnosti všech typů betonů	87
Obr. 51 – Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>JPnor</i>)	89
Obr. 52 – detail porušení klenby z prostého betonu	89
Obr. 53 – Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>JPnenor</i>)	90
Obr. 54 – patrné deformace na klenbě ze směsi <i>JPnenor</i>	91
Obr. 55 – Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>IPOLnor</i>)	91
Obr. 56 – detailní pohled na deformační plochu klenby ze směsi <i>IPOLnor</i> s viditelnými PP vlákny	92
Obr. 57 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>IPOLnen</i>)	93

Obr. 58 – Zatěžování klenby ze směsi <i>IPOLnen</i> s viditelným způsobem zajištění podpor, osazení deformometry a prokreslenými trhlinami	93
Obr. 59 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>3POL</i>)	94
Obr. 60 – Porušení klenby ze směsi <i>3POL</i> s viditelnou trhlinou v pravé části a ve vrcholu	94
Obr. 61 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>0,5% drátek</i>)	95
Obr. 62 – detail trhliny na levém boku klenby (směs <i>0,5% drátek</i>), drátky ve směru tahových sil	95
Obr. 63 - Klenba bez zjevných porušení odolává zatížení 24 kN/m (směs <i>1% drátek</i>)	96
Obr. 64 - Graf průběhu zatěžovací zkoušky klenby (<i>1% drátek</i>)	96
Obr. 65 – vyznačení umístění tenzometrů na klenbě	98
Obr. 66 – Tenzometry (vyrovnávací můstek; deformace tenzometrů)	99
Obr. 67 – klenba zatěžovaná v lisu, s přilepenými tenzometry	99
Obr. 68 – Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (<i>JPnor</i> , stáří 90 dní)	100
Obr. 69 - Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (<i>IPOLnor</i> , stáří 60 dní)	100
Obr. 70 - Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (<i>3POL</i> , stáří 60 dní)	101
Obr. 71 - Graf závislosti poměrného přetvoření na zatížení (<i>0,5% drátek</i> , stáří 28 dní)	101
Obr. 72 - Zobrazení průběhu normálového napětí ve spodním vláknu klenby z prostého betonu	105
Obr. 73 - Zobrazení průběhu normálového napětí v horním vláknu klenby z prostého betonu	106
Obr. 74 – Zobrazení průběhu deformací na prutech (prostý beton)	106
Obr. 75 - Zobrazení průběhu normálového napětí ve spodním vláknu klenby vyztužené 1% drátků	107
Obr. 76 - Zobrazení průběhu normálového napětí v horním vláknu klenby vyztužené 1% drátků	108
Obr. 77 – Zobrazení průběhu deformací na prutech (drátkobeton)	109
Obr. 78 – Porovnání míst deformací dle IDA Nexis a dle provedených zatěžovacích zkoušek	110