



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Optimalizace kompozitních mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC

Optimization of Timber-UHPC Composite Bridges

DISERTAČNÍ PRÁCE

Ing. Milan Holý

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

Praha, 02/2020



PROHLÁŠENÍ

Jméno doktoranda: Ing. Milan Holý

Název disertační práce: Optimalizace kompozitních mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC

Prohlašuji, že jsem uvedenou disertační práci vypracoval/a samostatně pod vedením školitele doc. Ing. Lukáše Vráblíka, Ph.D., FEng.

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Disertační práce vznikla v souvislosti s řešením projektu: TAČR TH02020730 – „Využití UHPC pro moderní návrh progresivních spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí“.

V Praze dne

.....
podpis

Abstrakt

V rámci své disertační práce jsem se zabýval optimalizací kompozitních mostních konstrukcí ze dřeva a ultra-vysokohodnotného betonu (UHPC nebo UHPFRC) spočívající zejména v aplikaci prefabrikované mostovky z UHPC. Využití moderního materiálu UHPC umožňuje redukcí tloušťky mostovky a tím také značnou redukcí vlastní tíhy, dalším přínosem aplikace prefabrikátů z UHPC je minimalizace mokrého procesu ve styku se dřevem, zrychlení výstavby, redukce vlivu smršťování a dotvarování mostovky, která se projeví snížením dlouhodobých průhybů a omezením přerozdělení napětí z betonu do dřeva.

Spřažené dřevo-betonové konstrukce obecně tvoří velmi komplexní téma. Jednak proto, že existuje velké množství možných způsobů provedení těchto konstrukcí, že zahrnují více různých kompozitních materiálů a dále pro jejich specifické statické působení dané poddajným spřažením. Podrobněji jsem se zaměřil na možnosti realizace v oblasti prefabrikace a aplikace UHPC, věnoval jsem se výpočetní analýze dřevo-betonových konstrukcí, návrhu a analýze konkrétního způsobu spřažení a návrhu prefabrikované mostovky z UHPC. Za podpory grantu TAČR TH02020730 mi bylo umožněno v Kloknerově ústavu provést množství experimentů.

První část experimentů jsem zaměřil na ověření mechanických charakteristik navrženého systému spřažení, který je tvořen pomocí ocelových lišt zabudovaných do dřevěných trámů. Ocelové lišty jsou opatřeny smykovými trny, na které jsou nasazeny prefabrikáty s připravenými otvory, které jsou následně zalaty zálivkou. Navrhl jsem experimentální tělesa ve více variantách, aby bylo dosaženo různých způsobů porušení, což se také podařilo.

Vzhledem k tomu, že UHPC je stále poměrně nový materiál a nejsou pro něj zatím v ČR vydány platné normy, další část experimentů jsem zaměřil na ověření ohybové únosnosti tenkých desek z UHPC lokální receptury. Pro verifikaci návrhu mostovky jsem navrhl ohybové testy se speciálními deskovými tělesy, provedl jsem jejich vyhodnocení a výsledky porovnal s hodnotami ohybové pevnosti stanovenými na základě různých platných norem v ČR.

Chování optimalizované kompozitní mostní konstrukce ze dřeva a UHPC jsem zkoumal v rámci parametrické studie a dále jsem ho ověřil pomocí „full-scale“ experimentální konstrukce, na které byly také odzkoušeny jednotlivé výrobní detaily a postupy. Pro návrh a posouzení spřažené dřevo-betonové konstrukce jsem vytvořil vlastní výpočetní program. Po dosažení únosnosti experimentální konstrukce v podélném směru byla konstrukce rozřezána na segmenty, na nichž jsem dále ověřoval únosnost mostovky v příčném směru.

Svoji práci hodnotím jako vstupní impuls do oblasti navrhování spřažených mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC. Pevně věřím, že získané poznatky znamenají posun v oblasti navrhování spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí a v oblasti konstrukcí z materiálu UHPC v ČR. Přínos mé práce dále spočívá v odhalení některých nedostatků aktuálně platných normových předpisů.

Klíčová slova

Spřažená dřevo-betonová konstrukce, UHPC, UHPFRC, prefabrikace, spřahovací prvky, protlačovací zkoušky, zatěžovací zkouška, ohybové testy, pevnost v tahu za ohybu

Abstract

I dealt with the topic of the optimization of the composite bridge structures made of timber and Ultra-High Performance Concrete (UHPC or UHPFRC) in my thesis. This optimization of the Timber-Concrete Composite (TCC) bridge structures consists mainly in the application of the precast bridge deck made of UHPC, which enables a reduction of the deck thickness and of its self-weight and presents other advantages: a minimization of wet process in contact with timber, a faster erection and a reduction of the shrinkage and creep effects of the deck.

The TCC structures generally form a very complex topic. Firstly, because these structures include more different complex materials, and because of their specific static behavior given by the semi-rigid connection. I focused on prefabrication and using UHPC for TCC structure, dealt with the computational analysis of TCC structures, with the design and analysis of specific type of coupling elements and with the design of prefabricated deck made of UHPC in more detail. I was able to carry out a number of experiments at Klokner Institute of CTU in Prague under the support of the research project TH02020730 of the Technology Agency of the Czech Republic (TACR).

The first part of my experiments was focused on the verification of mechanical characteristics of the proposed shear connection system. The shear connection is carried out by notches made of steel plates embedded in the timber beams supplemented with welded shear dowels (headed studs). The precast segments are provided with slots for the shear dowels, which are poured with UHPC after placing of the deck segments on the timber beams.

Because UHPC is still a relatively new material in the Czech Republic and no standards have been issued yet, another part of my experiments was focused on the verification of the load bearing capacity of thin slabs made of local mixture of UHPC. Various bending tests for determining flexural strength of UHPC were executed. I compared results of tests on special test specimens with results of bending tests according to different valid standards.

I have researched the behavior of optimized TCC bridge structure using parametric study and experimentally. I created my own computational program for design and verification of TCC structures. The experimental full-scale bridge structure was produced to verify some manufacturing details and the load-bearing capacity. After the overall load test was done, some bridge deck segments were cut from the structure and a load test of bridge deck in transversal direction were executed and compared with analytical prediction.

I evaluate my work as an input impulse into the design of timber-UHPC composite bridge structures. I strongly believe that the achieved findings represent a progress in the area of the design of the TCC bridge structures and of the design of the structures made of UHPC in the Czech Republic. The benefit of my work is also in revealing some shortcomings of the currently valid standards.

Keywords

Timber-concrete composite structure, UHPC, UHPFRC, Prefabrication, Shear connectors, Push-out shear test, Load test, Bending test, Flexural strength of UHPFRC

Poděkování

Tuto práci jsem vypracoval na Katedře betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze v úzké spolupráci s Kloknerovým ústavem ČVUT. Mé poděkování patří všem, kteří se na mé práci podíleli. K tématu spřažených dřevo-vláknobetonových konstrukcí mě přivedl Ing. Vojtěch Petřík, Ph.D., kterému děkuji za vstupní impuls, průběžnou motivaci a umožnění získat zkušenosti v projekční praxi v zahraničí. Děkuji zejména svému školiteli doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D., který mi byl během celého studia velkou oporou a průběžně se mnou danou problematiku konzultoval. Velkým přínosem pro vypracování této práce byla moje účast na výzkumných projektech v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze pod vedením doc. Ing. Jiřího Kolíška Ph.D. a Ing. Petra Teje, Ph.D., při které jsem získal spoustu cenných zkušeností a informací zejména ohledně materiálu UHPC. Děkuji svým kolegům z Kloknerova ústavu za teoretickou i praktickou pomoc s provedením experimentů, zejména bych rád poděkoval Ing. Davidu Čítkovi. Děkuji všem, kteří se podíleli na výrobě zkušební konstrukce a realizaci zatěžovacích a materiálových zkoušek. V neposlední řadě děkuji celé své rodině za podporu a trpělivost. Provedení experimentů prezentovaných v této práci mi bylo umožněno díky podpoře grantu TAČR TH02020730 – „Využití UHPC pro moderní návrh progresivních spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí“.

Obsah

1. ÚVOD	16
1.1 MOTIVACE	16
1.2 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE	16
1.3 ÚVOD.....	17
2. SPŘAŽENÉ DŘEVO-BETONOVÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE	19
2.1 ROZVOJ SPŘAŽENÝCH DŘEVO-BETONOVÝCH MOSTŮ.....	19
2.2 SPECIFIKA TECHNOLOGIE SPŘAŽENÝCH DŘEVO-BETONOVÝCH MOSTŮ.....	21
2.3 KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ - PŘÍKLADY MOSTŮ	22
2.4 SPŘAHOVACÍ PROSTŘEDKY	27
2.5 APLIKACE UHPC A PREFABRIKACE	30
2.5.1 Speciální spřahovací prostředky pro prefabrikaci.....	31
2.6 STATICKÁ ANALÝZA DŘEVO-BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	33
2.6.1 Popis fungování poddajného spřažení.....	33
2.6.2 Metody analýzy poddajného spřažení	35
2.7 DŘEVO	36
2.7.1 Struktura dřeva a mechanické vlastnosti.....	37
2.7.2 Lepené lamelové dřevo	39
2.8 MATERIÁL UHPC	41
2.8.1 Složení.....	42
2.8.2 Chování v tlaku	42
2.8.3 Chování v tahu	43
2.8.4 Soudržnost a krycí vrstva výztuže.....	44
2.8.5 Smršťování a dotvarování	44
2.9 SHRNUTÍ - AKTUÁLNÍ STAV VÝVOJE A VÝZKUMU	45
3. VÝPOČETNÍ ANALÝZA DŘEVO-BETONOVÉ KONSTRUKCE	47
3.1 KONCEPCE MOSTNÍHO SYSTÉMU	47
3.2 STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA KONSTRUKCE.....	50
3.2.1 Modul prokluzu	50
3.2.2 Výpočetní program podle γ -metody.....	51
3.2.3 Příhradový model s ohybově tuhými rameny	53
3.2.4 Reologie – smršťování a dotvarování	55
3.2.5 Reologie – vliv vlhkosti	55
3.2.6 Teplotní zatížení.....	56
3.2.7 Posouzení příčný směr	58
3.2.8 Dynamické posouzení konstrukce.....	58
3.3 PARAMETRICKÁ STUDIE	59
3.3.1 Vstupní údaje.....	59
3.3.2 Vliv změny materiálu a rozměrů dřevěné části průřezu.....	60
3.3.3 Vliv tuhosti spřažení.....	61
3.3.4 Vliv změny reologických vlastností.....	62
3.3.5 Účinky nesilových zatížení	63
3.3.6 Vliv změny rozpětí na dynamické chování konstrukce	64

4. EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA SPŘAŽENÍ	65
4.1 POPIS EXPERIMENTÁLNÍHO PROGRAMU	65
4.1.1 Geometrie zkušebních těles	65
4.1.2 Varianty zkušebních těles	66
4.1.3 Průběh protlačovací zkoušky	67
4.2 VÝSLEDKY PROTLAČOVACÍCH ZKOUŠEK	69
4.2.1 Porušení trnů a stáří zálivky (K10 x K11)	70
4.2.2 Porušení trnů x porušení dřeva (K11 x K12).....	71
4.2.3 Porušení dřeva a třída dřeva (K12 x K13)	72
4.2.4 Porušení dřeva a délka ozubu (K30 x K31).....	73
4.2.5 Porušení dřeva a hloubka ozubu (K12 x K20 x K31).....	74
4.2.6 Vliv opakovaného zatížení a podložení (K12 x D10 x D11).....	75
4.2.7 Celkové zhodnocení.....	76
4.3 ANALYTICKÁ PREDIKCE	77
4.3.1 Porušení v oblasti dřeva.....	78
4.3.2 Porušení v oblasti betonu.....	80
4.4 NUMERICKÁ SIMULACE V PROGRAMU ATENA.....	82
4.4.1 Materiálové modely	82
4.4.2 Výpočetní model.....	83
4.5 MODEL ROZETŘENÉHO SPŘAŽENÍ V PROGRAMU ATENA.....	84
4.5.1 Model protlačovací zkoušky	85
4.5.2 Komplexní model	87
4.5.3 Zhodnocení idealizace modelu spřažení	89
4.6 NUMERICKÁ SIMULACE V PROGRAMU ANSYS	89
4.6.1 Materiálový model dřeva.....	89
4.6.2 Model protlačovací zkoušky.....	90
5. EXPERIMENTY PRO STANOVENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI UHPC.....	92
5.1 PEVNOST VLÁKNOBETONŮ V TAHU.....	92
5.2 OHYBOVÉ EXPERIMENTY S RŮZNÝMI ZKUŠEBNÍMI TĚLESY.....	92
5.2.1 Zkušební tělesa	93
5.2.2 Materiálové charakteristiky	94
5.2.3 Výsledky experimentů	94
5.2.4 Numerická simulace	97
5.2.5 Zhodnocení	97
5.3 OHYBOVÉ EXPERIMENTY S RŮZNÝM VYZTUŽENÍM	98
5.3.1 Zkušební tělesa	98
5.3.2 Výsledky experimentů a zhodnocení.....	99
5.4 VYHODNOCENÍ DISTRIBUCE DRÁTKŮ PO VÝŠCE PRŮŘEZU	100
5.4.1 Popis aplikované metody	100
5.4.2 Výsledky vyhodnocení	101
6. EXPERIMENTÁLNÍ FULL-SCALE MODEL.....	103
6.1 POPIS TESTOVANÉ KONSTRUKCE	103
6.2 VÝROBA ZKUŠEBNÍ KONSTRUKCE	105
6.2.1 Fotodokumentace výroby zkušební konstrukce.....	106
6.3 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA	107

6.3.1	Příprava zatěžovací zkoušky	107
6.3.2	Provedení a výsledky zatěžovací zkoušky	109
6.4	ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA PANELŮ MOSTOVKY	111
6.4.1	Popis zkoušky.....	111
6.4.2	Výsledky zkoušky	112
7.	CELKOVÉ ZHODNOCENÍ.....	115
7.1	SPŘAHOVACÍ SYSTÉM	115
7.1.1	Výsledky a diskuse.....	115
7.2	OHYBOVÁ PEVNOST UHPC.....	117
7.2.1	Výsledky a diskuse.....	117
7.3	KOMPOZITNÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE ZE DŘEVA A UHPC	120
7.3.1	Výsledky a diskuse.....	120
8.	ZÁVĚR.....	123
9.	LITERATURA	125
9.1	ČLÁNKY.....	125
9.2	NORMY A PUBLIKACE	126
9.3	ZÁVĚREČNÉ VYSOKOŠKOLSKÉ PRÁCE.....	127
9.4	VLASTNÍ PUBLIKACE (K TÉMATU DISERTACE)	128

Seznam příloh

P1 – Statický výpočet zkušební konstrukce

P2 – Ohybové zkoušky UHPC

P3 – Protlačovací zkoušky

P4 – Zatěžovací zkouška zkušební konstrukce

Seznam rovnic

- (1) definice účinnosti poddajného spřažení, dle Yeoh
- (2) definice účinnosti poddajného spřažení, dle Lukaszewska
- (3) celkový ohybový moment ve spřaženém průřezu
- (4) modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
- (5) rozetřená tuhost spřažení
- (6) modul prokluzu pro MSÚ podle EC5
- (7) redukční součinitel γ_{ct}
- (8) ohybová tuhost ideálního průřezu $EI_{y,eff}$
- (9) n_c je pracovní součinitel materiálu, z_t rameno výslednice normálové síly ve dřevě, z_c rameno výslednice normálové síly v betonu
- (10) návrhové zatížení spřahovacích prostředků
- (11) výpočet náhradní tuhosti konzol simulujících poddajné spřažení
- (12) redukce modulu pružnosti dřeva E_t vlivem dotvarování
- (13) redukce modulu pružnosti betonu E_c vlivem dotvarování
- (14) úprava modulu prokluzu vzhledem k dotvarování jednotlivých částí spřaženého průřezu
- (15) úprava modulu prokluzu vzhledem k dotvarování jednotlivých částí spřaženého průřezu
- (16) vlhkostní přetvoření dřeva
- (17) charakteristické hodnoty pevnosti UHPC v tahu
- (18) únosnost ozubu na smyk
- (19) únosnost ozubu v tlaku
- (20) pevnost dřeva v tlaku pod úhlem k vláknům podle EC5
- (21) pevnost dřeva v tlaku pod úhlem k vláknům podle ČSN 73 1702
- (22) únosnost smykových trnů dle EC4
- (23) únosnost smykových trnů upravený vztah dle Döinghause
- (24) únosnost betonu v oblasti trnů

Seznam obrázků

- Obr. 1: Mostní systém z Austrálie – spřažené mosty z kulatiny a železobetonu, zdroj [28]
- Obr. 2: Rozvoj výstavby dřevobetonových mostů ve světě podle data uvedení do provozu na vzorku 75 mostů v čase od počátku výstavby dřevobetonových mostů v roce 1930 do roku 2010, zdroj [26]
- Obr. 3: Most Quiainos (a) Nosníky z lepeného lamelového dřeva; (b) bednění a ztracené bednění; (c) výztuž desky a vlepovaná spřahovací výztuž; (d) pohled na most zespodu, zdroj [26]
- Obr. 4: Most přes řeku Wipper - detaily spřahovací lišty se smykovými trny [28]
- Obr. 5: Mostu přes řeku Wipper - zatěžovací zkouška a pohled do bednění [28]
- Obr. 6: Podélný řez ekoduktem přes dálnici A1 u Nettersheimu a detaily spřahovacího systému [28]
- Obr. 7: Vzorový příčný řez spřaženého mostu ve Schwäbisch Gmünd, zdroj [8]
- Obr. 8: Pohled na rámový spřažený most ve Schwäbisch Gmünd, zdroj [8]
- Obr. 9: Lávka přes Benešovský potok v Benešově [10]
- Obr. 10: Spřažená dřevo-UHPC lávka Gletschersand ve Švýcarsku, projekt Emch+Berger Ingenieure AG Bern (M.-A. Berchtold und A.Hemmi), expert prof. E. Brühwiler, foto poskytl prof. E. Brühwiler
- Obr. 11: Přehled používaných systémů spřažení pro mostní konstrukce, převzato z Rodrigues [26] - (u každé varianty vždy vlevo podélný řez, vpravo příčný řez); (a) hřebíky, (b) šrouby, (c) šrouby s pružinami, (d) vlepované trny, (e) „CHS“ ocelové ozuby + šrouby, (f) „UCS“ – šroubované I profily, (g) smykové lišty s navařenými smykovými trny, (h) vlepovaná betonářská výztuž do X, (i) vlepovaná betonářská výztuž v jednom směru, (j) „PSP“ - vlepované děrované plechy, (k) „TSP“ – vlepované svařence (l) betonový ozub + vlepovaná betonářská výztuž, (m) betonový ozub + vlepované trny, (n) betonové ozuby, (o) „HBV“ lišty;
- Obr. 12: Porovnání tuhosti a únosnosti různých typů spřahovacích prostředků, převzato z Yeoh [33]
- Obr. 13: Smykový spoj pomocí desky s prolisovanými trny a dřevěného trámu ze dvou částí, podle Kuklík [13]
- Obr. 14: Vlevo smyková kotva z modifikovaného dřeva furfuryl alkoholem, vpravo systém se zabetonovanými ocelovými trubkami na ocelové liště, podle Crocetti [3]
- Obr. 15: Vliv tuhosti spoje – dva homogenní průřezy, převzato z Glaser [64]
- Obr. 16: Chování spřaženého dřevo-betonového prostého nosníku, převzato z Jaraanen [65]
- Obr. 17: Ortotropie dřeva: L = Směr podélný: rovnoběžně s vlákny, R = Směr radiální: kolmo na vlákna, kolmo na letokruhy, T = Směr tangenciální: kolmo na vlákna, tečně k letokruhům
- Obr. 18: Vlevo skutečný materiálový diagram pro bezvadné dřevo (malý vzorek) – plná čára směr podélně s vlákny (L), čárkovaná čára kolmo na vlákna (R, T), Vpravo idealizovaný bilineární materiálový diagram, podle Kuklík [56]
- Obr. 19: Schéma hustoty rozdělení pravděpodobnosti výskytu pevností v tahu rovnoběžně s vlákny – horní křivka pro neroztříděné rostlé dřevo, křivky (a), (b), (c) po rozřídění do jednotlivých kvalitativních tříd dřeva, podle Handbook 1 [54]
- Obr. 20: Schéma hustoty rozdělení pravděpodobnosti výskytu pevností rostlého dřeva a LLD, podle Handbook 1 [54]
- Obr. 21: Závislost napětí na přetvoření UHPC v tlaku – záznamy ze zkoušek UHPC s drátky podle AFGC [35] porovnáno s materiálovým diagramem UHPC bez drátků a běžného betonu dle [21]
- Obr. 22: Závislost napětí na šířce trhliny - UHPC v tahu – vlevo tahové zpevnění, uprostřed částečné tahové zpevnění a vpravo tahové změkčení, podle AFGC [35]
- Obr. 23: Závislost napětí na šířce trhliny - tahové pevnosti vláknobetonu, zdroj [21]
- Obr. 24: Vzorový příčný řez navrženého mostního systému
- Obr. 25: Podélný pohled na navržený mostní systém
- Obr. 26: Navržený způsob spřažení pomocí smykové lišty s trny, prefabrikovaný dílec mostovky je v místech trnů opatřen otvory, které se po jeho osazení zalijí zálivkou z UHPC
- Obr. 27: Definice modulu pokluzu (posunutí) podle ČSN EN 26891 (ISO 6891) [48], Graf závislosti síly na pokluzu převzat z Ceccotti [2]

- Obr. 28: Schéma modelu pro odvození náhradní tuhosti konzol simulujících poddajné sprážení podle Simon [69]
- Obr. 29: Výpočetní model zkušební konstrukce v programu SCIA Engineer
- Obr. 30: Geometrie typického zkušební tělesa
- Obr. 31: Předepsaný postup zatěžování podle ČSN EN 26 891
- Obr. 32: Zkušební těleso s podložkou před zkouškou a po zkoušce
- Obr. 37: Upravené záznamy protlačovacích zkoušek – závislost síly na pokluzu
- Obr. 38: Záznam protlačovacích zkoušek řad K10 a K11
- Obr. 39: Typické porušení řad K10 a K11 usmyknutím spráhovacích trnů v oblasti nad svarem
- Obr. 40: Záznam protlačovacích zkoušek řad K11 a K12
- Obr. 41: Vlevo příklad tělesa po porušení usmyknutím trnů, uprostřed příklad tělesa bez podložky po porušení dřeva smykem, usmyknuté ozuby rozepřeny o zatěžovací desku, vpravo příklad tělesa s podložkou na čele trámu umožňující volné usmyknutí ozubu
- Obr. 42: Záznam protlačovacích zkoušek řad K12, K13
- Obr. 43: Záznam protlačovacích zkoušek řad K12, K20 a K31
- Obr. 44: Záznam protlačovacích zkoušek řad K12 a D10
- Obr. 45: Záznam protlačovacích zkoušek řad D10 a D11
- Obr. 33: Možné způsoby porušení zvoleného systému sprážení
- Obr. 34: Vliv délky smykového ozubu na průběh smykového napětí z numerického výpočtu, vlevo krátký ozub $l_z < L_{cr}$, vpravo dlouhý ozub $l_z > L_{cr}$, převzato z [68]
- Obr. 35: Vliv zkosení čela ozubu na extrémy hlavních napětí v ozubu dřevěném trámu a na velikost modulu prokluzu spoje z numerické simulace podle [68]
- Obr. 36: Porušení smykového trnu v betonu normálních pevností (vlevo) a ve vysokohodnotném betonu (vpravo), překresleno podle Simon [70]
- Obr. 46: Vlevo výpočetní model v programu ATENA, vpravo záznamy protlačovacích zkoušek sérií K10 a K11 doplněné numerickou simulací
- Obr. 47: Záznamy protlačovacích zkoušek - závislost napětí-pokluz
- Obr. 48: Vlevo záznam protlačovací zkoušky a jeho posun pro účely numerické simulace, vpravo materiálový model kontaktu v programu ATENA
- Obr. 49: Vliv úpravy modulu pružnosti a Poissonova čísla sprážených materiálů na simulaci protlačovací zkoušky, vpravo model protlačovací zkoušky v programu ATENA s patrnou deformací bočních desek vlivem vzájemné excentricity vnášené síly a podpor
- Obr. 50: Vliv úpravy normálové tuhosti na průběh simulace protlačovací zkoušky
- Obr. 51: Numerické modely v programu ATENA, nahoře ATENA 2D, dole ATENA 3D
- Obr. 52: Graf průhybu uprostřed nosníku v závislosti na rovnoměrném spojitým zatížení – Porovnání výpočtu s různými parametry kontaktu v ATENA 2D, v ATENA 3D a vztahů odvozených z γ -metody
- Obr. 53: Vlevo zobecněná Hillova podmínka plasticity, vpravo element SOLID 95
- Obr. 54: Vlevo model protlačovací zkoušky v programu ANSYS, vpravo deformace během zatěžování
- Obr. 55: Porovnání simulace a výsledků obdržených z protlačovacích zkoušek
- Obr. 56: Schémata provedených zkoušek (nahore normová tělesa, dole speciální tělesa)
- Obr. 57: Vlevo speciální deskové těleso při zkoušce čtyřbodovým ohybem na rozpětí 1900 mm, vpravo speciální deskové těleso při zkoušce třibodovým ohybem na rozpětí 600 mm
- Obr. 58: Porovnání ohybové pevnosti vyhodnocené z testů na deskových pruzích
- Obr. 59: Záznamy zkoušek deskových pruhů tl. 40-80 mm ve 3-bodovém ohybu, doplněno numerickou simulací v programu ATENA (stejně materiálové parametry, různé tloušťky desek)
- Obr. 60: Záznamy zkoušek deskových pruhů tl. 40-80 mm ve 4-bodovém ohybu, doplněno numerickou simulací v programu ATENA (stejný materiál, různé tloušťky desek)
- Obr. 61: Záznamy zkoušek ve 4-bodovém ohybu s rozpětím 1900 mm deskových těles tl. 60 mm a šířky 250 mm s různým vyztužením
- Obr. 62: Příčné řezy s vyznačením sektorů a podoblastí pro kontrolu distribuce drátků, vlevo zkušební těleso s betonářskou výztuží a vpravo zkušební těleso bez betonářské výztuže

- Obr. 63: Vlevo fotodokumentace podsektoru o velikosti 10 x 10 mm, vpravo detail okolo výztuže
- Obr. 64: Vyhodnocení počtu drátků po výšce průřezu u vyztuženého prvku
- Obr. 65: Vyhodnocení počtu drátků po výšce průřezu u nevyztuženého prvku
- Obr. 66: Porovnání mezi průřezem vyztuženým a nevyztuženým betonářskou výztuží
- Obr. 67: Vzorový příčný řez lávky (v případě zkušební lávky nebylo osazeno zábradlí)
- Obr. 68: Výkres skladby panelů mostovky (panely typu N, K a Z), podpory během výstavby
- Obr. 69: Osazení panelu na spřahovací prvky (Detail X2), ocelové lišty s navařenými smykovými trny
- Obr. 70: Vlevo pohled do bednění před betonáží panelu typ N, vpravo panel typ K těsně po betonáži
- Obr. 71: Vlevo zkušební uložení panelů na trámy před instalací spřahovacích prvků, vpravo osazené spřahovací prvky do kapes na trámech
- Obr. 72: Vlevo otvor po uložení panelu na spřahovací prvky, vpravo dotažený šroubový spoj panelů po aplikaci epoxidového lepidla do spáry
- Obr. 73: Vlevo pohled na mostovku po aplikaci zálivky do otvorů, vpravo detail okapničky s odkapávající vodou během ošetřování zálivky
- Obr. 74: Schéma zatěžovací zkoušky lávky
- Obr. 75: Pohled na zatěžovací zkoušku lávky
- Obr. 76: Vlevo pohled na zatěžovací aparaturu – 2 hydraulické lisy na společném čerpadle rozpřené o železobetonové nosníky, na kterých je umístěna rovnanina ze silničních panelů tvořící balastní zatížení; vpravo měřiče průhybu uprostřed rozpětí
- Obr. 77: Detail měření posunů mezi deskou mostovky a dřevěnými trámy
- Obr. 78: Záznam ze ZZ – závislost zatěžovací síly na válci a průměrného průhybu trámů uprostřed rozpětí na čase
- Obr. 79: Záznam ze ZZ – závislost zatěžovací síly na válci a pokluzu mezi deskou mostovky a konci trámů na čase (LP = porušený trám levý konec, PP = porušený trám pravý konec, LZ = zbylý trám levý konec, PZ = zbylý trám pravý konec)
- Obr. 80: Vlevo pohled na lávku s porušeným dřevěným trámem uprostřed rozpětí, vpravo detail tahového porušení ve spodu dřevěného trámu
- Obr. 81: Záznam ze ZZ – závislost zatěžovací síly na válci na průhybu (P = porušený trám, Z = zbylý trám)
- Obr. 82: Schéma vyřezání zkušebních těles z lávky pro zatěžovací zkoušku mostovky v příčném směru
- Obr. 83: Schéma příčného řezu zkušebních těles s vyznačením zatěžovaných oblastí – konzola K1, pole P, konzola K2 s rovnoměrnými plošnými zatíženími f_{K1} , f_{K2} a f_P a s vyznačením míst měření průhybů na konzolách w K1 a w K2 a v poli w P.
- Obr. 85: Simulace charakteristického zatížení chodce 5 kN/m^2 na konzolách a v poli pomocí pytlů s pískem
- Obr. 86: Vlevo zatížení na konzole cca 1275 kg písku odpovídající $25,5 \text{ kN/m}^2$, vpravo zatížení v poli silničními panely a pískem o celkové hmotnosti cca 5270 kg odpovídající rovnoměrnému zatížení v poli cca 33 kN/m^2
- Obr. 84: Záznamy zatěžovací zkoušky jednotlivých zkušebních segmentů: w = průhyb (kladný dolů, záporný nahoru) – měř. = naměřený, pred. = predikovaný výpočet; f = plošné zatížení; P = pole; K1, K2 = konzoly;
- Obr. 87: Záznam zatěžovací zkoušky v poli panelu vyrobeného 10.7.2019: w = průhyb (kladný dolů, záporný nahoru) – měř. = naměřený, pred. = predikovaný výpočet; f = plošné zatížení; P = pole; K1, K2 = konzoly; na konzolách byl při průhybu okolo -15 mm vyčerpán rozsah měřičů

Seznam tabulek

Tab. 1: Vhodnost aplikace technologie spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí podle [28]

Tab. 2: Mechanické vlastnosti spřahovacích systémů z předchozího obrázku (průměrné hodnoty z testů), převzato z Rodrigues [26]

Tab. 3: Průměrné hodnoty mechanických vlastností smrkového dřeva podle Požgaj a kol. [22]

Tab. 4: Charakteristické hodnoty mechanických vlastností konstrukčního dřeva třídy C24 podle [54]

Tab. 5: Charakteristické hodnoty mechanických vlastností LLD třídy GI24h podle [54]

Tab. 6: Porovnání minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž pro běžný beton a pro UHPC

Tab. 7: Porovnání hodnot smrštění pro UHPC a běžný beton

Tab. 8: Porovnání součinitele dotvarování pro UHPC a běžný beton

Tab. 9: Součinitel délkové teplotní roztažnosti pro vybrané stavební materiály

Tab. 10: Geometrie konstrukce pro aplikovaná rozpětí a poměr složek zatížení se změnou rozpětí

Tab. 11: Uvažované vstupní materiálové charakteristiky

Tab. 12: Vliv změny výšky dřevěného trámu, rozpětí 15 m

Tab. 13: Vliv změny pevnostní třídy lepeného lamelového dřeva na únosnost

Tab. 14: Vliv změny třídy provozu u lepeného lamelového dřeva na chování konstrukce

Tab. 15: Vliv změny modulu prokluzu, rozpětí 15 m

Tab. 16: Vliv účinků dotvarování na přerozdělení vnitřních sil v konstrukci s rozpětím 15 m

Tab. 17: Účinky změny teploty pro různá rozpětí v porovnání s ostatními složkami zatížení

Tab. 18: Vlastní frekvence konstrukce

Tab. 19: Varianty těles pro krátkodobé protlačovací zkoušky

Tab. 20: Porovnání sledovaných vlivů změny parametrů

Tab. 21: Průměrné materiálové charakteristiky použité UHPC zálivky

Tab. 22: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K10 a K11

Tab. 23: Porovnání charakteristických hodnot hustoty z normy a změřených průměrných hodnot

Tab. 24: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K12 a K13

Tab. 25: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K12, K20 a K31

Tab. 26: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K12, D10 a D11

Tab. 27: Vyhodnocené moduly prokluzu zkušebních těles

Tab. 28: Naměřené únosnosti zkušebních těles

Tab. 29: Materiálové charakteristiky použitých vláknobetonů

Tab. 30: Výchozí parametry materiálového modelu TB,ANISO pro model dřeva

Tab. 31: Materiálové charakteristiky UHPC s 2% drátků (průměrné hodnoty)

Tab. 32: Porovnání vyhodnocených hodnot ohybové pevnosti z různých typů ohybových zkoušek

Tab. 33: Přehled testovaných serií deskových těles 2000 x 250 x 60 mm ve čtyřbodovém ohybu

Tab. 34: Porovnání maximální naměřené síly F_{max} a odpovídajícího průhybu u pro jednotlivé série

Tab. 35: Finální látka - návrhové vnitřní síly – rovnoměrné spojitě zatížení stálé + chodci

Tab. 36: Simulace návrhových vnitřních sil pomocí čtyřbodového ohybu – g vlastní tíha lávky, G vlastní tíha roznášecího trámu a lisu, F vnášená síla na válci, w celkový průhyb, w_{net} průhyb vyvolaný pouze hydraulikou, w_{skut} naměřený průměrný průhyb uprostřed rozpětí

Seznam symbolů

A	plocha
A_c	plocha průřezu betonu
A_t	plocha průřezu dřeva
b	šířka
b_c	šířka betonové mostovky
b_t	šířka dřevěného trámu
b_w	šířka svaru
C	tlaková síla
c	smyková pevnost (koheze)
d	průměr
E, γ	účinnost spřažení
E_c	modul pružnosti betonu
E_{cm}	průměrná hodnota modulu pružnosti betonu
$efEI_{con}$	ohybová tuhost konzol simulujících spřažení
EI_{FC}	ohybová tuhost průřezu pro plné spřažení
EI_{NC}	ohybová tuhost průřezu bez spřažení
EI_{real}	ohybová tuhost průřezu pro poddajné spřažení
$EI_{y,eff}$	efektivní tuhost spřaženého průřezu
$e_t / 2$	vzdálenost mezi spřažením a distanční spojkou zleva
E_m	modul pružnosti v ohybu (MOE)
E_{mean}	průměrná hodnota modulu pružnosti
$e_P / 2$	vzdálenost mezi spřažením a distanční spojkou zprava
E_t	modul pružnosti dřeva
f	rovnoměrné spojité zatížení
F, L	síla, působící bodové zatížení
f_c	pevnost v tlaku
$f_{c,0}$	pevnost dřeva v tlaku rovnoběžně s vlákny
$f_{c,90}$	pevnost dřeva v tlaku kolmo na vlákna
$f_{c,\alpha}$	pevnost dřeva v tlaku pod úhlem k vláknům
f_{cf0}	reziduální pevnost vláknobetonu
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku
f_{ctfm}	střední hodnota elastické tahové pevnosti vláknobetonu
$f_{ctk,min}$	minimální hodnota pevnosti UHPC v tahu za ohybu
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti UHPC v tahu za ohybu
F_{est}	odhadnuté maximální zatížení
f_i	vlastní frekvence
f_m	pevnost v ohybu (MOR)
F_{max}	maximální dosažené zatížení
f_{R1k}	pevnost v tahu za ohybu při rozevření trhliny $C_{MOD1} = 0,5$ mm
f_{R3k}	pevnost v tahu za ohybu při rozevření trhliny $C_{MOD3} = 2,5$ mm
f_t	tahová pevnost

$f_{t,0}$	tahová pevnost rovnoběžně s vlákny
f_u	mez pevnosti oceli
F_v	zatížení spráhovacích prostředků
f_v	pevnost ve smyku
$f_{v,k}$	charakteristická pevnost dřeva ve smyku
g	stálé zatížení
G	modul pružnosti ve smyku
h	výška
h_c	výška betonové mostovky
h_{SC}	jmenovitá výška smykového trnu
h_t	výška dřevěného trámu
h_w	výška svaru
I_c	moment setrvačnosti betonu
I_t	moment setrvačnosti dřeva
$I_{y,eff}$	efektivní moment setrvačnosti spřaženého průřezu
k	rozetřený modul prokluzu
k_{def}	součinitel vlivu vlhkosti deformace
K_e	elastický modul prokluzu (posunutí)
K_i	počáteční modul prokluzu (posunutí)
k_{mod}	součinitel vlivu doby trvání zatížení a vlhkosti na pevnost
K_s	modul prokluzu (posunutí)
K_{ser}	modul prokluzu v MSP, UDP
$K_{ser,fin}$	modul prokluzu v MSP, KŽ
K_u	modul prokluzu v MSÚ, UDP
$K_{u,fin}$	modul prokluzu v MSÚ, KŽ
L	podélný směr rovnoběžně s vlákny
l	délka
$L; l_{eff}$	rozpětí konstrukce
L_{cr}	kritická délka
l_z	délka ozubu
M	ohybový moment
M_c	ohybový moment v betonu
M_t	ohybový moment ve dřevě
M_{tot}	celkový ohybový moment
N	normálová síla
n	počet
N_c	normálová síla v betonu
n_c	pracovní součinitel
N_t	normálová síla ve dřevě
$P_{C,Rd}$	únosnost ozubu v tlaku
P_{Rd}	únosnost betonu v oblasti trnů
$P_{S,Rd}$	únosnost smykových trnů
$P_{V,Rd}$	únosnost ozubu na smyk

q_{fk}	zatížení chodci
R	radiální směr kolmo na vlákna, kolmo na letokruhy
r	rameno vnitřních sil
s_i	podélná vzdálenost spřahovacích prvků
s_{min}	minimální podélná vzdálenost spřahovacích prvků
T	tangenciální směr kolmo na vlákna, tečně k letokruhům
T	tahová síla
t	čas
t	tloušťka
t_w	tloušťka záklopu
t_z	hloubka ozubu
u, d	posunutí spoje, prokluz
$V; V_z$	posouvající síla
w	průhyb
w_{FC}	průhyb uprostřed rozpětí plné spřažení
w_{kvazi}	průhyb od kvazistálé kombinace
w_{NC}	průhyb uprostřed rozpětí bez spřažení
w_{real}	průhyb uprostřed rozpětí poddajné spřažení
z_c	vzdálenost těžiště od kraje betonového průřezu
z_t	vzdálenost těžiště od kraje dřevěného průřezu
α	úhel
α_T	součinitel délkové teplotní roztažnosti
β	součinitel bobtnání
γ_{ct}	redukční součinitel
γ_M	dílčí součinitel spolehlivosti dřeva
γ_U	dílčí součinitel spolehlivosti spřahovacích trnů
Δt	změna teploty
δ_u	přetvoření při dosažení únosnosti
ε	relativní přetvoření
ν	Poissonova konstanta
$\nu_{0,1}$	posunutí pro hodnotu 10% maximální smykové síly
$\nu_{0,4}$	posunutí pro hodnotu 40% maximální smykové síly
$\nu_{i,mod}$	modifikované počáteční posunutí
μ	součinitel tření
ρ	stupeň vyztužení
ρ_k	charakteristická hodnota hustoty
ρ_{mean}	průměrná hodnota hustoty
σ	napětí
τ	smykové napětí
τ_{max}	maximální smykové napětí
$\phi; \varphi$	součinitel dotvarování betonu
ψ_2	součinitel kombinace pro kvazistálou hodnotu zatížení
ω	vlhkost dřeva

1. Úvod

1.1 Motivace

V kompozitních konstrukcích tkví v současné době velký potenciál vzhledem k možnosti optimálního využití vlastností jednotlivých materiálů. Kombinací dřeva a ultra-vysokohodnotného vláknobetonu (UHPC nebo UHPFRC) lze dosáhnout únosné, štíhlé a efektivní konstrukce. Spojení dřeva a betonu tvoří moderní vzhled a je architekty vyhledávané také z důvodu, že dřevo podporuje současné ekologické trendy.

Spřažené dřevo-betonové konstrukce obecně tvoří velmi komplexní široké téma, což je dáno velkými množstvím možností jejich provedení, kombinací více různých materiálů a jejich specifickým statickým působením plynoucím z poddajného spřažení. Současné evropské i světové normy nepokrývají dostatečně problematiku spřažených dřevo-betonových konstrukcí. Návrh spřažení je často založen na empirických metodách, které ne vždy vystihují skutečné chování. Například pro spřažené ocelo-betonové konstrukce existuje v soustavě norem EC speciální norma, pro spřažené dřevo-betonové konstrukce žádná není a tato problematika je řešena pouze okrajově v normě pro navrhování dřevěných konstrukcí.

Přestože v Evropě a ve světě byla realizována již řada spřažených dřevo-betonových mostů, v České republice se tato technologie využívá v podstatě výhradně v oblasti pozemních staveb, u kterých nedochází k ovlivňování chování spřažené konstrukce vnějšími klimatickými podmínkami. Je pro mě velkou výzvou podílet se na vývoji a zavedení technologie spřažených dřevo-betonových konstrukcí v oblasti mostních staveb v České republice.

Další výzvou je aplikace moderního materiálu UHPC. UHPC je stále poměrně nový konstrukční materiál a nejsou pro něj zatím v České republice vydány platné normy, ačkoliv v zahraničí již delší dobu existují. Vlastnosti UHPC jsou silně závislé na konkrétní receptuře a jsou dané mimo jiné i použitím lokálních surovin. V roce 2015 byl vydán Kloknerovým ústavem soubor metodik (jako směrnice MD ČR), nyní se pracuje na vývoji norem pro navrhování konstrukcí UHPC v České republice. Je mi velkou ctí, že se mohu podílet na vývoji a výzkumu materiálu UHPC.

1.2 Cíle disertační práce

Ve své disertační práci jsem si stanovil následující cíle:

- Shrnout problematiku spřažených dřevo-betonových mostů, zaměřit se zejména na možnosti realizace v oblasti prefabrikace a aplikace vysokohodnotných betonů a na výpočetní analýzu poddajného spřažení.
- Navrhnout a prověřit systém spřažení pro inovativní dřevo-betonovou konstrukci, který by umožňoval aplikaci prefabrikované mostovky z UHPC. Experimentálně ověřit základní mechanické charakteristiky spřažení. Provést detailní výpočetní analýzu navrženého spřahovacího systému.

- Jako podklad pro návrh mostovky z moderního materiálu UHPC experimentálně ověřit ohybovou únosnost tenkých desek z UHPC. O rozdílných hodnotách tahové pevnosti u prvků různých tvarů a velikostí vyztužených rozptýlenou výztuží vlivem size-efektu a wall-efektu se lze dočíst v mnoha odborných publikacích, nikde jsem nenalezl alespoň přibližný vztah mezi hodnotami tahové pevnosti stanovené pro různá zkušební tělesa na základě platných norem v České republice. Jedním z mých cílů je proto experimentálně stanovit ohybovou pevnost tenkých deskových prvků mostovky z UHPC a porovnat ji s ohybovou pevností stanovenou na základě ohybových zkoušek provedených podle různých platných norem v ČR a kvantifikovat rozdíly mezi získanými výsledky.
- Provést statickou analýzu optimalizované mostní konstrukce s prefabrikovanou mostovkou z UHPC a navrženým systémem spřažení. Provést a vyhodnotit experimentální analýzu optimalizovaného konstrukčního systému a porovnat ji s matematickou predikcí založenou na odvozených analytických postupech.

1.3 Úvod

Disertační práci jsem vypracoval během své účasti na výzkumném projektu TAČR TH02020730 „Využití UHPC pro moderní návrh progresivních spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí“. V rámci tohoto projektu jsem se v Kloknerově ústavu ČVUT podílel na vývoji inovativní technologie pro kompozitní dřevo-betonové spřažené mostní konstrukce s využitím prefabrikovaných panelů mostovky z ultra-vysoko hodnotného betonu (UHPC nebo UHPFRC). Vybraná témata jsem podrobněji rozvedl v této disertační práci.

Druhá kapitola obsahuje teoretický úvod do problematiky dřevo-betonových mostních konstrukcí. Provedl jsem rešerši na téma spřažených dřevo-betonových mostů, která popisuje aktuální stav vývoje a výzkumu v této oblasti, dále jsem se podrobněji zaměřil na aplikaci vysokohodnotných betonů a prefabrikaci v oblasti dřevo-betonových konstrukcí spojenou s vývojem speciálních spřahovacích prostředků. Část rešerše jsem také věnoval metodám analýzy poddajného spřažení a materiálovým charakteristikám dřeva a UHPC.

Ve třetí kapitole představuji navržený koncept optimalizované spřažené dřevo-betonové mostní konstrukce s využitím prefabrikovaných panelů mostovky z ultra-vysokohodnotného betonu. Provedl jsem podrobný popis specifického přístupu k návrhu spřažené dřevo-betonové konstrukce. Pro optimalizovaný mostní systém s mostovkou z UHPC jsem provedl statickou a dynamickou analýzu zkušební konstrukce, která je předložena v příloze. Dále jsem se zabýval provedením parametrické studie, která obsahuje vyhodnocení vlivu změny důležitých vstupních parametrů na chování kompozitní konstrukce ze dřeva a UHPC.

Čtvrtou kapitolu jsem zaměřil na analýzu inovativního způsobu spřažení pro mostní konstrukci tvořenou dřevěnými trámy spřaženými s prefabrikovanou mostovkou z UHPC. Navržený systém spřažení vychází z již v zahraničí zavedeného systému, který je tvořen smykovými ozuby v dřevěné části tvořeny pomocí ocelových lišt s navařenými smykovými trny v betonové části. Inovace systému spočívá v tom, že na dřevěné prvky se zabudovaným systémem spřažení se osadí prefabrikáty mostovky s připravenými otvory a otvory se

spřahujícími prvky se následně zalijí zálivkou z UHPC. Pro ověření mechanických charakteristik aplikovaného spřahovacího systému jsem provedl analytickou predikci, numerickou a experimentální analýzu (provedení, vyhodnocení a simulace krátkodobých protlačovacích zkoušek).

Pátá kapitola se zabývá experimentálním stanovením ohybové únosnosti tenkých desek z UHPC. Vzhledem k tomu, že materiál UHPC je stále poměrně nový materiál a nejsou pro něj zatím v České republice vydány platné normy, podrobně jsem zkoumal vlastnosti UHPC v tahu za ohybu. Provedl jsem pro porovnání více různých typů zkoušek podle různých normových přístupů. Dále jsem provedl také ohybové testy na speciálních deskových tělesech pro konkrétní okrajové podmínky. Kvantifikoval jsem rozdíly mezi vyhodnocenými hodnotami ohybové pevnosti z jednotlivých typů zkoušek. Experimenty jsem doplnil numerickou analýzou.

Šestou kapitolu věnuji výrobě experimentální dřevo-betonové mostní konstrukce s prefabrikovanou mostovkou z UHPC, prezentuji v ní provedení a vyhodnocení zatěžovací zkoušky zkušební konstrukce. Experimentální konstrukce s teoretickým rozpětím 9,5 m je tvořena dvěma trámy z lepeného lamelového dřeva spřaženými s mostovkou z prefabrikovaných panelů z UHPC šířky 3,3 m. Cílem výroby zkušební konstrukce bylo ověřit statické fungování a optimalizovat výrobní detaily a postupy. Zatěžovací zkouška experimentální konstrukce byla provedena čtyřbodovým ohybem do porušení. Po celkové zatěžovací zkoušce byly z konstrukce vyřezány tři segmenty šířky 1 m, na kterých byla provedena zatěžovací zkouška mostovky v příčném směru a porovnání s analytickou predikcí.

V sedmé kapitole jsem provedl celkové shrnutí a zhodnocení všech provedených experimentů a analýz. Diskutuji klady a zápory navržené optimalizace kompozitních mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC, přínos pro praxi a uvádím, co by bylo vhodné doplnit či vylepšit a jakým směrem pokračovat ve výzkumu a vývoji dále.

2. Spřažené dřevo-betonové mostní konstrukce

Tato kapitola zahrnuje teoretický úvod do problematiky dřevo-betonových mostních konstrukcí. Rešerší na téma spřažených dřevo-betonových konstrukcí a mostů se zabývalo již mnoho odborníků, kteří se těmito konstrukcím mnoho let věnují, např. prof. Ceccoti [2], prof. Fragiaco [7], prof. Yeoh [33], Rodrigues [26] a další. V této kapitole jsem udělal výtah důležitých poznatků především z těchto prací. Snažil jsem se popsat aktuální stav vývoje a výzkumu v oblasti spřažených dřevo-betonových konstrukcí a podrobněji jsem se zaměřil na aplikaci vysokohodnotných betonů a prefabrikaci v oblasti dřevo-betonových konstrukcí spojenou s vývojem speciálních spřahovacích prostředků. Dále jsem vytvořil rekapitulaci důležitých materiálových vlastností dřeva a UHPC a přiložil popis fungování poddajného spřažení včetně používaných výpočetních metod.

2.1 Rozvoj spřažených dřevo-betonových mostů

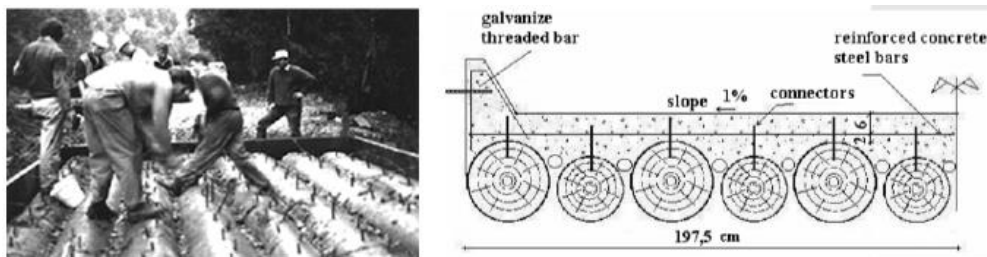
Během posledních tisíciletí se stalo dřevo díky svým vlastnostem (příznivý poměr pevnosti a hmotnosti, snadná opracovatelnost, snadná dostupnost) tradičním materiálem pro výstavbu mostů. V druhé polovině 20. století ustoupilo železobetonu a oceli, které umožnily navrhovat únosnější, tužší a štíhlejší konstrukce. V současné době je podobně jako v zahraničí také v Čechách snaha o efektivní využívání zdrojů, včetně udržitelného materiálového hospodářství a výroby s minimálním dopadem na životní prostředí. Snaha více používat obnovitelné zdroje materiálů vede k většímu uplatňování dřeva do nosných konstrukcí. V posledních letech se úspěšně rozvíjí technologie spřažených dřevo-betonových mostů, která výhodně kombinuje vlastnosti obou materiálů. Ve světě byla realizována již řada dřevo-betonových mostů a na základě zkušeností s jejich aplikací se prokázalo, že spřažené dřevo-betonové mosty mohou být zajímavou a konkurenceschopnou alternativou pro mosty menších rozpětí okolo 10-30 m k běžně využívaným železobetonovým a ocelovým konstrukcím. Přehled rozvoje spřažených dřevo-betonových mostů jsem sestavil na základě Rodriguese [26].

Přestože ve světě byla realizována již řada spřažených dřevo-betonových mostů, v České republice se tato technologie využívá v podstatě výhradně v oblasti pozemních staveb, kde nedochází k ovlivňování chování konstrukce vnějšími klimatickými podmínkami.

Vývoj spřažených dřevo-betonových mostů byl iniciován ve Spojených státech amerických. Ve 30. letech 20. století probíhal výzkumný program na univerzitě ve Washingtonu, jehož cílem bylo hledání hospodárného řešení výstavby mostů. V rámci výzkumu bylo experimentálně postaveno několik dřevo-betonových mostů. Technologie spřažených dřevo-betonových mostů byla v USA poté využívána v 30.-50. letech, v pozdějších letech zde ale téměř vymizela.

Rozvoj spřažených dřevo-betonových mostů dále probíhal v Austrálii a na Novém Zélandu zhruba od 50. let 20. století. Technologie tam byla importována zřejmě americkou armádou za účelem vylepšení stávajících dřevěných mostů. Probíhal zde výzkum za účelem

optimalizace návrhu mostů z klád – kulatiny pomocí sprážení s betonem, viz Obr. 1. Tato technologie zde dosáhla úspěchu zejména z ekonomických důvodů.

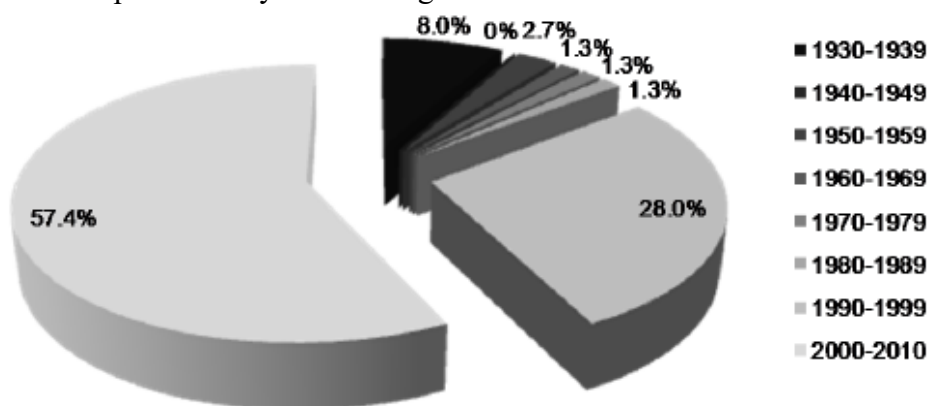


Obr. 1: Mostní systém z Austrálie – sprážené mosty z kulatiny a železobetonu, zdroj [28]

Sprážené dřevo-betonové mosty byly dále navrhovány také v Jižní Americe – konkrétně v Brazílii. První sprážený dřevo-betonový most byl postaven v roce 1974 v Sao Paulu a do roku 2000 byl následován několika dalšími. Zřejmě na základě pozitivních zkušeností s výstavbou těchto mostů byl spuštěn výzkumný program na univerzitě v Sao Paulu, jehož cílem bylo navrhovat konkureschopné mosty srovnatelných únosností jako u ostatních konstrukčních materiálů. Během posledních let zde bylo postaveno několik dalších silničních mostů.

Před několika desetiletími se technologie dřevo-betonových mostů začala rozvíjet v Severní Evropě. Na základě výsledků výzkumů bylo její použití podporováno i politicky. Příkladem může být „The Nordic Timber Bridge Project“, jehož cílem bylo postavit více mostů na bázi dřeva než klasických železobetonových a ocelových. Technologie sprážených dřevo-betonových mostů se nakonec ujala pouze ve Finsku.

Od počátku 90. let 20. století byla ve světě realizována řada sprážených dřevo-betonových mostů. Na základě zkušeností s jejich aplikací se prokázalo, že sprážené dřevo-betonové mosty mohou tvořit v případě silničních mostů do rozpětí okolo 30 (40) m zajímavou konkureschopnou alternativu k běžně využívaným železobetonovým a ocelovým konstrukcím, které ovládly druhou polovinu 20. století. Z diagramu (Obr. 2) je patrný velký nárůst výstavby dřevo-betonových mostů v posledních letech. To jen potvrzuje, že tyto mosty jsou schopné klasickým technologiím konkurovat.



Obr. 2: Rozvoj výstavby dřevobetonových mostů ve světě podle data uvedení do provozu na vzorku 75 mostů v čase od počátku výstavby dřevobetonových mostů v roce 1930 do roku 2010, zdroj [26]

V západní Evropě byl navržen první sprážený dřevo-betonový most okolo roku 1990 ve Švýcarsku. Dalšími následovníky v používání této technologie byly zejména Rakousko, Francie, Německo a Lucembursko. V posledních letech se technologie sprážených dřevo-betonových mostů v Evropě úspěšně rozvíjí.

2.2 Specifika technologie sprážených dřevo-betonových mostů

Sprážení dřeva a betonu přináší určité výhody zejména oproti klasickým dřevěným konstrukcím. Dřevěné mosty jsou málo tuhé a náchylné ke kmitání. Dřevo-betonové konstrukce jsou relativně vysoce tlumeny, mají poměrný útlum cca 2 % (damping ratio) oproti dřevěným konstrukcím s poměrným útlumem cca 1 %. Sprážené dřevo-betonové konstrukce mají cca 3x až 4x vyšší tuhost oproti čistě dřevěným mostům a cca 2x větší únosnost plynoucí z kompozitního působení, viz Cecotti [2]. Sprážené dřevo-betonové konstrukce umožňují tedy dosáhnout nižší konstrukční výšky.

Klíčovým problémem dřevěných lávek a mostů je zajištění jejich životnosti. Dřevo jako přírodní materiál je součástí koloběhu růstu a rozkladu. Jedním ze způsobů, jak chránit dřevo proti degradaci, je udržovat ho suché pomocí konstrukční ochrany. U dřevěných mostů je právě ochrana proti vnějším vlivům prostředí esenciální z hlediska jejich životnosti, a proto se již odedávna stavěly dřevěné mosty zastřešené, aby byla zajištěna jejich co nejdelší životnost. Dřevěné prvky se navíc v současné době dále chrání impregnacemi a lazurami.

Ačkoliv je u sprážených dřevo-betonových konstrukcí dřevo konstrukčně chráněno, jeho trvanlivost v oblasti styčné spáry bude pravděpodobně snížena z důvodu vyšší vlhkosti dané nemožností odvětrávání povrchu dřeva ve styčné spáře, srážením vody na desce mostovky, kapilárním působení ve spáře. V případě mostů může být vlhkost konstrukčně ochráněného dřeva ovlivněna navíc dalšími podmínkami, jako jsou např. blízkost vodního toku či ostříkování vodou s rozmrazovacími prostředky (slaná mlha). Z hlediska trvanlivosti dřeva je naprosto kritický obsah vlhkosti okolo 30 % hmotnosti, kdy dochází k rozkladu dřeva houbami a plísněmi. Vlhkost dřeva nad 20 % hmotnosti po delší dobu může být z hlediska biologického napadení také kritická. Pokud je vlhkost dřeva nižší než 20 % nemělo by již docházet k biologickému napadení a měla by být zajištěna dlouhodobá životnost konstrukce. Účinnost konstrukční ochrany dřevěných a sprážených dřevo-betonových mostů byla ověřována pomocí monitoringu vlhkosti na vybraných mostech v Německu, viz Koch [14]. V rámci [14] byla měřena vlhkost u 4 dřevo-betonových a 5-ti dřevěných mostů. Naměřená průměrná vlhkost v měřeném období 1,5 roku byla v rozsahu od 16,3 % do 19,2 % hmotnosti. Tato měření indikují, že konstrukční ochrana dřeva u sprážených dřevo-betonových mostních konstrukcí by měla být dostatečná pro zajištění jejich dlouhodobé životnosti.

Dřevěné silniční mosty se potýkají s řadou dalších konstrukčních problémů, jako jsou roznos bodových a vodorovných zatížení, osazení svodidel, mostních závěrů a uložení vrstev vozovky. Velmi výhodná je proto aplikace betonové desky jako mostovky. Betonová deska může být přímo pojížděná a zajišťuje příčný roznos nápravových sil a potřebnou horizontální tuhost pro přenesení rozjezdových a brzdových sil. Je potom také možno převzít a použít

osvědčené konstrukční detaily z betonových mostů. Při návrhu betonové horní mostovky tvoří beton ochranu dřeva proti jeho přímému vystavení působení deště. U spřažených dřevo-betonových mostů se proto téměř výhradně používá betonová mostovka s vykonzolováním v příčném směru. Betonové konzoly chrání dřevo proti dešti i za bočního větru.

Oproti mostům betonovým disponují dřevo-betonové mosty nižší hmotností. Dřevěné lávky a mosty se vyznačují nízkými výrobními, přepravními a montážními náklady. Náklady na jejich zakládání, podpěry a opěry jsou vzhledem k jejich nízké hmotnosti též nízké. Jejich montáž je jednoduchá a rychlá. Dřevo má příznivý poměr hmotnosti a pevnosti. Použitím dřeva dojde k úspoře betonářské výztuže. Dřevo je v našich podmínkách dobře dostupné a cenově výhodnější než ocel. Celkový objem betonu se sníží a tím i suma vypuštěného CO₂, což znamená nižší ekologický dopad na životní prostředí, viz Hájek [9].

Uložení na ložiska lze provést pomocí betonového příčnicku, který přenesne mnohem vyšší tlaková napětí než dřevo kolmo na vlákna. Betonový příčník zároveň nahrazuje dřevo v oblasti mostních závěrů, které jsou vždy problémovým detailem a v průběhu životnosti mostu dochází k častým poruchám jejich funkce a k zatékání vody do konstrukce. Detail mostního závěru lze eliminovat návrhem integrované rámové konstrukce úplně.

Problémem spřažených dřevo-betonových mostů je rozdílné časově závislé chování materiálů během různých klimatických podmínek, zejména co se týče teploty a vlhkosti prostředí. Běžně je proto pro lávky pro pěší a silniční mosty aplikována technologie spřažených dřevo-betonových konstrukcí pro rozpětí do cca 30 m. Pro rozpětí větší než cca 30 m je potřeba speciálních řešení. Dle prof. Simon [28] je vhodnost aplikace technologie spřažených dřevo-betonových konstrukcí pro mostní konstrukce definována v následující Tab. 1.

Tab. 1: Vhodnost aplikace technologie spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí podle [28]

Rozpětí	Lávky pro pěší a cyklisty	Silniční mosty
< 10 m	Není smysluplné, čistě dřevěné lávky	Není hospodárné (požadavek na min. tl. žb. mostovky), betonové deskové mosty
10-30 m	Alternativní řešení – oproti čistě dřevěným konstrukcím lepší konstrukční ochrana, lepší dynamické vlastnosti, není hospodárnější	Ekologické a hospodárné alternativní řešení – lepší konstrukční ochrana, vysoká tuhost, dobrý přenos nápravových a vodorovných sil, nízká hmotnost, prefabrikace trámů – rychlost realizace
> 30 m	Nutná aplikace speciálních řešení z důvodu rozdílného časově, teplotně a vlhkostně závislého chování materiálů	

2.3 Konstrukční uspořádání - příklady mostů

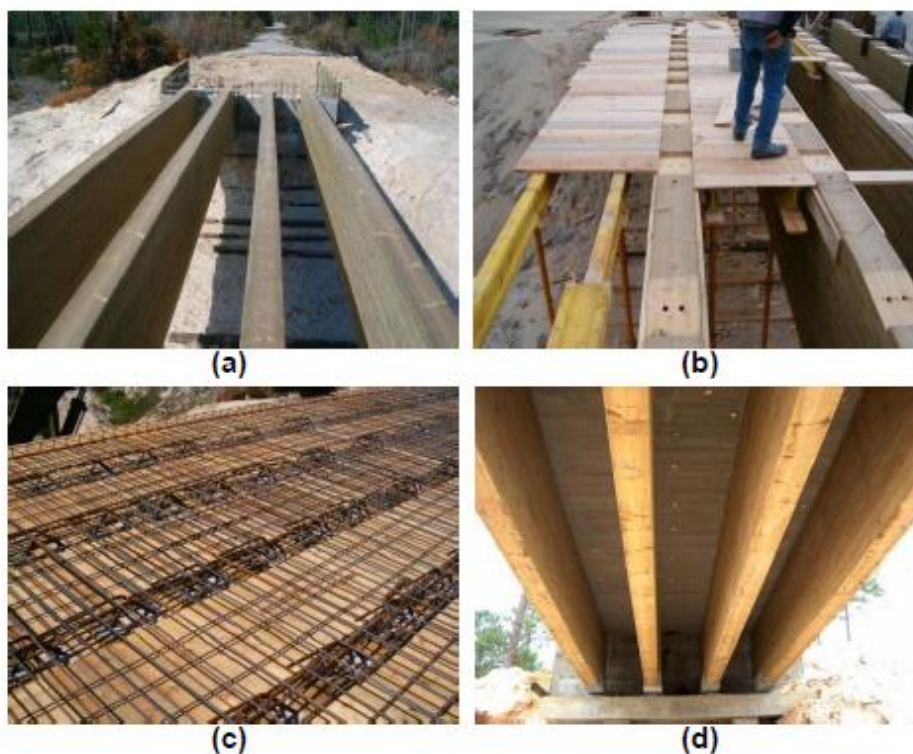
Vzhledem k vlastnostem materiálů betonu a dřeva a chování spřažených konstrukcí je staticky nejvhodnější uspořádání prostý nosník s rovnou či mírně zakřivenou niveletou. Mostní průřez je potom zpravidla tvořen železobetonovou mostovkou, která je namáhána tlakem a ohybem, spřaženou s dřevěnými trámy, které přenášejí tah a ohyb. Na přenosu svislé

posouvající síly se z větší části zpravidla podílejí trámy. Spřažení (spřahovací prvky) je namáháno silami působícími podélně se styčnou spárou s průběhem odpovídajícím svíslé posouvající síle (nejvíce je namáháno spřažení u podpor).

Dále uvedu zajímavé příklady aplikace technologie spřažených dřevo-betonových mostů na vybraných mostech realizovaných v posledních letech.

Silniční most Quiainos (Portugalsko) [7][26]

Jedná se o silniční most šířky 5 m s rozpětím 15 m tvořený čtyřmi trámy průřezu výšky 1260 mm a šířky 240 mm z lepeného lamelového dřeva G128c spřaženými s monolitickou železobetonovou deskou mostovky tl. 20 cm (celková štíhlost $h / L = 1/10,3$). Spřažení je provedeno pomocí ozubů s postupným náběhem a vlepanou betonářskou výztuží do X. Jako návrhové zatížení byly uvažovány následující 2 zatěžovací stavy: (1) třínápravové vozidlo o tíze 600 kN, (2) plošné zatížení 4 kN/m² v kombinaci s příčným liniovým zatížením 50 kN/m. Podle [7] za první 4 roky provozu nebyla zaznamenána žádná známka degradace dřevěných nosníků.

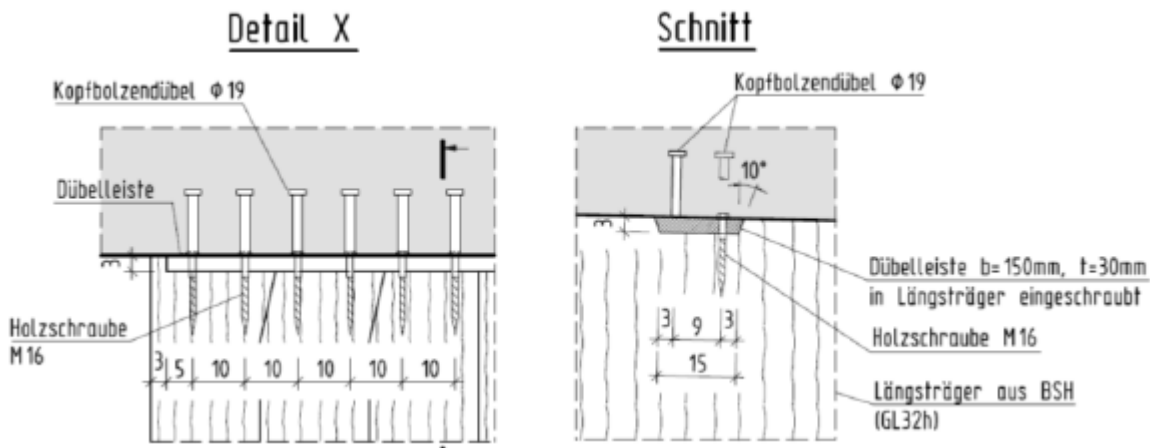


Obr. 3: Most Quiainos (a) Nosníky z lepeného lamelového dřeva; (b) bednění a ztracené bednění; (c) výztuž desky a vlepaná spřahovací výztuž; (d) pohled na most zespodu, zdroj [26]

Silniční most přes řeku Wipper u obce Wippra (Německo) [7][28]

Jedná se o silniční most s rozpětím 15 m tvořený širokými trámy průřezu šířky 1260 mm a výšky 700 mm z lepeného lamelového dřeva třídy G132h spřaženými s monolitickou železobetonovou deskou mostovky tl. 250 mm (celková štíhlost $h / L = 1/15,8$). Spřažení je realizováno pomocí spřahovacích lišt se smykovými trny $\phi 19$ mm ve dvou řadách. Ozuby ve

dřevě jsou hloubky 30 mm. Most byl navržen na zatížení těžkou silniční dopravou podle DIN Fachbericht.



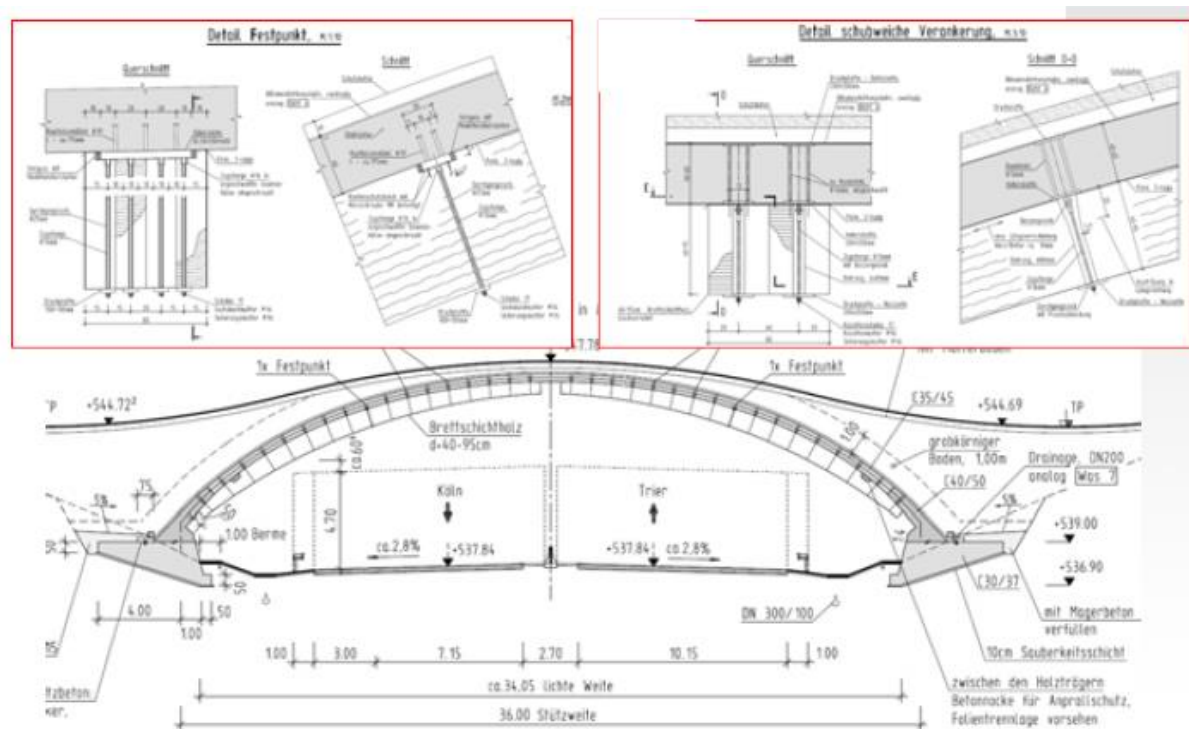
Obr. 4: Most přes řeku Wipper - detaily spřahovací lišty se smykovými trny [28]



Obr. 5: Mostu přes řeku Wipper - zatěžovací zkouška a pohled do bednění [28]

Ekodukt přes dálnici A1 u Nettersheimu (Německo) [28]

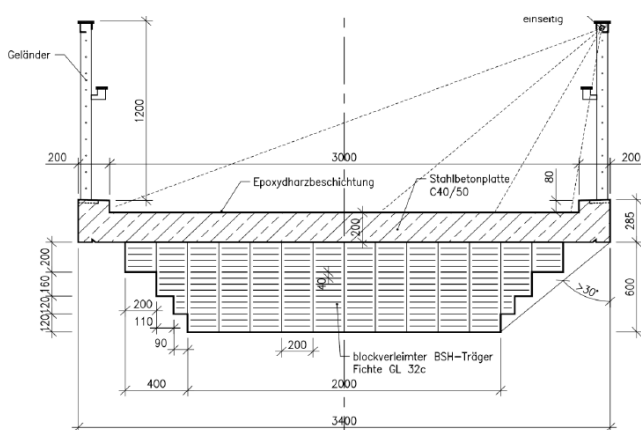
Jedná se o obloukový přesýpaný ekodukt na rozpětí cca 36 m. Ekodukty se staví běžně z betonu, ekodukty čistě ze dřeva by byly sice estetické a ekologické, jejich trvanlivost by byla vzhledem k přesýpaní nízká. V tomto případě byl navržen betonový oblouk vyztužený žebry ze dřeva bez spřažení v podélném směru, což umožnilo aplikovat technologii dřevo-betonových konstrukcí i pro takto zakřivenou konstrukci. V důsledku zakřivení by u klasické spřažené konstrukce docházelo vlivem spřažení k velkým podružným silám kolmo na kontaktní spáru. Výsledkem aplikace dřeva do konstrukce bylo výrazné snížení objemu použitého betonu. Betonový oblouk tvoří konstrukční ochranu dřeva, přenáší celkovou normálovou sílu a momenty od své vlastní tíhy, dřevěná žebra slouží pouze pro přenos momentů od užitého zatížení jako výztuha proti boulení.



Obr. 6: Podélný řez ekoduktem přes dálnici A1 u Nettersheimu a detaily spráhovacího systému [28]

Lávky ve Schwäbisch Gmünd (Německo, 2012) [8]

Jedná se o dvě lávky s rozpětím 28 m, které jsou navrženy jako integrální rámový betonový most vyztužený v poli lepeným lamelovým dřevem. Štíhlost lávek v poli činí $h/L = 1/35$, u podpory pouze $h/L = 1/70$. Průřez je tvořen v poli žb. deskou z betonu C40/50 tl. 20 cm spráženou s dřevěnými nosníky z Gl32c o výšce 60 cm. U podpory je průřez tvořen pouze žb. deskou tl. 40 cm. Sprážení je zajištěno pomocí betonových ozubů hl. 4 cm (min. délka dřevěných ozubů 47 cm) s vlepanou betonářskou výztuží.



Obr. 7: Vzorový příčný řez spráženého mostu ve Schwäbisch Gmünd, zdroj [8]



Obr. 8: Pohled na rámový spřažený most ve Schwäbisch Gmünd, zdroj [8]

Lávky přes Benešovský potok v Benešově (ČR, 2016) [10]



Obr. 9: Lávka přes Benešovský potok v Benešově [10]

Jedná se o první spřažené dřevo-betonové lávky postavené v ČR. V roce 2016 byly v Benešově postaveny dvě lávky s rozpětím 13,6 m a volnou šířkou na mostě 3,03 m. Nosnou konstrukci tvoří obloukový prostý nosník (vzepětí oblouku 257 mm + výrobní nadvýšení 40 mm) tvořený ze 7 hlavních nosníků průřezu výšky 500 mm a šířky 200 mm z lepeného lamelového dřeva třídy GL28h (třída provozu/použití 3 – impregnace+2x lazura) spřažených se železobetonovou deskou tl. 100 mm z betonu C30/37 (celková štíhlost $h/L = 22,7$). Dřevěné nosníky v osové vzdálenosti 430 mm jsou propojené ocelovými příčnicími po vzdálenosti každých 1,24 m (příčnicí vyrobeny jako svařenec z plechů P8 s průřezem tvaru I výšky 220 mm), příčnicí jsou propojeny s trámy pomocí svorníků. Spřažení je realizováno pomocí spřahovacích vrtů SFS – VB-48-7,5x100 – 2 dvojice vrtů po vzdálenosti 100 mm (kraje) respektive 200 mm (pole), v každé dvojici jsou vruty umístěné do kříže úhlem 45°. Lávky byly navrženy pro zatížení chodce 5 kN/m² a přejezd vozidla do hmotnosti 2,5 t.

Lávka Gletschersand (Švýcarsko, 2018), [prof. Brühwiler]

Zřejmě první aplikací materiálu UHPC pro spřažené dřevo-betonové mostní konstrukce je lávka pro pěší Gletschersand ve Švýcarsku, viz Obr. 10. Lávka je navržena s rozpětím 25 m a volnou šířkou mezi zábradlím 3 m. Nosná konstrukce lávky je tvořena dřevěným dvoukloubovým obloukem spřaženým s mostovkou z UHPC o mocnosti 60-100 mm. Mostovka

byla vyráběna monoliticky – oplechování na jejím kraji sloužilo jako ztracené bednění. Nosné dřevěné trámy jsou z boků chráněny latěováním.



Obr. 10: Spřažená dřevo-UHPC lávka Gletschersand ve Švýcarsku, projekt Emch+Berger Ingenieure AG Bern (M.-A. Berchtold und A.Hemmi), expert prof. E. Brühwiler, foto poskytl prof. E. Brühwiler

2.4 Spřahovací prostředky

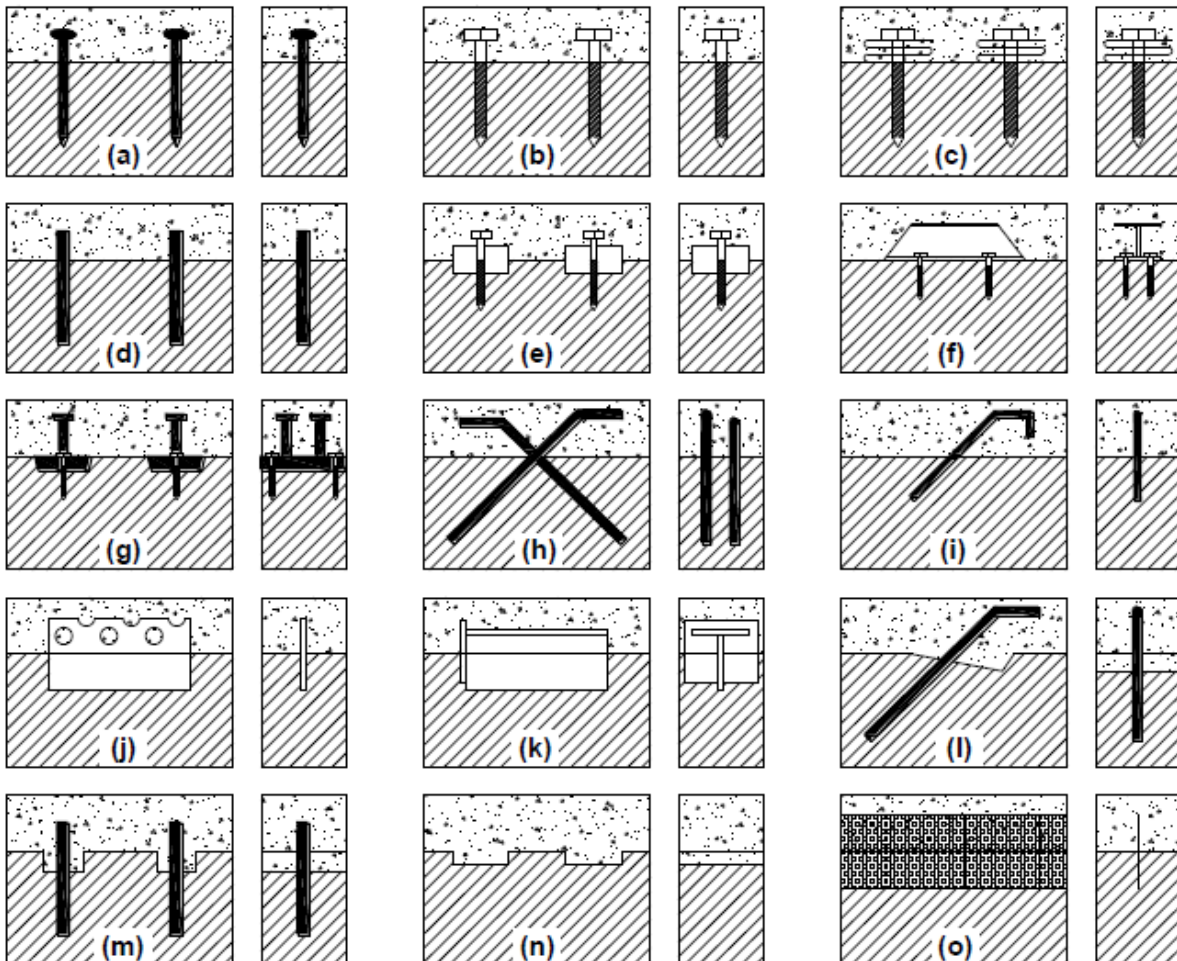
Spřahovací prostředky mají zcela zásadní význam na celkové chování spřažené konstrukce. U běžných typů dřevo-betonových konstrukcí se jedná o poddajné spojení, kdy dochází k malým posunům v kontaktní spáře. Spřažení nelze považovat za tuhé z důvodu pokluzu spřahovacího prostředku, otláčení dřevěného trámu a betonové desky, dotvarování atd. Obě části průřezu částečně spolupůsobí, únosnost a vývoj průhybů spřažené konstrukce tedy závisí především na tuhosti použitých spřahovacích prostředků.

Spřahovací prostředky se nejčastěji rozmísťují v odstupňované vzdálenosti v závislosti na průběhu posouvající síly. Průběh podélné síly na styku mezi trámem a deskou odpovídá vzhledem k vzájemnosti smykových napětí průběhu svislé smykové síly. V případě prostého nosníku namáhaného rovnoměrným spojitým zatížením jsou spřahovací prostředky umístovány po nejmenších vzdálenostech v oblasti podpor s postupným zvětšováním rozestupů směrem do středu rozpětí.

V případě klasických dřevo-betonových konstrukcí se nejčastěji používají mechanické spřahovací prostředky. Mechanické spřahovací prostředky mohou být tvořeny tyčovými prvky (např. hřebíky, šrouby, vlepovanými trny, závitovými tyčemi či betonářskou výztuží) nebo deskovými prvky (desky s prolisovanými trny, HBV smykové lišty) či spoji se zářezy a ozuby, které se zpravidla kombinují s tyčovými prvky. Samotné tyčové prvky umístěné kolmo ke kontaktní spáře mají obvykle nejnižší tuhost i únosnost. Vyšší tuhost kontaktu lze dosáhnout umístěním prvků šikmo, běžně se umísťují pod úhlem 45° ve směru smykového toku, kdy dochází vlivem rozkladu sil k přitlačování kontaktní páry. Nejvyšší tuhost i únosnost mají prvky kombinované se zářezy a ozuby a lepené spoje. U mostních konstrukcí je potřeba zohlednit vliv

působení teploty a vlhkosti a v případě silničních mostů také vliv únavy na únosnost a tuhost spřažení (modul prokluzu).

Podrobnější přehled systémů spřažení používaných pro mostní konstrukce provedl Rodrigues [26]. Na Obr. 11 jsou znázorněny jednotlivé používané systémy pro mostní konstrukce zobrazeny v podélném i příčném řezu, v Tab. 2 je potom doplněn jejich podrobnější popis včetně porovnání tuhosti a únosnosti jednotlivých systémů.



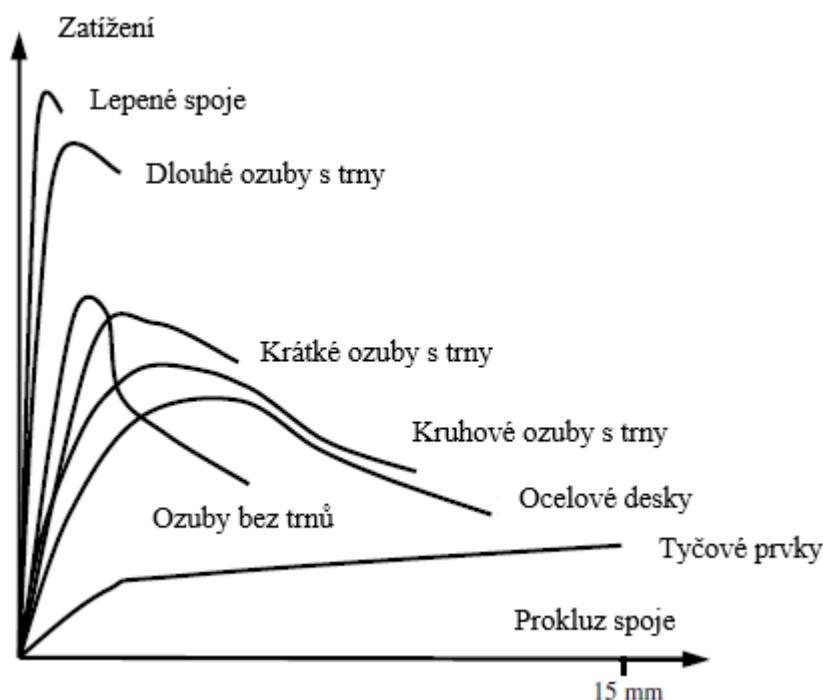
Obr. 11: Přehled používaných systémů spřažení pro mostní konstrukce, převzato z Rodrigues [26] - (u každé varianty vždy vlevo podélný řez, vpravo příčný řez); (a) hřebíky, (b) šrouby, (c) šrouby s pružinami, (d) vlepované trny, (e) „CHS“ ocelové ozuby + šrouby, (f) „UCS“ – šroubované I profily, (g) smykové lišty s navařenými smykovými trny, (h) vlepovaná betonářská výztuž do X, (i) vlepovaná betonářská výztuž v jednom směru, (j) „PSP“ - vlepované děrované plechy, (k) „TSP“ – vlepované svařence (l) betonový ozub + vlepovaná betonářská výztuž, (m) betonový ozub + vlepované trny, (n) betonové ozuby, (o) „HBV“ lišty;

Tab. 2: Mechanické vlastnosti spřahovacích systémů z předchozího obrázku (průměrné hodnoty z testů), převzato z Rodrigues [26]

Spřahovací systémy		F_u (kN)	K (kN/mm)	δ_u (mm)	s_{min} (mm)	Hloubka ve dřevě (mm)	Únavové testy	Reference
Ozn.	Popis							
(a)	Nails, $\Phi 6.6\text{mm}$	912	14	-	79	$\approx 10\Phi$	-	(Mascia and Soriano 2004)
(b)	Screws, $\Phi 9.5\text{mm}$	80	12	-	114	$\approx 10\Phi$	-	(Mascia and Soriano 2004)
	Screws, $\Phi 12.7\text{mm}$	106	15	-				
(c)	Screws, $\Phi 11.0\text{mm}$ + Springs	-	8	< 5	132	65	-	(Astori <i>et al.</i> 2007)
(d)	Dowels, $\Phi 19.0\text{mm}$	119	68	< 8	161	80	(Weaver <i>et al.</i> 2004)	(Molina and Calil Jr 2008)
(e)	CHS + Screws	353	231	< 13	161	75 – screw	(Benítez 2000)	(Benítez 2000)
(f)	UCS	344	409	< 1	400	75 – screw	(Benítez 2000)	(Benítez 2000)
(g)	HSP + 2 Studs	300	-	< 2.5	-	20	(Döhrrer and Rautenstrauch 2006a)	(Simon <i>et al.</i> 2008)
	HSP + 2 Studs	490		< 3		30		
	HSP + 4 Studs	520		< 2.5		-		
(h)	X-connector, $\Phi 12.0\text{mm}$	122	140	< 3	500	150 ($\approx 10\Phi$)	(Mäkipuro <i>et al.</i> 1996)	(Tommola <i>et al.</i> 1999)
	X-connector, $\Phi 12.0\text{mm}$ + Notches (not pictured)	914	-	< 3	-			
(i)	Rebars, $\Phi 8.0\text{mm}$	131	143	< 14	470	88 ($\approx 10\Phi$)	-	(Miotto and Dias 2008)
	Rebars, $\Phi 10.0\text{mm}$	135	113	-		110 ($\approx 10\Phi$)		
(j)	PSP ($h=100\text{mm}$)	153	339	-	400	50	-	(Miotto and Dias 2008)
(k)	TSP – indoor	265	510	< 1	430	-	-	(Mäkipuro <i>et al.</i> 1996)
	TSP – outdoor	41	873	< 1				
(l)	Rebars + Notches	233	580	< 3	470	-	-	(Mäkipuro <i>et al.</i> 1996)
(m)	Dowels + Notches	-	-	-	-	-	-	(Yttrup 2009)
(n)	Grooved connection	263	387	< 1	252	-	(Balogh <i>et al.</i> 2012)	(Aldi and Kuhlmann 2010)
(o)	HBV, 1 row ($h=90\text{mm}$)	86	510	< 1	cont.	40	(Bathon and Bletz 2010)	(Bathon <i>et al.</i> 2006b)
	HBV, 2 row ($h=90\text{mm}$)	92	1010	< 1				
	HBV, 3 row ($h=90\text{mm}$)	91	966	< 2				
-	Glued connection	-	5140	0	cont.	-	-	(Le Roy <i>et al.</i> 2009)

Legenda: F_u únosnost, K modul prokluzu, δ_u prokluz, s_{min} distance prvků od sebe

Na následujícím Obr. 12 jsem převzal z práce Yeoh [33] porovnání pracovních diagramů jednotlivých spřahovacích systémů, ze kterého jsou dobře zřejmé rozdíly v chování jednotlivých spřahovacích systémů.



Obr. 12: Porovnání tuhosti a únosnosti různých typů spřahovacích prostředků, převzato z Yeoh [33]

2.5 Aplikace UHPC a prefabrikace

Jak jsem již zmínil v úvodu, dřevo má příznivý poměr hmotnosti a pevnosti. Klasická betonová mostovka znamená poměrně značné zatížení dřevěných trámů a je tedy potřeba použít více dřeva. UHPC umožňuje navrhovat velmi štíhlé desky, které přitíží dřevěnou konstrukci mnohem méně než v případě klasické desky z betonu normální pevnosti.

Klasické dřevo-betonové konstrukce se nejčastěji realizují spřažením dřevěného trámu a monolitické železobetonové desky. Monolitické provedení ovšem vykazuje řadu konstrukčních nevýhod, zejména nutnost ochrany dřeva proti pronikání vlhkosti z čerstvého betonu, potřebu vytvářet bednění na stavbě. Monolitické provedení není pro aplikaci UHPC z technologického hlediska příliš vhodné.

Prefabrikace představuje výhody spočívající obecně ve vyšší kvalitě provedení a vyšší rychlosti výstavby. V případě dřevo-betonových konstrukcí je významná zejména redukce mokrych procesů na stavbě. Odpadá potřeba kompletace bednění a skruže na stavbě, případně použití ztraceného bednění, které by přitěžovalo konstrukci. U dřevo-betonových konstrukcí lze provádět úplnou či částečnou prefabrikaci. V případě částečné prefabrikace je v dílně vyrobena a osazena spřahovacími prostředky buď dřevěná, nebo betonová část průřezu. Úplná prefabrikace nosné konstrukce znamená výrobu konstrukčních prvků s kompletním dřevo-betonovým průřezem.

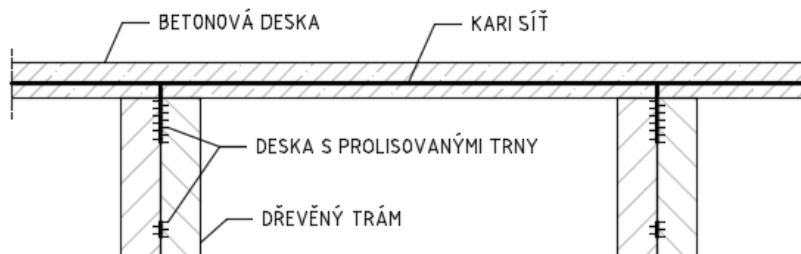
V oblasti pozemních staveb se vzhledem k běžným menším rozponům preferuje výroba kompletních prefabrikovaných prvků na celý rozpon stropní konstrukce. Tyto prvky se stykují v podélných spárách. Betonáž desky je možno provést stejně jako u monolitického provedení na stavbě, kdy se do bednění osadí dřevěné prvky opatřené mechanickými spřahovacími

prostředky. Výroba prvku mimo konstrukci umožňuje i obrácenou betonáž, při které jsou dřevěné prvky dávány do bednění shora, čímž se výrazně zjednoduší požadavky na výrobu bednění. Aby bylo zabráněno přechodu vlhkosti z čerstvého betonu do dřeva a tím i zajištěna vyšší životnost dřevo-betonové konstrukce, lze do spáry mezi dřevem a betonem aplikovat separační folii. V současnosti je preferována varianta „suchého spojení“, kdy se jedná o dvoufázový proces s využitím prefabrikace betonové desky. Výhodou suchého spojení je kromě vyloučení mokrého procesu ve styku se dřevem také redukce vlivu smršťování betonu, která se projeví redukcí dlouhodobých průhybů a omezením přerozdělení napětí z betonu do dřeva.

2.5.1 Speciální spřahovací prostředky pro prefabrikaci

Prefabrikace betonové části průřezu vyžaduje použití speciálních spřahovacích prostředků či speciální technologie výroby. V posledních letech probíhá intenzivní výzkum v oblasti vývoje spřahovacích prostředků pro prefabrikované prvky v zahraničí i v ČR.

Na fakultě dřevěných a ocelových konstrukcí ČVUT byl například vyvinut inovativní smykový spoj realizovaný pomocí desky s prolisovanými trny, viz Kuklík [13]. Tento způsob spřažení umožňuje prefabrikaci betonové desky, do které je na svislo zabetonována deska s prolisovanými trny, viz Obr. 13. Dřevěné trámy jsou složeny ze dvou symetrických částí, které se z obou stran přitlačí na desku s prolisovanými trny. Tím je realizováno spřažení s deskou a zároveň propojení obou částí trámu k sobě.

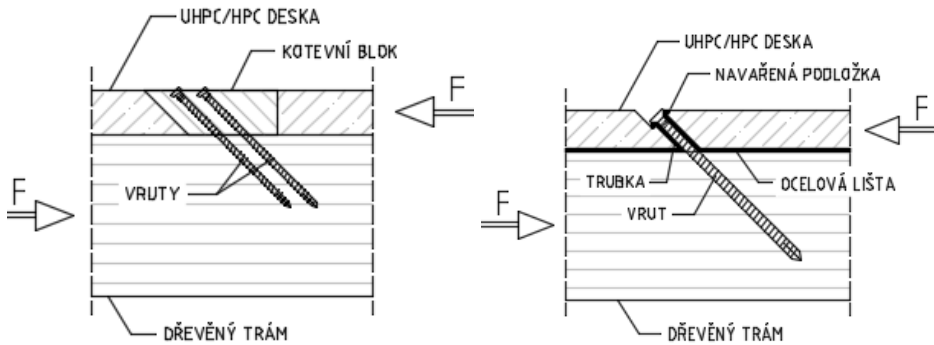


Obr. 13: Smykový spoj pomocí desky s prolisovanými trny a dřevěného trámu ze dvou částí, podle Kuklík [13]

Na univerzitě Luleå ve Švédsku byly testovány různé typy spřahovacích prostředků s využitím pro prefabrikaci betonové desky, viz výzkum Lukaszewska [67], Crocetti [3]. Dobré výsledky byly dosaženy zabetonováním smykové kotvy tvořené dřevěným klínem do desky, viz Obr. 14 vlevo. Dřevěný blok byl vyroben z modifikovaného dřeva impregnovaného furfuryl alkoholem (Furfurylated wood), které má vyšší tvrdost oproti klasickému dřevu a především vykazuje vysokou odolnost proti vlhkosti a bio-degradaci. Kotevní blok byl z boku navíc opatřen vyčnívajícimi vruty pro zajištění lepší soudržnosti s betonem. Připoj betonové desky a dřevěného trámu byl realizován pomocí vrutů osazených pod úhlem 45° v oblasti dřevěného klínu, jedná se tedy o na stavbě rychle a snadno proveditelný spoj dřevo-dřevo.

Další systém, který se osvědčil, tvoří vruty ve spojení s ocelovými trubkami o průměru 12 mm osazenými pod úhlem 45° do bednění, viz Obr. 14 vpravo. Trubky jsou ve spodní části

navařeny na plechové liště, v horní části jsou opatřeny kónickými podložkami, které jsou během betonáže zakryty plastovými čepičkami. Přípoj do dřeva je potom proveden pomocí vrutů průměru 11 mm a délky 250 mm osazených do připravených trubek. Vruty byly navíc předepnuty torzním momentem 160 Nm.



Obr. 14: Vlevo smyková kotva z modifikovaného dřeva furfuryl alkoholem, vpravo systém se zabetonovanými ocelovými trubkami na ocelové liště, podle Crocetti [3]

V rámci testovacího programu ve Švédsku byly zkoušeny i různé jiné kovové mechanické spřahovací prostředky zabetonované do prefabrikované desky, které se vyčnívající částí vlepovaly nebo šroubovaly do dřevěného trámu. Konkrétně byly zkoušeny například svislé plechy s otvory pro vruty osazované a šroubované z boku dřevěného trámu, průběžný perforovaný plech či bodově umístěný plný plech vlepovaný z vrchu do připraveného otvoru ve trámu, ocelová tyč s přírubami v betonové části vlepovaná do otvoru ve trámu nebo deska s prolisovanými trny umístěná vodorovně na spodní straně betonové desky tak, že z desky vyčnívaly pouze trny. Výše zmíněné spřahovací prvky se ale příliš neosvědčily, zejména z důvodu malé tuhosti spoje či složitého výrobního procesu.

Další možností je aplikace lepených spojů. U lepených spojů nedochází k pokluzu mezi dřevěnou a betonovou částí průřezu a lze je v podstatě uvažovat jako tuhé. Výhodou oproti mechanickým prostředkům, v jejichž okolí dochází k nepříznivým koncentracím napětí, je rovnoměrné přenesení podélné smykové síly do celé plochy kontaktní spáry. Mezi nevýhody lze zařadit vysoké nároky na dodržení všech technologických předpisů ohledně nanášení a vytvrzování lepidla. Pro správné vytvrzení lepidla musí být zajištěny optimální podmínky prostředí - teplota, vlhkost. Během zatlačování obou prvků při lepení k sobě vzniká větší množství odpadního lepidla, které musí být následně zlikvidováno. Ačkoliv lepené spoje vykazují vysokou únosnost a tuhost z hlediska krátkodobého chování, z hlediska dlouhodobého vyvstává obava z jejich křehkého porušení. Křehké porušení hrozí i při špatném provedení lepeného spoje. Podrobněji se spřažením dřeva a UHPC pomocí lepidla zabývali např. Schäfers [71] a Eisenhut [63].

2.6 Statická analýza dřevo-betonových konstrukcí

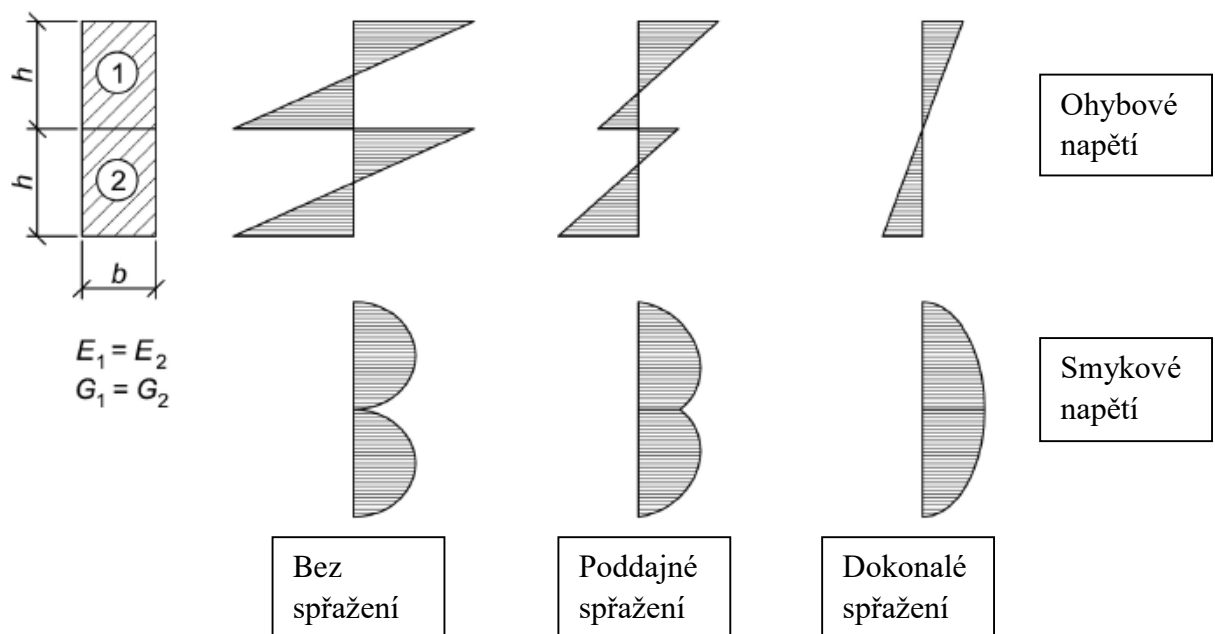
2.6.1 Popis fungování poddajného spřažení

Spřažené konstrukce vzniknou spojením dvou průřezů ze stejných či různých materiálů do jednoho společného průřezu. Kvalita spřažení je zcela rozhodující pro únosnost konstrukce respektive pro tuhost či poddajnost konstrukce. Působení složeného průřezu lze rozdělit na tři případy v závislosti na tuhosti spřažení.

První a zároveň hraniční případ tvoří průřezy bez spřažení. Zde se mohou jednotlivé části průřezu vůči sobě volně posouvat. Na přenesení zatížení se podílí každá část samostatným podílem odpovídajícím její tuhosti.

Dalším případem je poddajné spojení, kdy dochází k malým posunům v kontaktní spáře. Obě části průřezu částečně spolupůsobí, únosnost a vývoj průhybů spřažené konstrukce závisí především na tuhosti použitých spřahovacích prostředků. Poddajné spojení vyžaduje specifický způsob analýzy.

Třetím a zároveň dalším hraničním případem je dokonalé spřažení. Spřažené části působí jako jednotný nehomogenní průřez, nedochází mezi nimi k posunu. Ohybovou únosnost a výpočet průhybů lze určit na základě tzv. ideálního průřezu, stanoveného na základě poměru modulů pružnosti jednotlivých materiálů. Pro výpočet tuhosti je spřažený průřez tedy převeden na homogenní. Je nutné definovat, kdy lze spřažení pro výpočet považovat za nepoddajné. Obecně lze konstatovat, že tehdy, pokud nebudou mít relativní posunutí mezi spřaženými částmi průřezu významný vliv na únosnost a velikost průhybů. Předpoklad tuhého spřažení se běžně využívá při analýze ocelobetonových konstrukcí a výrazně se tím zjednoduší posouzení konstrukce v mezních stavech únosnosti a použitelnosti.



Obr. 15: Vliv tuhosti spoje – dva homogenní průřezy, převzato z Glaser [64]

Ohybová únosnost a vývoj průhybů spřažené konstrukce závisí na tuhosti spřažení. Vliv tuhosti spřažení je demonstrován na Obr. 15, kde je zobrazen průběh normálového a smykového napětí pro průřez tvořený ze dvou homogenních částí pro poddajné spřažení a pro oba dva hraniční případy, tedy bez spřažení a s nepoddajným spřažením. Čím větší je tuhost spřažení, tím menší jsou hodnoty extrémů normálových napětí v krajních vláknech, tím více lze tedy průřez zatížit. S rostoucí tuhostí spřažení roste i ohybová tuhost prvku a snižuje se průhyb. V případě prvku tvořeného ze dvou stejných obdélníkových průřezů z homogenního materiálu (Obr. 15) platí, že ohybová tuhost pro plné spřažení EI_{FC} je 4x větší než ohybová tuhost průřezu bez spřažení EI_{NC} .

Pro definici účinnosti poddajného spřažení se používají následující vztahy:

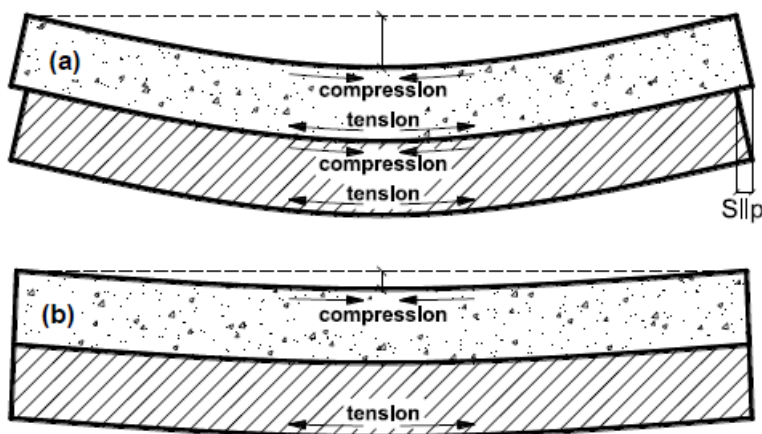
$$E = \frac{w_{NC} - w_{real}}{w_{NC} - w_{FC}} \quad (1)$$

(1) Dle Yeoh [33], kde E je účinnost spřažení v procentech, w_{real} průhyb uprostřed rozpětí pro poddajné spřažení, w_{NC} průhyb bez spřažení, w_{FC} průhyb pro dokonalé spřažení

$$\gamma = \frac{EI_{real} - EI_{NC}}{EI_{FC} - EI_{NC}} \quad (2)$$

(2) Dle Lukaszewska [67], kde γ je účinnost spřažení, EI_{real} ohybová tuhost průřezu pro poddajné spřažení, EI_{NC} ohybová tuhost průřezu bez spřažení ($\gamma=0$), EI_{FC} ohybová tuhost průřezu pro plné spřažení ($\gamma=1$).

Spřažení u běžných typů dřevo-betonových konstrukcí nelze považovat za tuhé z důvodu pokluzu spřahovacího prostředku, otlacení dřevěného trámu a betonové desky, dotvarování, atd. U spřažených dřevo-betonových konstrukcí se spřažení tedy chová jako poddajné spojení, při kterém dochází k malým posunům v kontaktní spáře. Obě části spřaženého průřezu částečně spolupůsobí.



Obr. 16: Chování spřaženého dřevo-betonového prostého nosníku, převzato z Jaraanen [65]

Celkový ohybový moment M přenesený nosníkem se rovná součtu ohybových momentů přenášených jednotlivými částmi průřezu (M_c ohybový moment přenášený betonem, M_t ohybový moment přenášený dřevem) a momentu vyvolaného dvojicí normálových sil N

působících na excentricitě r (r vzdálenost těžišť dřevěné a betonové části, N_c tlaková normálová síla v betonu a N_t tahová normálová síla ve dřevě), viz rovnice (3). Velikost normálové síly závisí na tuhosti spřažení – čím tužší spřažení, tím vyšší normálová síla v obou částech průřezu.

$$M = M_c + M_t + N \cdot r; \quad N = N_c = N_t \quad (3)$$

Na styku mezi dřevěným trámem a betonovou deskou působí podélné smykové napětí, jehož velikost je úměrná průběhu svislé posouvající síly (platí zde věta o vzájemnosti smykových napětí). V případě statického uspořádání prostý nosník namáhaný rovnoměrným spojitým zatížením je uprostřed nosníku posouvající síla nulová, podélná síla i pokluz ve spáře jsou uprostřed rozpětí také nulové. Směrem od středu nosníku k podporám (ke koncům nosníku) posouvající síla roste, podélná síla a pokluz ve spáře také. Nejvíce jsou tedy namáhány spřahovací prvky na koncích nosníku. V praxi se proto spřahovací prvky často navrhují s odstupňovanou vzdáleností nebo únosností.

2.6.2 Metody analýzy poddajného spřažení

V této kapitole jsem provedl krátké shrnutí výpočetních metod, které se používají pro analýzu poddajně spřažených nosníků namáhaných ohybem. U popisu metod analýzy poddajného spřažení jsem vycházel zejména z prací Glaser [64] a Simon [70].

Exaktní analytické řešení

Analytické přiblížení reálnému chování poddajně spřažené konstrukce vychází z teorie pružnosti. Exaktní řešení je možné dosáhnout pomocí soustavy diferenciálních rovnic. Přesné výsledky lze obdržet, pokud budou splněny všechny předpoklady a počáteční podmínky. Předpokladem pro exaktní řešení jsou lineárně elastické chování, konstantní průřez a konstantní tuhost spřažení po délce nosníku. Řešení diferenciálních rovnic je matematicky a časově náročné. Řešení diferenciálních rovnic lze zjednodušit například pomocí diferenční metody či Fourierových řad – tzv. teorie lomenic, případně také zjednodušenou metodou odvozenou z teorie lomenic pro řešení poddajně spřažených průřezů.

γ -metoda

γ -metoda je zjednodušená metoda analýzy, která byla představena Möhlerem. Tato metoda aplikuje redukci Steinerova doplňku součinitelem γ při výpočtu momentu setrvačnosti průřezu na základě předpokladu nepoddajného spřažení, čímž aproximuje poddajné spřažení. Redukční součinitel γ je určen z průřezových vlastností částí průřezu, délky rozpětí, tuhosti spřahujících prostředků a jejich vzdáleností mezi sebou. Tato zjednodušená metoda je běžně využívána pro mechanicky spojené dřevěné nosníky a je popsána v příloze B k Eurokódu 5 [47], aktuálně platné normy ve většině evropských zemí včetně České republiky. Metoda je vyvinuta pro prostě podepřený nosník se sinusovým průběhem momentů a s konstantní tuhostí pokluzu, protože pro tento případ má diferenciální rovnice spřaženého průřezu jednoduché

analytické řešení. γ -metodu lze ale také dostatečně přesně aplikovat pro parabolický průběh momentů a pro tuhost spřažení rozdělenou na základě průběhu posouvající síly. Ohybové experimenty prokázaly, že γ -metoda dává poměrně přesné výsledky, dokud není dosaženo zplastizování průřezu. Rozdíly mezi zjednodušenou metodou a přesným řešením jsou zanedbatelné v porovnání s velkou variabilitou a nejistotou zjištění přesných mechanických vlastností jednotlivých částí spřaženého průřezu, především modulu pružnosti dřeva či modulu pokluzu spoje. Nevýhodou této metody je nevhodnost aplikace pro jiné než rovnoměrné spojitě zatížení.

Příhradové modely

Příhradové modely představují relativně jednoduchou a variabilní možnost výpočtu konstrukcí s poddajným spřažením. Během let byly vyvinuty pro simulaci spřažených konstrukcí různé typy příhradových modelů. Pro všechny platí, že jednotlivé části spřaženého průřezu jsou modelovány spodním a horním pasem příhradové konstrukce. Modelování spřažení je odvislé dle typu příhradového modelu, v zásadě je modelováno buď normálovou tuhostí kloubově napojených diagonál, nebo tuhostí příček u rámové příhradové konstrukce. Diagonály mohou být tvořeny také pružinami, které mohou být i nelineární, pokud to výpočetní program umožňuje. Příhradové modely mohou zohledňovat i nerovnoměrné, odstupňované uspořádání spřahovacích prostředků a lze namodelovat různé statické systémy. Na konstrukci lze aplikovat téměř libovolná zatížení. Nevýhodu příhradové konstrukce může tvořit časová náročnost zadání.

Numerická analýza

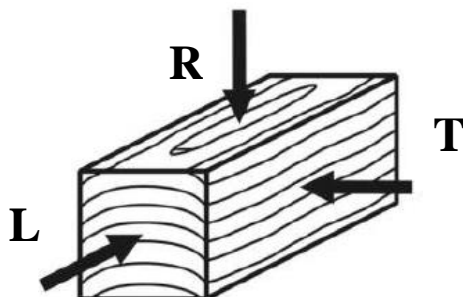
Metoda konečných prvků (MKP) je v současnosti nejužívanější výpočetní metoda v počítačových programech. MKP je numerická přibližná metoda, při které je konstrukce rozdělena na konečný počet prvků, které jsou spojeny v uzlech. V závislosti na hustotě sítě konečných prvků lze obdržet velmi přesné výsledky. Metoda umožňuje modelovat konstrukce s proměnnými průřezy, libovolnými statickými schémata a silovým i nesilovým zatížením. Některé programy umožňují zohlednit časově závislé a nelineární chování materiálů, což je u spřažených konstrukcí velmi důležité. Nelineární numerická analýza je v současnosti nejvýstižnější a nejvariabilnější metodou pro modelování spřažených dřevo-vláknobetonových kompozitů.

2.7 Dřevo

Dřevo je přírodní obnovitelný materiál. Vlastnosti dřeva jsou podrobně popsány v mnoha publikacích např. Handbook 1 [54], Koželouh [57], Kuklík [56], ze kterých jsem vycházel. Pro účely této práce jsem vytvořil výtah důležitých informací týkajících se zejména mechanických vlastností dřeva.

2.7.1 Struktura dřeva a mechanické vlastnosti

Dřevo trpí řadou přirozených defektů (suky, pryskyřičné kapsičky, trhliny, slabé juvenilní dřevo - jádrové, reakční tlakové dřevo, odklon vláken, ...), které mají nezanedbatelný vliv na jeho mechanické vlastnosti. Rozložení defektů ve skutečné konstrukci nelze dopředu nijak postihnout. Se zanedbáním této skutečnosti lze dřevo popsat jako ortotropní materiál, u něhož existují tři roviny symetrie, viz Obr. 17. V těchto rovinách má dřevo specifické a nezávislé elastické a materiálové vlastnosti. Roviny symetrie lze definovat pomocí směrů orientovaných vzhledem k přirozenému uspořádání vláken dřeva daného růstem stromu. Dřevo je vláknité, jeho buňky jsou dlouhé a štíhlé a jsou uspořádány ve směru podélné osy kmene stromu. Strukturu dřeva můžeme přirovnat ke svazku stébel slámy (představujících vlákna dřeva), která jsou spojena dohromady pomocí slabého lepidla. Ve směru rovnoběžném s vlákny má dřevo výrazně lepší mechanické vlastnosti než ve směrech kolmých na vlákna (slabé kolmo k vláknům, pevné a tuhé rovnoběžně s vlákny).



Obr. 17: Ortotropie dřeva: L = Směr podélný: rovnoběžně s vlákny, R = Směr radiální: kolmo na vlákna, kolmo na letokruhy, T = Směr tangenciální: kolmo na vlákna, tečně k letokruhům

Ve směru rovnoběžném s vlákny je u bezvadného dřeva pevnost v tahu vyšší než pevnost v tlaku. Deformační čára probíhá u tahu lineárně až do porušení, které má křehký charakter. U tlaku se projevuje plastické chování při porušení, viz materiálový diagram. V praxi se běžně používá aproximace bilineárním pracovním diagramem.

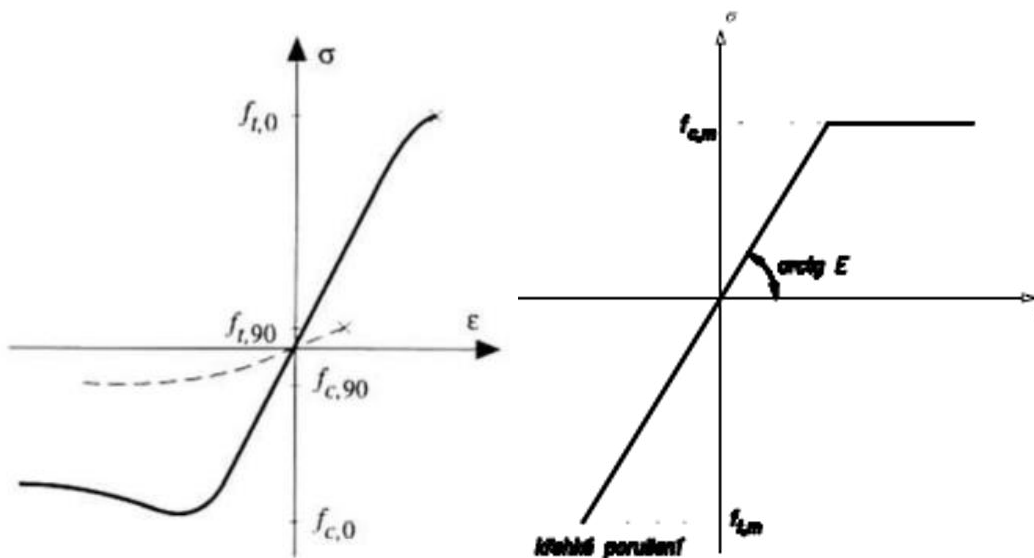
Tab. 3: Průměrné hodnoty mechanických vlastností smrkového dřeva podle Požgaj a kol. [22]

Smrkové dřevo - průměrné hodnoty ze zkoušek bezvadného dřeva				Poměr mezi směry			
Směr vzhledem k vláknům		L	R	T	L	R	T
Veličina		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
f_c	pevnost v tlaku	34,1	3,4	4	10,03	1,00	1,18
E_c	modul pružnosti v tlaku	13650	789	289	47,23	2,73	1,00
f_t	pevnost v tahu	74,4	2,2	1,7	43,76	1,29	1,00
E_t	modul pružnosti v tahu	14956	3088	555	26,95	5,56	1,00
f_v	pevnost ve smyku	6,7	2,1	2,4	3,19	1,00	1,14
G	modul pružnosti ve smyku	573	474	53	10,81	8,94	1,00
f_m	pevnost v ohybu (MOR)	-	70,4	72,59	-	1,00	1,03
E_m	modul pružnosti v ohybu (MOE)	-	8210	8210	-	1,00	1,00

Dřevo vykazuje nejmenší pevnost při namáhání tahem kolmo k vláknům a tato pevnost výrazně závisí na namáhaném objemu. Dřevěné konstrukce by měly být navrženy tak, aby k tahům kolmo k vláknům nedocházelo, případně aby nabývaly co nejmenších hodnot. Při tlaku kolmo k vláknům dochází k výrazným deformacím.

Při namáhání šikmo k vláknům dochází již při malém odklonu k výraznému snížení pevnosti, zejména u tahové pevnosti. Ačkoliv u bezvadného dřeva je pevnost v tahu vyšší než v tlaku, u konstrukčního rostlého dřeva je tomu naopak. Příčinou je zmíněná závislost na odklonu vláken, křehké chování při porušení a vliv objemu. Průměrná hodnota tahové pevnosti se snižuje úměrně se zvětšováním průměru největšího suku. Charakteristické pevnosti dřeva udávané v normě EC5 [47] se proto vztahují k určitému referenčnímu průřezu (rostlé dřevo 150 x 150 mm, LLD 600 x 600 mm), u menších průřezů lze pevnosti navýšit součinitelem k_h .

Chování dřeva v tahu a tlaku je patrné z materiálového diagramu - závislosti napětí na přetvoření, který je uveden na Obr. 18 vlevo. Při namáhání v tahu dochází ke křehkému porušení, dřevo se chová až do porušení víceméně pružně. V tlaku dochází před porušením k plastickým deformacím. Pro navrhování konstrukcí ze dřeva lze podle EC5 [47] použít idealizovaný bilineární materiálový model, viz Obr. 18 vpravo.



Obr. 18: Vlevo skutečný materiálový diagram pro bezvadné dřevo (malý vzorek) – plná čára směr podélně s vlákny (L), čárkovaná čára kolmo na vlákna (R, T), Vpravo idealizovaný bilineární materiálový diagram, podle Kuklík [56]

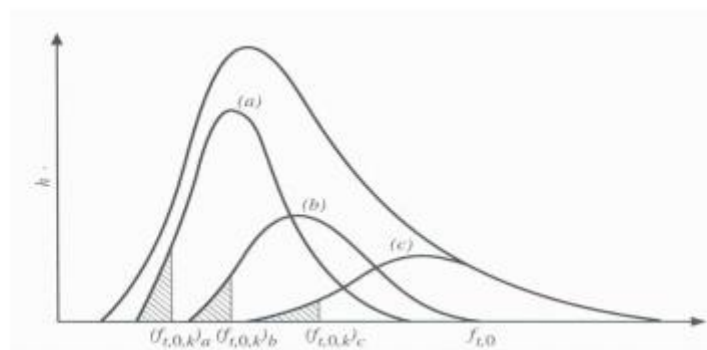
Mechanické vlastnosti u bezvadného dřeva jsou závislé na více faktorech, především na hustotě a vlhkosti, se zvyšováním hustoty dřeva dochází ke zvyšování pružnostních a pevnostních vlastností, zvětšuje se zejména modul pružnosti v tlaku podél vláken. Z hlediska mechanických vlastností dřeva je důležitá vlhkost, která se nazývá mez nasycení vláken (FSP). Při FSP jsou buněčné stěny zcela nasyceny vodou, ale v buněčných dutinách ještě není volná voda. Mez nasycení vláken se u většiny druhů dřeva pohybuje mezi hodnotami 25 - 35 % vlhkosti. Mez nasycení vláken je z inženýrského hlediska velmi důležitá, protože pod tímto bodem dochází k významným změnám většiny fyzikálních a mechanických vlastností. Nad

FSP je většina vlastností přibližně konstantní. Všeobecně lze při kvantitativním posuzování změn vlastností dřeva konstatovat, že se stoupající vlhkostí do meze hygroskopicity FSP se pružnostní a pevnostní vlastnosti dřeva snižují. Dřevěné konstrukce jsou během své životnosti často vystaveny různým povětrnostním podmínkám a rovnovážná vlhkost se pohybuje většinou v rozmezí 9 – 22 %. Změna pevnosti dřeva má v závislosti na změně obsahu vázané vody nelineární průběh, který lze v intervalu 9 - 15% nahradit přímkou. Při změně vlhkosti o 1 % v rozsahu vody vázané se pevnost dřeva v tlaku či smyku změní průměrně o 3 – 4 %, pevnost v tahu cca o 1 %.

Na hodnotu mechanických vlastností dřeva má vliv i doba působení zatížení. S růstem doby trvání a velikosti zatížení se snižuje pevnost dřeva.

V aktuálně platné normě pro navrhování dřevěných konstrukcí EC5 [47] se vliv doby trvání zatížení a vlhkosti na pevnost zohledňuje pomocí součinitele k_{mod} a vliv vlhkosti na deformace pomocí součinitele k_{def} . Pro stanovení těchto součinitelů je konstrukci nutno zařadit do příslušné třídy provozu (podle očekávané vlhkosti vzduchu a teploty prostředí) a jednotlivé typy zatížení začlenit do tříd trvání zatížení.

Vzhledem k přirozeným vadám má rostlé dřevo poměrně velký rozptyl mechanických vlastností. Tento rozptyl se snižuje tříděním dřeva do jednotlivých pevnostních tříd. Třídění rostlého dřeva se provádí vizuálně (suky, trhliny, odklon vláken, ...) a strojně, popř. s využitím nedestruktivních materiálových zkoušek.



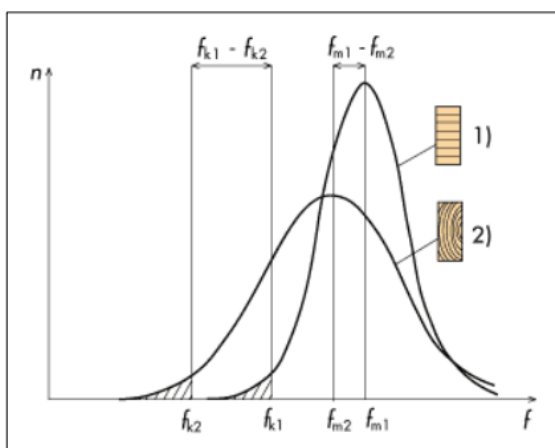
Obr. 19: Schéma hustoty rozdělení pravděpodobnosti výskytu pevností v tahu rovnoběžně s vlákny – horní křivka pro neroztříděné rostlé dřevo, křivky (a), (b), (c) po roztřídění do jednotlivých kvalitativních tříd dřeva, podle Handbook 1 [54]

2.7.2 Lepené lamelové dřevo

Vzhledem k tomu, že rostlé dřevo vykazuje spoustu přirozených vad a velikost konstrukčního prvku je limitována velikostí stromu, v poslední době se hojně využívají materiály na bázi dřeva, které tyto nedostatky rostlého dřeva eliminují, jedním z nich je lepené lamelové dřevo (LLD).

Lepené lamelové dřevo teoreticky umožňuje výrobu prvků neomezených rozměrů (prakticky existují omezení z hlediska výrobních prostorů, frézovacích strojů a přepravy) a umožňuje výrobu zakřivených nosníků. Vzhledem k výrobnímu postupu (lepení

z jednotlivých lamel nařezaných z rostlého dřeva) jsou suky rozděleny po celém nosníku, čímž vznikne celkem homogenní materiál vyšších pevností při jejich redukováném rozptylu (charakteristické pevnosti lepeného lamelového dřeva jsou o 40 až 90 % vyšší než charakteristické pevnosti lamel, ze kterých je složeno, podle Koželouh [57]). Skladbou z jednotlivých lamel je dosažen i malý rozptyl hustoty a proto jsou i hodnoty hustoty stanovené pro lepené lamelové dřevo vyšší než hodnoty pro jednotlivé lamely. Kvůli požadavkům na lepení se dřevo při výrobě uměle vysouší na vlhkost cca 12 %, což téměř vylučuje poruchy, které běžně vznikají u rostlého dřeva dodatečným vysycháním na stavbě (rovnovážná vlhkost dřeva ve vnitřních prostorech se běžně pohybuje v rozmezí 9-12 %). Pevnost v tahu kolmo k vláknům je pro lepené lamelové dřevo stanovena vyšší hodnotou než pro rostlé dřevo z důvodu nižšího výskytu trhlin. Vysušení lamel a způsob výroby umožňují vyrábět lepené lamelové nosníky se zaručenými rozměry. Vzhledem k tomu, že lepené lamelové dřevo je stále poměrně nový materiál, otázkou zůstává trvanlivost lepidel v dlouhodobém časovém horizontu.



Obr. 20: Schéma hustoty rozdělení pravděpodobnosti výskytu pevností rostlého dřeva a LLD, podle Handbook 1 [54]

Efekt menšího rozptylu materiálových vlastností LLD oproti rostlému dřevu se zohledňuje podle Eurokódu 5 redukováným materiálovým součinitelem z hodnoty 1,3 pro rostlé dřevo na hodnotu 1,25 pro LLD.

V následujících dvou tabulkách Tab. 4 a Tab. 5 jsou porovnány mechanické charakteristiky rostlého dřeva třídy C24 a LLD třídy Gl24h, obě dvě třídy mají stejnou charakteristickou pevnost v ohybu a modul pružnosti v ohybu, ostatní vlastnosti jsou v případě LLD vyšší. Zajímavé je porovnání normových tříd s průměrnými hodnotami ze zkoušek bezvadého smrkového dřeva v Tab. 3, pro lepší orientaci jsem do tabulek přidal poměrové porovnání mezi základními směry L podélně s vlákny, R kolmo vlákna a na letokruhy, T kolmo na vlákna a tangenciálně na letokruhy.

Tab. 4: Charakteristické hodnoty mechanických vlastností konstrukčního dřeva třídy C24 podle [54]

Konstrukční dřevo C24 - charakteristické hodnoty z normy				Poměr mezi směry			
Směr vzhledem k vláknům		L	R	T	L	R	T
Veličina		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
f_c	pevnost v tlaku	21	2,5	2,5	8,40	1,00	1,00
E_c	modul pružnosti v tlaku	11000	370	370	29,73	1,00	1,00
f_t	pevnost v tahu	14	0,5	0,5	28,00	1,00	1,00
E_t	modul pružnosti v tahu	11000	370	370	29,73	1,00	1,00
f_v	pevnost ve smyku	2,5	2,5	2,5	1,00	1,00	1,00
G	modul pružnosti ve smyku	690	690	690	1,00	1,00	1,00
f_m	pevnost v ohybu (MOR)	-	24	24	-	1,00	1,00
E_m	modul pružnosti v ohybu (MOE)	-	11600	11600	-	1,00	1,00

Tab. 5: Charakteristické hodnoty mechanických vlastností LLD třídy Gl24h podle [54]

Lepené lamelové dřevo Gl24h - charakteristické hodnoty z normy				Poměr mezi směry			
Směr vzhledem k vláknům		L	R	T	L	R	T
Veličina		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
f_c	pevnost v tlaku	24	2,7	2,7	8,89	1,00	1,00
E_c	modul pružnosti v tlaku	11600	390	390	29,74	1,00	1,00
f_t	pevnost v tahu	16,5	0,4	0,4	41,25	1,00	1,00
E_t	modul pružnosti v tahu	11600	390	390	29,74	1,00	1,00
f_v	pevnost ve smyku	2,7	2,7	2,7	1,00	1,00	1,00
G	modul pružnosti ve smyku	720	720	720	1,00	1,00	1,00
f_m	pevnost v ohybu (MOR)	-	24	24	-	1,00	1,00
E_m	modul pružnosti v ohybu (MOE)	-	11600	11600	-	1,00	1,00

2.8 Materiál UHPC

Ultra-vysokohodnotné betony (UHPC) jsou speciální kompozitní materiály s extrémně vysokou pevností. Jejich válcová pevnost v tlaku běžně dosahuje hodnot okolo 150 MPa a vyšších. Pevnost v osovém tahu se pohybuje okolo 7 MPa a modul pružnosti okolo 50 GPa. Ve srovnání s běžnými betony to jsou hodnoty 2-3 násobné, v případě pevnosti v tlaku mnohdy i vyšší. UHPC disponují vysokou trvanlivostí a odolností proti vlivům vnějšího prostředí. Životnost těchto betonů se uvádí více než 200 let.

Výhodou použití UHPC je možnost návrhu velmi subtilních průřezů. Jelikož se do směsi vysokopevnostního betonu přidávají drátky, lze navrhovat pouze staticky nutnou výztuž. Při návrhu receptury se běžně se používá vyztužení alespoň 1,5 % hmotnostního objemu drátků. To znamená redukci u železobetonu jinak nutné konstrukční výztuže a eliminaci požadavků na minimální vyztužení. Minimální tloušťky železobetonových konstrukcí se odvíjejí především z požadavků na krytí betonářské a předpínací výztuže.

Mezi další výhody UHPC patří například rychlý nárůst pevnosti či samozhutnitelná konzistence, která umožňuje hustější kladení výztuže bez nutnosti vytváření prostoru pro průchod ponorných vibrátorů.

2.8.1 Složení

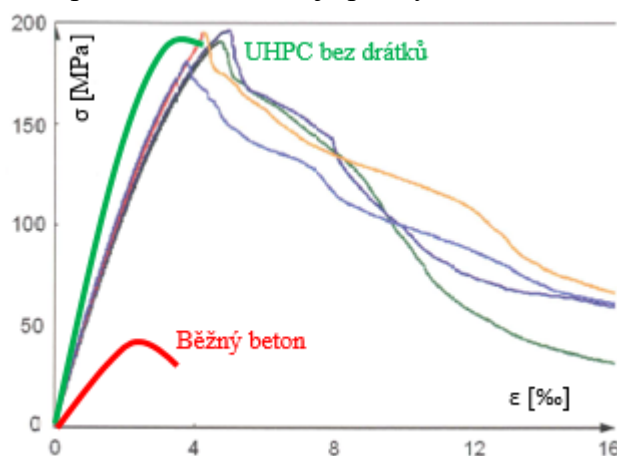
UHPC se vyznačuje vysokou citlivostí na změny složení směsi, způsob míchání, postup betonáže a klimatické okrajové podmínky během betonáže. Ačkoliv dosahuje výrazně vyšších pevností v tlaku ve srovnání s normálním betonem, je oproti běžnému betonu výrazně křehčí, a proto se u něj z konstrukčních důvodů prakticky vždy aplikuje vyztužení rozptýlenou výztuží v podobě drátků. Proto se někdy používá i delší, ale výstižnější název ultra vysokohodnotný beton vyztužený drátky (UHPFRC).

Extrémní pevnost a odolnost UHPC je dána vysokou hutností uložení a výrazně nižší pórovitostí oproti běžným betonům. Drátky používané pro UHPC mají výrazně menší rozměr (průměr 0,15-0,3 mm, délka 12-20 mm) než v běžných drátkobetonech využívaných např. na podlahy (0,75-1 mm), množství drátků ve směsi bývá zpravidla více než 1,5 % objemu (tedy cca 120 kg/m³). Zrnitostní křivka musí být vyvážená, je optimalizována od nejjemnějších částic (mikrosilika) až po hrubé kamenivo, používá se menší zrnitost kameniva (běžně do 8 mm, lze až 16 mm). Kamenivo musí být výběrové, je důležitá zejména jeho pevnost a tvar zrna. Směs obsahuje vysoké dávky pojiva a mikrosiliky, je zapotřebí extra jemné mletí cementu.

Musí být aplikován velice nízký vodní součinitel (0,15-0,25), což je umožněno za použití superplastifikátorů. Vzhledem k nedostatku vody na úplnou hydrataci pojiva, funguje pojivo částečně jako plnivo a pomáhá optimalizovat zrnitostní křivku směsi.

2.8.2 Chování v tlaku

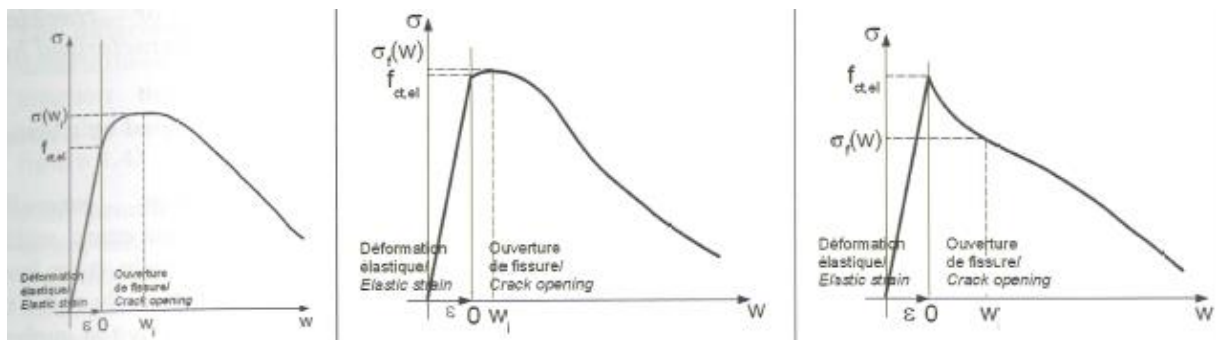
Samotný UHPC má vysokou pevnost, ale je křehký. Přidáním rozptýlené výztuže v podobě drátků je zajištěna duktilita. Rozdíl mezi chováním v tlaku UHPC bez drátků, UHPC s drátky a běžným betonem při zatížení tlakem je patrný z Obr. 21.



Obr. 21: Závislost napětí na přetvoření UHPC v tlaku – záznamy ze zkoušek UHPC s drátky podle AFGC [35] porovnáno s materiálovým diagramem UHPC bez drátků a běžného betonu dle [21]

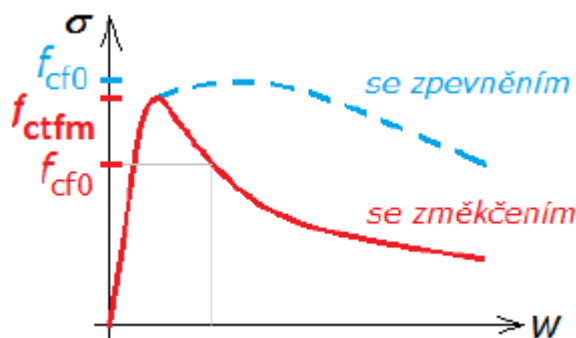
2.8.3 Chování v tahu

Chování UHPC v tahu závisí na typu a množství použitých drátků. Vysoké % drátků pevně zakotvených ve struktuře znamená materiál s tahovým zpevněním, pro nižší % drátků a/nebo méně pevné zakotvení ve struktuře se jedná o materiál s částečným tahovým zpevněním a při nízkém % drátků a/nebo při horším zakotvení ve struktuře se chová jako materiál s tahovým změkčením. Rozdíly mezi těmito případy jsou patrné z Obr. 22.



Obr. 22: Závislost napětí na šířce trhliny - UHPC v tahu – vlevo tahové zpevnění, uprostřed částečné tahové zpevnění a vpravo tahové změkčení, podle AFGC [35]

U vláknobetonů se používají dvě hodnoty pevností v tahu. Ve fázi před vznikem trhlin se jedná o střední hodnotu elastické tahové pevnosti vláknobetonu f_{ctfm} , kdy je zapojen celý betonový průřez. Při dosažení f_{ctfm} dochází ke vzniku trhlin a tahové napětí je přenášeno již pouze vlákny. Po vzniku trhlin se tedy uvažuje reziduální pevnost vláknobetonu f_{cf0} , neboli maximální tahové napětí přenesené vlákny po vzniku trhlin vztažené na plochu tažené části vláknobetonového průřezu (při chování se změkčením se jedná o napětí při definované šířce trhliny – dle AFGC 0,3 mm), to může být menší či větší než f_{ctfm} viz Obr. 23.



Obr. 23: Závislost napětí na šířce trhliny - tahové pevnosti vláknobetonu, zdroj [21]

Různé části prvku mohou mít odlišnou orientaci a hustotu vláken. To je ovlivněno např. směrem betonáže, použitým bedněním nebo gravitací. V jednotlivých směrech a částech prvku je tedy tahová pevnost různá. Vliv odlišné distribuce a orientace se zohledňuje pomocí redukce pevnosti stanovené zkouškou (např. podle AFGC [35] součinitel K).

Statické působení UHPC je značně ovlivněno zejména orientací a rozložením ocelových drátků, zejména v oblasti namáhání v tahu. Proto při navrhování prvků z UHPC je vždy nutno

provádět větší množství průkazních a kontrolních zkoušek. Výhodné využití vlastností UHPC lze předpokládat u tenkostěnných prutových, deskových nebo stěnových prefabrikovaných prvků namáhaných tlakem a ohybem. Tažené prvky z UHPC se nenavrhují bez betonářské výztuže.

2.8.4 Soudržnost a krycí vrstva výztuže

Na základě zkoušek (např. provedených v Kloknerově ústavu v rámci projektu GAČR zabývajícího se soudržností UHPC) lze konstatovat, že soudržnost u UHPC je výrazně lepší než u betonů nižších pevností. Vzhledem k vyšší nepropustnosti UHPC je zajištěna větší odolnost proti působení vody a solím. Vyšší nepropustnost je zajištěna zbytkovým cementem, který se v UHPC vyskytuje, vzhledem k vysokému obsahu cementu a malému vodnímu součiniteli. Při vzniku malých trhlinek 0,1-0,2 mm dochází vlivem zatékání vody do spáry k aktivaci zbytkového cementu a tím k zpětnému zacelení těchto trhlinek. Bylo prokázáno, že také proces karbonatace postupuje vzhledem k vyšší hutnosti betonu pomaleji. Z těchto důvodů lze předpokládat, že UHPC je velmi trvanlivý a lze uvažovat nižší tloušťku krycí vrstvy než pro klasické betony normálních a vysokých pevností.

Minimální krytí železobetonových konstrukcí musí splňovat podmínky soudržnosti a požadavky pro třídy prostředí podle ČSN EN 1992-1-1 [45]. Dle doporučení AFGC [35] je krytí z hlediska podmínek prostředí u UHPC výrazně sníženo oproti ČSN EN 1992-1-1 [45]. Provedl jsem porovnání předepsané krycí vrstvy předpínací výztuže pro (výchozí) třídu konstrukce S4 pro běžný beton podle EC2 a pro UHPC podle AFGC, porovnání je uvedeno v Tab. 6. Zajímavé je, že navzdory prokazatelně lepší soudržnosti UHPC uvádí AFGC přísnější požadavek na minimální krycí vrstvu pro předem předpjaté prvky z hlediska soudržnosti (dvojnásobek průměru předpínací vložky) oproti EC2 (1,5násobek průměru předpínací vložky).

Tab. 6: Porovnání minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž pro běžný beton a pro UHPC

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)						
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí					
	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S4 - EC2	25	35	40	45	50	55
S4 - AFGC	15	20	20	20	25	25
S4 - Δ AFGC oproti EC2	-10	-15	-20	-25	-25	-30

2.8.5 Smršťování a dotvarování

Smršťování u UHPC probíhá vzhledem k rozdílnému složení a vysokému obsahu cementu rozdílně oproti betonům normálních pevností. UHPC vykazuje výrazně vyšší složku autogenního smršťování. Podle AFGC [35] proběhne naprostá většina z celkového smrštění právě během autogenního smršťování a smršťování z vysychání je výrazně nižší než v případě betonů běžných pevností. V případě proteplování během výroby je podle AFGC [35] uváděno smršťování z vysychání dokonce nulové. Charakterizace smršťování pro receptury UHPC

používané v ČR není ještě podrobně prostudována, ovšem podle dílčích výsledků měření provedených v Kloknerově ústavu, viz Čítek [4], vykazuje lokální receptura vyšší hodnoty smršťování z vysychání, než je uvedeno ve francouzském předpisu AFGC [35]. Pro porovnání projevů smršťování u UHPC a u betonů normálních pevností jsem sestavil následující Tab. 7.

Tab. 7: Porovnání hodnot smrštění pro UHPC a běžný beton

Smrštění	Běžný beton	UHPC		
	EC2	AFGC*	AFGC	Zkoušky KÚ
	μm/m	μm/m	μm/m	μm/m
autogenní	50-100	550	550	550
vysychání	300-600	-	150	250-450
celkové	350-700	550	700	800-1000

* s proteplováním

Dotvarování je v případě UHPC podobné jako u vysokohodnotných betonů a je obvykle významně nižší než u běžného betonu. Pro tuzemské materiály nejsou prozatím známy relevantní informace. Pro porovnání projevů dotvarování u UHPC podle zahraničních předpisů AFGC [35] a Betonkalender [36] a běžných hodnot u betonů normálních pevností jsem vytvořil následující přehlednou tabulku Tab. 8. Je zřejmé, že proteplování má velký vliv nejen na projevy smršťování, ale také dotvarování. Tepelné ošetřování je ovšem velmi drahé, v tuzemských podmínkách je jeho aplikace proto prakticky nereálná.

Tab. 8: Porovnání součinitele dotvarování pro UHPC a běžný beton

Součinitel dotvarování	Běžný beton	UHPC	
	EC2	AFGC	Betonkalender
bez tepelné úpravy	2,0-3,5 (0-6)	0,8	0,6-1,4
s tepelnou úpravou	-	0,2-0,4	0,2-0,4

2.9 Shrnutí - aktuální stav vývoje a výzkumu

Jak jsem již zmínil v úvodu, téma spřažených dřevo-betonových konstrukcí je velmi rozsáhlé, což je dáno kombinací více kompozitních materiálů a mnoha možnostmi jejich provedení. Experimentální vývoj v oblasti spřažených dřevo-betonových konstrukcí probíhá v současné době prakticky po celém světě, v Evropě se problematikou spřažených dřevo-betonových konstrukcí zabývá především poslední dvě desetiletí celá řada odborníků.

Mnoho výzkumných prací je zaměřeno na výpočetní analýzu spřažených dřevo-betonových konstrukcí, která je u těchto konstrukcí specifická z důvodu poddajného spřažení. Zejména co se týče dlouhodobého chování u spřažených mostů, jedná se o velmi komplexní a složitou problematiku, kdy je nutno zohlednit mnoho faktorů jako jsou kolísání vlhkosti a teploty, smršťování a dotvarování betonu, dotvarování dřeva a spřahovacích prostředků. V případě mostních konstrukcí se dále řeší chování spřahovacích prostředků z hlediska únavy.

Výzkumy v oblasti dřevo-betonových konstrukcí se často zaměřují na vývoj inovativních způsobů spřažení. Spřažení zcela zásadně ovlivňuje chování konstrukce. U mostních staveb musí spřažení odolávat mnohem větším silám než u staveb pozemních a je vystaveno proměnným klimatickým podmínkám, které představují kolísání vlhkosti a teploty, a proto jsou pro mosty vyvíjeny specifické spřahovací systémy. Je potřeba najít kompromis z hlediska silového a nesilového namáhání. Čím tužší je spřažení, tím větší vynucená namáhání od nesilového zatížení vznikají. Prokluz mezi oběma materiály by měl být zároveň takový, aby byla dosažena co nejvyšší tuhost konstrukce a tím byl minimalizován její celkový průhyb, a aby byla umožněna taková redistribuce smykového napětí podél spřahovacích prostředků, aby byla dosažena maximální únosnost.

Značná část výzkumu v oblasti dřevo-betonových konstrukcí je věnována vývoji inovativních konstrukčních řešení a technologií výroby. U stávající výroby převládá monolitické provedení betonové desky na stavbě. Monolitické provedení na stavbě představuje mnohé nevýhody, jako jsou nutnost vytvoření bednění, mokrá proces na stavbě, atd. Jsou proto vyvíjena různá systémová řešení umožňující prefabrikaci, která by omezila technologicky náročné procesy na staveništi, zajistila maximální kvalitu a životnost konstrukce a urychlila proces výstavby. V případě prefabrikace je ovšem nutné přizpůsobit rozměry a hmotnost dílců vzhledem k přepravě a řešit poměrně složité konstrukční detaily týkající se zejména spojení dílců, a proto je snaha o optimalizaci těchto řešení.

V rámci inovativních přístupů se uplatňuje aplikace nových moderních materiálů. Rostlé dřevo tvoří často nejslabší článek spřažených dřevo-betonových konstrukcí. Díky průmyslové výrobě a moderním lepidlům se v současnosti vyrábí velké množství materiálů na bázi dřeva (např. lepené lamelové dřevo), které mají lepší mechanické vlastnosti než klasické rostlé dřevo a umožňují výrobu prvků téměř libovolných tvarů a velikostí. Velmi slibný potenciál tkví v dřevo-vláknobetonových a dřevo-UHPC spřažených konstrukcích. Například v rámci experimentálního programu Petřík [6] bylo prokázáno, že spřažené dřevo-vláknobetonové konstrukce jsou vysoce únosné i při malých tloušťkách spřahovacích desek. To byl pro mě vstupní impuls, abych právě tímto směrem zaměřil svoji výzkumnou činnost v rámci doktorského studia.

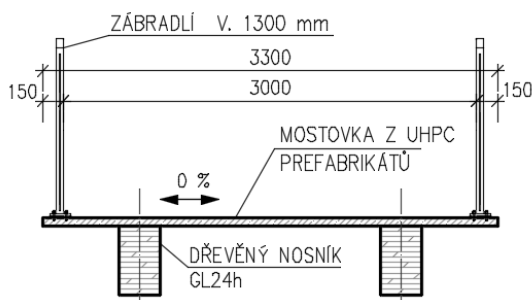
3. Výpočetní analýza dřevo-betonové konstrukce

V této kapitole představuji navržený koncept optimalizované spřažené dřevo-betonové konstrukce s využitím prefabrikovaných panelů mostovky z ultra-vysokohodnotného betonu. Prezentuji zde podrobnější popis specifik výpočetní analýzy spřažené dřevo-betonové konstrukce a dále výsledky parametrické studie, kterou jsem provedl za účelem porozumění chování spřažených konstrukcí a vyhodnocení míry vlivu změny jednotlivých vstupních parametrů na chování konstrukce.

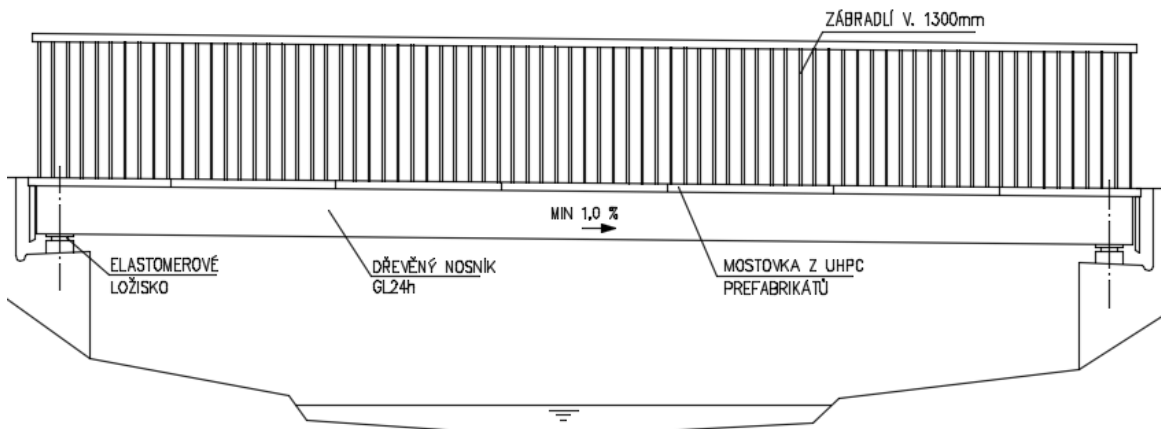
3.1 Koncepte mostního systému

Při návrhu mostního systému jsem vycházel z následujících okrajových podmínek: most bude navržen jako lávka pro chodce pro zatížení chodci a cyklisty a přejezd záchranného či údržbového vozidla do 3,5 t, volná šířka mezi zábradlím bude 3 m, mostní systém bude možno univerzálně aplikovat pro různá rozpětí. Z provedené rešerše vyplývá, že vhodná rozpětí pro spřažené dřevo-betonové konstrukce se pohybují v rozmezí cca od 10 m do 25 m.

Nosnou konstrukci jsem navrhl jako dva dřevěné trámové nosníky z lepeného lamelového dřeva spřažené s deskou mostovky z UHPC. Schéma vzorového příčného řezu a podélný pohled na mostní konstrukci jsou znázorněny na Obr. 24 a Obr. 25.



Obr. 24: Vzorový příčný řez navrženého mostního systému

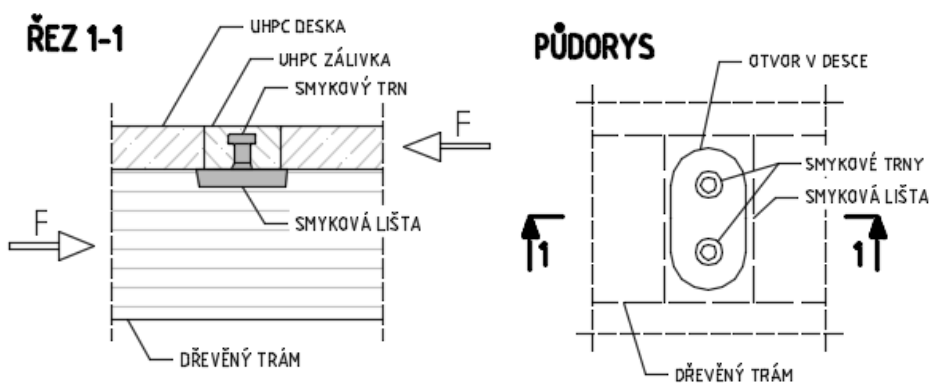


Obr. 25: Podélný pohled na navržený mostní systém

Za účelem optimálního využití jednotlivých materiálů jsem zvolil statické schéma prostý nosník, kdy je mostovka z UHPC v podélném směru namáhána kombinací tlaku a ohybu

a dřevěné trámy kombinací tahu a ohybu. Na základě popisovaných předností prefabrikace (v kapitole 2.5) bylo už dopředu rozhodnuto, že v případě aplikace materiálu UHPC bude mostovka tvořena prefabrikovanými panely. Navrhl jsem příčně prefabrikovanou mostovku, tedy segmenty mostovky z UHPC přes celou šířku mostu, aby bylo možno je univerzálně používat pro různá rozpětí mostu. Systém je možno aplikovat pro délky mostu odvozené od modulové délky jednotlivých univerzálních dílců mostovky. Průřez dřevěných trámů je naopak variabilní v závislosti na rozpětí konstrukce, dimenze jednotlivých trámů budou stanoveny vždy na základě statického výpočtu pro konkrétní okrajové podmínky.

Aby mohly být panely mostovky univerzálně použitelné, jsou spřahovací prvky instalovány s konstantní roztečí, což není ale úplně optimální z hlediska jejich efektivního využití, protože podélná smyková síla mezi oběma spřaženými prvky není konstantní, ale odpovídá průběhu svislé posouvající síly, která dosahuje extrémů u podpor. Z tohoto důvodu jsem se snažil použít takové spřahovací prvky, které by bylo možno vyrobit s odstupňovanou únosností v závislosti na průběhu smykové síly. Důležitým faktorem ovlivňujícím volbu spřahovacích prostředků je požadavek na jejich co nejmenší půdorysný rozměr v oblasti mostovky, aby nedocházelo k velkému oslabení mostovky pro přenos zatížení v příčném směru. Systém spřažení musí také umožnit pokrýt případné výrobní nepřesnosti osazení spřahovacích prostředků na trámy, geometrické odchylky rozměrů trámů a segmentů mostovky, atd. Vzhledem k výše zmíněným požadavkům na spřahovací systém, jsem vyhodnotil jako nejvhodnější systém spřažení pomocí speciálních ocelových lišt se smykovými trny, viz Obr. 26. Tento systém spřažení je dostatečně tuhý a únosný pro aplikaci v mostním stavitelství (byl aplikován např. na silničním mostě přes řeku Wipper, viz kapitola 2.3). Únosnost tohoto systému spřažení lze měnit např. proměnnou hloubkou či šířkou ozubu. V oblasti betonu se jedná o minimální oslabení průřezu mostovky v příčném směru a tento způsob spřažení disponuje také tolerancemi menších výrobních nepřesností při osazení panelu ve všech směrech, okolo hlavy trnů je navržena cca 3 cm široká vůle do všech směrů.



Obr. 26: Navržený způsob spřažení pomocí smykové lišty s trny, prefabrikovaný dílec mostovky je v místech trnů opatřen otvory, které se po jeho osazení zalijí zálivkou z UHPC

Smykové lišty s trny budou ve výrobě předem zabudovány do ozubů ve dřevěném trámu a upevněny pomocí dvojice vrutů. Dílce mostovky budou opatřeny otvory pro spřahující prvky.

Na stavbě budou nejprve umístěny kompletní dřevěné trámy se zabudovanými spřahujícími prvky, na které budou následně osazeny prefabrikované dílce mostovky. Styky dílců a otvory se spřahujícími prvky budou zality zálivkou z UHPC. Aplikace UHPC zálivky v místech spojujících se osvědčila již u spřahovaných ocelobetonových konstrukcí, viz např. Vítek [32]. V místech otvorů bude zálivka aplikována v oblasti nad ocelovou smykovou lištou a nebude tedy přímo v kontaktu se dřevem. Otvory v panelech byly navrženy se zaoblenými rohy, aby nedocházelo k nežádoucím koncentracím napětí a bylo sníženo riziko vzniku trhlin v rozích otvorů. Navrženému systému spřahení se podrobně věnuji v kapitole 4.

Další problematikou, které jsem se podrobně věnoval v této práci, byl návrh prefabrikovaných panelů mostovky z UHPC. Materiál UHPC je v České republice stále poměrně nový konstrukční materiál, jeho vlastnosti jsou velmi citlivé na konkrétní recepturu. V první fázi byla moje představa navrhnout panely vylehčené např. ztužujícími žebírky v příčném směru a se střechovitým příčným sklonem, který by zajistil odvodnění mostovky ke krajům. Po diskuzi s odborníky z firmy KŠ Prefa, kteří mají několikaleté zkušenosti s výrobou prvků z UHPC jsem od této představy upustil. Ačkoliv by panely vylehčené žebírky znamenaly určitou redukci objemu použitého materiálu, znamenalo by to výrazně pracnější výrobu. Navíc u tenkých desek se žebírky často dochází vlivem diferenčního smršťování k potrhání spodní strany žeber a ke zkroucení. Konceptně jsem nakonec segmenty navrhl jako tenké desky konstantní tloušťky z UHPC vyztuženého pouze rozptýlenou výztuží v podobě ocelových drátků. Příčný sklon prefabrikátů je z výrobních důvodů navržen nulový, odvodnění bude zajištěno sklonem v podélném směru.

V podélném směru segmenty spolupůsobí s trámy a jsou namáhány převážně tlakovou silou a ohybem. V příčném směru staticky působí jako prostý nosník s převislými konci. Pro návrh jejich tloušťky je rozhodující únosnost v příčném směru, ve kterém jsou namáhané pozitivním i negativním ohybovým momentem a smykovou silou. U tenkých konstrukčních prvků z UHPFRC dochází k takzvanému stěnovému efektu, kdy jsou drátky u povrchu usměřňovány bedněním. Naměřená velikost tahové pevnosti v ohybu je rozdílná v závislosti na velikosti prvku a způsobu betonáže. Provedl jsem proto více různých experimentů ve tříbodovém a čtyřbodovém ohybu na zkušebních tělesech dle různých normových předpisů a na speciálních deskových výsecích s podobnými okrajovými podmínkami jako ve skutečné konstrukci. Této problematice se podrobně věnuji v kapitole 5.

Při návrhu mostního systému jsem se soustředil na maximální zabezpečení funkčnosti konstrukce ze statického hlediska i z hlediska trvanlivosti. Materiál UHPC je velmi trvanlivý a dřevo také, pokud je dobře ochráněno proti působení vnějších klimatických podmínek. Z tohoto důvodu jsem navrhl svislé závěrné okapní panely umístěné za trámy na koncích mostu (patrně z Obr. 25), aby chránily konce dřevěných trámů před stékající vodou z oblasti mostních závěrů. Poslední panel mostovky je uložen s přesahem přes konec dřevěného trámu a ze spodní strany je na něm zavěšen svislý okapní panel. Okapní panely mají spodní hranu až pod spodní hranou dřevěných trámů, aby se stékající voda k dřevěným trámům vůbec nedostala. Mostní systém vyžadoval vzhledem k tenké desce mostovky návrh celé řady specifických konstrukčních detailů, které jsou podrobněji popsány v kapitole 6.

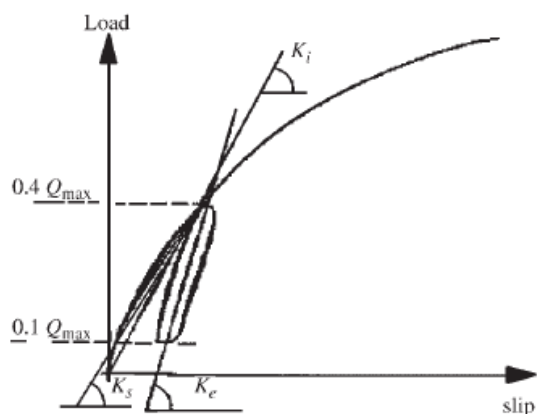
3.2 Statická a dynamická analýza konstrukce

Před zahájením analýzy nosné konstrukce je nutno definovat vhodný výpočetní model. Při tvorbě výpočetního modelu existuje zpravidla velký počet možných řešení. V projekční praxi se běžně používají více zjednodušené modely, které umožňují snadněji a rychleji analyzovat nosnou konstrukci. Tyto modely mají menší počet vstupních parametrů a jsou zpravidla více konzervativní, ovšem vždy je potřeba se zamyslet nad vhodností jejich aplikace.

Statickou analýzu konstrukce jsem provedl v první fázi pomocí γ -metody, která je zabudována v aktuálně platné normě pro navrhování dřevěných konstrukcí EC5 [47], tudíž k ní má projektant nejbližší, pro potřeby mostních konstrukcí ovšem není zcela dostačující a sloužila pro prvotní odhad dimenzí. V dalším kroku jsem provedl analýzu pomocí metody příhradové analogie s ohybově tuhými rameny odvozené prof. Rautenstrauchem (viz Simon [70]), která umožňuje zohlednit všechny okrajové podmínky a druhy zatížení potřebné pro návrh spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí. Kompletní statické a dynamické posouzení konstrukce zkušební lávky jsem vložil do přílohy P1. V dalších podkapitolách podrobněji popisují specifické problémy analýzy spřažených dřevo-betonových konstrukcí.

3.2.1 Modul prokluzu

Modul prokluzu (modul posunutí) je základní charakteristikou spřažených konstrukcí a udává tuhost spojení mezi betonem a dřevem. Pro běžné spřahovací či spojovací prostředky kolíkového typu (kolíky, svorníky, hřebíky, vruty, sponky, hmoždíky) lze stanovit modul prokluzu podle empirických vzorců uvedených v normě EC5 [47]. Hodnoty modulu prokluzu podle těchto vzorců jsou závislé na hustotě dřeva a průměru spřahovacího prvku.



Obr. 27: Definice modulu pokluzu (posunutí) podle ČSN EN 26891 (ISO 6891) [48], Graf závislosti síly na pokluzu převzat z Ceccotti [2]

K_i počáteční modul posunutí,

K_s modul posunutí,

K_e elastický modul posunutí

V ostatních případech, tedy i pro případ mnou zvoleného systému spřažení tvořeného smykovými lištami se spřahovacími trny, se má modul prokluzu stanovit na základě smykových (protlačovacích) zkoušek. Zkoušky pro spoje s mechanickými spřahovacími prostředky se provádějí podle normy ČSN EN 26 891 [48].

Modul prokluzu se určí ze sklonu křivky v elastické oblasti pracovního diagramu z protlačovací zkoušky, značí se K_{ser} podle EC5 [47] a K_s podle ČSN EN 26 891 (ISO 6891)

[48]. Modul prokluzu se má stanovit z modifikovaného počátečního posunutí $v_{i,mod}$ (určeného z naměřeného přetvoření $v_{0,4}$ pro hodnotu 40% maximální smykové síly F_{max} a $v_{0,1}$ pro hodnotu 10% maximální smykové síly F_{max}) podle vzorce (4):

$$K_{ser} = K_S = 0,4 \cdot F_{max} / v_{i,mod} \quad ; \quad v_{i,mod} = 4/3 \cdot (v_{0,4} - v_{0,1}) \quad (4)$$

Vzorec (4) představuje empirický vztah, který by měl odstranit vliv pozvolného náběhu tuhosti daný zatlačením podpor a dotlačením spoje při vyhodnocování modulu prokluzu.

Pro praktické aplikace (např. numerickou simulaci) se v některých případech používá rozetřená tuhost spřažení na délku kontaktu, která se stanoví podle vzorce (5), kde K_{ser} je modul prokluzu jednoho spřahovacího prostředku (či jedné řady spřahovacích prostředků) a s_i je rozteč spřahovacích prostředků. V případě proměnné rozteče spřahovacích prostředků a analýzy podle γ -metody se pro výpočet používá tzv. efektivní rozteč stanovená z maximální a minimální vzdálenosti mezi spřahovacími prostředky, podrobně uvedeno v normě EC5 [47].

$$k = K_{ser} / s_i \quad (5)$$

Podle EC5 [47] se rozlišují různé hodnoty modulu prokluzu vzhledem k posuzovanému meznímu stavu. Pro mezní stav přetvoření se použije modul prokluzu K_{ser} . V mezním stavu únosnosti se má použít modul prokluzu K_u , který se stanoví podle vzorce (6).

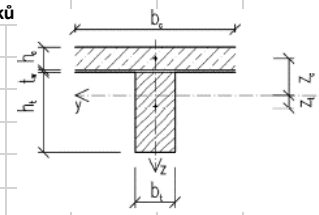
$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (6)$$

Výpočetní analýzu pro stanovení vnitřních sil respektive průhybů je tedy nutno provést min. čtyřikrát s různými hodnotami modulu prokluzu pro MSÚ a pro MSP vždy na začátku a na konci životnosti a s různými hodnotami modulů pružnosti dřeva a betonu vždy na začátku a na konci životnosti.

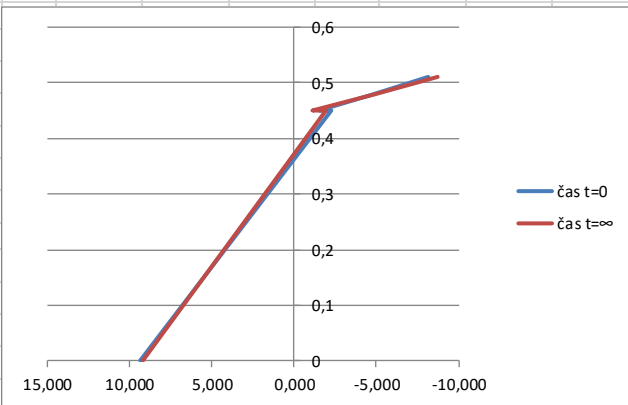
3.2.2 Výpočetní program podle γ -metody

Statickou analýzu konstrukce jsem provedl v první fázi pro určení základních dimenzí jednotlivých částí průřezu pomocí γ -metody v souladu s normou ČSN EN 1995 [47]. Pro návrh a posouzení spřažené konstrukce jsem vytvořil výpočetní program v programu MS Excel (viz Obr. 28), který využívá γ -metodu pro stanovení vnitřních sil a průhybů. Tento program je univerzálně využitelný pro spřažené T-průřezы tvořené dřevěnými trámy a betonovou deskou (se záklopem či bez) se statickým uspořádáním prostý nosník zatížená rovnoměrným spojitým zatížením. Zásadní výhodou programu s využitím γ -metody je rychlost výpočtu, kdy stačí zvolit rozměry průřezu, materiál (výběrem z knihovny), charakteristiky spřažení a nadefinovat zatížení. Výstupem programu jsou průběhy normálových napětí po výšce průřezu na začátku a na konci životnosti pro MSÚ i MSP, výpočet průhybu pro kvazistálou a charakteristickou kombinaci zatížení na začátku a na konci životnosti, výpočet účinnosti spřažení a zatížení spřahovacích prostředků v nejvíce namáhané oblasti na koncích nosníku. Do programu jsem zabudoval také posouzení jednotlivých spřažených částí pro MSÚ a MSP, včetně procentuálního využití jednotlivých posudků. Lze proto jednoduše vyhodnotit vliv změny libovolného vstupního parametru na chování konstrukce.

Geometrie průřezu a materiálové charakteristiky - T průřez			
Dřevo	GL24h	Beton	UHPC
$h_t =$	0,45 m	$h_c =$	0,06 m
$b_t =$	0,3 m	$b_c =$	1,65 m
$A_t =$	0,135 m ²	$A_c =$	0,099 m ²
$I_t =$	0,002278 m ⁴	$I_c =$	2,97E-05 m ⁴
$E_{0,mean} =$	11,6 GPa	$E_{cm} =$	49,6 GPa
$k_{mod} =$	0,7	$f_{ck} =$	120 GPa
$\gamma_m =$	1,25	$\gamma_c =$	1,5
$\Psi_2 =$	1	$\alpha_c =$	0,85
$k_{def} =$	2	$f_{cd} =$	68,00 MPa
$E_{0,mean,fin} =$	3,87 GPa	$\varphi_{(\infty, t_0)} =$	1,5
$E_{mcan,fin} = \frac{E_{mcan}}{1 + \Psi_2 \cdot k_{def}}$		$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}$	
		$K_{ser} = 2,0 \cdot \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23}$	
		$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser}$	
		$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + \left(\frac{\Psi_2 \cdot k_{def} + \varphi_{(\infty, t_0)}}{2} \right)}$	
		$K_{ser} =$	220 kN/mm
		$K_{ser,fin} =$	80 kN/mm
		Vzdálenost spřah. prostředků	
		$s_1 =$	0,5 m
		Mezivrstva - záklop	
		$t_w =$	0 m
		Rozpětí nosníku	
		$L_{eff} =$	10 m



Průběhy napětí MSÚ			
čas t=0		čas t=∞	
$\sigma_{c,horní} =$	-8,131 MPa	$\sigma_{c,horní} =$	-8,706 MPa
$\sigma_{c,střed} =$	-4,837 MPa	$\sigma_{c,střed} =$	-4,907 MPa
$\sigma_{c,dolní} =$	-1,543 MPa	$\sigma_{c,dolní} =$	-1,108 MPa
$\sigma_{t,horní} =$	-2,230 MPa	$\sigma_{t,horní} =$	-1,954 MPa
$\sigma_{t,střed} =$	3,547 MPa	$\sigma_{t,střed} =$	3,599 MPa
$\sigma_{t,dolní} =$	9,324 MPa	$\sigma_{t,dolní} =$	9,151 MPa
$N_t =$	478,9 kN	$N_t =$	485,8 kN
$N_c =$	-478,9 kN	$N_c =$	-485,8 kN
$M_t =$	58,5 kNm	$M_t =$	56,2 kNm
$M_c =$	3,3 kNm	$M_c =$	3,8 kNm
$M_{tot} =$	183,9 kNm	$M_{tot} =$	183,9 kNm



Posudek trám dřevo - MSÚ tah + ohyb					Posudek deska beton - MSÚ napětí						
	únosnost	čas t=0		čas t=∞			únosnost	čas t=0		čas t=∞	
	f_t	σ_t	využ.	σ_t	využ.		f_c	σ_c	využ.	σ_c	využ.
	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[MPa]	[MPa]		[MPa]	
tah	9,24	3,5	38%	3,6	39%	tlak	-68,0	-8,1	12%	-8,7	13%
ohyb*	13,44	5,8	43%	5,6	41%	tah	2,9	-1,5	0%	-1,1	0%
kombinace tah+ohyb			81%		80%						

Posouzení MSÚ spřahovací prvky			
$F_{v,Rd} = \frac{V_{s,d} \cdot n_c \cdot \gamma_{ct} \cdot h_c \cdot b_c \cdot z_c \cdot s_1}{I_{y,eff}} \leq F_{v,Rd}$			
pro jednu řadu:		si	V
UDP	$F_{v,Ed} =$	2,604 x	73,5 = 95,77 kN
KŽ	$F_{v,Ed} =$	2,642 x	73,5 = 97,16 kN
		0,5 x	
		0,5 x	
			pro jeden prvek:
			UDP $F_{v,Ed,1} =$ 95,77 kN
			KŽ $F_{v,Ed,1} =$ 97,16 kN
Posouzení MSP průhyb			
průhyb - kvazistálá kombinace			
čas t=0		čas t=∞	
$w =$	5,85 mm	$w =$	16,90 mm
$w/L =$	1/1708	$w/L =$	1/592
		$y_t =$	0,418341 m
		$I_{y,min} =$	0,00241 m ⁴
		$I_{y,max} =$	0,00906 m ⁴
			bez spřažení
			plné spřažení

Obr. 28: Vytvořený výpočetní program v programu MS Excel – Nahoře zadání části vstupů - geometrie a materiálových charakteristik, níže výpočet rozložení normálových napětí po výšce spřaženého průřezu a posouzení napětí v MSÚ v jednotlivých částech, výpočet sil ve spřahujících prvcích a výpočet průhybů na začátku a na konci životnosti

Jak jsem již zmínil v teoretické části, nevýhodou γ -metody je, že je dostatečně přesná pouze pro rovnoměrná zatížení a prostý nosník, a dále, že nezohledňuje teplotní zatížení, což je sice většinou dostačující u pozemních staveb, ale v případě návrhu mostních konstrukcí je to zásadní nedostatek. Pomocí programu s využitím γ -metody lze v případě mostních konstrukcí tedy alespoň rychle odhadnout počáteční dimenze mostní konstrukce pro tvorbu sofistikovanějšího výpočetního modelu (např. modelu s náhradní příhradovou konstrukcí).

Princip výpočetního modelu γ -metody je následující. Sprážený průřez je převeden na ideální dřevěný průřez s modulem pružnosti dřeva E_t a efektivním modulem setrvačnosti $I_{y,eff}$. Při výpočtu efektivního momentu setrvačnosti se vychází z předpokladu nepoddajného sprážení a následně se aplikuje redukce Steinerova doplňku betonové části průřezu součinitelem γ_{ct} , čímž aproximuje poddajné sprážení. Redukční součinitel γ_{ct} se určí podle vztahu (7) z průřezové plochy betonu A_c , modulu pružnosti betonu E_c , rozpětí nosníku l_{eff} , modulu prokluzu jednotlivých řad spráhujících prostředků K a jejich efektivní podélné osové vzdálenosti s_i .

$$\gamma_{ct} = \frac{1}{1+p}; \quad p = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot A_c \cdot s_i}{K \cdot l_{eff}^2} \quad (7)$$

Ohybová tuhost ideálního průřezu $EI_{y,eff}$ se stanoví podle vzorce (8), kde n_c je pracovní součinitel materiálu, z_t rameno výslednice normálové síly ve dřevě, z_c rameno výslednice normálové síly v betonu, n_c , z_t a z_c se stanoví podle vzorců (9), kde h_t je výška dřevěné části průřezu, h_c výška betonové části průřezu, t_w tloušťka záklopu (mezivrstva mezi dřevěným trámem a betonovou deskou, přichází v úvahu u starých dřevěných stropů, které se při rekonstrukcích zesilují spráženou vrstvou z betonu a v případě aplikace ztraceného bednění), A_t je průřezová plocha dřeva.

$$EI_{y,eff} = E_t \cdot I_{y,eff} = E_t \cdot [n_c \cdot (I_c + \gamma_{ct} \cdot A_c \cdot z_c^2) + (I_t + A_t \cdot z_t^2)] \quad (8)$$

$$z_t = \frac{n_c \cdot \gamma_{ct} \cdot A_c \cdot (h_t + h_c + 2 \cdot t_w)}{2 \cdot (n_c \cdot \gamma_{ct} \cdot A_c + A_t)}; \quad z_c = \frac{h_c}{2} + \frac{h_t}{2} - z_t - t_w; \quad n_c = \frac{E_c}{E_t} \quad (9)$$

Návrhové zatížení spráhovacích prostředků se stanoví podle vzorce (10), kde $V_{z,d}$ je návrhová posouvající síla a ostatní veličiny jsou známé ze vzorců výše.

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{z,d} \cdot n_c \cdot \gamma_{ct} \cdot A_c \cdot z_c}{I_{y,eff}} \cdot s_i \quad (10)$$

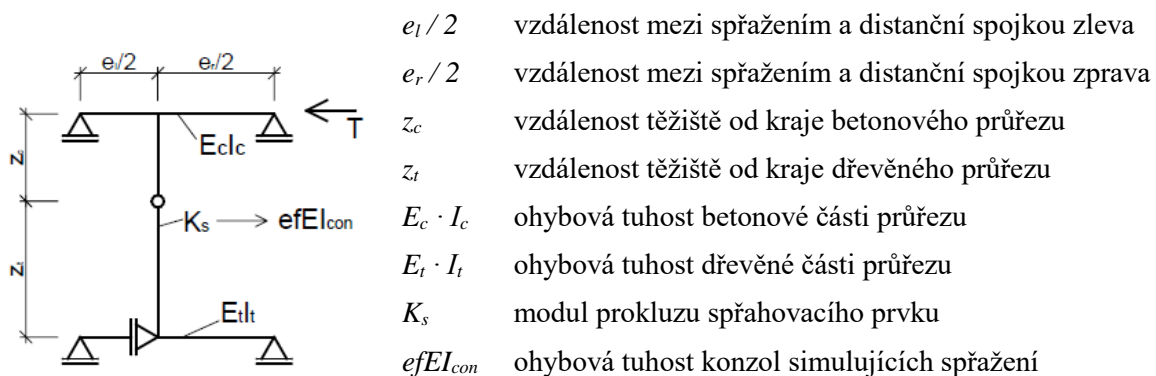
3.2.3 Příhradový model s ohybově tuhými rameny

Pro analýzu konstrukce jsem dále aplikoval příhradový model s ohybově tuhými rameny odvozený prof. Rautenstrauchem (viz Simon [70]). Tento výpočetní model je velmi vhodný pro zvolený typ sprážení, kdy jsou spráhovací prostředky rozmístěny lokálně po větší vzdálenosti, protože lze jednoduše namodelovat různé tuhosti jednotlivých typů spráhovacích prvků a zároveň lze zohlednit i případné proměnné vzdálenosti mezi spráhovacími prvky. Tento výpočetní model dále umožňuje zohlednit teplotní zatížení a zatížení lokálním bodovým zatížením.

Schéma příhradového modelu je znázorněno na Obr. 29. Obě spřažené části průřezu jsou modelovány prutovými prvky umístěnými ve střednici průřezů. V místech spřahovacích prostředků jsou modelována ohybově tuhá ramena, která jsou vetknutá do trámu i mostovky a v místě styčné spáry obou spřažených prvků mají vložený kloub. V oblasti mezi spřahovacími prvky jsou obě části průřezu propojeny pomocí tuhých distančních stojek, které jsou kloubově napojeny do trámu i mostovky. Tyto stojky zajišťují stejný průhyb obou spřažených částí.

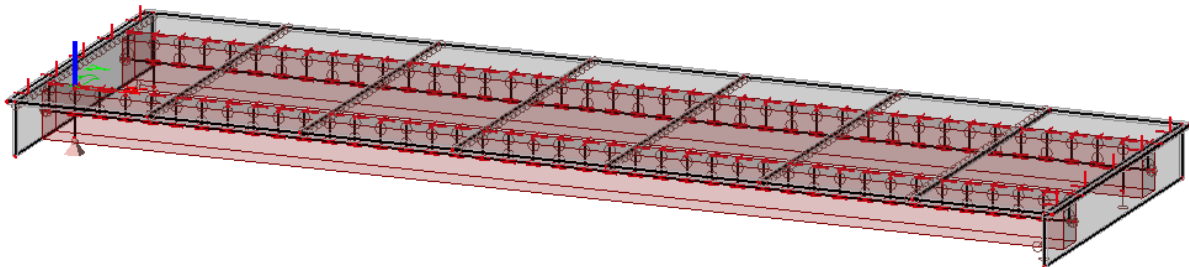
Výpočet náhradní tuhosti konzol simulujících poddajné spřažení se provede pomocí následujícího vztahu:

$$efEI_{con} = \frac{z_c^3 + z_t^3}{\frac{3}{K_s} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_c^2}{E_c \cdot I_c} + \frac{z_t^2}{E_t \cdot I_t} \right)} \quad (11)$$



Obr. 29: Schéma modelu pro odvození náhradní tuhosti konzol simulujících poddajné spřažení podle Simon [69]

Pro analýzu konstrukce jsem vytvořil model v programu SCIA Engineer, viz Obr. 30. Dřevěné trámy jsou modelovány prutovými prvky, mostovka je modelována deskovými prvky. V místech spřahovacích prvků jsou tuhá ramena podle výše popsání modelu, na poloviční vzdálenosti mezi spřahovacími prvky jsou modelovány kloubově napojené distanční tuhé stojky. Pro výpočet tuhosti náhradních konzol jsem stanovil moment setrvačnosti betonové části I_c pomocí výpočtu spolupůsobící šířky desky mostovky podle EC2 [45]. Dřevěné trámy jsou uloženy jako prostý nosník přes tuhá ramena.



Obr. 30: Výpočetní model zkušební konstrukce v programu SCIA Engineer

3.2.4 Reologie – smršťování a dotvarování

U spřažených konstrukcí je nutno pro stanovení vnitřních sil zohlednit reologické chování jednotlivých materiálů, protože má vliv na rozdělení vnitřních sil v jednotlivých částech spřaženého průřezu.

Pro stanovení účinků reologických účinků jsem primárně vycházel z aktuálně platných norem EC2 [45] a EC5 [47] pro navrhování konstrukcí z betonu a ze dřeva. Účinek dotvarování se zohlední pomocí příslušné redukce modulů pružnosti jednotlivých materiálů.

Redukce modulu pružnosti dřeva E_t vlivem dotvarování se provede podle vzorce (12), kde E_{mean} je průměrná hodnota modulu pružnosti dřeva, ψ_2 součinitel kombinace pro kvazistálou hodnotu zatížení, které vyvolává největší napětí ve vztahu k pevnosti (ve většině případů se jedná o stále zatížení a potom $\psi_2 = 1$), k_{def} je součinitel deformace, který závisí na třídě prostředí a třídě trvání zatížení.

$$E_t = \frac{E_{mean}}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \quad (12)$$

Redukce modulu pružnosti betonu E_c vlivem dotvarování se provede podle vzorce (13), kde E_{cm} je průměrná hodnota modulu pružnosti betonu a ϕ součinitel dotvarování betonu.

$$E_c = \frac{E_{cm}}{1 + \phi} \quad (13)$$

Tuhost spřažení, respektive modul prokluzu K , je podle EC5 [47] také nutno upravit vzhledem k dotvarování jednotlivých částí spřaženého průřezu. Moduly prokluzu pro časy na konci životnosti lze stanovit podle vzorce (14), kde jednotlivé parametry jsou známé z předchozích vzorců. Podle prof. Cecottiho [2] lze dlouhodobý modul prokluzu pro spřažené dřevo-betonové konstrukce stanovit podle vzorce (15), protože na tuhost spřažení má vliv zejména otlačení dřeva.

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + \left(\frac{\psi_2 \cdot k_{def} + \phi}{2} \right)} \quad (14)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 2 \cdot k_{def}} \quad (15)$$

3.2.5 Reologie – vliv vlhkosti

Dřevo je na rozdíl od betonu velmi citlivé na změny vlhkosti. Vlivem spřažení obou materiálů dochází v důsledku pravidelného kolísání vlhkosti vnějšího prostředí k vynuceným namáháním. Čím tužší je spřažení, tím větší vynucená namáhání vznikají. Aby se problémy vlhkostních přetvoření minimalizovaly, mělo by se dřevo vždy zabudovat s vlhkostí co nejvíce odpovídající později očekávané rovnovážné vlhkosti.

Vlhkost venkovního prostředí neustále kolísá, obecně v zimních měsících je průměrná vlhkost nejvyšší a v letních nejnižší. Podle rešerše Jaaranena [65] se má dle Švýcarské normy SIA uvažovat pro kryté konstrukce ve venkovním prostředí průměrná vlhkost dřeva 19 %

s výkyvy ± 5 %, to znamená pro konstrukce chráněné proti přímému působení povětrnosti. Podle finských předpisů se uvažuje s výkyvy vlhkosti dřeva pouze ± 3 %. Na základě numerických simulací založených na vyhodnocení meteorologických dat ve Finsku za několik let zpět vyšel pro severské prostředí ještě nižší rozptyl vlhkosti. V rámci výzkumu Koch [14] proběhlo měření vlhkosti u 4 dřevo-betonových a 5 dřevěných mostů v Německu. Tato měření probíhala v období cca 1,5 roku a byla naměřena průměrná vlhkost dřeva jednotlivých objektů v rozmezí od 16,3 % do 19,2 % hmotnosti a výkyvy vlhkosti dřeva se pohybovaly zhruba v rozmezí ± 5 %. Měření bylo prováděno u mostů nad vodním tokem i mimo vodní toky, nebyl zjištěn výrazný rozdíl daný přítomností vodního toku. Vzhledem k tomu, že v ČR jsou podobné klimatické podmínky jako ve Švýcarsku a Německu, lze předpokládat, že švýcarské doporučení je aplikovatelné i v našem prostředí.

Podle Handbook 1 [54] se v rozmezí vlhkosti dřeva mezi 5 % a 20 % rozměry dřeva mění lineárně s vlhkostí. V této oblasti se může vlhkovinový přetvoření vypočítat ze vztahu (16), kde h_1 a h_2 jsou rozměry v příslušném směru při příslušných vlhkostech ω_1 a ω_2 , β je součinitel bobtnání (kladný) nebo sesychání (záporný) v %/‰.

$$h_2 = h_1 \left[1 + \frac{\beta}{100} (\omega_2 - \omega_1) \right] \quad (16)$$

Nejsou-li k dispozici hodnoty součinitele bobtnání a sesychání pro určitý druh dřeva, může se použít přibližná hodnota. Pro většinu druhů dřeva včetně smrku, jedle, borovice, modřínu, topolu a dubu mohou být pro technické použití uvažovány hodnoty $\beta_0 = 0,01$ a $\beta_{90} = 0,2$. Ve statickém výpočtu lze zohlednit výkyvy vlhkosti pomocí náhradního teplotního zatížení vyvolávajícího adekvátní přetvoření dřevěného trámu. Změna vlhkosti dřeva o 1 % vyvolává přetvoření dřeva odpovídající teplotní změně 20 °C (při uvažování součinitele délkové teplotní roztažnosti dřeva $\alpha_T = 0,000005$ m/m/K).

Podle výzkumů Schänzlin [72] dochází u spřažených dřevo-betonových konstrukcí k časově rozdílnému vývoji dotvarování u obou materiálů. Zatímco u betonu proběhne 90 % dotvarování v období 3-7 let, u dřeva probíhá dotvarování výrazně pomaleji. Díky tomu je většinou dosaženo maximální napětí ve dřevěném trámu v období 3-7 let. Pokusil jsem se v parametrické studii kvantifikovat účinky dotvarování na přerozdělení vnitřních sil v konstrukci pro oba materiály odděleně. Podrobněji jsem se problematice rozdílného časového vývoje dotvarování u dřeva a betonu ve své práci nevěnoval, stálo by za to ji v budoucnu prověřit.

3.2.6 Teplotní zatížení

Pro stanovení účinků teplotního zatížení jsem vycházel z aktuálně platné normy pro zatížení teplotou ČSN EN 1991-1-5 [44]. Podle této normy (Kap. 6 Teplotní změny u mostů) se pro stanovení účinků teplotního zatížení rozlišují 3 základní typy nosných konstrukcí mostů: ocelová, ocelobetonová a betonová. Zatížení teplotou se dělí na dvě základní složky – rovnoměrná a rozdílová složka teploty. Rovnoměrná složka závisí na minimální a maximální teplotě, používá se pro výpočet délkové teplotní roztažnosti. Rozdílová složka teploty

reprezentuje rozdílnou teplotu po výšce průřezu vlivem oteplení či ochlazení horního povrchu a pro její stanovení jsou definovány dva postupy – lineární (konzervativnější) a nelineární (měl by se používat pro návrh mostních konstrukcí v ČR).

Dřevo, beton a ocel mají rozdílné vlastnosti z hlediska teplotní roztažnosti a tepelné vodivosti. Beton je více citlivý na teplotní zatížení než dřevo. Součinitele délkové teplotní roztažnosti dřeva ve směru vláken, betonu, UHPC a oceli jsou v poměru cca – 5:10:11:12, viz Tab. 9. V případě, že není teplotní roztažnosti nijak bráněno, mění UHPC svoji délku více než dvojnásobně oproti dřevu. Vlivem spřažení obou materiálů tedy dochází k významným vnitřním pnutím vlivem změny teploty. Rovnoměrná složka teploty vyvolává přídatná namáhání konstrukce vzhledem k rozdílné teplotní roztažnosti dřeva a betonu.

Tab. 9: Součinitel délkové teplotní roztažnosti pro vybrané stavební materiály

Součinitel délkové teplotní roztažnosti	α_T
	m/m/K
Dřevo dle EC5 [47]	0,000005
Běžný beton dle EC2 [45]	0,000010
UHPC dle Metodika 1 KÚ [58], AFGC [35]	0,000011
Ocel	0,000012

V normě EC1-1-5 [44] není zmínka, jakým způsobem zohlednit rozdílovou složku teploty v případě dřevěných či dřevo-betonových mostních konstrukcí, proto jsem vycházel z následujících úvah.

Dřevo má výrazně nižší tepelnou vodivost oproti betonu a oceli. Tepelná vodivost je schopnost daného materiálu vést teplo, představuje rychlost, s jakou se teplo šíří z jedné zahřáté části látky do jiných, chladnějších částí a je charakterizována součinitelem tepelné vodivosti. Součinitel tepelné vodivosti λ konstrukčního dřeva se pohybuje v rozmezí cca 0,18-0,49 v závislosti na vlhkosti dřeva, tvrdosti dřeva a směru šíření vzhledem k orientaci vláken, součinitel tepelné vodivosti betonu je 1,5 a oceli 73. Je tedy zřejmé, že se betonová deska ohřívá v závislosti na teplotě okolního prostředí cca 3x až 7x rychleji než dřevěný trám.

Vzhledem k charakteru řešené mostní konstrukce – materiály s rozdílným součinitelem tepelné vodivosti, tenká deska mostovky z UHPC spřažená s vysokými dřevěnými trámy je dle mého názoru mnohem výstižnější uvažovat rozdílovou složku teploty jako rozdíl v rovnoměrné složce teploty mezi hlavními nosnými prvky podle kap. 6.1.6 z EC1-1-5 [44]. Rozdíly teplot mezi různými prvky nosné konstrukce se podle normy mají uvažovat ± 15 °C, zatímco lineární rozdílová teplota $+15$ °C a -8 °C. Horní povrch mostu se vlivem přímého oslunění ohřívá mnohem rychleji (zejména v létě) než ochlazuje, a proto jsem uvažoval, že mostovka může být teplejší o 15 °C a pouze o 8 °C chladnější oproti dřevěným trámům.

Pokud je spřažení příliš tuhé a rozpětí velké, vznikají příliš velká namáhání od teploty a vlhkosti. Ceccotti [2] doporučuje pro větší rozpětí navrhovat méně tuhé spřahovací prostředky. Respektive navrhovat takové konstrukce, kde je vrstva betonu důležitá především pro redukci průhybů a ne již pro redukci napětí v dřevěném trámu.

3.2.7 Posouzení příčný směr

Pro stanovení tloušťky desky mostovky je rozhodující její namáhání v příčném směru. Průřez mostovky nad trámy je pro přenos zatížení v příčném směru oslaben otvory pro sprážen. Ačkoliv budou otvory ve finálním stavu vyplněny zálivkou z UHPC, nelze již uvažovat s jejich nosnou funkcí. Pro posouzení ohybové únosnosti mostovky v oblasti nad trámy, tedy v místě maximálního záporného ohybového momentu, jsem proto uvažoval redukovanou šířku průřezu oslabenou o šířku otvorů. Z výsledků experimentů (viz kap. 5.2.3) navíc vyplynulo, že v případě betonáže desky v poloze, ve které bude osazena do konstrukce, je její únosnost pro záporné momenty navíc o cca 20 % nižší. Z této úvahy jsem vycházel při rozmístění nosných dřevěných trámů v příčném řezu.

Pro posouzení konstrukcí z UHPC zavádí Metodika 2 [59] klasifikaci založenou na reziduální pevnosti po vzniku první trhliny odvozenou ze zkoušky trámů 700x150x150 mm ve třibodovém ohybu podle ČSN EN 14651 [49]. Rozlišují se takzvané třídy reziduální pevnosti, do kterých se materiál zařadí na základě vyhodnocení podílu napětí f_{R3k}/f_{R1k} , hodnota napětí f_{R1k} odpovídá rozevření trhliny $C_{MOD1}=0,5$ mm, hodnota napětí f_{R3k} odpovídá rozevření trhliny $C_{MOD3}=3,5$ mm. Pokud je podíl pevností menší než 1, jedná se o materiál s tahovým změkčením, pokud je větší než 1, jedná se o materiál s tahovým zpevněním. Charakteristická střední hodnota pevnosti UHPC v tahu za ohybu f_{ctm} , minimální a maximální hodnoty pevnosti $f_{ctk,min}$ a $f_{ctk,max}$ mohou být odvozeny podle vzorců (17). Během současného přechodného období v ČR (než budou vydány normy) se musí pro stanovení charakteristických hodnot ve vzorcích uvažovat pro návrh konstrukcí $f_{R1k} = f_{R3k}$.

$$f_{ctm} = 0,7 \cdot f_{R1k} \quad ; \quad f_{ctk,min} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad ; \quad f_{ctk,max} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (17)$$

3.2.8 Dynamické posouzení konstrukce

Pro dynamické posouzení je podle ČSN EN 1990 v první fázi potřeba ověřit vlastní frekvence nosné konstrukce. V případě, že se vlastní frekvence nacházejí mimo nebezpečnou oblast (vlastní frekvence pro svislé kmitání vyšší než 5 Hz, pro vodorovné a krouživé kmitání vyšší než 2,5 Hz), není nutno se kmitáním dále zabývat. V opačném případě je nutno posoudit kritéria pohody chodců pomocí ověření hodnot zrychlení kmitání (jsou předepsány limitní maximální hodnoty zrychlení kmitání pro svislá a vodorovná kmitání). Pokud jsou limitní hodnoty z hlediska pohody chodců splněny, konstrukcí vyhoví. V opačném případě je nutno navrhnout speciální opatření, např. tlumiče kmitání.

Podle Ceccotti [2] jsou sprážené dřevo-betonové konstrukce relativně vysoce tlumeny – poměrný útlum cca 2 % (damping ratio) oproti dřevěným konstrukcím s poměrným útlumem cca 1 % a pro dynamické výpočty je vhodné navýšit tuhost konstrukce o 10 %. Podle EC5 [47] se má pro dřevěné konstrukce bez mechanických spojů uvažovat poměrný útlum 1 % a pro dřevěné konstrukce s mechanickými spoji poměrný útlum 1,5%.

3.3 Parametrická studie

Parametrickou studii jsem provedl za účelem vyhodnocení vlivu změny jednotlivých vstupních parametrů (okrajových podmínek) na chování mostní konstrukce tvořené trámy z lepeného lamelového dřeva a tenkou prefabrikovanou mostovkou z UHPC s poddajným sprážením tvořeným smykovými lištami s navařenými smykovými trny. Oproti běžným spráženým dřevo-betonovým konstrukcím je v případě aplikace UHPC betonová deska výrazně tenčí, tužší a mnohem méně dotvaruje. Zabýval jsem se zejména vlivem změny reologických vlastností (redukce modulu pružnosti mostovky, redukce modulu pružnosti dřevěných trámů a s tím související redukce modulu prokluzu spoje), porovnáním účinků nesilových zatížení způsobených změnou teploty a vlhkosti pro různá rozpětí, vlivem změny některých materiálových a průřezových charakteristik jednotlivých částí průřezu, vyhodnocením dynamického chování konstrukce pro různá rozpětí.

3.3.1 Vstupní údaje

Parametrickou studii jsem rozdělil na 2 části. V rámci první části jsem vyhodnocoval vliv změny vybraných parametrů na chování sprážené konstrukce pro konstrukci s rozpětím 15 m pomocí programu využívajícího Y-metodu, který jsem vytvořil v programu Excel. V druhé části jsem provedl analýzu pro výpočet účinků nesilových zatížení na příhradovém modelu vytvořeném v programu SCIA Engineer pro rozpětí 9,5, 14,5 a 19,5 m (odpovídající délkám konstrukce cca 10, 15 a 20 m). Parametrickou studii jsem provedl pro navržený mostní systém se dvěma trámy z lepeného lamelového dřeva a mostovkou tvořenou z prefabrikovaných univerzálních panelů konstantní tloušťky. Pro všechna rozpětí je tedy aplikována mostovka stejného průřezu - šířky 3300 mm a tloušťky 60 mm, přičemž průřez dřevěných trámů je variabilní v závislosti na rozpětí. Výšky trámů pro jednotlivá rozpětí v parametrické studii jsem určil na základě aplikace stejné hodnoty štíhlosti konstrukce jako v případě navržené zkušební konstrukce s rozpětím 9,5 m (viz statický výpočet v příloze P1). Vzhledem k požadavkům na přenesení vyšší podélné smykové síly spráhovacími prostředky s rostoucím rozpětím konstrukce jsem navrhl s rozpětím odstupňované také šířky trámů. Zvětšením šířky trámu se zvětší i šířka ozubu a tím se dosáhne vyšší únosnosti spráhovacího systému. Pro účely parametrické studie jsem uvažoval vždy stejný modul prokluzu pro všechna rozpětí a pro všechny spráhovací prvky. V následující tabulce jsem shrnul uvažované vstupní charakteristiky a geometrii konstrukce pro jednotlivá rozpětí.

Tab. 10: Geometrie konstrukce pro aplikovaná rozpětí a poměr složek zatížení se změnou rozpětí

Model	L [m]	h_c [m]	h_t [m]	h [m]	z [m]	b_t [m]	b_c [m]	q_{fk} [kN/m]	g [kN/m]	$g+q_{fk}$ [kN/m]
Y-metoda	15,0	0,06	0,75	0,81	0,405	0,30	3,30			
SCIA-1	9,5	0,06	0,45	0,51	0,255	0,30	3,30	15,00	8,21	23,21
SCIA-2	14,5	0,06	0,72	0,78	0,390	0,35	3,30	14,10	8,73	22,83
SCIA-3	19,5	0,06	0,99	1,05	0,525	0,40	3,30	13,26	9,38	22,64

Se změnou rozpětí se mění rozměry konstrukce a tím také poměr jednotlivých složek zatížení. S rostoucím rozpětím roste zatížení vlastní tíhou z důvodu zvětšování průřezu trámu, zároveň se ale snižuje požadavek normy EC1-2 [44] na velikost dopravního zatížení chodci, pro mostní konstrukce je možno použít redukci rovnoměrného zatížení davem lidí v závislosti na rozpětí. Jak je patrné z tabulky, hodnota celkového zatížení v tomto případě s rostoucím rozpětím klesá. Vstupní hodnoty nesilového zatížení teplotou a vlhkostí zůstávají stejné, s rostoucím rozpětím se ale výrazně zvětšují vynucená namáhání konstrukce, viz kap. 3.3.5.

Jako výchozí materiály jsem uvažoval LLD třídy GI24h a UHPC 110/130. Uvažované moduly pružnosti a prokluzu včetně součinitelů dotvarování jsem shrnul do Tab. 11. Pro dřevo jsem uvažoval třídu provozu 3. Zohlednění vlivu dotvarování redukcí modulu pružnosti a prokluzu jsem provedl podle postupu uvedeného v kapitole 3.2.4.

Tab. 11: Uvažované vstupní materiálové charakteristiky

Čas	E_T	k_{def}	E_c	$\phi_{(\infty, t0)}$	K_{ser}	K_u
	[GPa]	[-]	[GPa]	[-]	[kN/mm]	[kN/mm]
UDP	11,6	-	49,6	-	220,0	146,7
KŽ	3,9	2	19,8	1,5	80,0	53,3

3.3.2 Vliv změny materiálu a rozměrů dřevěné části průřezu

Vliv změny výšky trámu na přerozdělení vnitřních sil je patrný z Tab. 12. Čím nižší je výška trámu, tím větší normálová síla je generována v obou částech spřaženého průřezu a zároveň vzniká menší momentové namáhání obou částí. Redukcí výšky trámu dochází dále k většímu namáhání spřahovacích prostředků a k redukci tuhosti průřezu, která znamená vyšší průhyb. Obecně je z hlediska posouzení pro trám i desku příznivější vyšší normálová síla a menší moment, protože napětí je po výšce průřezu jednotlivých částí rovnoměrněji rozděleno.

Tab. 12: Vliv změny výšky dřevěného trámu, rozpětí 15 m

Sledovaný parametr	$h_t = 750$ mm		$h_t = 700$ mm		$h_t = 650$ mm	
	UDP	KŽ	UDP	KŽ	UDP	KŽ
N [kN]	684	699	734,8	749,9	793,2	808,2
M_t [kNm]	152	146	146,9	140,8	141,5	135,8
M_c [kNm]	1,8	2,1	2,2	2,5	2,6	3,0
M_{tot} [kNm]	431	431	428,3	428,3	425,7	425,7
$F_{v,Ed,l}$ [kN]	91	93	91,8	94,1	99,6	101,9
Využití trám	73%	72%	82%	81%	94%	93%
Využití deska	13%	14%	14%	15%	16%	16%
w_{kvazi} [mm]	7,9	22,7	9,3	26,8	11,1	31,9

Vliv změny pevnostní třídy lepeného lamelového dřeva na únosnost konstrukce je patrný z následující Tab. 13, kde jsou procentuálně porovnány rozhodující hodnoty pevností dřeva. Pro únosnost ozubu je rozhodující smyková pevnost a pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny. Ve

většinou případů dochází nejprve ke smykovému porušení ozubu (viz výsledky protlačovacích zkoušek), smyková pevnost roste se změnou třídy LLD o cca 19 %, zatímco tlaková pevnost pouze o cca 9 %. Pro únosnost trámu namáhaného kombinací tahu a ohybu jsou rozhodující tahová pevnost a ohybová pevnost, které se mění o cca 17, respektive 18 %.

Tab. 13: Vliv změny pevnostní třídy lepeného lamelového dřeva na únosnost

Pevnostní třída	Tlaková únosnost ozubu		Smyková únosnost ozubu		Ohybová únosnost trámu		Tahová únosnost trámu	
	$f_{c,0,k}$ [MPa]	Poměr	$f_{v,k}$ [MPa]	Poměr	$f_{m,k}$ [MPa]	Poměr	$f_{t,0,k}$ [MPa]	Poměr
GL24h	24	100%	2,7	100%	24	100%	16,5	100%
GL28h	26,5	110%	3,2	119%	28	117%	19,5	118%
GL32h	29	121%	3,8	141%	32	133%	22,5	136%
GL36h	31	129%	4,3	159%	36	150%	26	158%

Pro konstrukce ve venkovním prostředí zařazené do třídy provozu 3 podle EC5 se očekává redukce pevnosti dřeva cca o čtvrtinu a zvýšení průhybů téměř na dvojnásobek oproti konstrukcím v interiéru, viz následující Tab. 14.

Tab. 14: Vliv změny třídy provozu u lepeného lamelového dřeva na chování konstrukce

Parametr	k_{mod}	únosnost	k_{def}	$1+k_{def}$	průhyb
Třída provozu 1	0,9	100%	0,6	1,6	100%
Třída provozu 2	0,9	100%	0,8	1,8	113%
Třída provozu 3	0,7	78%	2	3	188%

3.3.3 Vliv tuhosti spřažení

Z Tab. 15 je patrné, že při kolísání modulu prokluzu poblíž hodnoty $K_{ser} = 220$ kN/m (průměrný modul prokluzu na základě protlačovacích zkoušek) nedochází k výraznému ovlivnění únosnosti konstrukce.

Tab. 15: Vliv změny modulu prokluzu, rozpětí 15 m

Sledovaný parametr	$K_{ser}=10$ kN/mm		$K_{ser}=110$ kN/mm		$K_{ser}=220$ kN/mm		$K_{ser}=330$ kN/mm		$K_{ser}=1000$ kN/mm	
	UDP	KŽ	UDP	KŽ	UDP	KŽ	UDP	KŽ	UDP	KŽ
K_u [kN/mm]	6,7	2,4	73,3	26,7	147	53,3	220	80,0	293	107
N [kN]	271	288	638	654	684	699	701	715	725	738
M_t [kNm]	317	310	171	163	152	146	145	139	136	130
M_c [kNm]	3,8	4,5	2,1	2,4	1,8	2,1	1,7	2,0	1,6	1,9
M_{tot} [kNm]	431	431	431	431	431	431	431	431	431	431
$F_{v,Ed,1}$ [kN]	36	38	85	87	91	93	93	95	95	96
Využití trámu	97%	96%	76%	75%	73%	72%	72%	71%	71%	70%
Využití deska	39%	56%	13%	13%	13%	14%	13%	14%	13%	14%
w_{kvazi} [mm]	16	46	9	25	8	23	8	22	7	21

Obecně s rostoucím modulem prokluzu klesá průhyb (w_{kvazi}), zvyšuje se namáhání spřahovacích prostředků ($F_{v,Ed,1}$) a zároveň se snižuje využití trámu při posouzení na kombinaci

ohybu a normálové síly. U betonové desky dochází při malém modulu prokluzu $K_{ser} = 10 \text{ kN/m}$ k tahovému namáhání spodní strany desky vlivem převažujících účinků ohybového momentu nad tlakovou normálovou silou, v ostatních variantách již byla deska tlačena.

3.3.4 Vliv změny reologických vlastností

Z porovnání v Tab. 16 je patrné, že v případě spřažené dřevo-betonové konstrukce tvořené prefabrikáty z UHPC má dominantní vliv na přerozdělení vnitřních sil dotvarování dřeva. Snížení tuhosti dřevěného trámu (Var 2 - redukce modulu pružnosti dřeva vlivem dotvarování) znamená redukci momentu v trámu, navýšení momentu v desce, zvýšení normálové síly v obou částech = vyšší namáhání spřahovacích prostředků a vyšší průhyb. Snížení tuhosti dřeva způsobuje příslušnou redukci modulu prokluzu spřahovacích prostředků (Var 3), která znamená redukci normálové síly v obou částech průřezu = menší namáhání spřahovacích prostředků a zároveň vyšší momentové namáhání obou částí a zvýšení průhybu. Snížení tuhosti betonové desky (Var 4 redukce modulu pružnosti betonu vlivem dotvarování) znamená redukci ohybového momentu v desce, navýšení ohybového momentu v trámu a oproti redukci tuhosti dřevěné části naopak snížení normálové síly v obou částech = menší namáhání spřahovacích prostředků a vyšší průhyb. Podle výzkumů Schänzlina [72] dochází u spřažených dřevo-betonových konstrukcí k časově rozdílnému vývoji dotvarování u obou materiálů. Zatímco u betonu proběhne 90 % dotvarování v období 3-7 let, u dřeva probíhá dotvarování výrazně pomaleji. Var 5 se blíží ke stavu, který podle Schänzlina [72] nastává po 3-7 letech, kdy proběhne většina z celkového dotvarování betonu a naopak pouze malá část z celkového dotvarování dřeva, jedná se o fázi, kdy je dřevěný trám nejvíce namáhán. Var 6 reprezentuje stav na konci životnosti, kdy plně proběhlo dotvarování dřeva, betonu i spřahovacích prostředků.

Tab. 16: Vliv účinků dotvarování na přerozdělení vnitřních sil v konstrukci s rozpětím 15 m

Sledovaný parametr	Var 1	Var 2	Var 3	Var 4	Var 5	Var 6
	$t = 0$	-	-	-	$t = 3-7 \text{ let}$	$t = 100 \text{ let}$
E_t [GPa]	11,6	3,9	3,9	11,6	11,6	3,9
E_c [GPa]	49,6	49,6	49,6	19,8	19,8	19,8
K_u [kN/mm]	146,7	146,7	73,3	146,7	83,8	53,3
N [kN]	636,9	714,4	694,6	556,5	531,4	651,1
M_t [kNm]	141,7	108,1	115,9	175,1	185,2	135,7
M_c [kNm]	1,7	3,9	4,1	0,8	0,9	2,0
M_{tot} [kNm]	401,3	401,3	401,3	401,3	401,3	401,3
$F_{v,Ed,I}$ [kN]	84,9	95,3	92,6	74,2	70,9	86,8
$w_{(6.10)}$ [mm]	27,1	62,1	66,0	33,5	35,5	78,0
Využití trám	68%	63%	64%	73%	75%	67%
Využití deska	12%	16%	17%	10%	9%	13%

Ačkoliv snížení tuhosti kterékoliv části spráženého průřezu znamená vždy navýšení průhybu, přerozdělení vnitřních sil v důsledku redukce tuhosti jednotlivých dílčích částí probíhá rozdílně.

3.3.5 Účinky nesilových zatížení

Vzhledem k rozdílnému součiniteli délkové teplotní roztažnosti dřeva a betonu jsou účinky rovnoměrného oteplení prostě uložené konstrukce analogické jako při oteplení pouze mostovky, s tím rozdílem, že účinky rovnoměrného oteplení jsou nižší, protože jsou úměrné rozdílu mezi součiniteli délkové teplotní roztažnosti betonu a dřeva, kdežto účinky při oteplení pouze mostovky jsou úměrné součiniteli délkové teplotní roztažnosti betonu.

Oteplení konstrukce vyvolává navýšení podélné síly do spřahovacích prostředků, navýšení normálové síly (v betonu tlak, ve dřevě tah) při současném snížení ohybového momentu (záporný ohybový moment) oproti účinkům od vlastní tíhy a dochází k redukci průhybu respektive k nadvýšení konstrukce.

Oteplení konstrukce je příznivé z hlediska posouzení mostovky a dřevěného trámu, působí ovšem nepříznivě z hlediska spřahovacích prostředků. Při ochlazení dochází k nepříznivému tahovému namáhání mostovky na koncích mostu a k navýšení ohybového namáhání dřevěných trámů.

V případě změny vlhkosti dřeva dochází ke změně objemu dřeva, což vyvolává v podélném směru analogické účinky jako v případě aplikace teplotních účinků. Nárůst vlhkosti vyvolává obdobné účinky jako ochlazení konstrukce (respektive desky mostovky) a pokles vlhkosti jako oteplení.

U nesilových zatížení je tedy patrný rozdíl v účincích oproti silovým zatížením, silová zatížení způsobují současný nárůst normálové síly i ohybového momentu, kdežto u nesilových zatížení dochází při nárůstu normálové síly k redukci ohybového momentu a naopak.

Tab. 17: Účinky změny teploty pro různá rozpětí v porovnání s ostatními složkami zatížení

	$L = 9,5 \text{ m}$				$L = 14,5 \text{ m}$				$L = 19,5 \text{ m}$			
	$\Delta t+$	$\Delta t-$	g	q_{fk}	$\Delta t+$	$\Delta t-$	g	q_{fk}	$\Delta t+$	$\Delta t-$	g	q_{fk}
N_t [kN]	97,1	-95	126,9	221,3	181	-177	206,9	319	274,3	-268,3	294,7	373,6
	77%	-75%	100%	174%	87%	-86%	100%	154%	93%	-91%	100%	127%
M_t [kNm]	-24,7	24,1	16,4	28,6	-70,5	69	46,5	69,4	-144	140,9	105,9	134,2
	-151%	147%	100%	174%	-152%	148%	100%	149%	-136%	133%	100%	127%
$F_{v,l}$ [kN]	36,9	-35,4	19,7	34,6	52,9	-51,8	21,9	32,9	67	-65,5	23,8	30,2
	187%	-180%	100%	176%	242%	-237%	100%	150%	282%	-275%	100%	127%
w [mm]	-9,6	9,4	6,1	10,7	-13,8	13,5	8,9	13,3	17,3	-16,9	12,3	15,6
	-157%	154%	100%	175%	-155%	152%	100%	149%	141%	-137%	100%	127%

Poměr účinků od kombinace obou složek teplotního zatížení (rovnoměrná a rozdílová složka teploty, $\Delta t+$ rovnoměrné oteplení o $29,5^\circ\text{C}$ při současně teplejší mostovce o 15°C , $\Delta t-$ rovnoměrné ochlazení o 36°C při současně chladnější mostovce o 8°C) vzhledem k účinkům stálých zatížení g a rovnoměrnému zatížení chodci q_{fk} jsem vyhodnotil pro vybraná rozpětí

v Tab. 17. Vyhodnocení jsem provedl z hlediska vlivu na normálovou sílu N_b , moment ve dřevěném trámu M_t , zatížení poslední řady spráhovacích prostředků $F_{v,l}$ a průhyb uprostřed rozpětí w . Je zřejmé, že teplotní zatížení má zásadní vliv z hlediska celkových účinků, s rostoucím rozpětím je vliv teplotních zatížení vyšší. Účinky teplotního zatížení převyšují účinky stálého zatížení ve všech porovnávaných parametrech mimo normálové síly. Pro návrh spráhovacích prostředků představuje teplotní zatížení dokonce rozhodující proměnné zatížení.

Účinky nesilových zatížení v případě spřažené konstrukce s využitím UHPC jsou větší než v případě aplikace běžného betonu. Materiál UHPC má o cca 10 % vyšší součinitel délkové tepelné roztažnosti a cca o třetinu vyšší modul pružnosti oproti běžnému betonu (C30/37). Vzhledem k tenké desce mostovky v případě aplikace UHPC jsem uvažoval rozdílovou složku teploty pomocí teplotního rozdílu mezi různými nosnými prvky (mezi trámem a mostovkou), což je méně příznivé oproti zohlednění rozdílové složky nelineárním postupem v případě běžných tlouštěk mostovky z betonu normálních pevností. V případě aplikace UHPC je vlastní tíha konstrukce výrazně nižší než v případě klasických spřažených dřevo-betonových konstrukcí s betonem normálních pevností, a proto jsou i účinky teplotního zatížení v poměru ke stálému a celkovému zatížení výrazně vyšší.

3.3.6 Vliv změny rozpětí na dynamické chování konstrukce

Vliv změny rozpětí na dynamické chování konstrukce jsem vyhodnotil na základě porovnání vlastních frekvencí konstrukce pro vybraná rozpětí 9,5, 14,5 a 19,5 m, viz Tab. 18. Z porovnání je zřejmé, že s rostoucím rozpětím dochází ke snižování vlastních frekvencí. Z hlediska posouzení konstrukce jsou kritické vlastní frekvence nižší než 5 Hz, pro které je nutno ověřit kritéria pohody chodců, pro vlastní frekvence pohybující se v oblasti nad 5 Hz není vyžadováno speciální dynamické posouzení.

Tab. 18: Vlastní frekvence konstrukce

	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]
$L = 9,5$ m	7,45	11,02	19,58
$L = 14,5$ m	6,15	8,85	15,23
$L = 19,5$ m	5,19	6,97	12,15

4. Experimentální analýza spřažení

Tato kapitola je zaměřena na provedení a vyhodnocení protlačovacích zkoušek inovativního způsobu spřažení pro mostní konstrukci tvořenou dřevěnými trámy spřaženými s prefabrikovanou mostovkou z UHPC, který je tvořen pomocí ocelových lišt zabudovaných do dřevěných trámů se smykovými trny v betonové části. Kapitola dále zahrnuje analytickou predikci, numerickou a experimentální analýzu pro ověření mechanických charakteristik aplikovaného spřahovacího systému.

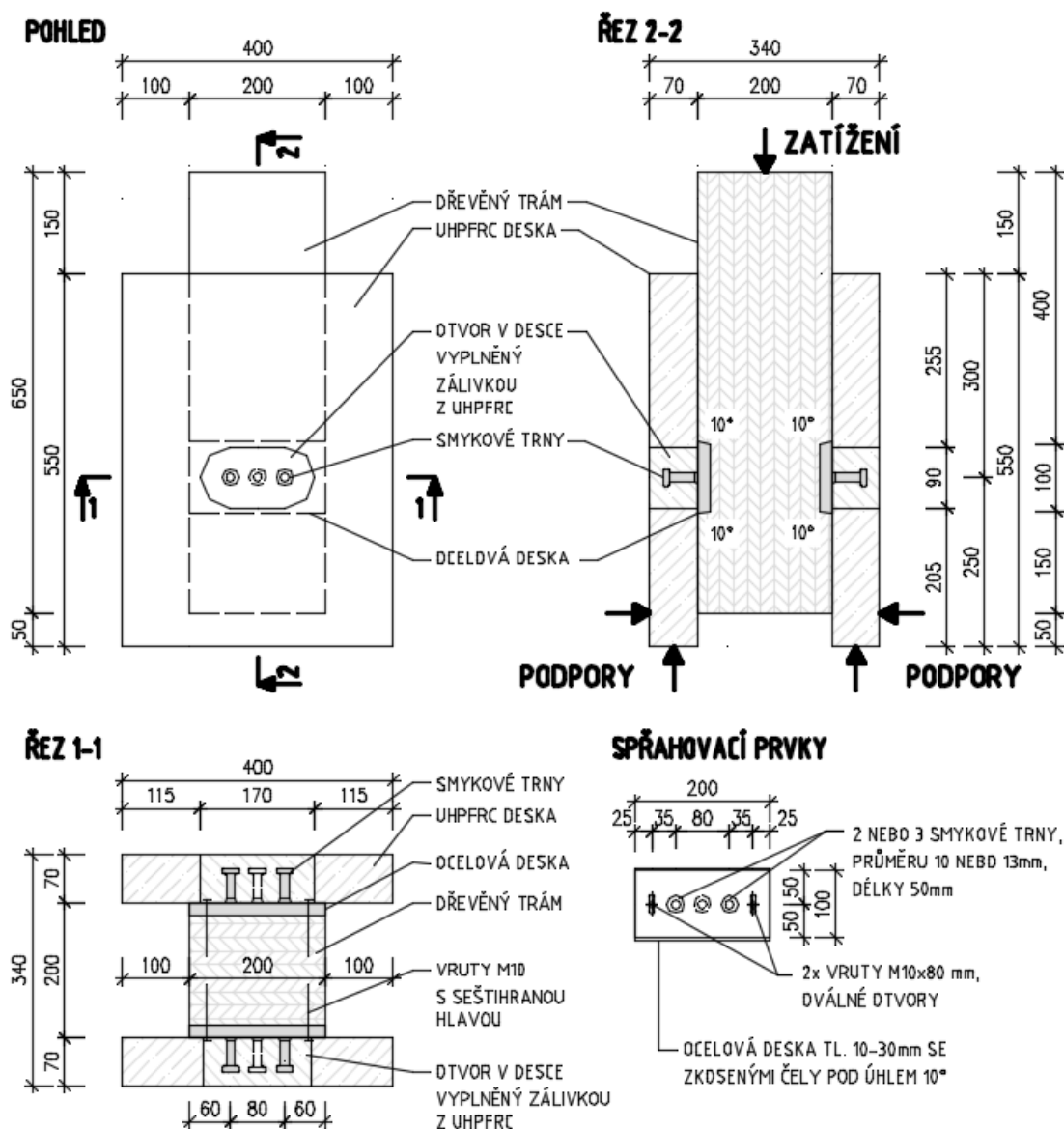
4.1 Popis experimentálního programu

V rámci vývoje technologie spřažených dřevo-betonových konstrukcí s využitím prefabrikovaných mostovkových segmentů z UHPC jsem navrhl a testoval speciální způsob spřažení. Za účelem zjištění únosnosti a tuhosti navrženého spřahovacího systému byly provedeny krátkodobé protlačovací zkoušky. Vzhledem k více možným způsobům porušení tohoto systému jsem navrhl zkoušková tělesa ve více variantách, aby bylo dosaženo různých způsobů porušení. Na základě výsledků experimentů jsem potom verifikoval numerické modely a analytické predikce.

4.1.1 Geometrie zkušebních těles

Pro provedení protlačovací zkoušky je možno volit více různých konstrukčních uspořádání s jednou či se dvěma smykovými rovinami. U těles s jednou střížnou rovinou je obtížnější zachytit přídatná namáhání z důvodu excentrického zatížení, proto byla aplikována symetrická zkušební tělesa se dvěma styčnými spárami. Určitou nevýhodou těles se dvěma smykovými rovinami je možnost asymetrického porušení.

Zkušební tělesa (viz Obr. 31) byla složena ze dvou prefabrikovaných desek z UHPC stejných rozměrů - tloušťky 70 mm, výšky 550 mm a šířky 400 mm a dřevěného trámu z lepeného lamelového dřeva průřezu 200x200 mm a délky 650 mm umístěného uprostřed mezi nimi. Do dřevěného trámu byly do kapes osazeny spřahovací prvky tvořené ocelovou deskou půdorysných rozměrů 100x200 mm a tloušťky 10-30 mm se dvěma až třemi navařenými smykovými trny průměru 10 nebo 13 mm. Spřahovací prvky byly do dřevěného trámu upevněny pomocí dvojice vrutů, které fixovaly k sobě obě spřažené části a zajistily přenos případné tahové síly ve spáře. Základní délka dřevěného ozubu byla navržena 400 mm, hloubka ozubu se pohybovala od 10 do 30 mm. Čela ozubů byla zkosena pod úhlem 10°. Prefabrikované desky byly opatřeny otvory pro osazení na spřahovací prvky. Otvory o velikosti 170 x 90 mm jsem navrhl se zaoblenými rohy, aby byl eliminován vrubový efekt. Otvory byly po osazení desek na spřahovací trny zality zálivkou z UHPC.



Obr. 31: Geometrie typického zkušebního tělesa

4.1.2 Varianty zkušebních těles

Jak jsem již zmínil, v případě tohoto kombinovaného systému sprážení s ozubem ve dřevěné části a se smykovými trny v betonové části průřezu může nastat více způsobů porušení. Celková únosnost systému sprážení je odvislá od únosnosti jeho dílčích částí. Návrh sprážení lze uzpůsobit v závislosti na plánovaném porušení, které může nastat v oblasti trnů nebo ve dřevě. Navrhl jsem proto různé varianty zkušebních těles, aby bylo dosaženo různých typů porušení, viz Tab. 19. Řadu K12 jsem zvolil jako referenční, v tabulce je vyznačena zeleně. Žlutě podbarvené parametry u ostatních řad značí změny oproti referenční řadě K12. Varianty K10-K30 mají stejnou geometrii, tělesa K31 jsou navržena kratší, s menší délkou dřevěného ozubů. Variovány jsou dále počet smykových trnů (u hlubších ozubů použit větší průměr trnu), stáří zálivky, třída dřeva a hloubka ozubů. Varianty D10-D11 byly zhotoveny dodatečně a byly zatěžovány rozdílně.

Tab. 19: Varianty těles pro krátkodobé protlačovací zkoušky

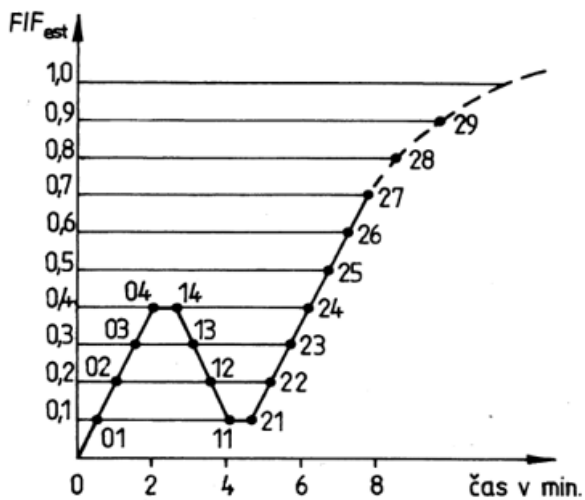
tělesa		ozub dřevo		dřevěný trám			dřevo	smykové trny			zálivka
ozn.	n	t_z	l_z	b	h	l	třída	n	d	h_{sc}	stáří
	[ks]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[ks]	[mm]	[mm]	[dní]
K10	3	20	400	200	200	650	GL24h	2	10	50	1
K11	3	20	400	200	200	650	GL24h	2	10	50	7
K12	3	20	400	200	200	650	GL24h	3	10	50	7
K13	3	20	400	200	200	650	GL32h	3	10	50	7
K20	3	10	400	200	200	650	GL24h	3	10	50	7
K30	3	30	400	200	200	650	GL24h	3	13	50	7
K31	3	30	300	200	200	550	GL24h	3	13	50	7
D10	3	20	400	200	200	650	GL24h	3	10	50	14
D11	3	20	400	200	200	650	GL24h	3	10	50	14

Jako základní pevnostní třídu dřeva jsem zvolil GL24h, a to zejména z důvodu horší dostupnosti lepeného lamelového dřeva vyšších pevnostních tříd lokálního původu na českém trhu. Dřevo třídy GL32h bylo dovezeno ze zahraničí. Jako smykové trny byly použity na trhu běžně dostupné spřahovací trny označované jako kolík s hlavou typu SD délky 50 mm. Vzhledem k tomu, že byla zvolena protlačovací zkouška se dvěma smykovými rovinami, měla by být tělesa ideálně symetrická, aby došlo k porušení na obou stranách současně. Z tohoto důvodu byla tělesa sestavována ve svislé poloze na rovném povrchu (finální poloze pro zkoušení), aby bylo zajištěno rovnoměrné dosednutí desek na podložku. Aby bylo stáří zálivky otvorů (respektive mechanické materiálové charakteristiky UHPC) na obou stranách tělesa stejné, muselo být provedeno zalití otvorů s trny v prefabrikovaných deskách ve svislé poloze (pomocí nálevky ze strany), ačkoliv otvory u finálních panelů budou na stavbě zalévány ve vodorovné poloze. Způsob zalití má vliv na distribuci a orientaci drátků v zálivce, na mechanické vlastnosti v tlaku je ovšem vliv okrajový.

4.1.3 Průběh protlačovací zkoušky

Průběh zkoušky byl následující. Těleso bylo postaveno na betonové desce a z vrchu byl dřevěný trám zatížen hydraulickým lisem. V dolní části tělesa bylo zabráněno bočnímu posunu desek (rozevření desek od sebe) pomocí dvojice ocelových profilů „U“ spojených závitovými tyčemi. Byl měřen posun a síla na hydraulickém válci, dále byly z obou stran dřevěného trámu osazeny snímače posunu do oblasti mezi spřahovací prvky. U těles s označením „K“ byla zkouška řízena posunem s rychlostí zatěžování 0,05 mm/s a zatížení bylo vnášeno přes celou čelní plochu trámu. Toto uspořádání ovšem nebylo ideální, protože u těles, u kterých došlo ke smykovému odtržení dřevěného ozubu, bylo zatížení i po porušení stále přenášeno tlakovou silou na čele usmyknutého ozubu rozepřené o zatěžovací desku. Záznam závislosti síly na pokluzu vykazoval po dosažení únosnosti plastické chování, což neodpovídá skutečnosti, kdy se usmyknutý ozub po porušení již nemá o co rozepřít. Záznamy protlačovacích zkoušek, kde došlo k tomuto zkreslení, jsem proto ukončil po poklesu síly po porušení.

Další tělesa s označením „D“ již byla zkoušena s podložkou mezi trámem a zatěžovací deskou viz Obr. 33, tak aby bylo umožněno volné usmyknutí dřevěného ozubu. Zkoušky těles s označením „D“ byly zatěžovány v souladu s ČSN EN 26 891 [48]. Norma ČSN EN 26 891 [48] předepisuje pravidla pro zjišťování charakteristik únosnosti a přetvoření u spojů s mechanickými spojovacími prostředky. ČSN EN 26 891 [48] předepisuje před zatížením tělesa do porušení zatížení do úrovně $0,4 F_{est}$ (40 % predikované únosnosti) s podržením po dobu 30 s a následným odtižením na úroveň zatížení $0,1 F_{est}$ (10 % predikované únosnosti), viz Obr. 32. Do úrovně $0,7 F_{est}$ (70 % predikované únosnosti) je přírůstek zatížení vnášen konstantní rychlostí (cca $0,2 F_{est}$ za minutu) a poté je již zkouška řízena posunem tak, aby se dosáhlo porušení nebo posunutí 15 mm v průběhu 3-5 minut.



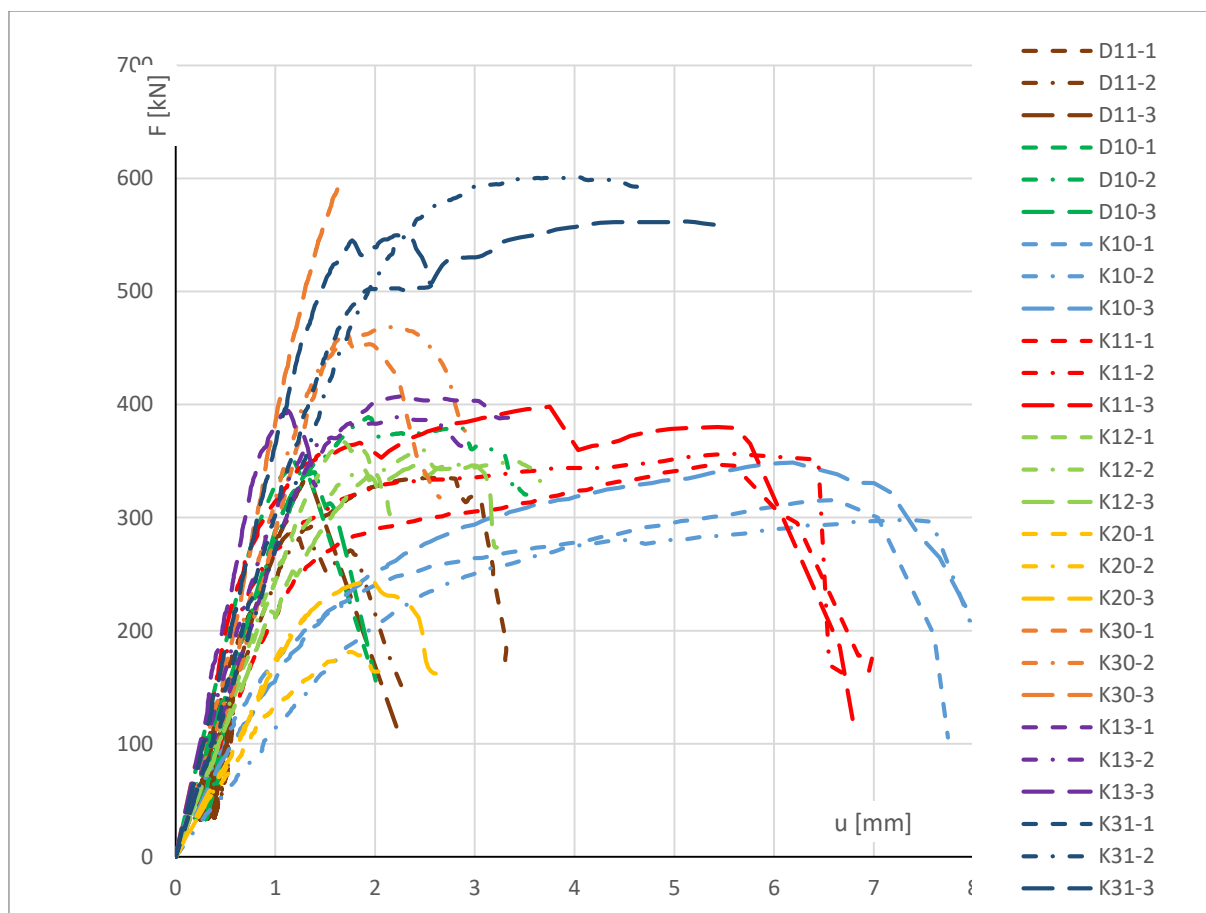
Obr. 32: Předepsaný postup zatěžování podle ČSN EN 26 891



Obr. 33: Zkušební těleso s podložkou před zkouškou a po zkoušce

4.2 Výsledky protlačovacích zkoušek

Výsledky protlačovacích zkoušek jsou záznamy závislosti síly a vzájemného posunu mezi spráženými částmi průřezu. Záznam protlačovací zkoušky představuje závislost přenášené síly na pokluzu v kontaktní spáře. Pro účely zvýšení přehlednosti a relevantnějšího vyhodnocení modulu prokluzu jsem náběh působící síly vyvolaný zatlačením podpor eliminoval posunem asymptoty tak, aby procházela počátkem souřadného systému. Počáteční pozvolný náběh je způsobený dosednutím ve spoji zejména dotlačením ocelové lišty na čelo ozubu a zároveň dosednutím zatěžovací desky na čelo trámu. Ve skutečné konstrukci se jedná pouze o dosednutí ve spoji, tudíž náběh bude menší, navíc bude spoj dotlačen aktivací zatížení vlastní tíhou. Upravené záznamy ze všech protlačovacích zkoušek jsem uvedl na Obr. 34. Z výše zmíněných důvodů jsem moduly prokluzu stanovil z upravených záznamů na základě předpokladu lineárního nárůstu pokluzu do hodnoty $0,4 F_{max}$. Pro porovnání jsem provedl vyhodnocení modulu prokluzu také v souladu s ČSN EN 26 891 [48] pro neupravené záznamy. Neupravené záznamy jsou součástí přílohy.



Obr. 34: Upravené záznamy protlačovacích zkoušek – závislost síly na pokluzu

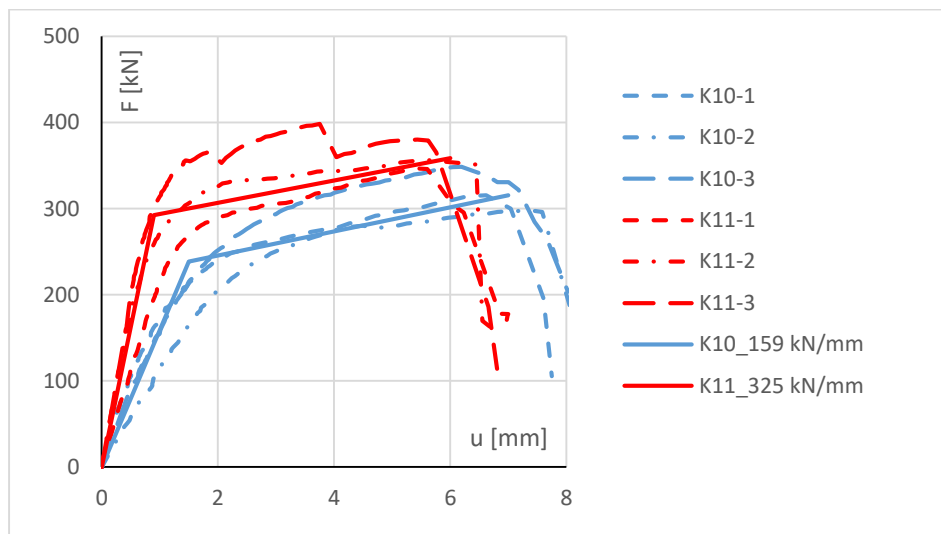
Z porovnání výsledků jednotlivých zkušebních sérií lze vyhodnotit vlivy změny vybraných parametrů na mechanické charakteristiky sprážení – viz Tab. 20.

Tab. 20: Porovnání sledovaných vlivů změny parametrů

Porovnání řad	Sledované vlivy
K10 x K11	stáří zálivky
K11 x K12	počet trnů a stažení
K12 x K13	třída dřeva
K12 x K20 x K30 (K31)	hloubka ozubu
K30 x K31	délka ozubu
K12 x D10 x D11	vliv cyklů zatížení

4.2.1 Porušení trnů a stáří zálivky (K10 x K11)

Řady K10 a K11 byly dimenzovány na porušení smykových trnů stříhem. Na Obr. 36 je znázorněno typické porušení řad K10 a K11 usmyknutím spřahovacích trnů v oblasti nad svarem. U obou zkušebních řad byla použita stejná geometrie a stejné spřahovací trny, tělesa se lišila pouze ve stáří zálivky. Řada K10 byla zkoušena v čase 1 den po zalití trnů, řada K11 v čase 1 týden po aplikaci zálivky. Průměrná pevnost zálivky v tlaku na krychlích o hraně 100 mm odpovídala cca 50 MPa v čase 1 den a cca 115 MPa v čase 7 dní. Z výsledků protlačovacích zkoušek (viz Obr. 35 a Tab. 22) je patrné, že vzorky se zálivkou stáří 7 dní (K11) vykazovaly v průměru o cca 14 % vyšší únosnost než vzorky se zálivkou stáří 1 den (K10). Z diagramu závislosti síly F na pokluzu u je patrná i cca 2x vyšší tuhost vzorků K11.



Obr. 35: Upravený záznam protlačovacích zkoušek řad K10 a K11



Obr. 36: Typické porušení řad K10 a K11 usmyknutím spřahovacích trnů v oblasti nad svarem

Tab. 21: Průměrné materiálové charakteristiky použité UHPC zálivky

Čas od betonáže		Pevnost v tlaku		
		Těleso 100x100x100	Těleso 160x40x40	Poměr pevností
dny	hodiny	MPa	MPa	-
1	24	50	55	0,909
7	168	105	115	0,913

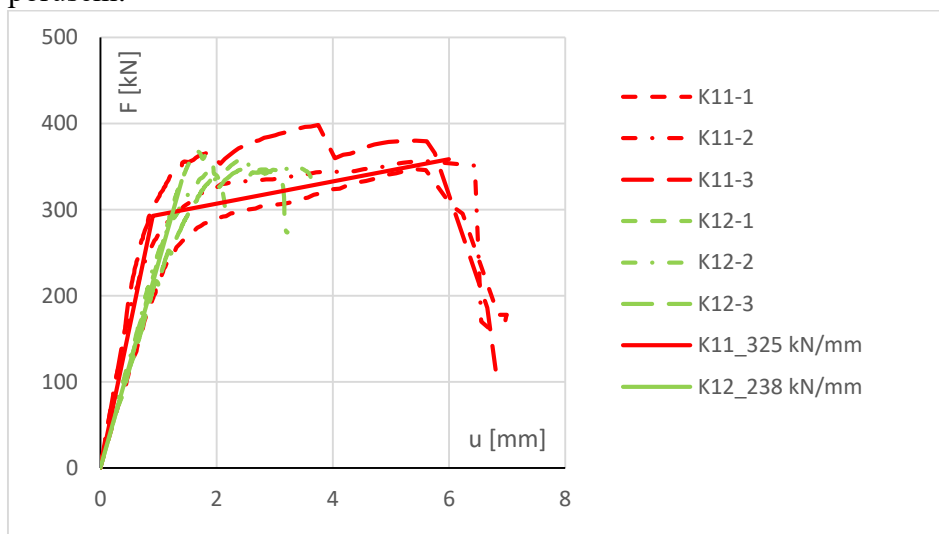
Tab. 22: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K10 a K11

	K_i	K_s	K_s'	F_{MAX}
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]
K10-1	141,6	178,9	198,2	315,7
K10-2	83,0	103,1	115,0	298,3
K10-3	111,0	117,9	163,6	348,6
K10 průměr	111,9	133,3	158,9	320,8
K11-1	125,4	153,7	220,2	346,9
K11-2	293,6	240,6	370,3	356,4
K11-3	303,9	458,9	384,3	398,3
K11 průměr	240,9	284,4	325,0	367,2
K11/K10	215%	213%	204%	114%

K_i počáteční modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
 K_s modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
 K_s' modul prokluzu z uprav. pracovních diagramů
 F_{MAX} maximální dosažená síla

4.2.2 Porušení trnů x porušení dřeva (K11 x K12)

Řady K11 a K12 se lišily pouze počtem smykových trnů. U obou zkušebních řad byla použita stejná geometrie a stejné materiály, řada K11 měla na kotevních deskách navařeny 2 trny o průměru 10 mm, řada K12 3 trny. Vzhledem k tomu, že jsem se snažil dimenzovat tělesa z hlediska dosažení únosnosti v oblasti dřeva a betonu vyrovnaně, změna počtu trnů ovlivnila typ porušení. Zatímco řada K11 vykazovala porušení smykových trnů stříhem, u řady K12 došlo k porušení dřeva. Tuhost kontaktu v lineární oblasti a celková únosnost byla u obou sérií podobná. Hlavní rozdíl byl v průběhu pracovního diagramu po porušení. Řada K11 vykazovala pružno-plastické chování se zpevněním. U řady K12 došlo ke smykovému porušení dřeva, která má v zásadě křehký průběh. Vzhledem k tomu, že u řad K nebyly použity podložky umožňující volné usmyknutí ozubu (viz Obr. 37 uprostřed), záznam závislosti síly na pokluzu vykazoval po dosažení únosnosti rovnoměrnou plastickou deformaci, což neodpovídá skutečnosti, kdy se usmyknutý ozub po porušení již nemá o co rozepřít. Záznamy protlačovacích zkoušek, kde došlo k tomuto zkreslení, jsem proto ukončil po poklesu síly po porušení.



Obr. 37: Upravený záznam protlačovacích zkoušek řad K11 a K12



Obr. 38: Vlevo příklad tělesa po porušení usmyknutím trnů, uprostřed příklad tělesa bez podložky po porušení dřeva smykem, usmyknuté ozuby rozepřeny o zatěžovací desku, vpravo příklad tělesa s podložkou na čele trámu umožňující volné usmyknutí ozubu

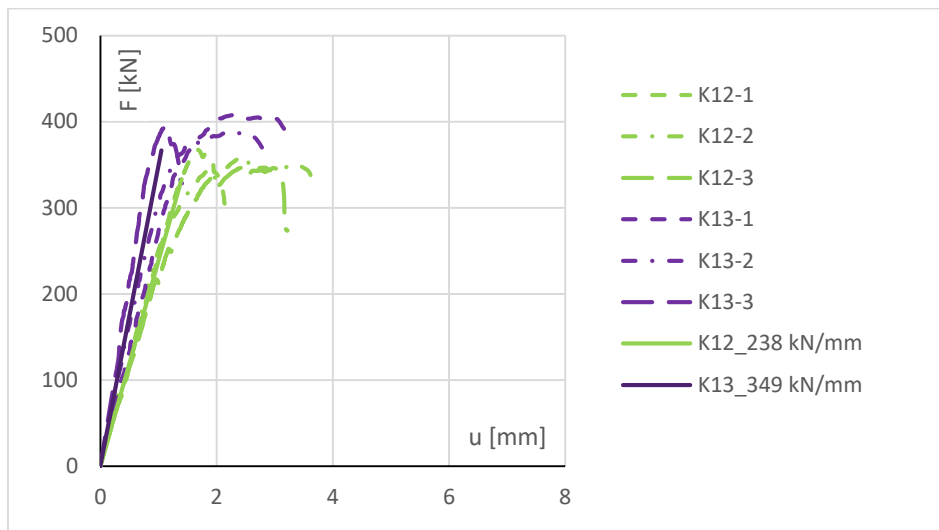
4.2.3 Porušení dřeva a třída dřeva (K12 x K13)

Řady K12 a K13 byly dimenzovány na porušení v oblasti dřeva a lišily se použitou třídou dřeva. Řada K12 byla vyrobena z lepeného lamelového dřeva třídy GL24h, řada K13 z lepeného lamelového dřeva třídy GL32h. Pokud srovnáme předpokládané materiálové vlastnosti obou tříd dřeva udávané v normě, hodnota pevnosti v tlaku ve směru rovnoběžném s vlákny pro třídu GL32h je o cca 21 % vyšší, hodnota smykové pevnosti o cca 41 % a průměrný modul pružnosti ve směru rovnoběžném s vlákny o cca 18 % vyšší oproti třídě GL24h. Protlačovací zkoušky jsem doplnil materiálovými zkouškami dřeva pro stanovení vlhkosti a hustoty. Hustota je nejdůležitější fyzikální charakteristikou dřeva, jelikož většina mechanických vlastností je na ní závislá. Hustota dřeva závisí na jeho vlhkosti, protože vlhkost zvyšuje hmotnost a podmiňuje bobtnání objemu. Stanovení vlhkosti a hustoty dřeva jsem provedl podle norem ČSN 49 0103 [37], respektive ČSN 49 0108 [38]. Vlhkost obou vzorků byla cca 10 %. Hustotu jsem přepočtl na hodnotu při vlhkosti 12 %. V Tab. 23 je porovnání charakteristických hodnot hustoty pro jednotlivé pevnostní třídy a průměrných naměřených hodnot při vlhkosti dřeva 12 %.

Tab. 23: Porovnání charakteristických hodnot hustoty z normy a změřených průměrných hodnot

Pevnostní třída	EC5 ρ_k		Zkouška ρ_{mean}	
	[kg/m ³]	-	[kg/m ³]	-
GL24h	380	100%	422	100%
GL32h	430	113%	500	118%

Rozdíly mezi oběma sériemi jsou patrné z následujícího obrázku a tabulky. Tělesa K13 s vyšší pevnostní třídou dřeva vykazovala o cca 50 % vyšší tuhost a o 10 % vyšší únosnost. Naměřené rozdíly je vzhledem k malému počtu vzorků ovšem nutno brát s rezervou. Série K11 s nižším počtem trnů oproti K12 a dodatečně provedené série D10 a D11 z GI24h, které se lišily od K12 pouze stářím zálivky (pevnost zálivky pro D10 a D11 vyšší cca o 10% oproti K12), vykazovaly vyšší tuhosti (větší modul prokluzu) než K12.



Obr. 39: Upravený záznam protlačovacích zkoušek řad K12, K13

Tab. 24: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K12 a K13

	K_i	K_s	K_s'	F_{MAX}
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]
K12-1	108,3	207,4	241,8	371,1
K12-2	195,7	228,9	246,0	371,8
K12-3	126,9	194,7	226,1	352,3
K12 průměr	143,6	210,3	238,0	365,1
K13-1	176,0	197,9	269,0	421,8
K13-2	252,4	281,6	332,4	394,6
K13-3	241,0	443,4	446,4	389,0
K13 průměr	223,2	307,6	349,2	401,8
K13/K12	155%	146%	147%	110%

K_i počáteční modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
 K_s modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
 K_s' modul prokluzu z uprav. pracovních diagramů
 F_{MAX} maximální dosažená síla

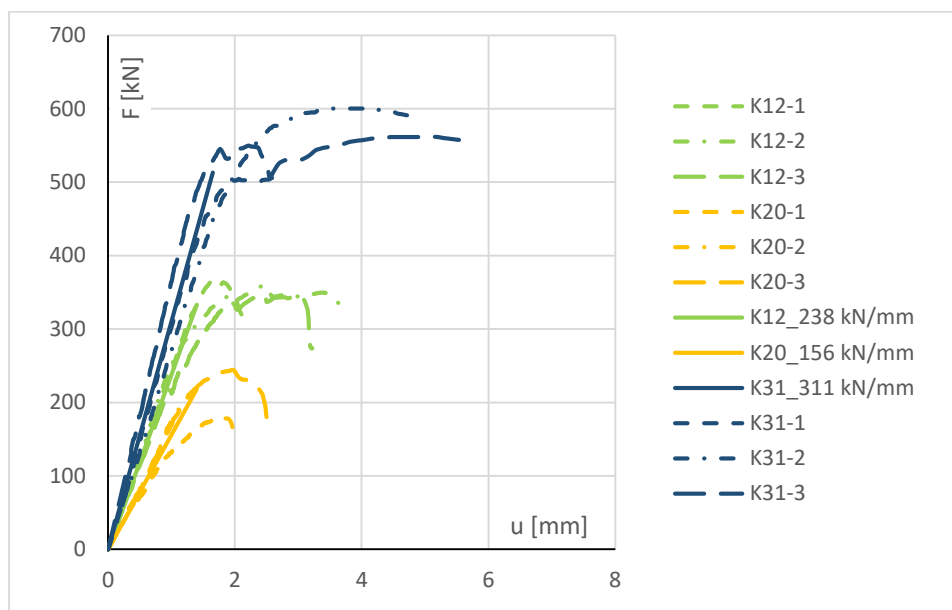
4.2.4 Porušení dřeva a délka ozubu (K30 x K31)

Řady K30 a K31 byly dimenzovány na porušení dřeva a lišily se pouze délkou ozubu. Řada K30 měla ozub délky 400 mm a řada K31 délky 300 mm. Řada K30 měla bohužel u dvou těles ze tří chybně navařeny smykové trny a u těchto těles došlo k odtržení trnů v ploše svaru. Máme tedy k dispozici pouze výsledek z jednoho tělesa, u kterého byl během zkoušky navíc vyčerpán rozsah zatížení stroje. Zkouška musela být přerušena, těleso odtíženo a po přenastavení rozsahu stroje bylo těleso zatíženo znovu do dosažení únosnosti. V obou

případech byla délka ozubu delší než kritická délka ozubu pro výpočet únosnosti ozubu, rozdíl v únosnosti by neměl být proto patrný. Toto porovnání se tedy nepovedlo.

4.2.5 Porušení dřeva a hloubka ozubu (K12 x K20 x K31)

Řady K12, K20 a K31 byly dimenzovány na porušení v oblasti dřeva a lišily se hloubkou ozubu. Řada K31 měla z důvodu předpokládané vyšší únosnosti osazeny trny o průměru 13 mm, zatímco řady K12 a K20 měly trny o průměru 10 mm. Řada K20 byla vyrobena s ozubem výšky 10 mm, K12 s ozubem výšky 20 mm a K31 s ozubem výšky 30 mm. Rozdíly v únosnosti byly v poměru 1:1,6:2,4 a v zásadě se blížily poměru nominálních rozměrů čel jednotlivých typů ozubů 1:2:3. Tuhosti jednotlivých zkušebních řad byly v podobném poměru cca 1:1,6:2,2.



Obr. 40: Upravený záznam protlačovacích zkoušek řad K12, K20 a K31

Tab. 25: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K12, K20 a K31

	K_i	K_s	K_s'	F_{MAX}
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]
K20-1	97,4	93,7	140,9	195,3
K20-2	90,3	145,3	162,3	254,6
K20-3	100,1	125,9	164,0	244,5
K20 průměr	95,9	121,6	155,7	231,5
K12-1	108,3	207,4	241,8	371,1
K12-2	195,7	228,9	246,0	371,8
K12-3	126,9	194,7	226,1	352,3
K12 průměr	143,6	210,3	238,0	365,1
K12/K20	150%	173%	153%	158%
K31-1	192,9	304,0	301,7	509,3
K31-2	221,0	262,6	270,5	601,0
K31-3	219,1	330,5	359,7	561,9
K31 průměr	211,0	299,0	310,6	557,4
K31/K20	220%	246%	199%	241%

K_i počáteční modul prokluzu podle ČSN EN 26 891

K_s modul prokluzu podle ČSN EN 26 891

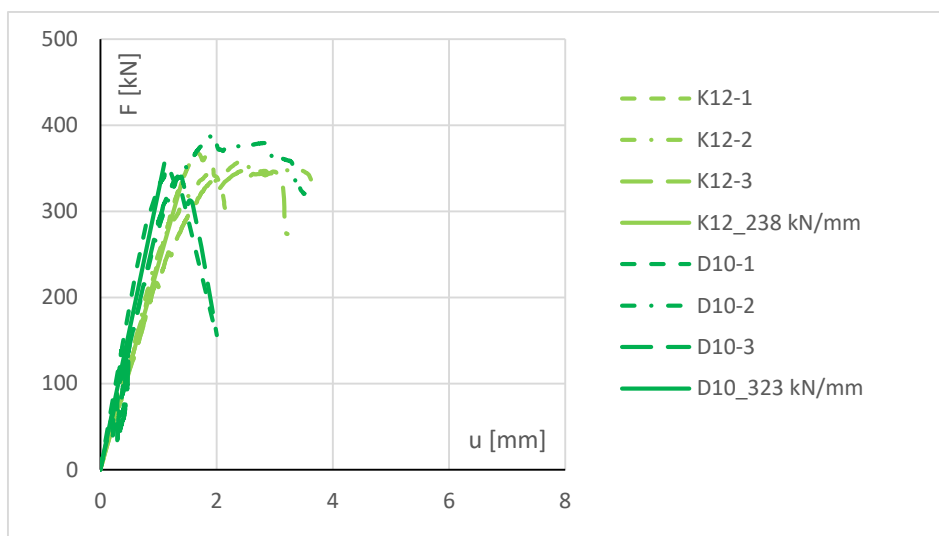
K_s' modul prokluzu z uprav. pracovních diagramů

F_{MAX} maximální dosažená síla

4.2.6 Vliv opakovaného zatížení a podložení (K12 x D10 x D11)

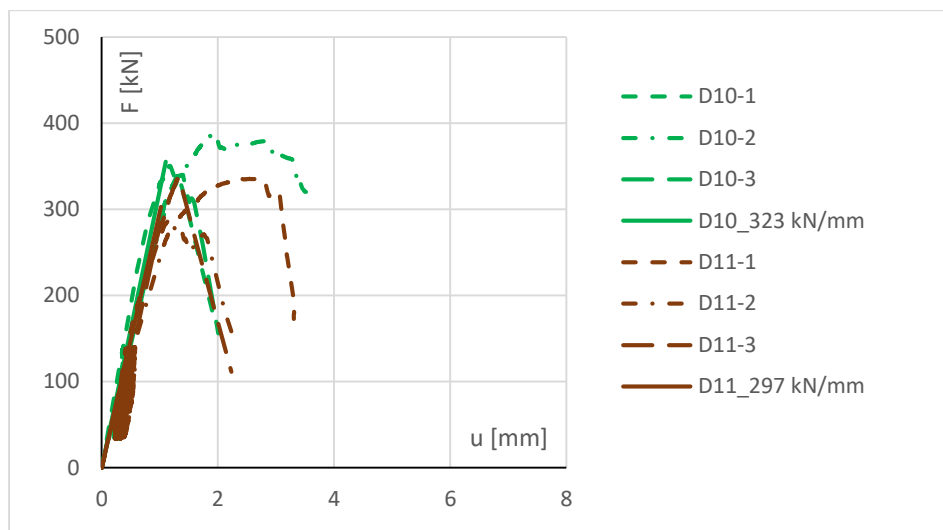
Řady K12, D10 a D11 byly navrženy se shodnou geometrií, lišily se v rozdílném postupu aplikace zatížení. V případě K12 byla zálivka stáří 7 dní a u D10 a D11 stáří 14 dní, pevnost zálivky byla u D10 a D11 vyšší cca o 10% oproti K12. U těles s označením „K“ byla zkouška řízena posunem s konstantní rychlostí zatěžování 0,05 mm/s. Řada D10 byla zatěžována podle ČSN EN 26 891 [48], nejprve bylo aplikováno zatížení do úrovně $0,4 F_{est}$ (40 % predikované únosnosti) s následným odtížením na úroveň zatížení $0,1 F_{est}$ a teprve potom následovalo zatížení do porušení. Do úrovně zatížení $0,7 F_{est}$ (70 % predikované únosnosti) bylo zatížení vnášeno konstantními přírůstky, poté byla zkouška řízena posunem. Únosnost F_{est} byla stanovena na základě výsledků K12 na hodnotu 340 kN. Řada D11 vycházela z postupu podle ČSN EN 26 891 [48], ale bylo provedeno více cyklů zatížení do úrovně $0,4 F_{est}$ s následným odtížením do $0,1 F_{est}$ (celkem 4 cykly) před zvyšováním zatížení do porušení. Tato úprava byla provedena z důvodu, abychom se více přiblížili realitě ve skutečné konstrukci. (Tento postup vychází z experimentů Simon [69]).

Zatížení u těles s označením „K“ bylo vnášeno přes celou čelní plochu trámu. Tento způsob zatížení není výstižný v případě smykového porušení dřevěného ozubu, a proto byly u těles řad D10 a D11 použity podložky na čelech trámu, viz Obr. 38 vpravo.



Obr. 41: Upravený záznam protlačovacích zkoušek řad K12 a D10

Ze záznamů závislosti síly na pokluzu protlačovacích zkoušek řad K12 a D10 je patrné, že po provedení cyklu zatížení do úrovně 40 % předpokládané únosnosti a následném odtížení před zahájením zatěžování tělesa do porušení vykazuje spoj znatelně vyšší tuhost, viz elastický modul pružnosti v Tab. 26. U těles D10 a D11 byl zaznamenán modul prokluzu vyšší oproti tělesům K12, což by mohlo částečně souviset s o cca 10 % vyšší pevností zálivky. Únosnost těles D10 a D11 byla naopak nižší oproti K12. Mezi jedním a více cykly zatížení do 40 % únosnosti a následném odtížení před zatížením do porušení nebyl shledán patrný rozdíl. Jednotlivé moduly prokluzu vyhodnocené podle ČSN EN 26 891 [48] a z upravených materiálových diagramů jsou uvedeny v Tab. 26.



Obr. 42: Upravený záznam protlačovacích zkoušek řad D10 a D11

Tab. 26: Porovnání modulů prokluzu a únosnosti zkušebních řad K12, D10 a D11

	K_i	K_s	K_s'	K_e	F_{MAX}
	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]
K12-1	108,3	207,4	241,8		371,1
K12-2	195,7	228,9	246,0		371,8
K12-3	126,9	194,7	226,1		352,3
K12 průměr	143,6	210,3	238,0		365,1
D10-1	380,8	423,2	380,8	650,6	350,4
D10-2	113,1	295,1	295,3	551,4	388,8
D10-3	158,9	275,5	293,9	582,2	340,1
D10 průměr	217,6	331,3	323,3	594,7	359,8
D10/K12	152%	157%	136%		99%
D11-1	284,5	260,3	317,1	505,7	335,4
D11-2	115,4	381,4	284,5	554,7	281,8
D11-3	115,4	287,5	287,8	473,7	336,2
D11 průměr	171,8	309,7	296,5	511,3	317,8
D11/K12	120%	147%	125%		87%

K_i počáteční modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
 K_s modul prokluzu podle ČSN EN 26 891
 K_s' modul prokluzu z uprav. pracovních diagramů
 K_e elastický modul prokluzu
 F_{MAX} maximální dosažená síla

4.2.7 Celkové zhodnocení

Výsledky ze všech protlačovacích zkoušek jsem shrnul do následujících přehledných Tab. 27 a Tab. 28. Z porovnání je patrné, že modul prokluzu stanovený podle empirického vztahu (4) z normy ČSN EN 26 891 [48] byl ve většině případů nižší oproti modulu prokluzu stanovenému z upravených grafů (eliminací pozvolného náběhu posunem asymptoty viz popis výše). Je patrné, že únosnosti řad K11, K12, D10, D11 s víceméně stejnými parametry byly vyrovnané, řada K12 vykazovala o cca třetinu nižší tuhost oproti ostatním K11, D10, D11, které byly vyrovnanější.

Tab. 27: Vyhodnocené moduly prokluzu zkušebních těles

Zk. řada / Těleso	Modul prokluzu podle ČSN EN 26 891 K_s [kN/mm]								
	K10	K11	K12	K13	K20	K30	K31	D10	D11
1	179	154	207	198	94	200	304	423	260
2	103	241	229	282	145	262	263	295	381
3	118	459	195	443	126	292	331	275	287
Průměr	133	284	210	308	122	251	299	331	310
Zk. řada / Těleso	Modul prokluzu z upravených pracovních diagramů K_s' [kN/mm]								
	K10	K11	K12	K13	K20	K30	K31	D10	D11
1	198	220	242	269	141	265	302	381	317
2	115	370	246	332	162	292	271	295	284
3	164	384	226	446	164	355	360	294	288
Průměr	159	325	238	349	156	304	311	323	296
K_s'/K_s	119%	114%	113%	114%	128%	121%	104%	98%	96%

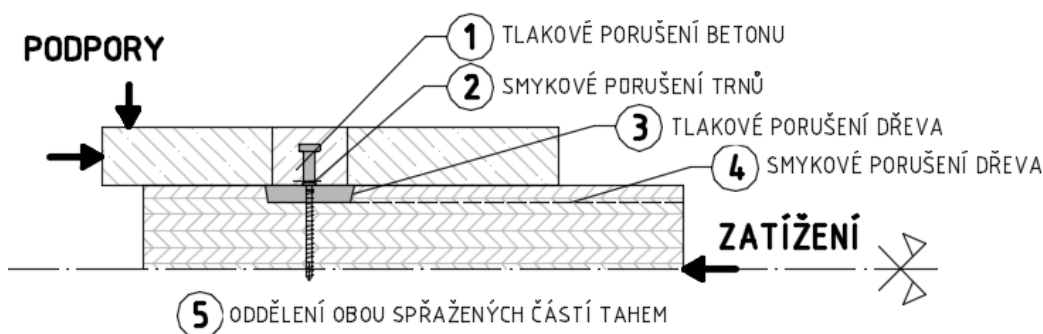
Tab. 28: Naměřené únosnosti zkušebních těles

Zk. řada / Těleso	Maximální dosažená síla F_{max} [kN]								
	K10	K11	K12	K13	K20	K30	K31	D10	D11
1	316	347	371	422	195	-	509	350	335
2	298	356	372	395	255	-	601	389	282
3	349	398	352	389	245	700	562	340	336
Průměr	321	367	365	402	231	700	557	360	318

4.3 Analytická predikce

Při výpočtu únosnosti spřahovacího systému jsem vycházel z aktuálně platných norem pro navrhování konstrukcí ze dřeva ČSN EN 1995 [47] a ČSN 73 1702 [41] (modifikovaný překlad německé normy DIN1052:2004 pro navrhování dřevěných konstrukcí), z normy pro navrhování spřahovaných konstrukcí ČSN EN 1994 [46] a dále z odborné literatury.

V případě systému spřahení pomocí ozubů tvořených ocelovými deskami s navařenými trny mohou nastat následující způsoby porušení: tlakové porušení betonu v oblasti smykového trnu (1), porušení smykového trnu stříhem (2), tlakové porušení dřeva na čele ozubu (3), smykové porušení dřeva, které se projeví odštípnutím dřevěného ozubu (4) nebo odtržení betonové desky tahem (5). Možné způsoby porušení jsou znázorněny na Obr. 43.



Obr. 43: Možné způsoby porušení zvoleného systému spřahení

4.3.1 Porušení v oblasti dřeva

Musí být ověřena tlaková napětí na čele ozubu a smykové napětí na ploše ozubu, jinak řečeno se jedná o posouzení zapuštění na otlačení a usmyknutí dřevěného ozubu.

Usmyknutí dřevěného ozubu

V souladu s ČSN EN 1995 [47] velikost síly na usmyknutí / odštípnutí dřevěného ozubu závisí na velikosti smykové plochy dané délkou ozubu l_z a šířkou trámu b a na pevnosti dřeva ve smyku $f_{v,k}$, viz vzorec (18), kde γ_M dílčí součinitel spolehlivosti materiálu dřeva a k_{mod} součinitel vlivu doby trvání zatížení a vlhkosti na pevnost dřeva.

$$P_{V,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} \cdot b \cdot l_z \quad (18)$$

Výpočet únosnosti ozubu při porušení smykem se provádí bez započtení příznivého působení příčného tlaku, který vzniká ve spáře mezi spráženými prvky od svislého zatížení vlastní tíhou desky a od užitečného zatížení, protože zejména u mostů může docházet vlivem teplotního zatížení k tahovým namáháním ve spáře.

Rozložení smykového napětí po délce smykového ozubu ve skutečnosti není konstantní, což lze v dnešní době jednoduše dokázat pomocí numerické simulace. Od určité hraniční délky ozubu nemá zvyšování jeho délky vliv na velikost únosnosti ozubu pro porušení smykem, protože špička smykového napětí zůstává stále stejná a mění se pouze rozložení smykového napětí po délce ozubu (viz Obr. 44). Zatímco u kratších ozubů je rozložení smykového napětí na konci ozubu spíše konstantní, u delších ozubů klesá k nule. Vztah hraniční délky ozubu $L_{cr} = 8 t_z$, kde t_z je hloubka ozubu, byl odvozen již v roce 1950. Pro délky ozubu kratší než L_{cr} lze využít pro stanovení únosnosti plnou délku ozubu, pro delší ozuby je nutno pro výpočet uvažovat maximální délku rovnou L_{cr} .



Obr. 44: Vliv délky smykového ozubu na průběh smykového napětí z numerického výpočtu, vlevo krátký ozub $l_z < L_{cr}$, vpravo dlouhý ozub $l_z > L_{cr}$, převzato z [68]

Podle normy ČSN 73 1702 [41], která byla vydána v roce 2007 a je platná pro navrhování a posuzování dřevěných konstrukcí souběžně s EC5 [47], lze pro výpočet únosnosti ozubu uvažovat maximální délku ozubu $L_{cr} = 8 t_z$, kde t_z je výška ozubu (Tesařský spoj). V normě ČSN EN 1995 [47] ovšem doporučení pro maximální délku ozubu, kterou lze uvažovat pro výpočet smykové únosnosti ozubu, chybí (EC5 neobsahuje kapitolu věnující se tesařským spojům). Je zřejmé, že v případě zanedbání omezení maximální délky ozubu pro výpočet, dochází u ozubů o délce l_z větší než hraniční délka L_{cr} k nebezpečnému poddimenzování detailu zapuštění z hlediska smykového namáhání! Ani v Handbooku 2 - Navrhování dřevěných konstrukcí podle Eurokódu 5 [55] není žádná zmínka o maximální délce ozubu, kterou lze uvažovat při posouzení smykového napětí pro předpoklad rovnoměrného rozdělení napětí po

ploše ozubu, ačkoliv je v této příručce (na str. 103) uveden příklad výpočtu „Posouzení šikmého jednoduchého zapuštění“.

Z konstrukčního hlediska byla podle původní české normy pro navrhování dřevěných konstrukcí ČSN 73 1701 [40] (zrušená v roce 2008) doporučena minimální délka ozubu 200 mm z důvodu zamezení vzniku trhlin z vysychání. Tento požadavek není v aktuálně platných normách uveden.

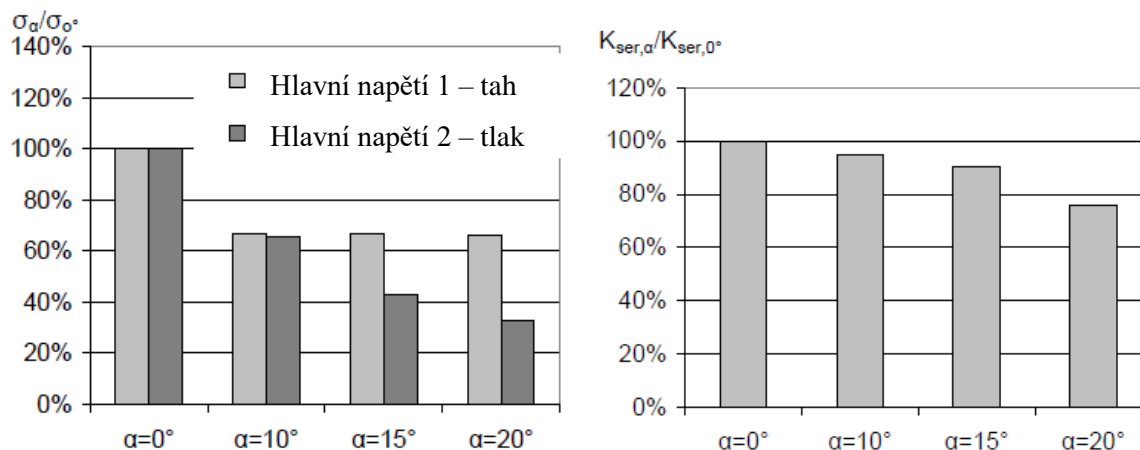
Tlakové porušení na čele ozubu

Únosnost dřevěného ozubu v tlaku závisí v souladu s normou ČSN EN 1995 [47] na velikosti tlačené čelní plochy ozubu dané hloubkou ozubu t_z a šířkou ozubu b , dále závisí na sklonu čela ozubu α a na pevnosti dřeva v tlaku pod úhlem k vláknům $f_{c,\alpha,k}$. Výpočet návrhové únosnosti dřevěného ozubu v tlaku se provede podle vztahu (19).

$$P_{C,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{c,\alpha,k} \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \frac{t_z}{\cos \alpha} \quad (19)$$

Z hlediska zvýšení únosnosti ozubu je příznivé mírné zkosení jeho čela. Zkosením čela ozubu se redukuje lokální extrémní napětí na spodní části ozubu a zároveň dojde vlivem příčných tlakových napětí ke zvýšení smykové únosnosti ozubu tím, že je smyková plocha ozubu přitlačována. Doporučuje se zkosení čela ozubu pod úhlem cca 10° vzhledem ke kolmici k ose trámu, viz např. Koželouh [57].

Vliv sklonu čela ozubu na velikosti lokálních extrémů a mechanické charakteristiky ozubu je patrný z numerických simulací. Např. Michenfelder [68] modelovala v programu ANSYS různé sklony čela ozubu, aby vyhodnotila vliv zkosení ozubu na redukci hlavních napětí (lokálních extrémů) ve dřevěném trámu a zároveň vliv na redukci modulu prokluzu, viz Obr. 45. V případě zkosení čela ozubu o 10° jsou extrémní napětí redukována o cca jednu třetinu a pokles modulu prokluzu je přitom v řádu pouze cca 5 %. Při dalším zvyšování úhlu zkosení čela ozubu dochází k poklesu tuhosti ozubu, extrémní hlavní tahové napětí zůstává již stejné.



Obr. 45: Vliv zkosení čela ozubu na extrémní hlavní napětí v ozubu dřevěném trámu a na velikost modulu prokluzu spoje z numerické simulace podle [68]

V normě ČSN 73 1702 [41] se v případě výpočtu pevnosti dřeva v tlaku pod úhlem k vláknům $f_{c,\alpha,k}$ postupuje odlišně oproti ČSN EN 1995 [47], která udává vztah (20). Norma ČSN 73 1702 [41] umožňuje použít pro posouzení napětí na čele zapuštění specifický postup oproti obecnému případu tlaku pod úhlem k vláknům, viz (21). Podle (21) vychází pro třídu Gl24h cca stejná únosnost jako podle (20), pro vyšší pevnostní třídy dřeva je EC5 konzervativnější, např. pro Gl32h vychází podle (21) o cca 5% vyšší únosnost než podle (20).

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (20)$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{v,d}} \sin \alpha \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}} \quad (21)$$

Ve vzorcích (20) a (21) je $f_{c,0,d}$ návrhová pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny, $f_{c,90,d}$ návrhová pevnost v tlaku kolmo k vláknům, $f_{v,d}$ návrhová pevnost ve smyku, α úhel odklonu od vláken.

Vytržení ze dřeva příčným tahem

Proti odtržení desky od trámu tahovou silou jsou smykové lišty uchyceny do dřeva dvojicí vrutů, které jsou navrženy v souladu s požadavkem ČSN EN 1994 [46] tak, aby přenesly tahovou sílu ve spáře o hodnotě alespoň 10 % smykové síly. V případě protlačovací zkoušky nemůže dojít k vytržení spřahovacího systému ze dřeva, protože příčné tahy vznikající z důvodu vzájemné excentricity podpor a zatížení budou přeneseny pomocí ocelových přípravků zabraňujících rozevření desek od sebe (dvojice ocelových profilů „U“ spojených závitovými tyčemi).

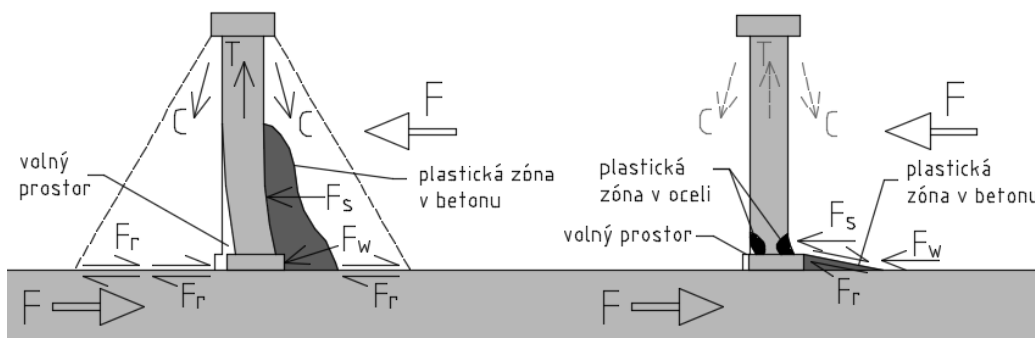
4.3.2 Porušení v oblasti betonu

Únosnost smykových trnů

Únosnost smykových trnů s hlavou lze stanovit pomocí ČSN EN 1994 [46] pro navrhování ocelobetonových konstrukcí. Tato norma pokrývá případy, v nichž je trn namáhán tahovou silou menší než 10% smykové síly. Návrhová únosnost trnů ve stříhu pro běžné typy trnů a betony normálních pevností se stanoví podle vztahu (22), kde f_u je pevnost oceli trnů, d průměr dříku trnu a γ_v dílčí součinitel spolehlivosti materiálu trnů.

$$P_{S,Rd} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi}{4} d^2 \quad (22)$$

Výzkumem chování smykových trnů v případě aplikace vysokohodnotných betonů u spřažených konstrukcí se podrobně zabýval například Döinghaus [61]. Došel k závěru, že chování smykových trnů v mezním stavu únosnosti je v případě betonů normálních pevností a vysokopevnostních betonů značně rozdílné, což je patrné z Obr. 46.



Obr. 46: Porušení smykového trnu v betonu normálních pevností (vlevo) a ve vysokohodnotném betonu (vpravo), překresleno podle Simon [70]

V případě betonů normálních pevností je většina smykové síly v první fázi zatěžování trnu přenesena v oblasti svaru v patě trnu F_w . V důsledku zvyšování zatížení dochází u betonu normálních pevností k lokálnímu zplastizování betonu v oblasti před patou trnu a k přerozdělení zatížení na dřív trnu F_s . Trn je následně namáhán a deformován ohybem. Deformace trnu způsobuje tlakovou sílu C v betonu v oblasti mezi ocelovou přírubou a hlavou trnu, vlastní trn je namáhán odpovídající tahovou silou T . V důsledku tlakové síly dochází ke vzniku tření mezi betonem a ocelovou přírubou F_r . K porušení trnu dojde po vyčerpání jeho únosnosti v kombinaci tahu a smyku.

U betonu vysokých pevností dochází vlivem vyšší pevnosti betonu k tuhému vetknutí trnu a porušení nastává v podstatě výlučně stříhem (smykem). První fáze zatěžování trnu je obdobná jako u betonu normálních pevností, smyková síla je přenášena v oblasti svaru v patě trnu F_w . S rostoucím zatížením dojde k zplastifikování betonového klínu v oblasti před svarem, kterým je trn přivařen k přírubě. V důsledku tuhého vetknutí dřívku dochází k posunu betonové části s trny nad zplastifikovaným klínem jako celku, dojde k aktivaci tření v oblasti zplastifikovaného klínu (F_r). Trn je tedy plasticky deformován pouze v oblasti přímo nad svarem. Trny vykazují s rostoucí pevností betonu obecně vyšší únosnost, ale zároveň méně duktilní porušení. Döinghaus [61] odvodil pro výpočet návrhové únosnosti smykových trnů pro vysokopevnostní betony následující vztah (23). Jedná se o aplikaci normového vztahu (22) doplněnou o příspěvek hmoždinkového efektu svaru trnu, kde h_w je výška svaru, b_w je šířka svaru a f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku.

$$P_{S,Rd} = \frac{1}{\gamma_v} \cdot (0.85 \cdot f_U \cdot \frac{\pi}{4} d^2 + 1.5 \cdot h_w \cdot b_w \cdot f_{ck}) \quad (23)$$

Oproti spřaženým ocelobetonovým konstrukcím dochází u spřažených dřevo-betonových konstrukcí k plastickému otažení dřeva, které umožňuje zatlačení ocelové příruby. Modul pružnosti dřeva (běžně se pohybuje okolo 12 GPa) je výrazně nižší než modul pružnosti oceli (210 GPa). Dle výzkumů Simon [70] bylo u dřevo-betonových konstrukcí proto zřejmě z tohoto důvodu pozorováno i pro betony normální pevnosti chování podobné jako pro betony vysokých pevností – vyšší únosnost trnů bez výrazněji duktilního chování.

Tlakové porušení betonu v oblasti trnů

Tlakové porušení betonu je v případě aplikace UHPC nejméně pravděpodobný způsob porušení. Návrhová únosnost trnů s hlavou pro případ tlakového porušení betonu se podle ČSN EN 1994 [46] stanoví podle vzorce (24), kde je d průměr dřívku trnu, h_{sc} jmenovitá výška trnu, f_{ck} charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku, E_{cm} modul pružnosti betonu, γ_v dílčí součinitel.

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (24)$$

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{pro } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4, \quad \alpha = 1 \quad \text{pro } \frac{h_{sc}}{d} > 4,$$

4.4 Numerická simulace v programu ATENA

V rámci vyhodnocení protlačovacích zkoušek jsem provedl jejich numerické simulace v programu ATENA (Červenka s.r.o.) pro simulaci porušení v oblasti betonu a ANSYS pro simulaci porušení v oblasti dřeva.

4.4.1 Materiálové modely

Program ATENA je velmi účinný nástroj pro simulaci kvazikřehkých, plastických nebo kompozitních materiálů, umožňuje proto výstižně nasimulovat materiály typu beton. Problematictější aplikace je v případě porušení v oblasti dřeva. Dřevo je obecně nehomogenní, nelineární, pravoúhle anizotropní materiál s řadou defektů, jejichž vliv na výslednou pevnost není zanedbatelný. Nejrozšířenější přístup k modelování dřeva s vyhovující shodou se skutečností představuje jeho elastická nebo elastoplastická idealizace na makro úrovni, kdy je dřevo uvažováno jako homogenní spojité médium, charakterizované devíti vzájemně nezávislými konstantami (vždy po třech modulech pružnosti v tahu a ve smyku a třech Poissonových konstantách).

V programu ATENA není primárně k dispozici ortotropní materiálový model. Pro dosažení různých vlastností v různých směrech lze použít materiál doplněný rozptýlenou výztuží. Stejně jako je tomu pro základní materiál, i pro rozptýlenou výztuž jsou k dispozici různé materiálové modely. Tato výztuž se vkládá dodatečně do základního materiálu a lze ji orientovat v určitém směru. Je možno zadat více různých rozptýlených výztuží do jednoho základního materiálu. Tyto výztuže se mohou a nemusí lišit definovaným materiálem výztuže a specifikují se dále procentem vyztužení a směrem působení. Tímto způsobem se zvyšují určité materiálové charakteristiky ve směru rozptýlené výztuže a do značné míry se takto dá modelovat ortotropní chování materiálů.

Dle vyjádření tvůrců programu lze obvykle celkovou odezvu konstrukce postihnout docela realisticky při aplikaci materiálového modelu „3D Nonlinear Cementitious 2“ jako základního materiálu s vhodně definovanými parametry v kombinaci s rozptýlenou výztuží. Jednotlivé parametry obou složek je ovšem třeba postupně vyladit a nemusí nutně reprezentovat

reálné materiálové vlastnosti a charakteristiky. Tento postup simulace materiálu je vyhovující hlavně v případech, kdy k porušení dřeva dojde ve slabším směru nebo vůbec. Složitější způsoby porušení vedou často k nežádoucím vedlejším účinkům a jevům, neboť ortotropie materiálu je zavedená nepřímo. Pro rozptýlenou výztuž je možno uvažovat pouze lineární nebo bilineární materiálový model, není proto možno výstižně postihnout asymetrii chování v tahu a tlaku.

4.4.2 Výpočetní model

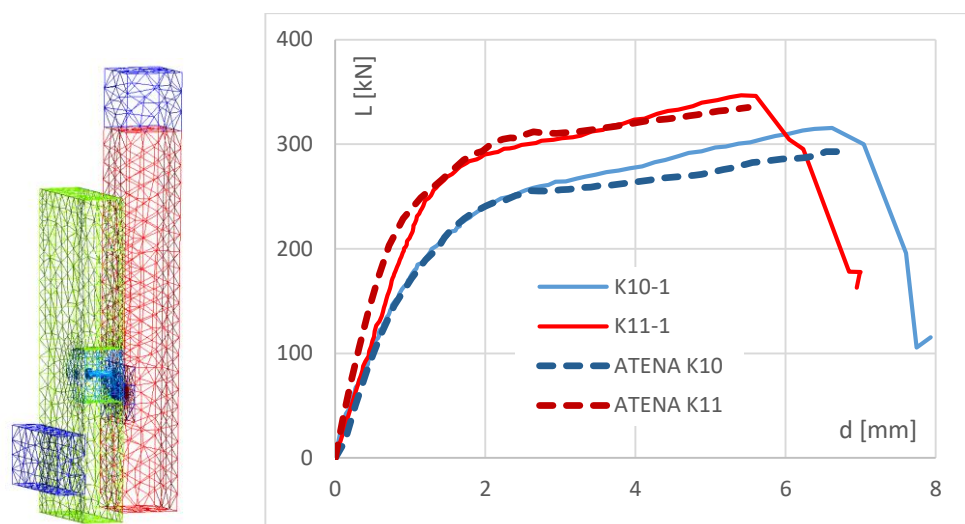
Vzhledem k výše popsaným problémům s porušením v oblasti dřeva jsem použil program ATENA výhradně k simulaci testů s porušením v betonové části spřaženého průřezu. Pro simulaci protlačovacích zkoušek sérií K10 a K11 jsem vytvořil nelineární numerický 3D model. Vzhledem k dvojosé symetrii zkušebního tělesa jsem modeloval pouze čtvrtinu zkušebního tělesa, čímž jsem dosáhl značné redukce počtu konečných prvků. Vzhledem ke komplexnosti modelu jsem použil tetrahedra elementy pro tvorbu sítě.

Pro simulaci materiálu UHPC jsem zvolil materiálový model „Nonlinear Cementitious 2 User“, který při tahovém namáhání využívá model rozetřeného pásu trhlin. Pro tlak je aplikována tříparametrická Menetry-William podmínka plasticity. Popis materiálového modelu je založen na rozložení deformací na elastickou, plastickou a deformaci při vzniku trhlin. Materiálové parametry modelu byly odvozeny z vyhodnocených materiálových zkoušek UHPC, viz kapitola 5.2.4.

Dřevo jsem v tomto případě modeloval homogenním elastickým základním materiálem doplněným lineárně elastickou rozptýlenou výztuží definovanou ve směru vláken. Základnímu materiálu jsem přiřadil nejnižší tuhost kolmo na směr vláken. Tuhost ve směru rovnoběžném s vláknou jsem navýšil přidáním rozptýlené výztuže.

Smykové trny jsem modeloval pomocí bilineárního materiálového modelu “Steel von Mises 3D”. Protože tento materiálový model neobsahuje možnost zadání limitní deformace, musel jsem průběžně monitorovat deformaci trnu, abych určil okamžik porušení trnu, který by měl nastat při relativním protažení o 20 %. Model jsem zatěžoval posunem vnášeným přes ocelovou roznášecí desku na čele trámu. UHPC deska byla na spodní straně fixována ve svislém směru a zboku bylo zabráněno posunu pomocí ocelové roznášecí desky tak, aby to vystihovalo skutečné podepření.

Z grafu na Obr. 47 je patrné, že nelineární numerickou analýzou v programu ATENA lze dosáhnout velmi dobré shody výsledků numerických simulací protlačovacích zkoušek s experimenty. Parametry materiálových modelů jsem naladil pro konkrétní známé výsledky experimentů tak, aby co nejvíce vystihovaly skutečný materiálový diagram konkrétní zkoušky. V případě aplikace numerické simulace pro stanovení modulu pružnosti a únosnosti systému bez provedení protlačovacích zkoušek by bylo na místě provést pravděpodobnostní analýzu.



Obr. 47: Vlevo výpočetní model v programu ATENA, vpravo záznamy protlačovacích zkoušek sérií K10 a K11 doplněné numerickou simulací

4.5 Model rozetřeného spřažení v programu ATENA

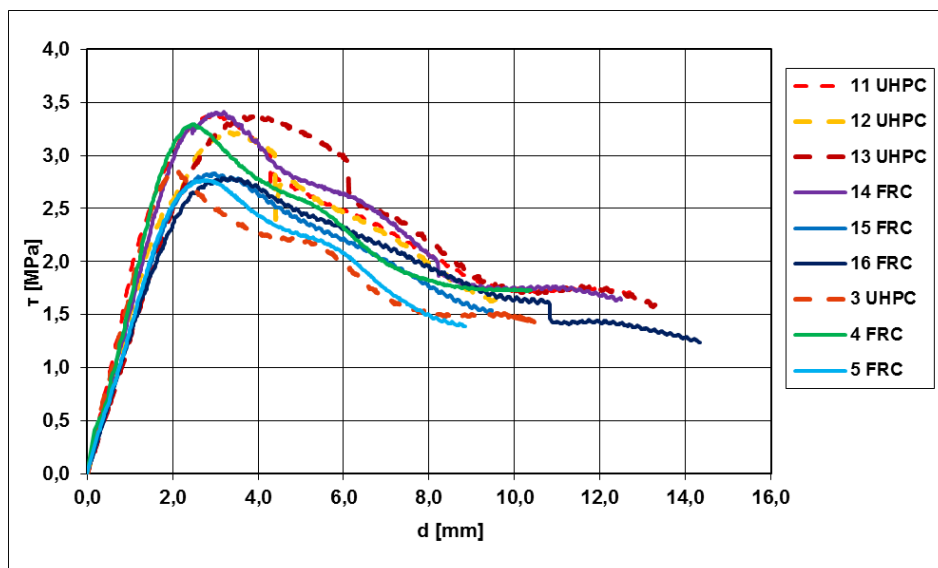
Tuto podkapitolu jsem vložil do tohoto oddílu, ačkoliv se přímo netýká provedených protlačovacích zkoušek prezentovaných výše. Jedná se o implementaci materiálového modelu kontaktu do komplexních modelů pro nelineární analýzu dřevo-vláknobetonových kompozitních konstrukcí. Modelování spřažení pomocí diskretních spřahovacích prvků vede u komplexních modelů k vysokému počtu konečných prvků a tím i k vysoké výpočetní náročnosti. V případě výpočtů zaměřených na globální analýzu konstrukce se proto aplikuje spřažení „rozetřené“ neboli rovnoměrně na celou plochu kontaktu mezi oběma materiály. Mým cílem bylo najít možný způsob idealizace modelu spojitého kontaktu, který aproximoval skutečné chování dřevo-vláknobetonové konstrukce a zároveň byl univerzálně aplikovatelný pro komplexní modely plynoucí z potřeby projekční praxe.

Prezentovaný model kontaktu jsem odvodil z protlačovací zkoušky těles z rostlého dřeva třídy C24 spřaženého v pěti případech s vláknobetonovou (FRC) deskou tloušťky 60 mm a ve čtyřech případech s deskou tloušťky 35 mm z ultra vysokohodnotného vláknobetonu (UHPC či UHPFRC), které mi poskytl Ing. Vojtěch Petřík Ph.D. Spřažení bylo realizováno speciálními spřahovacími vruty TCC o průměru 7,3 mm a délce 150 mm zabudovanými pod úhlem 45°.

Tab. 29: Materiálové charakteristiky použitých vláknobetonů

Vlastnost	FRC	UHPFRC
Pevnost v tlaku [MPa]	45	150
Pevnost v tahu za ohybu [MPa]	4,4	14
Ekvivalentní pevnost v tahu [MPa]	1,6	5,4
Modul pružnosti [MPa]	29016	50600

Záznam protlačovací zkoušky představuje závislost přenášené síly na pokluzu v kontaktní spáře. Pro účely numerické simulace jsem náběh působící síly způsobený zatlačením podpor eliminoval posunem asymptoty tak, aby procházela počátkem souřadného systému (viz Obr. 49 vlevo). Takto upravené záznamy zkoušek převedené na závislost napětí-pokluz jsou uvedeny na Obr. 48.



Obr. 48: Záznamy protlačovacích zkoušek - závislost napětí-pokluz

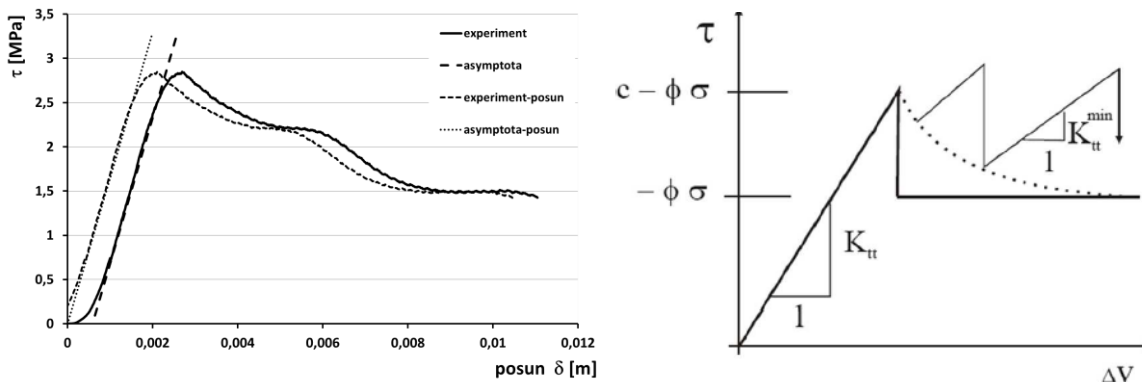
Z výsledků protlačovacích zkoušek je patrné, že rozdílná tloušťka a pevnost vláknobetonových komponent FRC x UHPFRC neměla v případě aplikace spřahovacích vrutů TCC vliv na chování spřažení z hlediska tuhosti spřažení, smykové pevnosti i deformačního změkčení.

4.5.1 Model protlačovací zkoušky

Materiálový model kontaktu v programu ATENA je založen na Mohr-Coulombově teorii. Model kontaktu je definován parametry reprezentujícími skutečné fyzikální vlastnosti kontaktu, které tvoří smyková pevnost (koheze) c , tahová pevnost f_t a součinitel tření ϕ , a dále parametry sloužícími k numerickým účelům, kterými jsou základní a minimální hodnota normálové a tečné tuhosti K_{nn} , $K_{nn,min}$ a K_{tt} , $K_{tt,min}$.

U protlačovací zkoušky je kontaktní plocha namáhána převážně smykem, a proto mají v tomto případě hlavní vliv smykové parametry. Základní hodnota tečné tuhosti určuje směr asymptoty. Vrcholový bod grafu závislosti napětí na pokluzu je určen hodnotou smykové pevnosti. Deformační změkčení lze aproximovat funkcí definující pokles koheze v závislosti na rostoucím posunu. Součinitel smykového tření mezi dřevem a betonem má v případě protlačovací zkoušky zanedbatelný vliv, protože není plocha kontaktu přitlačována vnějším zatížením. Vzhledem k tomu, že spřahovací trny jsou instalovány se sklonem 45 stupňů ve směru smykového toku ve spáře, nejsou ale normálová napětí kolmo na plochu kontaktu nulová. Normálová napětí vznikají také vlivem excentricity podepření a vnašené síly, kdy horní část

spáry je tažená a spodní část tlačena (viz Obr. 50 vpravo). V obecném případě, kdy je plocha kontaktu přitlačována vnějším zatížením, se tření více uplatní. Součinitel tření jsem uvažoval konzervativní hodnotou 0,2.



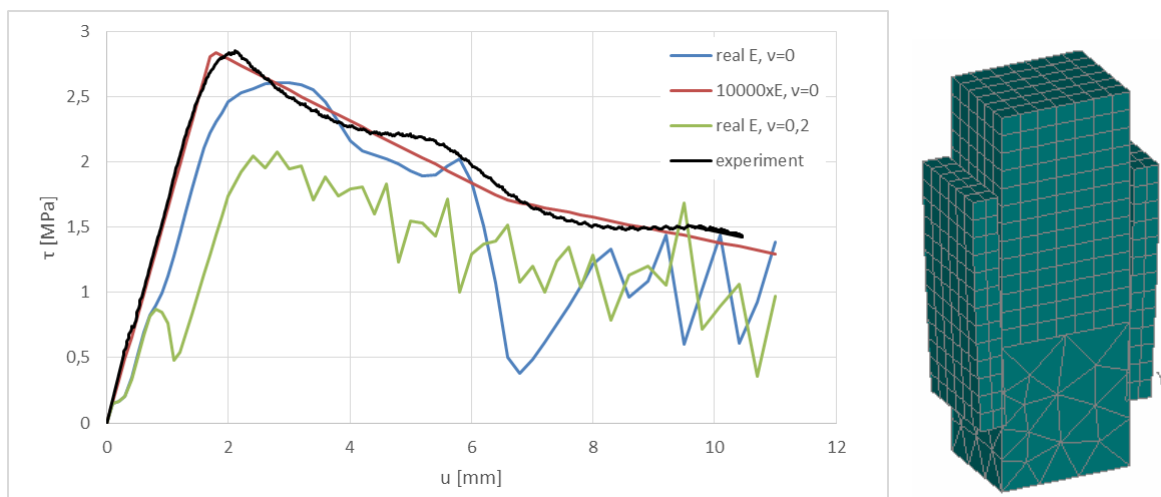
Obr. 49: Vlevo záznam protlačovací zkoušky a jeho posun pro účely numerické simulace, vpravo materiálový model kontaktu v programu ATENA

Abych zjistil normálovou tuhost a tahovou pevnost kontaktu, bylo by potřeba provést zkoušku kontaktu v tahu. Zpravidla bývá tahová pevnost zhruba poloviční oproti pevnosti smykové, proto jsem ji odvodil z pevnosti smykové. Pokles tahové pevnosti (tahové změkčení) by měl zhruba odpovídat smykovému změkčení. Je doporučeno uvažovat normálovou tuhost stejnou jako smykovou.

K modelu protlačovací zkoušky lze použít pro dosažení shody s experimentem v zásadě dva přístupy. První je založen na předpokladu, že beton a dřevo se nedeformují (chovají se jako tuhá tělesa) a veškerá přetvoření v závislosti na vnášené síle jsou simulována výhradně materiálem kontaktu – tzn. materiálové charakteristiky (E , ν) dřeva a betonu musí být příslušně upraveny. Ve skutečnosti jsou součástí naměřené deformace při smykové zkoušce také deformace spřažených materiálů.

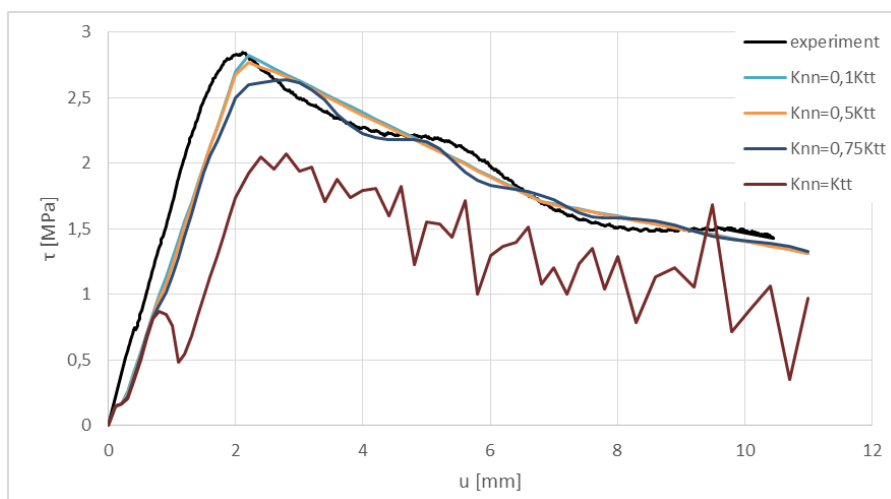
Lze tak ovšem velmi výstižně aproximovat experimentálně zjištěnou závislost $\tau(\delta)$, příslušný materiálový model však není zcela vhodný pro aplikaci v numerických modelech komplexněji namáhaných konstrukcí či konstrukčních prvků, neboť nerespektuje, popřípadě tendenčně interpretuje jiné rozhodující materiálové parametry jako modul pružnosti. V případě ohýbaného spřaženého nosníku má modul pružnosti spřažených materiálů nezanedbatelný vliv z hlediska chování konstrukce.

Výstižnější je proto implementovat materiálové charakteristiky (zejména model pružnosti E a Poissonův součinitel ν) spřažených materiálů do materiálového modelu beze změny tak, aby odpovídaly jejich fyzikálnímu významu a variovat pouze parametry materiálového modelu kontaktu. Při tomto přístupu však výpočet hůře konverguje a nelze docílit takové shody mezi experimentem a numerickou simulací – viz „zvlnění“ závislosti napětí na prokluzu (viz Obr. 50 vlevo).



Obr. 50: Vliv úpravy modulu pružnosti a Poissonova čísla spřažených materiálů na simulaci protlačovací zkoušky, vpravo model protlačovací zkoušky v programu ATENA s patrnou deformací bočních desek vlivem vzájemné excentricity vnášené síly a podpor

„Zvlnění“ lze kromě úpravy spřažených materiálů eliminovat také pomocí snížení normálové tuhosti kontaktu vzhledem k tuhosti tečné (viz Obr. 51).



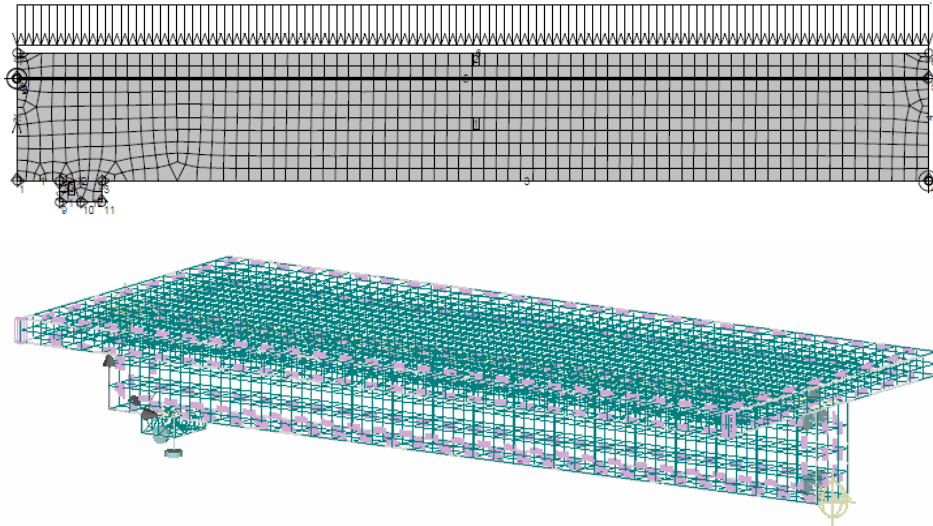
Obr. 51: Vliv úpravy normálové tuhosti na průběh simulace protlačovací zkoušky

Snížením normálové tuhosti kontaktu dojde k uhlazení diagramu závislosti smykového napětí na prokluzu. U modelů s reálnými moduly pružnosti spřažených materiálů dochází na počátku zatěžování k určitému „skoku“ – pozvolnějšímu náběhu tuhosti. Podobný pozvolný náběh lze pozorovat i u výsledků experimentu, pro účely numerické simulace byl ale eliminován posunem asymptoty v rámci odstranění vlivu „zatlačení podpor“. Část pozvolného náběhu bude způsobena tedy nejspíše v důsledku deformace materiálu spřažených komponent.

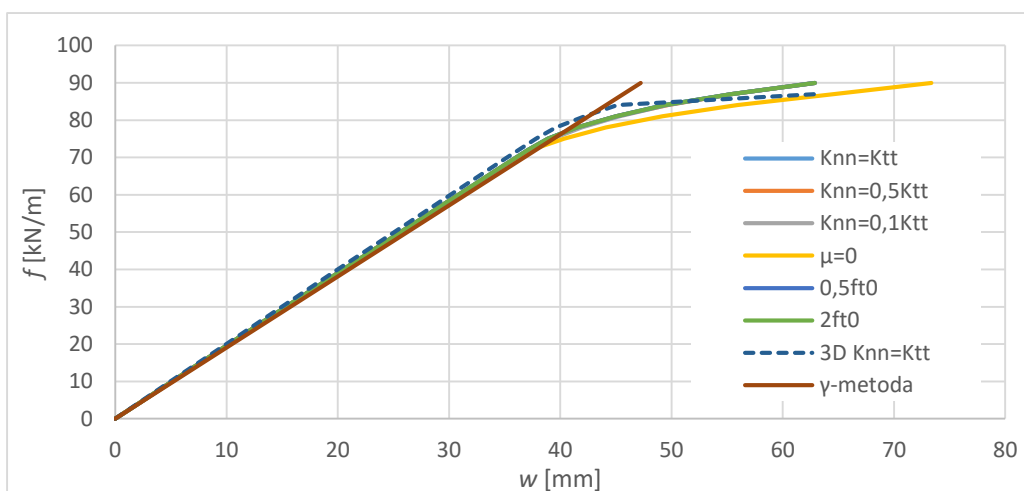
4.5.2 Komplexní model

Verifikaci materiálového modelu kontaktu jsem provedl numerickou simulací prostého nosníku zatíženého rovnoměrným spojitým zatížením. Zvolil jsem průřez nosníku ve tvaru T,

který je tvořen trámem šířky 14 cm a výšky 24 cm z konstrukčního dřeva třídy C24 spráženým s drátkobetonovou deskou šířky 94 cm a výšky 6 cm s pevností v tlaku 45 MPa a modulem pružnosti 29 GPa. Sprážení je realizováno speciálními spřahovacími vruty TCC o průměru 7,3 mm a délce 150 mm zabudovanými pod úhlem 45°.



Obr. 52: Numerické modely v programu ATENA, nahoře ATENA 2D, dole ATENA 3D



Obr. 53: Graf průhybu uprostřed nosníku v závislosti na rovnoměrném spojitém zatížení – Porovnání výpočtu s různými parametry kontaktu v ATENA 2D, v ATENA 3D a vztahů odvozených z γ -metody

Pro ověření materiálového modelu kontaktu jsem použil z důvodu neovlivňování výsledků porušením desky či trámu elastický materiálový model dřeva a drátkobetonu. Verifikaci naladění kontaktu jsem provedl primárně na modelu v programu ATENA 2D. Výsledky jsem porovnal na 3D modelu v ATENA 3D a jednoduchým lineárním výpočtem na základě γ -metody, která je součástí Eurokódu 5 [47].

Z Obr. 53 je zřejmé, že řady grafu pro varianty $K_{nn} = K_{tt}$, $K_{nn} = 0,5K_{tt}$, $K_{nn} = 0,1K_{tt}$, $0,5f_{t0}$, $2f_{t0}$ se navzájem překrývají, liší se od sebe v řádu setin. Změna normálové tuhosti a tahové

pevnosti kontaktu nemá tedy rozhodující vliv na chování ohýbané konstrukce (což je logické, protože je spára přitlačována svislým zatížením). Z toho je zřejmé, že jak pro parametry kontaktu odvozené za použití idealizace spřažených komponent jako tuhých těles tak pomocí redukce normálové tuhosti se průhyby nijak výrazně neliší.

Zatímco v případě simulace protlačovací zkoušky neměl součinitel tření μ podstatný vliv na chování konstrukce, zde se jeho změna projeví výrazněji, viz Obr. 53 (defaultně $\mu=0,2$, žlutá varianta změna na $\mu=0$). Tření má vliv po dosažení smykové pevnosti.

4.5.3 Zhodnocení idealizace modelu spřažení

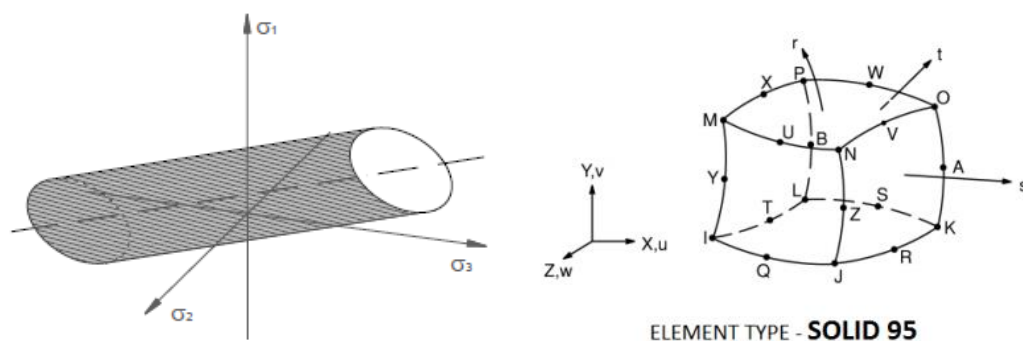
Nelineární numerickou analýzou v programu ATENA jsem prokázal, že vhodnou volbou materiálových parametrů spojitého kontaktu lze dosáhnout velmi dobré shody výsledků numerických simulací protlačovacích zkoušek s experimenty. Ověřil jsem, že parametry materiálového modelu kontaktu odvozené z experimentu lze dále účinně aplikovat v komplexních modelech pro prvky namáhané ohybem. V případě ohybem namáhaného prvku zatíženého rovnoměrným spojitým zatížením má u modelu kontaktu oproti protlačovací zkoušce nezanedbatelný vliv tření. U modelovaného spřaženého ohýbaného prvku byla dosažena mez pevnosti materiálů trámu i desky dřívě, než došlo k dosažení nelineární oblasti nárůstu prokluzu. V případě vhodně zvolených dimenzí kompozitní konstrukce dojde dřívě k porušení spřažených komponent a spřažení lze uvažovat jako lineárně tuhé.

4.6 Numerická simulace v programu ANSYS

Program ANSYS umožňuje provádět numerické výpočty pro ortotropní materiály, proto je vhodný pro simulaci protlačovacích zkoušek s porušením v oblasti dřeva.

4.6.1 Materiálový model dřeva

Pro popis chování dřeva v programu ANSYS lze použít pokročilý nelineární materiálový model TB,ANISO, který umožňuje definovat anizotropní elasto-plastické materiálové chování. Tento materiálový model využívá zobecněnou Hillovu podmínku plasticity (Generalized Hill Yield Criterion). Hillova podmínka plasticity vychází z Misesovi podmínky plasticity odvozené pro izotropní materiály (von Mises Yield Criterion). V případě zobecněné Hillovy podmínky tvoří plochu porušení válec s eliptickou základnou orientovaný rovnoběžně s hydrostatickou osou, viz Obr. 54 vlevo. Materiálový model TB,ANISO je kompatibilní pouze s kvadratickými objemovými prvky typu SOLID 95. Element SOLID 95 je definovaný 20-ti uzly se 3 stupni volnosti pro každý uzel, viz Obr. 54 vpravo. Element SOLID 95 je staršího typu, není již zobrazen v základní uživatelské nabídce u novějších verzí programu a je nutno ho definovat textovým vstupem.



Obr. 54: Vlevo zobecněná Hillova podmínka plasticity, vpravo element SOLID 95

Materiálový model TB,ANISO je definován pomocí bilineárních materiálových diagramů pro tlak, tah a smyk ve třech navzájem kolmých směrech. Lze definovat zpevnění, které umožní zvětšení plochy porušení, změkčení není možné definovat. Pro popis ortotropního elastického chování je nutno definovat 9 materiálových parametrů - 3 moduly pružnosti, 3 Poissonova čísla, 3 smykové moduly. Pro definici plastického chování je nutno definovat dalších 18 materiálových parametrů - 3 pevnosti v tahu, 3 moduly zpevnění v tahu, 3 pevnosti v tlaku, 3 moduly zpevnění v tlaku, 3 pevnosti ve smyku, 3 moduly zpevnění ve smyku. Materiálové parametry pro popis plastického chování nejsou zcela nezávislé hodnoty. Důležitým předpokladem pro definici uzavřené plochy porušení je splnění podmínky konzistence.

Vzhledem k velkému počtu materiálových parametrů není simulace dřeva jednoduchou záležitostí. Výchozí volbu parametrů jsem provedl podle Simon [70], viz Tab. 30. Ke stabilizaci numerického řešení jsem navýšil pevnost v tahu kolmo k vláknům.

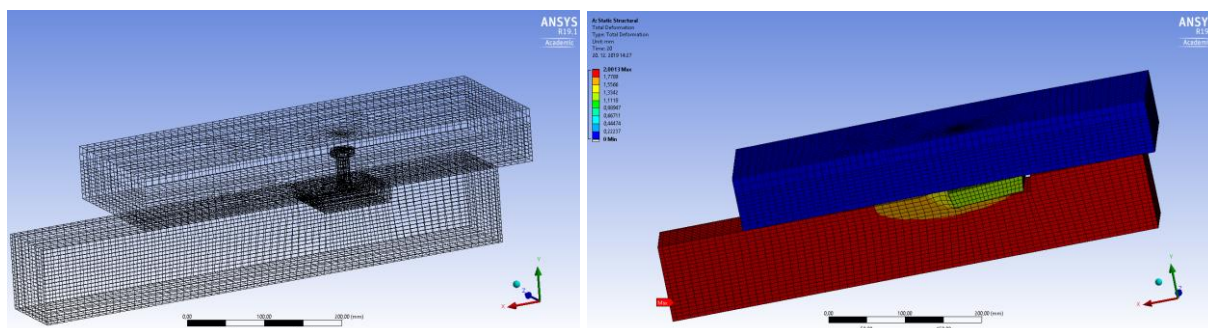
Tab. 30: Výchozí parametry materiálového modelu TB,ANISO pro model dřeva

L (x)	R (y)	T (z)	
14450	800	450	Modul pružnosti
60	6,5	6,5	Pevnost v tahu
0	0,01	0,01	Modul zpevnění v tahu
30	6,8	6,8	Pevnost v tlaku
0	11,2	11,2	Modul zpevnění v tlaku
LR (xy)	RT (yz)	LT (xz)	
0,027	0,6	0,033	Poassonovo číslo
720	40	720	Smykový modul
6	6	6	Pevnost ve smyku
0,01	0,01	0,01	Modul zpevnění ve smyku

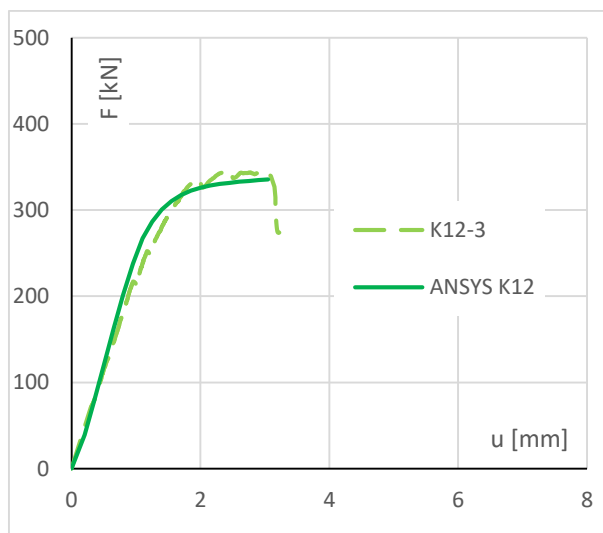
4.6.2 Model protlačovací zkoušky

Pro simulaci protlačovacích zkoušek série K12 jsem vytvořil nelineární numerický 3D model. Vzhledem k dvojosé symetrii zkušebního tělesa jsem modeloval pouze čtvrtinu zkušebního tělesa, čímž jsem dosáhl značné redukce počtu konečných prvků.

Pro simulaci dřeva byl aplikován model TB,ANISO, pro simulaci UHPC a oceli byly použity lineárně elastické materiály. Betonová deska byla na konci pevně uložena. Model byl zatěžován posunem na čele trámu. Na Obr. 55 je znázorněn výpočetní model s vykreslenou sítí, vpravo je vykreslená celková deformace pro posun čela trámu o hodnotě 10 mm. Odečítal jsem závislost přenesené síly (reakce v podpoře) na horizontálním posunu na čele ocelové smykové desky, kterou jsem vložil do grafu na Obr. 56. Jak je patrné z porovnání s výsledkem zkoušky, v programu ANSYS lze výstižně nasimulovat protlačovací zkoušku s porušením v oblasti dřeva. Simulace provedené v této práci umožňují verifikovat provedené experimenty, pro statistické vyhodnocení modulu prokluzu a únosnosti by bylo potřeba provést rozsáhlejší výpočetní analýzu – např. pomocí metody Monte Carlo. Materiálové vlastnosti mohou variovat na základě jejich stochastického rozdělení. Z toho plyne velké množství možných kombinací různých tuhostí.



Obr. 55: Vlevo model protlačovací zkoušky v programu ANSYS, vpravo deformace během zatěžování



Obr. 56: Porovnání simulace a výsledků obdržných z protlačovacích zkoušek

5. Experimenty pro stanovení ohybové únosnosti UHPC

Vzhledem k tomu, že tahová odezva vláknobetonů obecně není pevně definovaná materiálová vlastnost, provedli jsme v rámci vývoje segmentů mostovky pro sprážené dřevo-UHPC lávky speciální ohybové zkoušky za účelem stanovení pevnosti v tahu za ohybu pro konkrétní okrajové podmínky. Tyto zkoušky jsem podrobně vyhodnotil a porovnal s výsledky zkoušek provedených na základě různých platných norem.

5.1 Pevnost vláknobetonů v tahu

Odezva daného materiálu na vnější silové zatížení se nazývá mechanická vlastnost a bývá charakterizována fyzikální veličinou, nejčastěji napětím (pevností) a deformací (mezní přetvoření). Tahová odezva vláknobetonů není obecně pevně definovaná materiálová vlastnost. Hodnota tahové pevnosti je závislá nejen na konkrétní receptuře, množství a vlastnostech použitých vláken a typu zkoušky, ale závisí zejména také na uspořádání a orientaci vláken v konkrétním průřezu a vyhodnocovaném směru. Uspořádání a orientace vláken jsou silně ovlivněny rozměrovým efektem (size-effect - menší tělesa vykazují vyšší pevnost) a stěnovým efektem (wall-effect – dochází k usměrnění vláken o stěny formy, projevuje se nejvíce u tenkých prvků). Uspořádání a orientace vláken závisí kromě tvaru a velikosti konkrétního prvku také na způsobu jeho výroby. Tato problematika byla studována již mnoha autory po celém světě a je podrobně zpracována např. v Duque [5], Kolísko [12], Zhou [34].

Uspořádání a orientace vláken (v našem případě ocelových drátků) v betonové matici tedy není homogenní. Drátky v blízkosti bednění se orientují podélně s bedněním. Vlivem gravitace mohou drátky sedat od vrchu dolů a orientovat se spíše do vodorovné pozice. Při horním povrchu desky tak například při nevhodné konzistenci může dojít k částečné absenci drátků a naopak při spodním povrchu může dojít k jejich větší koncentraci.

U betonů běžných pevností se aplikují tři způsoby stanovení pevnosti v tahu: test příčným tahem, ohybem anebo prostým tahem. Každý test poskytuje jinou hodnotu – pevnost v prostém tahu, pevnost v tahu za ohybu (ohybová pevnost) a pevnost v příčném tahu. Pro účely materiálu UHPC jsou podstatné testy v ohybu či prostém tahu, ze kterých je možno odvodit přímo materiálové charakteristiky pro návrh prvků.

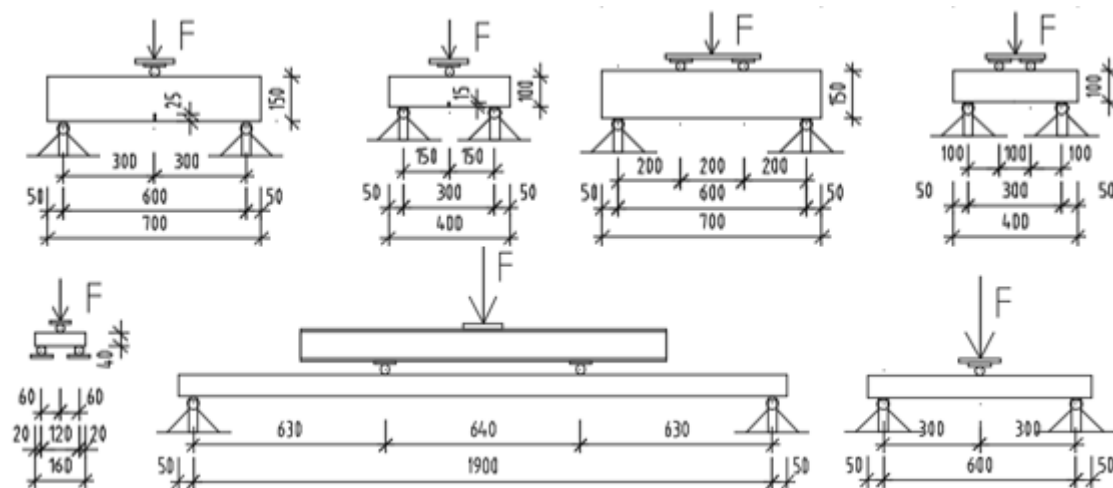
5.2 Ohybové experimenty s různými zkušebními tělesy

Na základě různých platných norem existuje pro stanovení pevnosti betonu v tahu za ohybu více typů zkoušek, které se liší zejména velikostí vzorků a statickým schématem. Zkoušky se provádějí většinou na trácích namáhaných čtyřbodovým či třibodovým ohybem se zářezem či bez zářezu. O správnosti aplikace a interpretovatelnosti výsledků konkrétního zkušebního postupu pro vláknobetonové konstrukce se vedou neustále diskuze, proto jsem provedl pro porovnání více různých typů zkoušek.

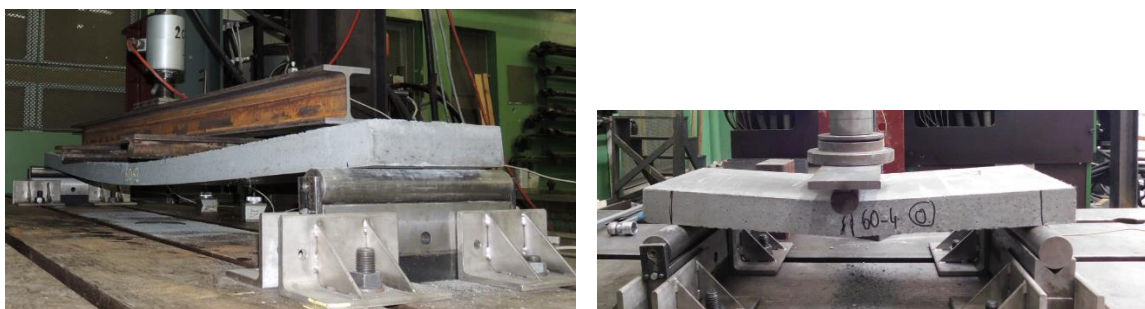
5.2.1 Zkušební tělesa

Provedl jsem zkoušky ve třibodovém ohybu na trámčích 100 x 100 x 400 mm a 150 x 150 x 700 mm se zářezem podle ČSN EN 14 651+A1 [49] a ve čtyřbodovém ohybu na trámčích 150 x 150 x 700 mm, 100 x 100 x 400 mm podle ČSN P73 2452 [42]. U testů ve třibodovém ohybu se zářezem byly osazeny senzory pro měření rozevření trhliny CMOD. Vzhledem k jemnozrnnosti UHPC jsem provedl testy také na trámčích 40 x 40 x 160 mm ve třibodovém ohybu bez zářezu podle ČSN EN 12 390-5 [51]. Zkušební tělesa velikosti 40 x 40 x 160 mm, které se používají pro testování cementu dle ČSN EN 196-1 [50], se vzhledem k jejich kompaktním rozměrům s oblibou využívají ke kontrolním testům při výrobě UHPC.

V rámci experimentálního programu jsem navrhl speciální zkušební tělesa půdorysných rozměrů 2000 x 250 mm o tloušťkách 40, 50, 60, 70 a 80 mm, která byla testována ve čtyřbodovém ohybu s rozpětím podpor 1900 mm. Neporušené krajní třetiny nosníku byly po zkoušce dále testovány ve třibodovém ohybu s rozpětím 600 mm, viz Obr. 58. Polovina zkušebních těles byla zkoušena v poloze stejné jako při betonáži (normální poloha, N) a druhá polovina horním povrchem dolů (obrácená poloha, R). Schémata všech zkoušek jsou zobrazena na Obr. 57.



Obr. 57: Schémata provedených zkoušek (nahore normová tělesa, dole speciální tělesa)



Obr. 58: Vlevo speciální deskové těleso při zkoušce čtyřbodovým ohybem na rozpětí 1900 mm, vpravo speciální deskové těleso při zkoušce třibodovým ohybem na rozpětí 600 mm

Je nutno upozornit, že normové zkušební trámky mají rozpětí, které je pouze malým násobkem výšky průřezu, a proto se na jejich průhybu významnou měrou podílí smykové

deformace (jejich podíl činí pro tříbod cca 18 % a pro čtyřbod cca 14 % z celkového průhybu). Současné normy nezohledňují při odvozování materiálového diagramu z naměřené závislosti síla-průhyb z ohybové zkoušky vliv smykových deformací a dochází k poměrně značným odchylkám ve výpočetní predikci průhybů, podrobněji viz Padevď et al. 2018 [16].

5.2.2 Materiálové charakteristiky

Testovaná receptura UHPC byla složena z cementu CEM II 52,5N, jemného kameniva o velikosti do 2 mm, strusky, křemičitého úletu, vody, superplastifikátoru a ocelových drátků. Vodní součinitel byl cca 0,24. Drátky byly použity nedeformované, válcové, potažené mosazí o pevnosti 2200 MPa, délky 13 mm a průměru 0,2 mm s objemovým podílem 2 %. Základní materiálové vlastnosti stanovené experimentálně ve stáří 28 dní jsou v Tab. 31.

Tab. 31: Materiálové charakteristiky UHPC s 2% drátků (průměrné hodnoty)

Objemová hmotnost	2450	kg/m ³
Pevnost v tlaku (krychle $a = 100$ mm)	144,2	MPa
Pevnost v tlaku (válec $\varnothing 150$ mm)	131,0	MPa
Pevnost v tlaku (válec $\varnothing 100$ mm)	141,7	MPa
Modul pružnosti	49,6	GPa

5.2.3 Výsledky experimentů

Výsledky experimentů jsou záznamy závislosti síly na průhybu (viz Obr. 60 a Obr. 61), ze kterých je patrný materiálový diagram a ze kterých se následně vyhodnotí ohybová pevnost za předpokladu aplikace teorie lineární pružnosti. Tahová pevnost v ohybu je stanovena z maximální naměřené síly za předpokladu lineárně elastického rozdělení napětí po výšce průřezu a průřezové plochy v místě porušení. Je nutno poznamenat, že aplikace lineárně elastické teorie zakotvená v normových předpisech neodpovídá skutečnému průběhu napětí v singulárních oblastech, zejména pak v případě 3-bodového ohybu se zářezem.

Průměrné ohybové pevnosti vyhodnocené z jednotlivých typů zkoušek jsou shrnuty v Tab. 32, kde jsou tyto hodnoty ohybové pevnosti také procentuálně porovnány vzhledem ke zkoušce ve 4-bodovém ohybu na trámčích 150 x 150 x 700 mm (test č. 1), u které byla vyhodnocená pevnost nejmenší. Dále jsou u těles se stejnými rozměry průřezu stanoveny také procentuální rozdíly mezi 3- a 4-bodovým ohybem.

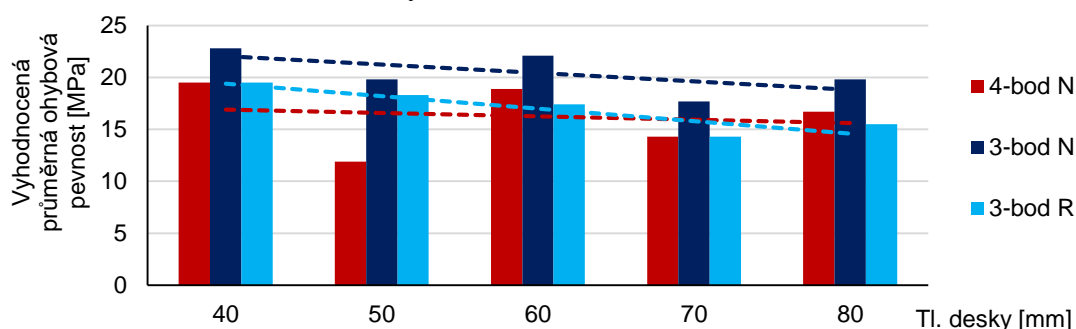
Vyhodnocené pevnosti v tahu za ohybu dosáhly v případě malých trámčů 40 x 40 x 160 mm hodnoty více než dvojnásobné (2,4x) oproti trámčům 150 x 150 x 700 mm. Tento výsledek potvrzuje skutečnost, že zejména vliv stěnového efektu (usměrnění drátků) je u malých těles naprosto zásadní. Rozdíly mezi 3- a 4-bodovým ohybem byly zaznamenány okolo 8-9 % u normových těles, u speciálních těles s výrazně větším rozpětím dosahovaly až k cca 25 %. Rozdíly mezi 3- a 4-bodovým ohybem jsou dány zejména skutečností, že v případě 3-bodového ohybu je místo porušení pevně definováno, zatímco u 4-bodového ohybu dochází k porušení

v nejslabším místě ve vnitřní třetině rozpětí nosníku. Únosnost desek v obrácené poloze byla průměrně o cca 20 % nižší oproti normální poloze, ve které byly desky betonovány. Tento rozdíl byl dán nerovnoměrným rozdělením drátků po výšce průřezu způsobeným vlivem gravitace a méně vhodnou konzistencí.

Tab. 32: Porovnání vyhodnocených hodnot ohybové pevnosti z různých typů ohybových zkoušek

Test č.	Typ zkoušky	Vyhodnocená průměrná ohybová pevnost [MPa]	Porovnání s testem č. 1	Srovnání 3-bod a 4-bod
1	4-bod, 150 x 150 x 700 mm	12,5	100%	8%
2	3-bod, 150 x 150 x 700 mm se zářezem	13,5	108%	
3	4-bod, 100 x 100 x 400 mm	17,5	140%	9%
4	3-bod, 100 x 100 x 400 mm se zářezem	19,1	153%	
5	3-bod, 40 x 40 x 160 mm bez zářezu	29,9	239%	-
6	4-bod, tl. 40-80 mm, rozpětí 1900 mm, normálně	16,3	130%	25%
7	3-bod, tl. 40-80 mm, rozpětí 600 mm, normálně	20,4	164%	
8	3-bod, tl. 40-80 mm, rozpětí 600 mm, obráceně	17,0	136%	-

V diagramu na Obr. 59 a Tab. 33 jsou vyhodnocené průměrné hodnoty ohybové pevnosti speciálních těles pro jednotlivé tloušťky desek 40-80 mm. Červené sloupce v diagramu znázorňují výsledky ze 4-bodového ohybu, modré sloupce výsledky ze 3-bodového ohybu pro tělesa v normální (N) a obrácené poloze (R). Čárkovanou čarou je vyznačen trend klesající pevnosti s rostoucí tloušťkou desky.

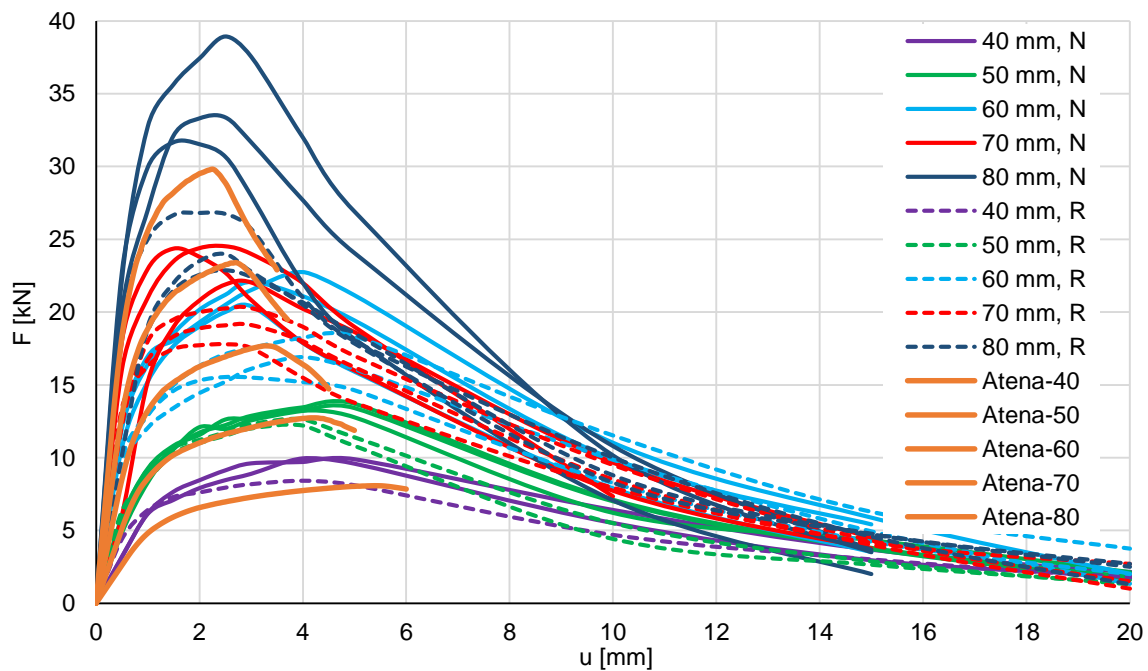


Obr. 59: Porovnání ohybové pevnosti vyhodnocené z testů na deskových pruzích

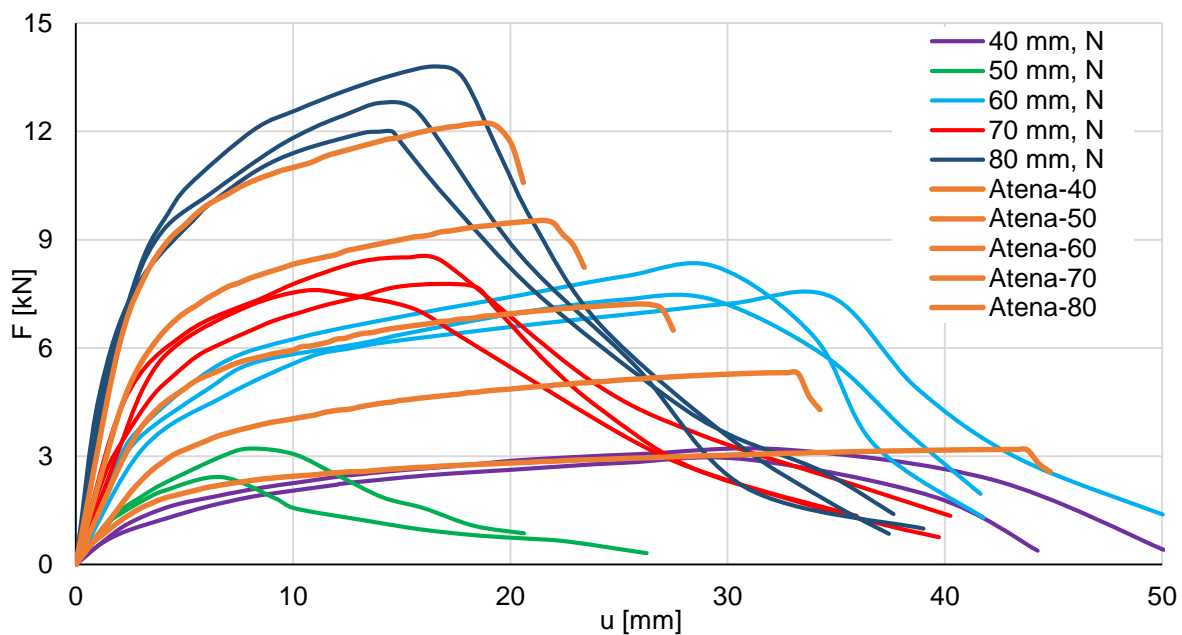
Tab. 33: Porovnání ohybové pevnosti vyhodnocené z testů na deskových pruzích

Tl. desky [mm]	40	50	60	70	80	Průměr
Zkouška	Prům. hodnota pevnosti v tahu za ohybu [MPa]					
Čtyřbodový ohyb	19,50	11,90	18,90	14,30	16,70	16,26
Třibodový ohyb - normální poloha	22,80	19,80	22,10	17,70	19,80	20,44
Třibodový ohyb - obrácená poloha	19,50	18,30	17,40	14,30	15,50	17,00
Poměr obrácená / normální poloha	86%	92%	79%	81%	78%	83%
Poměr 4- /3-bod normální poloha	86%	60%	86%	81%	84%	80%

Ze zkušeností s aplikací UHPC vyplývá, že tenčí desky se chovají výrazně duktilněji než desky tlustší. Ze záznamů zkoušek ve čtyřbodovém ohybu na Obr. 61 je toto chování dobře patrné u desek tloušťky 40, 60 a 80 mm, kdy pro desky tl. 40 mm je porušení dosaženo při cca dvojnásobném průhybu oproti deskám tl. 80 mm. Zkušební tělesa tl. 50 mm ve čtyřbodovém ohybu zcela vybočují z důvodu lokálních poruch v distribuci drátků, u třibodového ohybu lze pozorovat pouze lehce sníženou únosnost v normální poloze. Desky tl. 70 mm vykazují nižší pevnost a duktilitu oproti očekávání ve všech případech.



Obr. 60: Záznamy zkoušek deskových pruhů tl. 40-80 mm ve 3-bodovém ohybu, doplněno numerickou simulací v programu ATENA (stejně materiálové parametry, různé tloušťky desek)



Obr. 61: Záznamy zkoušek deskových pruhů tl. 40-80 mm ve 4-bodovém ohybu, doplněno numerickou simulací v programu ATENA (stejný materiál, různé tloušťky desek)

5.2.4 Numerická simulace

V programu ATENA jsem namodeloval zkoušky ve 3- a 4-bodovém ohybu pro vyšetřované tloušťky desek 40-80 mm. Pro simulaci materiálu UHPC jsem aplikoval jeden materiálový model Nonlinear cementitious 2 pro celý průřez. Pro daný typ zkoušky jsem použil vždy stejné materiálové parametry pro všechny tloušťky desek, aby byly lépe patrné odchylky dané rozdílnou distribucí vláken pro různé tloušťky desek. Parametry materiálového modelu Nonlinear cementitious 2 pro vláknobeton je nutno ladit ručně iterativním postupem. Postupoval jsem tak, že jsem parametr „pevnost v tahu“ zadal hodnotou odpovídající prvnímu zlomu pracovního diagramu (pokles tuhosti vlivem rozvoje mikrotrhlin) a následně jsem zvětšoval parametr „lomová energie“, dokud jsem se nepřiblížil vrcholu pracovního diagramu (hodnota řádově 100x vyšší oproti běžnému betonu). Oproti běžnému betonu nedochází u vláknobetonu k redukci tlakové pevnosti vlivem příčných trhlin (příčné tahy drženy vlákny), proto je v případě vláknobetonu vhodné upravit přednastavenou hodnotu redukce tlakové pevnosti z 0,8 na 1,0.

Výsledné zatěžovací křivky jsem zanesl do grafů na Obr. 60 a Obr. 61. Z výsledků simulace je zřejmé, že numerickou simulací v programu ATENA lze dosáhnout velmi dobré shody s experimenty, ovšem při aproximaci průřezu prvků z UHPC homogenním materiálem nelze materiálový model zcela univerzálně aplikovat pro různé okrajové podmínky a je nutno jej kalibrovat pro konkrétní případy dané velikostí, tvarem a způsobem odlévání prvku do formy. Určitým řešením pro možnost částečně univerzální aplikace by mohl být vrstvičkový model, který by zohledňoval rozdílnou distribuci drátků po výšce průřezu. Tento model je složen z více vrstev o různých materiálových parametrech. Jako podklad pro jeho vytvoření jsem nechal provést vyhodnocení distribuce drátků po výšce průřezu, viz kap. 5.4.

5.2.5 Zhodnocení

Vyhodnocená ohybová pevnost (pevnost v tahu za ohybu) UHPC se významně liší v závislosti na velikosti zkušebního tělesa a typu zkoušky. Trámce 40 x 40 x 160 mm vykazovaly až 2,4x větší ohybovou pevnost než trámce 150 x 150 x 700 mm. Tento výsledek potvrzuje skutečnost, že vliv zejména stěnového efektu (usměrnění drátků) na mechanické vlastnosti je u malých těles naprosto zásadní. Dále byl pozorován určitý trend rostoucí ductility a ohybové pevnosti se snižující se tloušťkou desky. Z testů ve 4-bodovém ohybu byla vyhodnocena nižší ohybová pevnost oproti testům ve 3-bodovém ohybu. Rozdíly mezi 3- a 4-bodovým ohybem byly zaznamenány okolo 8-9 % u normových těles, u speciálních těles s výrazně větším rozpětím dosahovaly až k cca 25 %. Rozdíly mezi 3- a 4-bodovým ohybem jsou dány zejména skutečností, že v případě 3-bodového ohybu je místo porušení pevně definováno, zatímco u 4-bodového ohybu dochází k porušení v nejslabším místě ve vnitřní třetině rozpětí nosníku. Ohybová pevnost u deskových těles betonovaných ve vodorovné poloze byla cca o 20 % nižší při zatěžování v obrácené pozici. Tento rozdíl byl dán nerovnoměrným rozdělením drátků po výšce průřezu vlivem gravitace.

5.3 Ohybové experimenty s různým vyztužením

Na základě výsledků výše prezentovaných experimentů pro porovnání únosnosti desek o různých tloušťkách byla zvolena pro výrobu panelů mostovky tloušťka desky 60 mm. Vzhledem k rozptylu výsledných hodnot únosnosti u původních vzorků betonovaných v Kloknerově ústavu, jsme se rozhodli doplnit testovací sérii o další desková tělesa rozměrů 2000 x 250 x 60 mm vyrobená v Prefě. Tato tělesa měla rozšířit základní množinu experimentálních dat.

5.3.1 Zkušební tělesa

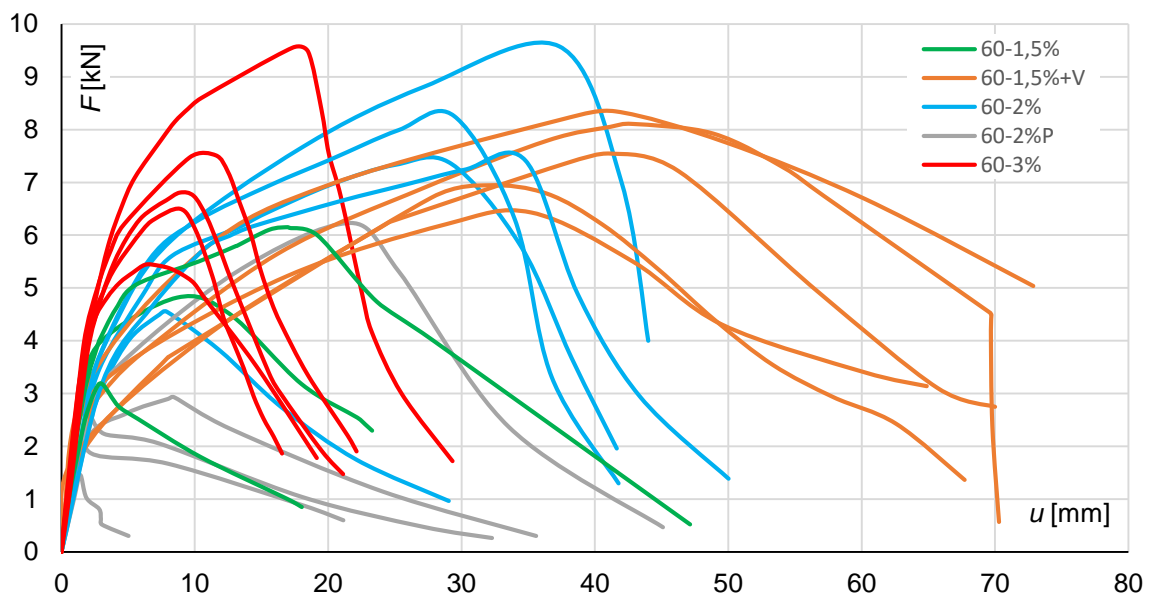
Původní série deskových těles rozměrů 2000 x 250 x 60 mm se 2 % drátků čítala 5 ks zkušebních těles (ozn. 60-2%). Dodatečně bylo vyrobeno 5 ks dalších deskových těles se 2 % drátků (ozn. 60-2%P), která měla rozšířit základní množinu experimentálních dat. Dodatečně vyrobená tělesa 60-2%P byla ovšem betonována v létě při teplotách vzduchu vyšších než 30 °C. V důsledku nezohlednění vysokých teplot prostředí pro výrobu čerstvé směsi UHPC (nevhodně zvolená konzistence v prefě) byla konzistence při ukládání UHPC do formy špatná, nedocházelo k optimálnímu rozlití směsi do formy, což mělo vliv na distribuci drátků (v některých místech byla většina drátků orientována kolmo na směr rozlití, tzn. nepříznivě kolmo k namáhanému směru). Průměrné únosnosti řady 60-2%P byly i více než o polovinu nižší než u původních vzorků 60-2% a průměrný průhyb při dosažení únosnosti byl téměř 4x menší, viz výsledky Tab. 35 a Obr. 62. Na základě těchto alarmujících výsledků jsme se rozhodli panely mostovky vyztužit klasickou betonářskou výztuží při snížení množství rozptýlené výztuže - ocelových drátků na hmotnostní objem 1,5 %. Byly proto vyrobeny další dvě zkušební série: série 60-1,5% vyztužená drátky v hmotnostním objemu 1,5 % bez betonářské výztuže (vyrobena 5 ks – 2 ks byly rozbity během přepravy) a série 60-1,5%+V (5 ks) s betonářskou výztuží tvořenou KARI sítí $\phi 6/100/100$ (v podélném směru 3x $\phi 6$ s krycí vrstvou od spodního povrchu 20 mm). Vzhledem k zahraničním zkušenostem (zejména Švýcaři tvrdí, že UPHC bez betonářské výztuže by mělo obsahovat minimálně 3% drátků) byla dále vyrobena série 60-3% zahrnující zkušební tělesa se 3 % drátků (5 ks). Přehled všech testovaných sérií deskových těles 2000 x 250 x 60 mm ve čtyřbodovém ohybu s rozpětím 1900 mm je uveden v Tab. 34.

Tab. 34: Přehled testovaných sérií deskových těles 2000 x 250 x 60 mm ve čtyřbodovém ohybu

Označení série	Popis těles
60-2%P	tělesa se 2 % drátků, špatná konzistence
60-1,5%	tělesa s 1,5 % drátků
60-1,5%+V	tělesa s 1,5 % drátků a bet. výztuží 3x $\phi 6$
60-2%	tělesa se 2 % drátků, původní série
60-3%	tělesa se 3 % drátků

5.3.2 Výsledky experimentů a zhodnocení

Výsledky zkoušek jsou závislosti síly na průhybu uvedené na Obr. 62. Pro lepší přehled jsem sestavil porovnání dosažené maximální síly F_{max} a odpovídajícího přetvoření u při jejím dosažení do Tab. 35. Z porovnání jednotlivých sérií je patrné, že prvky vyztužené pouze rozptýlenou výztuží v podobě ocelových drátků vykazují značný rozptyl hodnot únosnosti. Obecně platí, že čím nižší je procento vyztužení, tím větší je rozptyl výsledků. Výsledky experimentů potvrdily tento trend, vyhodnocený variační koeficient u prvků se 1,5 % drátků byl 0,26, u prvků se 2 % drátků 0,22 a se 3 % 0,19. Při nerovnoměrné (špatné) distribuci vláken, způsobené v našem případě špatnou konzistencí, byl variační koeficient dokonce 0,52 a došlo k výrazné redukci únosnosti a zejména duktility při porušení. U prvků vyztužených betonářskou výztuží (v kombinaci s drátkem) je zřejmé duktilní chování a nižší rozptyl výsledných hodnot únosnosti, variační koeficient 0,1.



Obr. 62: Záznamy zkoušek ve 4-bodovém ohybu s rozpětím 1900 mm deskových těles tl. 60 mm a šířky 250 mm s různým vyztužením

Celkem překvapivě byla duktilita u prvků se 3 % drátků výrazně nižší než u prvků se 2 % drátků a únosnost byla v obou případech podobná. Při pátrání po možné příčině bylo zjištěno, že v prefě použili na výrobu zkušebních těles se 3 % drátků bohužel jiný typ drátků, než v předchozím případě. Pro desky s vyztužením 1,5 %, 2 % drátků byly použity drátky nedeformované, válcové, potažené mosazí o pevnosti 2200 MPa, délky 13 mm a průměru 0,2 mm. Pro desky s vyztužením 3 % drátků byly použity drátky nedeformované, válcové, potažené mosazí o pevnosti 2800 MPa, délky 12,5 mm a průměru 0,175 – 0,2 mm, (ozn. Krampe Harex 12,5/0,175-0,2).

Ačkoliv desky se 3 % drátků obsahovaly drátky s vyšší pevností o cca 27 %, jejich průměrná únosnost byla cca o 4 % menší oproti deskám se 2 % drátků. Rozměry použitých drátků se liší na první pohled sice nepatrně, ale rozdíl v soudržnosti může být značný, což bylo

zřejmě i důvodem nižší ductility a nižší pevnosti těles se 3 % drátků oproti tělesům se 2 % drátků. Výsledky potvrzují, že i malá změna receptury může v případě UHPC znamenat velký rozdíl ve výsledných vlastnostech

Tab. 35: Porovnání maximální naměřené síly F_{max} a odpovídajícího průhybu u pro jednotlivé série

Zkušební řada	60-2%P		60-1,5%		60-1,5%+V		60-2%		60-3%	
Vzorek	F_{max} [kN]	u [mm]	F_{max} [kN]	u [mm]	F_{max} [kN]	u [mm]	F_{max} [kN]	u [mm]	F_{max} [kN]	u [mm]
1	2,52	1,83	4,82	8,68	8,11	42,80	9,58	37,32	9,55	17,33
2	1,46	1,40	3,18	3,05	6,43	35,22	4,55	7,91	7,51	11,57
3	6,23	21,67	6,15	16,98	7,55	41,16	7,35	29,24	5,44	6,29
4	2,93	8,46			6,95	32,04	8,26	29,45	6,81	8,89
5	2,57	2,06			8,35	41,53	7,41	34,79	6,50	8,90
Průměr	3,14	7,08	4,72	9,57	7,47	38,55	7,43	27,74	7,16	10,59
Poměr k řadě "60-1,5%"	67%	74%	100%	100%	158%	403%	157%	290%	152%	111%
Směrodatná odchylka	1,62	7,74	1,21	5,72	0,71	4,18	1,65	10,39	1,37	3,76
Variační koeficient	0,52	1,09	0,26	0,60	0,10	0,11	0,22	0,37	0,19	0,35

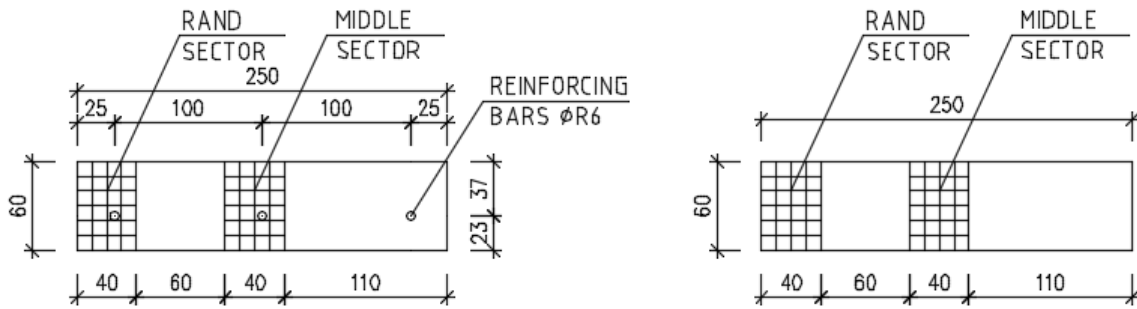
5.4 Vyhodnocení distribuce drátků po výšce průřezu

Jak jsem zmínil v kapitole 5.2.4, numerickou simulací lze dosáhnout velmi dobré shody s experimenty, ovšem při aproximaci průřezu prvků z UHPFRC homogenním materiálem nelze materiálový model zcela univerzálně aplikovat pro různé okrajové podmínky. Určitým řešením pro možnost částečně univerzální aplikace by mohl být vrstvičkový model, který by zohledňoval rozdílnou distribuci drátků po výšce průřezu. Vzhledem k tomu, že únosnost desek v poloze stejné jako při betonáži a v poloze obrácené se u desek s vyztužením 2 % drátků lišila průměrně o cca 20 %, je zřejmé, že rozložení drátků po výšce průřezu není homogenní. Jako podklad pro vytvoření numerického vrstvičkového modelu jsem proto nechal provést vyhodnocení distribuce drátků po výšce průřezu pro porušená zkušební tělesa ze sérií s vyztužením 1,5 % drátků.

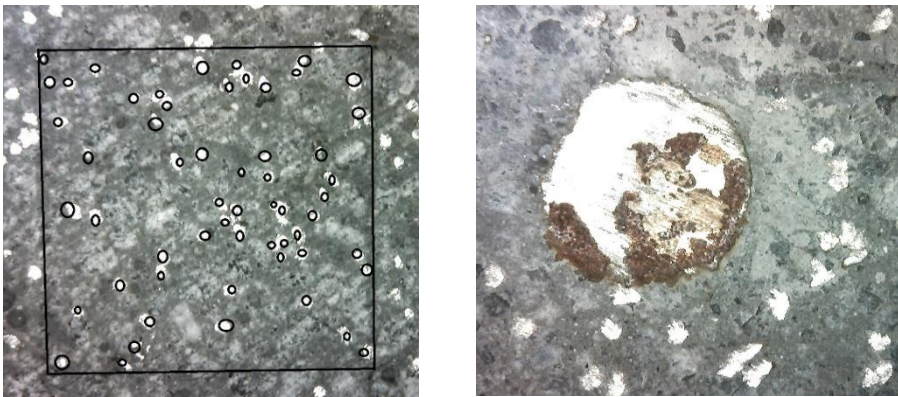
5.4.1 Popis aplikované metody

Po zkoušce ve čtyřbodovém ohybu byla kontrolována homogenita distribuce drátků po výšce průřezu v blízkosti vzniklé makrotrhliny. Zkušební tělesa byla rozřezána pilou s diamantovým kotoučem poblíž místa porušení, řez byl vždy veden kolmo k ose prvku. Průřezová plocha byla rozdělena na sektory, které byly zkoumány – oblast na kraji průřezu přes celou výšku průřezu a šířky 4 cm a oblast šířky 4 cm uprostřed průřezu. Sektory byly dále rozděleny na podoblasti - čtverečky o velikosti 10 x 10 mm, viz Obr. 63.

Jednotlivé podsektory byly skenovány pomocí mikroskopu (electronic semidestructive microscopic method) a vizuálně byl odečten počet drátků v jednotlivých podsektorech, detailní foto podsektoru, viz Obr. 64.



Obr. 63: Příčné řezy s vyznačením sektorů a podoblastí pro kontrolu distribuce drátků, vlevo zkušební těleso s betonářskou výztuží a vpravo zkušební těleso bez betonářské výztuže

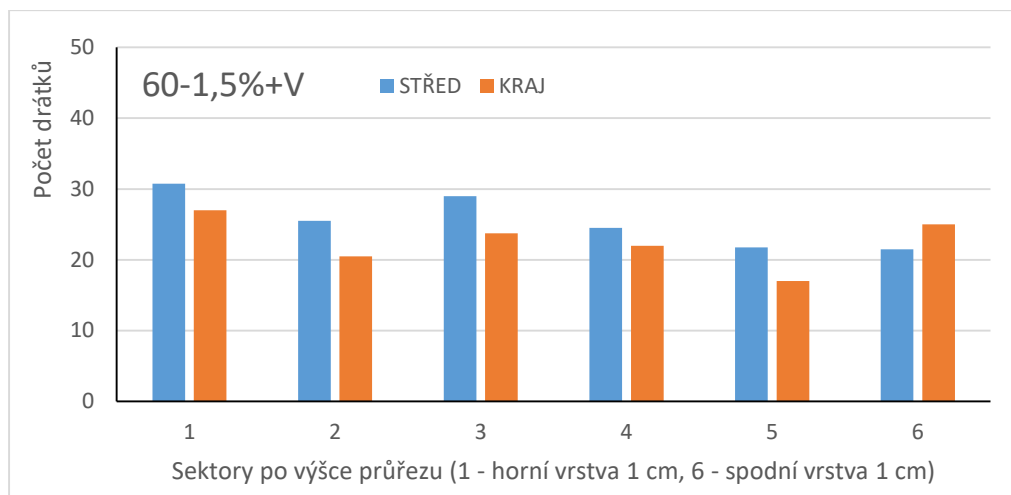


Obr. 64: Vlevo fotodokumentace podsektoru o velikosti 10 x 10 mm, vpravo detail okolo výztuže

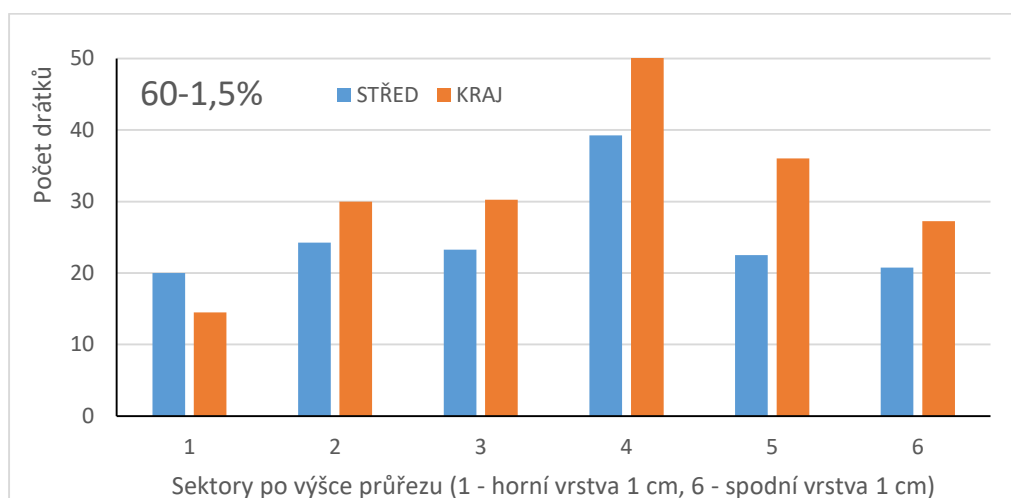
5.4.2 Výsledky vyhodnocení

Výsledky vyhodnocení počtu drátků byly zaneseny do grafů na Obr. 65, Obr. 66 a Obr. 67. Ve vyztuženém prvku bylo rozložení drátků v zásadě zhruba homogenní, nepatrně vyšší počet drátků byl zaznamenán v horní polovině průřezu - v části průřezu nacházející se nad betonářskou výztuží. U prvku vyztuženého pouze drátky bylo naopak nejméně drátků u horního povrchu a celkově bylo zaznamenáno více drátků v dolní polovině průřezu, což bylo očekáváno vlivem sesedání v důsledku působení gravitace. Po zlomení zkušebních těles bylo vizuálně patrné obecně na všech deskových tělesech vyztužených pouze rozptýlenou výztuží, že povrchová vrstvička o mocnosti několika milimetrů neobsahuje téměř žádné drátky, a že více drátků je umístěno při spodním povrchu. Tento trend je patrný i z výsledků jiných projektů provedených v Kloknerově ústavu. Ve vyšetřovaném řezu prvku vyztuženého pouze rozptýlenou výztuží bylo nejvíce drátků zaznamenáno v prostředních vrstvách, což pravděpodobně souvisí s tím, že řez byl veden těsně vedle místa porušení, které bylo nejslabším místem prvku.

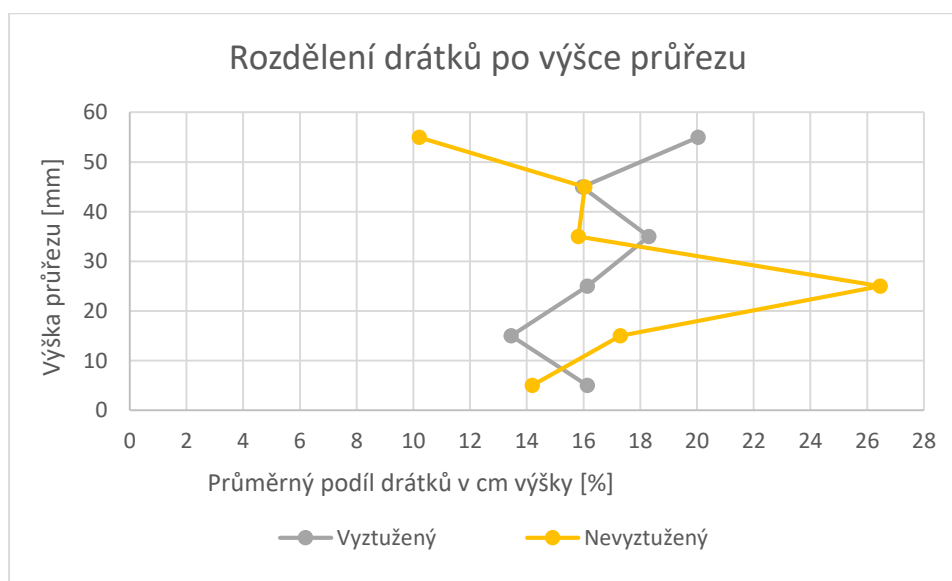
Dle mého názoru není rozložení drátků v nejslabším místě prvku relevantním podkladem pro tvorbu vrstvičkového numerického modelu. Pro tyto účely by bylo nutné provést vyhodnocení distribuce drátků pro větší množství těles a pro řezy v různých místech prvku. Tvorbou vrstvičkového modelu jsem se proto z důvodu nedostatečného množství podkladů v rámci této práce dále nezabýval.



Obr. 65: Vyhodnocení počtu drátků po výšce průřezu u vyztuženého prvku



Obr. 66: Vyhodnocení počtu drátků po výšce průřezu u nevyztuženého prvku



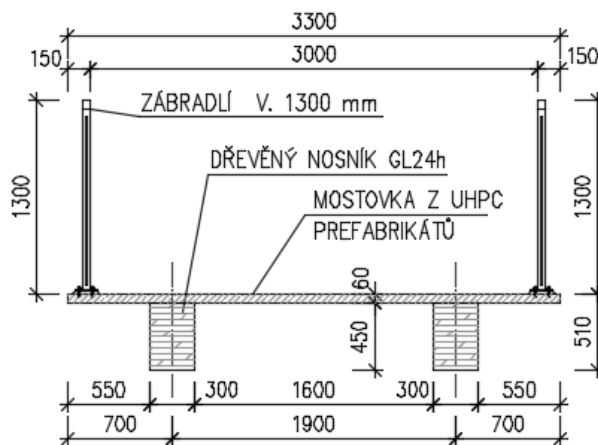
Obr. 67: Porovnání mezi průřezem vyztuženým a nevyztuženým betonářskou výztuží

6. Experimentální full-scale model

Tuto kapitolu věnuji výrobě zkušební dřevo-betonové konstrukce a následnému provedení zatěžovací zkoušky. Zkušební konstrukci jsem navrhl tvořenou dvěma trámy z lepeného lamelového dřeva spřaženými s mostovkou z prefabrikovaných panelů z UHPC, šířky 3,30 m s teoretickým rozpětím 9,50 m. Cílem výroby zkušební konstrukce bylo ověřit statické fungování a optimalizovat výrobní detaily a postupy. Zatěžovací zkouška pro ověření únosnosti navrženého systému byla provedena čtyřbodovým ohybem do porušení. Po celkové zatěžovací zkoušce byly z konstrukce vyřezány tři segmenty šířky 1,00 m, na kterých byla následně provedena ještě zatěžovací zkouška mostovky v příčném směru.

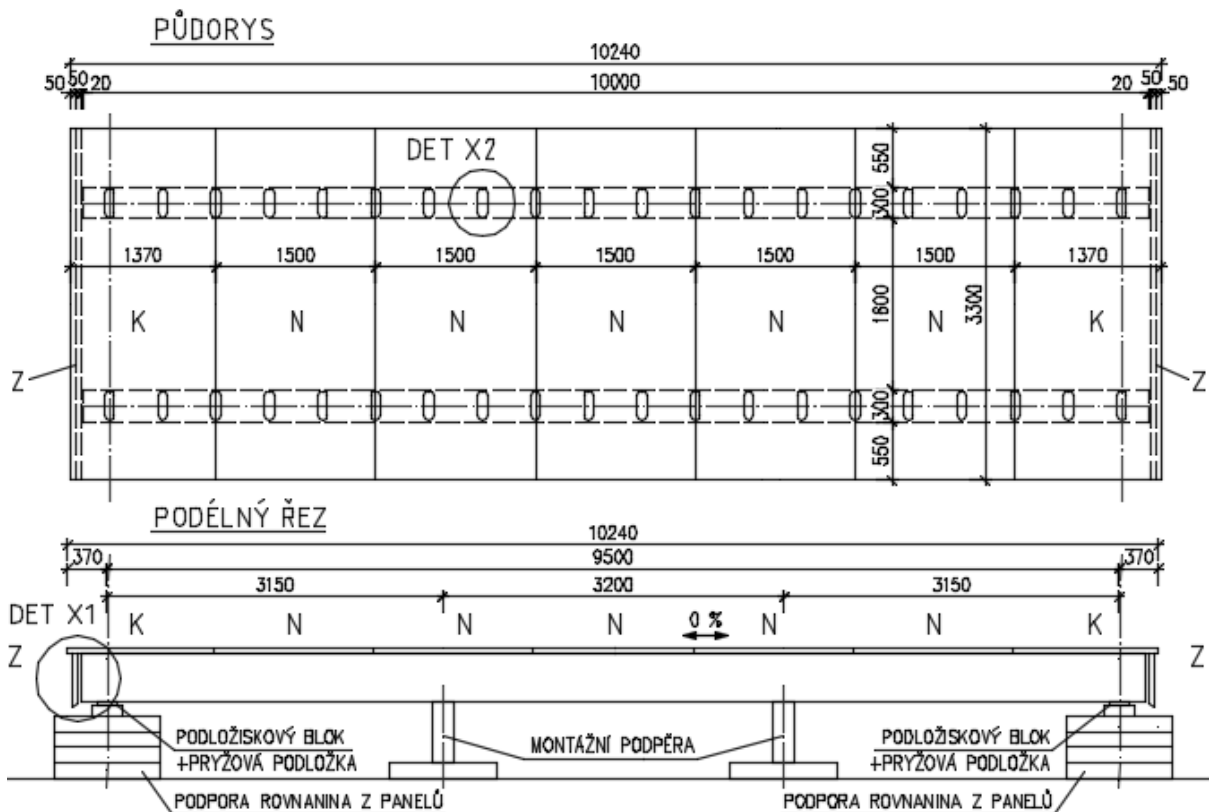
6.1 Popis testované konstrukce

Zkušební spřaženou dřevo-betonovou konstrukci jsem navrhl délky 10,24 m, šířky 3,30 m, s teoretickým rozpětím 9,50 m. Jedná se o prostě uloženou mostní konstrukci o jednom poli s volnou šířkou 3 m mezi zábradlím. Nosnou konstrukci tvoří 2 dřevěné nosníky obdélníkového průřezu výšky 450 mm a šířky 300 mm z lepeného lamelového dřeva třídy GL24h umístěné v osové vzdálenosti 1900 mm a spřažené s deskou mostovky tloušťky 60 mm z UHPC 110/130 s 1,5 % drátků, viz Obr. 68.



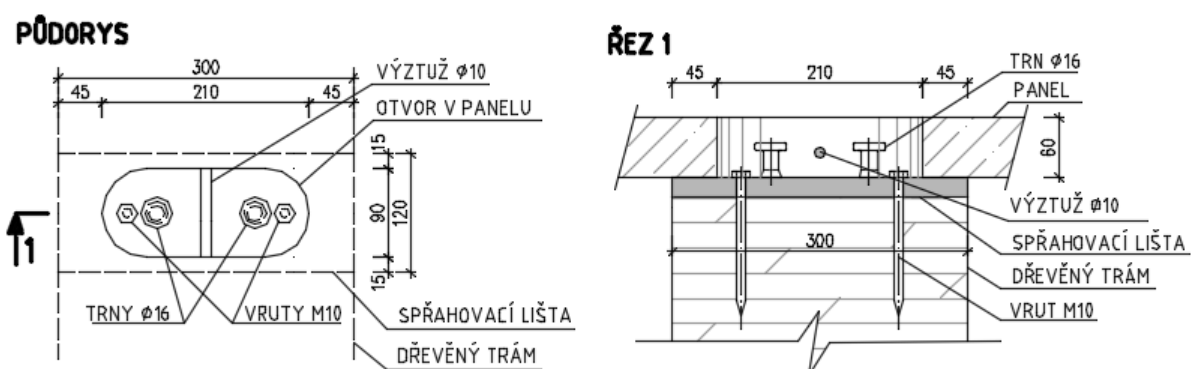
Obr. 68: Vzorový příčný řez lávky (v případě zkušební lávky nebylo osazeno zábradlí)

Mostovka je vyrobena z příčných prefabrikovaných dílců typické skladebné délky 1,5 m a šířky 3,30 m. Panely mostovky byly vyrobeny o 5 mm kratší než skladebná délka, aby byly eliminovány případné výrobní nepřesnosti (nerovnosti čela atd.). Panely mostovky jsem navrhl třech typů – panely typu N (normální, běžné typické), panely typu K (koncové) a panely typu Z (závěrné, okapní svíslé panely zavěšené na koncových panelech) – viz výkres skladby (Obr. 69). Závěrné panely jsem navrhl z důvodu ochrany dřevěných trámů před stékající vodou z konců mostu. Z téhož důvodu jsem navrhl také okapničky na konzolách mostovky. Panely mostovky byly vyztuženy KARI sítí $\varnothing 8/100/100$.



Obr. 69: Výkres skladby panelů mostovky (panely typu N, K a Z), podpory během výstavby

Dílce mostovky jsou opatřeny otvory pro spřahující prvky. Otvory mají zaoblené rohy, aby nedocházelo ke koncentracím napětí a případnému potrhání betonu v rozích. Spřažení je realizováno pomocí speciálních ocelových lišt se smykovými trny, které jsou zabudovány do dřevěného trámu a upevněny dvojicí vrutů navržených pro přenos svislé tahové síly, která může vzniknout například v důsledku teplotního zatížení. Spřahovací prvky jsou osazeny v oblasti typických panelů typu N v konstantní vzdálenosti 500 mm, v oblasti koncových panelů typu K po 455 mm. Spřahovací prvky byly navrženy 2 typů, v poli s ozubem výšky 20 mm a v oblastech u podpor s ozubem výšky 30 mm.



Obr. 70: Osazení panelu na spřahovací prvky (Detail X2), ocelové lišty s navařenými smykovými trny

Skrz otvory pro smykové trny prochází výztuž (viz Obr. 73 vlevo), která slouží v případě 4 vnitřních otvorů pro manipulaci s dílci, a v případě krajních otvorů pomáhá přenosu tahové

síly od teploty ve spáře mezi panely (výztuž je stykována přesahem, v případě aplikace UHPC je soudržnost výrazně lepší než u běžného betonu, a proto stačí mnohem kratší přesahová délka). Panely jsou k sobě lepeny materiálem na bázi epoxidu a jsou ve styčné spáře spojeny pomocí čtyř šroubových spojů zajišťujících přitlačení čel pro řádné vytvrzení lepidla (viz Obr. 73 vpravo). Šroubové spoje jsou zároveň navrženy také pro přenos tahových sil ve spáře od teploty, protože není přípustné uvažovat s tahovou pevností epoxidového lepidla (ačkoliv by jeho výrobcem udávaná tahová pevnost byla dostatečná). Šroubový spoj je realizován vložením speciálních ocelových zámků do předem připravených kapes se zabetonovanými závitovými pouzdry. Po osazení spojovacích zámků do kapes jsou zámkové potě z obou stran přišroubovány k závitovým pouzdrům. Koncové panely (typ K) jsou na koncích opatřeny čtyřmi otvory pro napojení závěrných panelů. Všechny otvory se po montáži zalijí zálivkou z UHPC.

6.2 Výroba zkušební konstrukce

Výroba zkušební konstrukce probíhala v červenci a v srpnu 2019. Zkušební konstrukce byla realizována v areálu firmy KŠ-Prefa s.r.o. ve Štětí, kde byly vyráběny segmenty mostovky z UHPC a také silniční panely a roznášecí nosníky potřebné pro realizaci zatěžovací zkoušky.

Bylo vyrobeno celkem 9 panelů mostovky (5 ks typ N, 2 ks typ K a 2 ks typ Z). Pro každý typ panelu byla vytvořena vlastní forma. Pro zajištění konstantní délky všech panelů byla použita ocelová čela formy pevně navařená k podlaze. Výroba panelů byla realizována v pěti dnech. První várka panelů byla vyrobena 4. 7. - N1, K1, Z1. Panely byly betonovány postupně ze třech záměsí. Druhá várka panelů - N2, K2, Z2 byla betonována 8. 7. z jedné záměsí. Mezi první a druhou várkou byl pozorovatelný rozdíl v kvalitě hlazeného povrchu, protože u druhé várky bylo hlazení prováděno se zpožděním, byl povrch více pokryt bublinami (důlky o rozměrech několik mm). Vzhledem k předpokládané budoucí aplikaci stříkané izolace u finální lávky není tato skutečnost na závadu. Poté byl 9. 7. betonován panel N3, 10. 7. panel N4 a 11. 7. poslední panel N5. Vyjmutí panelů z formy probíhalo při dosažení pevnosti betonu v tlaku 50 MPa na krychli o hraně 100 mm, tzn. cca po 1 dni. Panely byly na skládce celoplošně podloženy polystyrenem.

Vzhledem k tomu, že se předpokládá, že trámy budou na stavbu dopravovány již s osazenými spřahovacími prvky, vyžaduje celý systém dodržení poměrně přísných výrobních tolerancí. Především z důvodu ověření přesnosti výroby byla také zkušební lávka realizována. Aby byla jistota, že vyrobené panely a osazené spřahovací prvky nebudou v případné vzájemné kolizi, byl v případě zkušební lávky zvolen obrácený postup. Vyrobené panely byly nejprve zkušebně položeny na dřevěné trámy (Obr. 72 vlevo), byly označeny polohy otvorů a teprve potom byly vytvořeny kapsy v trámech a do nich osazené spřahovací prvky (Obr. 72 vpravo).

Během výstavby byly trámy montážně podepřeny ve třetinách rozpětí. Montáž dílců mostovky postupovala od jednoho konce mostu ke druhému. Nejprve se osadily svislé okapní panely typu Z (upevněny k trámům přes montážní úhelníky). Následně byl uložen krajní panel typu K a propojen pomocí šroubových spojů s okapním panelem. Před osazením sousedního panelu mostovky byla čela panelů ve styčné spáře natřena epoxidovým lepidlem. Po přisazení

nového panelu k předchozímu byly panely k sobě sepnuty pomocí šroubových spojů, aby došlo k řádnému vytvrzení epoxidového lepidla ve spáře. Po osazení a sepnutí všech panelů byla provedena zálivka v místech spřahovacích otvorů a šroubových spojů. Montážní podpory byly odstraněny 14 dní po aplikaci zálivky.

6.2.1 Fotodokumentace výroby zkušební konstrukce



Obr. 71: Vlevo pohled do bedněni před betonáží panelu typ N, vpravo panel typ K těsně po betonáží



Obr. 72: Vlevo zkušební uložení panelů na trámy před instalací spřahovacích prvků, vpravo osazené spřahovací prvky do kapes na trámech



Obr. 73: Vlevo otvor po uložení panelu na spřahovací prvky, vpravo dotažený šroubový spoj panelů po aplikaci epoxidového lepidla do spáry



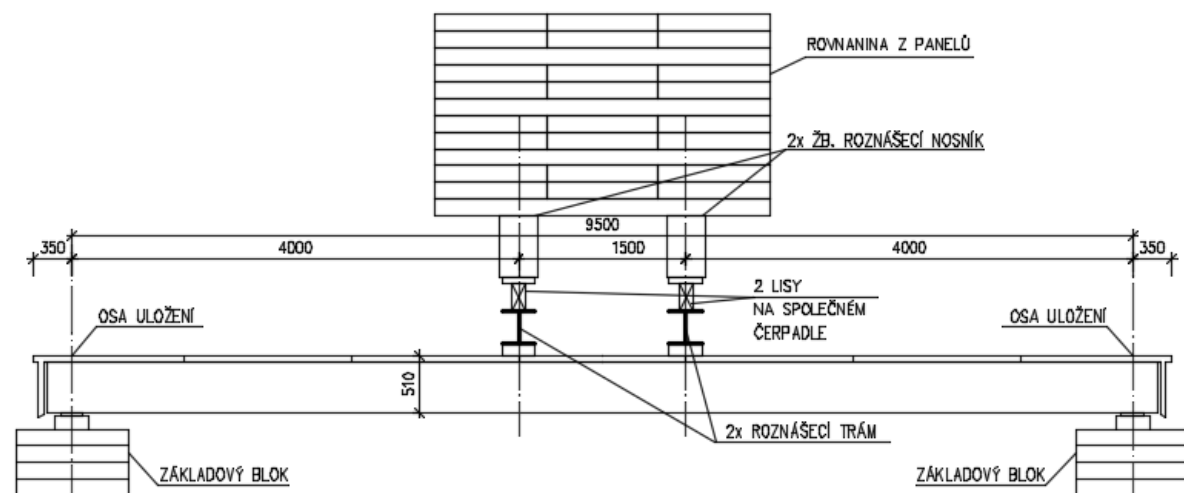
Obr. 74: Vlevo pohled na mostovku po aplikaci zálivky do otvorů, vpravo detail okapničky s odkapávající vodou během ošetřování zálivky

6.3 Zatěžovací zkouška

Zatěžovací zkouška byla realizována dne 20. 8. 2019 v areálu firmy KŠ Prefa ve Štětí.

6.3.1 Příprava zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška zkušební konstrukce do porušení byla provedena čtyřbodovým ohybem. Schéma zatěžovací zkoušky je znázorněno na Obr. 75 a Obr. 76. Rozpětí podpor bylo 9,5 m, síly byly vnášeny ve vzdálenosti 4 m od podpor. Zatížení bylo vnášeno symetricky nad dřevěnými trámy přes roznášecí trámy pomocí dvou hydraulických lisů na společném čerpadle, viz Obr. 77 vlevo.



Obr. 75: Schéma zatěžovací zkoušky lávky

Obr. 76: Pohled na zatěžovací zkoušku lávky



Obr. 77: Vlevo pohled na zatěžovací aparaturu – 2 hydraulické lisy na společném čerpadle rozpřené o železobetonové nosníky, na kterých je umístěna rovnanina ze silničních panelů tvořící balastní zatížení; vpravo měřiče průhybu uprostřed rozpětí



Obr. 78: Detail měření posunů mezi deskou mostovky a dřevěnými trámy

Byly osazeny snímače průhybu uprostřed rozpětí a v místech vnášení zatížení nad oběma trámy (viz Obr. 77 vpravo), dále bylo měřeno zatlačení podpor a posuny mezi deskou mostovky a dřevěnými trámy (viz Obr. 78). Před provedením ZZ byly stanoveny síly na válcích odpovídající jednotlivým návrhovým kombinacím zatížení (bez uvažování zatížení teplotou) - viz Tab. 36 a Tab. 37.

Tab. 36: Finální látka - návrhové vnitřní síly – rovnoměrné spojitě zatížení stálé + chodci

Komb. zat. *	f	G	F	M	V	w
	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]
6.10	31,04	-	-	350	147	18,5
char.	22,99	-	-	259	109	13,7
častá	13,99	-	-	158	66	8,3

* Materiálové char. uvažovány pro MSP, čas 0, teplotní účinky zanedbány

Tab. 37: Simulace návrhových vnitřních sil pomocí čtyřbodového ohybu – g vlastní tíha lávky, G vlastní tíha roznášecího trámu a lisu, F vnášená síla na válci, w celkový průhyb, w_{net} průhyb vyvolaný pouze hydraulikou, w_{skut} naměřený průměrný průhyb uprostřed rozpětí

Komb. zat. *	g	G	F	M	V	w	w_{net}	w_{skut}
	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
M - 6.10	6,16	3	67,1	350	99	17,3	13,0	12,4
M - char.	6,16	3	44,5	259	77	12,9	8,6	7,5
V - častá	6,16	3	34	217	66	10,8	6,6	6,2 / 5,6

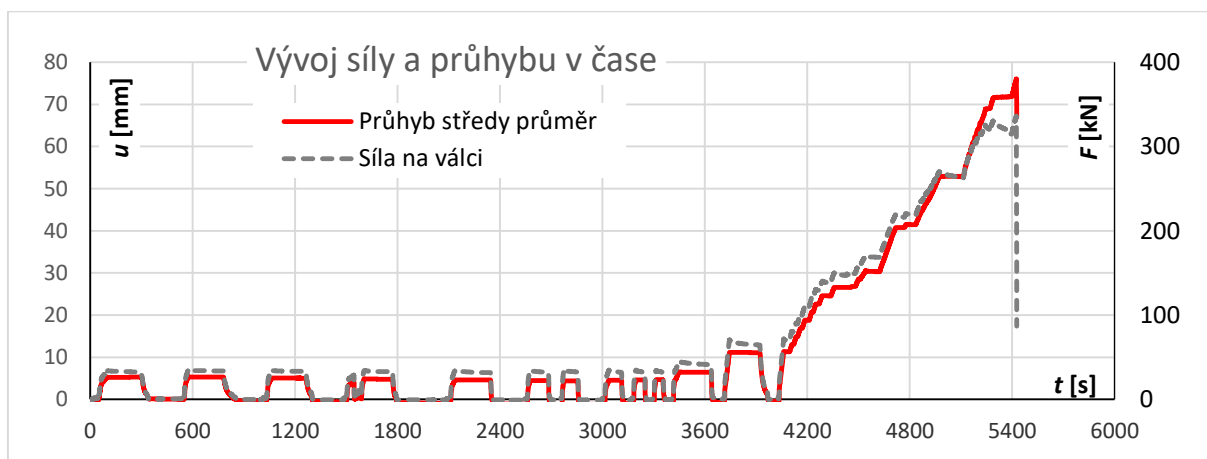
* Materiálové char. uvažovány pro MSP, čas 0, teplotní účinky zanedbány

6.3.2 Provedení a výsledky zatěžovací zkoušky

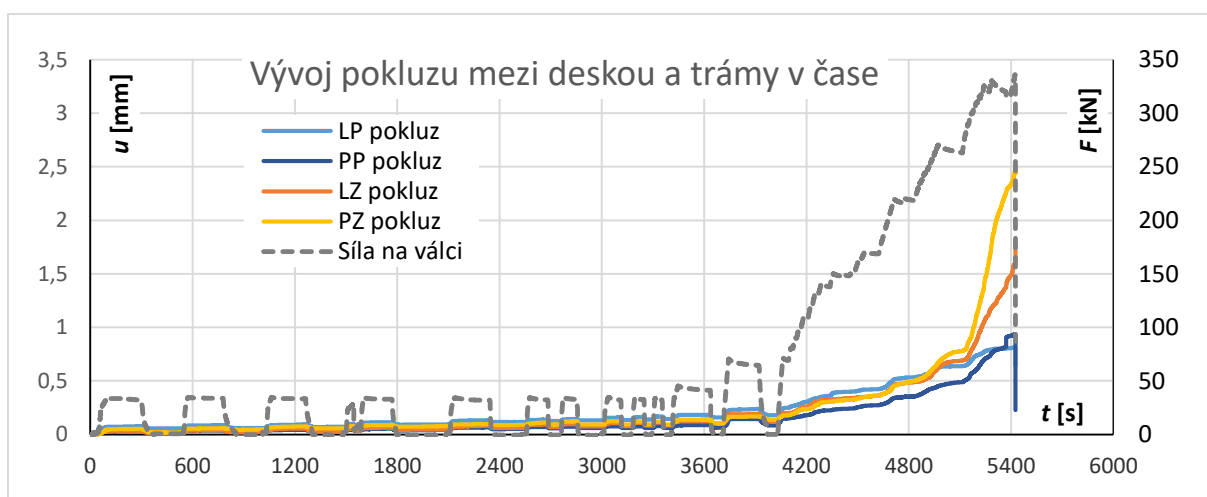
Zatěžování bylo řízeno silou a probíhalo v několika fázích, viz Obr. 79. V první fázi byla konstrukce 10x cyklicky zatížena a odtížena silou 2x 34 kN vyvolávající maximální posouvající sílu u podpory odpovídající působení užitečného zatížení chodce při časté kombinaci zatížení. Toto cyklické zatěžování bylo provedeno proto, aby se dotlačily dosedací plochy ozubů.

V druhé fázi byla konstrukce zatížena silou 2x 44,5 kN vyvolávající ohybové momenty na konstrukci odpovídající působení charakteristické kombinaci zatížení (bez zahrnutí teplotního zatížení).

Ve třetí fázi byla konstrukce zatížena silou 2x 67,1 kN vyvolávající ohybové momenty na konstrukci odpovídající působení návrhové kombinaci zatížení 6.10 dle ČSN EN 1990 (bez zahrnutí teplotního zatížení). Po odtižení nebyly pozorovány žádné trvalé deformace, chování konstrukce bylo stále lineárně elastické.



Obr. 79: Záznam ze ZZ – závislost zatěžovací síly na válci a průměrného průhybu trámů uprostřed rozpětí na čase

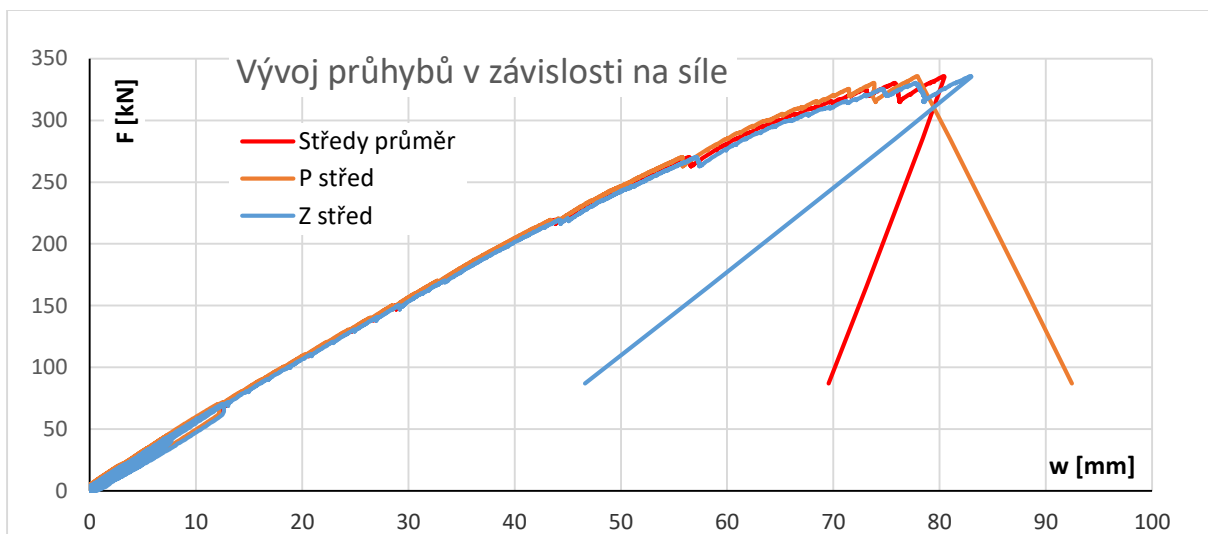


Obr. 80: Záznam ze ZZ – závislost zatěžovací síly na válci a pokluzu mezi deskou mostovky a konci trámů na čase (LP = porušený trám levý konec, PP = porušený trám pravý konec, LZ = zbylý trám levý konec, PZ = zbylý trám pravý konec)

V poslední fázi byla konstrukce zatěžována postupnými přírůstky zatížení až do porušení. Teoretické zatížení pro dosažení mezního stavu únosnosti (počítáno s charakteristickými hodnotami materiálových vlastností) bylo stanoveno hodnotou 2×130 kN. Konstrukce se chovala až do zatížení cca 2×270 kN stále elasticky, poté došlo k nelineárnímu nárůstu pokluzu u neporušeného trámu Z, viz Obr. 80. Porušení nastalo křehkým lomem – tahovým porušením dřevěného trámu P při zatížení 2×330 kN. Detail porušeného trámu je uveden na Obr. 81.



Obr. 81: Vlevo pohled na lávku s porušeným dřevěným trámem uprostřed rozpětí, vpravo detail tahového porušení ve spodu dřevěného trámu



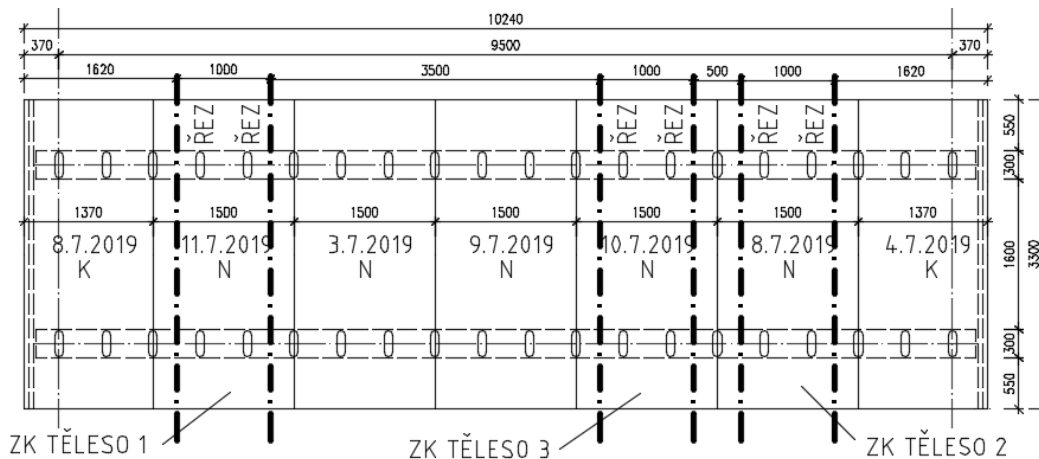
Obr. 82: Záznam ze ZZ – závislost síly na válci na průhybu (P = porušený trám, Z = zbylý trám)

Zatěžovací zkouška prokázala, že navržená konstrukce je bezpečná a její chování odpovídá předpokladům. Konstrukce byla zkoušena na začátku životnosti, skutečná únosnost byla cca 5x vyšší než návrhové zatížení. Při uvažování modulů pružnosti dřeva $E_t = 11,6$ GPa, UHPC $E_c = 49,6$ GPa a modulu prokluzu spřahovacích prostředků $K_{ser} = 220$ kN/mm byl odhadovaný průhyb o cca 5% vyšší než průhyb naměřený. Skutečný modul prokluzu jsem na základě naměřeného průhybu při uvažování modulů pružnosti dřeva $E_t = 11,6$ GPa, UHPC $E_c = 49,6$ GPa odvodil hodnotou cca $K_{ser} = 320$ kN/mm. Tato hodnota je blízká průměrné hodnotě modulu prokluzu stanovené ze zkoušek sérií D (cca $K_{ser} = 310$ kN/mm) se stejně starou zálivkou.

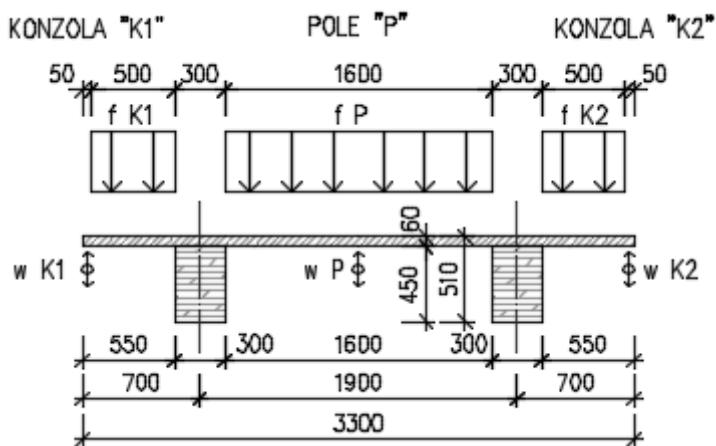
6.4 Zatěžovací zkouška panelů mostovky

6.4.1 Popis zkoušky

Po celkové zatěžovací zkoušce byly z konstrukce vyřezány tři segmenty šířky 1 m (viz Obr. 83) a byla provedena zatěžovací zkouška segmentů mostovky v příčném směru.



Obr. 83: Schéma vyřezání zkušebních těles z lávky pro zatěžovací zkoušku mostovky v příčném směru



Obr. 84: Schéma příčného řezu zkušebních těles s vyznačením zatěžovaných oblastí – konzola K1, pole P, konzola K2 s rovnoměrnými plošnými zatíženími f_{K1} , f_{K2} a f_P a s vyznačením míst měření průhybů na konzolách w_{K1} a w_{K2} a v poli w_P .

Segmenty byly postupně zatěžovány pomocí pytlů s pískem. Byl měřen průhyb na osmi místech – po obou stranách segmentu uprostřed rozpětí a na koncích konzol a zatlačení obou podpor. Průběžně bylo sledováno, zda nevznikají trhliny. Vzhledem k tomu, že se jedná o nosník s převislými konci, přitížení v poli znamenající nárůst průhybu v poli znamená nadzvednutí konzol a naopak. Zatěžovací zkouška měla potvrdit, že lávka se chová pružně při charakteristické kombinaci zatížení (zatížení chodci 5 kN/m^2), viz Obr. 84. Zatěžování probíhalo postupně. Dále byly testovány různé zatěžovací stavy – maximální zatížení na

konzole, maximální zatížení v poli – zatěžovací pytle s pískem byly postupně přeskládávány z konzoly do pole.

Během zkoušky byl zaznamenáván vývoj průhybů a zatížení pole a obou konzol v závislosti na čase. Výstupy měření porovnáváné s teoretickým odhadem průhybů na základě lineárního výpočtu na modelu nosníku s převislými konci s bodovými kloubovými podporami v osách trámů jsou uvedeny na Obr. 87. Modul pružnosti UHPC byl uvažován na základě materiálových zkoušek hodnotou 49,6 GPa.

6.4.2 Výsledky zkoušky

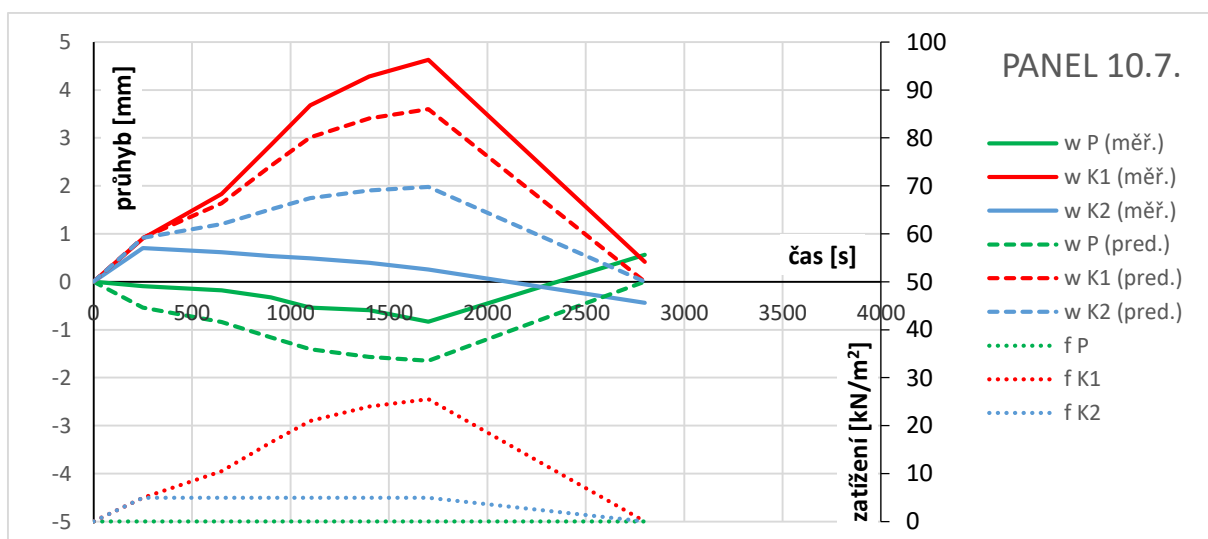
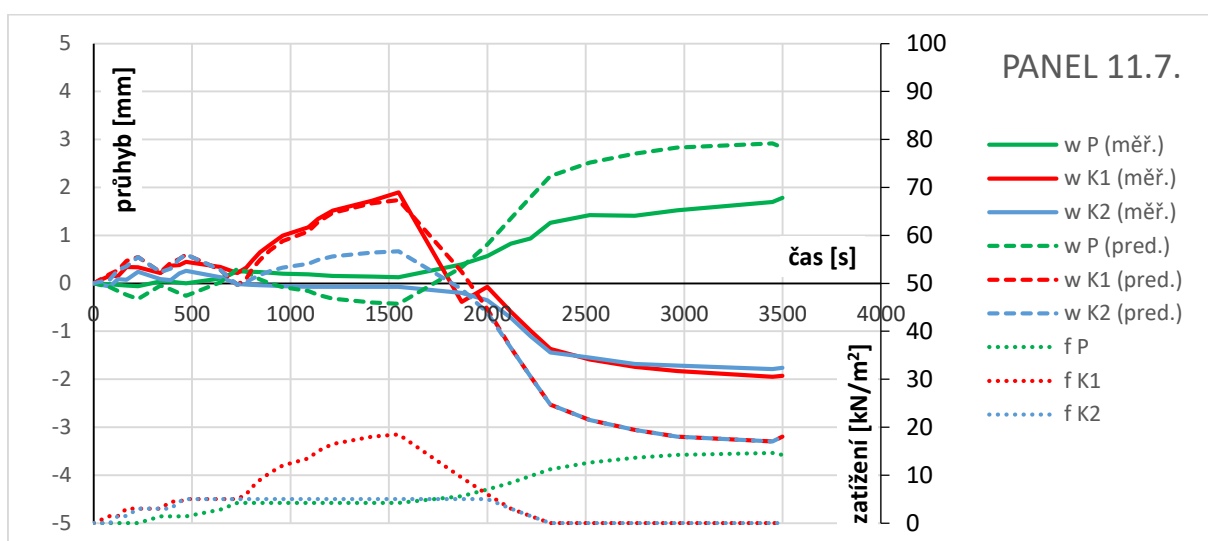
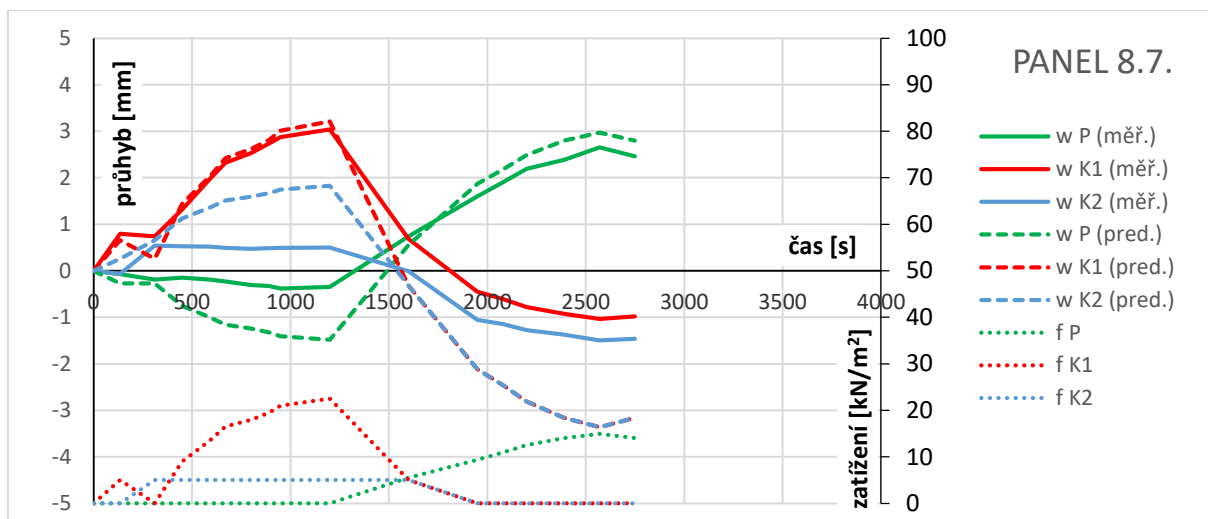
U všech třech zkušebních těles byla zkoušena vždy jedna konzola na zatížení maximálním množstvím pytlů s pískem, které se povedlo naskládat na sebe. Nejvíce se na konzole povedlo dosáhnout zatížení 1275 kg (a to u panelu z 10.7., celkem 51 pytlů á 25 kg, výška sloupce cca 1,9 m – viz Obr. 86 vlevo) odpovídající rovnoměrnému plošnému zatížení cca 25,5 kN/m², tedy více než 5x charakteristické zatížení chodce. Nebylo pozorováno žádné vizuálně porušení, naměřený průhyb byl trochu vyšší, než by odpovídal predikci z pružného výpočtu.



Obr. 85: Simulace charakteristického zatížení chodce 5 kN/m² na konzolách a v poli pomocí pytlů s pískem

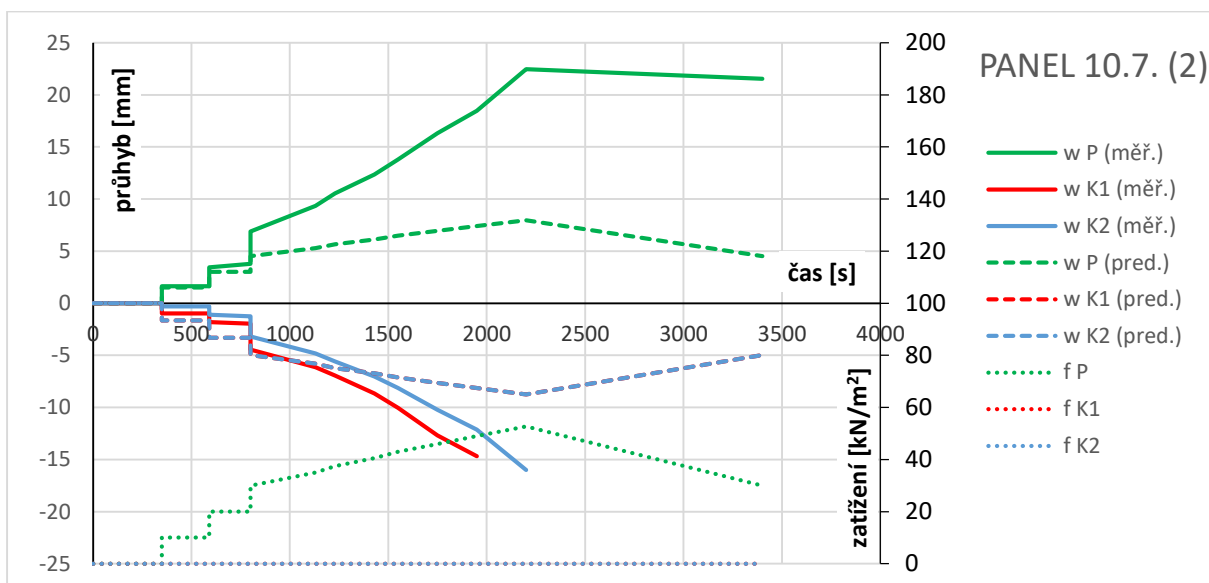


Obr. 86: Vlevo zatížení na konzole cca 1275 kg písku odpovídající 25,5 kN/m², vpravo zatížení v poli silničními panely a pískem o celkové hmotnosti cca 5270 kg odpovídající rovnoměrnému zatížení v poli cca 33 kN/m²



Obr. 87: Záznamy zatěžovací zkoušky jednotlivých zkušebních segmentů: w = průhyb (kladný dolů, záporný nahoru) – měř. = naměřený, pred. = predikovaný výpočtem; f = plošné zatižení; P = pole; K1, K2 = konzoly;

Vzhledem k tomu, že naměřené průhyby v poli u panelů z 8.7. a 11.7. byly nižší než průhyby odhadované na základě pružného výpočtu a nebylo pozorováno žádné poškození (žádné plastické deformace), byl u posledního zkoušeného panelu - panelu z 10.7. změněn způsob zatěžování v poli. Zatížení v poli bylo vneseno přes dvojici dřevěných trámů průřezu 180x180 mm umístěných ve třetinách rozpětí pole. Statické schéma zatěžovací zkoušky panelu z 10.7. bylo tedy koncipováno jako čtyřbodový ohyb. Vzhledem k omezenému množství pytlů s pískem (2270 kg) byly pro zatěžování nejdříve použity 3 ks silničních panelů o hmotnosti cca 1000 kg a následně naskládány pytle s pískem (viz. Obr. 86 vpravo). Při zatížení 3. panelem byl pozorován značný nelineární nárůst průhybů (viz Obr. 88), při dalším přitěžování pytlí s pískem byl zaznamenán vývoj trhlin a bylo slyšet praskání drátků v matrici, přesto se ani po aplikaci všech pytlů s pískem - celkem zatížení 5,27 t nepovedlo panel úplně porušit.



Obr. 88: Záznam zatěžovací zkoušky v poli panelu vyrobeného 10.7.2019: w = průhyb (kladný dolů, záporný nahoru) – měř. = naměřený, pred. = predikovaný výpočtem; f = plošné zatížení; P = pole; K1, K2 = konzoly; na konzolách byl při průhybu okolo -15 mm vyčerpán rozsah měřičů

Zatěžovací zkouška mostovky v příčném směru prokázala, že konstrukce se chová v mezním stavu použitelnosti pružně, a že je bezpečná, její únosnost několikanásobně překračuje návrhové zatížení. Vývoj průhybů v lineární oblasti v zásadě odpovídal předpokládaným průhybům stanoveným na prutovém výpočetním modelu.

7. Celkové zhodnocení

V této kapitole předkládám celkové zhodnocení všech provedených experimentů a analýz. Diskutuji klady a zápory navržené optimalizace kompozitních mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC. Uvádím, co by bylo vhodné doplnit či vylepšit a jakým směrem pokračovat ve výzkumu a vývoji dále.

7.1 Spřahovací systém

V rámci vývoje technologie spřažených dřevo-betonových konstrukcí s využitím prefabrikovaných mostovkových segmentů z UHPC jsem navrhl a testoval speciální způsob spřažení, který je tvořen pomocí ocelových lišt zabudovaných do dřevěných trámů se smykovými trny v betonové části. Stanovil jsem si za cíl ve své práci experimentálně ověřit mechanické charakteristiky navrženého spřahovacího systému a provést jeho detailní výpočetní analýzu.

7.1.1 Výsledky a diskuse

Pro ověření mechanických charakteristik (únosnosti a tuhosti) aplikovaného spřahovacího systému jsem provedl experimentální analýzu v podobě krátkodobých protlačovacích zkoušek. V případě zvoleného kombinovaného systému spřažení s ozubem ve dřevěné části a se smykovými trny v betonové části průřezu může nastat více způsobů porušení (smykové porušení dřevěného ozubu, tlakové porušení dřevěného ozubu, porušení smykového trnu stříhem, tlakové porušení betonu v oblasti smykového trnu). Navrhl jsem proto zkoušková tělesa ve více variantách, aby bylo dosaženo různých způsobů porušení, což se také podařilo.

Výsledky protlačovacích zkoušek řad dimenzovaných na porušení smykových trnů potvrdily, že v případě spřažených dřevo-betonových konstrukcí je únosnost na rozdíl od spřažených ocelo-betonových konstrukcí trnů závislá také na pevnosti betonu. Vzorky se zálivkou o pevnosti v tlaku 105 MPa na krychlích o straně 100 mm cca ve stáří 7 dní (K11) vykazovaly v průměru o cca 14 % vyšší únosnost než vzorky se zálivkou o pevnosti 50 MPa cca ve stáří 1 den (K10), zároveň u nich byla zaznamenána cca 2x vyšší tuhost (modul prokluzu).

Rozdíl mezi porušením dřeva a smykových trnů se projevil zejména v průběhu pracovního diagramu. Tělesa se smykovým porušením trnů vykazovala pružno-plastické chování se zpevněním. Požadavek normy EC4 [46] na minimální prokluz spoje 6 mm byl v tomto případě těsně splněn. U prvků dimenzovaných na porušení dřeva došlo ve většině případů nejdříve ke smykovému porušení ozubu, které má v zásadě křehký průběh. Po dosažení únosnosti bylo pozorováno určité tahové změkčení, prokluz spoje se pohyboval v průměru okolo 3 mm, nevyhověl by tedy požadavkům EC4 [46] pro spřažené ocelo-betonové konstrukce (pro spřažené dřevo-betonové konstrukce neexistuje speciální norma). V případě, že ke kolapsu spřažené dřevo-betonové konstrukce dojde porušením dřeva, které je ve většině případů nejslabším článkem, bude mít porušení v zásadě vždy křehký charakter, a proto zastávám

názor, že požadavek na prokluz spoje 6 mm není v případě dřevo-betonové konstrukce zcela oprávněný.

Řady dimenzované na porušení dřeva třídy Gl24h jsem navrhl s různými výškami ozubu 10 mm (K20), 20 mm (K12) a 30 mm (K31). Rozdíly v únosnosti i tuhosti jednotlivých zkušebních řad poměrově odpovídaly změně hloubky ozubu. Nejnižší ozuby vykazovaly nejnižší tuhost i únosnost. Pro řadu K13 s ozubem o výšce 20 mm jsem navrhl vyšší pevnostní třídu dřeva Gl32h. V případě porovnání výsledků řad K12 a K13 pevnostních tříd Gl24h a Gl32h byla pro třídu Gl32h zaznamenána vyšší únosnost i tuhost.

Provedenými protlačovacími zkouškami jsem ověřil krátkodobé mechanické charakteristiky spřahovacího systému. Ověřil jsem, že únosnost navrženého systému je dostatečná pro aplikaci v mostním stavitelství. Tuhost tohoto systému spřažení je poměrně vysoká. Vzhledem k teplotnímu a vlhkostnímu kolísání ve vnějším prostředí proto dochází vlivem rozdílné teplotní a vlhkostní roztažnosti dřeva a UHPC k poměrně značnému vynucenému namáhání konstrukce.

V rámci vyhodnocení protlačovacích zkoušek jsem se zabýval analytickou predikcí na základě platných norem. Systém spřažení se smykovými trny s kulovou hlavou se běžně využívá u spřažených ocelobetonových konstrukcí. V normě EC4 [46] je uveden vztah pro výpočet únosnosti smykových trnů u spřažených ocelobetonových konstrukcí pro běžné pevnosti a běžné typy trnů. U betonů vysokých pevností dochází vlivem vyšší pevnosti betonu k tuhému vetknutí trnu a porušení nastává v podstatě výlučně stříhem (smykem) v oblasti nad svarem. K podobnému chování dochází u spřažených dřevo-betonových konstrukcí, protože dřevo má výrazně nižší modul pružnosti a dochází u něj k plastickému otláčení, trn je tuze vetknut v betonové desce, v patě trnu dojde k natočení a zatlačení ocelové smykové desky do dřeva. Tyto vlivy mají za následek vyšší únosnost trnů ale zároveň méně duktilní porušení. Norma EC4 [46] tento případ chování trnu nepokrývá (viz (22)). Normový vztah upravil na základě experimentů Döinghaus [61] (viz (23)). Na základě provedených analýz je zřejmé, že upravený vztah podle Döinghause [61] mnohem lépe vystihuje skutečnost, protože zohledňuje vliv pevnosti betonu na únosnost smykových trnů. Poměr vypočtených únosností přibližně odpovídal výsledkům provedených experimentů. Spřažené konstrukce s využitím UHPC vykazují nižší duktilitu spoje, z hlediska únosnosti je pro ně vhodnější použití nižších trnů o větším průměru.

V případě porušení dřevěného ozubu je většinou rozhodující jeho smyková únosnost. Průběh smykového napětí po délce ozubu ve skutečnosti není konstantní. Od určité délky ozubu již nedochází k nárůstu jeho únosnosti. V normě EC5 [47] chybí doporučení pro maximální délku, kterou lze uvažovat pro výpočet smykové únosnosti ozubu, ačkoliv tento problém je již více než půlstoletí známý a je řešen např. v ČSN 73 1702 [41]. Je zřejmé, že v případě zanedbání omezení délky ozubu pro výpočet s uvažováním rovnoměrného rozdělení napětí po délce ozubu, dochází u ozubů o délce větší než hraniční délka L_{cr} k nebezpečnému poddimenzování z hlediska smykové únosnosti.

V rámci vyhodnocení protlačovacích zkoušek jsem provedl jejich numerické simulace. Pro simulaci porušení v oblasti betonu jsem použil program ATENA (Červenka s.r.o.), který

umožňuje velmi výstižně nasimulovat materiály typu beton pomocí materiálového modelu „3D Nonlinear Cementitious 2“, není v něm ovšem primárně k dispozici ortotropní materiálový model. Pro simulaci porušení v oblasti dřeva jsem proto následně použil program ANSYS, který obsahuje pokročilý nelineární materiálový model „TB,ANISO“, kterým lze definovat anizotropní elasto-plastické materiálové chování. Tento model je ovšem velmi komplexní a má celkem 27 parametrů.

Nelineární numerickou analýzou v programu ATENA jsem prokázal, že vhodnou volbou materiálových parametrů lze dosáhnout velmi dobré shody výsledků numerických simulací protlačovacích zkoušek s experimenty. Ověřil jsem, že parametry materiálového modelu kontaktu odvozené z experimentu lze dále účinně aplikovat v komplexních modelech pro prvky namáhané ohybem. U modelovaného spřaženého ohýbaného prvku byla dosažena mez pevnosti materiálů trámu i desky dřeva, než došlo k dosažení nelineární oblasti nárůstu prokluzu. V případě vhodně zvolených dimenzí kompozitní konstrukce dojde dříve k porušení spřažených komponent a spřažení lze uvažovat jako lineárně tuhé.

Simulace, které jsem provedl v této práci, umožňují verifikovat provedené experimenty, pro statistické vyhodnocení modulu prokluzu a únosnosti by bylo však potřeba provést rozsáhlejší výpočetní analýzu, např. pomocí metody Monte Carlo. Materiálové vlastnosti mohou variovat na základě jejich stochastického rozdělení. Z toho plyne velké množství možných kombinací různých tuhostí. V dalším experimentálním vývoji by bylo potřeba podrobněji se zaměřit na ověření navrženého spřahovacího systému z hlediska dlouhodobého chování a únavového namáhání.

7.2 Ohybová pevnost UHPC

Jako podklad pro návrh mostovky z materiálu UHPC jsem si stanovil za cíl experimentálně ověřit ohybovou únosnost tenkých desek z UHPC, porovnat ji s ohybovou pevností stanovenou na základě ohybových zkoušek provedených podle různých platných norem v ČR a kvantifikovat rozdíly mezi získanými výsledky. Na základě různých platných norem existuje v ČR pro stanovení pevnosti betonu v tahu za ohybu více typů zkoušek, které se liší zejména velikostí vzorků a statickým schématem. Zkoušky se provádějí většinou na trámčích namáhaných čtyřbodovým či třibodovým ohybem se zářezem či bez zářezu. O správnosti aplikace a interpretovatelnosti výsledků konkrétního zkušební postupu pro vláknobetonové konstrukce se vedou neustále diskuze, proto jsem provedl pro porovnání více různých typů zkoušek.

7.2.1 Výsledky a diskuse

Pro stanovení ohybové pevnosti UHPC jsem provedl zkoušky ve třibodovém ohybu na trámčích 100 x 100 x 400 mm a 150 x 150 x 700 mm se zářezem podle ČSN EN 14651+A1 [49] a ve čtyřbodovém ohybu na trámčích 150 x 150 x 700 mm, 100 x 100 x 400 mm podle ČSN P732452 [42] a na trámčích 40 x 40 x 160 mm ve třibodovém ohybu bez zářezu podle ČSN EN 12390-5 [51].

Výsledky vyhodnocení potvrdily, že se ohybová pevnost (pevnost v tahu za ohybu) UHPC významně liší v závislosti na velikosti zkušební tělesa a typu zkoušky. Trámce 40 x 40 x 160 mm vykazovaly cca 2,4x větší ohybovou pevnost než trámce 150 x 150 x 700 mm. Trámce 100 x 100 x 400 mm vykazovaly cca 1,4x větší ohybovou pevnost než trámce 150 x 150 x 700 mm. Tento výsledek potvrzuje skutečnost, že vliv size efektu a zejména stěnového efektu (usměrnění drátků o stěny formy) na mechanické vlastnosti je u malých těles naprosto zásadní. Rozdíly mezi 3- a 4-bodovým ohybem byly zaznamenány okolo 8-9 % a jsou dány zejména skutečností, že v případě 3-bodového ohybu je místo porušení pevně definováno, zatímco u 4-bodového ohybu dochází k porušení v nejslabším místě ve vnitřní třetině rozpětí nosníku.

V rámci experimentálního programu jsem dále navrhl speciální zkušební tělesa půdorysných rozměrů 2000 x 250 mm o tloušťkách 40, 50, 60, 70 a 80 mm, která byla testována ve čtyřbodovém ohybu s rozpětím podpor 1900 mm. Neporušené krajní třetiny nosníku byly po zkoušce dále použity na zkoušku ve třibodovém ohybu s rozpětím 600 mm. Polovina zkušebních těles byla zkoušena v poloze stejné jako při betonáži (normální poloha, N) a druhá polovina horním povrchem dolů (obrácená poloha, R).

Cílem provedení zkoušek speciálních těles bylo vyhodnotit a porovnat ohybové pevnosti pro různé tloušťky desek pro recepturu se 2 % drátků. Při porovnání výsledků jednotlivých zkušebních řad bylo možno pozorovat určitý trend rostoucí ductility a ohybové pevnosti se snižující se tloušťkou desky. Desky tl. 40 mm vykazovaly cca o 15 % vyšší ohybovou pevnost oproti deskám tl. 80 mm. Vyhodnocená ohybová pevnost ze zkoušek v 3-bodovém ohybu u deskových těles byla o cca 25 % vyšší oproti 4-bodovému ohybu. Rozdíly mezi oběma testy u deskových těles byly cca 2,5-násobně vyšší oproti rozdílům zjištěným u normových těles (rozdíly 8-9 %), což je dáno výrazně vyšším rozpětím u deskových těles. Porušení v případě čtyřbodového ohybu může nastat v kterémkoliv místě na úseku cca 650 mm u deskových těles a na úseku cca 200 mm u trámů 700 x 150 x 150 mm. Ohybová pevnost u deskových těles betonovaných ve vodorovné poloze byla cca o 20 % nižší při zatěžování v obrácené pozici. Tento rozdíl je dán nerovnoměrným rozdělením drátků po výšce průřezu vlivem gravitace.

Na základě výsledků ohybových zkoušek speciálních deskových těles se 2 % drátků byla zvolena pro výrobu panelů mostovky tloušťka desky 60 mm. Původní série deskových těles rozměrů 2000 x 250 x 60 mm se 2 % drátků čítala 5 ks zkušebních těles (ozn. 60-2%). Dodatečně bylo vyrobeno 5 ks dalších deskových těles se 2 % drátků (ozn. 60-2%P), které měly rozšířit základní množinu experimentálních dat. Ovšem v důsledku nezohlednění vysokých teplot prostředí během betonáže v prefě byla konzistence při ukládání UHPC do formy špatná, nedocházelo k optimální distribuci drátků. Průměrné únosnosti řady 60-2%P byly i více než o polovinu nižší než u původních vzorků 60-2% a průměrný průhyb při dosažení únosnosti byl téměř 4x menší. Na základě těchto alarmujících výsledků jsme se rozhodli panely mostovky vyztužit klasickou betonářskou výztuží při snížení množství rozptýlené výztuže - ocelových drátků na hmotnostní objem 1,5 %. Byly proto vyrobeny další dvě zkušební série: série 60-1,5% vyztužená drátky v hmotnostním objemu 1,5 % bez betonářské výztuže a série 60-

1,5%+V s betonářskou výztuží tvořenou KARI sítí $\phi 6/100/100$. Dále byla dodatečně vyrobena série 60-3% zahrnující zkušební tělesa se 3 % drátků bez betonářské výztuže.

Z porovnání jednotlivých sérií bylo patrné, že prvky vyztužené pouze rozptýlenou výztuží v podobě ocelových drátků vykazují značný rozptyl hodnot únosnosti. Výsledky experimentů potvrdily obecný trend, že čím nižší je procento vyztužení, tím větší je rozptyl výsledků. Vyhodnocený variační koeficient u prvků se 1,5 % drátků byl 0,26, u prvků se 2 % drátků 0,22 a se 3 % 0,19. Při nerovnoměrné (špatné) distribuci vláken způsobené špatnou konzistencí během betonáže byl variační koeficient dokonce 0,52 a zároveň došlo k výrazné redukci únosnosti a zejména duktility při porušení. U prvků vyztužených betonářskou výztuží (v kombinaci s drátkem) je zřejmé duktilní chování a nižší rozptyl výsledných hodnot únosnosti, variační koeficient 0,1.

Celkem překvapivě byl průhyb při dosažení únosnosti u prvků se 3 % drátků výrazně nižší než u prvků se 2 % drátků a únosnost byla v obou případech podobná. Při pátrání po možné příčině bylo zjištěno, že v prefě použili na výrobu zkušebních těles se 3 % drátků bohužel jiný typ drátků (2800 MPa, 12,5/0,175-0,2), než v předchozím případě (2200 MPa, 13/0,2 mm). Ačkoliv desky se 3 % drátků obsahovaly drátky s vyšší pevností o cca 27 %, jejich průměrná únosnost byla cca o 4 % menší oproti deskám se 2 % drátků. Rozměry použitých drátků se liší na první pohled sice nepatrně, ale rozdíl v soudržnosti může být značný, což bylo zřejmě i důvodem nižší duktility a nižší pevnosti těles se 3 % drátků oproti tělesům se 2 % drátků. Aby bylo prezentované porovnání relevantní, bylo by vhodné vyrobit a otestovat zkušební tělesa se 3 % drátků znova s původním typem drátků. Výsledky odpovídají skutečnosti, že i malá změna receptury může v případě UHPC znamenat velký rozdíl ve výsledných vlastnostech.

Numerickou simulací se mi podařilo dosáhnout velmi dobré shody s experimenty. Zjistil jsem, že při aproximaci průřezu prvků z UHPC homogenním materiálem nelze ovšem materiálový model zcela univerzálně aplikovat pro různé okrajové podmínky. Určitým řešením pro možnost částečně univerzální aplikace by mohl být vrstvičkový model, který by zohledňoval rozdílnou distribuci drátků po výšce průřezu. Jako podklad pro vytvoření numerického vrstvičkového modelu jsem proto nechal provést vyhodnocení distribuce drátků po výšce průřezu pomocí mikroskopické semidestruktivní metody. Vzhledem k značné časové náročnosti bylo provedeno vyhodnocení pouze u dvou porušených zkušebních těles v místech porušení, které se ukázalo jako nedostatečné pro tvorbu vrstvičkového modelu. Pro tyto účely by bylo vhodné provést vyhodnocení distribuce drátků pro větší množství těles a pro řezy v různých místech prvku. Tvorbou vrstvičkového modelu jsem se proto z důvodu nedostatečného množství podkladů v rámci této práce dále nezabýval.

Z provedených analýz vyplývá, že při návrhu konstrukcí z UHPC je potřeba vždy jasně specifikovat pevnost v tahu za ohybu, a zejména z jakého testu má být stanovena. Výrobci s oblibou udávají hodnotu ohybové pevnosti určenou na základě testů na malých trámcích 40 x 40 x 160, která je výrazně vyšší (cca 2,2 x) oproti ohybové pevnosti stanovené zkouškou ve 3-bodovém ohybu na trámcích 150 x 150 x 700 se zářezem (podle ČSN 14 651+A1 ([49]), ze které by se mělo podle Metodiky [58] pro stanovení hodnot pevnosti v tahu vycházet. Průměrná ohybová pevnost pro speciální desková tělesa pro zvolené okrajové podmínky (tloušťka desky

40-80 mm, rozpětí 1900 mm) byla cca pouze o 30 % vyšší oproti hodnotám ohybové pevnosti stanoveným ze zkoušky ve 3-bodovém ohybu na trácích 150 x 150 x 700 se zářezem. Je tedy zřejmé, že v případě desky tl. 40 mm rozhodně neplatí, že její ohybová pevnost bude podobná jako u těles 40 x 40 x 160, které vlivem stěnového a rozměrového efektu vykazují ohybovou pevnost výrazně vyšší.

Provedené experimenty dále potvrdily známý fakt, že receptura UHPC je mimořádně citlivá na jakékoliv změny, zejména potom na typ použitých drátků. Při výrobě prvků z UHPC je nutná vysoká technologická kázeň a je nutno dodržovat odzkoušené receptury. Betonáž prvků z UHPC při vysokých teplotách je riziková, dochází k rychlejšímu odpařování vody ze směsi, což vede při předchozím nezohlednění tohoto faktu ke změnám konzistence. Nevhodná konzistence u jedné série zkušebních těles znamenala fatální pokles jejich výsledné ohybové pevnosti a ductility.

Při vývoji norem pro navrhování konstrukcí z UHPC by bylo vhodné se zaměřit také na sprážené konstrukce, např. upravené vzorce pro výpočet únosnosti spráhovacích prvků v případě aplikace UHPC.

Pro navrhování ohýbaných prvků z UHPC (vyztuženého rozptýlenou výztuží v podobě drátků) se na základě výsledků provedených experimentů přikláním k upřednostnění aplikace receptury s nižším množstvím drátků v kombinaci s betonářskou výztuží na úkor prvků vyztužených pouze rozptýlenou výztuží. Vzhledem k náhodné orientaci drátků dochází k velkému rozptylu výsledných hodnot únosnosti v ohybu. Drátky tvoří značný podíl nákladů, vyšší procento drátků bez aplikace betonářské výztuže je z hlediska poměru cena/výkon méně efektivní. U prvků vyztužených pouze rozptýlenou výztuží je vyšší pravděpodobnost selhání z důvodu nedodržení technologické kázně. Betonářská výztuž zajistí zaručenou únosnost v požadovaném směru a navíc se konstrukce při porušení chová výrazně duktilněji.

7.3 Kompozitní mostní konstrukce ze dřeva a UHPC

V rámci své disertační práce jsem dále provedl návrh optimalizovaného mostního systému s využitím prefabrikované mostovky z UHPC. Zaměřil jsem se na výpočetní analýzu poddajného sprážení, vlivy jednotlivých vstupních parametrů jsem ověřil v rámci parametrické studie. Funkčnost navrženého mostního systému jsem dále ověřil v rámci výroby a provedení zatěžovací zkoušky „full-scale“ zkušební konstrukce.

7.3.1 Výsledky a diskuse

Navržený mostní systém má své přednosti i nedostatky jako v zásadě cokoliv na světě. Kompozitní mostní konstrukce ze dřeva a UHPC představují přínos z ekologického hlediska, protože umožňují aplikaci obnovitelného přírodního materiálu dřeva, efektivně využívají vlastnosti obou materiálů a jsou architektonicky zajímavé. Betonová mostovka tvoří ochranu dřeva proti přímým povětrnostním vlivům. Oproti běžným spráženým dřevo-betonovým konstrukcím je v případě aplikace UHPC betonová deska výrazně štíhlejší, méně přitěžuje dřevěné trámy a méně se u ní projevuje dotvarování a smršťování (v případě prefabrikace).

Navržený mostní systém umožňuje oproti klasickým dřevo-betonovým mostům s monolitickou deskou rychlejší výstavbu a vyloučení mokrého procesu ve styku se dřevem.

Výroba spřažené dřevo-betonové konstrukce znamená zapojení více různých profesí, klade tedy vyšší nároky na koordinaci prací. Vzhledem k tomu, že se předpokládá, že trámy budou na stavbu dopravovány již s osazenými spřahovacími prvky, vyžaduje navržený systém dodržení poměrně přísných výrobních tolerancí. Pro prefabrikaci panelů je nutné navrhnout relativně složité detaily, které zvyšují náročnost výroby. Při porovnání vlastností jednotlivých částí konstrukce je dřevo jednoznačně nejslabším článkem celého systému, jak z hlediska únosnosti, tak z hlediska trvanlivosti. V případě porušení dřeva nastává křehké porušení.

Účinky nesilových zatížení v případě spřažené konstrukce s využitím UHPC jsou větší než v případě aplikace běžného betonu. Materiál UHPC má o cca 10 % vyšší součinitel délkové tepelné roztažnosti a cca o třetinu vyšší modul pružnosti oproti běžnému betonu (C30/37). Vzhledem k tenké desce mostovky v případě aplikace UHPC jsem uvažoval rozdílovou složku teploty pomocí teplotního rozdílu mezi různými nosnými prvky (mezi trámem a mostovkou), což je méně příznivé oproti zohlednění rozdílové složky nelineárním postupem v případě běžných tlouštěk mostovky z betonu normálních pevností. V případě aplikace UHPC je vlastní tíha konstrukce výrazně nižší než v případě klasických spřažených dřevo-betonových konstrukcí s betonem normálních pevností, a proto jsou i účinky teplotního zatížení v poměru ke stálému a celkovému zatížení výrazně vyšší. Pro návrh spřahovacích prostředků se teplotní zatížení ukázalo jako rozhodující složka zatížení.

Zatěžovací zkouška prokázala, že navržená konstrukce je bezpečná a její chování odpovídá předpokladům. Hodnota modulu prokluzu spřahovacích prostředků odvozená na základě výsledků zatěžovací zkoušky odpovídala hodnotám modulu prokluzu stanoveným z protlačovacích zkoušek. Skutečná únosnost konstrukce byla cca 5x vyšší než účinky návrhového zatížení.

Zatěžovací zkouška mostovky v příčném směru prokázala, že se panely mostovky chovají v mezním stavu použitelnosti pružně, a že jsou bezpečné z hlediska únosnosti. Únosnost panelů několikanásobně překročila návrhové zatížení. Vývoj průhybů v lineární oblasti v zásadě odpovídal předpokládaným průhybům stanoveným na prutovém výpočetním modelu.

Ačkoliv je dřevo chráněno proti přímému vlivu klimatických podmínek, jeho trvanlivost v oblasti styčné spáry mezi oběma materiály velmi pravděpodobně bude nižší než v případě mostovky z UHPC (u UHPC se předpokládá životnost okolo 200 let). Z tohoto důvodu by bylo vhodné upravit systém spřažení tak, aby umožňoval demontáž panelů mostovky a jejich znovupoužití. Znamenalo by to vymyslet poměrně složitý systém, který by zajistil staticky přijatelný prokluz ve spojení, a přitom se příliš neprodrazovala výroba.

Výše popsány nevýhody kompozitních dřevo-betonových mostních konstrukcí s využitím prefabrikované mostovky z UHPC znesnadňují zavedení tohoto systému do praxe. V současné době existují výhodnější řešení, např. je možno vyrobit lávky pro pěší s obdobnou volnou šířkou na mostě jako v případě navrhovaného systému (okolo 3 m) a rozpětí až do více než 20 m jako jeden předem předpjatý prefabrikovaný celek z UHPC. Kompletní

prefabrikát z UHPC je vysoce trvanlivý, rychlejší na výrobu i instalaci, vykazuje duktilní porušení.

V rámci výzkumu kompozitních dřevo-betonových konstrukcí by bylo vhodné se dále podrobněji věnovat dlouhodobému chování dřevo-betonových konstrukcí, zejména se zaměřit na rozdílnou rychlost průběhu dotvarování u dřeva a u betonu, respektive u UHPC. V aktuálně platných normách není tato problematika nijak řešena, EC5 [47] se věnuje spřaženým konstrukcím pouze okrajově. Bylo by dále přínosné provést na skutečné spřažené dřevo-betonové konstrukci pravidelné monitorování účinků změn teplot a vlhkosti prostředí v delším časovém období po dobu několika let od začátku výstavby.

8. Závěr

V rámci své disertační práce jsem nejprve vypracoval rešerši na téma spřažených dřevo-betonových mostů, která popisuje aktuální stav vývoje a výzkumu v této oblasti a zaměřuje se podrobněji na možnosti aplikace vysokohodnotných betonů a prefabrikace v oblasti dřevo-betonových konstrukcí spojenou s vývojem speciálních spřahovacích prostředků. Pod vedením doc. Vráblíka jsem se poté zabýval návrhem optimalizace kompozitních dřevo-betonových mostních konstrukcí spočívajícím zejména v aplikaci prefabrikované mostovky z UHPC. Vybrané problémy jsem podrobněji rozvedl v této práci.

Díky podpoře grantového projektu TAČR TH02020730 jsem měl možnost provést poměrně značné množství experimentů. Všechny experimenty jsem se aktivně účastnil většinou ve všech fázích – ve fázi jejich přípravy, realizace i vyhodnocení. Vyzkoušel jsem tedy různé pracovní profese, což mi umožnilo nahlédnout na problémy, s nimiž se potýkají pracovníci, kteří dílo podle projektu přímo vytvářejí.

První část experimentů a analýz jsem zaměřil na ověření mechanických charakteristik navrženého systému spřažení, který je tvořen pomocí ocelových lišt zabudovaných do dřevěných trámů se smykovými trny v betonové části. Pro ověření mechanických charakteristik aplikovaného spřahovacího systému jsem provedl experimentální analýzu v podobě krátkodobých protlačovacích zkoušek. Navrhl jsem zkoušková tělesa ve více variantách, aby bylo dosaženo různých způsobů porušení, což se také podařilo. Dále jsem se podrobně zabýval analytickou predikcí únosnosti spřahovacího systému a provedl jsem numerické simulace protlačovacích zkoušek.

Další část experimentů jsem zaměřil na ověření ohybové únosnosti tenkých desek z UHPC lokální receptury. Nejprve jsem provedl porovnání experimentů zaměřených na stanovení ohybové únosnosti na základě různých typů zkoušek podle platných norem v České republice, z nichž se mi podařilo sestavit přibližné poměry mezi hodnotami získaných ohybových pevností. Dále jsem se podrobněji zabýval únosností tenkých desek z UHPC vyztuženého pouze rozptýlenou výztuží. Provedl jsem experimenty pro stanovení ohybové únosnosti desek různých tloušťek a různého obsahu drátků. Porovnal jsem ohybovou únosnost deskových těles v různých polohách vzhledem k betonáži. Experimenty jsem doplnil numerickou simulací.

V rámci návrhu optimalizovaného mostního systému s využitím prefabrikované mostovky z UHPC jsem se zaměřil na výpočetní analýzu poddajného spřažení, vlivy jednotlivých vstupních parametrů jsem ověřil v rámci parametrické studie. Pro rychlý návrh a posouzení spřažené dřevo-betonové konstrukce jsem vytvořil vlastní výpočetní program v programu Excel. Navržený mostní systém tvořený trámy z lepeného lamelového dřeva spřaženými s mostovkou z prefabrikovaných panelů z UHPC lze univerzálně aplikovat pro různá rozpětí v rozmezí cca 10 - 25 m. Panely mostovky jsou univerzální nezávisle na rozpětí, dřevěné trámy jsou variabilní v závislosti na rozpětí a konstrukčním uspořádání.

Navržený mostní systém jsem dále ověřil v rámci výroby „full-scale“ experimentální konstrukce v měřítku 1:1. Na tomto funkčním vzorku délky 10 m a šířky 3,3 m jsem ověřil

jednotlivé výrobní detaily a postupy. Následně jsem ověřil únosnost a chování spřažené konstrukce při zatížení provedením zatěžovací zkoušky do porušení. Po dosažení únosnosti konstrukce v podélném směru byla konstrukce rozřezána na segmenty, na nichž jsem dále ověřil únosnost panelů mostovky z UHPC v příčném směru.

Svoji práci hodnotím jako vstupní impuls do oblasti navrhování spřažených mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC. Vzhledem ke značnému rozsahu této problematiky jsem se ve své práci podrobněji zaměřil pouze na výše diskutovaná témata. Je potřeba se dále věnovat dalším problémům, zejména co se týče dlouhodobého chování těchto konstrukcí. Výsledky mého výzkumu jsem podrobně shrnul v předchozí kapitole. Pevně věřím, že získané poznatky znamenají posun v oblasti navrhování spřažených dřevo-betonových mostních konstrukcí, a budou přínosem v oblasti navrhování konstrukcí z materiálu UHPC v České republice. Přínos mé práce dále spočívá v odhalení některých nedostatků aktuálně platných normových předpisů. Vývoji v uvedených oblastech bych se chtěl věnovat i nadále. Navržený mostní systém by se měl v brzké době dočkat své první aplikace na reálné konstrukci, v současné době se již jedná o umístění finální konstrukce.

9. Literatura

9.1 Články

- [1] Bletz, O.; Holz-Beton-Verbund-Verkehrsbrücken, *Holzbau* 5/2008, s. 43-48
- [2] Ceccotti, A; Composite concrete-timber structures, *Prog. Struct. Eng. Mater.*, 4(3), pp. 264–275, 2002. DOI: 10.1002/pse.126
- [3] Crocetti, R., Sartori, T., Tomasi, R.J.; Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs. *Struct. Eng.*, 2015, 141(9): 04014224
- [4] Čítek, D., Rydval, M., Kolísko, J.; Volumetric Changes of the UHPC Matrix and its Determination; *Applied Mechanics and Materials (Volume 827)*, p. 215-218, 2016 <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.827.215>
- [5] Duque, L.F.M., Varga, I. and Graybeal, B.A. (2016) Fibre Reinforcement Influence on the Tensile Response of UHPFRC, In *First International Interactive Symposium on UHPC - 2016*, Des Moines, IOWA, USA
- [6] Fragiaco, M., Lukaszewska, E.; Development of prefabricated timber-concrete composite floor systems, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 164:2, pp. 117-129, 2011. <https://doi.org/10.1680/stbu.10.00010>
- [7] Fragiaco, M. a kol.; Timber-concrete composite bridges: Three case studies; *Journal of traffic and transportation engineering* 2018; 5 (6): 429 e438
- [8] Graf, J.; Integrale Holz-Beton-Verbundbrücken für die Landesgartenschau 2014 in Schwäbisch Gmünd, 18. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen, 2012
- [9] Hájek, P., Kynclová, M., Fiala, C.; Timber – UHPC composite floor structures – environmental study. 3rd International Symposium on UHPC in Kassel in Germany, 2012, s.679-674, ISBN 978-3-86219-265-6
- [10] Jirka, O.; První spřažené dřevobetonové lávky v ČR; 2017
- [11] Khorsandnia, N., Valipour, H., Crews, K.; Structural Response of Timber-Concrete Composite Beams Predicted by Finite Element Models and Manual Calculations; *Advances in Structural Engineering*, Vol 17, Issue 11, pp. 1601 - 1621, 2016, <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.11.1601>
- [12] Kolísko, J., Rydval, M. and Huňka, P. (2013) UHPC - Assessment of Steel Fibre Distribution and Matrix Homogeneity. In *fib Symposium TEL-AVIV 2013 Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction - Proceedings*. IACIE, Tel Aviv, Israel, p. 113-116
- [13] Kuklík P., Nechanický P., Kuklíková A.; Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors. In: Aicher S., Reinhardt HW., Garrecht H. (eds) *Materials and Joints in Timber Structures*. RILEM Bookseries, vol 9. Springer, Dordrecht, (2014) ISBN 978-94-007-7811-5, DOI: 10.1007/978-94-007-7811-5_42
- [14] Koch, J. a kol.; Moisture monitoring of nine protected timber bridges in Germany; 3rd International Conference on Timber Bridges 2017- Skellefteå, Sweden
- [15] Nechanický, P.; Možnosti provádění kompozitních dřevobetonových konstrukcí. *TZB Info*, 2012, <http://stavba.tzb-info.cz/drevostavby/8362-moznosti-provadeni-kompozitnich-drevobetonovych-konstrukci>
- [16] Padevěd P., Křístek, V., Strobach, C., P. (2018), Efekt smykových deformací při ohybových zkouškách kvazikřehkých materiálů, 25. Betonářské dny (2018) Sborník příspěvků konference, ISBN 978-80-906759-6-4

- [17] Petřík, V., Philipp, N., Křístek, V., Půlpán, M.; Full-scale testy kompozitních konstrukcí FRC-dřevo, UHPFRC-dřevo; 18. konference Betonářské dny, Sekce: Mosty 2, 2011, str. 337-342. Praha
- [18] Petřík, V., Philipp, N.; Dřevo-vláknobetonové kompozitní konstrukce - experimentální program; Beton - Technologie, Konstrukce, Sanace; Roč. 13, č. 1 (2013), s. 70-73
- [19] Petřík, V., Broukalová, I.; Some aspect of nonlinear analysis of timber-fibre concrete composite, Fibre Concrete 2011, Prague 2011
- [20] Pěňčík, J.; Modelování dřeva pomocí ortotropního materiálového modelu s kritérii porušení; Stavební obzor 1-2/2014, 2014
- [21] Podklady k předmětu Vysokohodnotné betony, Bílý, P., Fsv ČVUT, 2015
- [22] Požgaj, A. a kol.; Štruktúra a vlastnosti dreva; Príroda, Bratislava 1997
- [23] Přednáška - Vlastnosti dřeva, https://akela.mendelu.cz/~xcepl/inobio/inovace/Biomechanika_stromu/6_vlastnosti_dreva.pdf
- [24] Pukl, R., Sajdlová, T., Havlásek, P.; Identification of material parameters for nonlinear modeling of fibre reinforced concrete structures, Fibre Concrete 2011, Prague 2011
- [25] Rodrigues, J.; Providencia, P.; Dias, A. Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal. International Conference Timber Bridges 2010, Lillehammer 2010, ISBN 978-82-519-2680-5
- [26] Rodrigues, J., Dias, A., Providencia, P.; Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review; BioResources; Vol 8, No 4, pp. 6630 - 6649, 2013, DOI: 10.15376/biores.8.4.6630-6649
- [27] Rydval, M., Huňka, P., Kolísko, J.; Dependence of Load Bearing Capacity and Homogeneity of Steel Fiber Distribution, 52nd conference on experimental stress analysis, 2014
- [28] Simon, A.: Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise – Renaissance einer genialen Idee: Vortrag, VSVI Mecklenburg Vorpommern, Seminar Brückenbau, 01. März 2012, Linstow
- [29] Šlapka, P.; Vyhodnocení protlačovacích zkoušek a stanovení materiálových parametrů modelu rozetřeného spřažení a následná numerická analýza chování spřahovacího trnu, Phd Workshop, Fsv ČVUT, Praha 2013
- [30] Šobra, K., Fajnman, P., Máca, J.; Experimentální a numerická analýza styku kulatiny pomocí předplátování, Stavební obzor 03/2013, 2013
- [31] Truhlář, M.; Vlastnosti dřeva a jejich vliv na stavební praxi; PROFIspeciál, 2011
- [32] Vítek, J. L., Čítek, D.; Prefabrikované desky spřažených mostů – spoje z UHPC, 2013, http://www.cesti.cz/technicke_listy/tl2013/2013_WP3_TL3_6a.pdf
- [33] Yeoh, D., Fragiacom, M., De Francheschi, M., Koh, H. B.; The state-of-the-art on timber-concrete composite structures – a literature review. Journal of Structural Engineering (2011). ISSN 0733-9445/2011/10-1085–1095, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000353
- [34] Zhou, B., Uchida, Y. (2013), Fiber orientation in ultra high performance fiber reinforced concrete and its visualization, Proceedings of 8th International conference on Fracture Mechanics of concrete and Concrete Structures FraMCoS-8, Toledo, Spain

9.2 Normy a publikace

- [35] AFGC Ultra high performance fibre-reinforced concrete: Interim Recommendations, Revised edition, AFGC publication, France, 2013

- [36] Beton-Kalender 2013, Teil 2, IX Ultrahochfester Beton UHPC, Ernst & Sohn, 2013, s. 117–240
- [37] ČSN 49 0103 – Dřevo - zjišťování vlhkosti při fyzikálních a mechanických zkouškách, 01/1979
- [38] ČSN 49 0108 – Dřevo - zjišťování hustoty, 02/1993
- [39] ČSN 49 0111 – Metoda zjišťování modulu pružnosti v tlaku podél vláken, 05/1991
- [40] ČSN 73 1701 – Navrhovanie drevených stavebných konštrukcií, 08/1984, zrušená 07/2008
- [41] ČSN 73 1702 – Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (modifikovaný překlad DIN 1052:2004-08), 11/2007
- [42] ČSN P 73 2452, Fibre-reinforced concrete – Testing of hardened fibre-reinforced concrete, 06/2015
- [43] ČSN EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [44] ČSN EN 1991 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí, soubor norem
- [45] ČSN EN 1992 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, soubor norem
- [46] ČSN EN 1994 – Eurokód 4: Navrhování ocelobetonových konstrukcí, soubor norem
- [47] ČSN EN 1995 – Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí, soubor norem
- [48] ČSN EN 26891 – Dřevěné konstrukce – Spoje s mechanickými spojovacími prostředky – Všeobecné zásady pro zjišťování charakteristik únosnosti a přetvoření, 08/1994
- [49] ČSN EN 14651+A1, Test method for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality, residual), 11/2008
- [50] ČSN EN 196-1, Methods of testing cement – Part 1: Determination of strength, 10/2016
- [51] ČSN EN 12390-5, Testing hardened concrete – Part 5: Flexural strength of test specimens, 10/2009
- [52] ČSN EN 408+A1, Konstrukční dřevo a lepené lamelové dřevo – Stanovení některých fyzikálních a mechanických charakteristik, 12/2012
- [53] fib Model Code for Concrete Structures 2010, fib, 2013, ISBN: 978-3-433-03061-5
- [54] Kuklík, P. a kol.; Handbook 1 – Dřevěné konstrukce, 2008
- [55] Kuklík, P.; Handbook 2 - Navrhování dřevěných konstrukcí podle Eurokódu 5, 2008
- [56] Kuklík, P.; Dřevěné konstrukce, skriptum ČVUT, 2005
- [57] Koželouh, B.; Dřevěné konstrukce podle Eurokódu 5, STEP 1, Navrhování a konstrukční materiály; 1998
- [58] Metodika 1-Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky, výstup projektu TAČR TA01010269, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015
- [59] Metodika 2-Metodika pro navrhování prvků z UHPC, výstup projektu TAČR TA01010269, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015
- [60] Metodika 3-Metodika pro výrobu prvků z UHPC a kontrolu jejich provedení, výstup projektu TAČR TA01010269, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015

9.3 Závěrečné vysokoškolské práce

- [61] Döinghaus, P.; Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern; Dissertation, Technische Hochschule Aachen, 2001

- [62] Drahorád, M.; Analýza metodiky a poznatků experimentálního výzkumu charakteristik vláknobetonu, ČVUT v Praze, Disertační práce. Praha. 2011
- [63] Eisenhut, L.; Geklebter Verbund aus Holz und hochfestem Beton – Untersuchungen zum Langzeitverhalten; Dissertation, Universität Kassel, 2015. ISBN: 978-3-86219-995-2
- [64] Glaser, R.; Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. TU Cottbus, Dissertation, Cottbus, 2005
- [65] Jaaranen, J.; Analysis methods for short to medium span timber-concrete composite bridges, master's thesis, Aalto University, 2016
- [66] Kuklíková, A.; Kompozitní dřevobetonové konstrukce. ČVUT v Praze, Disertační práce. Praha. 2004
- [67] Lukaszewska, E.; Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors. PhD thesis, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering Division of Structural Engineering, Luleå 2009
- [68] Michelfelder, B.; Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken; Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2006
- [69] Petřík, V.; Materiálové modely a výpočtové analýzy vláknobetonových konstrukcí, Disertační práce. Praha. 2004
- [70] Simon, A.; Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- [71] Schäfers, M.; Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen; Dissertation, Universität Kassel, 2010. ISBN 978-3-89958-986-3.
- [72] Schänzlin, J.; Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken; Dissertation, Universität Stuttgart, 2003
- [73] Šlapka, P. 2011. Numerická simulace chování spřažených dřevovláknobetonových konstrukčních prvků. ČVUT v Praze, Diploma thesis. Praha.
- [74] Tipka, M.; Tahové vlastnosti konstrukčních vláknobetonů, ČVUT v Praze, Disertační práce. Praha. 2017

9.4 Vlastní publikace (k tématu disertace)

- [75] Holý, M., Petřík, V., Pukl, R.; Idealizace modelu spřažení dřevo-vláknobetonových kompozitních konstrukcí. BETON-technologie, konstrukce, sanace. 2016, 16.(2), s. 58-61. ISSN 1213-3116.
- [76] Holý, M., Vráblík L., Petřík, V.; Analysis of the Connection of the Timber-Fiber Concrete Composite; Building up Efficient and Sustainable Transport Infrastructure 2017; Praha 2017; Bristol: IOP Publishing Ltd. 2017, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. sv. 236. ISSN 1757-8981.
- [77] Holý, M., Vráblík L.; Spřažení dřeva a prefabrikátů z UHPC. In: 24. Betonářské dny 2017 - Sborník příspěvků. 24. Betonářské dny 2017. Praha: ČBS - Česká betonářská společnost ČSSI. 2017, s. 1-7. ISBN 978-80-906759-0-2.
- [78] Holý, M., Vráblík L.; The Timber-Precast UHPC Composite Connection. Solid State Phenomena. 2018, 2018(272), s. 21-27. ISSN 1662-9779.

- [79] Holý, M., Čítek, D., Tej, P., Vráblík, L.; Material Properties of Thin UHPC Slabs Used for Timber-Concrete Composite Bridge, The 10th International Conference on Short and Medium Span Bridges (SMSB 2018), Quebec Canada, 2018
- [80] Holý, M., Vráblík, L.; Push-out Shear Tests for Timber-UHPC Composite Footbridge; Proceedings of the 12th International fib PhD Symposium in Civil Engineering. Praha: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2018. p.195-202. fib PhD Symposia. vol. 12. ISBN 978-80-01-06401-6.
- [81] Holý, M., Čítek, D., Tej, P., Vráblík, L.; Ohybová pevnost tenkých desek z UHPFRC, 25. Betonářské dny (2018) Sborník příspěvků konference, 2018, ISBN 978-80-906759-6-4
- [82] Holý, M., Čítek, D., Tej, P., Vráblík, L.; Flexural Strength of Thin Slabs Made of UHPFRC; 25th Concrete Days 2018. Curich: Trans Tech Publications, 2019. p. 224-229. Solid State Phenomena. vol. 292. ISSN 1662-9779. ISBN 978-3-0357-1459-3.
- [83] Holý, M., Tej, P., Vráblík, L.; Development of a Timber-Precast UHPFRC Connection; CONCRETE Innovations in Materials, Design and Structures - Proceedings of the fib Symposium 2019. Lausanne: Fédération Internationale du Béton, 2019. p. 698-705. ISSN 2617-4820. ISBN 978-2-940643-00-4.
- [84] Holý, M., Tej, P., Kolísko, J., Vráblík, L.; Experimentální stanovení ohybové pevnosti desek z UHPFRC; BETON-technologie, konstrukce, sanace. 2019, 5 48-51. ISSN 1213-3116.