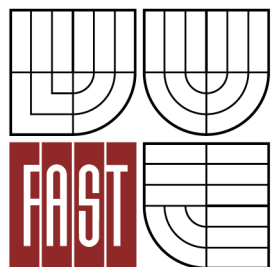




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Faculty Of Civil Engineering
Institute of Concrete and Masonry Structures

NÁVRH DŘEOBETONOVÉ SPŘAŽENÉ STROPNÍ KONSTRUKCE

Design of the Timber-Concrete Composite Ceiling Structure

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Jakub Válek

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. IVANA ŠVAŘÍČKOVÁ, Ph.D.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608R001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Jakub Válek

Název Návrh dřevobetonové spřažené stropní konstrukce

Vedoucí bakalářské práce Ing. Ivana Švaříčková, Ph.D.

**Datum zadání
bakalářské práce** 30. 11. 2011

**Datum odevzdání
bakalářské práce** 25. 5. 2012

V Brně dne 30. 11. 2011

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

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

Podklady a literatura

Stavební podklady

Platné normy:

- ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. 2004
- ČSN EN 1991-1 až 4: Zatížení stavebních konstrukcí. 2004 - 2007
- ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. 2006
- ČSN EN 1995-1-1: Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN 73 1702: Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí - Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

Další potřebná literatura po dohodě s vedoucím bakalářské práce.

Zásady pro vypracování

Proveďte porovnání návrhu a posouzení dřevobetonového stropu dle různých norem (alespoň jedna norma je v současnosti platná). Proveďte analýzu vlivu dalšího zesílení (CFRP lamely) na únosnost dřevěného prvku a spřažené konstrukce, hodnoty získané výpočtem porovnejte s experimentálními daty.

Bakalářská práce bude odevzdána 1 x v listinné podobě a 2 x v elektronické podobě na CD s formální úpravou podle směrnice rektora č. 9/2007 (včetně dodatku č. 1) a 2/2009 a směrnice děkana č. 12/2009.

Předepsané přílohy

- A) Textová část
- B) Přílohy textové části
 - B1) Použité podklady - data z experimentů
 - B2) Statický výpočet
 - B3) Výkresová dokumentace

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací
Popisný soubor závěrečné práce

.....
Ing. Ivana Švaříčková, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Rekonstrukce u stávajících domů je v dnešní době častá problematika. Práce pojednává o možnostech zesílení dřevěných stropů se zaměřením na zesílení stropu nadbetonovanou deskou. Takto řešená sanace stropu je žádoucí z pohledu na tuhost objektu ve vodorovném směru. V práci je uveden návrh spřažení dle různých norem a jejich srovnání s ohledem na ekonomickou stránku návrhu. Dále je uveden popis experimentu, jeho předběžné výsledky a porovnání s teoretickým výpočtem.

ABSTRACT

The reconstruction of existing houses is currently a frequent issue. This work deals with the possibilities of reinforcing wooden ceilings with the focus on ceiling reinforcement using an over concrete slab. This suggested ceiling reconstruction work is desirable from the point of view of the rigidity of the object in the horizontal direction. The work includes the proposition for the composite, according to various norms and their comparison regarding the economic side of the design. The work further provides a description of the experiment, its preliminary results and its comparison with the theoretical calculation.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton, dřevo, spřažení, spřahující trn, spolupůsobení

KEYWORDS

Concrete, wood, composite, dowel, interaction

Bibliografická citace VŠKP

VÁLEK, Jakub. *Návrh dřevobetonové spřažené stropní konstrukce*. Brno, 2012. 91 s.,
Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a
zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Ivana Švaříčková, Ph.D..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně, a že jsem uvedl(a) všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 21.5.2012

.....

podpis autora

Poděkování:

Rád bych poděkoval paní Ing. Ivaně Švaříčkové, Ph.D. za ochotu, laskavost, odborné a cenné rady, které mi usnadnily vypracování této bakalářské práce. Předložená práce vznikla při řešení projektu P104/10/2153 Kompozitní konstrukce na bázi vysokohodnotných silikátů a dřeva - environmentální optimalizace a experimentální ověření

OBSAH

1	ÚVOD	13
2	TEORETICKÁ ČÁST	14
2.1	Možnosti zesilování dřevěných stropů	14
2.1.1	Vybourání stropu stávajícího a nahrazení stropu novým s požadovanou únosností.....	14
2.1.2	Vložení nové stropnice	14
2.1.3	Příložkování.....	15
2.1.4	Kotvení do ocelové konzoly	15
2.1.5	Protézování.....	16
2.1.6	Plombování.....	17
2.1.7	Konzervování zpevňující substancí	17
2.1.8	Nepřímé způsoby zpevnění	18
2.1.9	Použití dřevo betonové spřažené konstrukce.....	18
2.1.10	Zavěšení stávajícího stropu na novou konstrukci	20
2.1.11	Dodatečné předepnutí stropních trámů	20
2.2	Spřažené dřevo-betonové konstrukce	20
2.2.1	Materiálové možnosti konstrukce - Dřevo	21
2.2.2	Materiálové možnosti konstrukce – Spřahující prostředky	22
2.2.3	Materiálové možnosti konstrukce - Beton	22
2.2.4	Spřahující prostředky.....	22
2.2.5	Navrhování podle norem	24
2.2.6	Únosnost spřahujících prostředků. [5].	24
2.2.7	Nekovové kompozitní prostředky	28
2.2.8	Modul prokluzu v poddajném spřáhnutí. [4]	29
2.3	Návrh Optimálního průřezu dle STN 73 1201 Navrhovanie betónových konštrukcií. [7].....	30
2.3.1	Definování parametrů výpočtu. [7].	30
2.3.2	Výpočet únosnosti z podmínek posouzení. [7].	31
2.3.3	Optimální rozmístění spřahujících prvků	34
2.3.4	Počet spřahujících prvků. [7].	34
2.3.5	Ideální rozmístění [7].	35
2.4	Teoretický postup výpočtu dle ČSN (Ing. Josef Poštulka) [8].	36
2.5	Teoretický postup výpočtu dle ČSN EN. [9]	39
2.5.1	Stanovení spolupůsobící šířky betonové desky	39
2.5.2	Stanovení účinné ohybové tuhosti spřaženého průřezu	39
2.5.3	Normálová napětí v posuzovaných částech průřezu	40
2.5.4	Smykové napětí	40
2.5.5	Posouzení spojovacího prostředku	40
2.5.6	Posouzení průhybu od síly F	41
2.6	Dlouhodobé působení spřáhnutých dřevo betonových nosných prvků	41
2.6.1	Jevy ovlivňující dlouhodobou únosnost spřáhnutých dřevo betonových prvků	42
2.6.2	Teoretické výpočtové postupy dlouhodobého působení.....	42

2.6.3	Vliv poddajného spřáhnutí a dotvarování.....	42
2.6.4	Vliv trvání zatížení, dotvarování betonu	43
2.6.5	Vliv mechanicko-sorpčního dotvarování dřeva a vliv vlhkosti a teploty	44
2.7	Dřevo betonové stropy při požáru. [11].	45
2.7.1	Spřažení při vysokých teplotách.....	45
2.7.2	Zhodnocení	46
2.8	Rekonstrukce trémového stropu - příklad užití spřáhnuté dřevo betonové konstrukce. [12].	47
2.8.1	Jednotlivá stádia rekonstrukce.....	48
3	VÝPOČETNÍ ČÁST	49
3.1	Určení základních informací pro výpočet	49
3.1.1	Rozměry prvku	49
3.1.2	Zatížení.....	50
3.2	Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle ČSN (Ing. Josef Poštulka)	50
3.2.1	Materiálové charakteristiky	50
3.2.2	Přepočet zatížení.....	50
3.2.3	Výpočet vnitřních sil	51
3.2.4	Parametry materiálů.....	51
3.2.5	Napětí	52
3.2.6	Průhyby	52
3.2.7	Spřahující prostředky.....	52
3.3	Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle EN.....	54
3.3.1	Materiálové charakteristiky	54
3.3.2	Přepočet zatížení.....	54
3.3.3	Vypočet vnitřních sil	55
3.3.4	Spolupůsobící šířka	55
3.3.5	Účinná šířka.....	55
3.3.6	Stanovení účinné ohybové tuhosti spřaženého průřezu	56
3.3.7	Normálové napětí	57
3.3.8	Smykové napětí	57
3.3.9	Posouzení spřahovacího prostředku	57
3.4	Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle ČSN EN 26891.....	59
3.5	Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle STN 73 1201	60
3.5.1	Stanovení účinné ohybové tuhosti spřaženého průřezu	60
3.5.2	Přepočet zatížení.....	61
3.5.3	Vypočet vnitřních sil	61
3.5.4	Posouzení dolních vláken dřeva	61
3.5.5	Posouzení vrstvy betonu.....	61
3.5.6	Posouzení spřáhnutí.....	62
3.6	Porovnání výsledků	62
3.7	Schémata návrhů	63
3.7.1	Varianta A	63

3.7.2	Varianta B.....	63
3.7.3	Varianta C.....	63
3.7.4	Varianta D	63
4	EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST	64
4.1	Zkouška č. 1. - Dřevěné nosníky bez nadbetonávky. [13]	64
4.1.1	Úvod	64
4.1.2	Zkušební tělesa	64
4.1.3	Cíl zkoušky.....	65
4.1.4	Zkoušení fyzikálně-mechanických vlastností lamelového dřeva - <i>Pevnost a modul pružnosti v tlaku</i>	66
4.1.5	Zkoušení fyzikálně-mechanických vlastností lamelového dřeva - <i>Pevnost a modul pružnosti v ohybu</i>	67
4.1.6	Vyhodnocení zkoušky	67
4.1.7	Porušení nosníků	69
4.2	Zkouška č. 2. - Dřevěné nosníky s nadbetonávkou. [14]	72
4.2.1	Úvod	72
4.2.2	Zkušební tělesa	72
4.2.3	Cíl zkoušky.....	73
4.2.4	Vyhodnocení zkoušky	76
4.2.5	Tabulka porušení nosníků.....	77
4.2.6	Porušení nosníků	77
4.3	Výpočet průhybů-rostlý nosník s nadbetonovanou deskou	80
4.3.1	Poměr modulů pružnosti betonu a dřeva α_1	80
4.3.2	Plocha ideálního průřezu	80
4.3.3	Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od dolního okraje	80
4.3.4	Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti	80
4.3.5	Tuhost plného ideálního průřezu <i>BI</i> (bez trhliny).....	80
4.3.6	Průhyb	80
4.4	Výpočet průhybů - lepený lamelový nosník s nadbetonovanou deskou + uhlíková lamela.....	81
4.4.1	Poměr modulů pružnosti betonu a dřeva α_1	81
4.4.2	Plocha ideálního průřezu	81
4.4.3	Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od dolního okraje	81
4.4.4	Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti	81
4.4.5	Tuhost plného ideálního průřezu <i>BI</i> (bez trhliny).....	81
4.4.6	Průhyb	82
4.5	Srovnání průhybů.....	82
4.6	Závěr	82
5	PŘÍKLAD HAVÁRIE DŘEOBETONOVÉHO STROPU	83
5.1	Pád stropu v bytovém domě.	83
5.1.1	Popis konstrukce.....	83
5.1.2	Rekonstrukce	83

5.1.3	Výsledek po 2 letech	84
5.1.4	Způsob kolapsu.....	86
5.1.5	Důvody kolapsu stropu.....	86
5.1.6	Závěr.....	86
6	ZÁVĚR.....	87
7	SEZNAM POŽITÝCH ZDROJŮ	88
7.1	Literatura	88
7.2	Normy	89
7.3	Software.....	89
8	SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK	90

1 ÚVOD

V dnešní době pojem rekonstrukce nabývá na stále větší vážnosti. Je mnoho staveb, které při rekonstrukcích potřebují zvýšit únosnost stávajícího stropu a zároveň zvýšit vodorovnou tuhost objektu. Řešení metodou spřažení dřevěného trámového stropu s nadbetonovanou deskou je ideální a zároveň i jediná možnost provedení, pokud budova nemá vodorovné ztužení věnci. Tato metoda je vhodná i pro použití u historických budov bez zásahu do stávajícího podhledu.

Cílem práce je porovnání a posouzení dřevobetonového stropu dle různých norem. Dále na analýza vlivu dalšího zesílení CFRP lamely na únosnost dřevěného prvku a spřažené konstrukce. Porovnání výpočtu s experimentálními daty.

Práce je rozdělena do tří hlavních bloků. První je teoretická část se zaměřením na možnosti zpevnění dřevěných trámových stropů při rekonstrukci a jejich výhody či nevýhody. Ze všech možností jsem se zaměřil na spřažené dřevobetonové stropní konstrukce. Na tento způsob sanace je proveden teoretický návrh spřažení dle čtyř norem. Druhá část je výpočtová, ve které je proveden číselný výpočet fiktivního nosníku dle daných čtyř norem. Výsledky jsou srovnány do tabulky, která je zaměřena na počet spřahujících prostředků. Dále jsou zde uvedena schémata s rozmístěním spřahujících prostředků. Třetí část je experimentální, ve které byly provedeny dva experimenty. U prvního experimentu se prováděly zkoušky pevnosti v tlaku a čtyřbodový ohyb na nosnících z lepeného lamelového dřeva, z lepeného lamelového dřeva s CFRP lamelou a pro srovnání na jednom nosníku z rostlého dřeva. Tyto nosníky byly bez nadbetonované desky. Ve druhém experimentu byl proveden pouze čtyřbodový ohyb na šesti různých nosnících s nadbetonovanou deskou. Nosníky byly tři z rostlého dřeva a tři z lepeného lamelového dřeva s CFRP lamelou. Na každém nosníku byl změřen průhyb při síle 15kN, 30kN a při porušení nosníku. Následovně je proveden srovnávací výpočet a srovnání s naměřenými hodnotami. Na závěr je uveden příklad kolapsu spřaženého dřevobetonového stropu a jeho stručný popis.

2 TEORETICKÁ ČÁST

2.1 Možnosti zesilování dřevěných stropů

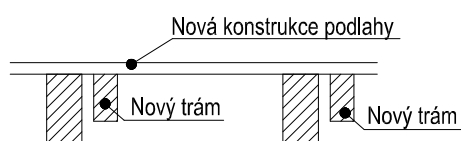
2.1.1 Vybourání stropu stávajícího a nahrazení stropu novým s požadovanou únosností

To však je záležitost zpravidla technicky náročná, pracná a finančně nákladná. Přichází v úvahu jen tehdy, pokud je stávající strop v havarijním stavu nebo je výrazně poškozen (např. škůdci, plísní, houbami apod.). [1].

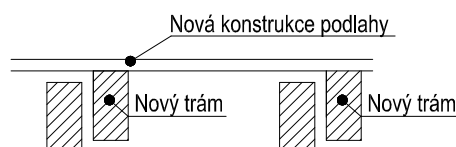
2.1.2 Vložení nové stropnice

Mezi stávající stropní trámy se vloží nový nosník (dřevěný trám nebo ocelový válcovaný profil I). V případě vložení dřevěného trámu je ze statického hlediska reálná dvojí možnost, a to: 1. Stávající i nové stropní trámy budou nosnými prvky zesíleného stropu (viz obr. 1).

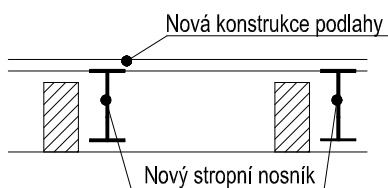
2. Stávající stropní trámy nebudou nosnými prvky zesíleného stropu. Ponesou pouze stávající podhled, který zůstane zachován. Nosnými prvky nového stropu s vyšší únosností budou pouze trámy nové (viz obr. 2). V případě vložení ocelového válcovaného profilu I (viz obr. 3) stávající dřevěné stropní trámy rovněž nebudou nosnými prvky nového zesíleného stropu. Také ponesou pouze stávající podhled, který zůstane zachován. Nosná konstrukce nové podlahy se pak vytvoří například pomocí ocelových trapézových plechů, na které se pak uloží vrstva betonu, na níž se pak provedou další vrstvy podlahy. Vhodnou dimenzí ocelových trapézových plechů je pak možno dosáhnout toho, že novou stropnici nebude třeba vkládat do každého trámového pole, ale po větších vhodně zvolených vzdálenostech. [1].



Obr.1 Vložení nového stropního trámu. Stávající i nové trámy jsou nosnými prvky zesíleného stropu.



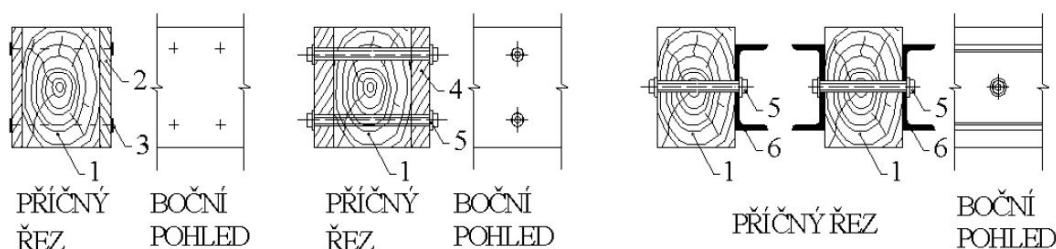
Obr.2 Vložení nového stropního trámu. Stávající trámy nejsou nosnými prvky zesíleného stropu.



Obr.3 Vložení ocelového válcovaného profilu I.

2.1.3 Příložkování

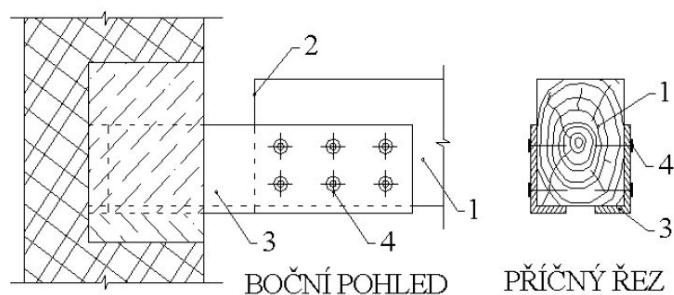
Příložkováním dřevěných prvků rozumíme použití vnějších přílozek ze dřeva (desky, hranoly, vrstvené dřevo atd.), z oceli (desky, U profily) či z uhlíkových vláken, případně jiných materiálů. Toto přikládání přílozek může být prováděno z jedné nebo z obou stran, buď po celé délce prvku, nebo lokálně (ve středu, na jednom či obou koncích). Při této sanaci je nutné vyřešit připevnění příložky k prvku. Pro spojení dřevěných prvků s dřevěnými příložkami se obvykle užívají hřebíky a šrouby do dřeva, širší příložky upevňujeme svorníky, případně jinými ocelovými nebo dřevěnými spojovacími prvky. Při aplikaci jednotlivých spojovacích prvků je nutné dodržovat platné montážní postupy. Spojení ocelových přílozek a dřevěného prvku se provádí pomocí svorníků. Tyto ocelové příložky mají tu výhodu, že snesou poměrně velké zatížení a nejsou napadány biologickými škůdci (hmyz a houby), Je však nutné je chránit proti korozi (primárně volbou nerezavějícího materiálu, či sekundární ochranou pomocí nátěru). Poté je lze s výhodou použít na zhlaví trámů vystavené zvýšené vlhkosti, ovšem komplikace s jejich užitím se objevuje při výskytu složitých konstrukčních uzlů. V dnešní době se stále více setkáváme s lamelami na bázi uhlíkových vláken, které vykazují výborné vlastnosti v tahu a vysoký modul pružnosti. Často se dnes navrhuje již u novostaveb v místech velkých tahových napětí, s výhodou jsou užity i u rekonstrukcí starších objektů. Díky jejich vysoké pevnosti při malé tloušťce je lze ukládat do vyfrézovaných drážek na spodní straně trámů, a tím také zároveň zachovat světlou výšku místnosti. Povalové stropy se řeší pomocí křížové aplikace lamel. U krovů lze zpevňovat také krokve, vazné trámy a vaznice.[2].



Obr.4 Zesílení stropnice dřevěnými nebo ocelovými příložkami: 1- stropnice, 2-prkenné příložky, 3-hřebíky, 4-fošnové příložky, 5- svorník, 6- U profil. [3].

2.1.4 Kotvení do ocelové konzoly

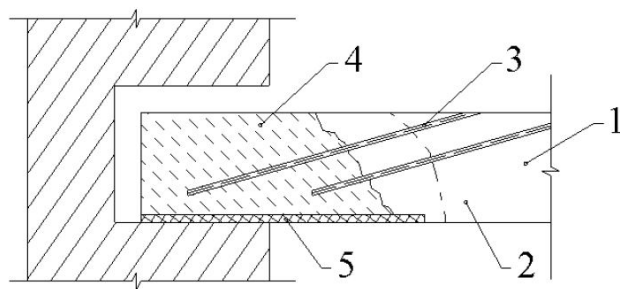
Kotvení do ocelové konzoly se používá především při silném poškození zhlaví stropních a vazných trámů. Při tomto druhu zpevňování se postupuje tak, že se nejprve odstraní poškozené zhlaví do vzdálenosti 0,3 až 1 m od čela při jeho současném statickém jištění. Poté můžeme užít klasický způsob kotvení (zbylá část trámu se upevní do konzoly svorníky a konec konzoly následně zafixuje do zdiva) nebo vkládat trám do speciálních monolitických nosníkových konzol z nerezavějící oceli (lze uplatnit i u povalových stropů). Druhá zmiňovaná metoda je výhodnější i z estetického hlediska, použité ocelové profily lze lépe zamaskovat. [2].



Obr.5 Kotvení stropního trámu do klasické ocelové konzoly: 1- stropnice. 2-chemické ošetření zhlaví trámu, 3-zabetonovaná ocelová konzola, 4-Kotvící prvky. [3].

2.1.5 Protézování

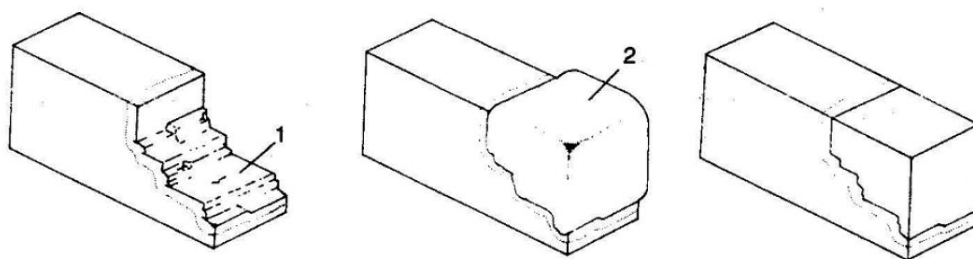
Protézováním dřevěného prvku rozumíme nahrazení poškozené části protézou, jejíž tvar se shoduje s chybějící částí, přičemž zachováváme nejen průřez, ale i typologii spojů původní konstrukce. Materiál protézy je ve většině případů shodný s materiálem původního prvku (stejný druh dřeva, záměrné patinování), mohou však být použity i jiné (odlišný druh dřeva, polymerbeton atd.) Klasické protézování se sestává z dřevěného prvku spojeného tesařskými spoji (většinou rovné nebo šikmé plátování zajištěné svorníky) s dřevěnou protézou, na tyto spoje jsou kladeny nejen funkční, ale často i estetické nároky od architektů a památkářů. Rovné plátované spoje se uplatňují například u sloupků u krovů (tlakové namáhání), při namáhání sloupů na kroucení či vzpěr je vhodné použít nůžkové spoje. Prvky namáhané na ohyb (krokve apod.) jsou protézovány šikmým plátováním, vzniká – li v opravované části i tah zajišťuje se spoj ještě dubovými hmoždíky nebo hmoždíky typu bulldog. Protézování beta metodou se používá především u historicky cenných konstrukcí, které vynikají svým výtvarným provedením a z tohoto důvodu je nutné zachovat i jejich zhlaví. Výroba protézy je prováděna z polymerbetonu nebo epoxidové pryskyřice, jež jsou následně vyztuženy betonářskou ocelí, sklolaminátem nebo uhlíkovými vlákny. Princip této metody spočívá v tom, že dřevěný prvek a zvolená výztuž je dokonale spojena syntetickým polymerem a přenáší zároveň tahové i ohybové napětí. Protéza bývá aplikována jednak do dutiny původního prvku nebo do prostoru vzniklého odstraněním poškozeného zhlaví. Za speciální způsob protézování může být považováno i nahrazení degradované části dřevěným masivem, jež je přilepen tenkou vrstvou polymeru. [2].



Obr.6 Protézování: 1- stropnice. 2-zdravá zóna, 3-sklolaminátový prut, 4-protéza z epoxidové živice nebo polymerbeton. [3].

2.1.6 Plombování

Plombováním se nazývá doplnění nebo výměna degradovaného dřeva za plombu, je vhodnější jej použít k obnově celistvosti prvku. Materiál plomby je obvykle ze dřeva (obvykle stejného druhu jako u sanovaného prvku – dodržovat orientaci vláken, šířku letokruhů), dají se však použít i různé tmely a tuhé pěny. Následně se vsazují do dutin, trhlin a spár, který vznikl přirozeným stárnutím během svého užívání, dále se umísťují i do části, u nichž bylo poškozené dřevo odstraněno. Plomby vyrobené ze dřeva se spojují se sanovanou konstrukcí pomocí lepeného spoje (pro interiéry kostní klíh, v exteriéru epoxidy), případně lze užít i spojovací prostředky. Používané tmely jsou obvykle několikasložkové, bývají výborně tvarovatelné, dokonale přilnou k dřevěnému podkladu, během tuhnutí a tvrdnutí nemění svůj objem, s časem přecházejí v pevnou látku, svými vlastnostmi se mají blížit dřevu (sesychání, bobtnání, tvrdost, tlaková pevnost). Zkoumají se také jejich vzhledové vlastnosti - odolnost proti vzniku trhlin (z toho plyne dostatečná pružnost), brousitelnost, povrchové úpravy atd. V dnešní době se často používají polyuretany plněné dřevěnými pilinami, epoxidy s jemným křemičitým pískem nebo dřevěnými částicemi. Pěnové systémy jsou opět několikasložkové, po vstříknutí do dutiny napění a následně tuhnou. Oproti tmelům se vyznačují nižší objemovou hmotností, což může být u větších konstrukcí výhodou. Nejčastěji používané pěny jsou polyuretany, dále se mohou aplikovat i silikony a fenoplasty. [2].



Obr.6 Plombování nepravidelně poškozeného dřevěného prvku: 1-oslabená zóna impregnovaná živicí , 2-vsazený kus nového dřeva obalený ze všech stran vrstvou tmelu. [3].

2.1.7 Konzervování zpevňující substancí

Konzervování zpevňující substancí se provádí u dřev napadených hnilobou, obsahujících požerky a jiné podobné vady. Tyto prvky se většinou lokálně hloubkově injektují pomocí roztoků (epoxidových pryskyřic, polyakrylátů, šelaků atd.), s co nejnižší viskozitou, aby pronikly do větších hloubek dřeva. Tato konzervace se může provádět také ve formě nátěru nebo nástřiku. Pokud je možné demontovat zpevňovaný prvek z konstrukce, používáme metodu máčení nebo vákuotlakou impregnaci (zaručí rovnoměrnou konzervaci prvku). Při sanaci památkově chráněných objektů by se neměla aplikovat rozpouštědla, která způsobují nabobtnání dřeva (např. voda). Jejich vlivem dochází ke vzniku trhlin a výrazným tvarovým deformacím. Z toho důvodu se doporučuje aplikovat substance s nepolárními a málo polárními organickými rozpouštědly (toluen, benzín, terpentýn, aceton ...). [2].

2.1.8 Nepřímé způsoby zpevnění

Často se při zvyšování únosnosti konstrukcí volí i nepřímé způsoby zpevnění, v podstatě jde o podepření odlehčení nebo ztužení, lze je použít také jako dočasný zásah. Jejich použitím bráníme vzniku nechtěných napětí, deformací a trhlin, v principu jde o přenos zatížení z poškozených a neúnosných míst, do sousedních či nově zbudovaných prvků, které spolehlivě přenesou zatížení. Podepření se využívá především u oprav dřevěných stropů a krovů, ale i u jiných staveb vyrobených ze dřeva. Průvlak (ze dřeva nebo oceli) nesený na konzolách, jež jsou zapuštěny do stěny, se využívá při podepření nosných trámů s uhnílym nebo poškozeným zhlavím. Chceme – li zabránit nadměrnému průhybu trámu, zvolíme podepření ve středu nebo na několika místech pomocí dřevěných nebo ocelových sloupků. Takto podepřený trám se může zpevnit ještě přílozkami, při provizorním podepření sloupkovou konstrukcí. U krokví při vážnějším poškození nestačí původní podepření, proto je musíme dodatečně podepřít z důvodu nadměrného průhybu, u vážnějších poruch zcela vyměnit. Nepřímo zpevňovat lze i hambalky pomocí doplňkových pásů, přílozek, podložek anebo desek s prolisovanými trny. Při opravě vodorovných stropních konstrukcí (stropní a vazné trámy) využijeme především odlehčování konstrukcí. Zatížení působící na poškozený prvek se pomocí odlehčovacích prků přenesou na dostatečně dimenzovanou sousední konstrukci (případně přídatné části). Ztužování má velký význam především u krovů a svislých konstrukcí, přičemž je možné ztužovat jak jednotlivé prvky a spoje, tak i konstrukční celky. Mezi nejčastěji používaný způsob této aplikace patří zavětrování prkny [2].

2.1.9 Použití dřevo betonové spřažené konstrukce

V současné době se u nás i ve světě zkoumají ve větší míře kompozitní konstrukce, fungující na principu optimálního spolupůsobení různých materiálů. Vhodným příkladem tohoto druhu konstrukcí jsou spřažené dřevobetonové stropy, které mohou být použity jak u starých, tak u nových budov s dřevěnými stropními nosníky, přičemž zvýšíme únosnost i tuhost stropní konstrukce a oproti tradičním dřevěným stropům dojde ke zlepšení kročejové a vzduchové neprůzvučnosti a požární odolnosti. Únosnost a tuhost spřaženého dřevobetonového stropu závisí na rozměrech dřevěného nosníku a betonové desky, z toho vyplývá také poměr, jakým se dřevo a beton podílí na účinném průřezu (nutnost efektivního spolupůsobení prvků). K těmto účelům se používají “běžné” betony vyztužené tak, aby se pouze předešlo trhlinám od smršťování betonu a od ohybu betonové desky napříč dřevěných nosníků. Tuhost spřaženého stropu je závislá zejména na účinnosti spřažení betonu a dřeva a na ohybové tuhosti dřevěného nosníku. Z tohoto vyplývá, že zvyšování pevnosti betonu jen málo ovlivňuje únosnost spřaženého dřevobetonového stropu. Spojovací prostředky ovlivňují tuhost a únosnost stropu v závislosti na jeho rozpětí. Spolupůsobení dřeva a betonu při malém rozpětí je obtížné zajistit i při použití tuhých spojovacích prostředků rozmístěných na malé rozteče, naopak při větších rozpětích je dosažení vysokého spolupůsobení poměrně jednoduché. Pevnostní a tuhostní parametry dřevěného nosníku jsou nejdůležitějšími faktory, jež ovlivňují únosnost a tuhost spřaženého dřevobetonového stropu. Dřevo vykazuje značnou variabilitou svých vlastností a navíc je únosnost spřaženého nosníku ve většině případů limitována právě pevností dřeva v ohybu, nebo ojediněle ve smyku.

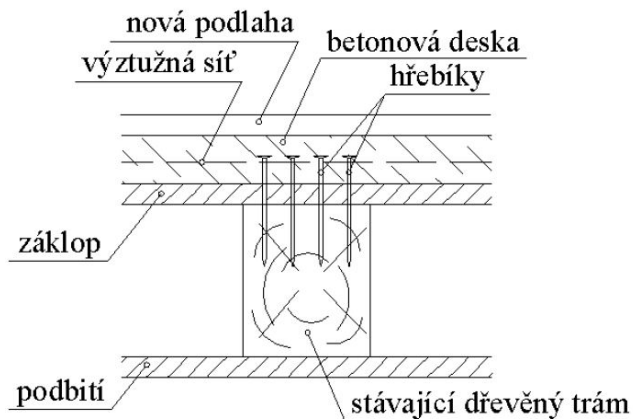
Pro aplikaci dřevobetonových spřažených konstrukcí je nutné:

- omezit použití v prostorách s vlhkostí vzduchu a vysokou teplotou;
- neužívat dřevo napadené dřevokaznými houbami, a také dřevo s dřeví a s vysokou vlhkostí;
- zaměřit se na existující i potenciálně možné výsušné trhliny, zde by neměly být umístovány spojovací prostředky;
- aplikovat spojovací prostředky s protikorozní povrchovou úpravou;
- věnovat pozornost vyztužení tlustých betonových desek, lze tím předejít vzniku trhlin v tažené oblasti, a tudíž i ztrátě tuhosti spřaženého průřezu;
- chránit dřevo před vodou z betonové směsi (např. aplikací vodotěsné fólie nebo použitím betonu s nižším vodním součinitelem);
- věnovat pozornost dřevinám s vyšším obsahem cukru (zpomalují tuhnutí betonu);
- použít především tam, kde je nutné snížit průhybu stropní konstrukce.

Technologie spřažených dřevo betonových stropních konstrukcí zároveň naplňuje cíle trvale udržitelného rozvoje v oblasti stavebnictví, jedná se zejména o:

- použití ekologických a recyklovatelných materiálů;
- maximální možné využití pevnostních vlastností materiálu v konstrukci;
- jednoduchost a rychlost montáže na staveništi;
- minimalizace odpadů při výrobě komponentů a montáži konstrukce.

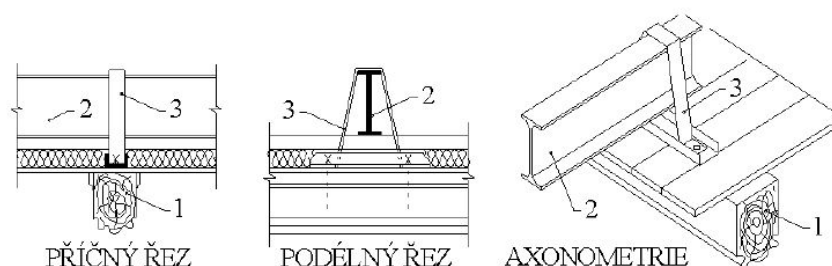
Rozvoj problematiky spřažených dřevobetonových stropů souvisí se širším uplatnění dřeva jak při rekonstrukcích historických staveb, tak i v realizaci vícepodlažních dřevostaveb. [2]



Obr.7 Spřáhnutí stávajícího dřevěného trámového stropu s nadbetonovanou deskou. [3].

2.1.10 Zavěšení stávajícího stropu na novou konstrukci

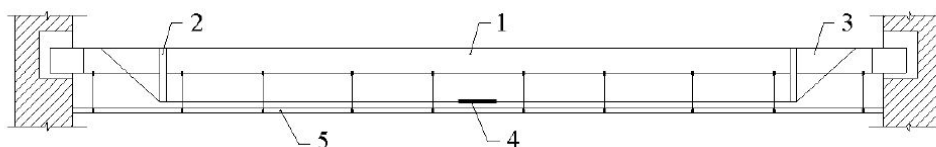
S touto metodou se můžeme setkat například v situaci, kdy je stávající stropní konstrukce značně porušena, ale chceme ji zachovat např. z historického hlediska. Pokud to nebude vadit v podlaží pod rekonstruovaným stropem, je možné konstrukci zavěsit na novou ocelovou soustavu nosníků uložených na nosné zdivo. Buď mohou být nosníky umístěny kolmo na stropnice a uloženy přímo do nosného zdiva, nebo se ocelová konstrukce skládá z průvlaků rozmístěných kolmo na trámy a uložených do ocelových nosníků rovnoběžných se stropnicemi, a ty jsou potom opřeny do nosného zdiva. Závěs může být proveden např. z ocelové pásoviny ohnuté přes nosník a ke stropnici připevněn pomocí vrutů.[3]



Obr.8 Zavěšení historického stropu na ocelovou konstrukci: 1-stropnice, 2-ocelový nosník, 3-závěs. [3].

2.1.11 Dodatečné předepnutí stropních trámů

Její dimenzi je nutno stanovit výpočtem, stejně jako tvar a dimenze připojovacích elementů. Rovněž je třeba posoudit tvarovou stálost takto upravených prvků. Vzhledem k zvětšení celkové šířky stropu (ve směru dolů) je možno tuto variantu použít pouze u prostorů s dostatečně světlou výškou. Nový podhled se zavěsí na stávající stropní konstrukci pomocí táhel nebo se pro přichycení může použít tahová výztuž stropních trámů. [3]



Obr.9 Dodatečné předepnutí stropních trámů: 1-stropnice, 2-vzpěra, 3-botka, 4-rektifikace, 5-podhled. [3].

2.2 Spřažené dřevo-betonové konstrukce

Pomocí spřáhnutí můžeme vytvářet prvky složené z různých materiálů nebo materiálů odlišných vlastností. Hlavní úlohou spřáhnutých dřevo-betonových konstrukcí je využít dobré a potlačit nepříznivé vlastnosti použitých materiálů. Snažíme se proto navrhnout kompaktní

spřáhnutý průřez, který spolehlivě zabezpečí všechny výhody samotného spřažení. Na vzájemné spojení dřeva s betonem nebo hmotou na bázi dřeva se používají různé spřahující prostředky. Volbou typu spřahujícího prostředku jako i volbou připojovaného materiálu umíme výrazně ovlivnit správnost navrhované konstrukce.

Mezi hlavní výhody spřáhnutého průřezu patří:

- Zvýšení únosnosti při malých průhybech
- Zvýšení protipožární odolnosti (může být dosažena 90-minutová požární odolnost)
- Dobrá zvuková neprůzvučnost (vzduchová neprůzvučnost a snížení kročejové neprůzvučnosti)
- Zlepšení tepelně-technických vlastností stropu
- Zachování původní dřevěné konstrukce při rekonstrukcích v historických objektech
- Krátká doba výroby a nízké náklady na výstavbu
- Vytvoření z nebytového prostoru obytný zvýšením únosnosti stropní konstrukce
- Nezasahování stavebními pracemi do nižších podlaží, protože původní stropní konstrukce se rozebírá po dřevěný záklop

Z hlediska působení a účinnosti spřáhnutí betonové desky s dřevěnou částí průřezu, dělíme spřáhnutí na tuhé a poddajné, kterých jsou respektive nejsou uvážené reologické změny. Ty ovlivňují celkové přerozdělení vnitřních sil do jednotlivých částí průřezu jako i deformaci.

Při tuhém spřáhnutí předpokládáme dokonalé spolupůsobení betonové desky a dřevěné části průřezu prostřednictvím smykových toků, to znamená, že spojovací prvky jsou dokonale tuhé a nepoddajné. Na základě mnohých experimentálních ověřování poddajnosti spřáhnutí bylo zajištěné, že tuhé spřáhnutí ve skutečnosti není možné považovat za tuhé. Téměř tuhé spřáhnutí by bylo možné dosáhnout použitím speciálních přípravků jako například kozlíky, ocelovými zarážkami, záchytkami, kotvami, s tím, že do dřeva by byl připevněný dalšími spojovacími prostředky, to je však velmi nevhodné.

Při uvažování poddajného spřáhnutí ve výpočtech se opíráme o experimentální práce únosnosti složených ohýbaných nosníků s poddajným spřáhnutím. Poddajné spřáhnutí víc odpovídá skutečnému působení spřáhnutých nosníků zabudovaných v konstrukcích. [4]

2.2.1 Materiálové možnosti konstrukce - Dřevo

Pro dřevo-betonové konstrukce se dá využít celá škála dřevěných prvků. Jedná se o nosné prutové konstrukce, které jsou buď stávající jde-li o rekonstrukci a nebo nové jde-li o novostavbu. Nejčastěji se používají hraněné prvky z rostlého řeziva. Pevnost a velikost prvků je určena statickým výpočtem. Další možnost je použití lepeného lamelového dřeva, které je svým tvarem a možnostmi teoreticky neomezeno. Jediné omezení je výrobní linka. Tvar a velikost bude opět určena statickým výpočtem. Zmenšení prvků nebo zvýšení ústnosti prvku nám může zajistit uhlíková lamela. Ta může být zafrézována do prvku z rostlého řeziva nebo vlepena do nosníku z lepého lamelového dřeva.

2.2.2 Materiálové možnosti konstrukce – Spřahující prostředky

Pro dřevo-betonové konstrukce je to důležitá část, která zajišťuje spolupůsobení dřevěných částí konstrukce a betonu. Nejčastější použití mají prvky kolíkového typu z oceli (př. hřebíky, vruty, tesařské skoby....) a nebo kolíky z kompozitních vláken. Další možností je plast ve tvaru žebříčku. Velikost a počet spřahujících prostředků je určeno statickým výpočtem.

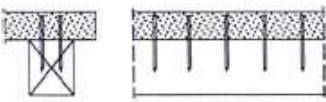
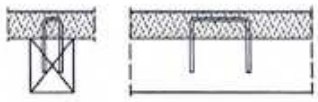
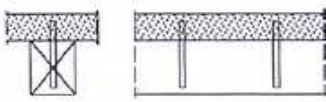
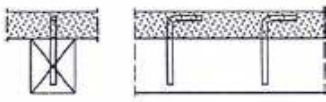
2.2.3 Materiálové možnosti konstrukce - Beton

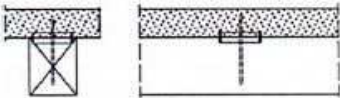
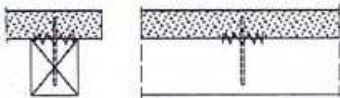
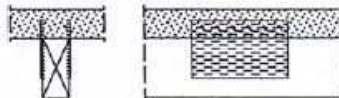
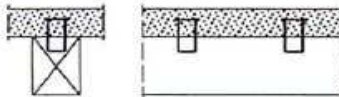
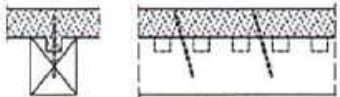
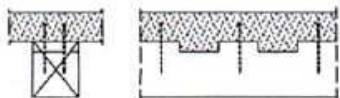
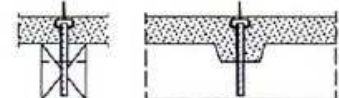
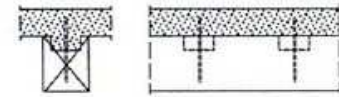
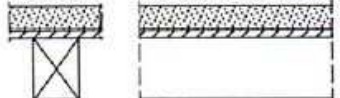
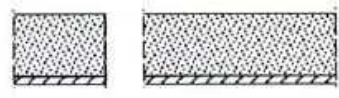
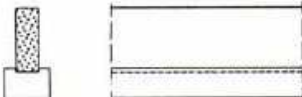
Betonová deska je poslední část spřaženého průřezu. Deska je roznášecí částí stropu a může být tvořena z betonu všech tříd. Třída betonu je určena statickým výpočtem, který je ovlivněn zatížením. Lze zde použít i lehčené betony.

2.2.4 Spřahující prostředky

Spřahovací prostředky uvedené v tab.1 jsou seřazeny za sebou podle narůstající tuhosti spřažení.

Tab. 1 Přehled typů spřažení používaných pro kompozitní dřevobetonové stropní konstrukce

A - Ocelové spřahovací prostředky kolíkového typu	
1 - Hřebíky 	4 - Tesařské skoby 
2 - Kolíky 	5 - Vrutý 
3 - Tyče betonářské výztuže 	6 - Vrutý se dvěma hlavami 
7 - Speciální vrutý 	

B - Speciální ocelové spřahovací prostředky	
1 - Kroužek s kolíkem 	3 - Z a I profily 
2 - Bulldog s kolíkem 	4 - Desky s prolisovanými trny 
5 - Trubky 	
C - Zářezy a ozuby do dřeva	
1 - Ozuby a kolíky 	3 - Postranní zářezy 
2 - Zářezy a hřebíky 	4 - Zářezy s předepnutými kotvami 
5 - Ozuby do dřeva vyztužené tyčí betonářské výztuže či kolíkem 	
D - Lepení	
1 - Lepený T-nosník 	2 - Lepená deska 
3 - Lepený ⊥-nosník 	

2.2.5 Navrhování podle norem

Problematika navrhování kompozitních dřevobetonových nosníků je již též zapracována do Eurokódů, které byly zavedeny do soustavy ČSN v České republice jako ČSN P ENV. Kompozitní dřevobetonové konstrukce lze zjednodušeně řešit s využitím: ČSN P ENV 1992-1-1, ČSN P ENV 1995-1-1 a ČSN P ENV 1995-2 následujícím způsobem. Šířka betonové desky, která spolupůsobí se dřevěným nosníkem $b_{ef,c}$, se přibližně určí podle článku 2.5.2.2.1 ČSN P ENV 1992-1-1. Kompozitní dřevobetonový T průřez lze posoudit podle přílohy B ČSN P ENV 1995-1-1 jako nosník složeného průřezu s poddajnými spojovacími prostředky. V případě spřažení pomocí vrutů, kolíků, kroužkových a závitových hřebíků můžeme únosnost a tuhost spřažení určit pomocí výpočtů platných pro spoje dřevo-dřevo. U vrutů, kolíků, kroužkových a závitových hřebíků, které jsou zabudovány kolmo na smykovou rovinu, se může jejich únosnost uvažovat o 20 % vyšší a tuhost o 100 % vyšší než v případě spojů dřevo-dřevo podle ČSN P ENV 1995-1-1. Tento postup lze ale použít pouze v případě, že mezi dřevěným nosníkem a betonovou deskou není mezilehlá vrstva, např. bednění. Výpočet podle ČSN P ENV je konzervativní a hodnoty únosnosti a tuhosti spřažení pomocí spřahovacích prostředků kolíkového typu jsou přibližné. Na základě provedené analýzy únosnosti a tuhosti spřahovacích prostředků, viz dále, bylo zjištěno, že především tuhost, určená podle ČSN P ENV 1995-2, je cca o 20 % nadhodnocována, neboť norma předpokládá, že spřahovací prostředek je v betonu dokonale vetknut a při zatížení nedochází k jeho zatlačení do betonu. Důležitým poznatkem též je, že jakost betonu má vliv na únosnost spřahovacích prostředků ve spojih dřevo-beton, ale nikoliv již na jejich tuhost. [5].

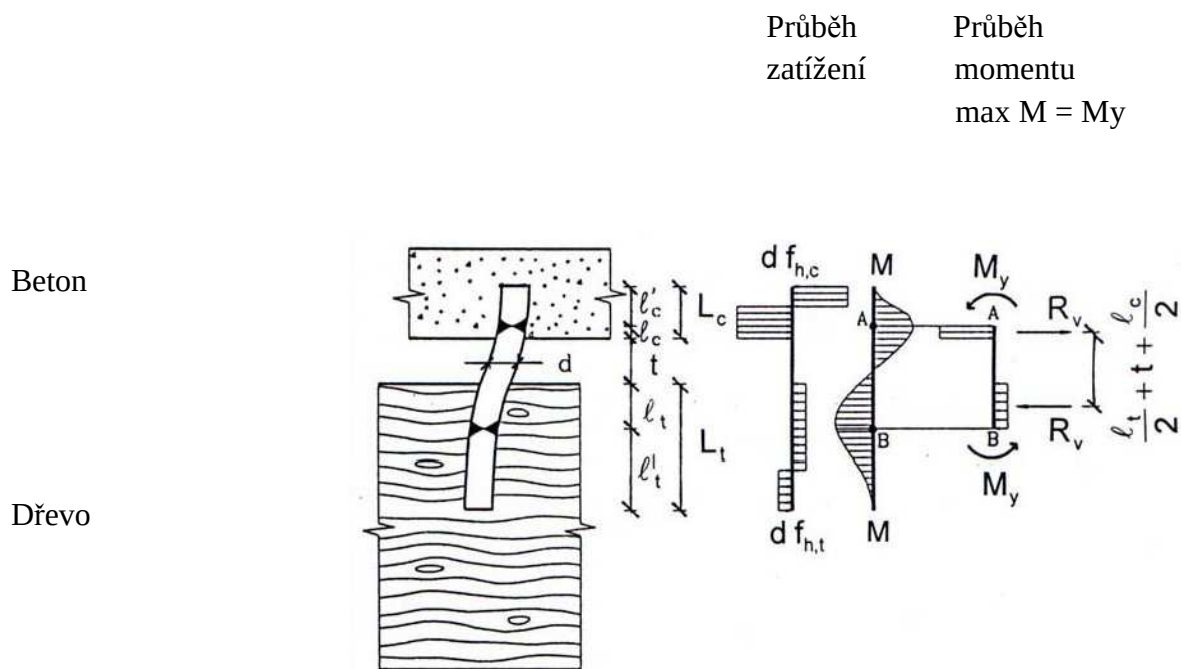
2.2.6 Únosnost spřahujících prostředků. [5].

Únosnost spřažení se zjišťuje pomocí protlačovací zkoušky provedené podle ČSN EN 26891. Řez zkušebním tělesem (*obr.10*) z protlačovací zkoušky hřebíkového spoje provedené ve Státním dřevařském výzkumném ústavu v Bratislavě (Koželouh 1975) byl podnětem k aplikaci Johansenovy teorie (Johansen 1949) pro spoje dřevo-dřevo na spoje dřevo-beton. Podle této teorie je únosnost spojovacího prostředku dána buď únosností dřeva v otláčení pod dříkem spojovacího prostředku (za předpokladu, že spojovací prostředek je tuhý a nedeformuje se) nebo současně únosností dřeva v otláčení a únosností v ohybu dříku spojovacího prostředku (za předpokladu, že se spojovací prostředek zařezává do dřeva a současně ohýbá a vytvoří se v něm plastický kloub). Pro stanovení únosnosti spřahovacích prostředků kolíkového typu ve spojih dřevo-beton je v příspěvku prezentováno následující řešení vycházející ze zmíněných předpokladů pro spoje dřevo-dřevo. [5].



Obr. 10 Deformace hřebíku při protlačovací zkoušce (Koželouh 1975) [5].

Jestliže budeme předpokládat, že se spřahovací prostředek kolíkového typu ve spoji dřevo-beton s mezivrstvou deformuje podle (obr.11) vlevo, můžeme zapsat rovnici rovnováhy (1) k bodu A pro mezní stav únosnosti spřahovacího prostředku – (viz obr.11)



Obr. 11 Deformovaný tvar spřahovacího prostředku kolíkového typu se dvěma plastickými klouby [5].

$$2M_y - f_{h,t} d l_t \left(\frac{l_t}{2} + t + l_c \right) + f_{h,c} d \frac{l_c^2}{2} = 0 , \quad (1)$$

kde $f_{h,t}$ je pevnost dřeva v otláčení;
 $f_{h,c}$ je pevnost betonu v otláčení;

M_y je plastický moment únosnosti spřahovacího prostředku.

Za předpokladu, že

$$\beta = \frac{f_{h,c}}{f_{h,t}} , \quad (2)$$

platí

$$l_c = \frac{l_t}{\beta} , \quad (l_c \cdot f_{h,c} = l_t \cdot f_{h,t}) . \quad (3)$$

Únosnost spřahovacího prostředku podle Johansenovy teorie se potom rovná:

$$R_v = f_{h,t} d l_t = f_{h,t} d \left[\sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{\frac{2M_y}{f_{h,t} d} + \frac{\beta}{1+\beta} \cdot \frac{t^2}{2}} - \frac{\beta}{1+\beta} t \right] . \quad (4)$$

V případě spřažení bez mezivrstvy ($t=0$) se vztah pro R_v zjednoduší na vztah:

$$R_v = \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_y f_{h,t} d} . \quad (5)$$

Uvedené vztahy platí pro spřahovací prostředek, u kterého se současně vytvoří dva plastické klouby. To nastane za předpokladu, že:

$$l'_t \geq \sqrt{\frac{4M_y}{f_{h,t} d}} , \quad (6)$$

$$l'_c \geq \sqrt{\frac{4M_y}{f_{h,c} d}} . \quad (7)$$

Při navrhování spřahovacích prostředků kolíkového typu se dvěma plastickými klouby je proto třeba dodržet délky jejich průniku do dřeva a betonu:

$$L_t \geq l_t + l'_t , \quad (8)$$

$$L_c \geq l_c + l'_c , \quad \left(l_c = \frac{l_t}{\beta} \right) . \quad (9)$$

Vztahy (4) a (5) řeší únosnost spřahovacích prostředků pouze podle Johansenovy teorie. Při deformačním vztahu (viz obr.11) však spřahovací prostředek bude též namáhán osovou silou, která vzniká od jeho ohybu a ukotvení do dřeva a betonu.

Tato osová síla bude k sobě přitlačovat betonovou desku a dřevěný nosník a zvyšovat tak únosnost spřahovacího prostředku. Na zvýšení únosnosti spřahovacího prostředku se též bude podílet složka osově síly ve skloněné části spřahovacího prostředku, působící rovnoběžně se spárou mezi dřevem a betonem. [5].

Kalibrací experimentů se ukazuje, že nárůst únosnosti spřahovacího prostředku namáhaného příčně nejlépe vystihuje tento vztah:

$$R = 1,15R_v + \frac{R_{ax}}{4} , \quad (10)$$

kde R_v je únosnost spřahovacího prostředku podle Johansenovy teorie.

R_{ax} je únosnost spřahovacího prostředku na vytažení ze dřeva.

Podmínkou pro použití odvozených vztahů je znalost pevnosti betonu v otlacení $f_{h,c}$. Při řešení tohoto problému byly využity výsledky výzkumu spřažených konstrukcí beton-beton (Hrdoušek 1993)

Z rozborů poznatků prezentovaných ve výzkumné zprávě (Hrdoušek 1993) vyplynulo, že hodnotu pevnosti betonu v otlacení $f_{h,c}$ je možné uvažovat jako čtyřnásobek průměrné hodnoty válcové pevnosti betonu f_{cm} . Tomuto odpovídá též deformační tvar hřebíku na obr. 10, neboť l_t a l_c (podle obr. 10) odpovídá předpokladům rovnic (2) a (3)

V případě, kdy bude jako spřahovací prostředek použit ocelový kolík, je možné použít následující vztahy (Whale 1987) pro pevnost dřeva v otlacení $f_{h,t}$ a plastický moment únosnosti M_y . Únosnost kolíků je tak malá, že se zanedbává.

$$f_{h,t} = 0,082(1 - 0,01d)\rho \quad [\text{MPa}] , \quad (11)$$

kde: ρ je hustota dřeva v kg/m^3 .

d je průměr kolíku v mm .

$$M_y = 0,3 f_u d^{2,6} \quad [\text{Nmm}] , \quad (12)$$

kde: f_u je pevnost oceli v tahu v MPa

d je průměr kolíku v mm .

Poznámka:

Plastický moment ocelového kruhového průřezu se určuje ze vztahu:

$$M_y = \frac{f_y d^3}{6} \cdot U . \quad (13)$$

Ocelových spřahovacích prostředků za studena tvářených mez kluzu f_y není tzv. vyznačena a rovná se přibližně 80% meze pevnosti f_u . U dřevěných konstrukcí se proto pro určení plastického momentu únosnosti kolíku často používá vztah:

$$\frac{0,8 f_u d^3}{6} . \quad (14)$$

Protože podle tohoto vztahu vycházejí hodnoty plastického momentu vyšší než podle ohybových zkoušek, je možné též používat konzervativnější vztah (12).

Pro ověření platnosti předchozích vztahů byly použity výsledky protlačovacích zkoušek, které byly provedeny na Universitě v Coimbre (Dias 2003) a ČVUT v Praze, Fakulta stavební (Kuklíková 2004). [5].

2.2.7 Nekovové kompozitní prostředky

Neustálý rozvoj speciálních kompozitních materiálů vede k jejich rozšíření a uplatnění i v oborech stavitelství. Existence systémů dodatečného zesílení, založených na kompozitních materiálech, je již poměrně známá. Jedná se především o uhlíkové lamely a dále textilie či pásy ze skelných a uhlíkových vláken. Tyto materiály se aplikují na upravené povrchy sanovaných konstrukcí. Následovalo rozšíření na systémy NSMR (Near Surface Mounted Reinforcement), kde se kompozitní (malorozměrové) profily osazují do povrchových drážek v konstrukci. S pokrokem technologií a zkušeností z aplikací se začaly vyvíjet systémy pro předpínání lamel. V ČR existují dva ucelené systémy. Lamely jsou kotveny na koncích mechanicky a po délce se ještě lepí tmelem. Ovšem i přes rozvoj těchto materiálů a metod zesilování, stále se jedná o systémy aplikované dodatečně a pouze na povrchy konstrukcí. Proto vznikla myšlenka využít vlastností kompozitních materiálů a aplikovat je i na klasickou vnitřní výztuž. Jednou z dalších výhod aplikace kompozitní vnitřní výztuže je odolnost proti agresivním vlivům. Zejména odpadá riziko koroze výztuže a je možné výrazné snížení krytí těchto výztuží. [6].

Charakteristiky		
Typ výztuže	Objem.hm.(kg.m ³)	Plocha průřezu(mm ²)
GlassFRP-5mm	1941	23,63
GlassFPR-14mm	1869	179,60
CarbonFPR-6mm	1602	37,92

Tabulka 2 : vybrané charakteristiky kompozitní výztuže

[6].

Jako jeden ze spřahujících prostředků při experimintu byly použity trny s těchto materiálů.

2.2.8 Modul prokluzu v poddajném spřáhnutí. [4]

Bez ohledu na to či při volbě materiálu na připojení k dřevěnému nosníku použijeme beton a nebo hmotu na bázi dřeva (OSB desky) nebo jako spojovací prostředky použijeme hřebíky, popřípadě skoby, významnou úlohu na vliv vlastností vytvořeného průřezu bude mít Modul prokluzu K_{ser} [N/mm] spojovacího prostředku. Tato hodnota vyjadřuje posun spřahovacího prostředku od příslušné smykové síly ve spáře mezi betonem a dřevem. Různé typy spojovacích prostředků mají různé hodnoty modulu prokluzu.

Při spřáhnutí typu dřevo – beton norma EN 1995-1-1 neuvažuje vztahy na výpočet modulu prokluzu spřahujícího prostředku. Proto se opíráme o výsledky mnohých experimentálních prací, které mají za úlohu měřit a určit hodnoty tohoto modulu pro různé typy spřáhnutí. Tyto práce vymezili hranice ve kterých se hodnota K_{ser} pohybuje. Například u hřebíků se modul prokluzu pohybuje v rozmezí od 2500 N/mm do 4500 N/mm

Pro hřebíky s předvrtáním se hodnota modulu prokluzu vypočítá podle vztahu:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} d}{23} . \quad (15)$$

Pro hřebíky bez předvrtání je výpočet následující:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{30} . \quad (16)$$

Pro skoby je vztah:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{80} , \quad (17)$$

kde ρ_m je průměrná hodnota hustot spojených materiálů.
 d je průměr spřahujícího prostředku.

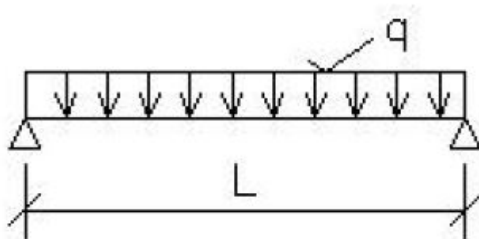
Hodnota modulu prokluzu nám slouží na výpočet zmenšovacího součinitele γ , pomocí kterého dále počítáme efektivní moment setrvačnosti spřáhnutého průřezu. A tím umíme určit napjatost v rozhodujících částí ideálního průřezu. Na výpočet pro posouzení na mezní stav únosnosti se bere přímo hodnota K_{ser} , na výpočet pro posouzení na mezní stav použitelnosti musíme uvažovat hodnotu K_u [N/mm], která se určí podle vztahu:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} . \quad (18)$$

2.3 Návrh Optimálního průřezu dle STN 73 1201 Navrhovanie betónových konštrukcií. [7].

Cílem výpočtu je návrh optimálních parametrů průřezu spřáhnuté dřevo-betonové prostě podepřené stopní desky s maximálním využitím únosnosti materiálu.

2.3.1 Definování parametrů výpočtu. [7].

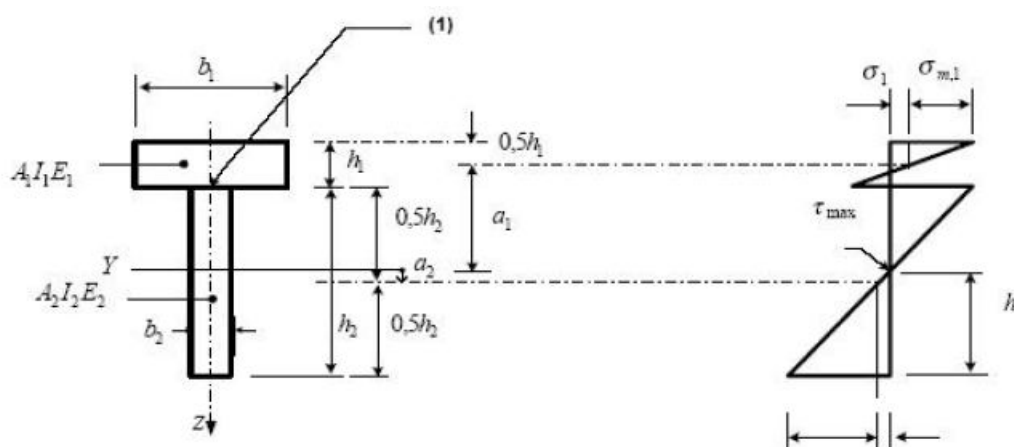


Obr 12 : Statické schéma

Geometrické rozměry:

L	Rozpětí		
h_1	Výška betonové části	b_1	Šířka betonové části
h_2	Výška dřevěné části	b_2	Šířka dřevěné části

Průřezové charakteristiky:



Obr 13 : Průřezové charakteristiky

$$A_1 = h_1 \cdot b_1 \quad [mm^2] \quad (19)$$

$$A_2 = h_2 \cdot b_2 \quad [mm^2] \quad (20)$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 \quad [mm^4] \quad (21)$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \cdot h_2 \cdot h_2^3 \quad [mm^4] \quad (22)$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} - a_2 \quad (23)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2} \quad (24)$$

Účinná ohybová tuhost:

$$(EI)_{ef} = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 \quad (25)$$

[7].

2.3.2 Výpočet únosnosti z podmínek posouzení. [7].

Podmínka číslo 1 – Posouzení dolních vláken dřeva :

$$\frac{M_{sd} \cdot E_2 \cdot \gamma_2 \left(a_2 + \frac{h_2}{2} \right)}{(EI)_{ef}} \leq \gamma \cdot R_{fd} , \quad (26)$$

$$\rightarrow M_u \leq \gamma_r \cdot R_{fd} \frac{(EI)_{ef}}{E_2 \gamma_2 \left(a_2 + \frac{h_2}{2} \right)} . \quad (27)$$

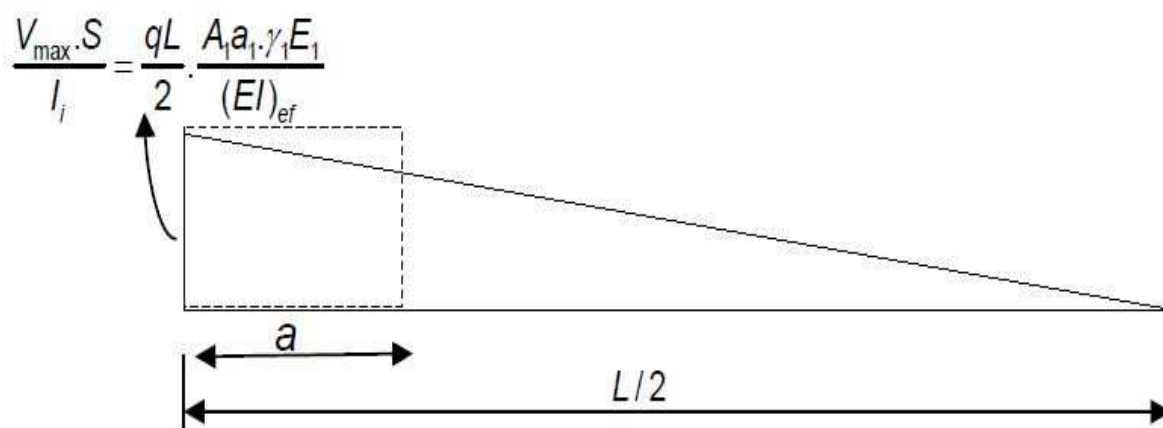
Podmínka číslo 2 – Posouzení vrstvy betonu :

$$\frac{M_{sd} \cdot E_1 \cdot \gamma_1 \left(a_1 + \frac{h_1}{2} \right)}{(EI)_{ef}} \leq \gamma_b \cdot R_{bd} , \quad (28)$$

$$\rightarrow M_u \leq \gamma_b \cdot R_{fd} \frac{(EI)_{ef}}{E_1 \gamma_1 \left(a_1 + \frac{h_1}{2} \right)} \quad (29)$$

Podmínka číslo 3 – Posouzení spráhnutí :

O únosnosti z hlediska spráhnutí rozhoduje část při podpoře podle *obr.14*, protože jí připadá při padá maximální smykový tok. Sílu, kterou musí přenést tato část v délce je odvozená z průběhu smykového toku rovnoměrného zatížení nosníku.



Obr 14 : Průběh smykového toku

Síla, kterou musí přenést spráhující prvky v úseku a:

$$Q_a = \frac{gL}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot a \cdot \frac{L}{4} \cdot \frac{4}{L} = \frac{gL^2}{8} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1 \cdot 4a}{L \cdot (EI)_{ef}} =$$

$$\rightarrow Q_a = \frac{M_d \cdot A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1 \cdot 4a}{L \cdot (EI)_{ef}} ,$$

(30)

$$Q_a = Q_{ul} ,$$

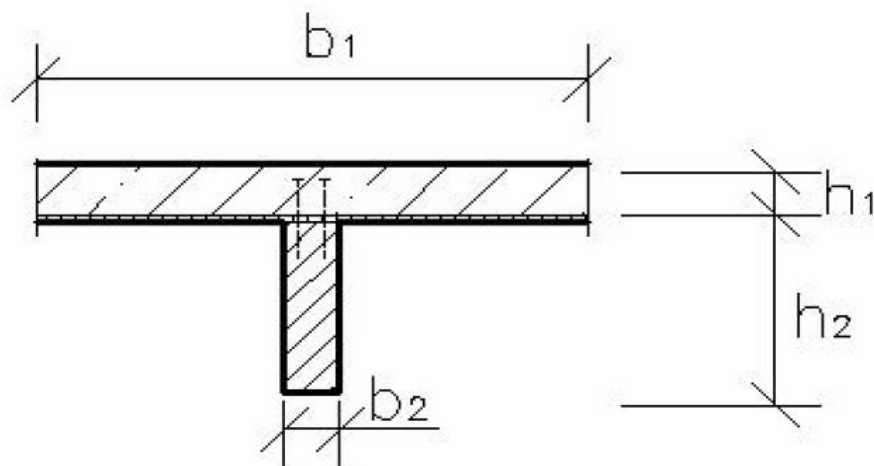
(31)

$$M_d = \frac{Q_a L (EI)_{ef}}{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1 \cdot 4a} = \frac{Q_{u1} L (EI)_{ef}}{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1 \cdot 4a} =$$

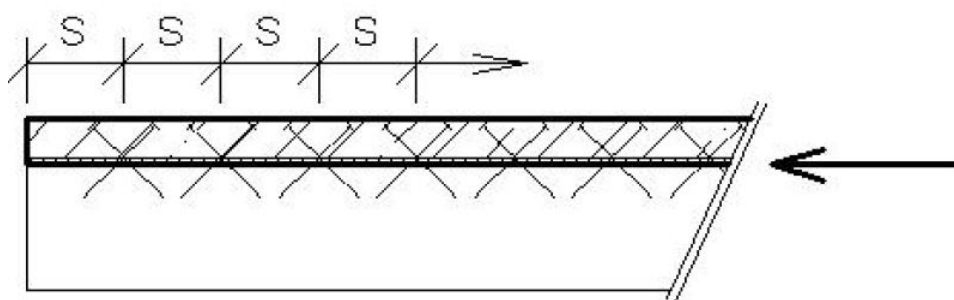
$$\rightarrow M_u = \frac{Q_{u1} L (EI)_{ef}}{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1 \cdot 4a} .$$

(32)

Spřažení trémového stropu pomocí poddajných spřahujících prvků:



Obr 15: Trémový strop spřáhnutý s betonovou deskou pomocí poddajných spřahujících prostředků



Obr 16: Schéma rozmístění spřahujících prvků

Délka rozhodujícího úseku $a = 1,5 s$

Poddajnost spřáhnutí hřebíky:

- d průměr hřebíku
- s vzdálenost ve směru rozpětí
- n počet hřebíků v jedné řadě
- γ_b součinitel podmínek působení betonu
- K_1 modul prokluzu spojů, pro hřebíky

$$K_1 = K_{ser} = \rho_m^{1,5} d^{0,8} / 25 \quad , \quad (33)$$

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_1}{n \cdot K_1 l^2} \right]^{-1} \quad , \quad (34)$$

$$\gamma_2 = 1,0 \quad . \quad (35)$$

Únosnost spřahujících hřebíků:

Únosnost hřebíků v jedné řadě:

$$Q_{u1} = T_{id} \cdot n = 22 \cdot d^2 \cdot n . \quad (36)$$

Podmínka číslo 4 – Mezní stav použitelnosti:

Pro obytné budovy je limitní průhyb stropního nosníku $L/300$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot L^4}{(EI)_{ef}} < \frac{L}{300} , \quad (37)$$

$$\frac{1}{8} g \cdot L^2 \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{L}{(EI)_{ef}} < \frac{L}{300} , \quad (38)$$

$$M_d = \frac{48(EI)_{ef}}{5 \cdot 300 \cdot L} \rightarrow M_u = \frac{4}{125} \cdot \frac{(EI)_{ef}}{L} . \quad (39)$$

Únosnost spřahnutého dřevobetonového prvku je určena minimální hodnotou M_u . Maximální zatížení, které přenesou stropní systémy se určí podle vzorce:

$$q_u = \frac{8M_u}{b_1 L^2} \quad [kN/m^2] \quad (40)$$

2.3.3 Optimální rozmístění spřahujících prvků

Celou smykovou sílu ve spáře mezi betonovou a dřevěnou částí průřezu musí přenést spřahující prvky. Ty jsou rozmístěny tak, aby přenášeli přibližně stejná zatížení. [7].

2.3.4 Počet spřahujících prvků. [7].

Celková smyková síla z poloviny nosníku (*plocha obrazce smykového toku*) je dělena únosností spřahujícího prvku Q_u .

Smyková síla z poloviny nosníku:

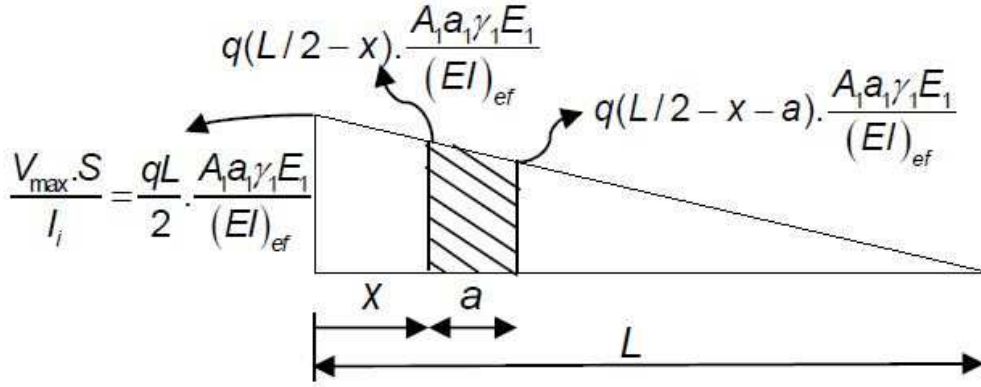
$$Q_{L/2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} q \frac{L}{2} \left[L - \frac{L}{2} \right] = \frac{1}{8} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} q L^2 . \quad (41)$$

Počet potřebných prvků:

$$z = \frac{Q_{L/2}}{Q_u} . \quad (42)$$

2.3.5 Ideální rozmístění [7].

Rozmístění bude vyplívat ze vzorce pro výpočet smykové síly.



Obr 17: Průběh smykového toku

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{q \left(\frac{L}{2} - x \right)^2}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} - \frac{q \left(\frac{L}{2} - x - a \right)^2}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} = \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot q \left[\left(\frac{L}{2} - x \right)^2 - \left(\frac{L}{2} - x - a \right)^2 \right] = \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot q \cdot \\
 &\cdot \left[\left(\frac{L^2}{4} - Lx + x^2 \right) - \left(\frac{L^2}{4} - \frac{Lx}{2} - \frac{La}{2} - \frac{Lx}{2} + x^2 + ax - \frac{La}{2} + ax + a^2 \right) \right] = \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot q (La - ax - a^2) = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot q \cdot a (L - 2x - a) = \\
 Q &= \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot q \cdot a (L - 2x - a)
 \end{aligned}$$

(43)

Neznámou je délka úseku a v závislosti od polohy x . V případě spřažení pomocí spřahujících prvků je $a = s$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} \cdot q \cdot a(L - 2x - a) = Q_{bu} ,$$

$$a(L - 2x - a) = \frac{2Q_{bu}}{q} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} ,$$

$$a^2 - (L - 2x)a + \frac{2Q_{bu}}{q} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}} = 0 ,$$

(44)

$$a_{ideální} = \frac{1}{2} \left[(L - 2x) \pm \sqrt{(L - 2x)^2 - \frac{8Q_{bu}}{q} \cdot \frac{A_1 a_1 \cdot \gamma_1 E_1}{(EI)_{ef}}} \right] .$$

(45)

Tento výraz slouží pouze k určení orientační vzdálenosti spřahujících prostředků. Výsledná vzdálenost se musí znovu posoudit na smykovou únosnost.

2.4 Teoretický postup výpočtu dle ČSN (Ing. Josef Poštulka) [8].

Použité ČSN: 73 1701 Navrhování dřevěných stavebních konstrukcí, 73 0035 Zatížení konstrukcí pozemních staveb, 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí.

Ohybové momenty a posouvající síly:

$$M_n = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 ,$$

(46)

$$T_n = \frac{1}{2} \cdot g \cdot L .$$

(47)

Moment setrvačnosti dřevěné a betonové části samostatně:

$$J = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 .$$

(48)

Spřáhnutý průřez:

$$n = \frac{E_b}{E_{dr}} ,$$

(49)

$$F_b = b \cdot h \cdot n ,$$

(50)

$$J_b = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \cdot n \quad . \quad (51)$$

Napětí v betonové desce nahoře:

-Normové

$$\sigma_b^k = \frac{M}{J} \cdot e \cdot n \quad . \quad (52)$$

Napětí v dřevěném trámu dole:

-Normové

$$\sigma_{dr}^d = \frac{M}{J} \cdot e \quad . \quad (53)$$

Průhyby (od normového zatížení):

-Od celkového normového zatížení q

$$f_N = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J} \quad . \quad (54)$$

$$= \frac{1}{450} L < \frac{1}{350} - \text{Vyhovuje} \quad . \quad (55)$$

Spřahující prostředky:

posouvající síla se podél osy trámu zmenšuje směrem od podpory doprostřed trámu. Pro zjednodušení rozdělíme trám na úseky po 1m délky směrem od podpory a v každém úseku navrhujeme příslušné spřahující prostředky:

$$T_1 = \frac{1}{2} q \cdot (L - 1,0) \quad , \quad (56)$$

$$T_2 = \frac{1}{2} q \cdot (L - 3,0) \quad , \quad (57)$$

$$T_3 = \frac{1}{2} q \cdot (L - 5,0) \quad . \quad (58)$$

První úsek na délku 1m od podpory: T_1 ,

$$\tau = \frac{T \cdot U}{J} \quad , \quad (59)$$

$$U = F \cdot e \quad . \quad (60)$$

Tuto smykovou sílu musí přenést spřahující prostředky. Navrhujeme hřebíky s únosností jednoho hřebíku podle normy 1,50kN. Hřebíky můžou být podle normy nejblíže k sobě ve směru síly na $10 d$,

Smyková síla T'_1 na délku $10 d$ podél trámu bude :

$$T'_1 = 10 d \cdot 1,03 \quad . \quad (61)$$

Potřebný počet hřebíků v jedné řadě:

$$n = \frac{T'_1}{1,50} = \quad . \quad (62)$$

Druhý úsek na délku 1m od podpory:

$$\begin{aligned} T_2 &= 68\% \text{ z } T_1 \quad , \\ \tau &= 0,68 \cdot 1,03 \quad . \end{aligned} \quad (63)$$

x hřebíků v jedné řadě přenes:

$$u = x \cdot 1,50 \quad . \quad (64)$$

Potřebná vzdálenost podél trámu:

$$a = \frac{u}{\tau} \quad . \quad (66)$$

Třetí úsek na délku 1m od podpory:

$$\begin{aligned} T_3 &= 36\% \text{ z } T_1 \quad , \\ \tau &= 0,36 \cdot 1,03 \quad . \end{aligned} \quad (65)$$

x hřebíků v jedné řadě přenes:

$$u = x \cdot 1,50 \quad . \quad (64)$$

Potřebná vzdálenost podél trámu:

$$a = \frac{u}{\tau} \quad (\text{maximální vzdálenost je } 25 \text{ cm}). \quad (66)$$

[8].

2.5 Teoretický postup výpočtu dle ČSN EN. [9]

2.5.1 Stanovení spolupůsobící šířky betonové desky

1. Spolupůsobící šířka stanovaná dle EC2 (ČSN EN 1992-1-1)

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b , \quad (67)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1 l_0 , \quad (68)$$

za podmínek:

$$b_{eff,i} \leq 0,2 l_0 \text{ a zároveň } b_{eff,i} \leq b_i . \quad (69)$$

2. účinná šířka stanovaná dle EC4 (ČSN EN 1994-1-1)

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} , \quad (70)$$

$$b_{ei} = \frac{1}{8} L_e , \quad (71)$$

za podmínky:

$$b_{ei} \leq b_i . \quad (72)$$

2.5.2 Stanovení účinné ohybové tuhosti spřaženého průřezu

Parametry materiálů jsou uvedeny ve vztazích (19), (20), (21), (22), (23).
Stanovení normálové osy od těžiště průřezu:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)}{\sum \gamma_i E_i A_i} \quad (73)$$

Účinná ohybová tuhost:

$$(EI)_{ef} = \sum (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (74)$$

2.5.3 Normálová napětí v posuzovaných částech průřezu

Normálová napětí se mají dle ČSN EN 1995-1-1, přílohy B, uvažovat následovně:
napětí v těžištní ose dané části průřezu :

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{EI_{ef}} , \quad (75)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i M_i}{EI_{ef}} , \quad (76)$$

$\sigma_i + \sigma_{m,i}$ = napětí v krajních vláknech dané části průřezu.

Poznámka:

tlak v horních vláknech:

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,1,d} + \sigma_{m,1} , \quad (77)$$

tah v dolních vláknech:

$$\sigma_{t,d} = \sigma_{m,1} - \sigma_{c,1,d} . \quad (78)$$

2.5.4 Smykové napětí

Maximální smykové napětí se mají dle ČSN EN 1995-1-1, přílohy B, (B9), uvažovat následovně:

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} \cdot V . \quad (79)$$

2.5.5 Posouzení spojovacího prostředku

Místní selhání betonu v tlaku - dle EC4 (ocelobetonové spřažené konstrukce):

$$P_{Rd} = 0,29 d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm} / \gamma_v} . \quad (80)$$

Porušení spojovacího prostředku ve střihu - dle EC4 (ocelobetonové spřažené konstrukce):

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \pi f_u d^2}{4 \gamma_v} . \quad (81)$$

Porušení spojovacího prostředku ve dřevě - dle ČSN EN 1995-1-1, odstavec 8.2.3.

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i V}{(EI)_{ef}} \quad (82)$$

$F_{v,Rk}$ je charakteristická únosnost hřebíku pro jeden stříh, analogie se spojem dřevo+ tlustá ocelová deska, jednostřížný spoj:

$$F_{v,Rk} = \text{minimum} \left\{ \begin{array}{l} f_{hk} \cdot t_1 \cdot d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{hk} \cdot d} \\ f_{hk} \cdot t_1 \cdot d \left(\sqrt{\frac{2 + 4M_{y,Rk}}{f_{hk} d t_1^2}} - 1 \right) \end{array} \right. , \quad (83)$$

když je pevnost dřeva v otlacení pro hřebíky určena vztahem :

$$f_{hk} = 0,083 \cdot \rho_k \cdot d^{0,3} \quad (84)$$

2.5.6 Posouzení průhybu od síly F

$$w = \frac{23 \cdot c^3 F}{24(EI)_{ef}} , \quad (85)$$

při posouzení:

$$w_{inst,max} = \frac{l}{300} \text{ až } \frac{l}{500} . \quad (86)$$

[9].

2.6 Dlouhodobé působení spřáhnutých dřevo betonových nosných prvků

V průběhu životnosti spřáhnutých dřevo betonových konstrukčních prvků dochází v důsledku dotvarování a smršťování materiálů ke změně napjatosti a ke změně celkových přetvoření, to ovlivňuje hlavně jejich dlouhodobou únosnost. Krátkodobou únosnost těchto kompozitních stropů je možné určit například pole přílohy B normy pro navrhování dřevěných konstrukcí EN – 1995-1-1 výpočtem účinné ohybové tuhosti spřáhnutých nosníků s poddajným spřáhnutím. V současnosti platné normové předpisy nezohledňují dostatečně reologické vlastnosti spřáhnutých dřevo betonových systémech, smršťování případně bobtnání materiálů, účinek spřáhnutí na součinitel dotvarování, vliv změn vlhkosti a teploty prostředí. [10].

2.6.1 Jevy ovlivňující dlouhodobou únosnost spřáhnutých dřevo betonových prvků

Předvídat dlouhodobé spolupůsobení dřevo betonových spřáhnutých prvků je náročná úloha, protože v jednotlivých materiálech se vyskytuje vícero navzájem ovlivňujících se časově závislých jevů. Volnému smršťování betonu brání dřevěný průřez, z tohoto důvodu vzniká v betonové části tahová síla a v dřevěné části tlak. Když tyto síly působí v těžištích příslušných průřezech, vzniká ohybový moment způsobuje průhyb nosníku. Naproti tomu smršťováním dřeva vzniká v betonu tlakové, dřevěném průřezu tahové napětí. Napětí od venkovního zatížení způsobuje dotvarování, čím se uvolňuje toto namáhání. Dotvarováním betonu se napětí přenáší do dřeva, nastává přerozdělení napětí. Dotvarováním dřeva se špatně zatěžuje betonový průřez. Kromě dotvarování dřeva a betonu únosnost spřáhnutých dřevo betonových konstrukcí ovlivňuje lokální dotvarování v oblasti spojovacích prvků. Pro dlouhodobé působení spřažení není možné určit všeobecné platné vztahy, protože podstatně závisí na použitých spojovacích prostředcích.

Řešit dlouhodobé působení těchto kompozitních prvků je možné vícero způsoby. Současné možnosti softwarových produktů poskytují silný nástroj pro vystihnout skutečné odezvy spřáhnutých dřevo betonových konstrukcí aplikací metody nekonečných prvků pomocí prutových, plošných a objemových elementů, nebo řešením složitých diferenciálních rovnic a algoritmů. [10].

2.6.2 Teoretické výpočtové postupy dlouhodobého působení

Na určení dlouhodobého působení spřáhnutých dřevo betonových konstrukčních prvků oproti složitým a v praxi těžko použitelným numerickým modelům použijeme analytické výpočtové modely, které zohledňují vícere z výše uvedených časově závislých vlastností prvků. Uvedené výpočtové modely vycházejí ze stejného teoretického základu posouzení ohýbaného spřáhnutého dřevo betonového nosníku s poddajným spřáhnutím odvozeného Möhlerem. [10].

2.6.3 Vliv poddajného spřáhnutí a dotvarování

Výpočtový model (Kuhlmann, Schänzlin, 2003) zohledňuje vliv poddajného spřáhnutí a rozdílný průběh dotvarování v čase prostřednictvím modifikovaných modulů pružností následovně:

Pro dřevo:

$$E_{0,d,ef} = \frac{1}{1 + \varphi_{d,spr}} \cdot E_{0,t=0} , \quad (87)$$

Pro beton:

$$E_{b,ef} = \frac{1}{1 + \varphi_{b,spr}} \cdot E_{b,t=28d} , \quad (88)$$

kde $\varphi_{i,spr}$ je efektivní součinitel dotvarování obou materiálů v spráhnutém prvku, pro který platí vztah:

$$\varphi_{i,spr} = \psi_{i,s} \cdot \varphi_{i,mat} \quad (89)$$

Konečná hodnota součinitele dotvarování materiálu $\varphi_{i,mat}$ je určena podle příslušných norem pro navrhování. Faktor zvýšení součinitele dotvarování materiálu spráhnutím $\psi_{i,s}$ je určený autory statisticky. Vliv smršťování je zohledněn koeficientem $C_{l,bnp}$ který upravuje efektivní tuhost spráhnutého nosníku podle vztahu:

$$(EI)_{ef,bnp} = C_{l,bnp} \cdot (EI)_{ef} \quad (90)$$

S náhradním zatížením:

$$\rho_{bnp,d} = C_{q,bnp} \cdot \Delta\varepsilon_{bnp,d} \quad (91)$$

Kterého účinek je sčítaný s účinky ostatního zatížení. $C_{q,bnp}$ je součinitel smršťování jako vnějšího zatížení. $\Delta\varepsilon_{bnp,d} = k_z \cdot \Delta\varepsilon_{bnp,\infty}$, k_z je staticky určená hodnota, $\Delta\varepsilon_{bnp,\infty}$ je rozdíl poměrných přetvoření dřeva a betonu v čase $t = \infty$

Výpočet se realizuje ne jen pro začátek a konec životnosti, ale i pro časové období mezi 3. a 7. rokem, čím se zohlední rozdílný časový průběh dotvarování dřeva a betonu. V tomto čase je dotvarování betonu téměř ukončené, zatím co dřevo dosahuje přibližně 60% konečných hodnot z jeho přetvoření od dotvarování, co může být určující okamžik pro posouzení dřevěné části průřezu. [10].

2.6.4 Vliv trvání zatížení, dotvarování betonu

Výpočtový postup je založený na sčítání účinků stálého a nahodilého zatížení v čase. Všeobecný celkový účinek zatížení S (průhyb, napětí, atd.) může být vyjádřený jako součet účinků od jednotlivých namáhání podle vztahu:

$$S = S(g_1) + S(g_2) + S(\psi_2 g) \quad (92)$$

kde g_1 je vlastní tíha nosné konstrukce

g_2 ostatní stálé zatížení

$\psi_2 g$ kvazi stálá část provozního zatížení

Účinek zatížení $S(g_1)$ se vypočítá podle vztahu v příloze B normy EN 1995-1-1 pro ohýbané nosníky s poddajnými spoji. Dotvarování je zohledněné nahrazením modulu pružnosti E a prokluzu spojovacích prostředků K_{ser} v těchto vzorcích efektivními modulami betonu (index c), dřeva (index t) a spojů (index f):

$$E_{c,eff}(t) = \frac{E_c(t_i)}{1 + \varphi_c(t, t_i)} \quad ,$$

(93)

$$E_{t,eff}(t) = \frac{E_t}{1 + \varphi_t(t - t_i)} ,$$

(94)

$$K_{eff} = \frac{K_{ser}}{1 + \varphi_f(t - t_i)} .$$

(95)

Veličina t_i je čas, ve kterém začne působit zatížení, měřený od betonáže, teda t_1 je např. okamžik odstranění dočasných podpěr, když začne působit vlastní tíha g_1 .

Průběh součinitele dotvarování $\varphi_c(t, t_i)$ a modulu pružnosti betonu v čase $E_c(t_i)$ se určí podle Eurokódu 2. Současná verze Eurokódu 5 stanovuje jen konečnou hodnotu součinitele dotvarování $\varphi_t(t - t_i)$ označenou jako k_{def} v závislosti od třídy použití. Časový průběh autor stanovuje interpolací hodnot pro rozdělení třídy trvání zatížení uvedených ve starších verzích Eurokódu 5. Pro spojovací prostředky je doporučeno použít hodnotu součinitele dotvarování $\varphi_f(t - t_i)$ rovnou dvounásobku této hodnoty pro dřevo $\varphi_t(t - t_i)$. [10].

2.6.5 Vliv mechanicko-sorpčního dotvarování dřeva a vliv vlhkosti a teploty

Níže uvedený výpočtový postup doplní podle Cecottiho zohledněním mechanicko-sorpčního jevu, smršťování betonu a vlivu změn teploty a vlhkosti prostředí. Součinitel dotvarování pro po částech lineární průběh vlhkosti $\Delta u[\%]$ v časové periodě Δt je daný vztahem:

$$\varphi_t(t - t_i) = \varphi_{tc}(t - t_i) + \varphi_{tms}(t - t_i) = \left(\frac{t - t_i}{t_d}\right)^m + \varphi^\infty \left[1 - e^{-c \frac{2\Delta u}{100\Delta t}(t - t_i)}\right],$$

(96)

kde φ_{tc} je součinitel dotvarování

φ_{tms} je součinitel mechanicko-sorpčního dotvarování

$t_d = 29\,500$ dní, $m = 0,21$, $\varphi^\infty = 0,7$, $c = 2,5$.

Obsah vlhkosti je uvažovaný pro zjednodušení konstantním v celém průřezu a průběh vlhkosti v čase je nahrazený po částech lineární křivkou s roční periodou, teda změna vlhkosti je dána rozdílem maximální a minimální průměrné hodnoty vlhkosti v prostředí při časové periodě $\Delta t = 365$ dní.

Mechanicko-sorpční dotvarování se zohlední dosazením výrazu (96) do vztahu (95) pro dřevo, pro spřahující prostředky je doporučená hodnota součinitele dotvarování $\varphi_f(t - t_i)$ jako dvojnásobek této hodnoty pro dřevo $\varphi_t(t - t_i)$.

Účinek smršťování ε_{cs} podle výpočtu za použití substituce:

$$\Delta \varepsilon_n = -\Delta \varepsilon_{n,c}(t) + \varepsilon_{cs}(t_s) ,$$

(97)

kde t_s je čas začátku smršťování betonu (1-7 dní po betonáži)

ε_{cs} je smršťování betonu stanovené podle EN 1992-1-1.

Vliv ročních $\Delta\varepsilon_y$ a denních $\Delta\varepsilon_d$ změn prostředí se určí podle následujících substitucí:

$$\Delta\varepsilon_n = \Delta\varepsilon_y = \alpha_{t,u}[u_\phi(t) - u_\phi(t_s)] + \alpha_{t,T}[T(t) - T(t_s)] - \alpha_{c,T}[T(t) - T(t_s)] , \quad (98)$$

$$\Delta\varepsilon_n = \Delta\varepsilon_d = \alpha_{t,T}k\Delta T_d - \alpha_{c,T}\Delta T_d . \quad (99)$$

Celkový účinek zatížení S (průhyb, napětí, atd.) je vyjádřený jako součet účinků od jednotlivých zatěžovacích stavů podle vztahu:

$$S = S(g_1) + S(g_2) + S(\psi_2 g) + S(\varepsilon_{cs}) + S(\Delta\varepsilon_y) + S(\Delta\varepsilon_d) \quad (100)$$

Vliv dotvarování a mechanicko-sorpčního dotvarování je zohledněný ve výrazech $S(g_1)$, $S(g_2)$, $S(\psi_2 g)$ a $S(\varepsilon_{cs})$ použitím efektivních modulů pružnosti a součinitele dotvarování podle vztahu (96). [10].

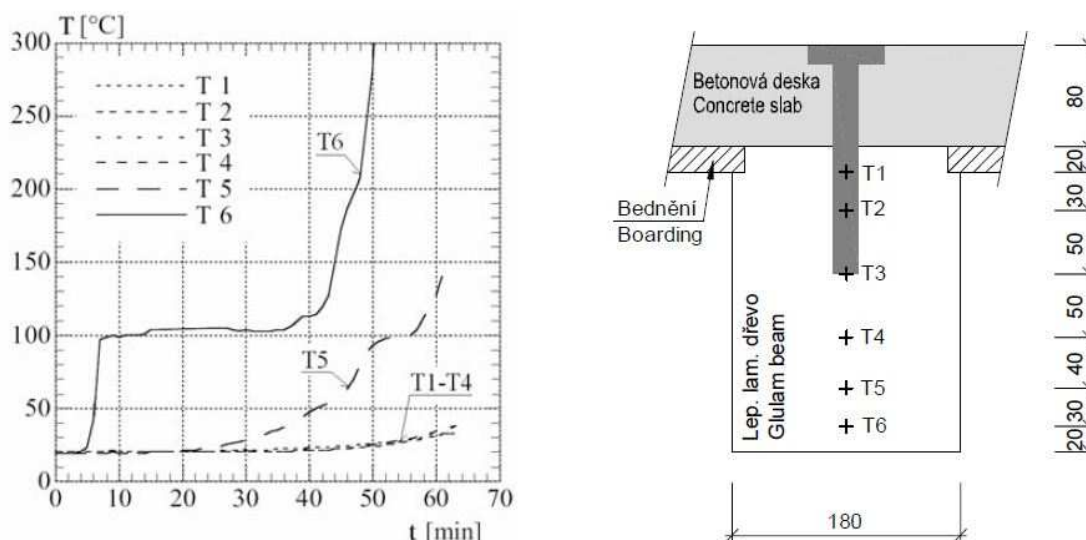
2.7 Dřevo betonové stropy při požáru. [11].

Chování při požáru je ovlivňováno zmenšováním průřezových rozměrů dřevěného nosníku vlivem odhořívání dřevní hmoty a teplotně závislým poklesem mechanických vlastností dřeva, spřažení a částečně i betonu využitého k přenosu tlaku při ohybovém namáhání kompozitního průřezu. Pro odpovídající redukci vlastností vlivem teploty je potřeba stanovit průběh teploty ve dřevo betonovém průřezu, který je závislý na rozměrech, tvaru, povrchu, poměru plochy průřezu k obvodu, hustotě a vlhkosti dřevní hmoty, velikosti požárního zatížení a teplotě plynu v požárním úseku v průběhu požáru.

2.7.1 Spřažení při vysokých teplotách

Tuhost spřažení k je významným parametrem, který řídí rozdělení napětí v průřezu a velikost deformací. Při požáru je ovlivňována zejména teplotou dřeva v okolí spřažení. Se zvyšující se teplotou tuhost spřažení rychle klesá. Teplota dřeva v okolí spřažení závisí nejvíce na vzdálenosti osy spřahujícího prostředku od okraje průřezu, tzv. krytí. Deformační charakteristiky (modul pružnosti dřeva E , tuhost spřažení k) jsou navíc ovlivňovány dotvarováním, které je způsobováno vlhkostí napětím a v případě požáru i vysokými teplotami. To vede k redukci těchto vlastností s rostoucí teplotou a nejvýrazněji se projevuje při tlakovém namáhání a u dřevěných prvků malého průřezu. S rostoucí teplotou uvnitř průřezu klesá také únosnost spřažení, která je dána materiálovými vlastnostmi dřeva a spřahujícího prostředku. Obr. 1 ale ukazuje, že pro geometrické uspořádání kompozitního průřezu dle obrázku vpravo nedochází v průběhu požáru vlivem vysokých teplot k redukci mechanických vlastností ocelových spřahujících prostředků, viz teplotní křivky T1, T2 a T3.

Příznivý účinek má bednění, které chrání spřahující prostředky před působením vysokých teplot a rovněž zvyšuje požární odolnost betonové stropní desky (kritérium celistvosti E a tepelné izolace I).



Obr. 18: Průběh teploty v průřezu při požáru dle nominální teplotní křivky ;
uspořádání spřaženého dřeva betonového nosníku se spřažením kolíkového typu

U spřažení realizovaného spřahujícími prostředky kolíkového typu je rozhodujícím faktorem pokles pevnosti v otlacení stěny průřezu při vysokých teplotách. Protože se při požáru mění tato pevnost, mění se v průběhu požáru i mechanismus porušení pro jednostřížné spoje. Vliv na únosnost tohoto typu spřažení má i únosnost spřahujícího prostředku na vytažení, která s rostoucí teplotou také klesá. Výhodné je použití kroužkových či závitových hřebíků, které se při namáhání na vytažení chovají příznivěji, než hřebíky s hladkým drátkem a jejichž únosnost není ovlivněna změnami vlhkosti dřeva, ke kterým v průběhu požáru taktéž dochází.

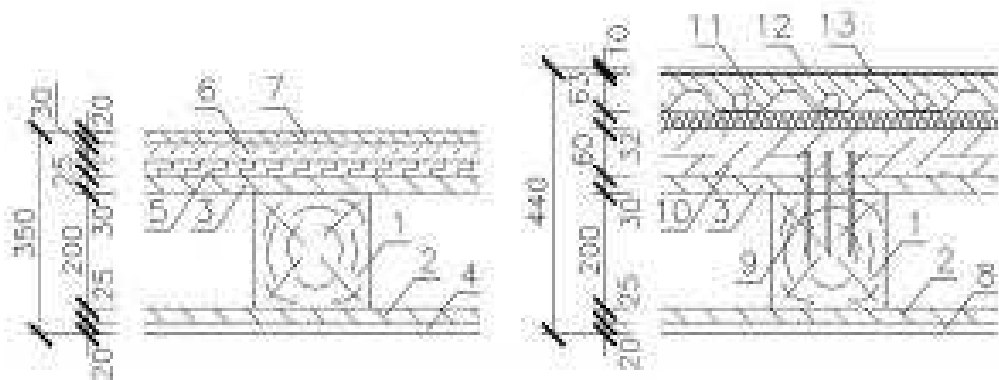
2.7.2 Zhodnocení

Chování kompozitních dřevo betonových stropních konstrukcí je při požáru ovlivňováno zmenšováním průřezových rozměrů dřevěného nosníku vlivem odhořívání dřevní hmoty a teplotně závislým poklesem mechanických vlastností dřeva, spřažení a částečně i betonu. Proto je nezbytné správné stanovení průběhu teplot v průřezu. Z výsledků dosavadních výzkumů zaměřených na spřažení dřevo betonových stropních konstrukcí při vysokých teplotách lze učinit tyto závěry: tuhost spřažení k je při požáru ovlivňována zejména teplotou dřeva v okolí spřažení a se zvyšující se teplotou rychle klesá. Teplota v okolí spřahujícího prostředku nejvíce závisí na vzdálenosti osy spřahujícího prostředku od okraje průřezu, tzv. krytí. Bednění betonové desky zamezuje rychlejšímu zvyšování teplot v místě spřažení a zvyšuje požární odolnost betonové stropní desky. S rostoucí teplotou rychle klesá také únosnost spřažení, která je dána materiálovými vlastnostmi dřeva a spřahujícího prostředku. [11].

2.8 Rekonstrukce trámového stropu - příklad užití spřáhnuté dřevo betonové konstrukce. [12].

U historických objektů se často setkáváme s dřevěnými stropními konstrukcemi. K jejich rekonstrukci přistupujeme obecně v případech, kdy je zjištěno jejich poškození nebo dojde-li ke změně využití objektu související se zvýšením stávajícího zatížení nebo se změnou statického schématu konstrukce. Příklad zesílení dřevěného stropu můžeme nalézt u projektu rekonstrukce rodinného domu v Klimkovicích, kde bylo navrženo spřažení stávajících trámů s dodatečně nadbetonovanou deskou.

Tento způsob sanace spočívá v dodatečné betonáži desky na záklop stávajícího stropu. Spřažení je dosaženo prostřednictvím spojovacích prvků mezi dřevěným nosným trámem a vrstvou betonu. Deska je navíc opatřena výztužnými sítěmi. Komplexní systém rekonstruovaného stropu je potom tvořen konstrukcí podlahy, podhledu a nosnou dřevobetonovou konstrukcí.



Obr. 19: Příklad sanace stropu

Rodinný dům v Klimkovicích prochází v současné době celkovou rekonstrukcí. Jedná se o zděný objekt z plných, pálených cihel, kde plnilo obytnou funkci přízemí a půdní prostor sloužil ke skladování. Na základě stavebnětechnického průzkumu byly stávající trámové stropy shledány v dobrém stavu, ovšem z hlediska nového využití podkroví pro bydlení a hmotnosti nově navrhované podlahy s teplovodním topením, bylo nutné provést zesílení této stropní konstrukce. Dle statického výpočtu bylo navrženo spřažení dřevěných stropnic s dodatečně nadbetonovanou deskou z betonu B20 s KARI sítí. Jako prvky spřažení byly použity hřebíky 5,0/180 mm, které byly osazeny dle statického výpočtu následovně: trám byl rozdělen na pět částí o délce 1,6 m, hřebíky byly rozmístěny v řadách po vzdálenosti 70 mm a v jednotlivých úsecích se měnil pouze počet prvků v řadě od 3 do 5 kusů. Součástí projektu rekonstrukce trámového stropu byl také technologický postup prací, na jehož základě byla započata realizace. Provádění bylo rozděleno do několika fází, ve kterých bylo sledováno chování stropní konstrukce zejména z hlediska jejího průhybu. [12].

2.8.1 Jednotlivá stádia rekonstrukce

Stadium před započítím prací:

V *první* fázi rekonstrukce byla odstraněna podhledová omítka s rákosovou rohoží a také všechny stávající podlahové vrstvy až na záklop z dřevěných prken. Stropní trámy působí jako spojitý nosník o dvou polích délky 4,6 m a 3,5 m.

Montážní stadium:

Stropní konstrukce byla opatřena hřebíky a následovala pokládka výztužných KARI sítí. Před započítím betonáže byla konstrukce dodatečně podepřena, protože než beton začne spolupůsobit, jsou nosnými prvky stropu pouze samotné dřevěné trámy. Přidáním dvou navržených montážních podpor vždy doprostřed rozpětí pole trámu se původní statické schéma změnilo ze spojitého nosníku o dvou polích na spojitý nosník o čtyřech polích. Následovala betonáž stropní desky. V tomto stadiu přenáší dřevěné stropní trámy navíc tíhu mokré betonové směsi.

Stadium po odstranění montážních podpor:

Dvacet osm dní po betonáži byly montážní podpory odstraněny. Na jejich místě tak začala působit síla odpovídající původní reakci na spojitém nosníku v montážním stadiu. Statické schéma je nyní opět v podobě spojitého nosníku o dvou polích. Nosným prvkem stropu je v této fázi již spřažený dřevo-betonový průřez tvaru „T“.

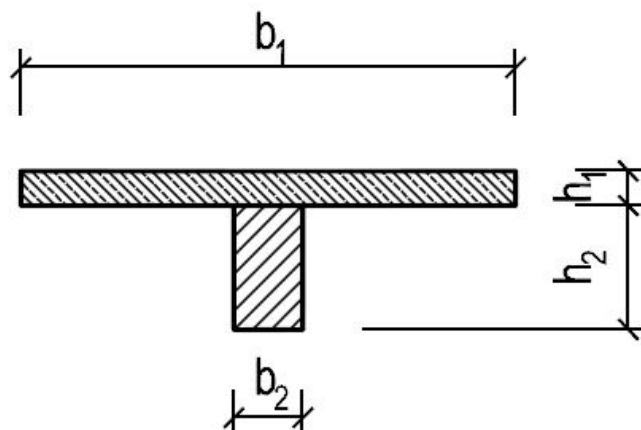
Konečné stadium:

V *poslední* fázi budou provedeny další podlahové vrstvy dle projektu a omítka na stávající dřevěné podbití. Spřažený průřez bude působit stále jako spojitý nosník o dvou polích, oproti předchozímu stadiu se zvýší zatížení. [12].

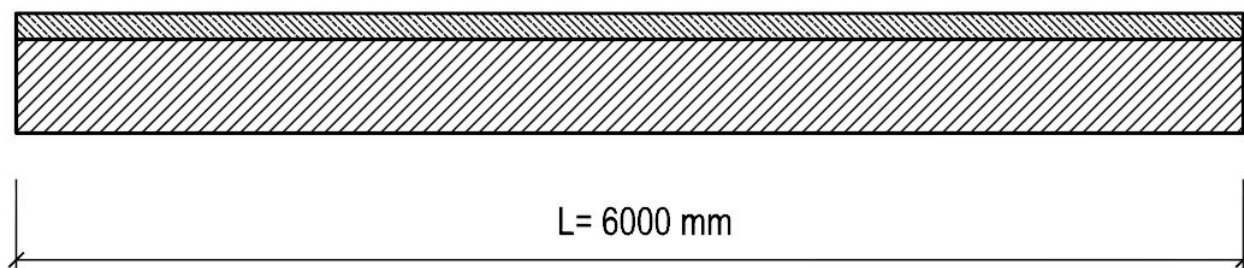
3 VÝPOČETNÍ ČÁST

3.1 Určení základních informací pro výpočet

3.1.1 Rozměry prvku



Obr. 20: Rozměry pro výpočet



Obr. 21: Rozměry pro výpočet

$$b_1 = 1000 \text{ mm}$$

$$b_2 = 140 \text{ mm}$$

$$h_1 = 60 \text{ mm}$$

$$h_2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

3.1.2 Zatížení

Zatížení stálé	Tloušťka	Objemová tíha [kN/m ³]	Charakteristické zatížení [kN/m ²]
Podlaha	0,03	2,5	0,075
Žlb. deska	0,06	25	1,5
Dřevěný trám	0,14 x 0,25	4,1	0,15
Podhled	-	0,5	0,5
Celkem stálé g_k			2,225
Proměnné q_k			5

3.2 Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle ČSN

(Ing. Josef Poštulka)

Použité ČSN: 73 1701 Navrhování dřevěných stavebních konstrukcí, 73 0035 Zatížení konstrukcí pozemních staveb, 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí. [8].

3.2.1 Materiálové charakteristiky

Výpočet předpokládá suché dřevo, třídy I, Beton třídy II (170). Trvalé zatížení se uvažuje jako dlouhodobé s koeficientem 0,9.

Norma udává:

Dřevo:

$$E_{dr} = 10\,000\text{ MPa}$$

$$R_{fd} = 12\text{ MPa}$$

Beton:

$$R_{bt} = 8\text{ MPa}$$

$$E_b = 23\,000\text{ MPa}$$

$$E_{dr} = 10\,000\text{ MPa}$$

3.2.2 Přepočet zatížení

Normové zatížení:

$$q = g + p = 2,225 + 5 = 7,225\text{ MPa}$$

Výpočtové zatížení:

$$q = (g \cdot 1,1) + (p \cdot 1,2) = (2,225 \cdot 1,1) + (5 \cdot 1,2) = 8,45\text{ MPa}$$

3.2.3 Výpočet vnitřních sil

Dle vztahů (46), (47).

Ohybové momenty a posouvající síly:

$$M_n = \frac{1}{8} \cdot 8,45 \cdot 6^2 = 38,00 \text{ kNm}$$

$$T_n = \frac{1}{2} \cdot 8,45 \cdot 6 = 25,35 \text{ kNm}$$

3.2.4 Parametry materiálů

Dřevo podle vztahu (48):

$$J = \frac{1}{12} \cdot 14 \cdot 25^3 = 18\,230 \text{ cm}^4$$

Beton podle vztahů (49), (50), (51):

$$n = \frac{E_b}{E_{dr}} = \frac{23\,000}{10\,000} = 2,3$$

$$F_b = 100 \cdot 6 \cdot 2,3 = 1\,380 \text{ cm}^2$$

$$J_b = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 6^3 \cdot 2,3 = 4\,150 \text{ cm}^4$$

Průřez	F	e	$e \cdot F$	e_x	$e_x^2 \cdot F$	J_0
Betonová deska 6 cm	1 380	31,5	43 500	5,5	41 700	4 150
Dřevěný trám 14x25	350	12,5	4 400	13,5	63 800	18 200
Spolu	1 730		47 900			

$$x = \frac{47\,900}{1\,730} = 28 \text{ cm}$$

$$J = 127\,850 \text{ cm}^4$$

3.2.5 Napětí

V betonové desce nahoře dle vztahu (52):

$$\sigma_b^k = \frac{38\,000}{127\,850} \cdot 8,5 \cdot 2,3 = 5,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^k = 5,81 \text{ MPa} < 8,00 \text{ MPa pro beton tř. II} - \textbf{Vyhovuje}$$

V dřevěném trámu dole dle vztahu (53):

$$\sigma_b^k = \frac{38\,000}{127\,850} \cdot 28 = 8,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^k = 8,32 \text{ MPa} < 12,0 \text{ MPa pro dřevo tř. I} - \textbf{Vyhovuje}$$

3.2.6 Průhyby

Od celkového normového zatížení podle vztahu (54):

$$q = 0,07225 \text{ MPa/cm}$$

$$f_N = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,07225 \cdot 600^4}{10\,000 \cdot 127\,850} = 0,95 \text{ cm}$$

$$0,95 \text{ cm} < \frac{1}{350} L = 1,72 \text{ cm} - \textbf{Vyhovuje}$$

Od nahodilého zatížení:

$$p = 5,00 \text{ MPa}$$

$$f_p = \frac{1}{690} L = 0,9 \text{ cm} < \frac{1}{350} L = 1,72 - \textbf{Vyhovuje}$$

3.2.7 Spřahující prostředky

Posouvající síla podle vztahu (56), (57), (58):

$$T_1 = \frac{1}{2} 7,225 \cdot (6,0 - 1,0) = 18,1 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{1}{2} 7,225 \cdot (6,0 - 3,0) = 10,8 \text{ kN}$$

$$T_3 = \frac{1}{2} 7,225 \cdot (6,0 - 5,0) = 3,61 kN$$

První úsek na délku 1m od podpory: $T_1 = 18,1 kN$, dle vztahu (59), (60), (61):

$$U = 1\,380 \cdot 5,5 = 7600 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{18,1 \cdot 7600}{127\,850} = 1,40 \text{ kN/cm}$$

Navrhuji hladké hřebíky 5/150 mm

$$T'_1 = 5 \cdot 1,40 = 7 \text{ kN}$$

Potřebný počet hřebíků dle vztahu (62):

$$n = \frac{7}{1,50} = 4,7 - \text{navrhuji 5 hřebíků}$$

Druhý úsek na délku 1m od podpory: $T_1 = 10,8 kN$, to je 59,66% z T_1 dle vztahu (63), (64), (66):

$$\tau = 0,60 \cdot 1,40 = 0,84 \text{ kN/cm}$$

5 hřebíků v jedné řadě přeneseme:

$$u = 5 \cdot 1,50 = 7,5 \text{ kN}$$

Potřebná vzdálenost podél trámu:

$$a = \frac{7,5}{0,84} = 8,9 \text{ cm} - \text{dále } 10 \text{ cm}$$

Třetí úsek na délku 1m od podpory: $T_1 = 3,61 kN$, to je 19,95% z T_1 dle vztahu (63), (64), (66):

$$\tau = 0,20 \cdot 1,40 = 0,28 \text{ kN/cm}$$

5 hřebíků v jedné řadě přeneseme:

$$u = 5 \cdot 1,50 = 7,5 \text{ kN}$$

Potřebná vzdálenost podél trámu:

$$a = \frac{7,5}{0,28} = 27 \text{ cm} - \text{maximum je } 25 \text{ cm}$$

Třetí usek **nevýhoví** budeme brát maximální vzdálenost hřebíků 25cm.

3.3 Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle EN

Použité ČSN EN: 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí, 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí.

3.3.1 Materiálové charakteristiky

Výpočet předpokládá suché dřevo třídy SI, Beton C20/25.

Norma udává:

Dřevo:

$$\begin{aligned}E_{0,mean} &= 10\,000 \text{ MPa} \\f_{mk} &= 22 \text{ MPa} \\f_{t0k} &= 13 \text{ MPa} \\f_{vk} &= 2,4 \text{ MPa} \\\rho_k &= 370 \text{ kg/m}^3 \\K_{mod} &= 0,9 \text{ krátkodobé zatížení} \\K_{def} &= 0,6 \text{ třída provozu 1, rostlé dřevo} \\\gamma_m &= 1,3 \text{ rostlé dřevo}\end{aligned}$$

návrhové hodnoty:

$$\begin{aligned}f_{md} &= 15,23 \text{ MPa} \\f_{t0d} &= 9 \text{ MPa} \\f_{vd} &= 1,66 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Beton:

$$\begin{aligned}E_{cm} &= 30\,000 \text{ MPa} \\f_{ck} &= 20 \text{ MPa} \\f_{ck,cube} &= 25 \text{ MPa} \\f_{cm} &= 28 \text{ MPa} \\f_{ctm} &= 2,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

návrhové hodnoty:

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 13,33 \text{ MPa} \\f_{ctm,d} &= 1,46 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Spojovací prostředky: hladké hřebíky 5/150 mm

$$\begin{aligned}f_{uk} &= 600 \text{ MPa} \\d &= 5 \text{ mm} \\M_{y,Rk} &= 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \cdot 5^{2,6} = 11819 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

3.3.2 Přepočet zatížení

$$f_d = (g_k \cdot 1,35) + (q_k \cdot 1,5) = (2,225 \cdot 1,35) + (5 \cdot 1,5) = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

3.3.3 Vypočet vnitřních sil

Dle vztahů (46), (47).

Ohybové momenty a posouvající síly:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 10,5 \cdot 6^2 = 47,25 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 10,5 \cdot 6 = 31,5 \text{ kN}$$

3.3.4 Spolupůsobící šířka

Stanovená podle vztahu (67), (68).

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$b_w = 140 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 430 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot 1000 = 700 \text{ mm}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 430 + 0,1 \cdot 700 = 156 \text{ mm}$$

$$b_{eff,i} \leq 0,2 \cdot 700 = 140 \text{ a zároveň } b_{eff,i} \leq 430 - \textbf{Nevyhovuje} .$$

Budeme brát $b_{eff,i} = 140 \text{ mm}$.

$$b_{eff} = \sum(140 + 140) + 140 = 420 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} - \textbf{Vyhovuje}$$

3.3.5 Účinná šířka

Určená podle vztahu (70), (71), (72).

$$L_e = 6000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$b_0 = 60 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_2 = 470 \text{ mm}$$

$$b_{ei} = \frac{1}{8} \cdot 6000 = 750 \text{ mm} \leq 470 - \textbf{Nevyhovuje}$$

Budeme brát: $b_{ei} = b_i = 470 \text{ mm}$.

$$b_{eff} = 60 + \sum(470 + 470) = 1000 \text{ mm}$$

3.3.6 Stanovení účinné ohybové tuhosti spřaženého průřezu

Parametry betonu: (19), (21), (34).

$$\begin{aligned} A_1 &= 60 \cdot 1000 = 60000 \text{ mm}^2 \\ I_1 &= \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 60^3 = 18000000 \text{ mm}^4 \\ E_1 I_1 &= 5,4 \text{ E} + 11 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \\ E_1 A_1 &= 1800000000 \\ \gamma_1 &= \left[1 + \frac{\pi^2 1,8\text{E} + 9 \cdot 100}{7071 \cdot 6000^2} \right]^{-1} = 0,125 \\ \gamma_{1'} &= 0,5 \end{aligned}$$

Parametry dřeva: (19), (21), (34).

$$\begin{aligned} A_2 &= 250 \cdot 140 = 35000 \text{ mm}^2 \\ I_2 &= \frac{1}{12} \cdot 140 \cdot 250^3 = 182300000 \text{ mm}^4 \\ E_2 I_2 &= 1,82 \text{ E} + 12 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \\ E_2 A_2 &= 350000000 \\ \gamma_2 &= \left[1 + \frac{\pi^2 3,5\text{E} + 8 \cdot 100}{7071 \cdot 6000^2} \right]^{-1} = 0,424 \\ \gamma_{2'} &= 1 \end{aligned}$$

Určení parametru K_{ser} dle vztahu: (33).

$$K_1 = K_{ser} = \frac{1335^{1,5} 5^{0,8}}{25} = 7071 \text{ N/mm}$$

Stanovení neutrální osy od těžiště průřezu dle vztahu (73), (23).

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{0,125 \cdot 1,8\text{E} + 9 \left(\frac{60}{2} + \frac{250}{2} \right)}{0,125 \cdot 1,8\text{E} + 9 + 0,424 \cdot 3,5\text{E} + 8} = 93,3985 \text{ mm} \\ a_1 &= \frac{60}{2} + \frac{250}{2} - 93,3985 = 61,6015 \text{ mm} \end{aligned}$$

Účinná ohybová tuhost podle vztahu (74).

$$(EI)_{ef} = 5,4 \text{ E} + 11 + 1,82 \text{ E} + 12 + 0,125 \cdot 1,8\text{E} + 9 \cdot 61,6^2 + 0,424 \cdot 3,5\text{E} + 8 \cdot 93,4^2$$

$$(EI)_{ef} = 4,5\text{E}+12 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \text{ pro I mezní stav}$$

$$(EI)_{ef} = 5,4 \text{ E} + 11 + 1,82 \text{ E} + 12 + 0,5 \cdot 1,8\text{E} + 9 \cdot 61,6^2 + 1 \cdot 3,5\text{E} + 8 \cdot 93,4^2$$

$$(EI)_{ef} = 8,83\text{E}+12 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \text{ pro II mezní stav}$$

3.3.7 Normálové napětí

Podle vztahů (75), (76), (77), (78).

Betonová deska:

$$\sigma_{c,1,d} = \frac{0,125 \cdot 30000E + 3 \cdot 61,6 \cdot 47,25E + 3}{4,5E + 12} = 2,4255 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 \cdot 30000E + 3 \cdot 60 \cdot 47,25E + 3}{4,5E + 12} = 9,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = 2,43 + 9,45 = 11,88 \leq f_{cd} = 13,33 - \textbf{Vyhovuje}$$

Dřevěný trám:

$$\sigma_{c,2,d} = \frac{0,424 \cdot 10000E + 3 \cdot 93,4 \cdot 47,25E + 3}{4,5E + 12} = 2,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 \cdot 10000E + 3 \cdot 250 \cdot 47,25E + 3}{4,5E + 12} = 10,325 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = 2,85 + 11,125 = 14,275 \leq f_{md} = 15,23 - \textbf{Vyhovuje}$$

$$\frac{2,85}{9} + \frac{10,325}{15,23} = 0,99 \leq 1,0 - \textbf{Vyhovuje}$$

3.3.8 Smykové napětí

Dle vztahu (79).

$$\tau_{2,max} = \frac{0,424 \cdot 3,5E + 8 \cdot 93,4 + 0,5 \cdot 30000 \cdot 1000 \cdot 60^2}{1000 \cdot 4,5E + 12} 31,5 = 0,378 \text{ MPa}$$

$$\tau_{2,max} = 0,378 \text{ MPa} \leq f_{vd} = 1,66 \text{ MPa} - \textbf{Vyhovuje}$$

3.3.9 Posouzení spřahovacího prostředku

Určíme podle vztahů (80), (81), (82), (83), (84).

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot 5^2 \sqrt{13,33 \cdot 30\,000/1,25} = 4,1 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot \pi \cdot 600 \cdot 5^2}{4 \cdot 1,25} = 7,54 \text{ kN}$$

0-1 m od podpory :

$$F_{i1} = \frac{0,424 \cdot 3,5E + 8 \cdot 61,6 \cdot 100 \cdot 31,5}{4,5E + 12} = 6,399 \text{ kN}$$

$$F_{1,d-1} = \frac{6,399}{4} = 1,59 \text{ kN}$$

1-2 m od podpory :

$$F_{i2} = \frac{0,424 \cdot 3,5E + 8 \cdot 61,6 \cdot 150 \cdot 21}{4,5E + 12} = 6,399 \text{ kN}$$

$$F_{1,d-2} = \frac{6,399}{4} = 1,59 \text{ kN}$$

2-3 m od podpory - $s_{max} = 180\text{mm}$:

$$F_{i3} = \frac{0,424 \cdot 3,5E + 8 \cdot 61,6 \cdot 180 \cdot 10,5}{4,5E + 12} = 4,266 \text{ kN}$$

$$F_{1,d-3} = \frac{4,266}{4} = 1,066 \text{ kN}$$

$$f_{hk} = 0,0082 \cdot 370 \cdot 5^{0,3} = 20,9 \text{ MPa}$$

$$F_{v,Rk} = \begin{matrix} \text{minimum} & \left| \begin{array}{l} 20,9E + 3 \cdot 0,110 \cdot 0,005 = 11,4 \\ 2,3\sqrt{11819 \cdot 20,9E + 3 \cdot 0,005} = 2,56 \\ 20,9 \cdot 0,110 \cdot 0,005 \left(\sqrt{\frac{2 + 4 \cdot 11819}{20,9 \cdot 0,005 \cdot 0,110^2}} - 1 \right) = 2,25 \end{array} \right. \end{matrix}$$

$$F_{v,Rd} = \begin{matrix} \text{minimum} & \left| \begin{array}{l} 7,89 \text{ kN} \\ 1,87 \text{ kN} \\ 1,62 \text{ kN} \end{array} \right. \end{matrix}$$

$$F_i = 1,59\text{kN}; 1,59\text{kN}; 1,066 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 1,62 \text{ kN} - \text{Vyhovuje}$$

Nutný počet spojovacích trnů je 4x5/150mm po 100, 150, 200 mm. Pro redukci počtu trnů je potřeba lepší třídu dřeva nebo větší průměr hřebíků.

3.4 Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle ČSN EN 26891

Postup výpočtu vychází z kapitoly 3.3. Rozdílná část je při posudku spřahujících prostředků. Budeme se tedy věnovat jen posouzení spřažení. Vnitřní síly, tuhosti a další hodnoty jsou vypočteny v kapitole 3.3.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \cdot 5^{2,6} = 11819 N/mm$$

Pevnost dřeva v otláčení dle vztahu (11).

$$f_{h,t} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 5) \cdot 370 = 30,3 MPa$$

Pevnost betonu v otláčení: $f_{h,c} = 11,5 MPa$

Únosnost spřahujícího prostředku dle vztahu (2), (5).

$$\beta = \frac{11,5}{30,3} = 0,379$$

$$R_v = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,379}{1 + 0,379}} \sqrt{2 \cdot 11819 \cdot 30,3 \cdot 0,005} = 1,4 kN$$

Za předpokladu podle vztahu (6), (7).

$$l'_t \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 11819}{30,3E + 3 \cdot 0,005}} = 17,66 \rightarrow \textbf{Vyhovuje}$$

$$l'_c \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 11819}{11,5E + 3 \cdot 0,005}} = 28,6 \rightarrow \textbf{Vyhovuje}$$

Posouzení :

$$F_{1,d-1} = \frac{6,399}{4} = 1,6 kN \leq R_v = 1,4 kN - \textbf{Nevhovuje}$$

$$F_{1,d-1} = F_{1,d-2} = \frac{6,399}{5} = 1,28 kN \leq R_v = 1,4 kN - \textbf{Vyhovuje}$$

$$F_{1,d-3} = \frac{4,266}{4} = 1,06 kN \leq R_v = 1,4 kN - \textbf{Vyhovuje}$$

Nutný počet spojovacích trnů je 5x5/150mm po 100 mm, 150mm, 180 mm.

3.5 Návrh spřažené dřevo – betonové konstrukce dle STN 73 1201

Norma udává:

Dřevo:

$$E_{dr} = 10\,000 \text{ MPa}$$

$$R_{fd} = 12 \text{ MPa}$$

Beton:

$$R_{bd} = 14,5 \text{ MPa}$$

$$E_b = 30\,000 \text{ MPa}$$

$$E_{dr} = 10\,000 \text{ MPa}$$

3.5.1 Stanovení účinné ohybové tuhosti spřaženého průřezu

Parametry betonu: (19), (21), (34).

$$A_1 = 60 \cdot 1000 = 60\,000 \text{ mm}^2$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 60^3 = 18\,000\,000 \text{ mm}^4$$

$$E_1 I_1 = 5,4 \text{ E} + 11 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$E_1 A_1 = 18\,000\,000\,000$$

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 1,8\text{E} + 9 \cdot 100}{7071 \cdot 6000^2} \right]^{-1} = 0,125$$

$$\gamma_{1'} = 0,5$$

Parametry dřeva: (19), (21), (34).

$$A_2 = 250 \cdot 140 = 35\,000 \text{ mm}^2$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \cdot 140 \cdot 250^3 = 182\,300\,000 \text{ mm}^4$$

$$E_2 I_2 = 1,82 \text{ E} + 12 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$E_2 A_2 = 35\,000\,000\,000$$

$$\gamma_2 = \left[1 + \frac{\pi^2 3,5\text{E} + 8 \cdot 100}{7071 \cdot 6000^2} \right]^{-1} = 0,424$$

$$\gamma_{2'} = 1$$

Určení parametru K_{ser} dle vztahu: (33).

$$K_1 = K_{ser} = \frac{1335^{1,55^{0,8}}}{25} = 7071 \text{ N/mm}$$

Stanovení neutrální osy od těžiště průřezu dle vztahu (73), (23).

$$a_2 = \frac{0,125 \cdot 1,8\text{E} + 9 \left(\frac{60}{2} + \frac{250}{2} \right)}{0,125 \cdot 1,8\text{E} + 9 + 0,424 \cdot 3,5\text{E} + 8} = 93,3985 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{60}{2} + \frac{250}{2} - 93,3985 = 61,6015 \text{ mm}$$

Účinná ohybová tuhost podle vztahu (74).

$$(EI)_{ef} = 5,4 \text{ E} + 11 + 1,82 \text{ E} + 12 + 0,125 \cdot 1,8 \text{ E} + 9 \cdot 61,6^2 + 0,424 \cdot 3,5 \text{ E} + 8 \cdot 93,4^2$$

$$(EI)_{ef} = 4,5 \text{ E} + 12 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \text{ pro I mezní stav}$$

3.5.2 Přepočet zatížení

$$f_d = (g_k \cdot 1,35) + (q_k \cdot 1,5) = (2,225 \cdot 1,35) + (5 \cdot 1,5) = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

3.5.3 Vypočet vnitřních sil

Dle vztahů (46), (47).

Ohybové momenty a posouvající síly:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 10,5 \cdot 6^2 = 47,25 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 10,5 \cdot 6 = 31,5 \text{ kN}$$

3.5.4 Posouzení dolních vláken dřeva

Podle vztahu (27).

$$\gamma_r = 0,9$$

$$47,25 \leq 0,9 \cdot 12 \frac{4,5 \text{ E} + 12}{10\,000 \cdot 0,424 \left(93,4 + \frac{250}{2} \right)} = 52,48 \text{ kNm} .$$

$$47,25 \text{ kNm} \leq 52,48 \text{ kNm} - \textbf{Vyhovuje}$$

3.5.5 Posouzení vrstvy betonu

Určení dle vztahu (29).

$$47,25 \leq 0,5 \cdot 14,5 \frac{4,5 \text{ E} + 12}{30\,000 \cdot 0,125 \left(61,6 + \frac{60}{2} \right)} = 94,9 \text{ kNm}$$

$$47,25 \text{ kNm} \leq 94,9 \text{ kNm} - \textbf{Vyhovuje}$$

3.5.6 Posouzení spřáhnutí

Dle vztahu (41).

$$Q_{L/2} = \frac{1}{8} \cdot \frac{60000 \cdot 0,0616 \cdot 0,125 \cdot 30E + 9}{4,5E + 12} 10,5E + 3 \cdot 6^2 = 126kN .$$

Nosnost jedné řady dle (36).

$$Q_{u1} = T_{id} \cdot n = 22 \cdot 5^2 \cdot 5 = 2750N = 2,75kN$$

Nutný počet prvků podle vztahu (42).

$$z = \frac{126}{2,75} = 45,7 = \text{Navrhují 46 řad.}$$

Rozmístění:

$$m = \frac{6000}{46} = 130mm - \text{navrhují 125 mm} - 48 \text{ řad}$$

Posouzení:

$$Q_{\frac{L}{2}} \leq 48 \cdot 2,75 = 126kN \leq 132kN - \text{Vyhovuje}$$

Nutný počet spojovacích trnů je 5x5/150mm po 125 mm. Je to jediný přístup, který má rozložení spřahujících prvků rovnoměrně.

3.6 Porovnání výsledků

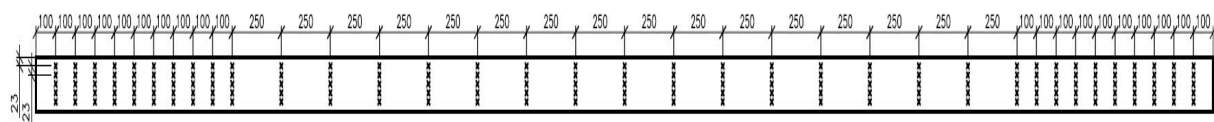
Varianta	Dle normy	Počet spřahujících prostředků 5/150 mm	Zhodnocení
A	ČSN	180 ks/trám	2
B	EN	176 ks/trám	1
C	ČSN EN 26891	208 ks/trám	3
D	STN 73 1201	240 ks/trám	4

Tabulka 3 – srovnání výsledků z ekonomického hlediska.

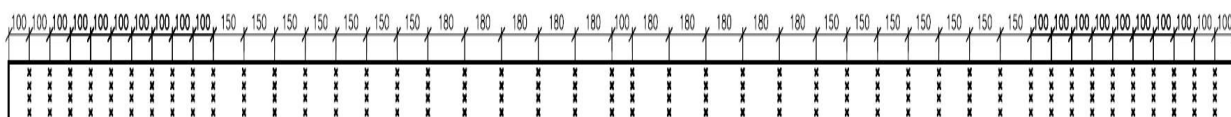
V tabulce výsledků je vidět, že ČSN a dnes platná ČSN EN 1995-1-1, 1992-1-1 vycházejí téměř identicky. To může být způsobeno konstrukčními zásadami a rozmístěním spřahujících prvků. Varianta A dnes již neplatné ČSN je v tomto ohledu mírnější. Přenos smykové síly je zajištěn pěti hřebíky v jedné řadě, zatímco u varianty B je přenos zajištěn pouze čtyřmi hřebíky, ale v hustějším rastru. Varianta C je téměř totožná s variantou B co se týká rozmístění spřahujících prostředků, ale má přísnější přístup k posouzení únosnosti spřahujícího prostředku. Proto u varianty C je pět kusů hřebíků v jedné řadě u krajních částí nosníků a v prostřední části jsou pouze čtyři kusy hřebíků. Varianta D má rovnoměrné rozmístění spřahujících prostředků, proto vychází jako nejméně ekonomická.

3.7 Schémata návrhů

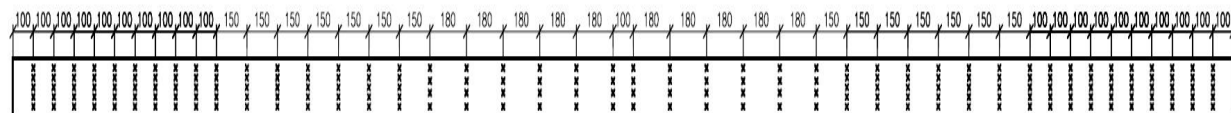
3.7.1 Varianta A



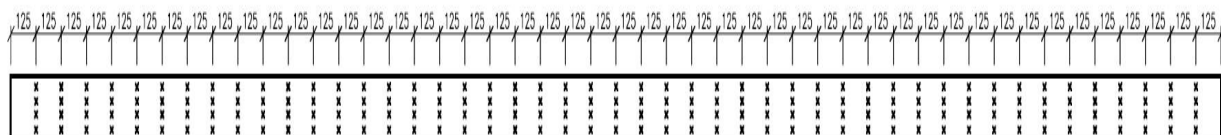
3.7.2 Varianta B



3.7.3 Varianta C



3.7.4 Varianta D



4 EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

PROJEKT P104/10/2153 - Kompozitní konstrukce na bázi vysokohodnotných silikátů a dřeva - enviromentální optimalizace a experimentální ověření

4.1 Zkouška č. 1. - Dřevěné nosníky bez nadbetonávky. [13]

4.1.1 Úvod

V rámci řešení vědecko-výzkumného projektu P104/10/2153 - Kompozitní konstrukce na bázi vysokohodnotných silikátů a dřeva - enviromentální optimalizace a experimentální ověření byly provedeny experimenty na dřevěných lepených nosnících dodatečně zesílených lepenou uhlíkovou výztuží PREFA CARB 50 x 1,4 mm. Experimenty a všechny související zkoušky fyzikálně-mechanických vlastností použitých materiálů se uskutečnily v prostorách laboratoří VUT fakulty stavební na Ústavu stavebního zkušebnictví, Veveří 95 v Brně.

4.1.2 Zkušební tělesa

Jedná se o tyto prvky:

- 1ks trám o rozměrech 140 x 250 x 3600 mm z rostlého dřeva
- 1ks trám o rozměrech 140 x 250 x 3600 mm lepený nosník
- 3ks trámů 140 x 250 x 3600 mm lepený nosník v posledním lepeném spoji vyztužený CFRP lamelou

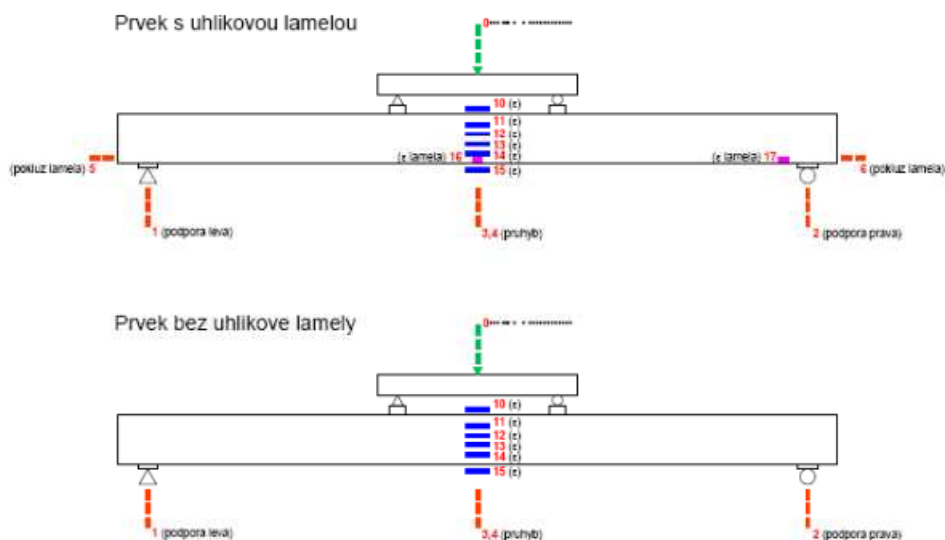
Uhlíková lamela byla uprostřed rozpětí nosníku a na svých koncích osazena odporovými tenzometry s příslušnou ochrannou izolací. Uhlíková lamela byla ke dřevu přilepena PUR pěnou.



Obr. 22 - Lepený nosník. [13].

4.1.3 Cíl zkoušky

Cílem zkoušky bylo zjistit vliv zesílení lepeného nosníku na jeho únosnost. Pro srovnání byl rovněž zatěžován jeden nosník z rostlého dřeva. Před začátkem zatěžování byly provedeny zkoušky pevnosti lepeného spoje lamela x dřevo viz protokol 01/2011 a zkoušky pevnosti lamelového dřeva v tahu za ohybu.

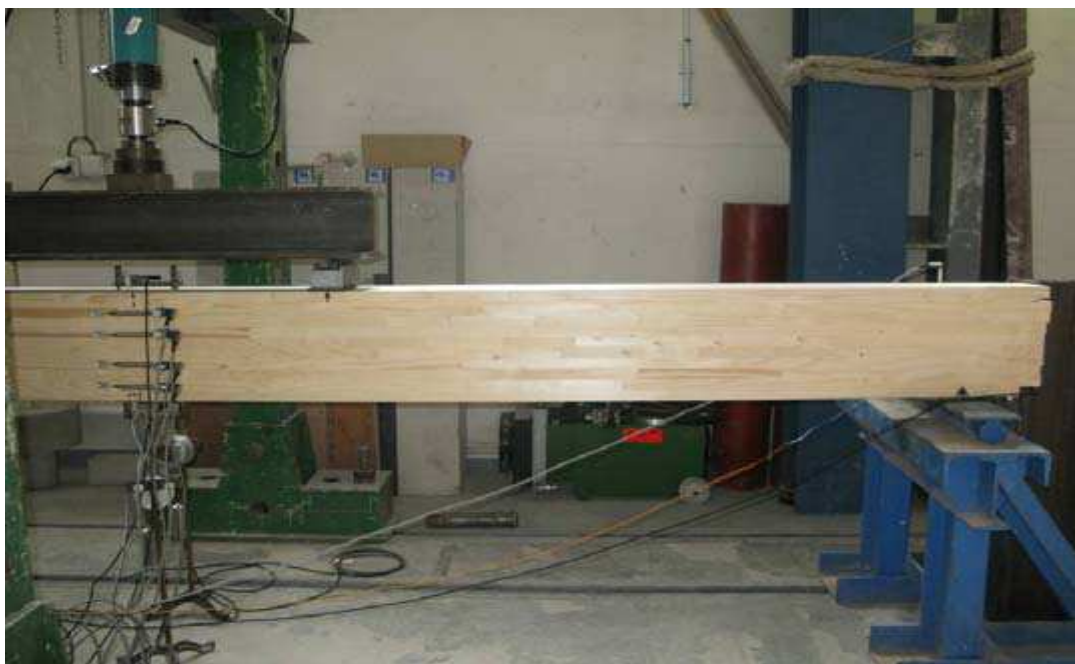


Obr. 23 – Zatěžovací schéma. [13].

V průběhu zatěžování byly měřeny tyto veličiny:

	Veličina	Jednotka	Snímač
0	zatěžující síla	kN	siloměr
1	pokles podpory pravá	mm	indukčnostní snímače
2	pokles podpory levá	mm	indukčnostní snímače
3	průhyb nosníku uprostřed rozpětí	mm	potenciometr
4	průhyb nosníku uprostřed rozpětí	mm	potenciometr
5	Pokluz konce lamely levá	mm	indukčnostní snímače
6	Pokluz konce lamely pravá	mm	indukčnostní snímače
10	Přetvoření horního líce dřeva	mm	indukčnostní snímače
11	Přetvoření dřeva (h = 45 mm)	mm	indukčnostní snímače
12	Přetvoření dřeva (h = 95 mm)	mm	indukčnostní snímače
13	Přetvoření dřeva (h = 170 mm)	mm	indukčnostní snímače
14	Přetvoření dřeva (h = 225 mm)	mm	indukčnostní snímače
15	Přetvoření dolního líce dřeva	mm	indukčnostní snímače
16	poměrná deformace lamely uprostřed	μm/m	odporový tenzometr
17	poměrná deformace konce lamely	μm/m	odporový tenzometr

Tabulka 4 – měřené veličiny



Obr. 23 – Sestava Zkoušení. [13].

4.1.4 Zkoušení fyzikálně-mechanických vlastností lamelového dřeva - Pevnost a modul pružnosti v tlaku

vzorek	rozměry vzorku			hmotnost	objemová hmotnost	síla	pevnost v tlaku	cyklování		přetvoření	modul pružnosti tlaku		v
	b	h	L	m	r	F	f _{c,0}	min	max	ε	E _{c,0}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[kg/m³]	[kN]	[MPa]	[kN]		[-]	[GPa]		
1	68,1	77,9	400	1025,0	483	249,4	47,0	2,4	10	60	3,0833	15,25	2,28
2	68,1	77,9		1027,2	484	228,3	43,0		10	60	3,3836	12,72	
3	68,3	75,8		895,2	432	257,1	49,6		10	60	2,8709	17,28	
4	68,3	75,8		937,3	452	238,4	46,0	5,2	není			15,15	
5	69,7	74,5		894,1	431	227,4	43,8		není				
6	69,7	74,5		953,8	459	233,5	45,0		není				

Tabulka 5 – Pevnost v tlaku. [13]

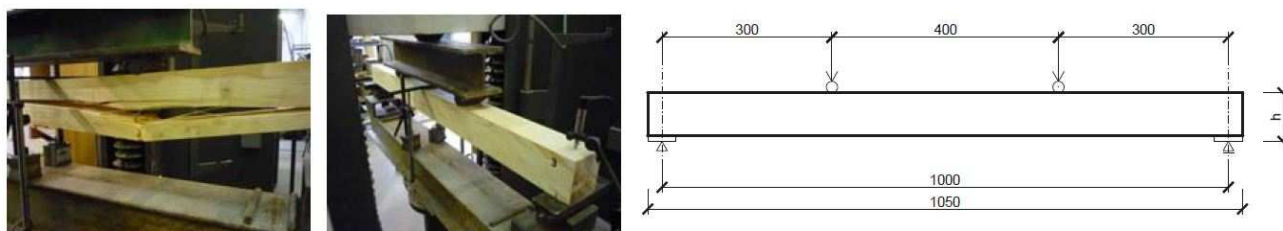


Obr. 24 – Zkouška pevnosti lamelového dřeva v tlaku. [13]

4.1.5 Zkoušení fyzikálně-mechanických vlastností lamelového dřeva - Pevnost a modul pružnosti v ohybu

lepené lamelové dřevo	vzorek	rozměr vzorku			hmotnost	objemová hmotnost	kritická síla	pevnost v ohybu		modul pružnosti v ohybu	
		b	h	L	m	ρ	F_{max}	f_m		$E_{m,g}$	
		[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[kg/m³]	[kN]	[MPa]		[GPa]	
	1	68,1	77,9	1050	2711,9	487	není	není	4,7	11,5	0,44
	2	67,4	75,7		2506,8	468	není	není		12,1	
	3	68,4	75,8		2444,4	449	není	není		11,3	
	4	67,2	78,2		2604,2	472	23,8	52,1	48,4	není	11,62
	5	67,5	78,0		2462,5	445	19,7	43,2		není	
	6	66,0	77,7		2304,0	428	22,1	49,9		není	
									9,6		3,80

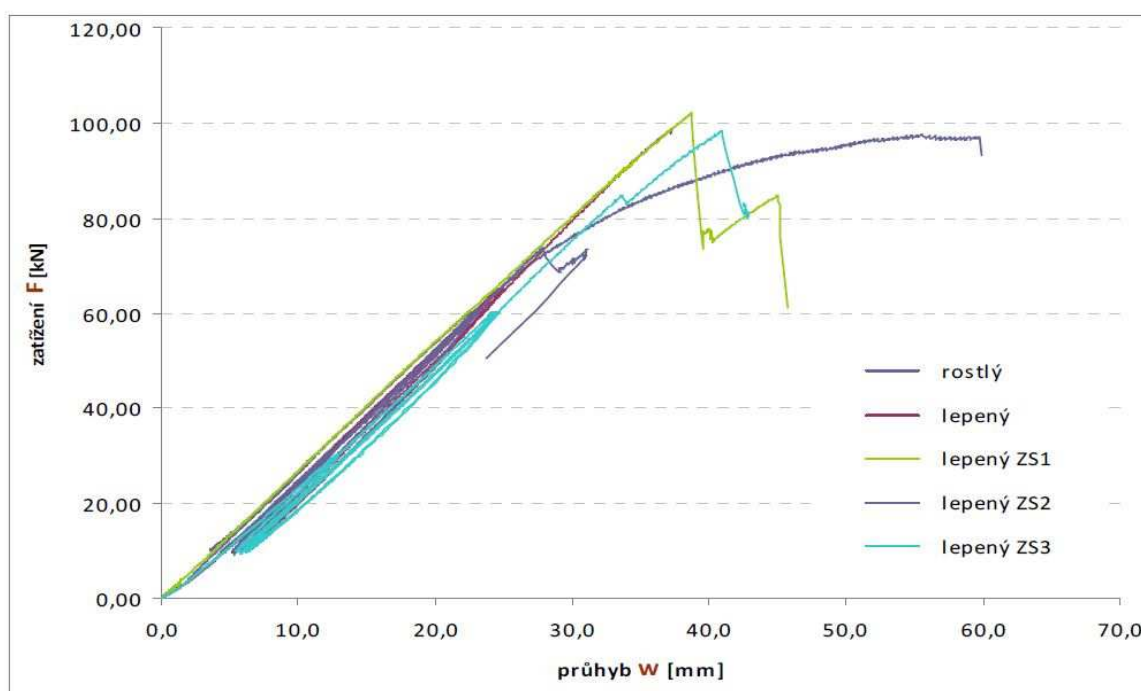
Tabulka 6 – Pevnost v ohybu. [13]



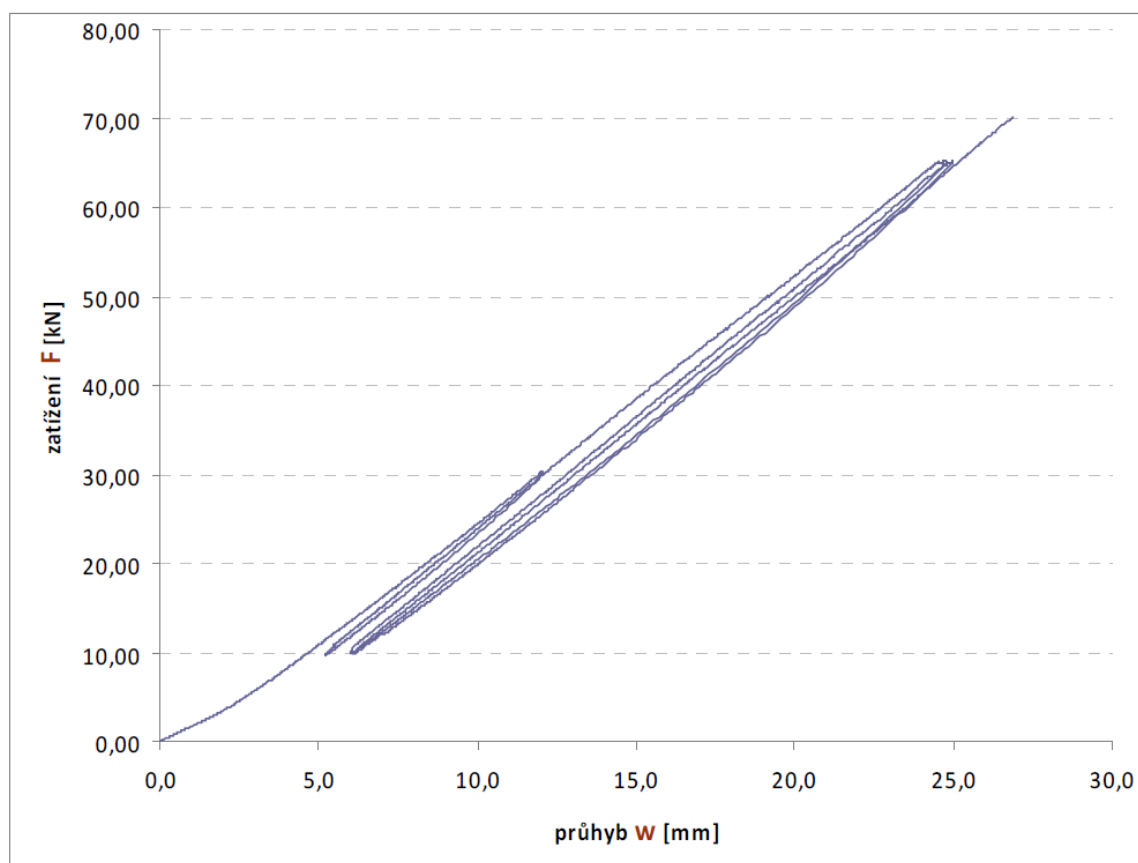
Obr. 24 – Zkouška pevnosti lamelového dřeva v ohybu. [13].

4.1.6 Vyhodnocení zkoušky

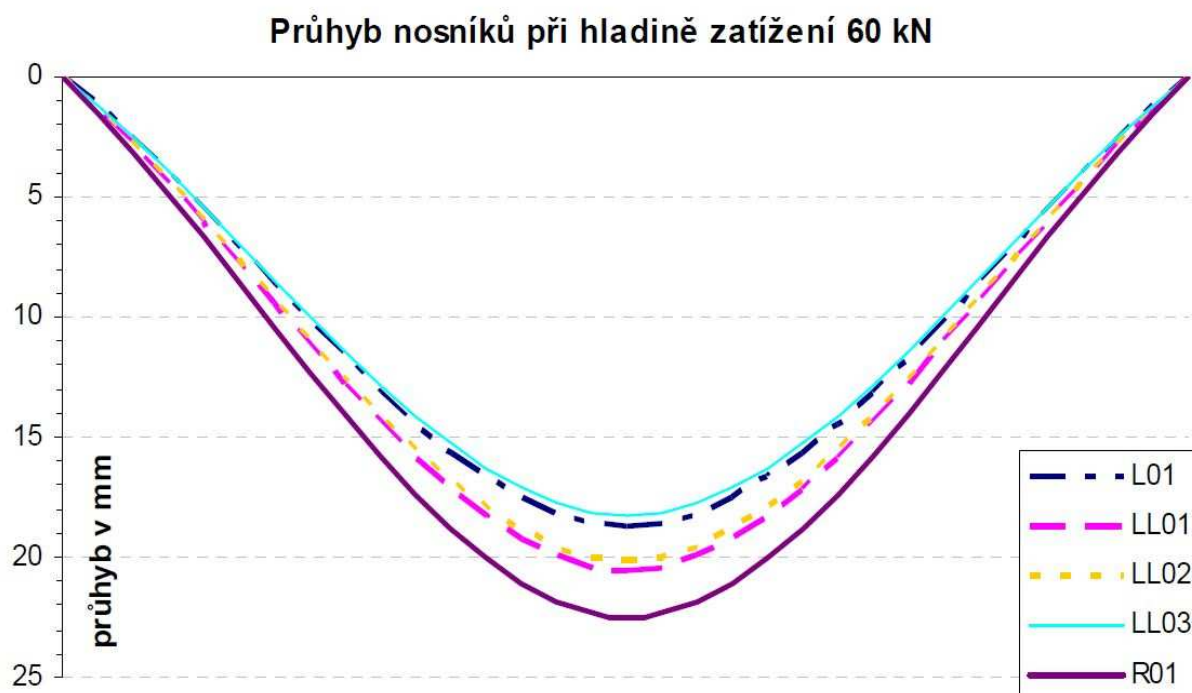
V průběhu zatěžování se projevil rozdíl v chování nosníků z lepeného dřeva a z rostlého dřeva z hlediska rozdílného průhybu – nosník z rostlého dřeva vykazoval větší průhyby. U lepených nosníků z hlediska průhybu nebyly výrazné rozdíly mezi nosníky s vlepenou uhlíkovou lamelou a pouze dřevěným nosníkem.



Obr. 25 - Průběh zatěžování. [13]



Obr. 26 – Cyklické zatěžování nosníků. [13]



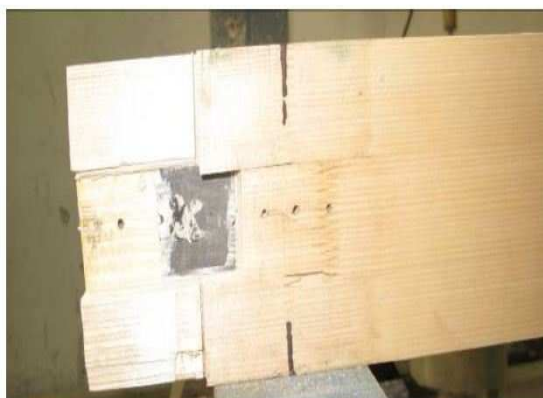
Obr. 27 – Srovnání průhybu jednotlivých typů nosníku. [13]

4.1.7 Porušení nosníků

	F _{max}	W _{Fmax}	w ₃₀	w ₆₀	účinnost
	kN	mm	mm	mm	zesílení
L01	-98,70	32,09	9,26	18,71	100,00
LL01	-102,30	35,99	10,22	20,59	103,65
LL02	-73,66	21,73	9,93	20,08	74,64
LL03	-98,34	32,23	9,09	18,21	99,64
R01	-97,06	53,78	11,87	22,46	98,35

Tabulka 7 – Porušení nosníků. [13]

Nosník LL01:



Obr. 28 – Porušení nosníku LL01. [13]

Nosník LL02 :



Obr. 29 – Porušení nosníku LL02. [13]

Nosník LL03 :



Obr. 30 – Porušení nosníku LL03. [13]

Nosník L01 :



Obr. 31 – Porušení nosníku L01. [13]

Nosník R01 :



Obr. 32 – Porušení nosníku R01. [13]

Obr. 33 – Rozmístění spřahovacích prostředků. [14]

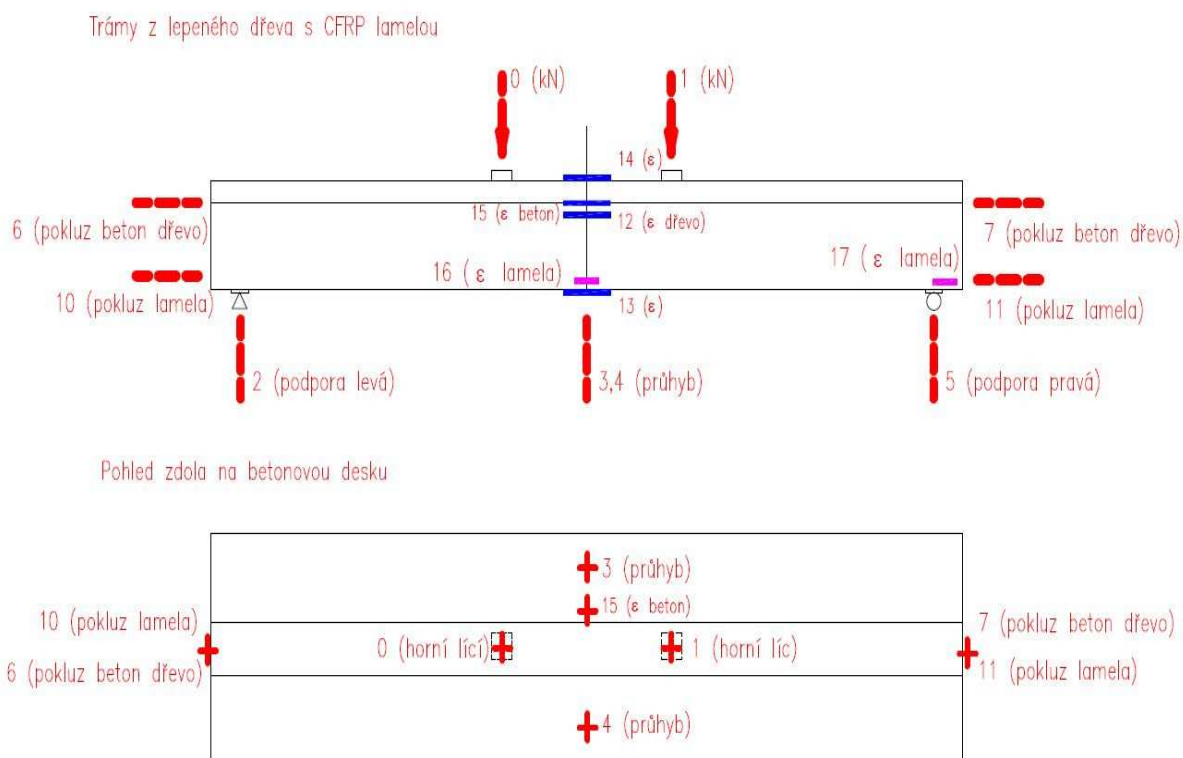
Lepené trámy měly v poslední spáře vlepenou CFRP lamelu. Uhlíková lamela byla uprostřed rozpětí nosníku a na jednom konci osazena odporovými tenzometry s příslušnou ochrannou izolací. Uhlíková lamela byla ke dřevu přilepena PUR pěnou. Na dřevěném trámu byla provedena nadbetonávka o tloušťce 60mm z betonu C 30/37.



Obr. 34 Lepený nosník s nadbetonávkou. [14]

4.2.3 Cíl zkoušky

Cílem zkoušky bylo zjistit vliv zesílení dřevěného nosníku nadbetonávkou na jeho únosnost. Pro srovnání byly zatěžovány nosníky z rostlého dřeva a nosníky z lamelového dřeva s vlepenou CFRP lamelou.

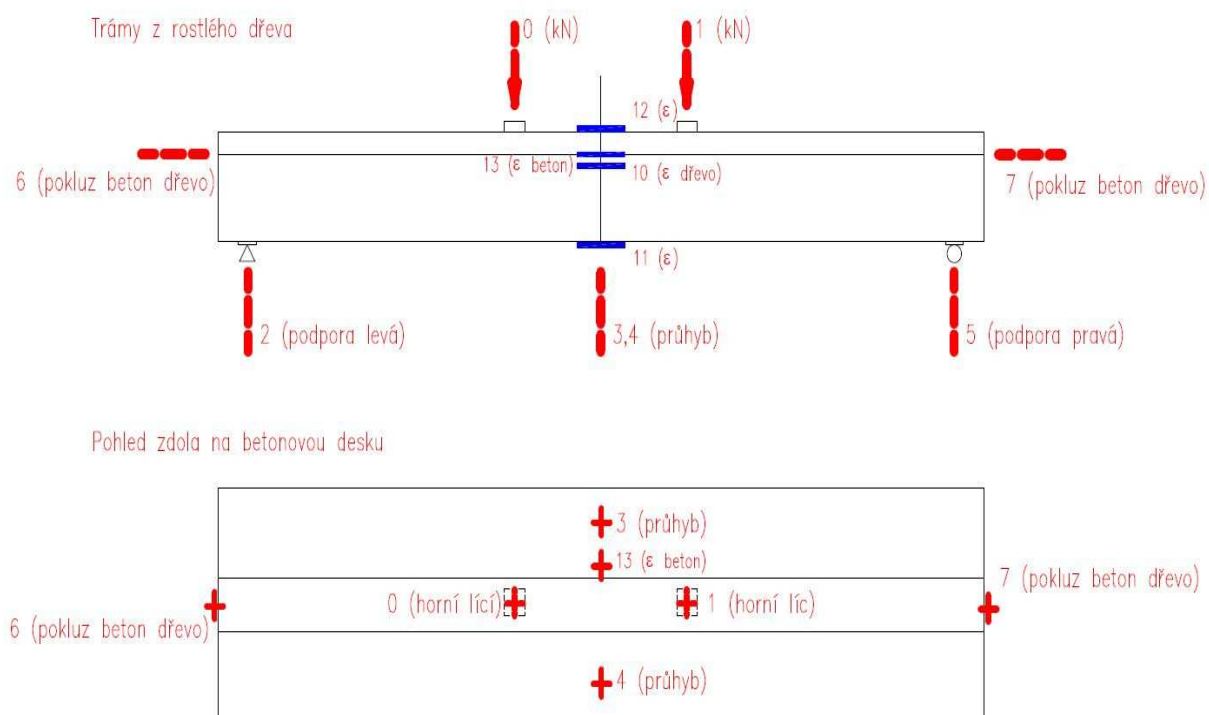


Obr. 35 - Zatěžovací schéma lepeného nosníku. [14]

V průběhu zatěžování byly měřeny tyto veličiny:

	Veličina	Jednotka	Snímač
0,1	zatěžující síla	kN	siloměr
2	pokles podpory pravá	mm	indukčnostní snímače
3,4	průhyb nosníku uprostřed rozpětí	mm	potenciometr
5	pokles podpory levá	mm	indukčnostní snímače
6,7	Pokluz beton x dřevo	mm	indukčnostní snímače
10,11	Pokluz konce lamely	mm	indukčnostní snímače
12	Přetvoření horního líce dřeva	mm	indukčnostní snímače
13	Přetvoření dolního líce dřeva	mm	indukčnostní snímače
14	Přetvoření horního líce betonu	mm	indukčnostní snímače
15	Přetvoření dolního líce betonu	mm	indukčnostní snímače
16	poměrná deformace lamely uprostřed	$\mu\text{m/m}$	odporový tenzometr
17	poměrná deformace konce lamely	$\mu\text{m/m}$	odporový tenzometr

Tabulka 9 – měřené veličiny



Obr. 36 - Zatěžovací schéma rostlého nosníku. [14]

V průběhu zatěžování byly měřeny tyto veličiny:

	Veličina	Jednotka	Snímač
0,1	zatěžující síla	kN	siloměr
2	pokles podpory pravá	mm	indukčnostní snímače
3,4	průhyb nosníku uprostřed rozpětí	mm	potenciometr
5	pokles podpory levá	mm	indukčnostní snímače
6,7	Pokluz beton x dřevo	mm	indukčnostní snímače
10,11	Pokluz konce lamely	mm	indukčnostní snímače
12	Přetvoření horního líce dřeva	mm	indukčnostní snímače
13	Přetvoření dolního líce dřeva	mm	indukčnostní snímače
14	Přetvoření horního líce betonu	mm	indukčnostní snímače
15	Přetvoření dolního líce betonu	mm	indukčnostní snímače
16	poměrná deformace lamely uprostřed	$\mu\text{m/m}$	odporový tenzometr
17	poměrná deformace konce lamely	$\mu\text{m/m}$	odporový tenzometr

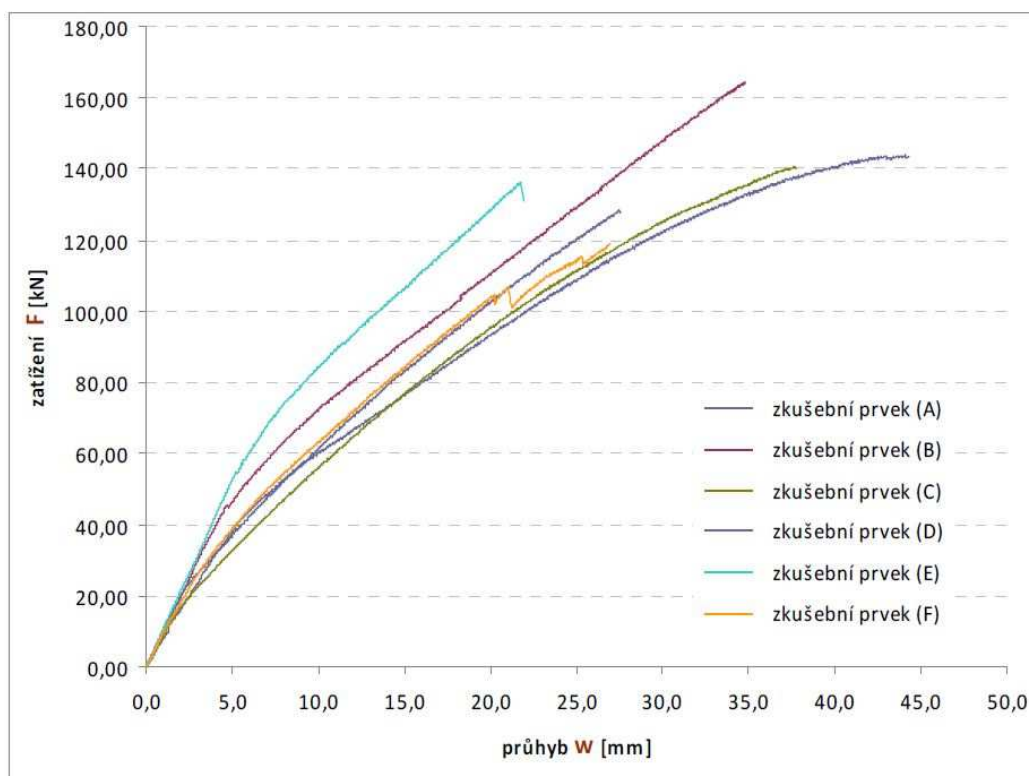
Tabulka 10 – měřené veličiny



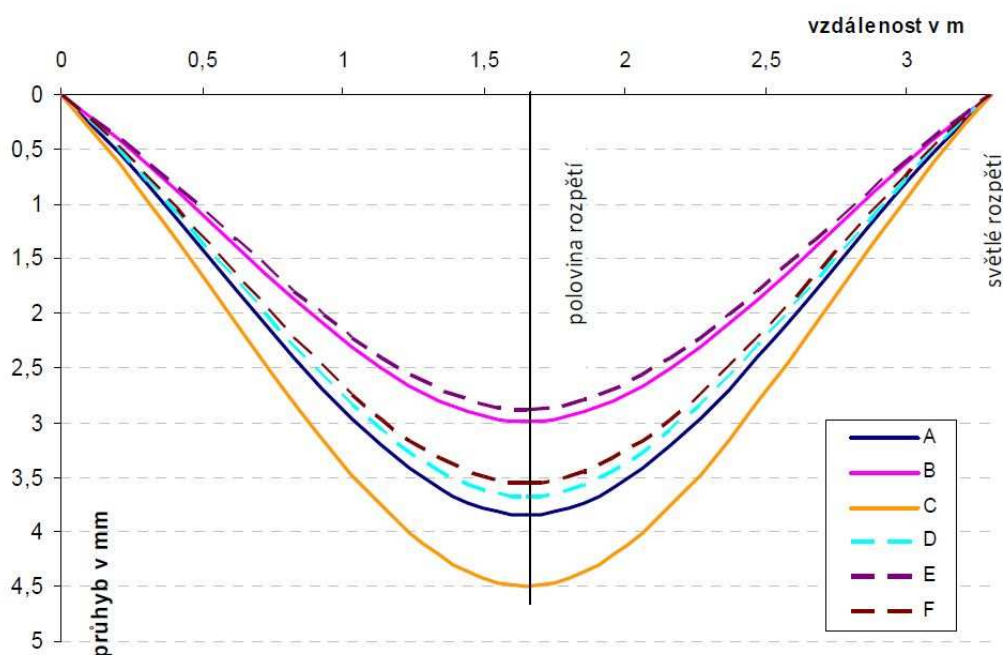
Obr. 37 – Sestava zkoušení. [14]

4.2.4 Vyhodnocení zkoušky

V průběhu zatěžování se projevil rozdíl v chování nosníků z lepeného dřeva (D,E,F) a z rostlého dřeva (A, B, C) z hlediska rozdílného průhybu – nosník z rostlého dřeva vykazoval větší průhyby. U lepených nosníků z hlediska průhybu nebyly výrazné rozdíly mezi nosníky s vlepenou uhlíkovou lamelou a pouze dřevěným nosníkem.



Obr. 38 – Průběh zatěžování. [14]



Obr. 39 – Srovnání průhybu jednotlivých typů nosníku (celkové zatížení 60kN) . [14]

4.2.5 Tabulka porušení nosníků

ozn.	typ	spřažení	průhyb při celkovém zatížení		maximální zatížení odpovídající průhyb	
			30 [kN]	60 [kN]	$F_{\max}$	$W_{\max}$
			w_{15} [mm]	w_{30} [mm]	[kN]	[mm]
A	rostlý	mříže	1,863	3,85	143,3	43,16
B		skleněné tyče	1,544	2,99	164,4	34,77
C		hřebíky	1,752	4,50	141,0	38,33
D	lepený	mříže	1,491	3,67	128,4	27,47
E		skleněné tyče	1,392	2,88	136,1	21,70
F		hřebíky	1,654	3,55	118,8	26,92

Tabulka 11 – Porušení nosníků

Výsledky dopadly velice překvapivě, a to z možných následujících důvodů. Buď vynikající kus rostlého dřeva bez prasklin a suků, nebo horší kvalita lepených spojů způsobena slabším lepidlem. Důkazem je porovnání průhybů, kde má jeden rostlý nosník menší průhyb než dva lepené lamelové nosníky.

4.2.6 Porušení nosníků

Nosník A :



Obr.40 – Porušení nosníků podélnou smykovou trhlinou. [14]

Nosník B :



Obr.41 – Porušení nosníků tahovou trhlinou pod břemenem. [14]

Nosník C :



Obr.42 – Vznik podélné trhliny pod koncem hřebíků. [14]

Nosník D :



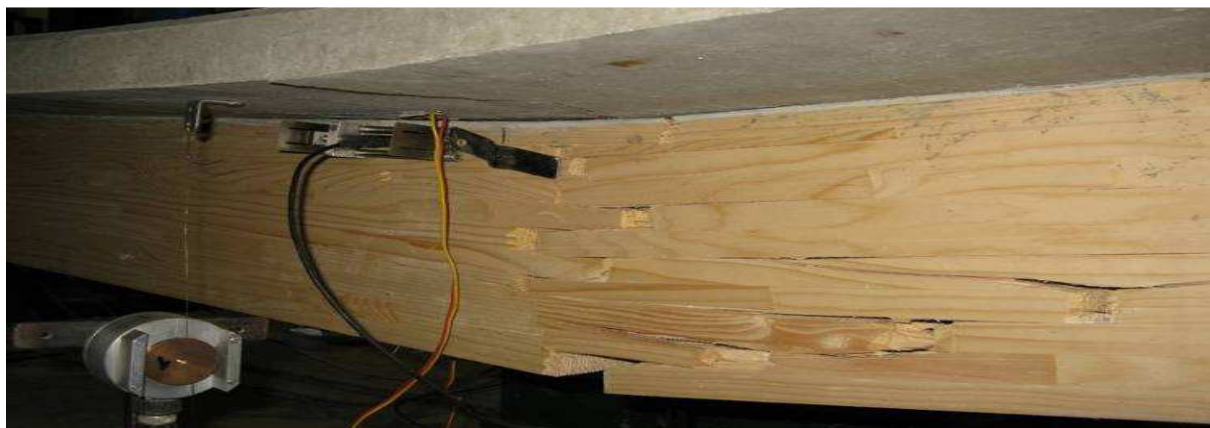
Obr.43 – Porušení lepených spojů. [14]

Nosník E :



Obr.44 – Porušení lepených spojů. [14]

Nosník F :



Obr.45 – Porušení lepených spojů. [14]

4.3 Výpočet průhybů-rostlý nosník s nadbetonovanou deskou

4.3.1 Poměr modulů pružnosti betonu a dřeva α_1

$$\alpha_1 = \frac{E_c}{E_d} = \frac{30}{10} = 3$$

4.3.2 Plocha ideálního průřezu

$$A_i = A_d + \alpha_1 \cdot A_c = 0,14 \cdot 0,25 + 3 \cdot 0,06 \cdot 0,6 = 0,143m^2$$

4.3.3 Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od dolního okraje

$$a_i = \frac{A_d \cdot \frac{h}{2} + \alpha_1 \cdot A_c \cdot \left(H_p - \frac{t}{2}\right)}{A_i} = \frac{0,14 \cdot 0,25 \cdot 0,125 + 3 \cdot 0,6 \cdot 0,06 \cdot 0,28}{0,143} =$$
$$a_i = 0,242 m$$

4.3.4 Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A_d \cdot (a_i - a_c)^2 + \frac{1}{12} \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h^3 + \alpha_1 \cdot b \cdot h \cdot (h_p - a_i)^2 =$$
$$I_{i_1} = \frac{1}{12} \cdot 0,14 \cdot 0,25^3 + 0,14 \cdot 0,25 \cdot (0,242 - 0,125)^2 = 6,614 \cdot 10^{-4}m^4$$
$$I_{i_2} = \frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 0,6 \cdot 0,06^3 + 3 \cdot 0,6 \cdot 0,06 \cdot (0,28 - 0,242)^2 = 5,3179 \cdot 10^{-4}m^4$$
$$I_i = 6,614 \cdot 10^{-4} + 5,3179 \cdot 10^{-4} = 11,932 \cdot 10^{-4}m^4$$

4.3.5 Tuhost plného ideálního průřezu B_i (bez trhliny)

$$B_i = E_d \cdot I_i = 11,62 \cdot 10^6 \cdot 11,932 \cdot 10^{-4} = 13\,864,984\,kNm^2$$

4.3.6 Průhyb

$$w_{15} = \frac{23}{24} \cdot \frac{c^3 \cdot F}{B_i} = \frac{23}{24} \cdot \frac{1,25^3 \cdot 15}{13864,98} = 2,02mm$$

$$w_{30} = \frac{23}{24} \cdot \frac{c^3 \cdot F}{B_i} = \frac{23}{24} \cdot \frac{1,25^3 \cdot 30}{13864,98} = 4,05mm$$

4.4 Výpočet průhybů - lepený lamelový nosník s nadbetonovanou deskou + uhlíková lamela

4.4.1 Poměr modulů pružnosti betonu a dřeva α_1

$$\alpha_1 = \frac{E_c}{E_d} = \frac{30}{10} = 3$$

$$\alpha_2 = \frac{E_l}{E_d} = \frac{200}{10} = 20$$

4.4.2 Plocha ideálního průřezu

$$A_i = A_d + \alpha_1 \cdot A_c + \alpha_2 \cdot A_l = 0,14 \cdot 0,25 + 3 \cdot 0,06 \cdot 0,6 + 20 \cdot 0,05 \cdot 0,0014 = 0,1445 m^2$$

4.4.3 Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od dolního okraje

$$a_i = \frac{A_d \cdot \frac{h}{2} + \alpha_1 \cdot A_c \cdot \left(H_p - \frac{t}{2}\right) + \alpha_2 \cdot A_l \cdot 0,025}{A_i} =$$
$$a_i = \frac{0,14 \cdot 0,25 \cdot 0,125 + 3 \cdot 0,6 \cdot 0,06 \cdot 0,28 + 20 \cdot 0,05 \cdot 0,0014 \cdot 0,025}{0,1445} =$$
$$a_i = 0,239 m$$

4.4.4 Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti

$$I_{i_{1+2}} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A_d \cdot (a_i - a_c)^2 + \frac{1}{12} \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h^3 + \alpha_1 \cdot b \cdot h \cdot (h_p - a_i)^2 =$$
$$I_{i_{-3}} = \frac{1}{12} \cdot \alpha_2 \cdot b \cdot h^3 + \alpha_2 \cdot b \cdot h \cdot (a_i - a_l)^2 =$$
$$I_i = I_{i_{1+2}} + I_{i_{-3}} =$$
$$I_{i_{-1}} = \frac{1}{12} \cdot 0,14 \cdot 0,25^3 + 0,14 \cdot 0,25 \cdot (0,239 - 0,125)^2 = 6,3715 \cdot 10^{-4} m^4$$
$$I_{i_{-2}} = \frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 0,6 \cdot 0,06^3 + 3 \cdot 0,6 \cdot 0,06 \cdot (0,28 - 0,239)^2 = 5,328 \cdot 10^{-4} m^4$$
$$I_{i_{-3}} = \frac{1}{12} \cdot 20 \cdot 0,05 \cdot 0,0014^3 + 20 \cdot 0,05 \cdot 0,0014 \cdot (0,239 - 0,025)^2 =$$
$$I_{i_{-3}} = 9,7575 \cdot 10^{-5} m^4$$
$$I_i = 6,372 \cdot 10^{-4} + 5,328 \cdot 10^{-4} + 9,758 \cdot 10^{-5} = 12,675 \cdot 10^{-4} m^4$$

4.4.5 Tuhost plného ideálního průřezu BI (bez trhliny)

$$B_I = E_d \cdot I_i = 11,62 \cdot 10^6 \cdot 12,675 \cdot 10^{-4} = 14\,728,35 kNm^2$$

4.4.6 Průhyb

$$w_{15} = \frac{23}{24} \cdot \frac{c^3 \cdot F}{B_I} = \frac{23}{24} \cdot \frac{1,25^3 \cdot 15}{14\,728,35} = 1,89\text{mm}$$

$$w_{30} = \frac{23}{24} \cdot \frac{c^3 \cdot F}{B_I} = \frac{23}{24} \cdot \frac{1,25^3 \cdot 30}{14\,728,35} = 3,81\text{mm}$$

4.5 Srovnání průhybů

S nadbetonovanou deskou		Naměřené		Spočítané	
Označení	Typ	w 15 [mm]	w 30[mm]	w 15 [mm]	w 30[mm]
A	Rostlí	1,863	3,85	2,02	4,05
B		1,544	2,99		
C		1,752	4,5		
D	Lepený	1,491	3,67	1,89	3,81
E		1,392	2,88		
F		1,654	3,55		
Bez nadbetonované desky		Naměřené			
Označení	Typ	w 30[mm]			
L01	Lepený	9,26			
LL01	Lepený+ lamela	10,22			
LL02	Lepený+ lamela	9,93			
LL03	Lepený+ lamela	90,9			
R01	Rostlí	11,87			

Tabulka 12 – srovnání průhybů

4.6 Závěr

Závěrem experimentální části můžeme pozorovat, že průhyby nosníků bez nadbetonované desky jsou 2,2 krát větší než nosníky s nadbetonovanou deskou.

Další důležité srovnání je porovnání nosníků s nadbetonovanou deskou mezi sebou. Porovnávat můžeme rostlé a lepené nosníky, jejich naměřené a napočítané hodnoty. Zde vidíme, že jeden rostlý nosník (B) má menší průhyb než dva nosníky lepené (D), (F). Tento jev je velice překvapivý. Může to být způsobeno vynikajícím kusem rostlého dřeva bez prasklin a suků, nebo horší kvalitou lepených spojů způsobenou slabším lepidlem.

Dále můžeme porovnávat naměřené a spočítané hodnoty, ve kterých vidíme, že naměřené hodnoty jsou menší než hodnoty spočítané.

Pro neočekávané výsledky se zkouška bude opakovat.

5 PŘÍKLAD HAVÁRIE DŘVOBETONOVÉHO STROPU

5.1 Pád stropu v bytovém domě.

5.1.1 Popis konstrukce

Jedná se o bytový dům v Liberci. Budova se nachází v ulici Pražské a slouží jako osmipatrový obchodní dům. V posledním patře se nachází bytová jednotka, která má dřevěný strop. Nosné a obvodové zdivo je z cihel plných. Tloušťka zdiva je 400 mm. Nad konstrukcí stropu se nachází neobytná půda a konstrukce krovu. Pozednice je uložena v úrovni stropní konstrukce a není vodorovný ztužující věnec.

5.1.2 Rekonstrukce

V roce 2008 byla zahájena rekonstrukce objektu. Dále se budu věnovat pouze konstrukci stropní části. V projektu byla rekonstrukce stropu řešena nadbetonováním železobetonové desky na stávající dřevěný strop. Stropní deska byla navržena z betonu C20/25 s malým vodním součinitel a byla křížem vyztužená z oceli 10505R o průměru 12 mm. Strop byl řešen tímto způsobem s ohledem na vodorovnou tuhost objektu. Další technické detaily v projektu nového stropu řešeny nebyly.

Při provádění rekonstrukce se postupovalo následujícím způsobem. Stávající strop byl za účasti projektanta a statika rozkryt a byla zkontrolována zhlaví trámů a celková únosnost stávajících trámů. Dva trámy byly na doporučení statika vyměněny a zbytek trámů byl ošetřen postřikem proti plísním a houbám.

Po ošetření nosných trámů byl strop opět zabedněn novými prkny. Bednění bylo ošetřeno difuzním nátěrem. Před prováděním betonáže se stávající strop podepřel rektifikačními stojkami a vyrovnal se do úplné roviny. Dále byla vyvázaná výztuž a vybetonovaná stropní deska. Po 28 dnech byly stojky odstraněny. Ze spodní části stropu byl proveden nový sádkartonový podhled a místnost se omítla. Po dokončení rekonstrukce se byt pronajímal.

5.1.3 Výsledek po 2 letech



Obr.46 – Kolaps stávajícího dřevěného stropu



Obr.47 – Kolaps stávajícího dřevěného stropu



Obr.48 – Kolaps stávajícího dřevěného stropu



Obr.49 – Kolaps stávajícího dřevěného stropu

5.1.4 Způsob kolapsu

Došlo k degradaci dřeva ve zhlaví u většiny trámu vlivem nadměrné vlhkosti uvnitř stropu. Proto se dřevěná část stopu se zřítila jako jeden celek.

5.1.5 Důvody kolapsu stropu

Hlavní příčinou havárie dřevěné části dřevobetonové stropní desky byla vlhkost. Ta se v konstrukci objevila ze dvou důvodů. První důvod je rozdíl teplot mezi obydlenou částí stavby, která byla vytápěná a půdou, která vytápěná nebyla. Zde docházelo k velikým teplotním rozdílům a tím pádem i ke kondenzaci vodní páry na spodní straně ochlazované betonové desky. Druhým důvodem je absence parotěsné zábrany na spodní straně dřevěné části stropu. Ta by zabránila pronikání vlhkosti do konstrukce.

Vlhkost uvnitř dřevěné části stropu způsobila degradaci (uhnití) zhlaví u většiny trámů. Dřevěné nosníky byly porušené jen ve zhlaví. To můžeme pozorovat na obrázcích (obr. 46, 47). Dá se tedy usoudit, že dřevěné nosníky v inkriminovaném místě nebyly řádně ošetřeny. Betonová část stropu zůstala na svém místě, protože deska byla přetažena přes obvodové zdivo a byla řádně vyztužena.

5.1.6 Závěr

U této konstrukce byla základní příčina havárie způsobena v projekci. Protože zde nebyly dořešeny technické detaily konstrukce. Nebylo zde zabráněno pronikání vlhkosti do konstrukce. Při havárii tohoto konkrétního případu nebyl naštěstí nikdo zraněn. Strop se zřítil v dopoledních hodinách do dětského pokoje.

Z tohoto případu je důležité si vzít ponaučení. Konstrukce může fungovat spolehlivě, ale musí být vyřešeny všechny konstrukční detaily. Je důležité si na problémy s vlhkostí dávat pozor už při návrhu konstrukčního systému.

6 ZÁVĚR

Předložená práce byla zaměřena přednostně na návrh spřažení v dřevobetonové konstrukci. Návrh je proveden na fiktivním nosníku dle 4 různých norem (Dnes neplatná ČSN – Ing. Poštulka; ČSN EN 1992-1-1, 1995-1-1; ČSN EN 26891; STN 93 12 01.). Srovnání je uvedeno ve srovnávací tabulce, která je zaměřena na počet spřahujících prostředků. Při analýze jsem zjistil, že každá norma má o jen minimálně rozdílný přístup, ale ve výsledku vyšel počet spřahujících prostředků vesměs stejný. Jediný rozdíl je u slovenské normy STN 931201, která má rovnoměrně rozložené řady spřahujících prostředků.

Dále byl proveden přepočet nosníků z experimentu. Byly vypočteny průhyby a ty byly porovnány s nosníky z experimentu. První porovnáním byly nosníky s nadbetonovanou deskou a nosníky bez nadbetonované desky. Pro srovnání byly obě varianty, a to lepený lamelový nosník s CFRP lamelou a rostlý nosník. Z prvního porovnání jasně vyplývá, že nosník s nadbetonovanou deskou má větší tuhost a menší průhyb. Další porovnání bylo jen mezi nosníky s nadbetonovanou deskou mezi sebou a to lepené lamelové s CFRP lamelou a rostlé. Zde nastala zajímavá situace. Jeden rostlý nosník s nadbetonovanou deskou má menší průhyb než dva lepené lamelové nosníky s CFRP lamelou s nadbetonovanou deskou. Může to být způsobeno vynikajícím kusem rostlého dřeva bez prasklin a suků nebo horší kvalitou lepených spojů způsobenou slabším lepidlem. Třetí porovnání je mezi vypočítanými hodnotami a naměřenými hodnotami při síle 15 kN a 30 kN. Naměřené hodnoty se pohybují kolem hodnot vypočtených. Dá se tedy ověřit správnost výsledků. Cíle práce tedy byly splněny ve všech bodech.

.

7 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

7.1 Literatura

- [1] Solař, J.: *Projektování půdních vestaveb z hlediska statiky*. [online]. [cit. 2012-01-21]. Dostupné z www: <http://www.ps1.pst.fce.vutbr.cz/zastreseni/prispevky/612.pdf>
- [2] Murínová, T.: *Zpevňování dřevěných konstrukcí u historických budov*. [online]. [cit. 2012-01-21]. Dostupné z www: www.fsv.cvut.cz/svoc/2010/registrd.php?Akce=SHOW&SID=59
- [3] Pexová, J.: *Rekonstrukce tradičních dřevěných stropních konstrukcí* [online]. [cit. 2012-01-21]. Dostupné z www: http://www.fce.vutbr.cz/veda/dk2004texty/pdf/01_Pozemni%20stavitelstvi/1_02_Konstrukce%20pozemnich%20staveb/Pexova_Jana.pdf
- [4] Poštulka, J., Sandanus, J.: *Analýza sprahovacích prostriedkov a mezivrstvy v drevobetónových konštrukciách*. . Sborník 2006
- [5] Kuklíková, A.: *Rekonstrukce dřevěných stropů*. [online]. [cit. 2012-02-21]. Dostupné z www: <http://www.imaterialy.cz/Beton/Navrhovani-kompozitnich-drevobetonovych-stropu.html>
- [6] Krůpa, P. Horák, D. Fojtl, J. Štěpánek P.: *Návrh vnitřní nekovové výztuže a uplatnění při sanacích*
Sborník
- [7] Sobolavá, V.: *Analýza únosnosti spriahnutých drevobetonových stropných systémov*. [online]. [cit. 2012-01-21]. Dostupné z www: <http://www.fsv.cvut.cz/svoc/2006/prisp/06/sabolova.pdf>
- [8] Poštulka, J.: Novinový článek
- [9] doc. Ing. Straka, B. CSc.: *EUROKÓD 5 pro dřevěné konstrukce 2. Část*. [online]. [cit. 2012-01-21]. Dostupné z www: http://www.ckait.cz/sites/default/files/EC5_Seminar_drevo_2.pdf
- [10] Kanócz, J., Bajzecerová, V.: *Dlhodobé posobenie sprchnutých drevo-betónových nosných prvkov*. Sborník 2006
- [11] Baierle, T. sborník .: *Kompozitní dřevobetonové stropy při požáru* [online]. [cit. 2012-03-21]. Dostupné z www: <http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz/NFF/docs/sborniky/NFF-sbornik07.pdf>
- [12] Pexová, J. – Novotný, M.: *Rekonstrukce trámových stropů u rodinného domku v Klímkovicích*. Sborník Sanace a rekonstrukce staveb 2004, 1. vyd., Praha: Reprocentrum, 2004, ISBN 80-02-01683-1.
- [13] Ing. Švaříčková, I., Ph.D. - *PROTOKOL Č. 02/2011 O ZKOUŠCE: ÚNOSNOST DŘEVĚNÝCH TRÁMŮ ZESÍLENÝCH CFRP LAMELAMI*
- [14] Ing. Švaříčková, I., Ph.D. - *PROTOKOL Č. 04/2011 O ZKOUŠCE: ÚNOSNOST DŘEVĚNÝCH TRÁMŮ ZESÍLENÝCH NADBETONÁVKOU*

7.2 Normy

- [15] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [16] ČSN EN 408. *Dřevěné konstrukce: Stanovení některých fyzikálních a mechanických vlastností*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004.
- [17] ČSN EN 1194. *Dřevěné konstrukce: Lepené lamelové dřevo – Třídy pevnosti a stanovení charakteristických hodnot*. Praha: Český normalizační institut, 1999.
- [18] ČSN EN 1995-1-1. *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [19] ČSN 73 2030. *Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí: Společná ustanovení*. Praha: Český normalizační institut, 1994.

7.3 Software

- [20] Microsoft Office – Word
- [21] Microsoft Office – Exel
- [22] Auto CAD 2010

8 SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK

A	průřezová plocha
E_{dr}	modul pružnosti dřeva
$E_{0,mean}$	průměrný modul pružnosti ve směru vláken
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
$(EI)_{ef}$	účinná ohybová tuhost
F	síla
$F_{v,Rk}$	charakteristická únosnost hřebíku pro jeden stříh
I	moment setrvačnosti průřezu
J	moment setrvačnosti průřezu
K_{mod}	modifikační součinitel
K_{ser}	modul prokluzu
K_1	modul prokluzu spojů, pro hřebíky
L	rozpětí
M_n	ohybový moment
M_{Ed}	ohybový moment
M_y	plastický moment únosnosti spřahujícího prostředku
P_{Rd}	únosnost spřahovacího prostředku
R_v	únosnost spřahovacího prostředku podle Johansenovy teorie
R_{ax}	je únosiost spřahovacího prostředku na vytažení ze dřeva
T_n	posouvající síly
V_{Ed}	posouvající síla
a_1	vzdálenost normálové osy
a_2	vzdálenost normálové osy
b_1	šířka betonové části
b_2	šířka dřevěné části
b_{eff}	spolupůsobící šířka
d	je průměr spřahujícího prostředku
f_u	je pevnost oceli v tahu
f_N	průhyb
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cm}	průměrná hodnota válcová pevnosti betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
f_{tok}	charakteristická pevnost v tahu rovnoběžně z vlákn
$f_{h,t}$	pevnost dřeva v otláčení
$f_{h,c}$	pevnost betonu v otláčení
h_1	výška betonové části
h_2	výška dřevěné části
n	počet hřebíků v jedné řadě
s	vzdálenost ve směru rozpětí
t_s	je čas začátku smršťování betonu (1-7 dní po betonáži)
w	průhyb
z	počet potřebných prvků

γ_b	součinitel podmínek působení betonu
ε_{cs}	je smršťování betonu.
ρ	je hustota dřeva
ρ_m	je průměrná hodnota hustot spojených materiálů
ρ_k	charakteristická hustota
σ_b^k	normálové napětí betonu
σ_{dr}^d	normálové napětí dřeva
σ_i	normálové napětí
$\sigma_{c,d}$	tlak v horních vláknech
$\sigma_{t,d}$	tah v dolních vláknech
$\tau_{2,max}$	smyková napětí
$\sigma_{c,d}$	tlak v horních vláknech
$\sigma_{t,d}$	tah v dolních vláknech