

EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI PANELŮ ZESÍLENÝCH POMOCÍ UHPC V TAŽENÉ OBLASTI

Lukáš Boháček, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
Lukas.bohacek@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Ultravysoko-hodnotné betony se ve stavebnictví používají stále více a nachází také rozmanitější užití. Zatím se však obvykle jedná o prefabrikované novostavby, nebo detaily a spoje různých konstrukcí. Vzhledem ke svým vlastnostem je však tento materiál vhodný i pro rekonstrukce a zesilování staveb. S ohledem na složitější provádění je však nutné mít dodatečně vhodné podmínky, například plošný prvek jako v tomto případě.

Tento článek se zabývá zjištěním vlivu přibetonované vrstvy UHPC na stávající betonový panel na ohybovou únosnost průřezu, ve kterém se UHPC nachází v tažené oblasti. Při ohybových experimentech bylo ověřeno, že UHPC má zásadní vliv na únosnost a jeho užití v tažené oblasti je vhodné a výrazně zvyšuje únosnost. V určité míře je také možné předpokládat chování zesílených panelů pomocí jednoduchých výpočtů.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPC • zesílení • ohyb • experiment

ABSTRACT

Using of ultra-high performance concretes is still growing with many variations of application. Nowadays, this material is usually used for precast new structures or details or joints of some components. Considering its properties, UHPC is also suitable for strengthening or reconstruction of structures. However, it is important to have adequate conditions, e.g. a concrete slab, because of easier casting.

This paper deals with contribution of an additional UHPC layer under tension to bending capacity of concrete element. Executed experiments provide the evidences that UHPC has a positive influence to bending capacity of elements, because bending capacity of panels significantly raised. According to the results of the experiments, using of UHPC for strengthening concrete structures is suitable. It is possible to predict some phases of the behaviour using even simple methods.

KEYWORDS

UHPC • strengthening • bending • experiment

1. ÚVOD

Předmětem tohoto článku jsou zkoušky ohybové únosnosti prefabrikovaných betonových panelů, které byly zesíleny vrstvou UHPC (ultra vysokohodnotný beton) dobetonovanou v tažené oblasti a porovnání dvou různých tloušťek vrstev UHPC s původními panely. Tyto experimenty jsou součástí komplexního výzkumu, který zkoumá možnosti zesilování betonových konstrukcí pomocí UHPC. Již dříve byly provedeny zkoušky soudržnosti materiálů, zkoušky ohybové únosnosti panelů zesílených v tlačené oblasti, zkoušky smykové únosnosti a zkoušky na protlačení panelů zesílených pomocí UHPC. U všech těchto způsobů byl prokázán významný pozitivní vliv použití UHPC. V rámci zesilování konstrukcí pomocí UHPC se v tomto případě předpokládá vybetonování vrstvy UHPC na stávající betonovou desku.

K ohybovým experimentům byly použity prefabrikované panely, jejichž šířka byla 790 mm a výška 120 mm. Stáří panelů bylo cca 10 let a byly uskladněny ve venkovním prostředí. Vlastnosti panelů byly ověřeny experimentálně.

V rámci experimentů byly zkoušeny 3 typy panelů; původní nezesílené panely značené jako referenční, panely zesílené vrstvou 30 mm UHPC a panely zesílené vrstvou 50 mm UHPC a kari sítí. Od každého typu byly vyrobeny a vyzkoušeny 3 vzorky.

Výsledky získané z experimentů byly následně porovnány s výpočty ohybové únosnosti jednotlivých průřezů v různých fázích ve snaze předikovat únosnost prvků.

2. PŘÍPRAVA EXPERIMENTŮ

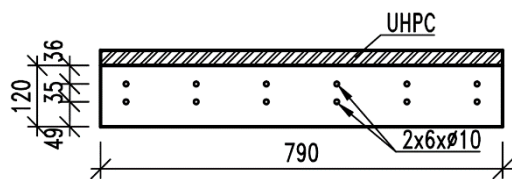
2.1. Diagnostika panelů

K panelům nebyla známa dokumentace s vlastnostmi betonu a vyztužení, bylo tedy nutné provést diagnostiku panelů pro zjištění vlastností.

Panely byly s ohledem na jejich původní délku rozříznuty, tudíž bylo možné zjistit průměr a polohu betonářské výztuže. Bylo zjištěno, že v panelech se nachází celkem 12 prutů Ø10 mm výztuže 10 425 ve dvou řadách (Obrázek 1). Krytí výztuže bylo proměnlivé, ale vždy platilo, že jedna řada výztuže byla k povrchu blíže (29-38 mm) než druhá k protějším povrchu

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

(44-55 mm). Pro krytí byly průměrně uváženy tloušťky 36 mm a 49 mm. Rozteče mezi pruty byly cca 130 mm.



Obrázek 1: Příčný řez panelem.

Po provedení experimentů bylo z původních panelů provedeno šest jádrových vývrtů pro zjištění tlakové pevnosti betonu. Tlakové pevnosti betonu (převedená na referenční hodnoty) byly vyhodnoceny jako válcová pevnost betonu $f_{c,cyl} = 65.8$ MPa a krychelná pevnost byla vyhodnocena jako $f_{c,cube} = 78.9$ MPa. Dle předpisů byl beton zatříděn jako beton třídy C60/75.

Pro ověření soudržnosti panelů s UHPC byly provedeny i jádrové vývrtvy ze zesílených panelů pro vykonání tahových zkoušek na vývrtech. Při všech šesti pokusech (tři vývrtvy z panelů s 30 mm UHPC a tři vývrtvy z panelů s 50 mm UHPC) došlo k tahovému porušení v původním betonovém panelu, čímž byla ověřena dostatečná soudržnost mezi materiály. Tahové napětí se pohybovalo v rozmezí 1.6-2.3 MPa.

2.2. Zesílení panelů

Celkem bylo použito devět vzorků. Tři vzorky byly neupraveny a jsou uvažovány jako referenční vzorky. U zbylých šesti panelů proběhlo zesílení u jednoho povrchu.

Před provedením zesílení byl povrch panelů opraven pomocí tryskání vodním paprskem, aby došlo ke zdrsnění povrchu betonu a byla získána dostatečná soudržnost mezi původním betonem a UHPC. Opracování vodním paprskem bylo v předšlých experimentech vyhodnoceno jako nejvhodnější způsob přípravy povrchu s ohledem na složitost provádění a soudržnost mezi vrstvami.

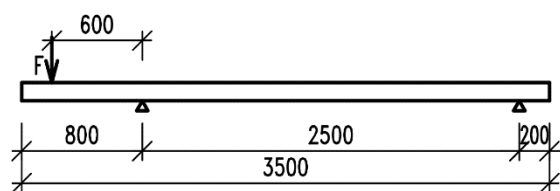
Panely byly zesíleny dvěma způsoby; tři vzorky byly zesíleny pomocí 30 mm UHPC a zbylé tři vzorky byly zesíleny pomocí 50 mm UHPC a sítí kari prof. 8 mm v rozteči 100 x 100 mm z oceli B500A. Kari síť je ve vrstvě UHPC z důvodu přenášení namáhání smrštěním vrstvy UHPC, tedy aby bylo omezeno namáhání původního panelu.

Z UHPC, které bylo použito pro zesílení byly vyrobeny vzorky pro zkoušky vlastností. Ze zkoušek bylo vyhodnoceno (vždy průměry ze tří vzorků); tlaková krychelná pevnost (krychle 100 x 100 x 100 mm, dle ČSN EN 12390-3) pevnost 148.5 MPa, tlaková válcová pevnost (válcce 100 x 200 mm, dle ČSN EN 12390-3) 124.4 MPa, pevnost v prostém tahu dle ČSN EN 73 1318 je 4.9 MPa a pevnost v tahu za ohybu dle ČSN EN 14651 je 18.6 MPa (17.5 MPa pro CMOD 0.5 mm, 17.8 MPa pro CMOD 1.5 mm, 15.7 MPa pro CMOD 2.5 mm, 12.5 MPa pro CMOD 3.5 mm). Objem drátků ve směsi byl 190 kg/m³, což odpovídá 2.4 % objemových.

3. POPIS A PRŮBĚH EXPERIMENTŮ

3.1. Uspořádání experimentů

Zkouška byla uspořádána jako nosník s převislým koncem (Obrázek 2). Výhodou tohoto uspořádání je, že reálně vystihuje působení sil v konstrukci. Při předpokladu vybetonování vrstvy UHPC na stávající betonovou desku bude tato konstrukce namáhána ohybovým momentem s tahem v horním povrchu v místech nad podporou (obvykle stěny). Tyto podpory bývají lokální a jsou spojeny se změnou smykové síly, stejně jako v uspořádání této zkoušky. Je tedy důležité brát v potaz, že se nejedná čistě o zjištění ohybové únosnosti, ale dochází k interakci ohybového momentu a smykové síly.



Obrázek 2: Schéma uspořádání experimentu.

Jak je vidět na Obrázku 2, vzdálenost zatížení vyvolující ohybový moment od podpory je 0.6 m a celková délka konzoly je 0.8 m. Na konci konzoly (0.75 m od podpory) byly umístěny potenciometry, kterými se měřil průhyb konzoly.

Podpory byly tvořeny ocelovými trubkami na podkladu, které nahrazovaly liniové podepření. Síla z lisu do panelu byla roznášena pomocí ocelového nosníku, takže tato síla byla také liniová. Na Obrázku 3 je zachyceno skutečné uspořádání experimentů v laboratoři.



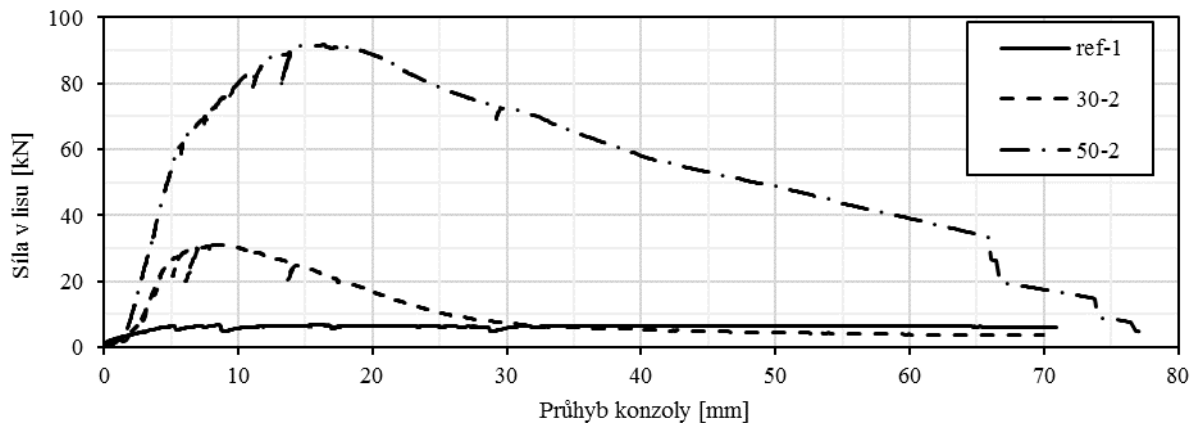
Obrázek 3: Uspořádání v laboratoři.

3.2. Průběh experimentů

Stáří UHPC při provádění experimentů bylo přibližně 28 dní a experimenty proběhly během dvou dní, tudíž je zde zanedbatelný vliv různého stáří UHPC.

* Školitel: prof. Ing. Jan L. Víték, CSc., FEng.

Experimenty byly řízeny deformací 0.1 mm/s. Experimenty probíhaly až do zničení prvků a snímány byly následující veličiny; síla v hydraulickém lisu, zdvih hydraulického lisu a průhyb panelu na jeho konci.



Obrázek 4: Závislost síly v lisu na průhybu pro vybrané vzorky.

3.3. Výsledky experimentů

Při žádném z experimentů nedošlo k delaminaci mezi betony a všechny prvky byly tedy porušeny ohybovým namáháním (resp. interakcí ohybového momentu se smykovou silou). Závislosti síly na průhybu jsou na Obrázku 4, kde byl vybrán průběh toho vzorku z každé skupiny, u kterého bylo dosaženo prostřední hodnoty F_{max} dle Tab. 1.

Z grafu je zřejmé, že ohybová únosnost nezesílených panelů (v tomto případě vzorek „ref-1“) byla velmi nízká (prům. 4.7 kNm). Na průběhu vzorku ref-1 je také vidět, že už od poměrně malého průhybu byl panel prakticky na své maximální hodnotě zatížení, která se s rostoucí deformací zvyšovala velmi málo. Tento jev je dán nevhodným uspořádáním výztuže původních panelů, které byly navrženy na jiný účel. Maximální dosažená síla v lisu byla necelých 10 kN.



Obrázek 5: Porušení referenčního panelu.

Na Obrázku 5 je viditelné porušení jednoho z referenčních panelů. Z fotografie je zřejmé, že u referenčních panelů docházelo dle předpokladů k porušení v přímo v místě podpory, kde vznikla trhlinka, ve které následně došlo k celkovému porušení panelu. Dále jsou viditelné další, ale výrazně menší trhlinky. Hlavní trhlinka je v mírném sklonu, ale nejedná se zásadní vliv smykového namáhání.

Při pohledu na průběhy zkoušky u vzorků 30-2 a 50-2 je viditelné pružné chování prvků (obr. 4). Mezi průběhy je mírný posun, který byl způsoben dotlačením některých částí zkušebního zařízení, ale dále je vidět lineární průběh grafů, kde je zřejmý různý sklon obou křivek. Sklon křivky u panelu 30-2 je viditelně menší mírnější, což odpovídá menší tuhosti panelu (s ohledem na tloušťku panelu). Z obou průběhů je také patrné, že po dosažení své maximální hodnoty docházelo k poměrně plynulému poklesu síly v lisu.

V grafu panelu 30-2 je vidět maximální síla v lisu přibližně 30 kN, za kterou následuje postupný pokles síly v závislosti na deformaci. Tento pokles probíhá přibližně do průhybu 30 mm, kdy se křivka setká s křivkou pro vzorek ref-1. Tento okamžik znamená příliš velkou trhlinku ve vrstvě UHPC, kdy došlo k vytržení nebo přetržení jednotlivých vláken a již nedochází k tahovému působení UHPC a veškeré tahové síly jsou přenášeny pouze podélnou výztuží původního panelu.

Na Obrázku 6 je vidět způsob porušení panelu s 30 mm UHPC: Je zřejmé, že se opět jedná o jednu hlavní širokou trhlinku přímo nad podporou. Tato trhlinka vede plynule skrz UHPC i původní panel. Při pohledu na trhlinku je zřejmé, že všechna vlákna v trhlíně jsou již vytržena z betonu nebo přetržena.

U křivky vzorku 50-2 je zřetelné, že její pružná část trvá až do průhybu přibližně 6 mm, kdy následuje změna sklonu (obr. 4). Tato změna je způsobena prvními trhlinkami v UHPC.

Při průhybu 16 mm je dosažena maximální únosnost tohoto prvku, která velmi převyšuje únosnost zbylých prvků. Křivka dosáhla síly v lisu přes 90 kN, což je trojnásobná hodnota proti panelům s 30 mm UHPC.



Obrázek 6: Porušení panelu s 30 mm UHPC.

Na Obrázku 7 je poté vidět trhlinka v panelu s 50 mm UHPC. Stejně jako u předešlých panelů je zřejmá jedna hlavní prakticky svislá trhlinka. Jak již ale bylo uvedeno v předešlých odstavcích, i přes šířku trhliny byla únosnost panelu stále vyšší než u panelů s 30 mm UHPC, což je zřejmě způsobeno vlivem přidané sítě kari a také soudržností této výztuže a UHPC.



Obrázek 7: Porušení panelu s 50 mm UHPC.

V Tabulce 1 jsou shrnuté číselné výsledky experimentů. Jsou zde uvedené maximální dosažené síly v lisech pro každý vzorek, průměr pro každý typ vzorků, směrodatná odchylka, variační koeficient a přepočet průměrné síly v lisu na ohybový moment nad podporou.

U referenčních panelů je zřejmé, že únosnost panelů je poměrně malá a má velký rozptyl. Příčinou toho jsou zřejmě různé (a poměrně velké) vzdálenosti podélné výztuže od povrchu.

U prvků s 30 mm UHPC je zřejmé, že únosnost narostla více než čtyřnásobně oproti původním panelům, ale zároveň je u tohoto typu panelů opět poměrně velký variační koeficient. Jak se ale ukazuje v Tabulce 2, vysoký variační koeficient je

dán zejména únosností panelu 30-3, u kterého bylo provedeno 43 mm UHPC namísto požadovaných 30 mm. Zbylé dva výsledky jsou si blíže a dá se usuzovat, že při správném provedení panelu by byl variační koeficient výrazně menší.

Tabulka 1: Souhrn experimentů.

vzorek	F_{\max}	F_{\max} průměr	Směro- datná od- chylka	Vari- ační ko- eficient	M_{\max} průměr
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kNm]
ref-1	6.8				
ref-2	11.0	7.9	2.2	28	4.7
ref-3	6.0				
30-1	26.5				
30-2	31.2	33.4	6.8	20	20.1
30-3	42.6				
50-1	88.2				
50-2	91.6	94.5	6.6	7	56.7
50-3	103.5				

Prvky s 50 mm UHPC se nepovedlo vybetonovat podle požadavků a všechny prvky měly shodně tloušťku UHPC 58 mm (Tabulka 2). Tloušťka vrstvy je sice jiná, než byla požadovaná tloušťka, ale je konstantní, což je vhodné pro vyhodnocení výsledků. Z Tabulky 1 je vidět že panely dosahují více než desetinásobné únosnosti oproti původním panelům. S ohledem na obvykle velmi proměnlivé pevnosti betonu v tahu je hodnota variačního koeficientu 7 % velmi dobrá.

Tabulka 2: Výška UHPC v porovnání s maximálními ohybovými momenty v panelech.

vzorek	h_{panel}	h_{UHPC}	h_{celkem}	změna výšky	M_{\max}
	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]
ref-1	118	0	118	0	4.1
ref-2	120	0	120	0	6.6
ref-3	118	0	118	0	3.6
30-1	120	31	151	26	15.9
30-2	120	33	153	28	18.7
30-3	120	43	163	36	25.6
50-1	120	58	178	48	52.9
50-2	120	58	178	48	55.0
50-3	120	58	178	48	62.1

Z Tabulky 2 je vidět, že ačkoliv byly vrstvy UHPC prováděny pouze na malých panelech, tak ne vždy bylo dosaženo požadované tloušťky. Z tohoto lze předpokládat, že i v reálných podmínkách stavby může být obtížné dodržet požadovanou tloušťku vrstvy UHPC a bude nutné dát pozor na dodržení požadované tloušťky.

Při provádění experimentů byla sledována i síla, při které došlo ke vzniku první trhliny. Hodnoty těchto sil jsou uvedeny v Tabulce 3. Dále jsou v tabulce ohybové momenty odpovídající těmto silám.

Při porovnání Tabulek 1 a 3 je zřejmé, že u referenčních panelů došlo k první trhlíně vždy přibližně při poloviční síle oproti celkové únosnosti panelu. U panelů s 30 mm UHPC je tento rozdíl výrazně menší, jelikož od první trhliny do maximálního zatížení narostl ohybový moment pouze o cca 10 %, což je zřejmé i z Obrázku 4. U panelů s 50 mm UHPC je nárůst opět značný, jelikož při vzniku trhlin došlo pouze ke změně sklonu křivky, která dále rostla. Nárůst mezi těmito body je 58 % oproti původnímu zatížení.

Tabulka 3: Síly a jim odpovídající ohybové momenty při vzniku první trhliny.

vzorek	F_{max} [kN]	F_{cr} [kN]	M_{cr} [kNm]	M_{cr} průměr [kNm]
ref-1	6.8	3.8	2.3	
ref-2	11.0	5.0	3.0	2.3
ref-3	6.0	2.7	1.6	
30-1	26.5	24.5	14.7	
30-2	31.2	25.5	15.3	17.2
30-3	42.6	36.2	21.7	
50-1	88.2	59.6	35.7	
50-2	91.6	56.0	33.6	36.0
50-3	103.5	64.4	38.6	

4. POPIS VÝSLEDKŮ A POROVNÁNÍ S VÝPOČTY

4.1. Popis výpočtů

Pro výpočty v elastickém stavu před vznikem trhlin bylo uvažováno s plným ideálním průřezem – průřez byl uvažován bez jakýchkoliv trhlin a jednotlivé materiály byly pro výpočet průřezových charakteristik uvažovány s ohledem na své moduly pružnosti.

Výpočty na mezi únosnosti byly již uvažovány s vyloučením taženého původního betonu. Pracovní diagramy byly uvažovány dle platných evropských norem a pro beton byly uvažovány experimentálně ověřené pevnosti (průměrná pevnost v tlaku 65.8 MPa). Pro výztuž (novou B500B i stávající 10 425) byly uvažovány charakteristické pevnosti.

4.2. Výpočty a porovnání

Únosnost panelů bez zesílení byla velmi malá, v průměru 4.7 kNm. Dle výpočtu (počítáno s tlakovou pevností betonu 65.8 MPa, výztuží 10 425 a geometrií dle Obrázku 1) by měla být momentová únosnost nezesíleného panelu 24.5 kNm, tedy více než pětinašobná. Tento výsledek svědčí o tom, že výztuž panelu byla rozmístěna spíše náhodně a pruty výztuže byly rozmístěny většinou blíže k tlačené oblasti průřezu, než bylo

uvažováno. Z velmi plochého průběhu křivky se také dá soudit, že výztuž velmi rychle dosáhla svého elastického přetvoření a následovalo už jen plastické přetváření s velmi malým nárůstem napětí ve výztuži.

Pro výpočet zesílených panelů byly uvažovány dva typy panelů – jeden panel o tloušťce 120 mm s 30 mm UHPC a druhý panel o výšce 120 s 58 mm UHPC. Pro oba tyto panely byly spočítány charakteristiky ideálního průřezu v pružném stavu a bylo analyzováno napětí v okamžiku vzniku trhliny. U panelu s 58 mm UHPC byla také spočítána únosnost fiktivního panelu bez UHPC pouze s kari sítí.

Pro panel s 30 mm UHPC byl pro analýzu chování před vznikem trhliny použitý ohybový moment 18.1 kNm (který odpovídá průměrným ohybovým momentům při vzniku trhliny). Při tomto ohybovém momentu vychází tahové napětí na vnější hraně UHPC 5.87 MPa a na vnitřní hraně 3.72 MPa. Maximální hodnota tahového napětí je přibližně o 20 % vyšší, než maximální tahová pevnost naměřená v prostém tahu a výrazně nižší než pevnost v tahu za ohybu. To, že je tahová pevnost blíže pevnosti v prostém tahu, se dalo předpokládat, jelikož je celá vrstva UHPC tažená. Zvýšení této hodnoty by naopak mělo být spojené se skutečností, že tahové napětí není konstantní, ale klesá směrem k těžišti panelu. Při porovnání hodnot v Tabulkách 2 a 3 je zřejmé že od první trhliny k maximálnímu ohybovému momentu došlo ke zvýšení zatížení ještě o cca 10 %. Tato zvýšená únosnost je dána aktivací vláken v trhlíně.

Při analýze napětí panelů s 58 mm UHPC byl v pružném stavu uvažován ohybový moment 36.0 kNm. Při tomto ohybové momentu vychází napětí ve vnějších krajních vláknech UHPC 7.9 MPa a ve vnitřních vláknech vychází napětí 3.11 MPa. Maximální hodnota napětí je oproti panelům s 30 mm UHPC vyšší, což se dá zřejmě přičíst kompaktnější a silnější vrstvě UHPC a také vyztužení kari sítí. Stejně jako u panelů s 30 mm UHPC platí, že zvýšení maximálního napětí pomáhá také gradient napětí ve vrstvě UHPC. S ohledem na to, že panely jsou z poměrně kvalitního betonu, dá se předpokládat že tahového napětí 3.1 MPa (hodnota na rozhraní původního betonu a UHPC) dokáže tento beton přenést a nedošlo k trhlínám v původním betonu. Napětí v kari sítí je před vytvořením trhliny 23.6 MPa.

Při výpočtu panelu bez uvažování UHPC (tedy jen původní beton s výztuží a kari sítí) byla zjištěna únosnost 54.5 kNm. V porovnání s výsledky v Tabulce 1 je zřejmé, že vypočtená únosnost je prakticky shodná s výslednou celkovou únosností panelů. Z Obrázku 4 je nicméně patrný plynulý pokles ohybového momentu v průřezu, který spíše odpovídá vlivu UHPC. V tomto bodě nelze jednoznačně určit vliv kari sítě a vrstvy UHPC a je nutné provést hlubší analýzu.

Objasnění tohoto nesouladu může souviset únosností původních panelů, kdy je rozmístění výztuže zřejmě jiné, než se předpokládalo. Z tohoto důvodu byl proveden dále výpočet s uvažováním výztuže, která je o 20 mm blíže k tlačenému povrchu. Při tomto uvažování bylo dosaženo únosností panelu bez uvažování UHPC 46.1 kNm. Dá se tedy předpokládat, že skutečný vliv výztuže odpovídá hodnotě někde mezi těmito dvěma výpočty. Je ale stále nutné počítat s vlivem UHPC a bude provedena analýza s ohledem na přetvoření ve výztuži a v UHPC, aby bylo možné určit vliv jednotlivých částí.

4.3. Shrnutí porovnání

Predikce únosnosti původních panelů nekorespondovala se skutečnými výsledky a dá se předpokládat, že to je dáno proměnnou polohou betonářské výztuže.

U panelů se zesílením je poměrně snadné predikovat výskyt trhliny s tím, že odhad bude na straně bezpečné – trhlina tedy vznikne pravděpodobně později. Při bližším výpočtu by pravděpodobně šlo s jistou nepřesností určit i chování panelu po vzniku trhlin (s ohledem na znalosti průběhu napětí při dalším namáhání, viz kap. 2.2).

Únosnost panelů s 50 mm UHPC a vliv výztuže a UHPC na toto chování je nutné dále zkoumat.

5. ZÁVĚR

Z provedených experimentů a rozborů je zřejmé, že zesílení konstrukcí pomocí UHPC působící v tahu je vhodné a efektivní. UHPC výrazně zvýšilo únosnost panelů, a to i za použití 30 mm vrstvy, která je z běžných betonů prakticky neproveditelná a jiné způsoby plošného zesílení se provádí obtížněji.

Při bližší analýze experimentů vyplynulo, že tahové napětí v UHPC při vzniku první trhliny je vyšší, než je maximální tahové napětí v prostém tahu. Pokud je známá tahová únosnost UHPC, je možné přibližně určit ohybovou únosnost zesílené konstrukce bez použití další výztuže. Tento odhad by měl být na straně bezpečné.

Ve chvíli, kdy je použita další přídatná výztuž (například pro omezení vlivu smršťování) se problematika stává komplikovanější a vyžaduje hlubší zkoumání. V těchto provedených experimentech se prokázalo, že výztuž a UHPC spolupůsobí a přispívají ke zvýšení únosnosti.

PODĚKOVÁNÍ

Experimenty byly provedeny za podpory Ministerstva průmyslu a obchodu v rámci projektu ev. č. FV20472 „Aplikace vysokohodnotných cementových kompozitů na rekonstrukce betonových staveb. Zkušební vzorky byly vyrobeny za spolupráce společností Metrostav a.s. a TBG Metrostav s.r.o. Experimenty byly provedeny v Kloknerově ústavu ČVUT.

Reference

- [1] ČSN EN 12390-3 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles
- [2] ČSN EN 73 1318 (73 1318) Stanovení pevnosti betonu v tahu
- [3] ČSN EN 14651 (72 3431) Zkušební metoda betonu s kovovými vlákny – Měření v tahu za ohybu (mez úměrnosti, zbytková pevnost)