

Slovenská technická univerzita v Bratislave, Stavebná fakulta

Ing. Anton Sivčák

Autoreferát dizertačnej práce

**NÁVRH A OVERENIE ODOLNOSTI SPRIAHNUTIA ŠTÍHLÝCH BETÓNOVÝCH DOSIEK
VYSTUŽENÝCH GFRP VÝSTUŽOU S MONOLITICKOU MOSTOVKOVOU DOSKOU**

na získanie akademického titulu „philosophiae doctor“, v skratke „PhD.“

v doktorandskom študijnom programe:

Teória a konštrukcie inžinierskych stavieb

v študijnom odbore:

stavebníctvo

Forma štúdia:

denná

Miesto a dátum:

Bratislava, máj 2021

Dizertačná práca bola vypracovaná na

Slovenská technická univerzita v Bratislave, Stavebná fakulta, Katedra betónových konštrukcií a mostov

Predkladateľ: Ing. Anton Sivčák
Katedra betónových konštrukcií a mostov
Stavebná fakulta STU v Bratislave
Radlinského 11
810 05 Bratislava

Školiteľ: prof. Dipl.-Ing. Dr. Vladimír Benko, PhD.
Katedra betónových konštrukcií a mostov
Stavebná fakulta STU v Bratislave
Radlinského 11
810 05 Bratislava

Oponenti: doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD.
Katedra betónových konštrukcií a mostov
Stavebná fakulta STU v Bratislave
Radlinského 11
810 05 Bratislava

prof. Ing. Martin Moravčík, PhD.
Stavebná fakulta – Žilinská univerzita v Žiline
Univerzitná 8215/1
010 26 Žilina

Ing. František Girgle, PhD.
Ústav betonových a zděných konstrukcí
Fakulta stavební VUT Brno
Veveří 530/95
602 00 Brno

Autoreferát bol rozoslaný dňa 1.7.2021 .

Obhajoba dizertačnej práce sa bude konať dňa 31.08.2021 v doobedňajších hodinách spôsobom virtuálneho stretnutia.

.....
prof. Ing. Stanislav Unčík, PhD.
Dekan Stavebnej fakulty

Obsah

Úvod	4
1 Zámer využitia v praxi a príčina výskumu.....	5
1.1 Prvá referenčná séria štíhlych betónových dosiek [42]	9
1.1.1 Geometria prvkov I. série a uvažované zaťaženia	9
1.1.2 Experimentálne overovanie	11
1.1.3 Vyhodnotenie experimentu a porovnanie s analýzou	12
2 Ciele dizertačnej práce	13
3 Priebeh experimentálneho overovania	14
4 Experimentálny program	15
4.1 Experimentálne overovanie prvkov pod statickým zaťažením	15
4.2 Vyhodnotenie experimentálnych prvkov pod statickým zaťažením	17
Porušenie 1. vzorky S1.....	17
Porušenie 2. vzorky S2.....	19
Porušenie 3. vzorky S3.....	21
4.3 Nelineárna analýza	25
4.4 Šmykovo-klzné napätia na kontaktnej ploche vrstiev	28
4.5 Zhodnotenie experimentu a nelineárnej analýzy	29
Dynamicky zaťažovaný prvok D1	30
Dynamicky zaťažovaný prvok D2.....	31
4.6 Experimentálne overenie spriahnutia statickým zaťažením do porušenia po cyklickom zaťažovaní.....	34
Porušenie prvku D1	36
Porušenie prvku D2	39
5 Záverečné vyhodnotenie	43
5.1 Odporúčania pre prax	45
5.2 Odporúčania pre výskum.....	46
Referencie	47

Úvod

Súčasná doba poskytuje projektantom stále viac a viac možností pri využívaní nosných betónových konštrukcií vo sfére navrhovania. Uplatnenie betónových konštrukcií a využívanie tohto materiálu pre účel nosnej konštrukcie sú vo svete naozaj rozšírené. Vzhľadom na neustále rozširovanie škály inovatívnych materiálov využiteľných v betónových konštrukciách je možné klásť na tento druh konštrukcií stále vyššie nároky počas celej ich životnosti aj v náročných podmienkach, resp. agresívnych stupňoch prostredia.

Jedným z týchto neštandardných materiálov sú práve vláknami vystužené polyméry. Aplikovanie tohto materiálu do betónových konštrukcií má svoje opodstatnenie najmä z dôvodu jeho trvanlivosti. Využitím tohto materiálu bez prídavnej ocelevej výstuže môžeme vylúčiť zmenšovanie návrhovej plochy prierezov prútov GFRP (glass fiber reinforced polymer) vplyvom korózie – výstuž je elektrický izolant, nemagnetický. Toto tvrdenie umožňuje redukovať kryciu vrstvu a následkom toho zvýšiť účinnú výšku prierezu alebo zmenšiť výšku prierezu, čo pozitívne ovplyvní zaťaženie od vlastnej tiaže prvku. Na druhej strane tento materiál je oproti štandardnej ocelevej betonárskej výstuži vzhľadom na porovnanie fyzikálnych a mechanických vlastností značne odlišný. Projektant musí poznať zásady navrhovania, materiálové vlastnosti a možnosti využitia tohto druhu vystuženia na báze polymérov. V dnešnej dobe je sporné argumentovať, že je možné polymérmi vystuženými sklenými vláknami nahradiť oceľ v každom druhu betónových nosných prvkov bez dostatočných skúseností a informácií týkajúcich sa navrhovania.

Podľa aktuálnych poznatkov a stále napredujúcich výskumov a experimentov, ktoré uvažujú o implementovaní tohto druhu materiálu do betónovej konštrukcie, vzišli ťažiskové oblasti použitia, resp. vhodné skupiny konštrukčných prvkov, v ktorých prednosti tohto materiálu vynikajú. Prvou z týchto skupín sú podzemné konštrukcie, napr. podzemné steny, kde očakávame výskyt chloridov a síranov v podzemnej vode. Vzhľadom na potrebu dodatočného realizovania otvorov v podzemných stenách, resp. tuneloch, je vhodné zdôrazniť aj jednoduchú rezivosť tohto materiálu. Ďalšími skupinami sú druhy konštrukcií, kde nie je možné použiť oceľovú výstuž z dôvodu elektromagnetickej indukcie, a to napr. železnice, rozvody vysokého napätia atď. Neposlednú, no významnú skupinu tvoria mostné betónové konštrukcie. Vzhľadom na zložitosť projektovej prípravy, náročnosť realizácie a s tým spojené vysoké finančné

náklady, zámerom každého projektanta/investora je, aby takýto druh stavebného diela plnil svoju prevádzkovú funkciu a všetky ostatné požiadavky, kladené na konštrukciu minimálne počas svojej navrhovanej životnosti bez významných, resp. nepredpokladaných sanačných opatrení. Splniť tento zámer napriek agresívnemu prostrediu, v ktorom sa jednotlivé betónové nosné prvky mostnej konštrukcie nachádzajú, nemusí byť pre projektanta najjednoduchšou úlohou. Vplyvy zmrazovacích cyklov ponad vodné toky, vplyvy chloridov a ďalšie nároky spojené s chemicky agresívnym prostredím, spôsobujúcim degradáciu železobetónových konštrukcií a nabádajú zamyslieť sa nad využitím polymérnych materiálov vystužených sklenými vláknami (GFRP).

1 Zámer využitia v praxi a príčina výskumu

Realizovanie mostných konštrukcií je z finančného, no taktiež časového hľadiska náročná záležitosť. Optimalizácia, úspora, kvalita a rýchlosť sú požiadavky zo strany investora, ktoré majú tendenciu sa v súčasnej dobe stále stupňovať. Nielen zo strany investora, ale aj zhotoviteľa je bezproblémový a promptný priebeh výstavby pozitívnym činiteľom. Práve tento fakt je dôvodom k hľadaniu nových a inovatívnych materiálov, technologických postupov, resp. originálnych nápadov, ktoré sa podpisu na znižovaní celkových nákladov, či už skrátením času, nevyhnutne potrebného na zrealizovanie stavebného diela.

Úlohou tohto dizertačného projektu je priniesť do praxe prvok v podobe štíhlej betónovej dosky vystuženej GFRP výstužou Obr.1.2. Podrobný opis tohto prvku je súčasťou ďalších kapitol tejto práce.

Prvým hlavným dôvodom pre vývoj štíhleho prvku debnenia mostovkovej dosky v prvej fáze využitia je možnosť manipulácie bez využitia ťažkej žeriavovej techniky. Už pri návrhu bolo zámerom, aby hmotnosť prvku štíhlej betónovej dosky umožnila manipuláciu pri ukladaní na hlavné nosníky maximálne dvom pracovníkom. Tento fakt eliminuje potrebu využitia ťažkej žeriavovej techniky, jej obsluhy a taktiež nákladov s tým spojených. Jedným z podieľajúcich sa faktorov na nízkej hmotnosti je nielen objemová hmotnosť materiálu, ale aj menšia potrebná krycia betónová vrstva výstuže GFRP ako pri betonárskej výstuži. Návrh krycej vrstvy vychádza zo súdržnosti GFRP v betóne.

Pre vytvorenie debnenia mostovkovej dosky sa používajú ťažké betónové dielce, vystužené betonárskou výstužou, ukladané na hlavné predpäté prefabrikované nosníky

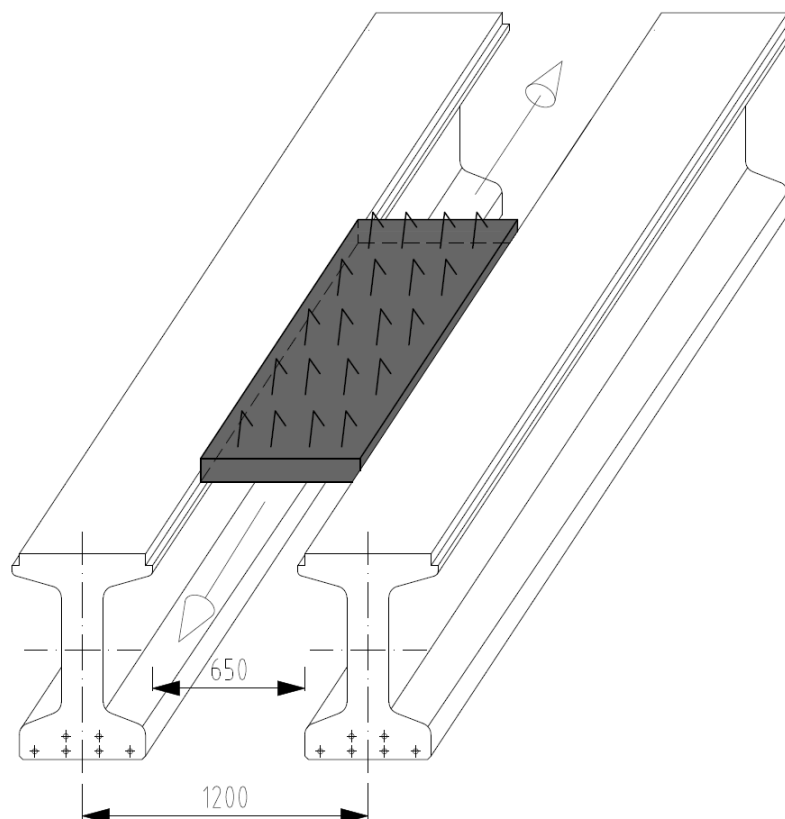
z obr.1.1, ktoré taktiež plnia funkciu debnenia. Na hornom povrchu betónových dielcov „vybieha“ výstuž z betónového prierezu a následne je zabetónovaná do mostovkovej dosky, čím sa zabezpečí spolupôsobenie debniacich dielcov a mostovkovej dosky vybiehajúcou priečnou výstužou. Hmotnosť týchto debniacich dielcov neumožňuje manipuláciu s nimi bez použitia ťažkej žeriavovej techniky. Vzhľadom na agresivitu a stupeň prostredia nad vodnými tokmi cestných komunikácií, výstuž debniacich dielcov vzhľadom na pôsobiace zmrazovacie cykly a agresivitu prostredia bude po istej dobe prevádzky mosta taktiež lokálne podliehať korózii betonárskej výstuže v prvku aj napriek návrhovej krycej betónovej vrstve.

V dnešnej dobe sa pri zaužívaných relatívne malých svetlých vzdialenostiach susediacich hlavných predpätých mostných prefa nosníkov zhruba do 0,6m využívajú rôzne varianty a obmeny debnení mostovkovej dosky, ktoré ale nespĺňajú základné konštrukčné a technické požiadavky. Jednou z takýchto variant sú napríklad cemento-vláknité dosky hrúbky 1-2 cm, ktoré plnia len účel strateného debnenia, bez prepojenia, resp. spolupôsobenia s nosným telom mostovky. Tento konštrukčný variant je vzhľadom na ohybovú tuhosť dosky možné použiť len v prípade malých osových vzdialeností hlavných nosníkov mosta.

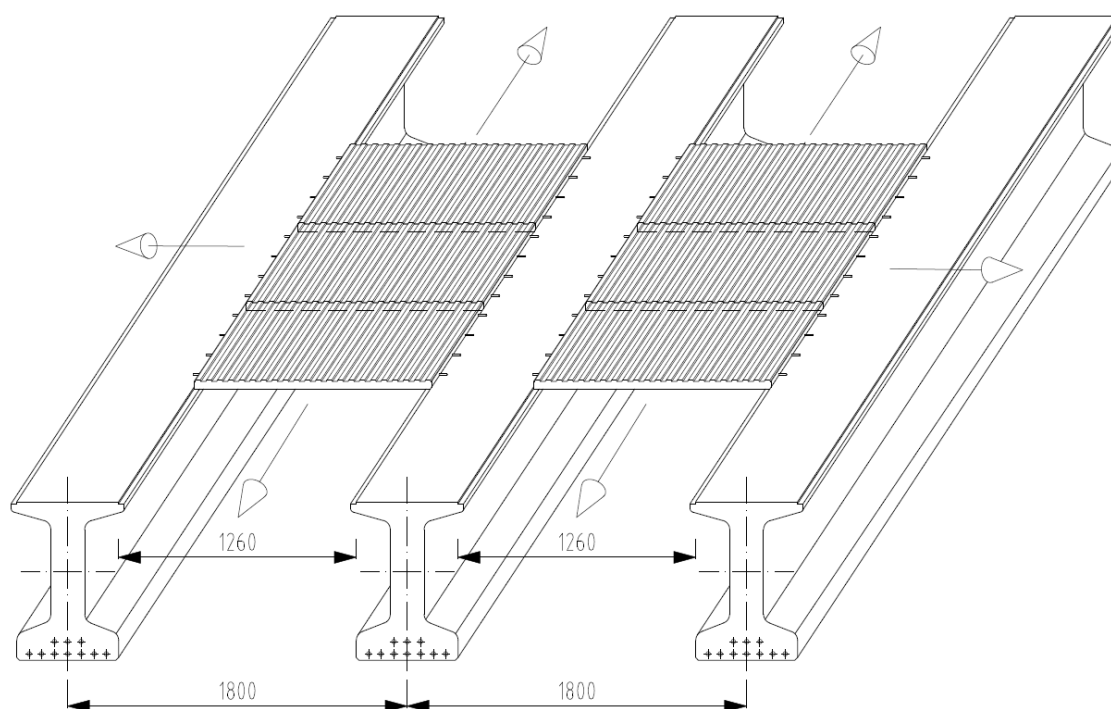
Jedným z najpodstatnejších dôvodov, prečo bežné, konštrukčne jednoduché spôsoby vytvorenia debnenia pre mostovkové dosky nemôžu byť používané ako stratené debnenie, boli požiadavky Národnej diaľničnej spoločnosti (NDS). V obsahu koncesionárskych zmlúv bolo stanovené, že pri realizácii mostovkovej dosky nie je možné použiť stratené debnenie. Spodný povrch mostovkovej dosky po jej zhotovení a v čase užívania musí byť súčasťou nosnej konštrukcie, aby pri plánovaných pravidelných obhliadkach bolo možné pozorovať zospodu priamo nosnú konštrukciu mostovkovej dosky. Vo veľa prípadoch zaužívaných spôsobov vyhotovenia strateného debnenia mali prvky menšiu hrúbku, a tým pádom aj ohybovú tuhosť v porovnaní s mostovkovou doskou. Bez vytvorenia účinného spriahnutia v kontaktnej ploche prvkov je tendencia k vzniku poklzu medzi nimi navzájom pôsobením šmykového napätia. Pri vzniku tohto javu by sa prípadné poruchy tela mostovkovej dosky nemuseli prejavovať a preukázať pri diagnostikách mostných konštrukcií.

Aktuálna situácia už aj v projekčnej sfére mostov bežne kladie vysoké nároky na ekonomické hľadisko a elimináciu realizačných nákladov. Cesta ako naplniť aj takéto nároky, vedie práve aj smerom využitia štíhlych betónových dosiek spriahnutých s mostovkou. Maximálne dovolené a navrhované rozpätia týchto dosiek dovoľujú preklenúť výrazne väčší priestor ako sú projekčne bežne zaužívané svetlé (osové) vzdialenosti hlavných predpätých nosníkov. Takáto možnosť vedie k úvahe o možnom redukovani počtu hlavných predpätých prefabrikovaných nosníkov mosta.

Štíhle betónové dosky teda vytvoria mostovkovej doske, ktorá je vystužená oceľovou betonárskou výstužou, plnohodnotnú ochranu voči korózii a predĺžia jej životnosť a prevádzkovú dobu bez dopredu plánovaných potrebných sanačných úprav. Návrhom špeciálnej úpravy horného povrchu štíhlych dosiek, o ktorej pojednáva jedna z nasledujúcich kapitol tejto práce, bolo dosiahnuté spriahnutie, ktorým bol zámer docieľiť, aby tento prvok spolupôsobil s mostovkovou ako jeden spriahnutý celok. Na preberaní ťahového napätia na spodnom povrchu bude mať výrazný príspevok aj GFRP výstuž.



Obr. 1.1 Betónové dielce s funkciou strateného debnenia vystužené betonárskou výstužou



Obr. 1.2 Štíhle betónové dosky uložené na hlavných predpätých nosníkoch mosta pred nadbetónovaním mostovkovej dosky



Obr. 1.3 Riešenie debnenia mostovkovej dosky veľkoformátovými cemento-vláknitými doskami (1-2 cm) bez účinku spolupôsobenia s mostovkou, svetlá vzdialenosť prírub hl. nosníkov 0,6 m

1.1 Prvá referenčná séria štíhlych betónových dosiek [42]

Od roku 2018 aktívne prebieha na Slovenskej technickej univerzite v Bratislave, katedre betónových konštrukcií a mostov experimentálne overovanie a analýza štíhlych betónových dosiek vystužených GFRP výstužou, ktorej som sa venoval spolu s Ing. Adriánom Valašíkom, PhD., ktorý riešil túto problematiku ako podstatu svojho vedeckého bádania. Predmetom riešenia bola 1. séria štíhlych betónových dosiek (ďalej len „SBD-I“) s nepredpätou a taktiež predpätou výstužou (predpätý variant nie je predmetom tejto práce, bude spomínaná iba v súvislosti s dlhodobým pôsobením zaťaženia, dotvarovaním a stratami napätia v priereze predpätej GFRP výstuže). Pri návrhu SBD-I sa uvažovalo, že SBD-I majú primárnu funkciu strateného debnenia bez úpravy povrchu a nezameriavala sa na spolupodielaní sa prenosu zaťaženia spolu s mostovkovou doskou. Môžeme teda konštatovať, že zámer SBD-I bol vytvoriť prvky strateného debnenia ako referenčnú sériu, najmä pre overenie medzných stavov únosnosti a používateľnosti počas I. fázy (pred a počas betonáže monolitckej mostovkovej dosky).

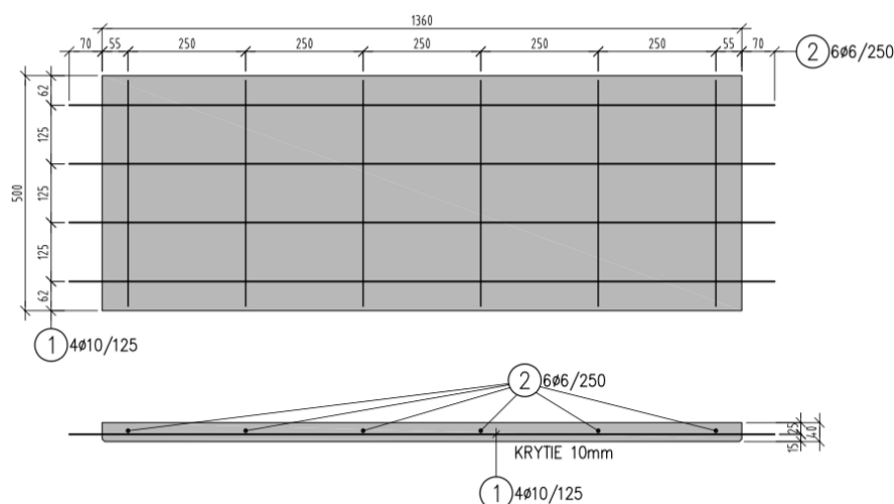
Zámer využitia prvkov SBD-I, ako stratené debnenie definuje druhy zaťažení, ktoré budú pôsobiť na prvok počas doby I.fázy, v ktorej musia plniť požiadavky na únosnosť a používateľnosť. Doba pôsobenia zaťažení je od uloženia prvku na hlavné nosníky mosta až po vybetónovanie a nadobudnutie tuhosti mostovkovej dosky, kde sa do únosnosti prvky strateného debnenia SBD-I už nezapočítavajú.

1.1.1 Geometria prvkov I. série a uvažované zaťaženia

Pre medzné stavy únosnosti a používateľnosti bolo potrebné poznať najnepriaznivejšie kombinácie zaťažení, do ktorých vstupujú tri zaťažovacie stavy. Prvým zaťažovacím stavom, radiacim sa k stálým zaťaženiám, je vlastná tiaž prvku s rozmermi $1,36\text{m} \times 0,5\text{m} \times 0,04\text{m}$ - Obr. 1.4.

Počas realizácie mostovkovej dosky pribudnú ďalšie dva zaťažovacie stavy. Pre tiaž mostovkovej dosky bola uvažovaná hodnota zaťaženia pri výške jej prierezu 250 mm a objemovej hmotnosti čerstvej betónovej zmesi 26kN/m^3 (so zohľadnením hromadenia) plošné zaťaženie $6,5\text{kN/m}^2$.

Tretím zaťažovacím stavom, ktorý sa radí k premenným zaťaženiám, je vlastná tiaž pracovníka pri spracovaní betónovej zmesi mostovkovej dosky. Uvažovaná bola osoba hmotnosti 100kg, čo tvorí silu v strede rozpätia prvku s hodnotou 1kN. Pri každom zo zaťažovacích stavov uvažujeme s krátkodobým charakterom pôsobenia.



Obr. 1.4 Geometria štíhlych betónových dosiek I. série SBD-I [42]

Tab. 1.1 Prehľad zaťažení pôsobiacich na prvok SBD-I v I.fáze

Zaťaženie	Charakteristická hodnota zaťaženia	γ	Návrhová hodnota zaťaženia
Vlastná tiaž dosky	1 kN/m ²	1,35	1,35 kN/m ²
Tiaž čerstvého betónu	6,50 kN/m ²	1,35	8,78 kN/m ²
Tiaž pracovníka	1,00 kN	1,50	1,50 kN

Pre návrh rozmerov prvku a výstuže boli smerodajné najmä medzné stavy používateľnosti. Pre správny návrh a vytvorenie prvku bolo potrebné uvažovať presnú návrhovú plochu výstuže s jej prislúchajúcou účinnou výškou, poznať napätia vo výstuži pri jednotlivých hladinách zaťaženia, rozmery prierezu prvku, rozpätie a v neposlednom rade stredné hodnoty materiálových charakteristík GFRP výstuže a betónu (pevnosť betónu v ťahu). Tieto vstupné parametre majú ťažiskovú hodnotu pre analytické vyhodnotenie priehybu pri jednotlivých zaťažovacích hladinách a momentu na medzi vzniku trhlin.

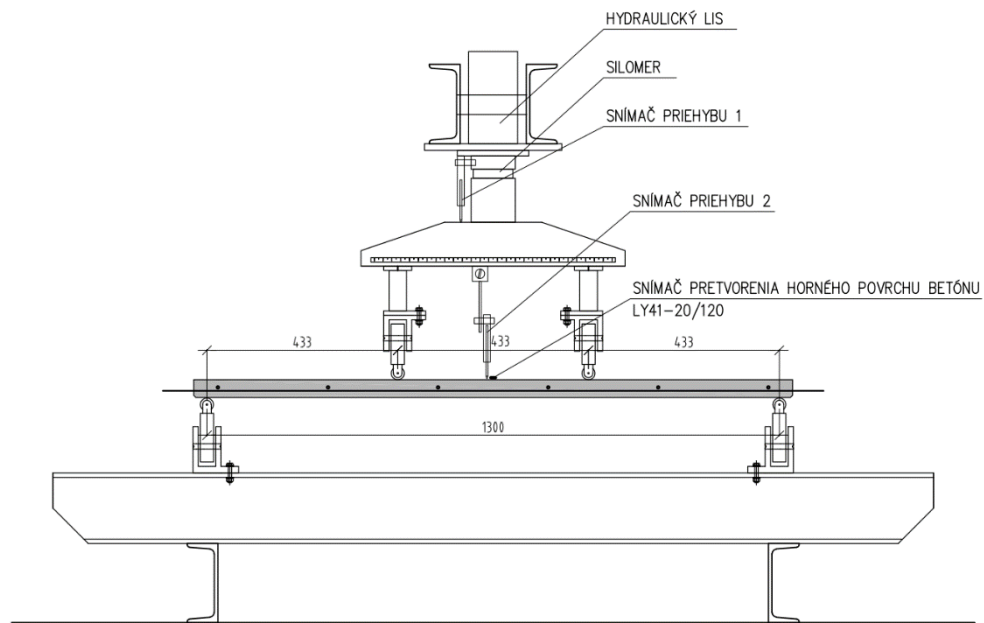
Navrhnutou geometriou a vystužením prvku bola snaha doceliť predpokladané hodnoty priehybu počas experimentu a overiť hladinu zaťaženia na medzi vzniku trhlín na spodnom povrchu prvku. Vzhľadom na pôsobenie vlhkosti vonkajšieho prostredia, ktoré ovplyvňuje GFRP výstuž, bolo zámerom, aby sa trhliny na spodnom povrchu prejavili až po prekročení charakteristickej hodnoty kombinácie zaťaženia, s čím súvisel najmä zvolený druh použitej receptúry betónu a jeho výsledná ťahová pevnosť.

1.1.2 Experimentálne overovanie

Štíhle betónové dosky (SBD-I) sa experimentálne overovali uložené ako prostý nosník s teoretickým rozpätím 1300 mm. Staticky boli prosto podopreté. Z I. série bolo odskúšaných 6 prvkov 4-bodovou zaťažovacou skúškou, pričom zaťaženie bolo v tretinách rozpätia. Počas priebehu každého jedného prvku boli sledované údaje o zaťažovacej hladine, priehybe a pomernom pretvorení na hornom povrchu betónu. Zaťažovanie prebiehalo v zaťažovacích stupňoch. V prvom stupni sa každý z prvkov zaťažil z nulovej hladiny zaťaženia na hodnotu návrhového zaťaženia. Následne sa prvok odľahčil späť na nulovú silu. V druhom stupni sa prvok zaťažoval v rovnakom časovom slede, no v momente dosiahnutia návrhovej hladiny zaťaženia zaťažovanie pokračovalo až do dosiahnutia sily porušenia. Porušenie nastalo rozdrvením betónu.

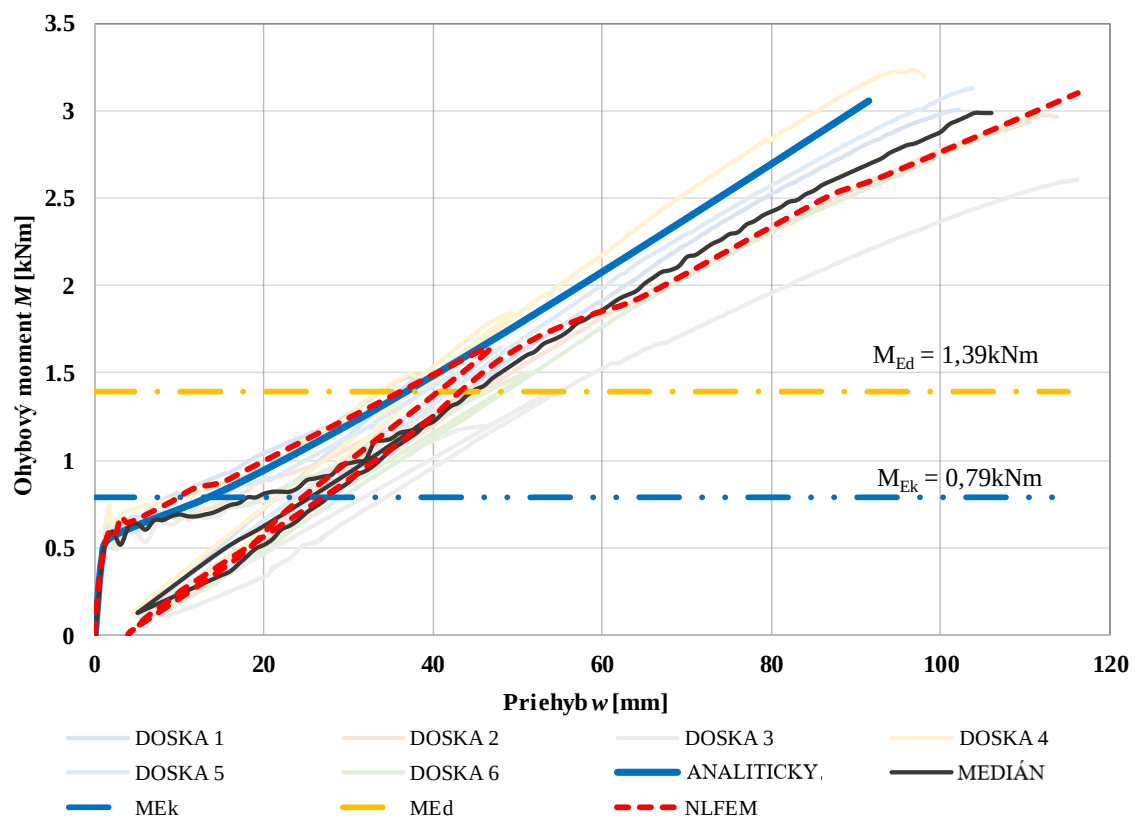


Obr. 1.5 Experimentálne nastavenie zostavy a porušenie prvku SBD-I [42]



Obr. 1.6 Experimentálne nastavenie zostavy – schéma [42]

1.1.3 Vyhodnotenie experimentu a porovnanie s analýzou



Graf 1.1 Závislosť priehybu od ohybového momentu prvku – porovnanie s analýzou [42]

Na základe analýz, experimentálneho programu a zo získaných výsledkov zdroj [42] uvádza, že použitie prvkov SBD-I počas I. fázy realizácie mostovkovej dosky z hľadiska medzných stavov únosnosti, no najmä rozhodujúcej používateľnosti sú vhodným riešením pre účel strateného debnenia bez dodatočnej nosnej funkcie.

2 Ciele dizertačnej práce

Na základe informácií a poznatkov dizertačnej práce, ale aj experimentov realizovaných u nás či v zahraničí a štúdiu z rôznych zdrojov odbornej literatúry, je zámerom tejto práce navrhnúť vhodnú úpravu spriahnutia a overiť šmykovo-klznú odolnosť kontaktnej plochy ďalšej upravenej série SBD-II prvkov a mostovkovej dosky pri maximálnych možných šmykových napätiach od zaťaženia na spriahnutý prvok. Z tohto dôvodu boli stanovené ciele tejto dizertačnej práce, ktorá má analýzou a experimentálnym programom vniesť do tejto problematiky svetlo a začleniť takýto druh konštrukcií do praxe.

Ciele a úlohy dizertačnej práce :

- Návrh povrchovej úpravy ďalšej série štíhlych betónových dosiek SBD-II pre zámer spriahnutia s mostovkovou doskou.
- Overenie spriahnutia štíhlych betónových dosiek s nadbetónovanou mostovkovou pod statickým zaťažením do porušenia.
- Nelineárna analýza vzoriek experimentu v softvéri ATENA.
- Overenie únavovej odolnosti navrhnutého spriahnutia počas cyklického zaťažovania.
- Overenie SBD-II s nadbetónovanou mostovkovou pod statickým zaťažením do porušenia po završení cyklického zaťažovania.

3 Priebeh experimentálneho overovania

Po návrhu a vybetónovaní experimentálnych vzoriek a vyhodnotení ich materiálových parametrov dvoch druhov použitých betónových zmesí v rôznom čase a dvoch druhov výstuže bol ďalší postup stanovený započatím nelineárnej analýzy a experimentálneho programu.

Prvým plánovaným krokom experimentálneho programu bolo vykonať na troch experimentálnych prvkoch statické zaťažovacie skúšky postupným zaťažovaním silou až do medzných stavov porušenia. Po statických zaťažovacích skúškach bol vypracovaný FEM-model v softvéri ATENA 3D s presnými nameranými materiálovými parametrami pre porovnanie očakávaných napätí vo výstuži a pretvorení v betóne. Po ukončení skúšok experimentálnych vzoriek v laboratóriách boli výsledky vyhodnotené a porovnané s numerickou analýzou.

Na základe poznania správania sa experimentálneho prvku a jeho spôsobu porušenia zo statických skúšok, napätí vo výstuži z nelineárnej analýzy a pretvorení betónu z tenzometrie sme stanovili prípustné hranice rozkmitu sily pre druhú časť experimentálneho programu – cyklické zaťažovanie. Pri návrhu spodnej sily a amplitúdy sily boli okrem síl, ktoré korešpondujú s únavovými zaťažovacími modelmi pre mosty, zohľadnené aj možnosti predčasného porušenia na únavu prvku šmykom alebo prekročení únavovej odolnosti ocelevej výstuže a GFRP výstuže počas cyklického zaťažovania.

Cyklickému zaťažovaniu boli vystavené dva spriahnuté experimentálne prvky. Primárnym bodom sledovania bolo pozorovať a vyhodnocovať tendenciu poklzu, resp. oddelenia sa spriahnutých betónových vrstiev, čo je predmetom tejto práce. Po odkmitaní predpísaného počtu kmitov navrhnutým cyklickým zaťažením bol zaznamenaný a popísaný stav porušenia prvkov.

Po cyklickom zaťažovaní experimentálnych prvkov nasledovali dodatočné statické zaťažovacie skúšky ako posledný krok experimentálneho programu. Ich účelom bolo pozorovať rozdielny spôsob chovania sa miery porušenia prvkov pri statickom zaťažovaní oproti prvkom, ktoré cyklicky zaťažované neboli.

4 Experimentálny program

4.1 Experimentálne overovanie prvkov pod statickým zaťažením

Experimentálne statické skúšky prebehli v centrálnych laboratóriách Stavebnej fakulty v Trnávke. Pre overovanie prvkov pod statickým zaťažením boli vyhradené 3 experimentálne prvky spriahnutej mostovkovej dosky. Po statických skúškach boli taktiež vyhodnocované skúšobné telesá betónov (18+18), ktoré boli vyhotovené súbežne s betonážou štíhlych betónových dosiek a nadbetónávky. Parametre týchto skúšobných telies boli vyhodnotené vo vyššie preberaných kapitolách materiálových parametrov. Zaťažovanie 1. vzorky prebehlo 3.6.2020; 2. vzorky 11.6.2020 a 3. vzorky 18.6.2020, čo predstavovalo časový odstup od betonáže nadbetónovanej mostovkovej dosky 82 dní. Tento časový odstup mal predstavovať minimálny čas od betonáže mostovkovej dosky po uvedenie mostu do prevádzky, resp. po prvotné zaťažovacie testy mostnej konštrukcie.

Účel realizovania experimentálneho statického zaťažovania malo podstatnú referenčnú hodnotu pre nastavenie rozsahov napätí a hladín zaťažovania pre ďalej plánované cyklické overovanie experimentálnych prvkov, či už v otázkach únavy prvku na šmyk alebo prekročenia únavovej odolnosti jednej z využitých druhov výstuže. Súlad s priebehom skúšky, dosiahnutím medze porušenia experimentálnych prvkov a výstupov z numerických nelineárnych modelov bol významný pre ďalšie napredovanie v experimentálnom programe, a to v dynamickej časti.

Pre statickú skúšku bola vyhotovená experimentálna zaťažovacia zostava pre osadenie prvku s navrhovaným teoretickým rozpätím 1200 mm. Prvok bol proste podopretý. Nastavenie zostavy bolo skonštruované pre trojbodovú zaťažovaciu skúšku z dôvodu priebehu priečnych síl na doske, ktoré podnecujú pre poklzy a stratu odolnosti spriahnutia. Rám, v ktorom bolo trojbodové osadenie vzorky, bol kotvený do základovej dosky. Dolné priečle rámu boli konštrukčnými prvkami pre uchytenie podpier a horná priečľa slúžila ako pevný prvok pre výsun lisu počas zaťažovania Obr.7.1.

4.2 Vyhodnotenie experimentálnych prvkov pod statickým zaťažením

Priebeh experimentálnej skúšky, prebehol na troch experimentálnych staticky zaťažovaných vzorkách podľa zaťažovacích krokov. Z nulovej hladiny zaťaženia bol prvok cez 18 zaťažovacích krokov zaťažovaný až do medze porušenia.

Porušenie 1. vzorky S1



Obr. 4.2 Porušenie vzorky S1 – zadná strana



Obr. 4.3 Porušenie vzorky S1 – predná strana



Obr. 4.4 Rozvoj trhlín S1 - spodný povrch



Obr. 4.5 Porušenie prvku S1 pri podpere – spodný povrch

K porušeniu experimentálneho prvku **S1** došlo šmykovým zlyhaním pri sile **248 kN** a hodnote maximálnej deformácie **8.11 mm**. Z vyhodnotenia snímačov dráhy 4 - 7, vyznačených línií priečne na kontaktnú plochu pri podperách a vizuálnej kontrole nedošlo k výraznému náznaku poklzu alebo oddelenia medzi prvkami betónovanými v rôznom čase. K oddeleniu došlo len v mieste križovania kontaktnej plochy prvkov so šikmou šmykovou trhlinou, a to na maximálnej dĺžke jedného zuba.

Porušenie 2. vzorky S2



Obr. 4.6 Porušenie prvku S2 – predná strana



Obr. 4.7 Porušenie prvku S2 – zadná strana



Obr. 4.8 Detail porušenia prvku S2 – zadná strana



Obr. 4.9 Porušenie prvku S2 – spodný povrch

K porušeniu experimentálneho prvku S2 došlo šmykovým zlyhaním pri sile **260 kN** a hodnote maximálnej deformácie **12.00 mm**. Z vyhodnotenia snímačov dráhy 4 - 7, vyznačených línií priečne na kontaktnú plochu pri podperách a vizuálnej kontrole nedošlo k výraznému náznaku poklzu alebo oddelenia medzi prvkami betónovanými v rôznom čase. K oddeleniu došlo len v mieste križovania kontaktnej plochy prvkov so šikmou šmykovou trhlinou, a to na maximálnej dĺžke jedného zuba.

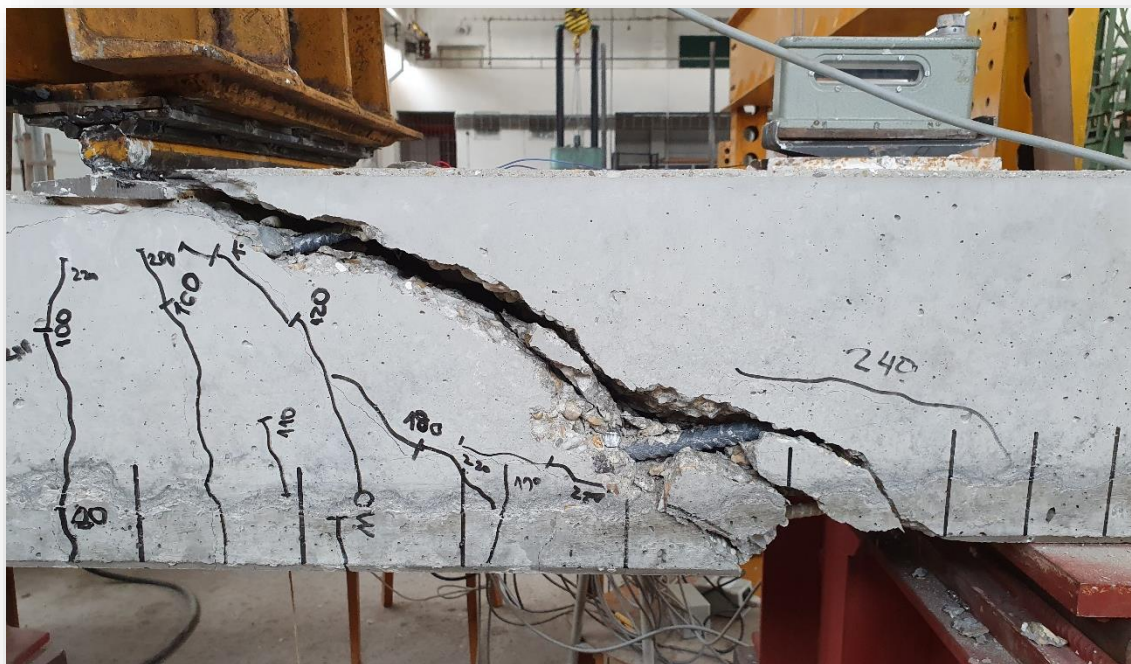
Porušenie 3. vzorky S3



Obr. 4.10 Porušenie prvku S3 – predná strana



Obr. 4.11 Porušenie prvku S3 – zadná strana

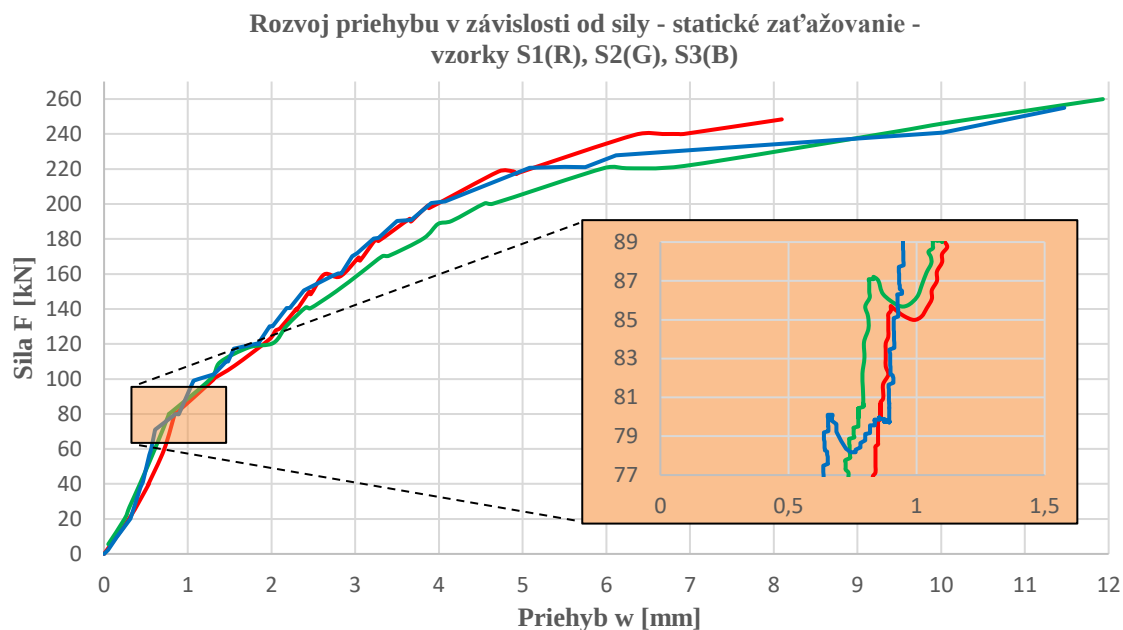


Obr. 4.12 Detail porušenia prvku S3 – predná strana



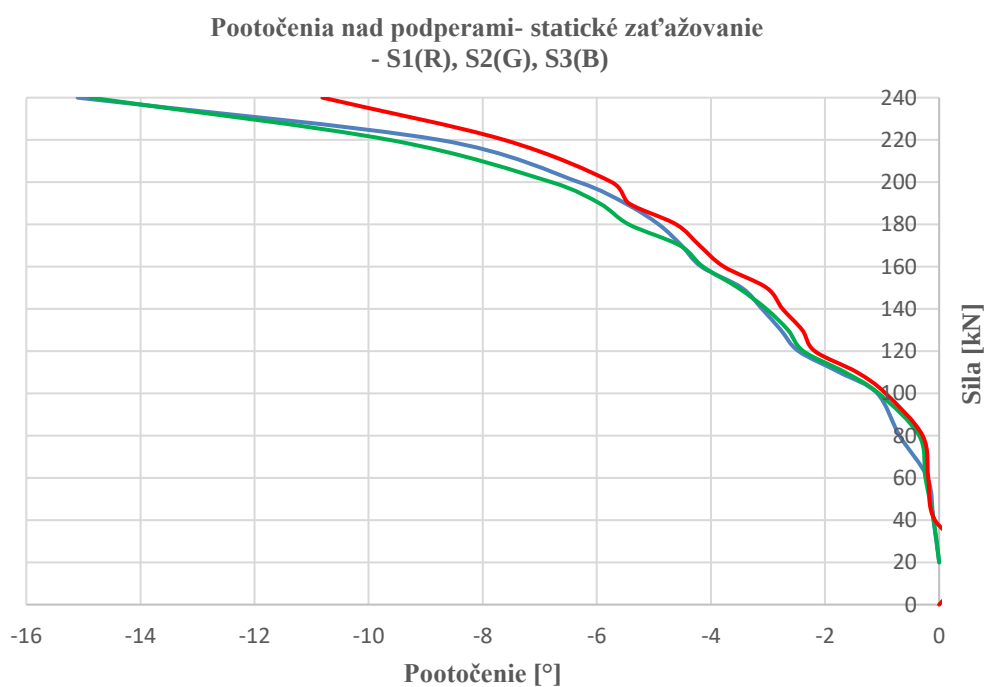
Obr. 4.13 Porušenie prvku S3 – spodná strana

K porušeniu experimentálneho prvku **S3** došlo šmykovým zlyhaním pri sile **255 kN** a hodnote maximálnej deformácie **11.40 mm**. Z vyhodnotenia snímačov dráhy 4 - 7, vyznačených línií priečne na kontaktnú plochu pri podperách a vizuálnej kontrole nedošlo k výraznému náznaku poklzu alebo oddelenia medzi prvkami betónovanými v rôznom čase. K oddeleniu došlo len v mieste križovania kontaktnej plochy prvkov so šikmou šmykovou trhlinou, a to na maximálnej dĺžke jedného zuba.



Graf 4.1 Závislosť priehybu od pôsobiacej sily vyvolávajúcu lis

Graf 4.1 predstavuje pracovný diagram F/w poukazujúci na správanie experimentálnych prvkov S1, S2 a S3 počas zaťažovania. Prvky počas experimentálneho overovania preukázali zhodné správanie aj pri zohľadnení okamihu zmeny ohybovej tuhosti a rozvoja nelineárneho správania sa po začiatku rozvoja trhlín.



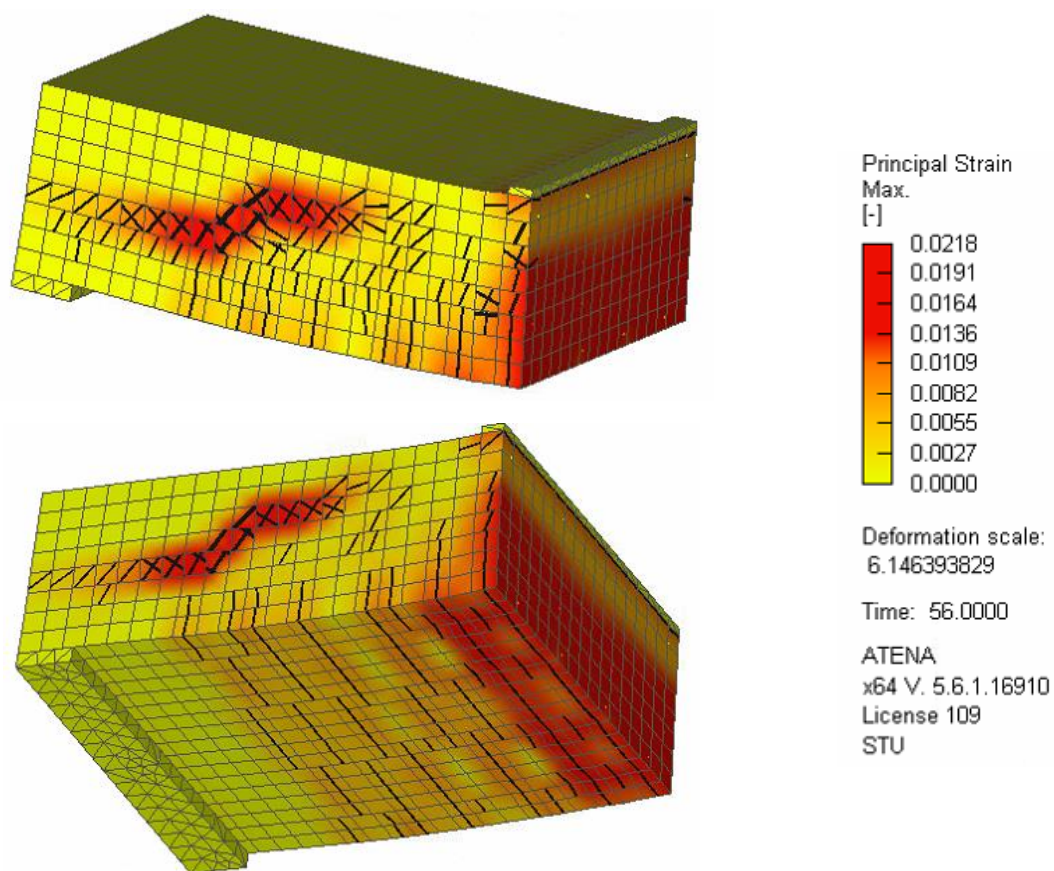
Graf 4.2 Priemerné hodnoty pootočenia prvkov S1, S2 a S3 nad podperami

Tab. 4.1 Sumarizácia výsledkov porušenia prvkov S1,S2 a S3 - statické skúšky

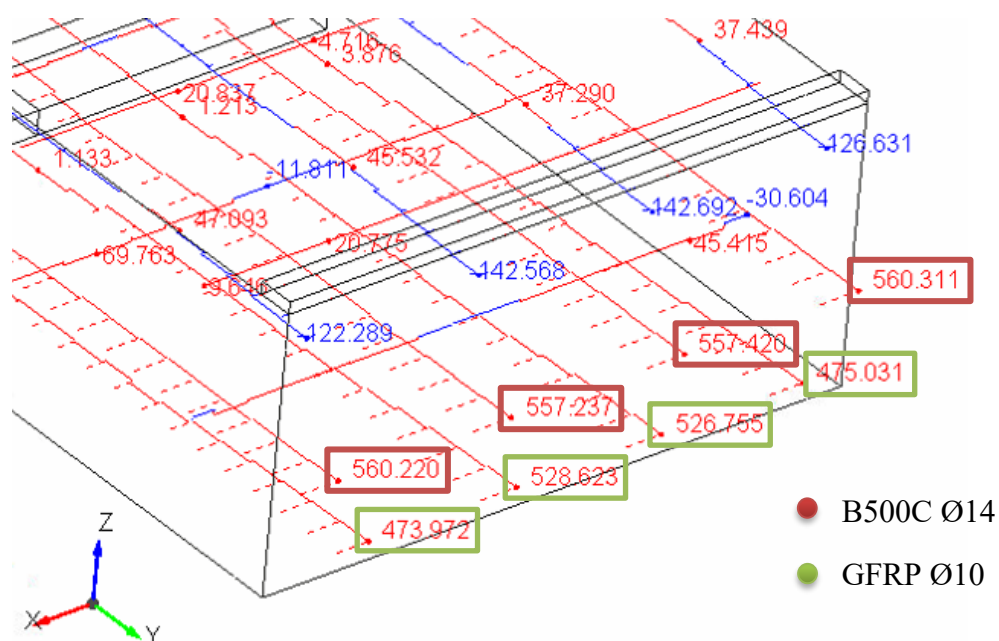
Č. vzorky	Sila pri porušení F_r [kN]	Prieťah pri porušení w_r [MPa]	Max. šírka trhlíny s_r [mm]	Pootočením pri podperách α [°]	Pretvorenie pri porušení ϵ_r [-]
S1	248	8.11	1.0	-10.81°	1.277
S2	260	12.00	1.0	-14.69°	1.454
S3	255	11.40	0.9	-15.10°	1.423
Priemer	254 kN	10.50 mm	0,97 mm	-13.50°	1.368

- * Hodnota s_r je uvedená ako maximálna hodnota šírky trhlíny pre posledný zaťažovací krok pred úplným porušením prvku.
- * Hodnota α je uvedená ako maximálne priemerné pootočenie prvku nad podperou pre posledný zaťažovací krok pred úplným porušením prvku.

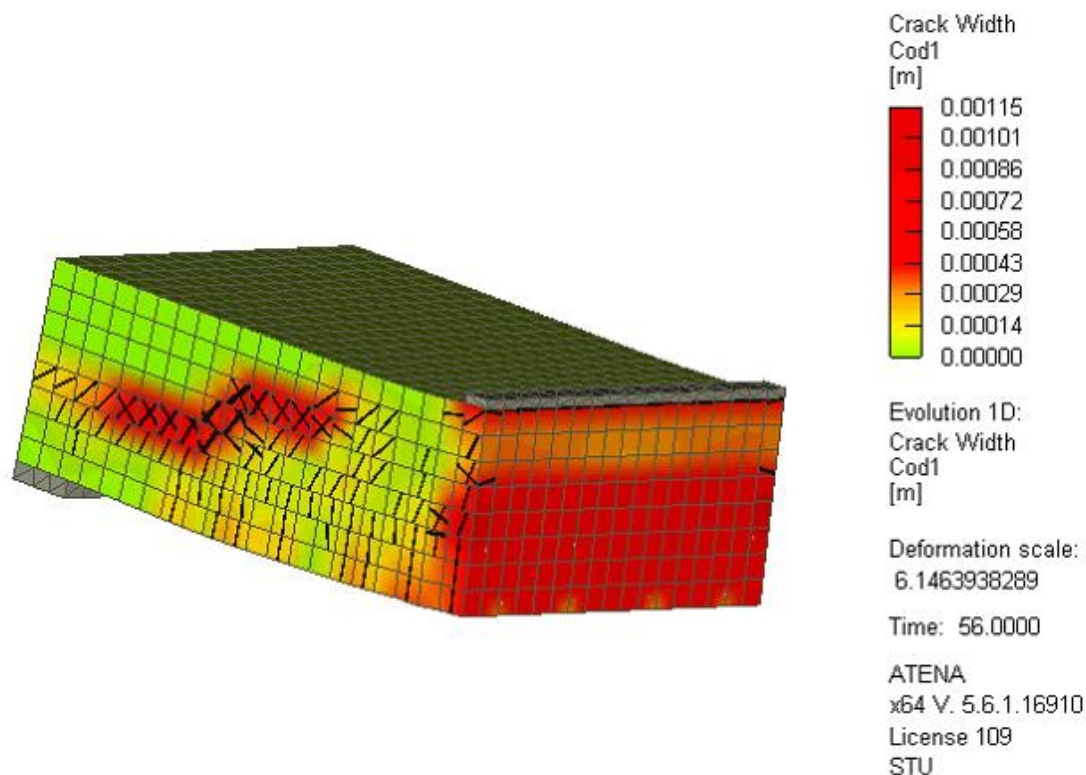
4.3 Nelineárna analýza



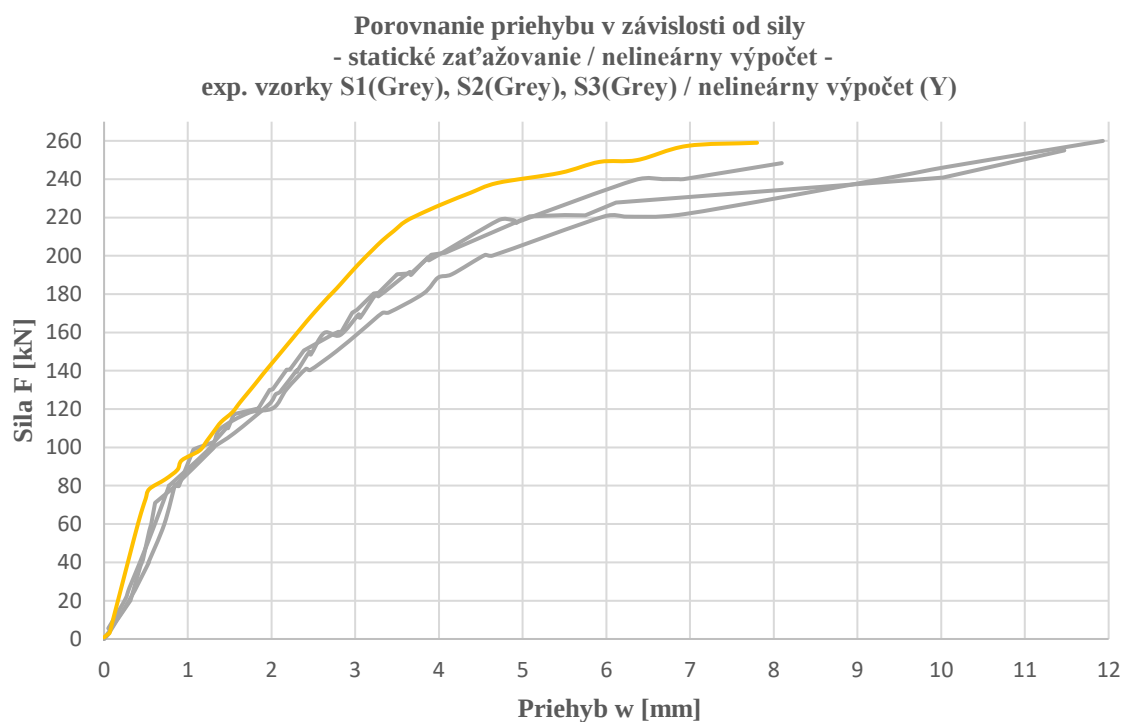
Obr. 4.14 Pretvorenia v betóne a rozvoj trhlín



Obr. 4.15 Napätia vo výstuži v momente porušenia prvku (MPa)



Obr. 4.16 Šírka trhlín pred okamihom krehkého šmykového porušenia



Graf 4.3 Porovnanie závislosti F/w medzi nelineárnym výpočtom a experimentom

Tab. 4.2 Vyhodnotenie okamihu porušenia z nelineárneho modelu

Č. vzorky	Sila pri porušení F_r [kN]	Prieťah pri porušení w_r [MPa]	Max. šírka trhliny s_r [mm]
Model	259 kN	7.80 mm	1,15 mm

* Hodnota s_r je uvedená ako maximálna hodnota šírky trhliny pre posledný zaťažovací krok pred úplným porušením prvku.

Pomocou overených materiálových parametrov, zadanej geometrie prvku, zadaného krokovania zaťaženia silou v nelineárnom výpočte a jeho výstupov sa dospelo k porovnaniu s experimentálnymi výstupmi. Podobnosť týchto výsledkov, no najmä hodnoty porušenia prvku šmykom je výrazná. Hodnota sily, pri ktorej dochádza k šmykovému porušeniu prvku pri silovom zaťažení, preukázala zhodu s nelineárnou analýzou. Minimálne odchýlky vznikli v hodnotách deformácie prvku – prieťahu. Tieto minimálne odchýlky pripisujem jemne pružnejšiemu správaniu priečle experimentálnej zostavy na základe zistení a porovnania ďalších statických skúšok po dynamickom zaťažovaní na omnoho tuhšom ráme. Statické skúšky po cyklickom zaťažovaní budú predmetom ďalších kapitol.

4.4 Šmykovo-klzné napätia na kontaktnej ploche vrstiev

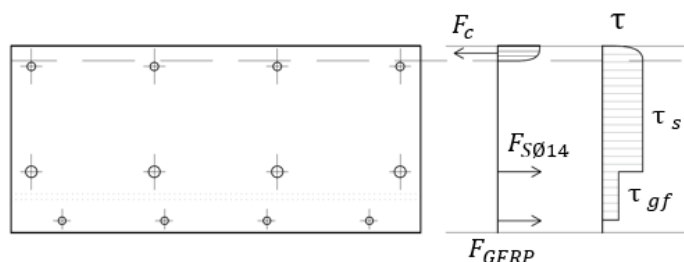
Aj napriek konštatovaniu v kapitole 4.2, kde formát STN EN 1992-2 (navrhovanie betónových mostov) [57] predpisuje úplne redukovať príspevky adhézie (pričom pre príspevok trenia platí $\sigma_n = 0$ MPa) pre stanovenie šmykovo-klznej odolnosti spriahnutí zaťažených dynamickými účinkami, boli vyhodnotené hodnoty šmykovo-klzného napätia v úrovni zazubeného spriahnutia, teda na kontaktnej ploche betónových vrstiev.

Tab. 4.3 Vyhodnotenie šmykovo-klzného napätie počas zaťažovania

ŠMYKOVO-KLZNÉ NAPÄTIE NA KONTAKTNEJ PLOCHE VRSTIEV τ_{gf}					
Priečna sila [kN]	Šmykové napätie [kPa]	Priečna sila [kN]	Šmykové napätie [kPa]	Priečna sila [kN]	Šmykové napätie [kPa]
0	0	60	103,212	120	438,757
10	17,105	70	120,572	127	501,624
20	34,245	80	137,986	130	528,749
30	51,422	90	178,849	140	620,159
40	68,640	100	263,177	150	713,730
50	85,903	110	350,141	160	811,038

Hodnoty šmykovo-klzných napätí vyvolaných priečnymi silami vyššími ako je priečna sila porušenia prvku (127 kN) pri statickom zaťažovaní silou, boli vyhodnotené až do úrovne zaťaženia, ktoré by vyvolalo ohybové zlyhanie prekročením medzného pretvorenia 3,5 ‰ v tlačenej oblasti betónu (331 kN v lise; $\sigma_{gfrp,331kN} = 1022$ MPa), bez uváženia porušenia prvku šikmou trhlinou.

V prípade, že by sme neuvažovali s redukciou príspevku adhézie stanovenej normou, šmykovo-klzná odolnosť by bola vyčíslená na hodnotu 730 kPa ($\tau_{Rd} = c_a f_{ctd} = 0.5 \cdot 1460 \text{ kPa} = 730 \text{ kPa}$).



Obr. 4.17 Priebeh šmykovo-klzných napätí po výške prierezu pred porušením prvku

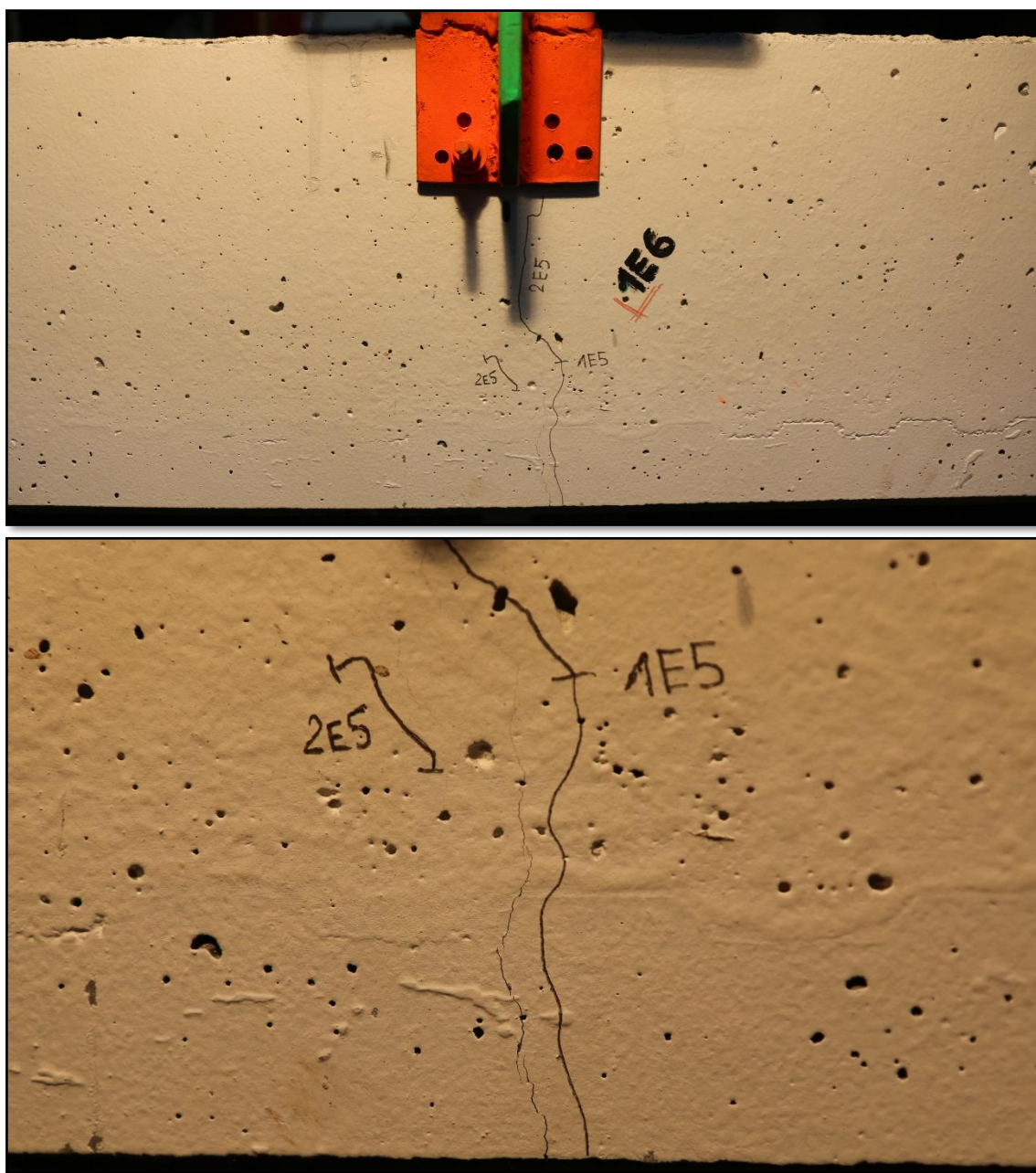
4.5 Zhodnotenie experimentu a nelineárnej analýzy

Na základe zistených experimentálnych a výpočtových údajov je možné konštatovať nasledovné :

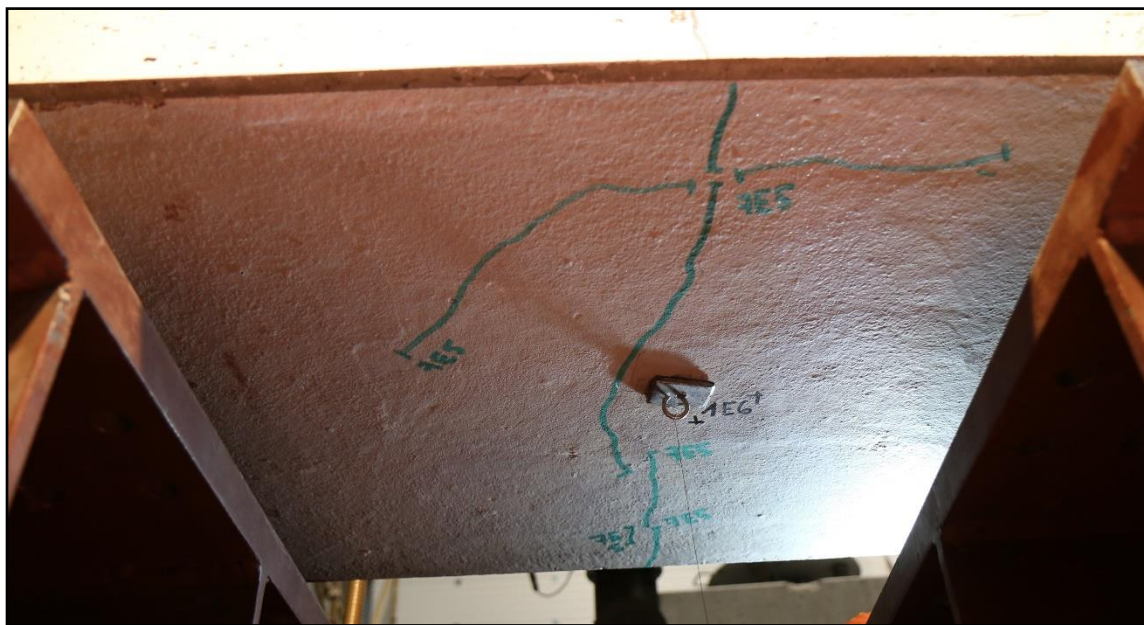
- ▶ Vo všetkých troch experimentálnych prípadoch bol jasne preukázaný totožný spôsob šmykového porušenia prvkov pri pôsobiacej sile s odchýlkou 2,36 % .
- ▶ Nelineárny výpočet preukázal hodnotu sily porušenia v porovnaní s priemernou hodnotou sily porušenia experimentálnych prvkov s odchýlkou 1,97 % .
- ▶ Tesne pred šmykovým porušením prvku je prekročená medza klzu oceleovej výstuže a začínajú nastávať plastické pretvorenia.
- ▶ Maximálne dosiahnuté ťahové napätie vo výstuži GFRP bolo na úrovni 50,48 % z ťahovej pevnosti výstuže.
- ▶ Počas priebehu statického zaťažovania nebol preukázaný žiadny náznak porušenia súdržnosti medzi betónom a GFRP ani oceľovou výstužou.
- ▶ V modelovej situácii realizácie mostovkovej dosky o hrúbke 180 mm, rovnakého rozpätia a okrajových podmienok by bez použitia SBD prvkov s využitím alternatívneho debnenia bez ďalšej nosnej funkcie by nedochádzalo k rovnakému druhu porušenia pri zlyhaní. Mostovková doska s totožným stupňom vystuženia oceľovou výstužou o hrúbke 180 mm by nezlyhala šmykovým, ale ohybovým porušením – prekročením ťahovej pevnosti ocele.
- ▶ Experimentálne merania a rozvoj trhlín jasne preukázali, že úprava kontaktnej plochy SBD-II prvkov a nadbetónovanej mostovkovej dosky zabezpečuje úplnú odolnosť voči poklzu vrstiev pri celom priebehu statického zaťažovania.

Dynamicky zaťažovaný prvok D1

Rozkmit sily	:	50 kN (10kN – 60 kN)
Počet vykonaných cyklov	:	$N = \log 6 = 1E6$
Frekvencia zaťažovania	:	5 Hz
Minimálny potrebný čas	:	55,555 hodín (2,314 dňa)
Rozkmit napätia vo výstuži B500C	:	138.81 MPa
Rozkmit napätia vo výstuži GFRP	:	62.1 MPa
Vznik trhliny počas zaťažovania	:	$N = \sim 36\,000$



Obr. 4.18 Stav poškodenia prvku D1 po 1E6 zaťažovacích cykloch

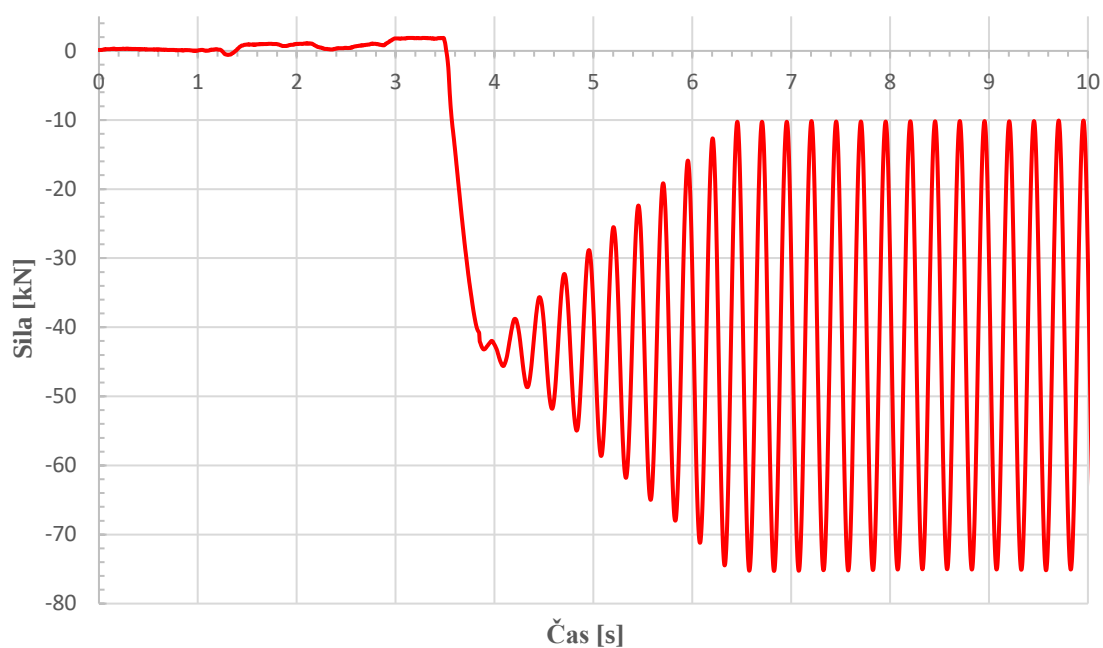


Obr. 4.19 Stav poškodenia spodného povrchu prvku D1 po 1E6 zaťažovacích cykloch

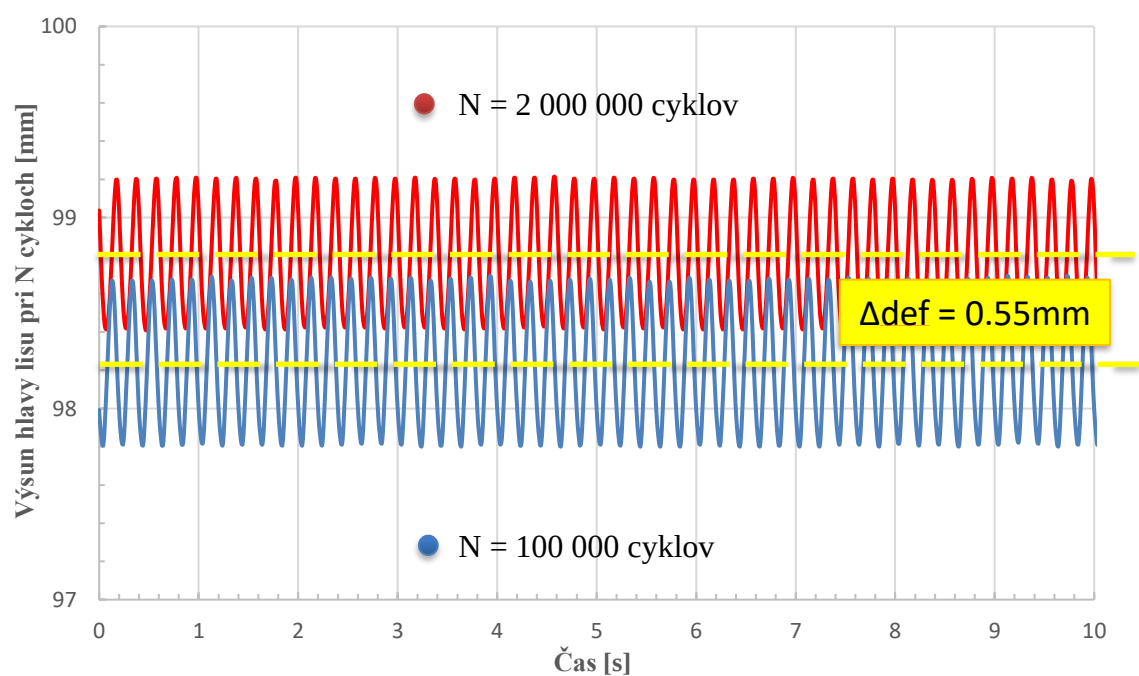
Počas priebehu cyklického zaťaženia sa pri 2E5 cykloch rozvoj trhlín zastavil a následne sa trhliny už ďalej nerozširovali až do dosiahnutia 1E6. Počas celej dynamickej skúšky sa spriahnutie preukázalo ako plnohodnotne spoľahlivé a nejavilo ani najmenšie náznaky porušenia.

Dynamicky zaťažovaný prvok D2

Rozkmit sily	:	65 kN (10kN – 75 kN)
Počet vykonaných cyklov	:	$N = \log 6.301 = 2E6$
Frekvencia zaťažovania	:	5 Hz
Minimálny potrebný čas	:	111,111 hodín (4,63 dňa)
Rozkmit napätia vo výstuži B500C	:	161 MPa
Rozkmit napätia vo výstuži GFRP	:	72.3 MPa
Vznik trhliny počas zaťažovania	:	$N = \sim 31\,000$

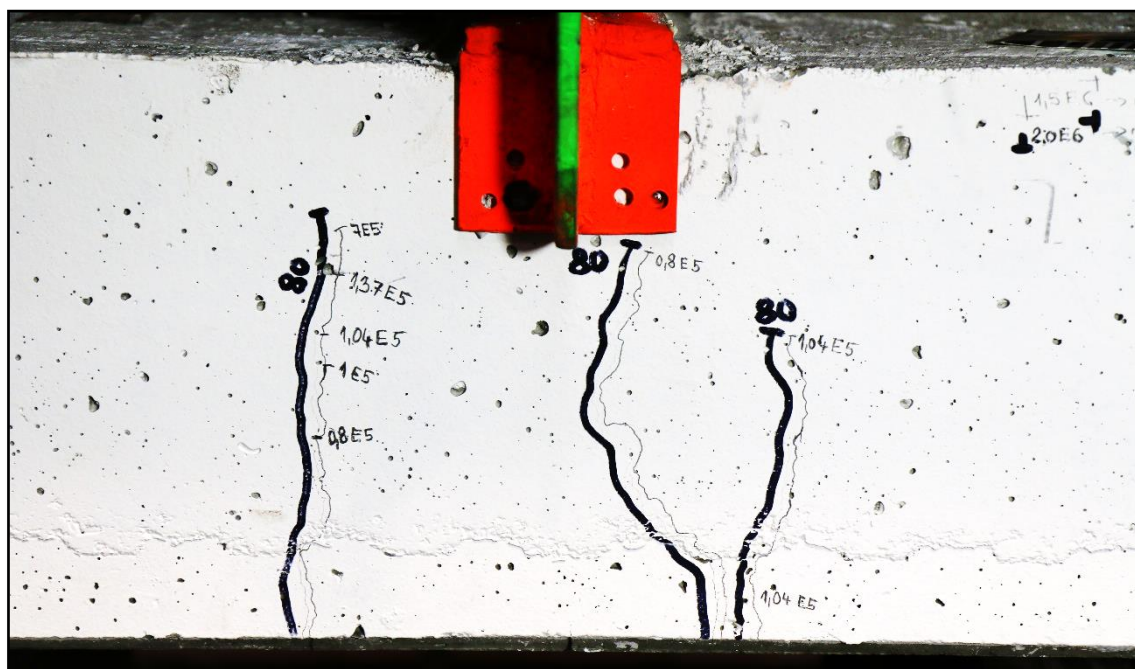


Graf 4.4 Nábeh cyklického zaťaženia na prvok D2



Graf 4.5 Rozdiel priehybu prvku D2 v strede rozpätia pri 1E5 a 2E6 cykloch

PREDNÉ LÍCE EXPERIMENTÁLNEHO PRVKU D2 PO 2E6 CYKLOCH

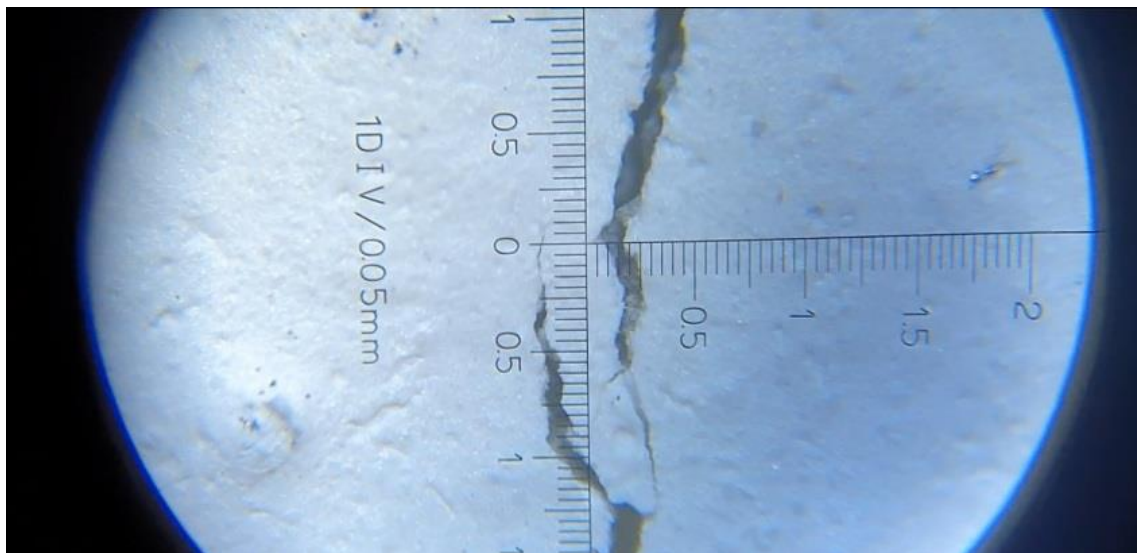


Obr. 4.20 Stav poškodenia prvku D2 po 2E6 zaťažovacích cykloch

ZADNÉ LÍCE EXPERIMENTÁLNEHO PRVKU D2 PO 2E6 CYKLOCH



Obr. 4.21 Stav poškodenia prvku D2 po 2E6 zaťažovacích cykloch



Obr. 4.22 Maximálna šírka trhliny na prvku pri amplitúde 75 kN nad $N = 2E6$

Počas priebehu cyklického zaťaženia sa pri 7E5 cykloch rozvoj trhlín zastavil a následne sa trhliny už ďalej nerozširovali až do dosiahnutia 2E6. Maximálna šírka trhlíny nepresiahla hodnotu $w_{\max} = 0.15 \text{ mm}$. Počas celej dynamickej skúšky sa spriahnutie preukázalo ako plnohodnotne spoľahlivé a nejavilo ani najmenšie náznaky porušenia.

4.6 Experimentálne overenie spriahnutia statickým zaťažením do porušenia po cyklickom zaťažovaní

Po ukončení cyklického zaťažovania s predpísanými rozkmitmi a počtom cyklov sa pristúpilo k obdobným statickým skúškam, ako boli prevedené v úvode experimentálneho programu. Sledované parametre boli rovnaké ako aj v prípade prvkov v úvode programu. Meraný bol celkový prieťah prvku v strede rozpätia, pokľz v spriahnutí, pretvorenia v betóne na hornom povrchu a samotná zaťažovacia sila.

K zmene došlo v spôsobe postupného zaťažovania prvku. Pri prvých troch staticky porušených vzorkách S1, S2 a S3 došlo k náhlemu krehkému porušeniu šikmou trhlínou pri skoro totožnej pôsobiacej sile. Celý proces prebehol postupným zaťažovaním prvku silou v predpísaných krokoch. Pre prvky D1 a D2 po cyklickom zaťažovaní bola zvolená obmena zaťažovania. Zaťažovacie kroky boli rovnaké ako pri úvodných statických skúškach až po silu 180 kN. Následne bolo v prípade cyklicky odkmitaných prvkov D1 a D2 zaťažovanie zmenené na spôsob deformáciou. Toto rozhodnutie bolo

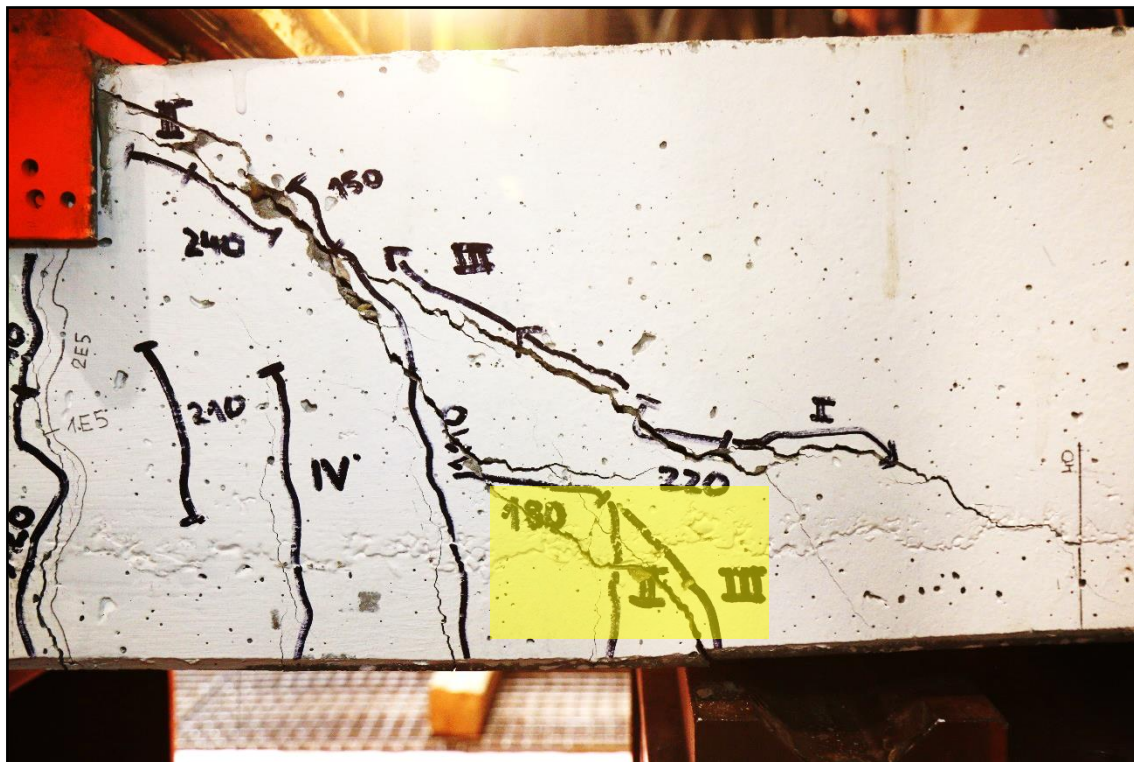
z dôvodu prerozdelenia energie v prvku po každom zaťažovacom kroku o predpísanej deformácii. Po každom kroku zaťaženia prvku deformáciou bol sledovaný nárast pôsobiacej sily vyvolanej krokom predpísanej deformácie. Následne sa čakalo na jej ustálenie po dobu 1 min. V prípade, že sila nebola ustálená po dobu 1. min, čakalo sa 5 min.

Tab. 4.4 Zaťažovacie kroky pre prvky D1,D2

POSTUPNOSŤ ZAŤAŽOVANIA PRVKU D1					
ZAŤAŽOVACÍ KROK – 20 kN		ZAŤAŽOVACÍ KROK – 10 kN		ZAŤAŽOVACÍ KROK – deformácia 0,3 mm	
č. kroku	maximálna dosiahnutá sila	č. kroku	maximálna dosiahnutá sila	č. kroku	deformácia [mm]
0	Vlastná tiaž	6	110	I (15)	0,3
1	20	7	120	II(16)	0,3
2	40	8	130	III(17)	0,3
3	60	9	140	IV(18)	0,3
4	80	10	150	V(17)	0,3
5	100	11	160	VI(18)	0,3
		12	170	VII(19)	0,3
		13	180	VIII(20)	0,3
				...	...
				XIV(36)	0,3
POSTUPNOSŤ ZAŤAŽOVANIA PRVKU D2					
ZAŤAŽOVACÍ KROK – 20 kN		ZAŤAŽOVACÍ KROK – 10 kN		ZAŤAŽOVACÍ KROK – deformácia 0,3-0,5 mm	
č. kroku	maximálna dosiahnutá sila	č. kroku	maximálna dosiahnutá sila	č. kroku	deformácia [mm]
0	Vlastná tiaž	6	110	I (15)	0,3
1	20	7	120	II(16)	0,3
2	40	8	130	III(17)	0,3
3	60	9	140	IV(18)	0,3
4	80	10	150	V(17)	0,5
5	100	11	160	VI(18)	0,5
		12	170	VII(19)	0,5
		13	180	VIII(20)	0,5
				...	...
				XVIII(30)	0,5

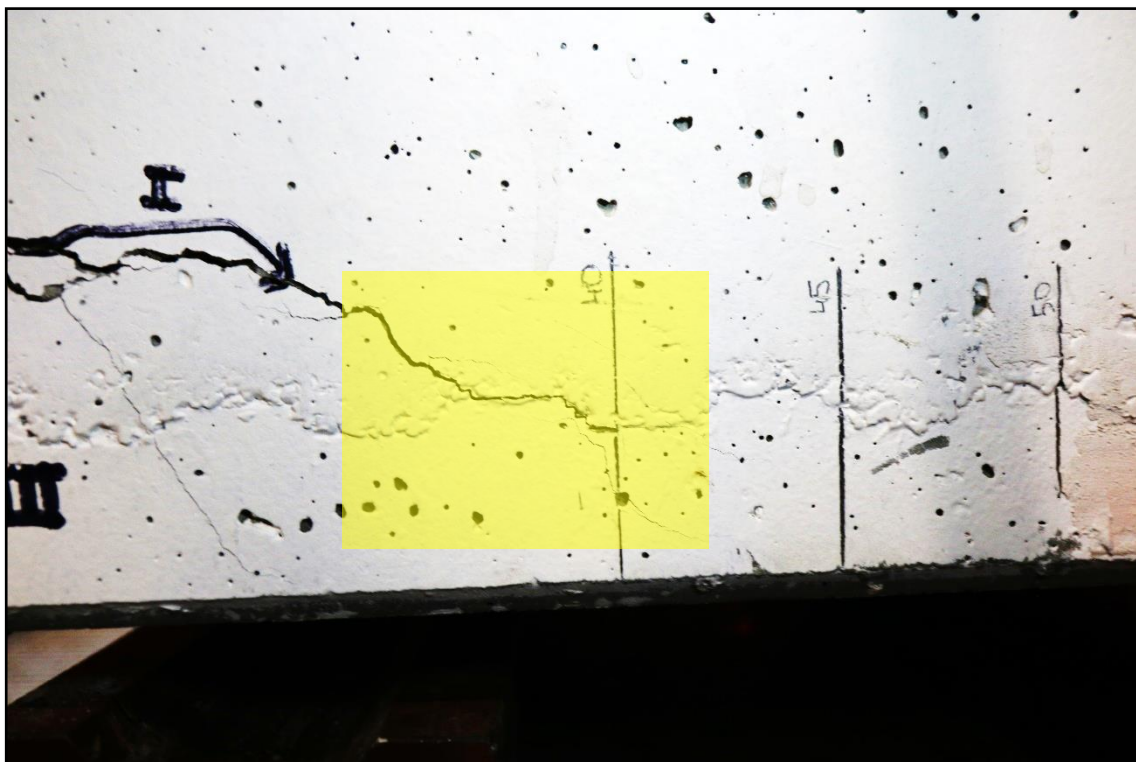
Porušenie prvku D1

ZADNÁ PRAVÁ STRANA



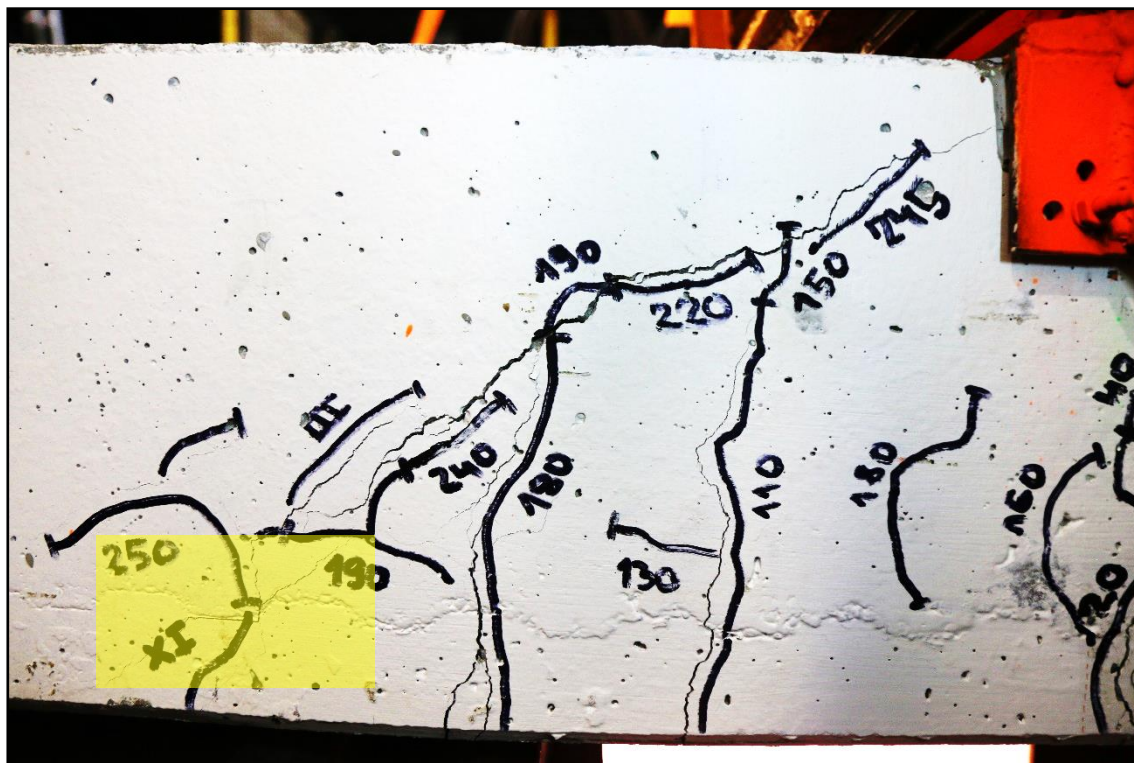
Obr. 4.23 Porušenie D1 – vzadu vpravo

ZADNÁ PRAVÁ STRANA - DETAIL



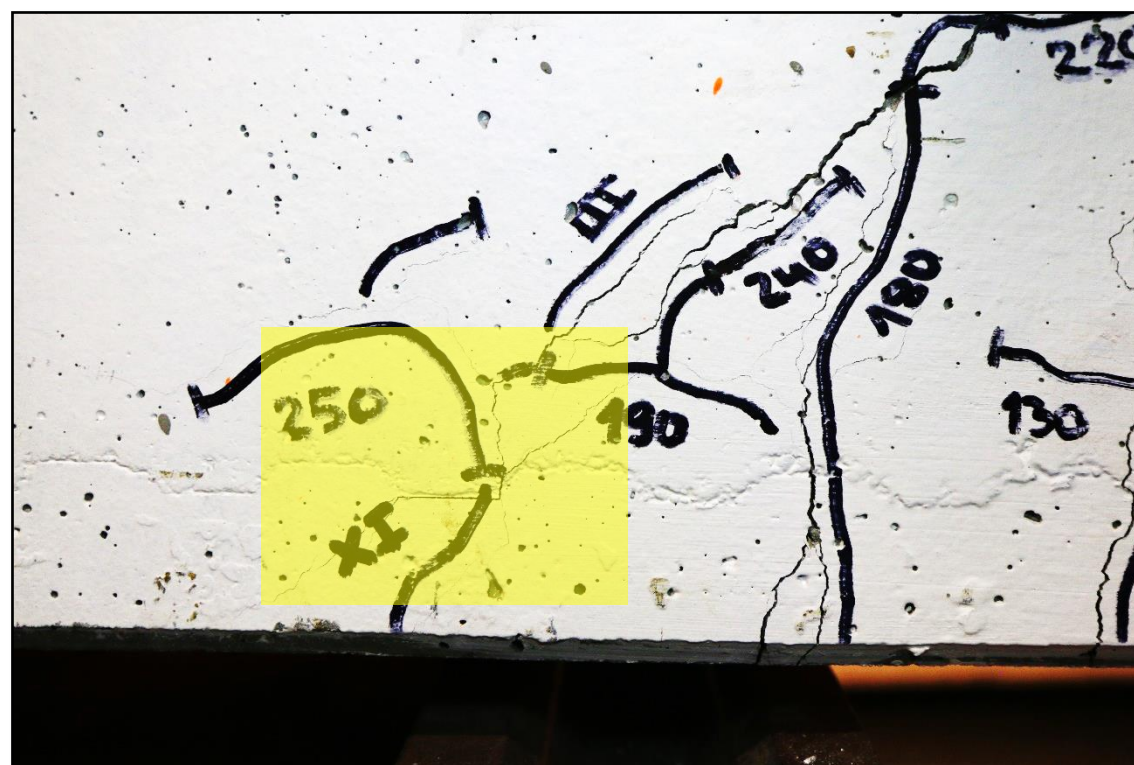
Obr. 4.24 Porušenie D1 – vzadu vpravo detail

ZADNÁ ĽAVÁ STRANA



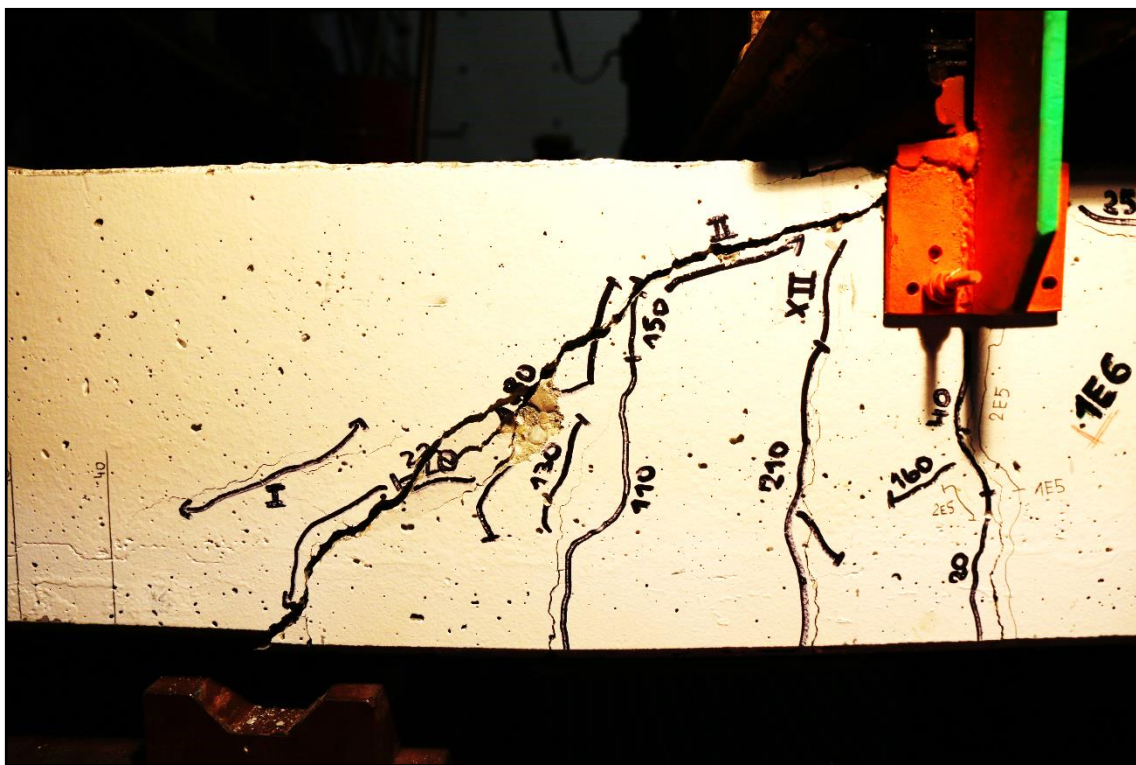
Obr. 4.25 Porušenie D1 – vzadu vľavo

ZADNÁ ĽAVÁ STRANA - DETAIL



Obr. 4.26 Porušenie D1 – vzadu vľavo detail

PREDNÁ ĽAVÁ STRANA



Obr. 4.27 Porušenie D1 – vpredu vľavo

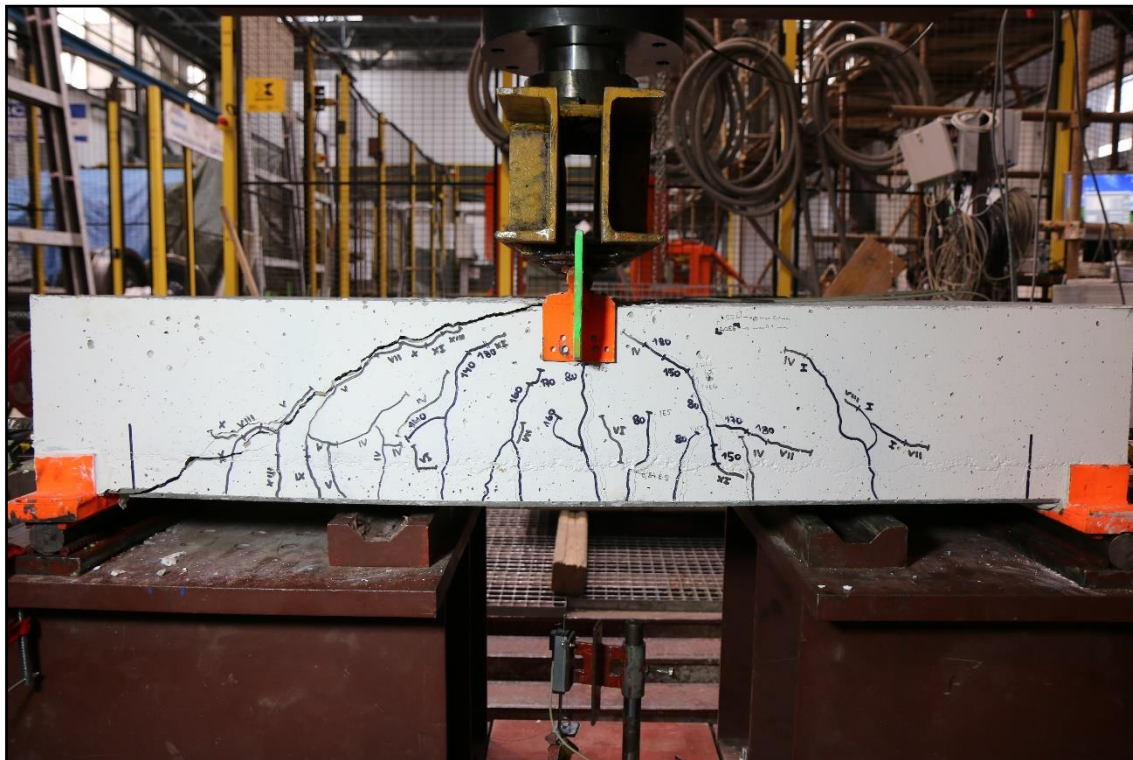
PREDNÁ ĽAVÁ STRANA



Obr. 4.28 Porušenie D1 – vpredu vpravo

Porušenie prvku D2

ZADNÁ STRANA



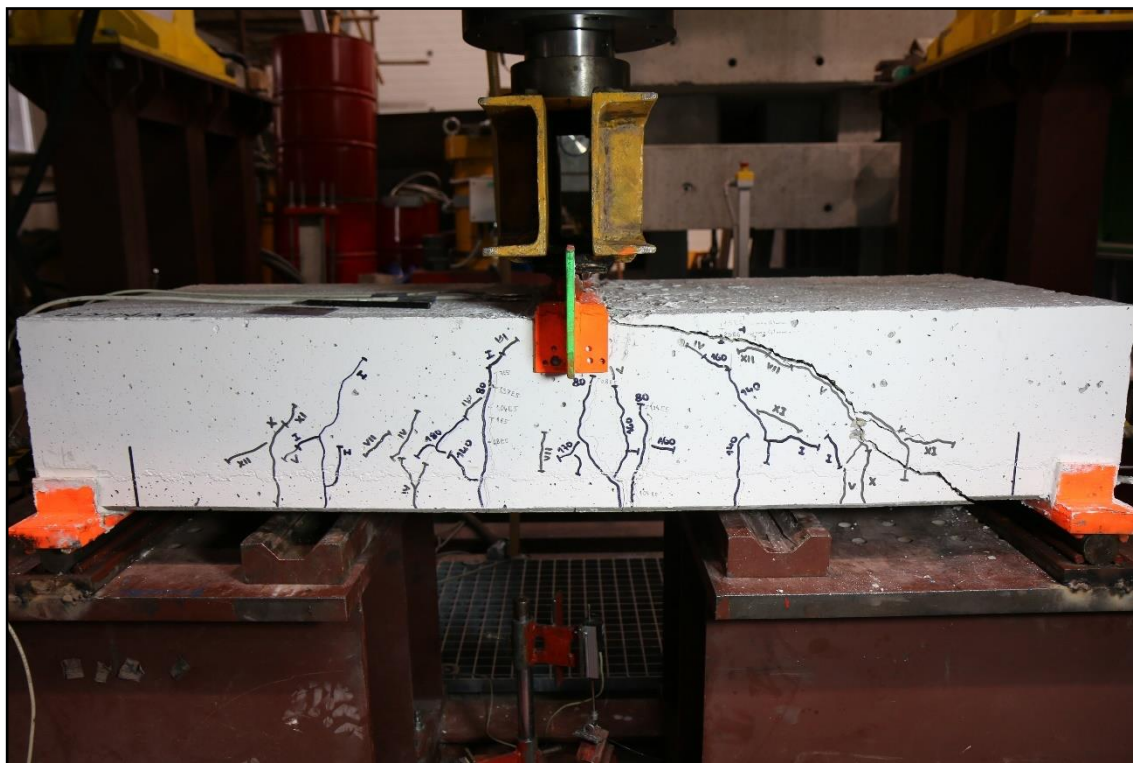
Obr. 4.29 Porušenie D2 – vzadu

ZADNÁ ĽAVÁ STRANA



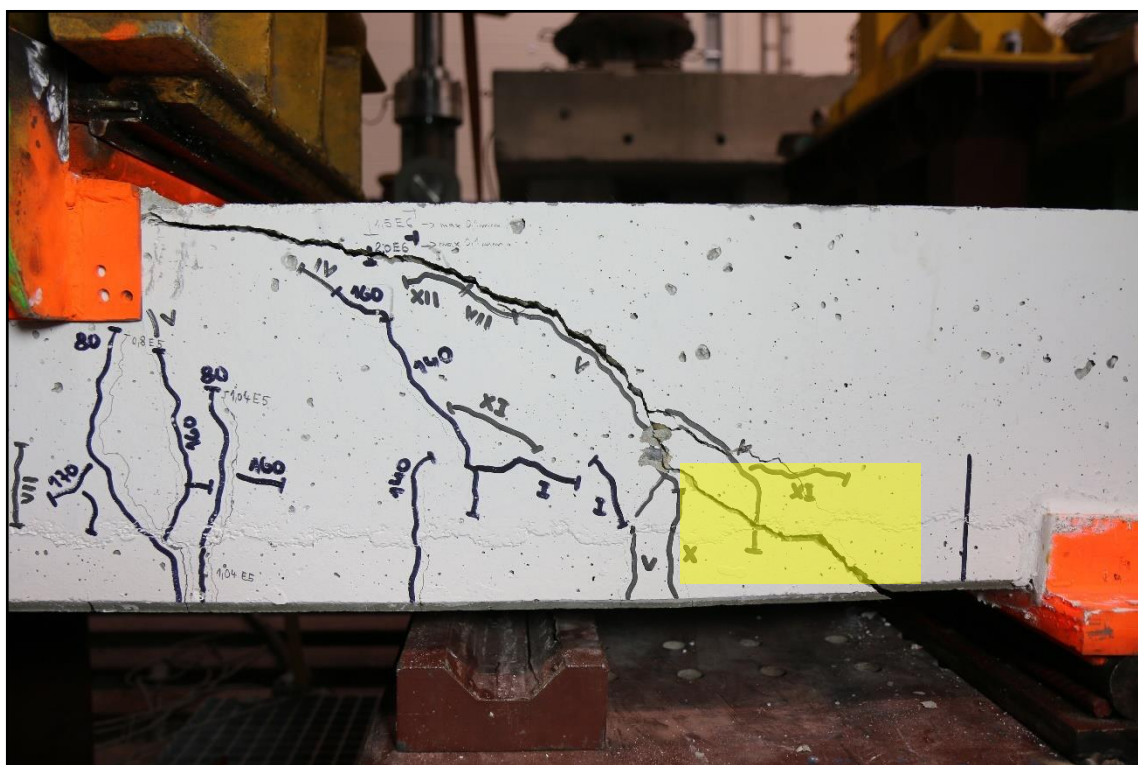
Obr. 4.30 Porušenie D2 – vzadu vľavo

PREDNÁ STRANA



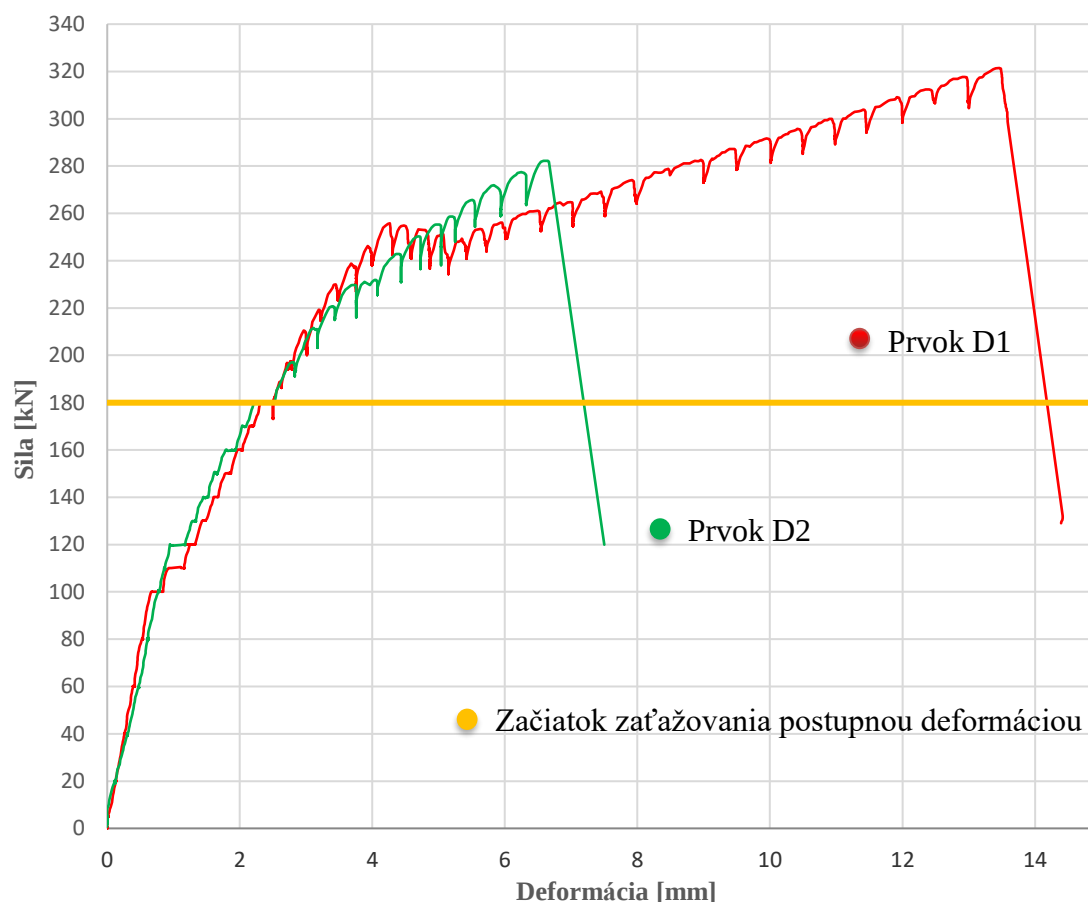
Obr. 4.31 Porušenie D2 – vpredu

PREDNÁ PRAVÁ STRANA



Obr. 4.32 Porušenie D2 – vpredu vľavo

Jednotlivé fotografie porušenia prvkov znázorňujú, ako sa šikmá trhlinka mala tendenciu preniesť horizontálne cez kontaktnú plochu betónov až do podperovej oblasti. Hneď pri začiatku horizontálneho šírenia trhliny bola trhlinka zvedená do spodnej vrstvy, čiže SBD-II prvku nasledujúcim zubom a nehrozilo, že by sa porušenie na spodnom povrchu spriahnutého prvku neprejavilo. Takéto správanie prvkov pri porušení poukazuje na vhodne zvolenú úpravu zazubenia, pričom pri jemnej, resp. hladkej úprave povrchu by porucha nemusela byť na spodnom povrchu priznaná.



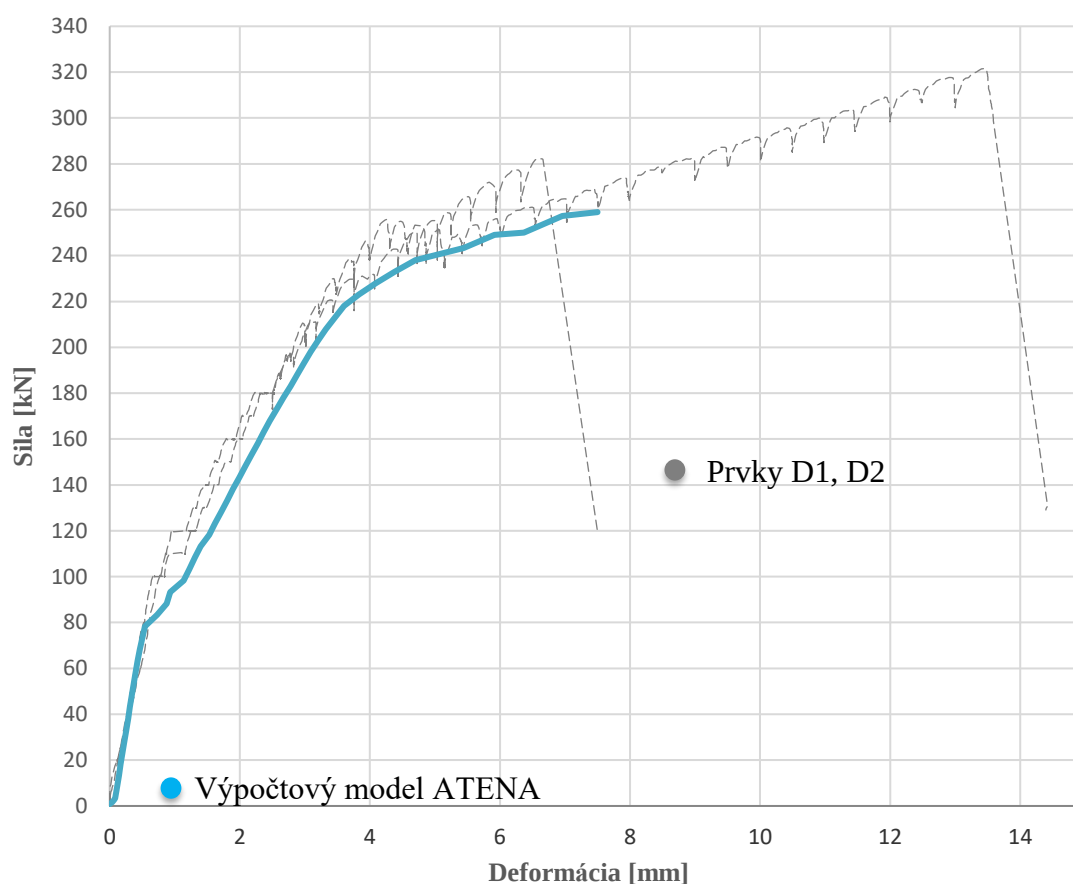
Graf 4.6 Závislosť deformácie od pôsobiacej sily na prvky D1, D2

Tab. 4.5 Sumarizácia výsledkov porušenia prvkov D1, D2 - statické skúšky

Č. vzorky	Sila pri porušení F_r [kN]	Prieťah pri porušení w_r [MPa]	Max. šírka trhliny s_r [mm]
D1	320	13.48	1.2
D2	282	6.65	1.0

- * Hodnota s_r je uvedená ako maximálna hodnota šírky trhliny pre posledný zaťažovací krok pred úplným porušením prvku.
- * Počiatok merania prieťahu prvkov (0 mm) bol na už odkmitaných prvkoch

Na základe zmeny spôsobu zaťažovania silou na zaťaženie postupnou deformáciou a následného vyhodnotenia staticky zaťažovaných prvkov D1 a D2 sa dospelo k výrazne vyšším hodnotám zaťažovacích síl ako u tých, ktoré spôsobili porušenie prvkov pri zaťažovaní len silou podľa navrhnutých zaťažovacích krokov pri prvotných statických skúškach. Touto zmenou boli docielené aj vyššie hodnoty šmykového napätia na kontaktnej ploche betónových prvkov betónovaných v rôznom čase.



Graf 4.7 Porovnanie výsledkov s nelineárnym modelom (ATENA)

Vzhľadom na dostatočnú tuhosť experimentálnej zostavy, resp. zaťažovacej rámovej konštrukcie v priestoroch laboratórií Žilinskej univerzity oproti rámovej konštrukcii, použitej pri úvodnom statickom zaťažovaní prvkov do porušenia sa dosiahla ideálna zhoda experimentálnych meraní počas statického zaťažovania s nelineárnym výpočtom. Miernu odchýlku deformácií predstavuje prechod z lineárneho správania sa prvku na nelineárne. Táto odchýlka je opodstatnená, keďže cyklické zaťažovanie podnietilo vznik trhliny a s tým spojený začiatok rozvoja nelineárneho správania sa prvkov.

5 Záverečné vyhodnotenie

Experimentálny program a jeho nelineárne analytické vyhodnotenie bolo prevedené na výseku spriahnutej mostovkovej dosky, ideovo uloženej na dva hlavné prefabrikované predpäté nosníky mosta. Experiment a aj analýza vyhodnocuje proste uložený doskový prvok zaťažovaný statickým aj dynamickým zaťažením líniovito v strede rozpätia, ktorého veľkosť mala odzrkadľovať hodnoty zaťaženia od reálnych stálych a premenných mostných zaťažení.

Okrajové podmienky reálnej situácie sú ale diferentné oproti okrajovým podmienkam experimentu a analytického vyhodnocovania. Pre zohľadnenie reálnej situácie spojitého doskového prvku by mali byť modelované okrajové podmienky pre prvok ako votknuté. Tým, že bolo pre experimentálny program zvolené prosté podopretie sme docielili :

- 2 x väčší ohybový moment prvku ako pri okrajových podmienkach votknutia.
- Vyššiu mieru deformácií a krivosti prvku.
- Eliminovanie ťahového príspevku nadpodperovej výstuže.
- Vyššie hodnoty ťahových napätí vo výstuži pri statickom zaťažovaní.
- Vyššie hodnoty ťahových napätí vo výstuži pri cyklickom zaťažovaní.
- Vyššie hodnoty rozkmitov napätí vo výstuži z hľadiska únavového porušenia.

Napriek uvedeným bodom, resp. priťažujúcim faktorom bola experimentálne preukázaná plnohodnotná spoľahlivosť navrhutej úpravy povrchu štíhlych betónových dosiek SBD-II pre vytvorenie účinného a odolného spriahnutia s monolitickou mostovkovou doskou. Je možné teda konštatovať, že pre experimentálne aplikované úrovne zaťaženia a nimi vyvolané hodnoty priečných síl, ktoré vytvárajú šmykovo-klzné napätie podnecujúce k poklzu vrstiev, neprevyšuje šmykovo-klznú odolnosť zrealizovanej kontaktnej plochy.

Predchádzajúci odsek má teda výpovednú hodnotu pre celkové zhodnotenie, že GFRP výstuž, resp. všeobecne štíhle betónové dosky budú mať možnosť vďaka účinnému spriahnutiu plnohodnotne prispievať svojou únosnosťou mostovkovej doske, a tým pádom GFRP výstuž implementovaná do nosného spriahnutého prvku bude mať svoj podiel na celkovej únosnosti.

SUMARIZÁCIA :

- Výsledky experimentálnych skúšok vykázali zhodu s nelineárnou numerickou analýzou.
- Výsledky experimentálnych skúšok preukázali, že aj pri maximálnych priečných silách v okamihu tesne pred porušením prvku nebola odolnosť navrhnutého spriahnutia prekročená.
- V okamihu porušenia sa každého experimentálneho prvku šikmou trhlinou sa táto trhlina vďaka navrhnutej štruktúre spriahnutia zubov vždy preniesla cez rovinu spriahnutia v jednom mieste bez šírenia trhliny v horizontálnom smere.
- Z experimentu sa sledovaním rozvoja trhlín a prútov zakončených na podperami nepreukázali počas statických ani cyklických zaťažení náznaky porušenia súdržnosti medzi povrchom výstuže a betónu ani delamináciou.

5.1 Odporúčania pre prax

- Vzhľadom na pretrvávajúcu absenciu návrhového prístupu so zámerom využitia kompozitnej výstuže v eurokóde, vychádzať z modelov a vyhodnotenia skúšok podľa kapitoly 5 a prílohy D normy EN 1990.
- Úpravu povrchu zabezpečovať betonážou štíhlych betónových [58] dosiek v obrátenej polohe na matricu s navrhnutým predpripraveným tvarom.
- Vyhnúť sa úprave povrchu pomocou pracovných nástrojov (napr. hrable) tesne po betonáži, čo môže mať za následok odchýlky odolnosti spriahnutia na rôznych miestach povrchu prvkov – ľudský faktor. Preferované zvoliť obrátenú betonáž na matricu s navrhnutou úpravou.
- Zabezpečiť, aby bola úprava po realizácii jednoducho kontrolovateľná meracími zariadeniami bez potreby využitia sand-patch testu.

5.2 Odporúčania pre výskum

- Aplikovanie receptúr betónu nízkych objemových hmotností pre štíhle betónové dosky.
- Využitie vláknobetónu na nekovovej báze pre zvýšenie ťahovej pevnosti betónu vo fáze funkcie SBD prvkov ako debnenia mostovkovej dosky.
- Využitie prísad stavebnej chémie a prísad do betónu s cieľom zvýšiť adhéziu povrchu prvkov.
- Zopakovať experimentálny program s prierezmi menšej celkovej výšky spriahnutého prvku pri zachovaní geometrie prierezu štíhlych betónových dosiek a navrhutej úpravy spriahnutia pre experimentálne overenie výslednej odolnosti zazubenia.
- Vyhodnotiť možný vplyv šmykovej výstuže pre vyššie prierezy mostovkovej dosky ako 220 mm (220+40 mm) na spriahnutie .

Referencie

- [1] Anderson, A.R. - Composite designs in precast and cast-in-place concrete, *Progressive Architecture*, Vol. 41, No. 9, pp. 172-179, September 1960..
- [2] Hanson, N.W. - Precast-prestressed concrete bridges 2. Horizontal shear connections, *Development Department Bulletin D35*, Portland Cement Association, Vol. 2, No. 2, pp. 38-58, May 1960..
- [3] Mattock, A.H. and Kaar, P.H. - Precast-prestressed concrete bridges, 4. Shear tests of continuous girders, *Journal of the PCA R&D Laboratories*, Vol. 3, No. 1, pp. 19-46, January 1961..
- [4] Saemann, J.C. and Washa, G.W. - Horizontal shear connections between precast beams and cast-in-place slabs, *American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 61, No. 11, pp. 1383-1409, November 1964..
- [5] Gaston, J.R., Kriz, L.B. - Connections in precast concrete structures – scarf joints, *Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal*, Vol. 9, No. 3, pp. 37-59, June 1964..
- [6] Birkeland, P.W. and Birkeland, H.W. - Connections in precast concrete construction, *American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 3, pp. 345-368, March 1966..
- [7] Badoux, J.C. and Hulsbos, C.L. - Horizontal shear connection in composite concrete beams under repeated loads, *American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, No. 12, pp. 811-819, December 1967..
- [8] Birkeland, H.W. - Precast and prestressed concrete, *Class notes for course*, University of British Columbia, Spring 1968..
- [9] Mast, R.F. - Auxiliary reinforcement in precast concrete connections, *American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division*, Vol. 94, No. ST6, pp. 1485-1504, June 1968..
- [10] Hofbeck, J.A., Ibrahim, I.O. and Mattock, A.H. - Shear transfer in reinforced concrete, *American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 2, pp. 119-128, February 1969..

-
- [11] Mattock, A.H. and Hawkins, N.M. - Shear transfer in reinforced concrete – recent research, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 17, No. 2, pp. 55-75, March-April 1972..
- [12] Mattock, A.H. - Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear, plane, American Concrete Institute, Special Publication 42-2, pp. 17-42, January 1974..
- [13] Hermansen, B.R. and Cowan, J. - Modified shear-friction theory for bracket design, American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 71, No. 2, pp. 55-60, February 1974..
- [14] Mattock, A.H., Johal, L. and Chow, H.C. - Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 20, No. 4, pp. 76-93, July-August 1975..
- [15] Mattock, A.H., Li, W.K. and Wang, T.C. - Shear transfer in lightweight reinforced concrete, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 21, No. 1, pp. 20-39, January-February 1976..
- [16] Raths, C.H. - Reader comments of paper Design proposals for reinforced concrete corbels, published in PCI Journal, Vol. 21, No. 3, pp. 18-42, May-June 1976, by Mattock, A., Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 22, No. 2, pp. 93-98, 1977..
- [17] Shaikh, A.F. - Proposed revisions to shear-friction provisions, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 23, No. 2, pp. 12-21, March-April 1978..
- [18] Loov, R.E. - Design of precast connections, Paper presented at a seminar organized by Compa International Pte, Ltd, 8 p., Singapore, September 1978..
- [19] Mattock, A.H. - Cyclic shear transfer and type of interface, American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 107, No. ST10, pp. 1945-1964, October 1981..
- [20] Vecchio, F.J. and Collins, M.P. - The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231, March-April 1986..
-

-
- [21] Walraven, J., Frénay, J. and Pruijssers, A. - Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 32, No. 1, pp. 66-84, January-February 1987..
- [22] Mattock, A.H. - Reader comments of paper Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members, published in PCI Journal, Vol. 32, No. 1, pp. 66-84, January-February 1987.
- [23] Walraven et al., Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 165-166, January-February 1988..
- [24] Mau, S. and Hsu, T. - Reader comments of paper Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members, published in PCI Journal, Vol. 32, No. 1, pp. 66-84, January-February 1987..
- [25] Lin, I.J. and Chen, Y.L. - Shear transfer across a crack in reinforced high strength concrete, Proceedings 2nd East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Chiang Mai, Thailand, pp. 505-510, January 1989..
- [26] Tsoukantas, S.G. and Tassios, T.P. - Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements, American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 3, pp. 242-249, May-June 1989..
- [27] Patnaik, A.H. - Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface, PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Canada, 1992, p.263.
- [28] Loov, R.E. and Patnaik, A.K. - Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 39, No. 1, pp. 48-69, January-February 1994..
- [29] Mattock, A.H. - Reader comments of paper Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface, published in PCI Journal, Vol. 39, No. 1, pp. 48-69, January-February 1994..
- [30] Loov, R.E. et al., Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 39, No. 5, pp. 106-108, September-October 1994..
- [31] Randl, N. - Investigations on transfer of forces between old and new concrete at different joint roughness, PhD thesis, University of Innsbruck, Austria, 1997, p.379.
-

-
- [32] Ali, M.A. and White, R.N. - Enhanced contact model for shear friction of normal and high-strength concrete, American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 3, pp. 348-362, May-June 1999..
- [33] Valluvan, R., Kreger, M.E. and Jirsa, J.O. - Evaluation of ACI 318-95 shear-friction provisions, American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 4, pp. 473-483, July-August 1999..
- [34] Patnaik, A.H. - Reader comments of paper Evaluation of ACI 318-95 shear-friction provisions, published in ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 4, pp. 473-483, July-August 1999..
- [35] Valluvan et al., American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 3, pp. 525-526, May-June 2000..
- [36] Mattock, A.H. - Shear friction and high-strength concrete, American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 1, pp. 50-59, January-February 2001..
- [37] Patnaik, A.H. - Behavior of composite concrete beams with smooth interface, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 4, pp. 359-366, April 2001, doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:4(359)..
- [38] Kahn, L.F. and Mitchell, A.D. - Shear friction tests with high-strength concrete, American Concrete Institute, ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, pp. 98-103, January-February 2002..
- [39] Papanicolaou, C.G. and Triantafillou, T.C. - Shear transfer capacity along pumice aggregate concrete and high-performance concrete interfaces, RILEM, Materials and Structures, Vol. 35, No. 4, pp. 237-245, May 2002.
- [40] Gohnert, M. - Proposed theory to determine the horizontal shear between composite precast and in situ concrete, Elsevier, Cement and Concrete Composites, Vol. 22, No. 6, pp. 469-476, December 2000..
- [41] Mansur, M.A., Vinayagam, T. and Tan, K.H. - Shear transfer across a crack in reinforced high-strength concrete, American Society of Civil Engineers, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 20, No. 4, pp. 294-302, April 2008..
- [42] „SIVČÁK, Anton - VALAŠÍK, Adrián. Ohybová odolnosť betónových dosiek s GFRP výstužou. In Juniorstav 2019 [elektronický zdroj] : sborník príspevků. 21.
-

- odborná konferencia doktorského studia s mezinárodní účastí. Brno, ČR, 31. 1. 2019 = Juniorstav 2019, proc“.
- [43] V. BENKO, J. BILČÍK a kolektív, Manuál na navrhovanie GFRP výstuže do betónových konštrukcií, Bratislava: Slovenská komora stavebných inžinierov SKSI, 2015.
- [44] „Japan Society of Civil Engineers (JSCE), Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials, Concrete Engineering Series No. 23“.
- [45] CERONI, F.; COSENZA, E.; GAETANO, M.; PECCE, M.: „Durability issues of FRP rebars in reinforced concrete members“, Cement & Concrete Composites 28, 2006, p. 857 – 868, ISSN 0958- 9465.
- [46] BENMOKRANE, B., MOHAMED, H. M.: Durability Issues of FRP for Civil Infrastructure, 11th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS11). Guimaraes2013. 2013. p. 11-4..
- [47] A. KATZ, „Bond to concrete of FRP rebars after cyclic loading. Journal of Composites for Construction.,“ 2000.
- [48] American Concrete Institute - ACI (2006). Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, ACI 440.1R-06, Farmington Hills, Mich..
- [49] fib Model Code fo Concrete Structures 2010, Lausanne, Switzerland: International federation for structural concrete, 2013.
- [50] „American Concrete Institute - ACI (2012). Guide Test Methods for Fibre-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Ctructures ACI 440.3R-12.“.
- [51] O. JANUŠA, F. GIRGLE, I. ROZSYPALOVÁ, V. KOSTIHA, L. BODNÁROVÁ, P. ŠTĚPÁNEK, J. PROKEŠ, „The Fatigue Behaviour of GFRP Bars - Experimental Study, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering,“ 2019.
- [52] „A. H. RAHMAN, M. R. ADIMI, B. BENMOKRANE. Fatigue behaviour of FRP reinforcements encased in concrete. Advanced Composite Materials in Bridges and Structures 2:691–698, 1996.“.
- [53] M. NOËL, K. SOUDKI. Fatigue behavior of GFRP reinforcing bars in air and in concrete. Journal of Composites for Construction 18(5):1–8, 2014..

-
- [54] P. ŠTĚPÁNEK, P. ŠULÁK, P. ŠIMNUEK, V. KOSTIHA, D. ČAIROVIČ, „Zesilnění železobetonové desky pomocí výstuže FRP, Sanácia betónových konštrukcií p. 131-136, december 2015, ISBN 978-80-263-0882-9“.
- [55] EN 1992 - Modeling and Design of Interfacial Shear Transfer, Concrete to Concrete.
- [56] STN EN 1992-1-1 ; Eurokód 2. Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby.
- [57] STN EN 1992-2 ; Eurokód 2. Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 2: Betónové mosty. Navrhovanie a konštruovanie.
- [58] LongNguyen-Minh, DienVo-Le, DuongTran-Thanh, Thong M.Pham, ChinhHo-Huu, Marián ROVNÁK - Shear capacity of unbonded post-tensioned concrete T-beams strengthened with CFRP and GFRP U-wraps, 15 January 2018, Composite Structures Pages 1011-1029.
- [59] LongNguyen-MINH, M. ROVNÁK- Size effect in uncracked and pre-cracked reinforced concrete beams shear-strengthened with composite jackets, Composites Part B: Engineering 1 September 2015, Pages 361-376.
- [60] Long Nguyen-Minh, Marián ROVNÁK - Shear resistance of GFRP-reinforced concrete beams, Magazine of Concrete Research, Volume 63, Issue 3.
- [61] fib Bulletin no. 40, FRP reinforcement in RC structures, Lausanne: International federation for structural concrete, 2007.
- [62] M. ZAWAM, Long-Term Behaviour of GFRP, Prestressed Concrete Beams, Waterloo, Ontario, Canada, 2015.
- [63] L. HON, Fatigue Behavior of Concrete Beams Prestressed with GFRP Tendon, Hong Kong, September 2017.
- [64] A. NANNI, A. DE LUCA a H. J. ZADEH, Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design, 2014.
- [65] ISIS Canada Design Manual No. 3, Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers, December 2006, p. 151 s..
- [66] CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code, May 2010.
-

-
- [67] S. IYER a et. al., Fiberglass and graphite cables for bridge decks. Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, New York: ASCE, 1991.
- [68] M. GUADAGNINI a et. al., Shear Resistance of FRP RC Beams: An Experimental Study, ASCE, 2006.
- [69] V. BENKO, J. BILČÍK, J. HALVONÍK a L. FILLO, Betónové konštrukcie, Bratislava, 2008.
- [70] American Concrete Institute - ACI (2015). Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars ACI 440.1R-15..
- [71] American Concrete Institute - ACI (2007). Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures.
- [72] „P. ŠTĚPÁNEK, O. JANUŠ, F. GIRGLE, et al. Long term strength of internal GFRP reinforcement by alkaline, temperature and cyclic loading. In XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair (CINPAR 2018), vol. 11, pp. 12–19. 2018.“.
- [73] „EL-GAMAL S.; EL-SALAKAWY E.; BENMOKRANE B. : Influence of Reinforcement on the Behavior of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with FRP Bars. Journal of Composites for Construction, October 2007.“.
- [74] „AHMED E., BENMOKRANE B. : Design of concrete bridge deck slabs reinforced with GFRP bars according to the CHBDC CSA-S6. In: Proceedings of the SMSB-10conference, Niagara Falls, ON, Canada; 2010.“.
- [75] „CARVELLI V., PISANI M. A., POGGI C. : Fatigue behaviour of concrete bridge deck slabs reinforced with GFRP bars. Composites Part B Engineering 41(7):560-567, October 2010.“.
- [76] EL-RAGABY, A.; EL-SALAKWY E. ; BENMOKRANE B.: Fatigue Life Evaluation of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Glass FRP Composite Bars, Journal of Composites for Construction, June 2007.
- [77] B. KHEIREDDINE, E. A. AHMED, SE EL-GAMAL : Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars, Construction and Building Materials 25. October 2011..
-

- [78] EL-SALAKAWY E.F., BENMOKRANE B. : Serviceability of concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer composite bars. Aci Structural Journal 101(5):727-736, September 2004..
- [79] Ľ. NAĐ, B. ŠPERNOGA a A. BAJZECER, „Structural stay-in-place GFRP formwork-concrete deck, new type of composite structure,“ rev. FRPRCS-8, 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures,, Patras, Greece,2007.
- [80] fib Bulletin no. 40, FRP reinforcement in RC structures, Lausanne: International federation for structural concrete, 2007..