

**Univerzita Pardubice**  
**Dopravní fakulta Jana Pernera**

# **SPOLEHLIVOSTNÍ MODELOVÁNÍ REÁLNÉ ODEZVY BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ**

Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.

Habilitační práce  
**2019**

Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.

**Obor**

Dopravní prostředky a infrastruktura

**Název práce**

Spolehlivostní modelování reálné odezvy betonových konstrukcí

Prohlašuji:

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

Beru na vědomí, že v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, a směrnicí Univerzity Pardubice č. 9/2012, bude práce zveřejněna v Univerzitní knihovně a prostřednictvím Digitální knihovny Univerzity Pardubice.

V Pardubicích dne 15. listopadu 2019

Ladislav Řoutil



### **Poděkování**

*Rád bych poděkoval prof. Ing. Zbyňku Keršnerovi, CSc., prof. Ing. Drahomíru Novákovi, DrSc., doc. Ing. Václavu Veselému, Ph.D., doc. Ing. Stanislavu Seitlovi, Ph.D. a Ing. Özgüru Yurdakulovi za veškerou dosavadní spolupráci, která byla klíčová pro vznik předkládané práce.*

*Výraznou měrou k ní přispěla také spolupráce a diskuze s doc. Ing. Davidem Lehkým, Ph.D., doc. Ing. Petrem Frantíkem, Ph.D., Ing. Hanou Šimonovou, Ph.D., doc. Ing. Janem Eliášem, Ph.D., prof. Ing. Břetislavem Teplým, CSc., prof. Ing. Miroslavem Vořechovským, Ph.D. a doc. Ing. Vlastimilem Bílkem, Ph.D., jakož i dalšími spolupracovníky z Ústavu stavební mechaniky FAST VUT v Brně a Katedry dopravního stavitelství DFJP UPa. Realizaci mnoha v práci odkazovaných lomových experimentů by nebyla možná také bez spolupráce s doc. Ing. Pavlem Schmidem, Ph.D., Ing. Barbarou Kucharczykovou, Ph.D. a Miroslavem Friedlem.*

*Velký dík patří blízké rodině.*

*Ladislav Řoutil*

## **Anotace**

Předkládaná práce nahlíží beton – významný materiál při realizaci dopravní infrastruktury – jako kvazikřehký materiál s nezanedbatelnou variabilitou mechanických parametrů. Studuje aspekty (např. vliv charakteristické délky kompozitu na korektní provedení štípacího testu) a možnosti určení lomově-mechanických parametrů betonu, přičemž některé získané výsledky představuje v prakticky uplatnitelné podobě (např. databáze softwaru FReET). Na vybraných aplikacích představuje možnosti spolehlivostního modelování reálné odezvy betonových konstrukcí.

## **Klíčová slova**

Beton, kvazikřehký lom, lomová energie, štípací test, MKP, stochastický model, spolehlivostní analýza.

## **Title**

Reliability Modelling of Real Response of Concrete Structures

## **Annotation**

Presented work considers concrete – a significant material in the realization of transport infrastructure – as a quasi-brittle material with considerable variability of mechanical parameters. It studies aspects (e.g. the influence of the characteristic length of the composite on the correct realization of wedge splitting test) and the possibilities of determining the fracture-mechanical parameters of concrete, while some of the obtained results are presented in a practically applicable form (e.g. FReET software database). In selected applications it presents possibilities of reliability modelling of real response of concrete structures.

## **Keywords**

Concrete, quasi-brittle failure, fracture energy, wedge-splitting test, FEM, stochastic model, reliability analyses.

# Obsah

<b>1. Úvod</b>	<b>10</b>
<b>2. Beton jako kvazikřehký materiál s nezanedbatelnou variabilitou mechanických parametrů</b>	<b>11</b>
2.1 Rozdělení materiálů dle lomového chování	11
2.2. Lomová procesní zóna a její modelování	11
2.3 Vliv velikosti	15
2.4 Variabilita vlastností cementových kompozitů a její simulace	15
2.4.1 Metoda Monte Carlo	15
2.4.2 Metoda Latin Hypercube Sampling	16
<b>3. Lomově-mechanické parametry cementových kompozitů a možnosti/aspekty jejich určení</b>	<b>18</b>
3.1 Štípací test a vliv charakteristické délky kompozitu na jeho korektní provedení	19
3.2. Lomové a únavové parametry vybraných betonů/cementových kompozitů	22
3.2.1 Lomově-mechanické vlastnosti betonů pevnostních tříd C50/60 a C40/50 využívaných pro prefabrikované betonové prvky	22
3.2.1.1 Zkoušky na tříbodový ohyb trámce s centrálním zářezem	23
3.2.1.2 Experimenty pomocí štípacího testu	26
3.2.1.3 Vyhodnocení provedených experimentů	27
3.2.1.4 Databáze softwaru Freet	32
3.2.2. Lomově-mechanické parametry drátkobetonu s matricí C50/60	34
<b>4. Spolehlivostní modelování reálné odezvy betonových konstrukcí – vybrané aplikace</b>	<b>38</b>
4.1 Předpjaté betonové nosníky z betonu C50/60	38
4.2 Most č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm	45
4.2.1 Konstrukce a výstavba mostu	45
4.2.2 Zatěžovací zkouška	46
4.2.3 Model konstrukce	48
4.2.4 Výsledky, porovnání se zatěžovací zkouškou	49
4.2.5 Stochastický model	53

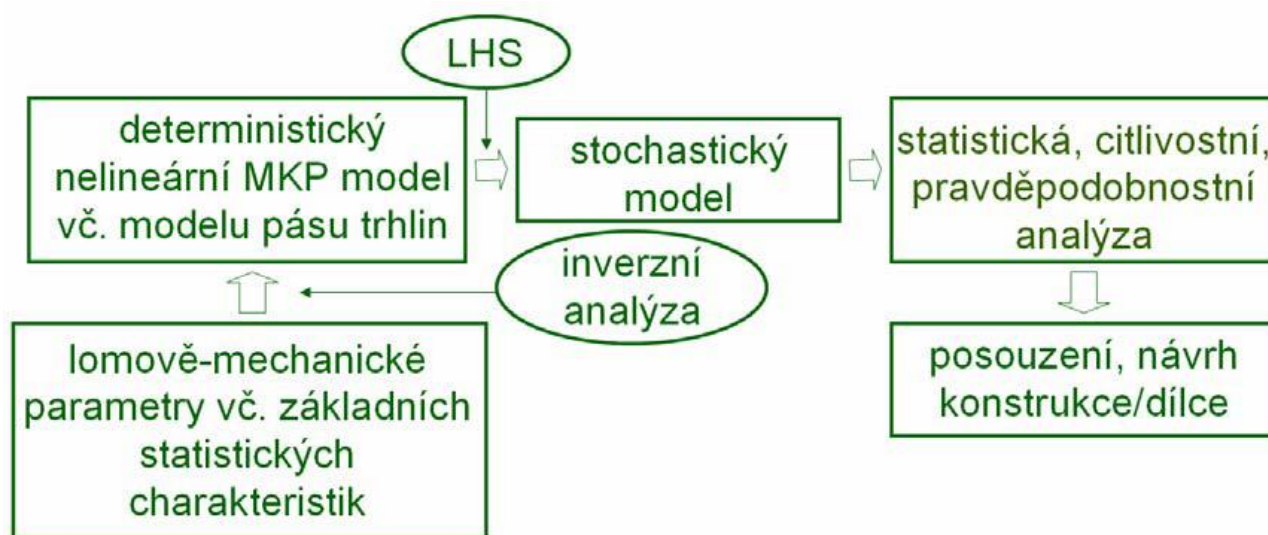
4.3 Betonové kanalizační potrubí	58
4.3.1 Úvod	58
4.3.1.1 Spolehlivost a životnost – mezní stavy	58
4.3.2 Degradace betonu, modelování, parametrická studie	59
4.3.3 Experimentální a výpočetní analýza	61
4.3.3.1 Řešení příčného profilu betonové trouby zatížené a podepřené v souladu se zatěžovacími zkouškami výrobce (určení tzv. únosnosti při vrcholového zatížení)	61
4.3.3.2 Řešení únosnosti při vrcholovém zatížení s uvažováním koroze betonu	62
4.3.3.3 Simulace rozsáhlé experimentální sady na únosnost betonového potrubí při vrcholovém zatížení	63
4.3.3.4 Výpočet pro systém potrubí – zemina	66
4.4 Analýza smykem porušovaných železobetonových nosníků	73
4.4.1 Chování nosníku s dostatečnou smykovou výztuží ( <i>EJ-C</i> )	74
4.4.2 Chování nosníku s nedostatečnou smykovou výztuží ( <i>EB-R</i> )	79
4.4.3 Dodatečná sanace nosníků s nedostatečnou smykovou výztuží pomocí externích uhlíkových lamel	90
4.5 Konstrukční spojení sloup–nosník namáhané cyklickým zatížením a možnosti jeho sanace při nedostatečném vyztužení	94
4.5.1 Analytické řešení konstrukčního spoje sloup–nosník zesíleného ocelovými táhly	105
<b>5. Závěr</b>	<b>113</b>
<b>Literatura</b>	<b>115</b>



## 1. Úvod

Betonové konstrukce tvoří velmi významnou část realizací v oblasti (dopravního) stavitelství. Při úvahách o reálném chování a poškození stavebních konstrukcí z betonu a jeho variant (obecně kompozitů na bázi cementu), jehož pochopení je nezbytné pro optimální návrh konstrukce, nelze opominout kvazikřehký charakter těchto materiálů, jakož i proměnlivost jejich vlastností – obojí v důsledku jejich specifické vnitřní struktury. Předkládaná práce nastiňuje vybrané aspekty z oblasti lomových parametrů cementových kompozitů pro modelování odezvy kvazikřehkých stavebních prvků, možnosti nelineární výpočtové mechaniky při modelování této odezvy vč. stochastické analýzy a aplikace této metodiky na vybrané konstrukce/konstrukční prvky.

Lomově-mechanické parametry mohou sloužit pro kvantifikaci odolnosti proti vzniku/šíření (typicky tahové) trhliny či křehkosti/houževnatosti kompozitu (resp. stavebních prvků/konstrukcí po zavedení dimenze zohledňující geometrické charakteristiky konstrukce) a zároveň jako součást vstupních dat do modelů chování a poškození prvků/konstrukcí z kvazikřehkých materiálů, a to na deterministické či stochastické úrovni. Stochastický model umožňuje provést spolehlivostní analýzu řešeného problému. Ta se ukazuje významná právě v řešené oblasti cementových kompozitů, kdy experimentálně získaná data vykazují velkou proměnlivost. Uvedený postup má také nezastupitelné místo při návrhu konstrukcí z nových pokročilých cementových kompozitů, jejichž charakteristiky ještě nejsou vždy plně implementovány v dostupných normách (přičemž jsou postupně zapracovávány např. do *fib-Model Code* 2010, resp. 2020). Nastíněný postup umožňuje optimální návrh konstrukce, resp. návrh konstrukce na požadované hladině spolehlivosti. Aplikace uvedeného přístupu (Obr. 1.1) tvoří část předkládané práce.

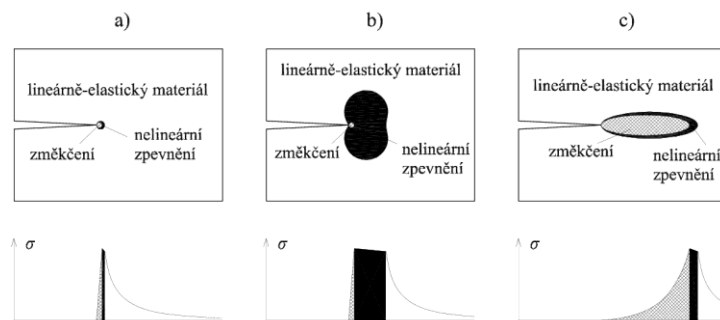


**Obr. 1.1** Komplexní přístup k návrhu konstrukčních prvků z kompozitů na bázi cementu, který zohledňuje specifický tzv. kvazikřehký charakter poškození a výraznou proměnlivost materiálových vlastností (*LHS* – Latin Hypercube Sampling, simulační metoda užitá v předložené práci práci).

## 2. Beton jako kvazikřehký materiál s nezanedbatelnou variabilitou mechanických parametrů

### 2.1 Rozdělení materiálů dle lomového chování

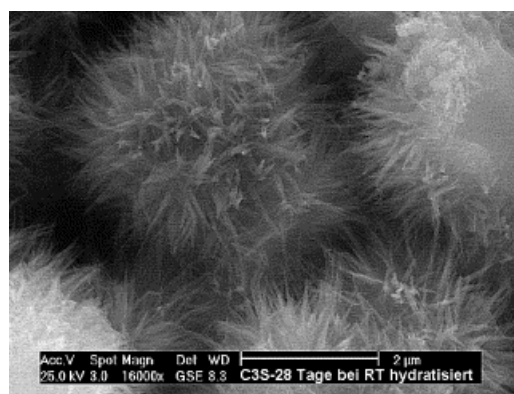
Předkládaná práce je zaměřena na problematiku lomového chování kvazikřehkých kompozitů na bázi cementu. Neelastická zóna v okolí kořene trhliny je u těchto typů materiálu tvořena převážně oblastí vykazující změkčení (lomovou procesní zónou – *LPZ*), ve které napětí klesá z mezní hodnoty dosažené v okrajových bodech na nulovou hodnotu na lících trhliny a kde dochází k narušení struktury materiálu. Nezměkčující nelineární oblast (tečení či zpevňování materiálu) je v tomto případě zanedbatelná. Srovnání nelineárních zón u vrcholu trhliny pro tři typy lomového chování (křehké, duktilní a kvazikřehké) přináší Obr. 2.1.



**Obr. 2.1** Nelineární zóny u vrcholu trhliny při křehkém (a), duktilním (b) a kvazikřehkém (c) lomovém chování materiálu; dle Bažant et al. (1998), resp. Veselý (2004, 2015).

### 2.2 Lomová procesní zóna a její modelování

Výše popsanou lomovou procesní zónu nelze zanedbat při simulaci poškození (vzniku a rozvoje trhlin) kompozitů na bázi cementu (ve stavebnictví typicky beton vč. jeho pokročilých forem). Významnou roli při formování lomové procesní zóny představuje specifická vnitřní struktura materiálu vznikající při hydrataci slínkových materiálů (Obr. 2.2).



**Obr. 2.2** Mikrostruktura C-S-H gelu v průběhu hydratace; převzato z Tritthart et al. (2003).

Pro experimentální analýzu vznikající lomové procesní zóny lze užít rozličné techniky, jejich přehled je představen např. v Řoutil (2012). Připomeňme, že pro odhad dosahu lomové procesní zóny lze užít vztah 2.1 definující tzv. charakteristickou délku materiálu.

$$l_{LPZ} \approx \frac{EG}{f_t^2} \quad (2.1)$$

Symbol  $E$  ve vztahu 2.1 představuje modul pružnosti,  $G$  lomovou energií a  $f_t$  tahovou pevnost materiálu. Tento vztah současně kvantifikuje strukturní křehkost materiálu.

Existenci lomové procesní zóny zohledňuje model pásové trhliny (Bažant et al. 1983), který předpokládá propagaci mikrotrhlin v lomové procesní zóně v pásu o šířce  $h$  (jedná se tak o model patřící do třídy rozetřených trhlin, na rozdíl od diskrétní trhliny v klasickém Hillerborgově modelu). Průběh diagramu napětí–otevření trhliny  $w$  v každém materiálovém bodě je transformován v závislosti na šířce pásu trhlin a velikosti lomové energie (Obr. 2.3). Pro nelineární složku závislosti mezi napětím  $\sigma(\varepsilon)$  a deformací  $\varepsilon$ , která nastává po rozevření trhliny platí (2.2).

$$\varepsilon = \frac{w}{h} = \frac{\sigma^{-1}(w)}{h}, \quad (2.2)$$

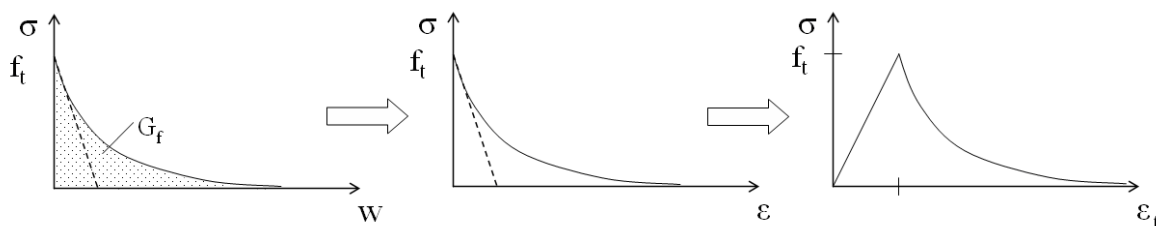
kde:  $w$ ... otevření trhliny a  $\sigma^{-1}(w)$  ... inverzní funkce k  $\sigma(w)$ .

Před vznikem trhliny platí předpoklad Hookeova zákona, po dosažení mezní hodnoty napětí dochází k tzv. lokalizaci přetvoření v oblasti  $L_s$  a k elastickému odlehčení v zbývající části  $L_u$ . Pro celkovou deformaci platí:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma^{-1}(w)}{h}, \quad (2.3)$$

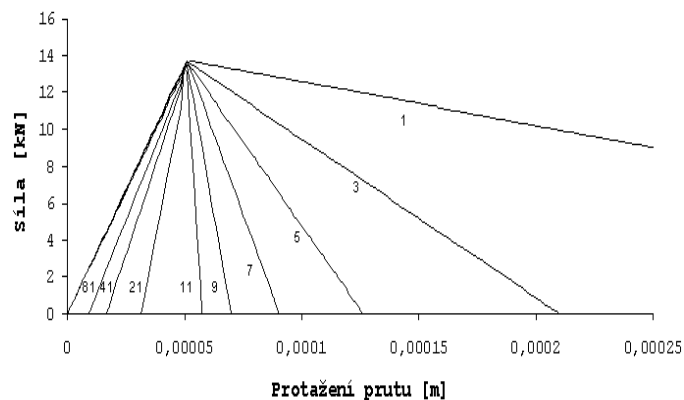
kde:  $\varepsilon_t$  ... celková deformace,  $\varepsilon_e$  ... elastická deformace,  $E$  ... modul pružnosti materiálu.

Pokud se šířka pásu mikrotrhlin blíží nule, model pásové trhliny se blíží k principu modelu fiktivní trhliny.

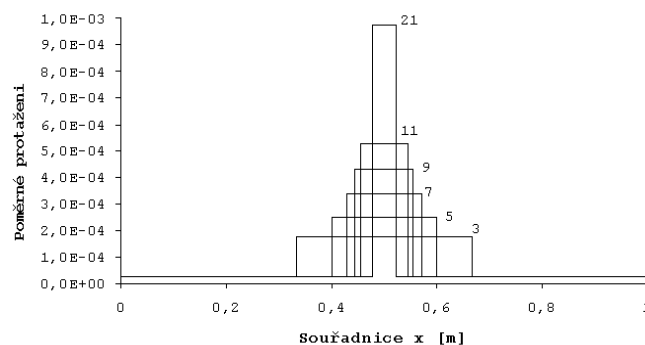


**Obr. 2.3** Schéma transformace diagramu napětí–otevření trhliny.

Model pásu trhlin pro simulaci tahového poškození je implementován v MKP softwaru ATENA (Červenka et al. 2014), užitým pro aplikace uvedené v dalších částech práce. Energetická formulace tohoto konceptu pro každý elementární prvek poskytuje objektivní výsledky, neboť minimalizuje závislost modelu na síti. Princip tzv. omezovače lokalizace lze nastínit na klasickém příkladu jednoduchého taženého prutu tvořeného jednou řadou prvků. Při analýze bez aplikace modelu pásu trhlin obdržíme silnou závislost na velikosti sítě, resp. prvku (Obr. 2.4, 2.5).



**Obr. 2.4** Analýza taženého prutu – závislost průběhu zatížení–protažení prutu na velikosti zvolené sítě.



**Obr. 2.5** Analýza taženého prutu – průběh deformací po délce prutu v závislosti na velikosti zvolené sítě.

Tato závislost vymizí při aplikaci modelu pásu trhlin, kdy s užitím zmíněných vztahů pro prodloužení prutu platí (2.4).

$$u = L_u \varepsilon_e + L_s (\varepsilon_e + \varepsilon) = L \varepsilon_e + L_s \varepsilon = \frac{L \sigma}{E} + \frac{L_s}{h} \sigma^{-1}(w), \quad (2.4)$$

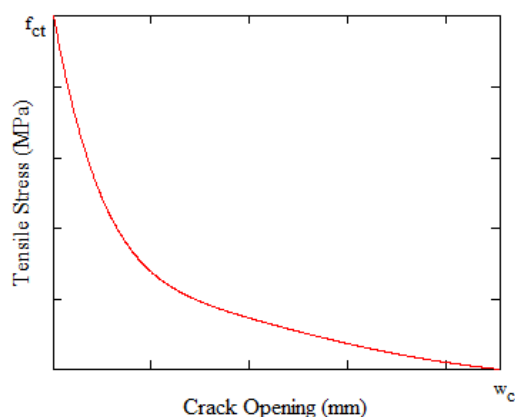
kde:  $u$  ... protažení prutu,  $L_u$  ... oblast elastického odlehčení,  $L_s$  ... oblast lokalizace přetvoření,  $L$  ... celková délka prutu ( $L=L_s+L_u$ ).

V případě taženého prutu dochází k lokalizaci přetvoření a ke vzniku trhliny vždy v jednom prvku, který odpovídá velikosti pásu trhlin. Při praktických složitějších aplikacích je velikost pásu trhlin stanovena jako průmět prvku, ve kterém se šíří trhlina, na kolmici k této tržlině. Tento postup je implementován ve zmíněném softwaru ATENA (Červenka et al. 2014).

Pro popis chování prostého betonu v tahu po otevření (tahové) trhliny lze využít lineární, bi-lineární či exponenciální závislost. Obr. 2.6 přibližuje exponenciální závislost dle Hordijka (Hordijk 1991). Průběh funkce popisuje rovnice 2.5, kde  $w_c$  představuje kritické otevření trhliny, při kterém již trhlina nepřenáší žádné napětí (a je definováno vztahem 2.6),  $c_1 = 3$  a  $c_2 = 6,93$ . Podotkněme, že charakter funkce tahového změkčení se může podstatně změnit, jsou do betonu přidána vlákna či drátky (viz např. Kap 3.2.2).

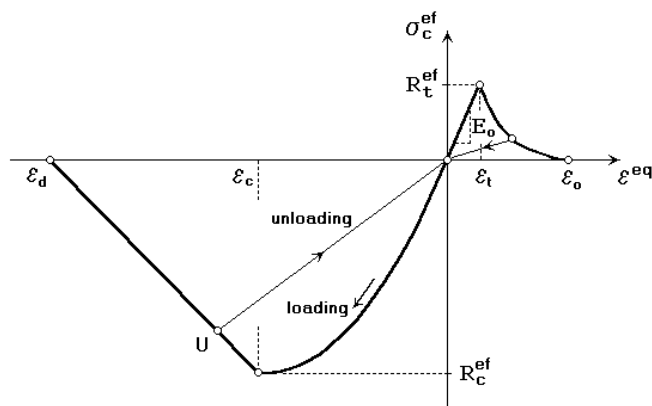
$$\sigma_{ct}(w) = f_{ct} \times \left\{ \left[ 1 + c_1 \left( \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left[ -c_2 \left( \frac{w}{w_c} \right) \right] - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp[-c_2] \right\} \quad (2.5)$$

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_{ct}} \quad (2.6)$$



**Obr. 2.6** Exponenciální tahové změkčení betonu.

Celkový graf ekvivalentního jednoosého napětí a poměrného přetvoření poškozeného/nepoškozeného betonu v tahu/tlaku využitý v materiálovém modelu *CC3DNonLinCementitious2* ukazuje Obr. 2.7. K výše detailněji popsané oblasti tahového změkčení (spojeného s rozvojem tahových trhlin) zde přibývá lineární větev při tahovém zatížení do dosažení pevnosti v tahu, zatěžovací větev diagramu v tlaku ve tvaru paraboly druhého stupně do dosažení pevnosti v tlaku následovaná lineárním tlakovým změkčením. Funkční předpisy jednotlivých větví grafu (vč. jejich alternativ) jakož i převod z dvouosé napjatosti na jednoosou efektivní napjatost přibližuje Červenka et al. (2014), diskuzi některých variant větví grafu lze nalézt také v Yurdakul (2019).



**Obr. 2.7** Graf ekvivalentního jednoosého napětí a poměrného přetvoření poškozeného/nepoškozeného betonu v tahu/tlaku (Červenka et al. 2014).

## 2.3 Vliv velikosti

Jedním z důvodů praktické aplikace lomové mechaniky při analýze kvazikřehkých konstrukcí z kompozitů na bázi cementu je existence rozměrového efektu. Při něm dochází, při různých způsobech namáhání, k poklesu hodnot nominálních pevností s rostoucí velikostí konstrukce/konstrukčního prvku (při zachování geometrické podobnosti). Tento jev nelze popsat pomocí prostředků teorie pružnosti a plasticity. Při úvahách o uvedeném fenoménu bývá využíváno původní Weibullovo statistické vysvětlení a deterministické vysvětlení založené na energetických bilancích v souvislosti s existencí lomové procesní zóny, resp. jejím poměrem k velikosti konstrukce. Dále lze nalézt i další zdroje existence vlivu velikosti – efekt okrajové vrstvy, difúzní jev, vývin hydratačního tepla či fraktalitu lomové plochy. Problematiku vlivu velikosti velmi podrobně přibližuje Bažant et al. (1998).

Podotkněme, že v červnu 2019 byl v této souvislosti do připravované aktualizace normy ACI (American Concrete Institute) Standard 318 zaveden Bažantův faktor velikosti, kdy smyková pevnost zjištěná klasickým mezním výpočtem musí být nově přenásobena faktorem velikosti (2.7), kde  $d$  – velikost konstrukce,  $C = 2$  a  $d_0 = 0,254\text{m}$ .

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{C}{(1 + d/d_0)}} \quad (2.7)$$

## 2.4 Variabilita vlastností cementových kompozitů a její simulace

V důsledku mikrostruktury z Obr. 2.2 nelze u betonů, resp. kompozitů na bázi cementu, zanedbat výraznou proměnlivost jejich mechanických vlastností (zmíněnou i výše jako jednu z příčin vlivu velikosti). Pro simulaci této proměnlivosti lze využít metody typu Monte Carlo, například metodu Latin Hypercube Sampling (Teplý et al. 2004, Menčík 2016).

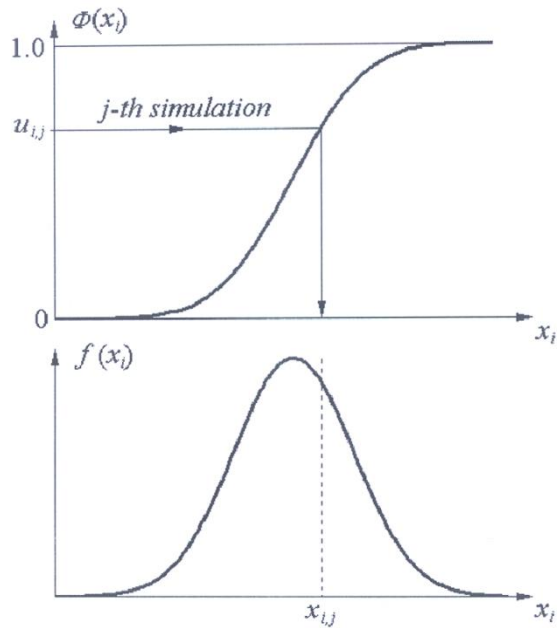
### 2.4.1 Metoda Monte Carlo

V této metodě se nejprve generují jednotlivé realizace vektoru  $X$  (resp.  $Y, Z$ , atd.), tedy realizace náhodných veličin  $x_1, x_2, \dots, x_j$  (resp.  $y_1, y_2, \dots, y_j; z_1, z_2, \dots, z_j$  atd.). Index  $j$  označuje číslo simulace. Postup generování metodou Monte Carlo je znázorněn na Obr. 2.8.

Při tomto postupu je třeba nejprve generovat náhodná čísla rovnoměrně rozložená na intervalu 0 a 1. Na základě takto vytvořeného souboru čísel je možné generovat realizace náhodných čísel s určitým rozdělením pravděpodobnosti, a to podle vztahu

$$x_{i,j} = F_{x_i}^{-1}(u_{i,j})$$

ve kterém  $F_{x_i}^{-1}(u_{i,j})$  je inverzní distribuční funkce náhodné veličiny  $x_i$ .

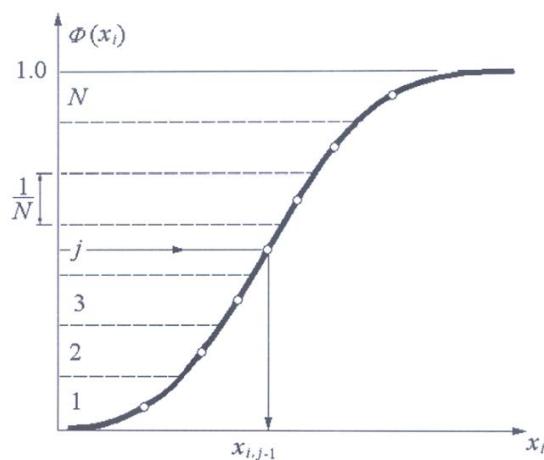


**Obr. 2.8** Generování náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce metodou Monte Carlo.

Následuje opakované (numerické) řešení problému a to vždy s jiným náhodně generovaným vektorem vstupních náhodných veličin. Po provedení všech analýz obdržíme statistický soubor výsledných sledovaných veličin, který lze dále vyhodnotit. Pro odhad malých pravděpodobností (např. pro odhad pravděpodobnosti funkce poruchy) je třeba při použití klasické metody Monte Carlo realizovat velký počet simulací. To může být často velký problém, zvláště při náročných numerických analýzách.

### 2.4.2 Metoda Latin Hypercube Sampling

Způsob generování náhodných veličin  $x_{1,j}$ ,  $x_{2,j}$ , ...  $x_{n,j}$  metodou *LHS* znázorňuje Obr. 2.9.



**Obr. 2.9** Rozdělení definičního oboru distribuční funkce a generování náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce metodou *LHS*.

Definiční obor distribuční funkce  $F(x_j)$  každé základní náhodné veličiny  $x_j$  je rozdělen na  $N$  intervalů o stejné pravděpodobnosti  $1/N$ . Střed každého intervalu na distribuční funkci slouží jako výchozí hodnota pro stanovení hodnoty vstupní náhodné veličiny  $x_{i,j}$  pomocí inverzní transformace distribuční funkce. Musí být provedeno  $N$  simulací, jeden interval každé náhodné veličiny je vybrán při tomto postupu právě jednou. Při postupu metodou *LHS* je sestavována tzv. tabulkou náhodných permutací. Často je třeba respektovat statistickou závislost mezi vstupními veličinami. Tuto závislost lze stanovit obecně koeficientem korelace, pro metodu *LHS* je vhodné použít např. Spearmanova koeficientu pořadové korelace. Po zadání požadované korelační matice proběhne úprava tabulky náhodných permutací iteračním postupem tak, aby se její korelační matice co nejvíce blížila matici požadované (Vořechovský et al. 2009, Novák et al. 2014b, 2015c).

Poté následuje opakované numerické řešení problému a to vždy s jiným náhodně generovaným vektorem náhodných veličin  $X$  a jeho statistické, citlivostní či pravděpodobnostní vyhodnocení.



### 3. Lomově-mechanické parametry cementových kompozitů a možnosti/aspekty jejich určení

Klíčovým parametrem modelu pásu trhlin představuje lomová energie, která je výrazně ovlivněna lomovou procesní zónou. V případě křehkých materiálů je téměř veškerá lomová energie spotřebována na procesy související přímo s otevíráním trhliny (tj. rozpojování atomové struktury). V případě materiálů se vznikající lomovou procesní zónou je lomová energie spotřebovávána navíc také na procesy/strukturní změny v lomové procesní zóně (typicky mikropraskání a následné srůstání, větvení a přemostování mikrotrhlin), což může způsobit její značný nárůst (podotkněme, že tohoto jevu je využíváno při návrhu vlákno-/drátko-kompozitů, u nichž je hodnota lomové energie řádově vyšší než v případě nevytzužené matrice).

Velikost lomové energie lze stanovit pomocí několika experimentálních konfigurací (viz např. Karihaloo 1995, Shah et al. 1995, Bažant et al. 1998, Veselý 2004). V další části bude přiblížen a diskutován štípací test a zkouška na tříbodový ohyb, přičemž pro vyhodnocení experimentálních záznamů a stanovení hodnot lomové energie bude užita metoda měření lomové práce (tzv. „work-of-fracture“).

Z plochy pod závislostí zatížení–průhyb (*load–deflection* diagram, *l–d* diagram, např. Obr. 3.12) daného materiálu je počítána lomová práce  $W_F$ . Lze ji tedy definovat jako plochu pod zatěžovacím diagramem daného materiálu v případě, že dojde k rozlomení trámce, tedy při faktickém vzniku dvou nových povrchů. Předpokládá se, že všechna práce lisu se přetváří ve vzorku a spotřebovává na vytvoření lomu. Ačkoliv jen zřídka lze experiment provést až do úplného rozdělení vzorku trhlinou, přesto můžeme energii disipovanou v průběhu zkoušky ztotožnit s  $W_F$ . Chybějící konec diagramu jdoucí do nuly je možné odhadnout extrapolací, nebo zanedbat. Dělíme-li  $W_F$  skutečně vzdorujícím průřezem, získáme hodnotu lomové energie  $G_f$  dle 3.1.

$$G_f = \frac{W_F}{A_{net}}, \quad (3.1)$$

kde  $A_{net}$  je plocha skutečně vzdorujícího průřezu.

Pro hodnotu lomové energie stanovené z kontrolní zkoušky na tříbodový ohyb trámce s centrálním zářezem tedy platí 3.2.

$$G_f = \frac{1}{(W-a)B} \int P d\delta, \quad (3.2)$$

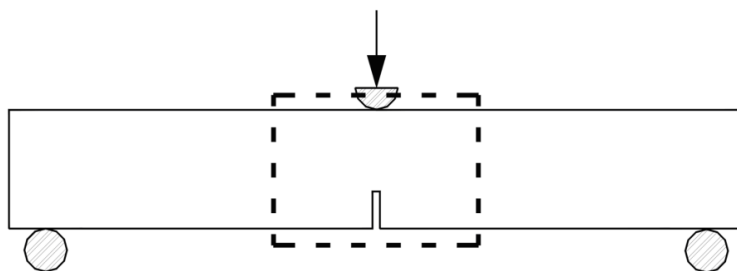
přičemž:  $W$  ... výška,  $a$  ... délka zářezu,  $B$  ... šířka vzorku,  $P$  ... zatěžovací síla,  $\delta$  ... průhyb trámce uprostřed rozpětí.

Podotkněme, že metoda vycházející z metodiky RILEM (1985) předpokládá vyhodnocení lomové energie z celé zatěžovací křivky a poskytuje hodnotu lomové energie  $G_f$ , která je průměrem rozložení této veličiny po délce ligamentu (tj. oblasti nad/pod zářezem) zkušebního tělesa. Velikost a tvar lomové procesní zóny (*LPZ*) v průběhu lomu nejsou konstantní, jsou např. ovlivněny volnými okraji tělesa. Tudíž i rozložení okamžité hodnoty spotřebovávané lomové energie po délce ligamentu tělesa nemůže představovat konstantní funkci. Ze způsobu výpočtu  $G_f$  dle RILEM (zanedbávajícím změny *LPZ*, resp. okamžité hodnoty spotřebovávané

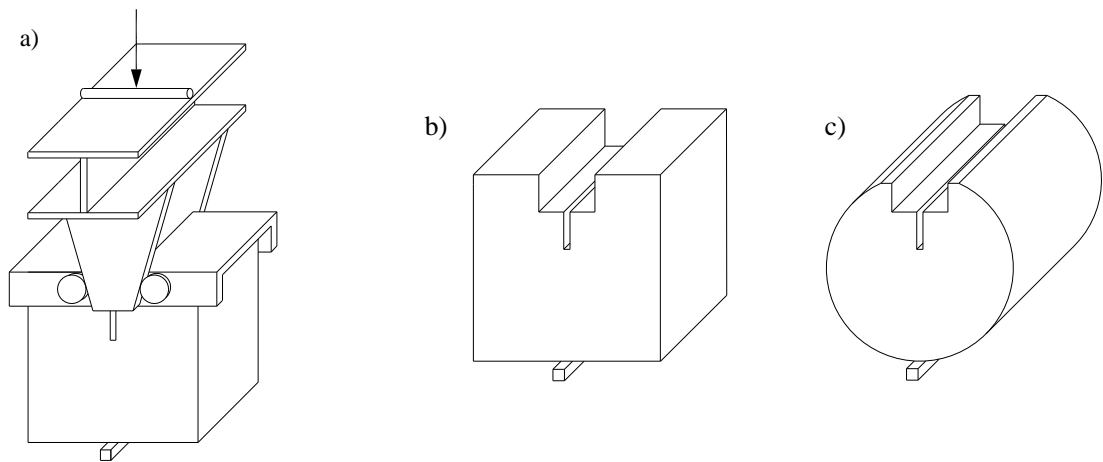
lomové energie během lomu) vyplývá, že takto stanovená hodnota je závislá na konfiguraci prováděné kontrolní zkoušky a velikosti zkušebního tělesa (v rámci jedné geometrie a velikosti potom i na relativní hloubce zářezu  $\alpha$ ) a nemusí tedy být obecně platnou materiálovou konstantou (což výsledky mnoha experimentů dokazují, např. Duan et al. 2003, 2006, Karihaloo et al. 2003), a to především při nedostatečné délce ligamentu (v kombinaci s charakteristickou délkou kompozitu) – diskutováno také např. v Řoutil (2012) a především Veselý (2015). Přesto je tato metoda hojně používaná, protože další metody odstraňující nedokonalost této jsou experimentálně velice náročné. Popsaný jev je při určování velikosti lomové energie možno eliminovat např. kombinací s jinou metodou – dále v práci bude využita např. identifikace materiálových parametrů, a to s využitím inverzní analýzy dominantních materiálových parametrů numerického modelu příslušných lomových zkoušek užitím umělé neuronové sítě (např. Lehký et al. 2013).

### 3.1 Štípací test a vliv charakteristické délky kompozitu na jeho korektní provedení

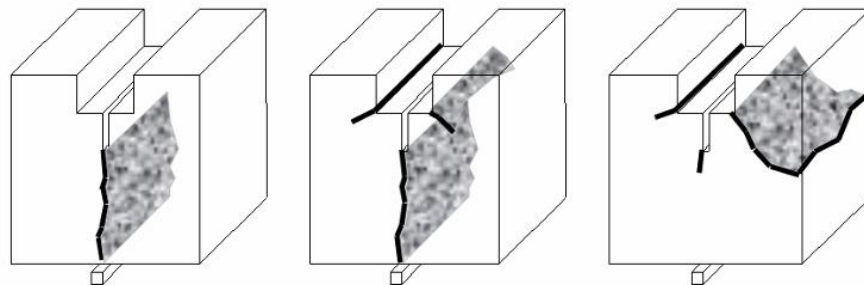
Test pro určování lomově-mechanických parametrů používající k šíření trhliny rozevírání vzorku pomocí klínu (Wedge-Splitting Test – *WST*, Obr. 3.1 a 3.2) byl představen v práci autorů Linsbauer a Tschegg (1986) a dále jej ve své práci rozvinuli Brühwiler a Wittmann (1990). Zdůrazněme, že *WST* představuje test se stabilním růstem trhliny a jeho výhodou může být použití relativně malého množství materiálu na rozdíl od standardně užívaných testů, jako jsou např. třibodový nebo čtyřbodový ohyb trámce se zářezem (*RILEM*) – při *WST* odpovídá velikost zkušebního tělesa přibližně centrální oblasti trámců zkoušených na třibodový, příp. čtyřbodový ohyb. Nespornou výhodou je uplatnění *WST* při stanovování lomově-mechanických parametrů na jádrových vývrtech odebraných ze stávajících stavebních konstrukcí (Obr. 3.2). Výsledek *WST* typicky představuje závislost zatížení–otevřením líce trhliny (Crack Mouth Displacement Opening – *CMOD*). V Řoutil (2012) či Seitzl (2015) jsou shrnuty vybrané studie sledující např. vliv okrajových podmínek na průběh *WST*, podrobněji je zde diskutován vliv hloubky zářezu, křehkosti kompozitu a blízkosti druhého koncentrátoru (roh drážky pro osazení ocelových příložek) na průběh *WST* pro krychlový vzorek (také v Řoutil et al. 2010a, b a Veselý et al. 2011), přičemž je ukázána minimální potřebná hloubka počátečního zářezu pro korektní provedení (Obr. 3.3a) a vyhodnocení lomové zkoušky při různých charakteristických délkách kompozitu.



**Obr. 3.1** Schéma odvození zkušební vzorku na *WST* ze vzorku na třibodový ohyb.

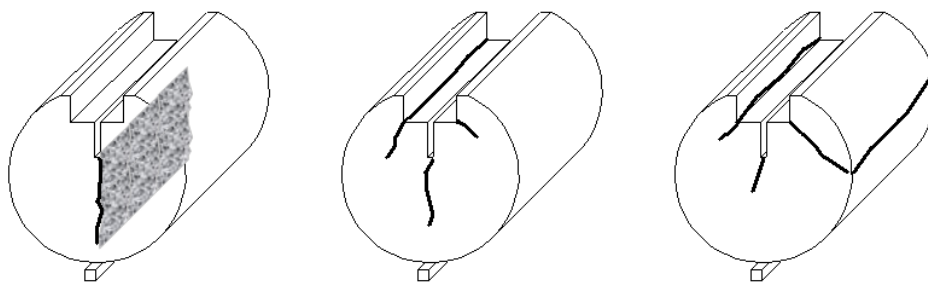


**Obr. 3.2** Konfigurace WST (a); ukázka krychlového (b) a válcového (c) vzorku pro WST.



**Obr. 3.3** Korektní (a) a nekorektní (b, c) průběh WST na krychlovém vzorku.

Navazující práce (Řoutil et al. 2011a, b, Seitl et al. 2011, Veselý et al. 2011) představují studii pro stanovení minimální délky zářezu pro válcové vzorky. Připomeňme opět praktickou výhodu těchto vzorků, totiž možnost stanovit lomově-mechanické parametry přímo na jádrových vývrtech. Korektní průběh WST na válcových vzorcích ilustruje Obr. 4.3a, nesprávný průběh znehodnocující stanovenou hodnotu lomové energie potom Obr. 4.3b, c.



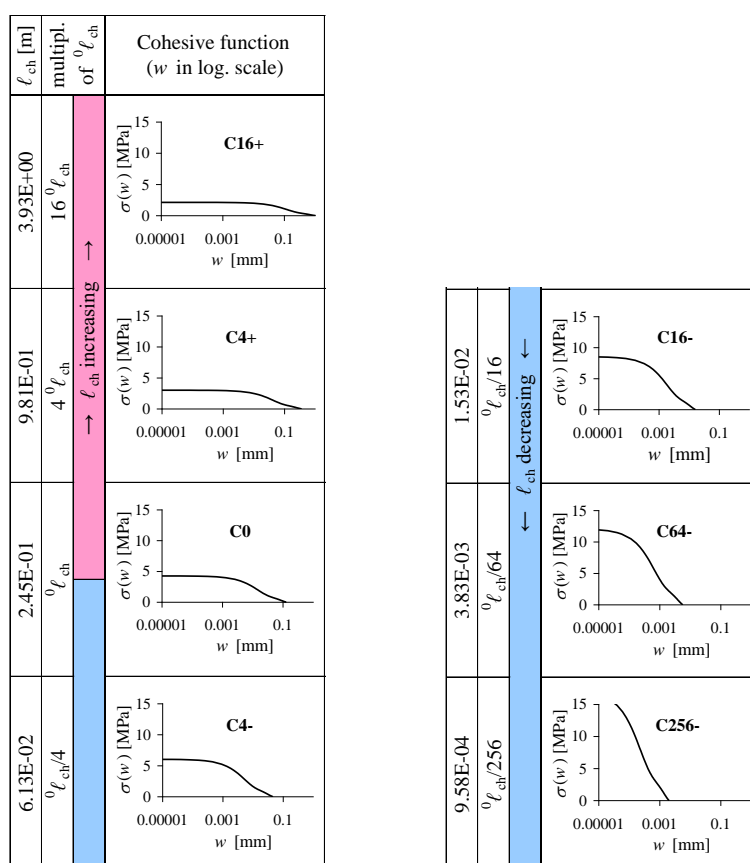
**Obr. 3.4** Korektní (a) a nekorektní (b, c) průběh WST na válcovém vzorku.

Pro numerickou studii byl využit materiálový model *CC3DNonLinCementitious2* (Červenka et al. 2014). Jeho materiálové vstupy ( $E$ ,  $f_t$  a  $G_f$ ) byly definovány dle Tab. 3.1, a to tak, aby docházelo k podstatným změnám v hodnotě charakteristické délky (definované rovnicí 2.1), což ilustruje následně Obr. 3.5. S uvedenými sadami vstupních parametrů byly realizovány numerické studie (Obr. 3.6a, b). Výsledky zaznamenané na Obr. 3.6c ukazují rozhraní mezi

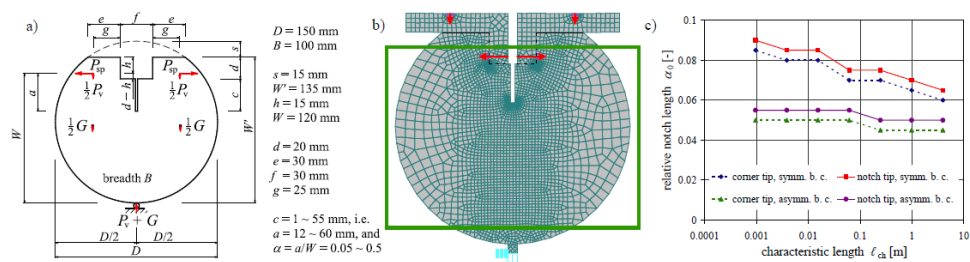
propagací dominantní trhliny z rohu drážky (nekorektní průběh) a z čela zářezu (korektní průběh) pro studované charakteristické délky kompozitu a vybrané okrajové podmínky. Je ukázáno, že s rostoucí charakteristickou délkou kompozitu klesá nutná minimální délka počátečního zářezu (a to pro symetrické uspořádání drážek pro ocelové příložky i uspořádání nesymetrické, při kterém je roh jedné drážky „zaoblen“). Tento výsledek představuje důležitou informaci pro korektní provedení a vyhodnocení studovaného experimentu a doplňuje citované analýzy na vzorcích ve tvaru krychle. Při nedodržení minimální nutné délky zářezu pro daný kompozit dochází k nekorektnímu provedení/vyhodnocení lomového experimentu.

**Tab. 3.1** Kombinace materiálových parametrů definujících materiál s různou charakteristickou délkou.

#	material parameters							note
	$E$ GPa	$f_t$ MPa	$G_f$ $Jm^{-2}$	$w_c$ mm	$\ell_{ch}$ m			
C16+	41.9	2.13	$^0f_t/\sqrt{4}$	426.8	$4 \times ^0G_f$	1.03E+00	3.93E+00	$16 \times ^0\ell_{ch}$
C4+	41.9	3.02	$^0f_t/\sqrt{2}$	213.4	$2 \times ^0G_f$	3.63E-01	9.81E-01	$4 \times ^0\ell_{ch}$
<b>C0</b>	<b>41.9</b>	<b>4.27</b>	<b><math>^0f_t</math></b>	<b>106.7</b>	<b><math>^0G_f</math></b>	<b>1.29E-01</b>	<b>2.45E-01</b>	<b><math>^0\ell_{ch}</math></b>
C4-	41.9	6.04	$(\sqrt{2}) \times ^0f_t$	53.4	$^0G_f/2$	4.54E-02	6.13E-02	$^0\ell_{ch}/4$
C16-	41.9	8.54	$(\sqrt{4}) \times ^0f_t$	26.7	$^0G_f/4$	1.61E-02	1.53E-02	$^0\ell_{ch}/16$
C64-	41.9	12.07	$(\sqrt{8}) \times ^0f_t$	13.3	$^0G_f/8$	5.68E-03	3.83E-03	$^0\ell_{ch}/64$
C256-	41.9	17.07	$(\sqrt{16}) \times ^0f_t$	6.7	$^0G_f/16$	2.01E-03	9.58E-04	$^0\ell_{ch}/256$



**Obř. 3.5** Grafické znázornění tahového změkčení kompozitů z různou charakteristickou délkou pro kombinace materiálových parametrů z Tab. 3.1.



**Obr. 3.6** Schéma vyšetřované zkušební konfigurace (a), numerického modelu (b) a znázornění minimální potřebné hloubky zářezu pro korektní průběh zkoušky (c).

### 3.2 Lomové a únavové parametry vybraných betonů/cementových kompozitů

#### 3.2.1 Lomově-mechanické vlastnosti betonů pevnostních tříd C50/60 a C40/50 využívaných pro prefabrikované betonové prvky

Ve spolupráci tří pracovišť – Ústavu stavební mechaniky FAST VUT v Brně, University of Natural Resources and Life Sciences (Department of Civil Engineering and Natural Hazards, Institute of Structural Engineering) a rakouského výrobce betonových prefabrikovaných stavebních prvků Franz Oberndorfer GmbH & Co KG, (Gunskirchen) – proběhla rozsáhlá experimentální série za účelem stanovení lomově-mechanických parametrů a jejich proměnlivosti pro vybrané typů betonů, přičemž byl sledován vliv stáří betonu (1 den, 7 dní, 28 dní a 126 dní) a částečně také vliv podmínek uložení vyrobených vzorků (Řoutil et al. 2014a, Novák et al. 2014a). Složení sledovaných betonů (C40/50 B4, C50/60 B4) vyrobených rakouskou firmou Franz Oberndorfer GmbH & Co KG přibližuje Tab. 3.2. Podotkneme, že uvedené betony jsou určeny pro sériovou výrobu předpjatých nosníků (průřez tvaru  $T$ , resp. dvojité  $T$ , Obr. 3.7).



**Obr. 3.7** Předpjaté betonové nosníky rakouského výrobce Franz Oberndorfer GmbH & Co KG (Gunskirchen).

**Tab. 3.2** Složení studovaných betonů (C40/50 B4, C50/60 B4).

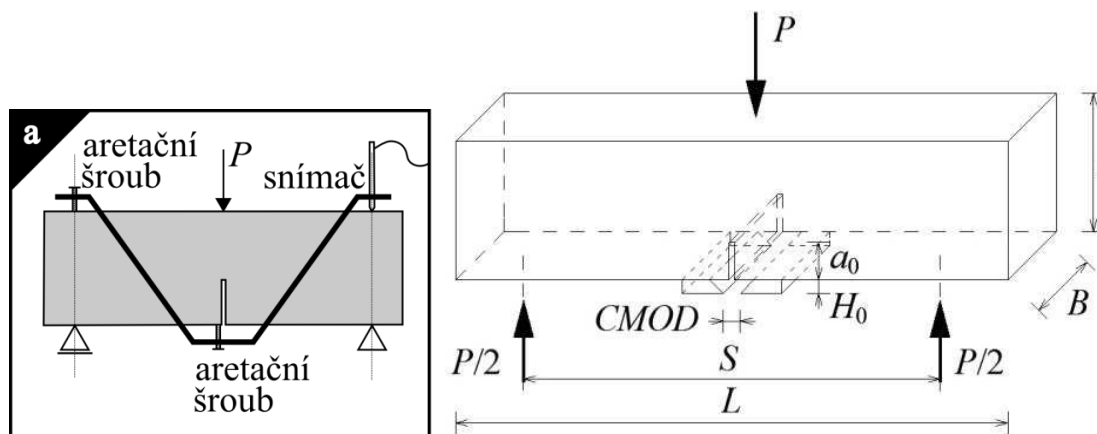
	unit	I*	II**
<b>Aggregate 0/4 edge</b>	kg	101.85	61.00
<b>Aggregate 0/4 round</b>	kg	849.17	567.61
<b>Aggregate 4/8 round</b>	kg	370.79	242.61
<b>Aggregate 8/16 round</b>	kg	550.64	364.66
<b>Water content</b>	kg	181	130
<b>Cement CEM 52.5 R</b>	kg	464.90	308.89
<b>Sky 657</b>	kg	6.67	4.32
<b>w/c</b>	–	0.39	0.42

\* C50/60 B4; \*\* C40/50 B4.

Ze studovaných betonů byly vyrobeny vzorky pro zkoušky na třibodový ohyb (trámce s nominálními rozměry 100×100×400 mm s centrálním zářezem do třetiny výšky, Obr. 3.9), resp. krychle (100×100×100 mm) pro určení tlakové pevnosti jakož i vzorky pro test klínovým štípáním (Obr. 3.13).

### 3.2.1.1 Zkoušky na třibodový ohyb trámce s centrálním zářezem

Připomeňme základní postup při realizaci zkoušky na třibodový ohyb (Novák et al. 2014a). Nejprve je nutné vytvořit uprostřed rozpětí zkušebního vzorku unifikovaný koncentrátor napětí. V tomto případě se jedná o zářez, zhotovený pomocí pily s diamantovým kotoučem, popř. vodním paprskem. Důležité je dodržet konstantní hloubku zářezu, provést zářez co nejtenčí a co nejméně poškodit strukturu zbývajících materiálu. Zářez se provádí na spodní straně vzorku, přičemž těleso se do lisu umísťuje tak, aby leželo kolmo na směr působení gravitace při jeho zrání. Tedy tak, aby se původní horní a dolní povrch vzorku nacházel nyní na bocích tělesa. Předem se tím ovlivnění zkoušky systematicky nerovnoměrným rozmístěním plniva, vláken, pórů apod. po výšce vzorku. Doporučuje se volit zářez do třetiny výšky tělesa. Pomocí zatěžovacího lisu provedeme zkoušku v třibodovém ohybu. Na horním povrchu vzorku, nad zářezem, se bodově či liniově vnáší předepsaný posun, kterému odpovídá síla  $P$ . Poznamenejme, že není možné zatěžovat vzorek předepsanou silou, protože pak nelze získat tzv. sestupnou větev diagramu zatížení–posun, tedy tu část diagramu, kde při nárůstu posunu dochází k poklesu velikosti síly  $P$  ( $d > dP_{max}$ ). S ohledem na předpoklad statického zatěžování je nutné volit pomalejší rychlosti přírůstku posunu (setiny milimetru za minutu). Bohužel, výsledkem jsou časově náročné experimenty, kde podstatná část je věnována právě získání sestupné větve. V průběhu zatěžování není vhodné měnit rychlost přírůstku posunu. Ukončení zkoušky je především u vláknových kompozitů dáno rozměrovými limity zařízení, které měří posun. Není-li nutné zkoušku přerušit z těchto důvodů, může se ukončit například při poklesu velikosti síly pod 5 % její maximální hodnoty  $P_{max}$ . Obecně platí, že čím větší část diagramu zatížení–posun získáme, tím objektivnější budou výsledky. K měření posunu se nedoporučuje používat přímo posun příčnicku lisu. Dochází tu totiž ke sčítání deformace vzorku, kterou je třeba změřit, deformace vzorku, která do měření zahrnuta být nemá (zatlačování podpor do vzorku, dosedání vzorku) a deformace lisu. Deformaci lisu lze eliminovat použitím dostatečně tuhého rámu a zatěžovací hlavy. Taková sestava ale většinou nebývá dostatečně citlivá pro daný účel. Při přímém měření posunu na povrchu vzorku je problém tuhosti lisu částečně vyřešen. Bohužel, zatlačování do podpor a dosedání vzorku má také výrazný vliv na naměřené hodnoty, zvláště je-li maximální velikost síly relativně nízká. Obecně oba tyto způsoby měření vedou k chybnému záznamu posunů. Provádíme-li experimenty na stejném lisu se stejným měřicím postupem, lze použít takto získané hodnoty alespoň na porovnání různých materiálů. Jako vhodnější se jeví použití speciálního rámu (Obr. 3.8a), který umožňuje měřit pouze posuny (na) vzorku. Po nasazení rámu se pomocí aretačních šroubů vyrovná poloha rámu na vzorku. Při poklesu spodního povrchu vzorku ve středu o  $d$  dojde ke stlačení měřícího zařízení nad pravou podporou o  $2d$ . Závěrem je tedy nutné naměřené posuny podělit dvěma. Při natáčení vzorku a zatlačování do podpor dojde také ke změně pozice celého rámu a nedochází tedy k sčítání tohoto posunu s deformací zkoušeného tělesa. Alternativou k záznamu posunu je měření otevření ústí trhliny (zářezu), tzv. *CMOD* (Crack Mouth Opening Displacement). Na těleso jsou na spodní straně v oblasti počátečního zářezu nalepeny břity (viz Obr. 3.8b) mezi které je umístěna svorka extenzometru.

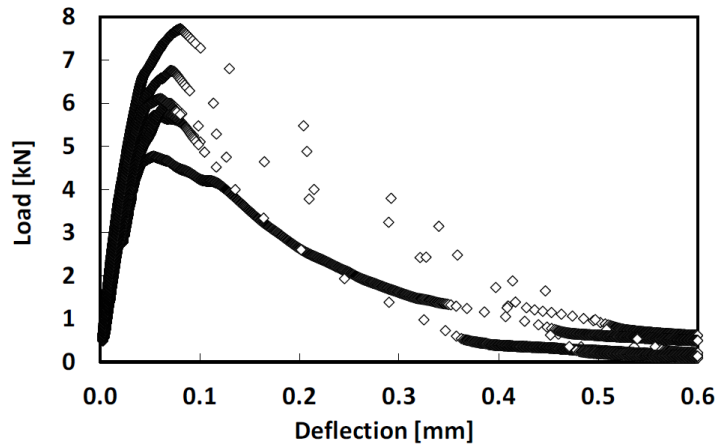


**Obr. 3.8** Schéma uspořádání zkoušky na tříbodový ohyb trámce se zářezem pro měření závislosti (a) síla–posun ( $P-d$ ) a (b) síla – otevření ústí trhliny ( $P-CMOD$ ).



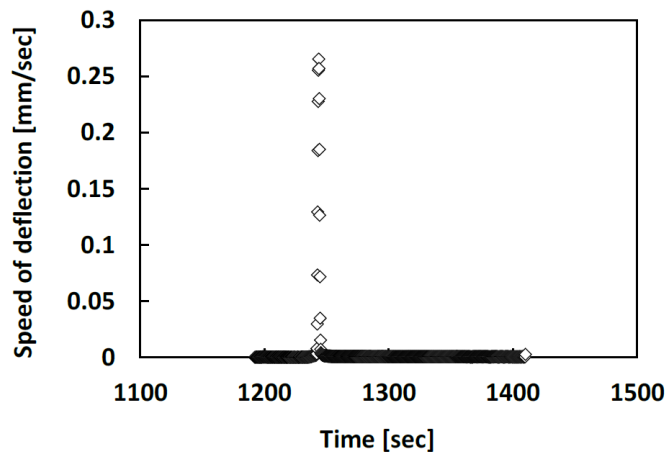
**Obr. 3.9** Snímek z provádění zkoušky na tříbodový ohyb trámce se zářezem v rámci stanovování lomově-mechanických parametrů betonu C50/60.

Po proběhnutí zkoušky/zkoušek je výsledkem posloupnost dvojic hodnot síla–posun ( $P-d$ ), alternativně síla – otevření ústí trhliny ( $P-CMOD$ ) (doporučuje se zaznamenávat rovněž čas). Lisy s moderními měřicími ústřednami umožňují odečítat hodnoty po velmi krátkém časovém úseku. To může vést při dlouhých zkouškách k velkému množství dat. Realizace experimentů na tříbodový ohyb proběhla na FAST VUT v Brně za intenzivní spolupráce Ústavu stavební mechaniky a Ústavu stavebního zkušebnictví, konfiguraci zkoušky přibližuje Obr. 3.8. Typické průběhy zaznamenaných grafů zatížení–posuny pro vybranou zkoušku ukazuje Obr. 3.10. Podotkněme, že v rámci každého experimentu bylo zkoušeno 7 vzorků na mechanickém lisu Heckert FPZ 100/1 s rozsahem 0–10 kN v laboratoři Ústavu stavebního zkušebnictví (SZK) FAST VUT v Brně. Zatěžování zkušebních vzorků probíhalo spojitě za požadavku konstantního přírůstku posunu/průhybu (0,03 mm/min) uprostřed rozpětí. Jednotlivé zkoušky byly ukončeny při poklesu síly na 5 %  $P_{max}$ .



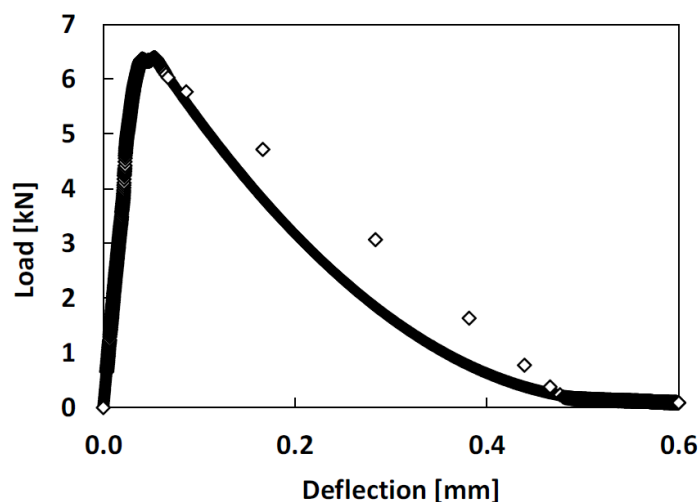
**Obr. 3.10** Typické záznamy závislosti síla–posun ( $P-d$ ) ze zkoušky na tříbodový ohyb trámce se zářezem, zde pro beton C40/50 ve stáří 28 dnů.

Připomeňme, že při nedostatečné tuhosti zkušební lisu může dojít k přeskoku v zatěžovacím diagramu v důsledku vzniku záhybu. Tento jev bývá označován jako „snap-down“. Vznik přeskoku znemožňuje naměření celého teoretického zatěžovacího diagramu studovaného vzorku, což ovlivňuje vyhodnocení lomové zkoušky. Rozpoznání nastíněného jevu umožňuje analýza časové řady posunů a sil získaných při zatěžování, resp. derivace časové řady posunu–zatěžovacího bodu (Frantík 2006). Frantík et al. (2006) navrhuje korekci naměřených zatěžovacích diagramů, která spočívá v odstranění špatně podmíněných bodů  $l-d$  diagramu a aproximaci nezaznamenané části na sestupné větvi  $l-d$  diagramu pomocí kvadratické paraboly. Aplikaci postupu lze nalézt např. v Frantík et al. (2007) či Průša (2008). Korekce byla uplatněna i při vyhodnocování popsané experimentální série, Obr. 3.11 a 3.12. Poznamenejme, že hodnoty lomové práce a specifické lomové energie určené z naměřených diagramů bez korekce mohou být nadhodnoceny.



**Obr. 3.11** Derivace časové řady posunu zatěžovacího bodu (těleso z betonu C40/50 ve stáří 28 dní).

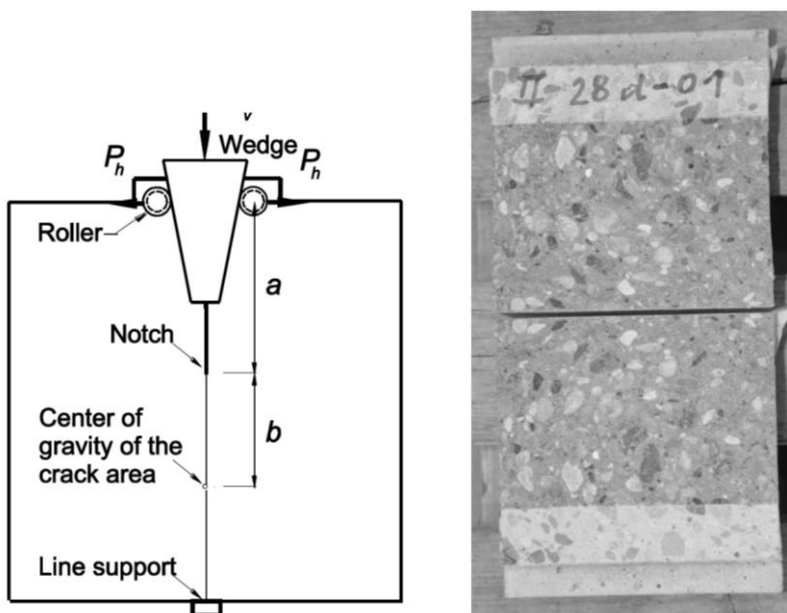




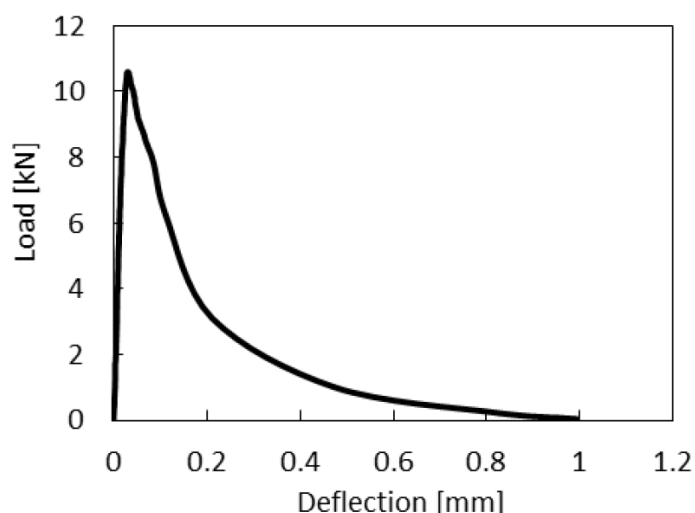
**Obr. 3.12** Vybraný záznam závislosti síla–posun ( $P-d$ ) ze zkoušky na třibodový ohyb trámce se zářezem úpřed a po korekci (těleso z betonu C40/50 ve stáří 28 dní).

### 3.2.1.2 Experimenty pomocí štípacího testu

Realizace experimentů klínovým štípním proběhla na University of Natural Resources and Life Sciences (Department of Civil Engineering and Natural Hazards, tým doc. Alfreda Strausse a Dr. Thomase Zimmermanna). Schéma zkoušky na krychlích o hraně 150 mm s délkou zářezu  $a = 43$  mm a vzdáleností mezi koncem zářezu a středem ligamentu rovnou  $b = 50$  mm ukazuje Obr. 3.13a. Obr. 3.13b přibližuje vybraný vzorek po provedení zkoušky. Podotkněme, že zatěžování bylo realizováno s rychlostí 1,2mm/min. Typický průběh závislosti zatížení–posun přibližuje Obr. 3.14.



**Obr. 3.13** Schéma prováděného štípacího testu (a) a vybraný vzorek po provedení testu (b).



**Obr. 3.14** Typický zaznamenaný průběh závislosti zatížení–posun při štípacím testu.

### 3.2.1.3 Vyhodnocení provedených experimentů

Ze zaznamenaných závislostí zatížení–průhyb byly – s využitím modelu efektivní trhliny a metodou „work-of-fracture“ – stanoveny hodnoty dominantních lomově-mechanických parametrů (modul pružnosti, lomová houževnatost či lomová energie).

Model efektivní trhliny umožňuje postihnout/popsat chování kvazikřehkých materiálů aplikací principů lineární lomové mechaniky. Vychází z předpokladu ekvivalentní pružné konstrukce/prvku s efektivní trhlinou  $a_e$ . Ta je delší než trhlina původní a její zavedení reflektuje kvazikřehký charakter materiálu/tělesa a existenci lomové procesní zóny před čelem trhliny. Efektivních modelů existuje několik, přičemž všechny používají pro stanovení efektivní délky (resp. efektivního prodloužení) trhliny souřadnice vrcholu experimentálně získaného zatěžovacího diagramu, ale liší se způsobem výpočtu. Obecně lze konstatovat, že efektivní délku trhliny získáme zvětšením počáteční trhliny na takovou velikost, abychom při zachování konstantního modulu pružnosti materiálu získali stejné přetvoření při působení maximální síly. Z efektivní délky trhliny lze následně stanovená (efektivní) lomová houževnatost (neboli kritická hodnota faktoru intenzity napětí). Efektivní lomová houževnatost a kritická délka (efektivní) trhliny (stanovená ze sečné tuhosti zkoušeného betonového vzorku při maximálním zatížení) potom charakterizují kvazikřehký materiál (Nalatambi et al. 1986, Stibor 2004).

Ze vzestupné části závislosti zatížení–posun/průhyb ( $l$ – $d$  diagram), resp. její směrnice, lze odhadnout hodnotu modulu pružnosti – lze využít vztahu (3.3) pro výpočet modulu pružnosti ze zkoušky na tříbodový ohyb trámce se zářezem (Karihaloo 1995). První část vztahu (3.3) zahrnuje průhyb nosníku při tříbodovém ohybu a je odvozena z nosníkové teorie. Druhá část, obsahující integrál funkce geometrie, postihuje vliv zářezu a je odvozena z Castiglianova principu.

$$E = \frac{\Delta P}{4B\Delta\delta} \left( \frac{S}{W} \right)^3 \left[ 1 + \frac{5qS}{8\Delta P} + \left( \frac{W}{S} \right)^2 \left\{ 2,70 + 1,35 \frac{qS}{\Delta P} \right\} - 0,84 \left( \frac{W}{S} \right)^3 \right] + \frac{9\Delta P}{2B\Delta\delta} \left( 1 + \frac{qS}{2\Delta P} \right) \left( \frac{S}{W} \right)^2 F_1(\alpha_0), \quad (3.3)$$

kde  $W$  a  $B$  představují šířku a výšku trámce,  $S$  značí rozpětí podpor, poměr  $\alpha$  udává relativní délku trhliny, resp. zářezu,  $q$  reprezentuje vlastní tíhu vzorku a  $\delta$  průhyb uprostřed rozpětí vzorku/trámce. Parametr  $F_1(\alpha_0)$  zohledňuje geometrii vzorku pomocí funkce geometrie  $Y$  (3.4).

$$F_1(\alpha_0) = \int_0^{\alpha_0} xY^2(x) dx \quad (3.4)$$

Při hledání efektivní délky trhliny dosazujeme do vztahu (3.3) (s dříve stanovenou hodnotou modulu pružnosti) souřadnice vrcholu  $l$ - $d$  diagramu –  $P_{max}$ ,  $d_{max}$ . Funkce geometrie (Bažant et al. 1998) lze najít např. ve tvaru (3.5).

$$Y(\alpha, \beta) = \frac{p_\infty(\alpha) + \frac{4}{\beta}(p_4(\alpha) - p_\infty(\alpha))}{(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}};$$

$$p_4(\alpha) = 1.900 - \alpha \left[ -0.089 + 0.603(1 - \alpha) - 0.441(1 - \alpha)^2 + 1.223(1 - \alpha)^3 \right]; \quad (3.5)$$

$$p_\infty(\alpha) = 1.989 - \alpha(1 - \alpha) \left[ 0.448 - 0.458(1 - \alpha) + 1.226(1 - \alpha)^2 \right].$$

Vztahy vyžívají místo délky trhliny,  $a$ , relativní délku trhliny,  $\alpha$ , tedy poměr  $a/W$ . Poměr  $\beta$  udává délku vzorku v poměru jeho výšce  $S/W$ .

Protože neznámá hodnota  $a_e$  (na místě původní  $\alpha_0$ ) vystupuje ve vztahu na místě argumentu integrálu, řeší se úloha iteračně.

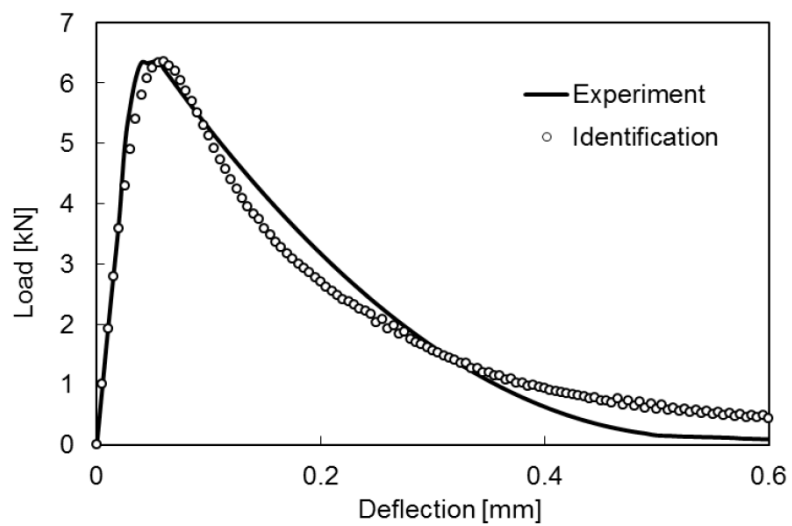
Po nalezení efektivní délky trhliny lze hodnotu efektivní lomové houževnatosti následně dopočítat ze vztahu (3.6).

$$K_{Ice} = \frac{3P_{max}S}{2BW^2} Y(a_e) \sqrt{a_e} \quad (3.6)$$

K šíření trhliny v konstrukci dle modelu efektivní trhliny dojde v případě, když faktor intenzity napětí dosáhne hodnoty efektivní lomové houževnatosti (3.7).

$$K_I = K_{Ice} \text{ při } a = a_e \quad (3.7)$$

Současně také při stanovování lomově-mechanických parametrů betonů C40/50 a C50/60 proběhla identifikace materiálových parametrů, a to s využitím inverzní analýzy parametrů (pevnost v tahu a tlaku, modul pružnosti a lomová energie) numerického modelu zkoušek na tříbodový ohyb (MKP software ATENA 2D, materiálový model *CC3DNonLinCementitious2*) užitím umělé neuronové sítě (Lehký et al. 2013). Grafické porovnání experimentálního a simulovaného (s identifikovanými parametry) průběhu závislosti zatížení-posun ukazuje Obr. 3.15. Získané výsledky, včetně středních hodnot, variačních koeficientů a hustot pravděpodobnosti pro jednotlivé parametry, shrnuje Tab. 3.3. Vybrané výsledky jsou ukázány také v grafech na Obr. 3.16–18. Tyto hodnoty představují podrobnou informaci o vlastnostech studovaných betonů vč jejich vývoje v čase i podklad pro tvorbu modelů jejich chování na deterministické i stochastické úrovni.

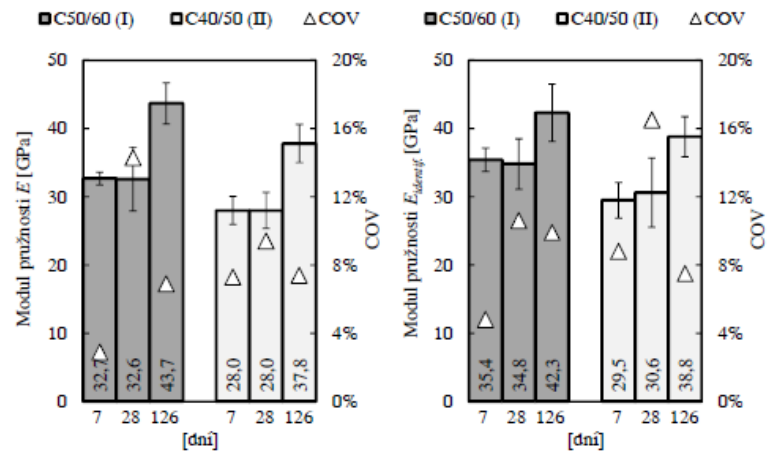


**Obr. 3.15** Diagram síla–posun (C40/50 ve stáří 28 dnů): naměřený a získaný numericky s využitím identifikovaných parametrů.

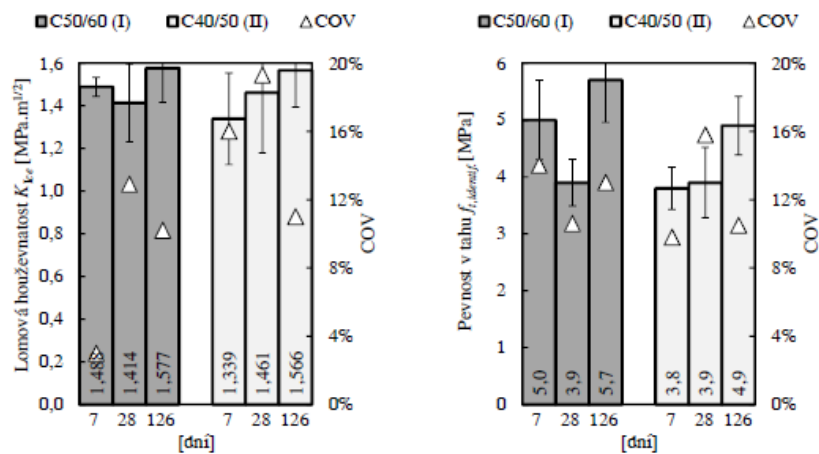
**Tab. 3.3** Hodnoty lomově-mechanických parametrů (střední hodnoty, variační koeficienty (COV) a hustoty pravděpodobnosti) pro studované betony C40/50 a C50/60.

	Concrete mix I (C50/60 B4)				Concrete mix II (C40/50 B4)		
	1d	7d	28 d	126d	7d	28 d	126d
<b><math>f_{cu}</math> (BUT)</b>							
mean [MPa]	62.1	77.9	77.0/75.0*	77.8	65.3	73.1/71.6*	71.4
COV [%]	2.2	3.0	6.4/6.8 *	4.2	1.8	3.0/3.0*	3.1
PDF	WBL min (3 par)	WBL max (3 par)	GMB min EV I/ WBL max (3 par)*	GMB Min. EV I	WBL min (3 par)	RLG/ Logistic*	RLG
<b><math>f_{cu}</math> (BOKU)</b>							
mean [MPa]	-	72.6	85.7/-*	82.9	-	69.0/-*	-
COV [%]	-	6.3	2.2/-*	4.6	-	6.0/-*	-
PDF	-	WBL max (3 par)	WBL max (3 par) /-*	WBL min (2 par)	-	WBL max (3 par) /-*	-
<b><math>f_t</math> (stony)</b>							
mean [MPa]	3.9	5.0	3.9/5.1*	5.7	3.8	3.9/3.7*	4.9
COV [%]	9.6	14.0	10.6/11.5*	13.0	9.8	15.8/11.4*	10.5
PDF	Gamma (2 par)	GMB min EV I	GMB max EV I/ GMB max EV I*	RLG	LGN (3 par)	GMB min EV I/ Inverse normal*	GMB max EV I
<b><math>E_{3PB}</math></b>							
mean [GPa]	26.6	32.7	32.6/40.3*	43.7	28.0	28.0/33.4*	37.8
COV [%]	5.3	2.9	14.3/8.8*	6.9	7.3	9.4/10.7*	7.4
PDF	RLG	WBL max (3 par)	WBL min (3 par)/ WBL min (2 par)*	WBL min (3 par)	RLG	WBL max (3 par)/ RLG negative *	RLG
<b><math>E_{CT}</math></b>							
mean [GPa]	-	52.3	49.7/-*	57.7	-	52.0/-*	-
COV [%]	-	7.0	6.9/-*	6.7	-	1.8/-*	-
PDF	-	WBL max (3 par)	RLG/-*	WBL max (3 par)	-	LGN (3 par)/-*	-
<b><math>E_{(stony)}</math></b>							
mean [GPa]	27.2	35.4	34.8/41.6*	42.3	29.5	30.6/34.5*	38.8
COV [%]	5.6	4.8	10.6/9.8*	9.9	8.8	16.5/11.5*	7.5
PDF	RLG	LGN (3 par)	WBL min (3 par)/ WBL min (3 par)/*	RLG negative	WBL max (3 par)	GMB max EV I/ RLG negative*	WBL max (3 par)
<b><math>K_{icc, 3PB}</math> [MPa.m<sup>1/2</sup>]</b>							
mean	1.127	1.488	1.414/1.636*	1.577	1.339	1.461/1.445*	1.566
COV [%]	8.4	3.0	12.9/9.4*	10.2	16.0	19.3/16.9*	11.0
PDF	RLG	GMB min EV I	Gamma (2 par) RLG*	WBL min (2 par)	GMB min EV I	GMB max EV I/ WBL min (3 par)	WBL min (3 par)
<b><math>K_{ic, wST}</math> [MPa.m<sup>1/2</sup>]</b>							
mean	0.934	-	0.896/1.233*	1.068	-	-/1.103*	1.063
COV [%]	6.2	-	6.3/4.2*	3.4	-	-/1.3*	9.4
PDF	LGN (2 par)	-	LGN (2 par)/ LGN (3 par)*	WBL min (3 par)	-	-/LGN (3 par)*	LGN (3 par)
<b><math>G_{f, 3PB}</math> [J.m<sup>-2</sup>]</b>							
mean	171.7	227.8	241.8/309.5*	231.1	217.3	272.3/259.4*	238.4
COV [%]	8.8	11.8	16.8/11.6*	15.2	16.6	23.0/16.3*	10.8
PDF	Gamma (2 par)	GMB max EV I	Normal/ GMB max EV I*	WBL min (3 par)	WBL min (3 par)	RLG/ WBL min (2 par)*	Gamma (2 par)
<b><math>G_{f, wST}</math> [J.m<sup>-2</sup>]</b>							
mean	197	-	90/162*	190	-	-/153*	205
COV [%]	24.5	-	15.2/7.2*	6.1	-	-/16.8*	16.8
PDF	WBL max (3 par)	-	GMB min/RLG*	WBL min (3 par)	-	-/WBL min (3 par)*	WBL max (3 par)
<b><math>G_{f, (stony)}</math> [J.m<sup>-2</sup>]</b>							
mean	155.1	193.8	219.8/274.2*	205.9	205.6	254.4/244.2*	221.6
COV [%]	8.7	9.4	12.8/10.1*	13.3	15.8	21.4/16.8*	10.5
PDF	Logistic	GMB max EV I	GMB max EV I/ GMB max EV I *	WBL min (3 par)	Weibull Min (3 par)	GMB max EV I/ GMB max EV I *	RLG negative

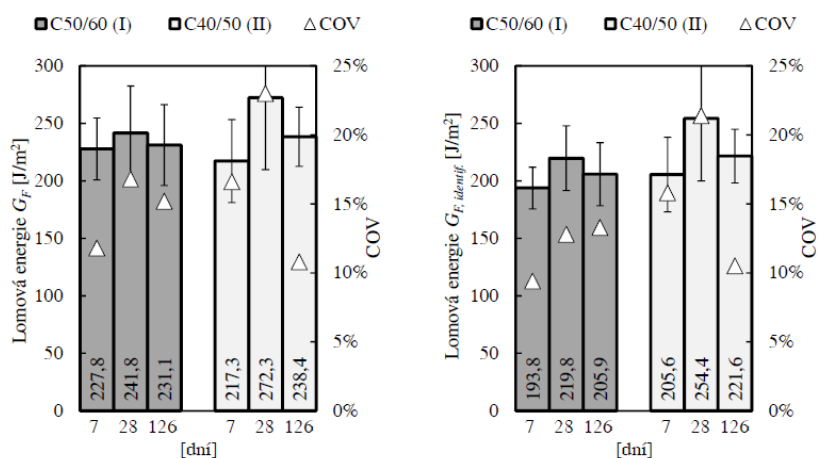
\* Storage condition 2; PDF – probability distribution function, WBL – Weibull, GMB – Gumbel, RLG – Rayleigh, LGN - lognormal.



**Obr. 3.16** Hodnoty modulu pružnosti (dolní index *identif.* značí hodnoty určené pomocí identifikace).



**Obr. 3.17** Hodnoty efektivní lomové houževnatosti (vlevo) a tahové pevnosti určené identifikací.



**Obr. 3.18** Hodnoty lomové energie (dolní index *identif.* značí hodnoty určené pomocí identifikace).

### 3.2.1.4 Databáze softwaru Freet

Získané výsledky byly následně implementovány do databáze softwaru Freet (Novák et al. 2014b, 2015a). Databáze je zpracována hierarchicky ve třech úrovních (Obr. 3.19):

- Úroveň 1 – Třída betonu.
- Úroveň 2 – Stáří betonu.
- Úroveň 3 – Jednotlivé parametry.

Třída betonu – aktuálně jsou v databázi zpracovány dvě třídy testovaného betonu, C40/50 a C50/60 (Řoutil et al. 2014a). Předpokládá se další rozšíření, včetně např. betonů vyztužených ocelovými vlákny (Lehký et al. 2015a, b).

Stáří betonu – testovány a do databáze byly zahrnuty vzorky ve stáří 1 den, 7 dní, 28 dní a 126 dní. Pro uvedená stáří bylo testováno vždy 7 vzorků.

Jednotlivé parametry – modul pružnosti, pevnost v tlaku, pevnost v tahu (pouze identifikovaná hodnota), efektivní lomová houževnatost, lomová energie.

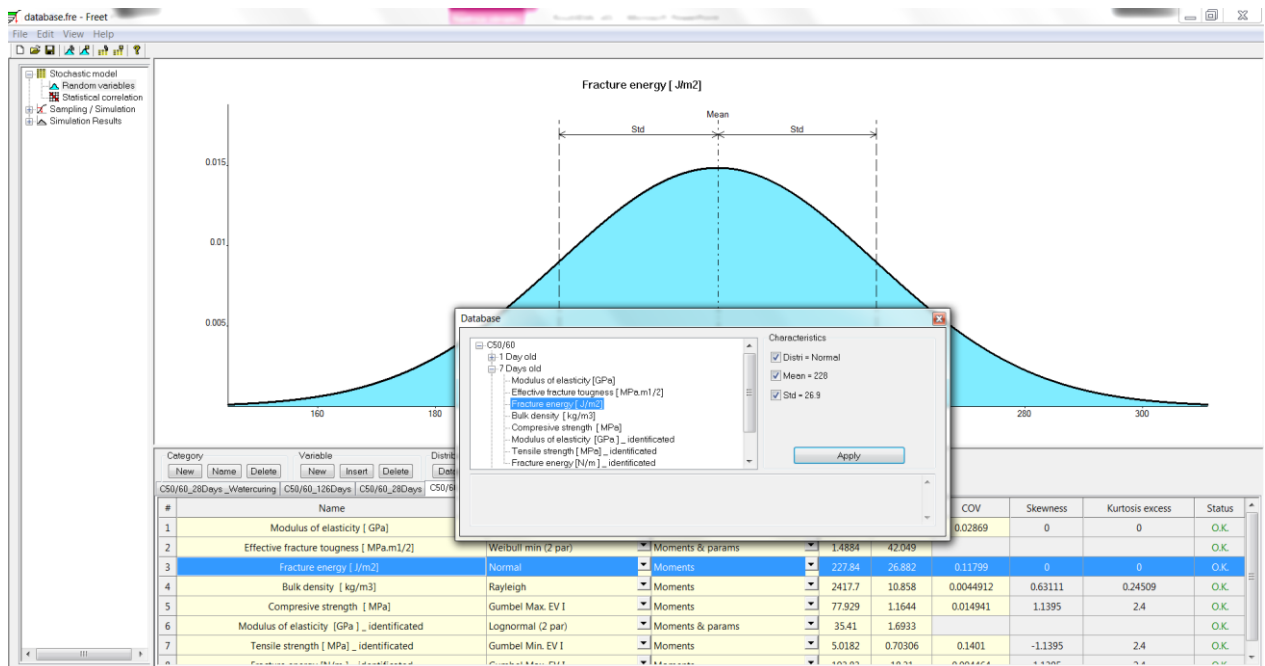
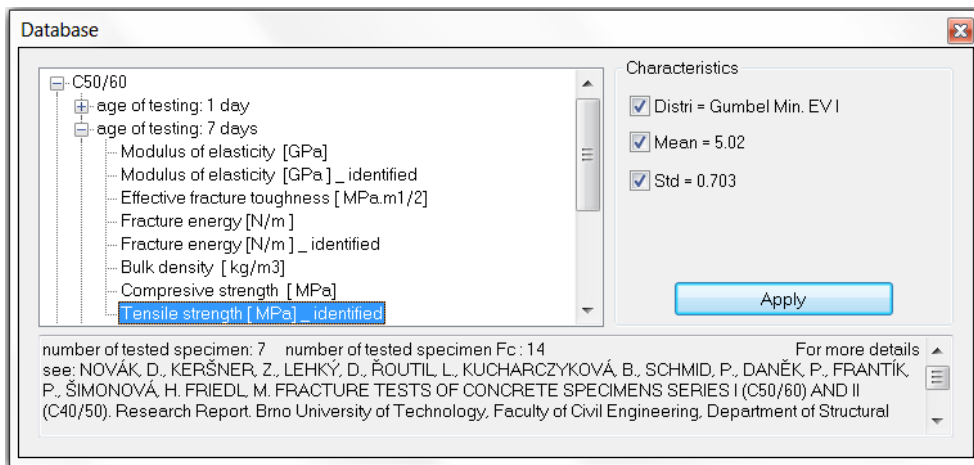
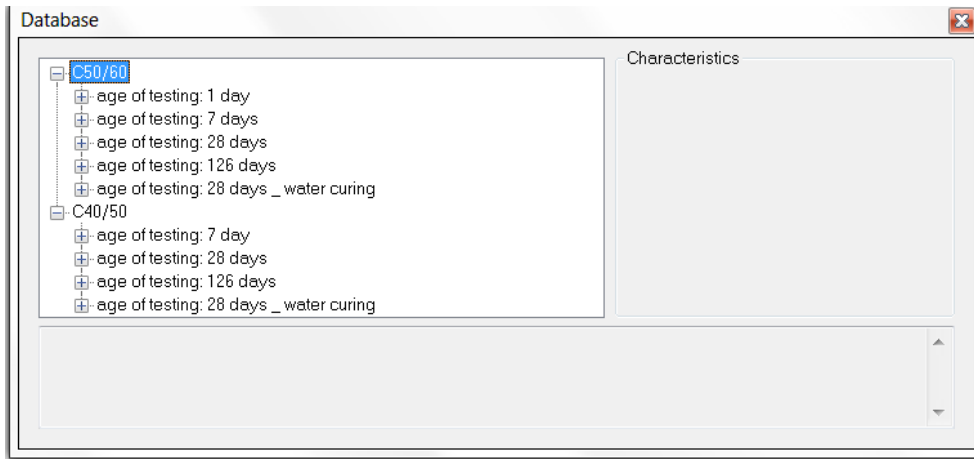
Pro každý parametr je definován vhodný model rozdělení pravděpodobnosti a základní statistické parametry, což představuje podporu při tvorbě pravděpodobnostních modelů. Vybraný náhled databáze v prostředí FReET ukazuje Obr. 3.20.

Zmiňme ještě jeden, výše nastíněný, aspekt – série zkušebních vzorků ve stáří 28 dní byly, kromě základního uložení v běžných podmínkách, skladovány paralelně také v prostředí s vyšší vlhkostí. I v tomto případě jsou všechny získané výsledky zahrnuty do databáze a jsou k dispozici uživatelům.

Už v současné podobě představuje databáze jedinečný souhrn lomově-mechanických parametrů pro vybrané betony. Nyní obsahuje záznamy pro celkem 72 parametrů (Obr. 3.20).

```
#Level 1
  C50/60
    #Level 2 [1]
      age of testing: 1 day
        #Level 3
          Modulus of elasticity [GPa]
          #Distri
          RLGH
          #Mean
          26.61666666666667
          #Std
          1.3948715592005838
        #Level 2 [1]
          ...
#Level 1
  C40/50
    #Level 2 [1]
      ...
#References
[1] number of tested specimen: 7    number of tested specimen Fc : 14
For more details see:
NOVÁK, D., KERŠNER, Z., LEHKÝ, D., ŘOUTIL, L., KUCHARCZYKOVÁ, B., SCHMID, P.,
DANĚK, P., FRANTIČEK, P., ŠIMONOVÁ, H., FRIEDL, M. FRACTURE TESTS OF CONCRETE SPECIMENS SI
Research Report. Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Departme
Building Testing. September 2014, 248 p.
řoutil, L., Lehký, D., Šimonová, H., Kucharczykova, B., Keršner, Z., Novák, T., Zimmer
```

Obr. 3.19 Struktura databáze ASCII.



Obr. 3.20 Náhledy databáze v programu FREET.



Představená databáze je takto připravena na další rozšiřování a doplňování. Uživatelům přináší v přehledné podobě možnost definovat potřebné lomově-mechanické parametry např. pro potřeby numerických simulací chování studovaných kvazikřehkých kompozitů pro jejich optimální návrh.

### 3.2.2 Lomově-mechanické parametry drátkobetonu s matricí C50/60

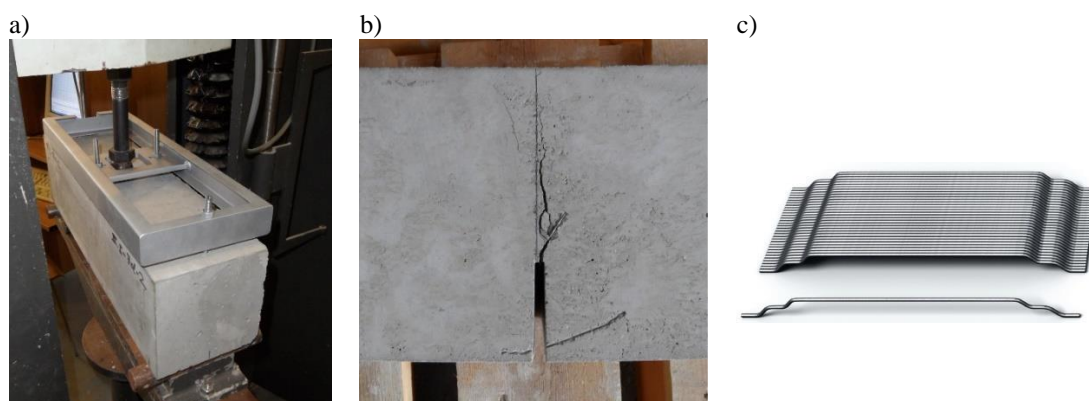
Beton C50/60 studovaný v předchozí části představuje matici pro dva typy drátkobetonů, jejichž detailní složení ukazuje Tab. 3.4. Lomově-mechanické parametry těchto drátkobetonů byly vyšetřovány ve spolupráci Ústavu stavební mechaniky a Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně a rakouského výrobce betonových prefabrikovaných stavebních prvků Franz Oberndorfer GmbH & Co KG (Lehký et al. 2015a, b). Použité drátky nesou označení Dramix 5D, jejich pevnost v tahu je  $R_{m,nom} = 2300$  MPa, modul pružnosti  $E_s = 210000$  MPa jejich tažnost činí 6 %. Délka drátku je 60 mm a průměr 0.9 mm. Experimenty byly prováděny na vzorcích ve stáří 7, 28 a 126 dní.

Zkušební vzorky pro test na tříbodový ohyb měly rozměry 150×150×550 mm (42 těles) and 100×100×400 mm (14 těles). Rozpětí podpor činilo 500 mm, resp. 300 mm. Zářez dosahoval do třetiny výšky průřezu. Obr. 3.21 přibližuje konfiguraci testu na tříbodový ohyb jakož i příklad šíření trhliny. Po rozlomení trámců v oblasti ligamentu byly z jejich konců připraveny krychle o rozměrech 150×150×150 mm a 100×100×100 mm pro následné tlakové zkoušky.

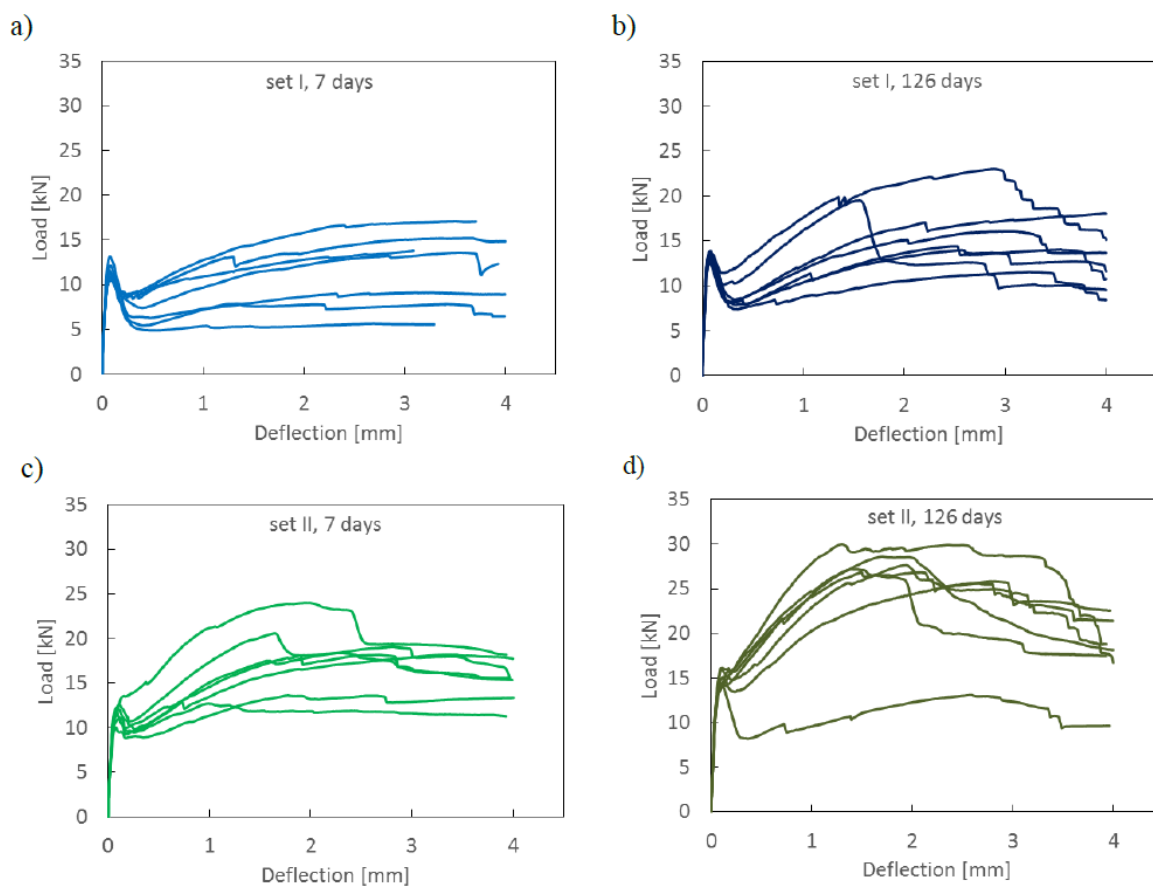
**Tab. 3.4** Složení studovaných drátkobetonů.

	<b>unit</b>	<b>amount</b>
Aggregate 0/4 edge	kg	99.54
Aggregate 0/4 round	kg	845.76
Aggregate 4/8 round	kg	373.71
Aggregate 8/16 edge	kg	535.61
Water content	kg	159
Cement CEM I 52.5 R	kg	459.36
Sky 657	kg	6.45
Sky 911	kg	0.92
Steel fibers	kg/m <sup>3</sup>	25 (set I) and 40 (set II)
Water to cement ratio <i>w/c</i>	–	0.35
Air void contents	vol.%	0.8
Slump value	cm	58 (F5)
Density	kg/m <sup>3</sup>	2488

Průběh závislostí zatížení–průhyb vzorků 150×150×550 mm z obou vyšetřovaných typů drátkobetonu ve stáří 7 a 126 dní přibližuje Obr. 3.22. V grafech jsou patrné vždy dva vrcholy – první odpovídá propagaci trhlin v betonu před úplnou aktivací drátků, druhý odpovídá mezní zatěžovací síle vzorku. Z grafů je patrný nárůst zatěžovací síly odpovídající oběma vrcholům v závislosti na stáří vzorku jakož i množství drátků.



**Obr. 3.21** Uspořádání testu na tříbodový ohyb (a), detail propagace trhliny (b) a ukázka použitých drátků Dramix5D.



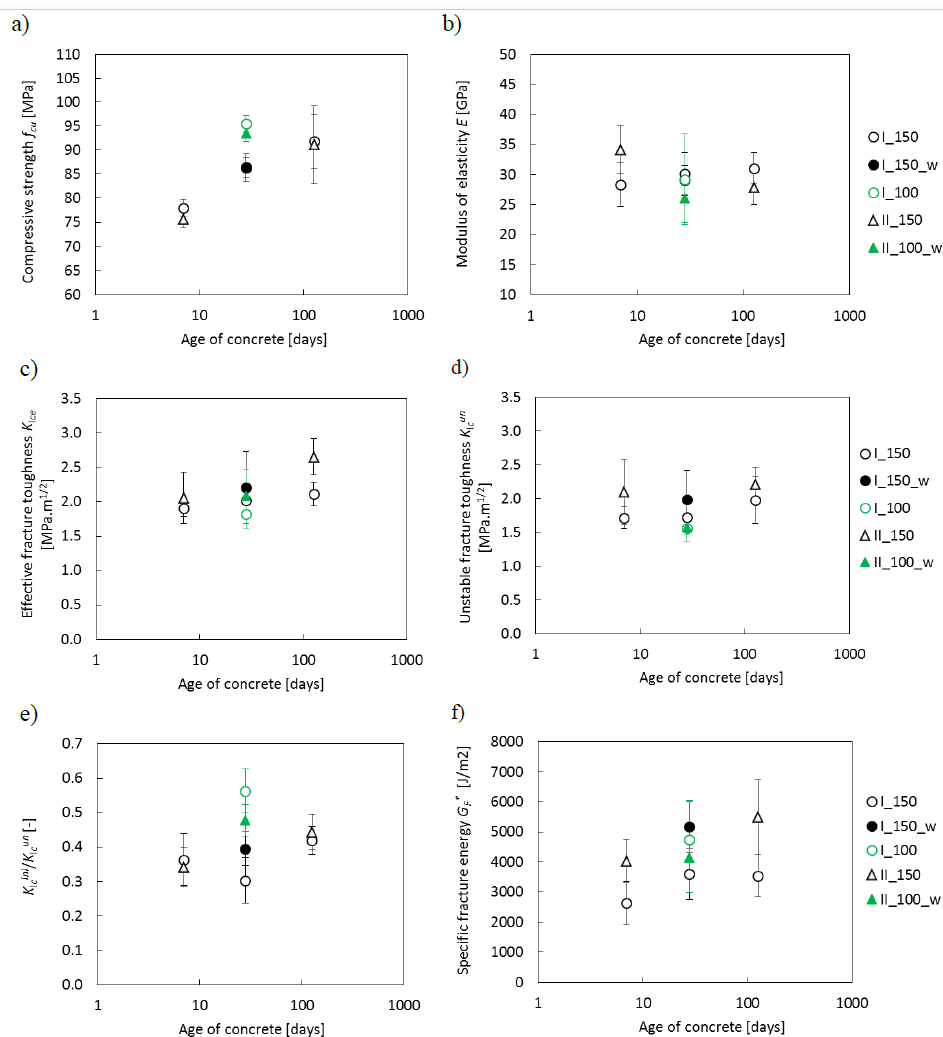
**Obr. 3.22** Experimentálně zaznamenaný průběh závislostí zatížení–průhyb.

Ze získaných průběhů závislostí zatížení–průhyb byly stanoveny hodnoty lomově-mechanických parametrů vyšetřovaných drátkobetonů, a to pomocí modelu efektivní trhliny, metodou „work-of-fracture“ a metodou dvojího-K (Lehký et al. 2015a, b). Podotkneme, že hodnota lomové energie odpovídá průběhu zkoušky do hodnoty průhybu vzorku 4 mm (Obr. 3.22), proto je v Tab. 3.5 i Obr. 3.23 označena hvězdičkou. Výsledky prezentuje Tab. 3.5. a Obr. 3.33.

**Tab 3.5** Vyhodnocené lomově-mechanické parametry vč. směrodatných odchylek a hustoty pravděpodobnosti.

Parameter	Days of hardening								
	7d		28d				126d		
	I_150	II_150	I_150	I_150_w	I_100	II_100_w	I_150	II_150	
Compressive strength $f_{cu}$ [MPa]	mean	78.0	75.7	86.3	<b>86.4</b>	95.5	<b>93.4</b>	91.8	91.1
	std	1.8	1.9	2.9	<b>2.0</b>	1.7	<b>1.6</b>	5.6	8.1
	PDF	WBMn	WBMx	WBMx	WBMx	LN3	<b>Logistic</b>	LN3	GBMn
Modulus of elasticity $E$ [GPa]	mean	28.3	34.1	30.1	<b>29.0</b>	29.2	<b>26.0</b>	31.0	27.9
	std	3.6	3.9	3.5	<b>2.5</b>	7.5	<b>4.0</b>	2.6	2.9
	PDF	GBMx	WBMn	Logistic	<b>GBMn</b>	RAYn	<b>GBMn</b>	GBMn	LN3
Effective fracture toughness $K_{Ic}$ [MPa.m <sup>1/2</sup> ]	mean	1.907	2.058	2.018	<b>2.206</b>	1.817	<b>2.084</b>	2.112	2.653
	std	0.117	0.370	0.199	<b>0.525</b>	0.200	<b>0.396</b>	0.172	0.265
Unstable fracture toughness $K_{Ic}^{um}$ [MPa.m <sup>1/2</sup> ]	mean	1.716	2.098	1.725	<b>1.986</b>	1.564	<b>1.573</b>	1.973	2.207
	std	0.156	0.472	0.200	<b>0.424</b>	0.090	<b>0.207</b>	0.343	0.257
Ratio $K_{Ic}^{mi}/K_{Ic}^{um}$ [-] (bilinear   exponential softening function)	mean	0.331	0.326	0.300	<b>0.358</b>	0.526	<b>0.438</b>	0.381	0.411
		0.363	0.341	0.303	<b>0.395</b>	0.563	<b>0.478</b>	0.419	0.444
	std	0.072	0.064	0.049	<b>0.061</b>	0.072	<b>0.050</b>	0.046	0.054
		0.075	0.056	0.066	<b>0.049</b>	0.064	<b>0.046</b>	0.040	0.052
Specific fracture energy $G_F^*$ [J/m <sup>2</sup> ]	mean	2635.3	4033.7	3606.3	<b>5165.4</b>	4754.0	<b>4138.0</b>	3543.6	5494.4
	std	717.5	727.8	849.0	<b>836.3</b>	1286.1	<b>1160.3</b>	710.4	1241.1

Notes: I, II – indicate concrete mixtures with content of steel fibers 25 kg/m<sup>3</sup> (set I) or 40 kg/m<sup>3</sup> (set II); “\_100” and “\_150” – indicate nominal specimen size 100 × 100 × 400 mm or 150 × 150 × 550 mm; “\_w” – indicates that specimens were stored in water; std – standard deviation; PDF – probability density function; GBMx – Gumbel Maximum, GBMn – Gumbel Minimum, WBMx – Weibull Maximum (3 par.), WBMn – Weibull Minimum (3 par.), RAYn – Rayleigh negative, LN3 – Lognormal (3 par.).



**Obr. 3.23** Střední hodnoty a směrodatné odchylky vybraných lomově-mechanických parametrů.

Z představených výsledků je zřejmé, že tlaková pevnost studovaného drátkobetonu není významně ovlivněna množstvím drátků. Tento vliv je naopak zřejmý u ostatních charakteristik, velmi výrazný je potom, dle předpokladů, v případě hodnot lomové energie. Podotkněme také, že hodnoty pevnosti v tlaku, jakož i lomové energie, získané ze zkušebních těles o velikosti hrany 100 mm jsou větší než hodnoty získané z experimentů realizovaných na tělesech o hraně velikosti 150 mm. Dále ukazuje Tab. 3.5 a Obr. 3.23 vývoj hodnot sledovaných charakteristik v čase vč. příslušných směrodatných odchylek jakož i vliv uložení vybraných vzorků ve vodním prostředí ( $w$ ) (ostatní vzorky byly uloženy ve standardním prostředí). Získané výsledky, včetně základních statistických parametrů, jsou připraveny pro implementaci do výše zmíněné databáze softwaru FReET.

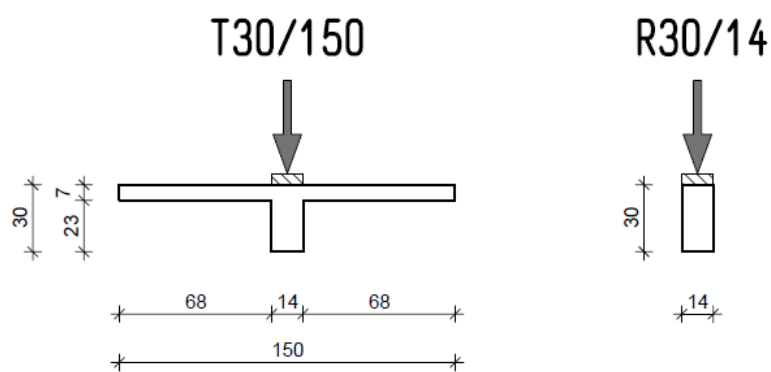
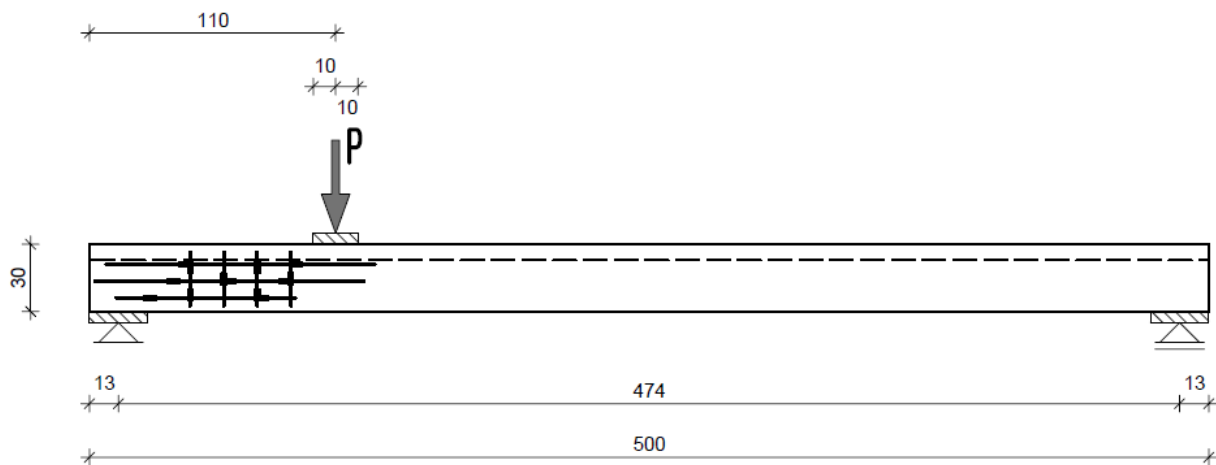
## 4. Spolehlivostní modelování reálné odezvy betonových konstrukcí – vybrané aplikace

### 4.1 Předpjaté betonové nosníky z betonu C50/60

Hodnoty lomově-mechanických parametrů betonů pevnostních tříd C50/60 a C40/50 byly užity při analýze předpjatých nosníků vyvíjených firmou Franz Oberndorfer GmbH & Co KG. Nosníky byly testovány ve spolupráci s Carinthia University of Applied Sciences (týmem Prof. Norberta Randla a Ing. Jörga Störzela, Fig. 4.1) a University of Natural Resources and Life Sciences (Department of Civil Engineering and Natural Hazards, Institute of Structural Engineering, tým doc. Alfreda Strausse ve spolupráci s Ing. Bernhardem Krugem a Ing. Michaellem Österreicherem). Základní rozměry průřezu nosníku jsou uvedeny na Obr. 4.2, který ukazuje i testovací schéma nosníku. Podotkněme, že v rámci vývoje nosníku bylo testováno několik variant lišících se výškou průřezu (0,3m, 0,45m a 0,6m) a velikostí předpětí (Tab. 4.1). V průběhu experimentů byly zaznamenávány posuny na vybraných místech nosníku (Obr. 4.3), deformace ve vybraných místech nosníku (Obr. 4.4) a zaznamenáván vznik a rozvoj trhlin na povrchu nosníku (Obr. 4.7). Aspekty vybraných fází tohoto výzkumu představují např. Kigilcim (2014), Strauss et al. (2015), Řoutil et al. (2014b), Novák et al. (2015b).



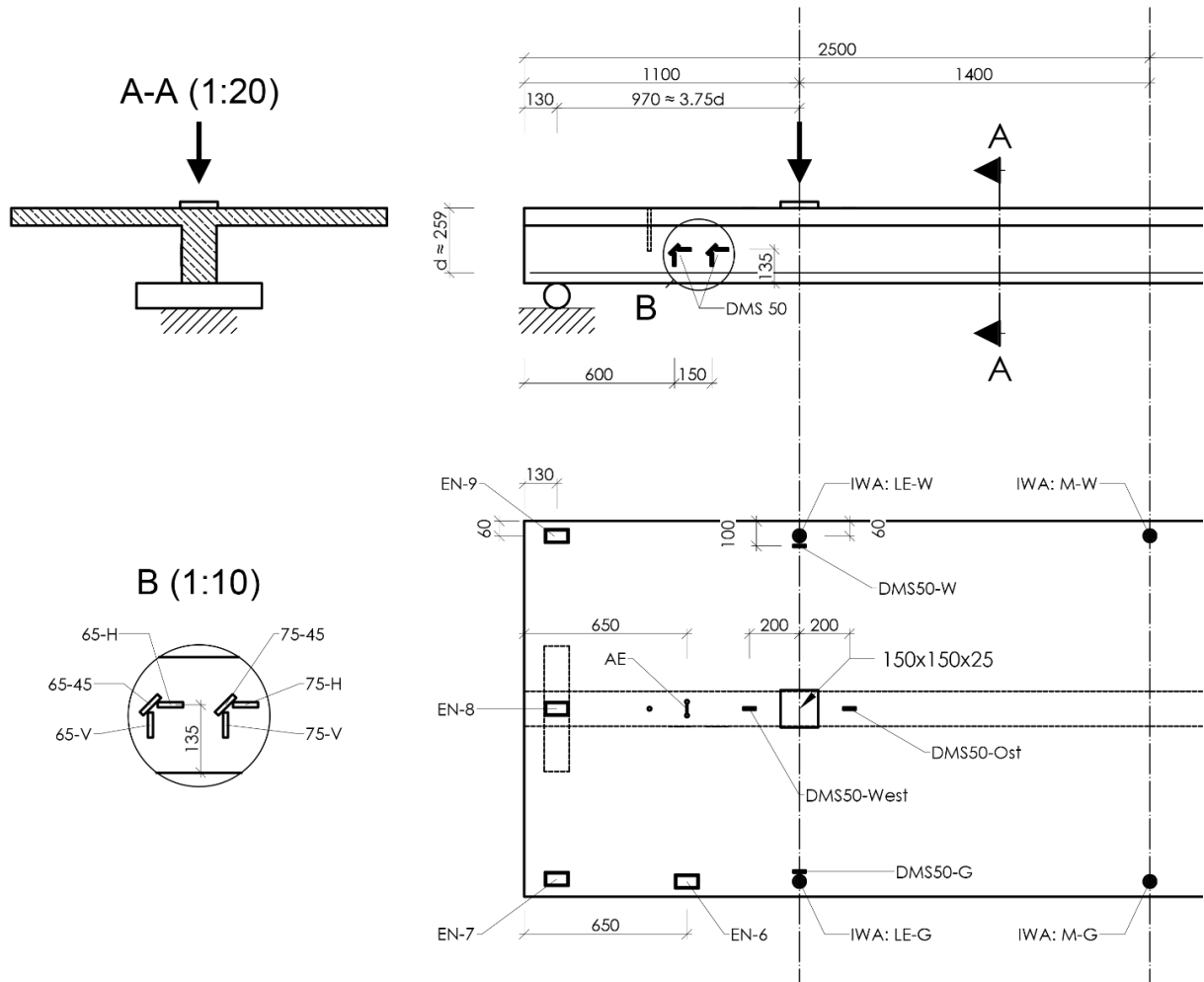
**Obr. 4.1** Vybraný testovaný předpjatý nosník.



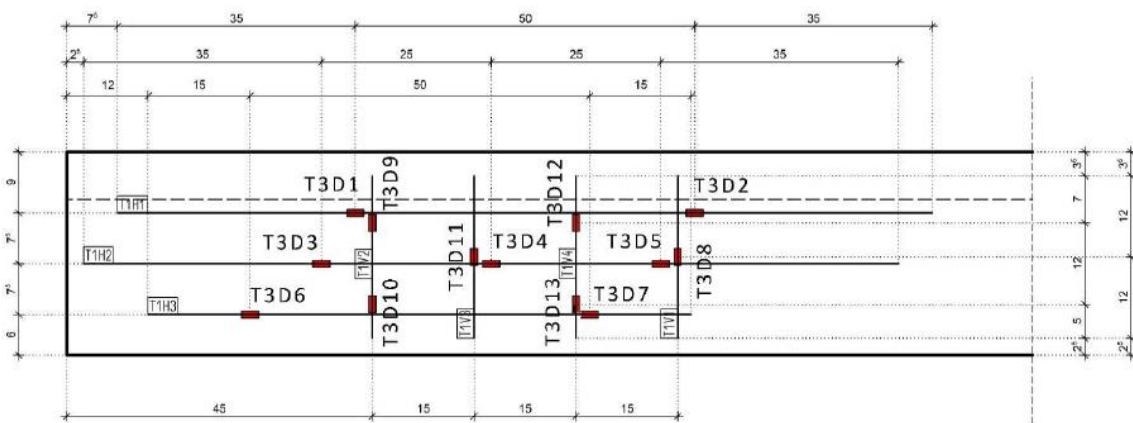
**Obr. 4.2** Schéma experimentu a testované průřezy (rozměry v centimetrech).

**Tab. 4.1** Přehled testovaných nosníků (geometrie a předpětí, R – obdélníkový průřez, T – průřez ve tvaru T; S – bez předpětí, V1 – 50% předpětí, V2 – 100% předpětí).

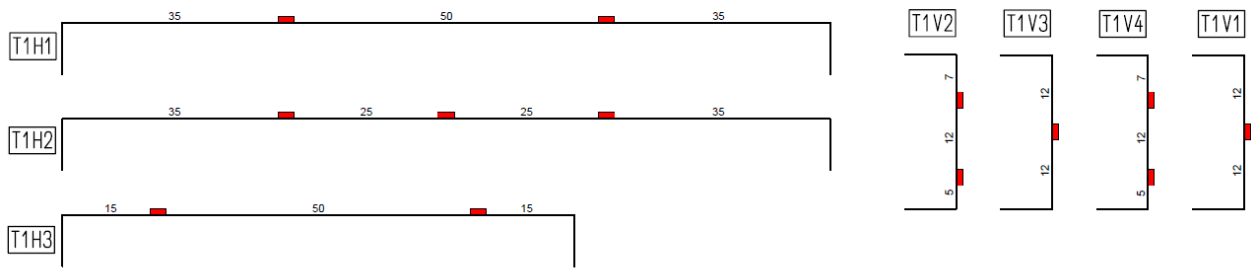
Testovaná série	Nosník	Předpětí		
		S	V1	V2
1	T1: T30-150	S	V1	V2
	T2: R30-14	S		
2	T3: T45-150			V2
	T4: R45-14	S	V1	V2
3	T5: T60-150			V2
	T6: R60-14	S	V1	V2



**Obr. 4.3** Schématické znázornění měření posunů a deformací na vyšetřovaných nosnících (AE (Acoustic Emission/Schallemission) – akustická emise, DMS (Dehn-Mess-Streifen extern/intern) – tenzometry vnější/vnitřní, EN (Elektronisches Nivellement) – elektronická nivelace, IWA (Induktiver Wegaufnehmer) – indukční snímač polohy, rozměry milimetrech).

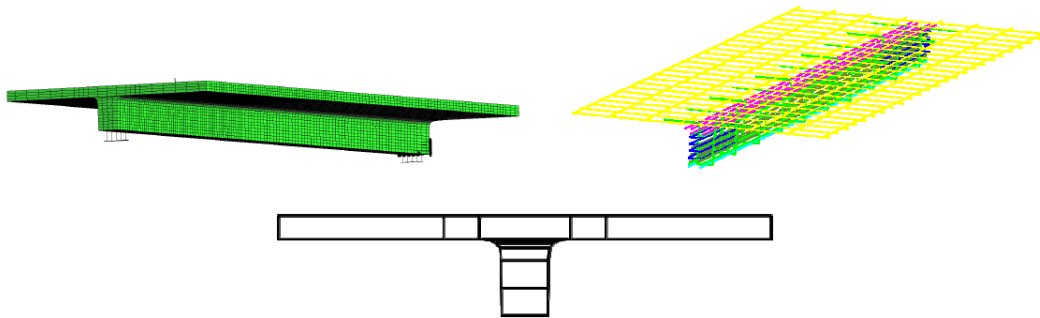


**Obr. 4.4a** Schématické znázornění měření deformací na vyšetřovaných nosnících (rozměry v centimetrech).

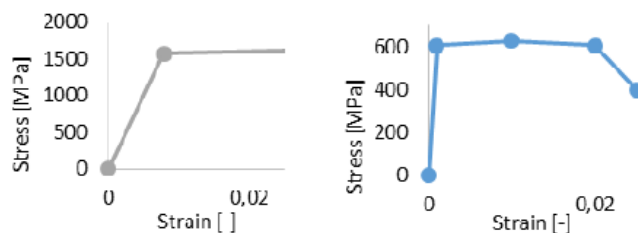


**Obr. 4.4b** Schématické znázornění měření deformací na vyšetřovaných nosnících (rozměry v centimetrech).

3D model nosníku sestával z 24 714 hexagonálních konečných prvků a byl vytvořen v systému ATENA 3D/GID. Okrajové podmínky (posuvné podpory na obou stranách nosníku), schéma sítě konečných prvků, schéma výztuže a průřezu ukazuje Obr. 4.5. Beton byl modelován pomocí materiálového modelu *CC3DNonLinCementitious2*, pro modelování betonářské a předpínací výztuže byly využity pracovní doagramy představené na Obr. 4.6. Při tvorbě modelu byly uvažovány ztráty předpětí vč. ztrát v důsledku dotvarování a smršťování (Novák et al. 2015b). Srovnání rozvoje trhlin v průběhu zatěžování ukazuje Obr. 4.7.

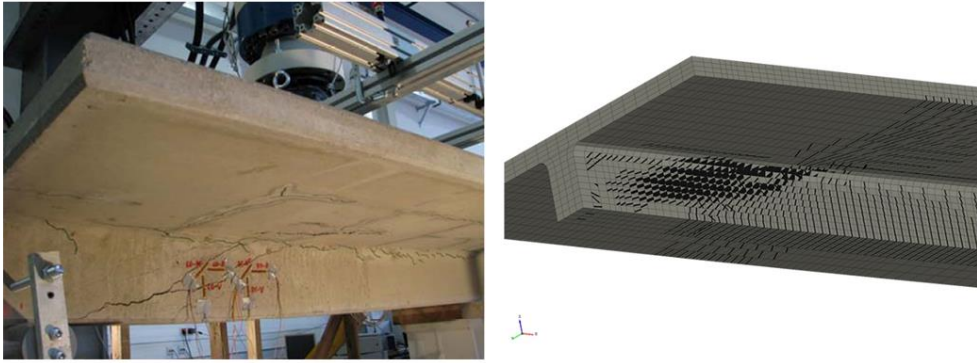


**Obr. 4.5** Schéma MKP sítě, modelované výztuže a průřezu předpjatého nosníku.



**Obr. 4.6** Pracovní diagram betonářské a předpínací výztuže.





**Obr. 4.7** Propagace thlin, experiment a simulace.

Podívejme se podrobněji na vybraný model nosníku *T30-150-VI* (tj. nosník s 50% předpětím). Během zatěžování nosníku docházelo k postupnému rozvoji diagonálních smykových trhlin. Tento trend vystihl i numerický model.

Tab. 4.2 ukazuje možné hodnoty dominantních mechanických parametrů pro beton pevnostní třídy C50/60 stanovené s využitím identifikace materiálových parametrů pomocí inverzní analýzy (Kap. 3.2.1). S využitím korelačních koeficientů dle Tab. 4.3 bylo, metodou *LHS* (vč. optimalizace tabulky náhodných permutací pomocí metody simulovaného žíhání), vygenerováno 100000 simulací hodnot pevnost v tlaku–pevnost v tahu–modul pružnosti a lomová energie vyšetřovaného betonu, které pokrývají prostor náhodných dominantních vstupních parametrů. Tyto čtveřice byly následně seřazeny dle simulované hodnoty pevnosti v tlaku a pro další analýzy byla využita ta, jejíž simulovaná hodnota pevnosti v tlaku se nejvíce blížila pevnosti experimentálně zjištěné pro daný testovaný nosník (69,7 MPa). Tato sada vstupních parametrů je představena v Tab. 4.4. Porotkněme, že představuje jednu realizaci z prostoru náhodných dominantních vstupních parametrů.

**Tab. 4.2** Hodnoty dominantních mechanických parametrů pro beton pevnostní třídy C50/60 stanovené s využitím identifikace materiálových parametrů pomocí inverzní analýzy (Kap. 3.2.1).

Parameter	Mean	COV	PDF
Compressive strength	77 MPa	6.4%	GMB min EV 1
Tensile strength	3.9 MPa	10.6%	GMB max EV 1
E - module	34.8 GPa	10.6%	WBL min (3par)
Fracture energy	219.8 Jm <sup>-2</sup>	12.8%	GMB max EV 1

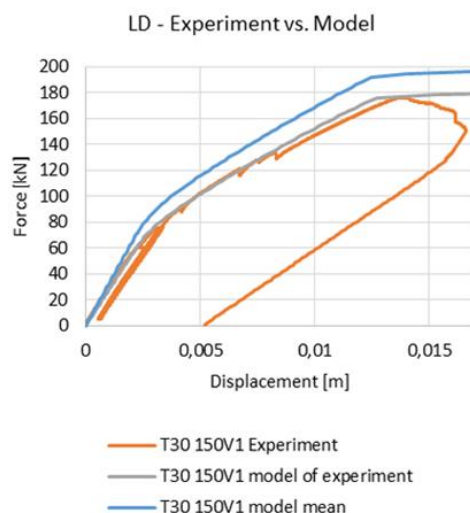
**Tab. 4.3** Korelační matice parametrů betonu C50/60.

Variable	$E_c$	$f_t$	$f_c$	$G_F$
$E_c$	1	0.7	-0.9	0.5
$f_t$	0.7	1	-0.8	0.9
$f_c$	-0.9	-0.8	1	-0.6
$G_f$	0.5	0.9	-0.6	1

**Tab. 4.4** Parametry betonu pevnostní třídy C50/60 pro simulaci realizovaného experimentu.

$f_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$G_f$ [N/m]	$E_c$ [GPa]
69.7	3.34	197	28.48

Porovnání výsledků experimentu a modelu (se vstupními daty dle Tab. 4.2, resp. Tab. 4.4) ukazuje Obr. 4.8, který ukazuje průběh závislosti zatížení–průhyb (pod zatížením) testovaného nosníku *T30-150-VI*. Porovnání rozvoje thlin ukazuje Obr. 4.7.

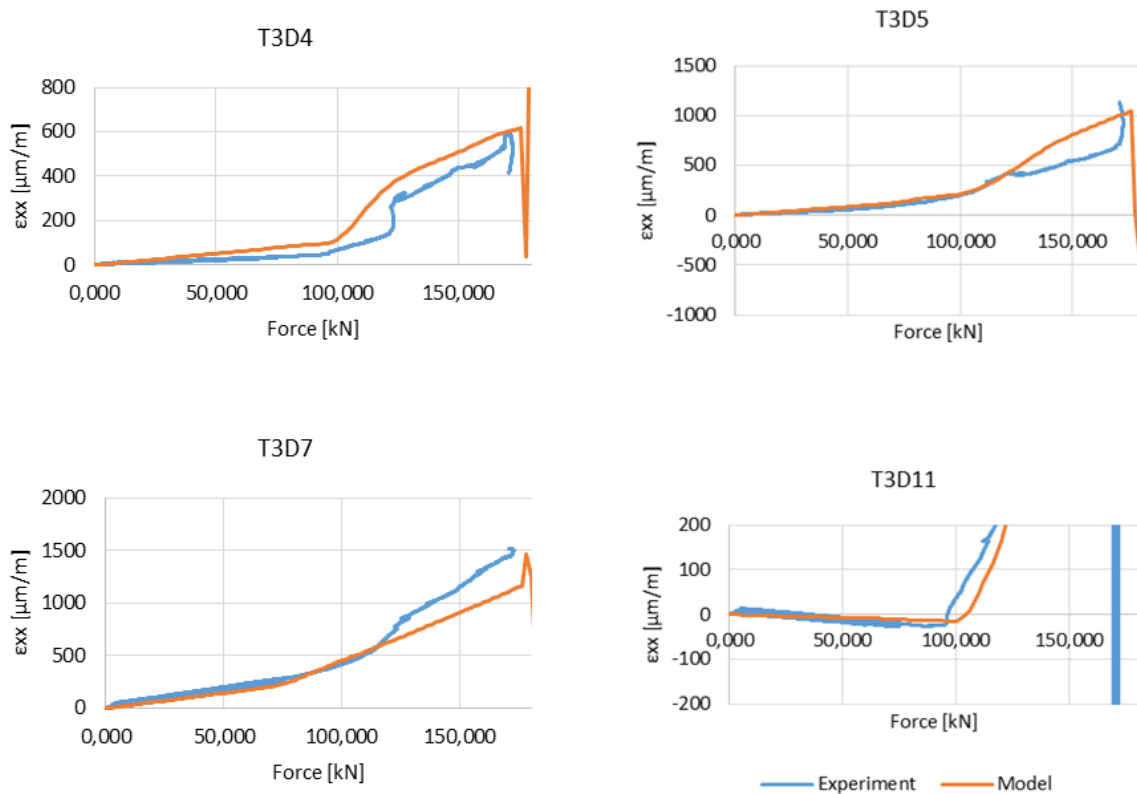


**Obr. 4.8** Porovnání experimentálně zaznamenaného a simulovaného průběhu závislosti zatížení–průhyb (pod zatížením) testovaného nosníku *T30-150-VI*.

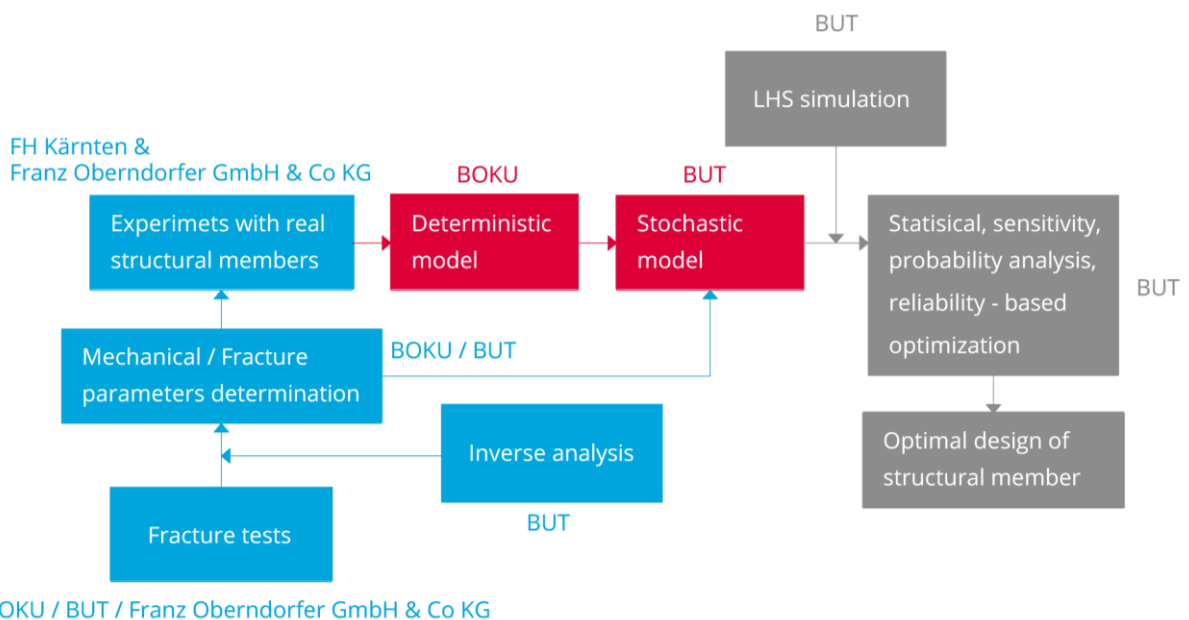
Obr. 4.9 srovnává průběh experimentálně zjištěných a simulovaných (s parametry dle Tab. 4.4) deformací ve vybraných měřených místech (viz Obr. 4.4) testovaného nosníku.

V předchozích částech kapitoly byly představeny vybrané fáze vývoje předpjatého střešního nosníku, na kterých se podílel autor práce. Šlo o odladění numerického modelu s využitím poznatků o hodnotách dominantních mechanických parametrů užitého betonu pevnostní třídy C50/60 (včetně kvantifikace jejich náhodnosti), které byly získány v předchozí rozsáhlé experimentální kampani. Odladěné modely byly následně použity pro pokročilé pravděpodobnostní analýzy za účelem optimálního návrhu konstrukčního prvku (např. Novák et al. 2018). Aplikaci komplexního přístupu dle Obr. 1.1 na vyvíjené předpjaté střešní nosníky znázorňuje Obr. 4.10.

Porotkněme, že při experimentální analýze předpjatých nosníků výšky 300mm bylo zaznamenáno, že při dané konfiguraci zatížení dochází u nosníku obdelníkového tvaru k porušení ohybem, zatímco u *T*-nosníků (bez ohledu na velikost předpětí) k výše popsanému poškození smykem. U předpjatých *T*-nosníků se rozvíjí méně trhlin než u nepředpjatého *T*-nosníku, mění se také úhel, pod kterým se rozvíjejí kritické trhliny.



**Obr. 4.9** Experimentálně zjištěné a simulované deformace ve vybraných měřených místech testovaného nosníku.



**Obr. 4.10** Specifikace komplexního přístupu k návrhu/optimalizaci studovaných předpjatých nosníků (*BOKU* – Universität für Bodenkultur Wien/University of Natural Resources and Life Sciences Vienna, *BUT* – Brno University of Technology/Vysoké učení technické v Brně).

## 4.2 Most č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm

Mimoúrovňová křižovatka na švédské dálnici E4, exit 161, s místním názvem Trafikplats Kristineberg, je hlavním dopravním uzlem pro ostrov Kungsholmen ve městě Stockholm. Dálnice E4 je hlavní spojnici mezi severem a jihem Švédska, zároveň je také spolu s E20 součástí průtahu městem s názvem Essingeleden, přičemž spojuje ostrovy Kungsholmen, Lilla Essingen a Stora Essingen. Městem vede po mnoha estakádách, mostech a skoro z poloviny v tunelech. Dokáže pojmout více než 180 000 vozidel denně a udržet rušnou dopravu dostatečně izolovanou od hustě obydlených částí města. S narůstající dopravou již tato spojnice nevyhovuje a výstavba nového obchvatu města je nevyhnutelná.

Původní mimoúrovňová křižovatka s průletovými úseky, vystavěná v 50. letech minulého století, zabírala svými velkými oblouky značnou část přilehlých pozemků – jde většinou o možné stavební pozemky, o které je na ostrově velký zájem. Trafikplats Kristineberg je situována téměř uprostřed ostrova Kungsholmen – nově vyprojektovaná křižovatka o třech patrech s polokružní křižovatkou uprostřed je vítaným řešením. Připojovací a odbočovací rampy jsou navrženy tak, aby vedly těsně podél dálničního tělesa za účelem co nejmenšího záboru a průpletové úseky jsou naprojektovány v prostoru pod dálničním mostem společně s prostorem přilehlé křižovatky. Součástí rekonstrukce je výstavba 5-ti mostních objektů, 150 bm opěrných stěn a 250 bm monolitického koryta, ve kterém vede jedna z odbočovacích větví tzv. Tråg.

### 4.2.1 Konstrukce a výstavba mostu

Mostní objekt je tvořen železobetonovou rámovou konstrukcí o 2 polích. Celková délka přemostění v ose komunikace je 26,0 m a volná šířka na mostě je minimálně 7,0 m. Mostovka je v podélném i příčném sklonu 2,5 %. Spodní stavbu tvoří dvě krajní opěry a jeden mezilehlý pilíř. Obě opěry svírají s osou komunikace různé úhly a liší se významně od sebe co do velikosti i tvaru. Jižní opěra je 3,5 m vysoká profilovaná tenká stěna se základovým pasem zhotoveným na skalním podkladu, zatímco severní opěra je 0,9 m široká, 5,0 vysoká a 15,0 m dlouhá masivní stěna, která svírá úhel s mostovkou 152°. Severní opěra je založena na velké základové desce, která tvoří patu opěry a zároveň slouží jako část silniční komunikace vedoucí pod mostem. Deska není přímo uložena na skalním podloží, ale z důvodů její hloubky pod okolním terénem je posazena na drenážní vrstvě štěrku, která odvádí veškerou vodu do přečerpávací stanice a to z důvodu příznivého vodního režimu, jenž má podstatný vliv na funkčnost a trvanlivost spodní stavby. Pilíř o průměru 1,2 m je založen ve stejné úrovni jako severní opěra a je umístěn excentricky mimo osu mostu v 1/3 délky rozpětí. Mostovku tvoří 0,7 m vysoká deska o šířce 7,0 m na začátku a 12,0 m na konci mostu. Mostovka i její římsy se betonovaly současně, což jednak urychlilo postup výstavby a zároveň uspokojilo požadavky investora, které jsou ve skandinávských zemích poměrně vysoké.

Detaily projektu lze nalézt v Pekár (2014) či v Pekár et al. (2016), zkušenosti z výstavby včetně rozboru vybraných aspektů (např. chlazení betonu v průběhu hydratace vč. problémů při provádění tenké stěny, možnosti bednění hlavní nosné konstrukce aj.) přibližuje Šeda (2015).

Představu o konstrukci si lze udělat i na základě Obr. 4.11, 4.12, 4.13, 4.16 a 4.17.



**Obr. 4.11** Betonáž mostovky.



**Obr. 4.12** Dokončený most č. 2-2043-15.

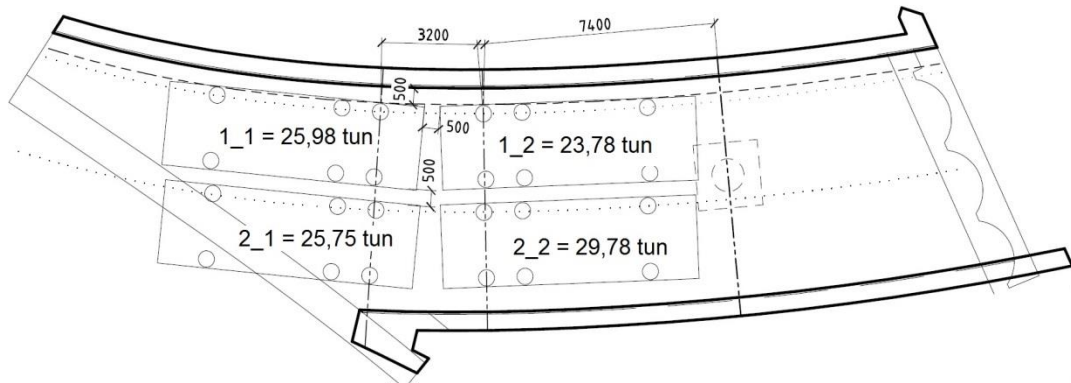
#### 4.2.2 Zatěžovací zkouška

Hotová konstrukce byla podrobena zatěžovací zkoušce s následujícím programem:

- nezatížený most – nulové měření;
- zatěžovací stav 1 – dvě nákladní vozidla (1\_1 a 1\_2 – viz Obr. 4.13 a 4.14) za sebou při východním okraji desky mostu mezi opěrou 3 a pilířem;
- zatěžovací stav 2 – čtyři nákladní vozidla (1\_1, 1\_2, 2\_1 a 2\_2 – viz Obr. 4.13 a 4.15) po dvou za sebou stojících mezi opěrou 3 a pilířem.

Jako zatížení byla využita 4 nákladní vozidla každé s hmotností od 24–29 tun (Obr. 4.13). Hmotnost každého vozidla byla ověřena vážením před zahájením zatěžovací zkoušky. Podotkněme, že se nejedná o normovou zatěžovací zkoušku.

Při zatěžovací zkoušce se měřily svíslé posuny na předem nainstalovaných pevných měřičských bodech (Obr. 4.19, Tab. 4.6). Těchto celkem 68 bodů bylo rozmístěno v rastru po celé spodní části mostovky a v místě největších předpokládaných posunů byl rastr zhuštěn za účelem zpřesnění výsledků v těchto kritických místech. Měření se provádělo digitálním nivelačním přístrojem Leica DNA03 společně s nivelační latí GPCL2 Professional.



**Obr. 4.13** Schéma rozmístění zatěžovacích vozidel a jejich nominální hmotnosti.



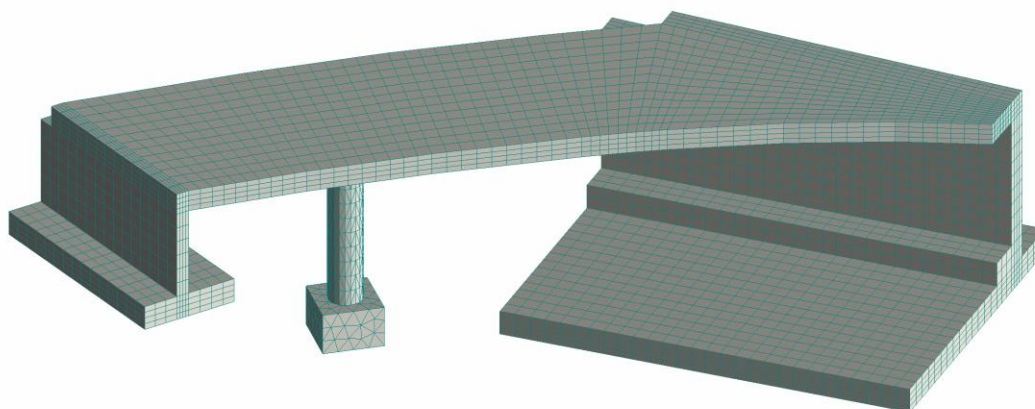
**Obr. 4.14** Zatěžovací zkouška – 1. zatěžovací stav – dvě nákladní vozidla.



**Obr. 4.15** Zatěžovací zkouška – 2. zatěžovací stav – čtyři nákladní vozidla.

### 4.2.3 Model konstrukce

Geometrie modelu byla idealizována v programu ATENA 3D (Červenka et al. 2014) pomocí 37 makroprvků (Obr. 4.16). Pro beton je použit materiálový model *CC3DNonLinCementitious2* (Červenka et al. 2014). Hodnoty parametrů materiálového modelu jsou odvozeny z krychelných pevností získaných z výsledků laboratorních zkoušek prováděných na zkušebních tělesech vyrobených při betonážích jednotlivých částí konstrukce (Tab. 4.5). Jednotlivé pruty výztuže jsou umístěny dle výkresu výztuže. Veškerá nosná výztuž odpovídá realitě, rozdělovací výztuž je zanedbána. Smyková výztuž je modelována pomocí rozetřené výztuže. Celkem je v modelu 1635 prutů o průměru 16–32 mm (Obr. 4.17). Použitá betonářská ocel pro výztuž konstrukce je třídy B500B. Na základě certifikátu jakosti od výrobce byly definovány hodnoty materiálového modelu *CCReinforcement* (bilineární pracovní diagram oceli se skutečnou mezí kluzu, mezi pevností a přetvoření na mezí kluzu). Charakter sítě MKP je částečně zřejmý z Obr. 4.16. Model obsahoval celkem 11351 prvků.



Obr. 4.16 Geometrie modelu a MKP síť.

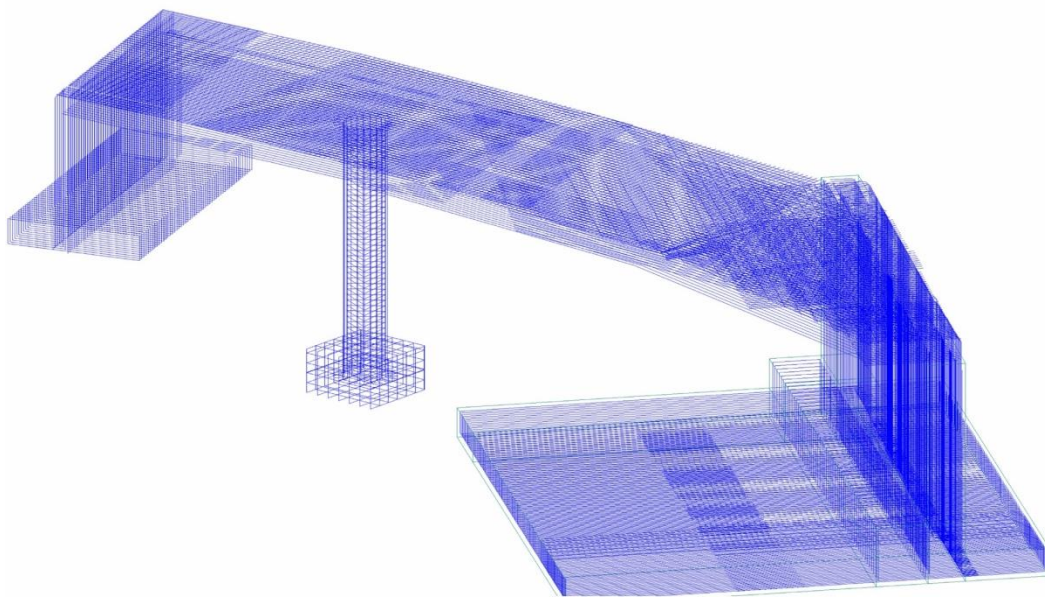
Tab. 4.5 Výsledky laboratorních zkoušek betonu.

Casting journal - Bridge 2-2043-15										
Casting date	Element	Object	Concrete quality	Slump		Aircontent		w/c	Teperature of pure concrete (°C)	Cube strenght 28 days (Mpa)
				ordered	delivered (mm)	air min (%)	air place (%)			
2.6.2014	Foundation 1	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	155,0	4,0	5,9	0,4	17,5	58,8
		2-2043-15			160,0		7,0		17,6	
		2-2043-15			150,0		6,5		17,2	
18.7.2014	Foundation 2	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S3	145,0	4,0	4,8	0,4	22,5	54,6
		2-2043-15								
		2-2043-15								
4.7.2014	Foundation 3	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	180,0	4,0	6,5	0,4		59,6
		2-2043-15			190,0		4,5			
		2-2043-15			140,0		5,3			
25.9.2014	Support 1	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	210,0	4,0	6,4	0,4		54,4
		2-2043-15			200,0		5,6			
		2-2043-15			220,0		4,8			
29.8.2014	Support 2	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	230,0	4,0	8,0	0,4		54,0
		2-2043-15			220,0		5,5			
		2-2043-15			210,0		4,5			
28.7.2014	Support 3	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	180,0	4,0	7,5	0,4	18,5	40,7
		2-2043-15			150,0		7,9		19,6	
		2-2043-15			160,0		6,5		18,2	
20.10.2014	Top desk	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	170,0	4,0	5,6	0,4	16,8	41,2
		2-2043-15			140,0		6,5		18,0	
		2-2043-15			180,0		5,8		17,9	

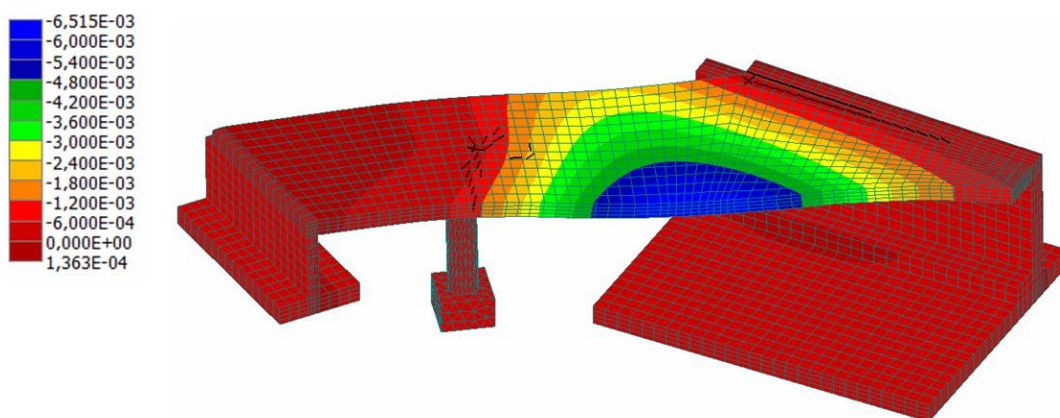
#### 4.2.4 Výsledky, porovnání se zatěžovací zkouškou.

Jednu ze sledovaných sad výsledků představují svislé posuny mostní konstrukce. Obr. 4.18 přibližuje celkovou situaci. Obr. 4.19 a Tab. 4.6 potom porovnávají simulované a naměřené hodnoty svislých posunů vybraných bodů na dolní straně mostovky. Dosažená shoda je uspokojivá, zdůvodnění významnějších odchylek ještě bude předmětem dalších analýz.

Analýza dalších výsledků (např. Obr. 4.20 a Obr. 4.21) modelu umožňuje vytipování míst s významnějším poškozením konstrukce. Ke vzniku trhlin by mohlo docházet především na horním povrchu mostovky nad středovým pilířem a u severní opěry. Simulovaná šířka trhlin nepřekračuje limitní hodnoty definované normami, může ale ovlivnit životnost konstrukce. Proto by tato místa měla být sledována při prohlídkách mostu.

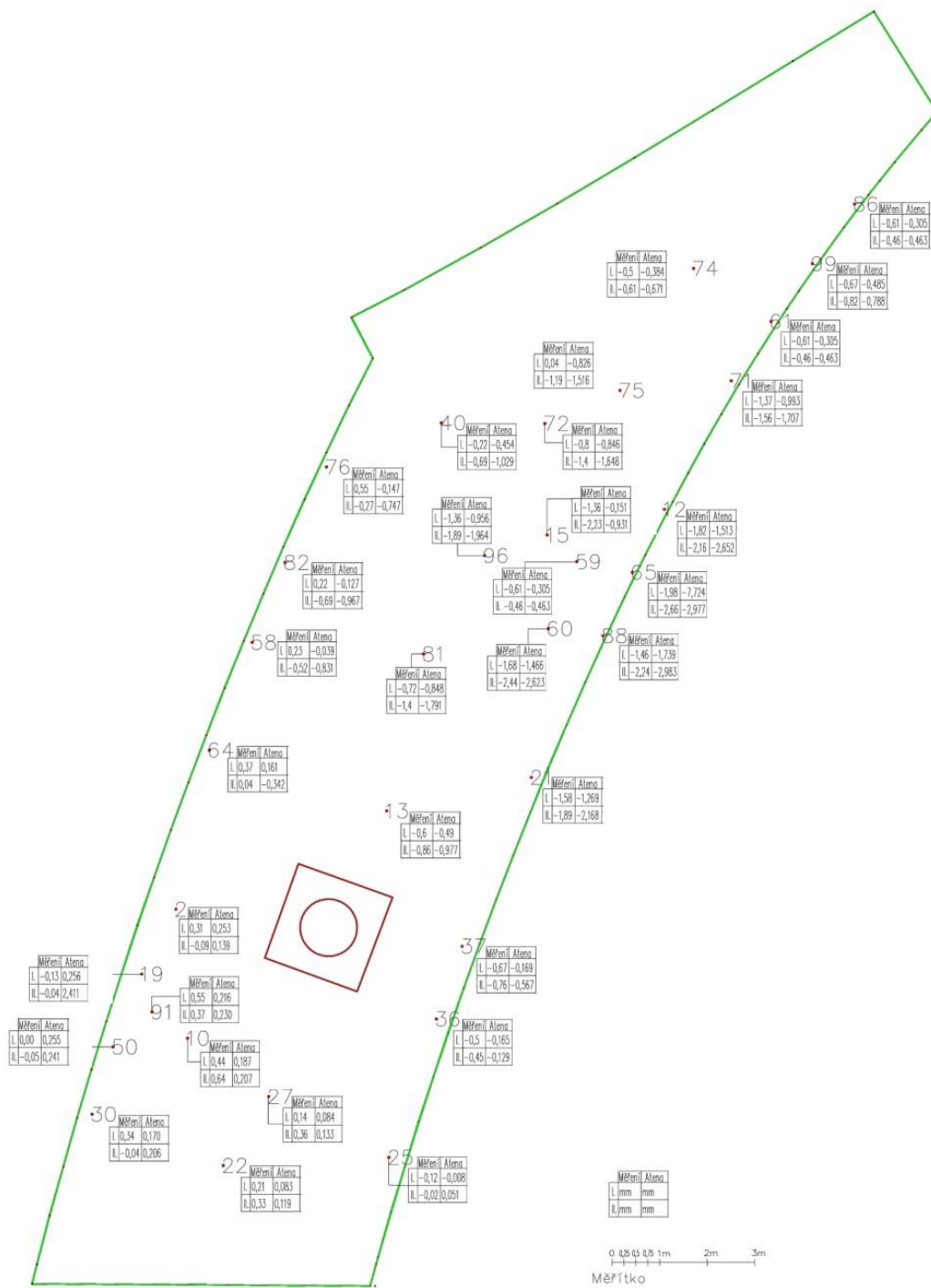


Obr. 4.17 Výztuž modelu.



Obr. 4.18 Simulované svislé posuny od 2. zatěžovacího stavu (zvětšeno 150×) vč. obrazu trhlin (černé úsečky).





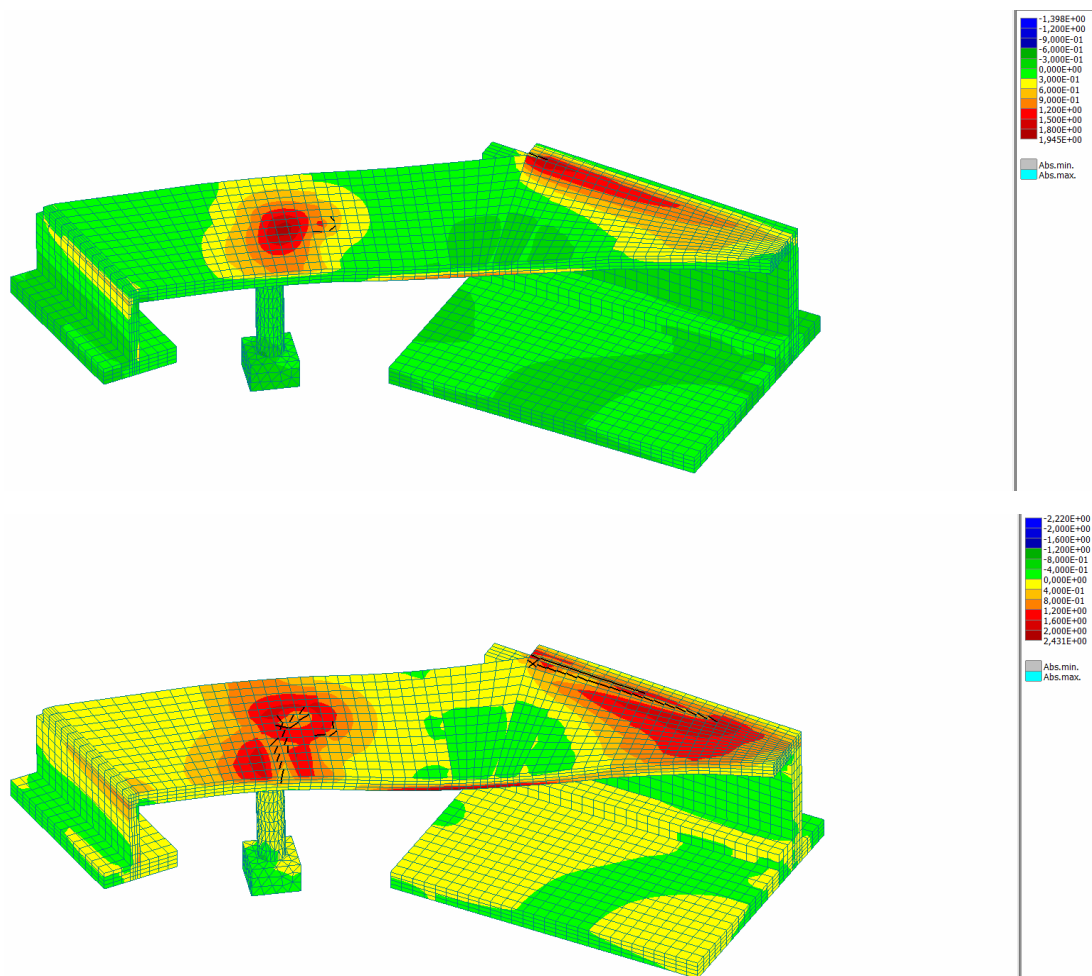
Obr. 4.19 Měření a simulované posuny na dolní části mostovky (hodnoty shrnuty v Tab. 2).

**Tab. 4.6** Porovnání naměřených a simulovaných hodnot svislých posunů na dolním povrchu mostovky.

Bod číslo	1.zatěžovací stav			2.zatěžovací stav		
	Naměřené posuny (mm)	ATENA posuny (mm)	rozdíl posunů (%)	Naměřené posuny (mm)	ATENA posuny (mm)	rozdíl posunů (%)
2	0,31	0,253	18,30	0,09	0,139	54,56
10	0,44	0,187	57,61	0,64	0,207	67,71
12	-1,82	-1,513	16,87	-2,16	-2,652	22,78
13	-0,6	-0,490	18,33	-0,86	-0,977	13,60
15	-1,36	-1,171	13,90	-2,23	-1,917	14,04
19	-0,13	0,256	296,66	-0,04	0,241	702,98
21	-1,58	-1,269	19,68	-1,89	-2,168	14,71
22	0,21	0,083	60,46	0,33	0,120	63,66
25	-0,12	-0,009	92,89	-0,02	0,051	355,05
27	0,14	0,084	39,67	0,36	0,133	62,98
30	0,34	0,170	49,87	-0,04	0,206	615,02
36	-0,5	-0,165	66,94	-0,45	-0,130	71,20
37	-0,67	-0,170	74,69	-0,76	-0,568	25,32
40	-0,22	-0,454	106,36	-0,69	-1,029	49,13
50	0,00	0,256	2456,60	-0,05	0,241	582,38
58	0,23	-0,039	116,96	-0,52	-0,831	59,81
59	-2,46	-1,452	40,98	-3,23	-2,606	19,32
60	-1,68	-1,466	12,74	-2,44	-2,623	7,50
64	0,37	0,162	56,24	0,04	-0,343	956,25
65	-1,98	-1,724	12,93	-2,66	-2,977	11,92
71	-1,37	-0,993	27,52	-1,56	-1,707	9,42
72	-0,8	-0,846	5,75	-1,4	-1,648	17,71
74	-0,5	-0,384	23,14	-0,61	-0,671	10,05
75	0,04	-0,826	2165,00	-1,19	-1,516	27,39
76	0,55	-0,147	126,73	-0,27	-0,747	176,67
81	-0,72	-0,848	17,78	-1,4	-1,791	27,93
82	0,22	-0,127	157,73	-0,69	-0,967	40,14
86	-0,61	-0,305	49,97	-0,46	-0,463	0,70
88	-1,46	-1,739	19,11	-2,24	-2,983	33,17
91	0,55	0,217	60,62	0,37	0,230	37,81
96	-1,36	-0,956	29,71	-1,89	-1,964	3,92
99	-0,67	-0,485	27,61	-0,82	-0,788	3,90

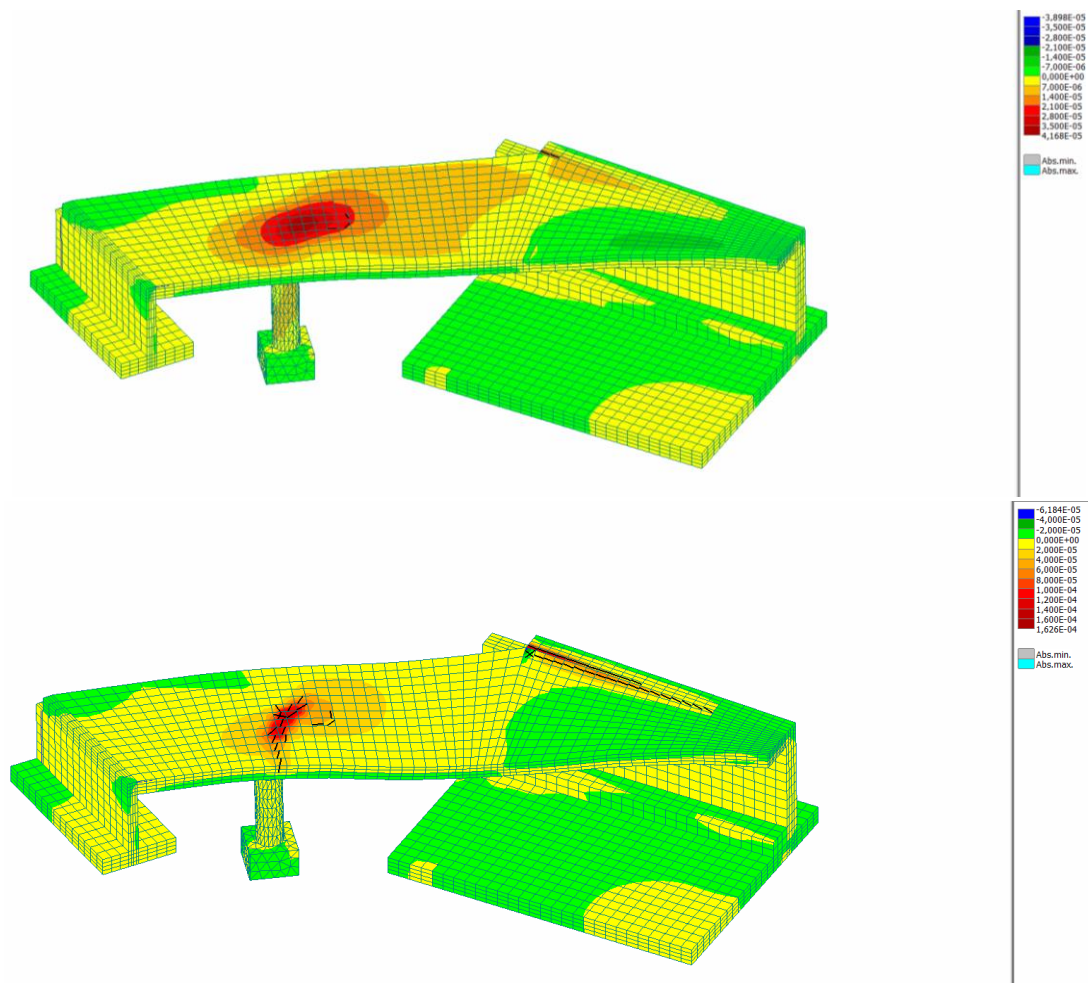
Rozdíl posunů v Tab. 2 je definován dle (4.1).

$$rozdíl\ posunů = \left| \frac{(měření - ATENA) \times 100}{měření} \right| \quad (4.1)$$



**Obr. 4.20** Izoplochy prvních hlavních napětí vč. MKP sítě a obrazu trhlin – max. šířka 0,285 mm (přetvoření konstrukce zvětšeno 150×); horní obr. – vlastní tíha, dolní obr. – 2. zatěžovací stav.

Model ukazuje dobrou shodu výsledků simulací s daty ze zatěžovací zkoušky. Jsou identifikována místa se zvýšeným rizikem poškození, vyžadující sledování v průběhu užívání stavby. Odladěný model může být nadále využit k parametrickým či pravděpodobnostním studiím chování konstrukce a tak přispět k optimálnímu užívání konstrukce.



**Obr. 4.21** Poměrné přetvoření  $\epsilon_{xx}$  vč. obrazu trhlin – max. šířka 0,285 mm (přetvoření konstrukce zvětšeno 150×); horní obr. – vlastní tíha, dolní obr. – 2. zatěžovací stav.

#### 4.2.5 Stochastický model

Výše popsaný deterministický model byl rozšířen na stochastickou úroveň s využitím náhodných veličin definovaných v Tab. 4.7 a jejich korelacemi dle Tab. 4.8 a 4.9. pro simulace byla využita metoda *LHS*, celkem bylo generováno a následně simulováno 20 realizací modelu mostu.

Výsledné hodnoty průhybu pro vybrané body studovaného mostu (Obr. 4.22) představuje Tab. 4.10 (příp. Obr. 4.23). V této tabulce jsou porovnány hodnoty experimentální a výsledky deterministického, resp. stochastického modelu. Pro hodnoty ze stochastického modelu jsou dále uvedeny hodnoty variačních koeficientů a funkce rozdělení pravděpodobnosti. Tab. 4.11 porovnává simulované maximální šířky trhlin pro jednotlivé zatěžovací stavy v oblasti nad pilířem mostu z deterministického i stochastického modelu.

**Tab. 4.7** Charakteristiky dominantních parametrů betonu a oceli

	Mean	Unit	COV	PDF
<b>Concrete C 35/45</b>				
Elastic modulus	For each part of the structure determined based on cube strength from Tab. 4.5 using material model CC3DNonLinCementitious		0.1	Lognormal (2par)
Tensile strength			0.2	Lognormal (2par)
Compressive strength			0.15	Lognormal (2par)
Fracture energy			0.25	Weibull min (2 par)
Mass density	2300	kg/m <sup>3</sup>	0.05	Normal
<b>Steel (B505B)</b>				
Elastic modulus	200	GPa	0.07	Lognormal (2par)
Yield strength	552	MPa	0.07	Lognormal (2par)
Ultimate strength	621	MPa	0.07	Lognormal (2par)
Limit strain	0.05	-	0.07	Normal

**Tab. 4.8** Korelaci mezi dominantními parametry betonu

Concrete C35/45	$E$	$F_t$	$F_c$	$G_f$	$\rho$
$E$	1	0.6	0.7	0.4	0
$F_t$	0.6	1	0.7	0.8	0
$F_c$	0.7	0.7	1	0.5	0
$G_f$	0.4	0.8	0.5	1	0
$\rho$	0	0	0	0	1

**Tab. 4.9** Korelace mezi parametry oceli

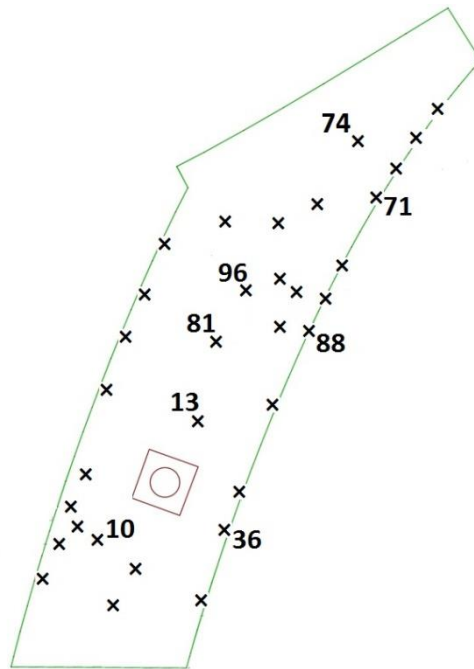
Steel (B505B)	$f_y$	$f_u$	$\epsilon_{lim}$	$E$
$f_y$	1	0.9	0.5	0.9
$f_u$	0.9	1	0.5	0
$\epsilon_{lim}$	0.5	0.5	1	0
$E$	0.9	0	0	1

**Tab. 4.10** Hodnoty průhybu (experiment, deterministický a stochastický model) ve vybraných bodech studovaného mostu.

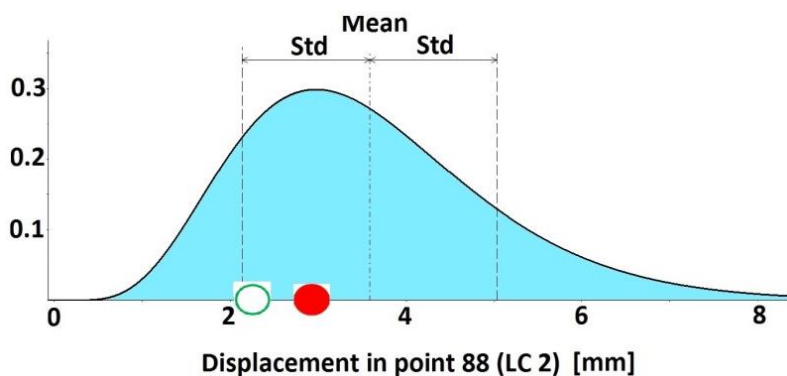
Monitor	Load case	Experimentally	Deterministic	Stochastic		
				Mean	COV	PDF
74	1	0.50	0.35	0.48	0.31	Gamma (3 par)
	2	0.61	0.67	0.52	0.31	Gamma (3 par)
71	1	1.37	0.99	1.24	0.31	Gumbel Max. EV I
	2	1.56	1.71	1.94	0.38	Gamma (3 par)
88	1	1.46	1.74	2.12	0.33	Gumbel Max. EV I
	2	2.24	2.98	3.58	0.40	Gamma (3 par)
81	1	0.72	0.85	1.03	0.35	Gumbel Max. EV I
	2	1.40	1.79	2.16	0.40	Gamma (3 par)
13	1	0.60	0.49	0.58	0.31	Gamma (3 par)
	2	0.86	0.98	1.11	0.35	Gumbel Max. EV I
10	1	-0.44	-0.19	-0.20	0.09	Gumbel Min. EV I
	2	-0.64	-0.21	-0.24	0.19	Gumbel Min. EV I
36	1	0.50	0.17	0.17	0.24	Weibull max (3 par)
	2	0.45	0.13	0.11	0.16	Weibull max (3 par)
96	1	1.36	0.96	1.18	0.36	Gumbel Max. EV I
	2	1.89	1.96	2.38	0.41	Gamma (3 par)

**Tab. 4.11** Simulované maximální šířky trhlin pro jednotlivé zatěžovací stavy v oblasti nad pilířem mostu.

	Deterministic	Stochastic		
		Mean	COV	PDF
LC 1	0.185	0.19	0.38	Gamma (2par)
LC 2	0.277	0.32	0.42	Gamma (2par)

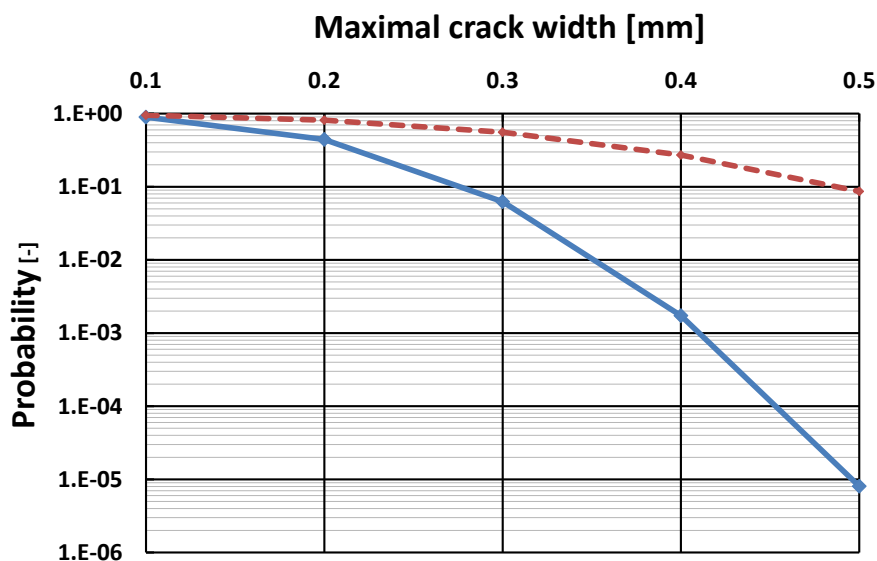


**Obr. 4.22** Vybrané body studovaného mostu, ve kterých bylo provedeno srovnání hodnot průhybu z experimentu a deterministického i stochastického modelu.



**Obr. 4.23** Grafické porovnání hodnot průhybu ve vybraném bodě; experiment (bílá značka), deterministický model (červená značka) a funkce rozdělení pravděpodobnosti stanovená stochastickým modelem.

Příkladem pravděpodobnostní analýzy může být Obr. 4.24. Na základě dat z Tab. 4.11 je v něm pro oba zatěžovací stavy stanovena pravděpodobnost, s jakou maximální šířka trhliny dosáhne definovaného (např. normového) limitu. Tuto pravděpodobnost lze porovnat s pravděpodobností přípustnou (typicky odpovídající druhé skupině mezních stavů).



**Obr. 4.24** Graf pravděpodobnosti dosažení maximální šířky trhliny v oblasti nad pilířem mostu pro vyšetřované zatěžovací stavy (ZS 1 – plná čára, ZS 2 – přerušovaná čára).

Vybrané aspekty stochastického modelu mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg umožňují nahlédnout chování této konstrukce s ohledem na možnou variabilitu materiálových vlastností. Je stanovena pravděpodobnost dosažení (definovaných) hodnot přetvoření (průhyby ve sledovaných bodech) či poškození (maximální šířka trhlin ve vybrané oblasti), která může být srovnána s pravděpodobností požadovanou pro rozhodování o optimálním návrhu/provozování/držbě či sanaci konstrukce.



## 4.3 Betonové kanalizační potrubí

### 4.3.1 Úvod

Kanalizační systémy jsou nezbytnou a nákladnou součástí infrastruktury a jejich návrhu, provádění, údržbě i provozování je potřeba věnovat náležitou pozornost (Teplý et al. 2015, 2019). Jen pro ilustraci – podle neúplných údajů výrobců bylo např. v roce 2010 v ČR vyrobeno a vesměs na místní stavby dodáno více než 400 km betonových trub. Velmi často se však správný přístup související se statickým řešením potrubí, jeho spolehlivostí a v čase proměnnými vlastnostmi zanedbává, což je způsobeno také tím, že související systém norem a předpisů tomu není dostatečně přizpůsoben – viz podrobné hodnocení této problematiky v příspěvku Schejbal (2013).



**Obr. 4.25** Ukázky poškození betonového kanalizačního potrubí: (a) oslabení stěn v důsledku síranové koroze betonu a (b) prolomení potrubí (foto R. Schejbal).

Cílem je představení možného postupu pro hodnocení spolehlivosti a životnosti potrubí, vzájemné porovnání některých řešení i poukaz na nekonzistenci či neúplnost relevantních předpisů/norem. Tyto nástroje a postupy mohou být přínosné nejenom při navrhování stokových sítí, ale rovněž pro efektivní rozhodování o opravách a rekonstrukcích stávajících kanalizačních potrubí, často provedených ještě ze starších, méně kvalitních betonů; např. v Brně bylo od r. 1970 položeno cca 320 km betonového potrubí s profilem větším než 30 cm.

#### 4.3.1.1 Spolehlivost a životnost – mezní stavy

Při navrhování konstrukcí je třeba uvažovat hodnotu životnosti specifikovanou investorem v součinnosti s dalšími zainteresovanými stranami; při posuzování stávající konstrukce se pak hodnotí zbytková životnost, tzn. případný návrh rekonstrukce má zabezpečit požadovanou životnost při zachování potřebné míry spolehlivosti. Současné normy obvykle nevedou k přímému řešení takových úloh; změnu přináší nová modelová norma *fib-Model Code 2010*, resp. ISO 16204 (Durability – Service life design of concrete structures), které tuto problematiku zohledňují. Verifikace životnosti musí být provedena s ohledem na možné změny ve využívání konstrukce během času, tj. v důsledku degradace materiálu apod.

Pro navrhování potrubí z hlediska statické spolehlivosti platí v současnosti v ČR dva základní standardy, ČSN EN 1295 a TNV 750211. Ani jedna z těchto norem ovšem neřeší problém

posouzení trvanlivosti. Poznamenejme dále, že norma ČSN EN 1295 v odstavci 4.8 dále, že „při stanovení požadované úrovně spolehlivosti se musí zohlednit možné důsledky poškození potrubí.“ V kap. 8 se poukazuje na nejistoty ve vlastnostech zemin i stavebních postupů a uvádí se, že v projektové fázi je na to třeba brát přiměřený ohled. Aplikování stochastického přístupu vč. započítávání degradace materiálu může představovat řešení této situace.

Připomeňme zde, že pravděpodobnostní hodnocení mezních stavů je obecně popsáno podmínkou ve tvaru 4.2.

$$P_f(t) = P\{B(t) - A(t) \leq 0\} \leq P_d \quad (4.2)$$

kde  $A$  je akce vyvolaná působením zatížení či prostředí,  $B$  je bariéra, tj. únosnost nebo odpor konstrukce – mezní hodnota zadaná či stanovená ve vztahu k vyšetřovanému meznímu stavu. Pravděpodobnost  $P_f$  dosažení tohoto stavu (obvykle nazývanou pravděpodobností poruchy) porovnáváme s návrhovou/limitní pravděpodobností  $P_d$ . Z praktických důvodů je pravděpodobnost poruchy obvykle transformována na index spolehlivosti  $\beta$  s limitní hodnotou  $\beta_d$  (ČSN EN 1990 Zásady navrhování). Podotkněme, že veličiny  $A$ ,  $B$  (a tedy i  $P_f$ ) jsou obecně funkcí času. Poznamenejme, že veličina  $B$  má v praxi nejčastěji formu konstanty (např. mezní deformace, šířka trhliny, ohybový moment, rozměr průřezu a pod.). Veličinu  $A$  a její statistické charakteristiky můžeme obvykle stanovit právě pomocí vhodného výpočetního modelu s využitím pravděpodobnostního přístupu.

#### 4.3.2 Degradace betonu, modelování, parametrická studie

Snížení životnosti betonových kanalizačních potrubí s volnou hladinou způsobuje především degradace vlivem síranové koroze (Teplý et al. 2015, 2019). Betonové stěny kanalizačních trubek jsou vystaveny nejen síranům z odpadní vody, ale i kyselině sírové vznikající během biogenní síranové koroze (BSK) činností bakterií, viz např. Belie De, N. et al. (2004), Neville, A. (2004). Uvedený proces vede k rozpínání a popraskání betonu a v konečné fázi až k jeho kompletnímu rozpadu (Skalny et al. 2002). Primární reakcí síranových aniontů s hydroxidem vápenatým přítomným v cementovém tmelu totiž vzniká především dihydrát síranu vápenatého (sádrovec) a objemný ettringit, jejichž tvorba je hlavní příčinou vzniku trhlin a rozpadu betonové konstrukce.

Průměrnou rychlost koroze  $c$  (mm/rok) způsobenou BSK lze popsat pomocí často citovaného modelu (Pomeroy et al. 1976). Tato rychlost reprezentuje celkovou ztrátu materiálu kanalizačního potrubí po celém jeho povrchu, kde koroze působí. V koruně kanalizačního potrubí však dochází k větší rychlosti koroze než u hladiny odpadní vody v kanalizaci. Také oblasti potrubí vystavené větším turbulencím podléhají rychlejší korozi. Modifikací původního modelu pomocí vztahů uvedených v ASCE – Gravity Sewers (2007) a Tee et al. (2011) získáme model 4.3 sloužící k výpočtu maximální rychlosti koroze ( $c_{max}$ ) v koruně potrubí:

$$c_{max} = k_{ccf} k_{tcf} 4,025 \cdot 10^{-3} k_j A_s^{-1} [BOD] (1,07)^{T-20} \left( \frac{P}{\pi D - P} \right)^\psi, \quad (4.3)$$

kde  $k_{ccf}$  je faktor pro korozi koruny potrubí (-) s hodnotou v rozmezí 1,5 až 2,  $k_{tcf}$  je turbulentní korozní faktor (-) s hodnotou mezi 1 a 2 pro potrubí s vhodným spádem, popř. 5 až 10 pro potrubí s ostrým spádem či pro případ spojení dvou potrubí, faktor  $k_j$  reprezentuje podíl kyseliny, která zreaguje (-),  $j$  je faktor vztahující se k podílu rozpuštěného  $H_2S$  při daném  $pH$ ,

na kterém je závislý (-),  $A_s$  je kyselinová kapacita (zásaditost) materiálu stěny (g  $CaCO_3$ /g betonu) – je nepřímo úměrná rychlosti penetrace kyseliny sírové do stěny potrubí, [BOD] je biochemická spotřeba kyslíku (mg/l),  $T$  je teplota okolí ( $^{\circ}C$ ),  $P$  je smáčená část obvodu stěny potrubí (m),  $D$  je vnitřní průměr potrubí (m) a  $\psi$  je faktor neurčitosti modelu (-).

Kvalita betonu je v uvedeném modelu je zohledněna prostřednictvím kyselinové kapacity materiálu stěny ( $A_s$ ), která může být vypočtena z experimentálně stanoveného obsahu rozpustného  $CaO$  v betonu nebo v jeho složkách (cementu a kamenivu) pomocí vztahu uvedeném v (Belie De, N. et al. 2004). Odtud vyplývá, že vápencové kamenivo zvyšuje zásaditost betonu a prodlužuje životnost konstrukce vystavené sulfidům.

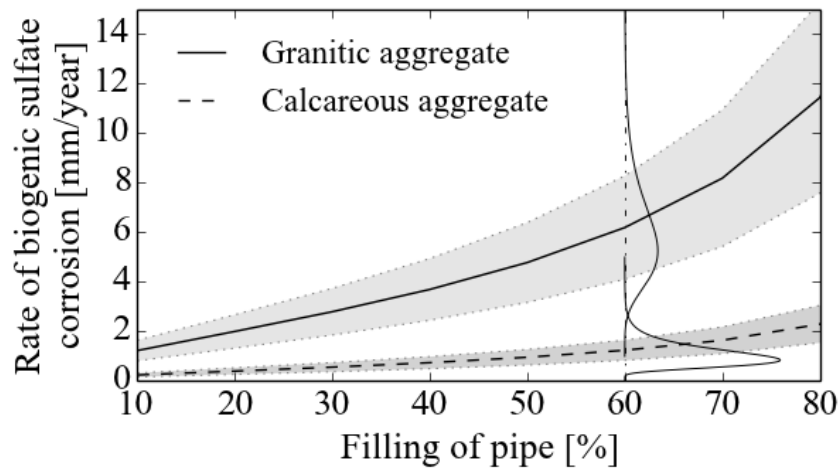
Během síranové koroze dochází k postupnému snižování  $pH$  pórového roztoku v povrchové vrstvě betonu vlivem působení kyseliny sírové. Z hodnoty  $pH$  na povrchu betonu lze vypočítat koncentraci kyseliny sírové a následně i rychlost koroze podle vztahů uvedených dokumentu fib Model Code 2010, kap. 5. Poznamenejme, že tento model poskytuje rychlost koroze proměnnou v čase na rozdíl od modelu dle vztahu (4.3).

Připomeňme, že v odborné literatuře se uvádějí hodnoty rychlosti koroze betonu způsobené  $BSK$  0,5 až 10 mm/rok; za extrémních podmínek byla zaznamenána hodnota až 20 mm/rok, což se vztahuje zřejmě k případům míst s vysokou turbulencí a starších potrubí z betonů nižší kvality. Pravidelné prohlídky a čištění kanalizace ovšem může mít podstatný vliv na zpomalení koroze. Na degradaci vlastního betonu se mimo  $BSK$  podílí i řada dalších faktorů, např. karbonatace, abraze aj., které rovněž mohou výrazně ovlivnit úbytek tloušťky a tím spolehlivost a životnost potrubí.

Pravděpodobnostní rozšíření vztahu 4.3 dle charakteristik v Tab. 4.12 ukazuje Obr. 4.26. Výsledná závislost rychlosti koroze v závislosti na míře naplnění potrubí je rozšířena o hodnotu směrodatné odchylky a identifikované rozdělení pravděpodobnosti (Gumbel max, resp. lognormální). Podotkněme, že nejčastější naplněnost kanalizačního potrubí je mezi 20–40%, což vede na rychlost střední hodnotu postupu koroze betonu cca 0,4 mm za rok, resp. cca 2 mm za rok, v závislosti na typu užitého kameniva. Přímé dosazení získaných hodnot do vztahu 4.2 může vést k rychlému odhadu životnosti konkrétního betonového potrubí (při znalosti limitního úbytku tloušťky stěny potrubí – veličiny  $B$ ).

**Tab. 4.12** Definování náhodných vstupních parametrů pro výpočet rychlosti biogenní síranové koroze betonu.

Variable	Unit	Mean value	COV (%)	PDF	Reference/typical value
Uncertainty factor of model, $\psi$	—	1	15	Lognormal (2 parameters)	JCSS (2006)
Crown corrosion factor, $k_{ccf}$	—	1.75	—	Rectangular ( $a = 1.5$ ; $b = 2.0$ )	ASCE (2007)
Turbulence corrosion factor, $k_{icf}$	—	1.5	—	Deterministic	ASCE (2007)
Proportion of acid reacting, $k$	—	0.80	5	Beta ( $a = 0.3$ ; $b = 1.0$ )	De Bellie et al. (2004)
Acid-consumption capability, $A$	—	(1) 0.20 (2) 1.00	10	Two bounded normal: (1) $a = 0.17$ ; $b = 0.24$ (2) $a = 0.9$ ; $b = 1.1$	ASCE (2007)
Factor for the proportion of $H_2S$ , $j$	—	0.28	15	Beta ( $a = 0$ ; $b = 1$ )	Pomeroy and Boon (1976)
Biochemical oxygen demand, BOD	mg/L	350	15	Normal	Typical value
Sewage temperature, $T$	$^{\circ}C$	22	10	Normal	Typical value
Inner diameter of the pipe wall, $D$	m	1.8	0.5	Normal	—
Wetted perimeter of the pipe wall, $P$	m	1.158 up to 3.986	—	Deterministic	Pomeroy and Boon (1976)



**Obr. 4.26** Rychlost postupu biogenní síranové koroze betonu (včetně směrodatné odchylky a vhodného rozdělení pravděpodobnosti – Gumbel max, resp. lognormální) v závislosti na naplněnosti potrubí a typu použitého kameniva.

### 4.3.3 Experimentální a výpočetní analýza

Pro analýzu trvanlivosti a spolehlivosti betonového potrubí byly provedeny následující výpočty a srovnání:

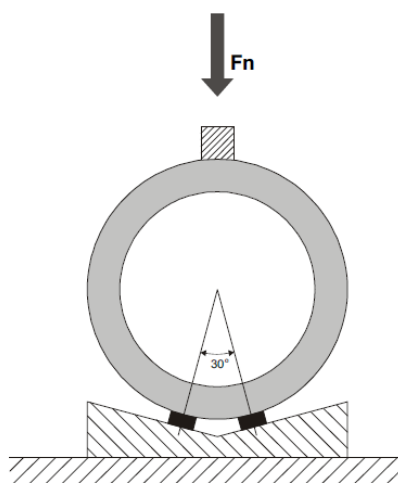
#### 4.3.3.1 Řešení příčného profilu betonové trouby zatížené a podepřené v souladu se zatěžovacími zkouškami výrobce (určení tzv. únosnosti při vrcholového zatížení)

a) řešení s užitím softwaru ATENA 2D (Červenka et al. 2014), tj. výpočet materiálově nelineární MKP, jako úloha rovinné deformace s lomově-plastickým konstitutivním modelem pro beton, založeným na ortotropní formulaci rozetřené trhliny a modelu pásu trhlin. Při výpočtu únosnosti při vrcholovém zatížení se uplatnily příslušné charakteristiky betonu odvozené z experimentálně stanovené průměrné hodnoty krychelné pevnosti 71,8 MPa poskytnuté výrobcem.

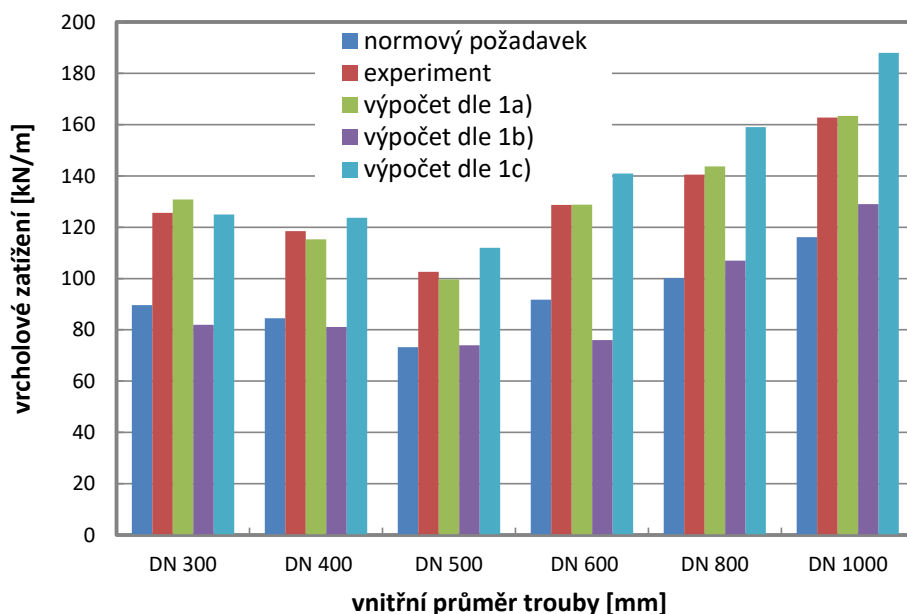
b) výpočet kruhové prutové soustavy pomocí programu FIN 2D z programového balíku FIN EC v.2, s posouzením napjatosti v nejvíce namáhaném průřezu podle zásad ČSN EN 1992 a se zavedením charakteristické hodnoty pevnosti betonu dané třídy (C40/50) v tahu, tj. 95% kvantilu.

c) dtto, ale se zavedením střední pevnosti v tahu za ohybu.

Výpočty dokumentuje Obr. 4.28, kde je zobrazeno srovnání výsledků výpočtů 1a, b, c, testů výrobce (Obr. 4.27) a požadavku předpisů (ČSN 729149) pro několik profilů betonového potrubí. Vyplývá odtud dobrá shoda výpočtů s testy a také skutečnost, že nedegradované potrubí má požadovanou vrcholovou únosnost s jistou rezervou.



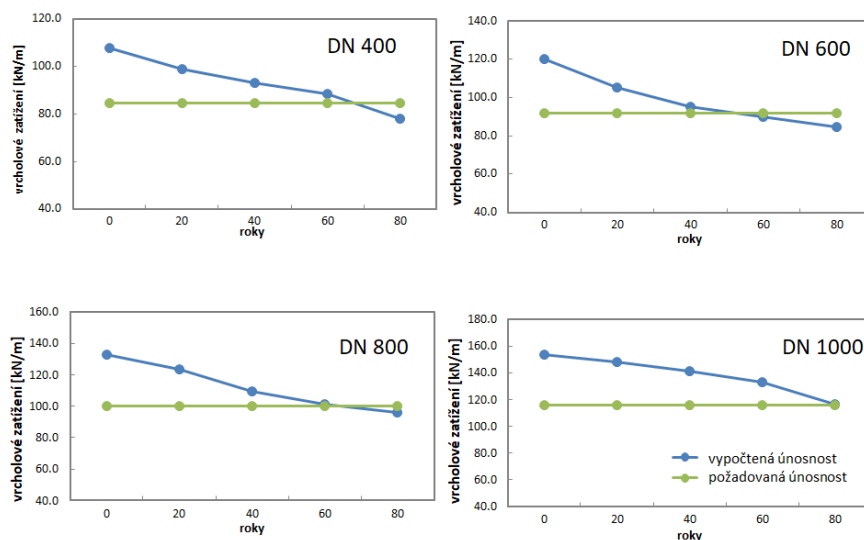
**Obr. 4.27** Zkouška jakosti vyráběných betonových potrubí na únosnost ve vrcholovém zatížení.



**Obr. 4.28** Experimentálně stanovené a vypočtené hodnoty únosnosti při vrcholovém zatížení.

#### 4.3.3.2 Řešení únosnosti při vrcholovém zatížení s uvažováním koroze betonu

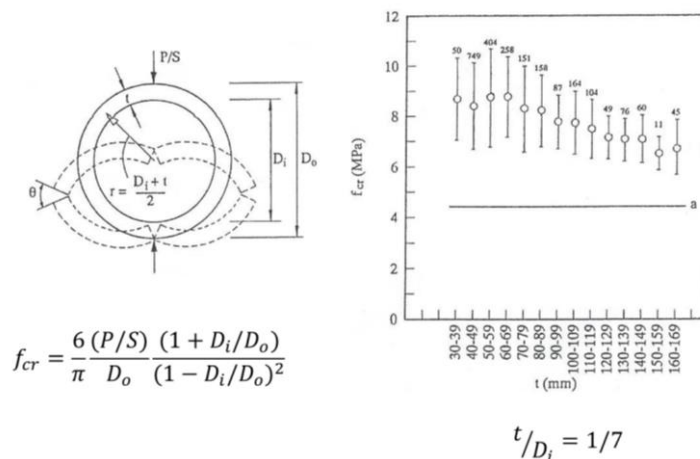
V tomto modelu je uvažováno stejné uspořádání zatížení, podepření a způsobu výpočtu jako v 1a, ale je uvažována postupná degradace biogenní síranovou korozí v koruně s rychlostí koroze betonu 0,5 mm/rok. Výsledky pro vybrané profily potrubí přibližuje Obr. 4.29. Např. pro potrubí DN 800 je simulovaná životnost cca 70 let (omezena normovým požadavkem na únosnost), pro DN 600 podobně vychází cca 65 let.



**Obr. 4.29** Vývoj únosnosti potrubí při vrcholovém zatížení a při uvažované rychlosti koroze betonu 0,5 mm/rok.

#### 4.3.3.3 Simulace rozsáhlé experimentální sady na únosnost betonového potrubí při vrcholovém zatížení

S modelem z 4.3.3.1a byl také simulován rozsáhlý experiment představený v Karihaloo (1995 – Kapitola 9, s odkazem na Gustafsson 1985) zaměřený na únosnost vybraných profilů betonového potrubí při vrcholovém zatížení (Obr. 4.30 a 4.31). Z Obr. 4.30b je zřejmý velký počet testovaných betonových trub (2366 kusů). Výsledky experimentu ukazují klesající hodnotu únosnosti při vrcholovém zatížení v závislosti na rostoucí velikosti betonových trub (viz vliv velikosti, Kap. 2.3). Všechny zaznamenané výsledky jsou navíc vyšší než predikce dle lineárního výpočtu (uvážující pevnost betonu v tahu 4,52 MPa, která byla stanovena experimentálně; Obr. 4.30b – konstantní funkce ozn. a).



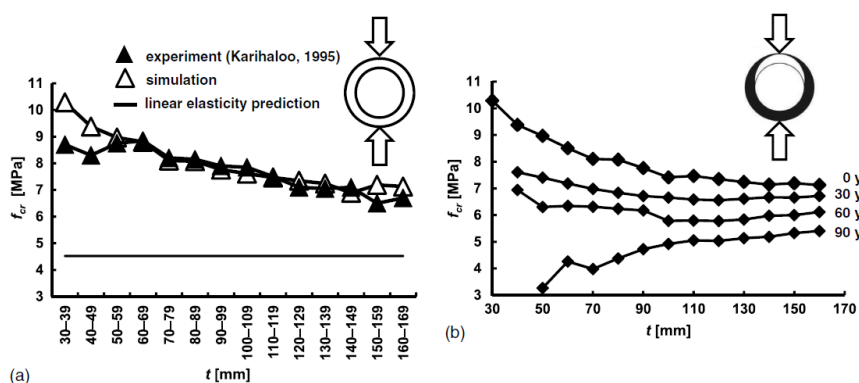
**Obr. 4.30** Schéma zatížení a výsledky rozsáhlé experimentální sady na únosnost potrubí při vrcholovém zatížení dle Karihaloo 1995 (Kapitola 9, s odkazem na Gustafsson 1985) vč. znázornění pevnosti betonu v tahu 4,52 MPa (konstantní funkce *a* v grafu 4.30b), způsob porušení lze porovnat s Obr. 4.25.

Únosnost při vrcholovém zatížení  $f_{cr}$  je v tomto experimentu definována dle 4.4.

$$f_{cr} = \frac{6}{\pi} \frac{(P_u / S) (1 + D_i / D_0)}{D_0 (1 - D_i / D_0)^2}, \quad (4.4)$$

kde  $D_i$  ( $D_0$ ) vnitřní (vnější) poloměr potrubí a  $P_u/S$  je maximální zatížení dle Obr. 4.30. Podotkněme, že poměr  $t/D_i$  u vyšetřovaných betonových trub činil 1/7.

Hodnotu pevnosti v tahu  $f_t$  u experimentálně vyšetřovaných trub uvádí autoři experimentu jako 4,52 MPa a charakteristickou délku  $l_{ch}$  potom 380 mm. Charakteristická délka  $l_{ch}$  je definována dle 2.1 – pro navazující simulace (Řoutil et al. 2015) v systému ATENA 2D (Červenka et al. 2014) byla zvolena kombinace hodnot lomové energie  $G_f = 210$  N/m a modulu pružnosti  $E = 37$  GPa. Tyto hodnoty jsou v dobré shodě s trendy zaznamenanými např. v Řoutil et al. (2014). Porovnání experimentu a simulace přibližuje Obr. 4.31a. Obr. 4.31b potom ukazuje pokles hodnot únosnosti ve vrcholovém zatížení pro uvažované typy betonových trub při úvaze, že v koruně potrubí dochází k úbytku tloušťky stěny v důsledku koroze betonu rychlostí 0,5 mm za rok. Simulace byla zpracována pro hypotetické stáří trub 30, 60 a 90 let.



**Obr. 4.31** Porovnání experimentálních a simulovaných výsledků únosnosti betonových trub  $f_{cr}$  (a) a simulace vlivu koroze betonu na únosnost  $f_{cr}$  v čase 30, 60 a 90 let (b).

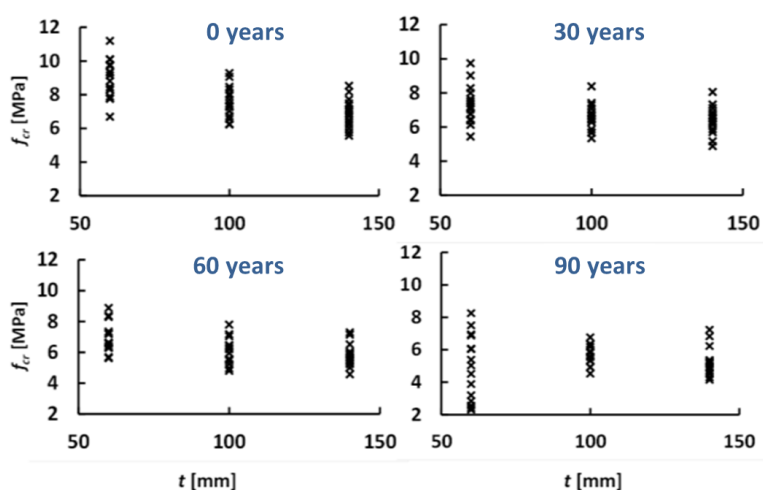
Představené modely byly také rozšířeny na stochastickou úroveň. Dominantní charakteristiky betonu a rychlost koroze byly uvažovány jako náhodné veličiny definované dle Tab. 4.13, jejich vzájemnou korelaci definuje Tab. 4.14. Metodou *LHS* bylo generováno 16 sad vstupních výpočtových parametrů pro tři uvažované velikosti betonového potrubí a stáří 30, 60 a 90 let. Simulované výsledky – hodnoty únosnosti při vrcholovém zatížení  $f_{cr}$  vč. číselných statistických charakteristik ukazuje Obr. 4.32 a Tab. 4.15. Z Tab. 4.15 je vidět klesající hodnota  $f_{cr}$  v čase. Zajímavý trend je vidět na diagonálách v Tab. 4.15 – např. únosnost při vrcholovém zatížení potrubí DN400 po 30-ti letech degradace se blíží hodnotě této únosnosti pro referenční hodnotu nedegradovaného potrubí DN700 apod. Představené údaje mohou pomoci správci sítě betonového kanalizačního potrubí při úvahách o jejich návrhu.

**Tab. 4.13** Definování náhodných charakteristik betonu a rychlosti koroze.

Variable [Unit]	Mean value	COV	PDF
Modulus of elasticity $E$ [GPa]	37	0.1	Log-normal
Compressive strength $f_c$ [MPa]	69.5	0.1	Log-normal
Tensile strength $f_t$ [MPa]	4.52	0.12	Log-normal
Fracture energy $G_f$ [J/m <sup>2</sup> ]	210	0.2	Normal
Deterioration rate of concrete [mm/years]	0.5	0.33	Log-normal

**Tab. 4.14** Korelace mezi dominantními parametry betonu.

Variable	$E$	$f_c$	$f_t$	$G_f$
$E$	1	0.9	0.7	0.37
$f_c$		1	0.9	0.6
$f_t$			1	0.9
$G_f$	Sy m.			1



**Obr. 4.32** Únosnosti při vrcholovém zatížení  $f_{cr}$  simulované stochastickým modelem pro vybrané profily potrubí (DN 400, DN700 a DN1000) a stáří/dobu degradace 0, 30, 60 a 90 let.

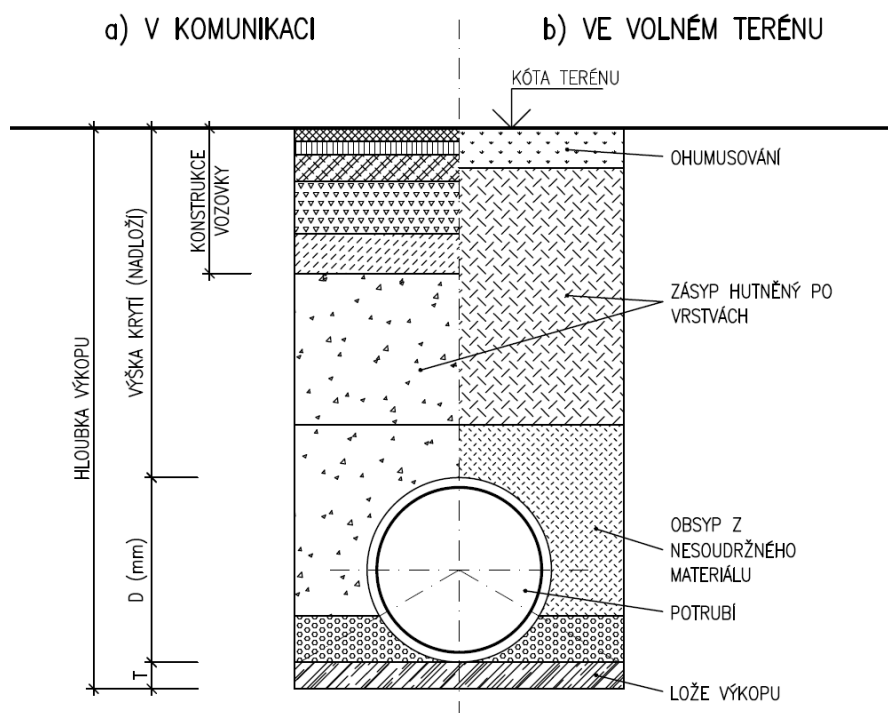


**Tab. 4.15** Základní statistické číselné charakteristiky únosnosti při vrcholovém zatížení  $f_{cr}$  simulované stochastickým modelem pro vybrané profily potrubí (DN 400, DN700 a DN1000) a stáří/dobu degradace 0, 30, 60 a 90 let.

		$t = 0$ years	$t = 30$ years	$t = 60$ years	$t = 90$ years
<b>DN400</b>	mean [MPa]	<b>8.91</b>	<b>7.26</b>	<b>6.89</b>	4.99
	COV	12.8	15.2	13.6	39.0
	PDF	Weibull max (3 par)	Gumbel Max. EV I	Gumbel Max. EV I	Weibull min (3 par)
<b>DN700</b>	Mean [MPa]	<b>7.55</b>	<b>6.56</b>	<b>6.06</b>	<b>5.71</b>
	COV	12.2	11.5	13.8	10.7
	PDF	Weibull max (3 par)	Normal	Rayleigh	Weibull max (3 par)
<b>DN1000</b>	Mean [MPa]	<b>6.90</b>	<b>6.42</b>	<b>5.78</b>	<b>5.25</b>
	COV	12.1	12.2	12.4	16.3
	PDF	Normal	Weibull min (3 par)	Gumbel Max. EV I	Gumbel Max. EV I

#### 4.3.3.4 Výpočet pro systém potrubí – zemina

Modely řešení pro potrubí v zemině vychází z reálného uložení dle Obr. 4.33.



**Obr. 4.33** Schéma uložení potrubí v zemině.

- a) Řešení MKP v softwaru ATENA 2D (Obr. 4.34, 4.35 celkový počet prvků je 6644), opět jako materiálově nelineární úloha rovinné deformace; pro zeminu se využívá Drucker-Pragerovo kritérium porušení. Vlastnosti betonu zde byly odvozeny pro třídu C40/50, vlastnosti zeminy byly definovány v souladu s hodnotami v bodě 4.3.3.4b. Realizován byl výpočet s uvažováním postupné degradace betonu, s využitím pravděpodobnostní simulace (Tab. 4.16–4.19, pro každý případ vygenerováno 30 simulací metodou *LHS*), s cílem stanovit životnost i spolehlivost (pravděpodobnost poruchy, resp. index spolehlivosti). V řešeném obecném příkladu byla rychlost koroze zvolena ve třech hodnotách 0,5; 1,0 a 2,0 mm/rok – viz Obr. 4.36, který ukazuje závislost pravděpodobnosti  $P_f$  poruchy únosnosti na čase. Je zřejmé, že mezní (návrhová) hodnota  $P_d = 1.0E-5$  uvažovaná v dokumentu Technical report CEN/TR 1295-3 by zde vedla k relativně vysokým prognózám životnosti – asi 50 let pro  $c_{max} = 2$  mm/rok a ještě pak k výrazně vyšším životnostem pro menší rychlosti degradace. Pro srovnání ještě uveďme, že  $P_d = 1.0E-5$  transformováno na index spolehlivosti dává hodnotu  $\beta = 4,25$ .

**Tab. 4.16** Statistické číselné charakteristiky a hustota pravděpodobnosti (*PDF*) dominantních mechanických vlastností užitého modelu betonu.

Variable [Unit]	Mean	COV	PDF
Modulus of elasticity $E$ [GPa]	35.0	0.1	Log-normal
Compressive strength $f_c$ [MPa]	48.9	0.1	Log-normal
Tensile strength $f_t$ [MPa]	3.5	0.15	Log-normal
Fracture energy $G_f$ [J/m <sup>2</sup> ]	81.43	0.18	Normal

**Tab. 4.17** Statistické číselné charakteristiky a hustota pravděpodobnosti (*PDF*) dominantních mechanických vlastností užitého modelu zeminy.

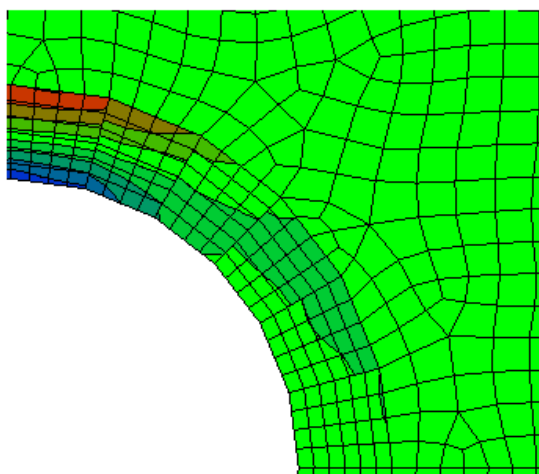
Variable [Unit]	Range of mean values within layers	COV	PDF
Modulus of elasticity $E$ [MPa]	37 – 59	0.2	Normal
Internal friction $\varphi$ [°]	26 – 36	0.2	Normal
Cohesion $c$ [-]	3 – 15	0.2	Normal

**Tab. 4.18** Korelace mechanických vlastností užitého modelu betonu.

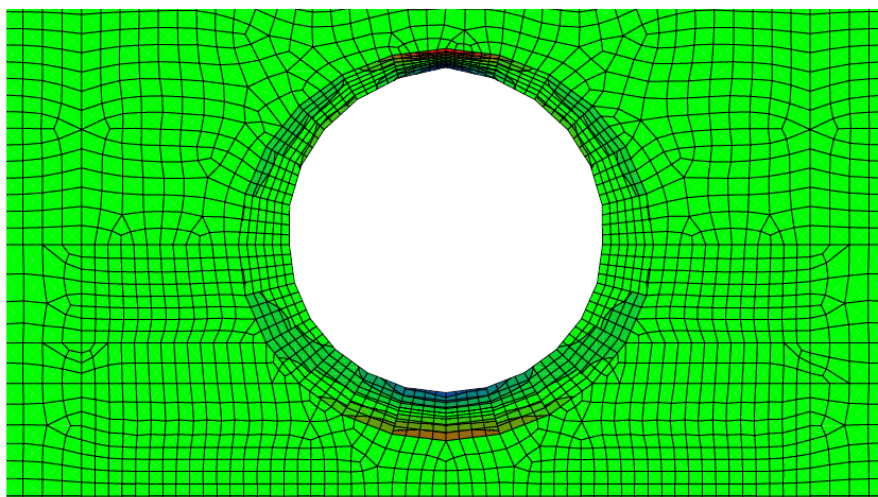
Variable	$E$	$f_c$	$f_t$	$G_f$
$E$	1	0,7	0,6	0,4
$f_c$		1	0,7	0,5
$f_t$	Sym.		1	0,8
$G_f$				1

**Tab. 4.19** Korelace mechanických vlastností užitého modelu zeminy.

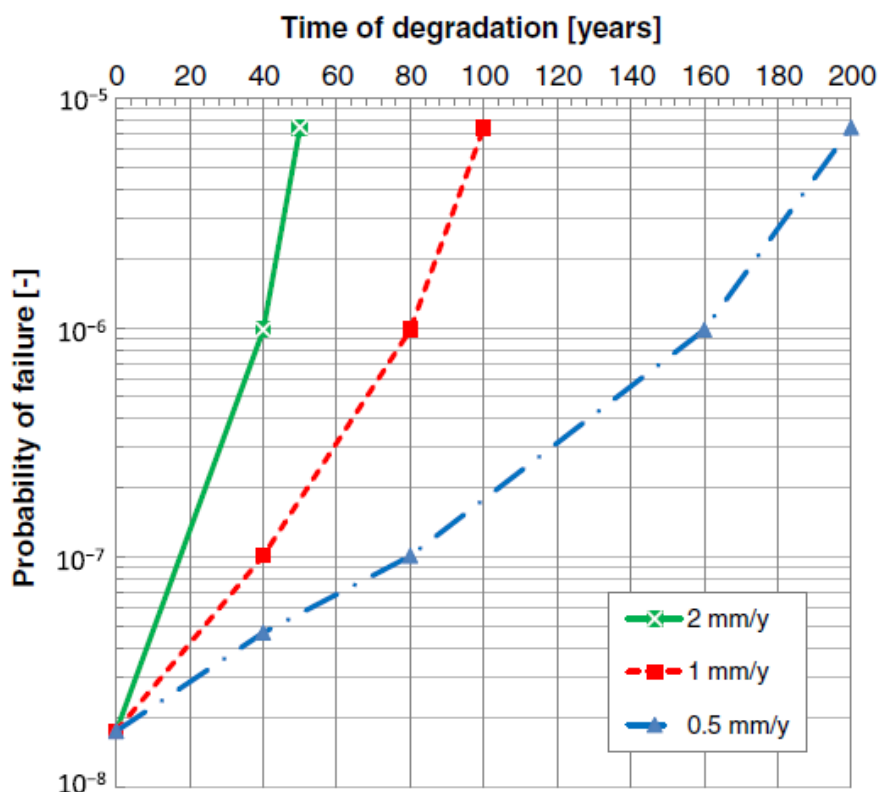
Variable	$E$	$\varphi$	$c$
$E$	1	0,5	0,5
$\varphi$		1	0,5
$c$	Sym.		1



**Obr. 4.34** Výřez MKP modelu vč. sítě konečných prvků a izoploch napětí  $\sigma_{xx}$ .

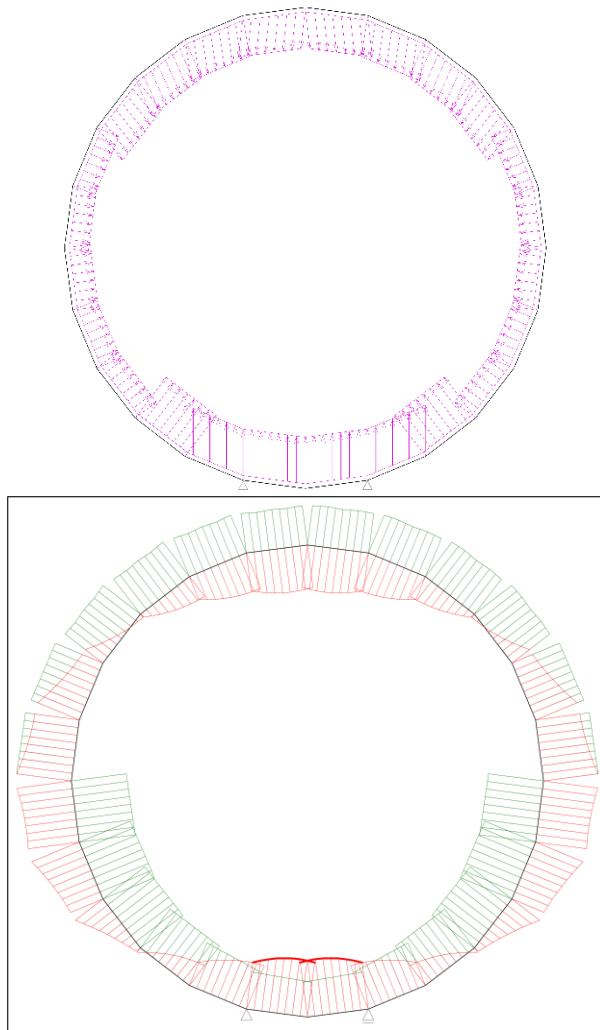


**Obr. 4.35** Schéma MKP modelu vč. sítě konečných prvků a izoploch napětí  $\sigma_{xx}$ , potrubí profilu DN800 při simulovaném stáří 80 let za předpokladu rychlosti koroze betonu 1mm/rok.

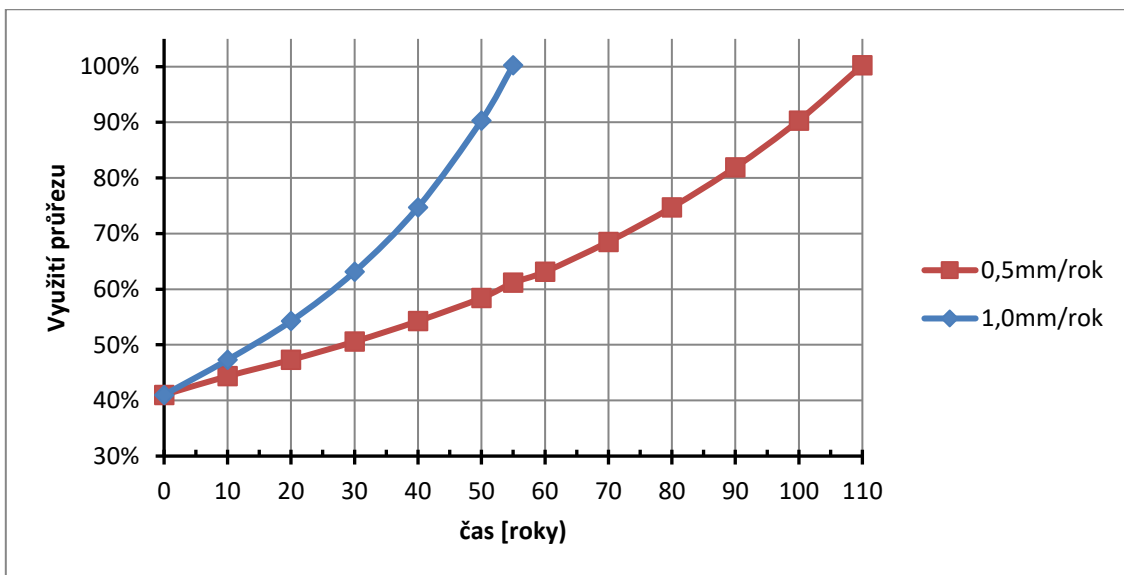


**Obr. 4.36** Závislost pravděpodobnosti poruchy betonového potrubí DN800 v čase pro různé rychlosti koroze betonu.

- b) Deterministický výpočet pomocí 2D prutového modelu s užitím modulu FIN 2D z programového balíku FIN EC v.2, zatíženého soustavou kontaktních namáhání určenými v souladu s teorií rozpracovanou v Kysela (1986). Posouzení kritického průřezu pomocí interakčního diagramu a využití průřezu pomocí modulu Beton 2D. Obrázek 4.37 ukazuje průběh kontaktních napětí a vnitřních sil pro případ bez degradace (tj. pro čas  $t = 0$ ). Výpočet byl ale veden dále také s uvažováním konstantní korozní degradace betonu 0,5 mm/rok po celém obvodu průřezu, rovněž s cílem určit životnost. Pro názornost důsledků rychlosti koroze betonu jsou na Obr. 4.38 znázorněny výsledky výpočtu pro další časové okamžiky znázorňující míru využití průřezu s ohledem na únosnost v čase.



**Obr. 4.37** Průběh kontaktních napětí (nahore) a ohybových momentů i osových sil (dole) pro výpočet 4.3.3.4b pro potrubí profilu DN800.



**Obr. 4.38** Využití únosnosti průřezu v čase pro dvě hodnoty konstantní rychlosti degradace pro potrubí profilu DN800.

Blíže k těmto výpočtům:

V případech 4.3.3.4a a 4.3.3.4b byly výpočty provedeny se snahou o shodné vstupní parametry pro návrhovou situaci nedegradovaného betonu. Základními vstupy se shodnými hodnotami byly:

- geometrie příčného řezu troubou z prostého betonu, DN 800 s tloušťkou stěny 130 mm,
- materiálové charakteristiky betonu (pevnost, modul pružnosti) – beton C 40/50,
- geometrické údaje o uložení (hloubka nivelety/výška krytí, tvar rýhy/zářezu pro potrubí) – uložení v široké rýze – zářezu – v komunikaci, s běžnou hloubkou uložení, resp. s výškou krytí nad vrcholem trouby 1,5 m; úhel uložení se uvažuje 90°,
- vlastnosti zemin lože, obsypu a zásypu (objemová tíha, smykové parametry – úhel vnitřního tření, soudržnost) – obsyp a zásyp nesoudržnou zeminou s hodnotami  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 27,5^\circ$  a s rychlou konsolidací; výpočty vycházejí z předpokladu kvalitního provádění zemních prací při ukládání potrubí,
- proměnné zatížení na povrchu terénu – v posuzovaném případě kolový tlak návrhového vozidla 120 kN na normativní zatěžovací ploše,
- pro odhady pravděpodobnosti poruchy byl jako mezní stav únosnosti v případě 4.3.3.4a použit vztah 4.2, kde v úloze akce zatížení A vystupovala hodnota napětí v tahu a bariéru B pak představovala tahová pevnost betonu; jinými slovy – mezní situací bylo tahové porušení betonu, které takto znamenalo dosažení mezního momentu únosnosti nevyztuženého průřezu, obvykle ve vrcholovém průřezu vyšetřované konstrukce (rovinné přetvoření, MKP, 2D prvky),
- modely 4.3.3.4a a 4.3.3.4b se částečně liší v zavedení úbytku tloušťky vlivem degradace. Pro výpočty MKP v ATENĚ 2D bylo uvažováno extrémní oslabení ve vrcholu trubky, vždy v hodnotě násobku času a průměrného úbytku, od vrcholu postupně ubývající (schéma např. na Obr. 4.31b). Při výpočtu prutovým modelem byl zaveden zjednodušený předpoklad konstantního úbytku po celém obvodu.

Rozhodující vlastností 2D prutového modelu (případ 4.3.3.4b) je rozložení kontaktních namáhání na povrchu trouby (viz Obr. 4.37), které simulují její skutečné spolupůsobení s obklopující zeminou a případným zatížením na povrchu. Hodnoty a průběh kontaktních namáhání vychází z teorie zemních tlaků dle Ing. Kysely (Kysela 1986). Podstatou řešení je stanovení statického zatížení trub v období konsolidace obsypu, tedy krátce po provedení zemních prací, kdy je zemina porušena soustavou kluzných ploch a dochází k přemístování částic zeminy posunem i pootočením. Kontaktní napětí na bocích trub pak dosahuje hodnot mezi aktivním a klidovým tlakem. Výpočet zatěžovacích napětí přitom zohledňuje jak způsob provádění (např. velikostí úhlu uložení, změnou vlastností zemin v závislosti na stupni hutnění), tak v čase proměnné vlastnosti zemin (zejména rychlost konsolidace). Symetrická soustava kontaktních zatěžovacích napětí je pak aplikována na uzavřený kruhový rám dělený na 24 prutových elementů. Rám je z formálních důvodů v místě lože doplněn o dvojici kloubových podpor, v důsledku rovnováhy složek kontaktních napětí jsou reakce v nich prakticky nulové. Výpočet průběhu vnitřních sil a deformací kruhového prstence je pak proveden metodou konečných prvků modulem FIN 2D. Výsledné průběhy jednoznačně určují extrémy jak ohybových momentů, tak normálových sil – s tahem na vnitřním líci v průřezech ve vrcholu a v patě (niveletě) potrubí, na vnějším líci pak na bocích. V dalším kroku výpočtu jsou pak tyto extrémy standardně posouzeny modulem Beton 2D, který vychází ze zásad a vztahů Eurokódu pro navrhování betonových konstrukcí – u trub z prostého betonu s vyloučením trhlin, u železobetonu kromě posouzení MSÚ i s posouzením šířky trhlin jako rozhodujícího kritéria MSP. Jedná se tedy o postup spadající mezi zjednodušená řešení, ovšem pro praktické používání vhodný a frekventovaně využívaný.

Výpočty 4.3.3.4a a 4.3.3.4b modelového příkladu shodně prokázaly dostatečnou statickou spolehlivost trouby z prostého betonu v daných podmínkách vč. životnosti potrubí uloženého v zemině. Je ovšem nutno připomenout, že výsledky značně závisí jednak na podmínkách uložení (zde se uvažují podmínky běžné, s relativně nízkým zatížením), jednak na rychlosti degradace. Jak uvedeno již výše, hodnotu 0,5 mm/rok lze považovat za „optimisticky typickou“ hodnotu; přitom tato rychlost koroze betonu závisí na řadě parametrů (složení betonu, složení splaškových vod, spádu potrubí a dalších vlivech). Každé zvýšení této rychlosti má zásadní vliv na snížení životnosti, stejně jako i vyšší hladina primárního zatížení.

Řadu proměnných ve výpočtech výrazně ovlivňuje způsob a kvalita provedení; zahrnutí vlivu nejistot do výpočtů může být zásadní – viz požadavky ČSN EN 1295-1, Technical report CEN/TR 1295-2, Technical report CEN/TR 1295-3 – to ovšem umožňují jen stochastické přístupy. Pro běžné potřeby navrhování potrubí nebo pro plánování oprav by bylo třeba mít k dispozici výstižnou a přitom jednoduchou metodu zahrnující i v tomto textu popisované jevy a zákonitosti; alespoň pro nejběžnější, typické situace by ale měla být kalibrována plně pravděpodobnostními (stochastickými) postupy spolu s modelováním degradace betonu. Pravděpodobnostní modely poškozování materiálů působením vlivů prostředí lze využívat pro posuzování průběhu degradace a pro hodnocení spolehlivosti dle mezních stavů, tj. také pro posouzení životnosti navrhované konstrukce, resp. prognózy zbytkové životnosti stávající konstrukce. V případě projednávaném v tomto příspěvku, tj. betonového kanalizačního potrubí ovlivněného degradací v důsledku biogenní síranové koroze, lze v tomto smyslu výše popsané nástroje využít např. takto:

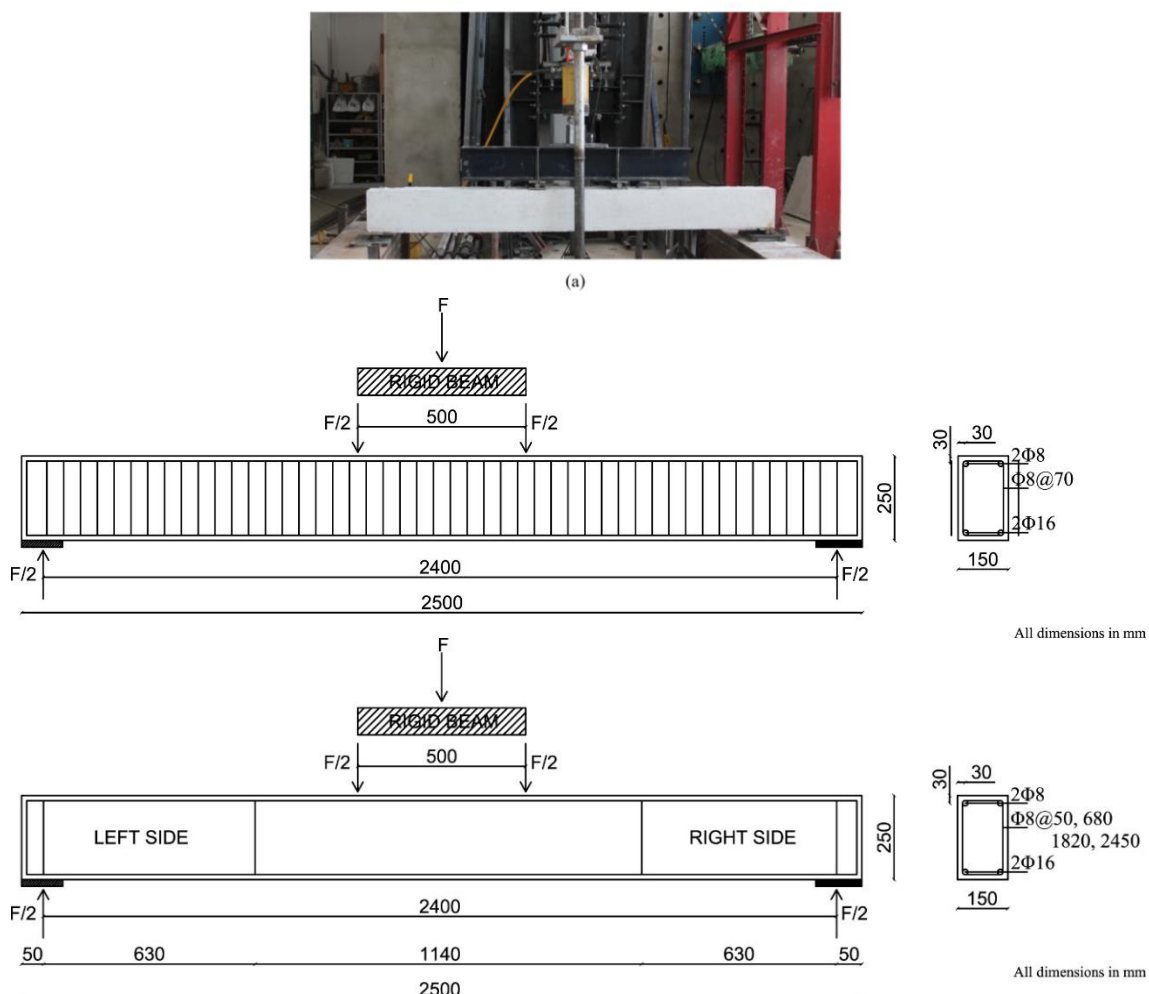
- a) při ověřování či kalibraci zjednodušených postupů či při řešení komplikovaných, atypických zadání;
- b) pomocí modelu degradace vypracovat studie závislosti postupu degradace na různých parametrech (materiál, způsob provozování, ...) jako podpůrné nebo orientační informace pro rozhodování o návrhu potrubí či o způsobu a době rekonstrukce, příp. při hodnocení/posuzování zakázky na výstavbu kanalizačního systému;
- c) pomocí modelu degradace pro daný čas, materiál a způsob provozování potrubí stanovit míru degradace (oslabení průřezu) a statickým řešením potrubí s takto oslabeným průřezem v daných podmínkách posoudit spolehlivost (mezní šířka trhlinek nebo únosnost);
- d) recipročně k variantě c) nejprve statickým řešením potrubí v zemině určit potřebné minimální materiálové a průřezové charakteristiky (s ohledem na mezní šířku trhlinek nebo na únosnost); pak následně pomocí modelu degradace prognózovat životnost.

#### 4.4 Analýza smykem porušovaných železobetonových nosníků

V následující analýze jsou zkoumány železobetonové nosníky (s dostatečnou a nedostatečnou smykovou výztuží) namáhané čtyřbodovým ohybem poškozující se dvěma různými způsoby: (i) drcením betonu ve středu nosníku při dosažení mezního stavu (Obr. 4.39b, resp. 4.40) a (ii) smykem (v důsledku nedostatečného smykového vyztužení, Obr. 4.39c, resp. Obr. 4.45). Podotkněme, že experimentální analýza byla provedena v laboratoři Structural Mechanics laboratory, Department of Civil Engineering, Eskişehir Technical University, Turecko. Specifikaci testovaných vzorků přibližuje Tab. 4.20 (Yurdakul et al. 2019).

Důvodem této studie je fakt, že v mnoha světových oblastech (zde přímá zkušenost spoluautorů z Turecka, jakož i množství záznamů v literatuře – shrnuto např. v Yurdakul (2019), Kap. 1.2) lze nalézt právě nedostatečně vyztužené nosné konstrukční prvky, které nesplňují dnešní normové požadavky. Tento fakt může, často v kombinaci s méně kvalitními použitými materiály (beton s velmi nízkými pevnostmi – viz Tab. 4.20, hladká výztuž bez povrchových úprav aj.), resp. nedostatečnou technologickou kázní, a – jako ve zmíněném případě Turecka – seismickým zatížením, vést ke kolapsu konstrukce. Dobrá znalost chování těchto konstrukčních prvků může pomoci při úvahách o jejich sanaci, např. pomocí externích (uhlíkových) lamel.

Schéma vyšetřovaných nosníků přináší Obr. 4.39, materiálové charakteristiky Tab. 4.20.



**Obr. 4.39** Zkouška na čtyřbodový ohyb nosníku (a) a schéma vyztužení dvou typů testovaného nosníku – s dostatečnou *EJ-C* (b) a nedostatečnou smykovou výztuží *EB-R* (c).



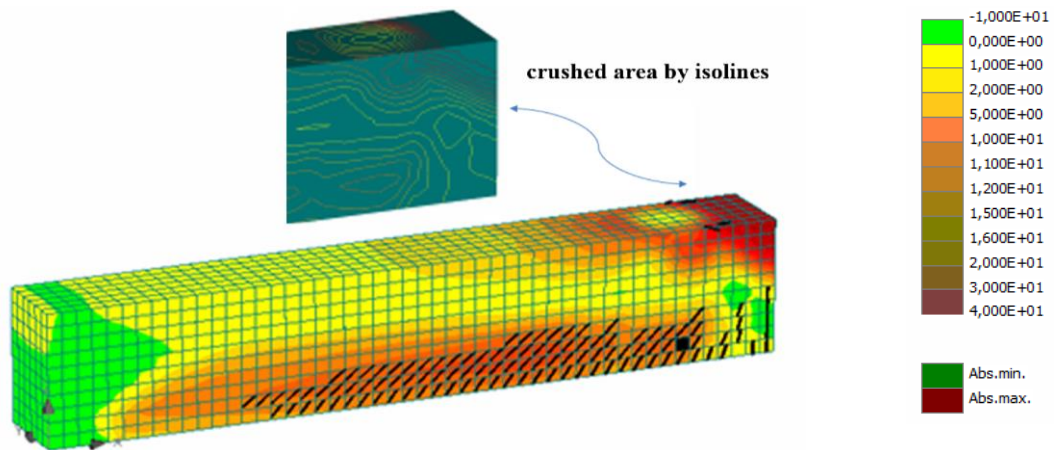
**Tab. 4.20** Popis testovaných nosníků s dostatečnou a nedostatečnou smykovou výztuží.

Description	Specimen	
	<i>EB-R</i>	<i>EJ-C</i>
Reinforcement Scheme	Shear Critical Fig. 4.39c	Over-Reinforced Fig. 4.39b
Concrete Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	15.0	17.1
Elastic Modulus, $E_s$ (GPa)	200	
Yield Strength, $f_y$ (MPa)	460	
Ultimate Strength $f_u$ (MPa)	632	
Ultimate Strain, $\varepsilon_u$ (mm/mm)	0.17	
Beam Dimension	150 x 250 x 2500 mm	
Longitudinal Reinforcement	2 $\phi$ 16+2 $\phi$ 8	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 8
Transverse Reinforcement	$\phi$ 8@50, 680 1820 and 2450 mm	$\phi$ 8/70
Application of Displacement	Four-Point Bending	
Loading Protocol	Monotonic	
Failure Mode	Shear Failure	Concrete Crushing

#### 4.4.1 Chování nosníku s dostatečnou smykovou výztuží (*EJ-C*)

3D model zkoušky nosníku *EJ-C* byl realizovaný v softwaru ATENA 3D s využitím symetrie (Obr. 4.41). Podotkněme, že výsledná délka hrany prvku činila 25mm a byla výsledkem studie vlivu velikosti MKP sítě na chování modelu. Zatížení bylo aplikováno přírůstkem posunu přes ideálně elastickou roznášecí destičku (stejným způsobem byla realizována podpora symetrické části nosníku). Pro vlastní výpočet byla užita metoda Newton-Raphson. Připravený model vykazoval dobrou shodu s experimentem (Obr. 4.42 a Tab. 4.21).

**Obr. 4.40** Zkouška na čtyřbodový ohyb nosníku s dostatečnou smykovou výztuží (*EJ-C*).

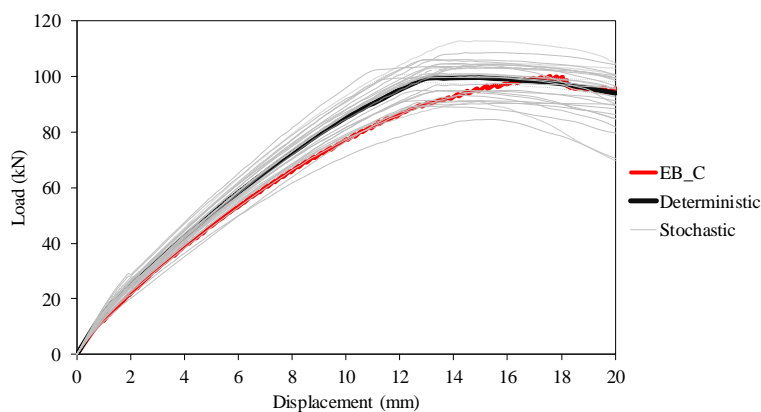


**Obr. 4.41** Schéma MKP modelu nosníku se zobrazením napětí v nosníku a trhlín.

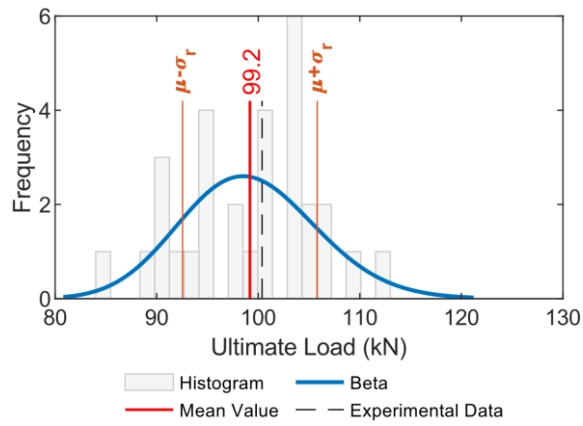
Deterministický model byl s využitím metody *LHS* rozšířen na stochastickou úroveň s užitím vstupů dle Tab 4.21a. Získané závislosti zatížení–průhyb (a jejich srovnání s experimentem) přibližuje Obr. 4.42. Histogram mezního zatížení následně prezentuje Obr. 4.43. Tab. 4.21 srovnává experimentálně zjištěnou hodnotu s (i) výsledkem numerického modelu, (ii) analytickým výpočtem, (iii) pravděpodobnostním výpočtem (pro hodnotu spolehlivostního indexu 3,8) s různými typy pravděpodobnostní funkce, (iv) výpočtem dle EN 1992-2, (v) výpočtem dle ECOV a (vi) dle Tecuan et al. (2018).

**Tab. 4.21a** Střední hodnota, variační koeficient a hustota pravděpodobnosti dominantních materiálových parametrů ([1] ACI 318M-11, (2011), [2] *fib* MODEL CODE (2010), [3] Vos (1983), [4] van Mier (1986)).

Parameter	Mean Value, $\mu$	COV*	Distribution*
<i>Concrete</i>			
Elastic Modulus, $E_c$ (MPa)	$4700\sqrt{f_c}$ , [1]	0.10	Lognormal (2 Parameter)
Tensile strength, $f_{ct}$ (MPa)	$0.30f_c^{2/3}$ [2]	0.30	Lognormal (2 Parameter)
Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	15.0	0.15	Lognormal (2 Parameter)
Fracture Energy, $G_f$ (N/m)	$0.000025f_{ct}$ [3]	0.25	Weibull (2 Parameter)
Compressive Strain, $\epsilon_{co}$ (mm/mm)	$f_c/E$ [4]	0.15	Lognormal (2 Parameter)
Plastic Displacement, $w_d$ (m)	0.0005 [4]	0.10	Lognormal (2 Parameter)
<i>Reinforcing steel</i>			
Elastic Modulus, $E_s$ (GPa)	200	0.07	Lognormal (2 Parameter)
Yield Strength, $f_y$ (MPa)	460	0.07	Lognormal (2 Parameter)
Ultimate Strength, $f_u$ (MPa)	632	0.07	Lognormal (2 Parameter)
Ultimate Strain, $\epsilon_u$ (mm/mm)	0.05	0.07	Normal



**Obr. 4.42** Závislosti zatížení–průhyb testovaného nosníku *EJ-C*; srovnání výsledků experimentu, deterministického modelu a stochastického modelu.

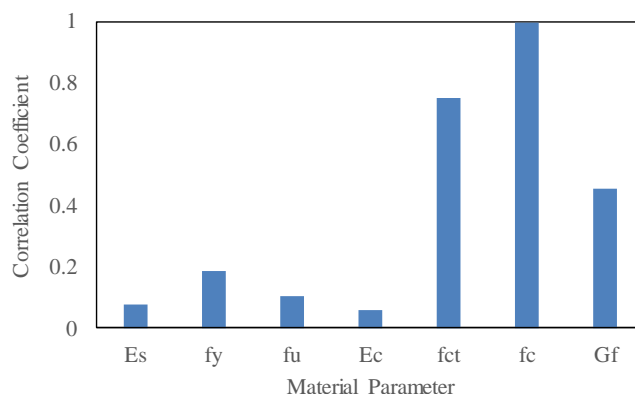


**Obr. 4.43** Mezního zatížení nosníku *EJ-C*; srovnání výsledků experimentu a stochastického modelu (histogram mezního zatížení a vhodná pravděpodobnostní funkce se zvýrazněním střední hodnoty a směrodatné odchylky).

**Tab. 4.21b** Mezní zatížení; experiment vs. simulace.

	Ultimate Load (kN)
Experiment	100.3
FEM-Deterministic	99.2
Section Analysis	114.1
	Design Resistance $R_d$ (kN)
Full Probabilistic Design Best fit curve, Beta	79.2
Full Probabilistic Design Normal Distribution	74.0
Full Probabilistic Design Lognormal Distribution	76.7
EN 1992-2 [80]	78.5
Tecusan and Zilch [44]	75.5
ECOV [39]	70.1

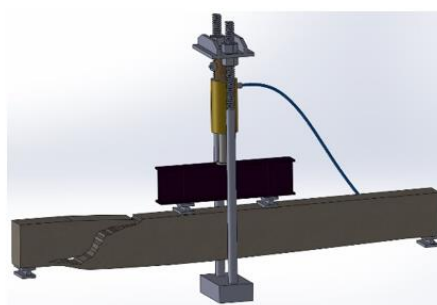
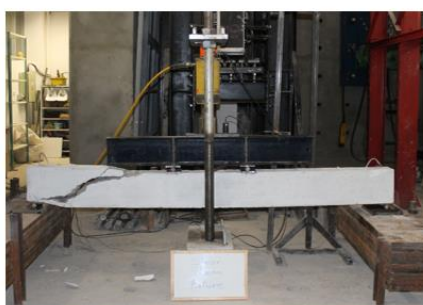
Výsledky představené v Tab. 4.21b ukazují dobrou shodu experimentu a numerického modelu (a mírné nadhodnocení klasického pevnostního výpočtu/posudku, které je v souladu s realitou, kdy v objemu reálného nosníku dochází k výskytu míst s nižšími hodnotami materiálových charakteristik). Zároveň ukazují hodnoty návrhového zatížení dle vybraných normových předpisů (které jsou nižší v důsledku zavedení charakteristických hodnot materiálových parametrů) a dle pravděpodobnostních výpočtů (pro hodnotu spolehlivostního indexu 3,8). Výsledky citlivostní analýzy přibližuje Obr. 4.44. Lze sledovat dominantní vliv pevnosti v tahu a vysoký vliv pevnosti v tlaku, resp. lomové energie. Ostatní veličiny již mají nižší vliv na hodnotu mezní únosnosti.

**Obr. 4.44** Výsledky citlivostní analýzy mezního zatížení nosníku *EJ-C*.

#### 4.4.2 Chování nosníku s nedostatečnou smykovou výztuží (*EB-R*)

Experimentální analýza nosníku s nedostatečnou smykovou výztuží *EB-R* (Obr. 4.39c, Obr. 4.45) byla provedena v Structural Mechanics Laboratory, Department of Civil Engineering, Eskişehir Technical University, Turecko. Tato byla součástí rozsáhlejší studie zaměřené dále na dodatečnou sanaci poškozeného nosníku externí lamelovou výztuží, detaily jsou obsaženy v Yurdakul et al. (2019).

Nosník *EB-R* vykazoval, po dosažení limitního zatížení, náhlé poškození ve smyku (Obr. 4.45), které se koncentrovalo do levé/pravé části nosníku. Tato koncentrace je důsledkem proměnlivého rozložení hodnot materiálových charakteristik v objemu nosníku. Možností, jak tento jev postihnout, je stochastický model se zahrnutím náhodných polí (Vořechovský (2007), SARA Studio (2015)).



(a)

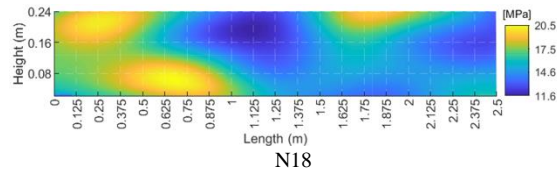
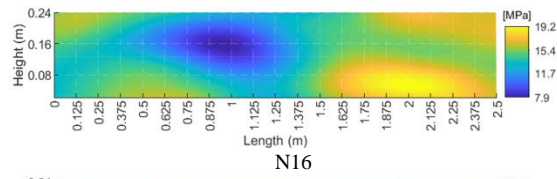
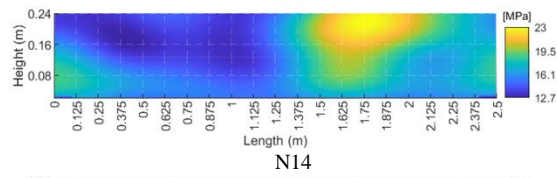
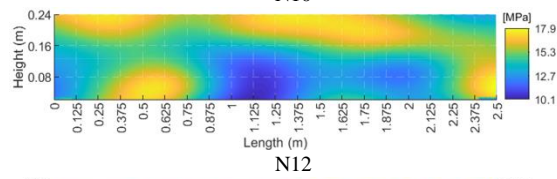
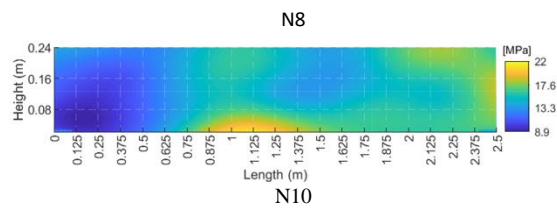
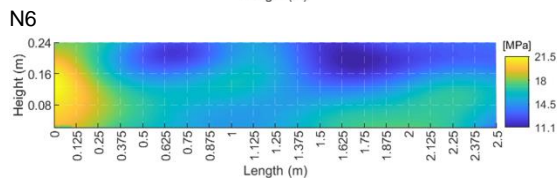
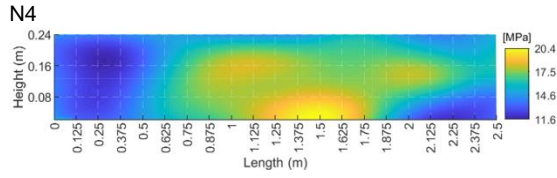
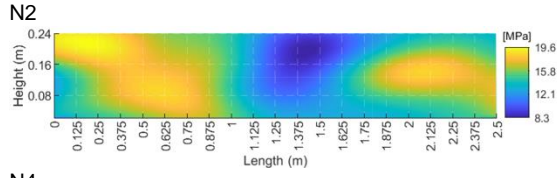
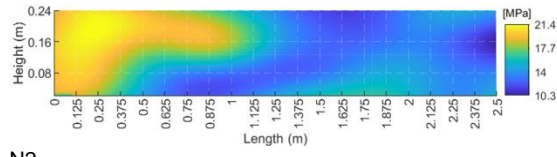
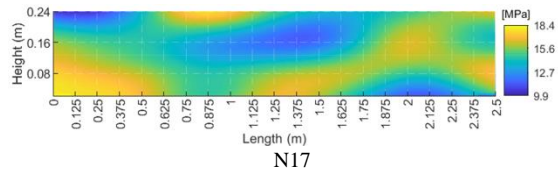
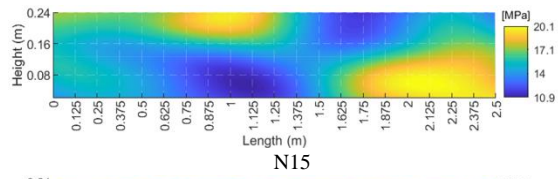
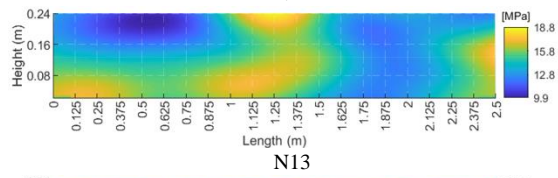
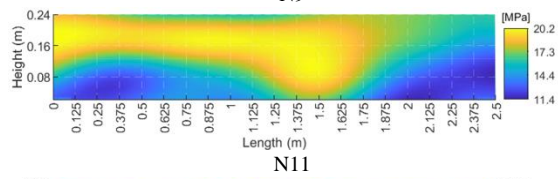
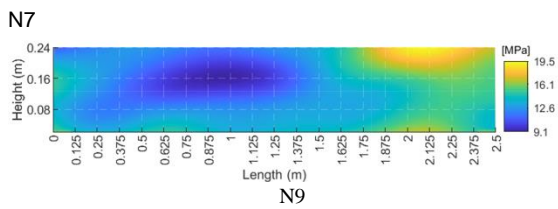
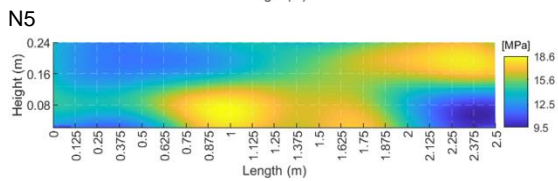
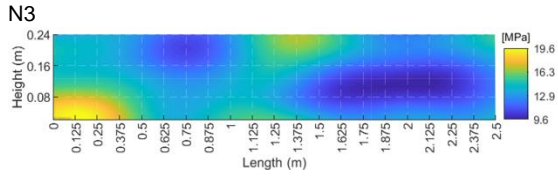
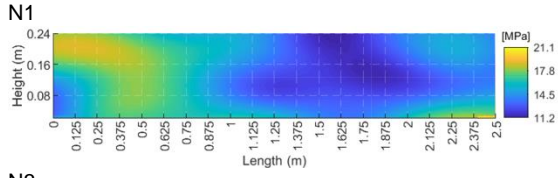
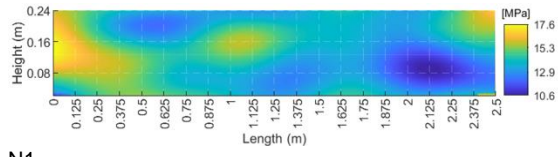
**Obr. 4.45** Zkouška na čtyřbodový ohyb nosníku s nedostatečnou smykovou výztuží (*EB-R*).

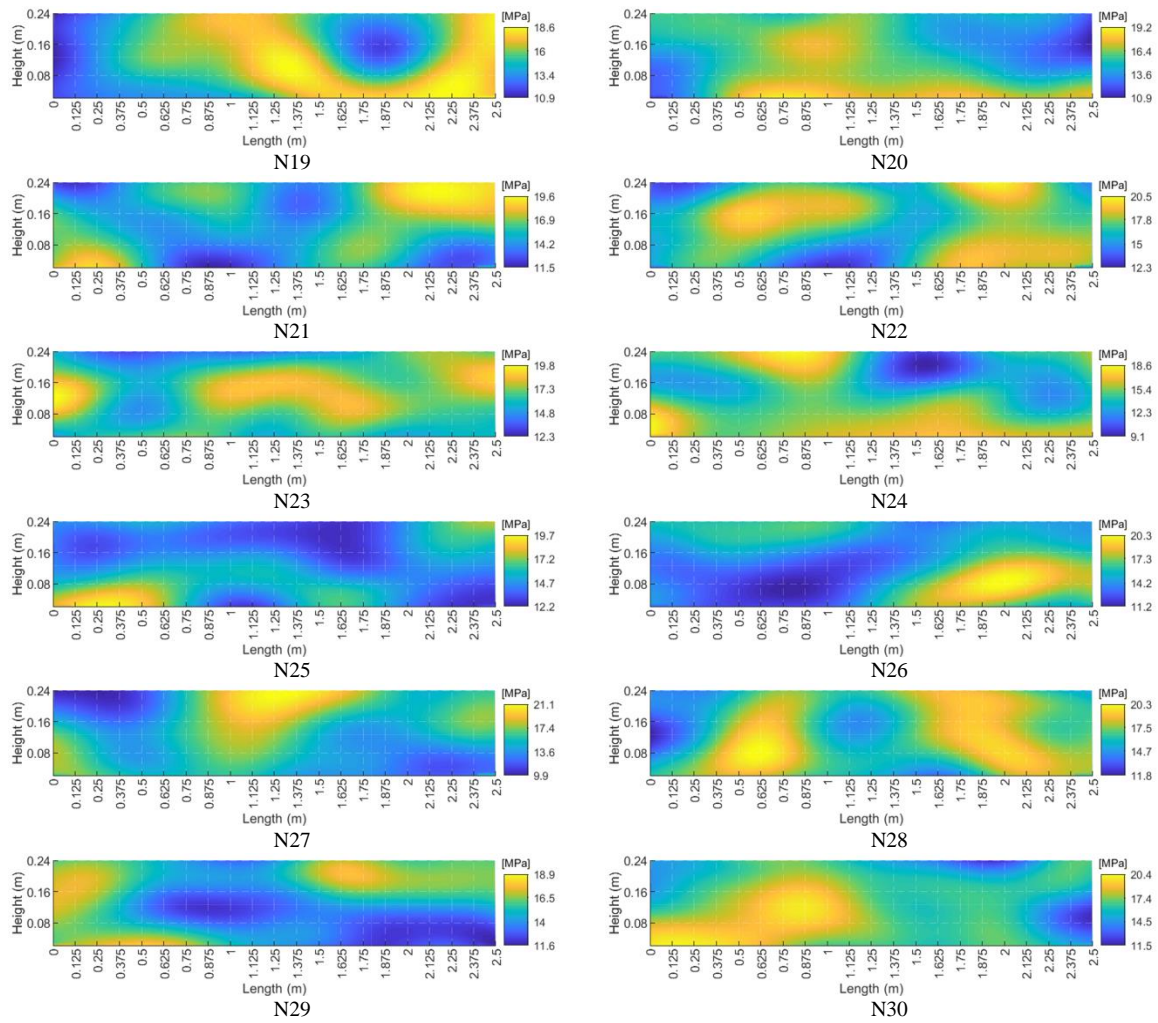
Referenční nosník *EB-R* bez dostatečné smykové výztuže byl modelován v prostředí v softwaru ATENA 3D. Deterministický model byl dále rozšířen na stochastickou úroveň pomocí náhodných polí (Vořechovský 2004, 2007, 2008; SARA Studio 2015). Simulace rozložení dominantních parametrů betonu pomocí náhodných polí se vstupy dle Tab. 4.22 ukazují Obr. 4.46–4.49. Podotkněme, že pro simulace byla definována korelační délka 0,5 m (horizontálně) a 0,1 m (vertikálně). Výsledky – soubor závislotí zatížení–průhyb a způsob rozhodného poškození ukazují Obr. 4.50 a 4.51.

**Tab. 4.22** Střední hodnota a variační koeficient dominantních parametrů betonu pro modelování chování nosníku *EB-R* pomocí náhodných polí.

Concrete		
Parameter	Mean Value, $\mu$	COV*
Elastic Modulus, $E_c$ (MPa)	$4700\sqrt{f_c}$ (ACI 318M-11 2011)	0.10
Tensile Strength, $f_{ct}$ (MPa)	$0.30f_c^{2/3}$ (CEB-FIP Model Code 2010)	0.30
Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	15.0	0.15
Fracture Energy, $G_f$ (MN/m)	$0.000025f_{ct}$ (Vos 1983)	0.25

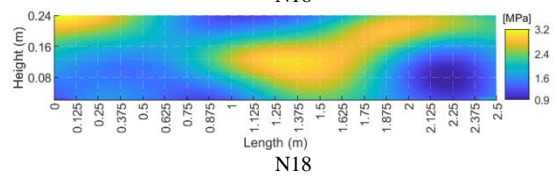
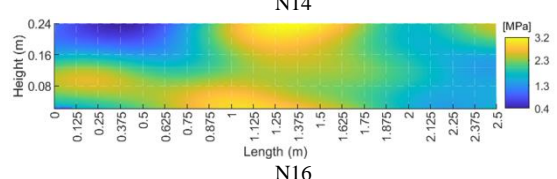
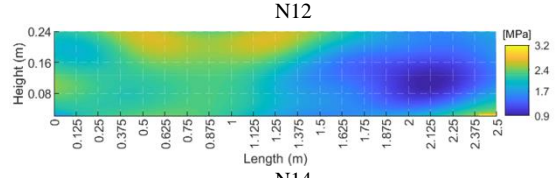
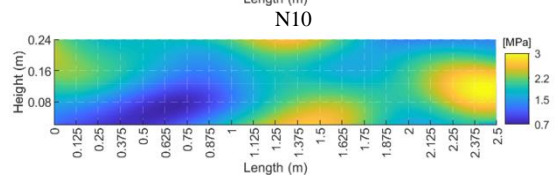
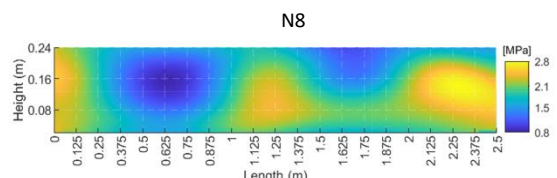
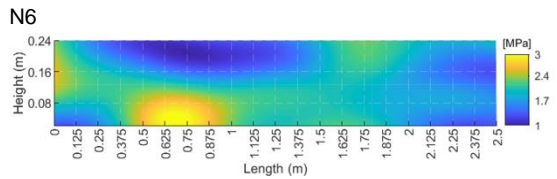
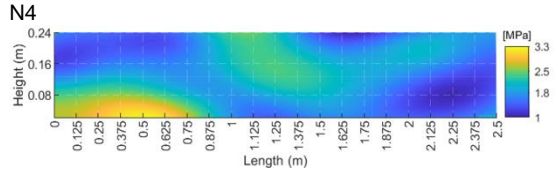
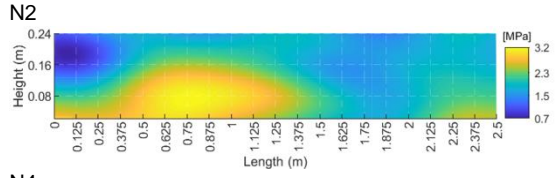
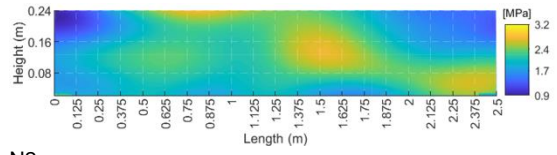
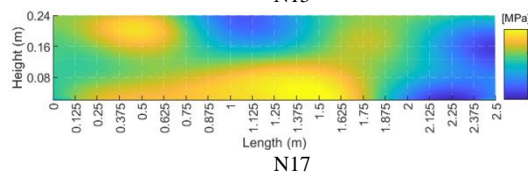
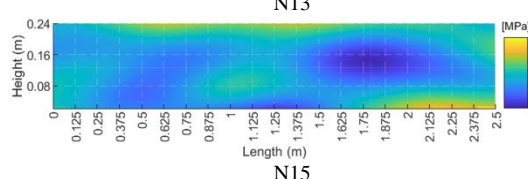
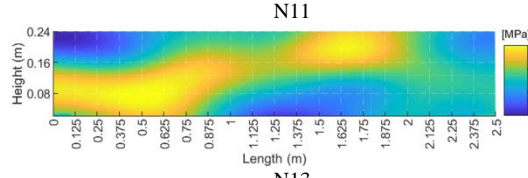
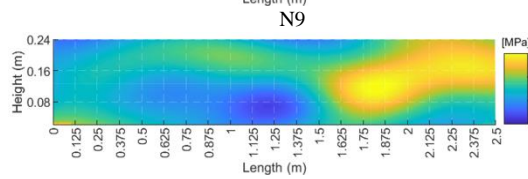
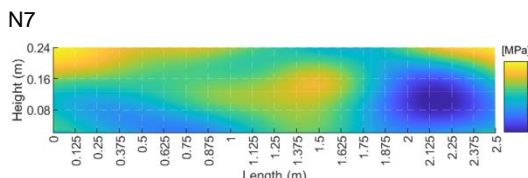
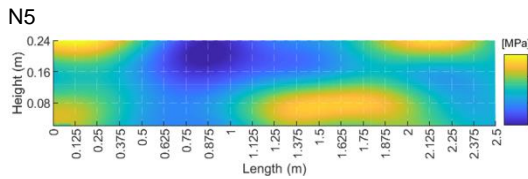
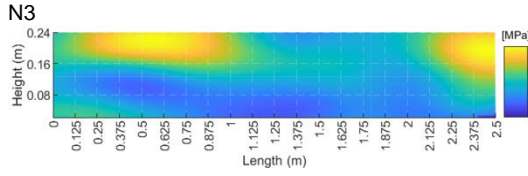
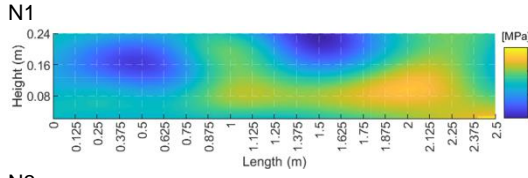
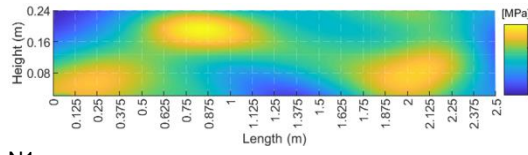
\* COV values are obtained from Pukl et al. (2016) and Joint Committee on Structural Safety (2000)

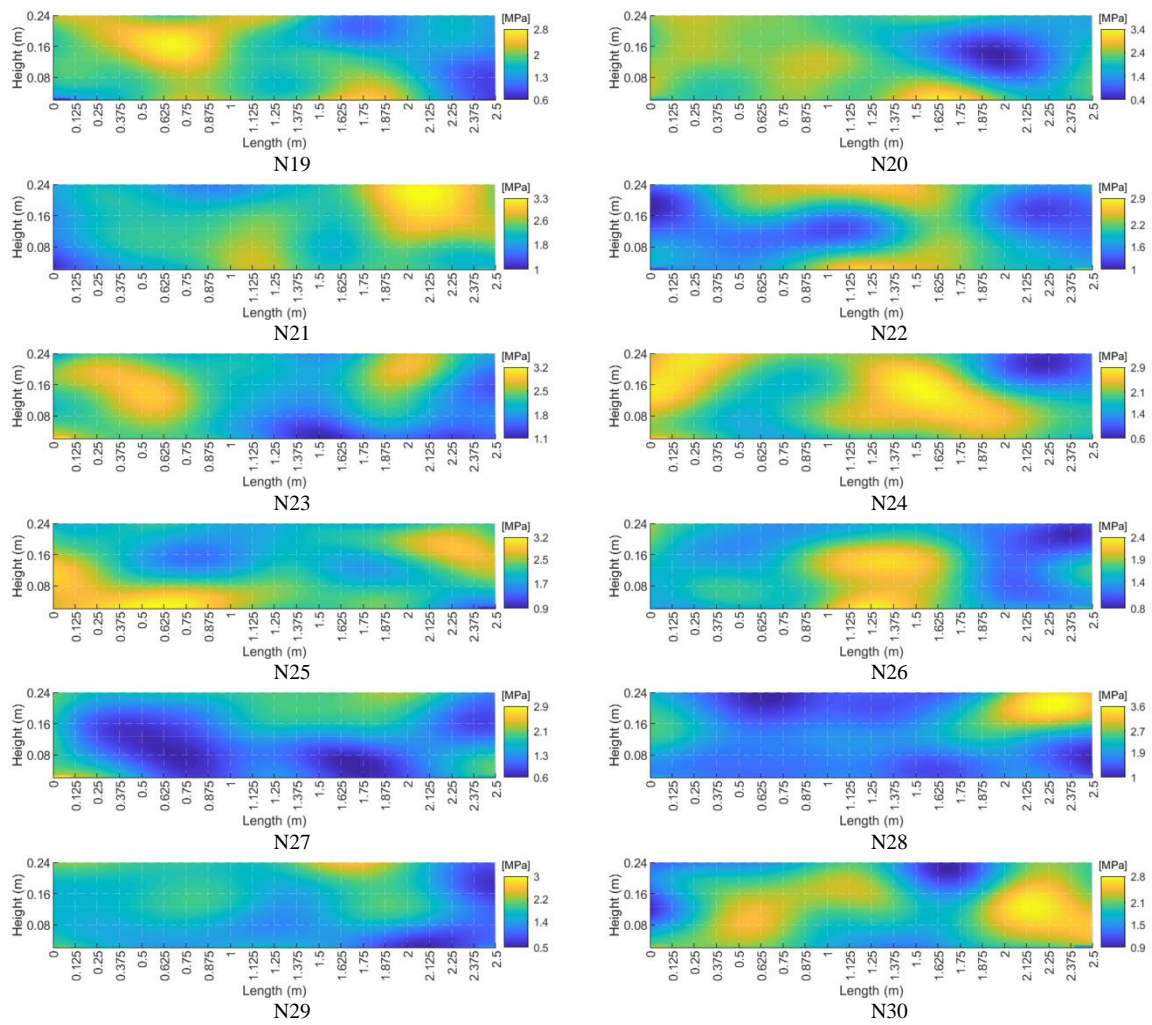




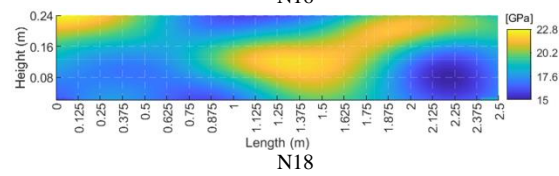
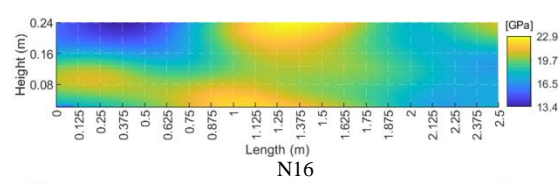
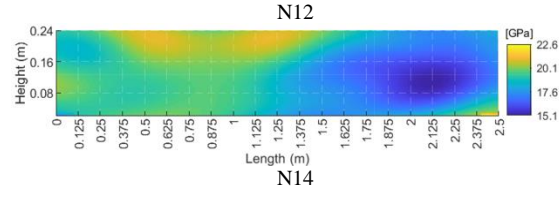
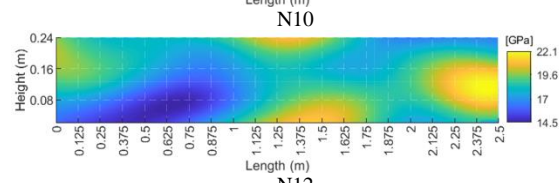
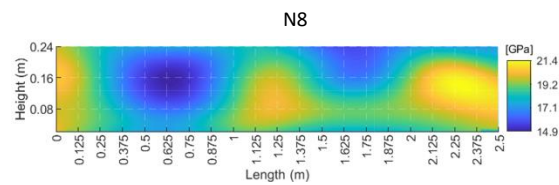
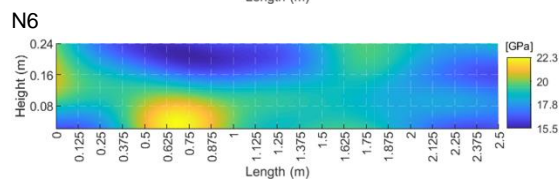
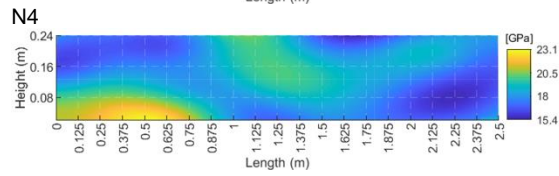
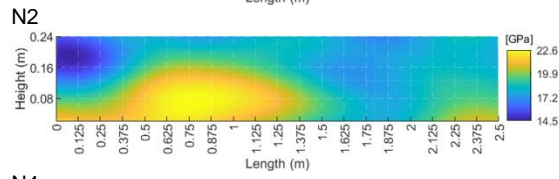
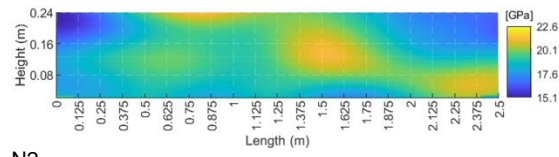
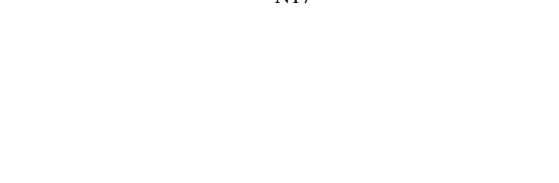
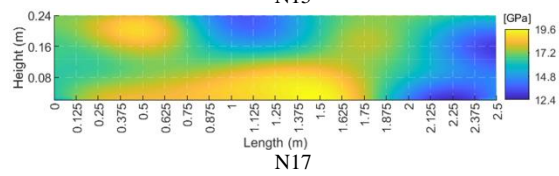
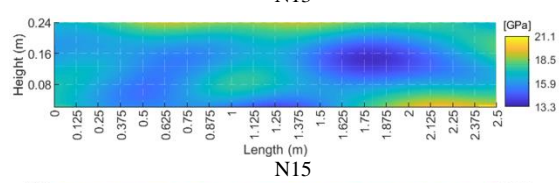
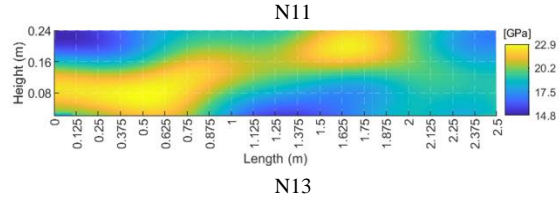
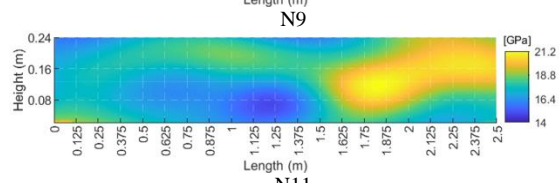
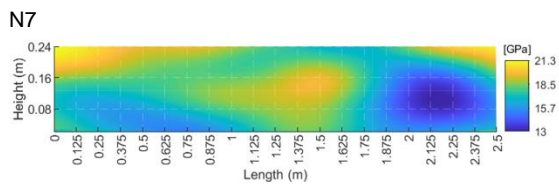
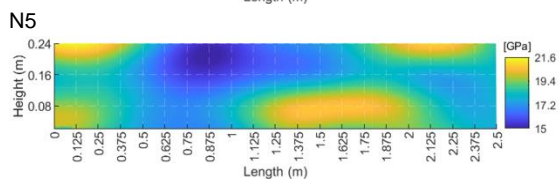
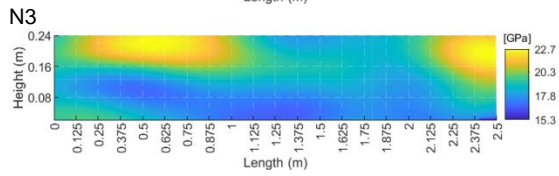
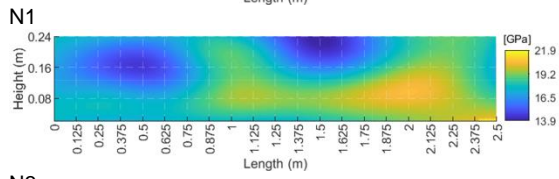
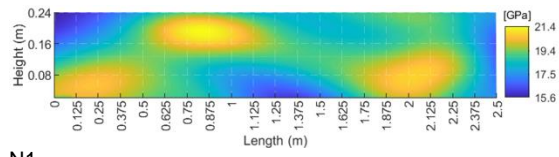
**Obř. 4.46** Simulace rozložení hodnot pevnosti betonu v tlaku pomocí náhodných polí pro nosník *EB-R*.

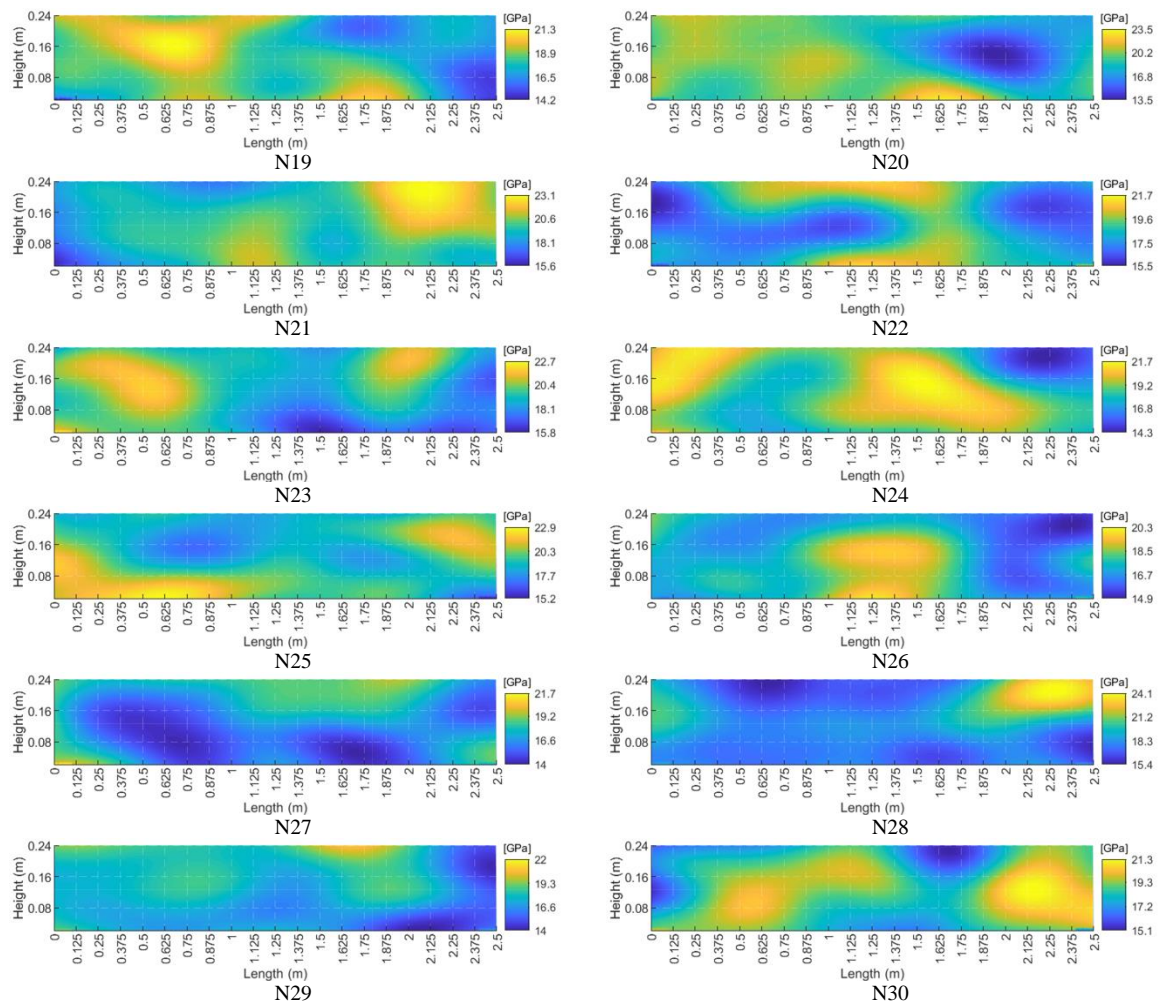






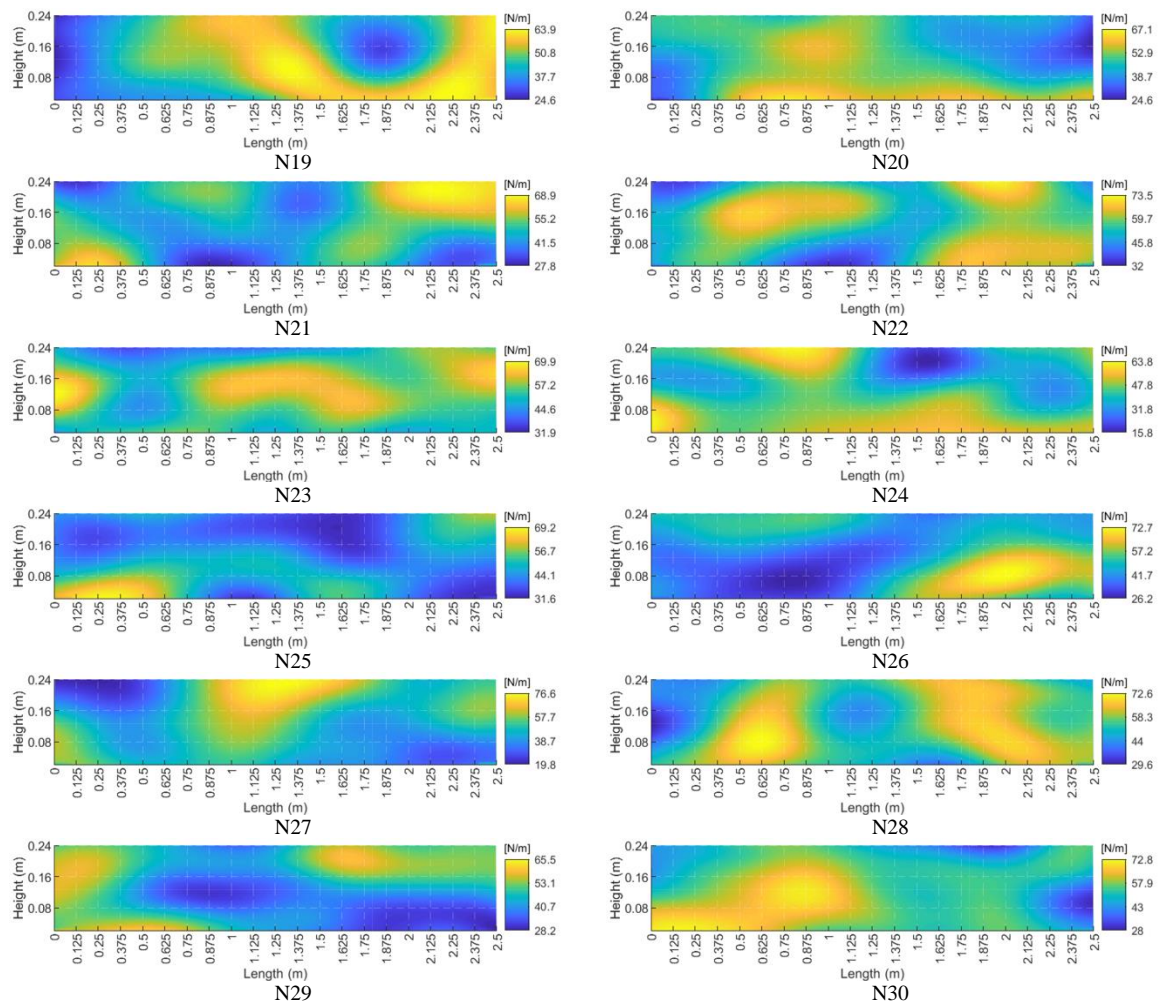
**Obř. 4.47** Simulace rozložení hodnot pevnosti betonu v tahu pomocí náhodných polí pro nosník *EB-R*.



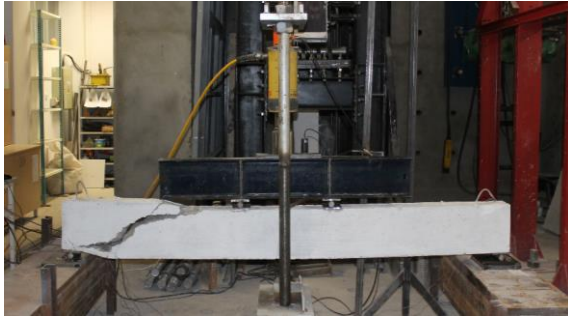


**Obr. 4.48** Simulace rozložení hodnot modulu pružnosti betonu pomocí náhodných polí pro nosník *EB-R*.

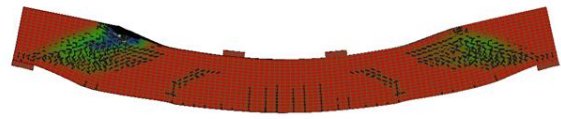




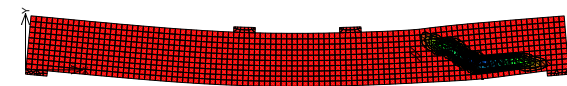
**Obr. 4.49** Simulace rozložení hodnot lomové energie betonu pomocí náhodných polí pro nosník *EB-R*.



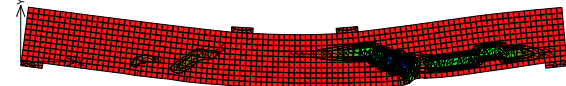
(a)



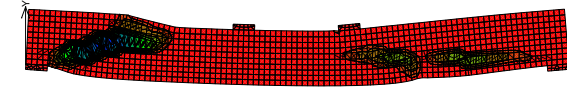
(b)



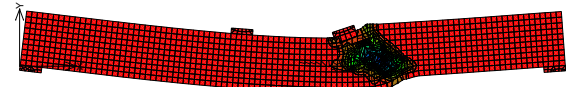
N1



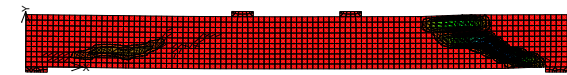
N2



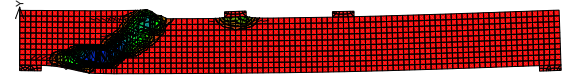
N3



N4



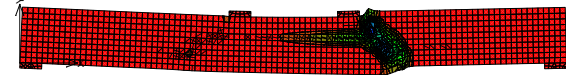
N5



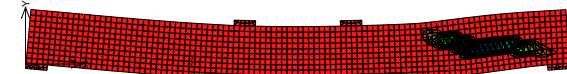
N6



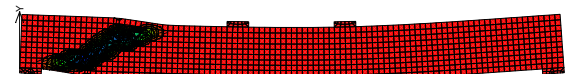
N7



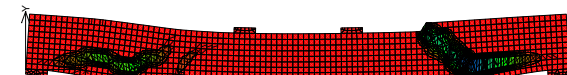
N8



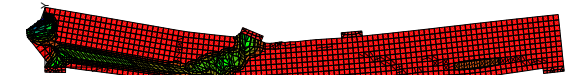
N9



N10



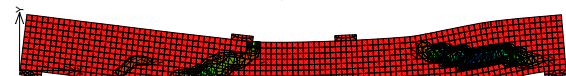
N11



N12



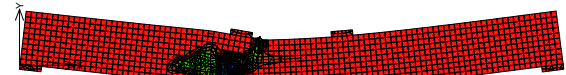
N13



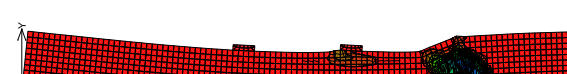
N14



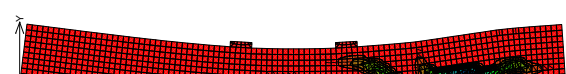
N15



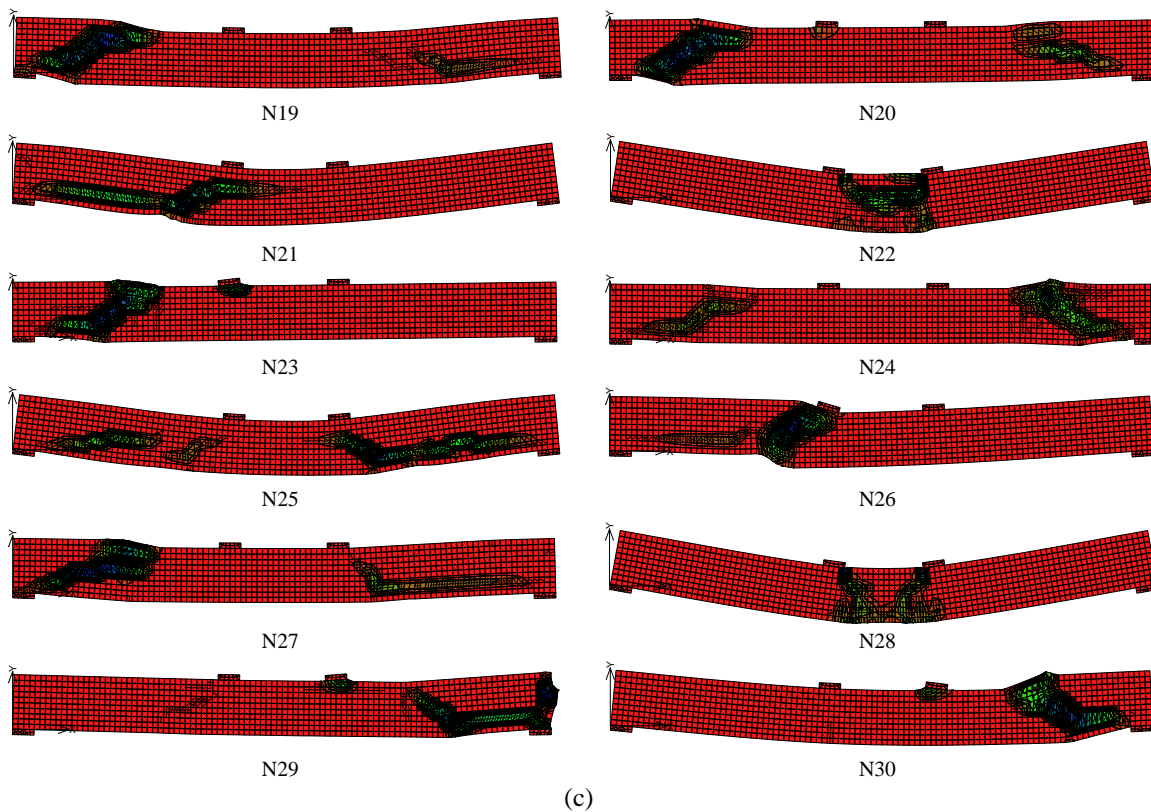
N16



N17

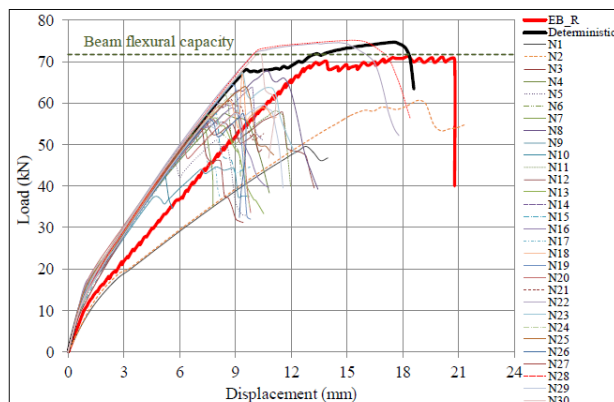


N18

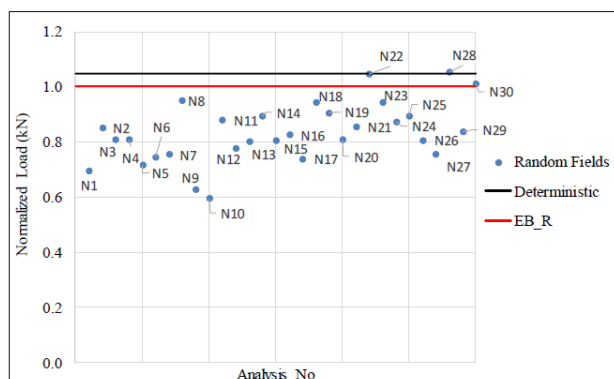


**Obr. 4.50** Poškození nosníku *EB-R*: (a) experiment, (b) deterministický model, (c) N1–N30 simulace pomocí náhodných polí.





(a)



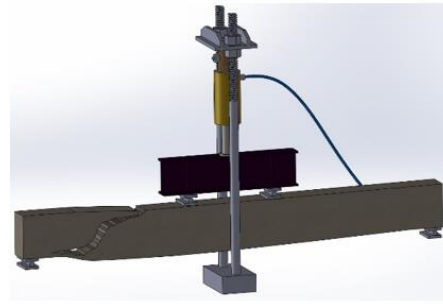
(b)

**Obr. 4.51** Nosník *EB-R*: (a) závislosti zatížení–průhyb stanovené experimentálně, simulované deterministicky a stochasticky pomocí náhodných polí, (b) normalizovaná hodnoty maximálního zatížení nosníku stanovené experimentálně, simulované deterministicky a stochasticky pomocí náhodných polí.

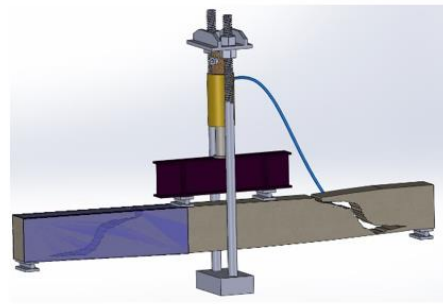
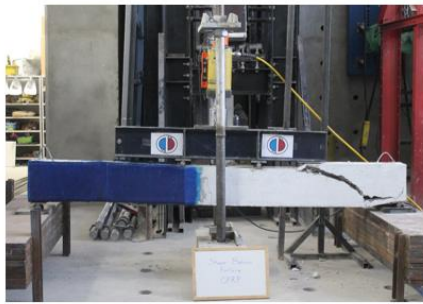
Obr. 4.51 názorně zachycuje pokles únosnosti vyšetřovaného nosníku v důsledku proměnlivosti materiálových charakteristik v objemu nosníku. Takto připravený model umožňuje další analýzy stran návrhu a sanace nosníku.

#### 4.4.3 Dodatečná sanace nosníků s nedostatečnou smykovou výztuží pomocí externích uhlíkových lamel

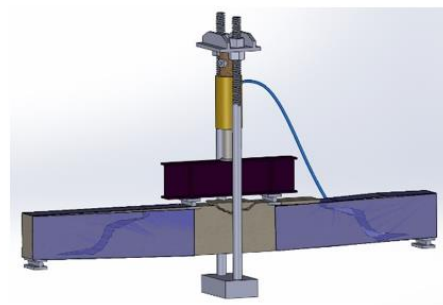
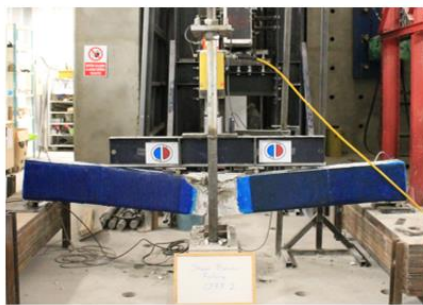
Nosník poškozený ve smyku byl dodatečně sanován pomocí externí uhlíkové lamely (Yurdakul et al. 2019), a to na volně přístupných površích nosníku (podobně, jako byl tento nosník sanován v reálné konstrukci). Schéma tohoto postupu ukazuje Obr. 4.52. Materiálové parametry užití uhlíkové lamely a kontaktní vrstvy jsou uvedeny v Tab. 4.23.



(a)



(b)

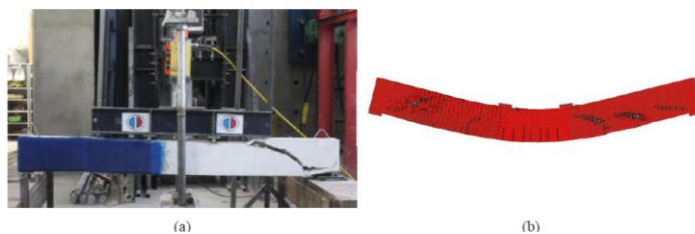


**Obr. 4.52** Smykové poškození nosníku *EB-R* s nedostatečnou smykovou výztuží (a), sanace poškozené části (*EB-R-1*) a následné opakování testu (b), sanace druhé smykem poškozené části (*E-R-2*) a opakování testu, při kterém dochází k poškození ohybem (drcením betonu) v centrální části nosníku (c), (Yurdakul et al. 2019).

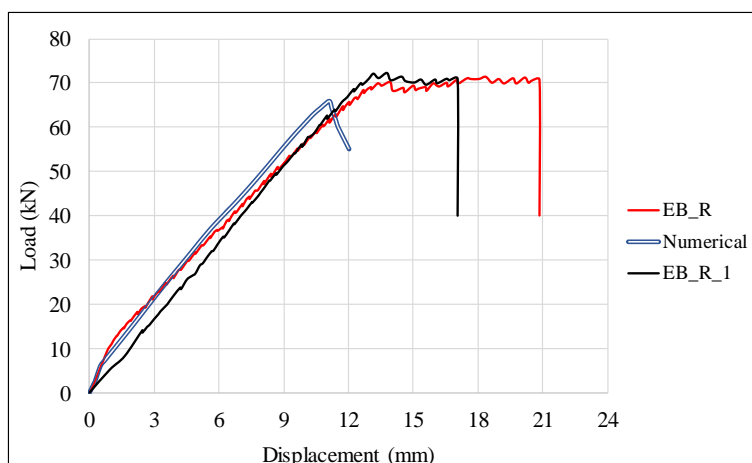
Porovnání poškození a průběhu závislosti zatížení–průhyb referenčního nosníku *EB-R*, nosníku s dodatečně opravenou levou stranou *EB-R-1* (Obr. 4.52b) a deterministického modelu nosníku *EB-R-1* s využitím vstupních parametrů dle Tab. 4.23 ukazuje Obr. 4.53 a Obr. 4.54.

**Obr. 4.23** Vstupní parametry modelu nosníku *EB-R-1* a *EB-R-2*.

Parameter	Value
<i>Concrete</i>	
Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	15.0
<i>Reinforcing steel</i>	
Elastic Modulus, $E_s$ (GPa)	200
Yield Strength, $f_y$ (MPa)	460
Ultimate Strength, $f_u$ (MPa)	632
Ultimate Strain, $\epsilon_u$ (mm/mm)	0.17
<i>CFRP</i>	
Elastic Modulus, $E_f$ (GPa)	230
Tensile Strength, $f_f$ (MPa)	4900
Thickness, $t_f$ (mm)	0.111
<i>MBT-MBrace® Adesivo Saturant</i>	
Elastic Modulus, $E_{ad}$ (MPa)	1800
Compressive Strength, $f_{ad}$ (MPa)	80
Tensile Strength, $f_{ad,t}$ (MPa)	12

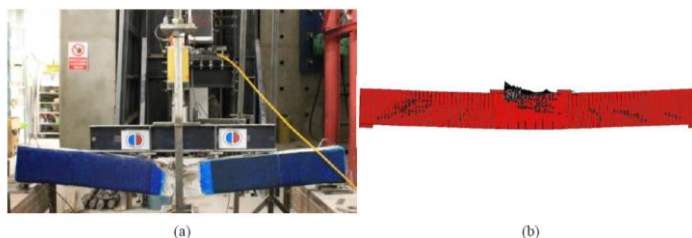


**Obr. 4.53** Poškození/rozvoj trhlin nosníku *EB-R-1*.

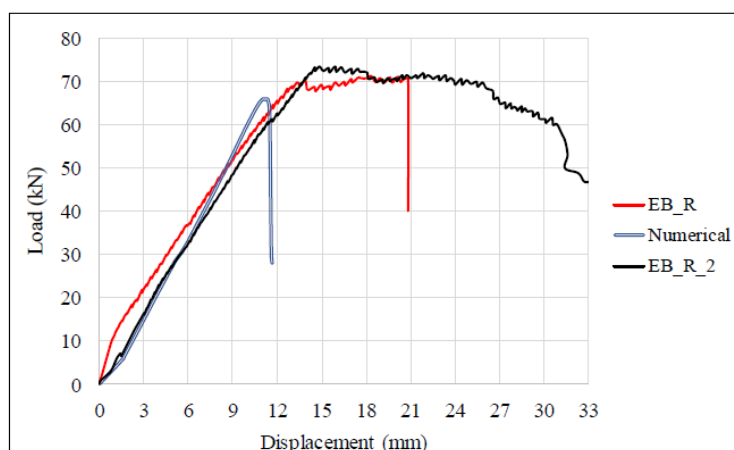


**Obr. 4.54** Průběhu závislosti zatížení–průhyb referenčního nosníku *EB-R*, nosníku s dodatečně opravenou levou stranou *EB-R-1* a deterministického modelu nosníku *EB-R-1*.

Porovnání poškození a průběhu závislosti zatížení–průhyb referenčního nosníku *EB-R*, nosníku s dodatečně opravenou levou i pravou stranou *EB-R-2* (Obr. 4.52c) a deterministického modelu nosníku *EB-R-2* s využitím vstupních parametrů dle Tab. 4.23 ukazuje Obr. 4.55 a Obr. 4.56.



**Obr. 4.55** Poškození/rozvoj trhlin nosníku *EB-R-2*.



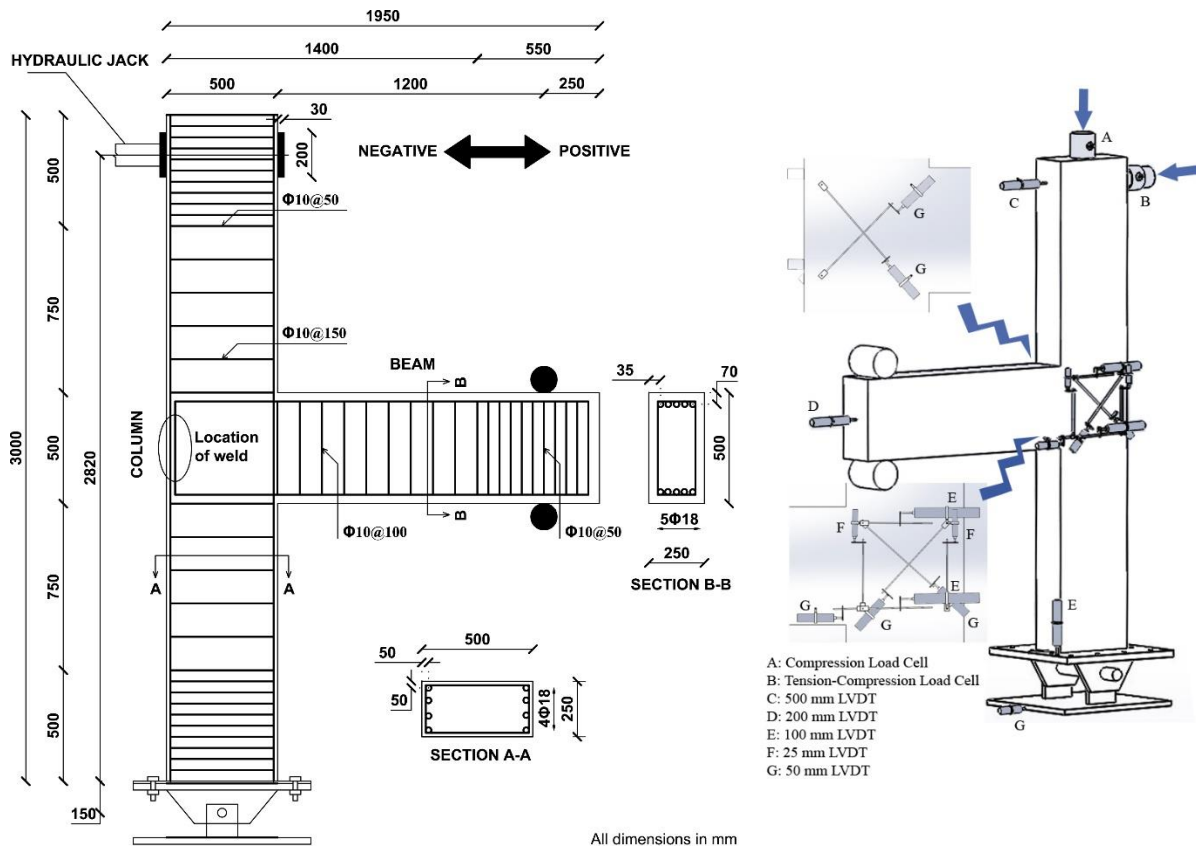
**Obr. 4.56** Průběhu závislosti zatížení–průhyb referenčního nosníku *EB-R*, nosníku s dodatečně opravenou levou stranou *EB-R-2* a deterministického modelu nosníku *EB-R-2*.

Z uvedených výsledků je zřejmé, že dodatečná sanace poškozeného nosníku pomocí externích uhlíkových lamel dokáže zajistit opětovně únosnost (jakož i tuhost) na úrovni nosníku před poškozením. Další poškození je lokalizováno mimo sanovanou oblast (tj. do pravé poloviny nosníku v případě sanace smykového poškození v levé části, resp. do centrální oblasti v případě sanace obou smykem poškozených částí). Zároveň Obr. 4.53–56 ukazují, že tento jev byl dostatečně věrně postížen numerickým modelem.

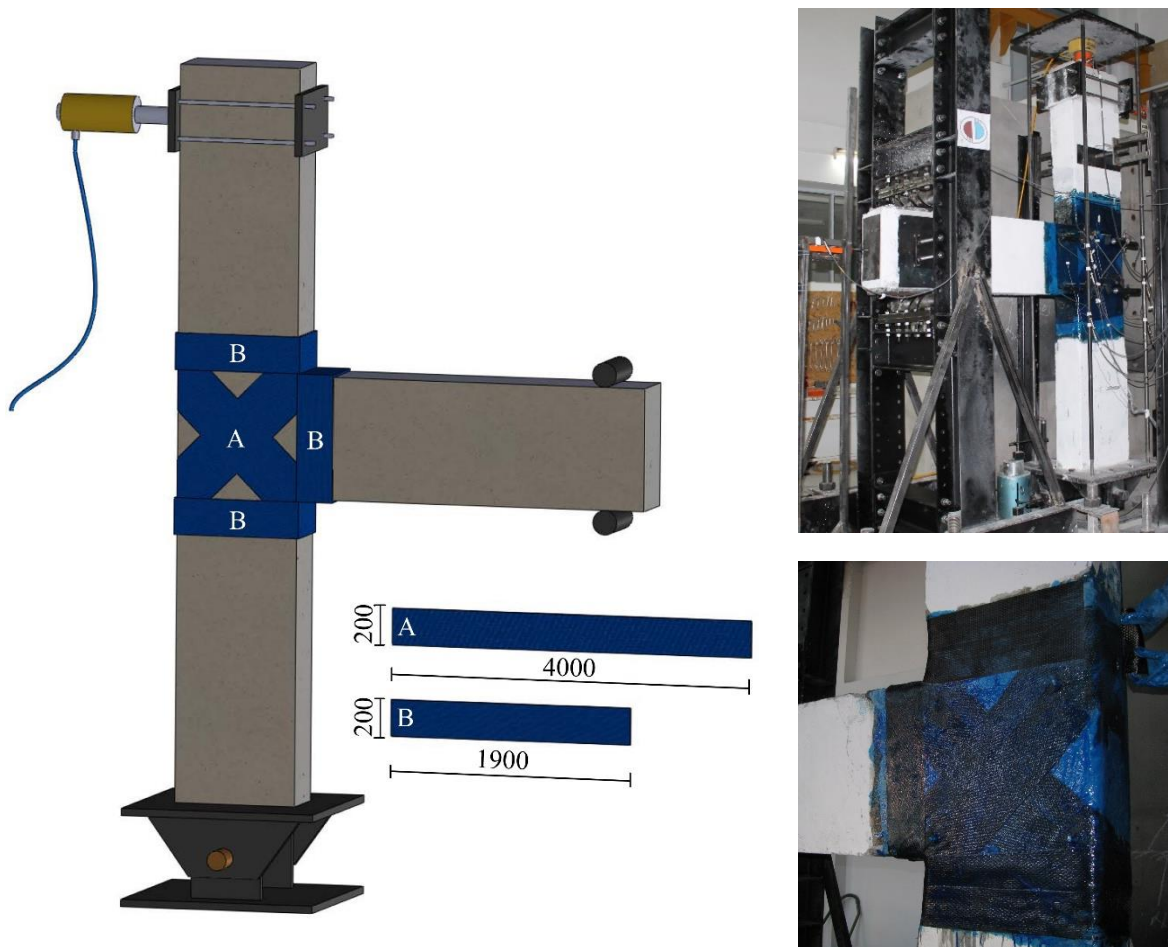
#### **4.5 Konstrukční spojení sloup-nosník namáhané cyklickým zatížením a možnosti jeho sanace při nedostatečném vyztužení**

Analýza nedostatečně vyztuženého konstrukčního spojení železobetonový sloup–nosník (vč. užití nízkohodnotného betonu a „hladké“ výztuže) namáhaného cyklickým zatížením (simulujícím seizmicitu) a možnost jeho zesílení pomocí externích uhlíkových lamel je předmětem následující kapitoly. Důvodem této studie je fakt, že v mnoha světových oblastech (zde přímá zkušenost spoluautorů z Turecka, jakož i množství záznamů v literatuře – shrnuto např. v Yurdakul (2019), Kap. 1.2) lze nalézt právě nedostatečně vyztužené nosné konstrukční prvky, které nesplňují dnešní normové požadavky. Tento fakt může, často v kombinaci s méně kvalitními použitými materiály (beton s velmi nízkými pevnostmi, hladká výztuž bez povrchových úprav aj.), resp. nedostatečnou technologickou kázní, a – jako ve zmíněném případě Turecka – seismickým zatížením, vést ke kolapsu konstrukce. Dobrá znalost chování těchto konstrukčních prvků může pomoci při úvahách o jejich návrhu a sanaci, např. pomocí externích (uhlíkových) lamel. Numerická analýza navazuje na náročné experimenty realizované ve Structural Mechanics Laboratory, Department of Civil Engineering, Eskişehir Technical University, Turecko a detailněji popsané v Yurdakul (2015, 2019) a Yurdakul et al. (2015, 2016, 2018a). V uvedených příspěvcích jsou postupně ukázány a experimentálně vyšetřovány možnosti dodatečné sanace spojení sloup–nosník pomocí externích uhlíkových lamel, ocelových táhel či táhel ze superelastických materiálů s tvarovou pamětí. První z uvedených možností je v následující části práce analyzována také numericky s využitím stochastického modelu (Yurdakul et al. 2020).

Schéma provedených experimentů na referenčním nosníku bez dodatečných úprav ukazuje Obr. 4.57. Obr. 4.58 přibližuje tutéž konstrukční část zesílenou pomocí externích uhlíkových lamel. Tyto lamely byly nanášeny na vrstvu epoxidového tmele, po nanesení byly ještě natřeny vrstvou epoxidové pryskyřice. Další detaily shrnuje Tab. 4.24, hodnoty užitých materiálových parametrů Tab. 4.25.



**Obr. 4.57** Schéma experimentů na chování konstrukčního spojení sloup–nosník EJ-R při cyklickém namáhání (Yurdakul (2015), Yurdakul et al. (2015)).



**Obr. 4.58** Schéma experimentů na chování konstrukčního spojení sloup–nosník EJ-C vyztuženého pomocí externích uhlíkových lamel (Yurdakul (2015), Yurdakul et al. (2015)).

V průběhu experimentu docházelo k vodorovnému cyklickému zatěžování horní části sloupu (ozn. symbolem *B* v Obr. 4.57) v „kladném“ i „záporném“ směru při současné aplikaci svislého zatížení simulujícího zatížení od horní konstrukce (ozn. symbolem *A* v Obr. 4.58). Vodorovného zatížení bylo postupně zvyšováno až do dosažení posunu („*drift ratio*“) o velikosti 4% (TEC 2007) vzdálenosti od místa působení zatížení po patu sloupu. Typický záznam závislosti zatížení–posun (resp. „*drift ratio*“) ukazuje Obr. 4.60, a to v podobě hysterezních smyček, resp. jejich obálek.

**Tab 4.24** Detaily analyzovaných konstrukčních spojů (Yurdakul (2015), Yurdakul et al. (2015)).

Parameter	Specimen	
	<i>EJ-R</i>	<i>EJ-C</i>
Description	Reference	Retrofitted
Retrofit Scheme	N/A	Externally Bonded CFRPs
Construction Condition	Laboratory	
Beam Reinforcement	Top	5 $\phi$ 18
	Bottom	5 $\phi$ 18
	Intermediate	-
	Transverse	$\phi$ 10/100
Column Reinforcement	Top	4 $\phi$ 18
	Intermediate	-
	Bottom	4 $\phi$ 18
	Transverse	$\phi$ 10/150
Beam Cross-Section	250 x 500 x 1450 mm	
Column Cross-Section	250 x 500 x 3000 mm	
Axial Load Ratio ( $\sigma_a=N_d/A_{gc}$ )	0.1	
Application of Displacement	Column Tip	
Loading Protocol	1 Repetition per Cycle	
Failure Mode	Joint shear	CFRP Rupture/Joint Shear



**Tab. 4.25** Materiálové vlastnosti analyzovaných konstrukčních spojů (Yurdakul (2015), Yurdakul et al. (2015)).

Parameter	Mean Value, $\mu$
<i>Concrete</i>	
Concrete Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	8.05 for <i>EJ-R</i> 9.40 for <i>EJ-C</i>
<i>Reinforcing Steel</i>	
Type of Longitudinal Reinforcement	Plain
Elastic Modulus, $E_s$ (GPa)	190.9
Yield Strength, $f_y$ (MPa)	295.5
Ultimate Strength, $f_u$ (MPa)	437.5
Ultimate Strain, $\varepsilon_u$ (mm/mm)	0.21
<i>CFRP</i>	
Elastic Modulus, $E_f$ (GPa)	230
Tensile Strength, $f_f$ (MPa)	4900
Effective thickness, $t_f$ (mm)	0.111
<i>MBT-MBrace®</i>	
<i>Adesivo Saturant</i>	
Elastic Modulus, $E_{as}$ (MPa)	1800
Compressive Strength, $f_{cas}$ (MPa)	80
Tensile strength, $f_{ctas}$ (MPa)	12

Numerický model byl vytvořen v prostředí ATENA 3D (Červenka et al. 2014) a je přiblížen na Obr. 4.59 a 4.61. Použité hodnoty parametrů materiálových modelů (*CC3DNonLinCementitious2* pro beton, bilineární elastoplastický pro výztuž, *fib-Model Code 2010* pro kontakt výztuž–beton, *2D Membrane Element* pro uhlíkovou výztuž definovanou jako rozetřená výztuž v epoxidovém tmelu/pryskyřici modelovaném pomocí *CC3DNonLinCementitious2* a Mohr-Coulombovo kritérium pro rozhraní uhlíková lamela–beton) vč. středních hodnot, variačních koeficientů a rozdělení pravděpodobnosti shrnuje Tab. 4.26, korelační koeficienty mezi těmito parametry potom Tab. 4.27.

Analýza konstrukčního spoje *EJ-R* ukazuje vznik a rozvoj trhlin v centrální části spoje již od hodnoty relativního posunu 0,2%, při hodnotě 2% již je tento rozvoj výrazný, přičemž trhliny se rozvíjejí v centrální části spoje v diagonálních směrech (Obr. 4.59). Při dalším zvyšování zatížení dochází ke vzniku trhlin i v nosníku jakož i na zadní straně centrální části spoje. Obr. 4.60 porovnává průběhy hysterezních smyček i jejich obálek z experimentu a deterministického i stochastického modelu.

Vliv dodatečného zesílení pomocí externích uhlíkových lamel na chování konstrukčního spoje *EJ-C* ilustruje Obr. 4.61, resp. 4.62 (experiment, deterministický i stochastický model). Při postupném zatěžování tohoto spoje dochází k iniciaci prvních trhlin při dolním líci nosníku (relativní posun 0,3%), ke ztrátě soudržnosti mezi konstrukcí a externími lamelami (relativní posun 1%), resp. k porušení těchto lamel (od míst, kde došlo ke ztrátě soudržnosti, při relativním posunu 1,5–2%), poté, při dalším zvyšování zatížení, k propagaci trhlin v centrální části spoje v diagonálních směrech. Na rozdíl od spoje *EJ-R* nedochází v tomto případě k rozvoji svislých trhlin na zadní straně centrální části spoje. Únosnost konstrukčního spoje *EJ-C* je o 25% (kladný směr zatěžování), resp. 33% (záporný směr zatěžování) vyšší než u spoje *EJ-R*.

Porovnání únosnosti simulované stochastickým modelem s výsledky experimentů pro oba typy analyzovaného konstrukčního spoje přibližuje Tab. 4.28, resp. Obr. 4.63 a 4.64.

Výsledky citlivostní analýzy představují Obr. 4.65 (*EJ-R*) a Obr. 4.66 (*EJ-C*). V případě konstrukčního spoje *EJ-R* je dominantní vliv pevnosti betonu v tahu a tlaku. Tento výsledek lze zřejmě přičíst faktu, že v průběhu zatěžování dochází v centrální části spoje ke vzniku příhradového mechanismu s tlačnými a taženými prvky. Vliv pevnosti betonu v tlaku se v průběhu zatěžování mírně zvyšuje, což je v souladu s experimentálně pozorovaným drcením betonu v tlačných oblastech po dosažení určité míry zatížení. Téměř konstantní dominantní vliv pevnosti betonu v tahu odpovídá průběžné iniciaci a propagaci trhlin v analyzovaném konstrukčním spoji. V případě spoje *EJ-C* se k dominantnímu vlivu pevnosti betonu v tahu a v tlaku přidává pevnost epoxidového tmelu/pryskyřice, což částečně souvisí se způsobem tvorby modelu – externí lamely byly modelovány jako rozetřená výztuž v epoxidovém tmelu. Tento vliv postupně klesá po dosažení relativního zatížení cca 2%, což odpovídá postupnému porušování externích lamel (po předchozí ztrátě soudržnosti).

Lze konstatovat, že připravený numerický model dokázal vystihnout chování obou typů analyzovaných konstrukčních spojů, *EJ-R* i *EJ-C*. Podařilo se zachytit charakter poškození vč. vzniku a rozvoje trhlin i hodnoty únosnosti. Na stochastickém modelu bylo možno sledovat vliv proměnlivosti vstupních parametrů a pomocí citlivostní analýzy definovat dominantní parametry modelu.

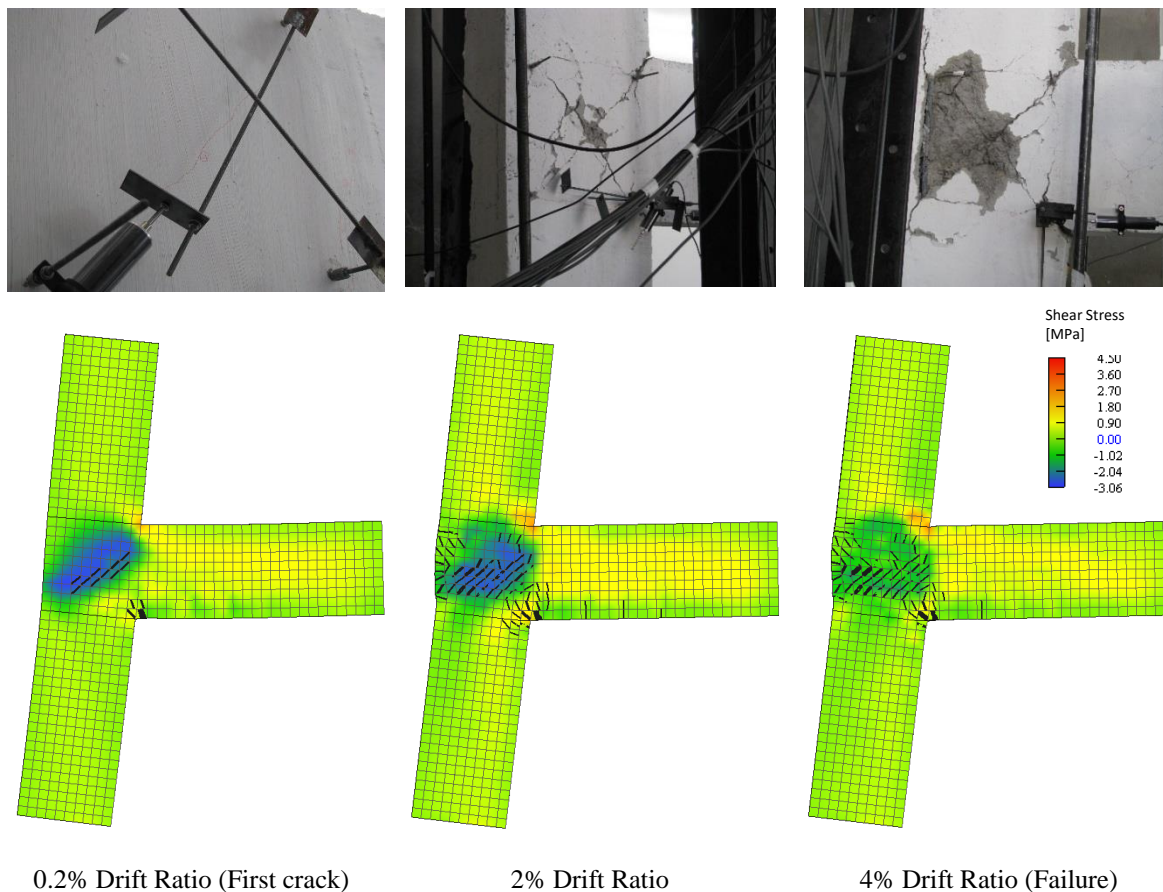
**Tab. 4.26** Hodnoty parametrů materiálového modelu konstrukčního spoje vč. středních hodnot, variačních koeficientů a hustoty pravděpodobnosti.

Parameter	Mean Value, $\mu$	COV*	Distribution*
<i>Concrete</i>			
Elastic Modulus, $E_c$ (MPa)	$4700\sqrt{f_c}$	0.10	Lognormal (2 Parameter)
Tensile strength, $f_{ct}$ (MPa)	$0.30f_c^{2/3}$	0.30	Lognormal (2 Parameter)
Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	8.05 EJ-R 9.40 EJ-C	0.15	Lognormal (2 Parameter)
Fracture Energy, $G_f$ (N/m)	$73f_{ct}^{0.18}$ [fib MC2010]	0.25	Weibull (2 Parameter)
Compressive Strain, $\epsilon_{co}$ (mm/mm)	$f_c/E$	0.15	Lognormal (2 Parameter)
Plastic Displacement, $w_d$ (m)	Linear	0.10	Lognormal (2 Parameter)
<i>Reinforcing Steel</i>			
Elastic Modulus, $E_s$ (GPa)	190.9	0.07	Lognormal (2 Parameter)
Yield Strength, $f_y$ (MPa)	295.5	0.07	Lognormal (2 Parameter)
Ultimate Strength, $f_u$ (MPa)	437.5	0.07	Lognormal (2 Parameter)
Ultimate Strain, $\epsilon_u$ (mm/mm)	0.21	0.07	Normal
<i>CFRP</i>			
Elastic Modulus, $E_f$ (GPa)	230	0.08	Lognormal (2 Parameter)
Tensile Strength, $f_f$ (MPa)	4900	0.08	Lognormal (2 Parameter)
Effective thickness, $t_f$ (mm)	0.111	-	Deterministic
<i>MBT-MBrace®</i>			
<i>Adesivo Saturant</i>			
Elastic Modulus, $E_{as}$ (MPa)	1800	0.10	Lognormal (2 Parameter)

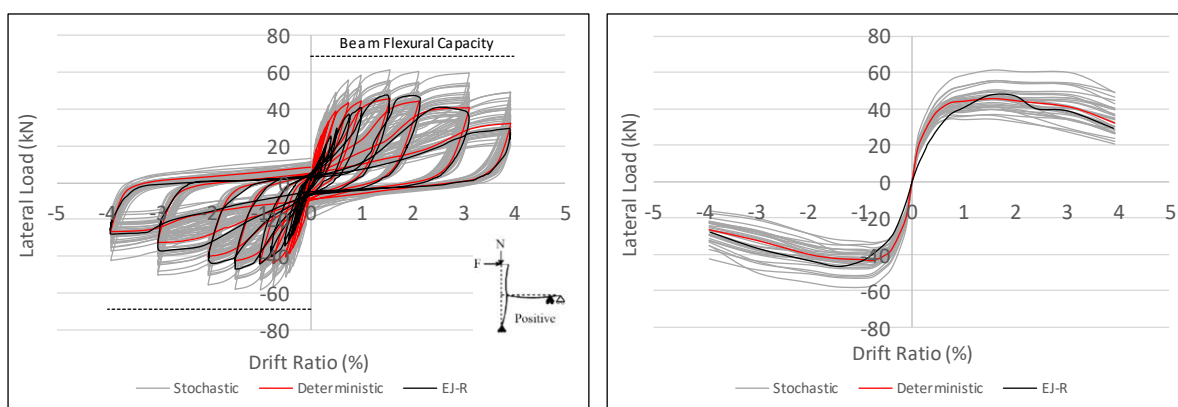
Compressive Strength, $f_{cas}$ (MPa)	80	0.15	Lognormal (2 Parameter)
Tensile strength, $f_{ctas}$ (MPa)	12	0.30	Lognormal (2 Parameter)
Fracture Energy, $G_{fas}$ (N/m)	100 [Griffiths et al. 1970]	0.25	Weibull (2 Parameter)
Compressive Strain, $\varepsilon_{cos}$ (mm/mm)	$f_c/E$	0.15	Lognormal (2 Parameter)
Plastic Displacement, $w_d$ (m)	Linear	0.10	Lognormal (2 Parameter)

**Tab. 4.27** Korelační koeficienty mezi hodnotami parametrů materiálového modelu.

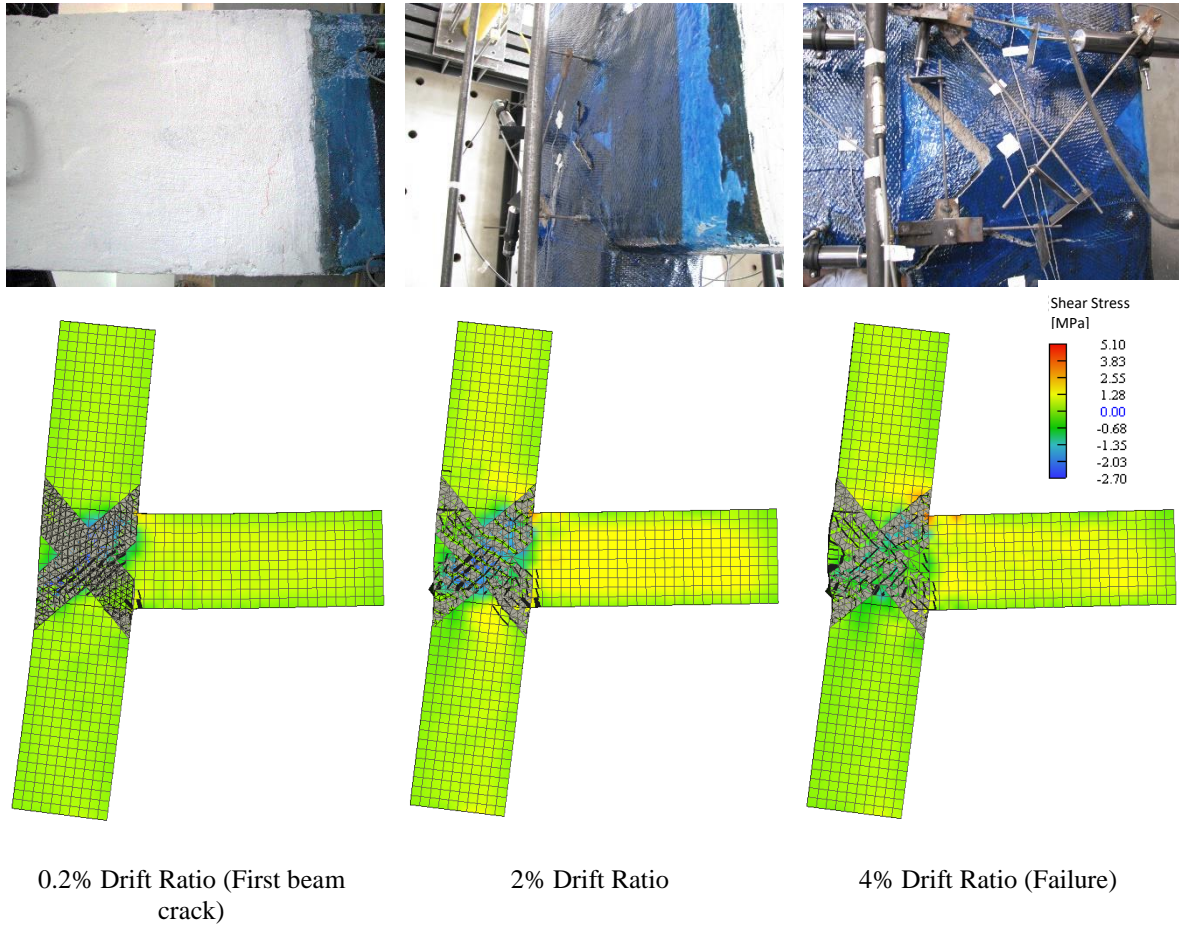
Concrete&Adesivo Saturant					Steel				CFRP				
$E_c \& E_a$	$f_c \& f_{cas}$	$f_{ct} \& f_{cta}$	$G_f \& G_{fa}$	$\varepsilon_{co} \& \varepsilon_c$	E	f	$f_u$	$\varepsilon_u$	$E_f$	$f_f$			
s		s	s	os	s	y							
$E_c \& E_a$	1	0.70	0.60	0.40	0.90	E	1	0	0	0	E	1	0.3
s						s					f		1
$f_c \& f_{cas}$		1	0.70	0.50	0.90	f	1	0.7	0.4		$f_f$	SY	1
						y		5	5			M	
$f_{ct} \& f_{cta}$			1	0.80	0.60	f	SY	1	0.6				
as						u	M		0				
$G_f \& G_{fa}$	SYM			1	0.50	$\varepsilon$			1				
s						u							
$\varepsilon_{co} \& \varepsilon_c$					1								
os													



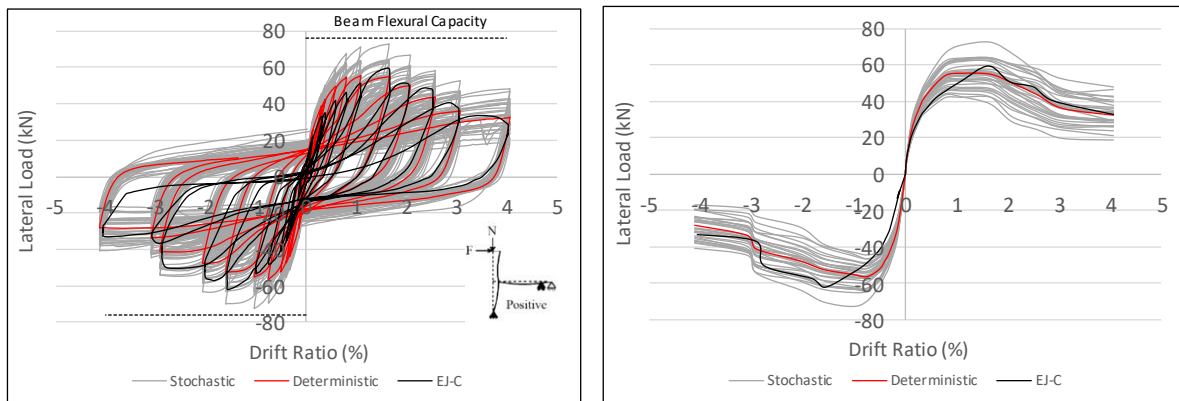
**Obr. 4.59** Porovnání experimentálního a simulovaného poškození/obrazce trhlin pro různé hodnoty zatížení konstrukčního spoje *EJ-R*.



**Obr. 4.60** (a) Hysterezní smyčky referenčního konstrukčního spoje *EJ-R* (b) obálka hysterezních smyček spoje *EJ-R*; porovnání experimentu, deterministického a stochastického modelu.



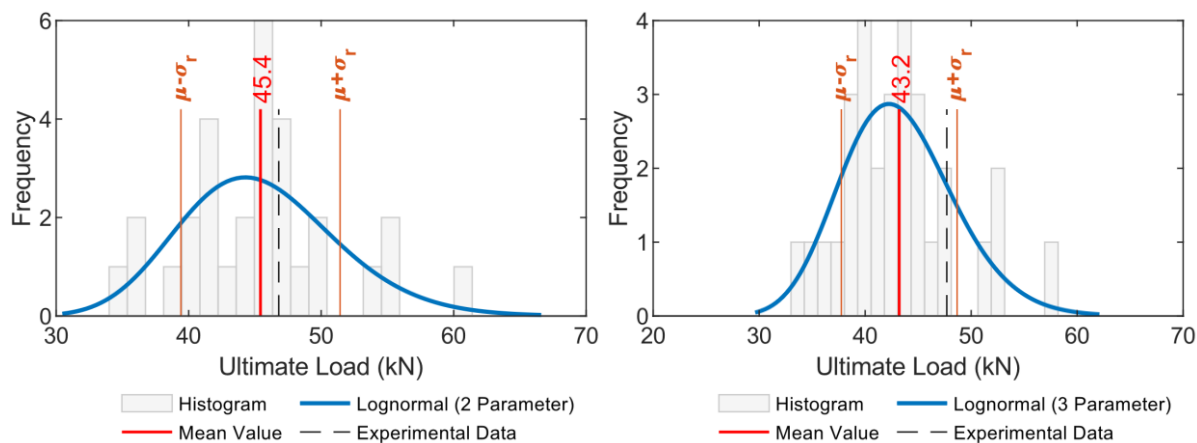
**Obr. 4.61** Porovnání experimentálního a simulovaného poškození/obrazce trhlin pro různé hodnoty zatížení konstrukčního spoje *EJ-C*.



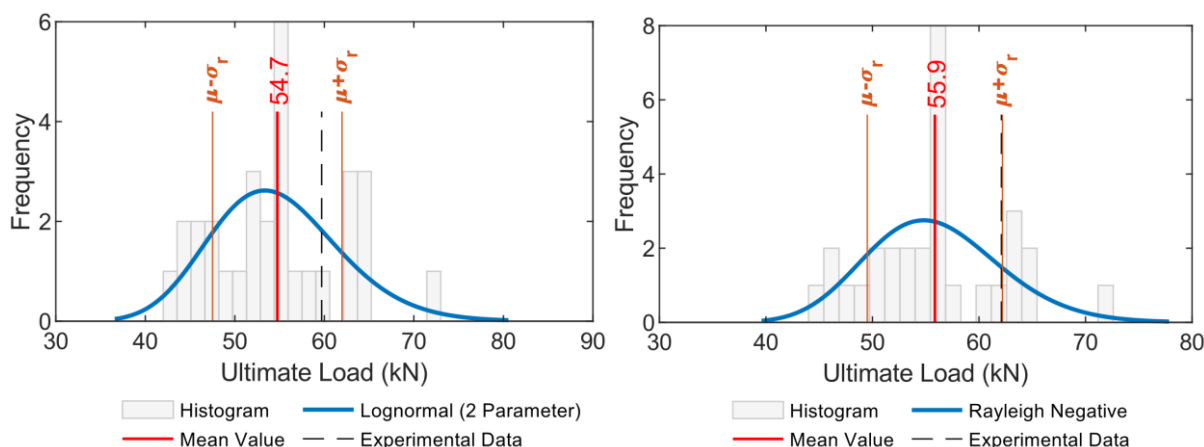
**Obr. 4.62** (a) Hysterezní smyčky sanovaného konstrukčního spoje *EJ-C* (b) obálka hysterezních smyček spoje *EJ-C*; porovnání experimentu, deterministického a stochastického modelu.

**Tab. 4.28** Únosnost spojů *EJ-R* a *EJ-C*, porovnání výsledků experimentu a stochastického modelu.

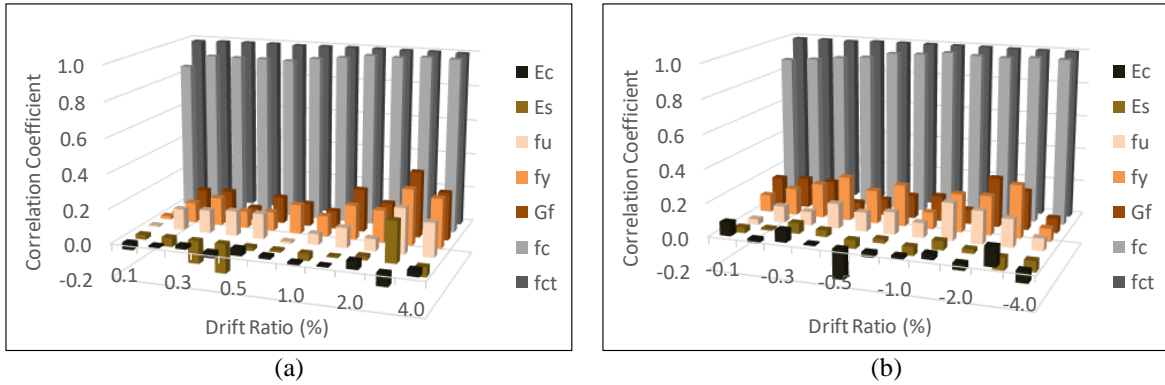
Specimen	Direction of Loading	Ultimate Strength (kN)				PDF
		Experimental ( $V_{max}$ )	Stochastic Mean ( $V_{mean}$ )	Standard Deviation ( $\sigma$ )	$V_{mean \pm 1\sigma}$ ( $2\sigma$ )	
EJ-R	Positive	47.0	45.4	6.01	39.4-51.4	Lognormal (2 parameter)
	Negative	46.8	43.2	5.45	37.8-48.7	Lognormal (3 parameter)
EJ-C	Positive	59.7	54.7	7.23	47.5-62.0	Lognormal (2 parameter)
	Negative	62.1	55.9	6.34	49.6-62.2	Rayleigh negative



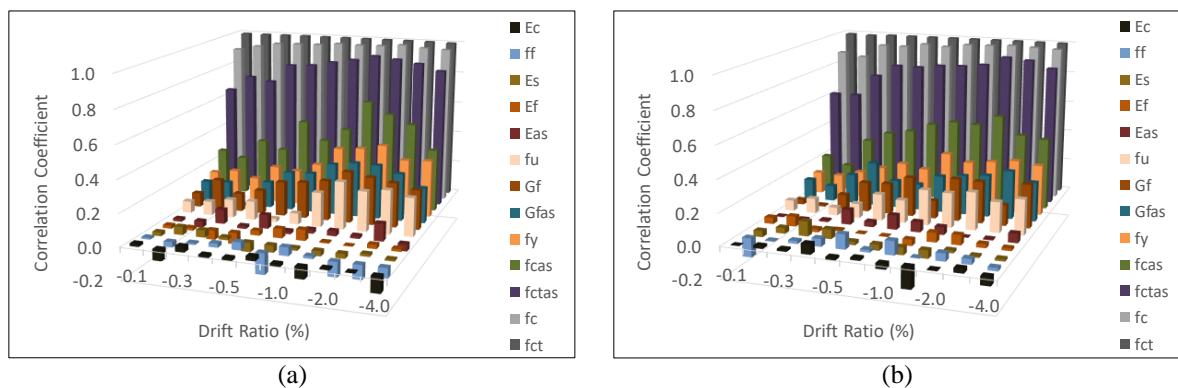
**Obr. 4.63** Vyhodnocení únosnosti spoje *EJ-R*, výsledky stochastického modelu a jejich porovnání s experimentem, kladný směr zatěžování (vlevo), záporný směr zatěžování (vpravo).



**Obr. 4.64** Vyhodnocení únosnosti spoje *EJ-C*, výsledky stochastického modelu a jejich porovnání s experimentem, kladný směr zatěžování (vlevo), záporný směr zatěžování (vpravo).



**Obr. 4.65** Výsledky citlivostní analýzy spoje *EJ-R*, kladný směr zatěžování (vlevo), záporný směr zatěžování (vpravo).



**Obr. 4.66** Výsledky citlivostní analýzy spoje *EJ-C*, kladný směr zatěžování (vlevo), záporný směr zatěžování (vpravo).

#### 4.5.1 Analytické řešení konstrukčního spoje sloup–nosník zesíleného ocelovými táhly

Analýza nedostatečně vyztuženého konstrukčního spojení železobetonový sloup–nosník zesíleného dodatečně pomocí ocelových táhel byla řešena také analyticky s využitím modelu pásu trhlin pro poškození betonu. Plné znění tohoto modelu včetně rozšíření na stochastickou úroveň a srovnání s experimenty realizovanými na několika pracovištích prezentuje příspěvek (Yurdakul et al. 2018b), který je níže uveden v plném znění.



# A stochastic model for the capacity estimation of non-seismically designed beam-column joints

Özgür Yurdakul<sup>1</sup>, Onur Tunaboyu<sup>2</sup>, Ladislav Routil<sup>1</sup> and Özgür Avşar<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Department of Transport Structures  
University of Pardubice  
Studentská 95, Pardubice (53210), Czech Republic

<sup>2</sup>Department of Civil Engineering  
Anadolu University  
2 Eylül Kampüsü, Turkey

## Abstract

An analytical model based on nonlinear fracture mechanics was employed to evaluate the shear capacity of a substandard beam-column joint retrofitted by externally applied post-tensioned bars. The strength of the reference specimen was predicted as the capacity of plain concrete under tension with microcracks in the fracture process zone smeared over a band – i.e. crack band theory. Crack minimization effects in the specimens retrofitted by post-tensioned bars were considered by strain energy stored in the bars per unit fracture surface area. Due to the inherent uncertainty in material constitutive laws, the analytical model was evolved to a stochastic level to propose a more advanced model for estimating the capacity. It is found that the experimental results were within the prominent range of Probability Density Functions (i.e. mean  $\pm$  one standard deviation) of the estimated joint tensile stress.

## 1 Introduction

Non-seismically detailed reinforced concrete structures are vulnerable to high or even moderate seismic actions, which can cause devastating failure of members at local level. The resulting local damage can actuate the global failure mechanism, which brought the requirement to investigate the behaviour of substandard members. Beam-column joint considered as the weakest link in the structural systems must preserve its integrity and have an ability to transfer the seismic forces to the other members under seismic action [1]. Thus, experimental studies on the poorly detailed joints were the subject of many studies [2–6]. Moreover, recent studies demonstrated that the response of joints under multiaxial complex stress mechanism can be reproduced by advanced analytical models [7–9]. However, further progress is still needed as characterizing the behaviour of joints non-conforming to the current seismic codes. Difficulties arise more when the uncertainties in the system are prominent. This study mainly aims to present an analytical model based on nonlinear fracture mechanics. The specimens were selected from four different testing programs. They are selected to be common in terms of failure mode and design principles (i.e. substandard or pre-1970s). The capacity of the specimen was predicted as the strength of plain concrete under tension with microcracks in fracture process zone smeared over a band – i.e. crack band theory [10]. As the effect of uncertainties on the response is more distinct in the models with the local softening approach, the analytical model was evolved to stochastic level. The stochastic model was developed by using Latin Hypercube Sampling (LHS) including statistical correlation among the prominent material parameters. Random parameters of concrete and reinforcement steel were defined in accordance with the material test results and code recommendations. The mean value and prominent range of Probability Density Functions (i.e. mean  $\pm$  one standard deviation) are thus obtained.

## 2 Experimental program

The tested specimens are collected from four different testing programs. Beam-column joints have specific deficiencies at joint and global level so that both substandard and pre-1970s design principles can be represented properly. Three of the selected specimens were constructed with plain round bars which can result in bond-slip failure in the overall response. As the estimated analytical model considers concrete fracturing, the slippage of beam longitudinal reinforcing bars should be eliminated. Therefore, the

specimens with beam anchor welding, which significantly minimize slip, are selected among the investigated specimens. Not only the analytical model of the as-built specimen was developed but also a specimen retrofitted by diagonally post-tensioned steels rods was also reproduced analytically.

Table 1 summarizes the material properties, dimensions, loading scheme and test setup details of the selected specimens from available literature. More detailed information about the tested specimens i.e. EJ-R&EJ-P-S, JW, T\_C3 and C-noSLT can be found in Yurdakul and Avşar [3], Ilki et al. [4], Del Vecchio et al. [5] and Pohoryles [6], respectively. The final damage state of the specimens was visually presented in Fig. 1a-e.

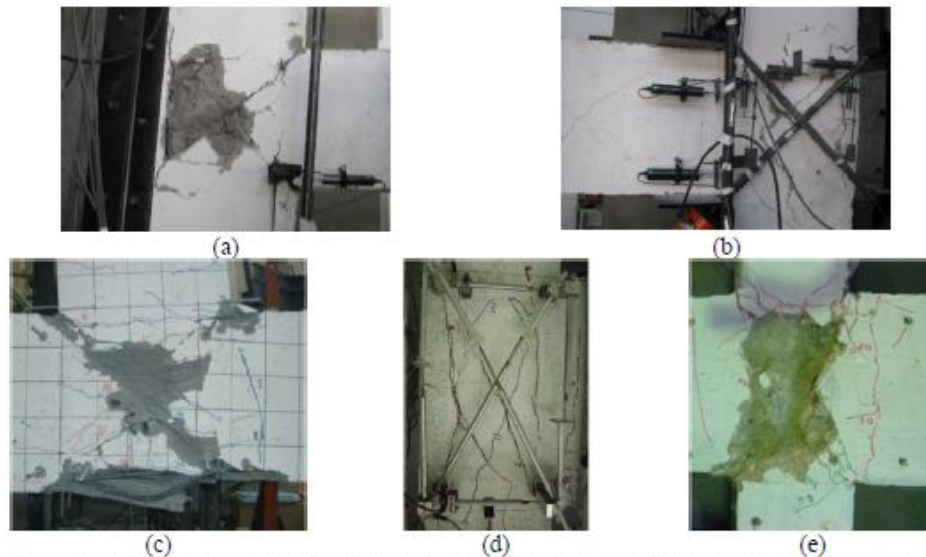


Fig. 1. Damage state at failure (a) EJ-R [3] (b) EJ-P-S [3] (c) JW [4] (d) T\_C3 [5] (e) C-noSLT [6].

Table 1 Detail of the specimens selected from different testing programs.

Specimen	Parameter				
	EJ-R [3]	EJ-P-S [3]	JW [4]	T_C3 [5]	C-noSLT [6]
Concrete Compressive Strength, $f_c$ (MPa)	8.05	9.50	8.00	16.30	29.60
Post-tension	N/A	100kN	N/A	N/A	N/A
Beam Cross-Section (mm)	250 x 500	250 x 500	250 x 500	300 x 500	300 x 450
Column Cross-Section (mm)	250 x 500	250 x 500	250 x 500	300 x 300	300 x 300
Column Axial Load	$0.1A_g f_c$	$0.1A_g f_c$	$0.125A_g f_c$	$0.2A_g f_c$	425kN
Reinforcement	Plain	Plain	Plain	Deformed	Deformed
Test Setup	Loading on the column	Loading on the column	Loading on the beam	Loading on the beam	Loading on the column
Loading Protocol	1 repetition per cycle	1 repetition per cycle	1 repetition per cycle	3 repetitions per cycle	3 repetitions per cycle
Design Principle	Substandard	Substandard	Substandard	Substandard	Pre-1970s
Failure Mode	Joint shear	Joint shear	Joint shear	Joint shear	Joint shear

### 3 Analytical study

An analytical model based on nonlinear fracture mechanics was employed to evaluate the theoretical tensile capacity of as-built and retrofitted joints by externally applied post-tensioned bars. The capacity of reference specimens was predicted as the strength of plain concrete under tension with microcracks in fracture process zone smeared over a band – i.e. crack band theory [10]. As indicated by Del Vecchio et al. [11], the failure mode of the joint under cyclic loading is characterized by large diagonal corner-to-corner cracks regardless of the dimension and reinforcement details. In addition, in the absence of stirrups at the joint, the principal compressive stress after cracking can be assumed to be inclined at a constant angle,  $\theta$ , and, in turn, the direction of principal tensile stress is inclined at  $90^\circ - \theta$  [11]. In case of the square joint panel, the angle,  $\theta$ , is  $45^\circ$ . This was also verified by the experiments conducted by Yurdakul and Avşar [3] (Fig. 2). Under the sight of this information, a diagonal crack band can be assumed so the fracture process zone takes place along the diagonal crack. Then, the stress in the crack cohesion for critical strain corresponding to the concrete cracking can be obtained along the band.



Fig. 2. Comer to comer cracks in X pattern.

The tensile behaviour of concrete in the elastic region was assumed to be uncracked. An exponential function of tension softening was employed in the post-elastic region. The stress in the crack,  $\sigma$ , was calculated according to Hordijk [12], which was presented in Eq. (1).

$$\sigma = f_{ct} \times \left\{ \left[ 1 + c_1 \left( \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left[ -c_2 \left( \frac{w}{w_c} \right) \right] - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp[-c_2] \right\} \quad (1)$$

where  $w_c$  is the crack width when the stress releases completely,  $c_1=3$  and  $c_2=6.93$  are the material constants according to Hordijk [12] and  $w$  is the crack width. The tensile strength of the concrete ( $f_{ct}$ ) was selected as  $0.56\sqrt{f_c}$  according to ACI 318M-11 [13].

Then,  $w_c$  can be obtained by using  $G_f-w_c$  relation as proposed by Hordijk [12] (Eq. (2)). Based on the principles of fracture mechanics, the area under Stress-Crack Width curve equals to fracture energy of concrete,  $G_f$ , which is the required energy to generate the crack surface per unit area. This value was calculated according to CEB-FIP Model Code [14], which equals to  $73f_{ct}^{0.18}$  in N/m.

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_{ct}} \quad (2)$$

The crack width,  $w$ , was derived by the crack band theory. As generally accepted, the front of an advancing crack band (microcrack zone), called also the fracture process zone, has a certain characteristic width,  $h$  [10]. For plain concrete, it can be considered that crack band width as a material constant that can be determined by experiment and it is expected that  $h$  is several-times the maximum aggregate size, which approximately equals to  $3g$  ( $g$ = maximum aggregate size) [10]. Then, the crack width,  $w$ , can be derived by Eq. (3) [10].

$$w = \varepsilon_{cr} h \quad (3)$$

$\varepsilon_{cr}$  is the strain corresponding to the maximum tensile strength of the concrete (i.e. cracking strain). Wong [15] recommends this value as 0.00008mm/mm, which was also employed in this study.

Under the assumption that smearing of the deformation occurs in the defined band (e.g., diagonal corner to corner crack with a band width of  $h=3g$ ), Eq. (1) can be used for estimating the stress in the crack,  $\sigma$ , which corresponds to concrete cracking strain. Thus, the principal tensile stress in the joint was estimated for the reference specimen.

Axial load on the specimens should be taken into account since the specimens were tested under the combined effect of lateral and axial load. The effect of axial load considered only as the contribution to the concrete tensile strength. It was thus increased by a coefficient, which considers the state of the stress in the compression strut, proposed by EN 1992-1-1 [16].

It is known from the experimental results that the applied post-tension rods limited the crack propagation. It is assumed that the contribution of axial force ( $P$ ) in a post-tensioned bar was evaluated by the strain energy stored in the bar per area as shown in Eq. (4). Therefore, the required energy to generate the unit area of crack surface increases. Then, the total energy of the system ( $G_f^*$ ) was the sum of fracture energy of concrete,  $G_f$ , and energy stored in the bars per unit area,  $U_p$ , in the retrofitted specimens. In finding the crack width at full stress release,  $w_c$ , the sum of energies has been substituted in Eq. (2).

$$U_p = \frac{P \times \Delta l}{2} \times \frac{1}{A_c} \quad (4)$$

The results of the analytical model (i.e. stochastic mean) were presented in Table 4.

#### 4 Stochastic study

One major drawback of the analytical model with the local softening approach is the parameter dependence of the system. This problem is more pronounced in unconfined joints represented as plain concrete. Hillerborg et al. [17] recognized this uncertainty in tensile strain calculations by the development of nonlinear fracture mechanics model for plain concrete [2]. Therefore, the analytical model was combined with a suitable stochastic sampling technique to propose an advanced tool for realistic assessment of the response of the shear critical joint by considering the inherent uncertainties in material constitutive laws.

The prominent material parameters of concrete used in Eq. (1) was firstly defined as a random variable. The randomized values and their distribution were presented in Table 2, which are obtained from Joint Committee on Structural Safety [18] and Pukl et al. [19]. The correlation matrix was presented in Table 3 according to Pukl et al. [19]. Stratified Latin Hypercube Sampling (LHS) including statistical correlation among the prominent material parameters was conducted by FReET software [20] to produce the random samples. The number of simulations was determined in such a way that it was increased until there was no significant change in the computed parameters (e.g. correlation coefficients). The statistical correlation among variables was considered by simulated annealing approach [19,20].

The mean value and prominent range of the distribution (i.e. *mean*  $\pm$  *one standard deviation*) were presented in Table 4.

Table 2 Concrete as a random parameter.

Random Parameter	Mean Value ( $\mu$ )	COV [18,19]	Distribution Function [18,19]
$f_{ct}$ [13]	$0.56\sqrt{f_c}$	0.30	Lognormal (2-parameter)
$G_f^*$	$G_f+U_p$	0.25	Weibull min (2-parameter)

Table 3 Correlation matrix of the random variables [19].

	$f_{ct}$	$G_f$
$f_{ct}$	1	0.8
$G_f$	SYM	1

Table 4 Comparison of experimental and predicted joint tensile stress.

Specimen	Principal Tensile Stress			COV	Distribution Function
	Experimental $\sigma_t$	Stochastic Mean $\sigma$	Stochastic $\sigma \pm$ one standard deviation		
EJ-R [3]	$0.66\sqrt{f_c}$	$0.58\sqrt{f_c}$	$0.41\sqrt{f_c}-0.75\sqrt{f_c}$	0.29	Beta
EJ-P-S [3]	$0.68\sqrt{f_c}$	$0.61\sqrt{f_c}$	$0.43\sqrt{f_c}-0.79\sqrt{f_c}$	0.30	Weibull (3-par)
JW [4]	$0.56\sqrt{f_c}$	$0.60\sqrt{f_c}$	$0.42\sqrt{f_c}-0.78\sqrt{f_c}$	0.30	Gamma (3-par)
T_C3 [5]	$0.43\sqrt{f_c}$	$0.56\sqrt{f_c}$	$0.40\sqrt{f_c}-0.72\sqrt{f_c}$	0.28	Beta
C-noSLT [6]	$0.39\sqrt{f_c}$	$0.52\sqrt{f_c}$	$0.37\sqrt{f_c}-0.67\sqrt{f_c}$	0.28	Beta

When the stochastic model investigated in depth, the trend in the COV values quite similar to each other for all specimens. A close relation between the mean value and experimental results was found for EJ-R by Yurdakul and Avşar [3] and JW by Ilki et al. [4]. For specimens T\_C3 by Del Vecchio et al. [5] and C-noSLT by Pohoryles [6], the difference between the stochastic mean and test results is rather high, on the other hand, the prominent range of the stochastic model still covers the experimental results. The difference can be attributed to the position of the fracture process zone. A diagonal fracture process zone with crack band size  $3g$  is assumed in the model. In the specimen EJ-R and JW, the place of fracture process zone is as assumed due to the existence of welding and the very low concrete compressive strength. As compressive strength and hence the tensile strength increases, the fracture process zone separates all over the joint due to the existence of hairline cracks, which misinterprets the results. When the crack propagation was limited by the retrofit method (i.e. specimen EJ-P-S), the proposed analytical model was rather successful in estimating the joint shear capacity. To summarize, more accurate results can be obtained with a better estimation of the crack band. Moreover, the variability can be overcome by increasing the number of the experiment on each testing program. Nevertheless, the effect of uncertainties in material constitutive laws were minimized by the stochastic model.

## 5 Conclusion

This study sets out to propose an advanced analytical model for realistic prediction of shear critical beam-column joints. The experimental data were collected from four different testing programs. The capacity of the as-built specimens was considered as a behaviour of plain concrete with fracture process zone smeared over a band. The crack minimization effect in the specimen retrofitted by diagonally placed post-tension bars was considered as a strain energy stored in the rods per unit area. As model with the local softening approach is sensitive to uncertainties in the material constitutive models, the analytical model was evolved to stochastic level. The random samples were developed by using Latin Hypercube Sampling (LHS) including statistical correlation among the prominent material parameters. Random parameters of concrete and reinforcement steel were defined in accordance with the material test results and code recommendations. The constituent outcomes of the stochastic model including mean value, standard deviation and type of probability density function curves are presented.

Based on the results obtained in this study, the following conclusions can be drawn.

- A relatively small difference was found between the mean value of stochastic models (results of the analytical model) and experimental results for as-built specimens with very low concrete strength and welding of beam longitudinal reinforcing bars.
- With the increasing concrete strength, the model was less efficient since the assumed crack band size and location did not match as it was expected.
- The crack minimization of the post-tension bars in the retrofitted specimens were reproduced well with the proposed analytical model.
- Owing to the stochastic model, the prominent range of probability density functions (i.e. *mean*  $\pm$  *one standard deviation*) of the estimated joint tensile stress covered the experimental results.
- More experimental data from same testing programs could lead a trustworthy discussion of the results.

## Acknowledgements

This study has been accomplished by the support of the Educational and Research Centre in Transport, University of Pardubice and Anadolu University Scientific Research Projects Commission under grant No. 1210F169.

## References

- [1] Pampanin, Stefano, Christopoulos, Chen, and Te-Hsiu. 2006. "Development and validation of a metallic Constantin haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 35:1739–66. doi:10.1002/eqe.600.
- [2] Hassan, Wael Mohamed. 2011. "Analytical and experimental assessment of seismic vulnerability of beam-column joints without transverse reinforcement in concrete buildings." Ph.D. Thesis. Berkeley, USA: University of California.
- [3] Yurdaku Özgür, and Avşar, Özgür. 2016. "Strengthening of substandard reinforced concrete beam-column joints by external post-tension rods." *Engineering Structures* 107:9–22. doi:10.1016/j.engstruct.2015.11.004.
- [4] Ilki, Alper, Idris Bedirhanoglu, and Nahit Kumbasar. 2011. "Behavior of FRP-Retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete." *Journal of Composites for Construction* 15:312–26. doi:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000156.
- [5] Del Vecchio, Ciro, Marco Di Ludovico, Alberto Balsamo, Andrea Prota, Gaetano Manfredi, and Mauro Dolce. 2014. "Experimental investigation of exterior RC beam-column joints retrofitted with FRP systems." *Journal of Composites for Construction* 18:04014002. doi:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000459.
- [6] Pohoryles, Daniel. 2016. "Realistic FRP Seismic Strengthening Schemes For Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints." Ph.D. Thesis. University College London, London, England 2016.
- [7] Biddah, Ashraf, and Ahmed Ghojarah. 1999. "Modelling of shear deformation and bond slip in reinforced concrete joints." *Structural Engineering and Mechanics* 7:413–32. doi:10.12989/sem.1999.7.4.413.

- [8] Favvata, Maria J., Bassam A. Izzuddin, and Chris G. Karayannis. 2008. "Modelling exterior beam-column joints for seismic analysis of RC frame structures." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 37:1527–48. doi:10.1002/eqe.826.
- [9] De Risi, Maria Teresa, Paolo Ricci, and Gerardo M. Verderame. 2017. "Modelling exterior unreinforced beam-column joints in seismic analysis of non-ductile RC frames: Unreinforced Joints in Seismic Analysis of RC Frames." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 46:899–923. doi:10.1002/eqe.2835.
- [10] Bazant, Zdenek, and B. Oh. 1983. "Crack band theory for fracture of concrete." *Materials and Structures* 16:155–77.
- [11] Del Vecchio, Ciro, Marco Di Ludovico, Andrea Prota, and Gaetano Manfredi. 2015. "Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints." *Engineering Structures* 87:8–20. doi:10.1016/j.engstruct.2015.01.013.
- [12] Hordijk, Dick, A. 1991. "Local approach to fatigue of concrete." Ph.D. Dissertations, Delf University of Technology, Netherlands.
- [13] American Concrete Institute. ACI 318M-11. 2011. Building code requirements for structural concrete and commentary (aci 318m-11), USA.
- [14] CEB-FIP Model Code. 2010. Committee Euro-International du Beton, Bulletin d'information.
- [15] Wong, Ho, F. 2005. Shear strength and seismic performance of non-seismically designed reinforced concrete beam-column joints. PhD Thesis. The Hong Kong University of Science and Technology.
- [16] EN 1992-1-1. 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [17] Hillerborg, A., M. Modeer, and P. Petersson. 1976. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements." *Cement and Concrete Research* 6:773–82.
- [18] Joint Committee on Structural Safety. 2000. Probabilistic Model Code, Part 3: Material Properties. <http://www.jcss.byg.dtu.dk>.
- [19] Pukl, Radomír, Tereza Sajdlova, Ladislav Routil, Drahomír Novák, and Pavel Seda. 2016. "Case study – Nonlinear reliability analysis of a concrete bridge." In Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks : Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016.: 2016.
- [20] Novák, Drahomír, Miroslav Vořechovský, and Radoslav Rusina. 2015. FReET v.1.5 – program documentation. User's and Theory Guides. <http://www.freet.cz>. Brno/Červenka Consulting, Czech Republic.

## 5. Závěr

Předkládaná práce nahlíží beton – významný materiál při realizaci dopravní infrastruktury – jako kvazikřehký materiál s nezanedbatelnou variabilitou mechanických parametrů. Tyto vlastnosti jsou důsledkem jeho specifické vnitřní struktury. Pro simulaci tahového poškození se odsvědčily MKP modely s implementovanými kohezivními – fiktivním, res. pásovým – modely trhlin. Klíčový parametr těchto modelů představuje lomová energie, jejíž velikost je výrazně ovlivněna rozvojem tzv. lomové procesní zóny. Proto je třeba věnovat pozornost korektní realizaci lomových experimentů (typicky třibodový ohyb trámce s centrálním zářezem v oblasti tažených vláken či štípací test na krychelných, resp. válcových vzorcích) pro stanovení hodnoty lomové energie studovaných cementových kompozitů. Předkládaná práce diskutuje minimální nutnou délku počátečního zářezu pro korektní provedení štípacího testu na krychelných a především válcových vzorcích, jejichž nespornou výhodou je možnost aplikace na (válcové) jádrové vývrty odebrané přímo ze stávajících stavebních konstrukcí. Je ukázána závislost této nutné minimální délky počátečního zářezu na charakteristické délce cementového kompozitu.

Dále je představena rozsáhlá experimentální sada na stanovení hodnot lomově-mechanických parametrů betonu (a drátkobetonu) vybraných pevnostních tříd určených pro sériovou výrobu předpjatých nosníků, přičemž je sledován mj. vliv stáří betonu na hodnoty sledovaných parametrů. Pro stanovení těchto hodnot jsou využity obě základní konfigurace lomových experimentů (třibodový ohyb trámce i štípací test), jakož i identifikace materiálových parametrů s využitím inverzní analýzy užitím umělé neuronové sítě. Syntéza výsledků představuje rozsáhlou databázi implementovanou pro praktické využití do spolehlivostního softwaru. V této databázi je pro každý parametr definován vhodný model pravděpodobnosti a základní statistické parametry, což představuje podporu při tvorbě pravděpodobnostních modelů. Uvedená databáze byla následně využita při analýze chování vyvíjených předpjatých nosníků.

Další představenou aplikaci představuje spolehlivostní analýza mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg ve Stockholmu. Deterministický model tohoto mostu prokázal dobrou shodu s výsledky zatěžovací zkoušky, stochastický model stanovuje pravděpodobnost dosažení (definovaných) hodnot přetvoření (průhyby ve sledovaných bodech) či poškození (maximální šířka trhlin ve vybrané oblasti) v kritických místech, která může být srovnána s pravděpodobností požadovanou pro rozhodování o optimálním návrhu/provozování/držbě či sanaci konstrukce. Podobně je představena pravděpodobnostní analýza životnosti betonového kanalizačního potrubí s ohledem na její snížení vlivem síranové koroze betonu. Je řešena problematika únosnosti tohoto potrubí při vrcholovém zatížení i v systému potrubí–zemina. V aplikaci pravděpodobnostního přístupu na analýzu smykem porušovaných nosníků (s dostatečnou i nedostatečnou výztuží) je využit koncept náhodných polí. Jsou simulována možná poškození nosníku, jakož i možnost dodatečné sanace pomocí externích uhlíkových lamel. Simulované výsledky vykazují dobrou shodu s experimenty. V závěru práce je představena analýza konstrukčního spojení sloup-nosník namáhaného cyklickým zatížením (simulujícím seismicitu) a možnosti jeho sanace/zesílení při nedostatečném vyztužení. Je vytvořen numerický i analytický model a provedena statistická jakož i citlivostní analýza řešeného problému.

Aplikace stochastického přístupu na vybrané betonové konstrukce/konstrukční prvky ukazuje možnosti stanovení základních statistických charakteristik chování konstrukce, odhadu



průměrného/extrémního chování konstrukce, odhad intervalů, ve kterých se bude odezva konstrukce s určitou pravděpodobností vyskytovat, posouzení vlivu vstupních veličin na chování konstrukce či vyčíslení pravděpodobnosti, s jakou je splněna určitá podmínka a to v důsledku náhodné proměnlivosti vstupních parametrů (na rozdíl od přístupu dle norem, který umožňuje stanovit, zda je nebo není konstrukce spolehlivá, ale bez další kvantifikace skutečné hladiny spolehlivosti návrhu).

Poznatky z uvedených oblastí jsou autorem uplatňovány při výuce předmětů Stavební mechanika, Pružnost a pevnost, Spolehlivost stavebních konstrukcí a Modelování betonových konstrukcí (jehož zavedení v doktorském studijním programu autor inicioval), jakož i při vedení závěrečných prací bakalářského a magisterského studia i doktorandů (aktuálně před obhajobou disertační práce Ing. Özgüra Yurdakula) v českých i anglických studijních programech.

## Literatura

ACI 318M-11 (2011). Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318m-11), USA: American Concrete Institute. 2011.

ASCE (2007) Manuals and Reports of Engineering Practice, Gravity Sewers, American Society of Civil Engineers, New York, USA, 2007, No. 60.

ČSN EN 1990 Zásady navrhování. ČNI, 2003

ČSN EN 1295-1 Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky – Část 1: Všeobecné požadavky. ČNI, 1999.

BAŽANT, Z. P., OH, B. H. (1983) Crack band theory for fracture of concrete, In Materials and Structures, RILEM, 16/1983, 155–177.

BAŽANT, Z. P., PLANAS, J. (1998) Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials. Florida, 1998.

BELIE DE, N. et al. (2004) Experimental research and prediction of the effect of chemical and biogenic sulfuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes. Cem. Concr. Res. 2004, vol. 34, p. 2223–2236.

BRÜHWILER, E., WITTMANN, F. H. (1990) The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics test, Engineering Fracture Mechanics 35 (1990) 117–125.

ČERVENKA, V., JENDELE, L., ČERVENKA, J. (2014) ATENA Program Documentation, Part 1, Atena theory manual, Cervenka Consulting, <http://www.cervenka.cz/>, 2014.

DUAN, K., HU, X.-Z., WITTMANN, F. H. (2003) Boundary effect on concrete fracture and non-constant fracture energy distribution, Engineering fracture mechanics, 70, 2257–2268, 2003a.

DUAN, K., HU, X. Z., WITTMANN, F. H. (2006) Scaling of quasi-brittle fracture: Boundary and size effect. Mech. Mater., Vol. 38, 128–141.

HORDIJK, D. A. (1991) Local approach to fatigue of concrete, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

*fib* Draft Model Code 2010. *fib* Bulletins No. 65 and 66. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 2012.

FRANTÍK, P. (2006) Dynamická simulace lomového experimentu, In Problémy lomové mechaniky VI., sborník přednášek semináře, UFM AV ČR a STM FAST VUT v Brně, 13–22, ISBN 80-214-3131-8.

FRANTÍK, P., KERŠNER, Z. (2006) Vyhodnocení lomového experimentu s katastrofickou ztrátou stability, Staticko-konstrukční a stavebno-fyzikální problémy stavebných konstrukcí, Štrbské Pleso, Slovenská republika, ISBN 80-8073-677-4.

FRANTÍK, P., PRŮŠA, J., KERŠNER, Z., MACUR, J. (2007) About stability loss during displacement-controlled loading, In Fibre Concrete, Praha, 2007, 99–102, ISBN 978-80-01-03740-9.

- GUSTAFSSON, P. J. (1985) Fracture mechanics studies of non-yielding materials concrete: modelling of tensile fracture and applied strength analysis. Ph.D. thesis, Division of Building Materials, Lund Univ.
- GRIFFITHS, R., HOLLOWAY, D. G. (1970) The fracture energy of some epoxy resin materials. *J Mater Sci* 1970;5:302–307.
- ISO 16204: Durability – Service life design of concrete structures. 2012.
- Joint Committee on Structural Safety 2000. Probabilistic Model Code, Part 3: Material Properties, <http://www.jcss.byg.dtu.dk>.
- KARIHALOO, B. L. (1995) Fracture mechanics of concrete. Longman Scientific & Technical, New York.
- KARIHALOO, B. L., ABDALLA, H. M., IMISI, T. (2003) A simple method for determining the true specific fracture energy of concrete, In *Magazine of Concrete Research*, 5, 471–481.
- KERŠNER, Z. (2005) Křehkost a lomová mechanika cementových kompozitů. Habilitační práce, FAST VUT v Brně.
- KIGILCIM, B. (2014) Optimierung eines Monitoringlayouts zur Bewertung der Schubtragfähigkeit von Spannbetonelementen. Master Thesis, University of Natural Resources and Life Sciences, Vienna.
- KYSELA, Z. (1986) Statika tuhých a částečně poddajných potrubí zasypaných v zemi. Zpráva ÚTAM ČSAV. Praha.
- LEHKÝ, D., KERŠNER, Z., NOVÁK, D. (2013) FraMePID-3PB Software for Material Parameters Identification Using Fracture Test and Inverse Analysis. *Advances in Engineering Software*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2013.10.001>.
- LEHKÝ, D., HAVLÍKOVÁ, I., KERŠNER, Z., NOVÁK, D., ŠIMONOVÁ, H., ŘOUTIL, L., ABDULRAHMAN, A., SCHMID, P., KRUG, B. (2015a) Advanced Evaluation of Fracture Response of Steel Fibre Reinforced Concrete Specimens, In *Proceedings of the »CONCREEP-10«*, September 21th–23th, 2015, Vienna, Austria.
- LEHKÝ, D., ŘOUTIL, L., KERŠNER, Z., NOVÁK, D., ŠIMONOVÁ, H., HAVLÍKOVÁ, I., SCHMID, P. (2015b) Experimental determination of mechanical fracture parameters of steel fiber reinforced concrete for probabilistic life-cycle assessment, In *Proceedings of the »fib Symposium 2015«*, May 18th–20th, Copenhagen, Denmark.
- MENČÍK J. (2016) Latin hypercube sampling, *Concise reliability for engineers*, IntechOpen, DOI: 10.5772/62370. Available from: <https://www.intechopen.com/books/concise-reliability-for-engineers/latin-hypercube-sampling>.
- LINSBAUER, H. N., TSCHEGG, E. K. (1986) Fracture energy determination of concrete with cube-shaped specimens, *Zement und Beton* 31, 38–40.
- NALLATHAMBI, P., KARIHALOO, B. L. (1986) Determination of specimen-size independent fracture toughness of plain concrete, *Magazine of Concrete Research*, 38, 67–76.
- NEVILLE, A. (2004) The confused world of sulfate attack on concrete. *Cem. Concr. Res.* 2004, vol. 24, p. 1275–1296.

- NOVÁK, D., KERŠNER, Z., LEHKÝ, D., ŠIMONOVÁ, H., HAVLÍKOVÁ, I., ŘOUTIL, L., FRANTÍK, P., SCHMID, P. (2014a) Experimentálně-výpočtové stanovení lomově-mechanických parametrů pomocí inverzní analýzy s využitím neuronových sítí, Certifikovaná metodika, VUT v Brně.
- NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M., TEPLÝ, B. (2014b) FReET: Software for the statistical and reliability analysis of engineering problems and FReET-D: Degradation module. *Advances in Engineering Software*, Elsevier, 72, 179–192.
- NOVÁK, D., KERŠNER, Z., LEHKÝ, D., ŘOUTIL, L., KUCHARCZYKOVÁ, B., SCHMID, P., DANĚK, P., FRANTÍK, P., ŠIMONOVÁ, H., FRIEDL M. (2014c) “Fracture tests of concrete specimens series I (C50/60) and II (C40/50) “. Research Report. Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Mechanics & Institute of Building Testing, 248 pages.
- NOVÁK, D., ŘOUTIL, L. (2014d) Remarks to the complex modelling of concrete structures: From experiment to reliability assesment, *Advanced Materials Research* 969 (2014), pp. 312–315, DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.969.312.
- NOVÁK, D., ŘOUTIL, L., NOVÁK, L., SLOWIK, O., STRAUSS, A., KRUG, B. (2015a) Database of fracture-mechanical concrete parameters and its implementation into reliability software Freet, 13th International Probabilistic Workshop (IPW 2015), Liverpool, UK, 2015, ISBN 978-981-09-7963-8.
- NOVÁK, D., LEHKÝ, D., SLOWIK, O., ŘOUTIL, L. (2015b) From fracture experiments to advanced design and assessment of precast structural members, 13th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Building, 2015, Bratislava, Slovak Republic. TU Bratislava, 2015, ISBN 978-80-227-4463-8
- NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M., RUSINA, R. (2015c) FReET v.1.5 – program documentation. User’s and Theory Guides. Brno/Červenka Consulting, Czech Republic, <http://www.freet.cz> .
- NOVÁK, D., NOVÁK, L., SLOWIK, O., STRAUSS, A. (2018) Prestressed concrete roof girders: Part III – Semi-probabilistic design. In *Proceedings of the Sixth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2018)*. 1. London: CRC press, Taylor and Francis group, 2018. s. 510-517. ISBN: 9781138626331.
- PEKÁR, M. (2014) Projektová dokumentace stavby – Trafikplats Kristineberg, Stockholm. Valbek s. r. o.
- PEKÁR, M., MILITKÝ, T. (2016) Mimoúrovňová křižovatka Kristineberg – Stockholm, Švédsko, *Silnice-Železnice* 3/2016, 10–12.
- POMEROY, R. D., BOON, A. G. (1976) The problem of hydrogen sulphide in sewers, Clay Pipe Development Association Ltd.
- PUKL, R., SAJDLOVÁ, T., ŘOUTIL, L., NOVÁK, D., ŠEDA, P. (2016) Case study – Nonlinear reliability analysis of a concrete bridge. *Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks: Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS2016)*.
- PRŮŠA, J. (2008) Vyšetřování ztráty stability při lomových zkouškách. Bakalářská práce, STM FAST VUT v Brně.

- ŘOUTIL, L., VESELÝ, V., SEITL, S. (2010a) Numerical study of wedge-splitting test on concrete specimens, In Proceedings of conference Applied Mechanics, TU Liberec, p. 107–110, ISBN 978-80-7372-586-0.
- ŘOUTIL, L., VESELÝ, V., SEITL, S., KLUSÁK, J. (2010b) Posouzení geometrie zkušebního tělesa pro WST kvazikřehkých kompozitů: Numerická studie, In Křehký lom 2010 (Design a porušování materiálů), Brno, p. 201–212, ISBN 978-80-87434-01-7.
- ŘOUTIL, L., VESELÝ, V., SEITL, S. (2011a) Wedge splitting test of quasi-brittle cylinder-shaped specimen: Numerical study on minimal notch length, In Proceedings of conference Applied Mechanics 2011, Academy of Sciences of the Czech Republic, v.v.i., Institute of Physics of Materials, Brno, s. 179–182. ISBN: 978-80-87434-03-1.
- ŘOUTIL, L., VESELÝ, V., SEITL, S. (2011b) Fracture analysis of cube- and cylinder-shaped WST specimens made of cementitious composites with various characteristic length, Key Engineering Materials, 2011, roč. 2012, č. 488–489, s. 533–536. ISSN: 1013-9826.
- ŘOUTIL, L. (2012) Aspekty určení lomových parametrů pokročilých cementových kompozitů pro modelování odezvy kvazikřehkých stavebních prvků. Disertační práce, FAST VUT v Brně.
- ŘOUTIL, L., LEHKÝ, D., ŠIMONOVÁ, H., KUCHARCZYKOVÁ, B., KERŠNER, Z., NOVÁK, D., ZIMMERMANN, T., STRAUSS, A., KRUG, B. (2014a) Experimental-computational determination of mechanical fracture parameters of concrete for probabilistic life-cycle assessment. In Proceedings of the »4th IALCCE 2014: International Association for Life-Cycle Civil Engineering«, November 16th–19th, Tokyo, Japan, pp. 801–807 (7). Taylor & Francis Group, London, 2014. ISBN: 978-1-138-00120-6.
- ŘOUTIL, L., SLOWIK, O., ZIMMERMANN, T., KRUG, B., STRAUSS, A., NOVÁK, D. (2014b) Application of reliability assesment and reliability-based optimization to concrete structures. XIVth Bilateral German/Czech Symposium – "Experimental Methods and Numerical Simulation in Engineering Sciences", Wuppertal, Germany, 4th–7th June 2014, Institute for Statics and Dynamics of Structures University of Wuppertal, 84–87.
- ŘOUTIL, L., CHROMÁ, M., TEPLÝ, B., NOVÁK, D. (2015) Prediction of the time-variant behaviour of concrete sewer collection pipes undergoing deterioration due to biogenic sulfuric acid, Proceedings of the »CONCREEP-10 – Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures«, September 21th–23th, 2015, 219-228, Vienna, Austria. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2015, ISBN 978-0-7844-7934-6.
- ŘOUTIL, L., VESELÝ, V., ŠIMONOVÁ, H., KORYČANSKÁ, B., KERŠNER, Z. (2016) A numerical study of the influence of prestressing reinforcement position on sleeper response. In Civil-Comp Proceedings. Kippen: Civil-Comp Press, 2016. s. 1–8 s.
- RILEM TC – 50 FMC (Recommendation) (1985) Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams, In Materials and Structures, Vol. 18 (107), 285–290.
- SARA Studio (2015). SARA (Structural Analysis and Reliability Assessment) User's Manual, <http://www.cervenka.cz/>, 2015.

SEITL, S. (2015) Dvoupárametrová lomová mechanika: Aplikace pro testy na cementových kompozitech. Habilitační práce, FAST VUT v Brně.

SEITL, S., KLUSÁK, J., VESELÝ, V., ŘOUTIL, L. (2011) Wedge-splitting test – determination of minimal starting notch length for various cement based composites. Part II: Crack and Notch Fracture Mechanics Approaches, In Key Engineering Materials, Vols. 452–453 (2010), 81–84, Trans Tech Publications Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.452-453.81.

SHAH, S. P., SWARTZ, S. E., OUYANG, CH. (1995) Fracture mechanics of structural concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials. John Wiley & Sons, Inc., New York.

SCHEJBAL, R. (2013) Navrhování a spolehlivost potrubí s ohledem na požadavky norem. Sborník konference Voda 2013, str. 135–146.

SKALNY, J., MARCHAND, J., ODLER, I. (2002) Sulfate attack on concrete. 1st edition, London: Spon Press. ISBN 0-419-24550-2.

STIBOR, M. (2004) Lomové parametry kvazikřehkých materiálů a jejich určování. Disertační práce, STM FAST VUT v Brně.

STRAUSS, A., SLOWIK, O., KRUG, B., NOVÁK, D., BERGMEISTER, K., FRANGOPOL, D. (2015) Monitoring system for shear capacity assessment. In Proc. of 7th International Conference on Structural Health Monitoring, Torino, Italy: 2015. s. 1–9, Torino, Italy.

ŠEDA, P. (2015) Nelineární analýza mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm. Diplomová práce (vedoucí práce Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.). Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera, Katedra dopravního stavitelství, Pardubice, 2015, 70 s.

ŠEDA, P., ŘOUTIL, L. (2015) Nelineární analýza mechanické odezvy mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm, Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, 15/2, 2015, Ostrava, p. 171–180. Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, ISSN 1213-1962.

TEC2007. Turkish Earthquake Code, Specification for structures to be built in disaster areas. Turkey: Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey. 2007.

TECUSAN, R., ZILCH, K. (2018) Safety concept for non-linear finite element analysis. In Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2018, ISBN 978-80-01-06401-6.

TEE, K.F., LI, CH.Q., MAHMOODIAN, M. (2011) Prediction of time-variant probability of failure for concrete sewer pipes. Proc. of XII DBMC, Porto, Portugal, Vol. I, p. 447–454.

Technical report CEN/TR 1295-2 Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – Part 2: Summary of nationally established methods of design. CEN, 2005.

Technical report CEN/TR 1295-3 (2007) Structural design of buried pipelines under various conditions of loading – Part 3: Common method. CEN, 2007.

TEPLÝ, B., NOVÁK, D. (2004) Spolehlivost stavebních konstrukcí (Teorie, numerické metody, navrhování, software), FAST VUT v Brně. CERM s.r.o., Brno.

- TEPLÝ, B., SCHEJBAL, R., ŘOUTIL, L., PARKAN, T., ROVNANÍKOVÁ, M. (2015) Spolehlivost a životnost betonového kanalizačního potrubí – možnosti výpočetního modelování. *Beton TSK*, 5/2015, 18–24.
- TEPLÝ, B., ROVNANÍKOVÁ, M., ŘOUTIL, L., SCHEJBAL, R. (2019) Time-Variant Performance of Concrete Sewer Pipes Undergoing Biogenic Sulfuric Acid Degradation *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 2018, vol. 9, no. 4, s. 1–9. ISSN: 1949-1190.
- TNV 750211 Navrhování vodovodního a kanalizačního potrubí uloženého v zemi – Statický výpočet. ČNI, 2002.
- TRITTHART, J., HÄUßLER, F. (2003) Pore solution analysis of cement pastes and nanostructural investigations of hydrated C<sub>3</sub>S, *Cement and Concrete Research*, Volume 33, Issue 7, 1063–1070.
- van MIER JGM. (1986) Multiaxial strain-softening of concrete, Part I: Fracture. *Materials and Structures*, RILEM 1986;19.
- VESELÝ, V. (2004) Parametry betonu pro popis lomového chování. Disertační práce, FAST VUT v Brně.
- VESELÝ, V., ŘOUTIL, L., SEITL, S. (2011) Wedge-splitting test – determination of minimal starting notch length for various cement based composites. Part I: Cohesive Crack modelling, In *Key Engineering Materials*, Vols. 452–453 (2010), 77–80, Trans Tech Publications Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.452-453.77.
- VESELÝ, V. (2015) The role of proces zone in quasi-brittle fracture. Habilitační práce, FAST VUT v Brně.
- VOŘECHOVSKÝ, M. (2004) Stochastic fracture mechanics and size effect. Ph.D. thesis, Brno University of Technology, Brno, Czech Republic.
- VOŘECHOVSKÝ, M. (2007) Interplay of size effects in concrete specimens under tension studied via computational stochastic fracture mechanics. *International Journal of Solids and Structures* 2007; 44:2715–31. doi:10.1016/j.ijsolstr.2006.08.019.
- VOŘECHOVSKÝ, M. (2008) Simulation of simply cross correlated random fields by series expansion methods. *Structural Safety (Elsevier)* 30 (4), 337–363.
- VOŘECHOVSKÝ, M., NOVÁK, D. (2009) Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 24, pp. 452–462.
- VOS, E. (1983) Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- YURDAKUL, Ö. (2015) Experimental study on the investigation of strengthening the insufficient reinforced concrete beam-column joints by post-tensioning. M.Sc. Thesis. Civil Engineering Program, Graduate School of Sciences, Anadolu University.
- YURDAKUL, Ö., AVSAR, Ö. (2015) Structural repairing of damaged reinforced concrete beam-column assemblies with CFRPs. *Structural Engineering and Mechanics* 2015; 54:521–43. doi:10.12989/sem.2015.54.3.521.

YURDAKUL, Ö., AVŞAR, Ö. (2016) Strengthening of substandard reinforced concrete beam-column joints by external post-tension rods. *Engineering Structures* 2016; 107:9–22. doi:10.1016/j.engstruct.2015.11.004.

YURDAKUL, Ö., TUNABOYU, O., AVŞAR, Ö. (2018a) Retrofit of non-seismically designed beam-column joints by post-tensioned superelastic shape memory alloy bars. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2018; 16:5279–307. doi:10.1007/s10518-018-0323-y.

YURDAKUL, Ö., TUNABOYU, O., ŘOUTIL, L., AVSAR, O. (2018b) A stochastic model for the capacity estimation of non-seismically designed beam-column joints. In *Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2018. s. 813–819, ISBN 978-80-01-06401-6.

YURDAKUL, Ö., TUNABOYU, O., ŘOUTIL, L., AVSAR, O. (2019) Stochastic-Based Nonlinear Numerical Modeling of Shear Critical RC Beam Repaired with Bonded CFRP Sheets *JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION*, 2019, vol. 23, no. 5, ISSN: 1090-0268.

YURDAKUL, Ö. (2019) Probabilistic Nonlinear Computer Simulations for Realistic Prediction of Structural Response, Dissertation, University of Pardubice.

YURDAKUL, Ö., TUNABOYU, O., ROUTIL, L., AVŞAR, Ö. (2020?) Parameter Sensitivity of CFRP Retrofitted Substandard Joints by Stochastic Computational Mechanics, **Under review** in *Composite Structures*.