VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

INVERZNÍ ANALÝZA SPOLEHLIVOSTI PŘEDPJATÉHO MOSTU
INVERSE RELIABILITY ANALYSIS OF PRESTRESSED BRIDGE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE — Bc. Martin Lipowczan
AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE — doc. Ing. DAVID LEHKÝ, Ph.D.
SUPERVISOR

BRNO 2018

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608T001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Martin Lipowczan
Název	Inverzní analýza spolehlivosti předpjatého mostu
Vedoucí práce	doc. Ing. David Lehký, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2017
Datum odevzdání	12. 1. 2018

V Brně dne 31. 3. 2017

prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

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

PODKLADY A LITERATURA

[1] Lehký, D., Novák, D. Solving Inverse Structural Reliability Problem Using Artificial Neural Networks and Small-Sample Simulation. Advances in Structural Engineering, Vol. 15, No. 11, 1911-1920, 2012.
[2] Lehký, D., Šomodíková, M., Doležel, J., Novák, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti a spolehlivosti spřaženého mostu z MPD nosníků. Beton TKS, 4/2013, 108-113, 2013.
[3] Teplý, B., Novák, D.: Spolehlivost stavebních konstrukcí. Skriptum, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, Česká republika, 1999.
[4] Česká technická norma ČSN ISO 13822 Zásady navrhovaní konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Český normalizační institut, Praha, 2005.
[5] Technické podmínky TP 224 Ověřování existujících mostů pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha, 2010.
Dále literatura dle pokynů vedoucího práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Nastudujte problematiku návrhu a posouzení spolehlivosti prvků/konstrukcí v rámci nelineární pravděpodobnostní analýzy. Proveďte aplikaci metody inverzní analýzy spolehlivosti, založené na umělé neuronové síti, při návrhu vybraných parametrů zvolené konstrukce pro požadované mezní stavy a jim odpovídající směrné hodnoty ukazatelů spolehlivosti. Návrhovými parametry mohou být např. materiálové vlastnosti konstrukce či její zatížení. V případě potřeby proveďte optimalizaci návrhových parametrů vzhledem k „nespolehlivostním podmínkám“ – cena, hmotnost, životnost apod.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:
1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

doc. Ing. David Lehký, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Předložená diplomová práce se zabývá aplikací metodiky a prostředků inverzní analýzy při návrhu vybraných parametrů konstrukcí s využitím plně pravděpodobnostní analýzy pro stanovení úrovně její spolehlivosti. K aproximaci inverzní funkce se používá metoda založená na umělých neuronových sítích. Inverzní analýza byla provedena dvěma způsoby, které od sebe odlišuje způsob získání spolehlivostních ukazatelů.

Řešenou konstrukcí v této práci byla již existující mostní stavba. Rok výstavby je odhadován přibližně v letech 1955 až 1960. Konstrukce mostu se nachází před obcí Uherský Ostroh. Jedná se o jednopólový betonový deskový most z nosníků MPD3 a MPD4 vzájemně spojenými předpínacími lany. Na základě diagnostického průzkumu v letech 2006 a 2007, laboratorních zkoušek, normativních předpisů či doporučení a v neposlední řadě citlivostní analýzy, byl proveden inverzní návrh vybraných návrhových parametrů pro požadované mezní stavy. Studovány byly různé úrovně zatížitelnosti, různé varianty návrhových parametrů i různé struktury neuronových sítí.

KLÍČOVÁ SLOVA

Inverzní analýza, pravděpodobnostní analýza, umělé neuronové sítě, návrhový parametr, ukazatel spolehlivosti, mezní stav dekomprese, mezní stav vzniku trhlin a normální zatížitelnost.

ABSTRACT

The proposed diploma thesis deals with the application of methodology and tools of inverse analysis for design of selected structural parameters using a fully probabilistic analysis to determine the level of its reliability. The method based on artificial neural networks is used to approximate the inverse function. The inverse analysis was carried out in two ways that differs in the method of obtaining reliability indicators.

The structure analyzed in this work was an existing bridge. The year of construction is estimated approximately between the years 1955 to 1960. The bridge is located close to the Uherský Ostroh. It is a one-piece concrete slab made of MPD3 and MPD4 girders post-tensioned by tendons. Based on the 2006 and 2007 diagnostic surveys, laboratory tests, normative regulations and recommendations and, last but not least, sensitivity analyses, an inverse design of selected design parameters was performed for required limit states. Various load levels, different alternatives of design parameters and different neural network structures were studied.

KEYWORDS

Inverse analysis, probability analysis, artificial neural networks, design parameter, reliability indicator, decompression limit state, crack limit state and normal load bearing capacity.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Martin Lipowczan Inverzní analýza spolehlivosti předpjatého mostu. Brno, 2018. 71 s., 7 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce doc. Ing. David Lehký, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

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

V Brně dne 12. 1. 2018

Bc. Martin Lipowczan
autor práce

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 12. 1. 2018

Bc. Martin Lipowczan
autor práce

Poděkování

Mé poděkování patří panu doc. Ing. Davidu Lehkému, Ph.D. za odborné vedení, trpělivost a ochotu, kterou mi v průběhu zpracování diplomové práce věnoval. Dále bych chtěl poděkovat mé přítelkyni Bc. Anně Kortové za neustálou podporu a trpělivost v době studia a mé rodině, že za mnou stála v dobách dobrých i nedobrých.

Dílčí části práce vznikly za podpory projektu č. 15-07730S „Přímá a inverzní spolehlivostní optimalizace s ohledem na nejistoty (FIRBO)" podporovaného Grantovou agenturou České republiky (GAČR) a projektu č. TA04030713 "Modelování degradace a zajištění životnosti betonových mostů" podporovaného Technologickou agenturou České republiky.

Obsah

1 ÚVOD ... 10
2 ZÁKLADY PRAVDĚPODOBNOSTNÍHO NÁVRHU ... 12
2.1 Základní charakteristiky pravděpodobnosti ... 12
2.2 Funkce rozdělení pravděpodobnosti ... 13
2.3 Korelační koeficient ... 15
2.4 Deterministický a pravděpodobnostní přístup při návrhu konstrukcí ... 16
2.5 Index spolehlivosti ... 17
2.6 Pravděpodobnost poruchy ... 17
2.7 Simulační metody typu Monte Carlo ... 18
2.7.1 Klasická metoda Monte Carlo ... 18
2.7.2 Metoda LHS ... 19
2.8 Metoda plochy odezvy ... 19
2.9 Metody citlivostní analýzy ... 20
3 UMĚLÉ NEURONOVÉ SÍTĚ ... 23
3.1 Úvod do neuronových sítí ... 23
3.2 Přenosové funkce ... 24
3.3 Učení umělé neuronové sítě ... 24
4 SOFTWAROVÉ NÁSTROJE ... 26
4.1 FReET ... 26
4.2 Atena ... 26
4.3 SARA Studio ... 27
4.4 IRel ... 27
4.5 DLNNET ... 28
5 INVERZNÍ ANALÝZA SPOLEHLIVOSTI ... 29
5.1 Postup inverzní analýzy spolehlivosti ... 30
5.2 Postup inverzní analýzy s využitím aproximované funkce poruchy ... 31
6 APLIKACE INVERZNÍ ANALÝZY PRO NÁVRH VYBRANÝCH PARAMETRŮ KONSTRUKCE MOSTU ... 33
6.1 Popis analyzované konstrukce ... 33
6.2 Stochastický model ... 35
6.3 Výpočtový model ... 37
6.4 Návrh vybraných parametrů konstrukce ... 39
6.5 Citlivostní analýza ... 48
6.5.1 Odezva konstrukce při návrhu vybraných parametrů ... 48
6.5.2 Citlivostní analýza dle pokročilejších metod ... 50
6.6 Návrh s využitím aproximované funkce poruchy ... 53
7 ZÁVĚR ... 64
SEZNAM LITERATURY ... 67
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ ... 69
SEZNAM PŘÍLOH ... 71
Příloha č. 1: Doplňující výsledky návrhu vybraných parametrů konstrukce ... 72

Příloha č. 2: Doplňující výsledky návrhu
s využitím aproximované funkce poruchy 77

1 Úvod

Předložená diplomová práce pojednává o návrhu vybraných parametrů předpjaté betonové mostní konstrukce při použití pravděpodobnostní analýzy pro stanovení úrovně její spolehlivosti. Zahrnutí vstupních nejistot při analýze konstrukcí lze dle současných předpisů provést dvěma způsoby. Jedná se o deterministický a pravděpodobnostní přístup. U obou přístupů je rozdílné definování vstupních hodnot pro analýzu konstrukce a taktéž formulace podmínky spolehlivosti.

Vlastní návrh konstrukce či jejích parametrů patří mezi inverzní úlohy a lze jej rovněž provést dvěma způsoby. Běžným inženýrským postupem je aplikace metody "pokus–omyl". To znamená, že se pro danou konstrukci navrhnou průřezové a materiálové charakteristiky a výpočtem se ověří, zda konstrukce vyhoví či nevyhoví. Pokud nevyhoví, návrh se upraví na stranu bezpečnou a provede se znovu výpočet. Podobně se postupuje, jestliže je konstrukce předimenzovaná – návrh se upraví blíže straně nebezpečné a provede se výpočet. Metoda "pokus–omyl" se často aplikuje při použití deterministické analýzy. V případě použití pravděpodobnostní analýzy by byl tento přístup příliš složitý a pracný. Druhou metodou je přímá inverzní analýza. Inverzní analýzou lze navrhnout konstrukci jak běžným způsobem (deterministicky), tak i pravděpodobnostně. Inverzní analýza jednodušších konstrukcí se provádí pomocí vyjádření vybraného návrhového parametru z deterministické podmínky spolehlivosti. U složitěji definovaných konstrukcí by odvození návrhového parametru bylo poměrně pracné. Proto se k aplikování inverzní analýzy používají pokročilejší metody, jako např. metoda založená na umělých neuronových sítí, která je použita i v této práci.

V předložené práci se pracuje se dvěma variantami metody inverzní analýzy lišící se zejména způsobem získání hodnot ukazatelů spolehlivosti. První varianta stanovuje index spolehlivosti dle Cornella s využitím simulační metody LHS, zatímco druhá varianta metody plochy odezvy (response surface method, RSM) aproximuje funkci poruchy pomoci umělé neuronové sítě a počítá pravděpodobnost poruchy s využitím metody Monte Carlo a aproximované funkce.

Cílem předložené diplomové práce bylo aplikování metody pravděpodobnostního návrhu konstrukcí a aplikování softwarových nástrojů potřebných k inverzní analýze. Důležitým cílem bylo provedení inverzní analýzy dvěma výše uvedenými způsoby s možností několika variancí a porovnání těchto metod.

Úvodní dvě kapitoly se zabývají spíše teoretickými poznatky. Nejprve základy pravděpodobnostního návrhu a poté popisem tvorby a učení umělých neuronových sítí. Na rozhraní teoretické a praktické části se nacházejí kapitoly čtyři a pět. Pojednávají o použitých softwarových nástrojích a jejich uplatnění u jednotlivých variant inverzní analýzy. Dále pak o rozdílech, postupech a výhodách či nevýhodách zvolených metod inverzní analýzy. Závěrečná kapitola popisuje aplikaci metody pravděpodobnostního

návrhu a výsledky metod inverzních analýz využívající umělé neuronové sítě. K hlavní textové části jsou připojeny přílohy, ve kterých jsou obsaženy doplňující výsledky inverzních analýz.

2 Základy pravděpodobnostního návrhu

2.1 Základní charakteristiky pravděpodobnosti

Definice: „Veličina X, která při splnění stanovených podmínek π (tj. při realizaci určitého náhodného jevu) nabývá právě jednu hodnotu x, se nazývá náhodná veličina."

Souhrn všech možných realizací x náhodné veličiny X se nazývá základní soubor. Je popsán rozdělením pravděpodobnosti $f_X(x)$, tj. funkcí udávající pravděpodobnost, že náhodná veličina je z daného intervalu. Distribuční funkce $F_X(x)$ udává pro každou hodnotu x pravděpodobnost, že X bude menší než daná hodnota x:

$$F_X(x) = P(X < x) = \int_{-\infty}^{x} f_X(t)\,\mathrm{d}t. \tag{2.1}$$

Vedle distribuční funkce a hustoty pravděpodobnosti se základní soubor popisuje různými parametry, z nichž nejdůležitější jsou tzv. momentové parametry. Základní parametr je střední hodnota, která je definována jako první obecný moment ve tvaru:

$$\mu_X = \int_{x} x f_X(x)\,\mathrm{d}x. \tag{2.2}$$

Míra rozptýlení náhodné veličiny X vzhledem k průměru μ_x je dána druhým centrálním momentem, rozptylem σ_x^2:

$$\sigma_X^2 = \int_{x} (x - \mu_X)^2 f_X(x)\,\mathrm{d}x. \tag{2.3}$$

Směrodatná odchylka náhodné veličiny X je pak odmocninou z rozptylu:

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2}. \tag{2.4}$$

Variační koeficient je dán vztahem:

$$\mathrm{CoV}_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X}. \tag{2.5}$$

V normách, které jsou určeny ke klasickému deterministickému návrhu konstrukcí, jsou pevnostní charakteristiky dány dolním 5% kvantilem z příslušné hustoty pravděpodobnosti a objemové tíhy materiálů horním 5% kvantilem. Pravděpodobnostní návrh použitý dále v této práci vychází ze středních hodnot, proto, pokud jsou známy pouze charakteristické hodnoty veličin, je zapotřebí v prvním kroku uvedené kvantily převést na střední hodnoty.

Velikost dalších charakteristik, kterými jsou směrodatná odchylka nebo variační koeficient, lze vyhledat v příslušných normách určených k pravděpodobnostnímu návrhu.

2.2 Funkce rozdělení pravděpodobnosti

Vstupní parametry ve stochastickém modelu v předložené diplomové práci byly definovány spojitými rozděleními. Využito bylo zejména Weibullovo, lognormální a normální rozdělení. Weibullovo a lognormální rozdělení je využíváno pro charakterizování pevnostních vlastností materiálů. Normální rozdělení popisuje především zatížení konstrukce, ale je použito i u některých materiálových charakteristik. Jediným parametrem, který je popsán trojúhelníkovým rozdělením, je pevnost tlaku betonu příčných spár analyzovaného mostu. To bylo získáno na základě testů dobré shody souboru dat z diagnostického průzkumu.

Poslední používanou spojitou rozdělovací funkcí je rovnoměrné rozdělení. Není jim popsán žádný parametr u stochastického modelu, ale plní důležitou úlohu při znáhodnění hledaných parametrů konstrukce, viz kapitola 4.4.

Rovnoměrné rozdělení

Rovnoměrné rozdělení (obdélníkové) je patrně nejjednodušší spojité rozdělení. Hustota pravděpodobnosti $f_X(x)$ rovnoměrně rozdělené náhodné veličiny X na intervalu $\langle a; b\rangle$ (symbolický zápis $X \sim U(a, b)$) je dána vztahem:

$$f_X(x) \begin{cases} 0 & x \leq a \\ \frac{1}{b-a} & a < x \leq b \\ 0 & x > b \end{cases} \tag{2.6}$$

a příslušná distribuční funkce $F_X(x)$ je:

$$F_X(x) \begin{cases} 0 & x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & a < x \leq b \\ 1 & x > b. \end{cases} \tag{2.7}$$

Střední hodnota a rozptyl jsou dány vztahy:

$$\mu = \frac{1}{2}(a+b),\ \sigma^2 = \frac{1}{12(b-a)^2}. \tag{2.8}$$

Trojúhelníkové rozdělení

Mezi další základní rozdělení patří trojúhelníkové rozdělení (symbolický zápis $X \sim Tri\ (a, b, c)$). Hustota pravděpodobnosti $f_X(x)$ je dána vztahem:

$$f_X(x) \begin{cases} 0 & x \leq a \\ \frac{2(x-a)}{(b-a)(c-a)} & a < x \leq c \\ \frac{2(b-x)}{(b-a)(b-c)} & c < x \leq b \\ 0 & x > b \end{cases} \tag{2.9}$$

a příslušná distribuční funkce $F_X(x)$ je:

$$F_X(x)\begin{cases} 0 & x \le a \\ \frac{(x-a)^2}{(b-a)(c-a)} & a < x \le c \\ 1 - \frac{(x-b)^2}{(b-a)(b-c)} & c < x \le b \\ 1 & x > b. \end{cases} \tag{2.10}$$

Střední hodnota a rozptyl jsou dány vztahy:

$$\mu = \frac{a+b+c}{3}, \sigma^2 = \frac{a^2+b^2+c^2-ab-ac-bc}{18}. \tag{2.11}$$

Normální rozdělení

Normální rozdělení náhodné veličiny X je symetrické, je definováno na intervalu $\langle -\infty; \infty \rangle$ a je závislé na dvou parametrech. Hustota pravděpodobnosti $f_X(x)$ normálního rozdělení má tvar:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \mathrm{e}^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} = \frac{1}{\sigma}\Phi(y) = \frac{1}{\sigma}\Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right), \tag{2.12}$$

kde μ je střední hodnota, σ^2 se nazývá rozptyl a Φ je standardizované normální rozdělení. Distribuční funkce $F_X(x)$ je dána vztahem:

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^{x} f_X(\xi)\, d\xi = \int_{-\infty}^{x} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \mathrm{e}^{-\frac{(\xi-\mu)^2}{2\sigma^2}}\, d\xi = \frac{1}{2}\left[1 + \mathrm{erf}\left(\frac{x-\mu}{\sqrt{2\sigma^2}}\right)\right], \tag{2.13}$$

kde erf je speciální funkce esovitého tvaru (pravděpodobnostní integrál):

$$\mathrm{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x \mathrm{e}^{-t^2}\, \mathrm{d}t. \tag{2.14}$$

Lognormální rozdělení

Obecné jednostranně omezené nesymetrické lognormální rozdělení na ohraničeném intervalu $x_0 < x < \infty$ resp. $-\infty < x < x_0$ je nejčastěji definováno momentovými parametry, střední hodnotou μ_X, směrodatnou odchylkou σ_X a šikmostí α_X. Pokud není známá šikmost, lze pracovat s dolní resp. horní mezí x_0. Hustota pravděpodobnosti $f_X(x)$ obecného lognormálního rozdělení $LN(\mu, \sigma, \alpha_X)$ má tvar:

$$f_X(x) = \frac{1}{|x-x_0|\sqrt{\ln(1+c^2)}\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{\ln\frac{\left(|x-x_0||c|\sqrt{\ln(1+c^2)}\right)}{\sigma}^2}{2\ln(1+c^2)}\right), \tag{2.15}$$

$$\mu_X = x_0 + c\sigma_X;\ \alpha_X = 3c + c^3;\ c = \left(\sqrt{\frac{\alpha_X^2}{4}+1} + \frac{\alpha_X}{2}\right)^{\frac{1}{3}} - \left(\sqrt{\frac{\alpha_X^2}{4}+1} - \frac{\alpha_X}{2}\right)^{\frac{1}{3}}. \tag{2.16}$$

Hustota pravděpodobnosti $f_X(x)$ lognormálního rozdělení $LN(\mu;\sigma)$ s dolní mezí v nule má tvar:

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sqrt{\ln(1+\omega^2)}\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{\ln\frac{\left(x\sqrt{\ln(1+\omega^2)}\right)^2}{\mu}}{2\ln(1+\omega^2)}\right);\ \omega = \frac{\sigma_X}{\mu_X}. \tag{2.17}$$

Weibullovo rozdělení

Weibullovo rozdělení je velmi flexibilní (díky parametru β) a proto se jím zejména v teorii spolehlivosti popisují spojité náhodné veličiny definované jako doba do poruchy (doba bezporuchovosti). Používá se zejména při popisu komponent, které jsou v období raných poruch nebo v období stárnutí (tj. tam kde se projevuje mechanické opotřebení nebo únava materiálu).

Weibullovo rozdělení má dva parametry: Θ – parametr měřítka (scale, $\Theta > 0$, závisí na materiálu, namáhání a podmínkách užívání) a β – parametr tvaru (shape, $\beta > 0$, na jeho hodnotě závisí tvar intenzity poruch a tím i vhodnost použití pro určité období doby života).

Hustota pravděpodobnosti $f_X(x)$ Weibullova rozdělení má tvar:

$$f_x(x) = \frac{\beta}{\Theta}\left(\frac{t}{\Theta}\right)^{\beta-1} \mathrm{e}^{-\left(\frac{t}{\Theta}\right)^{\beta}};\ t > 0;\ \Theta > 0;\ \beta > 0. \tag{2.18}$$

Distribuční funkce $F_X(x)$ je dána vztahem:

$$F_x(x) = 1 - \mathrm{e}^{-\left(\frac{t}{\Theta}\right)^{\beta}};\ t > 0;\ \Theta > 0;\ \beta > 0. \tag{2.19}$$

Intenzita poruch je vyjádřena tímto vztahem:

$$\lambda(t) = \frac{\beta}{\Theta}\left(\frac{t}{\Theta}\right)^{\beta-1};\ t > 0;\ \Theta > 0;\ \beta > 0. \tag{2.20}$$

2.3 Korelační koeficient

Korelace ve statistice vyjadřuje vzájemný vztah mezi dvěma náhodnými veličinami X a Y. Míra korelace se vyjadřuje korelačním koeficientem, který nabývá hodnoty z intervalu $\langle -1; 1\rangle$. Pearsonův (lineární) korelační koeficient pro dvojici náhodných veličin X a Y je dán vztahem:

$$\rho_{X,Y} = \frac{\mathrm{cov}(X,Y)}{\sigma_X\sigma_Y} = \frac{E\big((X-\mu_X)(Y-\mu_Y)\big)}{\sigma_X\sigma_Y}, \tag{2.21}$$

kde E je střední hodnota náhodné veličiny, cov je kovariance a σ je směrodatná odchylka.

Hodnota -1 korelačního koeficientu vyjadřuje zcela nepřímou lineární závislost mezi náhodnými veličinami, +1 vyjadřuje zcela přímou lineární závislost. Pokud mezi veličinami není žádná zjistitelná lineární závislost, potom je korelační koeficient roven 0.

Spearmanův korelační koeficient je neparametrickou mírou, která udává míru statistické závislosti mezi dvěma veličinami. Pro výpočet lze použít stejný vztah jako pro Pearsonův korelační koeficient (rovnice 2.21) pouze místo hodnot náhodného výběru se použije jejich pořadí. Hodnoty -1 a $+1$ nastanou v případě, kdy každou z náhodných proměnných je možné přesně proložit monotónní funkcí ostatních proměnných.

Při tvorbě stochastického modelu v pravděpodobnostním softwaru FReET který byl v práci použit, lze aplikovat oba výše zmíněné korelační koeficienty. Přibližně v polovině případů jsou vstupující náhodné veličiny u řešené konstrukce mezi sebou závislé (více v kapitole 6.2). Míra závislosti mezi náhodnými veličinami byla dána Pearsonovým korelačním koeficientem. Jen v některých případech platí mezi náhodnými veličinami nezávislost (korelační koeficient je roven 0). Nepřímou či přímou lineární závislost mezi náhodnými veličinami lze vnést změnou korelačního koeficientu z 0 na libovolné číslo v intervalu $\langle -1; 1 \rangle$.

2.4 Deterministický a pravděpodobnostní přístup při návrhu konstrukcí

Mějme dvě vzájemně nezávislé náhodné veličiny popisující účinek zatížení E a odolnost konstrukce R s hustotami pravděpodobnosti $f_R(r)$ a $f_E(e)$. Předpokládá se, že konstrukce je spolehlivá, jestliže je účinek zatížení E menší než odolnost konstrukce R.

Podmínku spolehlivosti je možné definovat dvěma způsoby:

a) deterministicky formulovaná podmínka spolehlivosti

$$R_\mathrm{d} \geq E_\mathrm{d}, \tag{2.22}$$

kde R_d a E_d jsou návrhové deterministické (nominální) hodnoty odolnosti konstrukce R a účinků zatížení E.

b) pravděpodobnostní podmínka spolehlivosti

$$R - E \geq 0, \tag{2.23}$$

kde R a E jsou náhodné veličiny odolnosti konstrukce a účinků zatížení.
Výraz na levé straně nerovnosti (2.23) je často označován jako rezerva spolehlivosti a obvykle se značí Z. Mezní stav konstrukce nastane, platí-li:

$$R - E = Z < 0, \tag{2.24}$$

což lze brát jako limitní stav konstrukce. Náhodná veličina Z je tedy funkce náhodného vektoru dvou veličin:

$$Z = g(R, E) = R - E. \tag{2.25}$$

Při návrhu konstrukcí je možné použít dva způsoby a to buď deterministický přístup, nebo pravděpodobnostní. Deterministický přístup lze použít k inverznímu návrhu konstrukcí, avšak u složitějších návrhů není vhodnou alternativou, poněvadž samotné vyjádření hledaného návrhového parametru z rovnice 2.22, by bylo poměrně pracné až nereálné. Inverzní analýza dle pravděpodobnostní podmínky spolehlivosti (rovnice 2.23) nabízí ještě složitější řešení, ale s využitím metody umělých neuronových sítí se stává jednodušší a použitelnější.

2.5 Index spolehlivosti

K provádění inverzní analýzy při pravděpodobnostním návrhu konstrukcí je zapotřebí znát návrhovou hodnotu některého z ukazatelů spolehlivosti např. index spolehlivosti β. Uvádí se v příslušných normách a je rozdílný pro jednotlivé mezní stavy. Index spolehlivosti β je měřítkem spolehlivosti a bývá v hojné míře používán v normativních předpisech.

Elementární index spolehlivosti podle Cornella (Rjanytrina) je definován jako převrácená hodnota variačního koeficientu rezervy spolehlivosti a stanoví se za předpokladu normality rozdělení veličiny Z podle vztahu:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}, \tag{2.26}$$

kde μ_Z je střední hodnota rezervy spolehlivosti. V případě nezávislých normálně rozdělených veličin R a E je uvedená střední hodnota dána vztahem:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_E \tag{2.27}$$

a σ_Z směrodatná odchylka rezervy spolehlivosti dána vztahem:

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2. \tag{2.28}$$

2.6 Pravděpodobnost poruchy

Teoretická pravděpodobnost poruchy je dána jako pravděpodobnost záporné rezervy spolehlivosti, tedy pravděpodobnosti, že náhodná veličina R nabude menší hodnoty než veličina E:

$$p_\mathrm{f} = P(R - E < 0) = P(Z < 0). \tag{2.29}$$

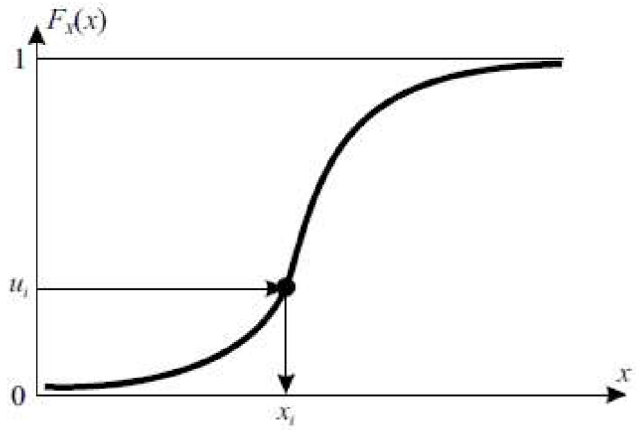
Pravděpodobnost poruchy je důležitým měřítkem spolehlivosti konstrukce, ale pro její přehlednější vyhodnocení se uvádí index spolehlivosti β. Pravděpodobnost poruchy byla využita pro zpětný dopočet indexu spolehlivosti u metody plochy odezvy, viz kapitola 2.8.

2.7 Simulační metody typu Monte Carlo

Společným rysem metod typu Monte Carlo jsou opakované numerické simulace řešeného problému, tedy opakované výpočty funkce mezního stavu $\mathbf{Z} = g(\mathbf{X})$, vždy s jiným vektorem vstupních náhodných veličin X. Náhodné veličiny jsou generovány podle svých teoretických modelů rozdělení pravděpodobnosti na základě generovaných náhodných čísel rovnoměrně rozložených na intervalu $\langle 0, 1 \rangle$ viz obr. 2.1.

2.7.1 Klasická metoda Monte Carlo

Tato metoda je velmi názorná a snadno přijatelná pro širokou technickou veřejnost. Ve své podstatě určitým způsobem simuluje reálné chování konstrukce. Je zřejmé, že přesnost odhadu pravděpodobnosti poruchy závisí na celkovém počtu simulací ve spojení s řádem výsledné pravděpodobnosti. Při odhadech malých pravděpodobností je však nutno provádět velký počet simulací.



Obr. 2.1 Generování náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce

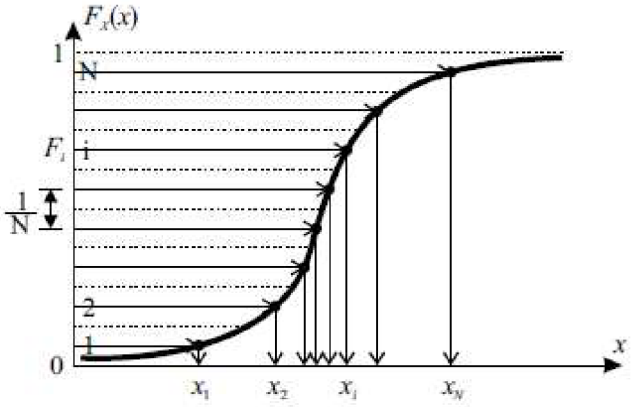
Postup:

- Generování jednotlivých realizací vektoru X_j, pro j-tou simulaci.
- Výpočet hodnoty funkce poruchy pro daný vektor náhodných veličin $g(X_j) = z_j$.
- Po provedení všech simulací získáme soubor výsledných hodnot funkce poruchy $\mathbf{Z} = (z_1, z_2, \dots, z_N)$, pro které se provede statistické vyhodnocení.
- Je-li $z \leq 0$, nastává porucha a celkový počet těchto případů, které nastanou v průběhu všech N simulací, označíme N_f. Pak podle elementární definice teoretické pravděpodobnosti poruchy lze pravděpodobnost poruchy odhadnout jako podíl:

$$p_\mathrm{f} = \frac{N_\mathrm{f}}{N_\mathrm{tot}}. \tag{2.30}$$

2.7.2 Metoda LHS

Pod zkratkou LHS (Latin Hypercube Sampling) se skrývá modifikovaná metoda typu Monte Carlo. Výhodou této metody je, že obvykle je zapotřebí nižší počet simulací při zachování významnosti odhadů statistických parametrů odezvy konstrukce. Proto tato metoda spadá do skupiny metod redukce rozptylu. Generování jednotlivých realizací vektoru X_j pro j-tou simulaci je znázorněn na obr. 2.2, z kterého je patrný rozdíl oproti klasické metodě Monte Carlo. Definiční distribuční funkce $\Phi(x_i)$ každé náhodné veličiny x_i je rozdělen na N intervalů o stejné pravděpodobnosti $1/N$.



Obr. 2.2 Rozdělení definičního oboru distribuční funkce – metoda LHS

Metoda LHS byla v práci využita pro generování hodnot náhodných veličin, které vstupovaly do výpočtového modelu v softwarovém nástroji ATENA a rovněž při generování části učící množiny (náhodné veličiny) umělé neuronové sítě. Důvod, proč byla upřednostněna metoda LHS před klasickou metodou Monte Carlo, je zmíněn v předešlém odstavci této podkapitoly – metoda LHS dokáže celistvě pokrýt prostor náhodné veličiny i při nízkém počtu simulací.

2.8 Metoda plochy odezvy

Aproximace funkce rezervy spolehlivosti, popřípadě funkce poruchy se aplikuje u případů, kdy vyčíslení původní funkce rezervy spolehlivosti je časově a výpočetně náročné, někdy i pracné. Dokáže základní úlohu zjednodušit, taktéž rozšířit o další možnosti analýz a snížit časovou a výpočetní náročnost.

Funkci poruchy lze aproximovat několika způsoby. Jelikož je inverzní analýza v předložené diplomové práci založena na metodě umělých neuronových sítí, byla tato metoda využita i pro aproximování funkce poruchy. Metoda plochy odezvy (Response Surface Method, RSM) založená na umělých neuronových sítích (Artificial Neural Network, ANN) vychází z obecné metodiky inverzní analýzy a postup výpočtu je rozdělen na dvě základní fáze – fázi aproximační, kdy je původní funkce poruchy nahrazena vhodnou neuronovou sítí, a fázi spolehlivostního výpočtu, kdy je neuronová

síť použita místo původní funkce poruchy při výpočtu ukazatelů spolehlivosti (indexu spolehlivosti a pravděpodobnosti poruchy).

Postup aproximace funkce poruchy pomocí ANN-RSM:

- Vygenerování náhodné realizace vstupních náhodných veličin pomocí metody LHS. Počet simulací závisí na složitosti úlohy a požadované přesnosti (jedná se přibližně o desítky simulací).
- Pro každou sadu realizací jednotlivých simulací je proveden výpočet původní funkce poruchy a její odpovídající náhodná výstupní hodnota.
- Učící množina umělé neuronové sítě se tedy skládá ze sady realizací jednotlivých simulací vstupních náhodných veličin a odpovídajících výstupních náhodných hodnot funkce poruchy – následuje vytvoření umělé neuronové sítě a využití takto získané učící množiny pro naučení sítě některou z optimalizačních metod.
- Struktura umělé neuronové sítě je tvořena z počtu vstupů sítě N_{in} (dán počtem vstupních náhodných veličin), počtu výstupů sítě N_{out} (ve většině případů jen jeden neuron odpovídající hodnotě funkce poruchy) a počtu skrytých vrstev obsahujících dostatečný počet neuronů k naučení sítě.
- Naučená neuronová síť je použita jako náhradní model/funkce poruchy pro následnou spolehlivostní analýzu. Klasickou metodou Monte Carlo (možnost využití i jiných simulačních a aproximačních metod) je poté získávána pravděpodobnost poruchy, jejíž hodnota je následně převedena na index spolehlivosti β. Jelikož aproximovaná funkce poruchy dovoluje poměrně rychlý výpočet, lze v případě využití klasické metody Monte Carlo nastavit poměrně vysoký počet simulací vstupních náhodných veličin.

Po dokončení aproximace funkce poruchy pomocí plochy odezvy a následném provádění inverzní analýzy je využívána metoda LHS při generování první části učící množiny (náhodné realizace veličin) umělé neuronové sítě a u druhé části učící množiny (výpočty hodnot indexů spolehlivosti β pro jednotlivé simulace z první části učící množiny) klasická metoda Monte Carlo. Vzhledem k tomu, že byla aproximovaná funkce poruchy jednoduchá a její vyčíslení nebylo časově náročné, mohl být počet simulací klasickou metodou Monte Carlo nastaven na hodnotu sto tisíc (využití v kapitole 6.6). Tím bylo dosaženo přijatelné přesnosti výpočtu hodnot indexů spolehlivosti β učící množiny umělé neuronové sítě. Metoda LHS není účinná při výpočtu velmi malých pravděpodobností poruch, proto byla pro tento výpočet vybrána klasická metoda Monte Carlo.

2.9 Metody citlivostní analýzy

Pomocí citlivostní analýzy lze zjistit vliv změny vstupní veličiny na konečný výsledek, tzn., jak důležitou roli hraje vstupní veličina v řešeném problému. V případě zanedbatelného vlivu parametru lze náhodnou veličinu považovat za deterministickou (nenáhodnou).

Na řešené konstrukci byla po aplikování první metody inverzní analýzy provedena základní citlivostní analýza ve formě grafického zobrazení závislosti, která byla poté postupně doplněna o další pokročilejší analýzy (Lehký a kol. 2017 [18]) viz kapitola 6.5.2. Použitými citlivostními metodami byly neparametrická pořadová korelace dle Spearmana, analýza citlivosti založená na souboru neuronových sítí a analýza citlivosti z hlediska variačního koeficientu.

Neparametrická pořadová korelace dle Spearmana

Metoda vychází z předpokladu, že náhodná veličina, která nejvíce ovlivňuje konečný výsledek odezvy (pozitivně nebo negativně), bude mít vyšší korelační koeficient než ostatní proměnné. Při tomto způsobu je možno aplikovat jednoduchou metodu Monte Carlo, avšak dokonalejší metody stratifikované simulace, např. Latin Hypercube Sampling (LHS), jsou výhodnější.

Neparametrická korelace je více robustní než lineární korelace, odolnější vůči vadám v datových souborech a také nezávislá na rozdělení pravděpodobnosti příslušných souborů. Vzhledem k tomu, že model pro strukturální odezvu je obecně nelineární, je pomocí Spearmanova korelačního koeficientu použita neparametrická pořadová korelace:

$$r_{\mathrm{s},i} = 1 - \frac{6\sum_{j=1}^{N}\left(q_{ji}-p_j\right)^2}{N^3-N}, r_{\mathrm{s},i} \dots [-1,1], \tag{2.31}$$

kde q_{ji} je pozice reprezentativní hodnoty náhodné proměnné X_i v uspořádaném vzorku N simulovaných hodnot použitých v j-té simulaci, p_j je pozice proměnné odezvy získané ve stejné simulaci.

Analýza citlivosti založená na souboru neuronových sítí

V této metodě je citlivost parametrů sledována pomocí změny výkonnosti neuronové sítě při malé změně jednotlivých parametrů. Je obtížné, aby jedna neuronová síť dosáhla přesného výsledku citlivosti parametru (nejistota modelování neuronových sítí), proto je využívána skupina předem zvolených sítí. Konkrétně se zde využívá tzv. souboru neuronových sítí (Neural Network Ensemble, NNE), které jsou naučeny na stejných datech nezávisle na sobě. Důvodem je zlepšení obecných vlastností náhradního modelu v porovnání s jednou samostatnou sítí. Ta vzhledem k nejistotám vstupních parametrů modelu sítě (počty vrstev, neuronů, náhodná inicializace vah a prahových hodnot atd.) může vykazovat určitou nestabilitu, která se následně projeví na přesnosti hodnot citlivostních koeficientů.

Postup metody citlivostní analýzy založené na souboru neuronových sítí lze rozdělit do následujících kroků:

- Empirický výběr vhodných typů neuronových sítí tvořící tzv. zdroje souboru, a to zejména s ohledem na schopnost a efektivitu při řešení nelineárních problémů.
- Z každého zdroje jsou vytvořeny různé varianty struktur sítí a pro každou z nich pak tzv. skupina kandidátů pro citlivostní analýzu.
- Z každé skupiny kandidátů je následně vybrána podmnožina sítí s nejlepšími vlastnostmi odpovídajícími nejmenší chybě získané při procesu učení sítě.
- Následně je pro každou veličinu stanoveno celkové skóre a na jeho základě vytvořeno pořadí veličin. Výsledné pořadí veličin pak určuje jejich celkovou citlivost.

Analýza citlivosti z hlediska variačního koeficientu

Citlivost odezvy na náhodnou proměnlivost vstupních náhodných veličin lze kvantifikovat porovnáváním variačních koeficientů. Numerická simulace se provádí za předpokladu, kdy pouze náhodná veličina X_i je uvažována jako náhodná a ostatní veličiny jsou brány do výpočtu (dočasně) pouze svými středními hodnotami, tedy jako nenáhodné. Numerickou simulací se získá statistický soubor odezvy konstrukce (napětí, deformace, aj.) R_j (j = 1, 2,…, N), kde N je počet simulací. Tento soubor lze statisticky zpracovat a získat tak střední hodnotu a směrodatnou odchylku odezvy, na jejichž základě vypočteme dílčí podmínečný variační koeficient odezvy COV_{Ri} (za podmínky, že pouze i-tá veličina je náhodná). Faktor citlivosti α_i^{COV} lze pak definovat srovnáním variačních součinitelů podle vztahu

$$\alpha_i^{COV} = \frac{COV_{R_i}}{COV_{X_i}}, \tag{2.32}$$

kde COV_{Xi} je variační koeficient vstupní náhodné proměnné.

Jestliže je M veličin uvažováno náhodně, pak lze výsledný variační koeficient odezvy COV_R získat pomocí přibližného vztahu, který je založen na sumaci dílčích variačních součinitelů:

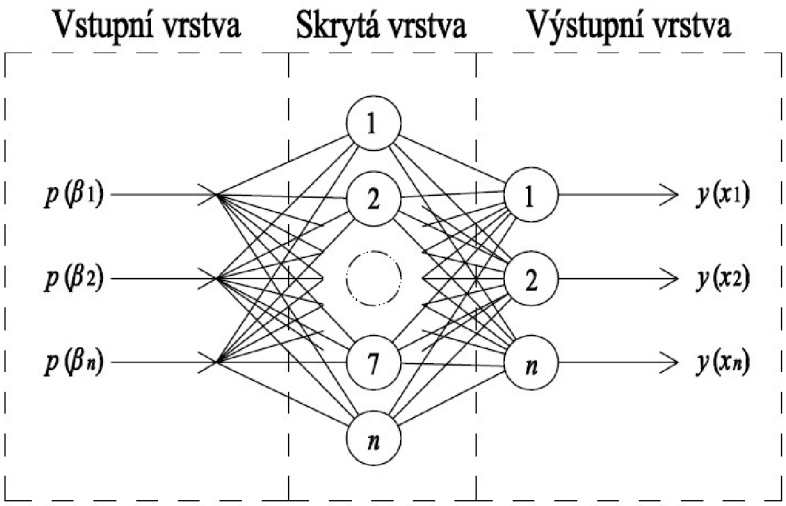
$$COV_R \cong \sqrt{\sum_{i=1}^{M} \left(\alpha_i^{COV} COV_{X_i}\right)^2}. \tag{2.33}$$

Tento absolutní vliv je ovlivněn hodnotami variačních koeficientů COV_{Xi} a je možno jej výhodně prezentovat v procentuálním vyjádření (COV_R = 100%). Ukazuje, jaký je podíl vlivu jednotlivých vstupních náhodných veličin na výsledném variačním koeficientu odezvy konstrukce.

3 Umělé neuronové sítě

3.1 Úvod do neuronových sítí

Za umělou neuronovou síť se obecně považuje taková struktura pro distribuované paralelní zpracování dat, která se skládá z jistého, obvykle velmi vysokého, počtu vzájemně propojených výkonných prvků. Každý z nich může současně přijímat libovolný konečný počet různých vstupních dat. Na další výkonné prvky může předávat libovolný konečný počet shodných informací o stavu svého jediného, avšak velmi rozvětveného výstupu. Každý výkonný prvek transformuje vstupní data na výstupní podle jisté přenosové funkce. Přitom se též může uplatnit obsah jeho lokální paměti (Lehký 2006 [6]).



Obr. 3.1 Schéma obecné struktury umělé neuronové sítě

Umělé neuronové sítě jsou prostředkem k provádění inverzní analýzy. Využívají se u náročnějších návrhů konstrukcí, kde nelze provést inverzní analýzu analyticky či metodou pokus–omyl. K základním softwarovým nástrojům, založeným na této metodě, patří DLNNET. Umělé neuronové sítě se většinou skládají ze vstupní, skryté a výstupní vrstvy sítě, viz obr 3.1. Skryté vrstvy sítě mohou být i dvě. Druhá taková vrstva se používá až v případě, kdy síť s jednou skrytou vrstvou neposkytuje dostatečně přesnou aproximaci řešené úlohy. Každý neuron v jedné vrstvě je propojen se všemi neurony v další nebo předcházející vrstvě. Uvnitř vrstvy nejsou neurony vzájemně propojeny. Každé takovéto propojení dvou neuronů je definováno váhovým koeficientem, ke kterému je připočítána prahová hodnota neuronu. Při inverzní analýze konstrukcí je počet neuronů ve vstupní a výstupní vrstvě sítě závislý na počtu hledaných návrhových parametrů a počtu stanovených indexů spolehlivostí. Ve skrytých vrstvách sítě závisí počet neuronů do jisté míry na počtu neuronů ve vstupních a výstupních vrstvách sítě.

3.2 Přenosové funkce

Jak je již zmíněno v textu výše, umělé neuronové sítě se skládají z různých vrstev o různém počtu neuronů. Aby si mohly předávat postupně informace, je zapotřebí jim přiřadit přenosovou funkci, kterou má vždy skrytá a výstupní vrstva sítě. Vstupní nikoliv. Mezi základní přenosové funkce patří funkce lineární a hyperbolický tangens. Dalšími jsou dvouhodnotová funkce a sigmoid (logistická funkce).

Lineární funkce

Lineární přenosovou funkci popisuje rovnice:

$$f_x = ax. \tag{3.1}$$

Její derivace je rovna konstantě a udávající její sklon:

$$\frac{\mathrm{d}f(x)}{\mathrm{d}x} = a. \tag{3.2}$$

Hyperbolický tangens (symetrický sigmoid)

Hyperbolický tangens má stejný tvar jako tzv. symetrický sigmoid, tj. sigmoid roztažený tak, aby měl na ose y rozsah 2 a posunutý o 1 směrem dolů, takže jeho hranice jsou mezi -1 a 1. Pokud nazveme $g(x)$ standardním sigmoidem, pak pro symetrický sigmoid platí:

$$f(x) = 2g(x) - 1 = \frac{2}{1 + \mathrm{e}^{-2x}} - 1. \tag{3.3}$$

Rovnice hyperbolického tangensu:

$$f(x) = \frac{\mathrm{e}^{x} - \mathrm{e}^{-x}}{\mathrm{e}^{x} + \mathrm{e}^{-x}} = \frac{\mathrm{e}^{2x} - 1}{\mathrm{e}^{2x} + 1}. \tag{3.4}$$

Jeho derivaci dostaneme:

$$\frac{\mathrm{d}f(x)}{\mathrm{d}x} = 1 - f(x)f(x). \tag{3.5}$$

Všechny použité umělé neuronové sítě měly na výstupní vrstvě lineární přenosovou funkci. Ve skryté vrstvě byla použita funkce lineární nebo hyperbolický tangens. Lineární funkce vede k rychlejšímu, avšak ne vždy úplně přesnému naučení sítě. Záleží na typu úlohy, která se řeší – lineární či nelineární.

3.3 Učení umělé neuronové sítě

Umělá neuronová síť pracuje v zásadě ve dvou fázích – aktivní a adaptivní. V aktivní fázi vstupuje do sítě signál, který prochází celou sítí od neuronu k neuronu skrze spojové cesty, a ve výstupní vrstvě obdržíme požadovaný výstupní signál. Aby bylo možné tuhle fázi provést, je nutné mít správně nastaveny váhy jednotlivých spojových cest a prahové

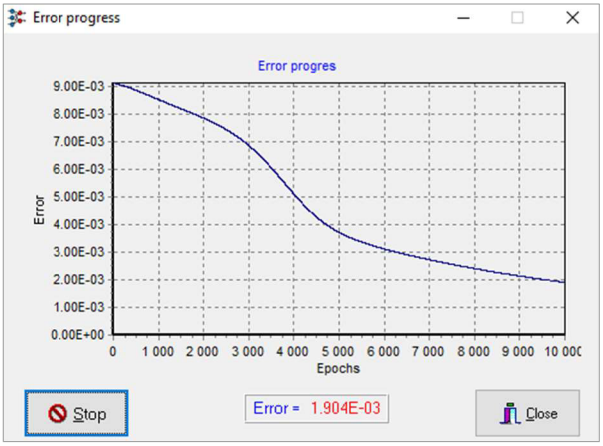
hodnoty jednotlivých neuronů. K tomu se využívá druhá fáze, při níž se hodnoty vah a prahů učí (nebo také trénují).

Učení je v zásadě dvojího typu: s učitelem a bez učitele. K učení dopředného vícevrstvého perceptronu se používá učení s učitelem. To znamená, že síť se učí na základě tzv. učící množiny, tj. množiny uspořádaných dvojic $[p_i; y_i]$, kde y_i je výstupní vektor, kterým očekáváme, že síť odpoví na vstup p_i. Učení pak spočívá v minimalizaci kritéria:

$$E = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{N}\sum_{k=1}^{K}(y_{ik}^{0} - y_{ik}^{*})^2, \tag{3.6}$$

kde N značí počet uspořádaných dvojic (sad) "vstup–výstup" v učící množině, y_{ik}^{*} je požadovaná výstupní hodnota k–tého výstupního neuronu při i–tém vstupu a y_{ik}^{0} je skutečná výstupní hodnota (při tomtéž vstupu).

K minimalizaci kritéria E se používají některé optimalizační metody. Může se jednat o gradientní metody, stochastické metody nebo metody založené na umělé inteligenci a jejich vzájemné kombinace (Lehký 2006 [6]).



Obr. 3.2 Průběh učení umělé neuronové sítě gradientní metodou se setrvačností v programu DLNNET

Použitými optimalizačními metodami při učení sítí byly gradientní metoda se setrvačností (obr. 3.2) nebo genetické algoritmy. Gradientní metoda se setrvačností nejlépe fungovala, když skrytá vrstva sítě obsahovala lineární přenosovou funkci. Naopak pokud skrytá vrstva sítě obsahovala hyperbolický tangens, jevila se daleko lépe jako optimalizační metoda genetické algoritmy, kterými se dokázala naučit síť i s lineární přenosovou funkcí ve skryté vrstvě.

V některých případech byla použita kombinace optimalizačních metod. Síť se ze začátku učila pomocí genetických algoritmů, postupným trénováním se podařilo síť naučit na určitou hodnotu chyby a poté byla síť doučena gradientní metodou se setrvačností. Touto kombinací optimalizačních metod se trénování sítě urychlilo.

4 Softwarové nástroje

K provádění inverzní analýzy při pravděpodobnostním návrhu vybraných parametrů bylo zapotřebí využití některých softwarových nástrojů. Každý z nich plní v inverzní analýze určitou funkci a postupně na sebe navazují, případně jsou navzájem propojeny.

K inverzní analýze, kdy byl index spolehlivosti β počítán dle Cornella (kapitola 6.4), byly využity programy SARA Studio a DLNNET. SARA Studio obsahuje softwarový nástroj FReET (stochastická část) a ATENA (výpočtová část MKP). Inverzní analýza založená na metodě plochy odezvy (kapitola 6.6) využívá k výpočtům softwarové nástroje FReET, IRel a DLNNET.

4.1 FReET

Jedná se o software určený ke stochastické analýze. Jsou v něm definovány jednotlivé vlastnosti vybraných parametrů vstupující do výpočtů (střední hodnoty, směrodatné odchylky, variační koeficienty, spojité rozdělovací funkce aj.). Další možností je zavedení statistické závislosti mezi vybrané parametry pomocí korelačního koeficientu v korelační matici. Pomocí stratifikované simulace LHS jsou generovány náhodné realizace veličin a ty poté využity ve výpočetním modelu analyzovaného problému. Vkládání analyzovaných funkcí lze buď přímým zadáním do vestavěného editoru, nebo pomocí knihovny DLL. Program FReET je využíván i k zpětné vazbě při kontrole výsledků učení sítě, kdy dosažené výstupní hodnoty sítě se dosadí místo návrhových hodnot hledaných parametrů a klasickou simulační metodou Monte Carlo se ověří velikost pravděpodobnosti poruchy p_f, ze které se stanoví index spolehlivosti β.

V metodě analýzy plochy odezvy se jakožto knihovna DLL v softwaru FReET používá umělá neuronová síť. Neuronovou sítí se aproximuje původní funkce poruchy a takto aproximovanou funkci lze využít k inverzní analýze a rovněž k zmíněné kontrole dosažených výstupních hodnot sítí pomocí klasické metody Monte Carlo.

4.2 ATENA

Program ATENA je založen na metodě konečných prvků (MKP). Je určen především pro betonové konstrukce. Ať už z prostého betonu, železobetonu či předpjatého betonu. Výhodou je poměrně přehledné uživatelské rozhraní, kdy jedna část je zaměřena na modelování konstrukce (v předložené diplomové práci 2D model), další na výpočetní analýzu konstrukce a poslední na vyhodnocení dosažených výsledků.

Každá analyzovaná konstrukce se musí v prvním kroku vymodelovat. Výpočetní model by měl co nejpřesněji odpovídat skutečné konstrukci. V programu ATENA se nejprve nadefinují vlastnosti jednotlivých použitých materiálů a poté se pomocí nabídnutých funkcí vytvoří vlastní tvar konstrukce (pruty, nosníky, rámy, podpory,

vyztužení, síť konečných prvků aj.). Nadefinované vlastnosti materiálů se následně propojí s vlastním tvarem konstrukce. Pomocí zatěžovacích stavů se konstrukce zatíží (vlastní tíha, síly, podpory, deformace, teplota, smrštění a předpětí). Před samotnou výpočetní analýzou konstrukce se definují výpočtové kroky (počet kroků, parametry výpočtu, koeficient výpočtového kroku a které zatěžovací stavy budou v postupných krocích výpočtu) a monitory či řezy (z důvodu možnosti sledování chování konstrukce v určitých místech, např. průběh napětí). Dalším krokem je samotný výpočet a následným vyhodnocením dosažených výsledků se celkově uzavře analýza výpočtového modelu.

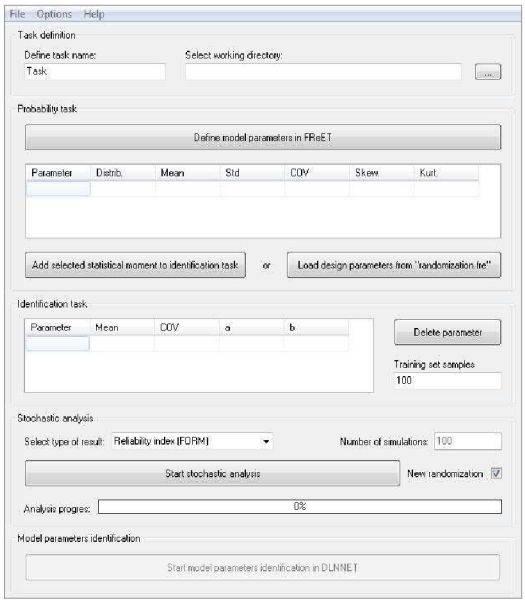
4.3 SARA Studio

SARA Studio řídí komunikaci mezi programy ATENA a FReET. Propojením softwarových nástrojů ATENA a FReET lze vstupní parametry výpočtového modelu znáhodnit a získat tak stochastický výpočtový model.

Vytvořením nového projektu a zvolením jeho umístění v adresáři se zahájí tvorba stochastického výpočtového modelu pomoci softwarového nástroje SARA Studio. Poté se vybere již vytvořený výpočtový model v programu ATENA, dále se zvolí vstupní náhodné veličiny, které se následně pomocí programu FReET náhodně realizují. Bohužel ne všechny vstupní parametry konstrukce v softwaru ATENA lze znáhodnit využitím řídícího softwaru SARA Studio (např. hodnoty předpínacích sil nebo koeficient zatěžovacího stavu) a proto se náhodná realizace těchto parametrů provede samostatně v programu FReET a individuálně dosadí do jednotlivých vytvořených simulací výpočtového modelu v programu ATENA. Poslední funkcí, kterou umožňuje SARA Studio je postupný výpočet znáhodněných výpočtových modelů pomoci softwaru ATENA.

4.4 IRel

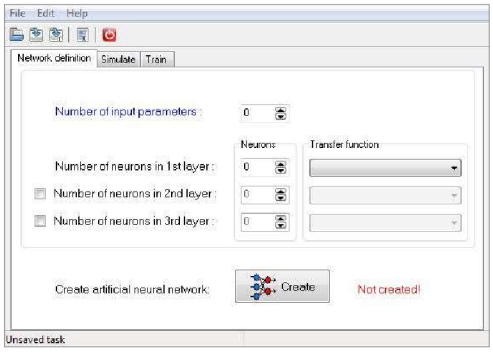
Základním nástrojem pro inverzní analýzu je program IRel (obr. 4.1). V něm se definuje inverzní úloha a řídí komunikace mezi programy FReET a DLNNET. Programem IRel se provádí za pomocí softwarového nástroje FReET znáhodnění hledaných parametrů a vytvoření učící množiny. Znáhodnění se provádí pro zvolenou pravděpodobnostní charakteristiku vybraného parametru (střední hodnota, směrodatná odchylka aj.). Pro znáhodnění se používá rovnoměrná spojitá rozdělovací funkce, která je ohraničena body a a b (interval lze zvolit dle potřeby uživatele, výhodou je kratší interval, ale s možností výskytu hledané hodnoty návrhového parametru). Hledaný návrhový parametr je poté postupně dosazován z daného intervalu rovnoměrné rozdělovací funkce do analyzovaného problému, proběhne analýza funkce poruchy pomoci některé simulační nebo aproximační metody (v případě metody RSM byla využita klasická metoda Monte Carlo) a ke každé hodnotě hledaného návrhového parametru se přiřadí spolehlivostní ukazatel (pravděpodobnost poruchy p_f nebo index spolehlivosti β). Tím se vytvoří učící množina, kterou využívá program DLNNET k učení sítě.



Obr. 4.1 Uživatelské rozhraní softwaru IRel

4.5 DLNNET

K učení a simulaci umělé neuronové sítě se používá softwarový nástroj DLNNET (obr. 4.2). Základním požadavkem je samotné vytvoření sítě. Většina sítí má ze začátku vždy jednu skrytou vrstvu. Z počtu řešených mezních stavů inverzní analýzou je odvozen počet vstupních neuronů sítě a podle množství hledaných návrhových parametrů počet výstupních neuronů sítě. Na základě počtu vstupních a výstupních neuronů sítě se zvolí počet neuronů ve skryté vrstvě. Důležitým prvkem jsou přenosové funkce. Skrytá vrstva sítě obsahovala přenosovou funkci lineární nebo hyperbolický tangens. Ve výstupní vrstvě byla u všech trénovaných sítí použita lineární přenosová funkce. Při samotném učení sítě se využívá učící množina vytvořená v programu IRel. Podle počtu simulací hledaných návrhových parametrů se nastaví počet tréninkových setů. Váhy a prahy se u nového učení sítě nastavují náhodně a postupným učením sítě se jejich hodnoty mění. Pokud je síť jen částečně naučena, lze se k učení vrátit s již získanými hodnotami vah a prahů (za předpokladu, že je zachován textový soubor s těmito hodnotami nebo máme danou síť uloženou). Simulací sítě, pro zvolené vstupní veličiny, se dosáhne hledaných hodnot návrhových parametrů sítě.



Obr. 4.2 Uživatelské rozhraní programu DLNNET

5 Inverzní analýza spolehlivosti

Zavedení vstupních nejistot při návrhu konstrukcí lze dle současných předpisů a doporučení provést buď deterministickým, nebo pravděpodobnostním přístupem. Oba přístupy od sebe odlišuje rozdílné definování vstupních hodnot pro samotnou analýzu konstrukcí a také následné posouzení účinků zatížení.

Rovněž analýza konstrukcí nabízí dvě možnosti. Metodu "pokus–omyl" a přímou inverzní analýzu, např. založenou na pravděpodobnostním přístupu s využitím umělých neuronových sítí. Uvedené metody analýz jsou v mnoha ohledech rozdílné, viz níže.

Běžný inženýrský postup návrhu konstrukce je založen na aplikaci metody "pokus–omyl". To znamená, že se pro danou konstrukci navrhnou průřezové a materiálové charakteristiky a výpočtem se ověří, zda konstrukce vyhoví či nevyhoví. Dimenzování konstrukcí běžným inženýrským postupem se provádí deterministicky (normy ČSN EN, ČSN ISO atd.). I když jsou vstupní návrhové parametry deterministické, mají v sobě zahrnut i vliv nejistot (používají se jejich 5% a 95% kvantily, součinitele bezpečnosti apod.). Pravděpodobnostní přístup u metody "pokus–omyl" by byl příliš pracný a složitý.

Inverzní analýzou lze navrhnout konstrukci jak deterministicky, tak pravděpodobnostně. U jednodušších konstrukcí lze provést inverzní analýzu odvozením vybraného návrhového parametru z deterministické podmínky spolehlivosti. Složitěji definované konstrukce by bylo příliš pracné takto navrhnout, proto se využívají pokročilejší metody, např. metoda založená na umělých neuronových sítí. Metoda umělých neuronových sítí převážně využívá pravděpodobnostní návrh konstrukcí. Vstupní návrhové veličiny jsou definovány pravděpodobnostní rozdělovací funkcí (pracuje se středními hodnotami parametrů, jejich směrodatnými odchylkami apod.). Pomoci stochastického modelu lze vytvořit učící množinu (libovolný počet uspořádaných dvojic), která je nezbytná pro trénování umělé neuronové sítě. Deterministickým přístupem nelze tyto uspořádané dvojice (index spolehlivosti β a hledaný návrhový parametr) získat.

Cílem inverzní úlohy je najít hodnoty vstupních návrhových parametrů $\mathbf{X}$ tak, aby byla získána odpovídající (známá či požadovaná) odezva či spolehlivost systému $\mathbf{Y}$:

$$\mathbf{X} = f^{-1}(\mathbf{Y}). \tag{5.1}$$

Hlavním principem použité metody pro řešení inverzní spolehlivosti je aproximace inverzní funkce uvedené v rovnici 5.1 pomocí náhradního modelu, kterým je umělá neuronová síť. Pak inverzní úloha (5.1) nabývá tvaru:

$$\mathbf{X} = f_{\mathrm{ANN}}^{-1}(\mathbf{Y}), \tag{5.2}$$

kde f_{ANN}^{-1} představuje aproximaci původní inverzní funkce pomocí umělé neuronové sítě.

5.1 Postup inverzní analýzy spolehlivosti

Předložená diplomová práce řeší dvě varianty inverzní analýzy lišící se postupem stanovení ukazatelů spolehlivosti (kapitoly 6.4 a 6.6). První varianta je založena na využití softwarových prostředků SARA Studia a stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella s využitím simulační metody LHS viz dále.

Postup inverzní analýzy se stanovením indexu spolehlivosti dle Cornella:

- Vytvoření stochastického modelu v programu FReET (definování vstupních náhodných veličin řešené konstrukce). Stanovení příslušných mezních stavů a hodnoty jejich směrných ukazatelů spolehlivosti.
- Zvolení hledaných náhodných parametrů a vytvoření nového stochastického modelu v softwaru FReET, který obsahuje jen hledané náhodné veličiny. Simulační metodou LHS se vygenerují náhodné realizace hledaných parametrů (desítky simulací), kdy pravděpodobnostní rozdělení je u všech hledaných náhodných veličin rovnoměrné. Interval rovnoměrného rozdělení je zvolen s ohledem na danou úlohu. Realizací hledaných parametrů vzniká první část učící množiny umělé neuronové sítě.
- Vytvoření výpočtového 2D modelu v programu ATENA.
- Hodnoty vygenerované náhodné realizace hledaných parametrů jsou postupně dosazovány do stochastického modelu v programu FReET, jenž obsahuje všechny náhodné veličiny. Tím de facto vznikne nový stochastický model pro každou simulaci z realizace hledaných návrhových parametrů. Ostatní náhodné veličiny zůstávají vždy neměnné.
- Přes řídící program SARA Studio dochází ke komunikaci mezi softwary FReET a ATENA. Simulační metodou LHS se nejprve získají náhodné realizace všech náhodných veličin (desítky simulací) v programu FReET a hodnoty realizací jsou poté postupně importovány přes program SARA Studio do výpočtového deterministického modelu vytvořeného v programu ATENA. Některé náhodné veličiny nelze znáhodnit přes řídící program SARA Studio, a proto jsou znáhodněny samostatně. Do programu ATENA jsou hodnoty simulací těchto náhodných veličin vkládány individuálně. Celý proces se opakuje pro každou simulaci z realizace hledaných návrhových parametrů.
- Analýzy výpočtového modelu v softwaru ATENA (dohromady stovky simulací) a vyhodnocení dosažených výsledků (zatížitelnost konstrukce) dle požadovaných mezních stavů.
- Ke každé vygenerované simulaci hledaných návrhových parametrů ze samostatného stochastického modelu (rovnoměrné pravděpodobnostní rozdělení) je z dosažených výsledků přiřazen index spolehlivosti β dle Cornella. Uspořádané dvojice jsou použity jako učící množiny pro trénování sítí.
- Vytvoření sítí v softwarovém nástroji DLNNET a jejich postupné učení.
- Po úspěšném naučení sítí jsou dosažené výsledky kontrolovány opětovnou analýzou přes řídící program SARA Studio. Získané hodnoty hledaných

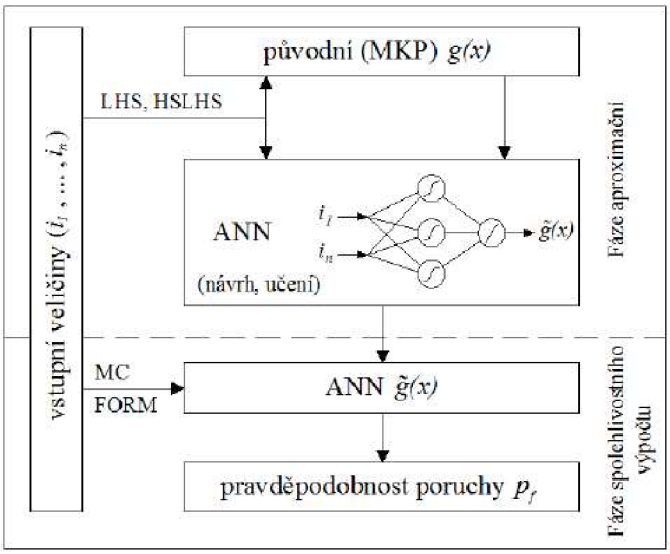
návrhových parametrů jsou dosazeny do stochastického modelu obsahující všechny náhodné veličiny, proběhne znáhodnění simulační metodou LHS a následnou analýzou výpočtového modelu se získá index spolehlivosti β dle Cornella, který je porovnán s požadovanou hodnotou.

5.2 Postup inverzní analýzy s využitím aproximované funkce poruchy

Druhá varianta inverzní analýzy představuje rozšíření předchozího postupu. Stanovení ukazatele spolehlivosti je založené na aplikaci metody plochy odezvy s využitím umělých neuronových sítí. Pravděpodobnost poruchy se stanovuje pomoci metody Monte Carlo a aproximované funkce viz dále.

Postup inverzní analýzy s použitím metody plochy odezvy (obr. 5.1):

- Z předchozí varianty inverzní analýzy jsou převzaty hodnoty simulací vstupních náhodných veličin a k nim odpovídající hodnoty zatížitelnosti konstrukce. Hodnoty směrných ukazatelů spolehlivosti pro jednotlivé mezní stavy zůstávají stejné jako v předchozí variantě.
- Citlivostní analýzou se vyloučí vstupní náhodné veličiny, které nemají vliv na odolnost konstrukce v daných mezních stavech.
- Sestaví se stochastický model (program FReET) ze vstupních náhodných veličin ovlivňujících odolnost konstrukce pro analyzované mezní stavy.
- Aproximuje se funkce poruchy metodou RSM s využitím umělých neuronových sítí viz kapitola 2.8. Aproximovaná funkce poruchy se používá v programu FReET jako soubor DLL (obsahuje naučenou umělou neuronovou síť), který slouží pro spolehlivostní analýzu konstrukce.
- Programem IRel se za pomoci stochastického nástroje FReET znáhodní hledané parametry metodou LHS (desítky simulací). Pro jednotlivé simulace hledaných parametrů se provede analýza aproximované funkce poruchy klasickou metodou Monte Carlo (vysoký počet simulací), která přiřadí k jednotlivým simulacím hodnotu indexu spolehlivosti β. Tímto vzniknou uspořádané dvojice (učící množina), které se používají pro učení umělé neuronové sítě.
- Vytvoření sítí v softwarovém nástroji DLNNET a jejich postupné učení. Kontrolu, zda umělá neuronová síť během učení konverguje k požadovaným výsledkům, lze provést dosazením získaných hodnot hledaných parametrů do stochastického modelu (FReET) a provedením analýzy aproximované funkce poruchy klasickou metodou Monte Carlo (stejný počet simulací jako v předchozím bodu postupu) se získá hodnota pravděpodobnosti poruchy p_f pro daný mezní stav. Hodnota pravděpodobnosti poruchy p_f se poté přepočítá na hodnotu indexu spolehlivosti β, jenž se porovná s požadovanou hodnotou.



Obr. 5.1 Schéma postupu výpočtu ukazatelů spolehlivosti pomocí metody ANN-RSM

Metoda RSM (druhá metoda) v porovnání s první metodou (simulační – využití softwarových prostředků SARA Studia a stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella s využitím simulační metody LHS) má nespornou výhodu – dokáže výrazně uspořit čas. První metoda je časově náročnější (osm set simulací pro učení sítě a dalších několik desítek simulací pro získání ukazatele spolehlivosti a ověření správného naučení sítě), kdy jedna simulace v programu ATENA zabere přibližně patnáct až dvacet minut, zatímco u druhé metody v softwarovém nástroji FReET trvá výpočet ukazatele spolehlivosti klasickou metodou Monte Carlo (sto tisíc simulací) za pomoci aproximované funkce poruchy přibližně deset vteřin.

Další výhodou metody RSM je možnost různých variant analýz dané konstrukce, aniž by se musela provádět další aproximace původní funkce poruchy, jestliže stochastický model pro RSM obsahuje potřebné náhodné veličiny a aproximace funkce je dostatečně přesná. Od libovolných hledaných návrhových parametrů, přes jejich jakékoliv momentové parametry (střední hodnoty aj.) až po snadnou změnu stanovené hodnoty zatížitelnosti konstrukce viz kapitola 6.6. První metoda dovoluje pouze snadnou změnu stanovené hodnoty zatížitelnosti konstrukce (kapitola 6.4). Ostatní zmíněné varianty jsou možné jen při novém znáhodnění hledaných návrhových parametrů, což znamená nový výpočet simulací v programu ATENA.

Vzhledem k tomu, že z první metody inverzní analýzy jsou převzaty hodnoty simulací vstupních náhodných veličin a k nim odpovídající hodnoty zatížitelnosti konstrukce, dává osm set simulací možnost k poměrně přesné aproximaci původní funkce poruchy (metoda RSM). V některých jiných případech, kdy časová náročnost výpočtů jednotlivých simulací výpočtového modelu může být až v řádech hodin, by počet simulací byl nižší, řádově desítky. Za těchto okolností by aproximace funkce nemusela být přesná a musel by se případně navýšit počet simulací, či vyhodnotit, zda není nutné provést jinou změnu v dané úloze.

6 Aplikace inverzní analýzy pro návrh vybraných parametrů konstrukce mostu

Metoda inverzní analýzy byla aplikována pro návrh vybraných parametrů již existující konstrukce mostu. V minulosti byl proveden podrobný diagnostický průzkum konstrukce, ze kterého byly poté odvozeny některé vstupní náhodné veličiny (stochastický model v softwaru FReET) a rovněž byl vytvořen deterministický výpočtový model v softwaru ATENA.

Pro účely předložené práce byl stochastický a výpočtový model převzat z již předchozích analýz (Lehký a kol. 2013 [16]) a využit k návrhu vybraných parametrů konstrukce pomocí inverzní analýzy. Návrh byl proveden dvěma metodami inverzní analýzy, které od sebe odlišuje způsob stanovení ukazatelů spolehlivosti, viz dále.

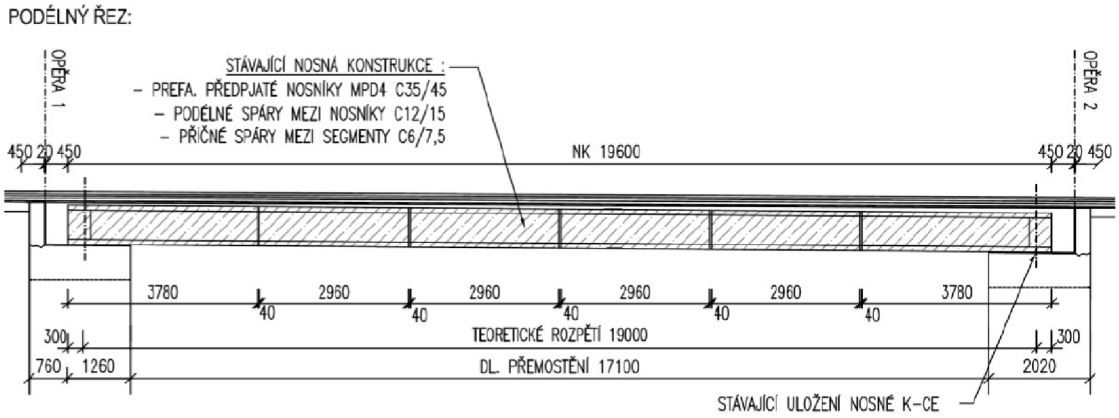
6.1 Popis analyzované konstrukce

Řešená konstrukce (obr. 6.1 až 6.3) se nachází před obcí Uherský Ostroh a slouží k přemostění pozemní komunikace přes železniční trať Českých drah. Jedná se o jednopólový deskový most, který je vyztužen předpínacími lany (předpjatá betonová konstrukce). Rok výstavby mostu není znám (cca 1955 až 1960). Stavební dokumentace objektu se nezachovala. V letech 2006 a 2007 byl na mostě proveden podrobný diagnostický průzkum. Z důvodů diagnostikovaných poruch v hydroizolaci nosné konstrukce a nízké zatížitelnosti byla v roce 2012 provedena celková rekonstrukce mostu. Ta spočívala zejména v zesílení mostu v podobě realizace spřažené železobetonové desky. Předložená diplomová práce se zabývá analýzou mostní konstrukce před provedením rekonstrukce v roce 2012.

Obr. 6.1 Pohled na levou stranu mostu – směr od Brna k Uherskému Hradišti

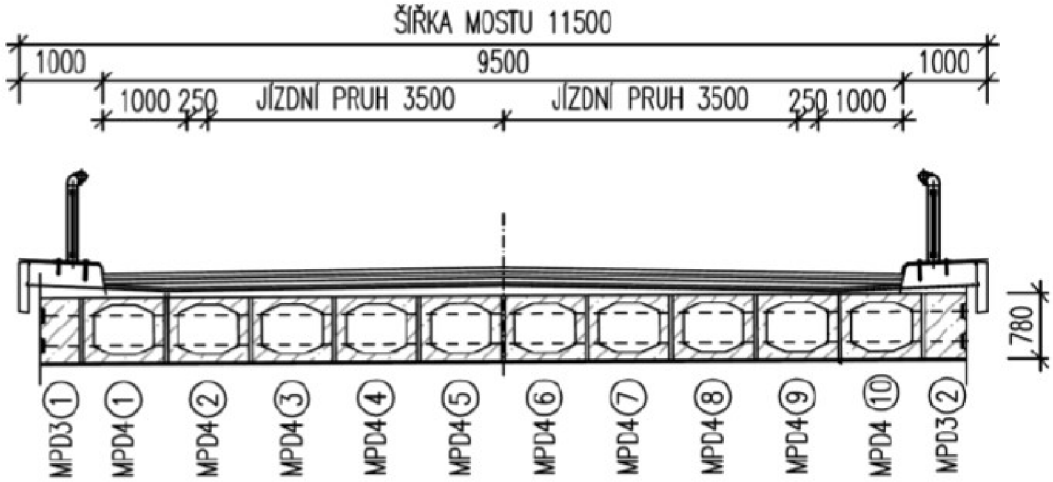
Přibližně vodorovně prostě uložená deska vytváří nosnou konstrukci mostu. Deska se skládá z dvanácti typových prefabrikovaných dodatečně předpjatých nosníků typu MPD3 (krajní) a MPD4 (mezilehlé), jejichž teoretické rozpětí činí 19 metrů.

Nosníky byly složeny dohromady přímo na stavbě. Krajní nosníky MPD3 ze tří segmentů a mezilehlé MPD4 ze šesti segmentů. Spolupůsobení jednotlivých dílců je zajištěno jejich spojením příčnými kabely.



Obr. 6.2 Podélný řez mostu

Dle diagnostického průzkumu byl beton nosníků MPD3 a MPD4 zatříděn do pevnostní třídy C35/45. Beton příčných spár měl střední hodnotu tlakové pevnosti o něco nižší, ale vzhledem k vysoké variabilitě (38 %) byl zařazen do pevnostní třídy C6/7,5 s nezaručenou pevností. Předpínací výztuž (podélná i příčná) nosníků je tvořena předpínacími lany z patentovaných drátů PZØ4,5 1650/1200.



Obr. 6.3 Příčný řez mostu

Řešená konstrukce mostu je tvořená taktéž betonářskou výztuží ROXOR, která se využívá pouze u výpočetního modelu (není součástí stochastického modelu v této práci). Vozovka, která je rovněž součástí mostní konstrukce, je uvažována pouze jako zatížení konstrukce.

V době provádění diagnostického průzkumu byla zatížitelnost mostu omezena hodnotou 25 t pro normální zatížitelnost V_n. Varianta, kdy normální zatížitelnost V_n je snížena i o několik tun, je nastíněna v samotném návrhu konstrukce viz níže.

6.2 Stochastický model

Pomocí diagnostického průzkumu, laboratorních zkoušek a normativních předpisů a doporučení (JCSS, *fib* Model Code a jinými) byly stanoveny hodnoty parametrů charakterizující konstrukci. Na základě těchto parametrů byl vytvořen stochastický model konstrukce v softwaru FReET. Pravděpodobnostní rozdělení náhodných veličin a hodnoty jejich momentových parametrů jsou uvedeny v tab. 6.1. Mezi některými veličinami existuje vzájemná závislost, která je zavedena ve stochastickém modelu korelačním koeficientem (tab. 6.2 až 6.4.).

Tab. 6.1 Náhodné veličiny

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient
Předpínací výztuž				
f_p	[MPa]	Normální	1248,0	0,03
f_{pu}	[MPa]	Normální	1716,0	0,03
E_p	[MPa]	Normální	190.10^{03}	-
Beton nosníků				
E	[MPa]	Lognormální (2 par)	372.10^{02}	0,10
f_c	[MPa]	Lognormální (2 par)	-43,35	0,08
f_t	[MPa]	Weibullovo min. (2 par)	3,30	0,15
G_f	[MN/m]	Weibullovo min. (2 par)	825.10^{-07}	0,15
ρ	[MN/m^3]	Normální	238.10^{-04}	0,04
Beton příčných spár				
$E_{spáry}$	[MPa]	Lognormální (2 par)	268.10^{02}	0,15
$f_{c,\ spáry}$	[MPa]	Trojúhelníková	-19,13	<-35;-10>
$f_{t,\ spáry}$	[MPa]	Weibullovo min. (2 par)	1,91	0,35
$G_{f,\ spáry}$	[MN/m]	Weibullovo min. (2 par)	478.10^{-07}	0,25
$\rho_{spáry}$	[MN/m^3]	Normální	238.10^{-04}	0,04
Předpínací síly				
P_1	[MN]	Normální	14,20	0,09
P_2	[MN]	Normální	10,05	0,09
P_3	[MN]	Normální	3,45	0,09
P_4	[MN]	Normální	3,45	0,09
Zatížení				
g_1	[MN/m]	Normální	-656.10^{-04}	0,05

Jak již bylo zmíněno výše, jedná se o předpjatou konstrukci. Hlavními materiály jsou předpínací lana a beton. Beton se navíc dělí na dva typy – beton nosníků a beton příčných spár. Dalšími materiály jsou vozovkové souvrství a betonářská výztuž ROXOR.

Tab. 6.2 Korelační tabulka náhodných veličin předpínací výztuže

	f_p	f_{pu}
f_p	**1**	0,9
f_{pu}	0,9	**1**

Předpínací výztuž je tvořena 11-12 drátovými předpínacími lany s patentovanými dráty P 4.5 1650/1200 – nepopouštěné. Důležitými parametry jsou mez kluzu f_p a mez únosnosti f_{pu}, které mají pravděpodobnostní rozdělení normální. Modul pružnosti E_p se zde sice považuje za deterministický a neprovádí se jeho znáhodnění ve stochastickém modelu, ale vzhledem k tomu, že při fixním limitním přetvoření existuje přímá závislost mezi modulem pružnosti E_p a mezí kluzu f_p, dá se uvažovat modul pružnosti E_p jako náhodná veličina plně závislá na mezi kluzu f_p. Poměrné přetvoření předpínací výztuže $\varepsilon_{lim,\,p}$ má deterministický rozměr s hodnotou 0.05.

I přes to, že karbonatace betonu v místě příčných a podélných spár dosáhla již určité úrovně, nebylo nutné provést redukci průřezových ploch předpínacích výztuží a následně tak snížit velikost předpínacích sil. Dle matematických modelů (Lehký a kol. 2013 [16]) hloubka karbonatace nedosahuje úrovně kabelových kanálků předpínacích výztuží a nezpůsobuje případnou korozi výztuže.

Tab. 6.3 a 6.4 Korelační tabulky náhodných veličin betonu nosníků (vlevo) a betonu příčných spár (vpravo)

	E	f_c	f_t	G_f	ρ
E	**1**	0,3	0	0	0
f_c	0,3	**1**	0,4	0	0
f_t	0	0,4	**1**	0,8	0
G_f	0	0	0,8	**1**	0
ρ	0	0	0	0	**1**

	$E_{spáry}$	$f_{c,\,spáry}$	$f_{t,\,spáry}$	$G_{f,\,spáry}$	$\rho_{spáry}$
$E_{spáry}$	**1**	0,3	0	0	0
$f_{c,\,spáry}$	0,3	**1**	0,4	0	0
$f_{t,\,spáry}$	0	0,4	**1**	0,8	0
$G_{f,\,spáry}$	0	0	0,8	**1**	0
$\rho_{spáry}$	0	0	0	0	**1**

Beton nosníků a příčných spár má ve stochastickém modelu stejnou strukturu. Liší se ovšem v pravděpodobnostním rozdělení jednoho parametru. Pevnost betonu nosníků v tlaku f_c je dána lognormálním rozdělením, zatímco pevnost betonu příčných spár v tlaku $f_{c,\,spáry}$ trojúhelníkovým. Dalšími parametry jsou modul pružnosti E (nosník) a $E_{spáry}$ (příčné spáry), specifická lomová energie G_f a $G_{F,\,spáry}$, specifická hmotnost ρ a $\rho_{spáry}$ a pevnost betonu v tahu f_t a $f_{t,\,spáry}$.

Posledním materiálem je betonářská výztuž ROXOR, která je v této práci zvolena deterministicky a je pouze součástí výpočetního modelu v programu ATENA. Vstupní hodnoty jsou uvedeny v tab. 6.5.

Tab. 6.5 Vstupní parametry betonářské výztuže ROXOR

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient
f_y	[MPa]	Deterministicky	465,1	-
f_u	[MPa]	Deterministicky	581,4	-
E	[MPa]	Deterministicky	200.10^{03}	-
ε_{lim}	[MPa]	Deterministicky	0,05	-

Do řešené konstrukce je vnášeno předpětí (předpínací síly – zatížení konstrukce) a to za pomoci předpínacích drátů jak už bylo uvedeno výše. Předpínací síly P_n jsou čtyři a jejich hodnoty jsou brány v čase t, kdy jsou započítány jak ztráty krátkodobé (odhad – dolní výztuž 9 % a horní výztuž 6 %), tak i dlouhodobé (odhad – dolní výztuž 8 % a horní výztuž 6 %). Odhad celkových ztrát předpětí a celkový počet stanovených předpínacích lan pro jednotlivé předpínací síly je uveden v tab. 6.6. Druhým zatížením je vlastní tíha vozovky g_1 (stálé zatížení). Zatížení od vlastní tíhy betonu je zahrnuto ve specifické hustotě ρ a $\rho_{spáry}$.

Tab. 6.6 Předpínací síly – odhad ztrát předpětí a stanovení počtu předpínacích lan

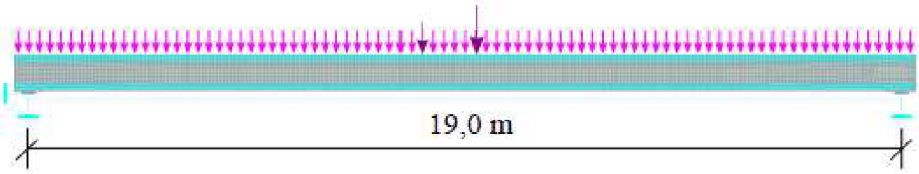
Předpínací síla	Střední hodnota [MN]	Odhad celkových ztrát předpětí [%]	Celkový počet předpínacích lan [ks]
P_1	14,200	17	80
P_2	10,050	17	60
P_3	3,449	12	20
P_4	3,449	12	20

6.3 Výpočtový model

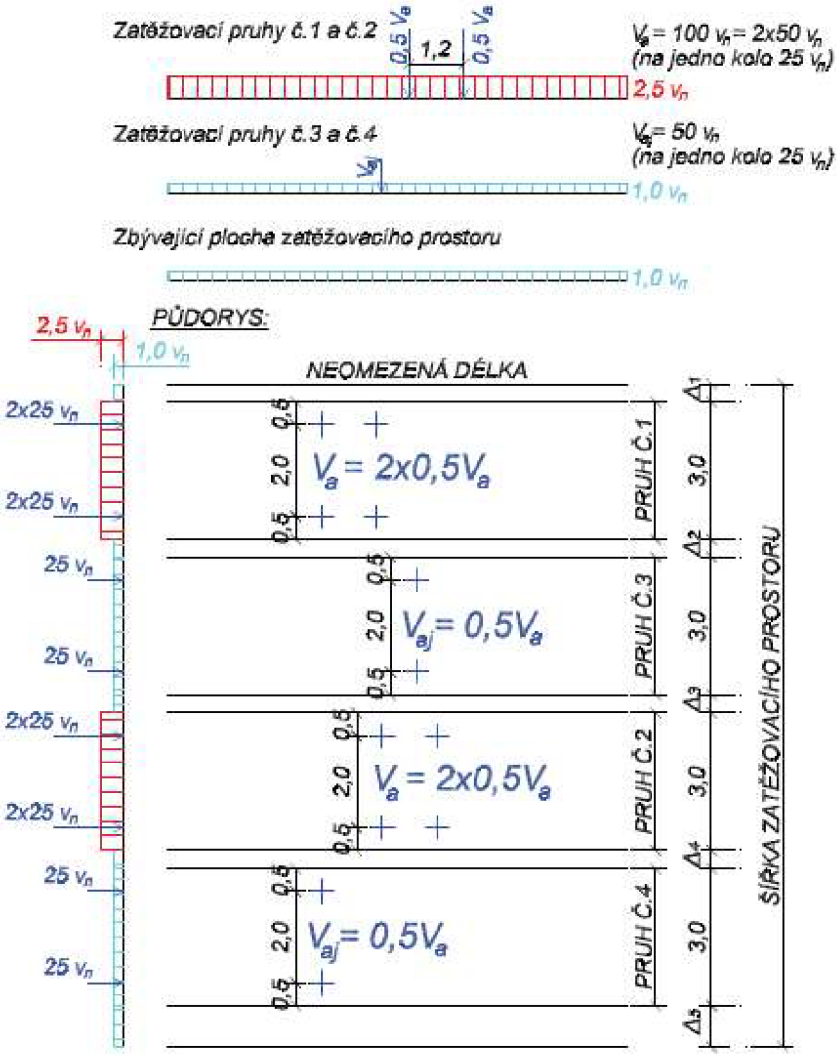
Výpočtový 2D model konstrukce (obr. 6.4) byl vytvořen v programu ATENA a je převzat z předchozích analýz (Lehký a kol. 2013 [16]). Geometrie mostu byla stanovena dle diagnostického průzkumu. Materiálové charakteristiky, zejména střední hodnoty náhodných veličin, vycházejí z již výše uvedeného stochastického modelu. Předpokladem je prosté uložení nosníku na opěrách.

Předpínací výztuž byla modelována jako diskrétní pruty, pro beton byl použit materiálový model 3D Non Linear Cementitious 2 a smyková výztuž byla vytvořena

jako rozptýlená. V obou případech byl materiál výztuže definován pomocí bilineárního pracovního diagramu se zpevněním.

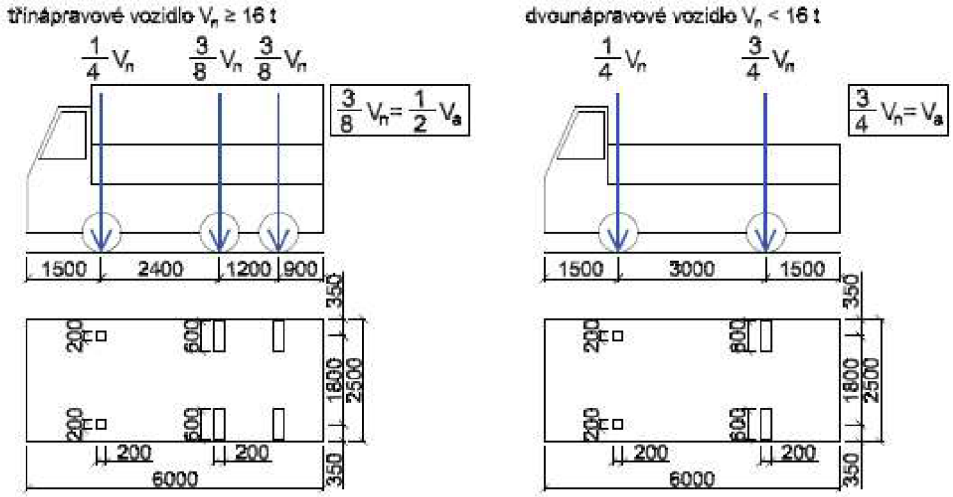


Obr. 6.4 Výpočtový model - ATENA 2D



Obr. 6.5 Sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n

Do prvního výpočtového kroku vstupuje stálé zatížení od vlastní tíhy konstrukce a zatížení od podélného předpětí. Druhý výpočtový krok je tvořen stálým zatížením od vozovkového souvrství. Od třetího výpočtového kroku je výpočtový model konstrukce postupně přitěžován v přírůstcích jednotkového silového zatížení (jeden krok = 1 tuna) od vozidel dle normových sestav pro normální zatížitelnost V_n (včetně zahrnutí dynamických účinků) až do dosažení sledovaných mezních stavů. Zatěžovací sestavy z obr. 6.5 jsou na konstrukci umístěny tak, aby způsobily nejméně příznivý ohybový účinek. Ostatní typy zatížitelnosti (výhradní V_r a výjimečná V_e) nejsou v této práci řešeny.



Obr. 6.6 Schéma vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n

Pro metodu konečně-prvkového řešení byla generována síť tvořená čtyřuzlovými izoparametrickými konečnými prvky se čtyřmi integračními body. Vlastní nelineární výpočet byl proveden s pomocí metody Newton-Raphson. Pro první dva výpočtové kroky vždy platí omezení počtu iterací do 40, v následujících výpočtových krocích pak do 100 iterací u jednoho kroku pro zvětšení přesnosti výpočtu.

6.4 Návrh vybraných parametrů konstrukce

První varianta inverzního návrhu vybraných parametrů mostní konstrukce je založena na stanovení hodnot indexu spolehlivosti dle Cornella (kapitola 2.5), jenž vychází z funkce rezervy spolehlivosti. Postup návrhu konstrukce dle uvedené metody je popsán v kapitole 5.1, která se zabývá inverzní analýzou spolehlivosti. Sledovanými mezními stavy konstrukce jsou mezní stav dekomprese a mezní stav vzniku trhlin. Oba mezní stavy vycházejí ze stejného stochastického i výpočtového modelu konstrukce.

Znáhodnění vybraných parametrů se provádí metodou LHS v softwarovém nástroji FReET, ve kterém je sestaven stochastický model. Výše zmíněný stochastický model v kapitole 6.2 vychází z provedeného diagnostického průzkumu, laboratorních zkoušek a také z normativních předpisů a doporučení.

Výpočtový deterministický model předpjaté betonové mostní konstrukce je vytvořen v programu ATENA, viz kapitola 6.3. Znáhodnění vstupních návrhových parametrů bylo provedeno přes řídící softwarový komunikační nástroj SARA Studio, který pracuje jak se stochastickým modelem (FReET), tak i výpočtovým modelem (ATENA). SARA Studio dokáže pomoci programu FReET většinu navržených náhodných veličin znáhodnit a postupně dosadit hodnoty jednotlivých realizací do programu ATENA. Existují ovšem některé vstupní parametry ve výpočtovém modelu, které SARA Studio nedokáže s využitím softwaru FReET znáhodnit a vkládat do něj. Hodnoty z každé realizace předpínacích sil P_n a vlastní tíhy vozovky g_1, musely být postupně dosazeny individuálně do jednotlivých simulací v programu ATENA.

Mezní stav dekomprese

Mezním stavem dekomprese se rozumí takový stav konstrukce, kdy normálová napětí po průřezu jsou v betonu nulová. V řešené předpjaté betonové mostní konstrukci nastává stav dekomprese tehdy, když vzniklé tahové normálové napětí v betonu od vnějšího zatížení konstrukce (vlastní tíha konstrukce, tíha vozovky a normální zatížitelnost V_n) je vloženým předpětím od předpínací výztuže, jenž vnáší do konstrukce tlakové normálové napětí, přenášeno a tudíž nulové.

Tab. 6.7 Směrné hodnoty indexu spolehlivosti a pravděpodobnosti poruchy

Mezní stav		β_t	p_{ft}
Použitelnosti	- vratné jevy	0,00	0,50
	- nevratné jevy	1,30–2,30	$9{,}7.10^{-02}$–$1{,}1.10^{-02}$

Znáhodněním vstupních parametrů, kdy každá simulace deterministického výpočtového modelu má rozdílné hodnoty těchto parametrů dle provedené realizace stochastického modelu, se u každé z daných simulací bude lišit okamžik vzniku stavu dekomprese. Jak již bylo zmíněno výše (kapitola 6.3), jednotkové zatížení od normální zatížitelnosti V_n začíná působit ve třetím výpočtovém kroku, čili při vyhodnocení výsledků provedených simulací je vždy zapotřebí odečíst první dva kroky od aktuálního výpočtového kroku ve kterém nastává stav dekomprese. Výsledná normální zatížitelnost V_n pro stav dekomprese u každé z provedených simulací výpočtového modelu je dle normativního předpisu zatížitelnosti mostů ČSN 73 6222 [4] podělena koeficientem $\psi_{1,1}$ = 0,75, který vychází z časté kombinace zatížení.

Vybrané hledané návrhové parametry byly dimenzovány na mezní stav dekomprese s ohledem na příslušný normativní návrhový index spolehlivosti $\beta_{\mathrm{dek,návrh}}$ s hodnotou 0 (tab. 6.7). Předpokládanými dominantními veličinami u stavu dekomprese jsou předpínací síly P_n.

Mezní stav vzniku trhlin

Druhým sledovaným mezním stavem u řešené konstrukce je mezní stav vzniku trhlin. Tento mezní stav nastává v okamžiku vzniku prvních trhlin v betonu. Jedná se zejména o tahové trhliny, které u většiny provedených simulací deterministického výpočtového modelu vznikají ve spárách mezi segmenty v okolí poloviny rozpětí mezi podporami nosníku mostu.

Vyhodnocení jednotlivých simulací výpočtového modelu probíhá u mezního stavu vzniku trhlin podobně jako u stavu dekomprese. I tady platí, že jednotkové zatížení od normální zatížitelnosti V_n začíná působit ve třetím výpočtovém kroku, a proto je vždy zapotřebí odečíst první dva kroky od aktuálního výpočtového kroku ve kterém nastává

mezní stav trhlin. U mezního stavu trhlin se koeficient $\psi_{1,1}$ nezavádí. Vychází se z charakteristické kombinace zatížení dle normativního předpisu.

Návrhový index spolehlivosti $\beta_{\mathrm{tr,návrh}}$ pro mezní stav vzniku trhlin je v této práci stanoven primárně hodnotou 1,3. Dle normy TP 224 [2] se jedná o mezní hodnotu, jež je na pomezí vratných a nevratných změn v betonu. U některých variant analýz byl návrhový index spolehlivosti $\beta_{\mathrm{tr,návrh}}$ stanoven rovněž hodnotou 0 (tab. 6.7). Pravděpodobnými dominantními veličinami při návrhu vybraných parametrů mostní konstrukce na mezní stav vzniku trhlin jsou předpínací síly P_{n} a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{\mathrm{t,\,spáry}}$. U betonu v příčných spárách se vychází i z předpokladu, že kvalita příslušného materiálu a jeho pevnostní charakteristiky jsou na nižší úrovni, než u betonu nosníků.

Návrh vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 25 tun

Jak již bylo zmíněno výše, u řešených mezních stavů dekomprese a vzniku trhlin jsou předpokládanými dominantními veličinami a tudíž i zvolenými hledanými návrhovými parametry předpínací síly P_{n} a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{\mathrm{t,\,spáry}}$. Předpínací síly mohou mít vliv na oba mezní stavy, zatímco tahová pevnost betonu v příčných spárách jen u mezního stavu vzniku trhlin.

Tab. 6.8 Generování simulačních hodnot předpínacích sil

Předpínací síla	P_{n}/P_1	Generování simulačních hodnot
P_1	1,000	P_1
P_2	0,708	0,708 x P_1
P_3	0,243	0,243 x P_1
P_4	0,243	0,243 x P_1

Pro zjednodušení úlohy se pracuje pouze s největší předpínací silou P_1. Ostatní předpínací síly P_2, P_3 a P_4 jsou znáhodněny pomoci pevného poměru střední hodnoty se střední hodnotou předpínací síly P_1. Každá hodnota simulace hledané veličiny P_1 z dané realizace je vynásobena příslušným poměrem středních hodnot předpínacích sil (tab. 6.8). Předpínací síly P_2 až P_4 jsou tak plně závislé na předpínací síle P_1.

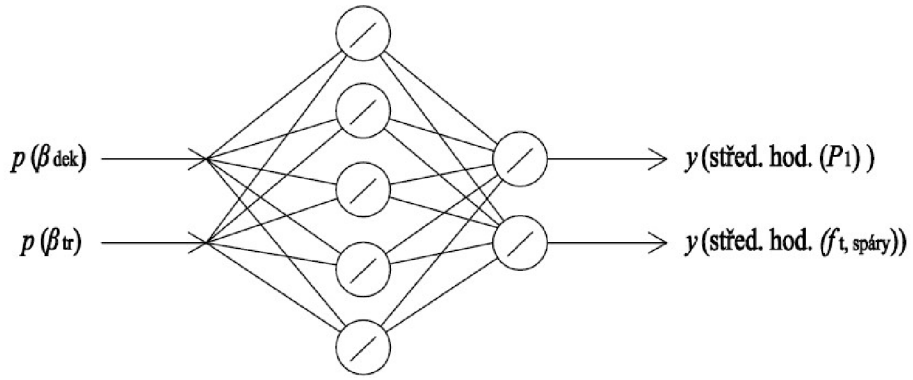
Tab. 6.9 Znáhodnění návrhových parametrů

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient	a	b
P_1	[MN]	Rovnoměrná	15,00	0,12	12,00	18,00
$f_{\mathrm{t,\,spáry}}$	[MPa]	Rovnoměrná	2,40	0,14	1,80	3,00

Metodou LHS se provede znáhodnění středních hodnot hledaných návrhových parametrů v novém stochastickém modelu, který je vytvořen v softwaru FReET (tab. 6.9). Počet simulací je roven 25. Návrhové parametry mají rovnoměrné rozdělení, které je ohraničené intervalovými body *a* a *b*. Každá ze simulací z realizace návrhových parametrů je postupně dosazována do celkového stochastického modelu v softwarovém nástroji FReET a následně dochází k opakovanému znáhodnění (25krát) všech vstupních náhodných veličin simulační metodou LHS. Počet simulací je vždy 32.

Hodnoty vygenerované z realizace vstupních parametrů jsou postupně dosazovány ze softwaru FReET přes řídící program SARA Studio do výpočtového modelu vytvořeného v softwaru ATENA. Proběhne celkově 800 analýz výpočtového modelu, které jsou vyhodnoceny dle požadovaných mezních stavů dekomprese a vzniku trhlin a pro každý z nich je získána odpovídající náhodná veličina odolnosti konstrukce *R*. Zatížitelnost mostu byla v době provádění diagnostického průzkumu omezena hodnotou 25 t pro normální zatížitelnost V_n – náhodná veličina účinků zatížení *E*. Přes rovnice 2.25 a 2.26 se stanoví index spolehlivosti dle Cornella pro každou vygenerovanou simulaci hledaných návrhových parametrů. Tímto způsobem se pro oba posuzované mezní stavy sestaví uspořádané dvojice, které tvoří učící množinu sítě.

Samotná tvorba struktury umělých neuronových sítí byla zaměřena nejprve na variantu s jedním hledaným návrhovým parametrem mostní konstrukce (jeden neuron ve výstupní vrstvě sítě) a jedním posuzovaným mezním stavem (jeden neuron ve vstupní vrstvě sítě). Inverzní návrh byl proveden zvlášť pro oba mezní stavy, kdy navíc pro mezní stav vzniku trhlin byl návrhový index spolehlivosti $\beta_{\mathrm{tr,návrh}}$ stanoven hodnotou 0 nebo 1,3 (tab. 6.7). Přenosová funkce na výstupu sítě byla vždy lineární. Dále se zkoumal vliv použité přenosové funkce ve skryté vrstvě sítě. Ve skryté vrstvě byly 2 neurony. Výsledky inverzního návrhu s uvedenými variantami struktury sítě jsou uvedeny v tab. P1.1 a P1.2.



Obr. 6.7 Schéma sítě s lineární přenosovou funkcí a 5 neurony ve skryté vrstvě

Při tvorbě neuronových sítích byla další možností struktura sítě se dvěma neurony ve výstupní vrstvě s lineární přenosovou funkcí, kdy jsou zahrnuty do inverzní analýzy oba hledané návrhové parametry. Ve skryté vrstvě sítě byly 4 neurony a přenosová funkce je buď funkce lineární, nebo hyperbolický tangens. Vstupní vrstva má jeden neuron.

Inverzní návrh byl proveden jen pro mezní stav vzniku trhlin, kdy návrhový index spolehlivosti $\beta_{\mathrm{tr,návrh}}$ má hodnotu 0 případně 1,3. Výsledky návrhu jsou uvedeny v tab. P1.3 a P1.4.

Hlavní inverzní návrh vstupních parametrů předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{\mathrm{t,\ spáry}}$ byl proveden současně na oba mezní stavy. Neuronová síť je vždy tvořena dvěma vstupními a výstupními neurony. Jednotlivé sítě se liší počtem neuronů ve skryté vrstvě a taktéž použitou přenosovou funkcí, viz níže. Pro mezní stav dekomprese je návrhový index spolehlivosti $\beta_{\mathrm{dek,návrh}}$ stanoven hodnotou 0 a u mezního stavu vzniku trhlin $\beta_{\mathrm{tr,návrh}}$ hodnotou 1,3.

Metoda inverzní analýzy, která je založena na stanovení hodnoty indexu spolehlivosti dle Cornella, není při ověřování správnosti naučení sítě úplně časově komfortní a to zejména kvůli opakované analýze výpočtového modelu v softwaru ATENA, viz kapitola 5. Aby se této časové náročnosti předešlo, byly vytvořeny dva soubory umělých neuronových sítí, které obsahují deset strukturou výrazně podobných sítí. První skupina sítí má vždy ve skryté vrstvě lineární přenosovou funkci, zatímco druhá skupina hyperbolický tangens. Osm sítí v obou souborech mělo ve skryté vrstvě 4 neurony, dvě sítě pak 5 neuronů. Přenos informací ve výstupní vrstvě zajišťovala lineární přenosová funkce.

Tab. 6.10 Průměrné střední hodnoty návrhových parametrů získané z daného souboru sítí

V_n [t]	$\bar{P}_1$ [MN] (střední hodnota)	$\bar{f}_{\mathrm{t,\ spáry}}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{\mathrm{dek,\ návrh}}$	β_{dek}	$\beta_{\mathrm{tr,\ návrh}}$	β_{tr}
25	14,780	2,850	0,000	0,165	1,300	1,458

Tab. 6.11 Průměrné střední hodnoty návrhových parametrů získané z daného souboru sítí

V_n [t]	$\bar{P}_1$ [MN] (střední hodnota)	$\bar{f}_{\mathrm{t,\ spáry}}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{\mathrm{dek,\ návrh}}$	β_{dek}	$\beta_{\mathrm{tr,\ návrh}}$	β_{tr}
25	14,580	2,900	0,000	0,026	1,300	1,209

Po sestavení struktury jednotlivých sítí se provedlo dostatečně přesné naučení sítí. Oba soubory sítí dávají v rámci své skupiny relativně konzistentní výsledky středních hodnot hledaných návrhových parametrů (tab. P1.5 a P1.6). Při porovnání výsledků mezi oběma skupinami si lze povšimnout jistého rozdílu u předpínací síly P_1. Pro skupinu sítí, ve které je použita lineární přenosová funkce ve skryté vrstvě sítě, vychází průměrná hodnota předpínací síly P_1 přibližně 14,780 MN (viz tab. 6.10), kdežto sítě s hyperbolickým tangens ve skryté vrstvě sítě dávají průměrnou hodnotu po zaokrouhlení 14,580 MN (viz tab. 6.11). Rozdíl mezi výsledky napříč oběma soubory je v řádech desetin, zatímco hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{\mathrm{t,\ spáry}}$ se od sebe odlišují v řádech setin.

Průměrné hodnoty předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ jednotlivých souborů sítí, lišící se mezi sebou přenosovou funkcí ve skryté vrstvě sítě, jsou využity pro zpětný výpočet a stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella (viz tab. 6.10 a 6.11). Postupně proběhne dosazení průměrů středních hodnot do celkového stochastického modelu v softwaru FReET, znáhodnění všech vstupních náhodných veličin simulační metodou LHS (32 simulací) a přes řídící program SARA Studio se hodnoty jednotlivých simulací implementují do deterministického výpočtového modelu mostní konstrukce vytvořeného v programu ATENA. Následně se provedl výpočet všech 32 simulací výpočtového modelu a vyhodnocení podle daných mezních stavů dekomprese a vzniku trhlin. Z dosažených výsledků se stanovily příslušné hodnoty indexu spolehlivosti pro oba mezní stavy, které se porovnaly s návrhovými hodnotami.

Tab. 6.12 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
25	14,733	2,850	0,000	0,136	1,300	1,326

Tab. 6.13 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
25	14,602	2,923	0,000	0,034	1,300	1,349

Průměry středních hodnot návrhových parametrů spolu s jejich příslušným indexem spolehlivosti pro oba mezní stavy, jsou poté použity pro zvolení co možná nejideálnější kombinace hodnot návrhových parametrů získaných z daného souboru sítí (v tab. P1.5 a P1.6 jsou vyznačeny tučným písmem, v textové části jsou uvedeny v tab. 6.12, resp. 6.13). Pro zvolené hodnoty z dané sítě pak následuje zpětný výpočet a stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella pro oba mezní stavy podle stejného postupu z předešlého odstavce.

Stanovený index spolehlivosti dle Cornella pro příslušný mezní stav a průměrné střední hodnoty návrhových parametrů je porovnán s požadovanou hodnotou spolehlivostního ukazatele. Z dosažených výsledků obou zvolených sítí vyplývá, že aproximace inverzní funkce pomoci umělých neuronových sítí se provedla s dostatečnou přesností. Z obou sítí je na tom o něco lépe síť se 4 neurony a přenosovou funkcí hyperbolický tangens ve skryté vrstvě sítě (obr. 6.8). Výsledný spolehlivostní ukazatel pro hodnoty návrhových parametrů získané z této sítě (viz tab. 6.13) se u obou mezních stavů blíží k požadovaným hodnotám. Kombinace návrhových středních hodnot předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ se dá považovat takřka za ideální. Síť s lineární přenosovou funkcí a 5 neurony ve skryté vrstvě (obr. 6.7) dosahuje o něco horší aproximace inverzní funkce u mezního stavu dekomprese, viz tab. 6.12. Vyplývá to z určité nepřesnosti získané střední hodnoty předpínací síly P_1, která je

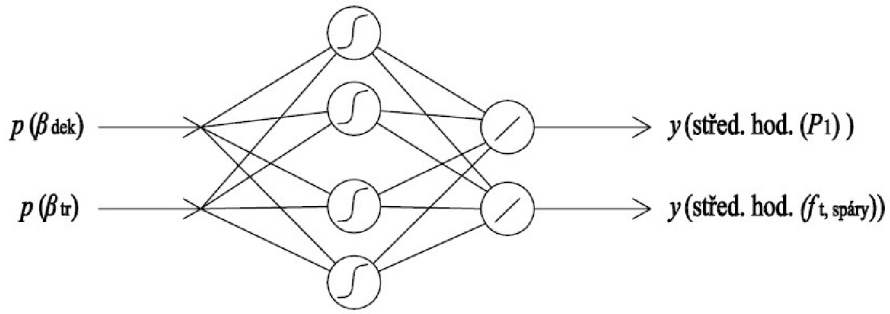
u tohoto stavu dominantní. Naopak u mezního stavu vzniku trhlin je dosaženo podobného výsledku indexu spolehlivosti jako u předchozí sítě.

Pro střední hodnotu předpínací síly P_1 ze stochastického modelu (tab. 6.1) jsou odhadované ztráty předpětí 17 %. Inverzní analýzou získané střední hodnoty předpínací síly P_1 jsou vyšší, než původní střední hodnota 14,20 MN (tab. 6.1), z čehož vyplývají o něco nižší uvažované ztráty předpětí, a to 13,87 % pro sílu 14,733 MN získanou z první sítě (tab. 6.12) a 14,63 % pro sílu 14,602 MN z druhé sítě (tab. 6.13). Vychází se ze zachování počátečního napětí ve výztuži a stejné plochy předpínací výztuže.

Tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$ a její střední hodnota u obou použitých sítí (viz tab. 6.12 a 6.13) je vyšší, než původní stanovená hodnota uvedená v tab. 6.1. Charakteristická hodnota tahové pevnosti betonu příčných spár (5% kvantil, přímý odhad z rozdělení pravděpodobnosti) je pro získanou střední hodnotu z první sítě (tab. 6.12) 1,538 MPa a z druhé sítě (tab. 6.13) pak 1,577 MPa. Beton obou získaných středních hodnot tak dle ČSN EN 1992-1-1 spadá do rozmezí pevnostních tříd C20/25 a C25/30.

Návrh vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 24 tun

Vzhledem k tomu, že požadovaná střední hodnota předpínací síly pro zatížitelnost 25 tun vyšla o něco vyšší, než její původní předpokládaná hodnota, je v dalším kroku provedena inverzní analýza pro sníženou úroveň normální zatížitelnosti 24 tun. Návrh kompletně vychází z předešlých inverzních analýz, kdy požadovaná normální zatížitelnost mostu byla stanovena 25 tunami.



Obr. 6.8 Schéma sítě s hyperbolickým tangens a 4 neurony ve skryté vrstvě

Podobně jako v předchozím inverzním návrhu byla struktura sítí nejprve zaměřena na jeden neuron ve vstupní vrstvě a jeden neuron ve výstupní vrstvě sítě (lineární přenosová funkce), tedy byla provedena identifikace jednotlivých parametrů pro každý mezní stav zvlášť. Počet neuronů ve skryté vrstvě byl 2 s lineární přenosovou funkcí, případně s hyperbolickým tangens. Získané hodnoty návrhových parametrů pro dané cílové indexy spolehlivosti jsou uvedeny v tab. P1.7 a P1.8.

Další možností struktury umělé neuronové sítě použité pro aproximaci původní inverzní funkce byla síť se dvěma neurony ve výstupní vrstvě s lineární přenosovou

funkcí. Ve vstupní vrstvě sítě zůstává jeden neuron. V této variantě tedy byly identifikovány oba hledané parametry souběžně pro každý mezní stav zvlášť. Skrytá vrstva obsahuje vždy 4 neurony s lineární přenosovou funkcí nebo hyperbolickým tangens. Výsledky inverzní analýzy jsou předloženy v tab. P1.9 a P1.10.

Stejně jako v případě předchozí varianty pro normální zatížitelnost 25 tun, je i pro 24 tun hlavní inverzní návrh vstupních parametrů předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$ proveden současně na oba mezní stavy. Ve vstupní i výstupní vrstvě sítě jsou pokaždé 2 neurony. Přenos informací ve výstupní vrstvě navíc zajišťuje lineární přenosová funkce. Rovněž i zde pro úsporu času při zpětném stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella, byly vytvořeny dva soubory sítí, lišící se od sebe přenosovou funkcí ve skryté vrstvě sítě. První skupina měla osm sítí se 4 neurony, resp. dvě sítě s 5 neurony ve skryté vrstvě. Přenosovou funkcí byla funkce lineární. Druhá skupina měla u všech deseti sítí 4 neurony ve skryté vrstvě s přenosovou funkcí hyperbolický tangens.

Tab. 6.14 Průměrné střední hodnoty návrhových parametrů získané z daného souboru sítí

V_n [t]	$\bar{P}_1$ [MN] (střední hodnota)	$\bar{f}_{t,\,\text{spáry}}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{\text{dek, návrh}}$	β_{dek}	$\beta_{\text{tr, návrh}}$	β_{tr}
24	14,615	2,805	0,000	0,174	1,300	1,431

Tab. 6.15 Průměrné střední hodnoty návrhových parametrů získané z daného souboru sítí

V_n [t]	$\bar{P}_1$ [MN] (střední hodnota)	$\bar{f}_{t,\,\text{spáry}}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{\text{dek, návrh}}$	β_{dek}	$\beta_{\text{tr, návrh}}$	β_{tr}
24	14,310	2,860	0,000	-0,048	1,300	1,079

U všech sítí z obou souborů se provedlo správné naučení, tzn. dostatečně přesná aproximace inverzní funkce. V rámci svých skupin dávají sítě podobné výsledky středních hodnot hledaných návrhových parametrů. Podobně jako u návrhu pro normální zatížitelnost 25 tun, lze mezi oběma skupinami vidět určitý rozdíl u předpínací síly P_1. Soubor sítí s lineární přenosovou funkcí ve skryté vrstvě dává průměrnou hodnotu předpínací síly P_1 14,615 MN (viz tab. 6.14). Průměrná střední hodnota předpínací síly P_1 získaná ze souboru sítí s hyperbolickým tangens ve skryté vrstvě je 14,310 MN (viz tab. 6.15). Mezi oběma soubory tak vzniká u předpínací síly P_1 rozdíl v řádech desetin, kdežto u hodnot tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$ v řádech setin. Průměrné střední hodnoty návrhových parametrů jsou použity pro zpětný výpočet a stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella pro oba mezní stavy. Postup tohoto výpočtu je totožný jako u varianty s normální zatížitelností 25 tun.

Výpočtem stanovený ukazatel spolehlivosti pro daný mezní stav a průměrné hodnoty návrhových parametrů, je porovnán s požadovanou hodnotou. Na základě tohoto porovnání se pak provedl výběr nejideálnější kombinace středních hodnot návrhových parametrů získaných z daného souboru sítí. U souboru sítí s hyperbolickým tangens

ve skryté vrstvě se nepodařilo nalézt vhodnou kombinaci středních hodnot návrhových parametrů. Byla proto vytvořena nová síť, která měla stejnou strukturu jako sítě z příslušného souboru a byla cíleně naučena na určitou úroveň přesnosti. Zvolené střední hodnoty návrhových parametrů získané z příslušné sítě (v tab. P1.11 a P1.12 jsou vyznačeny tučným písmem, v textové části jsou uvedeny v tab. 6.16 a 6.17) jsou poté použity pro zpětný výpočet a stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella. Postup stanovení spolehlivostního ukazatele je stejný jako u varianty s normální zatížitelností 25 tun.

Dosažené výsledky spolehlivostního ukazatele pro příslušný mezní stav a zvolené střední hodnoty návrhových parametrů, jsou srovnány s návrhovou hodnotou ukazatele. Z dosažených výsledků pak vyplývá, že obě sítě aproximovaly inverzní funkci dostatečně přesně (viz tab. 6.16 a 6.17). Síť s hyperbolickým tangens ve skryté vrstvě nabízí lepší kombinaci středních hodnot návrhových parametrů (zejména velikost předpínací síly P_1) pro mezní stav dekomprese, než síť s lineární přenosovou funkcí ve skryté vrstvě. Pro mezní stav trhlin ovšem vychází ze sledovaných výsledků o trochu lépe síť s lineární přenosovou funkcí ve skryté vrstvě sítě. Celkově v tomto případě vychází lépe struktura sítě s hyperbolickým tangens ve skryté vrstvě.

Tab. 6.16 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
24	14,592	2,805	0,000	0,152	1,300	1,334

Tab. 6.17 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
24	14,380	2,864	0,000	0,005	1,300	1,225

Střední hodnota předpínací síly P_1 ze stochastického modelu (tab. 6.1) má v sobě zahrnuty odhadované ztráty předpětí 17 %. Inverzní analýzou získaná střední hodnota předpínací síly P_1 o velikosti 14,592 MN (tab. 6.16) má uvažované ztráty předpětí 14,69 %. Z druhé zvolené sítě získaná střední hodnota předpínací síly P_1 o velikosti 14,380 MN (tab. 6.17) s uvažovanými ztrátami předpětí 15,93 %, se více přibližuje původní střední hodnotě 14,20 MN (tab. 6.1). Výpočet ztrát předpětí pro získané střední hodnoty předpínací síly P_1 vychází ze zachování počátečního napětí ve výztuži a stejné plochy předpínací výztuže.

Střední hodnota tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ získaná z obou použitých sítí (viz tab. 6.16 a 6.17) je vyšší, než původní stanovená hodnota uvedená v tab. 6.1. Charakteristická hodnota tahové pevnosti betonu příčných spár (5% kvantil, přímý odhad z rozdělení pravděpodobnosti) je pro získanou střední hodnotu z první sítě (tab. 6.16) 1,514 MPa a z druhé sítě (tab. 6.17) pak 1,545 MPa. Beton obou získaných

středních hodnot tak dle ČSN EN 1992-1-1 spadá do rozmezí pevnostních tříd C20/25 a C25/30.

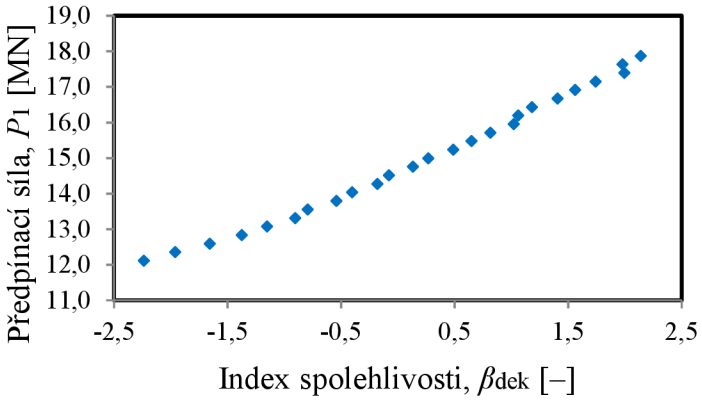
Z dosažených výsledků pro normální zatížitelnost V_n 24 a 25 tun lze vypozorovat, že na změnu zatížitelnosti konstrukce u inverzního návrhu, při současném posuzování mezních stavů dekomprese a vzniku trhlin, reaguje citlivěji střední hodnota předpínací síly P_1. Druhý hledaný parametr, střední hodnota tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$, na změnu zatížitelnosti také reaguje, ale o něco méně citlivěji.

6.5 Citlivostní analýza

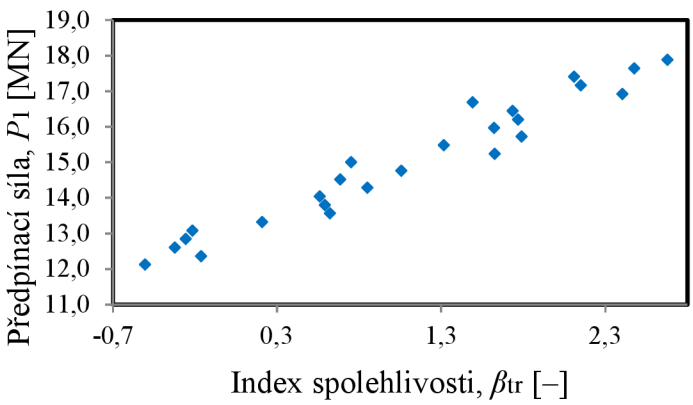
Citlivostní analýza byla provedena za účelem zpřesnění aproximace funkce poruchy u druhé použité metody inverzní analýzy. Využitím prostředků citlivostní analýzy dochází ke zjištění vlivu změny vstupní veličiny na výslednou odezvu sledovaných mezních stavů. Pokud vliv parametru je zanedbatelný, může se veličina považovat za deterministickou. Nejprve byla provedena základní citlivostní analýza ve formě grafického zobrazení závislosti, jež byla poté doplněna o výsledky pokročilejších metod (popis metod v kapitole 2.9). Výsledky citlivostních analýz jsou uvedeny dále v textu.

6.5.1 Odezva konstrukce při návrhu vybraných parametrů

Při provádění inverzního návrhu vybraných parametrů konstrukce, lze rovněž sledovat jejich vliv na výslednou odezvu pro daný mezní stav. Pro jednotlivé realizace středních hodnot návrhových parametrů předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$ jsou stanoveny hodnoty ukazatele spolehlivosti příslušného mezního stavu, v tomto případě indexu spolehlivosti dle Cornella. Pomocí zmíněného spolehlivostního ukazatele, který má v sobě zohledněnou míru výsledné odezvy konstrukce, tak jde přibližně stanovit vliv návrhového parametru na sledovaný mezní stav. Přesnost stanovení citlivosti změny návrhového parametru je ovlivněna ostatními náhodnými veličinami, které rovněž vstupují do výpočtu.



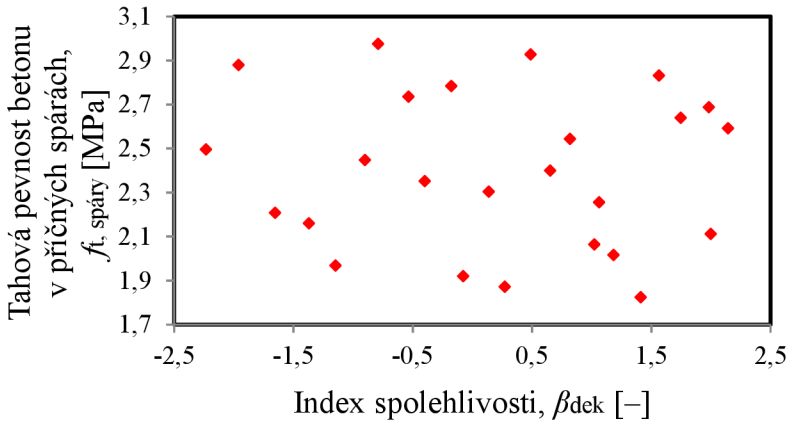
Obr. 6.9 Vliv předpínací síly P_1 na mezní stav dekomprese



Obr. 6.10 Vliv předpínací síly P_1 na mezní stav vzniku trhlin

K provedení základní citlivostní analýzy jsou použity náhodné realizace (25 simulací) návrhových parametrů předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ a jejich odpovídající hodnoty indexu spolehlivosti stanoveného dle Cornella. Normální zatížitelnost je dána hodnotou 25 tun.

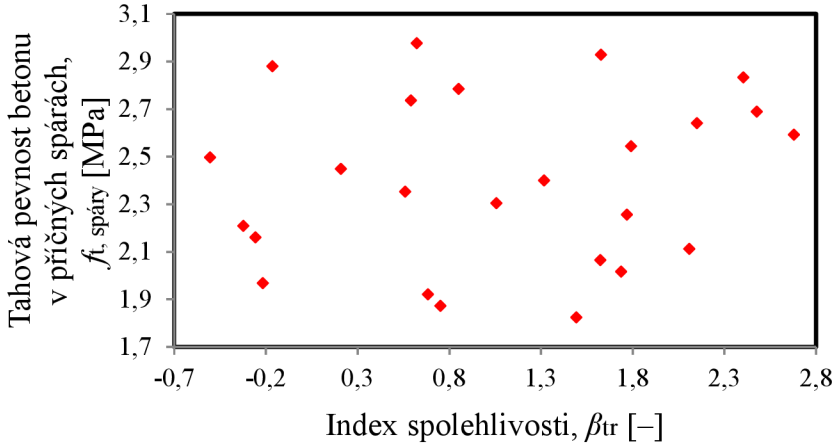
Předpínací síla P_1 je dle stanovených hodnot indexu spolehlivosti pro mezní stav dekomprese znázorněných na obr. 6.9, plně dominantní veličinou uvedeného stavu. Pro mezní stav vzniku trhlin z dosažených výsledků platí, že předpínací síla P_1 je výrazně dominantní náhodnou veličinou (viz obr. 6.10).



Obr. 6.11 Vliv tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ na mez dekomprese

Pokud by se vycházelo z náhodných realizací tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ a odpovídajících hodnot indexu spolehlivosti dle Cornella pro sledované mezní stavy, zmíněný návrhový parametr by měl nízký vliv jak na mezní stav dekomprese (obr. 6.11), tak i mezní stav vzniku trhlin (obr. 6.12). U mezního stavu dekomprese se dá do jisté míry očekávat malý vliv tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$, rozdílné očekávání je však u mezního stavu vzniku trhlin. Příčinou může být právě to, že do výpočtu vstupují naráz všechny náhodné veličiny, a tedy i předpínací síla,

která svojí dominancí překryje ostatní veličiny, viz výsledky pokročilejších metod citlivostní analýzy.



Obr. 6.12 Vliv tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ na mez vzniku trhlin

6.5.2 Citlivostní analýza dle pokročilejších metod

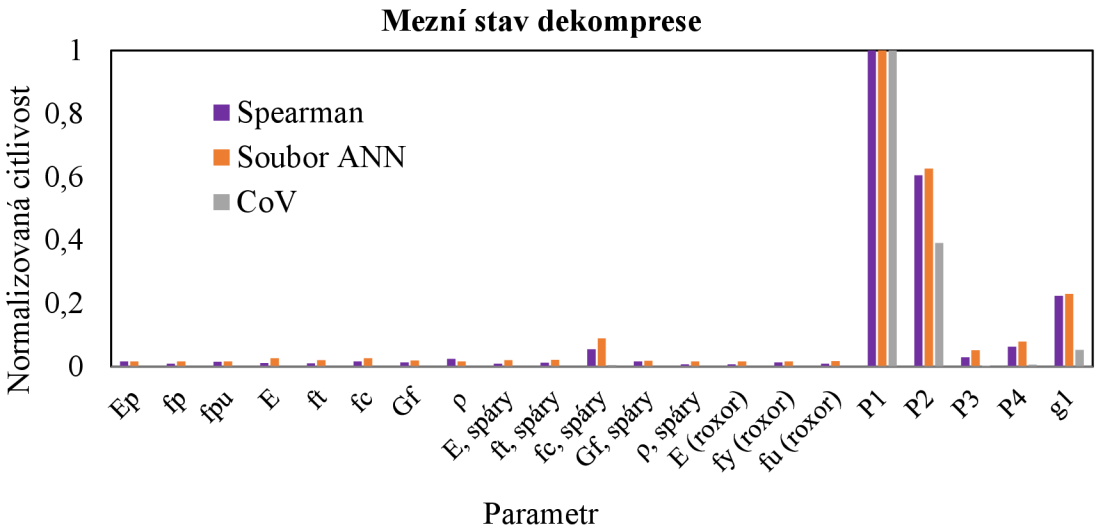
Pro mostní konstrukci řešenou v předložené práci, byly výsledky pokročilejších metod citlivostní analýzy převzaty (Lehký a kol. 2017 [18]). Citlivostními metodami byly neparametrická pořadová korelace dle Spearmana (dále v textu Spearman), analýza citlivosti založená na souboru neuronových sítí (soubor ANN) a analýza citlivosti z hlediska variačního koeficientu (CoV). Citlivostní analýza byla provedena pro oba sledované mezní stavy a všechny vstupní náhodné veličiny (tab. 6.1) mostní konstrukce, včetně parametrů charakterizující betonářskou výztuž ROXOR, jež je v této práci uvažována deterministicky.

Výsledky citlivostní analýzy nekorelovaných náhodných veličin

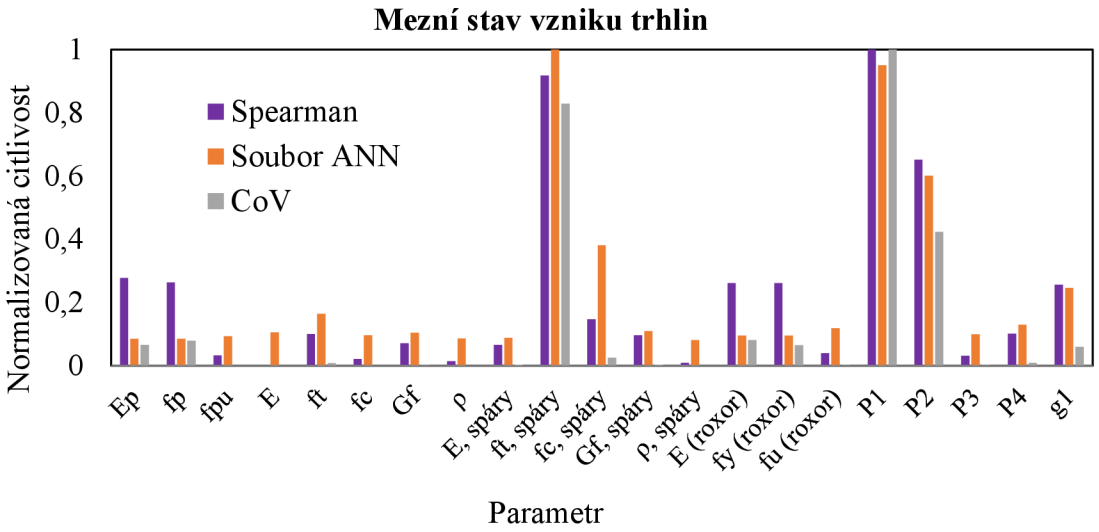
Nejprve byla provedena citlivostní analýza pro vstupní náhodné veličiny, které byly mezi sebou nezávislé (bez zavedených korelačních koeficientů uvedených v tab. 6.2 až 6.4). Pro mezní stav dekomprese (obr. 6.13) vycházela předpínací síla P_1 jako dominantní u všech tří metod, zatímco předpínací síla P_2 má dle výsledků metod Spearman a souboru ANN poměrně dominantní roli. Obě zmíněné metody pak ještě řadí vlastní tíhu vozovky g_1 mezi veličiny, které mají určitý vliv na odezvu. Metoda CoV považuje kromě předpínací síly P_1 jako poměrně dominantní veličinu ještě předpínací sílu P_2. Ostatní sledované veličiny mají zanedbatelný vliv na konstrukci u mezního stavu dekomprese.

Mezní stav vzniku trhlin (obr. 6.14) u řešené konstrukce, kdy mezi vstupními náhodnými veličinami není zavedena korelace, podle výsledků citlivostní analýzy ovlivňuje více vstupních parametrů, než stav dekomprese (obr. 6.13). Předpínací síla P_1 a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ jsou brány jako dominantní náhodné veličiny u všech tří použitých metod citlivostní analýzy. Mezi poměrně dominantní

náhodné veličiny lze pak uvažovat ještě předpínací sílu P_2. Dvě metody (Spearman a soubor ANN) se dále shodují u vlastní tíhy vozovky g_1, kterou považují za poměrně dominantní. U ostatních náhodných veličin je buď jejich vliv na odezvu konstrukce minimální, nebo vždy jen jedna z použitých metod dokazuje určitou úroveň dominance některé sledované veličiny.



Obr. 6.13 Stanovený vliv nekorelovaných náhodných veličin na mezní stav dekomprese

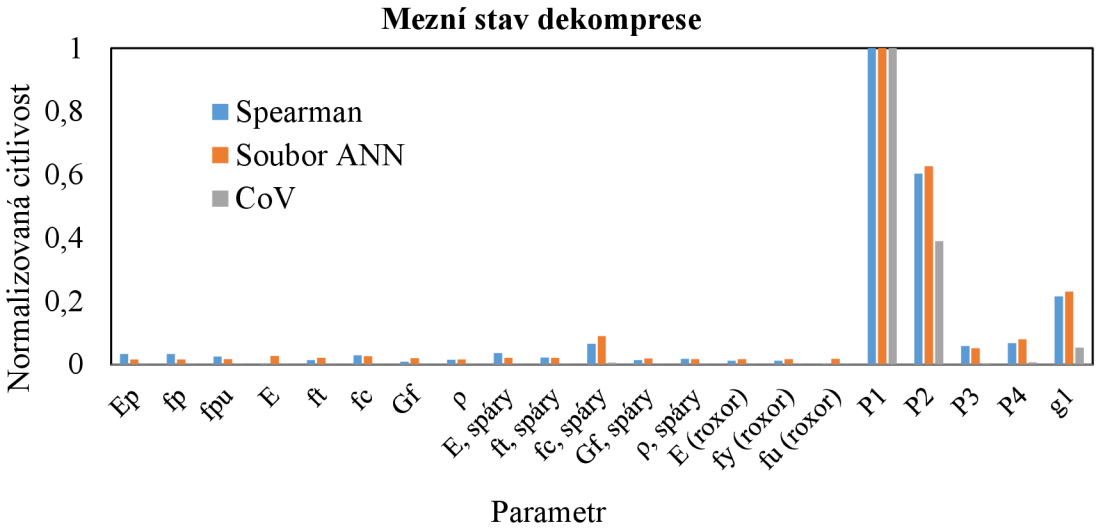


Obr. 6.14 Stanovený vliv nekorelovaných náhodných veličin na mezní stav vzniku trhlin

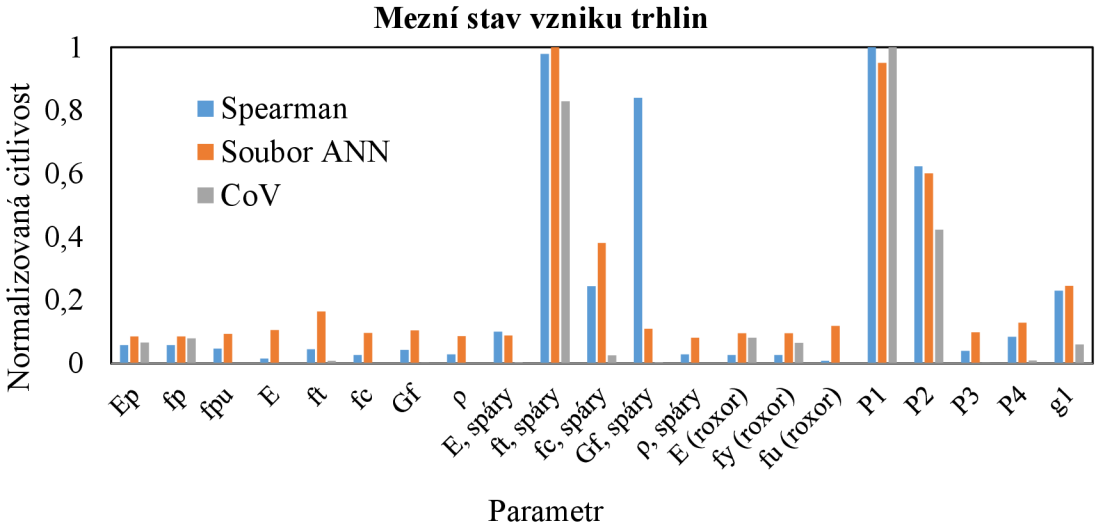
Výsledky citlivostní analýzy korelovaných náhodných veličin

Výsledky citlivostní analýzy pro mezní stav dekomprese (obr. 6.15), kdy mezi některými náhodnými veličinami je zaveden korelační koeficient (viz tab. 6.2 až 6.4), jsou prakticky totožné s výsledky analýzy mezního stavu dekomprese bez vzájemné korelace mezi náhodnými veličinami (obr. 6.13). Dominantní veličinou je předpínací síla P_1 a o něco méně pak předpínací síla P_2. Metody Spearman a soubor ANN pak ještě řadí vlastní tíhu vozovky g_1 mezi veličiny, které mají určitý vliv na odezvu. Ostatní sledované veličiny mají zanedbatelný vliv na konstrukci u mezního stavu dekomprese.

Citlivostní analýza náhodných vstupních veličin pro mezní stav vzniku trhlin (obr. 6.16), mj. mezi některými veličinami platí vzájemná závislost, pokládá dva parametry za dominantní. Jsou jimi předpínací síla P_1 a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$. Všechny tři použité metody citlivostní analýzy pak považují ještě za poměrně dominantní veličinu předpínací sílu P_2. Dvě metody citlivostní analýzy (Spearman a soubor ANN) pak považují ještě za podstatné dvě veličiny a to pevnost betonu příčných spár v tlaku $f_{c,\,\text{spáry}}$ a vlastní tíhu vozovky g_1. Za zmínění ještě stojí specifická lomová energie betonu příčných spár $G_{F,\,\text{spáry}}$, která má dle metody Spearman velký vliv na sledovaný mezní stav. Příčinou může být korelace, která je zavedena mezi tahovou pevností betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$ a specifickou lomovou energií betonu příčných spár $G_{F,\,\text{spáry}}$.



Obr. 6.15 Stanovený vliv korelovaných náhodných veličin na mezní stav dekomprese



Obr. 6.16 Stanovený vliv korelovaných náhodných veličin na mezní stav vzniku trhlin

Výsledky citlivostní analýzy byly použity v této práci pro zpřesnění aproximace funkce poruchy u druhé varianty inverzní analýzy. V době provádění aproximace funkce poruchy a následné inverzní analýzy byly známy výsledky pouze citlivostní analýzy

metody neparametrické pořadové korelace (Spearman). Na základě těchto výsledků viz obr. 6.15 a 6.16 byly pak zvoleny náhodné vstupní veličiny, které nejvíce ovlivňují sledované mezní stavy. Zbylé dvě citlivostní metody byly doplněny až po provedení inverzní analýzy. Výsledky těchto citlivostních analýz pak víceméně potvrdily správnost výběru náhodných vstupních veličin.

6.6 Návrh s využitím aproximované funkce poruchy

Druhá varianta inverzí analýzy je založena na aplikaci metody plochy odezvy (response surface method, RSM) s využitím umělých neuronových sítí s cílem aproximace funkce poruchy. Pomocí simulační metody Monte Carlo a aproximované funkce dochází ke stanovení pravděpodobnosti poruchy.

Metoda inverzní analýzy, která ke stanovení ukazatele spolehlivosti využívá aproximovanou funkci poruchy, představuje určité rozšíření předchozího postupu návrhu. Pro účely aproximace funkce poruchy jsou z předchozí metody inverzní analýzy převzaty všechny náhodné realizace vstupních náhodných veličin a jejich odpovídající hodnoty zatížitelnosti konstrukce pro daný mezní stav. Celkově tak 800 simulací, které dávají předpoklad přesné aproximace funkce poruchy.

Z předchozí citlivostní analýzy jsou vybrány náhodné veličiny, které mají největší vliv na sledované mezní stavy dekomprese a vzniku trhlin. Tímto krokem by měla být aproximace funkce poruchy přesnější. Výběr vstupních náhodných veličin je učiněn dle výsledků citlivostní analýzy založené na metodě neparametrické pořadové korelace dle Spearmana, viz předchozí kapitola. Vybranými parametry byla tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{\mathrm{t,\,spáry}}$, specifická lomová energie betonu příčných spár $G_{\mathrm{F,\,spáry}}$, předpínací síla P_1 a vlastní tíha vozovky g_1. Na základě těchto parametrů tak byl sestaven stochastický model (viz tab. 6.18 a 6.19), který vychází z hodnot původního stochastického modelu uvedeného v tab. 6.1. Střední hodnoty předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{\mathrm{t,\,spáry}}$ jsou použité stejné jako při provedení znáhodnění vybraných veličin v první metodě (tab. 6.9).

Jak již bylo zmíněno výše, funkce poruchy byla aproximována pomocí metody plochy odezvy s využitím umělých neuronových sítí. K aproximaci byla sestavena síť, která má ve své struktuře 4 neurony ve vstupní vrstvě (výše zvolené vstupní náhodné veličiny) a jeden neuron ve výstupní vrstvě sítě (rezerva spolehlivosti daného mezního stavu) s lineární přenosovou funkcí. Ve skryté vrstvě jsou pak 4 neurony a přenosovou funkcí byla funkce lineární. Pro oba mezní stavy byla sestavena samostatná síť. Obě sítě měly stejnou strukturu, lišily se však hodnotami v učící množině. Uspořádané dvojice učící množiny byly tvořeny hodnotami náhodných realizací zvolených náhodných vstupních veličin s jejich odpovídajícími hodnotami rezervy spolehlivosti.

Po správném naučení obou sítí, resp. dosažení dostatečně přesné aproximace inverzní funkce, byly obě sítě převedeny do knihovny DLL, která byla poté implementována do stochastického softwaru FReET. Knihovna DLL je poté využívána k poměrně rychlému výpočtu pravděpodobnosti poruchy simulační metodou Monte Carlo (sto tisíc simulací v řádech sekund). Dosažená hodnota pravděpodobnosti poruchy je poté převedena na hodnotu indexu spolehlivosti, která se dá lépe porovnat se směrnými hodnotami (viz tab. 6.7).

Samotná inverzní analýza pak probíhá přes program IRel, který řídí komunikaci mezi stochastickým softwarem FReET a softwarovým nástrojem pro tvorbu a učení umělých neuronových sítí DLNNET. V programu IRel se provede definování inverzní úlohy a za pomocí softwarového nástroje FReET pak dochází ke znáhodnění vybraných návrhových parametrů. Simulační metodou LHS se provede 100 náhodných realizací (platí pro všechny varianty návrhu v kapitole 6.6) návrhových parametrů z rovnoměrného pravděpodobnostního rozdělení, které je ohraničeno krajními hodnotami *a* a *b*. Vygenerované hodnoty návrhových parametrů jsou poté postupně dosazovány do stochastického modelu v programu FReET (tab. 6.18 a 6.19) a pomocí simulační metody Monte Carlo a aproximované funkce poruchy (knihovna DLL) proběhne pro každou realizaci 100 000 simulací (platí pro všechny varianty návrhu v kapitole 6.6), ze kterých se stanoví hodnota indexu spolehlivosti pro daný mezní stav. Tímto se sestaví učící množina, kterou využívá program DLNNET k učení sítě.

Tab. 6.18 Náhodné veličiny vybrané dle citlivostní analýzy

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient
Beton příčných spár				
$f_{t,\ spáry}$	[MPa]	Weibullovo min. (2 par)	2,40	0,35
$G_{f,\ spáry}$	[MN/m]	Weibullovo min. (2 par)	478.10^{-07}	0,25
Předpínací síla				
P_1	[MN]	Normální	15,00	0,09
Zatížení				
g_1	[MN/m]	Normální	-656.10^{-04}	0,05

Tab. 6.19 Korelační tabulka náhodných veličin betonu příčných spár

	$f_{t,\ spáry}$	$G_{f,\ spáry}$
$f_{t,\ spáry}$	**1**	0,8
$G_{f,\ spáry}$	0,8	**1**

V případech, kdy je inverzní analýza prováděna pro oba mezní stavy současně, se musí nejprve provést sestavení učící množiny pro oba mezní stavy zvlášť. Knihovna DLL totiž obsahuje aproximovanou funkci poruchy vždy jen pro jeden mezní stav.

Vygenerované hodnoty návrhových parametrů a jejich pořadí z první učící množiny, poté přebírá množina druhá (hodnoty i jejich pořadí musí být stejné pro obě množiny). Sestavené učící množiny obou mezních stavů jsou následně sloučeny do jediné učící množiny a ta je dále použita k učení sítě.

Při práci s umělými neuronovými sítěmi je nejprve navržena struktura sítě v programu DLNNET. Síť se poté trénuje až do té doby, než je správně naučená, tzn. do doby, než je inverzní funkce dostatečně přesně aproximovaná. Kontrola správnosti naučené sítě se dá provést tak, že se síti předloží požadovaný ukazatel spolehlivosti, který se šíří sítí směrem k výstupní vrstvě. Získané hodnoty návrhových parametrů jsou pak dosazeny do stochastického modelu v programu FReET, provede se analýza aproximované funkce rezervy spolehlivosti (knihovna DLL) pomocí simulační metody Monte Carlo (100 000 simulací) a dosažené hodnoty spolehlivostního ukazatele se poté porovnají s hodnotami požadovanými. Celý proces se opakuje do té doby, než je síť správně naučená.

Návrh středních hodnot vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 25 tun

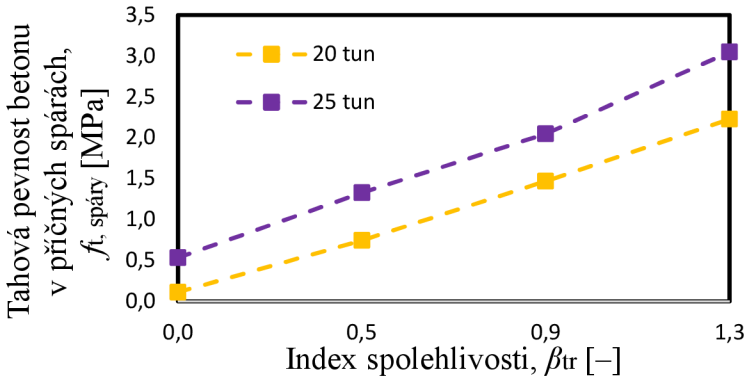
Citlivostní analýzou potvrzené dominantní veličiny sledovaných mezních stavů jsou předpínací síla P_1 a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$. Předpínací síla P_1 má dominantní vliv na oba mezní stavy, kdežto tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$ jen na mezní stav vzniku trhlin. Pro mezní stav dekomprese je návrhový index spolehlivosti $\beta_{\text{dek,návrh}}$ stanoven hodnotou 0 a u mezního stavu vzniku trhlin $\beta_{\text{tr,návrh}}$ hodnotou 1,3 (nevratné jevy). Mezní stav vzniku trhlin byl poté rozšířen o hodnoty indexu spolehlivosti 0 (vratné jevy) a dále pak o hodnoty 0,5 a 0,9, které se nacházejí mezi rozmezím vratných a nevratných jevů. Normální zatížitelnost byla dána hodnotou 25 tun. Znáhodnění středních hodnot hledaných parametrů bylo provedeno dle zvoleného rozsahu rovnoměrného pravděpodobnostního rozdělení uvedeného v tab. 6.20. Pokud by se návrhová střední hodnota hledaného návrhového parametru pro příslušnou velikost směrodatného ukazatele pohybovala mimo zvolený interval, nemusela by se aproximace inverzní funkce podařit dostatečně přesně (síť by nebyla naučena správně). Proto pro variantu návrhu, kdy požadovaná hodnota indexu spolehlivosti pro mezní stav vzniku trhlin byla 0, 0,5 a 0,9, byl interval mezi body *a* a *b* prodloužen (tab. 6.21).

Tab. 6.20 Znáhodnění návrhových parametrů (kratší interval)

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient	*a*	*b*
P_1	[MN]	Rovnoměrná	15,00	0,04	14,00	16,00
$f_{t,\,\text{spáry}}$	[MPa]	Rovnoměrná	2,40	0,24	1,40	3,40

Tab. 6.21 Znáhodnění návrhových parametrů (delší interval)

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient	a	b
P_1	[MN]	Rovnoměrná	15,00	0,08	13,00	17,00
$f_{t,\ spáry}$	[MPa]	Rovnoměrná	2,40	0,55	0,10	4,70



Obr. 6.17 Vývoj střední hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách v závislosti na změně směrné hodnoty ukazatele spolehlivosti při rozdílné normální zatížitelnosti

Struktura neuronových sítí byla nejprve tvořena jedním neuronem ve vstupní vrstvě sítě (návrhová hodnota indexu spolehlivosti pro daný mezní stav) a jedním neuronem ve výstupní vrstvě sítě (hledaný návrhový parametr) s lineární přenosovou funkcí. Ve skryté vrstvě sítě byly 2 neurony a buďto lineární přenosová funkce nebo hyperbolický tangens. Návrhový index spolehlivosti $\beta_{\text{dek,návrh}}$ je stanoven hodnotou 0. Pro mezní stav vzniku trhlin pak platí, že index spolehlivosti $\beta_{\text{tr,návrh}}$ má hodnotu 1,3. Výsledky inverzní analýzy jsou uvedeny v tab. P2.1 a P2.2. Pro porovnání výsledků s první metodou inverzní analýzy (stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella) byla také provedena inverzní analýza pro normální zatížitelnost 24 tun, která vychází ze stejných podmínek návrhu jako pro 25 tun. Výsledky návrhu hledaných parametrů pro 24 tun, jsou uvedeny v tab. P2.4 a P2.5.

Hlavní inverzní návrh hledaných návrhových parametrů, kterými byly předpínací síla P_1 a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$, byl proveden současně pro oba sledované mezní stavy. Mezní stav dekomprese má vždy návrhovou hodnotu indexu spolehlivosti 0. Pro mezní stav vzniku trhlin jsou uvažovány varianty indexu spolehlivosti s hodnotami od 0 do 1,3 (viz tab. 6.7). Struktura sítě je dána podmínkami úlohy, kdy ve vstupní a výstupní vrstvě sítě jsou vždy dva neurony. Ve výstupní vrstvě pak přenos informací zajišťuje lineární přenosová funkce. Skrytá vrstva obsahuje 4 nebo 5 neuronů a přenosovou funkcí byl hyperbolický tangens.

Při porovnání přesnosti výsledků mezi jednotlivými variantami struktury sítí (tab. 6.22 a P2.3), vycházela nejlépe síť s 5 neurony ve skryté vrstvě a přenosovou funkci hyperbolický tangens. Hodnoty návrhových parametrů pro jednotlivé varianty uvedené

v tab. 6.22 tak jsou získány z jednotlivých sítí s touto strukturou. Získané střední hodnoty návrhových parametrů ze sítě se 4 neurony ve skryté vrstvě jsou uvedeny v tab. P2.3.

Tab. 6.22 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
25	14,654	0,534	0,000	0,052	**0,000**	0,056
25	14,570	1,326	0,000	-0,009	**0,500**	0,497
25	14,604	2,049	0,000	0,002	**0,900**	0,906
25	14,616	3,048	0,000	0,003	**1,300**	1,358

Pokud návrhová hodnota indexu spolehlivosti pro mezní stav dekomprese zůstává zafixována hodnotou 0 a zároveň se pro mezní stav vzniku trhlin pohybuje mezi hodnotami 0 až 1,3, střední hodnota předpínací síla P_1 se prakticky nemění (tab. 6.22). Důvodem je silná dominance předpínací síly P_1 u mezního stavu dekomprese, kde naopak má druhý návrhový parametr nízký vliv. Pro mezní stav vzniku trhlin tak přebírá určitou vyvažovací roli tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ (tab. 6.22).

Návrh středních hodnot vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 20 tun

Vzhledem k tomu, že u předchozího návrhu vycházely střední hodnoty předpínací síly P_1 vyšší než u původního návrhu (tab. 6.1), byl proveden návrh pro zatížitelnost o 5 tun nižší. Návrh středních hodnot předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ pro normální zatížitelnost 20 tun vychází z předchozího návrhu pro 25 tun. Index spolehlivosti pro mezní stav dekomprese je stanoven hodnotou 0. Mezní stav vzniku trhlin nabízí varianty hodnot indexu spolehlivosti od 0 (vratné jevy), přes 0,5 a 0,9 až po 1,3 (nevratné jevy). Znáhodnění středních hodnot návrhových parametrů bylo u varianty pro index spolehlivosti $\beta_{dek,návrh}$ (hodnota 0) a $\beta_{tr,návrh}$ (hodnota 1,3) provedeno dle zvoleného intervalu v tab. 6.20. Ostatní varianty pak dle intervalu v tab. 6.21.

Návrh obou vybraných parametrů byl proveden současně na oba mezní stavy. Síť se skládala ze dvou vstupních a dvou výstupních neuronů. Výstupní vrstva obsahovala navíc lineární přenosovou funkci. Ve skryté vrstvě sítě je vždy 5 neuronů a přenosovou funkcí byl zvolen hyperbolický tangens.

Získané střední hodnoty předpínací síly P_1 jsou prakticky stejné u všech variant pro normální zatížitelnost 20 tun (tab. 6.23) a jsou celkově nižší než u zatížitelnosti 25 tun (tab. 6.22). Střední hodnota tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ plynule klesá při postupném snižování spolehlivostního požadavku (tab. 6.23). Stejně jako pro 25 tun, tak i pro nižší hodnotu zatížitelnosti 20 tun, je předpínací síla P_1 dominantní u mezního stavu dekomprese (druhý vybraný návrhový parametr má nízký vliv) a tahová

pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ pak vyvažuje změny hodnot indexu spolehlivosti u mezního stavu vzniku trhlin.

Tab. 6.23 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 20 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
20	13,672	0,112	0,000	-0,015	**0,000**	-0,006
20	13,741	0,746	0,000	0,026	**0,500**	0,483
20	13,731	1,470	0,000	0,012	**0,900**	0,910
20	13,720	2,227	0,000	-0,001	**1,300**	1,304

Návrh středních hodnot vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 20–25 tun

Poslední varianta návrhu středních hodnot vybraných parametrů konstrukce se zabývá sledováním vývoje zmíněných parametrů při postupném zvedání normální zatížitelnosti o jednu tunu. Normální zatížitelnost začíná na 20 tunách a postupně roste až do hodnoty 25 tun. Návrhový index spolehlivosti pro mezní stav dekomprese má požadovanou hodnotu 0 a pro mezní stav vzniku trhlin 0 a 1,3 (viz tab. 6.7). Znáhodnění středních hodnot vybraných parametrů u varianty, kde je index spolehlivosti pro mezní stav vzniku trhlin roven 1,3, je provedeno pomocí kratšího intervalu uvedeného v tab. 6.20. Druhá varianta pak používá delší interval z tab. 6.21.

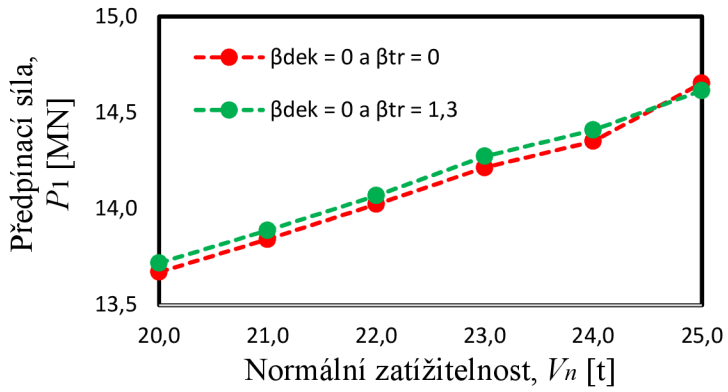
Tab. 6.24 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 20–25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
20	13,672	0,112	0,000	-0,015	**0,000**	-0,006
21	13,842	0,211	0,000	-0,019	**0,000**	0,001
22	14,025	0,320	0,000	-0,016	**0,000**	0,020
23	14,215	0,348	0,000	-0,001	**0,000**	-0,005
24	14,352	0,495	0,000	-0,027	**0,000**	0,000
25	14,654	0,534	0,000	0,052	**0,000**	0,056

Struktura sítě je sestavena ze dvou vstupních neuronů (směrné hodnoty ukazatele spolehlivosti) a dvou výstupních neuronů (střední hodnoty návrhových parametrů) s lineární přenosovou funkcí. Ve skryté vrstvě sítě je 5 neuronů a přenosovou funkcí byl zvolen hyperbolický tangens.

Tab. 6.25 Výsledné střední hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 20–25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
20	13,720	2,227	0,000	-0,001	**1,300**	1,304
21	13,889	2,391	0,000	-0,009	**1,300**	1,314
22	14,070	2,504	0,000	-0,005	**1,300**	1,308
23	14,274	2,580	0,000	0,013	**1,300**	1,301
24	14,411	2,907	0,000	-0,016	**1,300**	1,343
25	14,616	3,048	0,000	0,003	**1,300**	1,358



Obr. 6.18 Vývoj střední hodnoty předpínací síly v závislosti na změně normální zatížitelnosti

Střední hodnota předpínací síly P_1 se při změně zatížitelnosti vyvíjí nezávisle na změně hodnoty indexu spolehlivosti pro mezní stav vzniku trhlin, viz tab. 6.24 a 6.25. Důvod je stejný jako v předchozích dvou variantách návrhu středních hodnot. Návrhový parametr předpínací síly P_1 je dominantní u stavu dekomprese, zatímco tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ na tento stav nemá prakticky vliv. Na střední hodnotu tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ má větší vliv změna hodnoty indexu spolehlivosti pro mezní stav vzniku trhlin, než změna zatížitelnosti.

Návrh střední hodnoty předpínací síly a variačního koeficientu tahové pevnosti betonu pro normální zatížitelnost 25 tun

Další návrh je zaměřen především na tahovou pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$. Dle diagnostického průzkumu vyplývá, že zmíněný beton má vysokou variabilitu své pevnosti. Z tohoto důvodu byl proveden návrh variačního koeficientu pro dané střední hodnoty (viz tab. 6.28) tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$. Současně se provedl návrh střední hodnoty předpínací síly P_1. Cílem bylo rovněž ověřit schopnost metodiky inverzní analýzy identifikovat vyšší statistické momenty, v tomto případě variační koeficient. Pro mezní stav dekomprese je návrhový index spolehlivosti $\beta_{dek,návrh}$ stanoven hodnotou 0 a u mezního stavu vzniku trhlin $\beta_{tr,návrh}$ hodnotou 1,3 (nevratné jevy). Normální zatížitelnost byla stanovena hodnotou 25 tun. Střední hodnota předpínací

síly P_1 a variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ jsou znáhodněny dle zvoleného rozsahu rovnoměrného pravděpodobnostního rozdělení, který je uveden v tab. 6.26. Vzhledem k tomu, že bylo z prvotních analýz zjištěno, že návrhová střední hodnota variačního koeficientu pro zvolenou střední hodnotu tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$, konkrétně 2,400 MPa (tab. 6.28), vychází mimo zadaný interval, byl pro další analýzy interval rovnoměrné funkce prodloužen, viz tab. 6.27.

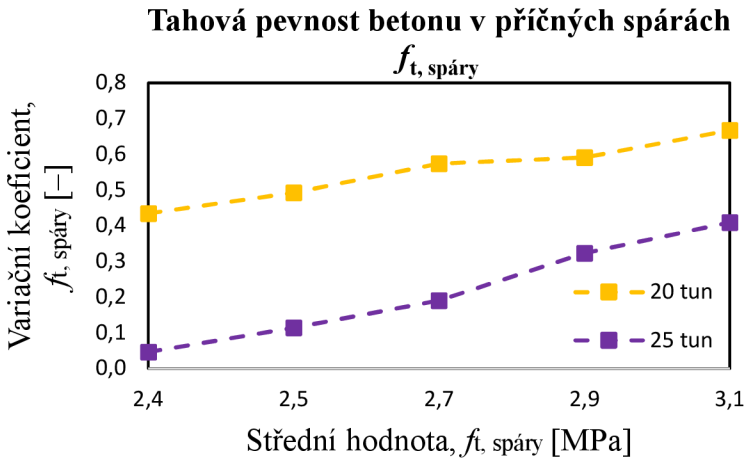
Tab. 6.26 Znáhodnění návrhových parametrů (kratší interval)

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient	a	b
P_1	[MN]	Rovnoměrná	15,00	0,04	14,00	16,00
$f_{t,\,spáry}$	[–]	Rovnoměrná	0,35	0,33	0,15	0,55

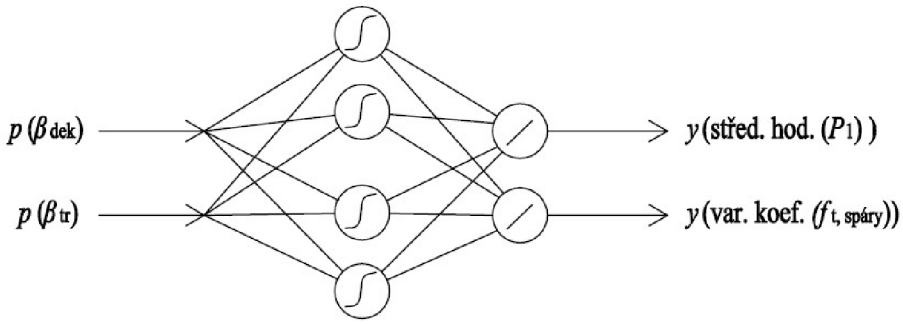
Tab. 6.27 Znáhodnění návrhových parametrů (delší interval)

Veličina	Jednotka	Rozdělovací funkce	Střední hodnota	Variační koeficient	a	b
P_1	[MN]	Rovnoměrná	15,00	0,08	13,00	17,00
$f_{t,\,spáry}$	[–]	Rovnoměrná	0,35	0,57	0,01	0,70

Inverzní návrh hledaných návrhových parametrů, kterými byly střední hodnota předpínací síly P_1 a variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$, byl proveden současně pro oba sledované mezní stavy. Struktura sítě má tedy dva neurony ve vstupní vrstvě i ve výstupní vrstvě. Ve výstupní vrstvě je navíc použita lineární přenosová funkce. Skrytá vrstva má buď 4 (6.20), nebo 5 neuronů (obr. 6.22) a přenosovou funkcí byl zvolen hyperbolický tangens. Z porovnání výsledků lépe vycházela síť s 5 neurony (tab. 6.28) ve skryté vrstvě, než síť se 4 neurony (tab. P2.6).



Obr. 6.19 Vývoj variačního koeficientu při změně střední hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách a pro rozdílné úrovně zatížitelnosti



Obr. 6.20 Schéma sítě s hyperbolickým tangens a 4 neurony ve skryté vrstvě

Tab. 6.28 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střed. hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střed. hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [–] (variační koef.)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
25	14,674	**2,400**	0,046	0,000	0,046	1,300	1,284
25	14,605	**2,500**	0,114	0,000	0,000	1,300	1,288
25	14,579	**2,700**	0,190	0,000	-0,017	1,300	1,326
25	14,577	**2,900**	0,323	0,000	-0,022	1,300	1,304
25	14,596	**3,100**	0,409	0,000	-0,008	1,300	1,304

Střední hodnoty předpínací síly P_1 jsou konstantní (tab. 6.28) a vychází velmi podobně jako v předešlém návrhu středních hodnot pro zatížitelnost 25 tun (tab. 6.22). Na výsledné návrhové hodnoty předpínací síly P_1 tak nemá vliv změna variačního koeficientu či střední hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$. Variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ při postupném zvyšování střední hodnoty rostl také (tab. 6.28). Pro střední hodnotu 2,40 MPa byla hodnota variačního koeficientu poměrně nízká, zatímco pro střední hodnoty 2,90 (hodnota variačního koeficientu se přibližuje hodnotě původní) a 3,10 MPa vychází variační koeficient příliš vysoký. Nejideálněji se tak jeví variační koeficient pro střední hodnoty 2,50 a 2,70 MPa.

Návrh střední hodnoty předpínací síly a variačního koeficientu tahové pevnosti betonu pro normální zatížitelnost 20 tun

Jelikož předpínací síla P_1 reaguje jen na změnu zatížitelnosti, nikoliv na změnu indexu spolehlivosti mezního stavu vzniku trhlin, byl z tohoto důvodu proveden návrh střední hodnoty předpínací síly P_1 a variačního koeficientu zvolených středních hodnot tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ pro normální zatížitelnost 20 tun. Návrh vychází z předešlé varianty normální zatížitelnosti 25 tun. Index spolehlivosti pro mezní stav dekomprese je stanoven směrnou hodnotou 0 a pro mezní stav vzniku trhlin 1,3 (nevratné jevy). Pro znáhodnění vybraných návrhových parametrů byl zvolen interval rovnoměrného rozdělení dle tab. 6.27.

Struktura sítí je totožná jako v předchozím návrhu pro normální zatížitelnost 25 tun, počítá se však jen s 5 neurony ve skryté vrstvě (obr. 6.22). Přenosovou funkcí zůstává hyperbolický tangens.

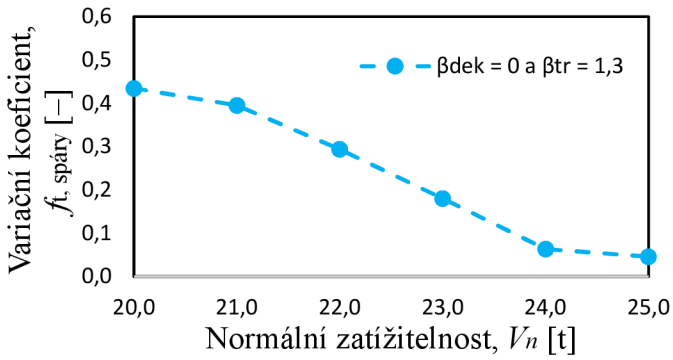
Tab. 6.29 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 20 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střed. hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střed. hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [–] (variační koef.)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
20	13,742	**2,400**	0,435	0,000	0,009	1,300	1,316
20	13,722	**2,500**	0,493	0,000	-0,004	1,300	1,301
20	13,751	**2,700**	0,574	0,000	0,006	1,300	1,304
20	13,738	**2,900**	0,591	0,000	0,000	1,300	1,329
20	13,715	**3,100**	0,667	0,000	-0,019	1,300	1,301

Získané střední hodnoty předpínací síly P_1 (tab. 6.29) jsou prakticky totožné jako v předešlém návrhu středních hodnot pro normální zatížitelnost 20 tun (tab. 6.23). Oproti předchozímu návrhu pro zatížitelnost 25 tun střední hodnota předpínací síly P_1 konstantně klesla směrem dolů, čímž se potvrdil vliv změny zatížitelnosti. Variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ je pro všechny její varianty střední hodnoty vyšší, než u původního návrhu (tab. 6.1). Řešením by mohlo být snížení zvolené střední hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ nebo zvýšení normální zatížitelnosti.

Návrh střední hodnoty předpínací síly a variačního koeficientu tahové pevnosti betonu pro normální zatížitelnost 20–25 tun

Poslední varianta návrhu střední hodnoty předpínací síly P_1 a variačního koeficientu pro zvolenou střední hodnotu 2,40 MPa tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\,spáry}$ je založena na postupném zvedání normální zatížitelnosti o jednu tunu. Počáteční hodnota normální zatížitelnosti je 20 tun a postupně roste až do konečné velikosti 25 tun. Návrhový index spolehlivosti pro mezní stav dekomprese má stanovenou hodnotu 0 a pro mezní stav vzniku trhlin 1,3. Znáhodnění vybraných parametrů je provedeno dle zvoleného intervalu rovnoměrného pravděpodobnostního rozdělení, viz tab. 6.26.

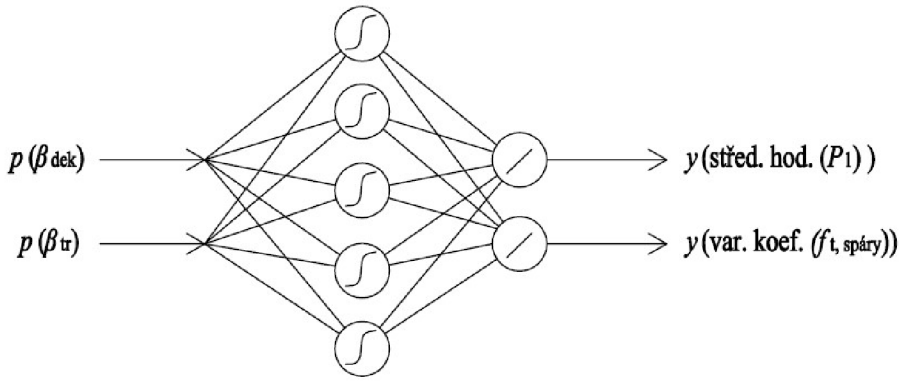


Obr. 6.21 Vývoj variačního koeficientu tahové pevnosti betonu v příčných spárách při změně hodnot normální zatížitelnosti

Všechny sestavené sítě měly dva neurony ve vstupní i ve výstupní vrstvě sítě. Ve výstupní vrstvě je navíc lineární přenosová funkce. Skrytá vrstva obsahuje 5 neuronů (obr. 6.22) s přenosovou funkcí hyperbolický tangens.

Tab. 6.30 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 20–25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [–] (variační koeficient)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
20	13,742	0,435	0,000	0,009	1,300	1,316
21	13,910	0,395	0,000	0,002	1,300	1,302
22	14,066	0,294	0,000	-0,002	1,300	1,302
23	14,241	0,181	0,000	-0,008	1,300	1,309
24	14,437	0,063	0,000	0,002	1,300	1,302
25	14,674	0,046	0,000	0,046	1,300	1,284



Obr. 6.22 Schéma sítě s hyperbolickým tangens a 5 neurony ve skryté vrstvě

Střední hodnoty předpínací síly P_1 postupně rostou v závislosti se zvětšující se normální zatížitelnosti (tab. 6.30). Je to dáno silným vlivem předpínací síly P_1 na mezní stav dekomprese a rovněž zanedbatelným vlivem tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ na zmíněný mezní stav. S rostoucí normální zatížitelnosti roste i požadavek na variabilitu tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ (tab. 6.30). Nejvíce se střední hodnota předpínací síly P_1 přibližuje k původně stanovené hodnotě (tab. 6.1) při normální zatížitelnosti 23 tun. Zároveň byl pro tuto úroveň zatížitelnosti získán variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ s příznivou hodnotou 18,1 %, viz tab. 6.30.

Při porovnání dosažených výsledků, zejména pak získaných středních hodnot návrhových parametrů souběžně pro oba mezní stavy při normální zatížitelnosti 24 a 25 tun, lze vypozorovat vzájemnou shodu mezi oběma metodami inverzní analýzy, které se mezi sebou liší stanovením ukazatelů spolehlivosti. Metodou ANN-RSM tak byla dostatečně přesně provedena aproximace funkce poruchy.

6 Závěr

Cílem předložené diplomové práce bylo aplikování přímé inverzní analýzy spolehlivosti založené na metodě umělých neuronových sítí s využitím plně pravděpodobnostní analýzy. Dalším cílem bylo provedení inverzní analýzy pomoci dvou variant, lišící se stanovením spolehlivostních ukazatelů pro požadované mezní stavy. První varianta stanovuje index spolehlivosti dle Cornella s využitím simulační metody LHS, zatímco druhá varianta metody plochy odezvy aproximuje funkci poruchy pomoci umělé neuronové sítě. Pravděpodobnost poruchy pak počítá s využitím simulační metody Monte Carlo a aproximované funkce. Ke splnění cílů byly použity softwarové nástroje potřebné k provedení inverzní analýzy spolehlivosti.

Předložená práce se dělí na teoretickou část a aplikační. V teoretické části jsou nejprve popsány základy pravděpodobnostního návrhu. Následuje stručné zasvěcení do problematiky umělých neuronových sítí. Na rozhraní teoretické a praktické části se nachází kapitola, která představuje softwarové nástroje použité v aplikační části a dále kapitola pojednávající o rozdílech, postupech a výhodách, případně nevýhodách zvolených metod inverzní analýzy. Poslední kapitola textové části je pak věnována aplikační části. Přílohy obsahují doplňující výsledky analýz.

Aplikační část této práce pojednává o návrhu vybraných parametrů konstrukce pomoci metody přímé inverzní analýzy spolehlivosti, která je založená na umělých neuronových sítích. Řešenou konstrukcí byl jednopólový betonový deskový most z nosníků MPD3 a MPD4 vzájemně spojenými předpínacími lany, který se nachází před obcí Uherský Ostroh. Rok výstavby mostu je odhadován přibližně v 50. letech minulého století. Zvolenými návrhovými parametry byly předpínací síla P_1 a tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\,\text{spáry}}$. Návrh vybraných parametrů byl proveden na základě diagnostického průzkumu z let 2006 a 2007, laboratorních zkoušek, normativních předpisů či doporučení a rovněž dle výsledků provedené citlivostní analýzy.

První aplikovanou variantou inverzní analýzy byla metoda založená na stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella s využitím simulační metody LHS. Dále byl využíván program založený na MKP, ve kterém je vytvořen výpočtový model. Postupně proběhly analýzy výpočtového modelu pro 800 simulací, které následně byly vyhodnoceny dle příslušných mezních stavů, a pro každý z nich je získána odpovídající úroveň zatížitelnosti.

Návrh středních hodnot vybraných parametrů byl proveden pro mezní stav dekomprese a mezní stav vzniku trhlin a rovněž pro rozdílnou úroveň normální zatížitelnosti, která byla stanovena hodnotou 24 a 25 tun. Návrhové střední hodnoty hledaných parametrů byly získány pro směrné hodnoty spolehlivostních ukazatelů ze správně naučených umělých neuronových sítí různých struktur, které dostatečně přesně aproximovaly inverzní funkci. Pomoci zpětného výpočtu byly pro návrhové

hodnoty hledaných parametrů stanoveny odpovídající hodnoty indexu spolehlivosti pro posuzovaný mezní stav. Z dosažených výsledků vyplývá, že předpínací síla P_1 je dominantní veličinou u mezního stavu dekomprese i mezního stavu vzniku trhlin. Navíc při návrhu obou hledaných parametrů současně pro oba mezní stavy reaguje o něco více citlivěji na změnu zatížitelnosti, než tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$. Získané střední hodnoty obou hledaných parametrů jsou vyšší než v původním návrhu.

Druhá varianta inverzní analýzy představuje rozšíření varianty první. Stanovení ukazatele spolehlivosti je založené na aplikaci metody plochy odezvy, která aproximuje funkci poruchy pomoci umělé neuronové sítě. Pravděpodobnost poruchy se stanovuje simulační metodou Monte Carlo s využitím aproximované funkce poruchy. Z první metody inverzní analýzy byly pro účely aproximace funkce poruchy převzaty všechny náhodné realizace vstupních náhodných veličin a jejich odpovídající hodnoty zatížitelnosti konstrukce pro daný mezní stav. Jednalo se celkově o 800 simulací, které dávají předpoklad dostatečně přesné aproximace funkce poruchy. Dle citlivostní analýzy jsou pak vybrány náhodné veličiny, které mají největší vliv na sledované mezní stavy. Za těchto podmínek byla následně provedena aproximace funkce poruchy pomoci umělé neuronové sítě pro oba mezní stavy zvlášť. Obě správně naučené sítě jsou poté převedeny do knihovny DLL a využívány k výpočtu pravděpodobnosti poruchy simulační metodou Monte Carlo.

Nejprve byl proveden návrh středních hodnot vybraných parametrů pro oba stanovené mezní stavy, kdy pro mezní stav vzniku trhlin byl index spolehlivosti určen směrnými hodnotami pro vratné jevy až po nevratné jevy a to při stanovené zatížitelnosti 20 a 25 tun. Dále byl sledován vývoj středních hodnot při fixních hodnotách spolehlivostních ukazatelů a postupném nárůstu normální zatížitelnosti od 20 až do 25 tun. Získané střední hodnoty předpínací síly P_1 a tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ z dostatečně správně naučených sítí stejné struktury jsou zpětným výpočtem ověřeny a jsou pro ně stanoveny odpovídající hodnoty spolehlivostních ukazatelů. Z dosažených výsledků vyplývá, že střední hodnota předpínací síly P_1 se při změně zatížitelnosti vyvíjí nezávisle na změně hodnoty indexu spolehlivosti pro mezní stav vzniku trhlin. Tento jev způsobuje nízký vliv tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ u mezního stavu dekomprese, kde naopak předpínací síla P_1 má dominantní roli. Tahová pevnost betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ je dominantní veličinou u mezního stavu vzniku trhlin a při návrhu přebírala určitou vyvažovací roli u tohoto stavu.

Cílem druhé možnosti návrhu bylo ověřit schopnost metodiky inverzní analýzy identifikovat vyšší statistické momenty, v tomto případě variační koeficient. Návrh byl tedy proveden pro střední hodnotu předpínací síly P_1 a variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$. Variační koeficient tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ byl vybrán z důvodu vysoké variability, která vyplývá z diagnostického průzkumu. Návrh vybraných parametrů byl proveden nejprve pro normální zatížitelnost 20 a 25 tun a pro dané střední hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$.

Spolehlivostní ukazatele jsou dány fixní směrnou hodnotou. Poslední varianta návrhu byla provedena pro pevně stanovenou střední hodnotu tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ a dále pro postupné navýšení normální zatížitelnosti začínající na hodnotě 20 tun, pokračující až do hodnoty 25 tun. Příslušné neuronové sítě se podařilo naučit dostatečně přesně. Střední hodnota předpínací síly P_1 se mění jen při změně zatížitelnosti, zatímco hodnota variačního koeficientu tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$ se mění jak při změně zatížitelnosti, tak při změně střední hodnoty tahové pevnosti betonu v příčných spárách $f_{t,\ spáry}$.

Při porovnání výsledků dosažených aplikací obou metod lze konstatovat, že funkce poruchy byla metodou ANN-RSM dostatečně přesně aproximována. Získané návrhové hodnoty vybraných parametrů jsou totiž velmi podobné u obou metod inverzní analýzy.

Metoda RSM (druhá metoda) má oproti první metodě, která je založena na stanovení indexu spolehlivosti dle Cornella, několik výhod. Velkou výhodou je časová úspora. Výpočet ukazatele spolehlivosti metodou Monte Carlo u metody RSM trvá poměrně krátce i pro velký počet simulací (v řádech vteřin), zatímco u první metody jedna simulace výpočtového modelu zabere několik minut (u složitějších případů i několik hodin). S tím rovněž souvisí i zpětné ověření správnosti získaných návrhových hodnot vybraných parametrů z umělé neuronové sítě. Další výhodou metody RSM je možnost různých variant analýz dané konstrukce. Volba libovolných hledaných návrhových parametrů, přes jejich jakékoliv momentové parametry (variační koeficient aj.) až po snadnou změnu stanovené hodnoty zatížitelnosti. První metoda dovoluje pouze snadnou změnu zatížitelnosti. Ostatní zmíněné varianty by vedly k opětovnému znáhodnění hledaných návrhových parametrů a dalším analýzám výpočtového modelu.

Seznam literatury

[1] Česká technická norma ČSN ISO 13822 Zásady navrhovaní konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Český normalizační institut, Praha, 2005.

[2] Technické podmínky TP 224 Ověřování existujících mostů pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha, 2010.

[3] JCSS. 2000. Probabilistic model code, part 3: Material Properties.

[4] ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha, 2009

[5] Zich, M. a kolektiv. 2010. Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů. Září 2010. Brno. Dashöfer Holding, Ltd. a Verlag Dashöfer, nakladatelství, s. r. o. ISBN 978-8086897-38-7.

[6] Lehký, D., 2006. Inverzní stochastická analýza betonových konstrukcí. Disertační práce, Fakulta stavební, VUT v Brně, Brno, Česká republika 136 s.

[7] Šomodíková, M. 2016. Pravděpodobnostní analýza spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů. Disertační práce, Fakulta stavební, VUT v Brně, Brno, Česká republika 146 s.

[8] Novák, D., Vořechovský, M., Rusina, R. 2012. FReET - Program Documentation: User's and Theory Guides, Version 1.5, Brno/Červenka Consulting, Česká republika, http://www.freet.cz.

[9] Lehký, D. 2014. DLNNET - Program Documentation: Theory and User's Manual, Brno, Česká republika. (in preparation).

[10] Lehký, D. 2014. IRel - Program Documentation: User's Manual, Brno, Česká republika. (in preparation).

[11] Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J. ATENA program documentation – Part 1: theory. Cervenka Consulting, Prague, Czech Republic, 2016.

[12] Pukl R, Červenka V, Strauss A, Bergmeister K, Novák D. An advanced engineering software for probabilistic-based assessment of concrete structures using nonlinear fracture mechanics. In: Proc. of 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering – ICASP 9, San Francisco, USA, Rotterdam Millpress; 2003. p. 1165–1171.

[13] Lehký, D., Novák, D. 2013. Inverse reliability problem solved by artificial neural networks. Červen 2013. ICOSSAR 2013. Columbia University. New York. NY USA.

[14] Sadílek, V., Doležel, J., Vořechovský, M. 2010. Řešené úlohy z oblasti spolehlivosti stavebních konstrukcí. 16. Března 2011. Fakulta stavební, VUT v Brně. Brno.

[15] Lehký, D., Novák, D. Solving Inverse Structural Reliability Problem Using Artificial Neural Networks and Small-Sample Simulation. Advances in Structural Engineering, Vol. 15, No. 11, 1911-1920, 2012.

[16] Lehký, D., Šomodíková, M., Doležel, J., Novák, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti a spolehlivosti spřaženého mostu z MPD nosníků. Beton TKS, 4/2013, 108-113, 2013.

[17] Teplý, B., Novák, D.: Spolehlivost stavebních konstrukcí. Skriptum, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, Česká republika, 1999.

[18] Lehký, D., Novák, D. Šomodíková, Lixia Pan and Maosen Cao. 2017. A Comparison of Sensitivity Analyses of Prestressed Composite Bridge. ICOSSAR 2017

Seznam použitých zkratek a symbolů

X	náhodná veličina
$f_x(x)$	pravděpodobnostní rozdělení
$F_x(x)$	distribuční funkce
μ_x	střední hodnota
σ_x^2	rozptyl
σ_x	směrodatná odchylka
COV_x	variační koeficient
erf	speciální funkce esovitého tvaru
α_x	šikmost
E	střední hodnota náhodné veličiny
cov	kovariance
R	návrhové deterministické (nominální) hodnoty odolnosti konstrukce
E	návrhové deterministické (nominální) hodnoty účinků zatížení
Z	náhodná veličina (funkcí náhodného vektoru dvou veličin)
β	index spolehlivosti
p_f	pravděpodobnost poruchy
a	konstanta udávající sklon lineární přenosové funkce
y_i	výstupní vektor učící množiny
p_i	výstup, na který očekáváme, že odpoví y_i
N	značí počet uspořádaných dvojic (sad) "vstup–výstup" v učící množině
y_{ik}^*	požadovaná výstupní hodnota k–tého výstupního neuronu při i–tém vstupu
y_{ik}^0	skutečná výstupní hodnota
E	kritérium
p_{norm}	normalizace vstupů
p_{orig}	normalizace výstupů
$a;\ b$	ohraničující body rovnoměrně spojité rozdělovací funkce
f_p [MPa]	mez kluzu předpínací výztuže
f_{pu} [MPa]	mez pevnosti předpínací výztuže
E_p [MPa]	modul pružnosti předpínací výztuže
ε_{lim} [–]	poměrné přetvoření předpínací výztuže
E [MPa]	modul pružnosti betonu nosníků
f_c [MPa]	pevnost betonu nosníků v tlaku
f_t [MPa]	pevnost betonu nosníků v tahu
G_f [MN/m]	specifická lomová energie betonu nosníků
ρ [MN/m^3]	specifická hmotnost betonu nosníků
$E_{spáry}$ [MPa]	modul pružnosti betonu nosníků
$f_{c,\ spáry}$ [MPa]	pevnost betonu nosníků v tlaku
$f_{t,\ spáry}$ [MPa]	pevnost betonu nosníků v tahu
$G_{f,\ spáry}$ [MN/m]	specifická lomová energie betonu nosníků
$\rho_{spáry}$ [MN/m^3]	specifická hmotnost betonu nosníků
P_1 [MN]	předpínací síla dolní výztuže

P_2 [MN]	předpínací síla dolní výztuže
P_3 [MN]	předpínací síla horní výztuže
P_4 [MN]	předpínací síla horní výztuže
g_1 [MN/m]	zatížení vozovkou
E [MPa]	modul pružnosti smykové výztuže
f_y [MPa]	mez kluzu smykové výztuže
f_u [MPa]	mez pevnosti smykové výztuže
ε_{lim} [–]	poměrné přetvoření smykové výztuže
V_n [t]	normální zatížitelnost

Seznam příloh

Příloha č. 1: Doplňující výsledky návrhu vybraných parametrů konstrukce
Příloha č. 2: Doplňující výsledky návrhu s využitím aproximované funkce poruchy

Příloha č. 1: Doplňující výsledky návrhu vybraných parametrů konstrukce

Návrh vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 25 tun

Tab. P1.1 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
25	14,720	-	0,000	-	-	-
25	13,055	-	-	-	0,000	-
25	15,392	-	-	-	1,300	-
25	-	2,346	-	-	0,000	-
25	-	2,411	-	-	1,300	-

Tab. P1.2 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
25	14,554	-	0,000	-	-	-
25	13,050	-	-	-	0,000	-
25	15,374	-	-	-	1,300	-
25	-	2,367	-	-	0,000	-
25	-	2,342	-	-	1,300	-

Tab. P1.3 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
25	13,055	2,346	-	-	0,000	
25	15,387	2,406	-	-	1,300	

Tab. P1.4 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
25	13,059	2,322	-	-	0,000	
25	15,396	2,409	-	-	1,300	

Tab. P1.5 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
25	14,797	2,672	0,000		1,300	
25	14,771	2,724	0,000		1,300	
25	14,719	2,824	0,000		1,300	
25	14,795	2,902	0,000		1,300	
25	14,795	2,902	0,000		1,300	
25	14,795	2,902	0,000		1,300	
25	14,839	2,909	0,000		1,300	
25	14,795	2,903	0,000		1,300	
5 neuronů ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
25	**14,733**	**2,850**	0,000	0,136	1,300	1,326
25	14,795	2,902	0,000		1,300	

Tab. P1.6 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
25	14,551	2,807	0,000		1,300	
25	14,745	2,925	0,000		1,300	
25	14,565	2,993	0,000		1,300	
25	**14,602**	**2,923**	0,000	0,034	1,300	1,349
25	14,576	2,909	0,000		1,300	
25	14,589	2,859	0,000		1,300	
25	14,547	2,963	0,000		1,300	
25	14,524	2,843	0,000		1,300	

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
5 neuronů ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
25	14,590	2,886	0,000		1,300	
25	14,526	2,914	0,000		1,300	

Návrh vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 24 tun

Tab. P1.7 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
24	14,550	-	0,000	-	-	-
24	12,804	-	-	-	0,000	-
24	15,147	-	-	-	1,300	-
24	-	2,339	-	-	0,000	-
24	-	2,404	-	-	1,300	-

Tab. P1.8 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
24	14,351	-	0,000	-	-	-
24	12,849	-	-	-	0,000	-
24	15,121	-	-	-	1,300	-
24	-	2,394	-	-	0,000	-
24	-	2,364	-	-	1,300	-

Tab. P1.9 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
24	12,804	2,339	-	-	0,000	
24	15,147	2,404	-	-	1,300	

Tab. P1.10 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
24	12,741	2,344	-	-	0,000	
24	15,310	2,408	-	-	1,300	

Tab. P1.11 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
24	14,632	2,779	0,000		1,300	
24	14,627	2,732	0,000		1,300	
24	14,660	2,774	0,000		1,300	
24	14,610	2,827	0,000		1,300	
24	14,610	2,827	0,000		1,300	
24	14,610	2,827	0,000		1,300	
24	14,610	2,827	0,000		1,300	
24	**14,592**	**2,805**	0,000	0,152	1,300	1,334
5 neuronů ve skryté vrstvě sítě – lineární funkce						
24	14,594	2,828	0,000		1,300	
24	14,610	2,827	0,000		1,300	

Tab. P1.12 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě sítě – hyperbolický tangens						
24	14,268	2,852	0,000		1,300	
24	14,360	2,810	0,000	-0,015	1,300	1,148
24	14,332	2,813	0,000		1,300	
24	14,291	2,828	0,000		1,300	
24	14,303	2,818	0,000		1,300	
24	14,289	2,945	0,000		1,300	
24	14,309	2,901	0,000		1,300	
24	14,280	2,893	0,000		1,300	

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
24	14,328	2,869	0,000		1,300	
24	14,315	2,864	0,000		1,300	
Doplňující síť						
24	**14,380**	**2,864**	0,000	0,005	1,300	1,225

Příloha č. 2: Doplňující výsledky návrhu s využitím aproximované funkce poruchy

Návrh vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 25 tun

Tab. P2.1 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě – lineární funkce						
25	14,616	-	0,000	0,010	-	-
25	15,083	-	-	-	1,30	1,349
25	-	2,534	-	-	1,30	1,368

Tab. P2.2 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě – hyperbolický tangens						
25	14,601	-	0,000	0,005	-	-
25	15,068	-	-	-	1,30	1,339
25	-	2,497	-	-	1,30	1,355

Tab. P2.3 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\,spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\,návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\,návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě – hyperbolický tangens						
25	14,660	0,577	0,000	0,063	**0,000**	0,092
25	14,596	1,221	0,000	0,007	**0,500**	0,452
25	14,620	2,001	0,000	0,014	**0,900**	0,903
25	14,593	3,064	0,000	-0,016	**1,300**	1,357

Návrh vybraných parametrů konstrukce pro normální zatížitelnost 24 tun

Tab. P2.4 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě – lineární funkce						
24	14,430	-	0,000	-0,001	-	-
24	14,802	-	-	-	1,30	1,364
24	-	2,150	-	-	1,30	1,377

Tab. P2.5 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 24 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střední hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střední hodnota)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
2 neurony ve skryté vrstvě – hyperbolický tangens						
24	14,429	-	0,000	0,002	-	-
24	14,782	-	-	-	1,30	1,340
24	-	2,113	-	-	1,30	1,341

Návrh střední hodnoty předpínací síly a variačního koeficientu tahové pevnosti betonu pro normální zatížitelnost 25 tun

Tab. P2.6 Výsledné hodnoty návrhových parametrů pro normální zatížitelnost 25 tun

V_n [t]	P_1 [MN] (střed. hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [MPa] (střed. hodnota)	$f_{t,\ spáry}$ [–] (variační koef.)	$\beta_{dek,\ návrh}$	β_{dek}	$\beta_{tr,\ návrh}$	β_{tr}
4 neurony ve skryté vrstvě – hyperbolický tangens							
25	14,672	**2,400**	0,062	0,000	0,050	1,300	1,278
25	14,571	**2,500**	0,091	0,000	-0,019	1,300	1,268
25	14,553	**2,700**	0,217	0,000	-0,037	1,300	1,302
25	14,578	**2,900**	0,306	0,000	-0,021	1,300	1,325
25	14,593	**3,100**	0,413	0,000	-0,009	1,300	1,302