

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE
Faculty of Civil Engineering

Proceedings of Workshop K133

Department of Concrete and Masonry Structures

May 29-30, 2025
Prague

Workshop K133

Department of Concrete and Masonry Structures

This book contains papers that were presented during the Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures that was held in Prague, CTU in Prague on 29–30 May 2025.

The papers of the present volume were peer reviewed by supervisors of PhD students.

PhD workshop was organized by Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Czech Republic.

Publication of this volume was prepared and carried out with support of the projekt SVK 09/25/F1.

Editors: Anna Horáková, Martin Petřík

Contact: Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, CTU in Prague, Thákurova 7, 166 29 Praha 6 – Dejvice,
k133@fsv.cvut.cz, <https://concrete.fsv.cvut.cz/phdworkshop>

First electronic edition

Published by: Czech Technical University in Prague

Number of pages: 133

ISBN 978-80-01-07417-6 (print)

ISBN 978-80-01-07416-9 (online)

©2025

Faculty of Civil Engineering

CTU in Prague

CONTENT

VÝPOČETNÍ NÁSTROJE PRO ANALÝZU STROPNÍCH SYSTÉMŮ Z TRÁMŮ A VLOŽEK	5
BERÁNEK Daniel	
PROCES ZAJIŠTĚNÍ SEISMICKÉ ODOLNOSTI JADERNÝCH ELEKTRÁREN	9
BOUŘIL Václav	
BETON PRO SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ TUNELOVÝCH STAVEB	17
HLAVSA Zdeněk	
MĚŘENÍ MODULU PRUŽNOSTI V HORKÝCH KOMORÁCH	21
HRDLIČKOVÁ Kateřina	
ZÁVISLOST SMYKOVÉ PEVNOSTI ROZHŘANÍ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ NA ČASOVÉM ODSUTPU VÝROBY VRSTEV	27
JELÍNKOVÁ Michaela	
NUMERICKÁ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÝCH ZESÍLENÝCH PRVKŮ	33
KAZMINA Valeria	
NUMERICAL MODELLING OF CONCRETE STRUCTURES EXPOSED TO RADIATION	37
KOVÁŘ Jiří	
OVĚŘENÍ HODNOT ODPORŮ KOLEJOVÉHO LOŽE NA ZÁKLADĚ VYHODNOCENÍ MONITORINGU BEZSTYKOVÉ KOLEJE	41
KUBA Matyáš	
DETERMINATION OF A 1D ELEMENT STIFFNESS FOR A STEEL-CONCRETE-STEEL STRUCTURE MODELLING VIA PLANE ELEMENT LAYERING	47
KUBÁT Roman	
NÁVRH, POPIS A VYHODNOCENÍ ÚNAVOVÉ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY PŘEDEM PŘEDPJATÉHO PANELU SPIROLL	53
MIKLAS Petr	
POŽÁRNÍ BEZPEČNOST SILNIČNÍCH TUNELŮ SE ZAMĚŘENÍM NA MODELOVÁNÍ POŽÁRU	58
MOUCHA Pavel	
POROVNÁNÍ SMRŠŤOVÁNÍ BÍLÉHO A ŠEDÉHO BETONU	63
NĚMČIC Vít	
ŽELEZNIČNÍ MOSTY Z PŘEDPJATÉHO BETONU	67
NERADÍLEK Martin	

OPTIMIZATION OF EXPERT FUZZY SYSTEMS	75
RATISLAV Matyáš	
SOUHRN ÚČINKŮ NEPŘÍMÉHO ZATÍŽENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	80
ROZKOŠNÝ Jan	
EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM OCELOBETONOVÝCH SLOUPŮ ZATÍŽENÝCH KONTAKTNÍM VÝBUCHEM	84
ŠULC Vojtěch	
CHAT GPT-4O Z POHLEDU STATIKA	90
TOMAN Kryštof	
KLASIFIKACE BETONOVÝCH TENKOSTĚNNÝCH PRŮŘEZŮ ZALOŽENÁ NA NAPJATOSTI PŘI KROUCENÍ	96
VESECKÝ Jan	
NÁVRH PŘEDPJATÝCH TRÁMŮ PRO EXPERIMENT VLIVU SOUDRŽNOSTI PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE NA VZNIK A ROZVOJ TRHLIN	106
VÍZNER Tomáš	
NUMERICKÁ ANALÝZA VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI BEZSTYKOVÉ KOLEJE	111
VRBA Pavel	
DETEKCE TRHLIN POMOCÍ ZPRACOVÁNÍ A ANALÝZY OBRAZU S VYUŽITÍM FUZZY LOGIKY	118
WUDI Václav	
APROXIMACE VÝSLEDKŮ MKP ANALÝZY NA JEDNODUCHÉM MODELU POMOCÍ NEURONOVÉ SÍTĚ	123
ZAŽIREJ Stanislav	

VÝPOČETNÍ NÁSTROJE PRO ANALÝZU STROPNÍCH SYSTÉMŮ Z TRÁMŮ A VLOŽEK

Daniel Beránek, *

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

ABSTRAKT

Príspevek shrnuje výsledky mé bakalářské a diplomové práce zaměřené na vývoj a implementaci výpočetních nástrojů pro analýzu keramobetonových stropních systémů z trámů a vložek s využitím pokročilých numerických metod. Bakalářská práce se zaměřovala na problematiku deformací železobetonových konstrukcí se zaměřením na tento typ stropních systémů s ohledem na trhliny a vliv dotvarování betonu. Byl vyvinut nástroj umožňující lineární i nelineární výpočet odezvy stropního systému metodou konečných prvků. V diplomové práci byl nástroj rozšířen a zobecněn pomocí objektově orientovaného programování, čímž jej zpřístupnila pro analýzu obecných prutových konstrukcí. Zároveň byl doplněn komplexní modul pro práci se zatížením (silové, teplotní, předepsané deformace), definici zatěžovacích stavů, jejich kombinací a obálek extrémů. Součástí byl také modul pro posouzení konstrukcí podle Eurokódů.

KLÍČOVÁ SLOVA

výpočetní nástroj • software • metoda konečných prvků • moment-křivost

ABSTRACT

This paper summarizes the results of my bachelor and master thesis, both focused on the development and implementation of computational tools for the analysis of beam-and-block floor systems using advanced numerical methods. The bachelor thesis addressed the issue of deformation of reinforced concrete structures with a focus on this type of floor system taking into account cracks and the effect of concrete creep. A computational tool was developed to allow linear and non-linear finite element analysis of the floor systems. In the master thesis, the tool was extended and generalized using object oriented programming, making it suitable for the analysis of general frame structures. Furthermore, the tool was expanded with a complex module for loads (force loads, thermal loads and prescribed displacements), definition of load cases, their combinations, and extreme envelopes. An additional module for design of structures according to Eurocodes was also included.

KEYWORDS

computational tool • software • finite element method • moment-curvature

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., PMP, FEEng.

1. ÚVOD

Tradiční přístup k návrhu stropních systémů z trámů a vložek vychází ze statických tabulek, které stanovují maximální zatížení pro různé tloušťky stropních konstrukcí, rozpony, třídy betonu a další parametry. Tyto tabulky však vycházejí z předpokladu, že se konstrukce chová jako prostý nosník zatížený rovnoměrným spojitým zatížením. V praxi se však při návrhu těchto stropních konstrukcí setkáváme s odlišnými podmínkami – například stropní konstrukce může být spojitým nosníkem přes několik polí nebo může být zatížena koncentrovanými bodovými silami (např. v místech uložení sloupku krovu), což tradiční statické tabulky vůbec nezohledňují.

V rámci bakalářské práce byl proto vyvinut výpočetní nástroj, který umožňuje analyzovat i nestandardní případy, a tím nahradit tradiční přístup k navrhování a posuzování těchto konstrukcí. Tento nástroj umožňuje posoudit různá statická schémata – prostý nosník, spojitý nosník i nosníky s překonvolováním – zatížená nejen spojitým, ale i bodovým zatížením.

Integrací tohoto výpočetního nástroje do webové aplikace, vyvíjené v rámci projektu „Vývoj komplexního softwaru pro optimalizaci návrhu a posouzení střešních a stropních konstrukcí“, se ukázala řada limitací. Původní nástroj totiž umožňoval zadat zatížení pouze pro jeden zatěžovací stav, pouze konstantní hodnotou působící na celé délce pole a postprocessing výsledků probíhal na straně serveru, což výrazně prodlužovalo potřebný výpočetní čas.

Diplomová práce pak staví na tomto základu a jejím cílem je nástroj zobecnit a rozšířit tak, aby bylo možné jej aplikovat na jakoukoliv prutovou konstrukci. Rozšířená verze implementuje pokročilé numerické metody v programovacím jazyce Python.

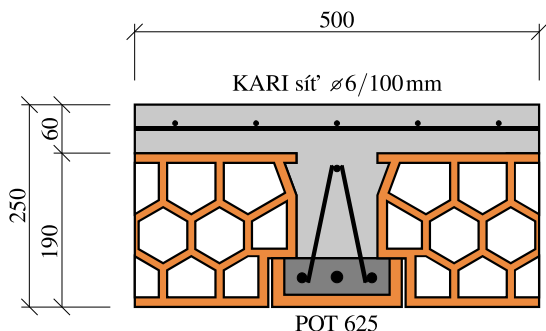
Navazující diplomová práce dále rozšiřuje tento nástroj a zaměřuje se na odstranění omezení původní verze. Nově vyvinutý výpočetní nástroj umožňuje pracovat s různými typy zatížení – lineárním („lichoběžníkovým“) spojitým zatížením, rovnoměrným spojitým zatížením, bodovými silami, teplotním namáháním a předepsanými deformacemi konstrukce. Navíc lze tyto různé typy zatížení slučovat do zatěžovacích stavů, které je následně možné kombinovat do kombinací zatěžovacích stavů se zohledněním škálovacích koeficientů.

Dále byla vyvinuta nadstavba nad tímto základním nástrojem, která implementuje požadavky Eurokódů. Nadstavba umožňuje kategorizaci zatěžovacích stavů dle normy (ČSN EN 1991-1-1 2004) a automatické generování kombinací zatěžovacích stavů, včetně dílčích součinitelů bezpečnosti, na základě zvoleného mezního stavu a typu kombinace podle požadavků normy (ČSN EN 1990 ed.2 2021) (například pro mezní stav použitelnosti lze volit mezi charakteristickou, častou a kvazistálou kombinací). Nadstavba dále obsahuje posudky podle norem (ČSN EN 1992-1-1 ed.2 2019) a (ČSN EN 1995-1-1 2006), což umožňuje detailní posouzení konstrukčních prvků.

2. METODIKA A VÝVOJ VÝPOČETNÍCH NÁSTROJŮ

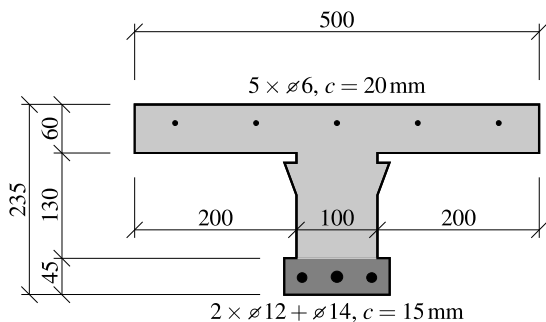
2.1. Stropní systém z trámů a vložek

Na obrázku 1 je znázorněn příklad průřezu zmonolitněného stropního systému z trámů a vložek, který je při horním povrchu vyztužen kari sítí.



Obr. 1: Průřez stropního systému

Keramické stropní vložky jsou dle normy (ČSN EN 15037-3+A1 2011) klasifikovány jako *částečně spolupůsobící*, což znamená že mohou přispívat k výsledné únosnosti stropního systému, ale jejich horní příruba nemůže v hotovém stropním systému fungovat jako tlačená deska. Průřez vzdorující zatížení je zobrazen na obrázku 2.

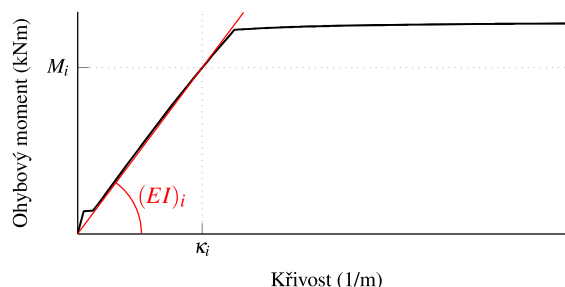


Obr. 2: Vzdorující průřez stropního systému

2.2. Pracovní diagram průřezu

Pracovní diagram průřezu popisuje závislost ohybového momentu na křivosti. Pomocí tohoto diagramu lze stanovit sečnou ohybovou tuhost průřezu jako směrnici sečny v daném místě, viz obr. 3, tedy jako podíl ohybového momentu a křivosti podle vztahu 1.

$$(EI)_i = \left| \frac{M_i}{\kappa_i} \right| \quad (1)$$



Obr. 3: Pracovní diagram průřezu

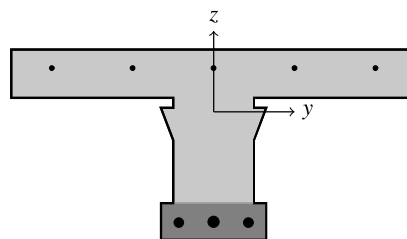
Algoritmus pro sestavení pracovního diagramu průřezu je detailně popsán v bakalářské práci (Beránek 2022). Pro každou křivost κ_i se hledá poloha neutrální osy do chvíle, kdy v průřezu nastane rovnováha sil. Numerickou integrací vztahu 2 získáme ohybový moment $M_{y,i}$ odpovídající křivosti κ_i .

$$M_y = \int_A \sigma_x(z) z dA, \quad (2)$$

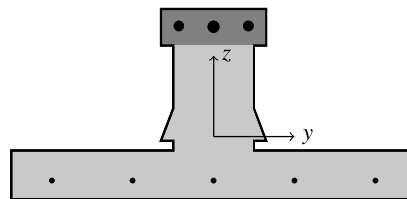
kde A značí plochu průřezu a σ_x představuje normálové napětí.

V případě symetrického průřezu se symetrickým vyztužením je pracovní diagram průřezu pro kladné i záporné hodnoty křivosti stejný.

V případě nesymetrického průřezu je nutné provést výpočet pro kladnou i zápornou hodnotu křivosti. Toho lze docílit otočením průřezu o 180° okolo osy x , viz obr. 4 a 5.



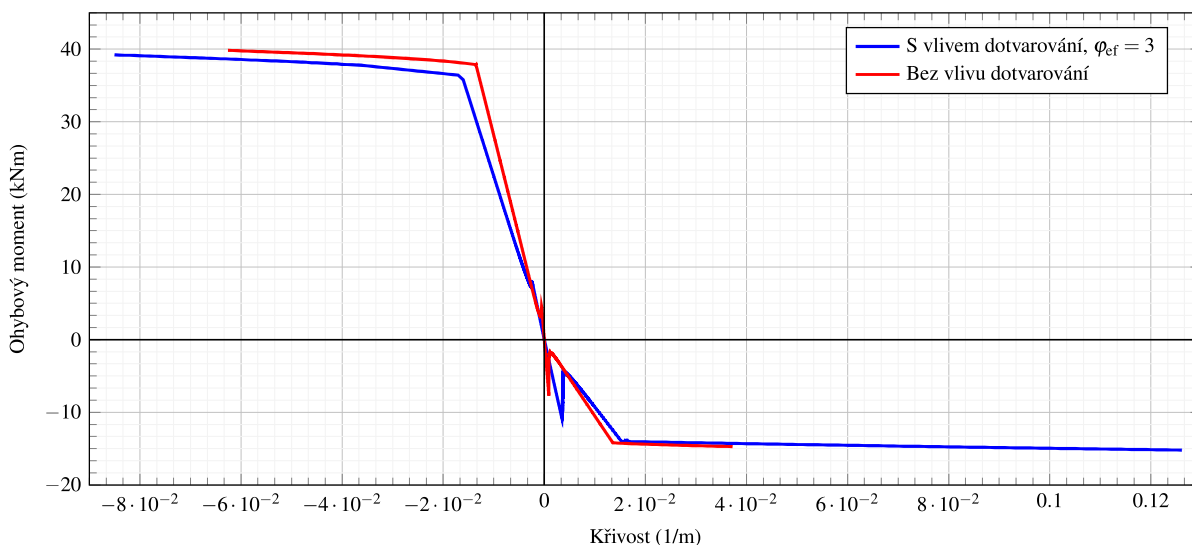
Obr. 4: Průřez stropního systému při záporné křivosti



Obr. 5: Průřez stropního systému při kladné křivosti

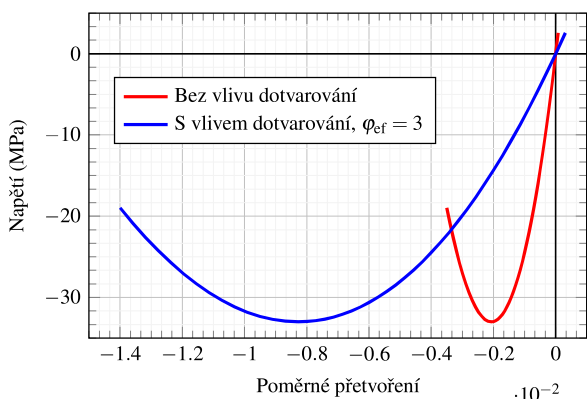
Normálové napětí σ_x získáme pomocí vztahu mezi poměrným přetvořením a napětím, který převádí hodnoty poměrného přetvoření na odpovídající hodnoty napětí. Výpočtový nástroj umožňuje definovat tuto závislost prostřednictvím seznamu hodnot přetvoření a jim odpovídajících napětí, přičemž uživatel má možnost definovat vlastní závislost nebo využít některý z pracovních diagramů popsaných v normě (ČSN EN 1992-1-1 ed.2 2019).

Vliv dotvarování v pracovním diagramu betonu lze zohlednit vynásobením všech hodnot poměrných přetvoření součinitelem $(1 + \varphi_{ef})$, kde φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování.



Obr. 6: Pracovní diagram průřezu stropního systému

Na obrázku 7 jsou zobrazeny pracovní diagramy betonu C25/30 bez vlivu dotvarování a s vlivem dotvarování. Tlaková část diagramu odpovídá pracovnímu diagramu pro analýzu konstrukce dle normy (ČSN EN 1992-1-1 ed.2 2019). Chování betonu v tahu je předpokládáno jako lineárně pružné až do dosažení tahové pevnosti betonu.



Obr. 7: Pracovní diagramy betonu

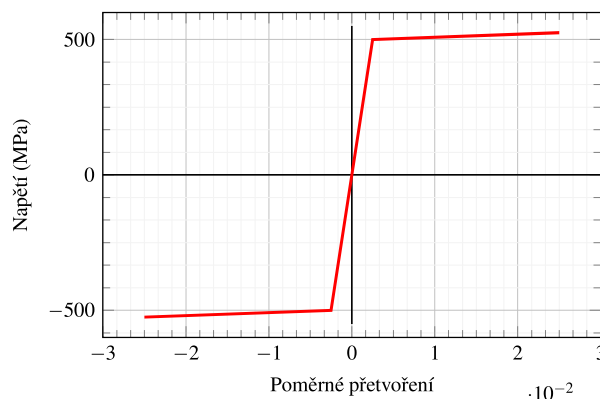
Na obrázku 8 je zobrazen pracovní diagram betonářské oceli B 500B se stoupající horní větví.

Tyto pracovní diagramy materiálů jsou využity pro výpočet bodů pracovního diagramu průřezu na obr. 6.

Na obr. 6 je zobrazen pracovní diagram vzdorujícího průřezu stropního systému na obr. 2. Pro výpočet byly použity pracovní diagramy betonu na obr. 7 a pracovní diagram výztuže na obr. 8.

2.3. Výpočet odezvy konstrukce na statické zatížení

V diplomové práci (Beránek 2024) byl vyvinut výpočetní nástroj pro výpočet odezvy obecných prutových konstrukcí s možností definice zatěžovacích stavů a jejich kombinací.



Obr. 8: Pracovní diagram výztuže se stoupající horní větví

2.3.1. Lineární výpočet odezvy konstrukce

Lineární výpočet poskytuje rychlý, ale zjednodušený odhad skutečného chování konstrukce. Při tomto výpočtu se v každém průřezu prvku předpokládá konstantní ohybová tuhost. Nicméně tento přístup není vhodný pro výpočet průhybů, protože nebere v úvahu vliv trhlin a dotvarování betonu, což vede k výraznému nadhodnocení ohybové tuhosti a výsledné průhyby jsou několikrát menší, než jaké jsou ve skutečnosti.

Při výpočtu se předpokládá, že platí teorie malých deformací a materiál se chová pružně podle Hookova zákona. Díky těmto předpokladům lze uplatnit princip superpozice na výsledné veličiny, jako jsou deformace, vnitřní síly nebo reakce. Tento přístup umožňuje nejprve stanovit odezvu konstrukce pro každý zatěžovací stav zvlášť a poté, při analýze kombinovaných zatěžovacích stavů, jednoduše superponovat jednotlivé veličiny s použitím příslušných škálovacích koeficientů.

2.3.2. Nelineární výpočet odezvy konstrukce

Při výpočtu nelineární analýzou je zohledněn vliv trhlin a dotvarování na ohybovou tuhost určením ohybové tuhosti pro každý

element pomocí pracovního diagramu průřezu (ohybová tuhost je proměnná po délce prvku). Materiálové nelinearity vyplývají z nelineární závislosti mezi poměrným přetvořením a napětím – pro materiál neplatí Hookův zákon, tedy napětí není přímo úměrné poměrnému přetvoření. Nelineární analýza se provádí iteračním výpočtem s postupným přitěžováním konstrukce pomocí předem definovaných přírůstků zatížení.

Je třeba zdůraznit, že u nelineární analýzy neplatí princip superpozice. Výsledné veličiny, jako jsou deformace, vnitřní síly nebo reakce, nelze jednoduše získat superponováním výsledků jednotlivých zatěžovacích stavů. Místo toho se musí kombinovat samotné zatížení, čímž vzniká nový zatěžovací stav, pro který je konstrukce analyzována. Tento přístup je výpočetně mnohem náročnější než v případě výpočtu lineární odezvy, kde lze využít principu superpozice.

Při nelineárním výpočtu je konstrukce postupně zatěžována. V prvním kroku je odezva konstrukce stanovena pomocí matice tuhosti nezatížené konstrukce. Poté se zatížení zvýší o daný přírůstek a na základě ohybových tuhostí jednotlivých elementů získaných z předchozího kroku se sestaví nová matice tuhosti. Tento postup se opakuje, dokud nedosáhneme plné hodnoty zatížení. V každém kroku se pro každý element určí ohybová tuhost pomocí pracovního diagramu průřezu podle vztahu 1.

3. ZÁVĚR

V tomto příspěvku byly shrnuty výsledky vývoje výpočetních nástrojů pro analýzu stropních systémů z trámů a vložek, které vznikly v rámci bakalářské a diplomové práce. První fáze, realizovaná v bakalářské práci, se zaměřila na vytvoření efektivního nástroje v jazyce Python pro výpočet průhybů stropních systémů z trámů a vložek. Tento nástroj umožňuje posoudit jak mezní stavy únosnosti, tak i průhyb konstrukce, přičemž klíčovou metodou je nelineární výpočet průhybu pomocí proměnné ohybové tuhosti po délce prvku s využitím pracovního diagramu průřezu.

Navazující diplomová práce dále rozšířila a zobecnila původní nástroj pomocí objektově orientovaného programování, čímž se výpočtový nástroj stal vhodným pro analýzu libovolné prutové konstrukce. Dále byl vyvinut výpočetní nástroj pro posouzení konstrukcí podle Eurokódů. Tyto výpočetní nástroje byly integrovány do moderních webových aplikací, která byla vytvořena v rámci projektu „Vývoj komplexního softwaru pro optimalizaci návrhu a posouzení střešních a stropních konstrukcí“. Webové aplikace slouží pro předběžný návrh střešních konstrukcí a stropních systémů z trámů a vložek s využitím systémových řešení a výrobků společnosti wienerberger. Celkově přispívá tato práce k optimalizaci návrhu a posouzení stavebních konstrukcí, čímž poskytuje cenný nástroj pro inženýry i projektanty.

PODĚKOVÁNÍ

Práce vznikla za podpory poskytnuté Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR v rámci programu OP PIK, Aplikace (Výzva IX), č. projektu CZ.01.1.02/0.0/0.0/21_374/0026789, Vývoj komplexního softwaru pro optimalizaci návrhu a posouzení střešních a stropních konstrukcí.

Na závěr bych rád vyjádřil poděkování všem, kteří přispěli k realizaci této práce. Můj největší dík patří mému školiteli, Ing. Radku Štefanovi, Ph.D., PMP, FEng., za jeho odborné vedení, cenné rady a neustálou podporu během mého studia. Dále bych chtěl poděkovat Ing. Jakubu Holanovi, Ph.D., se kterým jsem spolupracoval na vývoji a implementaci webové aplikace. Speciální poděkování patří také Ing. Ivu Petráškoví a dalším kolegům ze společnosti wienerberger, kteří se aktivně podíleli na testování a svými

praktickými zkušenostmi přispěli k úspěšnému nasazení webových aplikací.

References

- Beránek, D. (2022), Nelineární analýza stropních systémů z trámů a vložek, Bakalářská práce, ČVUT v Praze.
URL: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/102674>
- Beránek, D. (2024), Výpočetní nástroje pro analýzu keramobetonových stropních a střešních systémů z trámů a vložek s využitím pokročilých numerických metod, Diplomová práce, ČVUT v Praze.
URL: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/115990>
- ČSN EN 15037-3+A1 (2011), *Betonové prefabrikáty - Stropní systémy z trámů a vložek - Část 3: Pálené stropní vložky*, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha.
- ČSN EN 1990 ed.2 (2021), *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha.
- ČSN EN 1991-1-1 (2004), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, Český normalizační institut, Praha.
- ČSN EN 1992-1-1 ed.2 (2019), *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Český normalizační institut, Praha.
- ČSN EN 1995-1-1 (2006), *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Český normalizační institut, Praha.

PROCES ZAJIŠTĚNÍ SEISMICKÉ ODOLNOSTI JADERNÝCH ELEKTRÁREN

Václav Bouřil, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
vaclav.bouril@gmail.com

ABSTRAKT

Bezpečnost provozování jaderných elektráren je nedílnou součástí jejich užívání. Jedním ze základních jevů, který určuje návrh jaderné elektrárny a může negativně ovlivnit její bezpečnost, je seismická událost. Článek shrnuje proces zajištění seismické odolnosti jaderné elektrárny od vlastního stanovení seismického zatížení až po metody prokazování dostatečné seismické odolnosti jednotlivých systémů, konstrukcí a komponent jaderné elektrárny.

KLÍČOVÁ SLOVA

Seismicita • Odolnost • Jaderná elektrárna • Kvalifikace • Spektra odezvy

ABSTRACT

Safety of nuclear power plants is an integral part of their use. One of the basic events that will determine the design of a nuclear power plant and can negatively affect its safety, is a seismic event. This paper briefly summarizes the process of ensuring seismic resistance of a nuclear power plant from the determination of seismic load to methods of proving sufficient resistance of individual systems, structures and components of the nuclear power plant.

KEYWORDS

Seismicity • Resistance • Nuclear power plant • Qualification • Response spectra

1. ÚVOD

Při provozování jaderných elektráren (JE) je provozovatel, mimo jiné, zodpovědný za jejich bezpečný provoz. Bezpečný provoz jaderné elektrárny je zajištěn, pokud ve všech stavech jaderného zařízení jsou zajištěny tzv. základní bezpečnostní funkce (ZBF). Základní bezpečnostní funkce jsou definovány v IAEA SSR-2/1 Safety of Nuclear Power Plants: Design a jsou to:

- Zabránění nekontrolovanému rozvoji štěpné reakce
- Odvod tepla z reaktoru a z použitého jaderného paliva

- Zabránění únikům radioaktivních materiálů do životního prostředí.

K zajištění základních bezpečnostních funkcí jsou JE vybaveny celou řadou technických a organizačních opatření. Technická opatření ve formě systémů, konstrukcí a komponent (SKK) jsou kategorizována dle jejich důležitosti pro naplnění výše uvedených ZBF. Dle jejich důležitosti jsou na tyto SKK následně kladeny požadavky na odolnost, protože jaderná elektrárna musí zajistit plnění ZBF i při působení vlastností a parametrů území, kde je jaderná elektrárna umístěna.

Nejdůležitější SKK jsou tzv. bezpečnostní systémy (BS), které jsou základními projektovými prostředky s vlivem na jadernou bezpečnost (tzv. vybraná zařízení), určené ke spolehlivému plnění základních bezpečnostních funkcí při projektem předpokládaných provozních stavech a základních projektových nehodách. Plnění ZBF je pro tyto stavy potvrzeno bezpečnostními analýzami.

Neplnění bezpečnostních funkcí těchto bezpečnostních systémů vede k závažným důsledkům z hlediska jaderné bezpečnosti, proto jsou na BS kladeny zvýšené požadavky z hlediska kvality, spolehlivosti, výkonnosti, odolnosti a ochrany proti vnitřním a vnějším vlivům. Odolnost a ochrana proti vnitřním a vnějším vlivům může být zajištěna vlastností vlastního bezpečnostního systému, nebo projektovým opatřením (např.: ochrana vzdáleností, separací, umístěním do odolného stavebního objektu atd.).

Funkceschopnost bezpečnostních systémů musí být zachována při všech projektem předpokládaných událostech a jejich relevantních kombinacích:

- **Zemětřesení,**
- požáry,
- extrémní klimatické vlivy,
- události, způsobené lidskou činností,
- poruchy, výpadky zařízení a nehody na JE,
- v případě výskytu jednoduché poruchy systému

Článek popisuje způsob zajištění odolnosti jaderných elektráren vůči zemětřesení.

2. STANOVENÍ SEISMICKÉHO ZADÁNÍ

Pro zajištění dostatečné seismické odolnosti jaderné elektrárny musí být v první řadě správně stanoveno seismické zatížení, které je specifické pro každé území k umístění

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

jaderného zdroje. Stanovení seismického zadání lze zjednodušeně rozdělit na dva základní úkoly:

- Stanovení intenzity zatížení (maximální amplituda horizontálního zrychlení)
- Stanovení průběhu seismického zatížení a jeho přizpůsobení maximální intenzitě

Tyto dvě základní úlohy jsou souborem činností zahrnujících hodnocení geologických a seismických podmínek v území k umístění jaderného zdroje, výběr souboru vhodných přírodních akcelerogramů, které byly zaznamenány v geologicky podobných podmínkách a jejich úprava na úroveň špičkového zrychlení odpovídající MVZ (Maximální výpočtové zemětřesení), nebo PZ (Projektové zemětřesení). Hodnoty MVZ a PZ vyplývají ze statistického zhodnocení vlastností lokality metodou PSHA (Probabilistic seismic hazard assesment), nebo jsou stanoveny minimální hodnotou z legislativy. Následně jsou stanovena obalová spektra odezvy, která jsou vztahena k úrovni volného terénu (free field spectra). Těmito spektry, nebo z nich generovanými simultánními akcelerogramy jsou zatěžovány stavební konstrukce JE. Následně jsou generována podlažní spektra odezvy, na která jsou posuzována technologická zařízení.

2.1. Stanovení intenzity seismického zatížení

Geologické a seismické podmínky

První úlohou při stanovování seismického zadání je stanovení seismického ohrožení na základě hodnocení lokality. Při stanovení seismického ohrožení je prvním úkolem vymezení regionu, ve kterém se bude geologické hledisko hodnotit. Následně je popsána geologická stavba regionu. Katalogy zemětřesení jsou vytvořeny z databází národní seismické sítě a evropských seismologických center. Do této skupiny patří i česká národní síť seismických stanic. Druhým zdrojem je lokální síť seismických stanic vybudovaná v lokalitě jaderného zdroje.

Při hodnocení seismicity regionu umístěné JE se používají přístupy a metody obvyklé v seismologii, jako jsou např. užívané postupy:

- registrace, dokumentace a zpracování seismologických dat (postupy pro sestavování katalogů zemětřesení, ohodnocování a verifikace zaznamenaných jevů a registraci instrumentálních jevů).
- historické seismologie např. při dokumentaci historických jevů nebo při ověřování kompletnosti katalogu.
- získávání údajů o místně specifickém útlumu seismické energie v závislosti na vzdálenosti od jejího zdroje a postupy konstruování útlumových vzorců, včetně ohodnocování nejistot.

Dále se užívají specifické metody pro odhady seismického ohrožení jaderných elektráren. Jedná se zejména o postupy použité k vymezení regionu a zaměření průzkumných a dokumentačních aktivit, postupy pro vytváření seismologické databáze a její doporučený obsah, a postupy doporučené pro konstrukci regionálního seismotektonického modelu.

Další skupinu metod tvoří matematické postupy používané při stanovení hodnoty MVZ. Tato skupina metod se v poslední době velmi dynamicky rozvíjí, zejména pravděpodobnostní přístupy, a postupně jsou zaváděny i do doporučení a manuálů Mezinárodní agentury pro mírové využívání jaderné energie (IAEA). V posledních letech jsou do praxe IAEA rovněž zaváděny postupy určování velikosti kmitavého pohybu půdy na základě modelování procesů na zlomech v průběhu prasknutí.

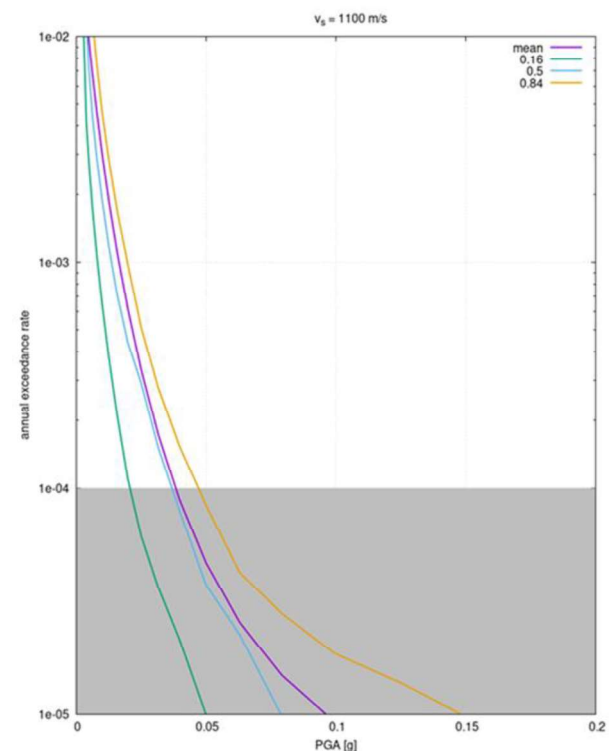
Metoda PSHA

Prvním krokem analýzy je vytvoření a zhodnocení seismotektonického modelu regionu, což zahrnuje zhodnocení výskytu zemětřesení v regionu jaderné elektrárny a vymezení zdrojových zón (zlomů, oblastí s koncentrovanou seismicitou apod.), včetně zhodnocení nejistot.

Základním zdrojem vstupních dat je katalog zemětřesení, který zahrnuje údaje o prehistorických, pre-instrumentálních (historických) a instrumentálně zaznamenaných zemětřeseních.

Při PSHA je výskyt zemětřesení považován za náhodný proces, který se řídí Poissonovým rozdělením, a ve kterém se předpokládá časová nezávislost výskytu zemětřesení. Proto pro účely PSHA musí být z katalogů vyloučeny závislé jevy, tj. předtřesy a dotřesy a slabší jevy v seismických rojích. Tato procedura se nazývá deklasterizace katalogu.

Dalším krokem analýzy je výběr útlumových vztahů (GMM - Ground Motion Model), dříve nazývaných GMPE (Ground Motion Prediction Equation), vhodných pro daný charakter podloží.



Obrázek 1: Výsledné pravděpodobnostní křivky pro amplitudu vodorovného zrychlení.

Výsledkem výpočtu jsou pravděpodobnostní křivky seismického ohrožení, které jsou znázorněny na obrázku 1. Na vodorovné ose je maximální hodnota horizontálního zrychlení seismického kmitání půdy (PGA). Na svislé ose je roční četnost výskytu takového zrychlení. Převrácené hodnoty na svislé ose lze interpretovat také jako průměrnou dobu opakování těchto pohybů (za předpokladu, že se v budoucnu nezmění seismický režim). Křivka 50 % reprezentuje střední variantu, medián, kdy polovina scénářů dává hodnotu vyšší, druhá polovina nižší. Křivka 84 % reprezentuje hodnotu, která nebude překročena s pravděpodobností 84%, a křivka 16% představuje odhad hodnoty, která naopak s pravděpodobností 84% bude překročena. Dále je zobrazen aritmetický průměr ze všech scénářů, který je vyšší než medián. To je způsobeno tím, že PGA (Peak Ground Acceleration) nabývá pouze kladných hodnot a nemůže tedy mít Gaussovo normální rozdělení. Extrémně vysoké hodnoty PGA, které přísluší malé části scénářů, pak způsobují tento rozdíl mezi průměrem a mediánem. Proto je vhodnější používat medián, pokud má být seismické ohrožení oceněno zjednodušeně pouze jedním parametrem, například hodnotami PZ a MVZ.

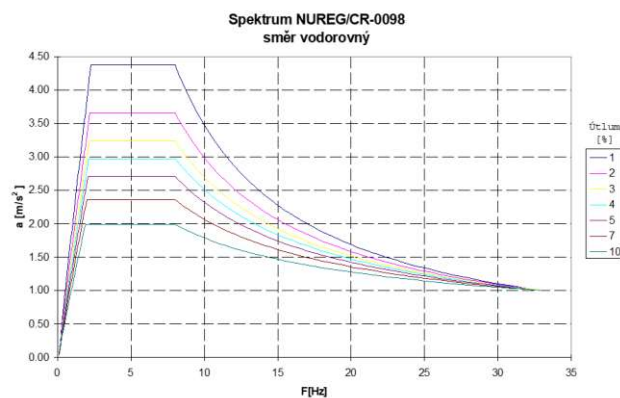
2.2. Stanovení průběhu seismického zatížení

Určení návrhového seismického buzení je možné určit výběrem souboru přírodních akcelerogramů zaznamenaných v oblastech s obdobnými geologickými podmínkami, s přibližně shodnou hloubkou ohniska, blízkou hodnotou magnituda M a s přibližně shodnou vzdáleností od předpokládaného největšího zdroje seismické aktivity od JE (vzdálenost epicentra). Volba návrhových akcelerogramů se realizuje selekcí vhodných akcelerogramů odpovídajících výše uvedeným parametrům ze světové seismické databanky a jejich přepočtem (tzn. proporcionálním vynásobením hodnot zrychlení) na úroveň špičkových zrychlení MVZ, popř. PZ.

Tabulka 1: Příklad běžně používaných přírodních akcelerogramů.

Název	složky	maximální zrychlení [g]	počet časových kroků	délka časového kroku [s]
Carigliano, 23.11.80 18:34:54	H1	0.100	444	0.030
	H2	0.100	412	
	V	0.070	437	
San Severo, 23.11.80 18:34:54	H1	0.100	466	0.031
	H2	0.100	430	
	V	0.070	404	
USA, západní část 04.09.55	H1	0.100	750	0.020
	H2		750	
	V		750	
USA, západní část 22.03.57	H1	0.082	750	0.020
	H2		750	
	V		750	
USA, západní část 22.03.57	H1	0.084	750	0.020
	H2		750	
	V		750	

Alternativně lze užít standardizovaných spekter odezvy, publikovaných v předpise NUREG/CR-0098 pro útlum 5 %, skalní podloží a pravděpodobnost nepřevýšení 84 %. Tato spektra se upravují vynásobením hodnot zrychlení na úroveň PGA, odpovídající MVZ nebo PZ. Jednotlivá generická spektra definovaná v NUREG/CR-0098, dle uvažovaného útlumu jsou vidět na obrázku 3.



Obrázek 3: Generické spektrum NUREG/CR-0098, vodorovný směr

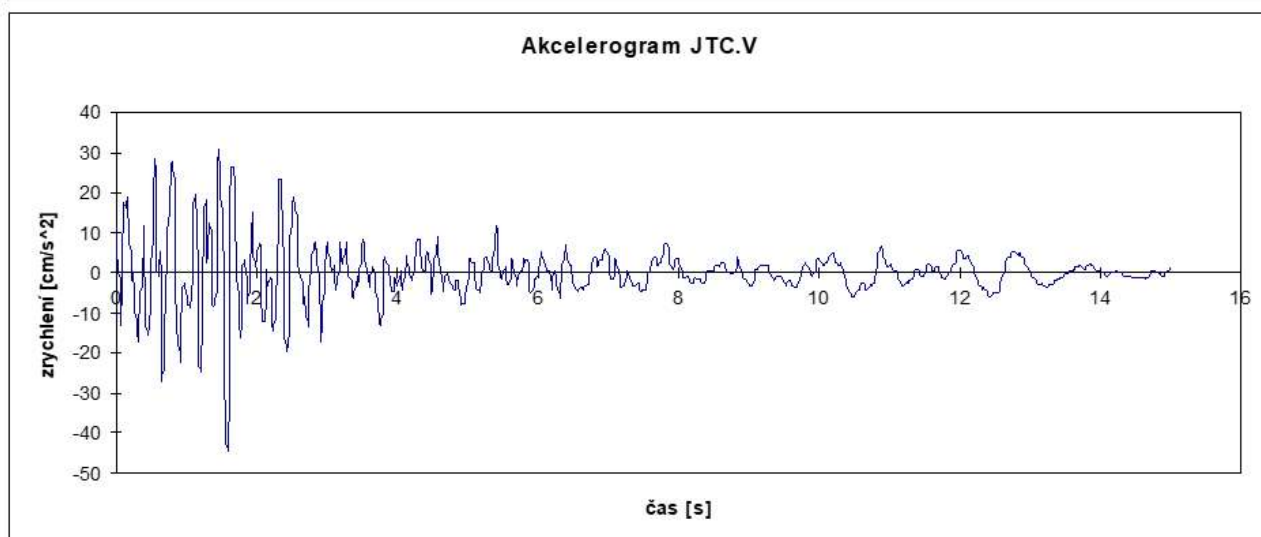
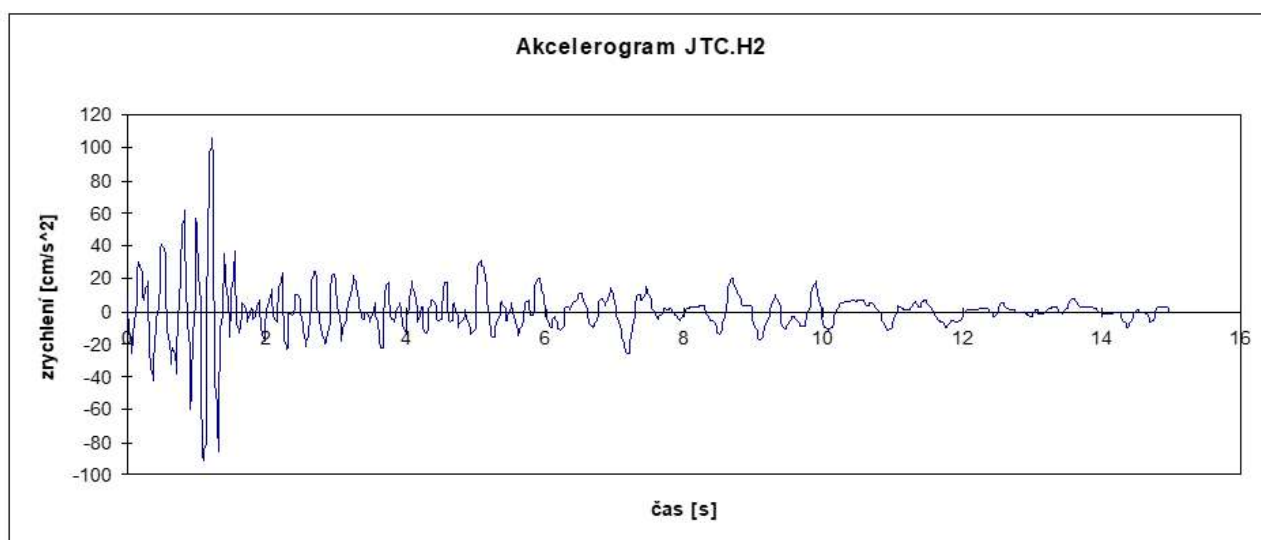
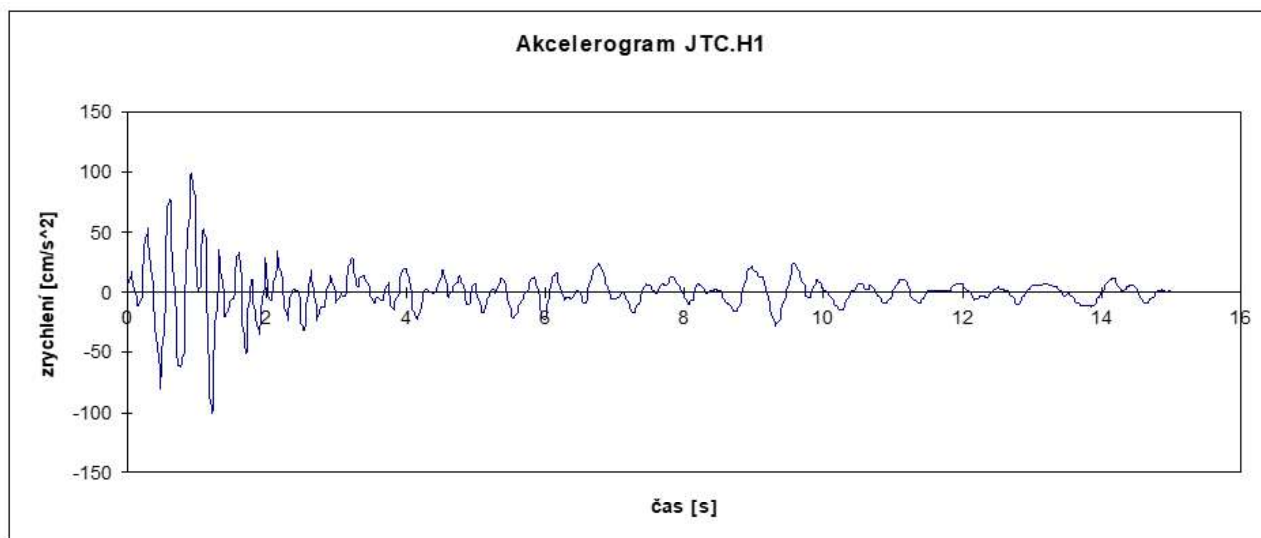
3. SEISMICKÁ KATEGORIZACE SYSTÉMŮ KONSTRUKCÍ A KOMPONENT (SKK) JE

Seismická kategorizace stavebních objektů vyplývá z kategorizace technologického zařízení.

Do 1. kategorie seismické odolnosti jsou zařazeny ty stavební konstrukce a technologická zařízení, která jsou nezbytná pro plnění základních funkcí bloku JE z hlediska jaderné bezpečnosti při seismické události až do úrovně MVZ včetně, tzn. především:

- Zajištění jaderné bezpečnosti bloku JE při a v období po seismické události, příp. účinku vnější tlakové vlny a dopadu letadla na budovu reaktoru a další vybrané stavební objekty nebo na systémy, jejichž porušení a následné vyřazení z funkce může ve svém konečném důsledku způsobit ohrožení jaderné bezpečnosti bloku JE.

1. kategorie seismické odolnosti stavebních objektů se dělí na dvě části podle toho, zda se pro daný objekt vyžaduje zachování seismické odolnosti do úrovně MVZ (Maximální výpočtové zemětřesení) nebo pouze do úrovně PZ (Projektové zemětřesení). Do druhé části 1. kategorie seismické odolnosti jsou zařazeny ty stavební konstrukce, jejichž porušení, zřícení nebo selhání při seismické události by mohlo ohrozit jiné konstrukce a zařízení 1. kategorie seismické odolnosti, nicméně jejich funkční způsobilost ani mechanická integrita nejsou z hlediska spolehlivého zajištění bezpečnostních funkcí při a v období po seismické události požadovány.



Obrázek 2: Ukázka přírodního tříšložkového akceleroqramu (USA, západní část 04.09.55)

Do první části 1. kategorie seismické odolnosti se zařazují ty konstrukce, technologické systémy a komponenty zařízení, které musí splňovat níže uvedené funkce, související se zajištěním jaderné bezpečnosti bloku JE:

- Zajištění spolehlivosti konstrukcí, technologických systémů a komponent zařízení, jejichž porušení nebo vyřazení z funkce by mohlo přímo způsobit vznik havarijních podmínek.,
- Zajištění plnění dalších funkcí při a po seismické události: bezpečné odstavení reaktoru, jeho udržení v bezpečném stavu, monitorování kritických parametrů a zajištění odvodu zbytkového tepla po specifikované době (zpravidla 72 hodin),
- Zajištění ochrany proti šíření radioaktivních látek a záření do okolí JE v mezích nejvyšších přípustných úniků, které jsou platné pro havarijní podmínky.

Do druhé části 1. kategorie seismické odolnosti se zařazují ty konstrukce, technologické systémy a komponenty zařízení, které nejsou obsaženy v první části 1. kategorie, avšak:

- Jsou součástí objektů, v nichž dochází k manipulaci s čerstvými palivovými články před jejich zavezením do reaktoru,
- Jsou součástí objektů, v nichž dochází k manipulaci s nízkou a středně radioaktivními kapalnými médii, i když je prokázáno, že případné úniky radioaktivních látek do okolního prostředí při poruchách v důsledku seismické události nepovedou k překročení limitních dávek, definovaných jako mezní pro dané území k umístění JZ.

U technologické části se 1. kategorie seismické odolnosti dále člení na tři podkategorie:

- **1a - je vyžadována seismická odolnost ve smyslu zachování plné funkční způsobilosti,**
- **1b - je vyžadována seismická odolnost ve smyslu zachování mechanické integrity (tzn. pevnosti, příp. hermetičnosti) v souladu s příslušnými pevnostními normami a předpisy; dílčí poruchy funkční způsobilosti jsou přípustné,**
- **1c - je vyžadována seismická odolnost z hlediska seismických interakcí s jinými technologickými systémy, komponentami zařízení nebo se stavební konstrukcí ve smyslu zachování stability polohy; dílčí poruchy funkční způsobilosti i mechanické integrity jsou přípustné.**

4. SEISMICKÁ KVALIFIKACE SKK – PRŮKAZY ODOLNOSTI

Pro seismickou kvalifikaci zařízení jsou akceptovatelné metody, které odpovídají požadavkům norem ČSN IEC 980, IEEE/IEC 60980-344-2020 a které lze rozdělit do čtyř skupin:

- 1) **odhad funkčního chování na základě výpočtových metod a analýz (i pro stavební objekty);**
- 2) **typová zkouška zařízení za simulovaných podmínek zemětřesení;**

- 3) kvalifikace zařízení kombinací zkoušek a analýz;
- 4) kvalifikace zařízení využitím empirických údajů a zkušeností (z reálných zemětřesení, příp. dříve provedených zkoušek apod.).

Použití jednotlivých metod, případně jejich kombinace souvisí s konkrétním řešením a situací hodnoceného zařízení nebo jeho komponent, kde rozhoduje typ, velikost, tvar a složitost. Výsledky seismické kvalifikace, získané jednou z doporučených metod, musí být zdokumentovány tak, aby poskytovaly průkaz o spolehlivosti zařízení a výkonu jejich bezpečnostních funkcí, strukturální integrity anebo stability. Článek dále rozebírá 1. a 2. skupinu, tedy kvalifikace výpočtem, nebo zkouškou.

4.1. Kvalifikace stavebních objektů výpočtovou metodou

Při návrhu stavebních konstrukcí 1. kategorie seismické odolnosti JE se používají následující metody výpočtu dynamické odezvy konstrukcí založené na lineární teorii pružnosti, pomocí nichž se určuje namáhání jednotlivých konstrukčních prvků při seismické události, cílem výpočtů je stanovit HCLPF – High Confidence on Low Probability Failure dle: (H. H. M. Hwang, 1989).

Metoda spekter odezvy

Na základě spektra odezvy pro úroveň založení lze stanovit amplitudy výchylek a silových účinků příslušejícím jednotlivým tvarům kmitání. Jsou stanovena součtová pravidla pro sčítání maximálních odezvy při uvažování více tvarů kmitání a tří globálních ortogonálních směrů pohybu. Výsledkem řešení jsou amplitudy hodnot uzlových veličin (deformací, rychlostí, zrychlení) a vnitřních sil, popř. napětí v jednotlivých prvcích výpočtového modelu.

Transientní analýza na časový průběh zrychlení základny, řešená rozkladem do vlastních kmitů

Časová analýza, na tzv. syntetické akcelerogramy, modelující časový průběh zrychlení základny třísloužkovým simultánním syntetickým signálem, který odpovídá platným seismickým zadáním je řešena pomocí pohybové diferenciální rovnice dynamické soustavy. Při použití této metody se předpokládá lineární kombinace vlastních tvarů kmitání mechanické soustavy a řeší se v postupných krocích pomocí implicitní Newmarkovy metody časové integrace. Velikost časového kroku a další řídicí parametry výpočtu se určují tak, aby tyto vyhovovaly jak kritériím numerické stability řešení, tak i z hlediska citlivosti na vlastní frekvence analyzovaného systému a na parametry působícího zatížení (frekvenční obsah, délku vzorkovacího intervalu akcelerogramů). Výsledkem řešení jsou časové průběhy uzlových veličin výpočtového modelu (deformací, rychlostí, zrychlení) a vnitřních sil, popř. napětí v jednotlivých prvcích výpočtového modelu (nosnících, deskách apod.).

Transientní analýza na časový průběh zrychlení uzlů základny, řešená Přímou integrací pohybových rovnic v čase

Odezva na pohyb podloží zadaný časovým průběhem zrychlení základny je řešena časovou integrací pohybových

rovnice v postupných časových krocích. Velikost časového kroku a další řídicí parametry výpočtu jsou určeny tak, aby byla splněna kritéria numerické stability řešení, tak i z hlediska citlivosti na vlastní frekvence analyzovaného systému a na parametry působícího zatížení (frekvenční obsah, délku vzorkovacího intervalu akcelerogramů). Výsledkem řešení je časový průběh uzlových veličin (deformací, rychlostí, zrychlení) a vnitřních sil, popř. napětí v jednotlivých prvcích výpočtového modelu. Uvedenou výpočtovou metodou je možno řešit i problémy zahrnující materiálovou nelinearitu nebo nelinearitu okrajových podmínek (kontaktní úlohy), je však také velmi efektivní pro řešení lineárních soustav při ekvidistantním časovém kroku, neboť není třeba v tomto případě provádět inverzi soustavy v každém časovém kroku.

Metoda ekvivalentního statického zatížení

Pro složitost stavebních konstrukcí na JE není používána.

Okrajové podmínky výpočetních metod

U výpočtových metod založených na principu modální superpozice (rozklad do vlastních tvarů kmitu) se ve výpočtu odezvy musí uvažovat dostatečný počet vlastních tvarů kmitání tak, aby kumulativní hmotnost buzené mechanické soustavy byla v každém ze tří globálních směrů X, Y, Z alespoň 80 % celkové modální hmoty v příslušném směru. Tento požadavek je u větší části výpočtů dosažen za předpokladu, že ve výpočtu odezvy jsou zahrnuty buď všechny vypočtené vlastní tvary kmitání s frekvencí do 33 Hz nebo pouze významné tvary kmitání s modální hmotou větší nebo rovnou 0,5 % celkové modální hmoty alespoň v jednom ze tří globálních směrů X, Y, Z.

Pro seismické výpočty objektů 1. kategorie, prováděné pomocí transienční analýzy na časový průběh zrychlení základny metodou modální superpozice, jsou pro popis seismického buzení základny použity tříložkové simultánní syntetické akcelerogramy, jak je příkladem ukázáno na obrázku 4.

Pro každý stavební objekt 1. kategorie se provádějí celkem dva dynamické výpočty, druhý výpočet se záměnou horizontálních složek simultánního syntetického akcelerogramu. Pro posouzení spolehlivosti stavebních konstrukcí podle metodiky mezních stavů jsou uvažovány nejvyšší silové účinky, zjištěné z obou časových průběhů, popř. kombinace vnitřních sil, která způsobí nejnepříznivější stav z hlediska namáhání průřezu.

V případech, kdy je pro dynamickou analýzu účinků MVZ použita metoda spekter odezvy, jsou jako vstup použity tři prostorové složky spektra odezvy, které odpovídají příslušnému seismickému zadání.

Uvažované tlumení

Útlum při kmitání je v dynamických výpočtech využívajících modální superpozice zaveden do výpočtu jako modální viskózní s hodnotami poměrného útlumu v procentech kritického útlumu mechanické soustavy. Použití těchto hodnot v konkrétních výpočtech závisí na převládajícím typu konstrukce (materiálu, technologie provedení) a na úrovni seismické události (pro MVZ jsou vyšší než pro PZ). Většinou se používá pro všechny uvažované tvary kmitání

útlum jednotnou hodnotou, neboť objekty 1. kategorie jsou homogenní z hlediska materiálu a technologie provedení, pouze v případech, kdy je výpočtovém modelu uvažováno spolupůsobení stavby s podloží, se pro kývavé tvary stavby jako celku zavádí útlum o vyšších hodnotách.

Ve výpočtech využívajících metodu přímé integrace pohybových rovnic v čase je útlum mechanické soustavy do výpočtu zaváděn jako tzv. Rayleighův, tj matice útlumu [C] je dána jako lineární kombinace matice hmotnosti [M] a matice tuhosti [K] podle vzorce:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

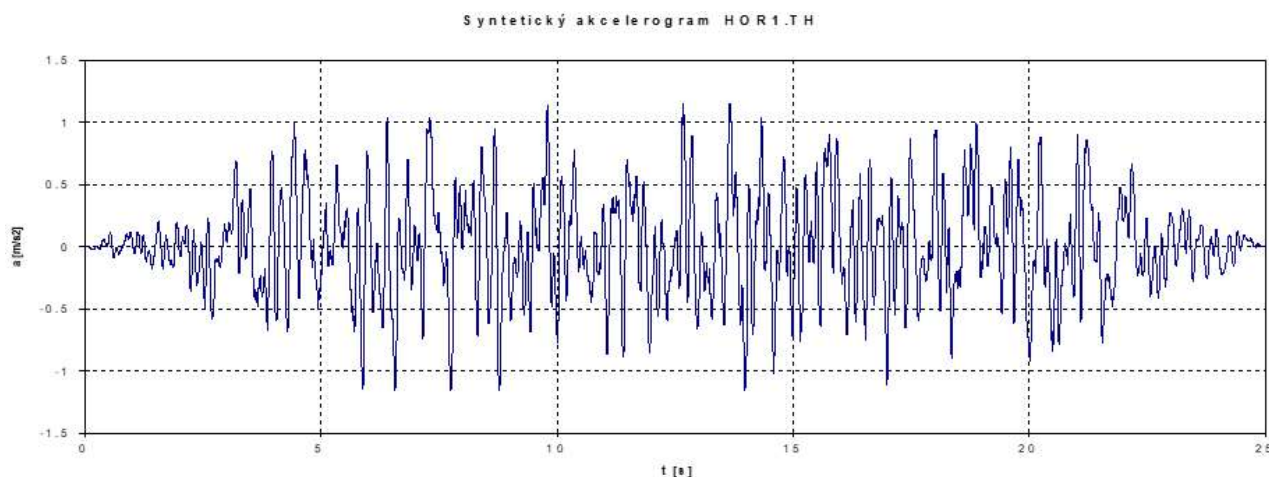
kde α [M] je útlum úměrný matici hmotnosti a β [K] je útlum úměrný matici tuhosti.

Tabulka 2: Uvažované hodnoty poměrného útlumu kmitání pro dynamické výpočty stavebních konstrukcí v % kritického útlumu.

Druh stavební konstrukce	Úroveň zeměřesení	
	PZ	MVZ
svařované ocelové konstrukce	2	4
šroubované ocelové konstrukce	4	7
předpjaté betonové konstrukce	2	5
železobetonové konstrukce	4	7
zděné konstrukce	5	7

Duktilita

Stavební konstrukce jsou při seismických událostech vyšší úrovně schopné v různé míře adsorbovat určité množství energie, pokud dojde k uvedení jejich materiálu do částečného či úplného plastického stavu. K tomuto jevu dochází např. u styků rámových příčlů se sloupy při namáhání ohybem v rovině rámu, přičemž míra duktility je určena poměrem míry deformace průřezu (zde křivosti) na mezi porušení k deformaci, při níž je v krajních vláknech průřezu nebo ve výztuži na jedné straně průřezu dosaženo meze kluzu. K pružno-plastickému chování průřezů a k adsorpci energie při dynamickém namáhání může dojít v menší míře i u jiných způsobů namáhání, avšak využití duktility se může rapidně snížit (často až na hodnotu 1.0) různými vlivy, jako např. v důsledku vyššího osového namáhání nebo jiného procenta vyztužení železobetonového průřezu. K využití duktility nedochází nikdy v případech, kdy stav napjatosti materiálu nedosáhne plastického stavu, jako zejména u prvků s možností ztráty stability (ocelové sloupy, nosníky nezajištěné proti klopení), nebo kdy porušení konstrukčního detailu lze charakterizovat jako křehké (svarové přípoje). Vzhledem k tomu, že metody výpočtu založené na lineární teorii pružnosti neumožňují tento typ chování modelovat, uvažují se vlivy duktilního chování v souladu s (N. M. Newmark, W. J. Hall 1978), jako redukce vypočtených seismických silových namáhání v kombinaci s namáháním od ostatních neseismických zatížení. Vliv duktility se explicitně neuvažuje ve výpočtech spekter odezvy zrychlení na podlažích.



Obrázek 4: Ukázka horizontální složky simultánního syntetického akcelerogramu

4.2. Seismické zkoušky

Seismické zkoušky jsou obecně preferovanou metodou pro seismickou kvalifikaci složitých zařízení, kdy kvalifikace samotnou analýzou by nebyla dostatečná, nebo je-li nutné ověřit spolehlivost zařízení související s funkcemi, jež mohou selhávat při seismickém zatížení. Zařízení musí být podrobena zkouškám, při kterých jsou zároveň simulovány jejich pracovní podmínky. Seismická zkouška musí být vykonána na vzorcích vystavených vibračnímu kmitání s charakteristikami, které jsou dostatečně konzervativní vzhledem k montážním podmínkám v místě instalace zařízení během uvažované seismické události. Seismické zkoušky zařízení je třeba provést v souladu s normami IEEE/IEC 60980-344-2020.

Při stanovení podmínek zkoušky se uvažuje, bude-li zařízení používáno pro speciální jednorázové aplikace nebo uvažuje-li se s jeho širším využitím. V prvním případě může být stanovena kvalifikační zkouška a přikládání seismické buzení na základě technické specifikace zařízení, odpovídající konkrétnímu místu instalace. V druhém případě musí navržená zkouška zohledňovat generické požadavky pro seismické zkoušky dané související normou, návody, kódem atp., aby takové výsledky ověření seismické odolnosti zkušebního vzorku byly přenositelné na širokou škálu použití, včetně oblastí s vyššími úrovněmi zemětřesení. Seismické zkoušky pro obecné aplikace zařízení, však mohou s sebou přinášet vyšší stupeň konzervatismu, tj. zvyšovat nároky na seismickou odolnost zkoušeného zařízení.

Zkušební vzorek zařízení je vybírán tak, aby ve všech ohledech reprezentoval kvalifikovaný typ zařízení, včetně definovaných pracovních podmínek. Modifikace a odlišnosti vzorku od typové řady zkoušených zařízení jsou přijatelné, pokud jsou splněny tyto podmínky:

Vzorky zařízení, které prošly seismickými testy, nelze v reálném provozu na bezpečnostní pozici dále.

Seismické podmínky pro SKK umístěná v objektech zařazených v I. Kategorii seismické odolnosti jsou prezentovány především vypočtenými spektry frekvenční závislosti absolutního odezvového zrychlení pro jednotlivá podlaží objektů, která představují tzv. požadovaná seismická spektra odezvy (RRS).

Zkoušky jednofrekvenčním buzením

Vhodným příkladem pro použití jednofrekvenčního buzení jsou případy, kdy se předpokládá, že zařízení bude vystaveno ustáleným vibracím s jednou dominantní frekvencí. Buzení s jedinou frekvencí je rovněž vhodné při vyšetřování vlastních frekvencí zařízení a jeho hodnot útlumu. Obecně tyto zkoušky však nejsou doporučeny pro ověřování seismické způsobilosti elektrických zařízení.

Při zkouškách podle zadaného požadovaného spektra odezvy (RRS) je vhodné, aby zkušební vlna s jedinou budící frekvencí byla nastavena na takovou jednu frekvenci a s takovou amplitudou, aby zkušební spektrum odezvy (TRS) pokrývalo významnou oblast spektrálního zrychlení (SA) v RRS. Obvykle se zkušební frekvence volí ve středu amplifikované oblasti RRS tak, aby rozšířením intervalu frekvencí na 1/3 oktávy bylo pokryto celé pásmo SA-RRS. V případě, že není RRS zcela pokryto, musí být toto dostatečně odůvodněno.

Zkoušky multifrekvenčním buzením

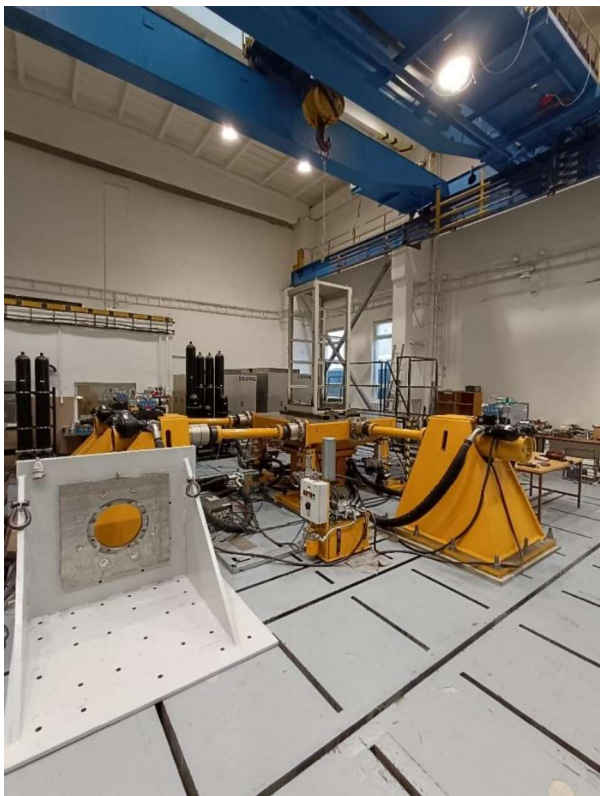
Zkoušky multifrekvenčním buzením jsou preferované pro seismické ověření způsobilosti elektrických zařízení. Při těchto zkouškách buzení se vytváří širokopásmové spektrum kmitů, které vyvolává současnou vícemodální odezvu systému s mnoha stupni volnosti. Takové simulované otřesové zatížení může indukovat funkční selhání zařízení, které se stává závislé na modální interakci kmitů dané mechanické soustavy. Multifrekvenční zkoušky nabízejí simulované průběhy velmi blízké typickým zemětřesným vibracím, aniž by byly zatížené vysokým stupněm konzervatismu.

U multifrekvenčních zkoušek se uplatňují dva přístupy:

Zkouška náhodným buzením: Typické pro tyto zkoušky je, že vstupní buzení se řídí podle vygenerovaného akcelerogramu, tj. časovým průběhem (time-history), kterým se na zkušební vzorek aplikuje spektrum kmitů s proměnou amplitudou v daném frekvenčním pásmu. Charakter zkušebního spektra odpovídá reálné simulaci zemětřesných vibrací.

Zkouška komplexním sinovým buzením: Východiskem pro tyto zkoušky může být rovněž akcelerogram, tzn. časový

průběh, avšak vstupní buzení je vytvářeno syntézou komplexu odlišných úzkopásmových signálů superponovaných na nízkouřvňové širokopásmové spektrum náhodných kmitů. Tímto způsobem je vytvářeno TRS, které musí v celé šířce požadovaných frekvencí zcela a s předepsanou rezervou (10%) obalovat RRS. Tvarový průběh může být získán řadou různých technik, které mohou být použity k vygenerování kmitů, aniž by došlo k intenzivnějšímu zatížení zkušební vzorku. Jsou definována akceptační kritéria pro zkušební spektra odezvy (TRS) ve vztahu k seismickým spektrům odezvy a vlastnostem zkoušeného zařízení



Obrázek 5: Fotografie zkušební stolice

5. ZÁVĚR

Zajištění seismické odolnosti je klíčové pro bezpečný provoz jaderných elektráren, protože umožňuje minimalizovat rizika spojená se seismickými událostmi. Článek podrobně popisuje komplexní proces zajištění seismické odolnosti jaderných elektráren, se zaměřením na metodiky a postupy používané při prokazování odolnosti jednotlivých systémů, konstrukcí a komponent (SKK). Proces zahrnuje širokou škálu činností, od stanovení seismického zatížení až po seismickou kvalifikaci zařízení, a vyžaduje spolupráci odborníků z různých oborů.

Článek se zabývá stanovením seismického zadání, které zahrnuje hodnocení geologických a seismických podmínek lokality, výběr vhodných přírodních akcelerogramů a jejich úpravu na úroveň špičkového zrychlení odpovídající maximálnímu výpočtovému zemětřesení (MVZ) nebo projektovému zemětřesení (PZ). Dále se věnuje seismické kategorizaci stavebních objektů a technologických zařízení,

kteří jsou nezbytné pro plnění základních bezpečnostních funkcí bloku z hlediska jaderné bezpečnosti.

Seismická kvalifikace zařízení je klíčovým krokem v procesu zajištění seismické odolnosti. Tento proces zahrnuje odhad funkčního chování na základě výpočtových metod a analýz, typové zkoušky zařízení za simulovaných podmínek zemětřesení, kombinaci zkoušek a analýz, a využití empirických údajů a zkušeností. Výsledky seismické kvalifikace musí být zdokumentovány tak, aby poskytovaly průkaz o spolehlivosti zařízení a výkonu jejich bezpečnostních funkcí, strukturální integrity anebo stability.

V budoucnosti se zaměřím na aplikaci těchto poznatků při seismickém posouzení konkrétní stavební konstrukce reaktorové budovy jaderné elektrárny. Tento přístup umožní detailní analýzu a ověření teoretických poznatků v praxi, což přispěje k dalšímu zlepšování bezpečnosti jaderných zařízení.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS25/039/OHK1/1T/11.

Reference

- N. M. Newmark, W. J. Hall (1978), Development of Criteria for Seismic Review of Selected Nuclear Power Plants, Nathan M. Newmark Consulting Engineering Services, NUREG/CR-098
- H. H. M Hwang (1989), Determination of HCLPF value for seismic margins study, American Association for Structural Mechanics in Reactor Technology.

BETON PRO SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ TUNELOVÝCH STAVEB

Zdeněk Hlavsa, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
zdenek.hlavsa@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) je nejrozšířenější metodou pro ražbu nových tunelových staveb v ČR i zahraničí. Konstrukce tunelové trouby se stává z primárního ostění ze stříkaného betonu, které slouží pro stabilizaci a dočasné zajištění výrubu, a ze sekundárního ostění z monolitického vyztuženého či nevyztuženého betonu, které plní funkci stálé nosné konstrukce. NRTM je aplikována i v první fázi výstavby nové trasy pražského metra (Linka D). Článek prezentuje porovnání čtyř betonových směsí, jehož výsledkem je návrh směsi pro sekundární nevyztužené ostění části stavebního objektu obrátových kolejí na stavbě metra D. Zkoušky ověřily chování betonových směsí z pohledu nárůstu pevnosti betonu v tlaku a vývoje teploty uvnitř betonu. Vývoj teploty byl sledován na zkušebních tělesech i uvnitř konstrukce pomocí teplotních čidel. Výsledky jsou porovnány s modelovým výpočtem provedeným v softwaru ATENA.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton • sekundární ostění • tunelové stavby • nárůst pevnosti betonu • vývoj hydratačního tepla v betonu

ABSTRACT

The New Austrian Tunnelling Method (NATM) is the most widely used tunnelling method in the Czech Republic and abroad. The tunnel structure consists of a primary lining of shotcrete to stabilise and temporarily secure the excavation, and a secondary lining of monolithic reinforced or unreinforced concrete to act as a permanent load-bearing structure. NATM is also applied in the first construction phase of the new Prague metro line (Line D). The paper compares four concrete mixtures, resulting in the mixture design for the secondary unreinforced lining of the turnaround track section of the metro line D construction. The tests verified the behaviour of the concrete mixtures in terms of strength development and temperature development inside the concrete. The temperature development inside the concrete was monitored on the test specimens and inside the structure using temperature sensors. The results are compared with the model calculations performed in the ATENA software.

KEYWORDS

concrete • secondary lining • tunnel structures • concrete strength development • hydration heat development in concrete

* Supervisor: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.

1. ÚVOD

V Praze momentálně probíhá výstavba čtvrté a zcela nové trasy metra D. Projekt Metro D je členěn do třech etap: I.D1, I.D2 a I.D3. Projekt z pohledu postupu výstavby je pak členěn do čtyřech na sebe navazujících fází (první etapa je rozdělena na I.D1a a I.D1b). V současné době probíhá první fáze výstavby: Úsek Pankrác - Olbrachtova (etapa I.D1a). Součástí této fáze je výstavba stanic Pankrác a Olbrachtova, trat'ových tunelů mezi stanicemi, propojovací tunel mezi linkami C a D, odstavné tunely, vzduchotechnická štol a technologické zázemí.

Celý úsek I.D1a je ražený Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Jedná se o konvenční metodu ražení tunelů, která je v současnosti nejčastěji využívána pro ražbu nových tunelů v ČR i zahraničí. NRTM využívá k hloubení tunelů běžné mechanismy pro rozpojování hornin (těžká mechanizace, trhaviny). Stabilita výrubu je zajištěna tzv. primárním ostěním realizovaným pomocí technologie stříkaného betonu s kotevním systémem. Definitivní konstrukce tunelové trouby je následně nejčastěji tvořena sekundárním ostěním z monolitického vyztuženého betonu. V některých případech, pokud to geologické podmínky umožňují, se však používá i nevyztužený monolitický beton.

Definitivní ostění tunelových staveb musí splnit řadu často protichůdných požadavků jak ve fázi realizace, tak i během životnosti konstrukce.

Při realizaci se klade důraz zejména na dobrou zpracovatelnost betonové směsi. Definitivní ostění nabývá významných tloušťek a při hodnocení konstrukce je důležitý i finální povrch betonu. Na



Obrázek 1: Konstrukce definitivního ostění a forma bednění.

druhou stranu plnění formy bednění se provádí pouze skrz několik napouštěcích otvorů a hutnění betonu je možné jen pomocí příložených vibrátorů umístěných na konstrukci bednění.

Dalším důležitým kritériem při návrhu betonové směsi je rychlost nárůstu pevnosti betonu, zejména počáteční pevnosti. Výstavba postupuje v přibližně dvanáctihodinových cyklech a tato doba se udává i jako nejzazší doba pro odbednění konstrukce, při které musí mít beton již minimální požadovanou pevnost. Rychlost nárůstu pevnosti je primárně ovlivněna obsahem slínku v betonu. Proti tomuto jde přímo požadavek na omezení vzniku, potažmo šířky, trhlin v konstrukci způsobených objemovými změnami, primárně vlivem vývoje hydratačního tepla a smrštění betonu. Na snížení hydratačního tepla a autogenního smrštění má naopak pozitivní vliv nižší obsah slínku v betonu. V neposlední řadě musí být vždy zajištěna odolnost a trvanlivost betonu vůči vlivům okolního prostředí, v tomto případě primárně proti působení agresivity podzemní vody či okolní horniny. Trvanlivost betonu je opět zajištěna minimálními požadavky na složení betonové směsi.

Důležitou součástí NRTM je i kontinuální geotechnický monitoring, který se opírá zejména o měření deformací tunelového výrubu. Na základě sledovaných měření se průběžně upravuje způsob ražby spolu s požadavky na konstrukce primárního i sekundárního ostění. Také je stálá snaha o optimalizaci průběhu výstavby, a to jak z hlediska harmonogramu, tak i z pohledu ekonomické stránky, která se následně projeví např. v konstrukčním řešení nebo použitém materiálu.

Na projektu Metro D probíhá úzká spolupráce mezi dodavatelem betonu a sdružením realizačních firem. V rámci této spolupráce byly provedeny i zkoušky za účelem optimalizace betonových směsí pro definitivní ostění stavebního objektu obrátových kolejí u budoucí stanice Pankrác. Zde projekt počítal s využitím nevytlučené varianty definitivního ostění pro několik dílčích záběrů. Požadavek stavby byla optimalizace betonové směsi s ohledem na omezení vzniku trhlin, která je u nevytlučeného definitivního ostění zásadní. Zároveň však bylo nutné zachovat nárůst počáteční pevnosti tak, aby bylo možné konstrukci odbednit v rozumném čase.

2. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

Cílem zkoušek bylo porovnat a ověřit několik betonových směsí navržených pro nevytlučené sekundární ostění, které bylo plánováno realizovat v rámci stavebního objektu obrátových kolejí na stavbě metra D. Referenčním bodem byla betonová směs používaná na většinu sekundárních ostění realizovaných v první fázi výstavby trasy metra D. K této směsi byly posléze navrženy další receptury, které se lišily primárně typem či množstvím cementu ve směsi. Navržené směsi byly vyrobeny na betonárně, kde každá záměs měla objem 2 m³. Vzorek byl odebrán při výsypu betonu z míchačky do autodomíhávače. Z odebraných vzorků betonu byla vyrobena tělesa na stanovení nárůstu pevnosti betonu v tlaku, tělesa na stanovení vývoje teploty betonu v čase a současně byl stanoven průběh tuhnutí betonu. Přímo na stavbě pak bylo provedeno měření vývoje teploty betonu v konstrukci.

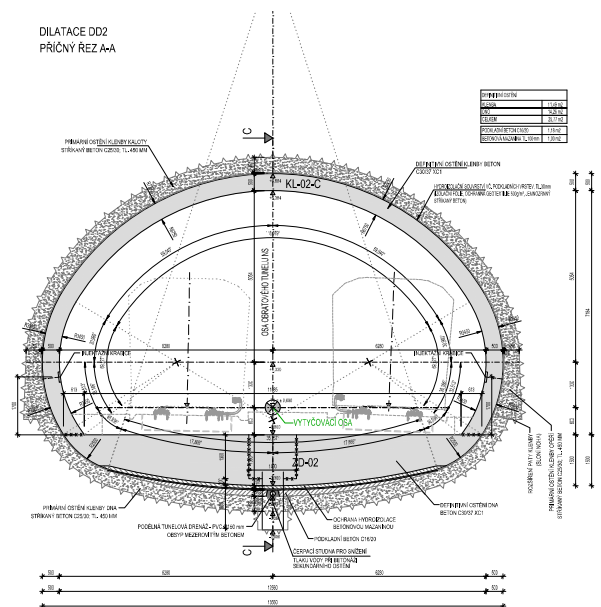
2.1. Navržené betonové směsi

Referenční zkoušenou recepturou byla varianta s Portlandským cementem CEM I 42,5 R z Radotína (PC28). U druhé receptury byl použit Portlandský směsný cement CEM II/B-M (S-LL) 42,5 N z Radotína (BM28). Třetí receptura obsahovala Portlandský směsný cement CEM II/B-S 32,5 R z Radotína (BS28). Čtvrtá receptura obsahovala taktéž Portlandský směsný cement CEM II/B-S 32,5 R z Radotína, ale beton byl navržen jako devadesátidenní s menším

Tabulka 1: Složení betonových směsí – varianta PC28 až BS90

Receptura	PC28	BM28	BS28	BS90	Jednotka
Cement	370	370	400	360	kg/m ³
DTK	868	873	832	824	kg/m ³
HTK	898	902	933	924	kg/m ³
Voda	190	182	190	180	kg/m ³
Přísady	3.7	3.7	3.7	3.7	kg/m ³
Příměsi	80	80	30	70	kg/m ³
w/c _{eff}	0.36	0.35	0.35	0.33	-

obsahem cementu (BS90). Všechny receptury měly stejný celkový obsah plastifikačních přísad a taktéž obsahovaly přísadu urychlující tuhnutí betonu pro rychlejší dosažení odbedňovacích pevností. Křivky zrnitosti byly upraveny v závislosti na typu a množství cementu s příměsí. Obsah vody byl upraven při míchacím cyklu k dosažení optimální konzistence betonu. Složení jednotlivých variant betonových směsí shrnuje Tabulka 1. Do výpočtu vodního součinitele byla zahrnuta nasákavost kameniva a obsah latentně hydraulické příměsi.



Obrázek 2: Stavební objekt 11-28/02, Obrátové koleje NS, sekundární ostění, příčný řez.

2.2. Zkušební metody

Pevnost betonu v tlaku byla zkoušena dle ČSN EN 12390-3 na krychlích o délce hrany 150 mm a při stáří betonu 14 hodin, 16 hodin, 1 den, 2 dny, 7 dní a 28 dní. Zkušební tělesa byla v případě krátkodobých pevností odformována těsně před konáním zkoušky, ostatní tělesa byla odformována po dvou dnech a uložena do normového prostředí do dne konání zkoušky.

U všech betonových směsí byl taktéž stanoven průběh tuhnutí čerstvého betonu dle ČSN 73 1332. Před provedením zkoušky byla získána malta z betonové směsi proséváním na síť s délkou strany oka do 6.3 mm. Čas odpovídající penetračnímu odporu 0.5 MPa stanovuje počátek tuhnutí betonové směsi a čas odpovídající penetračnímu odporu 3.5 MPa stanovuje počátek tvrdnutí betonové

směsi.

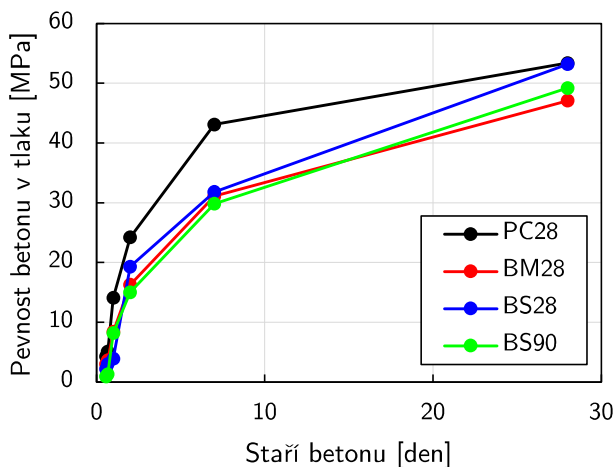
Vývoj teploty betonu na betonárně byl měřen pomocí teplotních čidel TG4-Pt1000 a měřicí ústředny DataTaker DT80G-4 na zkušebních tělesech krychle o délce hrany 150 mm a válce a průměru 150 mm a výšce 300 mm. Teplotní čidla byla umístěna do těžiště zkušebních těles v průběhu výroby vzorků pomocí předem připravené konstrukce ze dřeva. Zkušební tělesa byla odlita do plastových forem bez jakékoli další izolace. Měření trvalo přibližně 84 hodin a tělesa byla po celou dobu měření v plastových formách. Všechna tělesa byla umístěna v místnosti s proměnlivou teplotou, která byla zaznamenávána samostatným čidlem umístěným v blízkosti zkušebních těles.

Vývoj teploty betonu v konstrukci byl měřen pomocí teplotních čidel s teplotním senzorem Pt100 a měřicí ústřednou Comet. Do konstrukce byla umístěna celkem tři teplotní čidla, jedno ve vrcholu klenby a dvě po stranách v přibližně 2/3 výšky betonované konstrukce. Všechna čidla byla umístěna přibližně v polovině průřezu a jeden metr od čela bednění. Přesnou polohu nebylo možné umístit vzhledem k absenci výztuže, na kterou by bylo možné čidlo přichytit. Měření probíhalo po dobu 48 hodin, poté bylo ukončeno z důvodu přípravy dalších prací. Měření vývoje teploty v konstrukci proběhlo pouze pro betonovou směs BS90.

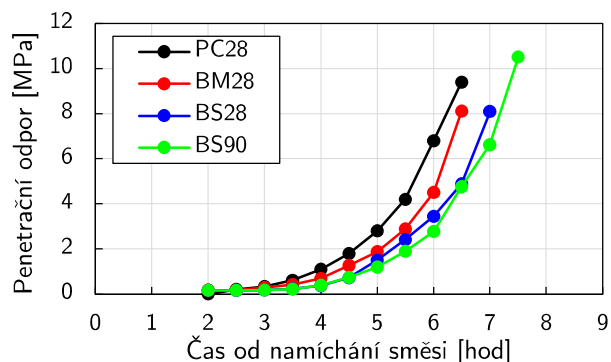
V poslední řadě byla v rámci experimentálního programu provedena teplotní simulace v programu Metrostav TSS (software ATENA), který slouží pro teplotní simulace konstrukcí během procesu tuhnutí betonu. Okrajové podmínky pro simulaci byly nastaveny na základě reálných podmínek na stavbě. Teplotní simulace byla následně porovnána s reálným měřením na stavbě.

3. VÝSLEDKY A VYHODNOCENÍ

Obrázek 3 zobrazuje výsledky nárůstu pevnosti v tlaku všech zkoušených betonových směsí. Nejrychlejší nárůst pevnosti vykázala podle očekávání směs PC28 s Portlandským cementem, po 16 hodinách byla stanovena pevnost v tlaku 5.1 MPa. Směsi BM28 a BS28 pak vykázaly pevnost po 16 hodinách 3.6 MPa a 3 MPa a směs BS90 pouze 1.3 MPa. Pevnost od stárání betonu 2 dny je u směsí BM28, BS28 a BS90 srovnatelná. Směs PC28 vykazuje pevnost po 2 dnech v průměru o 45 % vyšší a po 7 dnech o 40 % vyšší než ostatní směsi, po 28 dnech je již pevnost taktéž srovnatelná s ostatními. Naměřené rané pevnosti betonu jsou z pohledu požadavku stavby nevyhovující. Nízké pevnosti lze připsat nízké po-



Obrázek 3: Nárůst pevnosti betonu v tlaku betonových směsí.

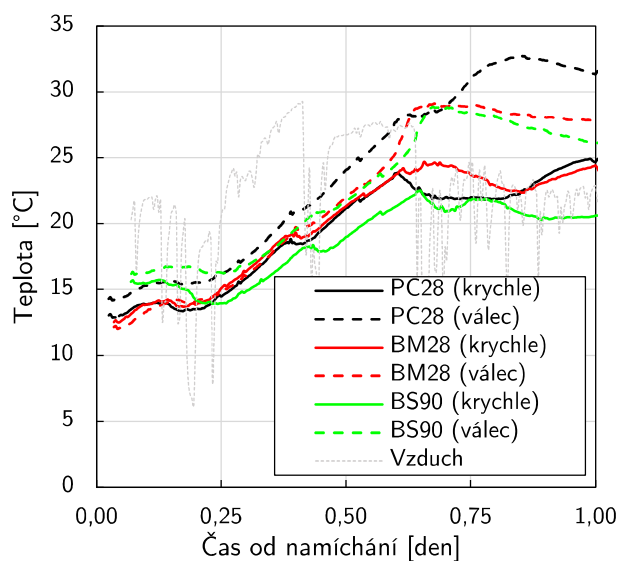


Obrázek 4: Průběh tuhnutí betonových směsí.

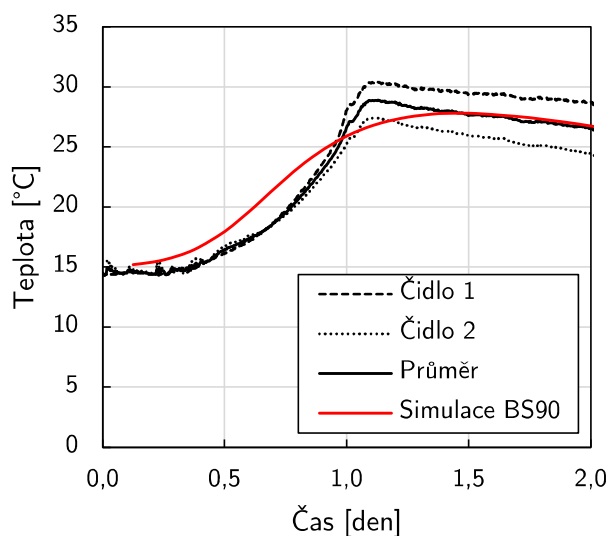
čáteční teplotě čerstvého betonu a neoptimálnímu místu uložení vzorků v průběhu zrání betonu, kde teplota okolí v prvních hodinách kolísala mezi 10 a 20 °C. Současně má na zrání betonu velký vliv velikost zkušebních těles. Malé krychle snáze prochladnou a beton v průběhu hydratace nedosáhne takové teploty, jaké například dosáhne v konstrukci. Reálnou pevnost v konstrukci ostění lze tak očekávat výrazně vyšší. Toto potvrzují zkušenosti ze stavby, kde je požadované pevnosti po 16 hodinách běžně dosahováno a je možné konstrukci bezpečně odbednit. Kontrola pevnosti na stavbě však probíhá pouze orientační zkouškou pomocí Schmidtova kladívka.

Průběh tuhnutí zkušebním na maltě odseparované z betonových směsí znázorňuje Obrázek 4. Průběh tuhnutí opět odpovídá předpokladu, vzhledem k typu a množství použitého cementu v jednotlivých směsích. Nejrychlejší průběh tuhnutí byl zaznamenán u směsi PC28, kdy počátek tvrdnutí betonu nastal po 315 minutách, u směsi BM28 pak nastal po 340 minutách, u směsi BS28 po 361 minutách a u směsi BS90 po 370 minutách. Rozdíl v průběhu tuhnutí a tvrdnutí jednotlivých směsí může být až hodina, což z pohledu raných pevností může být již významný faktor.

Obrázek 5 znázorňuje vývoj teploty betonu měřený na zkušebních tělesech krychlích a válcích vyrobených na betonárně. Z grafu je vidět významný rozdíl mezi maximální dosaženou teplotou mě-



Obrázek 5: Vývoj teploty ve zkušebních vzorcích na betonárně.

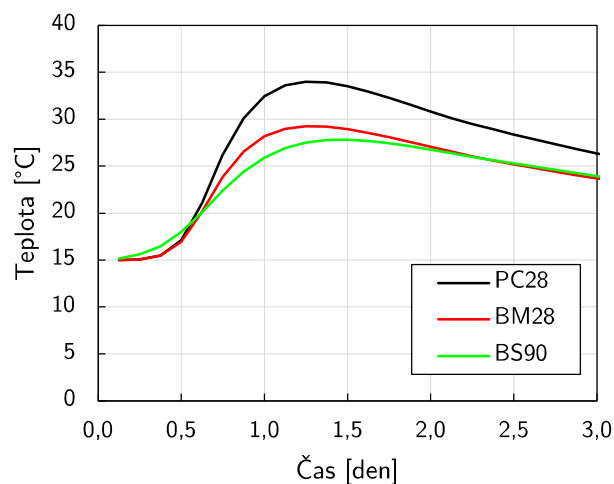


Obrázek 6: Vývoj teploty v konstrukci s betonovou směsí BS90 a porovnání se simulací z programu ATENA.

řenou na krychlích a na válcích, což opět potvrzuje vliv velikosti tělesa na vývoj teploty, potažmo na nárůst pevnosti betonu. Maximální dosažená teplota naměřená na krychlích je oproti teplotě dosažené na válcích o 2-3 °C nižší. Nejvyšší dosažené teploty v prvních 24 hodinách od namíchání, 32,5 °C, bylo dosaženo u směsi PC28 na válci. Teploty na válcích u směsí BM28 a BS90 pak dosahovaly shodně okolo 28,5 °C. Rozdíly v teplotách naměřených na krychlích mezi jednotlivými směsmi jsou minimální. Důvodem je pravděpodobně menší velikost zkušebního tělesa a velký vliv okolního prostředí na jeho teplotu. Betonová směs BS90 byla z měření vývoje teploty v betonu vyjmuta z důvodu nedostatečného počtu vstupů v měřicí ústředně v čase konání měření.

Obrázek 6 ukazuje vývoj teploty betonové směsi BS90 naměřené v konstrukci na stavbě a porovnává jej se simulací průběhu teploty získanou z programu ATENA. Původně byla do konstrukce umístěna tři čidla, nicméně jedno se chvíli po začátku měření porušilo, a proto bylo z grafu vyjmuta. Maximální dosažená teplota v boku klenby (čidlo 1) byla 30,4 °C a ve vrcholu klenby (čidlo 2) pak 27,4 °C. Průměrná maximální dosažená teplota v konstrukci z obou čidel je 28,9 °C. Křivka průběhu teploty simulace z programu ATENA přesně neodpovídá reálné naměřené křivce, nicméně maximální dosažená teplota ze simulace se shoduje s reálným měřením.

Obrázek 7 pak zobrazuje a porovnává simulace vývoje teploty v konstrukci za předpokladu použití různých betonových směsí testovaných v experimentálním programu. V případě použití směsi PC28 s Portlandským cementem by teplota v jádru konstrukce dosahovala přibližně 34 °C, zatímco u směsí BM28 a BS90 by se maximální dosažená teplota pohybovala okolo 29 °C a 28 °C. Teplotní gradient mezi jádrem a povrchem konstrukce dosahuje v případě směsi PC28 přibližně 10 °C a u směsí BM28 a BS90 9 °C, respektive 8 °C. Ačkoliv se jedná o poměrně masivní konstrukci s tloušťkou okolo 500 mm, maximální dosažené teploty a teplotní gradienty jsou nízké. To je pravděpodobně způsobeno nízkou teplotou čerstvého betonu i okolního prostředí. V letních měsících, kdy teplota betonu bude výrazně vyšší, lze očekávat, že i maximální dosažené teploty v konstrukci budou přesahovat 50 °C.



Obrázek 7: Simulace vývoje teploty v konstrukci betonových směsí PC28, BM28 a BS90.

4. ZÁVĚR

Cílem experimentálního programu bylo porovnat různé varianty betonových směsí určených pro sekundární nevytlučené ostění tunelových staveb, konkrétně pro stavební objekt obrátových kolejí na trase metra D. Výsledky zkoušek nepřinesly žádná nová zásadní zjištění, ale raději potvrdily očekávané trendy vlivu složení směsi na nárůst pevnosti i teplotní chování betonu. Směs s portlandským cementem dosahovala nejrychlejších nárůstů pevnosti, avšak za cenu vyššího vývoje hydratace a tím i potenciálního rizika vzniku trhlin. Naopak směsi s nižším obsahem slínku vykazovaly nižší rané pevnosti, ale příznivější teplotní průběh a menší teplotní gradienty v konstrukci. Měření na zkušebních tělesech i v reálné konstrukci prokázala významný vliv objemu betonu a podmínek zrání na teplotní vývoj i pevnostní charakteristiky. Teplotní simulace z programu ATENA potvrdila obecný trend naměřených dat, ačkoliv přesně nekopirovala reálný průběh teplotní křivky. Na základě výsledků lze doporučit směs BS90 jako vhodnou variantu pro nevytlučené ostění s ohledem na minimalizaci rizika trhlin a zachování požadovaných mechanických vlastností.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za podpory společnosti TBG Metrostav. Současně bych chtěl poděkovat svému školiteli prof. Janu Vítkovi za pomoc při vypracování tohoto příspěvku, Vítkovi Němčicovi za poskytnutí modelových výpočtů z programu ATENA a Kloknerovu ústavu za půjčení měřicí ústředny a teplotních čidel.

Reference

- Dopravní podnik hl. m. Prahy, a. s. (2025), 'Metro d'.
URL: <https://www.dpp.cz/metro-d>
- Hilar, M. (2016), 'Současné trendy ve výstavbě ražených dopravních tunelů'.
- Hořejší, J., Mařík, L., Růžička, P. & Schaab, A. (2016), 'Návrh, realizace a podmínky provádění nevytlučeného definitivního ostění konvenčně ražených tunelů', **25. ročník(2)**.
- Srb, M. & Hilar, M. (2006), 'Definitivní ostění konvenčně ražených tunelů v České republice - současnost a budoucnost', **2006(6)**.

MĚŘENÍ MODULU PRUŽNOSTI V HORKÝCH KOMORÁCH

Kateřina Hrdličková *

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

ABSTRAKT

Modul pružnosti je základní parametr pro mechanické vlastnosti betonu, který nám ukazuje, jak materiál reaguje na zatížení. Jelikož je beton ze 70 % tvořen kamenivem, je modul pružnosti betonu také nejvíce ovlivněn typem použitého kameniva. Tento článek se zabývá změnou modulu pružnosti hornin před a po ozáření použitých do betonu biologického stínění v jaderných elektrárnách. Experimentální data jsou převzata z projektu ACES, který zkoumá současný stav evropských jaderných elektráren. Přičemž výsledky vykazují výrazný vliv ionizujícího záření na naměřený modul pružnosti, ovšem jsou omezeny malým počtem měřených vzorků. V článku je popsán průběh testování v prostředí horkých komor. Pro komplexní porozumění problematice je také vysvětleno, co modul pružnosti je a čím může být ovlivněn.

KLÍČOVÁ SLOVA

Modul pružnosti • Beton • Ionizující záření • Horké komory • UPV

ABSTRACT

The modulus of elasticity is a basic parameter for the mechanical properties of concrete, which shows us how the material responds to loads. Aggregate makes up 70 % of concrete and therefore has the greatest influence on the mechanical properties of concrete, including the modulus of elasticity. This paper deals with the change in modulus of elasticity of aggregates before and after irradiation used in the concrete of biological shielding in nuclear power plants. Experimental data are taken from the ACES project, which investigates the current status of European nuclear power plants. While the results show a significant effect of ionizing radiation on the measured modulus, they are limited by the small number of measured samples. In this paper, the testing in a hot cell environment is described. For a complex understanding of the problem, it is also explained what the elastic modulus is and how it can be affected.

KEYWORDS

Modulus of elasticity • Concrete • Ionizing radiation • Hot cells • UPV

1. ÚVOD

Jaderná energetika v České republice i ve světě vyžaduje zajištění dlouhodobé funkčnosti jaderných zařízení. Jak se energetická spotřeba neustále zvyšuje, roste také nutnost prodlužovat životnost, rozšiřovat stávající jaderné elektrárny (JE) a případně i stavět nová zařízení, jako jsou malé modulární reaktory (SMR). Je kladen velký důraz na správné fungování klíčových prvků JE, mezi které patří i betonové konstrukce, jenž, kromě statické funkce, plní také roli stínícího materiálu proti ionizujícímu záření tzv. biologické stínění. Pro zajištění dlouhodobé funkčnosti stínění je nezbytné mít přesné údaje o mechanických vlastnostech použitého betonu.

Na cementovou pastu má hlavní vliv záření gama, které vzniká při nepružných srážkách neutronu s atomem. Gama záření způsobuje vysychání volně vázané vody v cementu, což vede ke smršťování cementové pasty. (Maruyama et al., 2017; Khmurovska, 2019; Takizawa a Sato, Kontani et al., 2014) Oproti tomu kamenivo reaguje nejvíce při působení neutronové záření, které tvoří defekty v krystalové mřížce minerálů. Tyto vady se kumulují a výsledkem je bobtnání kameniva tzv. RIVE (radiation induced volumetric expansion). (Maruyama et al., 2017; Khmurovska, 2019)

Vlivem bobtnání kameniva a vysycháním cementové pasty dochází v betonu k rozdílným pnutím, což vede ke vzniku mikrotrhlin. Tyto trhliny snižují pevnostní charakteristiky betonu. Jako je pevnost v tlaku až o 50 % a pevnost v tahu až o 75 %.

Modul pružnosti je těmito jevy také ovlivněn a dochází ke snižování modulu pružnosti (Field et al., 2015) Na vlastnosti betonu, a i tedy modul pružnosti má největší vliv právě použité kamenivo, jelikož tvoří až 70 % objemu betonu. (Field et al., 2015)

Testování probíhá v horkých komorách (HK), což jsou laboratoře určené k testování radioaktivních materiálů. Provoz v HK vyžaduje přísná bezpečnostní opatření, která výrazně prodlužují dobu měření. Práce v těchto podmínkách má i plno omezení a limitů, které jsou stanoveny s ohledem na ochranu pracovníků a na zajištění co nejvyšší přesnosti měření. Horké komory a také vliv radiace na beton jsou více popsány v diplomové práci (Hrdličková, 2024).

V současnosti se například v rámci projektu ACES hodnotí stav stínících betonů v evropských JE. Tento projekt si klade za cíl zkoumat vliv dlouhodobého vystavení radiaci na betonové konstrukce a poskytnout podklady pro rozhodování o prodlužování životnosti JE. Výsledky těchto výzkumů jsou zásadní pro udržení bezpečného provozu stávajících jaderných

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

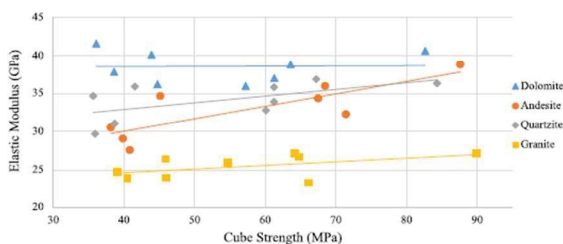
elektráren a pro plánování výstavby nových reaktorů, kde je beton klíčovým materiálem pro ochranu před radiací.

Konkrétně se bude článek zabývat měřením modulu pružnosti. Modul pružnosti betonu je parametrem, který vyjadřuje jeho schopnost odolávat deformacím pod zatížením, což z něj činí jednu ze základních charakteristik betonu. Tento modul je ovlivněn řadou faktorů, jako je i typ použité horniny. Jelikož je beton z velké části tvořen kamenivem, je nezbytné zkoumat také modul pružnosti použité horniny, který výrazně ovlivňuje celkové mechanické vlastnosti betonu.

Testování modulu pružnosti betonu a kameniva vystavených ionizujícímu záření je tedy klíčová znalost pro zajištění bezpečnosti jaderných zařízení. Výsledky těchto testů budou použity jako vstupy pro numerické modely, které umožňují simulovat chování betonu v různých návrhových situacích.

2. MODUL PRUŽNOSTI A JEHO STANOVENÍ

Modul pružnosti je fyzikální veličina, která nám charakterizuje společně s momentem setrvačnosti průřezu, tuhost konstrukce, což je schopnost konstrukce odolávat deformaci při působení vnějších sil. Čím větší modul pružnosti je, tím strmější je i zatěžovací křivka a tím dochází k menší deformaci. V článku (Sun a Fanourakis, 2022) je také znázorněno, že modul pružnosti nesouvisí s pevností betonu Obrázek 1.



Obrázek 1 - Závislost modulu pružnosti na krychlové pevnosti betonu (Sun a Fanourakis, 2022)

2.1. Statický modul pružnosti

Hodnota statického modulu pružnosti se získává z mechanických testů. Určuje se z pracovního diagramu z Hookova zákona jako směrnice přímky mezi dvěma body napětí: 0 % a 40 % celkové pevnosti betonu v tlaku. Hodnoty statického modulu pružnosti bývají nižší, jak hodnoty dynamického modulu pružnosti. (Thomaz et al., 2021)

2.2. Dynamický modul pružnosti

Hodnota dynamického modulu pružnosti je určená nepřímými metodami. Základem těchto testů, je rychlost šíření ultrazvukových vln betonem/kamenivem. (Cikrle a Kocáb, 2014; Thomaz et al., 2021) Dynamický modul pružnosti odpovídá počátečnímu tečnému modulu, kde jsou deformace ještě velmi nízké. (Han a Kim, 2004)

Autoři článku (Han a Kim, 2004) uvádějí, že vyšší pevnost a tuhost betonu mohou zvyšovat dynamický modul pružnosti a zároveň způsobit větší linearitu pracovního diagramu, což vede k menšímu rozdílu mezi statickým a dynamickým modulem pružnosti. To je způsobeno pravděpodobně kvůli menšímu

vzniku mikrotrhlin během zatěžování, což přispívá k větší tuhosti materiálu.

V normě (ČSN 73 2011, 2012) jsou napsané orientační hodnoty pro převod z dynamického modulu pružnosti betonu na statický modul pružnosti betonu viz Tabulka 1.

Tabulka 1 - Převzaté hodnoty zmenšovacích součinitelů pro přepočet dynamických modulů ultrazvukových (k_u) na moduly statické podle ČSN 73 2011

Zmenš. souč.	C 8/10	C12/15	C16/20	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
k_u	0,62	0,71	0,76	0,81	0,83	0,86	0,88	0,9

2.3. Co ovlivňuje modul pružnosti

Tato podkapitola se zaměřuje na faktory, které ovlivňují hodnoty statického i dynamického modulu pružnosti. Jsou zde popsány vlivy zrání betonu, doby ošetřování čerstvého betonu, typu cementu, vodního součinitele a vlastností kameniva. Dále jsou uvedeny empirické výpočty modulu pružnosti, které jsou používány v různých normách a studiích.

Modul pružnosti se mění v průběhu životnosti konstrukce. Během zrání betonu se s nabývajícím pevností mění také modul pružnosti. V době zrání betonu se také nejvíce mění poměry mezi statickým a dynamickým modulem pružnosti (Cikrle a Kocáb, 2014). Kde v 7 dnech byl poměr cca 70 % a ve 28 dnech byl poměr už 83 %. V průběhu zrání betonu je důležité uvážit také dobu ošetřování čerstvého betonu. Podle (Sun a Fanourakis, 2022) se bude modul pružnosti betonu lišit o 11,81 % pro dobu ošetřování 28 dní a až o 17,2 % pro 56 dní oproti ošetřování betonu po 7 dní.

Dalším významným faktorem ovlivňujícím modul pružnosti je vodní součinitel. V článku (Thomaz et al., 2021) je popsáno, že čím je vyšší vodní součinitel (w/c), tím je vyšší také porozita cementové matrice a tím je nižší modul pružnosti. Například beton s w/c = 0,45 měl o 7,3 % vyšší hodnoty modulu pružnosti než beton s w/c = 0,65. Tento trend potvrzuje i studie (Han a Kim, 2004). Typ použitého cementu nemá ve 28 dnech výrazný vliv na modul pružnosti (Sun a Fanourakis, 2022).

Jedním z klíčových faktorů ovlivňujících modul pružnosti betonu je typ a vlastnosti použitého kameniva. Mechanické a fyzikální charakteristiky kameniva závisí nejen na typu horniny, ale také na místě, odkud byla hornina těžena. Dokonce i stejné druhy hornin mohou mít odlišné vlastnosti v závislosti na nalezišti (Thomaz et al., 2021; Sun a Fanourakis, 2022).

Množství kameniva v betonu hraje významnou roli při určování jeho modulu pružnosti. Studie ukazují, že při nižším obsahu kameniva (42 %) byl modul pružnosti nižší než při vyšším podílu (60 %), přičemž rozdíl dosahoval až 9,28 % (Thomaz et al., 2021).

Velikost maximálního zrna kameniva nemá podle (Góra a Szfraniec, 2020) přímý vliv na modul pružnosti ani na tlakovou pevnost betonu. Naopak však může významně ovlivnit pevnost betonu v příčném tahu. Například rozdíl mezi betonem s kamenivem frakce 2/8 a betonem s frakcí 2/31,5 činil až 34,5 %. Tyto poznatky podtrhují, jak důležitý je pečlivý výběr kameniva při návrhu betonových směsí, zejména pokud

je cílem zajistit mechanické vlastnosti betonu pro specifické podmínky, jako je právě i biologické stínění reaktoru.

2.3.1. Empirické vzorce pro odhad modulu pružnosti

Již v roce 1960 (PAUW, 1960) navrhl jednoduchý vztah pro odhad statického modulu pružnosti na základě objemové hmotnosti a pevnosti betonu:

$$E = 33 \cdot w^{3/2} \sqrt{f_c'} \quad (1)$$

Podobný přístup byl přijat i v Japonsku, kde (Architectural Institute of Japan, 1985) stanovil vztah zahrnující objemovou hmotnost kameniva:

$$E = 21,000 \left(\frac{\gamma}{2300} \right)^{1,5} \left(\frac{\sigma_B}{20} \right)^{1/2} \quad (2)$$

Tyto vzorce jsou však považovány za sporné, protože modul pružnosti je silně závislý na typu a původu použitého kameniva (Noguchi et al., 2009). Většina těchto vzorců je navíc vhodná pouze pro běžné betony a nepočítá s odlišnostmi vysokopevnostních betonů.

(Noguchi et al., 2009) navrhli rozšířený model, který zohledňuje variabilitu kameniva a příměsí viz (3). Do výpočtu byly zavedeny koeficienty k_1 a k_2 . Tento přístup vykazuje spolehlivost až 95 %.

$$E = k_1 k_2 \cdot 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{2400} \right)^2 \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{1/3} \quad (3)$$

- $k_1 = (0,9-1,2)$ – zohledňuje vliv použitého kameniva
- $k_2 = (0,95-1,10)$ – zahrnuje vliv příměsí

V evropských normách (Eurocode 2, 2023) se modul pružnosti stanovuje na základě pevnosti betonu při porušení a typu použitého kameniva viz (4). Tento vliv je zohledněn konstantou k_E , která je pro běžné konstrukční betony s křemičitým kamenivem stanovena na 9500. Pro speciální betony se tato hodnota může pohybovat v rozsahu 5000–13 000.

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3} \quad (4)$$

3. TESTOVÁNÍ VZORKŮ V HORKÝCH KOMORÁCH

3.1. Představení horkých komor

Horké komory (HK) jsou laboratoře určené k testování materiálu vystavených ionizujícímu záření. Jsou umístěny v kontrolovaném pásmu Centra výzkumu Řež (CVŘ). Jedná se o komplex 10 laboratoří, kde každá je vybavena pro specifické testování (příprava vzorku, řezání vzorků, sváření vzorku, drcení vzorku, měření rozměrů...). Každá komora je tvořena hermetickým boxem a stínicí částí tvořenou z oceli, která má tloušťku až 500 mm. Pohled do HK je umožněn skrze olovnaté sklo tloušťky 900 mm anebo pomocí videokamery.

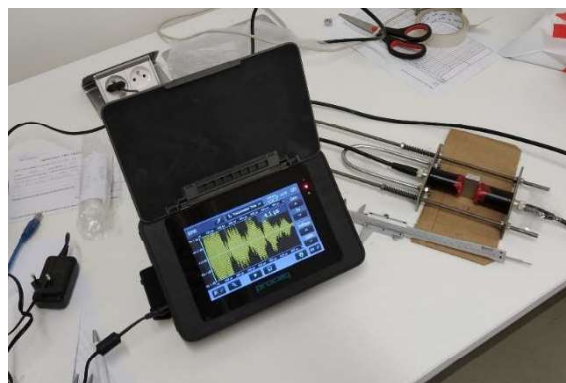
Pro manipulaci s radioaktivním materiálem je nutné dodržet přísná bezpečnostní opatření. Vzorek se po celou dobu pohybuje ve stíněných prostorech. Se vzorkem se manipuluje v HK pomocí dvou manipulátorů. Únosnost jednoho manipulátoru je 5 kg, to je také jeden z důvodů omezení velikosti vzorku. (Zoul et al., 2020) Manipulace se vzorkem v těchto podmínkách vyžaduje velkou zkušenost operátora HK a také výrazně prodlužuje dobu testování oproti testování v běžných laboratořích.

3.2. Měření modulu pružnosti v horkých komorách

V HK je nyní prováděno měření modulu pružnosti metodou UPV (ultrasonic pulse velocity). Tato metoda je založena na rychlosti průchodu ultrazvukovou vlnou.

Na vzorku měříme čas průchodu P-vln, což jsou elastické vlny, které se šíří pomocí rozpínání a stlačování materiálu ve směru šíření vlny. Jedná se také o vlnění, které hmotou procházejí nejrychleji (Králová, 2007).

K ultrazvukovému měření je použit přístroj Pundit PL200 Obrázek 2. Pro manipulaci v horkých komorách je vyroben přípravek Vendy, který slouží k jednodušší manipulaci během testu Obrázek 2



Obrázek 2 - Přístroj Pundit PL200 s manipulátorem Vendy a ocelovým etalonem (Khmurovska et al., 2024)

Z času průchodu a délky základny vzorku je dopočítaná rychlost P-vln – c .

$$c = L/t \quad (5)$$

Vzorek podle normy (ČSN 73 1371, 2011) nelze zařadit jako 1D, 2D nebo 3D prvek, protože takto malé těleso (válec o velikosti 10x10 mm, nebo válec 10x20 mm) není v normě definováno. Vzorky jsou klasifikovány podle jejich geometrické dimenzionality, přičemž byla použita typologie rozlišující jedno-, dvou- a trojrozměrné struktury (1D, 2D, 3D). V normě ČSN 73 1371 je definován vztah pro zařazení vzorku jako 1D, 2D nebo 3D těleso na základě rozměru vzorku, kde hodnota a je příčný rozměr vzorku, v tomto případě 10 mm a vlnové délky (viz rovnice 6, 7, 8). Vlnová délka pro vzorky hornin je ± 35 mm. Vzorek se nejvíce shoduje s podmínkou pro 1D prvek (6). Pomocí tohoto výpočtu není nutné uvažovat poissonovo číslo.

$$1D: a \leq 0,2\lambda \quad (6)$$

$$2D: a \leq 0,2\lambda; \text{ pro desky, není náš případ.} \quad (7)$$

$$3D: a \geq 2\lambda; a \geq 0,9\lambda \quad (8)$$

Pro stanovení dynamického modulu pružnosti v 1D prostředí je zapotřebí znát objemovou hmotnost vzorku – ρ a rychlost šíření P-vlny – c .

$$E = \rho c^2 \quad (9)$$

Objemovou hmotnost dopočítáme z hmotnosti a objemu vzorku. Hmotnost vzorku měříme na vahách Analytical Balance 220 g x 0,1 mg Radwag AS220.R2 provádí se vždy alespoň tři měření pro co nejpřesnější výsledky. Vzorek je před vážením vysušen v peci při teplotě 30°C a je skladován v hermeticky uzavřeném prostředí s podtlakem, aby nedocházelo k nabírání vlhkosti z ovzduší.

Objem vzorku dopočítáme z naměřených rozměrů vzorku z přístroje Vertex 251HM MicroVu, který je také umístěn v HK. Je také možné uvažovat objemovou hmotnost vzorku spočtenou měřením vodní pyknometrie.

Je nutné zajistit co nejlepší kontakt mezi ultrazvukem a vzorkem. Bylo by vhodné použití gelů, ovšem v prostředí HK by byla manipulace s gelem složitá. Nebylo by možné dokázat, že je gelu dostatečné množství a také, že je gel rozprostřen po celé kontaktní ploše vzorku. Problém s gelem by také mohl nastat při jeho přebytku a vytvoření kapky, která by zapříčinila delší průlet vzorkem, zaznamenané nižší rychlosti a tím by došlo ke zkreslení výsledků.

Kontakt je proto vytvořen dvouvrstvou elastickou páskou, která zajišťuje dostatečnou deformaci, ale také se po každém použití vrátí do původní polohy. V manipulátoru je umístěna pružina, která zaručuje přítlak sondy na vzorek. Jelikož má vzorek vždy stejnou velikost, je také přítlak na vzorek vždy stejný.

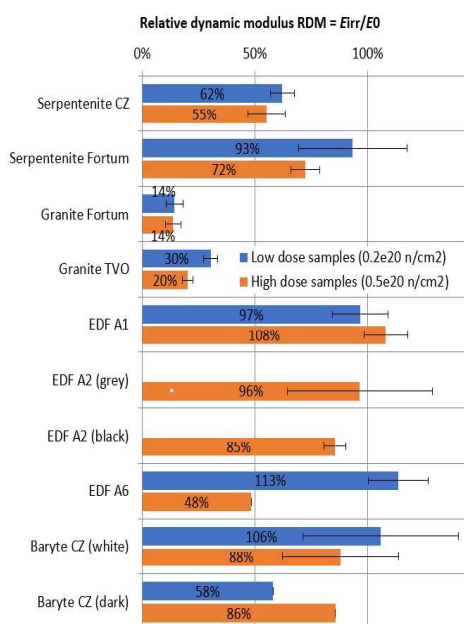
Celý přístroj je nejprve zkalibrován před HK v operátorově. Následně je vložen do HK a je až 15m kabely propojen do operátorovny z které je přístroj ovládán. Jelikož dochází ke změně přenosu signálu, je nutné provést kalibraci znovu. Kalibrace se provádí pomocí ocelového kalibračního tělesa.

Na každém vzorku je rychlost ultrazvukové vlny změřena šestkrát. Před každým novým vzorkem je přeměřeno také kalibrační těleso, abychom měli jistotu, že stále měříme na kalibrovaném přístroji a že se podmínky měření nemění (přítlak a vytlačování elastické pásky).

Nejvíce nás zajímá chování materiálu před a po ozáření neutronovým spektrem. Proto je výsledkem těchto měření relativní dynamický modul pružnosti (RDM).

$$RDM = E_{irr}/E_0 \cdot 100 \% \quad (10)$$

Kde E_0 je dynamický modul před ozářením a E_{irr} je dynamický modul po ozáření.



Obrázek 3 - Naměřené relativní dynamické moduly (RDM) (Khmuřovska et al., 2024)

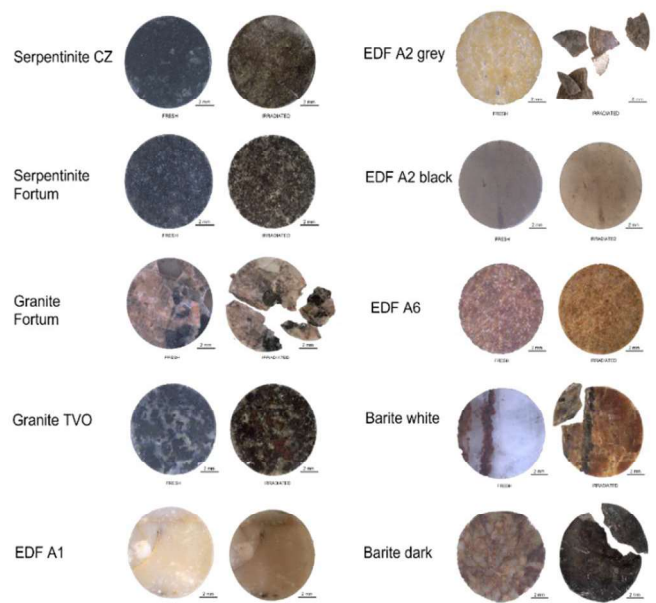
4. VÝSTUPY Z PROJEKTU ACES

Naměřené výsledky relativního dynamického modulu (RDM) jsou uvedeny na Obrázku 3. Vzorky byly ozářeny nízkou (Low dose $0,2 \cdot 10^{20}$ n/cm²) a vysokou dávkou (High dose $0,5 \cdot 10^{20}$ n/cm²). Nejvýraznější změny dynamického modulu pružnosti po ozáření byly zaznamenány u žuly (viz Obrázek 3). Hodnota modulu pružnosti po ozáření se zde shoduje s původním stavem pouze ze 14 %, což naznačuje silné ovlivnění ionizujícím zářením. Hlavním důvodem této výrazné změny je rozmanité mineralogické složení žuly (Obrázek 5) a přítomnost velkých zrn (Obrázek 4). Tyto faktory vedou k různému RIVE jednotlivých minerálů, což v důsledku způsobuje výrazné vnitřní napětí ve vzorku a následné porušení především podél hranic zrn.

Naopak serpentinit Fortum a serpentinit CZ, přestože také vykazují mineralogickou rozmanitost (Obrázek 5), jsou tvořeny mnohem menšími zrny (Obrázek 4). Díky tomu nedochází k tak výrazným změnám jako u žuly. U českého serpentinitu byla pozorována navíc i přítomnost mineralogických žil, které způsobují větší rozdíly oproti serpentinitu Fortum.

Horniny označené jako EDF vykazují po ozáření téměř žádné změny v modulu pružnosti. Tyto vzorky jsou složeny převážně z křemíku nebo vápníku (obrázek 5), což znamená, že celý materiál reaguje na ozáření rovnoměrně. Výsledkem je menší vznik vnitřního napětí a jen nepatrné poškození. Výjimkou je vzorek EDF A6, u kterého byly zaznamenány větší rozdíly. Ty jsou však pravděpodobně způsobeny odlišností mezi jednotlivými vzorky.

Zajímavé je také srovnání světlého a tmavého baritu. Světlý barit, složený ze 100 % z čistého baritu, se vyznačuje rovnoměrným napětím v celém objemu, a tedy jen malými změnami v modulu pružnosti. Oproti tomu tmavý barit, tvořený z 95 %



Obrázek 4 – Fotky hornin před a po ozáření ze světelného mikroskopu (Khmuřovska et al., 2024)

Aggregate	Mineral fraction %																									
	Quartz	Albite	Plagioclase	K-feldspar	Olivine	Enstatite	Pigeonite	Augite	Hornblende	Actinolite	Biotite	Chlorophane	Lizardite	Talc	Calcite	Dolomite	Siderite	Magnetite	Barite	Magnetite	Ilmenite	Apatite	Zircon	Fluorite	Tetrahedrite	Spinel
Serpentine CZ	-	-	-	-	8,6	26,7	-	-	-	6,7	-	0,4	56,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,5
Serpentine Fortum	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,3	-	72,9	-	8,1	-	17,4	-	0,3	0,0	-	-	-	-	-
Rapakivi Granite Fortum	47,2	24,8	-	13,2	-	-	-	8,9	-	3,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,2	0,2	0,1	0,1	-	-
Diabase TVO	-	-	49,1	5,4	0,7	-	28,2	6,9	-	-	3,5	-	-	-	-	-	-	-	-	4,6	1,2	0,5	-	-	-	-
EDF-A1	99,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EDF-A2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EDF-A2-black	100,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EDF-A6	99,2	-	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Barite CZ white	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100,0	-	-	-	-	-	-	-
Barite CZ dark	3,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	95,0	-	-	-	-	-	-	-	1,7	-
Framework silicates																										
Orthosilicates																										
Chain silicates																										
Sheet silicates																										
Carbonates																										
Sulphates																										
Oxides and accessories																										

Obrázek 5 - Mineralogické složení hornin z EDX analýzy (Khmurovska et al., 2024)

sideritem, s příměsí 3,3 % křemíku a 1,7 % tetrahedritu (Obrázek 5), reaguje odlišně. Právě křemík, podléhá degradaci nejvíce a tím má také vysoký RIVE, což způsobuje zvýšené napětí a následně i větší poškození.

U většiny vzorků se výraznější změny v modulu pružnosti projevují až po delší době ozařování, což je způsobeno větší degradací materiálu.

Výsledky vykazují velké rozptyly (obrázek 3), které jsou ovlivněny zejména velikostí vzorku, malým počtem vzorků a také rozdílností jednotlivých vzorků.

5. ZÁVĚR

Vliv ionizujícího záření na modul pružnosti hornin a tím pádem i na beton, v němž jsou tyto horniny použity, je nezanedbatelný. Z předložených výsledků je patrné, že největší vliv má především homogenita vzorku.

Nejmenší změny se pozorují u vzorků hornin, které obsahují jen jeden minerál a tím se chovají poměrně homogenně. Podobně menší vliv vykazují také na horniny s jemnozrnnou strukturou, kde různé složky nemají dostatečný prostor k vytvoření výrazných porušení.

Naopak u hornin s velkými zrny dochází vlivem záření k tvorbě větších trhlin, což má zásadní dopad na jejich mechanické vlastnosti. Značné změny byly zjištěny také u horniny, které jsou složeny z více minerálů, třeba i jen ze dvou, které mají rozdílný RIVE, čímž vzniká velké napětí a následné porušení v hornině. Zejména pokud se jedná o příměs z křemičitých minerálů, který obsahuje iontové vazby, které jsou náchylné k degradaci nejvíce.

Všechny vzorky mají výraznější rozdíl po delší době ozařování.

Pro přesné určení příčin rozdílných modulů pružnosti mezi jednotlivými vzorky je však nutné provést doplňkové analýzy, které detailně určí mineralogické, chemické složení hornin i velikost jejich zrn. Teprve kombinací samotných měření a těchto podrobných charakterizací umožní komplexně porozumět vlivu záření na vlastnosti hornin i betonu jako celku.

V dalších krocích by bylo vhodné provést měření na větším počtu vzorků, čímž by došlo ke zpřesnění dat.

ACKNOWLEDGEMENTS

Příspěvek vznikl za finanční podpory SGS25/039/OHK1/IT/11. Předkládané výsledky byly získány s využitím infrastruktury CICRR, která je finančně podporována MŠMT – projekt LM2023041.

References

- ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN, 1985. *Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures*. Chapter 2, pp. 8 -11.
- CIKRLÉ, Petr a KOCÁB, Dalibor, 2014. Dynamické a statické moduly pružnosti betonu. Online. Dostupné také z: <https://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10746-dynamicke-a-staticke-moduly-pruznosti-betonu>.
- ČSN 73 2011: *Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí*, 2012.
- Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*, 2023.
- FIELD, K.G.; REMEC, I. a PAPE, Y. Le, 2015. Radiation effects in concrete for nuclear power plants – Part I: Quantification of radiation exposure and radiation effects. Online. *Nuclear Engineering and Design*. Roč. 282, s. 126-143. ISSN 00295493. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.nuceng-des.2014.10.003>. [cit. 2023-09-22].
- GÓRA, Jacek a SZAFRANIEC, Małgorzata, 2020. Influence of Maximum Aggregate Grain Size on the Strength Properties and Modulus of Elasticity of Concrete. Online. *Applied Sciences*. Roč. 10, č. 11. ISSN 2076-3417. Dostupné z: <https://doi.org/10.3390/app10113918>.
- HAN, Sang-Hun a KIM, Jin-Keun, 2004. Effect of temperature and age on the relationship between dynamic and static

elastic modulus of concrete. Online. *Cement and Concrete Research*. Roč. 34, č. 7, s. 1219-1227. ISSN 00088846. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.12.011>.

HRDLIČKOVÁ, Kateřina, 2024. *Získávání a zpracování výsledků mechanického zkoušení hornin v horkých komorách*. Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, fakulta stavební, katedra betonových a zděných konstrukcí.

KHMUROVSKA, Yuliia, 2019. *Influence of Neutron and Gamma Irradiation on Concrete Properties and Structural Performance*. Dissertation. Prague: Czech Technical University in Prague Faculty of Civil Engineering Department of Concrete and Masonry Structures.

KHMUROVSKA, Yuliia; HALODOVÁ, Patricie; APARACIO ORDONEZ, Claudia; SOVADINA, Michael; HLAVÁČ, Zbyňek et al., 2024. *Zpráva ACES: Project Handbook – Management and Quality Plan*.

MARUYAMA, Ippei; KONTANI, Osamu; TAKIZAWA, Masayuki; SAWADA, Shohei; ISHIKAWAO, Shunsuke et al., 2017. Development of Soundness Assessment Procedure for Concrete Members Affected by Neutron and Gamma-Ray Irradiation. Online. *Journal of Advanced Concrete Technology*. Roč. 15, č. 9, s. 440-523. ISSN 1346-8014. Dostupné z: <https://doi.org/10.3151/jact.15.440>. [cit. 2023-09-25].

NOGUCHI, Takafumi; F, Tomosawa; KAMRAN, Nemati a FANTILLI, Alessandro, 2009. A practical equation for elastic modulus of concrete. Online. *ACI Structural Journal*. S. 690-696. Dostupné také z: https://www.researchgate.net/publication/279700549_A_practical_equation_for_elastic_modulus_of_concrete.

PAUW, ADRIAN, 1960. Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density. Online. *ACI Journal Proceedings*. 1960-12-1, roč. 57, č. 12. ISSN 0002-8061. Dostupné z: <https://doi.org/10.14359/8040>.

SUN, Ryan Wok a FANOURAKIS, George C., 2022. An assessment of factors affecting the elastic modulus of concrete. Online. *Structural Concrete*. Roč. 23, č. 1, s. 593-603. ISSN 1464-4177. Dostupné z: <https://doi.org/10.1002/suco.202000553>.

TAKIZAWA, Masayuki a SATO, Osamu, KONTANI, Osamu; ICHIKAWA, Yoshikazu a ISHIZAWA, Akihiro (ed.), 2014. Irradiation Effects on Concrete Structures. In: HSU, Thomas T. C.; WU, Chiun-Lin a LIN, Jui-Liang. *Infrastructure Systems for Nuclear Energy*. John Wiley & Sons, s. 459-473. Dostupné z: <https://doi.org/10.1002/9781118536254>.

THOMAZ, William de Araujo; MIYAJI, Dan Yushin a POSSAN, Edna, 2021. Comparative study of dynamic and static Young's modulus of concrete containing basaltic aggregates. Online. *Case Studies in Construction Materials*. Roč. 15. ISSN 22145095. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00645>.

ZOUL, David; KOPLOVÁ, Markéta a ZIMINA, Mariia, 2020-. Infrastruktura horkých komor Centra výzkumu Řež 2. díl: Jadrová energie. Online. *Jaderná energie*. Roč. 1, č. 3, s. 14-20. Dostupné z: https://jadernaenergie.online/wp-content/uploads/2020/07/CVR_casopis_jaderna_energie_3_20_web.pdf. [cit. 2023-11-02].

ZÁVISLOST SMYKOVÉ PEVNOSTI ROZHŘANÍ CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ NA ČASOVÉM ODSUPU VÝROBY VRSTEV

Michaela Jelínková, *

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

ABSTRAKT

Tento článek je zaměřen na smykovou pevnost rozhraní dvouvrstevných cementových kompozitů, jejichž vrstvy byly vytvořeny s krátkým časovým odstupem. Rešeršní část stručně shrnuje aktuální poznatky k této problematice. Experimentální část pak doplňuje některá data, která v předchozí fázi chyběla, jako pevnost v tlaku a v tahu za ohybu materiálu používaného pro výrobu zkušebních těles a výsledky zkoušek ve smyku nové sady vzorků s rozhraním vyrobeným s časovým odstupem 5 minut. Následně jsou tyto výsledky porovnávány s předšlými a je analyzován vliv vystavení zvýšené teplotě na smykovou pevnost rozhraní a vliv časového odstavu výroby vrstev vzorků. Výsledky zkoušky ve smyku potvrdily, že zvýšená teplota má na pevnost rozhraní těles negativní vliv. Pokles smykové pevnosti byl prokázán také se zvyšujícím se časovým odstupem výroby vrstev za téměř každé teploty.

KLÍČOVÁ SLOVA

Cementový kompozit • smyková pevnost • rozhraní • zvýšená teplota • 3D tisk betonu

ABSTRACT

This paper focuses on the interfacial shear strength of two-layer cementitious composites whose layers were formed at short time intervals. The review section briefly summarizes the current knowledge on this subject. The experimental part then adds some data that were missing in the previous phase, such as the compressive and flexural tensile strength of the material used for the specimens and the results of shear tests on a new set of specimens with interfaces made with a time interval of 5 minutes. These results are then compared with the previous ones and the effect of exposure to elevated temperature on the shear strength of the interface and the effect of the time interval for producing the layers of specimens are analyzed. The shear test results confirmed that the elevated temperature has a negative effect on the interfacial strength of the bodies. A decrease in shear strength was also demonstrated with increasing layer production time at almost any temperature.

KEYWORDS

Cementitious composite • shear strength • interface • elevated temperature • 3D concrete printing

1. ÚVOD

Vzhledem k tomu, že se kompozitní materiály na bázi cementu již dlouhodobě hojně využívají ve stavebnictví, je vhodné jim věnovat zvýšenou pozornost. Nedostatkem jejich výroby je především malá automatizace. Řešení tohoto problému představuje 3D tisk betonu, který je prozatím ještě relativně mladou technologií, do budoucna by ale do betonového stavebnictví mohl přinést úsporu materiálu, času i potřebné pracovní síly. Během procesu 3D tisku metodou vytlačování vzniká mezi jednotlivými tištěnými filamenti rozhraní, jež lze dle Ma et al. (2021) považovat za nejslabší místo tištěných dílců.

Tento článek představuje pokračování již započatého experimentu a doplňuje některá chybějící data. V první části se zaměřuje na faktory, které ovlivňují pevnost rozhraní mezi 3D tištěnými vrstvami a způsoby jejího testování. Dále pak popisuje experiment, při kterém byly vyrobeny vzorky pro určení pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu použitého betonu a tělesa s rozhraním vytvořeným s odstupem 5 minut, analyzuje působení teploty a časového odstavu výroby navazujících vrstev na pevnost rozhraní vzorků v porovnání se vzorky s rozhraním vytvořeným s odstupem 0 a 10 minut.

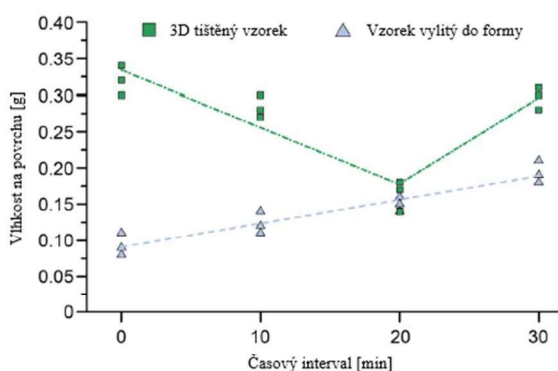
2. SOUHRN AKTUÁLNÍCH POZNATKŮ

2.1. Parametry ovlivňující pevnost rozhraní

Pevnost rozhraní vrstev betonu je ovlivněna několika klíčovými faktory, přičemž mezi nejdůležitější patří vlhkost a časový interval mezi ukládáním vrstev. Tyto dva parametry se zpravidla sledují současně, jelikož jsou na sobě závislé. Vlhkost povrchu spodní vrstvy před a během ukládání následujícího filamentu se mění v čase v závislosti na způsobu ukládání. V případě běžně prováděného lití betonu do bednění vlhkost povrchu v čase roste z důvodu tzv. krvácení betonu, při 3D tisku je ale průběh vlhkosti odlišný (obr. 1). Při 3D tisku

* Školitel: doc. Ing. Josef Novák, Ph.D.

betonu v prvních 20 minutách vlhkost klesá vzhledem ke specifickému uspořádání směsi v tiskové trysce, kdy je při povrchu filamentu tekutá část směsi usnadňující průchod tryskou. Tato část po vytištění postupně ztrácí vlhkost vlivem odpařování přebytečné vody z povrchu. Po uplynutí tohoto intervalu se směs začíná chovat podobně jako při běžné betonáži a dochází k postupnému zvyšování vlhkosti povrchu kvůli krvácení (Sanjayan et al. 2018). Dosavadní výzkumy naznačují, že vlhkost má rozhodující, ale ne vždy pozitivní vliv na pevnost rozhraní. Mírná vlhkost podporuje přilnavost, nadměrné množství vody však způsobuje pórovitost, která zmenšuje reálnou kontaktní plochu filamentů.



Obrázek 1: Průběh vlhkosti povrchu spodní vrstvy v čase

Významnou roli hraje složení betonové směsi, především vodní součinitel. Vyšší vodní součinitel zpravidla zvyšuje pevnost rozhraní (Keita et al. 2019). Při 3D tisku betonu se však musí brát ohled především na to, aby byl materiál dostatečně pevný tak, aby se jednotlivé vrstvy nehroutily a držely tvar i po vytištění vrstev navazujících, z čehož vyplývá omezení velikosti vodního součinitele. Velikost kameniva může rovněž ovlivnit pevnost díky takzvanému hmoždinkovému efektu působícímu na rozhraní (Xiao et al. 2014).

Dalším podstatným faktorem jsou okolní podmínky. Teplotní namáhání způsobující objemové změny cementových kompozitů a odpařování vody negativně ovlivňuje pevnost rozhraní.

V neposlední řadě jsou podstatné také parametry tisku. Výška tiskové trysky musí být optimální, aby nedocházelo k mačkání materiálu při malých výškách nebo naopak jeho padání při příliš velkém odstupu (Wolfs et al. 2019).

Existuje několik metod zlepšení pevnosti rozhraní. Prvním příkladem je nanášení pojiv jako jsou cementové zpevňovače, polymery a cementové pasty na povrch spodního filamentu (Weng et al. 2021). Další možností je vzájemné provázání vrstev inspirované systémem pero-drážka (Zareiyan et al. 2017), přičemž je nutné dbát na hloubku drážek, aby nedošlo k porušení materiálu. Vhodnou variantu představuje také výztuž procházející skrz rozhraní (Ma et al. 2021). U výztuže je třeba kontrolovat rozteč a tloušťku prutů.

Komplexní přístup zohledňující všechny uvedené faktory umožňuje optimalizovat pevnost rozhraní betonových vrstev.

2.2. Metodika testování

Pevnost rozhraní betonových vrstev lze testovat několika způsoby zaměřenými především na tah a smyk.

Nejčastější zkouškou je pull-off test neboli odtrhová zkouška (obr. 2A). Na vzorek se připevní kovové úchyty a následně se provede zářez v místě rozhraní. Těleso se poté umístí do lisu. Tento test však ne vždy poskytuje přesné výsledky kvůli možné excentricitě zatížení, případně kvůli porušení materiálu dřívě, než dojde k porušení rozhraní.

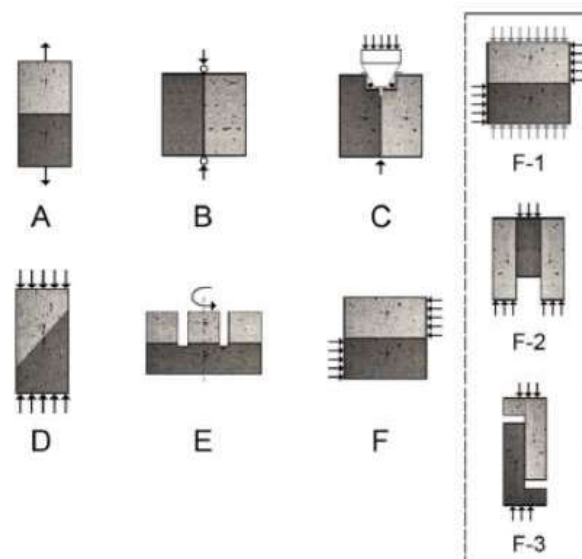
Další metodou je zkouška v příčném tahu (splitting test, obr. 2B), při kterém se tlakové zatížení aplikuje v místě rozhraní. Podobně funguje wedge splitting test (obr. 2C), který měří pevnost rozhraní pomocí parametrů lomové mechaniky.

Zkouška v šikmém smyku (obr. 2D) určuje pevnost rozhraní při zatížení kombinací smyku a tlaku na válcových vzorcích se šikmým rozhraním.

Zkouška v kroucení (obr. 2E, 2F) má množství modifikací a aplikuje síly paralelně s rozhraním, avšak vykazuje potíže s vyrovnáním zatížení a takto získané výsledky mohou být značně rozptýlené.

Vhodnou zkoušku může též představovat třibodová či čtyřbodová zkouška v tahu za ohybu, při kterých se zatížení vnáší na sledované rozhraní.

Výběr vhodné zkušební metody se odvíjí od skutečného zatížení betonového dílce. Kvůli prozatím nesjednoceným parametrům zkoušení nelze vždy výsledky spolehlivě porovnávat.



Obrázek 2: Zkušební metody [Zareiyan et al. 2017]

3. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

3.1. Úvod

Experimentální část článku je zaměřena na smykovou pevnost vzorků, jejichž vrstvy byly vytvořeny s časovým odstupem 5 minut, a její porovnávání s daty získanými v první fázi experimentu pro tělesa s vrstvami vyrobenými s odstupem 0 a 10 minut.

Hotové prvky byly vystaveny čtyřem různým nejvyšším teplotám; 20°C, 100°C, 160°C a 220°C.

Kromě dvouvrstvých těles vytvořených za účelem získání smykové pevnosti rozhraní byly dále vyrobeny také referenční vzorky pro zjištění pevnosti materiálu v tlaku a v čtyřbodovém ohybu.

Materiál, způsob výroby a zkoušení byly určeny na základě provedené rešerše tak, aby tělesa s rozhraním co nejlépe napodobovala vzorky vytvořené metodou 3D tisku betonu.

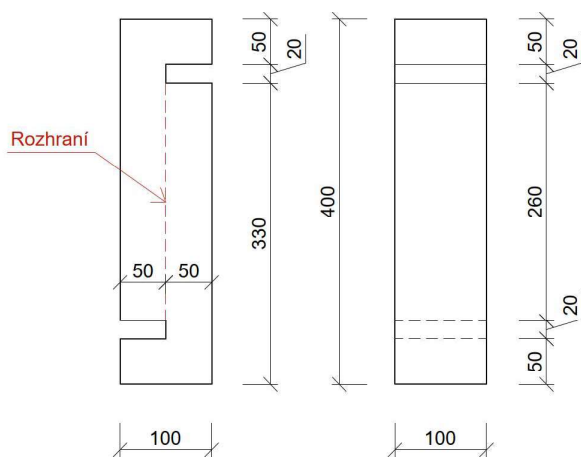
3.2. Složení materiálu

64% celkové hmotnosti tvořilo kamenivo frakcí 0-4 mm a 4-8 mm a jako pojivo byl zvolen portlandský cement Českomoravský cement 42,5 R. Dále byl přidán metakaolin Mefisto L05 kvůli zlepšení mechanických vlastností směsi. Voda byla dávkována tak, aby byl vodní součinitel roven 0,57. Do vody byl přimíchán urychlovač Betodur A5, který se užívá jako přísada urychlující tvrdnutí. Poslední složkou směsi byla polypropylenová vlákna do betonu a malt SikaFiber PPM-12. Ta se používají pro zvýšení trvanlivosti kompozit a snižují plastické smrštění a tvorbu trhlin při sedání materiálu. Snižují též jeho plastické sedání a propustnost.

3.3. Výroba vzorků

Prvním krokem byla příprava cementové směsi. Jednotlivé složky se navážily na digitální váze a poté byly postupně umísťovány do míchačky nejprve suché materiály, zhruba po minutě míchání se pak přidala voda s rozmíchaným urychlovačem.

Zatímco se směs míchala a poté 20 minut nechávala odstát, probíhala příprava forem. V této fázi experimentu byly použity 4 formy o rozměrech 150 mm x 150 mm x 150 mm a 16 forem s rozměry 400 mm x 100 mm x 100 mm. Pro výrobu vzorků tvaru Z (obr. 3) určených ke zkouškám rozhraní ve smyku bylo 12 forem speciálně upraveno tak, že se dovnitř pomocí PUR lepidla připevnily polystyrenové bloky 100 mm x 50 mm x 20 mm. Všechny formy se následně vymazaly kvůli usnadnění odbedňování a do upravených forem se umístil kovový plát velikosti 300 mm x 170 mm pro vytvoření rozhraní (jeho poloha je patrná z fotografie na obrázku 4). Při zacházení s plechem se dbalo především na to, aby nebyl znečištěn olejem či jinými látkami, které by mohly způsobit modifikaci přilnavosti vrstev.



Obrázek 3: Geometrie zkušebních těles

Po 20 minutách od přidání tekutých složek směsi se materiál v míchačce promíchal a začalo se s betonáží. Tento časový interval byl zvolen proto, že jde o optimální dobu pro začátek 3D tisku (Vespalec et al. 2020). Promíchání pak mělo simulovat proces, kdy během 3D tisku směs prochází extrudérem. Směsí z jedné míchačky se naplnily vždy 4 formy.

Tělesa pro zkoušky v tlaku a ohybu byla vyrobena standardním způsobem, kdy se směs postupně ukládala do forem a průběžně byla hutněna vpichy dřevěnou tyčí. Hotové vzorky byly zakryty fólií.

Betonáž vzorků s rozhraním pak probíhala v následujících krocích:

1. Ukládání směsi první vrstvy tvaru L, hutnění vpichy dřevěnou tyčí, vložení prvního výztužného prutu zhruba do třetiny výšky prvku.
2. Betonáž druhé třetiny vrstvy, vložení druhého výztužného prutu do 2/3 výšky formy
3. Dokončení ukládání směsi, vyčkání 5 minut mezi výrobou vrstev.
4. Promísení směsi určené k výrobě druhé vrstvy, betonáž druhé poloviny stejným způsobem jako první.
5. Dokončení vzorku, seškrábnutí přebytečného materiálu na povrchu pomocí zednické lžice.
6. Opatrné vyjmutí plechového plátu z formy.
7. Zajištění formy větším polystyrenovým blokem pomocí stahovacích pásek proti úniku materiálu a následné otočení formy, aby druhá vrstva dosedla na vrstvu první.

Jako výztuž byly použity ocelové pruty průměru 8 mm. Do každé poloviny tělesa byly vloženy 2 pruty. Jejich účelem bylo zabránění porušení vzorku nežádoucím způsobem (mimo rozhraní).

Po 24 hodinách došlo k odbednění všech těles, která byla následně ponechána v laboratorním prostředí, dokud se nezačalo s jejich zahříváním.

Prvky byly opatřeny označením ve formě iniciál zhotovitele a pořadového čísla vzorku. U prvků pro zkoušku v ohybu se před název přidalo O. V případě těles s rozhraním označení obsahovalo dále délku časového odstupu výroby vrstev a teplotu, které se posléze tělesa vystavovala.



Obrázek 4: Příprava vzorku

4. TESTOVÁNÍ

4.1. Zkouška pevnosti v tlaku

Pro tuto zkoušku byly vzorky tvaru krychle s hranou 150 mm umísťovány do lisu a postupně zatěžovány. Fotografie zkušební tělesa v lisu je na obrázku 5. Při této zkoušce je třeba dbát na to, aby nedošlo k nestandardnímu porušení vzorků a výsledky byly platné.



Obrázek 5: Zkouška pevnosti v tlaku

4.2. Zkouška pevnosti v tahu za ohybu

Pevnost v tahu za ohybu byla zjišťována pomocí zkoušky ve čtyřbodovém ohybu na trámčích o rozměrech 400 mm x 100 mm x 100 mm. Byla upřednostněna oproti třibodovému uspořádání zkoušky, jelikož čtyřbodové má vyšší vypovídající hodnotu vzhledem k tomu, že při správném provedení je mezi zatěžujícími silami nosník namáhán čistým ohybem bez kombinace s posouvajícími silami. V tomto místě pak také dochází k porušení prvku. Jak bylo těleso situováno v lisu včetně trhliny vzniklé ve střední části porušeného vzorku je možné si prohlédnout na obrázku 6.



Obrázek 6: Zkouška pevnosti v tahu za ohybu

4.3. Vystavení zvýšené teplotě

Zhruba 3 měsíce od výroby byla tělesa tvaru Z vystavena 3 různým nejvyšším teplotám: 100°C, 160°C a 220°C (za teploty 20°C byly již zkoušeny vzorky s rozhraním vyrobeným s odstupem 5 minut v 1. fázi experimentu). Pro tyto účely byla použita kruhová pec M60/12. Vždy 4 tělesa tvaru Z byla vložena do ohřáté pece na 120 min, 150 min či 180 min dle cílové teploty. Pec a vzorky v ní umístěné si lze prohlédnout na obrázku 7.



Obrázek 7: Ohřev zkušebních těles

4.4. Zkouška pevnosti ve smyku

Týden od vystavení zvýšené teplotě proběhlo testování vzorků ve smyku. Byl použit zkušební lis, do kterého byla tělesa umísťována tak, aby síla působila na celou spodní a horní plochu vzorku. V případě neceloplošného namáhání by se mohlo stát, že by došlo k jinému druhu porušení než na rozhraní, na které byla zkouška cílena. Vzorky byly zatěžovány konstantní rychlostí až do porušení.

Průběh všech provedených zkoušek byl zaznamenán do programu MS Excel.

5. VÝSLEDKY

Výsledky byly zpracovány a zapsány do tabulek. Během zkoušek se zaznamenávaly síly působící na vzorky do jejich porušení. Z maximální zaznamenané síly pak byla určena pevnost pomocí vzorců pro pevnost v tlaku (1), v tahu za ohybu (2) a smykovou pevnost rozhraní (3):

$$f_c = \frac{F_d}{A_c} \quad (1)$$

kde f_c je pevnost v tlaku v [MPa], F_d síla v [N] a A_c průřezová plocha zkušební tělesa v [mm²],

$$f_{cf} = \frac{F_d * l}{d_1 * d_2} \quad (2)$$

kde f_{cf} je pevnost v tahu za ohybu v [MPa], F_d síla v [N], l vzdálenost mezi opěrnými válečky v [mm] a d_1 a d_2 rozměry příčného řezu tělesa v [mm],

$$\tau_d = \frac{F_d}{A_d} \quad (3)$$

kde τ_d je pevnost ve smyku v [MPa], F_d síla v [N] a A_d plocha rozhraní vzorku v [mm].

Dále se vypočítala průměrná hodnota pevnosti v tlaku, tahu za ohybu a ve smyku pro každou čtveřici těles se stejnými parametry:

$$x = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (4)$$

kde x je průměrná hodnota pevnosti, x_i hodnoty pevnosti jednotlivých prvků skupiny a N počet vzorků ve skupině.

Při výpočtu průměrných výsledků byl vždy z každé skupiny vyjmut prvek s nejodlišnější naměřenou hodnotou pevnosti. To bylo provedeno z důvodu zaznamenání nestandardního chování těles či průběhu zatěžování.

Výsledky zkoušek v tlaku a tahu za ohybu jsou zapsány v tabulce 1.

Tabulka 1: Pevnost v tlaku a tahu za ohybu

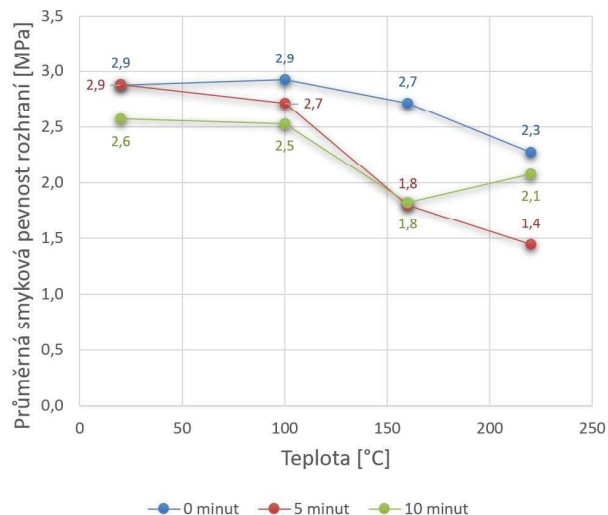
Druh pevnosti	Označení	Pevnost [MPa]	Průměrná pevnost [MPa]
v tlaku	JN1	46,125	35,667
	JN2	38,280	
	MJ1	33,768	
	MJ2	34,954	
v tahu za ohybu	OJN1	3,720	3,690
	OJN2	4,110	
	OMJ1	3,612	
	OMJ2	3,738	

Data ze zkoušky ve smyku se následně zaznamenala do tabulky 2 a do grafu na obrázku 8. Ten vznikl tak, že se do již existujícího grafu s výsledky zkoušek těles s rozhraními vytvořenými s časovým odstupem 0 a 10 minut doplnila čára znázorňující průběh změny smykové pevnosti v závislosti na teplotě u těles, jejichž vrstvy byly vyrobeny s odstupem 5 minut. Každá čára grafu tedy znázorňuje stejný druh vzorků podle časového odstupu výroby rozhraní.

Cílem experimentu bylo zjistit parametry užitého materiálu a to, jak vybrané proměnné faktory ovlivňují smykovou pevnost rozhraní cementových těles. Při vyhodnocování výsledků se vycházelo z vypočítaných průměrných hodnot.

Tabulka 2: Průměrné smykové pevnosti rozhraní

Časový odstup výroby rozhraní	Teplota [°C]	Průměrná smyková pevnost rozhraní [MPa]
5 minut	20	2,9
	100	2,7
	160	1,8
	220	1,4



Obrázek 8: Průměrná smyková pevnost rozhraní vzorků

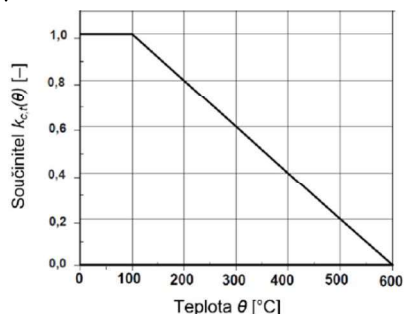
6. DISKUZE VÝSLEDKŮ

6.1. Vliv teploty

Z předchozího zkoumání bylo vypořovováno, že teplota má na smykovou pevnost rozhraní převážně negativní vliv. Nově doplněná čára pro vzorky s rozhraním vyrobeným s odstupem 5 minut (dále 2. skupina) tento předpoklad potvrzuje, a to dokonce bez výjimky. Prvky s rozhraním vyrobeným bez časového odstupu (dále 1. skupina) měly stálou pevnost do překročení teploty 100°C, poté se pevnost též snižovala. U vzorků s vrstvami vyrobenými s odstupem 10 minut (dále 3. skupina) pevnost s teplotou nejprve klesala do vystavení 160°C, tělesa ohřátá na 220°C pak ovšem vykazala pevnost zvýšenou.

Po překročení 100°C došlo v případě aktuálně zkoumané 2. skupiny ke strmějšímu poklesu pevnosti než mezi 20°C a 100°C. Tento jev je zřejmě způsoben dehydratací cementového tmele a odpařováním zvýšené vlhkosti na rozhraní (které je zde více než v případě 1. skupiny z důvodu krvácení betonu), k nimž dochází od teploty 100°C.

Dle normy ČSN EN 1992-1-2 je možné při použití zjednodušených výpočetních metod uvažovat pevnost betonu v tahu tak, že se její hodnota s teplotou snižuje vynásobením součinitelem $k_{c,t}(\theta)$ (obr. 9). Po překročení 100°C tak klesá pevnost vždy o 20% při zvýšení teploty o každých 100°C. Porovnání poklesu smykové pevnosti rozhraní zkušebních vzorků z experimentu a normového poklesu pevnosti nabízí tabulka 3.



Obrázek 9: Součinitel $k_{c,t}(\theta)$ [ČSN EN 1992-1-2]

Tabulka 3: Porovnání snížení pevnosti rozhraní s teplotou

Časový odstup výroby rozhraní	Teplota [°C]	Pevnost dle normy [MPa]	Naměřená pevnost [MPa]
0 minut	20	100%	2,9
	100	100%	2,9
	160	88%	2,6
	220	76%	2,2
5 minut	20	100%	2,9
	100	100%	2,9
	160	88%	2,6
	220	76%	2,2
10 minut	20	100%	2,6
	100	100%	2,6
	160	88%	2,3
	220	76%	2,0

8. PODĚKOVÁNÍ

Z tabulky vyplývá, že u druhé skupiny došlo k rychlejšímu poklesu smykové pevnosti, než uvádí norma. Zatímco snižování pevnosti 1. skupiny vzorků bylo pozvolné a zhruba normové, tělesa 2. skupiny začínala na stejné hodnotě průměrné smykové pevnosti rozhraní jako 1. skupina, pokles byl však strmější. Přestože 3. skupina vykazovala při zvýšení teploty na 160°C také postupný pokles pevnosti, ani ten nebyl tak rapidní. Vzhledem k tomu, že je k dispozici jen omezený soubor dat a vlhkost na rozhraní před betonáží druhé vrstvy nebyla měřena, je obtížné vyvodit ze získaných výsledků závěr. Strmý pokles pevnosti ve smyku 2. skupiny by se však dal připisat tomu, že se s časovým odstupem výroby na rozhraní hromadila vlivem krvácení betonu voda, což zavinilo, že rozhraní bylo náchylnější na degradaci vlivem teploty. To by ovšem nevysvětlovalo to, proč byl pokles rychlejší než v případě 3. skupiny. Případně mohla rozdílný průběh pevnosti v závislosti na teplotě zavinit chyba při výrobě, například nedostatečné hutnění během betonáže.

6.2. Vliv časového odstupu

Další sledovanou proměnnou byl časový odstup mezi výrobou jednotlivých vrstev těles. Z grafu na obrázku 8 lze vyčíst, že delší časový odstup zapříčinil pokles pevnosti rozhraní za téměř každé teploty. Výjimku tvoří vzorky vystavené teplotě 220°C.

Vysvětlení rozdílné pevnosti v závislosti na časovém odstupu výroby vrstev může poskytnout graf na obrázku 1. Vzhledem k tomu, že vzorky byly vyráběny tak, že při betonáži nebylo rozhraní na vrchní straně, ale ze strany, odpovídal průběh vlhkosti na rozhraní spíše grafu pro vzorek vylitý do formy. Znamená to, že po vylití docházelo ke krvácení betonu a na rozhraní se hromadila vlhkost. Čím více rozředěného materiálu se na rozhraní nachází, tím je jeho pevnost menší. To vysvětluje, proč se ve většině případů hodnota smykové pevnosti 2. skupiny zkušebních těles pohybovala mezi výsledky 1. a 3. skupiny.

7. ZÁVĚR

V rámci tohoto článku byla provedena rešerše, jež seznamuje s problematikou pevnosti rozhraní cementových kompozitů zhotovených s krátkým časovým odstupem. Představuje zde různé faktory, které mají na toto místo vliv. Dále se věnuje metodám testování pevnosti rozhraní.

Experimentální část pak porovnává vliv teploty a časového odstupu výroby vrstev na smykovou pevnost rozhraní a udává parametry použitého materiálu. Celkem bylo zhotoveno 20 zkušebních těles. 12 vzorků pro zjištění smykové pevnosti rozhraní bylo zhotoveno tak, aby jednotlivé vrstvy byly vyrobeny 5 minut po sobě. Tělesa byla vystavena po vytvrzení teplotám 100°C, 160°C a 220°C pomocí pece.

Experimentálně byla potvrzena hypotéza, že se zvyšující se teplotou smyková pevnost rozhraní klesá. Dalším poznatkem bylo, že čím delší je časový odstup výroby vrstev prvku, tím je menší smyková pevnost rozhraní, a to za pokojové i zvýšené teploty, s výjimkou při teplotě 220°C.

Tento článek byl vytvořen v rámci Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS25/038/OHK1/1T/11- Konstrukce z moderních cementových kompozitů a jejich optimalizace.

Reference

- Sanjayan, Jay G., Nematollahi, Behzad, Xia, Ming a Marchment, Taylor. Effect of surface moisture on inter-layer strength of 3D printed concrete. *Construction and Building Materials*. 2018, 172, 468-475.
- Keita, Emmanuel, Bessaies-Bey, Hela, Zuo, Wenqiang, Belin, Patrick a Roussel, Nicolas. Weak bond strength between successive layers in extrusion-based additive manufacturing: measurement and physical origin. *Cement and Concrete Research*. 2019, 123.
- Xiao, Jianzhuang, Li, Zhiwei a Li, Jiabin. Shear transfer across a crack in high-strength concrete after elevated temperatures. *Construction and Building Materials*. 2014, 71, 472-483.
- Weng, Yiwei, Li, Mingyang, Wong, Teck Neng a Tan, Ming Jen. Synchronized concrete and bonding agent deposition system for interlayer bond strength enhancement in 3D concrete printing. *Automation in Construction*. 2021, 123.
- Zareiyan, Babak a Khoshnevis, Behrokh. Effects of interlocking on interlayer adhesion and strength of structures in 3D printing of concrete. *Automation in Construction*. 2017, 83, 212-221.
- Ma, Guowei, Liu, Tianhao, Buswell, Richard a Li, Zhijian. Interlayer reinforcement of 3D printed concrete by the in-process deposition of U-nails. *Cement and Concrete Research*. 2021, 148.
- Jelínková, Michaela. *Smyková pevnost rozhraní cementových kompozitů za běžné a zvýšené teploty*. Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2024.
- ČSN EN 1992-1-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha: Český normalizační institut, 2006, 92 s. 76681.
- Vespalec, Arnošt, Novák, Josef, Kohoutková, Alena, Vosynek, Petr, Podroužek, Jan, Škaroupka, David, Zikmund, Tomáš, Kaiser, Josef a Paloušek, David. Interface Behavior and Interface Tensile Strength of a Hardened Concrete Mixture with a Coarse Aggregate for Additive Manufacturing. *Materials* 2020. 2020, 13, 5147.
- Wolfs, R.J.M., Bos, F.P. a Salet, T.A.M. Hardened properties of 3D printed concrete: The influence of process parameters on interlayer adhesion. *Cement and Concrete Research*. 2019, 119, 132-140.

NUMERICKÁ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÝCH PRVKŮ ZESÍLENÝCH KOMPOZITNÍMI LAMELAMI PRO UPRAVENÁ USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTŮ

Valeriia Kazmina, *

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

ABSTRAKT

Příspěvek navazuje na již prezentovanou analýzu první verze uspořádání experimentů zaměřených na zkoušení zesílených prvků. V rámci příspěvku jsou numericky simulovány různé varianty nových uspořádání experimentů. Numerické simulace jsou tvořeny pomocí výpočetního nástroje založeného na metodě moment–křivost. Následně jsou výsledky numerické simulace porovnány s výsledky experimentů pro analyzování vlivu úprav uspořádání experimentů a stanovení úrovně využití jednotlivých prvků. Pro verifikaci výpočetního nástroje jsou výsledky numerických simulací porovnány s ručními výpočty.

KLÍČOVÁ SLOVA

uhlíkové lamely • FRP • zesilování železobetonových prvků • experimenty • moment–křivost

ABSTRACT

This paper continues the analysis of the initial version of experimental setups focused on testing reinforced structural elements. This paper presents simulations of various modified experimental setups. The numerical simulations are performed using a computational tool based on the moment—curvature method. The simulation results are then compared with experimental data to assess the impact of the experimental setup modifications and to evaluate the utilization level of individual elements. To verify the computational tool, the numerical results are also compared with hand calculations.

KEYWORDS

carbon plates • FRP • strengthening of reinforced concrete elements • experiments • moment—curvature

1. ÚVOD

V rámci diplomové práce (Kazmina 2024a) a příspěvku (Kazmina 2024b) byly navrženy, realizovány a numericky simulovány tři uspořádání experimentů, které měly za cíl analyzovat vliv zesílení uhlíkovými lamelami na chování železobetonových prvků za běžných teplot. Během těchto experimentů však nebylo dosaženo požadovaného způsobu porušení. Na základě numerické analýzy bylo zjištěno, že zkušební vzorky nebyly plně využity. V rámci těchto experimentů docházelo k porušení vzorků v místě kotevní oblasti zesilujícího prvku. Z tohoto důvodu byla uspořádání experimentu upravena a následně realizována v rámci diplomové práce (Malínková 2025).

Příspěvek představuje numerickou simulaci chování železobetonových prvků s externím zesílením pro nová upravená uspořádání experimentů popsaná v diplomové práci (Malínková 2025). Cílem tohoto příspěvku je analyzovat vliv úprav kotevní oblasti zesilujícího prvku a porovnat výsledky s předchozími uspořádáními experimentů, která byla realizována a popsána v rámci diplomové práce (Kazmina 2024a) a příspěvku (Kazmina 2024b).

2. UPRAVENÁ USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTŮ

V této kapitole jsou popsána upravená uspořádání experimentů realizovaná v rámci diplomové práce (Malínková 2025). Cílem úpravy uspořádání experimentů bylo dosažení požadovaného způsobu porušení včetně plného využití zkušebních vzorků. Tato uspořádání experimentů jsou v kapitole 3 numericky simulována. Výsledky experimentů jsou porovnány se stanovenými numerickými simulacemi. Pro hodnocení vlivu upravení kotevní oblasti jsou současné výsledky také porovnány s výsledky předchozích uspořádání experimentů realizovaných a popsaných v rámci diplomové práce (Kazmina 2024a) a příspěvku (Kazmina 2024b).

Jednou z úprav pro zajištění dostatečné délky kotevní oblasti byly úpravy krajních podpor (válců) tak, aby nedocházelo k přitlačování uhlíkové lamely v místě uložení. Oba krajní válce byly uprostřed vysoustruženy v šířce 60 mm (Malínková 2025). Níže jsou popsána uspořádání experimentů s novými způsoby úpravy kotevní oblasti.

Jako zesilující prvek byla na vzorcích použita komerčně dostupná lamela Sika CarboDur S 512 o tloušťce 1,2 mm a o šířce 50 mm. Lamela byla z uhlíkových vláken vyztužených polymery CFRP.

2.1. Trámky

V této kapitole jsou popsány experimenty provedené v práci (Malínková 2025). Tyto experimenty byly provedeny na stejných železobetonových trámcích jako v práci (Kazmina 2024a), a to pro možnost zhodnocení vlivu úprav uspořádání experimentů. Číslování uspořádání začíná číslem 4, protože uspořádání 1 až 3 byla použita a popsána v práci (Kazmina 2024a).

2.1.1. Uspořádání experimentu 4

V tomto uspořádání experimentu na rozdíl od předchozích (popsaných v diplomové práci (Kazmina 2024a)) byly dané vzorky zkoušeny tzv. „naležato“ pro snížení náchylnosti na smykové porušení.

Pro analýzu vlivu rozdílných rozpětí byly tyto vzorky zkoušeny s různým rozpětím podpor, proto je uspořádání experimentu 4 rozděleno

* Školitel: Ing. Radek Štefan, Ph.D., FEng.

na 4a a 4b. Zkoušení probíhalo pomocí čtyřbodového ohybu do dosažení únosnosti (porušení) vzorků (viz Obr. 1). V uspořádání experimentu 4a byl zkoušen trámek T13 s rozpětím podpor 900 mm. V uspořádání experimentu 4b byl zkoušen trámek T14 s rozpětím podpor 700 mm. V kapitolách 3.1.1 a 3.1.2 jsou popsány a analyzovány výsledky experimentů.



Obr. 1: Zesílené trámky po porušení zkoušené na čtyřbodový ohyb – Uspořádání experimentu 4 (Malínková 2025)

2.1.2. Uspořádání experimentu 5

V tomto uspořádání experimentu byly zkoušeny trámky TT1 a TT2. Rozpětí podpor bylo 860 mm. Vzorky byly zkoušeny tzv. „nastojato“. Zkoušení probíhalo pomocí čtyřbodového ohybu do dosažení únosnosti (porušení) vzorků (viz Obr. 2).

Pro zabránění vytržení lamely v kotevních oblastech smykovým porušením betonu bylo v tomto uspořádání experimentu použito řešení: *opatření uhlíkovou tkaninou (Tenax HTA 40 E13 3K 200 tex), která zkušební prvek zesilovala ze 3 stran ve tvaru „U“* (Malínková 2025).



Obr. 2: Zesílené trámky po porušení zkoušené na čtyřbodový ohyb – Uspořádání experimentu 5 (Malínková 2025)

2.2. Deskové prvky

V této kapitole jsou popsány experimenty provedené v práci (Malínková 2025). Tyto experimenty byly provedeny na jiných vzorcích než v práci (Kazmina 2024a). Tyto experimenty byly provedeny na deskových prvcích z prostého betonu o velikosti 180 mm × 50 mm × 1100 mm. Střední pevnost betonu v tlaku byla $f_{cm} = 54$ MPa. Zkoušení probíhalo pomocí tříbodového ohybu do dosažení únosnosti (porušení) vzorků. Rozpětí podpor bylo 800 mm.

2.2.1. Uspořádání experimentu 6

V tomto uspořádání experimentu byly provedeny experimenty na třech deskových prvcích (D1, D2, D3) s externím zesílením bez doplňujících úprav kotevní oblasti (viz Obr. 3). V kapitole 3.2.1 jsou popsány a analyzovány výsledky experimentů.

2.2.2. Uspořádání experimentu 7

V tomto uspořádání experimentu byly provedeny experimenty na dvou deskových prvcích (D4 a D5) s externím zesílením a za-



Obr. 3: Zesílený deskový prvek po porušení zkoušený na tříbodový ohyb – Uspořádání experimentu 6 (Malínková 2025)

betonováním kotevní oblasti (viz Obr. 4) pro zabránění předčasnému kolapsu konstrukce z důvodu odlepení lamely v místě kotvení. V kapitole 3.2.2 jsou popsány a analyzovány výsledky experimentů.



Obr. 4: Zesílený deskový prvek po porušení zkoušený na tříbodový ohyb – Uspořádání experimentu 7 (Malínková 2025)

3. NUMERICKÁ SIMULACE

V této kapitole jsou představeny numerické simulace chování zesílených prvků pro různá uspořádání experimentů, která jsou popsána v kapitole 2. Následně jsou numerické simulace porovnány s výsledky experimentů. Pro verifikaci numerické simulace byly stanoveny hodnoty i ručním výpočtem.

Numerické simulace a ruční výpočty jsou provedeny postupem popsáním v diplomové práci (Kazmina 2024a) a příspěvku (Kazmina 2024b).

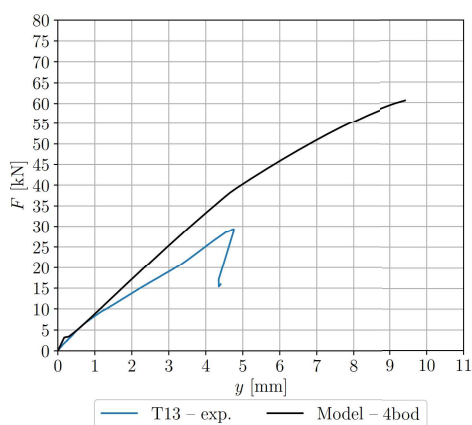
3.1. Trámky

3.1.1. Porovnání a zhodnocení výsledků pro uspořádání experimentu 4a

Na základě výsledků experimentu byla určena průměrná hodnota maximální zatěžovací síly trámku jako $F_{4bod} = 29,32$ kN (viz Obr.5). Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly je $M_R = 4,39$ kNm. Na Obr.5 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla–průhyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro trámek T13.

Na základě porovnání výsledků získaných numerickým modelem a ručním výpočtem (poslední sloupec v Tab. 1), kde poměr hodnot je roven 97,6 %, lze říci, že numerický model poskytuje spolehlivé výsledky (model je verifikován).

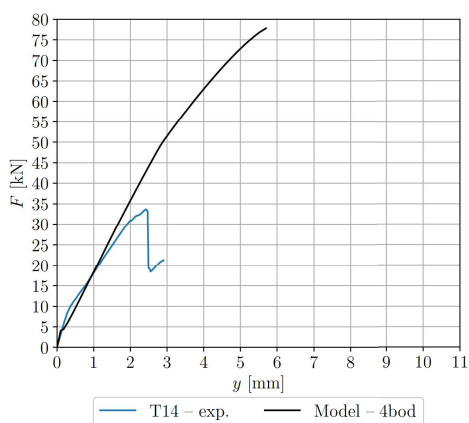
Porovnání výsledků numerické analýzy s experimentálními daty je uvedeno v Tab. 1. Jelikož únosnosti bylo dosaženo porušením smykem, a nikoliv ohybem, hodnoty únosnosti získané pomocí numerických metod opět neodpovídají experimentálním datům, stejně jako u dřívějších uspořádání, viz (Kazmina 2024b). Jak je patrné z Tab. 1, bylo dosaženo pouze 48,3 % využití z hlediska únosnosti v ohybu.



Obr. 5: Graf závislosti síla—průhyb (porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro trámek T13)

3.1.2. Porovnání a zhodnocení výsledků pro uspořádání experimentu 4b

Na základě výsledků experimentu byla určena průměrná hodnota maximální zatěžovací síly trámku jako $F_{4bod} = 33,66$ kN (viz Obr.6). Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly je $M_R = 4,93$ kNm. Na Obr.6 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla—průhyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro trámek T14.



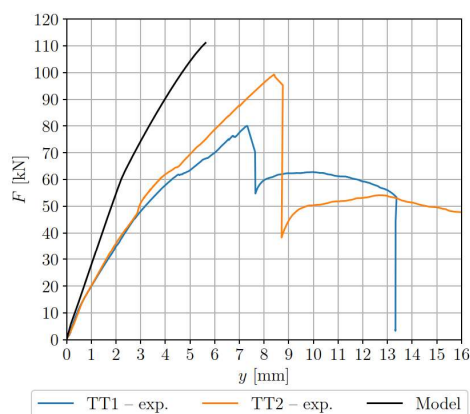
Obr. 6: Graf závislosti síla—průhyb (porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro trámek T14)

Na základě porovnání výsledků získaných numerickým modelem a ručním výpočtem (poslední sloupec v Tab. 1), kde poměr hodnot je roven 97,6 %, lze říci, že numerický model poskytuje spolehlivé výsledky (model je verifikován).

Porovnání výsledků numerické analýzy s experimentálními daty je uvedeno v Tab. 1. Jelikož únosnosti bylo opět dosaženo porušením smykem, hodnoty únosnosti získané pomocí numerických metod opět neodpovídají experimentálním datům. Jak je patrné z Tab. 1, bylo dosaženo pouze 43,3 % využití z hlediska únosnosti v ohybu.

3.1.3. Porovnání a zhodnocení výsledků pro uspořádání experimentu 5

Na základě výsledků experimentu byla určena průměrná hodnota maximální zatěžovací síly trámku jako $F_{4bod} = 89,65$ kN (viz Obr.7). Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly je $M_R = 12,56$ kNm. Na Obr.7 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla—průhyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro trámky TT1 a TT2.



Obr. 7: Graf závislosti síla—průhyb (porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro trámky TT1 a TT2)

Na základě porovnání výsledků získaných numerickým modelem a ručním výpočtem (poslední sloupec v Tab. 1), kde poměr hodnot je roven 97,6 %, lze říci, že numerický model poskytuje spolehlivé výsledky (model je verifikován).

Porovnání výsledků numerické analýzy s experimentálními daty je uvedeno v Tab. 1. V tomto uspořádání experimentu se skutečná únosnost vzorků nejvíc přiblížila numerickému modelu, avšak stále nebylo dosaženo únosnosti stanovené pomocí numerického modelu z důvodu nežádoucího způsobu porušení. Jak je patrné z Tab. 1, bylo dosaženo pouze 80,6 % využití z hlediska ohybu.

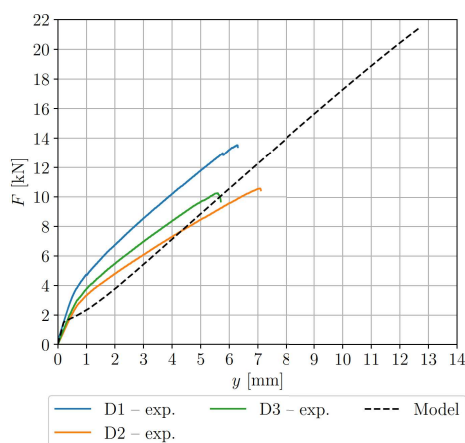
3.2. Deskové prvky

3.2.1. Porovnání a zhodnocení výsledků pro uspořádání experimentu 6

Na základě výsledků experimentu byla určena průměrná hodnota maximální zatěžovací síly deskových prvků jako $F_{3bod} = 11,45$ kN (viz Obr.8). Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly je $M_R = 2,29$ kNm. Na Obr.8 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla—průhyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro deskové prvky D1, D2, D3.

Na základě porovnání výsledků získaných numerickým modelem a ručním výpočtem (poslední sloupec v Tab. 1), kde poměr hodnot je roven 98,6 %, lze říci, že numerický model poskytuje spolehlivé výsledky (model je verifikován).

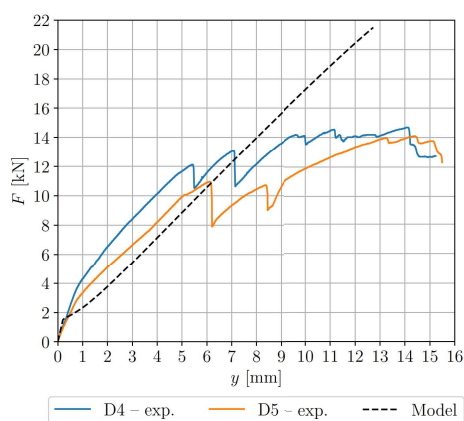
Porovnání výsledků numerické analýzy s experimentálními daty je uvedeno v Tab. 1. Jelikož únosnosti bylo opět dosaženo porušením smykem, hodnoty únosnosti získané pomocí numerických metod opět neodpovídají experimentálním datům. Jak je patrné z Tab. 1, bylo dosaženo pouze 53,9 % využití z hlediska únosnosti v ohybu.



Obr. 8: Graf závislosti síla–průhyb (porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro deskové prvky D1, D2, D3)

3.2.2. Porovnání a zhodnocení výsledků pro uspořádání experimentu 7

Na základě výsledků experimentu byla určena průměrná hodnota maximální zatěžovací síly deskových prvků jako $F_{3bod} = 14,39$ kN (viz Obr.9). Ohybový moment odpovídající průměrné hodnotě maximální zatěžovací síly je $M_R = 2,88$ kNm. Na Obr.9 je vykreslen numerickým modelem stanovený graf závislosti síla–průhyb, který je porovnán s experimentálně změřenými daty pro deskové prvky D4 a D5.



Obr. 9: Graf závislosti síla–průhyb (porovnání výsledků numerického modelu s experimentálně změřenými daty pro deskové prvky D4 a D5)

Na základě porovnání výsledků získaných numerickým modelem a ručním výpočtem (poslední sloupec v Tab. 1), kde poměr hodnot je roven 98,6 %, lze říci, že numerický model poskytuje spolehlivé výsledky (model je verifikován).

Porovnání výsledků numerické analýzy s experimentálními daty je uvedeno v Tab. 1. Jelikož únosnosti bylo opět dosaženo porušením smykem, hodnoty únosnosti získané pomocí numerických metod opět neodpovídají experimentálním datům. Jak je patrné z Tab. 1, bylo dosaženo pouze 66,8 % využití z hlediska únosnosti v ohybu.

Experimentální uspořádání		Model	Experiment	Ruční výpočet	Experiment/Model	Ruční výpočet/Model
1	M_R [kNm]	4,29	4,88	4,24	113,8%	98,8%
	F_{3bod} [kN]	29,09	33,1	28,75		
2a	M_R [kNm]	15,93	6,99	15,55	43,9%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	108,03	47,4	105,42		
2b	M_R [kNm]	15,93	7,42	15,55	46,6%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	108,03	50,3	105,42		
3a	M_R [kNm]	15,93	10,27	15,55	64,5%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	71,61	46,18	69,89		
3b	M_R [kNm]	15,93	8,05	15,55	50,5%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	71,61	36,18	69,89		
4a	M_R [kNm]	9,08	4,39	9,45	48,3%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	60,53	29,32	63		
4b	M_R [kNm]	9,08	3,93	9,45	43,3%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	77,83	33,66	81		
5	M_R [kNm]	15,93	12,56	15,55	80,6%	97,6%
	F_{3bod} [kN]	111,16	89,65	108,49		
6	M_R [kNm]	4,31	2,29	4,25	53,9%	98,6%
	F_{3bod} [kN]	21,57	11,45	21,24		
7	M_R [kNm]	4,31	2,88	4,25	66,8%	98,6%
	F_{3bod} [kN]	21,57	14,39	21,24		

Tab. 1: Porovnání výsledků uspořádání experimentu (šedě jsou uspořádání experimentu popsaná v diplomové práci (Kazmina 2024a) a příspěvku (Kazmina 2024b))

4. ZÁVĚR

Cílem příspěvku bylo simulovat chování zesílených prvků pomocí výpočetního nástroje, porovnat experimenty s numerickými simulacemi a s ručními výpočty a analyzovat, jak velké bylo procento využití prvků z hlediska únosnosti v ohybu. Na základě porovnání numerických simulací s ručními výpočty lze konstatovat, že numerický nástroj poskytuje realistické výsledky, přičemž průměrná odchylka se pohybovala mezi 1,4 % až 4,1 % (Tab. 1). Numerický model byl tímto verifikován a lze uvažovat, že poskytuje přesné výsledky. Na základě porovnání výsledků experimentů u různých uspořádání lze říci, že úpravy kotevní oblasti významně zvyšují únosnost a tuhost zkušebních vzorků – viz uspořádání 5 versus uspořádání 1 až 3 v Tab. 1. Z výsledků uspořádání experimentu 5 vyplývá, že aplikace uhlíkové tkaniny ve tvaru „U“ zlepšila využití prvku až na úroveň 80,6 % z hlediska únosnosti v ohybu. Oproti tomu, využití prvků z hlediska ohybu bylo v předchozí etapě, kde nebyl kladen takový důraz na zajištění kotvení zesilujícího prvku, pouze 69,9 % (Tab. 1). Z výsledků uspořádání experimentu 6 a 7 vyplývá, že zabetonování kotevní oblasti rovněž zlepšuje využití prvků z hlediska únosnosti v ohybu, ale méně než při využití uhlíkové tkaniny ve tvaru „U“, viz Tab. 1.

PODĚKOVÁNÍ

Článek vznikl za podpory projektu TAČR FW06010142 a projektu Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS25/037/OHK1/1T/11.

References

- Kazmina, V. (2024a), Experimentální a numerická analýza železobetonových prvků zesílených kompozitními lamelami, Diplomová práce, ČVUT v Praze.
URL: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/113884>
- Kazmina, V. (2024b), 'Experimentální a numerická analýza železobetonových prvků zesílených kompozitními lamelami', *Proceedings of PhD Workshop* 6, 26–31.
- Malínková, L. (2025), Experimentální analýza kotevních oblastí betonových prvků zesílených kompozitními materiály, Diplomová práce, ČVUT v Praze.
URL: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/120959>

NUMERICAL MODELLING OF CONCRETE STRUCTURES EXPOSED TO RADIATION

Jiří Kovář, *, †

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
jiri.kovar@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Práci lze rozdělit do dvou částí zaměřujících se na dva přístupy k numerické analýze betonových konstrukcí vystavených ionizujícímu záření. První část využívá k analýze metodu konečných prvků. Druhá část pak diskretní model, konkrétně Rigid-body-spring model.

Část MKP prezentuje postup vývoje programu pro analýzu betonového stínícího prstence ve 3D, diskutuje volbu modelu dotvarování takové konstrukce a poukazuje na možnost přesnějšího vystižení skutečného zatížení vlivem neutronového záření.

Druhá část nastiňuje postup práce na tvorbě diskretního modelu ve 3D. Jsou uvedeny ukázky počátků vývoje programu, složitost diskretizace oblasti do Voroného diagramu a jsou diskutovány různé přístupy výpočtu a jeho předpokladů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Numerická analýza; Beton vystavený záření; Metoda konečných prvků; Modely dotvarování; Rigid-body-spring model; Voroného diagram ve 3D prostoru

ABSTRACT

This work can be divided into two parts focusing on two approaches to the numerical analysis of concrete exposed to ionizing radiation. The first part uses the finite element method for the analysis. The second part uses a discrete model, namely the Rigid-body-spring model.

The FEM part presents the procedure for developing a program for the analysis of a concrete shielding ring in 3D, discusses the choice of a creep model for such a structure, and points out the possibility of a more accurate representation of the actual loading due to neutron radiation.

The second part outlines the workflow for creating a discrete model in 3D. Examples of the early development of the program are given, complexity of discretizing a region into a Voronoi diagram is discussed along with various approaches to calculation and its assumptions.

KEYWORDS

Numerical analysis; Concrete exposed to radiation; Finite element analysis; Concrete creep modeling; Rigid-body-spring discrete model • Voronoi diagram in 3D space

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

† Supervisor Specialist: Mgr. Yuliia Khmurovska, Ph.D.

1. INTRODUCTION

This work can be distinguished into two parts – first part shows the progress in development of 3D FEM (following continuous work introduced in Kovář (2023), (Kovář (2024))), used for the analysis of a concrete biological shield (CBS). Mainly, the creep behaviour was added simulated by fib Model Code 2010 creep model. However, better suitability of the B3 model is discussed. In addition, a model for validation of the results obtained by the custom-made software was made in a verified commercial software (ATENA). This model is presented in the next chapter.

The second part of this paper focuses on using discrete models, namely Rigid-body-spring model and its extension to 3D (again continuing the development introduced earlier in Kovář (2024)). This paper discusses challenges in propagating into 3D – the discretization into Voronoi tessellation, connecting the discrete cells and defining the constitutive laws between them.

2. 3D FINITE ELEMENT MODEL

Previous work (Kovář (2023), Kovář (2024)) described the ongoing development of custom software for finite element (FE) analysis. This software has since been further improved, specifically by the initial implementation of a creep behavior simulated by the creep model according to the Model Code 2010.

However, during the implementation process, several limitations of the Model Code 2010 model became apparent, particularly the fact that many of its parameters are predefined for standard structural elements and typical design situations. As a result, its applicability to more complex or non-standard structures is limited. To address this, implementation of the B3 creep model, which offers a more generalized and flexible formulation, is planned instead. The B3 model supports a wider range of material properties and loading histories, making it more suitable for detailed research applications. This is especially relevant in the context of the present study, where long-term non-typical loading effects are key considerations. Furthermore, the B3 model is empirically well supported and has been shown in multiple studies to provide more accurate results than the Model Code 2010 model, particularly for long-term deflection and creep prediction. This is supported by several comparative studies (Al-Manaseer & Prado (2015), Al-Manaseer & Lam (2005)).

In parallel with the software development, a verification model was constructed using a commercial, well-established, and validated finite element program (ATENA). This model serves as a reliable benchmark for validating the results produced by the in-house software. The following chapter provides a brief description of the initial verification model, presents the obtained results, compares them with the previous outputs of

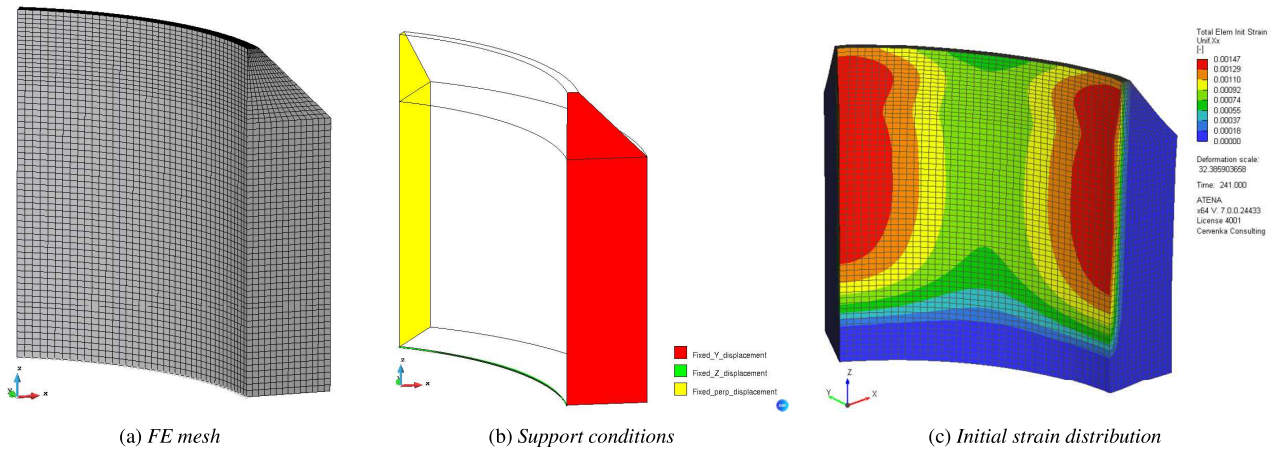


Figure 1: Verification 3D model: (a) FE mesh, (b) support conditions, (c) initial strain distribution due to RIVE.

the custom-developed software, and discusses the similarities and differences.

2.1. Description of the 3D Verification Model

The verification model (Fig. 1) respects the original geometry of the structure. A mesh composed of hexahedral elements was used with element size mostly $50 \times 50 \times 75$ mm (see Fig. 1a). The concrete was assumed to be of higher quality, class C 50/60, with a density of $4 t/m^3$.

Supports are defined as shown in Fig. 1b. The bottom inner edge is restrained in the Z-direction. The nodes on the faces where the structure continues are restricted in displacement perpendicular to the face, to reflect the symmetry of the structure.

Since this particular CBS structure is non-load-bearing, two types of loads were applied: self-weight and so-called RIVE (Radiation-Induced Volumetric Expansion due to neutron fluence). The volumetric expansion was introduced as an initial strain boundary condition applied to each element. The distribution of this strain is shown in Fig. 1c. The RIVE mechanism and its implementation are described in more detail in previous work (Kovář (2023, 2024)).

The analysis focuses on crack formation and the overall damage mechanism. The following figures (Fig. 2) show the state of cracking in the concrete after 60 years of operation. As expected, dominant radial cracks appear in areas of highest radiation intensity (see Fig. 2a and Fig. 2b). Interestingly,

however, the cracks appear also parallel to the inner surface of the structure (Fig. 2c), indicating a possible "delamination" of the inner part of the shielding. This result is supported by findings from the axisymmetric model (see Fig. 3), where a similar pattern was observed. At the time, it was unclear whether the effect was real or a result of mesh dependency and size effect. Whether this behavior is indeed caused by a size effect remains a subject for further investigation.

3. RBSM

Simultaneously with the continuous model development, a program based on a discrete modeling approach, specifically the Rigid-Body-Spring Model (RBSM), is also being developed. The previous work (Kovář (2024)) introduced a 2D linear RBSM formulation along with a discretization algorithm tailored for such models.

As a next step, the model is being extended to three dimensions, as 2D representations are increasingly inadequate for modern, complex structural problems. However, the transition to 3D in discrete models presents significant challenges, not only in generating the 3D Voronoi tessellation itself, but also in handling the connections between all facets, managing neighboring cell relationships, and implementing efficient indexing across the structure. These tasks introduce a level of geometric and algorithmic complexity that is significantly greater than in the

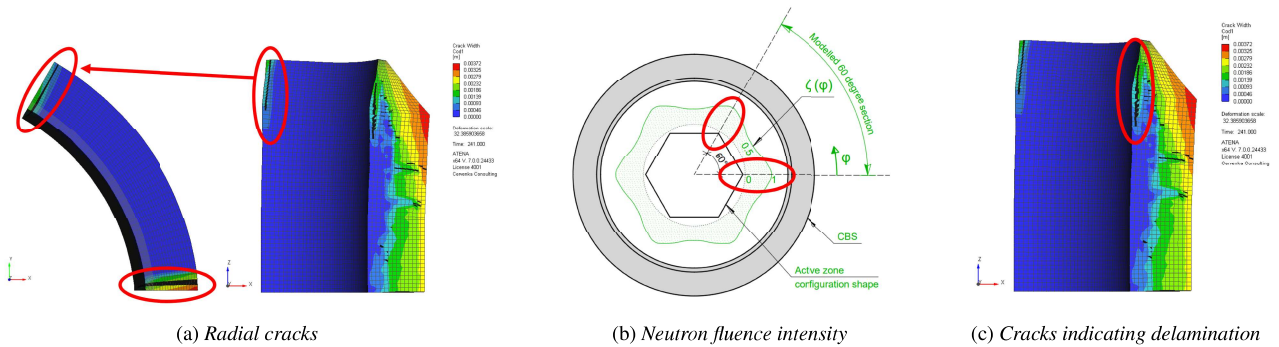


Figure 2: Verification 3D model results: (a) Radial cracks, (b) neutron fluence intensity, (c) crack pattern suggesting delamination.

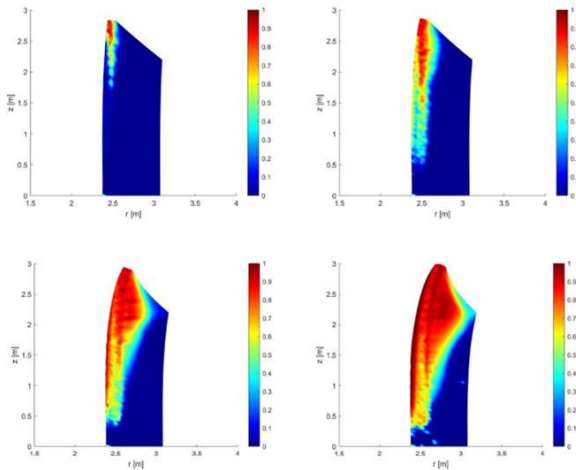


Figure 3: Results of the axisymmetric model analysis (Kovář (2023))

2D case. Unlike continuous models, where established meshing techniques can often be adapted with fewer complications, discrete models demand more intricate handling of geometry and interaction definitions.

Currently, the program is capable of producing satisfactory discretization for prismatic shapes (as shown in Fig. 4 and Fig. 5). However, the rounded boundary surfaces of cylindrical shapes remain problematic. The resulting meshes often contain irregularly shaped or oddly proportioned cells, which leads to unsatisfying geometries that can negatively impact both visualization and analysis (see Fig. 5). This limitation must be addressed in future development to allow modeling of standard experimental specimens, such as concrete cylinders, which are commonly used to determine the properties of the material.

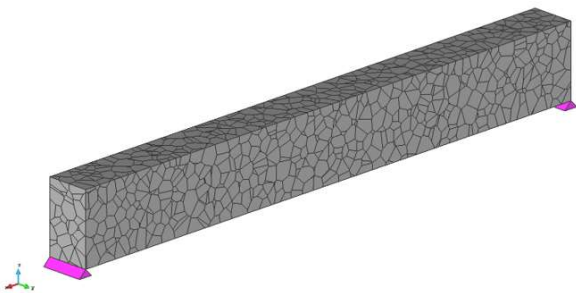


Figure 4: Voronoi tessellation of 3D space - beam element

To verify the basic behavior of the model, patch tests are currently being conducted at the simplest level—using two adjacent cubic cells connected by a set of springs. In these tests, one cell is fully constrained in all degrees of freedom, while the other is subjected to various force and moment loads. These experiments serve to evaluate different configurations of spring sets (corresponding constitutive laws) used to model the interaction between cells (based on Bolander et al. (2021), Asahina et al. (2015)).

Fig. 6a and Fig. 6b illustrate a comparison between two such configurations. The key difference lies in the inclusion

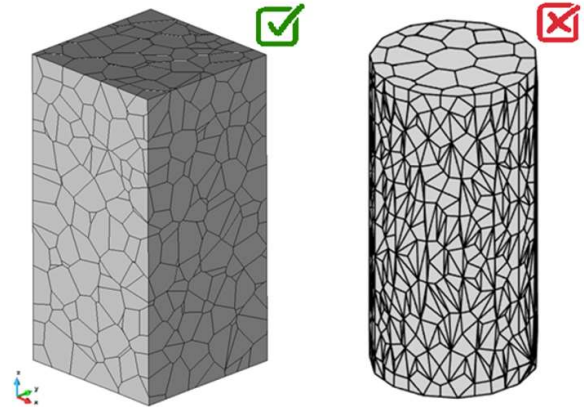
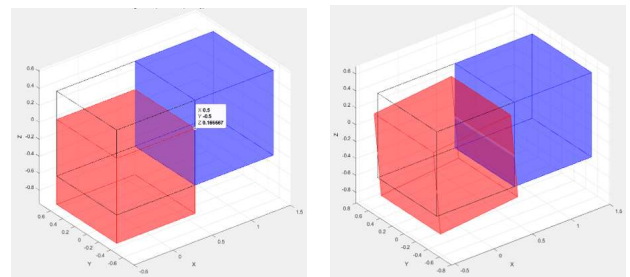


Figure 5: Voronoi tessellation of 3D space - prismatic vs cylindrical element

of rotational springs. Although rotational springs are designed to directly capture rotational behavior, they are complex to implement and can introduce difficulties in subsequent stress and damage analyses. The results suggest that an alternative approach may be more suitable: using only tangential springs in combination with several normal springs placed at multiple points along the common facet between neighboring cells. This configuration effectively increases the number of integration points, offering a distributed approximation of rotational effects without explicitly requiring rotational springs (see Fig. 7, Yao et al. (2022)).



(a) Patch test without a rotation spring (b) Patch test with a rotation spring

Figure 6: Comparison of RBSM patch tests with and without rotational springs.

4. SUMMARY AND CONCLUSIONS

This paper presents ongoing progress in the development of custom numerical tools for modeling concrete structures using both continuous and discrete approaches. The finite element model was further advanced with the implementation of creep behavior, initially based on Model Code 2010. However, due to its limitations, a transition toward the more versatile B3 creep model is planned, as it offers greater flexibility and accuracy for complex simulations. Validation of the custom-software through comparison with a verified commercial program (ATENA) has been initiated, with promising alignment in key response characteristics, particularly regarding crack development and signs of delamination behavior.

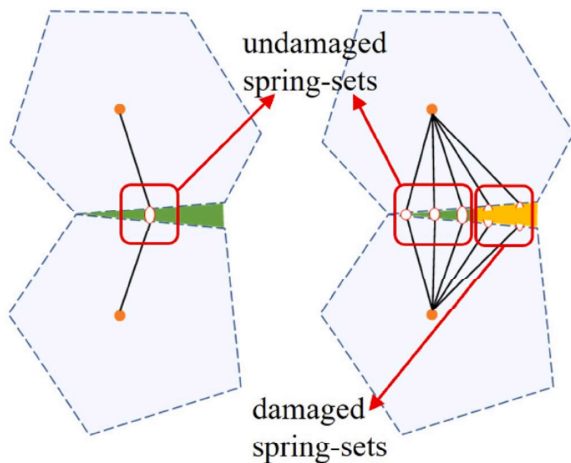


Figure 7: Multiple normal springs ability to capture rotation

Paralelly, development of a 3D Rigid-Body-Spring Model (RBSM) was initiated to explore discrete modeling potential. While the transition from 2D to 3D introduces substantial challenges (particularly in geometry handling and neighbor connectivity). Early patch tests suggest that a combination of tangential and multiple normal springs may offer a practical alternative to rotational springs, simplifying the formulation while preserving essential mechanical behavior.

Further development will focus on improving the 3D discretization, especially for non-prismatic geometries, and expanding the validation scope of both models. These efforts aim to build a comprehensive and flexible simulation framework suitable for advanced research and practical engineering applications involving complex concrete structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was written with the financial support of the CTU in Prague within the project SGS25/039/OHK1/1T/11.

References

- Al-Manaseer, A. & Lam, J.-P. (2005), 'Statistical evaluation of shrinkage and creep models', *ACI Materials Journal* **102**(3), 170.
- Al-Manaseer, A. & Prado, A. (2015), 'Statistical comparisons of creep and shrinkage prediction models using rilem and nu-iti databases.', *ACI Materials Journal* **112**(1).
- Asahina, D., Ito, K., Houseworth, J., Birkholzer, J. T. & Bolander, J. E. (2015), 'Simulating the poisson effect in lattice models of elastic continua', *Computers and Geotechnics* **70**, 60–67.
- Bolander, J. E., Eliáš, J., Cusatis, G. & Nagai, K. (2021), 'Discrete mechanical models of concrete fracture', *Engineering Fracture Mechanics* **257**, 108030.
- Kovář, J. (2023), Numerical analysis of concrete biological shield, Master's thesis, Czech Technical University in Prague.
- Kovář, J. (2024), Numerical modelling of concrete structures exposed to radiation, in 'Proceedings of PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures', pp. 36–39.
- Yao, C., He, C., Jiang, Q., Shao, J. & Zhou, C. (2022), 'A modified rigid-body-spring method for modeling damage and failure of brittle rocks subjected to triaxial compression', *Computers and Geotechnics* **152**, 105046.

OVĚŘENÍ HODNOT ODPORŮ KOLEJOVÉHO LOŽE NA ZÁKLADĚ VYHODNOCENÍ MONITORINGU BEZSTYKOVÉ KOLEJE

Matyáš Kuba, *

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

ABSTRAKT

Hlavním cílem této práce byla podrobná analýza chování bezстыkové koleje na vybraných mostních objektech. Zkoumané mosty se nacházejí na železničních tratích TÚ 1701 Česká Velenice (mimo) – Benešov u Prahy (mimo) a 2401 Hohenau (ÖBB) (včetně) – Přerov (mimo). Veškerá data použitá k analýze byla získána z dlouhodobého monitoringu. V rámci zpracování byly vybrány konkrétní dny, pro které byl stanoven podélný odpor nezátíženého koleje. Pro každý analyzovaný most byl vytvořen model popisující interakci mezi bezстыkovou kolejí a mostní konstrukcí. Ne-dílnou součástí práce bylo také určení efektivního součinitele teplotní roztažnosti koleje pro jednotlivé dny. Výsledky této analýzy mohou přispět k optimalizaci návrhu mostních objektů a zajištění jejich spolehlivého fungování v kombinaci s bezстыkovou kolejí.

KLÍČOVÁ SLOVA

Podélný odpor koleje, bezстыková kolej, monitoring, analýza, kolejové lože, interakce

ABSTRACT

The main objective of this thesis was a detailed analysis of the behavior of continuously welded rail (CWR) on selected bridge structures. The studied bridges are located on railway lines TÚ 1701 Česká Velenice (excluding) – Benešov u Prahy (excluding) and 2401 Hohenau (ÖBB, including) – Přerov (excluding). All data used for the analysis were obtained through long-term monitoring. Specific days were selected for evaluation, during which the longitudinal resistance of the unloaded rail was determined. For each analyzed bridge, a model was created to represent the interaction between the CWR and the bridge structure. An essential part of the thesis was also the determination of the effective coefficient of thermal expansion for the evaluated days. The results can help optimize bridge design and ensure reliable performance in combination with CWR.

KEYWORDS

Longitudinal rail resistance, continuous welded rail, monitoring, analysis, track bed, interaction

1. ÚVOD

Hlavním cílem výzkumu byla analýza a vyhodnocení experimentálního monitoringu bezстыkové koleje na níže uvedených mostních konstrukcích. Z provedeného měření budou získané hodnoty podélného odporu, které budou následně porovnány s normovými hodnotami stanovenými příslušnými normami a formulovány závěry, které z těchto porovnání vyplynou. Tyto závěry mohou přispět k hlubšímu pochopení mechaniky interakce mezi kolejovým svrškem a mostními konstrukcemi.

2. INTERAKCE BEZSTYKOVÉ KOLEJE A MOSTU

V úvodu je nezbytné se zaměřit na problematiku interakce koleje a mostu, která tvoří klíčovou část teoretického základu. Mezi základní parametry, které ovlivňují chování bezстыkové koleje, patří zejména konstrukce samotné koleje, typ a tuhost uložení kolejnic na pražce, stejně jako vodorovná a svislá tuhost kolejového lože. Tyto parametry hrají zásadní roli při přenosu sil a zajištění stability koleje, což je obzvláště důležité pro ty mostní konstrukce, kde mohou vznikat specifické podmínky interakce.

2.1. Vodorovné účinky na most od teplotního zatížení

2.1. Vodorovné účinky na most od teplotního zatížení

Při převádění bezстыkové koleje přes most vznikají v důsledku teplotních změn v koleji a nosné konstrukci vodorovné podélné síly, které působí na mostní konstrukci, ložiska, pilíře a opěry. Pokud je kolej vedena v oblouku, bezстыková kolej navíc přenáší do konstrukce vodorovné příčné zatížení. [6]

Rozdíl změn teploty mostní konstrukce a koleje vyvolává vzájemné působení mezi mostem a kolejí, které závisí na tuhosti jejich uložení. Tuhost uložení koleje se odvíjí od způsobu uložení – přímé uložení, uložení s kolejovým ložem nebo s mostnicí.

Vliv teploty je rovněž závislý na materiálu nosné konstrukce. Ocelové mosty obvykle vykazují větší teplotní změny než sprážené nebo betonové mosty. [2]

Pro bezстыkovou kolej jsou klíčové změny teploty od okamžiku její instalace na mostě. Maximální a minimální možné teploty v dané lokalitě se určují na základě teplotních map podle normy ČSN EN 1991-1-5. [7]

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

2.2. Posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu

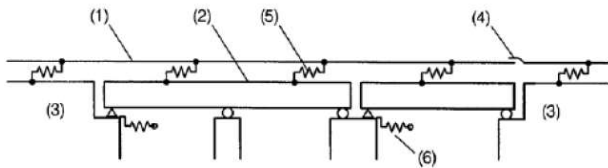
Pro posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu lze použít dvě možnosti. Posouzení kombinované odezvy pro interakci mostu a BK se provádí dle ČSN EN 1991-2. [3] a její alternativou Metoda kompletní analýzy uvedenou v MVL 150 [2].

Posouzení interakce koleje a mostu lze zjednodušit na ověření napjatosti v kolejnici, tedy na ověření, že přírůstek napětí v kolejnici od interakce s nosnou konstrukcí nepřesahuje mezní přípustné hodnoty. Tedy ověření, zda při překonávání mostní konstrukce nedojde k porušení koleje.

Pokud posouzení dle ČSN EN 1991-2 nevyhoví lze využít posouzení dle metody komplexní analýzy. Možnost použití alternativní metod je uvedeno v Z4 ČSN EN 1991-2 čl. NA.2.76 Článek 6.5.4.5 Návrhová kritéria.

Základním principem je posouzení celkového napětí na úrovni mostní konstrukce stejně jako při posouzení kolejnice v běžné trati dle předpisu SŽDC S3, nikoliv jen přírůstku napětí od proměnného zatížení. Kompletní analýzou lze řešit prakticky jakékoliv mostní konstrukce a koleje na mostě. [2]

2.3. Model interakce kolej-most

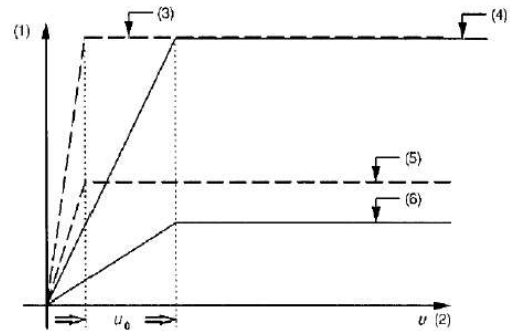


Obrázek 1 - Interakce kolej – most [2]

- (1) Kolej
- (2) Nosná konstrukce
- (3) Tělo železničního spodku
- (4) Kolejové dilatační zařízení
- (5) Podélné nelineární pružiny vyjadřující průběh závislosti podélné zatížení/posunutí koleje
- (6) Podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost k pevného uložení nosné konstrukce s uvážením tuhosti základů, pilířů a ložisek.

2.4. Podélný odpor koleje

Podélný odpor dle [2] brání podélným pohybům a změnám délky koleje od zatížení změnou teploty. Podélný odpor je složen ze dvou částí, první z nich je odpor kolejnicových upevňovacích a druhý je vliv kolejového roštu v kolejovém loži. Na odpor má vliv hmotnosti a tuhost kolejového roštu, stav a typ kolejového lože, svislé přitížení. Velikost podélného odporu se v normě ČSN EN 1991-2 [3] uvádí podle obrázku:



Obrázek 2 - Podélné odpory v koleji dle zatížení [3]

- (1) podélný odpor v koleji na jednotku délky
- (2) posunutí kolejnice vzhledem k hornímu povrchu podporující nosné konstrukce
- (3) podélný odpor koleje (zatížená kolej) – 60 kN/m
- (4) podélný odpor koleje v kolejovém loži (zatížená kolej) – 60 kN/m
- (5) podélný odpor koleje (nezatížená kolej) – 30 kN/m
- (6) podélný odpor koleje v kolejovém loži (nezatížená kolej) – 20 kN/m

3. MONITORING KONSTRUKCÍ

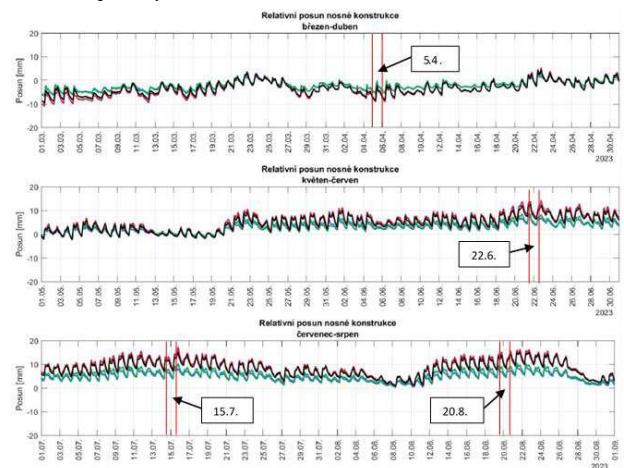
Monitorovací sestavy byly navrženy a instalovány skupinou pod vedením prof. Ing. Pavla Ryjáčka, Ph.D.

Jednotlivé sestavy se skládají ze snímačů teploty, tenzometrů, potenciometrických snímačů dráhy a měřicích ústředí.

Naměřené hodnoty ze snímačů zpracovává měřicí ústředna, která je ukládá do paměti, odkud jsou následně připraveny k další analýze.

3.1. Zpracování dat

Naměřené výsledky byly zpracovány do přehledných grafických reprezentací, které umožnily identifikaci dne s nejvýraznějšími změnami teploty nosné konstrukce. Mezi zobrazenými grafy se jako nejvhodnější pro výběr dnů ukázal graf zachycující relativní posuny nosné konstrukce.



Obrázek 3 - Relativní posuny nosné konstrukce Soběšlav

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Data z těchto dní byla pro usnadnění analýzy převedena do Excelové tabulky, kde byly hodnoty zjednodušeny pro další zpracování. Naměřené hodnoty z levého a pravého nosníku byly sloučeny do jediné průměrné hodnoty, což se rovněž týkalo kolejí. Tento postup usnadnil porovnání a analýzu posunů nosné konstrukce, čímž se zvýšila přehlednost a efektivita následného zpracování dat

4. VÝPOČETNÍ MODEL

Numerický model byl vytvořen v programu MIDAS Civil 2024. Na model bylo aplikováno obdobné zatížení, jaké bylo naměřeno v rámci monitoringu, a následně bylo toto zatížení vyhodnoceno.

Model byl vytvořen na základě projektové dokumentace. Díky symetrii konstrukce bylo možné konstrukci zjednodušit a modelovat ji jako prutovou, s využitím náhradních průřezů. Dvojice ocelových nosníků byla nahrazena jedním nosníkem, jehož průřezové charakteristiky odpovídají charakteristikám původní dvojice nosníků. Betonová spřažená deska, která má podle projektové dokumentace proměnný průřez po své šířce, byla zjednodušena vytvořením náhradní desky s konstantní tloušťkou, odpovídající ekvivalentním průřezovým charakteristikám. Dvě dvojice kolejnic byly nahrazeny jednou čtveřicí.

V souladu s normou ČSN EN 1991-2 [3] je nutné před a za mostem modelovat kolej odpovídající koleji na širé trati, a to s minimální délkou 150 m.

V modelu byly vytvořeny skupiny, které zjednodušují ovládnání modelu a umožňují práci s fázemi výstavby. V programu jsou tyto skupiny rozděleny podle jejich vlastností. Byly použity tři typy skupin, které jsou popsány níže.

První skupina, nazvaná Structure Group, se zaměřuje na konstrukční prvky. Tato skupina usnadňuje rychlé zobrazení, výběr a označování jednotlivých konstrukčních prvků. Druhá skupina je použita k ovládnání podepření a vazeb obsažených v modelu. Jedná se o skupinu Boundary Group. Třetí skupina definuje zatížení nazvaná Load Group.

4.1. Nosná konstrukce

Jak bylo výše zmíněno, nosná konstrukce je složena ze dvou ocelových nosníků se spřaženou železobetonovou deskou. Vzhledem k symetrii konstrukce, bylo možné dva nosníky nahradit jedním, který odpovídá svými průřezovými charakteristikami charakteristikám dvojice nosníků.

Průřezy nosné konstrukce byly tedy vymodelovány jako spřažený průřez ocelového I-profilu a betonové desky.

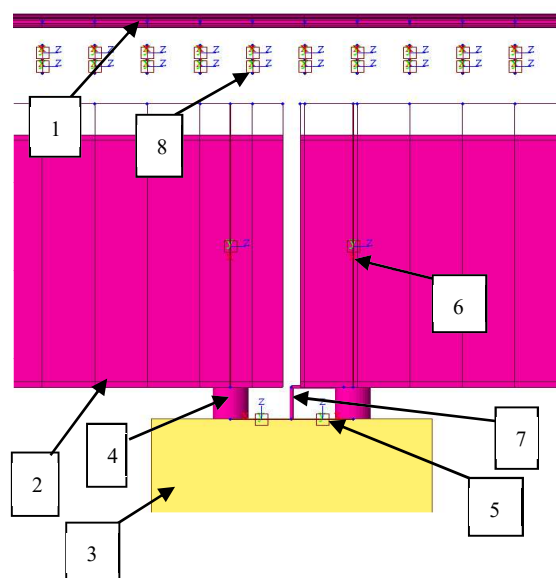
4.2. Spodní stavba

Spodní stavba skutečného mostu byla zjednodušena a podobně jako nosná konstrukce nahrazena ekvivalentním průřezem, který svým tvarem odpovídá průřezovým charakteristikám dvojice pilířů.

4.3. Sestavení modelu

Model byl sestaven s návazností na již zmíněné fakt. Vzorový model je zobrazen a popsán na obrázku níže

- 1 - Kolejnice UIC60
- 2 - Nosná konstrukce
- 3 - Spodní stavba
- 4 - Ložisko
- 5 - Tuhá vazba mezi spodní stavbou a ložisky
- 6 - Tuhá vazba mezi nosnou konstrukcí a ložisky
- 7 - Prvek pro sledování relativních posunů nosné konstrukce
- 8 - Vazby definující kolejové lože



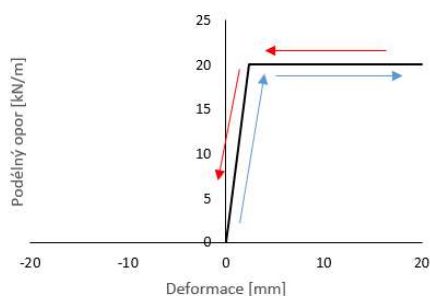
Obrázek 4 - Sestavení modelu

4.4. Modelování interakce kolej-most

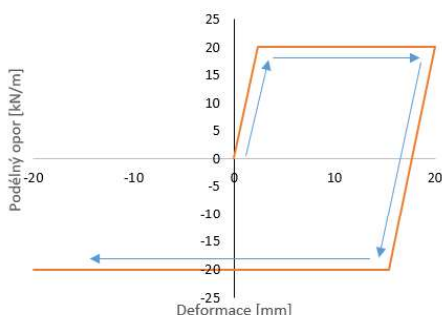
Z výše uvedené problematiky bezстыkové koleje a její interakce s mostní konstrukcí, bylo nutné nastavit odpovídající charakteristiky kolejového lože. z normy vychází, že funkce pro podélný odpor se chovají symetricky, to znamená, že při posunu kolejového lože tam i zpět nabývá stejných vlastností.

Program MIDAS Civil již v základní verzi obsahuje modul pro výpočet interakce kolej–most. Ovšem tento modul obsahuje chybu spočívající v nastavení „zpětného“ chodu kolejového lože. V programu je předpokládáno, že při odlehčení konstrukce se tuhost vrací po stejné křivce zpět, což však neodpovídá realitě. Je proto nutné definovat jiný způsob propojení koleje a mostu.

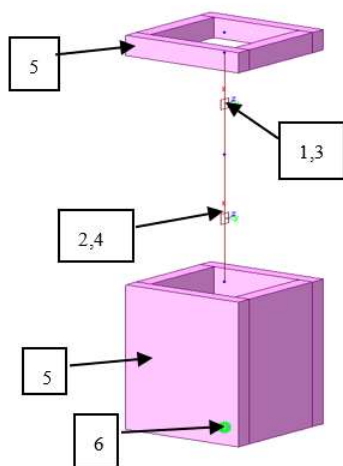
* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.



Obrázek 5 - Chování MIDAS funkce



Obrázek 6 - Požadované chování



Obrázek 7 - Sestavení podepření koleje

- 1 - Vazba s volným pohybem ve směru Dx
- 2 - Vazba s volným pohybem ve směru Dz
- 3 - Vazba pro svislý odpor kolejového lože most/trat'
- 4 - Vazba pro podélný odpor kolejového lože nezátěžené koleje
- 5 - Pomocný prvek pro tuhou vazbu
- 6 - Podpora kolejového lože kolejový spodek/mostní konstrukce

5. VYHODNOCENÍ DAT

Pro hodnocení dat byl vytvořen excelový soubor, který na základě definovaných podmínek porovnává hodnoty z monitoringu konstrukce s hodnotami z výpočetního modelu.

Prvním krokem bylo vybrat z naměřených hodnot monitoringu takové intervaly, kde všechny hodnoty spolu korespondují, tedy hodnoty, u kterých lze s jistotou tvrdit, že jsou správné a mohou být použity v dalších krocích.

Intervaly byly voleny tak, aby byl co největší teplotní rozdíl mezi počátečním a konečným časem intervalu.

Z připravených dat, vytvořených podle výše uvedených postupů, byla následně sestavena vstupní data pro další výpočty v programu MIDAS Civil. Jednotlivé intervaly byly vloženy do tabulky jako počáteční a koncový čas. Na základě těchto dvou časů a názvů snímačů teploty byly vypočítány rozdílové hodnoty teploty v měřených bodech konstrukce a kolejnice.

Rozdílové hodnoty teploty byly získány jako rozdíl mezi teplotou v čase koncového intervalu a teplotou v čase počátečního intervalu.

SKUPINA	ČAS		ΔT [°C] NK					
			Mean(ST1_1,ST2)[°C]	Mean(ST3_3,ST4)[°C]	Mean(ST5_5,ST6)[°C]	Mean(ST11_1,ST12)[°C]	Mean(ST13_13,ST14)[°C]	Mean(ST15_15,ST16)[°C]
	Souřadnice Z [m]		0,00	2,01	3,61	0,00	2,01	3,61
Interval_1	15.07.2023 3:45	15.07.2023 17:45	18,36	19,97	4,69	14,16	12,47	15,28
Interval_2	15.07.2023 18:00	16.07.2023 7:00	-13,16	-15,44	-3,31	-9,20	-8,80	-11,00

SKUPINA	ČAS		ΔT [°C] B										PRŮMĚR
			Mean(STK1_L,P,DI)[°C]	Mean(STK2_L,P,DI)[°C]	Mean(STK3_L,P,DI)[°C]	Mean(STK4_L,P,DI)[°C]	Mean(STK5_L,P,DI)[°C]	Mean(STK6_L,P,DI)[°C]	Mean(STK7_L,P,DI)[°C]	Mean(STK8_L,P,DI)[°C]	Mean(STK9_L,P,DI)[°C]	Mean(STK10_L,P,DI)[°C]	
	Souřadnice Z [m]		35,68	36,90	36,54	36,76	37,26	37,37	36,90	35,33	36,18	36,55	
Interval_1	15.07.2023 3:45	15.07.2023 17:45	-26,98	-28,28	-27,69	-28,18	-28,36	-28,80	-28,27	-27,09	-26,80	-27,83	
Interval_2	15.07.2023 18:00	16.07.2023 7:00	-26,98	-28,28	-27,69	-28,18	-28,36	-28,80	-28,27	-27,09	-26,80	-27,83	

Obrázek 8 - Teploty v jednotlivých snímačích odpovídající intervalům Soběslav

Výsledné hodnoty teploty byly získány pouze ve třech bodech nosné konstrukce. Pro přesné zadání teplotních změn nosníku bylo nutné dopočítat teploty i v dalších bodech. Nosná konstrukce byla v příčném řezu rozdělena na šest významných bodů, tedy na místa, kde dochází ke změně průřezu. Tato data byla dopočtena pomocí lineární interpolace mezi body. Všechny hodnoty byly následně vloženy do grafu pro lepší orientaci a pro případné nalezení chyby v interpolaci.

Interval_1	NK_1,2	4,69	8,50	14,58
3,01	8,495911	8,50	14,58031542	14,58
3,21	9,067173	9,07	14,47517523	14,48
3,15	18,43064	18,43	14,09733479	14,10
2,01	18,36	18,36	14,16	14,16
0,07				
0,00				

Interval_1	NK_3	15,28	14,58
3,01	15,28	14,58031542	14,58
3,21	14,47517523	14,48	14,48
3,15	14,09733479	14,10	14,10
2,01	14,16	14,16	14,16
0,07			
0,00			

Interval_2	NK_1,2	-3,31	-8,33	-10,45
-3,01	-6,33431	-6,33	-10,45003458	-10,45
-3,21	-6,78758	-6,79	-10,36857477	-10,37
-3,15	-13,2359	-13,24	-9,188941708	-9,19
-2,01	-13,16	-13,16	-9,20	-9,20
0,07				
0,00				

Interval_2	NK_3	-11,00	-10,45
-3,01	-11,00	-10,45003458	-10,45
-3,21	-10,36857477	-10,37	-10,37
-3,15	-9,188941708	-9,19	-9,19
-2,01	-9,20	-9,20	-9,20
0,07			
0,00			

Obrázek 9 - Vstupní hodnoty teplotního zatížení

Hodnoty změn teploty jednotlivých intervalů byly vloženy do výpočetního programu a následně byl proveden výpočet modelu s těmito daty.

Pro porovnání dat byla vytvořena logická tabulka, která se automaticky doplňuje na základě zvoleného zatížení. Pro zrychlení práce jsou jednotlivé zatěžovací stavy uvedeny v rolovacím seznamu. Jelikož tenzometry jsou umístěny na stejném prvku,

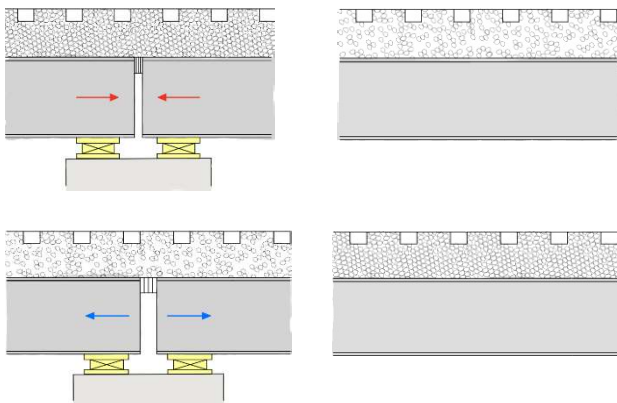
* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

byla čísla prvků doplněna ručně. Následně byla pomocí funkce doplněna jejich čísla uzlů. Díky těmto datům se zbytek tabulky automaticky doplní a zobrazí data z monitoringu i výsledky z výpočetního modelu pro konkrétní interval.

5.1. Problematiky dilatačních celků

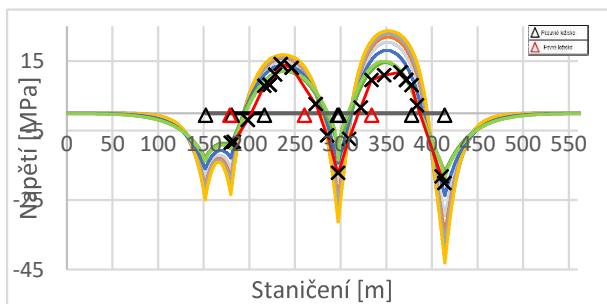
Ze zpracovaných dat bylo odhaleno abnormální chování konstrukce nad pilířem P4. Na tomto pilíři jsou uloženy dvě konstrukce na protichůdných podélně posuvných ložiscích. z tohoto důvodu se konce nosných konstrukcí na tomto pilíři pohybují současně, což vytváří abnormální podmínky pro kolejové lože.

Při zvýšení teploty, tedy při oteplení, se konstrukce protahují směrem k sobě, čímž tlačí na kolejové lože, které dosahuje výrazně vyšších hodnot podélného odporu. Naopak při snížení teploty, tedy při ochlazení, se konstrukce pohybují směrem od sebe, což způsobuje řídnutí kolejového lože a snižování podélného odporu.



Obrázek 10 - Změna kolejového lože při ohřátí a ochlazení u mostního závěru a v poli

5.2. Vyhodnocení dat

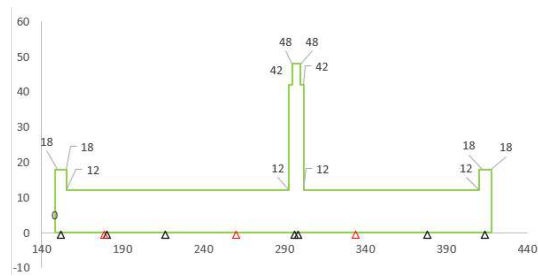


Obrázek 11 - Průběh normálových napětí pro Interval 1

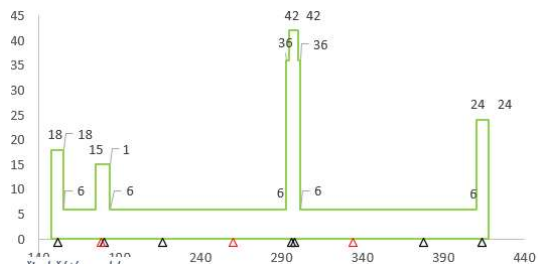
Z výsledků lze konstatovat, že v oblasti mostních závěrů vznikají kritická místa, na která je nutné se při ověřování interakce kolej–most zaměřit. V těchto oblastech dochází ke kumulaci napětí vlivem zhuštění, nebo naopak vlivem řídnutí kolejového lože. Tento stav může vést ke ztrátě stability koleje či jejímu porušení.

Tato oblast zatím nebyla přesně určena, ale z dosavadních výsledků je zřejmé, že může dosahovat až několik metrů od mostního závěru.

Na obrázcích 12 a 13 jsou zobrazené hodnoty podélného odporu po délce mostu v kN/m, je na nich vidět vyzorované chování v oblastech mostních závěrů, kde hodnoty dosahují vyšších hodnot.



Obrázek 12 - Průběh podélného odporu pro Interval 1



Obrázek 13 - Průběh podélného odporu pro Interval 2

6. ZÁVĚR

V rámci diplomové práce byla provedena analýza zaměřená na stanovení podélného odporu nezátěžené koleje. z dosažených výsledků však nebylo možné určit jednu univerzální hodnotu podélného odporu pro celý most. k určení podélného odporu je nezbytné konstrukci rozdělit na oblasti s rozdílným chováním – konkrétně na oblast v okolí mostních závěrů, kde dochází k řídnutí nebo stlačování kolejového lože, a na část konstrukce bez přímého vlivu mostních závěrů. Na základě analýzy lze konstatovat, že v oblasti mostních závěrů dosahuje podélný odpor přibližně hodnoty 36 kN/m, zatímco v ostatních částech konstrukce se pohybuje kolem 20 kN/m.

Z výsledků je zřejmé, že podélný odpor v blízkosti mostních závěrů je výrazně vyšší než v neovlivněných úsecích konstrukce. v budoucnu by bylo vhodné věnovat těmto oblastem zvýšenou pozornost a hodnoty podélného odporu ověřit laboratorními zkouškami.

Během práce byla rovněž formulována hypotéza o rozdílném chování kolejového lože při vzniku deformací a při jejich odlehčení. Tato hypotéza naznačuje, že podélný odpor by mohl vykazovat odlišné hodnoty při zatížení kolejového lože změnou teploty nosné konstrukce oproti situaci při jeho odlehčení.

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Jinými slovy, chování odporové křivky by mohlo být nesymetrické. Bohužel z časových důvodů nebylo možné tuto teorii blíže ověřit, a proto by bylo vhodné se jí věnovat v budoucím výzkumu.

Součástí práce bylo také ověření efektivního součinitele teplotní roztažnosti α . Na základě tohoto součinitele byly konstrukce kalibrovány tak, aby hodnoty z modelu odpovídaly posunům v ložiscích naměřeným během monitoringu. Ukázalo se, že tento součinitel je proměnlivý v závislosti na období, a proto nelze stanovit jeho jednoznačnou hodnotu. Výsledné hodnoty jsou přehledně uvedeny v tabulkách 5 a 6.

Spř. kce	Jaro	Léto	Podzim	Zima
Oteplení	8.8E-06	9.3E-06	-	-
Ochlazení	6.5E-06	9.3E-06	-	-

Obl. kce	Jaro	Léto	Podzim	Zima
Oteplení	7.7E-06	0.0E+00	-	-
Ochlazení	6.9E-06	9.9E-06	-	-

Obrázek 14 - Efektivní součinitel teplotní roztažnosti

Pro zajištění přesnějších výsledků by bylo vhodné konstrukci doplnit o větší množství snímačů teploty a tenzometrů. Pokud by nebylo možné realizovat tento krok, doporučuji alespoň instalaci tenzometrů v dostatečné vzdálenosti před konstrukcí, což by umožnilo eliminovat vliv napětí od přetvoření kolejnice přicházejícího ze širé trati. Bez této doplňkové instrumentace není možné provádět přesné analýzy.

Nedostatek snímačů teploty způsobuje, že změny teploty je nutné v modelu zadávat jako lineární zatížení, což neodpovídá skutečnému rozložení teploty. Dalším doporučením by bylo instalovat dvojici tenzometrů – jeden přímo nad snímačem posunů a druhý ve vhodné vzdálenosti. Oba tenzometry by přitom měly být umístěny ve stejné oblasti napětí, aby vykazovaly shodné znaménko napětí a tím bylo možné stanovit předběžný podélný odpor. Tato konfigurace by mohla přispět k přesnějšímu vyhodnocení chování konstrukce.

Poděkování

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS25/037/OHK1/1T/11.

References

- [1] SŽ. Předpis SŽ S3/2 Bezстыková kolej. 2013
- [2] SŽDC. Mostní vzorový list MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje. 2016
- [3] ČSN EN 1991-2 ed. 2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 2 Zatížení mostů dopravou. ČNI, 2005
- [4] POUR, Robert. Analýza monitoringu interakce most-kolej na železničním mostě [online]. Praha, 2024 [cit. 2024-10-06]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/113920>. Diplomová práce. ČVUT fakulta stavební. Vedoucí práce prof. Ing. Pavel Ryjáček Ph.D.
- [5] PLÁŠEK, Otto, Pavel ZVĚŘINA, Richard SVOBODA a Vojtěch LANGER. Železniční stavby II. 2006.
- [6] *DYNAMIKA železničních mostů*. Svobodova 1, 128 17, Praha 2: Polygrafia, 1992. ISBN 80-200-0262-6.
- [7] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-5 Obecná zatížení – Zatížení teplotou. ČNI, 2005
- [8] SŽ S3 díl XII – Účinnost od 1. října 2008

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

DETERMINATION OF A 1D ELEMENT STIFFNESS FOR A STEEL-CONCRETE-STEEL STRUCTURE MODELLING VIA PLANE ELEMENT LAYERING

Roman Kubát, *

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

ABSTRAKT

Metoda modelování vrstvením je založena na modelování každé materiálové vrstvy jednotlivě pomocí plošných MKP prvků, které jsou propojeny 1D prvky v každém uzlu sítě konečných prvků. Vlastní předchozí studie ukázaly, že výsledky analýzy jsou do jisté míry ovlivněny tuhostí 1D prvků. Z tohoto důvodu by měly být tuhosti stanoveny. První část článku je zaměřena na autorovu motivaci a na stručný popis metody vrstvení. Soubor již provedených zatěžovacích zkoušek je představen pro srovnání výsledků vlastní analýzy se skutečným chováním ocelobetonového sendviče. Tyto zkoušky jsou použity pro srovnání s výsledky vlastní numerické analýzy, přičemž jsou upravovány tuhosti 1D prvků pro dosažení uspokojivé shody. Na základě této analýzy je vedena diskuse ohledně vhodných úprav modelu.

KLÍČOVÁ SLOVA

1D prvky • Vrstvený model • Tuhost • Ocelobetonový sendvič
• Klouby

ABSTRACT

The method of plane element layering is based on modelling of each material layer separately by FEM plane elements, which are connected by 1D elements in each node of a finite element mesh. Previous studies have shown, that results of the analysis are certainly dependent on the stiffness of 1D elements. Therefore, the stiffness must be determined. The first part of the paper is focused on the motivation and a brief description of the considered modelling method. To correlate the results from the own analysis with the real behaviour of the steel-concrete-steel structure, the set of already performed tests is also shown. These tests are used for the comparison with numerical calculation results, while the stiffness of 1D elements is modified for the sufficient compliance. According to this analysis, a discussion is held on appropriate adjustments of the model.

KEYWORDS

1D elements • Plane layered model • Stiffness • Steel-concrete-steel sandwich • Hinges

1. INTRODUCTION

A steel-concrete-steel sandwich (SCS) structure consists of two external steel plates, which are anchored to infill concrete. The composite action is mostly provided by a combination of headed studs and tie bars.

Since the SCS shows a great performance regarding high capacity and resistance, it is considered as one of the construction variants of containment of helium-cooled fast demonstration reactor ALLEGRO. A containment of nuclear reactor is a structure of a very high importance, which requires the detailed structural analysis including nonlinear modelling using volumetric finite elements. However, it must be remembered that it is very demanding to create and calculate such a complex model in terms of the correct setting of input parameters, the time of creation and calculation of the model and finally due to the large volume of data obtained and their complicated evaluation. Since the current goal of project ALLEGRO is a feasibility study analysing several different construction variants, it is more appropriate to analyse the structure with less time-demanding procedure. One of the possible options to simplify the procedure is to model the structure using plane elements and effective stiffness to include materially non-homogeneous cross-section and nonlinear behaviour. Considered alternative is also modelling via plane element layering which is introduced in the following section. The aim of this paper is to perform the sensitivity analysis of input parameters of the discussed model based on plane elements layering method.

2. PLANE ELEMENTS LAYERING METHOD

The method is literally based on layering of plane elements while each plane element represents the material layer itself. The offset between plane elements should correspond to the real geometry of the SCS cross-section. A connection between plane elements is provided by 1D elements, which should keep the distance between the planes and create a shear environment. Spacing of 1D elements should be determined for the finite element mesh of plane elements.

To benefit from this method, material models of plane elements should include nonlinear behaviour of each layer (concrete and steel). For layers that represent steel plates, it is appropriate to use von Mises yield criterion, which is typically

* Školitel: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

used for ductile materials. For the layer representing the concrete core, both Drucker-Prager and Mohr-Coulomb yield criterion can be used. Both can distinguish different compressive and tensile behaviour, and both are typically used for materials as soil and concrete. The Drucker-Prager yield criterion may be expressed as (Scia Engineer 2019).

$$\left(\frac{m-1}{2}\right)(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)+\left(\frac{m+1}{2}\right)\sqrt{\frac{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}{2}}=\sigma_E \quad (1)$$

Where:

$$m=\frac{S_{yc}}{S_{yt}} \quad (2)$$

Where S_{yc} and S_{yt} are the uniaxial yield stresses in compression and tension respectively. The Mohr-Coulomb yield criterion may be expressed as [4]:

$$\left(\frac{m+1}{2}\right)\max(|\sigma_1-\sigma_2|+K(\sigma_1+\sigma_2), |\sigma_1-\sigma_3|+K(\sigma_1+\sigma_3), |\sigma_2-\sigma_3|+K(\sigma_2+\sigma_3))=\sigma_E \quad (3)$$

Where:

$$K=\frac{m-1}{m+1} \quad (4)$$

A choice of one or the other is considered as one of the variable parameters of the model.

ID elements contain most of variable parameters that affect results of the analysis. Specifically, it is geometry of a cross-section, material parameters (Young's modulus and shear modulus as the behaviour of ID elements is considered to be elastic), and possibility of hinge adding. Since the stiffness of ID elements can be modified by both geometry and material parameters, it makes sense to maintain geometry of the cross-section constant to reduce the number of variables. The dimensions of the cross-section are determined to correspond to the dimensions of the finite element mesh of the plane elements.

3. PERFORMED TESTS

As the analysis results significantly vary when the input parameters of the model are changed, the model setup must be calibrated and generalized to correspond to the verified real behaviour of the SCS structure. For this purpose, already performed test is briefly presented below. The out of plane behaviour of the model is calibrated with bending tests on SCS beams (M. Xie, N. Foundoukos, J.C. Chapman. 2007, T.M. Roberts, D.N. Edwards, R. Narayanan. 1996, T.O.S. Oduyemi, H.D. Wright. 1989, McKinley, B. 1999, Peter N. Booth, Amit

H. Varma, Kadir C. Sener, Sanjeev R. Malushte. 2015) while the in-plane behaviour is calibrated with in-plane shear tests on square panels (Masahiko Ozaki, Shodo Akita, Hiroshi Osuga, Tatsuo Nakayama, Naoyuki Adachi. 2004).

3.1. In-plane shear tests

Japanese experimental program (Masahiko Ozaki, Shodo Akita, Hiroshi Osuga, Tatsuo Nakayama, Naoyuki Adachi. 2004) has been chosen for a verification of the out of plane response of the model. The program includes nine SCS panels. All panels were 1200 x 1200 mm in in-plane dimensions and 200 mm thick. The principal variable parameter of panels was different reinforcement ratio. Additionally, four panels were subjected to the combination of the compression and the in-plane shear, while the rest were subjected to the pure in-plane shear. Two panels were also added by a partitioning web plate. However, panels S2-00NN, S3-00NN, and S4-00NN, whose only variable parameter is reinforcement ratio, will be used for the purposes of this paper.

Table 1: Geometry and material parameters of the panels.

Specimen	Geometry						Steel parameters		Concrete parameters	
	Plane dimensions			Width	Steel thickness	Reinforcement ratio	Yield stress	Young's modulus	Compressive strength	Tangential stiffness
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
S2-00NN	1200	x	1200	200	2.3	2.30%	340	197000	42.2	27200
S3-00NN	1200	x	1200	200	3.2	3.20%	351	199000	41.9	27100
S4-00NN	1200	x	1200	200	4.5	4.50%	346	207000	42.8	27600

3.2. Bending tests

A set of different bending tests from five different experimental programs has been chosen for purposes of calibration of created models. Failure mode of specimens has been the principal selection criteria for inclusion of a specific specimen. A suitable specimen's failure mode is yielding of tensioned steel plate which is followed by crushing of concrete core.

A list of chosen beams is shown below together with all variable parameters of test setup. As can be seen, the principal variables are the bending test type (3-point bending, 4-point bending or 6-point bending), reinforcement ratio (respectively geometry of specimens), composite action elements, and material parameters.

Table 2: Geometry and material parameters of the beams.

Specimen	Ref.	Geometry						Height/ Span	Test Bending type	Concrete		Steel		
		Height	Width	Span	Lower steel plate thickness	Upper steel plate thickness	Reinforcement ratio			Concrete strength	Tangential stiffness	Yield strength	Ultimate strength	Young's modulus
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]			[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
BS1	[5]	400	400	1200	6.23	6.23	3.22%	0.333	3 point	by C40/50		384	507	-
BS4		200	400	1200	6.13	11.95	9.94%	0.167	3 point	by C40/50		384	507	-
BS7		200	400	1800	6.2	11.93	9.97%	0.111	3 point	by C40/50		384	507	-
BS10		200	400	2400	6.1	11.95	9.92%	0.083	3 point	by C40/50		384	507	-
B1	[6]	166	400	1700	8.04	8.04	10.72%	0.098	6 point	27.4	30000	202	-	210000
B1	[7]	150	150	1450	2	3	3.33%	0.103	4 point	40.5	29600	242 ¹⁾	339 ¹⁾	210000 ¹⁾
B2		150	150	1450	3	3	4.00%	0.103	4 point	41.3	29600	268 ²⁾	389 ²⁾	209000 ²⁾
B3		150	150	1450	4	4	5.33%	0.103	4 point	38.9	29600	252 ³⁾	379 ³⁾	207000 ³⁾
B4		150	150	1450	6	4	6.67%	0.103	4 point	40.5	29600	288 ⁴⁾	475 ⁴⁾	197000 ⁴⁾
City1	[8]	220	1000	3400	10	10	10.00%	0.065	3 point	43.7	-	452	540	-
Specimen 4	[9]	1220	610	6705	12.7	12.7	2.08%	0.182	4 point	37.9	-	439.9	-	-

4. MODELLING

The previous section provides important data regarding geometrical and material parameters, yield strength, and ultimate strength. To supplement the data regarding the stress state of specimens, which the references do not include, volumetric nonlinear model of beam specimen 4 and wall specimens S2-00NN, S3-00NN, and S4-00NN have been created.

4.1. Modelling via volumetric elements

4.1.1. Wall panels

All parts of the models are modelled using volumetric finite elements. Elements of the concrete core and the external steel plates are fully fixed to each other, which represents the composite action between these layers. The load is applied through the edge reinforcing plates according to test setup.

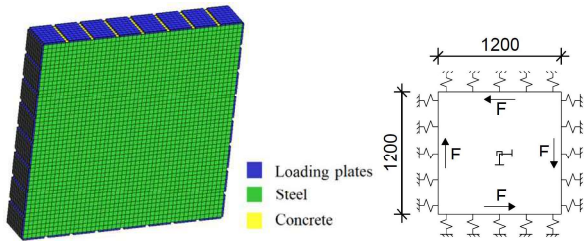


Figure 1: *Volumetric model of the specimen S3-00NN on the left, boundary condition on the right.*

The most basic material parameters of steel (yield stress, Young's modulus) and concrete (compressive strength, tangential stiffness) are taken from experimental measurements see (Tab. 1). The hardening modulus of steel is set up as 700 MPa. The Poisson's constant is considered as 0.3 for steel and 0.2 for concrete. The rest of the parameters, especially for concrete, are chosen to correspond to C40/50 strength class of concrete according to Eurocode 2 (EN 1992-1-1 Eurocode 2 2002). The material of the edge reinforcing plates is considered as linear elastic with elastic modulus of 210 GPa.

The model is loaded by plane forces, which are applied on edge surfaces of the edge reinforcing plates. The increments of the load of 100 kPa are applied on every edge reinforcing plate in the direction of the forces, corresponding to pure shear (Vecchio, and McQuade 2011).

Supports of the models must satisfy these conditions. It must constrain the model enough to avoid instability but has to be released enough to enable extension of the model (i.e., it has to prevent rigid body dominated motion). According to that, every edge reinforcing plate is supported by plane springs with a stiffness of 1000 MN/m³ in transverse direction of the edge of the model (see figure 1).

4.1.2. Specimen 4

Because specimen 4 is the largest specimen compared to the others, it was selected as the one for volumetric modelling. The composite action is modelled the same way as in case of wall panels. As the elements of the composite action are not physically modelled, model must be supplemented by a measure

that avoids transverse shear failure. It is provided by 1D reinforcement elements, which originally serve for rebars modelling. It only carries normal forces and does not increase the numerical complexity of the model.

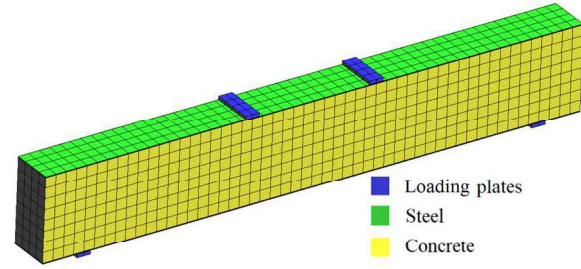


Figure 2: *Volumetric model of the specimen 4.*

Since the only material parameters, which are presented in the experimental program, are the concrete strength 37,8 MPa and yield strength of the steel 439,9 MPa, the rest are defined according to C35/45 strength class of concrete (EN 1992-1-1 Eurocode 2 2002). The Young's modulus of the steel is estimated as 200 GPa, hardening modulus as 700 MPa.

4.2. Modelling via plane element layering

4.2.1. Wall panels

In this case, the material model for the concrete has far fewer parameters, because it does not include the failure parameters. Since the considered material model is isotropic elastic-plastic, its only parameters are Young's modulus, shear modulus, and the uniaxial yield stresses in compression S_{yc} and tension S_{yt} . The uniaxial yield stress in compression S_{yc} is considered as compressive strength from experimental measurements see (Tab. 1) and the uniaxial yield stress in tension S_{yt} is considered as 2.5 MPa, which corresponds to characteristic the tensile strength of the concrete strength class C40/50 (EN 1992-1-1 Eurocode 2 2002). Both Drucker-Prager and Mohr-Coulomb yield criterion has been considered.

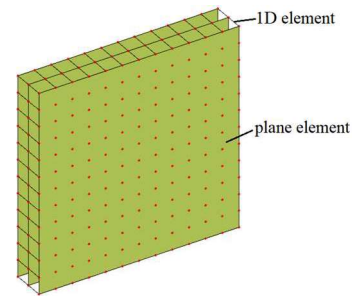


Figure 3: *Plane layered model of the specimen S3-00NN.*

As discussed in the section 2, the dimensions of the cross-section of 1D elements are 120x120 mm, which corresponds to the dimensions of the finite element mesh of the plane elements. 1D elements create a shear environment, which is formed by concrete in a SCS structure. Therefore, the material model of 1D elements is defined with modulus of elasticity that corresponds to the concrete strength class C40/50 (EN 1992-1-1 Eurocode 2 2002). This defines the initial estimate of the stiffness of 1D elements.

Because the plane layered model is much simpler in comparison to the volumetric model, where the problematic singular points can appear, the load is applied directly on the edges of each plane element. All edges are also supported by linear support with a stiffness of 10 MN/m² in transverse direction of the edge of the model.

4.2.2. Beams

The width of each set of beams (see Tab. 2) varies, and therefore the size of the finite elements also varies, as they must be adapted to their width. For the set of beams [5], and [6] the finite element size is 100 mm, for [7] 50 mm, for [8] 200 mm, and for specimen 4 it is 150 mm. The finite element size is determined regarding suitable 1D elements placement. At least three 1D elements are designed in the transverse direction of the model. The longitudinal arrangement is controlled by the position of the load and supports.

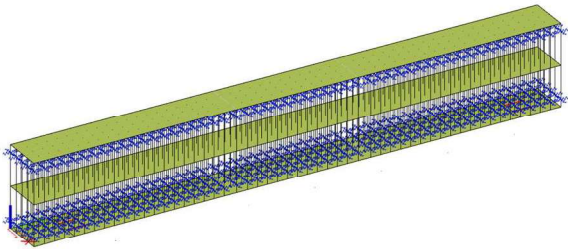


Figure 4: Plane layered model of the specimen 4.

Modulus of elasticity, and the uniaxial yield stress in compression S_{yc} , are defined according to experimental data measurements. Missing moduli of steel plates are estimated as 200 GPa for [5], [8], and [9]. Missing moduli of concrete cores are determined according to the concrete strength class C45/55 for [8], and C35/45 for [9]. The initial estimate of the uniaxial yield stress in tension S_{yt} is 2.5 MPa, however as will become apparent later, beam models are quite sensitive on this material parameter. Both Drucker-Prager and Mohr-Coulomb yield criterion has been considered.

Similarly, as in case of wall panel models, the cross-section of the 1D elements corresponds to finite element size and its material is estimated according to material of the concrete core. In case of beam models, transverse shear behaviour must be considered. This includes slip between the concrete core and the steel plates and eventually shear cracking of the concrete core. Reference [6] states an indicative value of the composite action elements shear stiffness as 10 000 N/mm, which is an approximate average determined from push shear tests on 6 mm and 10 mm diameter studs. It can be implemented in the model with elastic hinge that enables the slip between the node of the 1D element and the node of the steel plate plane element. Value 10 000 N/mm is used as initial estimation of shear stiffness of hinges for each model.

4.3. Evaluation

4.3.1. Wall panels

To evaluate an accuracy and a suitability of plane layered models, three key moments of the shear response are controlled

(concrete cracking, steel yielding, and concrete crushing). The evaluation of the load-deformation correlation is performed by comparison of tests and model analysis results. Because the volumetric models correlate well with tests results (see figure 5), they can be used for a comparison of stress-strain state of plane layered models.

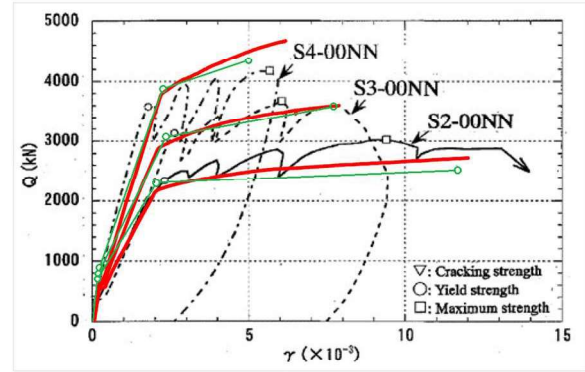


Figure 5: Comparison of the responses of experimental program (black), volumetric model (red), and plane layered model (green).

The figure 5 shows the comparison of the in-plane shear responses of the tested panels (black curves), volumetric model (red curves), and plane layered model (green curves). As can be seen, both models predict the in-plane shear behaviour of the panels very well especially with regard to steel yielding and plastic part of the response. On the other hand, both models underrate the concrete cracking, whereby both models predict the cracking strength approximately twice higher than experimentally measured values.

Table 3: Value comparison of the results of experimental program, volumetric model, and plane layered model.

Specimen	Cracking strength		Yield strength		Ultimate strength	
	Q_c [kN]	γ_c [$\times 10^{-3}$]	Q_y [kN]	γ_y [$\times 10^{-3}$]	Q_u [kN]	γ_u [$\times 10^{-3}$]
Experimental program						
S2-00NN	293	0.115	2290	2.5	2960	9.41 (13.1)
S3-00NN	311	0.134	3070	3.01	3610	6.05 (7.9)
S4-00NN	349	0.103	3510	2.01	4100	5.67 (5.8)
Volumetric model						
S2-00NN	555	0.17	2168	2.08	2726	12.57
S3-00NN	604	0.18	2886	2.17	3596	8.23
S4-00NN	604	0.18	3790	2.28	4670	6.44
Plane layered model						
S2-00NN	702	0.23	2304	2.2	2565	12
S3-00NN	774	0.24	3024	2.29	3384	7.5
S4-00NN	846	0.24	3888	2.26	4356	4.9

The stress state of the model determines the failure of the structure by the concrete crushing. According to (EN 1992-1-1 Eurocode 2 2002), maximum stress $\sigma_{Rd,max}$ in the compressive diagonal where traverse tension occurs, which is the case of the in-plane shear, is given by the following formula:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v \cdot f_c \quad (5)$$

$$v = 1 - \frac{f_c}{250} \quad (6)$$

As the compressive strength of the panel S3-00NN f_c is 41.9 MPa, the maximum stress is 20,9 MPa, which approximately corresponds to the stress state of the volumetric model before the collapse. When the plane layered model reaches this stress state, it is considered as failure.

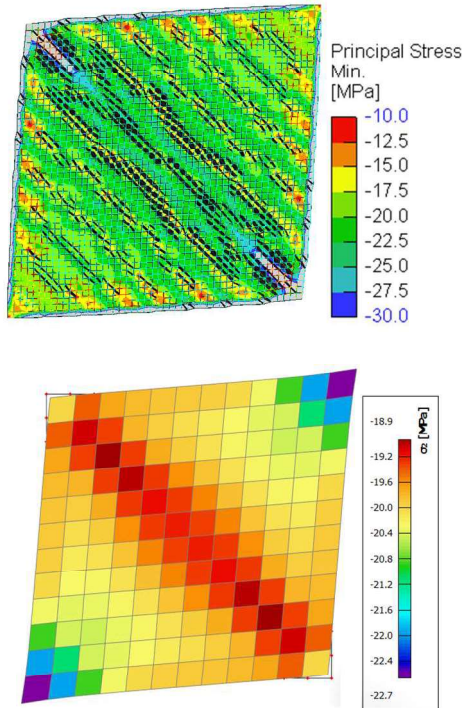


Figure 6: Comparison of the compressive principal stress of the volumetric model, and the plane layered model at the moment of failure.

To achieve the above presented results, it has not been necessary to modify the stiffness of the 1D elements. However, it must be mentioned that the Drucker-Prager yield criterion has been used to achieve this match. When the Mohr-Coulomb yield criterion was used, shear load applied on the model had

to be significantly higher to reach the same deformations as in case of use of the Drucker-Prager yield criterion.

4.3.2. Beams

In the case of beams models, only two key moments of bending response are controlled. As none of the experimental programs include concrete cracking measurements, only steel yielding and concrete crushing are compared.

It is much more complex to calibrate the beam models. The most problematic phenomenon that brings the complexity of out of plane behaviour is the transverse shear. This includes the slip between the concrete core and the steel plates, and the shear cracking of the concrete core, which is problematic especially for higher beams in relation to the span (for example specimen BS1, BS4, and specimen 4).

The author determined three parameters that are able to influence the bending response of the models. The first one is the modification of 1D elements through their moduli of elasticity, which is able to correct deflections. The disadvantage of this procedure is that if the stiffness is modified through moduli of elasticity, the whole stiffness matrix is modified, which could be inappropriate. The other option is more advantageous, because it provides the choice of a degree of freedom that should be released. It is a modification of the hinge which is defined in the node that joins 1D elements and plane elements of the steel plates. This modification of the model can influence the deflection, the distribution of the stress between the steel plates and the concrete core and it also includes the influence of the slip. The last option is to decrease the uniaxial yield stress in tension S_{yt} , which is the material constant and therefore it should not be principally changed, but it is the only reasonable modification for the specimens with high height-span ratio to match the steel yielding key moment of the bending response. For example, value S_{yt} has been decreased from 2.2 MPa to 1.2 MPa to get the results of the model of specimen 4 presented above. For specimen BS1, it has been decreased even to 0.1 MPa. Even this modification does not give satisfying results of the model BS1.

Table 4: Comparison of the results of experimental program, volumetric model, and plane layered model.

Specimen	Cracking strength		Yield strength		Ultimate strength	
	F_c	w_c	F_y	w_y	F_u	w_u
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
Experimental program						
BS1	-		1096	2.6	1591	18.9
BS4	-		553	6.1	727	14.4
BS7	-		333	7.1	545	45.9
BS10	-		245	8.9	415	70.2
B1	-		550	7	630	16
B1	-		45	1.8	51	13
B2	-		70	1.8	77	9.5
B3	-		90	1	94	7.7
B4	-		120	0.8	124	4
City1	-		1100	30	1375	300
Specimen 4	-		1779.3	22,86	1921.6	95,25
Plane layered model						
BS1	-		1400	2.9	1600	6.5
BS4	-		620	6.9	700	9.9
BS7	-		400	9.7	480	24.9
BS10	-		295	11.3	398	56.3
B1	-		544	8.6	640	23.8
B1	-		48	3.3	57.3	12.7
B2	-		70.5	3.9	81	9.4
B3	-		85.5	4.1	94.5	7.3
B4	-		130.5	5.6		
City1	-		1100	35	1650	320.1
Specimen 4			1780.0	23.2	2074.0	132.7
Volumetric model						
Specimen 4	236	0.7	1713.0	16.2	1965.0	125

The following figure shows the comparison of the bending responses of the specimen 4 (blue curve), volumetric

model (red curve), and plane layered model (green curve). As can be seen, steel yielding is predicted by both models very

well. The plane layered model can be set to closely correspond to the real specimen 4 behaviour. On the other hand, the volumetric model corresponds that well only in relation to the yield load. The yield deflection is a bit smaller. The author explains that himself as aspect of the slip negligence in case of the volumetric model.

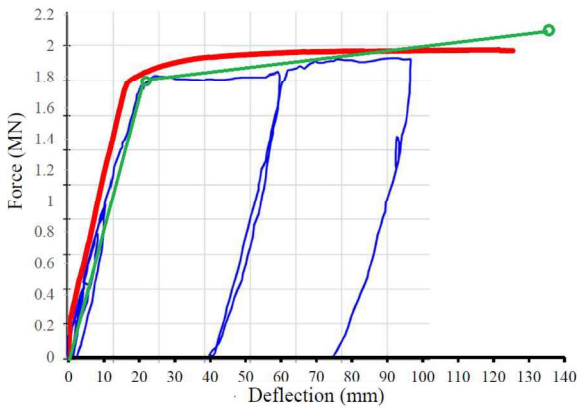


Figure 7: Comparison of the responses of experimental program (blue), volumetric model (red), and plane layered model (green).

The failure of the model is given by achieving of the failure strain of the concrete $\epsilon_{cu} = 0.0035$. Both the plane layered model and volumetric model achieve the failure with higher deflection in comparison to the real specimen 4. In this case, the author's opinion is that it could be caused by plasticisation of the composite action elements or compressed steel plate buckling. Neither one of these aspects are implemented in the current model.

5. CONCLUSIONS

This paper dealt with in-plane and out of plane behaviour of plane layered models, focusing on the input parameters affecting the accuracy of the analysis results. In the case of the in-plane modelling, the research has shown that the models predict the SCS behaviour well with no need to modify the stiffness of the 1D elements or other input parameters of the models. The investigation leads to a recommendation to use the Drucker-Prager yield criterion for the material model of the concrete core.

In the case of the out of plane modelling, satisfactory results have been obtained for most models, with some modifications to the models being necessary. The most effective way to correct the deformation behaviour of the model is to add the hinges onto the 1D elements and modify their stiffness. The models of the beams with higher height-span ratio had to be modified by decreasing of the uniaxial yield stress in tension S_{yt} to obtain the best possible match of the yield load.

Suggestions for the further work are as follows. Author would like to improve the models to better predict the transverse shear behaviour, with the following ideas. Hinges could be supplemented with a non-linear function that should consider the plastic behaviour of the composite action elements

and the possibility of the steel plate buckling. Physical model of the concrete core could be layered into more layers, which could better predict the shear cracking.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research activities were supported by the CTU in Prague internal grant SGS25/039/OHK1/1T/11 Development of Design and Experimental Testing Methods for Concrete in Conditions Common for Nuclear Installations.

References

- Scia Engineer. 2019. "General plasticity" Accessed March 1. https://kc.scia.net/Help/kik/functionalities/nonlinearities/general_plasticity/general_plasticity.htm#
- M. Xie, N. Foundoukos, J.C. Chapman. 2007. "Static tests on steel-concrete-steel sandwich beams", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 63, Issue 6, Pages 735-750, ISSN 0143-974X
- T.M. Roberts, D.N. Edwards, R. Narayanan. 1996. "Testing and analysis of steel-concrete-steel sandwich beams", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 38, Issue 3, Pages 257-279, ISSN 0143-974X
- T.O.S. Oduyemi, H.D. Wright. 1989. An experimental investigation into the behaviour of double-skin sandwich beams, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 14, Issue 3, Pages 197-220, ISSN 0143-974X
- McKinley, B. 1999. "Large deformation structural performance of double skin composite construction using British Steel's Bi-Steel". (Unpublished Doctoral thesis, City University London)
- Peter N. Booth, Amit H. Varma, Kadir C. Sener, Sanjeev R. Malushte. 2015. "Flexural behaviour and design of steel-plate composite (SC) walls for accident thermal loading", *Nuclear Engineering and Design*, Volume 295, Pages 817-828, ISSN 0029-5493
- Masahiko Ozaki, Shodo Akita, Hiroshi Osuga, Tatsuo Nakayama, Naoyuki Adachi. 2004. "Study on steel plate reinforced concrete panels subjected to cyclic in-plane shear", *Nuclear Engineering and Design*, Volume 228, Issues 1-3, Pages 225-244, ISSN 0029-5493
- EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part I: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, 2002.
- Vecchio, and McQuade 2011 "Towards improved modelling of steel-concrete composite wall elements", *Nuclear Engineering and Design* 241:2629-2642.

NÁVRH, POPIS A VYHODNOCENÍ ÚNAVOVÉ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY PŘEDEM PŘEDPJATÉHO PANELU SPIROLL

*Miklas Petr, **

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

ABSTRAKT

Príspevek se zabývá návrhem, popisem, a především vyhodnocením provedené únavové zatěžovací zkoušky. Motivací k realizaci takovéto zkoušky je ověření platnosti a použitelnosti autorem navržené metody přímého využití Wöhlerových křivek, která umožňuje stanovení počtu cyklů do porušení betonové konstrukce. Únavová zatěžovací zkouška byla provedena na předem předpjatém dutinovém panelu SPIROLL pomocí čtyřbodového ohybu. Návrh zkoušky byl proveden podle autorem navržené metody dle uvedené metodiky tak, aby po dokončení zkoušky mohl být předpoklad porovnán se skutečností. Během zkoušky byla měřena poměrná přetvoření pomocí tenzometrů a průhyb konstrukce po celou dobu zatěžování panelu. Následně byl vyhodnocen jak průhyb, tak především napětí v průřezu vzniklá během zatěžování. Ta byla porovnána s předpokládanými hodnotami stanovenými výpočtem včetně skutečného počtu cyklů do porušení konstrukce. Zkouška byla ukončena kolapsem konstrukčního prvku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Únava betonu • Únavová zatěžovací zkouška • Vyhodnocení únavové zatěžovací zkoušky • Wöhlerovy křivky

ABSTRACT

The paper deals with the design, description and above all evaluation of the fatigue load test. The motivation for the implementation of such a test is to verify the functionality and feasibility of the author's proposed method of direct use of Wöhler curves, which allows the determination of the number of cycles to failure of the concrete structure. The fatigue loading test was performed on a pre-stressed SPIROLL cavity panel using a four-point bending test. The design of the test was carried out according to this methodology so that the assumption could be compared with reality after the test was completed. During the test, the relative deflections were measured using strain gauges and the deflection of the structure throughout the panel loading period. Subsequently, both the deflection and, in particular, the stresses in the cross-section developed during loading were evaluated and

compared with the predicted values determined by the calculation, including the actual number of cycles to failure of the structure. The test was terminated by the collapse of the structure.

KEYWORDS

Fatigue of concrete • Fatigue load test • Evaluation of fatigue loading test • Wöhler curves

1. ÚVOD

Príspevek je zaměřen na návrh, popis a především vyhodnocení únavové zatěžovací zkoušky předem předpjatého panelu SPIROLL. Účelem realizace této únavové zatěžovací zkoušky je ověření funkčnosti autorem navržené metody přímého využití Wöhlerových křivek pro stanovení počtu cyklů do porušení betonových konstrukcí.

V první části článku je popsána úprava zkoušeného panelu SPIROLL, uspořádání zkoušky a návrh jejího průběhu.

Hlavní částí příspěvku je podrobné vyhodnocení provedené únavové zatěžovací zkoušky. Vyhodnocení je provedeno pomocí metody přímého využití Wöhlerových křivek. Je porovnán stanovený počet cyklů do porušení konstrukce dle autorem navržené metodiky se skutečným počtem cyklů až do kolapsu konstrukce. Dále byl porovnán skutečný průhyb konstrukce s výpočtovou hodnotou průhybu. V závěru je v příspěvku vyhodnoceno napětí v konstrukci během realizované únavové zatěžovací zkoušky.

2. ÚNAVOVÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA PŘEDPJATÉHO PANELU SPIROLL

Kapitola se zabývá popisem a vyhodnocením provedené únavové zatěžovací zkoušky předem předpjatého panelu SPIROLL. Tato zkouška byla realizována v roce 2023 za podpory grantového projektu SGS23/036/OHK1/1T/11 jehož řešitelem byl autor.

2.1. Nastavení únavové zatěžovací zkoušky předpjatého panelu SPIROLL

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

zatěžovací zkoušky. Pro zajištění porušení únavovým zatížením byl proveden přepočít panelu v programu IDEA StatiCa. Posouzeny byly dva průřezy, a to průřez uprostřed rozpětí (s dutinami) a průřez v ose uložení (plný průřez). Plný průřez byl ověřen především z důvodu ověření smykové únosnosti. V programu IDEA StatiCa byl posouzen průřez i na únavu. Zatížení (ohybový moment) bylo nastaveno tak, aby využití únavy bylo přesně na 100 %. Tím byl zjištěn normový únavový limit průřezu. Výsledný limitní ohybový moment M_{Ed} vyšel 91,8 kNm. Tomuto ohybovému momentu odpovídá síla v hydraulickém válci 277,50 kN. Do ohybového momentu je započítána vlastní tíha panelu, tíha roznašecích profilů a síla v hydraulickém válci.

Vzhledem k výsledkům posouzení bylo rozhodnuto, že velikost síly v hydraulickém válci na začátku únavové zatěžovací zkoušky bude 225 kN. Tato hodnota byla stanovena výpočtem pomocí metody přímého využití Wöhlerových křivek. Dle provedeného výpočtu by tato hodnota neměla být hraniční a zároveň by neměla být příliš nízká, aby byla úplně bezvýznamná. V horních vláknech byl zjištěn stálý mírný přítlak tak, aby v těchto vláknech nedocházelo k tahovému namáhání betonu například od předpětí. Tímto výpočtem byl navržen průběh únavové zatěžovací zkoušky v závislosti na počtu cyklů do porušení konstrukce pro jednotlivé úrovně zatížení.

Předpokládaná maximální hodnota napětí v horních vláknech v tlaku při kolapsu konstrukce je přibližně 12 MPa (síla v lisu 306 kN). Tato hodnota odpovídá totiž kumulativnímu poškození panelu dle Palmgren-Minerova pravidla $D = 1$.

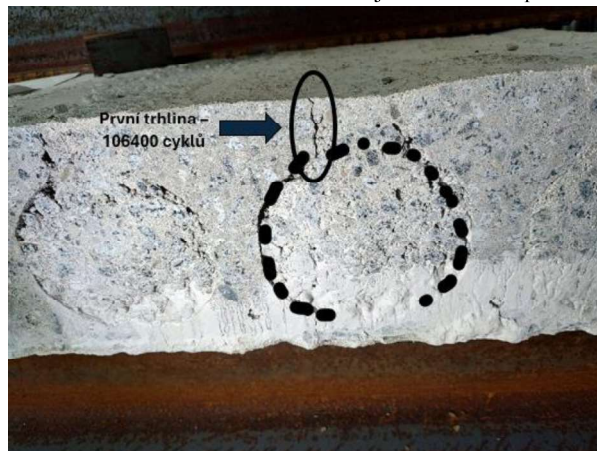
Frekvence zatěžování byla na počátku navržena 5 Hz. Tato frekvence byla navržena odborníky ze SVÚM a.s. v závislosti na předpokládaném průhybu konstrukce, který byl stanoven autorem statického výpočtu. Zatěžování bylo rozvrženo do pěti dní dle finančního rozpočtu. Bylo navrženo, že každý den proběhne 99000 cyklů. Z provedeného výpočtu je patrné, že předpokládaný kolaps konstrukce dle kumulativního poškození dle Palmgren-Minerova pravidla byl očekáván na začátku cyklování se silou v hydraulickém válci 306 kN (přibližně po 2000 cyklech této úrovně zatížení). Při posouzení normovými metodami byl předpoklad kolapsu konstrukce při 277,5 kN.

2.3. Průběh zkoušky

K zahájení únavové zatěžovací zkoušky došlo v úterý 28.11.2023. Tento den bylo realizováno dle předpokladu všech 99000 cyklů do úrovně zatížení 245 kN bez problému.

Druhý den zkouška pokračovala. K první trhlině došlo po 106400 cyklech, což odpovídá síle v hydraulickém válci 250 kN. Jednalo se o podélnou trhlinu vedoucí od čela panelu směrem do jeho středu při horním povrchu. Tato trhlinka je zachycena na fotografii na obr. 4. Důvodem vzniku této trhlinky je rozdílné střežení betonu panelu a dobetonovaných dutin. Další tenké trhlinky, tentokrát příčné, vznikly při dolním povrchu mezi aplikovanou silou z hydraulického válce a podporou. Ke vzniku těchto trhlink došlo po dosažení 153000

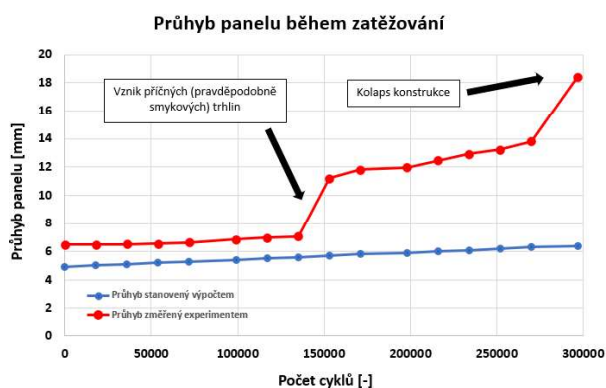
cyklů (síla v hydraulickém válci 260 kN). Tyto trhlinky vznikly pravděpodobně důsledkem cyklického smykového namáhání. V této fázi byla snížena frekvence zatěžování z 5 Hz na 3 Hz a následně na 2 Hz z důvodů stálého zajištění mírného přítlaku.



Obrázek 4: Fotografie první trhliny na nosníku po 106400 cyklech

Třetí den zkouška pokračovala bez přerušení až skoro do dokončení všech dalších 99000 cyklů. Ovšem těsně před koncem, po 296106 cyklech (maximální síla v hydraulickém válci 295 kN), došlo k destrukci panelu SPIROLL.

Na obr. 5 je zobrazen graf znázorňující průběh průhybu panelu během zatěžování. V grafu jsou uvedeny dvě křivky. Modrá křivka znázorňuje průhyb stanovený výpočtem v programu SCIA Engineer a červená křivka znázorňuje skutečný průhyb konstrukce během zatěžování v závislosti na již aplikovaném počtu cyklů na konstrukci.



Obrázek 5: Graf znázorňující porovnání vypočteného a skutečného průhybu konstrukce během zatěžování

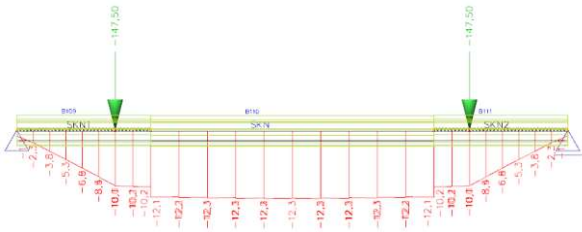
Z grafu je jasně vidět, že při dosažení již zmiňovaných 153000 cyklů (síla v hydraulickém válci 260 kN) došlo ke vzniku příčných trhlin a tím ke snížení tuhosti a ke zvýšení průhybu panelu. Z důvodu zvýšení průhybu musela být snížena frekvence zatěžování panelu. Celkově je z grafu průhybu patrné, že vypočtený průhyb je i v prvních 140000 cyklech při plné tuhosti nižší, což je pravděpodobně dáno

nedokonalým probetonováním dutin panelu v krajních částech.

Ke kolapsu konstrukce došlo při maximální hodnotě síly v hydraulickém válci 295 kN.

2.4. Vyhodnocení zkoušky

Předpokládaný kolaps konstrukce měl nastat dle provedeného výpočtu počtu cyklů do porušení konstrukce pomocí přímého využití Wöhlerových křivek a následně po naakumulování poškození dle Palmgren-Minerova pravidla při maximální síle v hydraulickém válci 306 kN, což odpovídá hodnotě napětí v tlaku přibližně 12 MPa. Výpočtový průběh napětí v horních vláknech před kolapsem konstrukce je zobrazen na obr. 6. Skoková změna napětí je patrná v místě styku částí bez dutin a s dutinami. Maximální napětí v tlaku v horních vláknech nosníku dosahovalo před kolapsem konstrukce hodnoty 12,3 MPa.



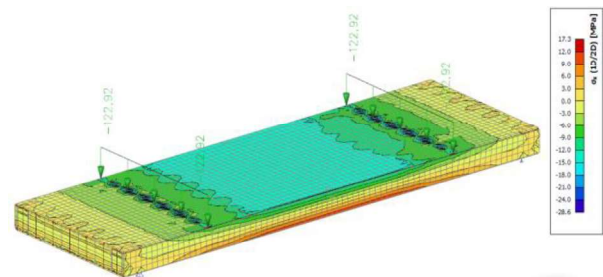
Obrázek 6: Průběh maximálního napětí v horních vláknech v tlaku po délce nosníku před kolapsem konstrukce

Rozdíl výpočtem stanovené předpokládané maximální síly v hydraulickém válci a experimentem činí přibližně 4 %. Kumulativní poškození dle Palmgren-Minerova pravidla bylo při kolapsu konstrukce – $D = 0,43$. Odchylka 4 % v silách v hydraulickém válci mezi výpočtem a experimentem je velmi malá. Ovšem při stanovení kumulativního poškození dle Palmgren-Minerova pravidla je patrné, že vyšší síly způsobí významně vyšší poškození. Ke kolapsu konstrukce došlo oproti předpokladu, kdy $D = 1$ bylo při síle v lisu 306 kN, již při síle v lisu 295 kN, kdy bylo kumulativní poškození pouze $D = 0,43$. Na obr. 7 je fotografie po kolapsu konstrukce. Vodorovná trhlinka, která vede rovnoběžně s horním povrchem ve vzdálenosti 4–5 cm mezi oběma silami, vznikla pravděpodobně vlivem únavového zatěžování v důsledku kombinace ohybu a smyku (vliv tzv. smykové štíhlosti). Zároveň dle obr. 6 je právě v tomto místě dosaženo maximálního napětí při horním povrchu vlivem skokové změny tuhosti průřezu. Před kolapsem konstrukce vzniklo v panelu několik podélných trhlin při horním povrchu u obou podpor. Jejich vznik je zapříčiněn pravděpodobně nedokonalou soudržností mezi betonem panelu a betonem probetonovaných dutin, jelikož se jedná o betony různého stáří.



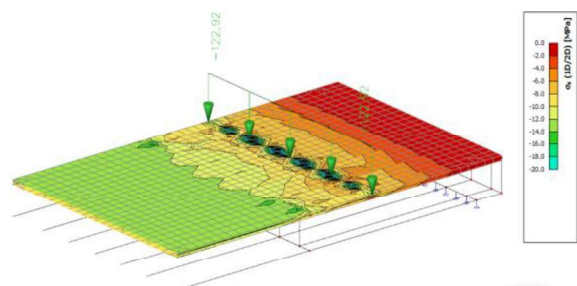
Obrázek 7: Fotografie panelu po dokončení únavové zatěžovací zkoušky (při kolapsu konstrukce) – Pohled v místě síly od hydraulického válce do pole

V závěru vyhodnocení byl vytvořen 3D deskový model panelu pro ověření průběhu napětí v panelu před kolapsem. V programu SCIA Engineer byl vytvořen 3D deskostěnový model, který byl následně zatížen silou do lisu (cyklického zatížení) těsně před kolapsem konstrukce. Na obr. 8 je zobrazen 3D průběh napětí od cyklického zatížení v panelu před kolapsem konstrukce.



Obrázek 8: Obrázek 75: 3D průběh napětí v panelu těsně před kolapsem konstrukce

Z obr. 8 je patrné, že maximálního napětí je dosaženo v místě přímo pod působící silou. Zde se jedná ovšem pouze o tlakové napětí v místě plného průřezu. Výraznější skok napětí je patrný na styku částí s dutinami a plného průřezu s dobetonovanými dutinami. Detailnější pohled na průběh napětí v panelu je zobrazen na obr. 9. Zobrazena je pouze polovina panelu, druhá polovina je identická. V obr. 9 je znázorněn průběh napětí pouze v horní části průřezu.



Obrázek 9: 3D průběh napětí v horní desce panelu těsně před kolapsem konstrukce

Z obr. 9 je patrné, že tlakové napětí při horním povrchu se výrazně mění v místě styku části bez dutin a s dutinami. Ve střední části je napětí obdobné jako v obr. 6, tedy přibližně 12,3 MPa. Místo, kde dolšsko ke kolapsu konstrukce (styk části s dutinami a části s dobetonovanými dutinami) lze očekávat z důvodu výrazné změny tuhosti konstrukce.

3. ZÁVĚR

Za podpory grantového projektu byla provedena únavová zatěžovací zkouška předem předpjatého panelu SPIROLL. Autor článku zkoušku navrhl a provedl. Účelem provedení únavové zatěžovací zkoušky bylo ověření funkčnosti navržené metody přímého využití Wöhlerových křivek. Panel byl vyroben ve firmě Prefa Praha, a.s. Zkouška byla provedena ve Výzkumném a testovacím centru materiálů SVÚM a.s.

Z provedené únavové zatěžovací zkoušky vyplývá, že stanovení skutečné únavové odolnosti konstrukce je velmi náročné, a že do výpočtu vstupuje řada parametrů, které lze jen velmi těžko surčitostí stanovit. Jedná se především o skutečnou únavovou odolnost konstrukce a v praxi o stanovení skutečného únavového zatížení konstrukce. Vzhledem k odchylce ve velikosti síly v hydraulickém válci stanovené výpočtem metodou přímého využití Wöhlerových křivek a skutečností, která činila 4 % lze říci, že tato metoda je funkční a lze ji využít pro stanovení počtu cyklů do porušení betonových konstrukcí únavovým (cyklickým) zatížením. Dále lze na základě výsledku zkoušky konstatovat, že konstrukce, u kterých po délce dochází ke skokové změně tuhosti průřezu, jsou vůči únavovému zatížení výrazně náchylnější než konstrukce konstantního nebo lineárně se měnícího průřezu po celé délce. Často pak dochází k poruše nebo kolapsu konstrukce právě v místě změny tuhosti i přesto, že v daném místě nejsou maximální hodnoty vnitřních sil a napětí. Závěrem lze také říci, že konstrukce, jež jsou dodatečně dobetonovávány (například dobetonování dutin panelu) jsou také náchylnější vůči cyklickému zatěžování, což potvrzuje vznik podélných trhlin v panelu v místě styku betonů různého stáří.

PODĚKOVÁNÍ

Príspevek vznikl za podpory SGS 2023 a SGS 2024; článek je navázán na projekt SGS25/038/OHK1/1T/11 Konstrukce z moderních cementových kompozitů a jejich optimalizace. Dále je poděkování věnováno doc. Ing. Ivě Broukalové, Ph.D. a doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za jejich odborné vedení a užitečné rady při zpracování tohoto článku.

Reference

- [1] SVÚM, a.s., *Výzkumné a testovací centrum materiálů*
- [2] Prefa Praha, a.s., *Prefabrikovaný předpjatý panel PSP200*
- [3] *Technický list: Předpjatý dutinový panel PARTEK tl. 200 mm, PREFA PRAHA a.s.*

- [4] *Posouzení předpjatého dutinového panelu PARTEK PDP 200/0/7, KBS – inženýrská projektová kancelář s.r.o., 2008*

POŽÁRNÍ BEZPEČNOST SILNIČNÍCH TUNELŮ SE ZAMĚŘENÍM NA MODELOVÁNÍ POŽÁRU

*Pavel Moucha, **

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

ABSTRAKT

Tento článek shrnuje hlavní poznatky z diplomové práce zabývající se problematikou požární bezpečnosti silničních tunelů se zaměřením na modelování požáru. Práce je součástí projektu Výzkum a vývoj inovativních metod a materiálů pro navrhování tunelových staveb z hlediska požární bezpečnosti. Část textu je věnována provedené rešerši v oblasti požární bezpečnosti silničních tunelových staveb, stěžejní část tvoří parametrická studie matematického modelování požáru v silničních tunelech prostřednictvím CFD modelu (zacílení na faktory ovlivňující chování požáru, intenzitu hoření v porovnání s požárem na volném prostranství, dále teplotní charakteristiky a šíření kouře v prostoru tunelu). Parametrická studie současně porovnává zadefinování požáru v CFD modelu pomocí hoření samotného materiálu (konkrétně na bázi polyuretanu) a vstupní křivky HRR (extrahované z velkorozměrové zkoušky).

KLÍČOVÁ SLOVA

Požár • Tunel • Modelování • CFD • Šíření kouře

ABSTRACT

This paper summarizes the main findings from the thesis dealing with the fire safety of road tunnels with a focus on fire modelling. The thesis is part of the project Research and development of innovative methods and materials for the fire safety design of tunnel structures. A part of the text is devoted to the research carried out, the main part consists of a parametric study of fire modelling in road tunnels (focusing on factors influencing fire behaviour, burning intensity compared to fire in the open air, as well as temperature characteristics and smoke spread in the tunnel space). The parametric study simultaneously compares the fire data input in the CFD model using the burning of the material itself (specifically polyurethane-based) and the input HRR curve (extracted from a large-scale fire test).

KEYWORDS

Fire • Tunnel • Modelling • CFD • Smoke Spread

1. ÚVOD

Vzhledem k výrazné urbanizaci, rychlému nárůstu počtu vozidel na silnicích a rostoucí potřebě rychlé a efektivní přepravy lidí a zboží se silniční tunely staly zcela nepostradatelným pilířem moderní dopravní infrastruktury. Silniční tunelové stavby jsou jedním z klíčových řešení, které umožňují efektivně překonávat nepříznivé přírodní bariéry v krajině, odvádět dopravu z center měst, celkově zvyšovat kapacitu a plynulost dopravy a minimalizovat negativní environmentální dopady. S výstavbou a údržbou tunelů přímo souvisejí i vysoké finanční náklady.

Požární bezpečnosti silničních tunelů je v posledních desetiletích věnována značná pozornost zejména s ohledem na historické události, které poukázaly na závažnost rizik spojených s požáry v těchto podzemních liniových stavbách. V minulosti již došlo k několika závažným incidentům, které vedly ke ztrátám na životech a značným materiálními škodám. Ze statistického pozorování sice vyplývá řádově nižší četnost mimořádných událostí s následným požárem (výbuchem či únikem nebezpečných látek) v silničních tunelech oproti otevřeným pozemním komunikacím, specifická rizikovost silničních tunelů ovšem v konečném důsledku eskaluje do značně závažných negativních dopadů, které se přímo promítají do evakuace (a případných úmrtí) osob, enormního zatížení konstrukcí ostění tunelů během požáru, a dále i do často ztížených (v krajním případě dokonce znemožněných) požárních zásahů. [1]

Na silniční tunely jsou kladeny přísné bezpečnostní požadavky včetně nutnosti požárních zkoušek před uvedením těchto staveb do běžného užívání – provádí se zejména kontrola elektrické požární signalizace, systému větrání a dalších návazných technických zařízení. Zmíněné požární zkoušky jsou finančně nákladné a současně nemohou zcela správně vystihnout skutečný průběh nastalé požární situace, neboť musí být mnohdy prováděny prostřednictvím dýmovnic za tvorby kouře se značně odlišnými (především teplotními) charakteristikami z důvodu zamezení poškození silničního tunelu včetně jeho vybavení. Vhodným přístupem v kontextu řešení této problematiky je využití matematického modelování požáru.

Oblasti aplikace numerických CFD modelů požáru se v rámci požárně inženýrského přístupu neustále rozšiřují – v případě silničních tunelových staveb se nejedná pouze

* Školitel: doc. Ing. Josef Novák, Ph.D.; Školitel specialista: Ing. Martin Benýšek, Ph.D.

o přesnější výstupy teplotních průběhů nebo posouzení optimálního vybavení prostorů požárně bezpečnostními zařízeními. CFD modely nacházejí své uplatnění i při posuzování konstrukcí ostění tunelů při teplotním namáhání požárem nebo obdobně slouží pro optimalizaci a zdokonalení postupů při mimořádných událostech v silničních tunelech, a to včetně návaznosti na evakuaci osob. [1]

Prostřednictvím matematického modelování požáru lze v porovnání s konzervativními metodami obecně dosahovat podrobnějších a přesnějších výstupů průběhu požární situace s následnou možností využití získaných dat pro návrh požární bezpečnosti a zpracování rizikových analýz silničních tunelových staveb.

Tento článek shrnuje hlavní poznatky z diplomové práce zabývající se právě požární bezpečností silničních tunelů se zaměřením na modelování požáru. Následující části textu jsou věnovány provedené rešerši v oblasti požární bezpečnosti silničních tunelových staveb, stěžejní část tvoří parametrická studie matematického modelování požáru v silničních tunelech prostřednictvím CFD modelu (zacílení na faktory ovlivňující chování požáru, intenzitu hoření v porovnání s požárem na volném prostranství, dále teplotní charakteristiky a šíření kouře v prostoru tunelu). Parametrická studie současně porovnává zadefinování požáru v CFD modelu pomocí hoření samotného materiálu (konkrétně polyuretanu) a vstupní křivky HRR.

2. POŽÁRNÍ BEZPEČNOST V SILNIČNÍCH TUNELECH

Z pohledu legislativy a normativních předpisů je pro silniční tunely stěžejní ČSN 73 7507 – Projektování tunelů pozemních komunikací; TP 98 – Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací; TP 154 – Provoz správa a údržba tunelů pozemních komunikací; Metodický pokyn Ministerstva dopravy ČR: Větrání silničních tunelů; dále NV č. 264/2009 Sb.; Vyhláška MV č. 246/2001 Sb. a Vyhláška č. 460/2021 Sb.

Z důvodu vysokých nároků kladených na zajištění bezpečnosti provozu se silniční tunely rozdělují na tunely s jednosměrným a obousměrným provozem v tunelové troubě. Dále se tunely rozdělují podle délky obvykle na krátké (do 300 m včetně), střední (300 – 1 000 m) a dlouhé (nad 1 000 m).

Z pohledu požární bezpečnosti se požární úseky silničních tunelů zařazují do V. stupně požární bezpečnosti (pro krátké tunely), resp. do VII. stupně požární bezpečnosti (pro střední a dlouhé tunely) ve smyslu ČSN 73 7507. Současně tunely, které procházejí pod zástavbou nebo vodním tokem a mají délku větší než 500 m, spadají na základě Nařízení vlády č. 264/2009 Sb. do VII. stupně požární bezpečnosti.

Požární odolnost stavebních konstrukcí silničních tunelů je poté stanovena podle ČSN 73 0804, tab. 10. Pro V. stupeň požární bezpečnosti je požadována požární odolnost nosné konstrukce tunelu R 120/DPI. Pro VII. stupeň požární bezpečnosti je požadována požární odolnost nosné konstrukce tunelu R 180/DPI. Požární uzávěry na únikových cestách musí splňovat požární odolnost EW(I) 90/DPI – C,S. Pro ověřování požární odolnosti tunelových konstrukcí se v ČR používá normová teplotní křivka ISO 834 s teplotou 1 109,7 °C ve 180. minutě požáru, viz Obr. 1.

Podle Vyhlášky č. 460/2021 Sb. je silniční tunel s délkou do 100 m stavbou kategorie I (tzn. pro stavbu musí být vypracován projekt požárně bezpečnostního řešení, ale stavba nepodléhá státnímu požárnímu dozoru). Silniční tunel s délkou 100 - 1 000 m je stavbou kategorie II (tzn. pro stavbu musí být vypracován projekt požárně bezpečnostního řešení a stavba podléhá státnímu požárnímu dozoru ze strany územního odboru HZS ČR). Silniční tunel s délkou nad 1 000 m je stavbou kategorie III (tzn. pro stavbu musí být vypracován projekt požárně bezpečnostního řešení a stavba podléhá státnímu požárnímu dozoru ze strany Ministerstva vnitra – generálního ředitelství HZS ČR). Dále na základě Vyhlášky MV č. 246/2001 Sb. je silniční tunel s délkou nad 350 m považován za objekt se složitými podmínkami pro zásah jednotek požární ochrany (požaduje se vypracování dokumentace zdolávání požáru a zajištění návazných opatření).

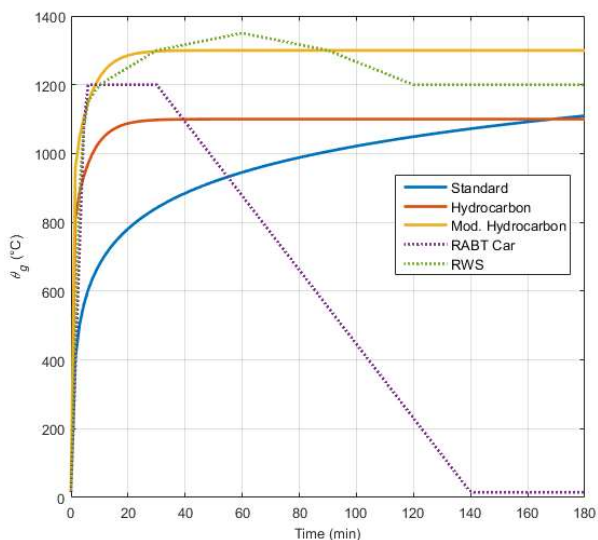
Dle legislativních požadavků se pro dimenzování systému požárního větrání předpokládá požár o výkonu 5 MW, 30 MW nebo 50 MW v závislosti na délce silničního tunelu a podílu nákladní automobilové dopravy v rámci dopravní intenzity. Odlišný požární výkon je v případě potřeby možné určit na základě rizikové analýzy.

3. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ POŽÁRU V SILNIČNÍCH TUNELECH

Nejzásadnějším parametrem popisující průběh požáru je rychlost uvolňování tepla (zkráceně HRR – *Heat Release Rate*), kterou ovlivňuje značné množství faktorů – zejména charakter zdroje hoření (v těchto případech závislý na druhu vozidla a specifikaci případného přepravovaného nákladu), materiálové provedení a tepelná zpětná vazba konstrukcí ostění tunelu, dále navržený systém větrání (zejména rychlost proudění vzduchu), prostorová geometrie (efektivní výška, podélné sklon) silničního tunelu ad.

Průběhy teplot během nastalé požární situace v silničním tunelu jsou stěžejním faktorem v otázkách působení tepelného toku na unikající osoby a konstrukce podzemní liniové stavby, odhadu doby detekce vzniklého požáru a stanovení možností jeho následného šíření.

V rámci mezinárodních studií a projektů velkorozměrových požárních zkoušek byly identifikovány charakteristické požáry v podzemních liniových stavbách a odvozeny nominální teplotní křivky (Obr. 1) reflektující jednotlivé požární situace – zejména s ohledem na značné množství pohonných hmot a specifikum větrání silničních tunelových staveb jsou zmíněné teplotní křivky výrazně přísnější oproti standardním, užívaných pro běžné uzavřené prostory budov (normová teplotní křivka ISO 834). [1, 2, 3]



Obrázek 1: Teplotní křivky pro silniční tunely [4]

Neexistuje jednotný postup výběru teplotní křivky ve vztahu k rychlosti uvolňování tepla, rychlosti proudění vzduchu (resp. způsobu větrání), prostorové geometrii tunelu apod. – teplotní křivky mohou ve většině případů dosahovat značného odchýlení od skutečného průběhu požáru. S ohledem na tuto skutečnost je v případech komplexního posouzení doporučena aplikace zpřesněných modelů požáru.

Ty jsou v první řadě reprezentovány zónovými modely požáru a dále modely založenými na principu dynamického proudění kapalin a plynů, též označované jako CFD modely (z anglického *Computational Fluid Dynamics*). V praxi nacházejí CFD modely své uplatnění především v otázkách požárně inženýrského přístupu – omezujícími faktory jsou ovšem délka výpočetního času a nároky na hardware. Využitelnost zónových modelů požáru v kontextu silničních tunelových staveb je zpravidla nevhodná nebo zásadně limitována – pro podzemní silniční liniové stavby byla doposud úspěšně validována pouze úzká skupina zónových modelů (příkladem je program CFAST), jejich správné použití cílí na výstupy základních charakteristik, obzvláště maximální teploty dosahované uvnitř tunelu během nastalé požární situace. [5, 6, 7]

Spolehlivá predikce šíření požáru a kouře v silničních tunelech na základě fyzikálních principů prostřednictvím CFD modelů je slibným přístupem pro posílení bezpečnosti osob a zefektivnění návrhu požární bezpečnosti v podzemních silničních liniových stavbách. Výstupy z numerických modelů požárních situací mohou dobře posloužit k vytváření konceptu a současně hodnocení závěrů analýzy rizik.

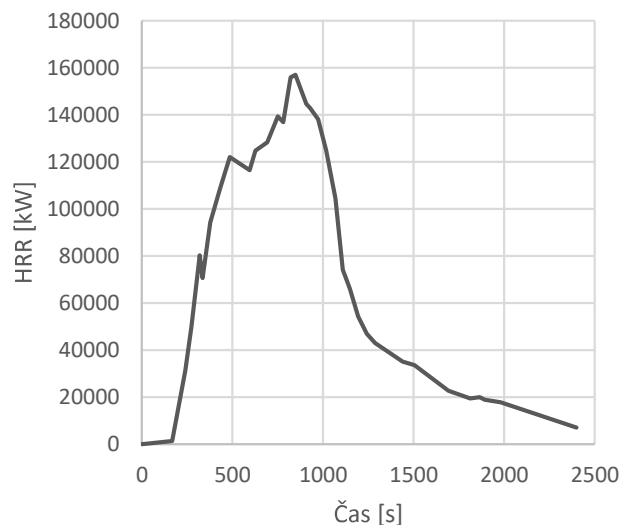
4. PARAMETRICKÁ STUDIE POŽÁRU

Parametrická studie požáru řešená v rámci diplomové práce má hned několik částí. Níže je přiblížena část zabývající se teplotními charakteristikami a zpětným prouděním kouře (tzv. back-layeringem) v silničním tunelu.

Pro CFD model požáru byl použit bezplatný open-source program FDS ve verzi 6.9.1 (rozhraní Pyrosim).

Závažné požáry v rámci historie opakovaně prokázaly, že zásadním rizikem v prostoru silničních tunelů jsou nákladní vozidla dálkové dopravy nad 12,0 tun převážející hořlavé

hmoty (např. na bázi plastů). Vstupní křivka HRR (Obr. 2) byla převzata z velkorozměrové požární zkoušky, přičemž reflektuje výše uvedenou skutečnost. [1]



Obrázek 2: Vstupní křivka HRR požáru vozidla nad 12,0 t [1]

Pro účely modelování požáru byl zvolen dvoupruhový silniční tunel standardizovaný pro dálniční síť v České republice. Městské silniční tunely nejsou obecně určeny pro nákladní automobilovou dopravu, proto nejsou při modelování požáru ani uvažovány. 3D model silničního tunelu reflektuje geometrické uspořádání dle návrhových norem včetně standardizovaného příčného řezu – konkrétně s vnějšími rozměry v příčném řezu 12,0 x 8,0 m (š x v) a s vnitřními rozměry v příčném řezu 11,0 x 7,0 m (š x v). S ohledem na výpočetní náročnost modelu byla zvolena celková délka tunelu 200 m.

Ostění silničního tunelu je kompletně vymodelováno z prostého betonu s objemovou hmotností 2 300 kg·m⁻³, měrnou tepelnou kapacitou 1,04 kJ·kg⁻¹·K⁻¹ a tepelnou vodivostí 1,80 W·m⁻¹·K⁻¹.

Proces hoření v CFD modelu silničního tunelu je definován chemickou reakcí polyuretanu se sumárním vzorcem C_{6,3}H_{7,1}O_{2,1}N_{1,0}, kritickou teplotou plamene 1 427 °C, produkcí CO 0,024 kg/kg a produkcí částic kouře 0,113 kg/kg – v souladu s provedenou velkorozměrovou zkouškou, kdy byly spalovány především kompaktní bloky polyuretanu.

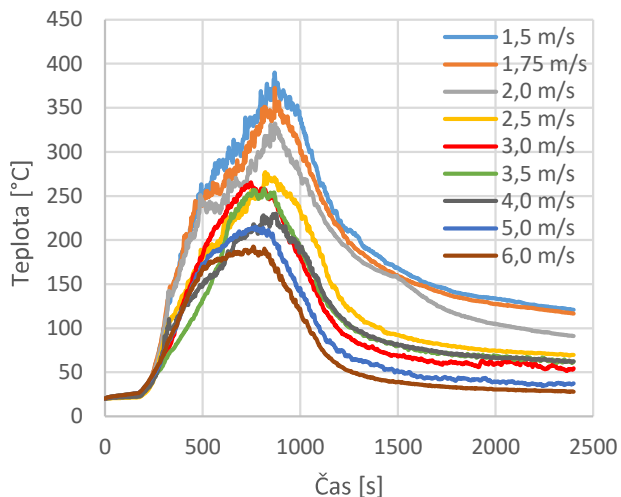
Celý výkon požáru byl umístěn na půdorysnou plochu hořáku (reprezentující nákladní vozidlo nad 12 tun) o rozměrech 14,0 x 3,0 m (42,0 m²) – množství uvolněné energie na jednotku plochy HRRPUA odpovídá hodnotě 3 728,571 kW·m⁻² v čase 847 s (maximální hodnota).

3D model silničního tunelu je zasazen do sady trojrozměrných výpočetních sítí – v bezprostřední blízkosti zdroje hoření jsou zadefinovány celkem 3 výpočetní sítě (s délkou 3 x 10 m v podélném směru), každá o délce hrany buňky 0,5 m. Zbývající části tunelu pokrývají celkem 2 výpočetní sítě (s délkou 2 x 85 m), každá o délce hrany buňky 1,0 m.

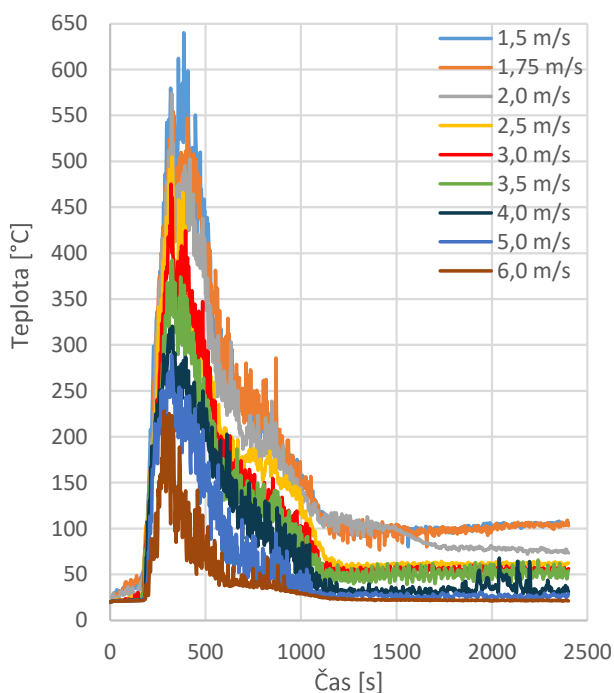
V rámci analýzy chování požáru, teplotních charakteristik a šíření kouře byla pro jednotlivé požární scénáře stanovena různá rychlost proudění vzduchu v tunelu – portály tunelu byly ve všech případech otevřeny a byly parametricky zafixovány

– buď zcela bez vynuceného proudění vzduchu nebo s rychlostí proudění vzduchu až $6,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ v souladu se skutečnými podmínkami rychlosti proudění vzduchu v silničním tunelu při nastalé požární situaci. [1, 2, 3]

Výstupní teploty plynů a povrchové teploty konstrukce ostění jsou graficky znázorněny níže na Obr. 3 a Obr. 4.



Obrázek 3: Povrchové teploty konstrukce ostění nad požárem



Obrázek 4: Teploty plynů nad požárem

Hlavním rizikem při požáru v silničním tunelu je také možné rychlé zakouření prostoru, které má přímý vliv na evakuaci osob i následný zásah hasičů. Správná volba ventilačního systému je klíčová pro zajištění požární bezpečnosti v silničních tunelových stavbách – vliv na průběh teplot je znázorněn již na Obr. 3 a Obr. 4 výše.

Během reálných velkorozměrových zkoušek v Runehameru, kdy se teploty dostaly až k $1\,300 \text{ }^\circ\text{C}$, docházelo k pulzování požáru a zpětnému šíření kouře tunelem – tento jev se

v angličtině nazývá back-layering a stejně jako kritická rychlost proudění vzduchu v tunelu je nejčastěji zkoumanou problematikou v oblasti požární bezpečnosti silničních tunelů. [1]

Back-layering nastává, když v hořícím tunelu není dostatečný přísun kyslíku, což následně vede k nedokonalému spalování a tvorbě velkého množství zplodin hoření. V blízkosti ohniska požáru vzniká turbulentní proudění vzduchu, přičemž teplo produkované spalováním ohřívá okolní vzduch, což způsobuje vznik vztakových sil, které ovlivňují směr a proudění vzduchu uvnitř tunelu. Pokud není zajištěna dostatečná rychlost podélného proudění vzduchu, dochází u stropu tunelu k vytvoření zpětného proudu horkých plynů. Kouř a zplodiny hoření se pak mohou šířit opačným směrem, čímž mohou zásadně ovlivnit nebo dokonce znemožnit bezpečnou evakuaci osob. Zpětnému šíření kouře lze zamezit zajištěním vyšší rychlosti podélného proudění vzduchu, než je kritická rychlost proudění – pro většinu silničních tunelových staveb stanovena hodnotou přibližně 3 až $3,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Tato hodnota byla ověřena předemným CFD modelem požáru v silničním tunelu – viz shrnutí dále včetně Obr. 5, Obr. 6 a Obr. 7. [1, 3]

Při rychlosti podélného proudění vzduchu $1,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ v silničním tunelu se v čase 185 sekund poprvé projevuje back-layering, prostřednictvím kterého se kouř a zplodiny hoření v čase 285 sekund dostávají až k portálu tunelu. U portálu silničního tunelu následně dochází skrze podélné proudění vzduchu k přísávání kouře z úrovně stropu do spodní výškové úrovně tunelu – kouř a zplodiny hoření postupují zpět k ohnisku požáru a v čase 315 sekund je již celý tunel zcela zaplněn. V čase 1 340 sekund jsou viditelné náznaky ustupujícího kouře u portálu tunelu ve spodní výškové úrovni, následně se v čase 1 590 sekund přidává i výšková úroveň u stropu. Zpětné proudění kouře kompletně mizí až v čase 2 400 sekund.

Při rychlosti podélného proudění vzduchu $2,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ v silničním tunelu se v čase 195 sekund poprvé projevuje back-layering, prostřednictvím kterého se kouř a zplodiny hoření v čase 330 sekund dostávají až k portálu tunelu. U portálu silničního tunelu následně dochází skrze podélné proudění vzduchu k přísávání kouře z úrovně stropu do spodní výškové úrovně tunelu – kouř a zplodiny hoření postupují zpět k ohnisku požáru a v čase 365 sekund je již celý tunel zcela zaplněn. V čase 970 sekund jsou viditelné náznaky ustupujícího kouře u portálu tunelu ve spodní výškové úrovni, následně se v čase 1 140 sekund přidává i výšková úroveň u stropu. Zpětné proudění kouře kompletně mizí až v čase 1 475 sekund.

Při rychlosti podélného proudění vzduchu $3,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ v silničním tunelu se v čase 235 sekund poprvé projevuje back-layering, prostřednictvím kterého se kouř a zplodiny hoření v čase 525 sekund dostávají ve výškové úrovni u stropu až do vzdálenosti 52 metrů od středu požáru (tj. 48 metrů od portálu tunelu). V čase 570 sekund jsou viditelné náznaky ustupujícího kouře ve výškové úrovni u stropu. Zpětné proudění kouře kompletně mizí až v čase 820 sekund.

Při rychlosti podélného proudění vzduchu $3,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ v silničním tunelu se v čase 255 sekund poprvé projevuje back-layering, prostřednictvím kterého se kouř a zplodiny hoření v čase 340 sekund dostávají ve výškové úrovni u stropu až do vzdálenosti 26 metrů od středu požáru (tj. 74 metrů od portálu tunelu). V čase 540 sekund jsou viditelné náznaky ustupujícího kouře ve výškové úrovni u stropu. Zpětné proudění kouře

kompletně mizí v čase 600 sekund. Vzhledem ke skutečnosti, že v tomto případě bylo zpětné šíření kouře již značně minimalizováno, lze potvrdit již dříve zmíněnou informaci – tj. že zpětnému šíření kouře lze zamezit zajištěním rychlosti podélného proudění vzduchu v silničním tunelu alespoň $\sim 3,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$.

Při rychlosti podélného proudění vzduchu nad $\sim 3,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ (od jednoho portálu k druhému) v silničním tunelu vůbec nedochází ke zpětnému šíření kouře.



Obrázek 5: Šíření kouře (při 1,5 až $6,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) v čase 180 s



Obrázek 6: Šíření kouře (při 1,5 až $6,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) v čase 480 s



Obrázek 7: Šíření kouře (při 1,5 až $6,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$) v čase 660 s

5. ZÁVĚR

Tento článek shrnuje hlavní poznatky z diplomové práce zabývající se problematikou požární bezpečnosti silničních tunelů se zaměřením na modelování požáru. Prostřednictvím parametrické studie CFD modelu požáru byly zhodnoceny faktory ovlivňující chování požáru, intenzitu hoření v porovnání s požárem na volném prostranství (včetně zadefinování požáru hořením samotného materiálu a vstupní křivkou HRR), dále teplotní charakteristiky a šíření kouře v prostoru silničního tunelu.

Tento článek podrobně přibližuje část zmíněné parametrické studie zaměřující se na teplotní charakteristiky a šíření kouře v prostoru silničního tunelu s ohledem na intenzitu podélného větrání v případě požáru. Z uvedených dat vyplývá, že při rychlosti podélného proudění vzduchu nad $\sim 3,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ lze

zamezit zpětnému šíření kouře tunelem. Současně se zvyšující se hodnotou podélného větrání dochází k výrazné redukci teploty plynů i povrchové teploty konstrukce ostění tunelu.

V požárně inženýrské praxi představují CFD modely vysoký standard z hlediska modelování požáru – jsou nejdokonalější dostupnou metodou numerického modelování. Uplatnění hojně nacházejí i při simulaci požáru v tunelových stavbách, tj. v prostorech s jedním převládajícím rozměrem – omezujícími faktory jsou především délka výpočetního času a nároky na hardware. Optimalizace délky výpočetního času je předmětem další navazující části zmíněné parametrické studie.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek, resp. diplomová práce vznikla za podpory projektu TAČR CK04000274 *Výzkum a vývoj inovativních metod a materiálů pro navrhování tunelových staveb z hlediska požární bezpečnosti* a také za podpory projektu Studentské grantové soutěže ČVUT SGS25/037/OHK1/1T/11 *Integrovaná bezpečnost staveb kritické infrastruktury se zaměřením na odolnost spřažených ocelobetonových konstrukcí*.

Literatura

- [1] Ingason, H., Li, Y. Z., Lönnemark, A. (2015), *Tunnel Fire Dynamics*, New York Springer, ISBN 978-1-4939-2199-7
- [2] Ingason, H., Li, Y. Z. (2018), *Overview of Research on Fire Safety in Underground Road and Railway Tunnels*, Tunnelling and Underground Space Technology, ISSN 08867798
- [3] Beard, A., Carvel, R. (2012), *Handbook of Tunnel Fire Safety*, B.m. ICE publishing, ISBN 0-7277-4153-5
- [4] Benýšek, M., Štefan, R. (2015-2018), *FMC: Fire Models Calculator*, v. 2.0 (15-6-2018), <https://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/software/fmc/fmc.cz.html>
- [5] Borghetti, F., Derudi, M., Gandini, P., Frassoldati, A. (2017), *Tunnel Fire Testing and Modeling*, New York Springer, ISBN 978-3-319-49516-3
- [6] Kučera, P., Kaiser, R. (2007), *Úvod do požárního inženýrství*, 1. vyd., Ostrava: SPBI, ISBN 978-80-7385-024-1
- [7] Svobodová, N., Benýšek, M., Štefan, R. (2021), *Analysis of Zone Fire Models and Their Applications in Structural Fire Design*, in 27th Concrete Days, Curich: Trans Tech Publications, <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.322.127>
- [8] Moucha, P. (2025), *Požární bezpečnost silničních tunelů se zaměřením na modelování požáru*, Diplomová práce, ČVUT v Praze, <http://hdl.handle.net/10467/121034>

POROVNÁNÍ SMRŠŤOVÁNÍ BÍLÉHO A ŠEDÉHO BETONU

Vít Némčic, *

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

ABSTRAKT

Objemové změny betonu jsou důležité parametry pro ověření mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Predikční modely, které lze nalézt v návrhových předpisech, jsou použitelné pro běžné typy betonu. Neobvyklé typy betonu, jako je např. bílý beton, lze použít, ale jejich vlastnosti by měly být zkoumány experimentálními zkouškami. Příspěvek je zaměřen na měření smršťování bílého a šedého betonu stejné pevnostní třídy. Experimenty ukázaly, že smršťování bílého betonu jsou vyšší než u běžného šedého betonu. Naměřené deformace smrštění byly porovnány s předpovězenými deformace smrštění pomocí různých predikčních modelů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton, smršťování, udržitelnost

ABSTRACT

Volume changes of concrete are important parameters for verification of ultimate and serviceability limit states. The prediction models which can be found in design codes, are applicable for ordinary concrete types. Unusual concrete types, like e.g., white concrete can be used, but their properties should be investigated by experimental testing. The paper is focused on measurement of shrinkage of white and grey concrete of the same strength class. The experiments showed that both, creep and shrinkage of white concrete are higher than those of ordinary grey concrete. The measured shrinkage strains were compared with predicted shrinkage strains using various prediction models.

KEYWORDS

Concrete, shrinkage, environment

1. ÚVOD

Při navrhování předpjatých konstrukcí v praxi se projektant obvykle spoléhá na některý z dostupných matematických modelů pro předpověď reologických účinků (smršťování betonu). Smršťování závisí na mnoha parametrech. Proto mají naměřené deformace velký rozptyl. Na druhé straně existuje mnoho numerických modelů pro předpověď smršťování různé složitosti a kvality. V praxi může nevhodná volba nebo interpretace numerického modelu snadno vést k podcenění

velikosti smršťování. U velkých konstrukcí (např. mostů velkých rozpětí apod.) je často nutné porovnat jejich skutečné chování s chováním předpovězeným podle numerických modelů. Sledování chování konstrukcí během výstavby a v průběhu jejich životnosti pak vede k lepšímu pochopení jejich funkce a také může přispět ke zlepšení numerických modelů. Příspěvek se zabývá měřením deformací na betonových vzorcích z různých betonů používaných pro betonové mosty.

2. MĚŘENÍ OBJEMOVÝCH ZMĚN NA LABORATOVNÍCH VZORCÍCH

Cílem experimentálního programu bylo sledování smršťování betonu na standardních válcích o rozměrech 150x300 mm. Výsledky jsou průběžně vyhodnocovány. Naměřené hodnoty jsou porovnány s výsledky numerické analýzy pomocí různých predikčních modelů. Predikční modely použité pro analýzu byly převzaty z návrhových norem – česká verze Eurokódů: ČSN EN 1992-1-1 PŘÍLOHA B [13], ČSN EN 1992-2 PŘÍLOHA B [14], Bažantův model B3 [15]; a fib Model Code 2010 [16].

V rámci experimentálního programu jsou porovnány dvě betonové směsi se shodnou návrhovou pevností (C45/55). Směsi se liší typem použitého cementu. První směs je z bílého betonu s bílým cementem CEM II/A-S 52,5 N, (bílý cement z Rohožníka dodaný ze Slovenska) o dávce 470 kg/m³. Druhá směs - klasický šedý beton obsahuje cement CEM I 42,5 R (z Radotína, ČR) o stejném dávkování 470 kg/m³.

Pro ověření reologických vlastností bylo vyrobeno 8 zkušebních válců z každé betonové směsi. Pro měření poměrných přetvoření byly zabudovány do každého válce strunové tenzometry. Pro uchycení strunových tenzometrů ve válcích byly vyrobeny pomocné trojnožky, které byly vloženy do ocelové formy (Obr. 1). Po instalaci tenzometrů a připojení měřicí linky byly válce zabetonovány (Obr. 2). Po dokončení betonáže byla horní plocha všech testovaných válců izolována fólií proti vysychání (Obr. 3). Všechny válce byly ponechány v ocelové formě po dobu 3 dnů a poté byly vyjmuty z formy. Poté byly 4 válce zabaleny do izolační fólie, aby se bránilo jejich vysychání a 4 válce byly ponechány bez izolace (Obr. 4). Všechny vzorky jsou uloženy ve vnitřním prostředí (= uvnitř budovy).

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



Obr. 1: Strunový tenzometr umístěný v ocelové formě



Obr. 2: Válce po ukončení betonáže



Obr. 3: Válce izolovány PE folií



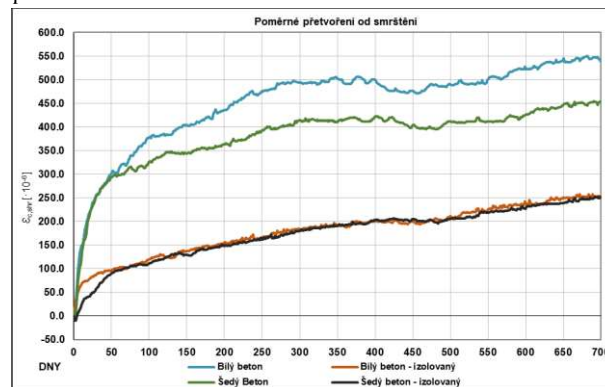
Obr. 4: Válce po odbednění

3. POROVNÁNÍ EXPERIMENTÁLNÍHO MĚŘENÍ SMRŠTĚNÍ

Cílem experimentu je porovnání smrštění bílého a šedého betonu. Smrštění bylo měřeno za dvou různých podmínek. 1. Smrštění izolovaných válců (měřilo se základní smrštění). Základním smrštěním se rozumí smrštění vzorků, u nichž je zabráněno vysychání 2. Smrštění neizolovaných válců vystavených působení prostředí v místnosti (základní smrštění a smrštění při vysychání). Vývoj smršťovacích deformací v čase je znázorněn na obr. 5.

U izolovaných válců bylo smršťování bílého betonu zpočátku rychlejší, ale přibližně po 60 dnech jsou deformace od smršťování bílého a šedého betonu téměř shodné. Smrštění válců vystavených vysychání bylo u bílého a šedého

betonu až do stáří 60 dnů poměrně podobné. Poté bylo smrštění bílého betonu vyšší (zhruba po jednom roce bylo smrštění bílého betonu přibližně o 15 % vyšší) než smrštění šedého betonu. Tento jev pokračoval a lze pozorovat, že po dvou letech je rozdíl smrštění bílého a šedého betonu cca 16 %. Na začátku měření byly u šedého betonu pozorovány záporné hodnoty deformace (vykazující bobtnání), zatímco u bílého betonu nebylo pozorováno žádné bobtnání.



Obrázek 5: Porovnání smrštění bílého a šedého betonu

4. POROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH HODNOT A NUMERICKÝCH MODELŮ

Pro porovnání naměřených smrštění byly použity numerické modely použité v předpisech ČSN EN 1992-1-1 PŘÍLOHA B [3]; ČSN EN 1992-2 PŘÍLOHA B [4]; B3 [5]; MC10 [6]. Hlavními vstupními parametry pro všechny predikční modely jsou pevnost v tlaku ve válci po 28 dnech, druh cementu, parametry průřezu a parametry prostředí (doba vytvrzování a vlhkost prostředí).

Ve fázi návrhu není známa skutečná pevnost betonu. Musí se použít pevnost v tlaku převzatá z předpisů. Skutečná pevnost betonu je obecně vyšší a může být použita při výpočtech návrhu v pozdějších fázích, kdy je známa skutečná betonová směs. Tabulky 1 a 2 ukazují předpokládané smrštění bílého a šedého betonu ve stáří 700 dnů vypočtené za předpokladu pevnosti podle předpisu a naměřené pevnosti. Výsledky ilustrují, že predikční modely nejsou schopny rozpoznat rozdíl mezi smrštěním bílého a šedého betonu, protože vstupní parametry jsou totožné, pokud se neuvažuje skutečná pevnost.

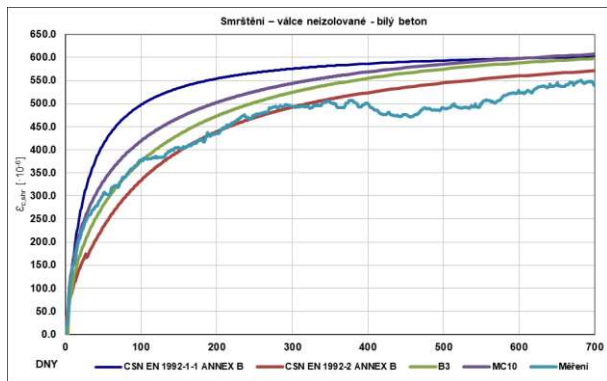
B3 [5] je jediný model, který zohledňuje změny ve složení betonové směsi (množství cementu, množství kameniva atd.).

V tabulce 1 jsou uvedeny rozdíly mezi naměřenými a vypočtenými smršťovacími deformacemi válců z bílého a šedého betonu vystavených vysychání. Pro porovnání modelů v prvních dvou řádcích byly zavedeny skutečné naměřené hodnoty průměrné pevnosti válce v tlaku po 28 dnech. Ve třetím řádku jsou uvedeny hodnoty vypočtené s pevností v tlaku předpokládanou podle předpisu. Na obr. 6 jsou znázorněny naměřené hodnoty smrštění bílého betonu a předpokládané hodnoty podle různých kódů. Předpověď podle ČSN EN 1992-2, PŘÍLOHA B [4] poskytuje nejlepší shodu při vyšším stáří betonu. Obr. 7 ukazuje hodnoty smrštění šedého betonu vystaveného vysychání. Předpovědní modely ČSN EN 1992-2, PŘÍLOHA B [4] a B3 [5] jsou nejbližší naměřeným hodnotám, ale shoda není tak dobrá jako u bílého betonu.

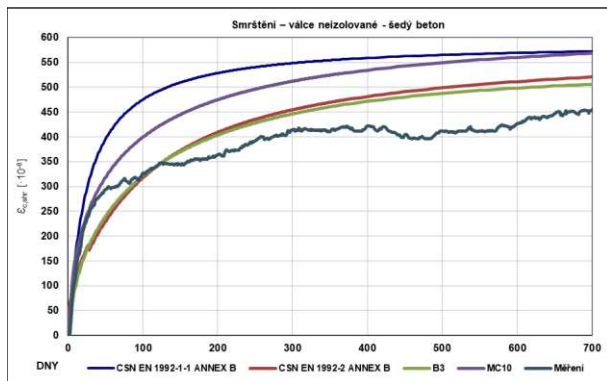
Tabulka 1: Smrštění - válce vystavené vysychání - 700 dní

Smrštění – neizolované válce [360 DNY]						
Betón	f_{cm} [MPa]	Reologické modely				Měření
		1992-1	1992-2	MC10	B3	
1 Bílý - pevnost v tlaku - dle normy	53	613,4	530,4	595,6	553,0	-
2 Šedý - pevnost v tlaku - dle normy	53	613,4	530,4	595,6	473,4	-
3 Bílý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	63	582,9	512,8	580,0	544,4	491,3
4 Šedý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	74,2	555,4	472,0	526,6	462,8	416,4
Rozdíl - šedý/bílý		5%	8%	6%	15%	15%

Smrštění – neizolované válce [700 DNY]						
Betón	f_{cm} [MPa]	Reologické modely				Měření
		1992-1	1992-2	MC10	B3	
5 Bílý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	63	601,0	571,0	606,9	597,64	540,6
6 Šedý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	74,2	572,2	520,6	568,3	506,1	455,6
Rozdíl - šedý/bílý		5%	9%	6%	15%	16%



Obr. 6: Smrštění – válce vystavené vysychání – bílý beton



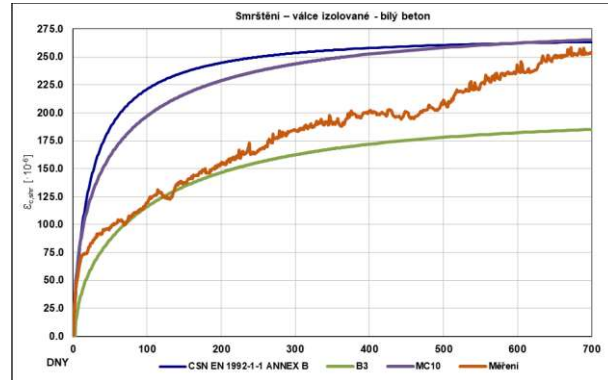
Obr. 7: Smrštění – válce vystavené vysychání – šedý beton

Tabulka 2 ukazuje rozdíly mezi naměřenými a předpokládanými hodnotami smrštění pro bílé a šedé betonové válce s těsněním proti odpařování vody. Pro porovnání modelů byly zavedeny skutečné naměřené hodnoty průměrné pevnosti válce v tlaku po 28 dnech (řádek 3 a 2). Pro srovnání jsou v řádku 1 a 2 uvedeny hodnoty vypočtené s pevností v tlaku podle předpisu. Na obr. 8 a na obr. 9 jsou uvedeny hodnoty smrštění uzavřených válců z bílého a šedého betonu. Model B3 [5] poskytuje nejlepší shodu naměřených deformací pro bílý i šedý beton. Podle vztahu B.103.2 - EN 1992-2 Příloha B [4] smrštění z vysychání jsou vztahy použitelné pouze pro hodnoty relativní vlhkosti do 80 %, proto je nelze použít pro výpočet.

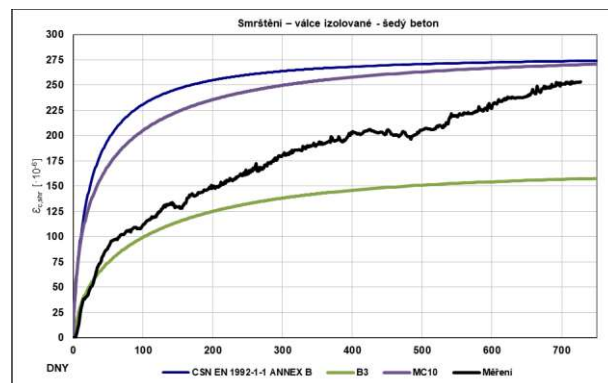
Tabulka 2: Smrštění - válce izolované - 700 dní

Smrštění – izolované válce [360 DNY]						
Betón	f_{cm} [MPa]	Reologické modely				Měření
		1992-1	1992-2	MC10	B3	
1 Bílý - pevnost v tlaku - dle normy	53	249,0	N/A	245,5	171,3	-
2 Šedý - pevnost v tlaku - dle normy	53	249,0	N/A	245,5	146,6	-
3 Bílý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	63	256,4	N/A	249,5	168,6	189,2
4 Šedý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	74,2	266,8	N/A	255,1	143,3	192,9
Rozdíl - šedý/bílý		4%	N/A	2%	15%	2%

Smrštění – neizolované válce [700 DNY]						
Betón	f_{cm} [MPa]	Reologické modely				Měření
		1992-1	1992-2	MC10	B3	
5 Bílý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	63	263,4	N/A	265,3	185,10	253,3
6 Šedý - pevnost v tlaku - naměřené hodnoty	74,2	273,7	N/A	269,7	156,7	250,7
Rozdíl - šedý/bílý		4%	N/A	2%	15%	1%



Obr. 8: Smrštění – válce izolované – bílý beton



Obr. 9: Smrštění – válce izolované – šedý beton

3. ZÁVĚR

V rámci experimentálního programu byly testovány dvě betonové směsi. Obě směsi měly návrhovou pevnostní třídu C45/55. Hlavním rozdílem mezi směsmi byl typ cementu. Bílý beton byl vyroben z cementu CEM II/A-S 52,5 N, bílý z Rožničku s dávkou 470 kg/m³. Šedý beton byl vyroben z běžného šedého cementu CEM I 42,5 R z Radotína se shodnou dávkou 470 kg/m³. Bílý beton byl požadován pro mostní konstrukci z architektonických důvodů. Proto bylo nutné provést experimentální porovnání smršťování u bílého betonu s běžným šedým betonem.

Závěry lze shrnout do následujících bodů:

1. Základní smršťovací deformace (tj. smrštění měřené na uzavřených válcích s velmi omezeným vysycháním) byla nakonec u obou typů betonu stejná. V počátečním období přibližně 60 dnů bylo smrštění bílého betonu vyšší než smrštění šedého betonu. Základní smrštění a smršťovací deformace při vysychání byly měřeny po dobu 700 dní.
2. Smršťovací deformace při vysychání (zahrnující základní smršťování a smršťování při vysychání) se zpočátku vyvíjela u bílého a šedého betonu velmi podobně, ale po stáří přibližně

60 dnů se smršťování šedého betonu zpomalilo a nakonec po jednom roce vykazoval bílý beton výrazně vyšší deformaci od smršťování.5. Naměřená deformace od smršťování byla porovnána s výsledky predikčních modelů používaných v různých návrhových předpisech.6. Pevnost betonu v tlaku je jedním z nejdůležitějších vstupních parametrů. Vzhledem k tomu, že návrhová pevnost bílého a šedého betonu je stejná, stejně jako ostatní návrhové parametry, predikční modely nemohou rozpoznat rozdíl mezi bílým a šedým betonem a předpovídaná deformace obou betonů zůstává stejná.7. Naměřená pevnost šedého betonu je vyšší než naměřená pevnost bílého betonu. Pokud se naměřená pevnost betonu bere jako vstup do predikčních modelů, predikované deformace bílého a také šedého betonu nejlépe vyhovovaly pomocí predikčního modelu podle ČSN EN 1992-2 PŘÍLOHA B.8. Výsledky experimentů ukázaly, že bílý beton vykazuje větší smršťování než běžný šedý beton. U bílého betonu se také vyvíjí vyšší hydratační teplo (což bylo zjištěno v jiném výzkumu [2]) a je dražší z důvodu použití dražšího cementu a dalších příměsí. Důvod použití bílého betonu je čistě estetický. Lze důrazně doporučit, aby se velmi pečlivě zvažilo, zda je použití bílého betonu skutečně nezbytné a zda lze bílý beton nahradit běžným betonem. Je také vhodné vzít v úvahu, že po několika letech se povrch jakékoliv venkovní betonové konstrukce přirozeně znečistí a pak rozdíl v barvě zmizí.

Poděkování

V článku byly částečně využity výsledky projektu SGS Číslo grantu: SGS23/034/OHK1/1T/11 a SGS24/040/OHK1/1T/11.

Literatura

- [1] SOŠKA, Jan a Lukáš VRÁBLÍK. *Porovnání matematických modelů pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Beton TKS. 2011(6), 58–65*
- [2] *Teplotní měření v masivních betonových konstrukcích Vít Némčic, Jan L. Vitek, Jiří Lukeš, Petr Sýkora, Maroš Hireš, 29. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM MOSTY/BRIDGES 2024*
- [3] ČSN EN 1992-1-1 – Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby 11/2006, vč. Opravy 1 07/2009, Změny Z1 03/2010*
- [4] ČSN EN 1992-2 – Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady 05/2007, vč. Opravy 1 10/2009, Změny Z1 03/2010*
- [5] Bažant Z. P., Baweja S.: *Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3, ACI Special Publication Creep and Shrinkage of Concrete, A. Al-Manaseer, Editor, 2000*
- [6] *CEB-FIP Model Code 2010 Design Code. 1'st ed. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.*
- [7] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004*

ŽELEZNIČNÍ MOSTY Z PŘEDPJATÉHO BETONU

Martin Neradílek,*

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

ABSTRAKT

Příspěvek se zabývá mosty z předpjatého betonu na železničních tratích a jejich možným využitím na plánované výstavbě vysokorychlostních tratí v České republice. V první části je popsána stávající situace, nejčastěji používané typy konstrukcí železničních estakád a příklady předpjatých betonových mostů na české železniční síti. Dále je hledána inspirace ze zahraničí s podrobnějším zaměřením na německou vysokorychlostní trať mezi městy Erfurt a Lipsko. Druhá část se zabývá jednotlivými problémy, které je nutné při návrhu těchto mostů řešit, a podrobněji rozebírá interakci mostu s bezстыkovou kolejí a použití kolejových dilatačních zařízení. Tato část příspěvku je dále zaměřena na cíle výzkumu v této oblasti. Ty souvisejí s prověřením stávajících výpočetních postupů a s hledáním možných úspor při zatížení teplotou a brzdnými silami, které mají dominantní vliv na návrh semiintegrováných rámových konstrukcí. Výzkum se zároveň zabývá posouzením kombinované odezvy mostu a bezстыkové koleje.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železniční most • Semiintegrováný most • Předpjatý beton
Interakce mostu a bezстыkové koleje • Redukce tuhosti •
Trhliny v železobetonu

ABSTRACT

This contribution deals with prestressed concrete bridges on railway lines and their possible utilization in the planned construction of high-speed rail lines in the Czech Republic. The first part describes the actual situation, typically used types of structures and examples of prestressed concrete bridges on the Czech railway network. Then, inspiration from abroad is offered with a more detailed focus on the German high-speed railway between the cities of Erfurt and Leipzig. The second part of the paper describes the specific challenges encountered in the design of these bridges, with a more detailed discussion of the interaction between the bridge and the long welded rail, as well as the use of rail expansion devices. It also focuses on the research objectives in this area, particularly the examination of existing computational methods and the potential for reducing temperature and braking loads, which have a dominant influence on the design of semi-integrated frame structures. Additionally, it addresses the combined response of the bridge and the track.

KEYWORDS

Railway bridge • Semiintegral bridge • Prestressed concrete
Bridge-track interaction • Stiffness reduction • Cracks in
reinforced concrete

1. ÚVOD

Ačkoliv v České republice u železničních estakád dominuje použití sprážených ocelobetonových konstrukcí, existuje značné množství mostů z předpjatého betonu. Postoj investora k tomuto typu mostů je však do jisté míry negativní, ačkoliv závěry z rozsáhlých diagnostických průzkumů a přepočtů zatížitelnosti u mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu v síti Správy železnic poukazují na dobrý stav a zbytkovou životnost těchto konstrukcí a minimum případů s korozí předpínací výztuže, která by ovlivňovala zatížitelnost mostů.

Při nahlédnutí do zahraničí je však použití předpjatého betonu na vysokorychlostních železničních tratích běžné a v mnoha státech se dostává do popředí. Jako nejzdařnější příklad je zde uvedena vysokorychlostní trať mezi německými městy Erfurt a Lipsko, kde jsou použity pro přemostění rozsáhlých údolí využity semiintegrováné rámové konstrukce z předpjatého betonu.

S ohledem na pokrok technologie lze navrhnout železniční mosty z předpjatého betonu s minimálními nároky na údržbu. Vzorovým řešením jsou semiintegrováné konstrukce, které eliminují mostní ložiska správným návrhem poddajnosti spodní stavby a dále nevyžadují návrh kolejových dilatačních zařízení s ohledem na rozdělení konstrukce na úměrně dlouhé dilatační celky tak, aby byla splněna kritéria kombinované odezvy mostu a bezстыkové koleje.

Příspěvek navazuje na předchozí popis možných úspor v návrhu semiintegrováných rámových konstrukcí pomocí zohlednění redukce tuhosti železobetonové spodní stavby vlivem potrhání od účinků teplotního zatížení a reologického chování betonu a na možné upřesnění posudku omezení tlakového napětí v betonu. Tyto aspekty návrhu byly řešeny u obloukových integrováných konstrukcí na stavbě D3 0311 Třebonín – Kaplice nádraží.

Kromě těchto možností optimalizace návrhu se příspěvek zaměřuje na obecný popis návrhu semiintegrováných předpjatých železničních betonových mostů a pomocí rešerše již provedeného výzkumu a předpisů v této oblasti popisuje jednotlivé problematiky, jejichž analýza by mohla vést k návrhu delších dilatačních celků se společným zajištěním bezpečného převedení bezстыkové koleje bez kolejových dilatačních zařízení. Jako rozhodující aspekty budou řešeny vlivy zatížení teplotou, brzdnými silami a reologickými vlastnostmi betonu včetně vlivu postupu výstavby a předpínání a posouzení interakce mostu a bezстыkové koleje.

* Školitel: doc. Dr.-Ing. Roman Lenner

2. ŽELEZNIČNÍ MOSTY V ČR A ZAHRANIČÍ

2.1. Stávající mosty na železniční síti ČR

2.1.1. Typické konstrukční řešení estakád

Na české železniční síti můžeme nejčastěji nalézt spřažené ocelobetonové estakády z ocelových I-nosníků nebo s komorami s horní monolitickou železobetonovou deskou. Jedná se o mosty, které jsou řešeny jako série prostých, dvupolových nebo vícepolových nosníků s dilatačními závěry a uložením na spodní stavbu pomocí mostních ložisek.



Obrázek 1: Estakáda u obce Soběslav na trati Praha - Tábor



Obrázek 2: Estakáda u obce Chotoviny na trati Praha - Tábor

Toto řešení obsahuje velké množství dilatačních závěrů a mostních ložisek, což společně s nutnou periodickou obnovou protikorozních nátěrů ocelové nosné konstrukce přináší velké nároky na údržbu během životnosti. Preference tohoto řešení vychází ze snahy vyhnout se použití kolejového dilatačního zařízení (dále KDZ), které by v případě spojitých konstrukcí bylo nutné. Dalším problémem návrhu estakád tvořených z prostých polí je minimální robustnost konstrukce. Při dosažení kritického namáhání v mostovce nebo brzděném pilíři dochází ke kolapsu konstrukce bez jakékoliv možnosti redistribuce vnitřních sil z nejvíce namáhaného průřezu, jako by tomu mohlo být u konstrukcí spojitých či rámových.

2.1.2. Železniční mosty v síti Správy železnic s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu

Předpjaté betonové mosty v síti Správy železnic byly podrobeny v letech 2019-2021 rozsáhlým diagnostickým průzkumům a přepočtům zatížitelnosti.

První železniční mosty z předpjatého betonu se v ČR začaly používat v padesátých letech dvacátého století. Nejčastěji se jednalo o typizované mosty z tyčových prefabrikátů navržených jako prostá pole. Častým problémem, který se u konstrukcí vyskytuje, je zatékání do NK a problémy s prefabrikovanými římsami a jejich kotvením. Kromě toho bylo diagnostickými průzkumy prokázáno, že ke korozi předpínací výztuže dochází jen u minima případů. Mezi další příznivé vlastnosti patří nižší pořizovací náklady a vysoká tuhost konstrukcí, která je potřebná o to více při zvyšování traťových rychlostí. [1]



Obrázek 3: Železniční most z prefabrikátů u obce Kozlíky [1]

Druhou část tvoří mosty monolitické a řadí se do nich rámové mosty, atypické konstrukce a mosty ze spojitých nosníků. Tyto mosty však tvoří pouze 5% z celkových 167 předpjatých mostů v síti SŽ. Příkladem takových mostů jsou estakády u Března u Chomutova a estakáda Sluncová v Praze.



Obrázek 4: Estakáda u obce Březno u Chomutova [1]



Obrázek 5: Železniční estakáda Sluncová v Praze [1]

2.1.3. Mostní konstrukce přes významné překážky

Ve srovnání se světovými stavbami je i v ČR patrné, že při překonání významné překážky je upřednostněno nejvýhodnější technické řešení mostu i za cenu nutného osazení KDZ.

Zdařilým příkladem je nově zprovozněný železniční most přes Orlik u obce Červená s rozpětím železobetonového komorového oblouku 156 m a spojitou dvoutrámovou dodatečně předepnutou mostovkou.



Obrázek 6: Obloukový železniční most u obce Červená

2.2. Inspirace železničními mosty v zahraničí

Zahraniční železniční mosty ukazují, že použití železobetonových obloukových konstrukcí je možné pro výrazně větší rozpětí. Názorným příkladem je Almonte viaduct na vysokorychlostní trati v západní části Španělska. Rozpětí obloukového pole je v tomto případě 384 m.

U těchto významných mostních konstrukcí je však jednoznačně patrné, že přístup k návrhu je rozdílný oproti návrhu estakád položených nízko nad terénem bez překonávání významnějších překážek. V tomto případě je v maximální míře přizpůsobeno trasování mostu a vše je připraveno pro případ, že bude na jedné nebo obou stranách mostu za opěrami osazeno KDZ, čímž bude vyřešena interakce mostu a bezстыkové koleje.



Obrázek 7: Almonte viaduct [2]

Další ukázkou mostů ze zahraničí jsou mosty z Japonska, které se považuje za zakladatele vysokorychlostních tratí a vlaky Shinkansen jsou již mnoho desetiletí v provozu. Na japonské železniční síti jsou velmi často používány mosty typu extradosed. Důvodem návrhu těchto konstrukcí je to, že velká část mostů vede v husté zástavbě v městech a bylo nutné hledat co nejmenší zásahy do prostoru pod mostem.

Toho bylo docíleno zavedením kombinace trámových mostů s tuhou mostovkou dobře odolávající dynamickým účinkům a zavěšeného mostu, který při subtilních rozměrech umožňuje přemostění o velkém rozpětí. Výsledkem byla kombinace subtilnější, ale stále poměrně tuhé, mostovky a snížených pylonů převádějící šikmé závěsy ztužující mostovku. Tyto závěsy fungují jako externí předpětí se zvýšenou excentricitou díky vyvedení nad nosnou konstrukci.

Ačkoliv se jedná o velice zajímavé řešení, které by mohlo konkurovat velmi často využívaným ocelovým Langerovým trámům přes širší koryta řek s předpolími, nebyla tato konstrukce v ČR dosud použita.



Obrázek 8: Extradosed železniční most v Japonsku [3]

Inspirace byla hledána také v Číně a na Taiwanu, kde se pyšní již velmi rozsáhlou sítí vysokorychlostních železnic. Pro výstavbu zde byla nejčastěji použita metoda těžké prefabrikace s obrovskou rychlostí, která spočívá v osazování celých

prefabrikovaných mostních polí z předpjatého betonu pomocí masivních zavázečích jeřábů. Estakády však dosahují délek několika desítek kilometrů. Z ekonomického pohledu by v ČR nenašla tato technologie náročná na pořizovací náklady montážních souborů využití, protože naše mosty jsou podstatně kratší.



Obrázek 9: Výstavba metodou těžké prefabrikace [4]

Dalšími významnými státy z hlediska vysokorychlostních tratí je Francie a Německo. Ve Francii je u zhotovených estakád velmi časté použití předpjatého betonu. Jedním z nejvýznamnějších příkladů jsou viadukty u města Avignon na síti TGV. U těchto konstrukcí je oproti přístupu v ČR volen návrh dlouhých spojitých mostů s KDZ.



Obrázek 10: Segmentové viadukty u města Avignon [5]

Nejaktuálnější vývoj železničních mostů z předpjatého betonu je v sousedním Německu, které lze použít jako vhodnou inspiraci pro mosty v ČR i s ohledem na podobné geomorfologické podmínky.

Mnoho významných mostních konstrukcí se nachází na vysokorychlostní trati mezi městy Erfurt a Lipsko. Tyto mosty jsou podrobněji popsány v následující sekci. [6]

Pro srovnání je jako poslední příklad uveden Colne Valley viaduct vznikající na budované vysokorychlostní trati mezi městy Londýn a Birmingham. Jedná se o nejdelší železniční most v Anglii s celkovou délkou 3,4 km. Konstrukce je navržena s ohledem na estetické ztvárnění a minimalizaci zásahů pod mostem jako spojitá předpjatá segmentová konstrukce s výškovými náběhy s typickým rozpětím 80 m. Součástí železničního svršku jsou kolejová dilatační zařízení.



Obrázek 11: Colne Valley viaduct během výstavby [7]

2.2.1. Příklady semiintegrováných železničních mostů

Gaensebach-Talbrücke na trati Erfurt – Lipsko

Tato konstrukce je s ohledem na vysokou štíhlost a poddajnost vnějších pilířů navržena bez vrubových kloubů a ložisek. Tuhost je zajištěna primárně středními brzdnými pilíři, které jsou navrženy se ztužující stěnou v podélném směru mostu. Most celkové délky přes 1000 m je složen z celkem deseti dilatačních celků, z nichž jsou dva krajní dvupolové a osm typických čtyřpolových s délkou dilatačního celku 112 m. Most převádí bezстыkovou kolej bez KDZ. [8]



Obrázek 12: Gaensebach-Talbrücke [9]

Stobnitz-Talbrücke trati Erfurt - Lipsko

Návrh mostu je inspirován Ganselbach-Talbrücke s rozdílem, že spodní stavba neklade důraz na architektonické ztvárnění, ale na technickou jednoduchost a čitelnost. Tomu odpovídá speciální úprava brzdných a dilatačních pilířů s jednotným oválným vzhledem s různou tloušťkou dřívku a různým počtem řad pilot.



Obrázek 13: Stobnitz-Talbrücke [10]

Pesnica viadukt ve Slovinsku

I tento návrh je inspirován mosty na trati Erfurt – Lipsko. Most se nachází na konvenční trati, avšak problematika interakce mostu a bezстыkové koleje byla podrobně řešena. Most využívá jednoduchých oválných pilířů s tužším brzdným pilířem a dilatačním pilířem s rozděleným dřívkem pomocí vložené dilatační spáry z polystyrenu. U této konstrukce jsou mezi jednotlivé dilatační celky vloženy tlumiče, které přenášejí okamžitá zatížení jako jsou brzdné síly na celou délku estakády, ale umožňují teplotní dilatace a posuny způsobené dlouhodobou reologií betonu. Na mostě je stejně jako na trati Erfurt – Lipsko použita konstrukce pevné jízdní dráhy.



Obrázek 14: Pesnica viadukt [11]

Unstrut-Talbrücke na trati Erfurt – Lipsko

Jedná se o nejdelší a nejvyšší z uvedených semiintegrováných mostů. V tomto případě je s ohledem na výšku konstrukce nutné použití KDZ. Konstrukce neobsahuje mostní ložiska a pilíře jsou v 580 m dlouhých dilatačních celcích pevně spojeny s nosnou konstrukcí a dilatační posuny umožňují svou výškou a dostatečnou poddajností. Dominantním prvkem každého dilatačního celku je obloukové pole, které umožňuje přenesení brzdných sil.



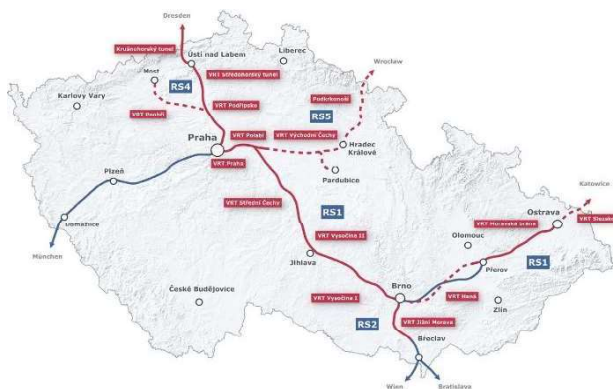
Obrázek 15: Unstrut-Talbrücke [12]

2.3. Stav přípravy vysokorychlostních tratí v ČR

V České republice doposud existují úseky Rychlých spojení, které obsahují tratě upravené pro rychlost 200 km/h a modernizované konvenční tratě do 160 km/h. Tratě VRT budou s plánovanou rychlostí 320 km/h součástí Rychlých spojení. [13]

Jednotlivé úseky jsou v aktuálním stavu projektované ve stupni dokumentace pro územní rozhodnutí. Důležitým dokumentem sloužícím jako podklad pro projektování je [14].

Plánovaná síť VRT je zobrazena na následujícím obrázku. Ze zobrazených úseků je nejbližší realizaci moravská část, konkrétně VRT Moravská brána. Tento úsek byl projektován firmou AFRY CZ a autorovi k němu byly poskytnuty podklady.



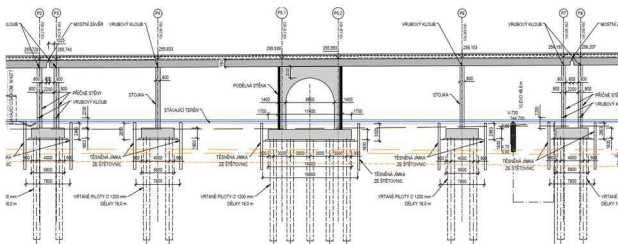
Obrázek 16: Plánovaná podoba tratí VRT [13]

Na tomto úseku stojí za zmínku plánovaná koncepce železničních mostů, které jsou ve stupni dokumentace pro územní rozhodnutí navrženy s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu. V základní koncepci se jedná nejčastěji o dvupolové mosty tvořené příčně dělenými segmenty.

Tyto konstrukce však kromě odstranění nutnosti obnovy protikorozního nátěru oproti klasickým sřazeným ocelobetonovým mostům nepřinášejí žádné výhody, protože obsahují velké množství mostních závěrů a ložisek, konkrétně velmi zatížených pevných ložisek na brzdných pilířích a celkem dvou párů posuvných ložisek na každém pilíři u dilatační spáry.

Z tohoto hlediska je mnohem zajímavější Nový jezernický viadukt, který je inspirován mostem Ganselbach-Talbrucke a je řešen pomocí čtyřpolových dilatačních celků bez mostních ložisek. Tento most byl vybrán jako výchozí varianta pro další výzkum a hledání možností pro návrh delších dilatačních celků.

Aktuální návrh je složen ze šesti dilatačních celků délky 41,5 m (krajní u opěr) a 93 m (typické mezilehlé) s celkovou délkou mostu 379,4 m. Most se nachází ve směrovém oblouku, což podpořilo rozhodnutí o návrhu konstrukce rozdělené na dilatační celky s ohledem na zvýšené riziko závad a opotřebení KDZ při působení příčných a odstředivých sil.

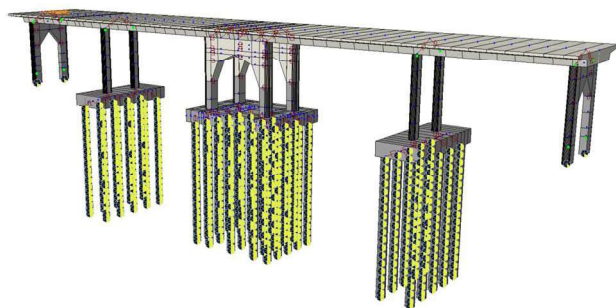


Obrázek 17: Jezernický viadukt – dilatační celek [15]

3. PROBLEMATIKA NÁVRHU A POSOUZENÍ SEMIINTEGROVANÝCH ŽEL. MOSTŮ

3.1. Statická analýza

Samotná statická analýza se kromě odlišného zatížení dopravou téměř neliší oproti běžně používaným předpjatým silničním mostům. Pro návrh mostovky jsou rozhodující mezní stavy použitelnosti s ohledem na omezení napětí a omezení šířky trhlín. Pro brzdné pilíře je rozhodující namáhání brzdnými silami a vnější pilíře jsou v případě semiintegrováných celků primárně namáhané nesilovým zatížením.



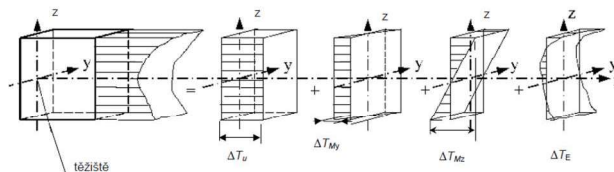
Obrázek 18: Výpočetní model pro statické posouzení [15]

Důležitým aspektem posouzení těchto konstrukcí jsou podélné posuny konců mostů, které hrají významnou roli pro návrh dilatačních závěrů a řešení kolejového lože, u kterého by v případě větších posunů docházelo ke zřetřování a bylo by nutné řešit tento přechod přepážkami. Podélné posuny mají také významný vliv na namáhání spodní stavby. Nejvýznamnější složky těchto posunů je zatížení teplotou a brzdnými silami a v případě předpjatých betonových konstrukcí také reologické chování betonu a posuny od předpínání.

3.1.1. Zatížení teplotou

Statické posouzení spodní stavby i posouzení interakce s mostu a bezстыkové koleje výraznou mírou ovlivňuje zatížení teplotou. Základním podkladem pro stanovení velikosti zatížení je norma ČSN EN 1991-1-5. V ČR je postup pro stanovení definován národní přílohou, která pomocí teplotních map stanovuje minimální a maximální teplotu vzduchu ve stínu pro následný výpočet rovnoměrné složky teploty.

Další významnou složkou je nerovnoměrná teplota, u které je v ČR doporučený postup 2 využívající nelineární průběh nerovnoměrné teploty. Tento nelineární průběh má podřadný vliv také na podélné dilatace konstrukce a liší se dle typu konstrukce a velikosti jejího průřezu.



Obrázek 19: Znázornění složek teplotního zatížení dle EN [16]

Na základě dosažených výsledků článku [17] se ukazuje, že teplotní zatížení může být podrobněji optimalizováno na základě pravděpodobnostních analýz a využití měřených dat z nejbližších meteorologických stanic v okolí stavby.

Pravděpodobnostní postupy dále dle ČSN EN 1990 [18] umožňují úpravu součinitelů zatížení pro mezní stavy únosnosti.

3.1.2. Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami

U brzdných pilířů je nutné splnění kritéria na maximální povolenou podélnou deformaci od brzdných sil. Velikost vodorovného posunu také nepříznivě ovlivňuje spolupůsobení s bezстыkovou kolejí a brzdné pilíře často musí být velice tuhé s velkým počtem řad pilot. Se zvyšující vodorovnou tuhostí se však na úkor snížení namáhání v bezстыkové kolejnici zvyšuje namáhání přenášené do základů.[19]

Velikost brzdných sil je stanovena v ČSN EN 1991-2 a dále se násobí klasifikačním součinitelem, dynamickým nikoliv. [20]

- Rozjezdová síla pro LM71, SW/0, SW/2, HSLM:
 $Q_{lak} = 33 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$.
- Brzdná síla pro modely zatížení 71, SW/0 a HSLM:
 $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}] \leq 6000 \text{ [kN]}$
- Brzdná síla pro model zatížení SW/2 [2]
 $Q_{lbk} = 35 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}]$

Historický vývoj velikostí brzdných sil a popis možností v úsporách jejich uvažování při přepočtech stávajících železničních mostů byl popsán v závěrečné zprávě [21].

Při návrhu mostu Pesnica ve Slovinsku byly pro přenos brzdných sil mezi jednotlivými dilatačními celky použity vizkózní tlumiče, čímž bylo dosaženo většího počtu vzdorujících pilířů. [11]

3.1.3. Reologické chování betonu a předpínání

Významnou složku podélných posunů tvoří smršťování a dotvarování betonu. Snahou návrhu je s ohledem na namáhání spodní stavby u delších dilatačních celků tyto posuny omezit.

Nejvýznamnější možnou úsporou v této kategorii jednoznačně tvoří prefabrikace, která značnou část těchto posunů eliminuje před zabudováním prvku do finálního statického schématu. Prefabrikace je dále výhodná i s ohledem na předpínání, protože část kabelů taktéž bývá předpínána před zabudováním prvku.

U monolitických konstrukcí je u semiintegrováných konstrukcí výhodné s ohledem na namáhání spodní stavby provést zmonolitnění spodní stavby a nosné konstrukce až po předepnutí, aby nebyla vnášena deformace od předpětí do spodní stavby. Tento postup je však náročný z hlediska provádění samotného zmonolitnění se spodní stavbou v prostoru pod nosnou konstrukcí a správné provedení rámového rohu.

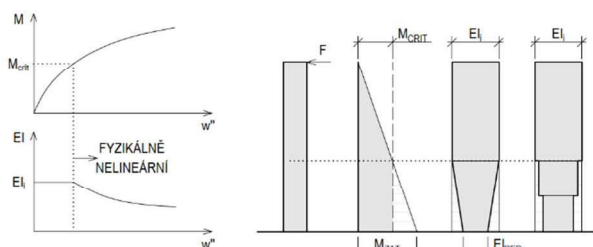
3.1.4. Redukce tuhosti vlivem trhlin v železobetonu

V mezních stavech únosnosti lze dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 5.4 pro stanovení účinků teplotních deformací, sedání podpor a smršťování redukovat tuhosti průřezů na tuhosti odpovídající průřezu s trhlinami bez tahového zpevnění, čímž dojde ke zvýšení poddajnosti a zmenšení ohybového namáhání. [22]

V mezním stavu použitelnosti však článek požaduje zohlednění tahového zpevnění, které dle poměru působícího momentu a momentu na mezi vzniku trhlin určuje mezilehlé stavy mezi průřezem bez trhlin a zcela potrháným průřezem.

Doslovná aplikace normy by vedla s ohledem na velký počet zatěžovacích stavů a průřezů k podrobné nelineární analýze, která by zohledňovala pro každou kombinaci zatížení a každý prvek modelu redukce tuhosti dle působících vnitřních sil, což by pro běžnou projekční praxi byla značná komplikace.

Podstatou tohoto fyzikálního jevu je skutečnost, že u rámových konstrukcí vznikají významné vnitřní síly od nesilových zatížení. Velikost těchto sil při lineárně pružném výpočtu s tuhostí prvků odpovídající plnému betonovému průřezu často přesahuje mez vzniku trhlin. [23]



Obrázek 20: Redukce tuhosti vlivem trhlin [23]

Při reálném chování se začíná projevovat potrhání betonu, které zvyšuje celkovou poddajnost konstrukce a tím účinky od nesilových zatížení snižuje. Dimenzování výztuže na ohybové momenty odpovídající konstrukci s plnou tuhostí průřezů by u prvků primárně namáhaných nesilovým zatížením vedlo k nevhodnému návrhu.

Tento postup byl proveden na již zhotovených obloukových mostech na dálnici D3. Výpočet byl proveden pomocí redukce momentu setrvačnosti spodních částí vnějších stopek vetknutých do základu oblouku, u kterých došlo k přesažení meze vzniku trhlin. Aby nebyl nutný nelineární výpočet, byla provedena úvaha nad účinky jednotlivých zatížení a velikostmi působících vnitřních sil při jednotlivých kombinacích, která potvrdila primární namáhání vlivem nesilových zatížení a možnost významné redukce jimi způsobených vnitřních sil. [23]

3.1.5. Upřesněný posudek omezení napětí

V běžně používaných výpočetních programech pro posuzování konstrukcí, jako je například Idea Statica RCS, je tento posudek uvažován konzervativně pomocí posouzení jednotlivých kombinací mezního stavu použitelnosti na ideálních průřezech stanovených s krátkodobými i dlouhodobými charakteristikami, což postihuje veškeré mezilehlé stavy. Tento posudek často bývá při návrhu průřezů spodní stavby rozhodující.

Na uvedeném příkladu obloukového mostu bylo prokázáno, že posudek lze rozdělit na několik kritických okamžiků a neposuzovat tyto extrémní stavy pro kombinace MSP, které nemohou nastat. Krátkodobé působení průřezu nastává pouze při minimálním stáří betonu a při jeho odezvě na krátkodobá zatížení. Při delším působení zatížení se do reálného chování a přerozdělení napětí po průřezu mezi tlačným betonem a

taženou betonářskou výztuží zapojuje dotvarování, které je zohledněno součinitelem dotvarování vstupujícím do výpočtu průřezových charakteristik ideálního potrhání i nepotrhání průřezu. To má za důsledek snížení tlakového napětí v betonu, které v posudcích často rozhoduje.

Toho lze využít při podrobnějším posouzení. Na krátkodobých charakteristikách by měla být posouzena pouze fáze odskružení konstrukce, případně prvotního zatížení.

V dalších fázích uvedení do provozu a konce životnosti již lze uvažovat kvazistálé zatížení na průřezu s dlouhodobými charakteristikami a na krátkodobých charakteristikách stanovovat pouze přírůstky napětí od rozdílu mezi kvazistálou a častou/charakteristickou kombinací, které obsahují složky krátkodobého zatížení. Výsledné napětí je pak superpozicí účinků dlouhodobých a krátkodobých zatížení na příslušných průřezových charakteristikách. Kritický posudek pak nejčastěji nastává v době uvedení do provozu, kdy musí být uvažováno, že most bude neprodleně zatížen charakteristickou kombinací.

V rámci úspor a dimenzovatelnosti konstrukce bylo u obloukových mostů s ohledem na tento posudek stanoveno, že uvedení mostu do provozu a poježdění těžkou staveništní dopravou musí nastat nejdříve šest měsíců od doby betonáže oblouku, což s ohledem na harmonogram stavby nečinilo žádné komplikace a přineslo zmíněné výhody. [23]

3.2. Dynamická analýza

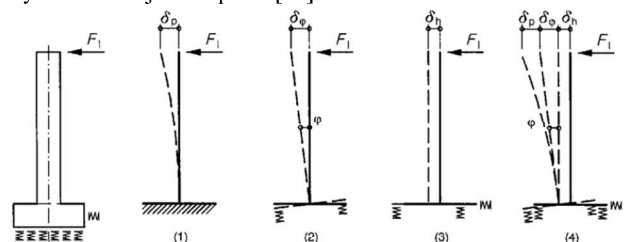
Dynamická analýza je u železničních mostů velmi důležitou součástí posouzení konstrukce. Důležitost se stupňuje zvláště u použití konstrukcí pro vysokorychlostní trať. V rámci výzkumu však není primárním cílem a nemá zásadní vliv na možnost zvětšování délky dilatačních celků a zjištěné skutečnosti jsou převzaty z odborné literatury. [24]

Betonové konstrukce z hlediska dynamického chování prokazují výhodnější poměr tuhosti a hmotnosti a mají vyšší vlastní útlum. Lze tedy předpokládat, že při hledání optimálního řešení z hlediska údržby a nákladů na celou životnost konstrukce bude toto posouzení příznivější, než v případě konstrukcí sprážených ocelobetonových. [1]

3.3. Interakce mostu a bezстыkové koleje

Vzájemné silové spolupůsobení mostu a koleje závisí na statickém systému, dilatujících délkách nosné konstrukce, umístění kolejových dilatačních zařízení i tuhosti spodní stavby a založení. Velikost přídavného napětí v koleji roste s rozdílem podélných posunů mezi mostem a kolejí.

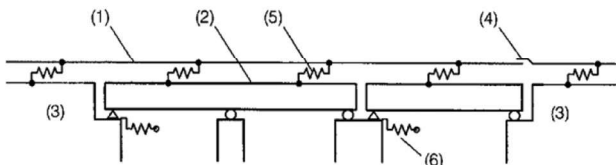
V zmíněných předpisech je popsána metodika kompletní analýzy, která spočívá v omezení přídavného namáhání bezстыkové koleje. Konkrétně pro kolejové lože se jedná o maximálně 92 MPa v tahu a 72 MPa v tlaku s ohledem na riziko vybočení kolejového pásu. [19]



Obrázek 21: Stanovení tuhosti spodní stavby [19]

Bezстыková kolej na mostě má specifika oproti běžně trati. S ohledem na poměry tuhostí průřezů mostovek a jde primárně o přidavné normálové síly v koleji způsobené spolupůsobením nosnou konstrukcí. Ovlivnění samotné nosné konstrukce je zanedbatelné a největší vliv má na síly v ložiskách. [25]

Na kombinovanou odevzu má vliv velké množství parametrů. Mezi hlavní se řadí odpory kolejového lože důležité pro stanovení nelineárních pružin výpočetního modelu, na které již bylo provedeno velké množství experimentů a jejich hodnoty jsou stanoveny v uvedených předpisech. [26][27][28]



Obrázek 22: Výpočetní model pro interakci kolej-most [19]

Z hlediska zatížení hraje největší roli zatížení teplotou, brzdnými silami a z hlediska průhybu nosné konstrukce způsobující přidavné namáhání koleje také svislé dopravní zatížení. [29]

Výzkum byl věnován také alternativním metodám pracujícím se zavedením pravděpodobnostní metodiky posouzení kombinované odevzy mostu a bezстыkové koleje. Tento výzkum byl založen na datech z měření odevzy bezстыkové koleje na skutečných mostních konstrukcích. [30]

Návrh bezстыkové koleje na mostních objektech se v České republice řídí předpisem SŽDC S3 – díl 12 Železniční svršek na mostních objektech. Tento předpis stanovuje největší přípustné dilatační délky, při kterých lze zřizovat bezстыkovou kolej. Dále je požadováno ověření interakce mostu a koleje, které se řídí předpisem MVL 150 a ČSN EN 1991-2.

Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a dilatační délka L_1	Tvar kolejiště 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi											
			ocelovými					ocelobetonovými					betonovými	
			s kolejovým ložem práce dřevěné betonové	s mostnicemi uloženými centricky plošně	s přímým uložením koleje	s kolejovým ložem práce dřevěné betonové	s kolejovým ložem práce dřevěné betonové	s kolejovým ložem práce dřevěné betonové	s kolejovým ložem práce dřevěné betonové					
1		R 65 UIC 60 T.S 49	125 110 85	90 80 60	70 66 60	23 20 23	20 20 20	160 140 100	120 103 70	180 156 110	130 113 80			
2		R 65 UIC 60 T.S 49	125 108 75	86 74 51	70 63 50	25 25 25	23 23 23	160 136 90	110 93 60	180 153 100	125 106 70			
3	 počet konstrukcí není omezen	R 65 UIC 60 T.S 49	125 108 75	86 74 51	70 63 50	25 25 25	23 23 23	160 136 90	110 93 60	180 153 100	125 106 70			
4		R 65 UIC 60 T.S 49	85 61 55	46 44 40	35 35 35	19 19 19	17 17 17	100 86 60	70 61 45	110 96 70	80 70 50			

Obrázek 23: Největší přípustné dilatační délky nosných konstrukcí pro zřízení bezстыkové koleje [31]

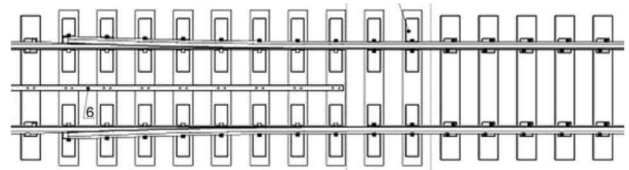
3.3.1. Kolejová dilatační zařízení

Slouží k snížení vzájemných účinků mostu a bezстыkové koleje a ovlivňování napjatosti v kolejových pásech. Při umístění KDZ lze dosáhnout návrhu delších spojitých konstrukcí.

Cílem návrhu vysokorychlostních tratí je tato zařízení eliminovat s ohledem na jízdní komfort a minimalizaci výluk nutných pro jejich údržbu. V přímé trati je dle informací výrobce DT Výhybkárna Prostějov opotřebení poměrně nízké a netvoří zásadní problémy. To však neplatí v případě návrhu těchto zařízení ve směrových obloucích v místě převýšení tratě.

KDZ pak musí být transponované a jeho subtilní pohyblivé části jsou rychle opotřebovány vlivem příčných a odstředivých sil. Výměna KDZ vyžaduje zastavení provozu na trati.

Maximální rozdíl posunů obou částí koleje bývá označován jako kapacita roztažnosti a určuje nutný typ a velikost kolejového dilatačního zařízení.



Obrázek 24: Schéma kolejového dilatačního zařízení [4]

4. ZÁVĚR

V příspěvku byla popsána stávající situace železničních mostů v České republice a v zahraničí. Nejvíce pozornosti bylo věnováno semiintegrováným mostům s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu na vysokorychlostní trati mezi městy Erfurt a Lipsko v Německu. Další výzkum v oblasti navrhování těchto konstrukcí souvisí s prověřením stávajících výpočetních postupů a možnými úsporami v zatížení teplotou a brzdnými silami, jež mají dominantní účinek na návrh semiintegrováných rámových konstrukcí v kombinaci s posouzením kombinované odevzy mostu a bezстыkové koleje. V příspěvku byly tyto problematiky shrnuty pomocí rešerše stávajících provedených výzkumných a akademických prací a předpisů.

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych chtěl poděkovat panu doc. Dr.-Ing. Romanu Lennerovi za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím příspěvku.

Reference

- [1] ČÍTEK, David; DEJMEK, Tomáš; DRAHORÁD, Michal; HOLÝ, Milan; KOLÍSKO, Jiří et al. *Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí v síti Správy železnic*. Pořadí vydání: 1. V Praze: České vysoké učení technické, [2022]. ISBN 978-80-01-06923-3.
- [2] PEREDA, Héctor Beade a CAPELLÁN, Guillermo. *Almonte viaduct - design*. Online. *E-Mosty*. Vol. 2016, no. 04, s. 9-23. ISSN 2336-8179. Dostupné z: <https://e-mosty.cz/wp-content/uploads/2016/11/e-mosty42016ArchBridges.pdf>. [cit. 2025-04-11].
- [3] CALCADA, Rui; DELGADO, Raimundo a CAMPOS E MATOS, António (ed.). *Bridges for High-Speed Railways*. Taylor & Francis Group, London, UK, 2009. ISBN 978-0-415-47147-3.
- [4] ROMO, José; PÉREZ-CALDENTEY, Alejandro a CUADRADO, Manuel. *High-Speed Railway Bridges: Conceptual Design Guide*. Ernst&Sohn GmbH, Rotherstraße 21, 10245 Berlin, Germany, 2024. ISBN 978343303313.
- [5] BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS. *Avignon viaducts: Construction of two parallel railway viaducts crossing the Rhone river*. Online. Dostupné z: <https://www.bouygues-tp.com/en/projects/avignon-viaducts->. [cit. 2024-01-14].
- [6] MARX, Steffen a SEIDL, Günter. *Integral Railway Bridges in Germany*. *Structural Engineering International*. Vol. 2011, no. 03, s. 332-340.

- [7] HS2 - HIGH SPEED TWO. *Colne Valley Viaduct*. Online. 2024. Dostupné z: <https://www.hs2.org.uk/building-hs2/viaducts-and-bridges/colne-valley-viaduct/>. [cit. 2024-01-14].
- [8] SCHENKEL, Marcus; GOLDACK, Arndt; SCHLAICH, Jörg a KRAFT, Stefan. Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2010, roč. 105, č. 9, s. 590-598.
- [9] *Neubau der Gänsebachtalbrücke, NBS Erfurt-Leipzig/Halle*. Online. BUNG Unternehmensgruppe. 2019. Dostupné z: <https://www.bung-gruppe.de/stra%C3%9Fenbr%C3%BCcke-spannbeton/g%C3%A4nsebachtalbr%C3%BCcke/>. [cit. 2024-02-19].
- [10] JUNG, Rolf; MARX, Steffen; SCHENKEL, Marcus a STOCKMANN, Rico. Entwurf und Ausführungsplanung der Stöbnitztalbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2011, roč. 106, č. 2, s. 81-88.
- [11] MAHER, Jernej a MARKELJ, Viktor. Analiza železniškega viadukta Pesnica. In: *Zbornik 43. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije*. Rogaška Slatina, oktober 2022, s. 33-42.
- [12] DAHINTER, Karel. Mosty z předpjatého betonu na vysokorychlostních železničních tratích v Německu. *BETON TKS*. Roč. 2012, č. 4, s. 20-30.
- [13] *Vysokorychlostní tratě v České republice*. Online. Dostupné z: <https://vrtky.cz/web/vrtky/>. [cit. 2025-04-15].
- [14] *Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR*. Správa železnic, státní organizace, 2024.
- [15] KUBÍN, Tomáš a VÁVROVÁ, Zuzana. *Projektová dokumentace: RS I VRT Prosenice - Ostrava-Svinov, I. část, Prosenice - Hranice na Moravě, DÚR: Estakáda v km 104,374 - Nový Jezernický viadukt*. AFRY CZ, 2023.
- [16] ČSN EN 1991-1-5 (ČSN 730035), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - zatížení teplotou: včetně Opravy O1 z 2/2010, Opravy O2 z 5/2011, Změny Z1 z 2/2010 a Změny Z2 z 3/2010*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [17] SÝKORA, Miroslav; HOLÝ, Milan; MARKOVÁ, Jana; MEZERA, Aleš a VALIK, Adam. Probabilistic Model for Thermal Actions on Concrete Bridges Based on Meteorological Measurements – Case Study. In: *CCC 2024 - 14th Central European Congress on Concrete Engineering*. Mikulov: Czech Concrete Society, 2024.
- [18] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002), *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [19] *MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje*. Správa železnic, státní organizace, 2016.
- [20] ČSN EN 1991-2 (ČSN 736203), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [21] RYJÁČEK, Pavel; ŽITNÝ, Jan; MARKOVÁ, Jana; SÝKORA, Miroslav; KUZNETSOV, Sergei et al. *Závěrečná zpráva za roky 2016-2017: Pokročilé metody posuzování existujících ocelových mostů na účinky zatížení větrem, brzdných a rozjezdových sil*. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2017.
- [22] ČSN EN 1992-1-1 (ČSN 73 1201), *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [23] NERADÍLEK, Martin. Obloukové nadjezdy na úseku dálnice D3 0311. In: *Proceedings of PhD Workshop*. Prague: Department of Concrete and Masonry Structures, 2024, s. 51-57. ISBN 978-80-01-07294-3.
- [24] FRÝBA, Ladislav. *Dynamika železničních mostů*. Praha: Academia, 1992. ISBN 80-200-0262-6.
- [25] CALCADA, Rui; DELGADO, Raimundo; CAMPOS E MATOS, Antonio; GOICOLEA, José Maria a GABALDÓN, Felipe (ed.). *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*. Taylor & Francis Group, London, UK, 2009. ISBN 978-0-415-45774-3.
- [26] *SŽDC S3/2 Bezстыková kolej*. Správa železnic, státní organizace, 2024.
- [27] BLÁHA, Filip. *Analýza bezстыkové koleje na mostních konstrukcích s uzavřeným kolejovým ložem*. Disertační práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2024.
- [28] UIC CODE. 774-3 R, *Track/bridge interaction - Recommendation for calculations*. 2nd edition. Union Internationale des Chemins de fer, 2001.
- [29] FREYSTEIN, Hartmut. Interaktion Gleis/Brücke – Stand der Technik und Beispiele. *Stahlbau*. 2010, roč. 79, č. 3, s. 220-231.
- [30] KAŠPÁREK, Jiří. *Pravděpodobnostní hodnocení interakce mostu a koleje*. Disertační práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2021.
- [31] *SŽDC S3: díl XII - Železniční svršek na mostních objektech*. Ve znění změny č. 4, účinnost od 1. března 2021. Správa železnic, státní organizace, 2021.

OPTIMIZATION OF EXPERT FUZZY SYSTEMS

Matyáš Ratislav, *

Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University in Prague, Thakurova 7/2077, 166 29 Prague 6, Czech Republic.
matyas.ratislav@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Fuzzy inferenční expertní systémy (FIS) představují silný nástroj pro modelování složitých, nelineárních a částečně stochastických systémů tím, že napodobují lidské uvažování pomocí fuzzy pravidel a funkcí příslušnosti. Přestože jsou široce využívány v inženýrství i rozhodovacích systémech, jejich ladění tak, aby odrážely měřená data, zůstává výzvou – zejména pokud je důležité zachovat jejich interpretovatelnost. Tento článek shrnuje existující optimalizační techniky pro FIS, včetně funkce tunefis v MATLABu a adaptivních neuro-fuzzy inferenčních systémů (ANFIS). Následně představuje tři nové metody pro datově řízené, avšak interpretovatelné ladění FIS: (1) adaptivní úpravy vstupních funkcí příslušnosti pomocí inverzní optimalizace na základě nových měření, (2) ladění konsekventů pravidel pomocí gradientní metody a (3) kalibrace parametrů využívající Bayesovskou inferenci a simulaci Monte Carlo pro učení s ohledem na nejistotu. Každá metoda je navržena tak, aby zlepšila výkonnost systému a zároveň zachovala logickou a sémantickou strukturu fuzzy modelů. Navržené metody jsou následně aplikovány na praktický příklad a porovnány.

KLÍČOVÁ SLOVA

Fuzzy logika • Optimalizace • Ladění parametrů • Bayesovská inference • Funkce příslušnosti

ABSTRACT

Fuzzy inference expert systems (FIS) provide a powerful framework for modeling complex, nonlinear, and uncertain systems by emulating human-like reasoning through fuzzy rules and membership functions. While widely applied across engineering and decision-making domains, tuning these systems to accurately reflect measured data remains a challenge—particularly when preserving interpretability is essential. This paper reviews existing optimization techniques for FIS, including MATLAB's tunefis function and adaptive neuro-fuzzy inference systems (ANFIS). It then proposes three novel methods for data-driven yet interpretable tuning of FIS: (1) adaptive updates of input membership functions through inverse optimization based on new measurements, (2) gradient-based tuning of rule consequents, and (3) a Bayesian parameter calibration framework utilizing Markov Chain Monte Carlo sampling for uncertainty-aware learning. Each method is designed to enhance system performance while upholding the logical and semantic structure of fuzzy models. The proposed methods are then applied to a practical example and compared.

KEYWORDS

Fuzzy logic • Optimization • Parameter tuning • Bayesian inference • Membership function

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

1. INTRODUCTION

Fuzzy inference expert systems (FIS) are widely used for modeling and decision-making in environments characterized by imprecision, uncertainty, and where only limited data is available. Unlike classical logic, fuzzy logic allows for gradual transitions between truth values, making it well-suited for applications involving vague or subjective information. This flexibility has led to its successful deployment in domains such as control systems, diagnostics, and artificial intelligence (Sheena et al. (2017)).

The performance of fuzzy systems can be increased by manual tuning, particularly of membership functions and rule parameters. To support engineering judgment with data-driven evidence, various optimization techniques have been developed. These range from gradient-based methods to metaheuristic algorithms and neuro-fuzzy approaches, enabling more efficient and systematic model calibration (Moreno-Velo et al. (2003)).

This paper reviews existing methods for FIS optimization and introduces several new approaches designed to enhance both the adaptability and interpretability of fuzzy models. The proposed methods include adaptive membership function updates, rule consequent tuning, and a Bayesian framework for parameter calibration. Together, these methods provide a flexible toolkit for refining fuzzy inference systems using data.

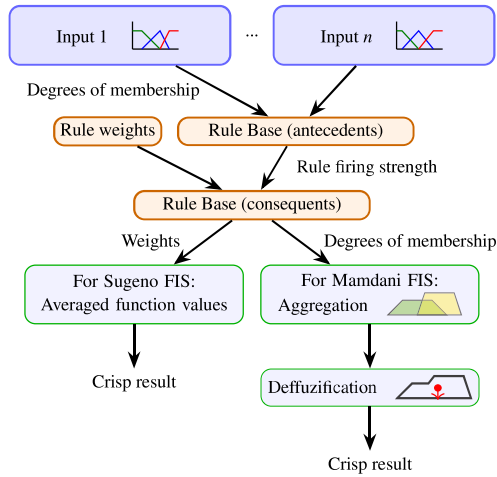
2. FUZZY INFERENCE SYSTEMS AND THEIR OPTIMIZATION

Fuzzy logic inference systems are used for modeling various phenomena and decision making by mimicking the approximate "fuzzy" reasoning used by humans. Unlike classical Boolean logic, where statements are true or false, fuzzy logic allows intermediate degrees of truth, enabling reasoning in conditions where data are incomplete or vague (Zadeh (1965)). This is possible in fuzzy inference systems through the use of fuzzy sets in decision rules. Fuzzy sets are objects without crisp, clearly defined boundaries (MathWorks, Inc. (1994–2025c)) - membership in those sets is a matter of degree - element can be partially a member of set A and $\neg A$ simultaneously.

The growth of fuzzy logic applications in recent decades has been substantial. Its capabilities have been successfully employed in various domains, including consumer electronics (e.g. cameras, washing machines, and air conditioners), industrial control systems, decision support systems, medical diagnostics, financial modeling, and artificial intelligence. These systems benefit from the ability of fuzzy logic to handle imprecision, model nonlinear systems, and incorporate expert knowledge without requiring an exact mathematical model (MathWorks, Inc. (1994–2025c)).

A fuzzy inference system (FIS) typically consists of a set of linguistic rules in the form of “IF-THEN” statements, fuzzy membership functions (MF) that determine degrees of membership of system’s inputs to defined linguistic fuzzy sets, and an inference mechanism that combines these rules to produce a fuzzy output. This output is then defuzzified into a crisp value suitable for decision making or control (Mendel (1995)).

Among the most widely used fuzzy inference systems are the Mamdani and Sugeno types, each suited to different types of applications. The Mamdani FIS, introduced by Ebrahim Mamdani in 1975 (Blej & Azizi (2016)), is characterized by using fuzzy sets, not only in rules antecedents but also in consequents. This approach closely resembles human reasoning and is thus widely used in applications where interpretability is a priority. In contrast, the Sugeno FIS, developed by Takagi, Sugeno, and Kang in 1985 (Blej & Azizi (2016)), uses fuzzy sets in the rule antecedents but employs mathematical functions as rule consequents. Therefore, Sugeno fuzzy systems are more computationally efficient and easier to integrate with optimization and learning algorithms (MathWorks, Inc. (1994–2025a)). The basic structure of fuzzy inference systems is depicted in figure 1.



Obrázek 1: Flowchart of Mamdani and Sugeno fuzzy inference systems.

2.1. Existing Methods for FIS Optimization

Optimizing FIS with data is essential for enhancing their performance and accuracy in various applications. Several methods have been developed to fine-tune FIS parameters, including membership functions and rule bases.

MATLAB’s `tunefis` function

The Fuzzy Logic Toolbox in MATLAB (version R2024b) offers the `tunefis` function, which facilitates the optimization of fuzzy inference systems by minimizing a specified cost function. This optimization is achieved through the adjustment of selected parameters, including input and output membership functions and the rule base. The tuning process can employ various optimization algorithms, such as genetic algorithms, particle swarm optimization, and pattern search methods (MathWorks, Inc. (1994–2025b)).

This functionality is particularly beneficial for initial system tuning based on empirical data or for approximating complex systems, such as artificial neural networks (MathWorks, Inc. (2024)).

However, the `tunefis` function presents certain limitations that may affect the interpretability of the resulting FIS. One notable issue is the necessity to impose constraints on tunable parameters to preserve the logical consistency of the system. For instance, consider an input variable “height” with fuzzy sets labeled “short,” “average,” and “tall,” each defined by specific membership functions. Without appropriate constraints, the tuning algorithm might adjust the membership function for “tall” to overlap with or fall below that of “average,” thereby violating the intended semantic structure of the fuzzy sets. In `tunefis`, constraints can only be specified as fixed numerical bounds; however, logical consistency relies on relative relationships between parameters.

Another concern is that the `tunefis` function does not inherently normalize the membership functions. Consequently, for a given input, the sum of membership degrees across all fuzzy sets can be less than, or greater than one. This may complicate the interpretability of the system. For example, an input value of 1.71 meters could result in membership degrees of 0.5 for “short,” 0.7 for “average,” and 0.3 for “tall,” totaling 1.5. While such non-normalized approaches can be advantageous in certain contexts, they often introduce ambiguity in the interpretation of membership degrees.

Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS)

ANFIS integrates the learning capabilities of artificial neural networks with fuzzy logic. This hybrid approach enables the modeling of complex, nonlinear systems by learning from data while maintaining interpretability through fuzzy rules.

ANFIS is an artificial neural network with a multi-layer architecture copying structure of Sugeno type FIS. The system utilizes a hybrid learning algorithm that combines gradient descent and least squares estimation to optimize the input parameters of the membership functions and the parameters of the rules consequent functions that are usually in a form of first order polynomial (Karaboga & Kaya (2019)).

To enhance the performance and generalization capabilities of ANFIS, various optimization techniques have been proposed. Metaheuristic algorithms such as Genetic Algorithms or Particle Swarm Optimization have been integrated with ANFIS to optimize its parameters effectively (Moayedi et al. (2020)).

3. PROPOSED METHODS FOR FIS OPTIMIZATION

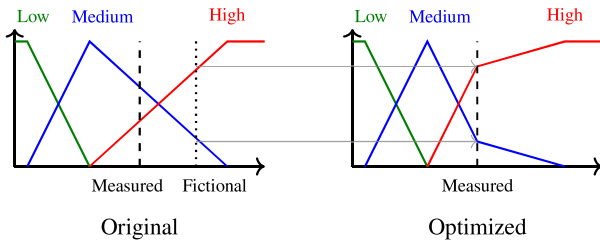
The following methods were developed to fine-tune fuzzy inference systems with data preserving their interpretability. All of the optimization methods presented are applicable to the Sugeno and Mamdani systems with an arbitrary number of input parameters and one output.

3.1. Adaptive Update of Membership Functions Based on New Measurements

To enhance the adaptability of a fuzzy inference system (FIS) to evolving datasets, the `set_MF_trends` function provides a mechanism for updating input membership functions based on newly observed input-output pairs. This function modifies the shapes of selected membership functions to better reflect new measurement data, while preserving interpretability and consistency within the fuzzy model. The manipulated membership functions must support incremental definition via data points (e.g., polygons or two connected monotonic splines); such membership functions are referred to as *adaptive*.

The method is grounded in constrained numerical optimization. Given a new input measurement and a corresponding desired output value, the function searches for a set of hypothetical input values (referred to as “fictional inputs”) that would yield the same output under the current FIS configuration. This inverse mapping is achieved using the Sequential Least Squares Programming (SLSQP) algorithm by SciPy Community (2008–2025). The optimization problem is subject to equality constraints ensuring that the FIS output matches the desired output. The objective function minimizes the deviation of the fictional inputs from the actual measurements, normalized over the domain of each input. This normalization can be configured in a flexible manner, allowing certain inputs to be penalized more or less than others if desired.

Once the optimal fictional inputs are identified, the function compares the active fuzzy sets, i.e., those with nonzero membership values, corresponding to both the actual and fictional inputs. If the same fuzzy sets are active, the associated adaptive membership functions are updated by incorporating new defining data points so they have for actual inputs the same degrees of membership as for the fictional inputs (see figure 2). However, if different fuzzy sets are activated, implying that peaks or boundaries of the membership functions would need to shift, the function halts execution. This safeguard prevents unintended logical inconsistencies in the FIS structure.



Obrázek 2: Comparison of input's membership functions before and after `set_MF_trends` optimization.

The `set_MF_trends` function thus offers a controlled and interpretable approach to tuning adaptive fuzzy models in response to new data. However, its application to large datasets or datasets with significant uncertainty is limited. One potential solution involves randomly selecting a subset of data points and, if the corresponding membership function updates are feasible (i.e., the optimization does not halt), evaluating the model cost on the remaining data using a chosen cost function. This process can be repeated multiple times, and the model configuration with the lowest cost can be selected, or weighted average of MFs shapes can be taken (with their inverse cost as weights). Alternatively, clustering techniques may be applied to large datasets, followed by selecting a few representative (average) measurements from each cluster for adaptation.

3.2. Rules Consequent Tuning Algorithm

The proposed method (referred to as `train_consequent`) leverages the interpretability of fuzzy rules whose consequent parts are defined in a fuzzy manner. For example, a rule may take the form: “*IF (antecedent) THEN result is Low with 20% and Medium with 80%*”. These percentages are referred to as consequent weights. This formulation reduces the number of output membership functions required, thereby helping them retain their semantic meaning. The optimization algorithm iteratively adjusts the consequent weights within a fuzzy inference system (FIS) in order to

minimize a selected cost function (e.g., mean squared error, Huber loss, etc. - see Tonyloi (2024)) between the predicted and target outputs.

The input to `train_consequent` consists of an arbitrary number of input-output pairs. Optionally, each sample may be assigned a weight to reflect its importance or reliability during training. At the core of the tuning procedure lies a custom gradient-based optimization algorithm. For each training sample, the algorithm computes the predicted output and evaluates the associated cost using the selected loss function.

The gradient of the cost function with respect to the rule consequent weights is then estimated. This gradient reflects the sensitivity of the prediction error to changes in the consequent weights. For each training sample, its contribution to the gradient is computed based on the local discrepancy between the target and predicted output, the influence of each rule via its firing strength, and an estimate of how variations in individual consequent weights would affect the prediction. The resulting gradients from individual samples are then aggregated across the entire training set, with each sample's influence modulated by its optional weight.

The rule weights are updated using a normalized gradient descent approach. The gradient is first scaled to a fixed step size, and a tentative update is applied. If this update reduces the cost function value, it is accepted; otherwise, the step size is halved and the update is retried. This adaptive mechanism continues until either a successful update is found or the step size falls below a predefined threshold. This strategy avoids instability due to overly large updates while maintaining steady convergence toward a lower error.

To ensure numerical stability and preserve interpretability, the consequent weights are normalized after each update so that they are non-negative and sum to one within each rule. This normalization guarantees that the rules remain interpretable as weighted combinations of output terms or functions. The optimization proceeds iteratively until a maximum number of iterations is reached or the step size becomes too small to allow further improvement.

The outcome of the procedure is a tuned fuzzy inference system whose rule base more effectively captures the underlying patterns present in the training data, thereby enhancing predictive accuracy. As the algorithm relies on gradient descent, it is inherently constrained to finding local minima of the cost function. This characteristic helps preserve the interpretability of the system, as the original rule structure remains largely intact and only the consequent weights are adjusted. However, it also implies that the quality of the final model strongly depends on the initial design of the FIS. A poorly initialized rule base may lead to suboptimal performance, as the algorithm is not capable of performing global structural modifications.

3.3. Bayesian Calibration of Fuzzy Inference Systems

The function `Bayesian_learn` implements a Bayesian framework for parameter calibration of fuzzy inference systems (FIS), utilizing the Metropolis-Hastings algorithm, a Markov Chain Monte Carlo (MCMC) sampling technique (Kruschke (2015)). This method facilitates robust estimation of parameters in the presence of noise and uncertainty, while allowing the incorporation of prior knowledge in a principled manner through prior probability distributions.

At the core of this approach is a probabilistic model in which selected FIS parameters are treated as random variables. The user provides prior distributions for each tunable parameter (e.g., normal or uniform distributions), which encode initial beliefs about

their plausible values. Based on the provided input-output training data, the method evaluates how well each sampled parameter configuration explains the observed outputs using a likelihood function. This function quantifies the probability of the data given a parameter configuration, and is based on the residuals (differences between predicted and observed values) using a user-defined noise model. This design offers flexibility in modeling measurement uncertainty.

The sampling itself is performed via the Metropolis-Hastings algorithm, which iteratively proposes new parameter values by perturbing the current state with normally distributed noise scaled by a user-defined proposal step size. Proposed samples are accepted or rejected based on their posterior probability, which combines prior knowledge and data likelihood. The method supports additional user-defined parameter constraints, enabling the enforcement of physical or logical relationships between parameters (e.g., orderings or bounds).

The MCMC process begins from user-specified or automatically-initialized values. After a designated burn-in period (during which early samples are discarded to mitigate initialization effects), the remaining samples are used for inference. The final parameter values used to update the FIS can be set either as the posterior mean or as the maximum a posteriori (MAP) estimate.

The function also reports the acceptance ratio of the MCMC process, which serves as a diagnostic for tuning the proposal step size. An acceptance ratio that is too low indicates that the proposal distribution is overly narrow, while a ratio that is too high suggests it is too broad—both of which can impede convergence.

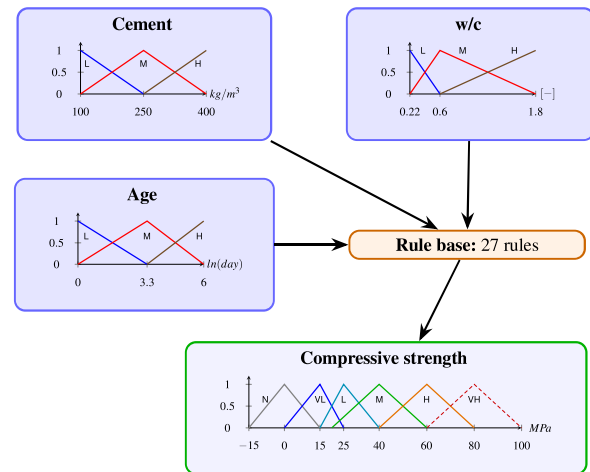
This optimization algorithm is particularly advantageous in applications where interpretability, prior expert knowledge, and uncertainty quantification are important. However, the method is computationally intensive: each proposed parameter set requires reconstructing the FIS and processing all data points. Therefore, although the algorithm's structure is theoretically applicable to Mamdani-type systems, its practical utility is limited to Sugeno-type FIS, owing to their significantly faster inference times.

4. APPLICATION

Proposed optimization methods were used to create a system that predicts concrete compressive strength. Data for FIS tuning and system validation was taken from Yeh (2007). This dataset contains 1030 instances and 9 attributes (8 input features and 1 output). The features represent quantitative measurements of materials used in concrete (e.g., cement, water, aggregates) in kg/m^3 , along with the age of the sample in days. There are no missing values, and the dataset originates from the study by Yeh (1998) on modeling concrete strength using neural networks.

Since expert systems (like FISs) are usually used in situations where only limited number of experiment were done (Basheer & Hajmeer (2000)), only 10 specimens were chosen at random from the dataset to represent the learning dataset and rest was used after systems optimization to validate the tuning method. For the FIS only 3 most significant inputs (cement content, water-cement ratio and age) were considered, to keep the problem easy to design and understand. The FIS used for optimization is schematically showed in figure 3.

All of the three proposed optimization methods were applied separately and later compared by various metrics.



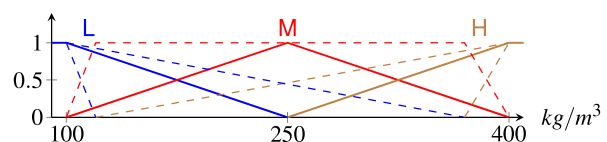
Obrázek 3: Fuzzy inference system architecture for concrete compressive strength estimation.

4.1. Optimized Parameters of the FIS

The `set_MF_trends` optimization was applied as follows. The training dataset was randomly divided into five subsets, each containing two samples. Each subset was used to optimize the original FIS (with use of monotone splines as MF), while the remaining subsets were used to compute the R^2 score. These scores (if positive) were used as weights, and the final shape of the membership functions was determined as a weighted average of the MF shapes from the optimized FISs.

The `train_consequent` algorithm was applied to the training dataset and terminated after 20 iterations (without reaching minimum allowed step size). This limit was set to prevent overfitting. In the final step, the change in average squared error was less than 2 %.

In the case of `Bayesian_learn`, the positions of the peaks of the M (medium) membership functions were optimized. Uniform prior distributions were used. A visualization of one of the input membership functions, along with its prior probability distribution, is shown in Figure 4, where the dashed lines indicate the limiting positions of the MFs. The output membership functions were replaced by their centroid values, effectively approximating the original Mamdani-type FIS with a Sugeno-type system for faster computation. A normal distribution was assumed for the measurement noise.



Obrázek 4: Prior distributions of the cement content MF parameters used in the Bayesian FIS optimization.

4.2. Validation

To evaluate the performance of the FISs optimized by the three proposed methods, a comparison with validation data was conducted. The prediction accuracy was assessed using the coefficient of determination (R^2), the root mean squared error (RMSE),

and the mean absolute error (MAE). These metrics capture different aspects of predictive quality: R^2 reflects the proportion of variance explained by the model, RMSE emphasizes larger errors, and MAE provides a robust measure of average error magnitude.

The table 1 summarizes the validation results for each optimization method.

Tabulka 1: Validation metrics for FISs optimized using different methods

Optimization Method	R^2	RMSE	MAE
Original FIS	0.37	12.9	10.4
set_MF_trends	0.45	12.1	9.7
train_consequent	0.61	10.2	8.1
Bayesian_learn	0.57	10.7	8.7

5. CONCLUSIONS

This paper addressed the challenge of tuning fuzzy inference systems in a data-driven yet interpretable way. While conventional tools such as ANFIS and MATLAB's `tunefis` offer robust solutions for many applications, they often compromise interpretability. To bridge this gap, we introduced three complementary methods: adaptive inverse optimization of membership functions, gradient-based tuning of rule consequents, and Bayesian calibration through MCMC sampling. Each approach enhances the model's fit to observed data while respecting the logical structure and interpretability of fuzzy models. Applied to a practical example, these methods demonstrated their ability to improve performance without significant loss of transparency. The algorithm `train_consequent` performed best compared to the other proposed algorithms; however, this may vary depending on the specific problem and the quality of non-optimised FIS.

ACKNOWLEDGEMENTS

The presented work has been realized within Institutional Support by Ministry of Industry and Trade of the Czech Republic and the CTU in Prague project SGS25/039/OHK1/1T/11.

Reference

Basheer, I. A. & Hajmeer, M. (2000), 'Artificial neural networks: fundamentals, computing, design, and application', *Journal of Microbiological Methods* **43**, 3–31.
URL: <https://www.elsevier.com/locate/jmicmeth>

Blej, M. & Azizi, M. (2016), 'Comparison of mamdani-type and sugeno-type fuzzy inference systems for fuzzy real time scheduling', *International Journal of Applied Engineering Research* **11**(22), 11071–11075. CRMEFO, MATSI Lab, Mohamed 1st University Oujda, Morocco.
URL: https://www.researchgate.net/publication/311795100_Comparison_of_Mamdani-type_and_Sugeno-type_fuzzy_inference_systems_for_fuzzy_real_time_scheduling

Karaboga, D. & Kaya, E. (2019), 'Adaptive network based fuzzy inference system (anfis) training approaches: a comprehensive survey', *Artificial Intelligence Review* **52**, 2263–2293.
URL: <https://doi.org/10.1007/s10462-017-9610-2>

Kruschke, J. K. (2015), *Doing Bayesian Data Analysis: A Tutorial with R, JAGS, and Stan*, 2 edn, Academic Press. Available online via ScienceDirect.
URL: https://nyu-cdsc.github.io/learningr/assets/kruschke_bayesian_in_R.pdf

MathWorks, Inc. (1994–2025a), *Mamdani and Sugeno Fuzzy Inference Systems*, MathWorks. Accessed: April 12, 2025.
URL: <https://www.mathworks.com/help/fuzzy/types-of-fuzzy-inference-systems.html>

MathWorks, Inc. (1994–2025b), *tunefis*, MathWorks. Accessed: April 12, 2025.
URL: <https://www.mathworks.com/help/fuzzy/tunefis.html>

MathWorks, Inc. (1994–2025c), 'What is fuzzy logic?'. Accessed: 2025-04-10.
URL: <https://www.mathworks.com/help/fuzzy/what-is-fuzzy-logic.html>

MathWorks, Inc. (2024), 'Fuzzy logic controller tuning | fuzzy logic, part 4 [video]', <https://www.youtube.com/watch?v=MbUaxn-7bJI>. Accessed: April 12, 2025.

Mendel, J. M. (1995), 'Fuzzy logic systems for engineering: a tutorial', *Proceedings of the IEEE* **83**(3), 345–377.

Moayedi, H., Raftari, M., Sharifi, A., Wan Jusoh, W. A. & Rashid, A. S. A. (2020), 'Optimization of anfis with ga and pso estimating ratio in driven piles', *Engineering with Computers* **36**, 227–238.
URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00366-018-00694-w>

Moreno-Velo, F., Baturone, I., Senhadji, R. & Sanchez-Solano, S. (2003), Tuning complex fuzzy systems by supervised learning algorithms, in 'The 12th IEEE International Conference on Fuzzy Systems, 2003. FUZZ '03.', Vol. 1, pp. 226–231 vol.1.

SciPy Community (2008–2025), *scipy.optimize.minimize*. Accessed: 2025-04-13.
URL: <https://docs.scipy.org/doc/scipy/reference/generated/scipy.optimize.minimize.html>

Sheena, A. D., Ramalingam, M. & Anuradha, B. (2017), 'A comprehensive study on fuzzy inference system and its application in the field of engineering', *International Journal of Engineering Trends and Technology* **54**, 36–40.

Tonyloi, I. (2024), 'Understanding cost functions and their role in measuring the accuracy of machine learning models'. Medium article.
URL: <https://datascienceafrica.medium.com/understanding-cost-functions-and-their-role-in-measuring-the-accuracy-of-machine-learning-models-63ae4f7d03c5>

Yeh, I.-C. (1998), 'Modeling of strength of high-performance concrete using artificial neural networks', *Cement and Concrete Research* **28**(12), 1797–1808.
URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884698001653>

Yeh, I.-C. (2007), 'Concrete compressive strength data set'. Accessed: 2025-04-15.
URL: <https://archive.ics.uci.edu/ml/datasets/Concrete+Compressive+Strength>

Zadeh, L. (1965), 'Fuzzy sets', *Information and Control* **8**(3), 338–353.
URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S001999586590241X>

SOUHRN ÚČINKŮ NEPŘÍMÉHO ZATÍŽENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Jan Rozkošný, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.

jan.rozkosny@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Betonové konstrukce jsou vystaveny nejen přímému zatížení, ale i řadě nepřímých vlivů, které mohou ovlivnit jejich stabilitu a trvanlivost. Mezi tyto faktory patří např. teplotní a vlhkostní změny, smršťování, dotvarování či pohyby podloží. Tyto jevy mohou způsobit vnitřní napětí, deformace a v extrémních případech i vznik trhlin nebo snížení únosnosti konstrukce. Článek se zaměřuje na mechanismy vzniku nepřímého zatížení, jeho dopady na betonové konstrukce a způsoby, jak těmto negativním účinkům předcházet. Mezi ně patří například vhodný návrh dilatačních spár, úprava složení betonu nebo stabilizace podloží. Problematika nepřímých zatížení je klíčová zejména u rozsáhlých inženýrských staveb, jako jsou mosty, tunely či jaderné objekty. Správný návrh a důkladná analýza těchto vlivů jsou proto nezbytné pro zajištění bezpečnosti a dlouhodobé trvanlivosti betonových konstrukcí staveb.

KLÍČOVÁ SLOVA

Nepřímé zatížení • Beton • Objemové změny • Dotvarování

ABSTRACT

Concrete structures are exposed not only to direct loads, but also to a number of indirect effects that can affect their stability and durability. These factors include, for example, temperature and humidity changes, shrinkage, creep or subsoil movements. These phenomena can cause internal stresses, deformations and, in extreme cases, cracks or a reduction in the load-bearing capacity of the structure. The article focuses on the mechanisms of indirect loads, their impacts on concrete structures and ways to prevent these negative effects. These include, for example, appropriate design of expansion joints, modification of the concrete composition or stabilization of the subsoil. The issue of indirect loads is key, especially for large-scale engineering structures, such as bridges, tunnels or nuclear facilities. Correct design and thorough analysis of these effects are therefore essential to ensure the safety and long-term durability of concrete structures.

KEYWORDS

Indirect load • Concrete • Volume changes • Creep

1. ÚVOD

Betonové konstrukce tvoří základ moderní architektury a nacházejí široké uplatnění ve většině stavebních a inženýrských projektů. Pro jejich správný návrh je klíčové dobře znát vlastnosti použitého materiálu. Vyztužené betonové prvky se vyznačují vysokou trvanlivostí, značnou únosností, odolností vůči požáru, vodotěsností a efektivním využitím materiálu, což přispívá k jejich hospodárnosti.

Mezi slabší stránky patří poměrně vysoká hmotnost, objemová stálost, křehkost a velká tepelná vodivost. Tyto vlastnosti mohou negativně ovlivnit celkovou stabilitu a životnost konstrukce, a proto je důležité s nimi počítat již ve fázi návrhu. (Juračka et al. 1984)

Trvanlivost betonových konstrukcí závisí na celé řadě faktorů, které lze rozdělit na vnější a vnitřní. Vnější faktory zahrnují vlivy prostředí, jako jsou kolísání teplot, vlhkost, mechanické namáhání, chemické reakce a dynamické zatížení. Naopak vnitřní faktory souvisejí s vlastnostmi samotného betonu a jeho strukturou, která je ovlivněna použitou technologií výroby. (Valenta 1965)

2. NEPŘÍMÉ ZATÍŽENÍ

Nepřímé zatížení zahrnuje soubor silových a deformačních účinků, které na betonové konstrukce nepůsobí přímo v důsledku zákona síly, ale vznikají v důsledku vnějších vlivů, jako jsou změny teploty, vlhkosti, pohyby podloží, nebo důsledkem vnitřních chemických reakcí uvnitř materiálu. Mezi nejvýraznější projevy těchto nepřímých zatížení patří smršťování betonu, nerovnoměrné teplotní rozdíly, změny vlhkosti a jejich vzájemné působení. Ačkoliv toto zatížení působí na konstrukce zcela jiným způsobem než zatížení přímé, může výrazně ovlivnit její dlouhodobou stabilitu a celkové chování.

Nepřímé zatížení ovlivňuje nejen mechanické vlastnosti konstrukce, ale také její trvanlivost a provozní spolehlivost. Významné je zejména u rozsáhlých inženýrských staveb, jako jsou mosty, tunely nebo výškové budovy, kde dochází k nerovnoměrnému působení teplotních a vlhkostních změn. Tento článek se zaměřuje na základní mechanismy nepřímého zatížení betonových konstrukcí, jejich příčiny, důsledky a možné způsoby eliminace negativních účinků.

* Školitel: doc. Ing. Josef Novák, Ph.D.

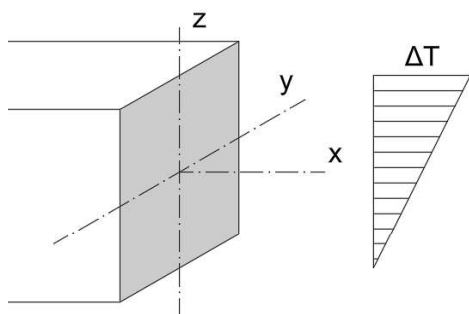
3. DRUHY NEPŘÍMÉHO ZATÍŽENÍ

Na betonové konstrukce může mít vliv celá řada činitelů. Mohou to být např. změny teploty a vlhkosti, chemicko-fyzikální procesy probíhající uvnitř materiálu, mechanické účinky nebo objemové změny vyvolané různými vnějšími a vnitřními podmínkami.

3.1. Změna teploty

U betonových prvků vystavených přímému slunečnímu záření dochází k nárůstu teploty. Na exponovaném povrchu dosahují změny teploty maximálních hodnot, zatímco na opačném povrchu zůstává teplota beze změny (viz Obr. 1).

Změny teploty vyvolávají objemové změny betonu vlivem teplotní roztažnosti materiálu. Součinitel teplotní roztažnosti pro beton se pohybuje v rozmezí $(5-15) \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ závisí na několika faktorech. Nejvíce je součinitel ovlivňován druhem kameniva (resp. jeho mineralogickým složením) a vlhkosti betonu. (Modrý 2001). Důsledkem dochází k objemovým změnám, a tudíž k nepříznivému namáhání kameniva, cementu a jejich styčných ploch. (Valenta 1965)



Obrázek 1: Průběh teploty po výšce betonového prvku při ohřátí horního povrchu vlivem slunečního záření.

Změny objemu v důsledku teplotních výkyvů mají výrazný dopad především na staticky neurčitě konstrukce. Omezení volného pohybu v podporách vede ke vzniku dodatečných vnitřních sil, které mohou způsobit větší deformace v jiných částech konstrukce. Proto je důležité zohlednit teplotní účinky už při analýze a návrhu, zejména u konstrukcí vystavených výrazným změnám teploty, jako jsou mosty, nechráněné rámové konstrukce nebo venkovní potrubní systémy. Naopak u staticky určitých konstrukcí dochází při teplotních změnách pouze k deformacím bez vzniku dodatečného namáhání, a tudíž je kladen důraz na návrh podpor, které umožní dostatečně volný pohyb konstrukce. (Juračka et al. 1984)

3.2. Mráz

Mráz působí na beton prostřednictvím mechanismu, který zahrnuje změny teploty, vlhkosti a skupenské přeměny vody v led. Beton je porézní materiál s mikroskopickými póry, do kterých může pronikat voda. Při poklesu teploty pod bod mrazu dojde k zamrznutí vody, což má za následek zvětšení objemu zhruba o 9 %. (Valenta 1965)

Pokud voda zamrzne v pórech cementového tmelu, nárůst objemu vlivem fázové přeměny způsobí tahové napětí v cementovém tmelu a tlakové napětí v oblasti přiléhajícího kameniva.

Střídavý mráz je klíčovým faktorem ovlivňujícím trvanlivost betonu, který je vystavený vlivům počasí. Tento proces zahrnuje opakované změny teploty a s tím spojené skupenské přeměny vody.

Odolnost betonu vůči mrazu je definována odolností dílčích složek (cementového tmelu a kameniva). Zlepšení mrazuvzdornosti cementového tmelu lze dosáhnout snížením vodního součinitele v/c , přičemž se doporučuje maximální hodnota $v/c = 0,45$. Druhou možností, jak zvýšit odolnost betonu vůči mrazu, je provzdušňování betonu. U toho je důležité dodržet rovnoměrné rozpojení vzduchových dutinek v prostoru a jejich optimální obsah, a to v rozmezí 4 – 8 %. (Modrý 2001)

3.3. Hydratační teplo

Hydratace cementu je exotermní chemická reakce, při níž se uvolňuje hydratační teplo. Množství tohoto tepla závisí na typu cementu a vodním součiniteli. Vzhledem k tomu, že část tepla se odvádí do okolního prostředí, vzniká v betonu teplotní gradient. Teplota uvnitř prvku bývá vyšší než na jeho povrchu a může dosahovat až několika desítek $^\circ\text{C}$. Tento rozdíl způsobuje vznik vnitřního napětí, které může ovlivnit jak strukturu betonu, tak i jeho mechanické vlastnosti. (Juračka et al. 1984)

Problém nastává především u masivních betonových konstrukcí. Odvod tepla do okolí je pomalejší než u tenkých prvků, což prodlužuje dobu potřebnou k dosažení teplotní rovnováhy a zvyšuje riziko poškození betonu. (Potůčková et al. 2023)

Největší nárůst teploty obvykle nastává během prvních 12 hodin po smíchání cementu se záměsovou vodou, přičemž přibližně 65–85 % z celkového množství hydratačního tepla se uvolní během prvních 7 dnů. (Holt 2001)

Uvolněné hydratační teplo ovlivňuje nejen teplotu uvnitř betonu, ale také rychlost hydratace. Při vyšších teplotách probíhá hydratace rychleji, což vede k vytvoření méně kvalitní struktury betonu, a tudíž má vliv i na jeho dlouhodobou pevnost. (Potůčková et al. 2023).

3.4. Smršťování

Smršťování betonu je proces, při kterém dochází ke zmenšení objemu betonu v důsledku několika fyzikálně-chemických procesů probíhajících během jeho tvrdnutí. Smršťování lze obecně rozdělit na dvě hlavní složky:

- autogenní smršťování
- smršťování od vysychání

Autogenní smršťování vzniká jako výsledek chemické reakce mezi vodou a cementem, známé jako hydratace. Během této reakce se tvoří hydratační produkty pevné fáze, které mají menší objem než je objem původní směsi vody a cementu, a tudíž dochází ke smrštění. Po dokončení hydratace dochází k vysychání, při němž se zvětšuje povrchové napětí v kapi-

lárách, což má za následek jejich zúžení a tedy makroskopické zmenšení objemu.

Míra smršťování závisí především na teplotě a vlhkosti prostředí. Povrch betonu, který je vystaven přímému působení okolního prostředí, vysychá rychleji než jeho vnitřní část. To vede k nerovnoměrnému smršťování. Na povrchu vzniká tahové napětí, zatímco uvnitř betonu vzniká tlakové napětí. Tento rozdíl napětí ovlivňuje rozložení vnitřních sil, zvyšuje celkové napětí v konstrukci a může vést ke vzniku trhlin.

Konečná hodnota smršťování závisí na množství vytvořených hydratačních produktů. Lze ji omezit například vyšším zhutněním betonu nebo udržením vyšší vlhkosti v okolí konstrukce. (Juračka et al. 1984)

3.5. Dotvarování

Dotvarování betonu představuje postupnou dlouhodobou deformaci, která je závislá na napětí vyvolaném trvalým vnějším zatížením. (Juračka et al. 1984) Tento proces začíná už v rané fázi tuhnutí betonu a souvisí s přeměnou cementového gelu na krystalické složky cementu. Vnesené vnější zatížení působí na betonový prvek a jeho vnitřní strukturu. To vyvolává v cementovém gelu vazné tečení, které způsobí postupné přenášení napětí do krystalické složky cementu a následně i na kamenivo. S probíhající hydratací, dochází k růstu krystalických složek cementu a ke zvyšování jejich pružnosti. S časem zároveň ubývá objem cementového gelu, což zvyšuje jeho vazkost. (Bažant 1966)

Dotvarování je ovlivněno nejen působícím napětím, ale také dalšími faktory, přičemž významnou roli hraje stáří betonu.

Podle experimentálních výsledků (Šmerda & Křístek 1978) závisí míra dotvarování na čase, kdy je betonová konstrukce zatížena. Pokud je zatížení aplikováno později, bude nejen konečná hodnota dotvarování nižší, ale také jeho průběh v čase se bude lišit od konstrukce, která byla zatížena dříve.

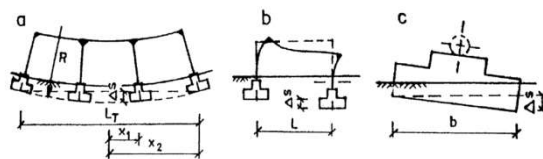
3.6. Vynucené posuny podpory

Vynucené posuny podpory (pohyby v základové spáře) představují závažný problém u betonových konstrukcí. Tyto posuny vznikají v důsledku vzájemné interakce mezi podloží a nosnou konstrukcí, což může negativně ovlivnit stabilitu a celkovou integritu. Proto jsou při návrhu klíčové geomechanické vlastnosti podloží, které lze určit na základě geotechnického průzkumu.

Mezi hlavní příčiny posunů v základové spáře patří nejen nedostatečně provedený geotechnický průzkum, ale také nesprávně navržený nebo realizovaný typ základu (Valenta 1965). Pokud není půdní profil dostatečně prozkoumán nebo jsou použity nevhodné základové konstrukce, může dojít k celkovému sedání základů a následnému poklesu stavby.

V případě, že je geologický profil složen z více vrstev s odlišnými vlastnostmi, může docházet k nerovnoměrnému sedání základů (viz Obr. 2). To způsobuje vznik dodatečných vnitřních sil v betonové konstrukci, což může vést k výskytu

trhlin, deformací konstrukčních prvků nebo až k jejich poškození.



Obrázek 2: Nerovnoměrné složky sedání: a) relativní průhyb; b) relativní pokles (úhlové přetvoření); c) naklonění (Lahuta 2009).

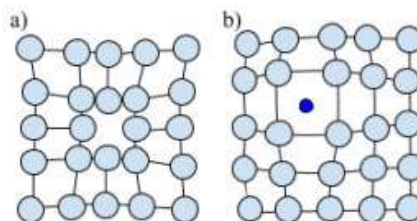
V případě rizika nestability podloží se k jeho zpevnění často využívají technologie, jako jsou injektáže, nebo dodatečné hlubinné základy. Tyto metody mohou účinně eliminovat nebo alespoň zmírnit negativní dopady pohybů podloží.

3.7. Objemové změny vlivem ozařování

Kamenivo, které tvoří jednu ze základních složek betonu, se skládá převážně z minerálů, jejichž chemické složení závisí na druhu použitého kameniva. Působením vysoce energetických neutronů může dojít k vyražení atomů z jejich původních pozic v krystalové mřížce, což vede ke vzniku dvou typů bodových defektů – vakance (prázdného místa v mřížce) a intersticiálního defektu (atomu mimo svou obvyklou pozici). Tyto dva defekty dohromady tvoří takzvaný Frenkelův pár. (Khmurovska 2019)

Tyto strukturální poruchy způsobují změny objemu v krystalové mřížce. Vakance vedou ke smršťování mřížky (kontrakci), zatímco intersticiální defekty naopak vyvolávají rozšiřování (expansi), viz Obr. 3.

Při ozařování dochází zpravidla k větší expansi než kontrakci, což vede k hromadění defektů. Tento efekt může vyústit až v metamiktizaci (amorfizaci) minerálů, tedy narušení pravidelné struktury krystalové mřížky a způsobit objemovou expansi vyvolanou zářením (Radiation-Induced Volumetric Expansion = RIVE). Tento jev může výrazně změnit vlastnosti minerálů v kamenivu a tím i výsledné vlastnosti betonu. (Khmurovska 2019)



Obrázek 3: Frenkelův pár – vakance (vlevo) a intersticiální defekt (vpravo). (Khmurovska 2019)

4. ZÁVĚR

Železobetonové konstrukce jsou ve většině případů navrhovány převážně jen na přímé zatížení. Pouze v některých případech se uvažuje i s nepřímými účinky, a to zejména tam, kde mají podstatný vliv na návrh konstrukcí.

Mohou to být např. běžné mostní konstrukce, které jsou vystaveny intenzivním změnám teplot, nebo kontejnmenty jaderných elektráren, kde je nutné při návrhu zohlednit zatížení způsobené předpokládanou havárií (zatížení zvýšenou teplotou a tlakem). Nedostatečné posouzení těchto faktorů může vést k nežádoucím deformacím nebo dokonce ke vzniku trhlin, což následně ovlivňuje únosnost, trvanlivost a životnost konstrukce.

V dalším zkoumání bych se rád zaměřil na modelování a simulace nepřímého zatížení betonových konstrukcí. Plánuji se zaměřit na betonové prvky v raném stáří, vývin hydratačního tepla, monitorování teplotních změn a celkový dopad na betonové konstrukce. Tyto poznatky by mohly přispět k efektivnějším návrhům betonových směsí a konstrukčních opatření zvyšujících odolnost staveb vůči nepříznivým vlivům.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen v rámci Studentské grantové soutěže ČVUT, č. projektu SGS25/038/OHK1/1T/11 - Konstrukce z moderních cementových kompozitů a jejich optimalizace.

Reference

- Modrý, S. (2001). Trvanlivost betonu a železobetonu: vybraná témata. Studijní texty. Praha: SEKURKON. ISBN 80-902756-3-X.
- Juračka, M., Sedlák, J. & Šanda, M. (1984). Betonové konstrukce I: navrhování betonových prvků. 4. vyd. Brno: Ediční středisko Vysokého učení technického.
- Valenta, O. (1965). Trvanlivost betonu a betonových konstrukcí. Praha: Státní nakladatelství technické literatury.
- Lahuta, H. (2009). Sednutí a průhyb základu. Online. VŠB-TU Ostrava. Dostupné z: <https://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/ZS-cviko-06.pdf>.
- Khurovska, Y. (2019). Influence of Neutron and Gamma Irradiation on Concrete Properties and Structural Performance In: Mechanika 2016 Proceedings of the 21st International Scientific Conference. Prague. Doctoral thesis.
- Bažant, Z. (1966). Dotvarování betonu při výpočtu konstrukcí. Stavební aktuality. Řada stavební literatury. Praha: SNTL.
- Šmerda, Z. & Křístek, V. (1978). Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí. Praha: Nakladatelství technické literatury.
- Potůčková, S, Holý, M. & Kolísko, J. (2023). Vznik trhlin v důsledku vývoje hydratačního tepla v masivních betonových konstrukcích - skluz VD Orlik. Online. Beton. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/clanky/2023_4_90-vznik-trhlin-v-dusledku-vyvoje-hydratacniho-tepla-v-masivnich-betonovych-konstrukcich-skluz-vd-orlik/.
- Holt, E. E. (2001). Early age autogenous shrinkage of concrete. VTT publications. Espoo: Technical Research Centre of Finland, 2001. ISBN 951-38-5870-7.

EXPERIMENTÁLNÍ VÝZKUM OCELOBETONOVÝCH SLOUPŮ ZATÍŽENÝCH KONTAKTNÍM VÝBUchem

Vojtěch Šulc, *

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

ABSTRAKT

Použití ocelobetonových kompozitních konstrukcí v oblasti odolnosti proti výbuchu nabývá v posledních letech na významu, protože všech druhů beton není schopen odolat vyššímu výbuchovému zatížení. Bylo navrženo experimentální zařízení pro zkoušení ocelobetonových kompozitních sloupů vystavených současně osovému a výbuchovému zatížení. Vyvinuté experimentální zařízení ve smyslu uzavřeného ocelového rámu umožnilo testovat prosté ocelové sloupy, kompozitní ocelobetonové sloupy a kompozitní ocelovo-UHPFRC sloupy. Vzorek byl zatížen kontaktní náloží 800 g a zároveň vystaven osovému tlakovému zatížení různé velikosti. Odezva vzorku byla získána pomocí fotonicko-dopplerovské velocimetrie (PDV) a vyhodnocena. Článek prezentuje výsledky experimentu dokumentující přínos kompozitního působení na odolnost testovaných sloupů proti výbuchu. Příznivé účinky prokázalo i použití UHPFRC.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • Ocel • Kompozit • Výbuch • Sloupy

ABSTRACT

The use of steel-concrete composites in blast resistance has gained importance in recent years, since concrete is not able to resist higher explosive charges. An experimental setup was designed for testing steel-beton composite columns subjected to simultaneous axial and blast loading. The developed experimental device in a shape of a closed steel frame allowed to test plain steel columns, composite steel-concrete columns and composite steel-ultra-high performance fiber-concrete columns. The specimen was loaded with contact charge of 800g explosive while subjected to axial compressive loading of varying magnitude. The response of the specimen is acquired using photonic-doppler velocimetry (PDV) and evaluated. The paper presents results of the experiment documenting the benefits of composite action on blast resistance of the tested columns. The use of UHPFRC also showed its beneficial effects.

KEYWORDS

Blast • Column • Composite • Concrete • Modelling • Steel

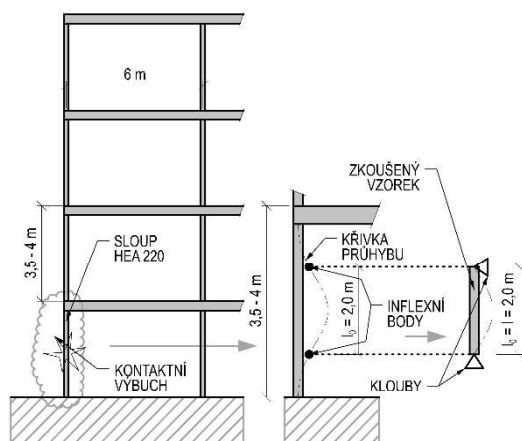
1. ÚVOD

Velmi důležitou vlastností sloupů budov, mostních pilířů a podobných diskrétních svislých nosných prvků je jejich odolnost proti výbuchu. Selhání takového konstrukčního prvku může mít za následek zřícení celé stavby nebo její části. Sloupy jsou navrženy především tak, aby odolávaly osovému tlakovému zatížení. Náhodné nebo úmyslné zatížení výbuchem nebo nárazem by mělo za následek dodatečné vodorovné boční zatížení, které by se kombinovalo s osovým stálým primárním zatížením. Vliv osového zatížení na odolnost sloupů proti výbuchu nebyl dosud řádně diskutován, ačkoli je tato interakce nevyhnutelná. Řada prací je zaměřena na experimenty a numerické výzkumy použití nových materiálů, jako je ultra-vysoce výkonný beton vyztužený vlákny (UHPFRC) nebo kompozity vyztužené skleněnými vlákny (GFRC), při navrhování nových nebo modernizaci stávajících konstrukcí. Vědecké zaměření se obrací ke zkoumání nových kompozitních konstrukcí, které kompenzují slabiny běžných betonových konstrukcí, namísto podrobného studia standardních kompozitních konstrukcí.

2. EXPERIMENTÁLNÍ PROGRAM

Jako modelový příklad skutečné stavby byla vybrána čtyřpodlažní vládní budova. Jako reprezentativní konstrukční systém pro tento typ budovy byla použita rozteč sloupů 6 m a výška podlaží 3,5 až 4 m. Ve scénáři náhodného zatížení použitým pro tento článek je sloup umístěný ve vstupní hale vystaven kontaktnímu zatížení výbuchem. Sloup je trvale vystaven osovému zatížení od stálých i proměnných zatížení z vyšších podlaží a náhodnému bočnímu výbuchu, viz Obrázek 1.

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.



Obrázek 1: Schéma umístění zkoušeného sloupu ve skutečné budově

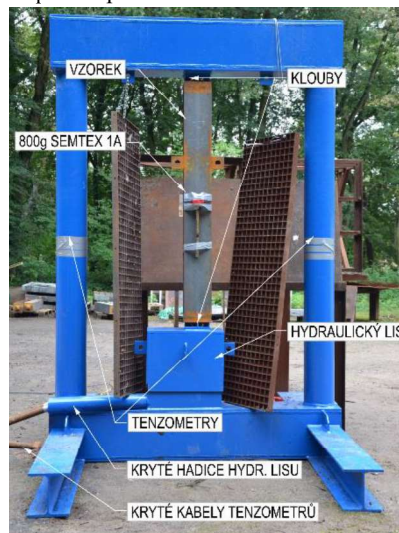
Pro experimentální program byl vyvinut jedinečný testovací aparát. Přístroj musí umožnit, aby byl zkoušený sloup současně vystaven osovému tlakovému zatížení a zatížení výbuchem, aby bylo možné simulovat skutečné chování ocelového nebo ocelobetonového kompozitního sloupu v reálné konstrukci. Zkouší se pouze úsek ze sloupu mezi inflexními body, aby se zmenšila velikost vzorku i zkušebního zařízení. Okrajové podmínky pro vzorek jsou nastaveny jako neposuvné klouby. Vzorek je po celou dobu trvání experimentu osově zatěžován hydraulickým lisem.

Zkušební zařízení bylo navrženo jako uzavřený vertikální ocelový rám, viz Obrázek 2. Rám se skládá ze dvou 2,68 m dlouhých ocelových trubkových sloupů o průměru 245 mm a tloušťce stěny 35 mm rovnoběžných se vzorkem. Nahore a dole jsou sloupy přivařeny k 2,3 m dlouhým vodorovným nosníkům HEA 400 vyztuženým ocelovými deskami přivařenými k vnějším stranám přírub a dalšími vloženými příčnými ztužujícími deskami. Prostorovou stabilitu aparatury zajišťuje vodorovná základna z 1,2 m dlouhých nosníků HEA 260. Na horní i spodní straně vzorku je sférické pouzdro pro ideální kloubové uložení. Spodní část sloupu je umístěna na ocelovém boxu, pod kterým je skrytý hydraulický lis, který vytváří požadované osově zatížení vzorku. Rám byl navržěn tak, aby odolal plánovanému rozsahu osově síly shrnutému v Tabulce 1. Na konci každého experimentu lze zvedák výrazně spustit a vyměnit vzorek.

Tabulka 1: Přehled všech zkoumaných vzorků

Vzorek	Typ	Osová síla [kN]	Pevnost betonu (válec/krychle)
S-100		100	-
S-700	Jen ocel	700	-
S-1300		1.300	-
N-100		100	36,5/43,9
N-700	ocel & NSC	700	36,5/43,9
N-1000		1.000	36,5/43,9
N-1300		1.300	36,5/43,9
U-100		100	131,9/146,4
U-700	ocel &	700	131,9/146,4
U-1000	UHPFRC	1.000	131,9/146,4
U-1300		1.300	131,9/146,4

Každý sloup byl tvořen za tepla válcovaným ocelovým profilem HEA 220 (délka 2 m), vyrobeným z konstrukční oceli třídy S 355. Ocelový profil byl na obou koncích uzavřen 40 mm plechy. Na každém konci byl umístěn ocelový kulový kloub (100x100x40 mm, opracovaný na poloměr 73 mm), který simuloval ideálně připevněné okrajové podmínky pro účely následného numerického modelování a také zajišťoval rovnoměrné rozložení napětí současného osově zatížení v celém průřezu vzorku. Další boční desky viditelné na obrázcích byly přidány pro usnadnění manipulace se vzorky bez konstrukčního účelu a byly umístěny tak, aby nepřekážely při experimentech. Svařované háky o průměru 8 mm z výztužné oceli zajišťovaly kompozitní působení betonové výplně. Betonová výplň byla odlita nejméně 28 dní před experimentem.



Obrázek 2: Uspořádání experimentu

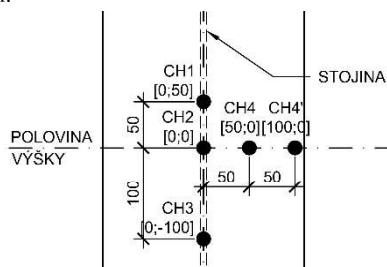
Před experimentem byl každý vzorek upevněn ve zkušebním zařízení a bylo na něj aplikováno předepsané osově tlakové zatížení. Výbuchové zatížení bylo generováno pomocí 800 g nálože plastické trhavy SEMTEX 1A umístěné na vnějším povrchu ocelové příruby ve středním výšce vzorku v podélném směru a

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

v ose vzorku v příčném směru. Trhavina byla vytvarována do tvaru krychle o délce strany přibližně 80 mm.

Přístroj byl vybaven dalšími nekonstrukčními ochrannými stěnami, aby se zabránilo poškození samotného přístroje nebo přístrojového vybavení fragmentací, jakož i okolních konstrukcí. Ochranné zástěny byly navrženy tak, aby měly zanedbatelný vliv na výsledky experimentu a měření.

Odezva samotného vzorku na výbuch byla měřena pomocí elektrooptických laserových senzorů využívajících principy fotonické dopplerovské velocimetrie (PDV). Podrobný vývoj posunutí v čase byl měřen na čtyřech diskrétních místech na vzdálenějším lici vzorku naproti výbušné náloži, viz obrázek 4. Během výbuchu a po něm byla měřena také deformace ve sloupech aparatury pro případ budoucí potřeby izolovat odezvu samotné aparatury na výbuch, i když aparatura byla záměrně navržena tak, aby byla výrazně tužší než vzorek a neovlivňovala experimentální měření.



Obrázek 3: Umístění senzorů PDV

3. VÝSLEDKY AKTUÁLNÍHO VÝZKUMU

Kontaktní výbuch vytváří vysoce koncentrované zatížení na povrchu přiléhajícím k náloži. Lokalizované zatížení má za následek místní poddajnost ocelového přírubu a pásnice. Rozsah poškození oceli a/nebo betonu se liší podle typu vzorku a osového zatížení, viz Tabulka 2 a následující obrázky. Navzdory symetrickému uspořádání experimentu nebyla odezva vzorku a jeho poškození ideálně symetrické, což bylo pravděpodobně způsobeno nedokonalostmi v umístění nálože a rozbušky. Všechny protilehlé příruby byly ve směru výbuchu příčně ohnuté.

Obecně došlo u ocelových vzorků k lokálnímu porušení příruby přiléhající k výbuchu, což mělo za následek částečnou fragmentaci, viz Obrázek 5. Úlomky byly vymrštěny směrem k protilehlému přírubě a narazily do ní, čímž došlo k jejímu sekundárnímu poškození. Globální průhyb se zvyšoval s rostoucím osovým zatížením.



Obrázek 4: Vzorek S-100 (reprezentativní pro ocelové vzorky)

U kompozitních vzorků došlo k výtrhu betonové výplně způsobenému lokálním průhybem příruby a pásnice vyvolaným výbuchem (viz Obrázky 5, 6 a 8). Drcení betonu a příčné pnutí vedlo k odlupování betonu v okolí pásnice.



Obrázek 5: Vzorek N-700 (reprezentativní pro NSC vzorky)



Obrázek 6: Vzorek U-700 (reprezentativní pro UHPFRC vzorky)

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Tabulka 2: Výtrže, deformace a rychlosti jednotlivých vzorků

		S - STEEL			N - NSC				U - UHPFRC			
		100	700	1 300	100	700	1 000	1 300	100	700	1 000	1 300
Výtrž [$\times 10^6 \text{mm}^3$]		-	-	-	8.87	10.7	7.60	9.09	3.46	3.79	3.33	2.56
Zbytkový posun [mm]		59	129	139	6	11	11.5	12.5	5	5.5	12	6
Maximální rychlost [ms^{-1}]	CH1	N/A	N/A	25	20	N/A	N/A	23	27	N/A	N/A	N/A
	CH2	30	22	24	34	25	24	26	27	28	28	34
	CH3	18	18	20	19	20	17	21	17	19	21	20
	CH4	56	228	240	29	29	28	29	35	35	34	26
Dynamický posun [mm]	CH1	-	-	-	2.9	N/A	N/A	3.3	2.9	N/A	N/A	N/A
	CH2	-	-	-	3.2	3.5	3.6	4.0	2.6	2.9	2.8	4.6
	CH3	-	-	-	2.7	3.2	3.7	3.1	2.2	1.7	2.3	2.4
	CH4	-	-	-	10.8	7.0	7.2	3.7	9.4	8.4	6.8	2.7
$\Delta(\text{CH4-CH2}) @ 1 \text{ ms}$		0.7	26.9	52.8	5.7	2.8	2.5	1.1	6.3	4.8	3.2	-4.0

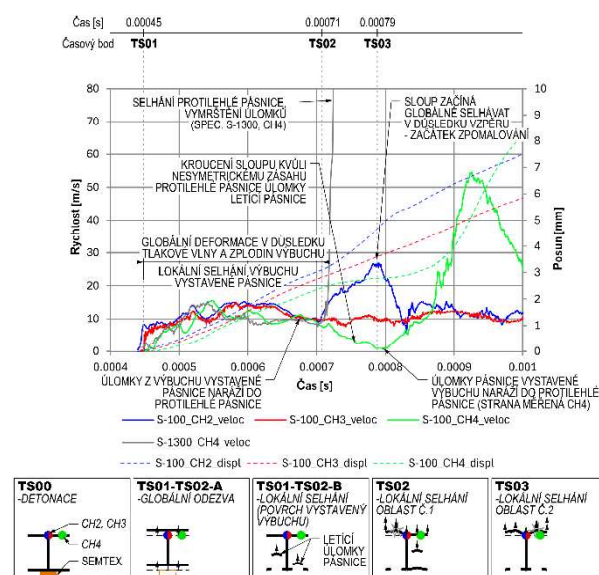
3.1. Vývoj deformace vzorku

Chování sloupu při zatížení výbuchem bylo hodnoceno na základě pozorování průhybů během a po zatížení výbuchem, viz Tabulka 2. Průhyb po zatížení výbuchem (tzv. zbytkový posun) se vyhodnocuje na vzorku vyjmutém ze zkušebního zařízení. Vývoj posunutí během výbuchu byl získán z měření rychlosti pomocí fotonické dopplerovské velocimetrie (PDV) numerickou integrací rychlostních grafů v čase.

U kompozitních vzorků se po počátečním zrychlení sloupu při cca. 0,5 ms od detonace vzorek zpomaluje až do cca 0,7 ms. Poté začaly hodnoty rychlosti bez zjevného důvodu kolísat. V tomto okamžiku si autoři nejsou jisti, zda oscilaci přisuzovat globálním vibracím celého zkušebního zařízení vyvolaným výbuchem, nebo trvale běžícímu čerpadlu, které natlakovalo hydraulický okruh ovládající 150tunový hydraulický lis. Vyšetřování tohoto jevu pokračuje. Vzhledem k výše popsané nejistotě měření rychlosti bylo rozhodnuto omezit rozsah výsledků na konec zpomalení vzorku v době cca 0,7 ms po výbuchu. Tato hodnota je v Tabulce 2 označena jako dynamický posun, resp. dynamický posun při 1 ms. Vzhledem k tomu, že vývoj rychlosti vzorku pouze z oceli neumožňuje ekvivalentní interpretaci, není tato hodnota pro vzorky pouze z oceli stanovena.

Maximální rychlosti se liší podle typu vzorku a osové síly a jsou uvedeny v Tabulce 2. Obecně platí, že u vzorků UHPFRC dochází k vyšším špičkovým rychlostem ve srovnání s ostatními typy vzorků. Na druhou stranu se vzorky UHPFRC chovají rovnoměrněji s menšími rozdíly v odečtech kanálů s výjimkou kanálu CH4.

Chování nekompozitních ocelových vzorků se liší od chování kompozitních vzorků. Neexistuje žádný výrazný počáteční vrchol rychlosti, rychlosti všech kanálů jsou přiměřeně menší, každý kanál vykazuje specifický vzorec chování. Protože pásnice a příruby nejsou vyztuženy kompozitním působením, dojde u výbuchu sousední příruby k terminálnímu poškození a její úlomky jsou vymrštěny ze své polohy, pohybují se rychlostí přesahující 220 m/s průřezem a pronikají protilehlou přírubou.



Obrázek 7: Průběh rychlosti a deformace vzorku S-100

Na obrázku 8 je uvedeno komplexní vyhodnocení celého rychlostně-časového profilu spolu s diskusí o vyskytujících se jevech. Od 0,45 ms (časový bod 01) do 0,71 ms (časový bod 02) po výbuchu se vzorek globálně vychýlí od počátečního pře-

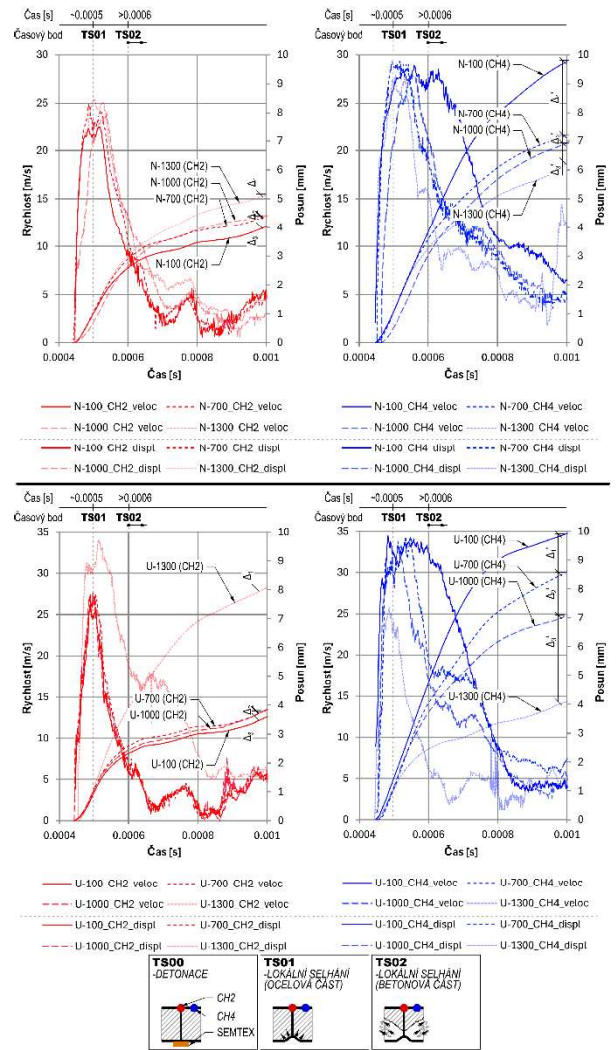
tlaku a zplodin výbuchu. Současně dochází k lokálnímu porušení příruby sousedící s výbuchem (S-700 a S-1300), úlomky jsou vymrštěny směrem k protilehlé pásnici (která je sledována PDV). Protější pásnice je zasažena vymrštěnými úlomky v časovém bodě 03 (CH2) a začne zrychlovat. V případě selhání protilehlé pásnice se odpovídajícím způsobem změní pohyb kanálu 4 (viz S-1300, CH4).

Umístění nálože a detonace podléhají nevyhnutelným nedokonalostem. Drobná excentricita způsobuje torzní zatížení sloupu. To lze pozorovat na odečtech kanálu CH4 od vzorku S-100 - sloup se otáčí proti odečtu kanálu CH4, čímž způsobuje zdánlivé zpomalení.

Poté, co vzorek utrpěl kritické poškození také na méně zatížené straně příruby, je fragment pásnice také vymrštěn směrem k opačné přírubě, zasáhne ji později, v 0,82 ms a přibližně ji zrychlí. V tomto případě také není prorážena protilehlá příruba.

Záznam kanálů CH2 a CH3 dokumentuje chování sloupce v ose stojiny. Rozdíl mezi odečítacím kanálem CH2 (středový bod výbuchu) a kanálem CH3 jasně dokumentoval poruchu vyboulení stojiny (viz čas 0,7 až 0,85 ms).

Obecně je zřejmé, že nedostatek podpory pásnice přilehlé k výbuchu u pouze ocelových sloupů má za následek vysokou možnost kolapsu stojiny. Vymrštěné úlomky mohou narazit na protější stojinu a také ji poškodit. Ztráta integrity obou pásnic průřezu má za následek výrazné zeslabení sloupu, které může iniciovat porušení ve vzpěru. Popsané chování při porušení lze úspěšně zmírnit betonovou kompozitní výplní.



Obrázek 8: Průběh rychlosti a deformace kanálů CH2, CH4 vzorků NSC a UHPFRC

Účinek axiální síly lze pozorovat při měření rychlosti/posunu vzorku NSC a UHPFRC; viz Obrázek 9 pro zobrazení kanálů CH2 a CH4. Posun CH2 (osa stojiny) při 1 ms se zvyšuje spolu se zvyšující se osovou silou. Naopak posunutí CH4 (stojiny) se s rostoucí osovou silou zmenšovalo. Posuny v ose stojiny byly znatelně menší ve srovnání s kanály umístěnými excentricky vůči ose stojiny. Zdá se, že osová síla brání vychýlení pásnice. Naměřené hodnoty excentrických kanálů se přibližují naměřeným hodnotám na ose stojiny. NSC i UHPFRC vykazují obdobné chování.

4. ZÁVĚR

Na základě experimentálního programu provedeného na speciálně zkonstruovaném experimentálním zařízení bylo zkoumáno chování ocelových a ocelobetonových kompozitních sloupů (NSC i UHPFRC) vystavených současně osovému a výbuchovému zatížení.

Údaje PDV vzorků pouze z oceli jasně dokumentují lokalizované porušení a fragmentaci příruby blíže k náloži. Vymrštěné úlomky zasáhly protilehlý přírubový pás a rozšířily poškození na velkou část průřezu. Poté došlo k selhání oslabeného průřezu sloupu globálním vzpěrem.

U kompozitních vzorků došlo k odlupování betonové výplně sloupu způsobeného příčným napětím vyvolaným výbuchem v důsledku průhybu příruby/stojiny. Vzorky UHPFRC si vedly ve srovnání se vzorky NSC přiměřeně lépe. U žádného z kompozitních vzorků nedošlo ke globálnímu vybočení.

Na druhou stranu se zdálo, že osová síla stabilizuje průhyby podhledových pásů kompozitních sloupů NSC a UHPFRC. Posun v ose pásnice se zvyšoval s rostoucí osovou silou. Naopak posunutí příruby se s rostoucí osovou silou snižovalo. Posuny v ose pásnice byly ve srovnání s odečty na přírubě přiměřeně menší.

Experimentální zjištění jasně dokumentují příznivý vliv betonové kompozitní výplně tenkostěnných ocelových sloupů. Zatímco ocelový vzorek selhal v důsledku současně působícího osového zatížení, betonová výplň dokázala stabilizovat odezvu kompozitního vzorku na výbuch. Kvantifikace tohoto účinku je předmětem dalšího zkoumání.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl za podpory GAČR 22-33039S a SGS25/037/OHK1/1T/11.

Reference

- ZHANG, Chunwei, Gholamreza GHOLIPOUR a Asma Alsaadat MOUSAVI. Blast loads induced responses of RC structural members: State-of-the-art review. *Composites Part B: Engineering* [online]. 2020, 195. ISSN 13598368. DOI: 10.1016/j.compositesb.2020.108066
- LIU, Yan, Jun-bo YAN a Feng-lei HUANG. Behavior of reinforced concrete beams and columns subjected to blast loading. *Defence Technology* [online]. 2018, 14(5), 550-559. ISSN 22149147. DOI: 10.1016/j.dt.2018.07.026
- SHI, Yanchao, Ye HU, Li CHEN, Zhong-Xian LI a Hengbo XIANG. Experimental investigation into the close-in blast performance of RC columns with axial loading. *Engineering Structures* [online]. 2022, 268. ISSN 01410296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114688
- ASTARLIOGLU, Serdar, Ted KRAUTHAMMER, Dave MORENCY a Thien P. TRAN. Behavior of reinforced concrete columns under combined effects of axial and blast-induced transverse loads. *Engineering Structures* [online]. 2013, 55, 26-34. ISSN 01410296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.12.040
- WANG, Hongwei, Chengqing WU, Fangrui ZHANG, et al. Experimental study of large-sized concrete filled steel tube columns under blast load. *Construction and Building Materials* [online]. 2017, 134, 131-141. ISSN 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.096
- FU, Guo. Experimental Research on Interface Mechanic Behavior of the Composite Steel-Concrete Beams. *Applied Mechanics and Materials* [online]. 2012, 204-208, 4471-4475. ISSN 1662-7482. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.204-208.4471

CHAT GPT-4o Z POHLEDU STATIKA

Kryštof Toman, *

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

ABSTRAKT

Používání umělé inteligence proniká do všech možných oblastí lidské činnosti s cílem zefektivnit práci a zvýšit produktivitu. Je velice pravděpodobné, že se uplatní i ve vysoce expertních oborech. V rámci tohoto článku byl otestován jazykový model Chat GPT-4o při procesu návrhu nosné konstrukce běžných stavebních objektů. Cílem bylo vyzkoušet možnosti, které tato technologie nabízí. Při některých aplikacích se ukázalo použití výrazně omezené, v jiných oblastech bylo využití velmi přínosné. Budoucnost této technologie je však jistá – umělá inteligence jako celek se bude dále vyvíjet, nahrazovat část lidských činností a zefektivňovat lidskou práci. Schopnost pracovat s ní, tak bude nezbytná pro současnou i budoucí generaci.

KLÍČOVÁ SLOVA

Chat GPT-4o • velký jazykový model • statický návrh • umělá inteligence

ABSTRACT

The use of artificial intelligence is expanding into all possible areas of human activity to make work more efficient and increase productivity. It is very probable that it will also be applied in highly expert disciplines. In this paper, the Chat GPT-4o language model has been tested in the process of designing the structural system of a common building-structure. The aim was to test the possibilities offered by this technology. In some applications the use proved to be significantly limited, in other areas the use was very beneficial. However, the future of this technology is certain - artificial intelligence will continue to evolve, replacing some human activities and making human work more efficient. The ability to work with it will thus be essential for the current and future generation.

KEYWORDS

Chat GPT-4o • large language model • structural design • artificial intelligence

1. ÚVOD

Velké jazykové modely (např. Chat GPT, Sonet Claude, Gemini a další) procházejí v současné době rychlým vývojem

s cílem zefektivnit a nahradit minimálně část lidské práce. Předpokládá se, že umělá inteligence (AI), pod kterou se velké jazykové modely řadí, se uplatní téměř ve všech oborech lidské činnosti prováděné s pomocí výpočetní techniky. V současnosti AI pomáhá s rozpoznáváním mluveného i psaného textu, s překlady do jiných jazyků, sumarizací textů a zpracováním dat, generování různých textových, audio i vizuálních výstupů a mnoho dalšího. Lze očekávat, že zefektivnění práce se projeví i ve vysoce expertních oborech, jakým je statika a dynamika stavebních konstrukcí. Cílem tohoto článku je zhodnotit schopnosti současného jazykového modelu Chat GPT ve verzi 4o v oboru statiky, vytipovat možnosti použití, představit případy, kde dochází ke zkreslení informací a sumarizovat aktuální stav. Jazykový model GPT od firmy Open AI byl vybrán z důvodu toho, že se jedná o jeden z nejúspěšnějších komerčně využívaných jazykových modelů.

V úvodu je vhodné zmínit, že jazykový model Chat GPT 4o není primárně vyvíjen testován na datech z tohoto oboru a čerpá znalosti pouze z obecně přístupných neplacených zdrojů. Značnou nevýhodou tedy je, že nemá údaje z celého aktuálně platného systému českých, evropských a případně jiných norem. To výrazně omezuje jeho znalosti.

2. MOŽNOSTI POUŽITÍ

Statický návrh konstrukce se zpravidla sestává z níže uvedených bodů. Po těchto jednotlivých bodech je pak provedeno testování jazykového modelu.

1. Předběžný návrh, odhad kritických míst a jejich orientační posouzení nebo úprava
2. Stanovení zatížení působícího na konstrukci
3. Výpočet vnitřních sil a deformací
4. Posouzení konstrukce v mezním stavu použitelnosti (deformace, trhliny, dynamické chování atd.)
5. Posouzení kritických průřezů v mezním stavu únosnosti (pevnost, stabilita, únavová odolnost atd.)
6. Varietní řešení v případě nevyhovujícího stavu
7. Výkresové zobrazení konstrukce
8. Textový popis konstrukce a vytvoření statického výpočtu
9. Kontrola správnosti návrhu a kontrola celého projektu

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

Každý z uvedených bodů vyžaduje rozdílnou úroveň odbornosti a zkušeností. V některých případech se jedná o rutinní úlohy, část práce je vysoce odborná. Míra uplatnění jazykového modelu bude tedy různá.

Do možnosti použití jazykového modelu je v závěru doplněno řešení obecných úloh vzniklých v rámci procesu projektování, kde se nabízí široké pole uplatnění.

3. JEDNOTLIVÉ APLIKACE

3.1. Předběžný návrh

Práce projektanta stavebně-konstrukční části v projektu začíná již ve fázi studie, kdy je nutné stanovit předběžné rozměry konstrukce a definovat možná kritická místa. Ta orientačně posoudit a případně upravit. V této fázi se uplatňují empirické vzorce dostupné v odborné literatuře a zjednodušená posouzení. Jazykový model byl dotazován na základní empirické vzorce pro železobetonové stropní desky a průvlaky. Odpovědi byly přehledné tabulky s návrhem tloušťky na základě rozpětí a statického působení prvků.

Níže najdeš přehlednou tabulku s empirickými vzorci, které se používají při předběžném návrhu železobetonových stropních desek:

Typ stropní desky	Empirický vzorec pro návrh tloušťky desky h
Jednosměrně pnutá deska	$h = \frac{l}{25}$ až $\frac{l}{30}$
Obousměrně pnutá deska	$h = \frac{l}{30}$ až $\frac{l}{35}$
Vetknutá deska (po obvodu)	$h = \frac{l}{35}$ až $\frac{l}{40}$
Žebírková deska (trámový strop)	$h = \frac{l}{15}$ až $\frac{l}{20}$
Lokálně podepřená deska (sloupy)	$h = \frac{l}{30}$ až $\frac{l}{35}$
Konzolová deska	$h = \frac{l}{8}$ až $\frac{l}{10}$

Kde:

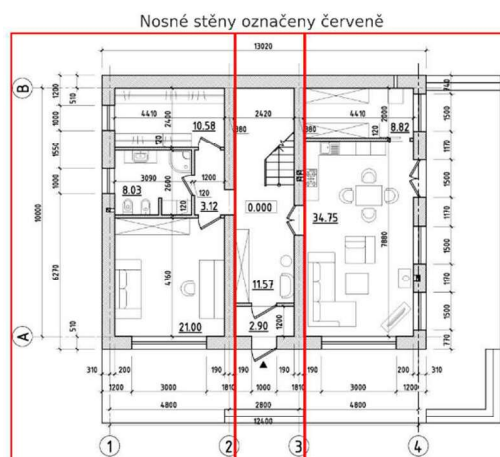
- h je navrhovaná tloušťka stropní desky.
- l je rozpětí desky (vzdálenost podpor) v kratším směru.

Tyto vzorce jsou pouze orientační a slouží pro rychlý odhad tloušťky desky před podrobným statickým výpočtem. Skutečný návrh je vždy nutné ověřit přesným statickým výpočtem podle aktuálních norem (např. ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2).

Obrázek 1: Empirické vzorce pro návrh železobetonové stropní desky [1]

Efektivnějším použitím je zadat úlohu přímo, tedy vznést dotaz na tloušťku desky podle empirických vzorců na základě rozpětí a statického působení. Jazykový model přehledně dosadí do vzorců pro dolní a horní limit. V případě změny zadání srovnává jednotlivé varianty do tabulky.

Pro odhad kritických míst je nutné zadat do jazykového modelu grafickou podobu konkrétní konstrukce. To úzce souvisí se schopností porozumět stavebním výkresům, tedy rozlišit co jsou svislé a vodorovné konstrukce a které konstrukce budou pravděpodobně nosné. Při testování byl do Chatu GPT nahrán půdorys jednoho podlaží jednoduchého rodinného domu a byl zadán požadavek na vyznačení hlavních nosných svislých konstrukcí v tomto patře. Výsledné řešení neodpovídá očekávané odpovědi.



Obrázek 2: Vyznačení nosných stěn jazykovým modelem [1] (půdorys převzat z fotobanky <https://www.istockphoto.com/>)

Ze základních výkresů si jazykový model nevytvoří představu o konstrukci a bez toho nelze pokračovat v definování kritických míst na konstrukci. Tento bod by vyžadoval rozsáhlejší zadání, což je v protikladu se zvýšením efektivity práce. Základní koordinaci konstrukce je tedy lépe přenechat na projektantovi s tím, že jazykový model slouží jako kalkulačka pro výpočet empirických vzorců a jednoduchých posouzení.

3.2. Stanovení zatížení

Na každou stavební konstrukci působí zatížení. Ta je nutné stanovit podle uvažovaných skladeb a příslušných norem. Skladby konstrukcí pro výpočet stálých zatížení jsou zpravidla zadány architektonicko-stavební částí projektu a prací statika je tyto skladby přepsat a doplnit k nim příslušné objemové a plošné hmotnosti. Tato činnost je ideální pro umělou inteligenci. Do Chatu GPT lze nahrát textový soubor v jakémkoliv formátu, případně zadat obrázek/výstřižek s konkrétní tabulkou skladeb. Jednoduchým zadáním lze obdržet tabulku s výpočtem plošné tíhy sklady příslušné konstrukce. Tabulku lze exportovat do formátu .xlsx a převzít do projektu.

Jako statik potřebuji stanovit tíhu sklady stropní konstrukce. Z uvedeného podkladu mi vytvoř tabulku, kde bude popis sklady, tloušťka sklady, objemová tíha sklady v kN/m³ a plošná tíha sklady uvedená v kN/m². Celková plošná tíha bude sečtena.

Jasně! Stačí mi, prosím, dodat podklad se skladbou stropní konstrukce, na základě kterého tu tabulku vytvořím.

P6 skladba podlahy 2-6.NP –vinyl

vinylová plavoucí podlahka	10 mm
separační vrstva - geotextilie	~1 mm
podlahová betonová mazanina, potěr	40 mm
brožovaná izolace - EPS 14000	50 mm
separační vrstva - geotextilie	~1 mm
nosná konstrukce - beton vyztužený	200 mm
omítka vnitřní	10 mm

Výpočet plošné tíhy skladby podlahy – P6 (2.–6. NP, vinyl)

Vrstva	Tloušťka [m]	Objemová tíha [kN/m ³]	Plošná tíha [kN/m ²]
Vinylová plovoucí podlaha	0.010	6.0	0.06
Separáční vrstva – geotextilie	0.001	2.0	0.002
Podlahová betonová mazanina (potěr)	0.040	22.0	0.88
Kročejová izolace – EPS T4000	0.050	6.0	0.30
Separáční vrstva – geotextilie	0.001	2.0	0.002
Nosná konstrukce – beton vyztužený	0.200	25.0	5.00
Omlítka vnitřní	0.010	18.0	0.18
CELKEM			6.424 kN/m ²

Obrázek 3: Výpočet plošné tíhy skladby [1] (zkráceno)

Užitná zatížení jsou dána normou ČSN EN 1991-1-1. Dotaz na tato zatížení Chat GPT zvládá, jelikož se jedná o jednoduše dohledatelné údaje. Testování dotazů na zatřídění konkrétního místa do příslušné sněhové a větrné oblasti dle ČSN EN 1991-1-3 a ČSN EN 1991-1-4 proběhlo neúspěšně. Ve více jak polovině případů byla oblast přiřazena špatně. V datech jazykového modelu pravděpodobně nebudou dostupné příslušné mapy ve vyšších rozlišeních a menší obce nejsou na mapách pojmenovány. To znamená najít si přibližnou polohu místa na jiném mapovém podkladu a tuto polohu poté odhadnout na mapě klimatických zatížení, což je poměrně komplikovaný úkol.

V rámci tohoto bodu byl dále Chat GPT dotazován na konkrétní součinitele, respektive na tabulky součinitelů vnějšího tlaku pro vítr c_{pe} . Tabulky jsou přebírány z různých zdrojů (typicky z webů stavebních škol) a Chat GPT si je přepisuje do vlastního formátu. Při přepisu se část dat a souvislostí ztratí. Například jsou vypsané hodnoty jen pro $c_{pe,10}$ odpovídající ploše 10 m² a větší, pro sklony střech nejsou rozlišeny možné kombinace tlaku a sání. Konkrétní hodnoty součinitelů je tedy vhodné čerpat přímo z příslušné normy.

3.3. Výpočet vnitřních sil a deformací

Jazykový model umí použít základní vzorce pro výpočet vnitřních sil a průhybů na prostém nosníku a na konzole. Síly na spojitém nosníku a jiných komplikovanějších konstrukcích pak nejsou zpravidla stanoveny správně. A to ze dvou hlavních důvodů. Chat GPT nehledá obecně platné vzorce např. ze statických tabulek, ale vnitřní síly stanovuje z podmínek rovnováhy na konstrukci. To vede k sestavování rovnic a hledání řešení. Tento postup se skládá z více matematických kroků za sebou. Na toto navazuje druhý zásadní problém současných jazykových modelů, a to, že nejsou primárně vhodné pro složitější matematické výpočty. Jejich algoritmy jsou založeny na statistickém odhadu následujících dat/slov/čísel. Reálně tak odhadují, co by na předepsanou sekvenci dat mohlo navazovat. V oblastech menších čísel tento přístup obvykle funguje, ale se stoupajícím počtem čísel přesnost výpočtu výrazně klesá. Pokud se tedy spojí větší počet výpočetních kroků s větším počtem cifer v číslech, výsle-

dek nebývá zpravidla správný. Lze předpokládat, že tento problém bude v blízké budoucnosti vyřešen tím, že jazykový model správně vyhodnotí potřebu matematického výpočtu a přenechá ho jinému modulu, např. výpočtu přes WolframAlpha atd.

3.4. Posouzení v mezním stavu použitelnosti

V rámci obecných dotazů jazykový model správně shrnuje, co vše je ve výpočtech nutno zohlednit. Pro železobetonovou stropní desku například uvádí 4 oblasti: výpočet krátkodobých a dlouhodobých průhybů, výpočet šířky trhlin, zvážení dynamických účinků u specifických případů, porovnání s mezními hodnotami dle EN 1992-1-1.

Úspěšnost posouzení konkrétních prvků vůči limitním hodnotám průhybů se odvíjí od správnosti výpočtu deformace a složitosti výpočtu. V rámci přípravy tohoto článku byl testován výpočet průhybu ocelového prostého nosníku dimenze IPE200. Ten v některých případech selhal na správném určení momentu setrvačnosti. Moment setrvačnosti ocelového profilu je čerpán z různých veřejně dostupných zdrojů (např. z webu výrobců ocelových profilů), a ne vždy je vybrán správně. Dochází k zaměňování s jinými hodnotami, případně ke špatnému přiřazení jednotek. Zde by výrazně pomohlo, pokud by jazykový model měl přístup k datům z normy a tato data primárně využíval. Samotný výpočet průhybu na prostém nosníku a navazující posouzení s limitní hodnotou bylo správné.

U dřevěných konstrukcí je nutno do výpočtu průhybů zahrnout dotvarování. V rámci testovacího příkladu byl tento vliv zahrnut, ale ve výpočtu byl špatně doporučen součinitel k_{def} .

Pro železobetonové konstrukce, kde je výpočet konečných průhybů nejsložitější, byl testován pouze orientační výpočet pružného průhybu s průměrným modulem pružnosti bez zahrnutí vzniku trhlin. Jakékoliv přesnější výpočty vyžadují velké množství vstupních dat, schopnost správně určit příslušné součinitele podle normy a provést řadu výpočtů. V těchto postupech se obvykle objeví nesprávné součinitele, nevhodné postupy i numerické chyby. Toto platí i pro výpočet šířky trhlin v železobetonových konstrukcích.

3.5. Posouzení v mezním stavu únosnosti

Posudky jednotlivých způsobů namáhání průřezu byly testovány od nejjednodušších výpočtů pro ocelové konstrukce až po složitější postupy u železobetonových konstrukcí.

Pokud jazykový model správně dohledá průřezové moduly a smykové plochy pro konkrétní ocelové profily, posouzení ocelového nosníku na smyk a ohyb bez klopení při zadání pevnostní třídy oceli proběhne v pořádku. Pro ohybovou únosnost byl vybrán nižší elastický průřezový modul, což lze považovat za správný konzervativní přístup.

V případě posouzení dřevěného trámu na prostý ohyb byl výpočet úspěšný. U smyku pak byl vynechán součinitel vlivu trhlin k_{cr} a smykové napětí na průřezu bylo vypočítáno z posouvající síly podle teorie plasticity, což je u dřevěných konstrukcí nepřijatelné.

Stanovení únosnosti ohybaného železobetonového průřezu proběhlo správně s mírnou nepřesností při určení výšky tlacené

části průřezu. Do výpočtu byla síla v betonu určena jako 0,85 x výška tlačené části. Podle normy ČSN EN 1992-1-1 [2] se tato hodnota pro běžné betony do pevnosti $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ uvažuje pouze 0,80. U smykové únosnosti průřezu bez smykové výztuže výpočet selhal na numerické chybě, obecný postup byl uvažován správně.

2. Smyková únosnost betonu

Podle ČSN EN 1992-1-1, článek 6.2.2 je smyková únosnost betonu bez smykové výztuže dána vzorcem:

$$V_{Rd,c} = C_r k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

kde:

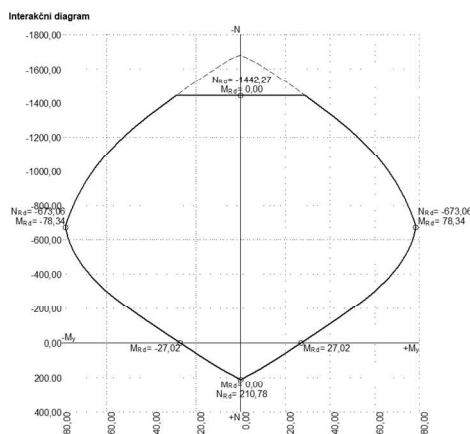
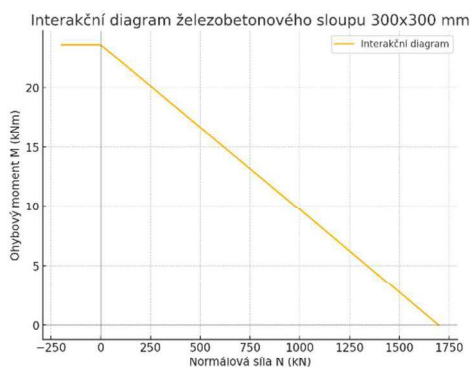
- Součinitel pro velikost průřezu

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{175}} = 1.34$$

(ale maximálně 2,0 podle normy)

Obrázek 4: Numerická chyba při výpočtu smykové únosnosti železobetonového průřezu [1] (správně $k = 2,07$, resp. 2,0)

Jako poslední bylo testováno sestavení interakčního diagramu pro železobetonový sloup průřezu 300 x 300 mm z betonu pevnostní třídy C25/30 s betonářskou výztuží Ø12 mm v každém rohu průřezu. Výpočet proběhl pouze pro dva mezní stavy: pouze tlačení průřez a pouze ohýbaný průřez. Z těchto dvou bodů pak byl graficky sestaven graf. Níže lze porovnat interpretaci interakčního diagramu z jazykového modelu a ze specializovaného posudkového softwaru FINE.



Obrázek 5: Porovnání interakčního diagramu – nahore Chat GPT-4o [1], dole FIN EC – beton [3]

3.6. Varietní řešení v případě nevyhovujícího stavu

Jazykový model poskytuje přehled řešení, jak konstrukční prvek upravit, tak aby byla zvýšena jeho únosnost, ohybová tuhost, případně další vlastnosti. Obvyklé rady se týkají zvětšení průřezu, zvýšení pevností použitých materiálu, případně zvýšení množství výztuže. Mnohem cennější pro statika je, pokud si nechá vypsát všechny součinitele a koeficienty vstupující do konkrétního posouzení. Ty lze pak projít a podle normy zkontrolovat, zda je lze za nějakých opatření upravit nebo zpřesnit.

3.7. Výkresové zobrazení konstrukce

Jak již bylo zmíněno dříve, jazykový model Chat GPT-4o není schopen vyznačit předpokládané pozice nosných prvků například z architektonické studie. V současnosti se tedy nenabízí způsob zefektivnění práce při vytváření výkresové části dokumentace pomocí tohoto konkrétního nástroje.

3.8. Textový popis konstrukce

Jazykový model je schopen textově popsat konstrukci dle vizuálního zobrazení ve výkresové části. Textový výstup z verze Chat GPT-4o byl při vložení testovacího výkresu příliš obecný, nerespektoval, že se jedná pouze o statickou část (řešil např. skladby podlah, typy okenních výplní atd.) a části popisu neodpovídaly zakresleným dimenzím. V této oblasti se nabízí možné budoucí zlepšení dotrénováním na hotových projektech.

3.9. Kontrola návrhu a celého projektu

Návrh nosné konstrukce bude pravděpodobně vždy záležitostí specializovaného statického softwaru (např. SCIA Engineer, Dlubal RFEM/ RSTAB, MIDAS, atd.). Výstupy z těchto programů je vždy vhodné kontrolovat jednoduchými přepočty, kde lze s úspěšností použít jazykové modely. Aktuální verze jazykových modelů je limitována numerickými chybami. V rámci dalšího vývoje lze předpokládat postupné zlepšování numerických funkcí, respektive propojení s jinými vhodnějšími nástroji.

V rámci kontroly celého projektu se dále nabízí systém křížových kontrol mezi textovou a výkresovou částí. Tedy zda odpovídají rozměry konstrukce, zda jsou správně uvedeny pevnostní třídy materiálů atd. Tyto úkony vyžadují bližší znalost projektu, případně úpravu vzhledu dokumentace tak, aby data byla lépe strojově rozpoznatelná. Systém těchto kontrol nebyl testován, jelikož nebyl časový prostor pro vytvoření kompletní testovací projektové dokumentace i s případnými záměrnými chybami. Dále jazykový model může ověřovat, zda jsou uváděné normy, vyhlášky a zákony v technické zprávě stále platné.

Zde je aktuální stav platnosti uvedených norem:

1. ČSN EN 1992-1-1 ed.2, listopad 2019 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby:
 - **Platnost:** Norma je platná. Byla vydána v listopadu 2019 a je účinná od prosince 2019. [technicke-normy-csn.cz +10](#)
2. ČSN EN 206+A1, duben 2018 – Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda:
 - **Platnost:** Tato norma byla zrušena a nahrazena novější verzí ČSN EN 206+A2. [shop.normy.biz -2](#)

Obrázek 6: Ověření platnosti norem [1]

3.10. Řešení obecných dotazů

Při projektování vzniká celá řada dotazů, zejména pokud se jedná o návrh specifických konstrukcí. V těchto případech je prací projektanta dohledat postupy návrhů v příslušných normách a technických doporučení a podle nich postupovat. Jazykový model velice dobře poslouží k sumarizaci hlavních kritérií návrhu. Níže je uveden příklad rozdílu návrhu běžné železobetonové konstrukce a vodonepropustné železobetonové konstrukce, tzn. bílé vany. Některé hodnoty v tabulce nejsou správné, přesto výstup slouží jako vhodný návod.

Tady je přehledná tabulka se základními rozdíly a požadavky pro návrh bílé vany (vodonepropustné železobetonové konstrukce) oproti běžné konstrukci:

Oblast	Bílá vana – vodonepropustná konstrukce	Běžná železobetonová konstrukce
Účel	Zajištění vodonepropustnosti bez přidavné hydroizolace	Není určena k zadržení vody
Beton	Min. C25/30, nízký w/c poměr, často přísady proti vodě	Standardní třídy dle zatížení
Výztuž	Hustší, pečlivě navržená pro omezení trhlin	Obvyklý návrh podle zatížení
Krytí výztuže	Min. 50 mm (často i více)	Obvykle 25–35 mm dle prostředí
Šířka tchlín	Max. 0,2 mm (často ≤ 0,15 mm)	Dle kategorie R1–R3, běžně až 0,3 mm
Spáry	Nutno těsnit – PVC/bentonitové pásky, injektážní hadičky	Neřeší se vodotěsnost
Dilatace	Vždy vodotěsně řešit – těsnící dilatační pásky	Běžné konstrukční spáry
Prostupy	Speciální těsnění, manžety, průchodky	Standardní prostupy bez těsnění
Péče o beton	Důsledné ošetření proti smrštění (kropení, zakrytí)	Obvyklá péče podle počasí
Zhotovení	Vyšší nároky na kvalitu, přesnost, dokumentaci	Standardní provádění
Normy a podklady	Eurokód 2, WU-Beton, DAfStb, DIN, TKP 11	Eurokód 2, ČSN EN normy

Obrázek 7: Porovnání návrhu běžné železobetonové konstrukce a železobetonové vodonepropustné [1]

Dalším testovaným dotazem byla změna třídy prostředí železobetonové stropní desky z vlivu XC1 na XC4, XD3. Jazykový model přehledně vypsál, co bude v návrhu nutné upravit.

Shrnutí: Co konkrétně upravit v návrhu desky?

Oblast	XC1	XC4, XD3
Krytí výztuže	~20 mm	≥ 35–45 mm
Třída betonu	např. C25/30	min. C30/37 nebo vyšší
w/c poměr	≤ 0,65	≤ 0,45–0,55
Obsah cementu	nižší	vyšší (např. 360 kg/m ³)
Ochrana výztuže	běžná	možná speciální opatření
Kontrola trvanlivosti	minimální	důkladná analýza, návrh na životnost

Obrázek 8: Úprava návrhu desky při změně vlivu prostředí [1]

Podobných aplikací bude mnoho a jazykové modely zde najdou široké uplatnění. V současnosti je omezení na straně zdrojových dat, kde jazykové modely nemají přístup k celému souboru aktuálně platných norem. I přes toto omezení je lze využít jako základní vyhledávač a konkrétní hodnoty pak zkontrolovat v platných normách.

4. SHRUTÍ

Testovaný jazykový model Chat GPT-4o se osvědčil zejména v základních výpočtech při návrhu konstrukce dle empirických vzorců a dále omezeně při stanovení vnitřních sil a deformací na prostém nosníku. U složitějších posouzení docházelo ke špatnému výběru koeficientů (lze částečně přisoudit nedostupností oficiálních norem jako zdrojových dat jazykového modelu) a k numerickým chybám (při matematických operacích, při převodech jednotek). Samotný postup výpočtu pro méně složitě posudky bývá správný. Zde je nutné zdůraznit, že všechny výstupy z jazykového modelu je nutno vždy zkontrolovat.

Pro tvorbu výkresové části tento nástroj v současnosti nelze použít. Generování textu na základě výkresů je možné, ale pro použití do projektu není v současnosti optimální. Při kontrole projektu lze jazykový model využít jako podpůrný nástroj.

Ideálním použitím jazykového modelu je pro řešení konkrétních dotazů. V současnosti je toto použití omezeno absencí propojení s oficiální databází norem. Pokud by však Česká agentura pro standardizaci normy pro trénování modelu poskytla, případně pokud by došlo k vytvoření jazykového modelu přímo v systému norem, vznikl by velice užitečný nástroj, který by zefektivnil čerpání informací z norem.

5. ZÁVĚR

I bez speciálního trénování jazykového modelu Chat GPT-4o v oblasti navrhování nosných konstrukcí, jsou jeho znalosti a schopnosti překvapivé. S dalším postupným vývojem, při zlepšování matematických schopností a při zpřístupnění systému norem lze předpokládat, že schopnosti obecně všech jazykových modelů budou narůstat. Je jasné, že tato technologie se prosadí i v takto odborných činnostech, jakou je statika a dynamika staveb. V současnosti lze Chat GPT-4o použít minimálně pro řešení odborných dotazů v kombinaci s ověřením podle normových předpisů.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS25/038/OHK1/1T/11 Konstrukce z moderních cementových kompozitů a jejich optimalizace a za odborné pomoci docentky Ing. Ivy Broukalové, Ph. D., které tímto děkuji.

REFERENCE

- [1] Open AI. *Chat GPT-4o* [software]. 13. května 2024 [cit. 2025-03-19]. Dostupné z: <https://chatgpt.com/>.
- [2] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006, ZA 11/2019.
- [3] Fine spol. s r.o. *FIN EC – beton v. 2021.27* [software]. 2. června 2021 [cit. 2025-03-19]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/>.

KLASIFIKACE BETONOVÝCH TENKOSTĚNNÝCH PRŮŘEZŮ ZALOŽENÁ NA NAPJATOSTI PŘI KROUCENÍ

Jan Vesecký, *

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

ABSTRAKT

Tenkostěnné průřezy se ve stavebnictví tradičně uplatňují u kovových (nejčastěji ocelových) konstrukcí, zatímco průřezy betonových konstrukcí jsou typicky masivní. V posledních letech ale rozvoj cementových kompozitů, především tzv. ultravysokohodnotných betonů (UHPC), umožnil realizaci stále subtilnějších konstrukcí, jejichž průřezy se svými proporcemi začínají blížit právě ocelovým tenkostěnným průřezům. Kritéria pro rozhodnutí, zda se o tenkostěnný průřez opravdu jedná, ovšem chybí, příp. jsou čistě empirická až „zvyklostní“.

V tomto článku je proto představen systematický postup hodnocení průřezů, a to na základě pružného rozložení napětí při volném a vázaném kroucení, porovnáním přesných (resp. numerických) hodnot, s výsledky zjednodušených analytických vztahů. Tento klasifikační systém umožní snadno rozlišit tenkostěnné a tlustostěnné průřezy, a to pro zvolenou míru přesnosti aproximace.

KLÍČOVÁ SLOVA

Beton • UHPC • Tenkostěnný průřez • Klasifikace • Napjatost • Kroucení

ABSTRACT

Thin-walled cross-sections are traditionally used in the construction industry for metal (mostly steel) structures, while concrete cross-sections are typically robust. In recent years, however, the development of cementitious composites, particularly ultra-high performance concrete (UHPC), has enabled the construction of increasingly subtle structures with cross-sections that are approaching the proportions of steel thin-walled cross-sections. Nevertheless, the criteria for deciding whether a specific cross-section is truly thin-walled are lacking or are purely empirical or even ‘customary’.

Therefore, a systematic procedure for the evaluation of cross-sections is presented in this paper, based on the elastic stress distribution under St. Venant and warping torsion, by comparing the exact (or numerical) values with the results of simplified analytical relations. This classification system allows thin-walled and thick-walled cross-sections to be easily distinguished for a chosen level of approximation accuracy.

KEYWORDS

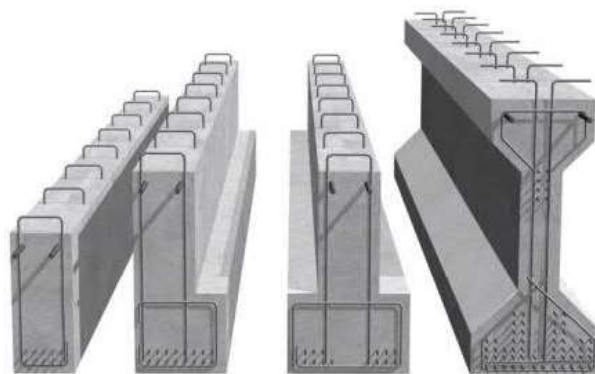
Concrete • UHPC • Thin-Walled Cross-Section • Classification • Stress Distribution • Torsion

1. ÚVOD

1.1. Motivace

Beton a ocel, jakožto dva nejdůležitější konstrukční materiály, se tradičně natolik liší svými vlastnostmi, že vedou ke zcela odlišnému přístupu návrhu geometrie průřezů pro prvky vyrobených z těchto materiálů.

Kvůli nižší pevnosti, tuhosti, ale i objemové hmotnosti a s ohledem na proveditelnost, naprostá většina betonových prvků využívá průřezy složené ze základních geometrických obrazců, především ve tvaru obdélníku, čtverce, kruhu a tvarů z nich odvozených. Tyto průřezy lze souhrnně označit jako tzv. *masivní* a jejich společným znakem jsou srovnatelné dimenze ve všech směrech, kdy žádný rozměr výrazně nepřevládá nad ostatními (viz Obrázek 1). Za masivní lze běžně označit i tzv. komorové betonové průřezy, jelikož poměr výšky (resp. šířky) a tloušťky jejich stěn je zpravidla relativně malý.



Obrázek 1: Typické betonové prvky s masivními průřezy.

Naopak ocel díky své vysoké pevnosti, tuhosti, ale i objemové hmotnosti, umožňuje a do značné míry vyžaduje návrh geometricky optimalizovaných průřezů, např. ve tvaru písmen I, H, L, U, C apod. a dále ve tvaru kruhových, čtvercových a obdélníkových trubek. Souhrnně se jedná o tzv. *tenkostěnné* průřezy,

* Školitel: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

sestavající z tenkých částí, jejichž tloušťka je mnohonásobně menší než ostatní rozměry průřezu (viz Obrázek 2).



Obrázek 2: Typické ocelové prvky s tenkostěnnými průřezů.

Až do nedávné doby byly rozdíly v geometrii betonových a ocelových průřezů natolik výrazné (z důvodu výše popsaných rozdílů v mechanických a fyzikálních vlastnostech), že v naprosté většině případů nebylo pochyb o „masivnosti“ betonových průřezů a naopak „tenkostěnnosti“ průřezů ocelových.

Přibližně v posledních dvou až třech desetiletích byla ale vyvinuta skupina betonů s mimořádnými vlastnostmi, souhrnně označovanými jako ultra-vysokohodnotné betony (UHPC), které se některými svými vlastnostmi (především tlakovou pevností) blíží vlastnostem oceli. Tyto vlastnosti (a zároveň výrazně vyšší cena v porovnání s běžným betonem) logicky směřují k návrhu průřezů, které minimalizují spotřebu materiálu a svou geometrií (viz Obrázek 3) se začínají podobat právě ocelovým průřezům. Z důvodu jistých konstrukčních omezení (souvisejících mj. se schopností vyplnit formu a s rozměry rozptýlené výztuže) a rovněž z důvodu některých relativně horších mechanických vlastností v porovnání s ocelí (především tahové pevnosti a modulu pružnosti) nicméně tloušťka dílčích částí průřezů z UHPC nedosahuje tak velké štíhlosti, aby bylo možné tyto průřezy automaticky klasifikovat jako tenkostěnné.



Obrázek 3: Příklady prvků z UHPC s průřezů nejasné klasifikace (Graybeal 2009, Delauzun et al. 2009).

Vzniká tedy určitá „šedá zóna“ průřezů na pomezí masivních a tenkostěnných za současné absence jasných klasifikač-

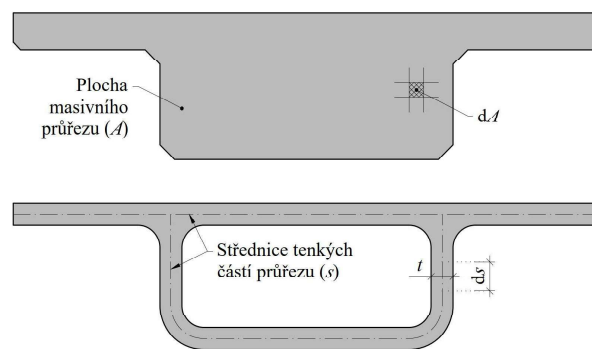
ních kritérií, které by umožnily rozlišit tyto dvě kategorie. Rozlišení masivních a tenkostěnných průřezů přitom zásadním způsobem ovlivňuje následnou analýzu konstrukce.

1.2. Význam rozlišení masivních a tenkostěnných průřezů

Z hlediska praktického navrhování konstrukcí jsou průřezů jednotlivých konstrukčních prvků jedním z nejdůležitějších vstupních údajů a zároveň základním posuzovaným místem. Pro analýzu konstrukce je pak nezbytná znalost *tuhosti* jednotlivých průřezů a zároveň namáhání vyvolaného působícími (vnitřními) silami, které je nejčastěji vyjádřeno ve formě normálových a smykových napětí (zjednodušeně *napjatosti*).

Tuhost a napjatost průřezů je ale obecně definována integrálními a diferenciálními vztahy v plošných oblastech vymezených tvarem průřezu. Tyto vztahy a rovnice jsou relativně snadno řešitelné při namáhání průřezů osovými silami nebo ohybem, obtížněji řešitelné v případě namáhání smykem a velmi složitě řešitelné v případě namáhání kroucením.

A právě z těchto důvodů je zcela zásadní, zda lze analyzovaný průřez považovat za tenkostěnný nebo je třeba na něho pohlížet jako na průřez masivní. Pro tenkostěnný průřez lze totiž dvourozměrné integrální a diferenciální vztahy zredukovat na křivkové integrály, kde tvar křivky udává střednice jednotlivých tenkých částí průřezu a základní proměnnou je tloušťka těchto částí (schematicky viz Obrázek 4). Řešení těchto křivkových integrálů je zpravidla výrazně jednodušší a mnohdy může být vyjádřeno i v podobě triviálních analytických vztahů. Naopak v případě masivních průřezů musí být řešeny integrální a diferenciální vztahy ve své původní dvourozměrné podobě, přičemž tyto vztahy nejsou pro naprostou většinu tvarů průřezů řešitelné analyticky a lze tak nalézt pouze přibližné numerické řešení, např. s využitím metody konečných prvků nebo podobných numerických metod.



Obrázek 4: Schematické znázornění rozdílů při analýze masivního a tenkostěnného průřezu.

Rozlišení průřezů na masivní a tenkostěnné tedy výrazně ovlivňuje komplexitu nástrojů potřebných pro výpočet, kdy na jedné straně musí být využity pokročilé výpočetní nástroje, a naopak na straně druhé lze výpočet zjednodušit až do podoby analytických vztahů a rovnic.

Zároveň je ale třeba zdůraznit, že při redukci dvourozměrných integrálních a diferenciálních vztahů na křivkové integrály

dochází kromě zjednodušení také ke snížení přesnosti výsledků a pouze pro průřezy s tloušťkou dílčích částí limitně se blížících nule vedou oba postupy ke zcela shodným výsledkům.

1.3. Současný stav klasifikace tenkostěnných průřezů

Stávající pravidla pro klasifikaci průřezů vychází typicky z hodnocení štíhlosti (λ) jejich dílčí částí dle vztahu:

$$\lambda = \frac{h}{t} \quad (1)$$

kde h je výška (resp. šířka) dílčí části průřezu a t je tloušťka této části, přičemž pokud je dílčí část zakřivená, pak je namísto výšky uvažována délka této křivky, a navíc, pokud je tloušťka proměnná, pak lze konzervativně uvažovat nejtlustší místo.

Klasifikace na základě štíhlosti dílčích částí průřezu je zcela logická, jelikož, jak bylo uvedeno v kapitole 1.2., s klesající tloušťkou dílčích částí průřezu (tedy s rostoucí štíhlostí λ) roste přesnost aproximace tuhosti a napjatosti průřezu pomocí křivkových integrálů. Za problematické lze ale označit současnou praxi stanovení meze štíhlosti, od které lze průřez považovat za tenkostěnný. Tato mez je tradičně určena empiricky a nejčastěji je za ni (viz např. Bažant 1965) považována hodnota:

$$\lambda \geq 10 \quad (2)$$

Není přitom zřejmé, s jakou mírou přesnosti jsou při této limitní (mezní) štíhlosti aproximovány výsledky pomocí křivkových integrálů.

Navíc v případě zmíněných průřezů ocelových konstrukcí jsou zpravidla za tenkostěnné považovány implicitně všechny průřezy složené z dílčích tenkých částí, bez ohledu, zda je mezní štíhlost (2) splněna či nikoliv. U ocelových průřezů je takový přístup do určité míry pochopitelný, jelikož ocel je charakteristická svou výraznou duktilitou, a tudíž případné překročení limitního napětí v dílčí části průřezu vede jen k lokálnímu zplaszování a redistribuci napětí. Naopak u křehkých materiálů, resp. materiálů s omezenou duktilitou, jako běžný beton, resp. UHPC, vede překročení limitního napětí ke vzniku trhlin, které mohou značně ovlivnit další chování i životnost konstrukce.

1.4. Návrh nového systému klasifikace na základě napjatosti při kroucení

V souvislosti s popsány nedostatků současné metodiky klasifikace průřezů je zřejmá nutnost zavedení jednoznačného kritéria, které umožní rozlišení masivních a tenkostěnných průřezů za jasně definovaných podmínek.

Přitom je možné nadále využívat hodnotící parametr štíhlosti dílčích částí průřezu λ dle rovnice (1), ale mezní hodnota nesmí být stanovena pouze empiricky, ale naopak musí být určena exaktně s ohledem na požadovanou přesnost (resp. přípustnou chybovost) *tenkostěnné teorie* (tzn. aproximace pomocí křivkových integrálů).

Ačkoliv lze tenkostěnnou teorii obecně využít pro aproximaci tuhosti a napjatosti průřezů vystavených libovolnému namáhání, je její využití nejpřírodnější při analýze namáhání krou-

cením. Zatímco pro ostatní typy namáhání lze často nalézt analytická řešení i pro geometricky komplexní průřezy, v případě kroucení je analytické řešení často velmi složité, až zcela nemožné, pro naprostou většinu masivních průřezů a případná možnost použití tenkostěnné teorie je tak zpravidla jedinou možností, jak eliminovat nutnost použití komplexních výpočetních nástrojů.

Z těchto důvodů je proto v tomto článku navržen a dále prakticky prezentován systém klasifikace tenkostěnných průřezů na základě teorie kroucení. Ačkoliv by bylo možné definovat mezní hodnoty štíhlosti dílčích částí průřezu jak na základě přesnosti aproximace tuhosti, tak aproximace napjatosti, omezují se navržený klasifikační systém prozatím pouze na kritérium přesnosti aproximace napětí, jelikož ho lze s ohledem na praktické uplatnění považovat za důležitější.

2. ZÁKLADY TEORIE KROUCENÍ

Na následujících řádcích jsou stručně shrnuty základy teorie kroucení a uvedeny vztahy nezbytné pro následnou analýzu průřezů, která bude využita k odvození mezních hodnot štíhlosti.

2.1. Zjednodušující předpoklady

Teorie a vztahy popsané dále v kapitolách 2.2. až 2.4. jsou platné při uvážení následujících předpokladů a zjednodušení:

- Konstrukce, resp. všechny její průřezy, jsou vyrobeny z lineárně pružného izotropního materiálu.
- Počáteční tvar průřezů je dokonalý, bez imperfekcí.
- Všechny průřezy zachovávají ve vlastní rovině původní tvar (tzn. zachovávají se úhly mezi dílčími částmi průřezů a nedochází např. k boulení ani jiným nestabilitám).
- Je umožněna deformace průřezů z vlastní roviny (deplanace).
- Veškeré deformace, posuny a pootočení jsou tzv. malé.

2.2. Obecná teorie kroucení

Za obecnou teorii kroucení je pro účely tohoto článku považována teorie, která je platná pro všechny průřezy libovolné geometrie (při splnění předpokladů vyjmenovaných v kapitole 2.1.) tedy včetně masivních průřezů.

Úvodem je nezbytné uvést, že kroucení se dělí na dva základní typy – volné a vázané, které vznikají za odlišných situací a jsou spojeny s rozdílnými vnitřními silami, resp. typy napětí:

- **Volné kroucení:** vzniká obecně ve všech průřezích konstrukcí namáhaných kroucením s výjimkou průřezů, kterým je zcela znemožněno deplanovat; volné kroucení je spojeno s primárním kroutícím momentem (T_i) a vznikem primárních smykových napětí (τ).
- **Vázané kroucení:** projevuje se nejvýrazněji v těch částech konstrukcí, kde je průřezům bráněno deplanovat a v jejich okolí; vázané kroucení je spojeno se sekundárním kroutícím momentem (T_ω) a bimomentem (B) a se

vznikem sekundárních smykových napětí (τ_ω) a normálových napětí (σ_ω).

Celkové účinky kroucení jsou pak součtem dílčích účinků volného a vázaného kroucení. Stanovení poměru mezi oběma typy kroucení v konkrétním průřezu konstrukce je samostatnou úlohou, související s řešením obyčejné diferenciální rovnice 4. řádu. Tato problematika přesahuje zaměření tohoto článku, proto není dále rozvíjena. Obecně lze konstatovat, že poměr vlivů volného a vázaného kroucení může být zcela libovolný, s výjimkou specifických případů, které jsou popsány dále.

Pro potřeby analýzy průřezů je nejprve třeba definovat rovnice a vztahy popisující rozložení základních veličin v ploše průřezu, potřebných pro vyhodnocení účinků kroucení. V této kapitole jsou uvedeny obecné vztahy platné pro libovolnou geometrii průřezu, v dalších kapitolách pak budou uvedeny zjednodušené vztahy využívající tenkostěnné teorie.

Jak vyplývá z výše uvedeného textu, jedním ze stěžejních parametrů průřezu je jeho deplanace, jejíž tvar je obecně definován tzv. deplanační funkcí ($\psi(y,z)$), která je řešením následující parciální diferenciální rovnice:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

kde y a z jsou kartézské souřadnice v rovině průřezu. K této diferenciální rovnici je samozřejmě přidružena okrajová podmínka, definující derivaci deplanační funkce podle normály okraje průřezu (tzv. Neumannova okrajová podmínka). Diferenciální rovnice (3) svou strukturou odpovídá tzv. Laplaceově rovnici a její analytické řešení lze nalézt pouze pro omezené tvary průřezů. Ať už je ale nalezeno analytické nebo přibližné numerické řešení, lze deplanační funkci využít k vyjádření celé řady důležitých veličin, mj. momentu tuhosti ve volném kroucení:

$$I_t = \iint \left(y^2 + z^2 + \frac{d\psi}{dz} \cdot y - \frac{d\psi}{dy} \cdot z \right) dA \quad (4)$$

kde A je oblast vymezená plochou průřezu. Moment tuhosti ve volném kroucení přitom neslouží jen ke stanovení tuhosti průřezu ale i pro stanovení některých navazujících veličin, včetně primárních smykových napětí dle vztahů:

$$\tau_{t,xz} = G \cdot \theta \cdot \left(\frac{d\psi}{dz} + y \right) = \frac{T_t}{I_t} \cdot \left(\frac{d\psi}{dz} + y \right) \quad (5)$$

$$\tau_{t,xy} = G \cdot \theta \cdot \left(\frac{d\psi}{dy} - z \right) = \frac{T_t}{I_t} \cdot \left(\frac{d\psi}{dy} - z \right) \quad (6)$$

kde G je smykový modul pružnosti materiálu a θ je tzv. poměrné zkroucení, tj. derivace (změna) pootočení jednotlivých průřezů podél osy konstrukce.

Primární smykové napětí lze alternativně vyjádřit i pomocí jiné parciální diferenciální rovnice, jejíž neznámou je tzv. Prandtlova funkce napětí ($\varphi(y,z)$), odpovídající smykovému toku na průřezu, vyvolanému volným kroucením:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = -2 \cdot G \cdot \theta = -2 \cdot \frac{T_t}{I_t} \quad (7)$$

K rovnici přísluší okrajová podmínka definující nulovou hodnotu derivace Prandtlovy funkce napětí podle tečny okraje průřezu a příp. konkrétní hodnotu Prandtlovy funkce napětí podél vnitřních otvorů, pokud je průřez dutý. Diferenciální rovnice

(7) svou strukturou odpovídá tzv. Poissonově rovnici. Pro zajištění lze uvést, že rovnice stejného typu popisuje i tvar deformace membrány, resp. mýdlové bubliny, a proto je někdy řešení napjatosti průřezu od volného kroucení popisováno jako tzv. membránová analogie, resp. analogie mýdlové bubliny.

Primární smyková napětí podél obou kartézských souřadnic průřezu jsou poté definovány ve formě derivací Prandtlovy funkce napětí (tj. změny smykového toku) následovně:

$$\tau_{t,xz} = -\frac{d\varphi}{dy} \quad (8)$$

$$\tau_{t,xy} = \frac{d\varphi}{dz} \quad (9)$$

Složky primárního smykového napětí lze tedy stanovit více způsoby. Jejich výslednice (a tedy celkové primární smykové napětí) je pak dána jako délka vektoru pomocí vztahu:

$$\tau_t = \sqrt{\tau_{t,xz}^2 + \tau_{t,xy}^2} \quad (10)$$

Maximální hodnotu primárního smykového napětí lze formálně určit pomocí zavedení nové veličiny – modulu průřezu ve volném kroucení (W_t), využitě ve vztahu:

$$\tau_{t,max} = \frac{T_t}{W_t} \quad (11)$$

Samotný modul průřezu ve volném kroucení je do určité míry úměrný momentu tuhosti ve volném kroucení (I_t), tzn. je závislý na řešení deplanační funkce (ψ) a jeho vyjádření je tak možné pomocí analytického vztahu pouze pro velmi omezené tvary průřezů. Většinou je tak modul průřezu ve volném kroucení stanovován inverzně po nalezení průběhu napětí na průřezu:

$$W_t = \frac{T_t}{\tau_{t,max}} \quad (12)$$

Jedná se nicméně o velmi užitečnou veličinu v případě tenkostěnných průřezů, jak je ukázáno dále.

V případě vázaného kroucení jsou diferenciální rovnice popisující napjatost průřezu výrazně složitější (viz Schulz a Filippou 1998) a proto zde nejsou pro zachování stručnosti podrobně rozváděny. Jestliže ovšem pro rovnice popisující volné kroucení (3), (7) platí, že jejich analytické řešení lze nalézt pouze pro malou skupinu průřezů, pak pro rovnice popisující vázané kroucení platí téměř univerzálně, že jejich řešení je možné hledat pouze přibližně, pomocí numerických metod. Výjimku tvoří pouze tenkostěnné průřezy, viz dále.

Jednou z důležitých veličin vázaného kroucení, kterou lze definovat pomocí již výše zavedených funkcí je výsečový moment setrvačnosti (I_ω), který popisuje tuhost průřezu ve vázaném kroucení:

$$I_\omega = \iint \psi^2 dA \quad (13)$$

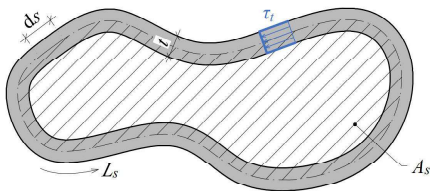
Výsečový moment setrvačnosti může být navíc využit pro stanovení normálového napětí od vázaného kroucení:

$$\sigma_\omega = \frac{B}{I_\omega} \cdot \psi \quad (14)$$

Vztah pro výpočet poslední zbývající veličiny – sekundárního smykového napětí (τ_t) je pro obecný průřez komplexní (viz Sapountzakis a Mokos 2003) a proto zde není detailně rozveden.

2.3. Tenkostěnná teorie kroucení – uzavřené průřezy

Uzavřený tenkostěnný průřez vzniká vytvořením jednoho nebo více otvorů v původně masivním průřezu, přičemž je zachován vnější obrys a velikost otvoru/ů je pouze mírně menší než vnější rozměry průřezu. Zbývající tenkou obálku průřezu lze poté reprezentovat tzv. střednicí, tj. myšlenou křivkou půlicí obálku uprostřed její tloušťky. Střednice je uzavřená, což zásadně ovlivňuje odezvu při namáhání kroucením. Druhým důležitým parametrem pro popis tenkostěnného uzavřeného průřezu je samotná tloušťka obálky (viz Obrázek 5), která může být obecně proměnná.



Obrázek 5: Základní parametry tenkostěnného uzavřeného průřezu a rozložení primárního smykového napětí od kroucení po tloušťce obálky.

Pro zjednodušení bude nadále uvažován tenkostěnný uzavřený průřez pouze s jedním otvorem. Poté platí, že smykový tok od volného kroucení podél celé střednice je konstantní a nepřímo úměrný dvojnásobku plochy, kterou střednice uzavírá. Výsledné primární smykové napětí je pak dále nepřímo úměrné tloušťce obálky v konkrétním místě, platí tedy:

$$\tau_{t,TW,closed} = \frac{T_t}{2 \cdot A_s \cdot t} \quad (15)$$

kde A_s je plocha uzavřená střednicí průřezu a t je tloušťka obálky průřezu. Maximální primární smykové napětí pak tedy nastává v nejtenčí části průřezu (t_{min}), tedy:

$$\tau_{t,max,TW,closed} = \frac{T_t}{2 \cdot A_s \cdot t_{min}} \quad (16)$$

Z porovnání rovnic (11) a (16) pak lze odvodit, že modul průřezu ve volném kroucení pro tenkostěnný uzavřený průřez odpovídá hodnotě:

$$W_{t,TW,closed} = 2 \cdot A_s \cdot t_{min} \quad (17)$$

Pro úplnost je zároveň možné doplnit, že tuhost průřezu, reprezentovaná momentem tuhosti ve volném kroucení je naopak úměrná ploše uzavřené střednicí a tloušťce a nepřímo úměrná délce střednice, vyjádřeno vztahem:

$$I_{t,TW,closed} = \frac{4 \cdot A_s^2}{\oint \frac{1}{t} ds} \quad (18)$$

kde s je křivka odpovídající střednici obálky průřezu. Pro speciální případ tenkostěnného uzavřeného průřezu s konstantní

tloušťkou obálky lze poté krivkový integrál v rovnici (18) analyticky vyjádřit a vztah přepsat na:

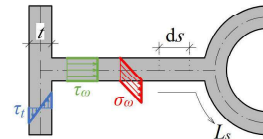
$$I_{t,TW,closed,const} = \frac{4 \cdot A_s^2 \cdot t}{L_s} \quad (19)$$

kde L_s je délka střednice obálky průřezu.

U uzavřených tenkostěnných průřezů může obecně docházet i k vázanému kroucení, ale pro většinu praktických případů jsou jeho účinky zanedbatelné (v některých speciálních případech dokonce nulové). Proto pro účely této studie není s vázaným kroucením u těchto průřezů nadále uvažováno.

2.4. Tenkostěnná teorie kroucení – otevřené průřezy

Otevřený tenkostěnný průřez na rozdíl od uzavřeného vzniká ztenčováním částí původního masivního průřezu, případně vytvářením dutin, které ovšem zasahují do vnějšího obrysu průřezu. Výsledný průřez sestává z několika tenkých ramen, spojených v jednom nebo více místech. Tato ramena lze opět reprezentovat jejich střednicí, půlicí jejich tloušťkou a poté samotnou tloušťkou ramen (viz Obrázek 6), která může být obecně proměnná. Zásadní rozdílem oproti výše popsaným uzavřeným tenkostěnným průřezům je, že střednice společně netvoří uzavřenou křivku, ale naopak několik křivek s volnými konci. Tím se zcela mění odezva při namáhání kroucením, a to jak pro volné, tak vázané kroucení.



Obrázek 6: Základní parametry tenkostěnného otevřeného průřezu a rozložení smykových a normálových napětí od kroucení po tloušťce ramen.

Tuhost tenkostěnného otevřeného průřezu ve volném kroucení je výrazně nižší než tuhost uzavřeného průřezu a je dána součtem tuhostí jednotlivých ramen průřezu:

$$I_{t,TW,open} = \frac{1}{3} \cdot \int t^3 ds \quad (20)$$

kde s je křivka odpovídající střednici ramen. V případě jednotné a konstantní tloušťky všech ramen lze pak vztah zjednodušit na:

$$I_{t,TW,open,const} = \frac{1}{3} \cdot t^3 \cdot L_s \quad (21)$$

kde L_s je celková délka střednic všech ramen.

Primární smykové napětí od volného kroucení je rozloženo lineárně po tloušťce jednotlivých ramen, přičemž extrémních hodnot nabývá na vnějších hranách a s využitím momentu tuhosti ve volném kroucení lze tuto hodnotu stanovit ze vztahu:

$$\tau_{t,TW,open} = \frac{T_t}{I_{t,TW,open}} \cdot t \quad (22)$$

A celkové největší primární smykové napětí pak nastává v nejtlustší části průřezu:

$$\tau_{t,max,TW,open} = \frac{T_t}{I_t} \cdot t_{max} \quad (23)$$

Porovnáním rovnice (11) a (23) lze formálně vyjádřit modul průřezu ve volném kroucení pro tenkostěnný otevřený průřez:

$$W_{t,TW,open} = \frac{I_{t,TW,open}}{t_{max}} \quad (24)$$

Který lze, pro případ jednotné a konstantní tloušťky všech ramen, po dosažení z rovnice (21), dále upravit na:

$$W_{t,TW,open,const} = \frac{1}{3} \cdot t^2 \cdot L_s \quad (25)$$

Na rozdíl od uzavřených tenkostěnných průřezů jsou pro otevřené tenkostěnné průřezy navíc zásadní i účinky vázaného kroucení. Deplanaci tenkostěnného průřezu lze velmi dobře aproximovat pomocí tzv. výšečové souřadnice (ω), která je definována jako dvojnásobek plochy vymezené referenčním bodem (tzv. středem smyku), počátkem, a zkoumaným bodem na střednici průřezu. Formálně zapsáno:

$$\omega(s) = \int \rho(s) ds \quad (26)$$

kde $\rho(s)$ je funkce popisující kolmou vzdálenost tečen jednotlivých bodů střednice od středu smyku. Výšečová souřadnice poté může být využita ke stanovení několika průřezových charakteristik, potřebných k analýze průřezu, specificky statického výšečového momentu ($S_{\omega,TW,open}$) a výšečového momentu setrvačnosti ($I_{\omega,TW,open}$):

$$S_{\omega,TW,open} = \int \omega \cdot t \cdot ds \quad (27)$$

$$I_{\omega,TW,open} = \int \omega^2 \cdot t \cdot ds \quad (28)$$

Tyto charakteristiky lze využít nejenom k hodnocení tuhosti průřezu ve vázaném kroucení, ale i ke stanovení sekundárního smykového napětí ($\tau_{\omega,TW,open}$) a normálového napětí ($\sigma_{\omega,TW,open}$) pomocí vztahu:

$$\tau_{\omega,TW,open} = -\frac{T_{\omega} \cdot \hat{S}_{\omega,TW,open}}{I_{\omega,TW,open} \cdot t} \quad (29)$$

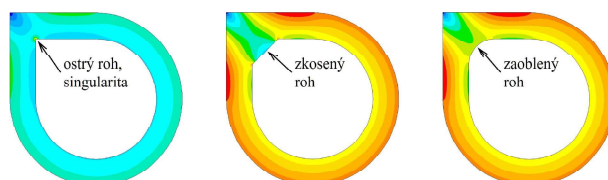
$$\sigma_{\omega,TW,open} = \frac{B}{I_{\omega,TW,open}} \cdot \omega \quad (30)$$

kde $\hat{S}_{\omega,TW,open}$ je tzv. statický výšečový moment odňaté části průřezu, který se principiálně vypočte dle rovnice (27), ale pouze pro určitou odříznutou část průřezu, kdy v místě řezu má být vyhodnoceno sekundární smykové napětí. Maximální a minimální hodnoty sekundárního smykového, resp. normálového napětí na průřezu se pak obecně nachází v místech extrémních hodnot poměru $\hat{S}_{\omega,TW,open}/t$, resp. extrémních hodnot souřadnice ω .

2.5. Koncentrace napětí v rozích tenkostěnných průřezů

Závěrem k teorii kroucení je nutno poznamenat, že u průřezů s vnitřními rohy dochází v těchto místech k výrazné koncentraci napětí, které lokálně roste nade všechny meze, což vyplývá ze struktury rovnic popisujících průběh napětí, jako např. rovnice (7), jelikož se matematicky jedná o tzv. singulární body.

Problematika koncentrace napětí přesahuje záměry tohoto článku (podrobněji se jí zabývá např. Timoshenko a Goodier 1987), proto je pouze stručně konstatováno, že tyto singulární body lze potlačit buď zkosením nebo lépe zaoblením vnitřních rohů (viz Obrázek 7). Pro účely analýzy průřezů byly v této studii tyto body ignorovány a napětí bylo hodnoceno pouze v takových místech průřezů, které jsou od singularit dostatečně vzdáleny, a tedy nejsou jimi ovlivněny.



Obrázek 7: Koncentrace napětí ve vnitřních rozích průřezů a příklady dvou možností její eliminace – zkosení, zaoblení.

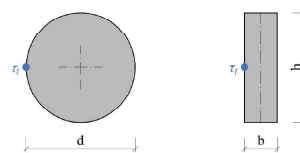
3. ANALÝZA VYBRANÝCH PRŮŘEZŮ

Na následujících řádcích je analyzována napjatost při kroucení pro 7 vybraných průřezů, které lze považovat za nejčastěji využívané pro konstrukce z betonu, resp. UHPC – 2 základní tvary, 3 uzavřené (tzv. komorové) a 2 otevřené. U 6 z těchto průřezů je pak porovnána aproximace napětí pomocí tenkostěnné teorie kroucení (viz kapitoly 2.3. a 2.4.) s „přesným“ řešením pomocí obecné teorie kroucení (viz kapitola 2.2.).

Pro řešení řídicích diferenciálních rovnic obecné teorie kroucení (tj. např. rovnice (7)) byl využit výpočetní software SCIA Engineer 25.0 a jeho modul 2D MKP analýzy průřezů libovolné geometrie. Naopak rovnice tenkostěnné teorie kroucení byly řešeny analyticky (v článku jsou pro zachování stručnosti uvedeny pouze analytické vztahy volného kroucení, jelikož vztahy pro vázané kroucení jsou komplexní).

3.1. Základní průřezy

Před analýzou samotných „tenkostěnných“ průřezů byla nejprve zkoumána napjatost dvou nejtypičtějších základních průřezů – kruhového a obdélníkového (viz Obrázek 8).



Obrázek 8: Vybrané základní průřezy, značení rozměrů a místa stanovení napětí.

Pro plný kruhový průřez neexistuje tenkostěnná aproximace, ale jelikož se jedná o jediný průřez (spolu s tzv. mezikruhým), který nedeplanuje, existuje pro něho zcela přesné obecné analytické řešení. Zároveň se jedná o průřez, který tvoří jakýsi srovnávací práh pro všechny ostatní masivní průřezy, jelikož má

ze všech plných průřezů nejvyšší tuhost a je vystaven nejmenšímu napětí, při stejné ploše a stejné hodnotě torzního namáhání všech potenciálních masivních průřezů.

Tuhost kruhového průřezu ve volném kroucení je shodná s tzv. polárním momentem setrvačnosti (vzhledem k nulové deplanaci) a je dána vztahem:

$$I_t = \frac{\pi \cdot d^4}{32} \quad (31)$$

A maximální primární smykové napětí (na hraně průřezu) lze stanovit pomocí dosazení modulu průřezu ve volném kroucení do rovnice (11):

$$W_t = \frac{\pi \cdot d^3}{16} \quad (32)$$

V případě obdélníkového průřezu již k deplanaci dochází, nicméně stále je možné nalézt analytické řešení řídicích diferenciálních rovnic volného kroucení, ačkoliv je výrazně složitější a nemá uzavřený tvar. Pro moment tuhosti ve volném kroucení se jedná o vztah:

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot \left[1 - \frac{192}{\pi^5} \cdot \frac{b}{h} \cdot \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^5} \cdot \tanh\left(\frac{n \cdot \pi \cdot h}{2 \cdot b}\right) \right] \cdot b^3 h \quad (33)$$

Spíše než komplexní vztah pro modul průřezu ve volném kroucení, je pak výhodnější definovat přímo vztah pro maximální primární smykové napětí, které vzniká vždy uprostřed dvou delších stran obdélníkového průřezu (tj. uprostřed výšky průřezu h) a nabývá hodnoty:

$$\tau_{t,max} = \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{n \cdot \pi \cdot h}{2 \cdot b}\right)} \right] \cdot \frac{T_t}{I_t} \cdot b \quad (34)$$

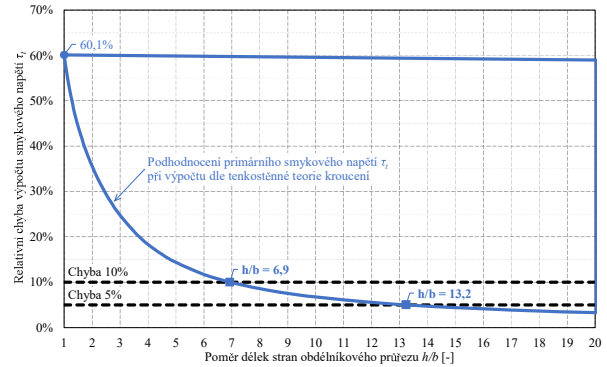
Pro obdélníkový průřez již nicméně existuje i tenkostěnná aproximace výše uvedených vztahů, jelikož lze obdélník považovat defacto za speciální případ otevřeného tenkostěnného průřezu s jediným ramenem konstantní tloušťky b . Vztah pro moment tuhosti ve volném kroucení se pak výrazně zjednoduší do podoby:

$$I_{t,TW} = \frac{1}{3} \cdot b^3 h \quad (35)$$

A maximální primární smykové napětí lze poté stanovit ze vztahu:

$$\tau_{t,max,TW} = T_t \cdot \frac{3}{b^2 \cdot h} \quad (36)$$

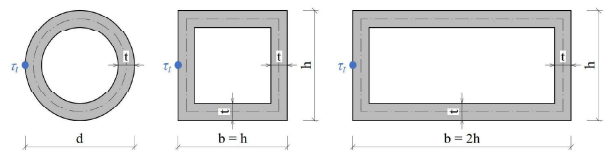
Jelikož hlavním cílem této studie je nalezení mezní hodnoty štíhlosti průřezu na základě přesnosti aproximace napětí tenkostěnnou teorií, je v grafu na Obrázku 9 vykreslena relativní chyba tenkostěnné rovnice (36) v porovnání s přesným řešením (rovnice (34)).



Obrázek 9: Porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení při výpočtu primárního smykového napětí na obdélníkovém průřezu.

3.2. Tenkostěnné uzavřené průřezy

Pro analýzu uzavřených průřezů byly zvoleny 3 typické geometrie – kruhový, čtvercový a obdélníkový komorový průřez (viz Obrázek 10). Vnější poměr stran obdélníkového komorového průřezu byl zvolen 2:1.



Obrázek 10: Vybrané uzavřené průřezy, značení rozměrů a místa stanovení napětí.

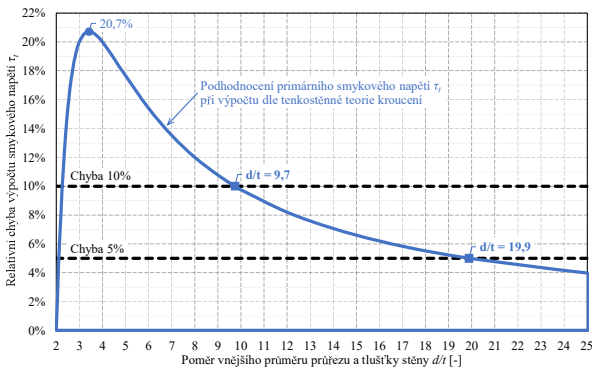
Kruhový komorový průřez zachovává vlastnost plného kruhového průřezu – nedeplanuje. Díky tomu je možné i pro tento průřez nalézt analytické řešení řídicích rovnic. Při vyjádření obecného řešení maximálního smykového napětí pomocí základních rozměrů – vnějšího průměru d a tloušťky t platí následující vztah:

$$\tau_{t,max} = T_t \cdot \frac{16}{\pi \cdot d^3 \cdot \left[1 - \left(1 - 2 \frac{t}{d} \right)^4 \right]} \quad (37)$$

A v kontrastu, při uvážení tenkostěnné teorie, po dosazení do rovnice (16) platí pro kruhovou komoru vztah:

$$\tau_{t,max,TW} = T_t \cdot \frac{2}{\pi \cdot d^2 \cdot t \cdot \left(1 - \frac{t}{d} \right)^2} \quad (38)$$

Porovnání tenkostěnné teorie (rovnice (38)) a obecné teorie (rovnice (37)) kroucení je uvedeno na Obrázku 11.

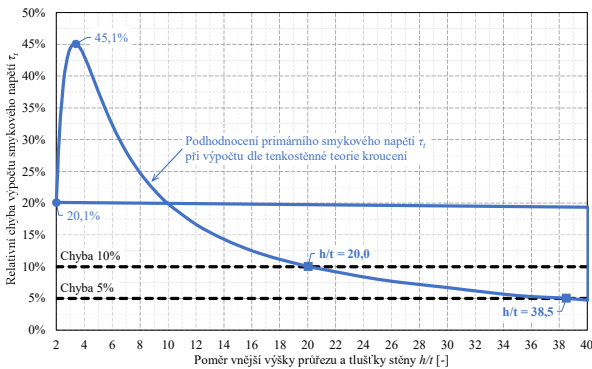


Obrázek 11: Porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení při výpočtu primárního smykového napětí na průřezu kruhové komory.

Pro čtvercový komorový průřez (a všechny další průřezy prezentované dále v tomto článku) již obecné analytické řešení neexistuje. Za přesné řešení je proto považováno numerické řešení řídicích rovnic (viz kapitola 2.2.) pomocí metody konečných prvků. Nadále jsou tedy uváděny pouze vztahy pro výpočet napětí dle tenkostěnné teorie kroucení, specificky maximální primární smykové napětí, dosazením do rovnice (16). Pro čtvercový komorový průřez shodné vnější výšky i šířky h poté platí tenkostěnný vztah:

$$\tau_{t,max,TW} = T_t \cdot \frac{1}{2 \cdot h^2 \cdot t \cdot \left(1 - \frac{t}{h}\right)^2} \quad (39)$$

A porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení je graficky znázorněno na Obrázku 12.

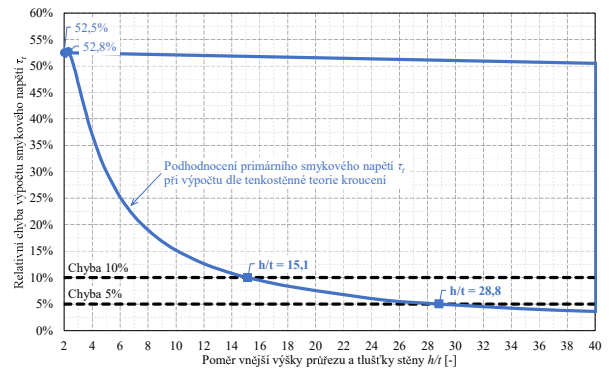


Obrázek 12: Porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení při výpočtu primárního smykového napětí na průřezu čtvercové komory.

Pro obdélníkový komorový průřez vnější šířky b a vnější výšky h lze odvodit tenkostěnný vztah:

$$\tau_{t,max,TW} = T_t \cdot \frac{1}{2 \cdot b \cdot h \cdot t \cdot \left(1 - \frac{t}{b}\right) \cdot \left(1 - \frac{t}{h}\right)} \quad (40)$$

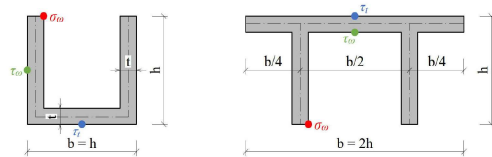
A relativní chybu tenkostěnné teorie v porovnání s obecnou teorií kroucení ukazuje graf na Obrázku 13.



Obrázek 13: Porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení při výpočtu primárního smykového napětí na průřezu obdélníkové komory poměru 2:1.

3.3. Tenkostěnné otevřené průřezy

Pro analýzu otevřených průřezů byly vybrány 2 geometrie průřezů (viz Obrázek 14) – tvar U s vnějším poměrem stran 1:1 a tvar TT s vnějším poměrem stran 2:1 a stojinami v krajních čtvrtinách celkového rozpětí průřezu.



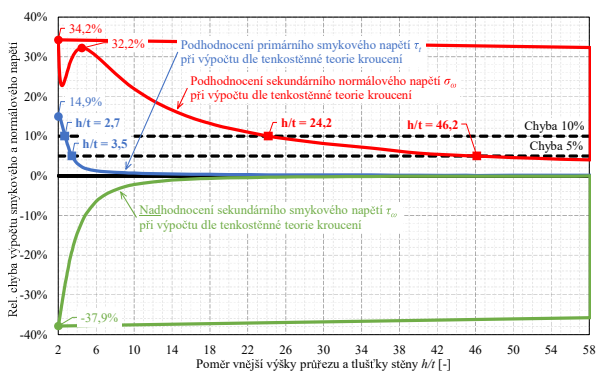
Obrázek 14: Vybrané otevřené průřezy, značení rozměrů a místa stanovení napětí.

Jak bylo uvedeno již v kapitole 2.4. otevřené průřezy obecně výrazně deplanují a účinky vázaného kroucení jsou u nich významné až dominantní. Proto byly u obou průřezů zkoumány všechny typy napětí od kroucení – primární smykové napětí τ , sekundární smykové napětí τ_ω a normálové napětí σ_ω . Pro stručnost jsou nicméně uvedeny analytické vztahy tenkostěnné teorie jen pro volné kroucení, dosazením do rovnic (20) a (23). Pro vázané kroucení pak obecně platí vztahy (29) a (30).

Pro otevřený průřez tvaru U lze odvodit vztah pro maximální primární smykové napětí:

$$\tau_{t,max,TW} = T_t \cdot \frac{1}{h \cdot t^2 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot t}{3 \cdot h}\right)} \quad (41)$$

Porovnání tenkostěnné a obecné teorie pro tento průřez je pak uvedeno na Obrázku 15.

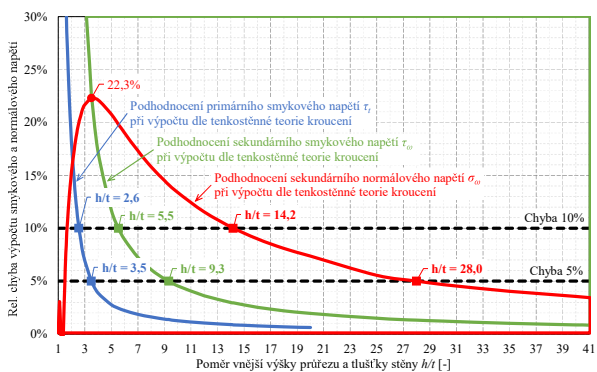


Obrázek 15: Porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení při výpočtu primárních a sekundárních napětí na průřezu tvaru U poměru 1:1.

A nakonec, pro otevřený průřez tvaru TT lze maximální primární smykové napětí vyjádřit vztahem:

$$\tau_{t,max,TW} = T_t \cdot \frac{3}{t^2 \cdot [b + h \cdot (2 - \frac{t}{h})]} \quad (42)$$

Následné porovnání tenkostěnné a obecné teorie pro tento průřez je znázorňuje Obrázek 16.



Obrázek 16: Porovnání tenkostěnné a obecné teorie kroucení při výpočtu primárních a sekundárních napětí na průřezu tvaru TT poměru 2:1.

4. VYHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ A DISKUSE

Na grafech v kapitole 3 byla graficky reprezentována relativní chyba výpočtu napětí dle tenkostěnné teorie kroucení v porovnání s obecnou teorií kroucení pro 6 vybraných průřezů, jejichž geometrie patří k nejčastěji používaným pro betonové (resp. UHPC) konstrukce. Ze všech grafů je zřejmý očekávaný předpoklad, že s rostoucí štíhlostí průřezů klesá chyba tenkostěnné teorie a limitně se blíží obecnému (přesnému) řešení.

U některých průřezů (např. kruhové komory) je překvapivé zjištění, že pro velmi malou štíhlost tenkostěnná teorie rovněž velmi dobře aproximuje hodnoty napětí, ale poté chyba narůstá a pro účely této studie je tak toto pozorování spíše náhodným jevem, daným strukturou jednotlivých rovnic a pro další vyhodnocení tato skutečnost pozbývá praktického významu.

4.1. Limitní štíhlost tenkostěnných průřezů

V grafech v kapitole 3 lze ale především najít odpověď na hlavní otázku této studie, tedy hodnotu limitní (mezní) štíhlosti, při které lze daný průřez považovat za tenkostěnný. Výsledek je přitom závislý na požadované míře přesnosti (resp. přijatelné míře chybovosti).

Pro účely této studie byly zvoleny dvě hladiny přípustné chyby aproximace napětí – 10 % a 5 %, které lze z hlediska praktického navrhování považovat za rozumné a limitní hodnoty štíhlosti pro tyto dvě hladiny jsou přehledně shrnuty v Tabulce 1. Z jednotlivých grafů nicméně mohou být odečteny limitní štíhlosti i pro jakoukoliv jinou požadovanou přesnost (resp. míru chyby).

Tabulka 1: Limitní hodnoty štíhlosti zkoumaných tenkostěnných průřezů pro přijatelnou chybu aproximace napětí 10 % a 5 %.

Tvar průřezu	Limitní štíhlost pro přípustnou chybu:		Napětí
	10 %	5 %	
Obdélník	$h/b \geq 6,9$	$h/b \geq 13,2$	τ_t
Kruhová komora	$d/t \geq 9,7$	$d/t \geq 19,9$	τ_t
Čtvercová komora	$h/t \geq 20,0$	$h/t \geq 38,5$	τ_t
Obdélníková komora 2:1	$h/t \geq 15,1$	$h/t \geq 28,8$	τ_t
Otevřený U-průřez 1:1	$h/t \geq 24,2$	$h/t \geq 46,2$	σ_{ω}
Otevřený TT-průřez 2:1	$h/t \geq 14,2$	$h/t \geq 28,0$	σ_{ω}

4.2. Diskuse

Z hodnot uvedených v Tabulce 1 je zřejmé, že limitní štíhlost zkoumaných průřezů se pohybuje v rozmezí 6,9-24,2 pro 10 % míru chyby tenkostěnné teorie a v rozmezí 13,2-46,2 pro 5 % míru chyby. Nejmenší požadovaná štíhlost pro prohlášení průřezu za tenkostěnný nastává u obdélníkového průřezu, zatímco nejvyšší štíhlost je požadována u průřezu tvaru U.

V kapitole 1.3. bylo zmíněno, že tradičně je za limitní štíhlost považována hodnota ≥ 10 . Tato studie ukazuje, že uvedená hodnota limitní štíhlosti je být dostatečná pouze pro dva z celkových šesti zkoumaných průřezů (obdélník a kruhovou komoru) a to pouze za předpokladu přípustné 10 % chyby tenkostěnné teorie. Pro ostatní průřezy je empiricky stanovená hodnota limitní štíhlosti nedostatečná a v některých případech se blíží až k hodnotě 50 (pro 5 % míru chyby).

5. ZÁVĚR

V článku byla prezentována studie zaměřená na vytvoření jednoznačné metodiky klasifikace tenkostěnných průřezů, resp. rozlišení průřezů masivních a tenkostěnných. Tato otázka nabývá na významu v posledních letech s rozvojem moderních cementových kompozitů (specificky UHPC), které umožňují realizovat konstrukce s průřezy blížícími se svou štíhlostí průřezům ocelových konstrukcí. Klasifikace těchto průřezů z UHPC je často nejasná a dosavadní empirický až „zvyklostní“ přístup se ukazuje jako nedostatečný.

U šesti zvolených průřezů typické geometrie bylo provedeno porovnání přesnosti (resp. chybovosti) tenkostěnné teorie kroucení vůči obecné (přesné) teorii kroucení. Výsledky jednoznačně ukazují, že při požadavku na maximální chybu aproximace do 10 % resp. 5 % dosavadní empirický limit štíhlosti (běžně uvažovaný hodnotou 10) až na výjimky nedostačuje, a naopak se ve skutečnosti v závislosti na typu průřezu může blížit až k hodnotě 25 (pro míru chyby 10 %), resp. až k hodnotě 50 (pro míru chyby 5 %).

5.1. Náměty na budoucí výzkum

Prezentovaná studie se omezila pouze na šest vybraných průřezů, které byly vyhodnoceny jako nejtypičtější. Pro zobecnění výsledků bude zapotřebí množství analyzovaných průřezů výrazně rozšířit, a přitom se pokusit najít určité jednotící kritérium, které by umožnilo výsledky seskupit, aby nebylo zapotřebí definovat individuální hodnotu limitní štíhlosti pro každý průřez samostatně.

PODĚKOVÁNÍ

Prezentovaná studie byla podpořena grantem Studentské grantové soutěže ČVUT č. SGS25/038/OHK1/1T/11 (*Konstrukce z moderních cementových kompozitů a jejich optimalizace*).

Literatura

- Bažant, Z. P. (1965), *Non-uniform Torsion of Thin-walled Bars of Variable Section*. IABSE Zurich.
- Delauzun, O., Rogat, D., Boutillon, L., Linger, L. & Clergue, Ch. (2009), *Construction du pont de la Chabotte en BFUP sur l'autoroute A51*. fib-AFGC – Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development.
- Graybeal, B. A. (2009), *Structural Behavior of a 2nd Generation Ultra-High Performance Concrete Pi-Girger*. Office of Infrastructure Research & Development, Federal Highway Administration (FHWA).
- Sapountzakis, E. J. & Mokos, V. G. (2003), Warping shear stresses in nonuniform torsion by BEM. *Computational Mechanics* 30(2), 131-142.
- SCIA Engineer 25.0.2011.64, <https://www.scia.net/en>.
- Schulz, M. & Filippou, F. C. (1998), Generalized Warping Torsion Formulation. *Journal of Engineering Mechanics* 124(3), 339-347.
- Timoshenko, S. P. & Goodier, J. N. (1987), *Theory of elasticity*. 3rd ed. New York: McGraw-Hill. ISBN 0-07-064720-8.

NÁVRH PŘEDPJATÝCH TRÁMŮ PRO EXPERIMENT VLIVU SOUDRŽNOSTI PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE NA VZNIK A ROZVOJ TRHLIN

Tomáš Vízner, *

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

ABSTRAKT

Trvanlivost předpjatých betonových konstrukcí má zásadní vliv na životnost konstrukce. Je proto důležité se zabývat tím, jaký je vliv soudržnosti předpínací výztuže na působení konstrukce, deformace a vznik trhlin. Proto se bude provádět experiment, kde budou vystaveny krátkodobému a dlouhodobému zatížení tři typy předpjatých betonových nosníků s T průřezem.

Prvním typem je nosník předepnutý soudržnou předpínací výztuží, druhým typem je nosník předepnutý nesoudržnou předpínací výztuží a posledním typem je nosník předepnutý nesoudržnou předpínací výztuží a vyztužený betonářskou výztuží. Množství předpětí a betonářská výztuž je navržena tak, aby byl z následného experimentu patrný průběh vzniku a vývoje trhlin na všech typech nosníků. Navržené předpětí je u všech typů nosníků totožné. Šířka trhliny je vypočtena podle ČSN EN 1992-1-1. Dále byla pomocí grafu vykreslena závislost šířky trhliny a deformace nosníku na ohybovém momentu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Trvanlivost předpjatých konstrukcí • Soudržná předpínací výztuž • Nesoudržná předpínací výztuž • Trhliny • Předpjatý beton

ABSTRACT

The durability of prestressed concrete structures has a major impact on the service life of the structure. Therefore, it is important to consider the effect of bond of prestressed reinforcement on structural performance, deformation and cracking. Therefore, an experiment will be conducted where three types of prestressed concrete T-section beams will be subjected to short and long term loading.

The first type is a beam prestressed with bonded prestressing, the second type is a beam prestressed with unbonded prestressing and the last type is a beam prestressed with unbonded prestressing reinforced with additional steel bars. The amount of prestressing and concrete reinforcement is designed so that the subsequent experiment shows the formation and development of cracks in all types of beams. The designed prestressing is identical for all beam types. The

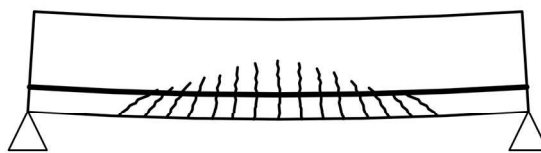
crack width is calculated according to EN 1992-1-1. Furthermore, the dependence of the crack width and the deformation of the beam on the bending moment were plotted using a graph.

KEYWORDS

Durability of prestressed structures • Bonded prestressing • Unbonded prestressing • Cracks • Prestressed concrete

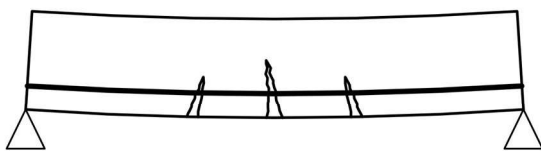
1. ÚVOD

Typ předpínací výztuže z hlediska soudržnosti má zásadní vliv na vznik a rozvoj trhlin. U prvků vyztužených soudržnou předpínací výztuží díky soudržnosti výztuže dochází ke vzniku více menších trhlin.



Obrázek 1: Trhliny u prvku se soudržnou předpínací výztuží

I z hlediska výpočtu šířky trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 lze soudržnou předpínací výztuž ve výpočtu uvažovat. U konstrukcích vyztužených nesoudržnou předpínací výztuží dochází ke vzniku méně trhlin s větším rozevřením a nelze nesoudržnou předpínací výztuž uvažovat pro řízení šířky trhlin.



Obrázek 2: Trhliny u prvku s nesoudržnou předpínací výztuží

Vznik větších trhlin po zřátě tlakové rezervy je nežádoucí, proto se u nesoudržných kabelů navíc navrhuje soudržná betonářská výztuž, kterou lze navrhnout tak, aby se při daném zatížení dala šířka trhlin omezit. Povoleno šířku trhliny pro

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

železobetonové a předpjaté betonové konstrukce definuje ČSN EN 1992-1-1 a pro mosty ČSN EN 1992-2.

1.1. Přípravovaný experiment

Je třeba připravit experiment tak, aby byl realizovatelný a výsledky vzešlé z experimentu byly jednoznačné a srozumitelné.

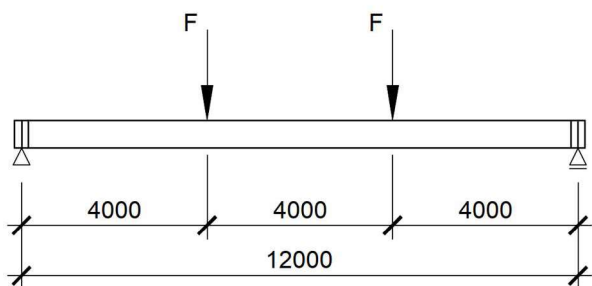
Experiment bude spočívat v zatěžování tří různých typů předpjatých nosníků T průřezu čtyřbodovým ohybem.

Nosník prvního typu bude předepnutý soudržnou předpínací výztuží zainjektovanou cementobetonovou směsí. Druhým typem je krajní případ, který by při návrhu reálné konstrukce nebylo možné navrhout. Jedná se o nosník vyztužený pouze nesoudržnou předpínací výztuží, která bude zainjektována tukem, tedy bez soudržnosti. Třetí typ betonového nosníku bude vyztužený též nesoudržnou předpínací výztuží zainjektovanou tukem a navíc betonářskou výztuží, která zajistí rozdělení trhlin. U všech typů nosníků bude navržena stejná plocha předpínací výztuže se stejnou geometrií vedení kabelu a všechny budou předepnuty stejnou předpínací silou.

Část nosníků bude zatěžována krátkodobým zatížením do mezního stavu únosnosti a část nosníků bude zatížena dlouhodobým zatížením pomocí stálých břemen (betonové bloky). Velikost břemen by měla ideálně způsobit takové namáhání, aby došlo k rozevření trhlin.

Během zatěžování se u všech nosníků bude měřit a vyhodnocovat průhyb a šířka vzniklých trhlin.

Zatěžovací schéma je vykresleno na obrázku níže.



Obrázek 3: Zatěžovací schéma

Tento článek se dále zabývá návrhem jednotlivých nosníků, především návrhem ideálního množství předpínací a betonářské výztuže, tak aby došlo ke vzniku trhlin při velikosti takových břemen, která lze v rámci experimentu realizovat.

2. METODIKA VÝPOČTU

2.1. Materiály

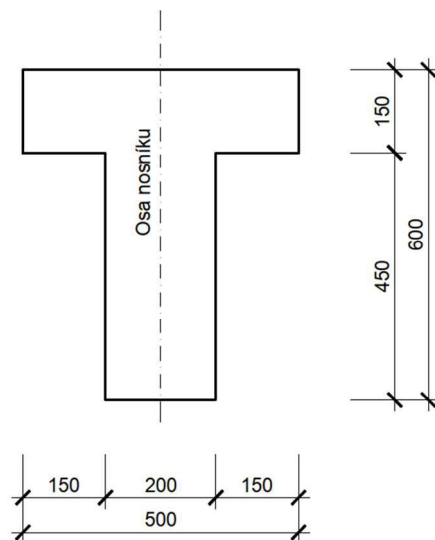
Nosníky jsou navrženy z betonu C35/45. Betonářská výztuž je navržena B500B a předpínací výztuž Y1860S7-15,7.

Ve výpočtu je uvažováno se střední hodnotou pevnosti betonu v tlaku $f_{cm} = 43$ MPa a v tahu $f_{ctm} = 3,2$ MPa. Pro betonářskou výztuž je uvažováno s charakteristickou mezí

kluzu $f_{yk} = 500$ MPa a pro předpínací výztuž s charakteristickou pevností $f_{pk} = 1860$ MPa.

2.2. Geometrie

Nosník je navržen o rozpětí $L = 12$ m. Výška průřezu je $h = 0,6$ m, šířka horní desky je $b = 0,5$ m, tloušťka horní desky je $t_d = 0,15$, tloušťka stojiny je $t_s = 0,2$ m.



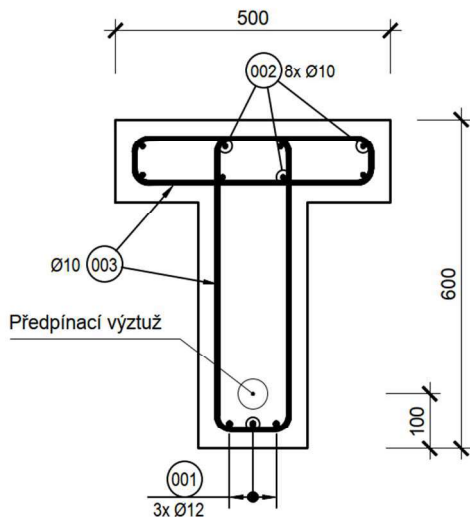
Obrázek 4: Rozměry průřezu nosníku

2.3. Ohybová únosnost jednotlivých nosníků

Moment únosnosti jednotlivých nosníků byl stanoven podle teorie mezních přetvoření se zahrnutím počáteční napjatosti v betonovém průřezu a předpínací výztuži. Dále bylo uvažováno s charakteristickými hodnotami pevností materiálů, u betonu bylo uvažováno se středními hodnotami pevností. Pracovní diagram betonu byl použit bilineární. Pro předpínací výztuž bylo uvažováno s tahovým zpevněním, kdy k porušení výztuže dojde při poměrném přetvoření v předpínací výztuži $\epsilon_{uk} = 20,0$ ‰. Maximální napětí v nesoudržných předpínacích kabelech bylo uvažováno jako napětí v kabelu po odečtení ztrát s navýšením o 100 MPa.

Předpínací výztuž byla navržena 2x lano ($A_{p1} = 150$ mm²) s počátečním napětím po zakotvení 1200 MPa. Dlouhodobé ztráty v 28 dnech byly spočteny pomocí softwaru MIDAS. Předpínací lana jsou navržena jako přímá s excentricitou od spodních vláken 100 mm.

Pro nosník s betonářskou výztuží byla navržena podélná výztuž u spodních vláken 3x Ø12. Betonářská výztuž je navržena tak, aby šířka trhlin byla přiměřená pro danou úroveň zatížení v MSP.



Obrázek 5: Schéma vyztužení

2.4. Výpočet kritického momentu vzniku trhlin M_{cr}

Šířka trhlin a průhyb nosníku byl spočten pro nosník s nesoudržnou předpínací a s betonářskou výztuží.

Kritický moment M_{cr} na mezi vzniku trhlin byl spočten na ideálním průřezu neporušeném trhlinou, kdy bylo uvažováno s tahovou pevností betonu. Nejprve byla stanovena úroveň neutrálné osy x ze součtové výminky sil působících na průřez a následně spočteny průřezové charakteristiky průřezu. Moment vzniku trhlin byl vypočten dle následujícího vztahu se zahrnutím působící normálové síly od předpětí v absolutní hodnotě a pevnosti betonu v tahu.

$$M_{cr} = \frac{(f_{ctm} + \sigma_{p,d}) \cdot I_i}{(h-x)} \quad (1)$$

2.5. Výpočet šířky trhlin

Výpočet šířky trhlin byl proveden podle přímého výpočtu uvedeném v ČSN EN 1992-1-1, kap. 7.3.4. Výpočet byl proveden pro hodnoty zatížení od vzniku prvních trhlin až po stav, kdy došlo ke zplaztizování betonářské výztuže.

Výpočet byl proveden postupnou iterací výšky tlačené oblasti betonu x a přetvoření v horních vláknech tlačeného betonu ε_{cc} na ideálním průřezu porušeném trhlinou bez uvážení betonu působícího v tahu. Do výpočtu bylo zahrnuto zatížení normálovou silou způsobenou předpětím jako externí zatížení, které ovlivnilo polohu neutrálné osy x . Pro každý ideální průřez v závislosti na zatěžovacím momentu byly vypočteny průřezové charakteristiky průřezu a napětí v betonářské výztuži. Z těchto průřezových charakteristik bylo možné dopočítat pro každý zatěžovací stav i odpovídající šířku trhliny.

Pro každý zatěžovací stav byla určena velikost zatěžovacích břemen.

Šířka trhliny je pro prvky předpjeté nesoudržnou předpínací výztuží při kvazistálé kombinaci zatížení omezena na 0,2 mm.

2.6. Výpočet průhybu

Průhyb nosníku ve středu rozpětí byl vypočten pro každý zatěžovací stav s uvážením ohybové tuhosti ideálního průřezu po celé délce nosníku. Průhyb byl vypočten z natočení průřezu.

Průhyb uprostřed rozpětí byl vypočten dle následujících vztahů:

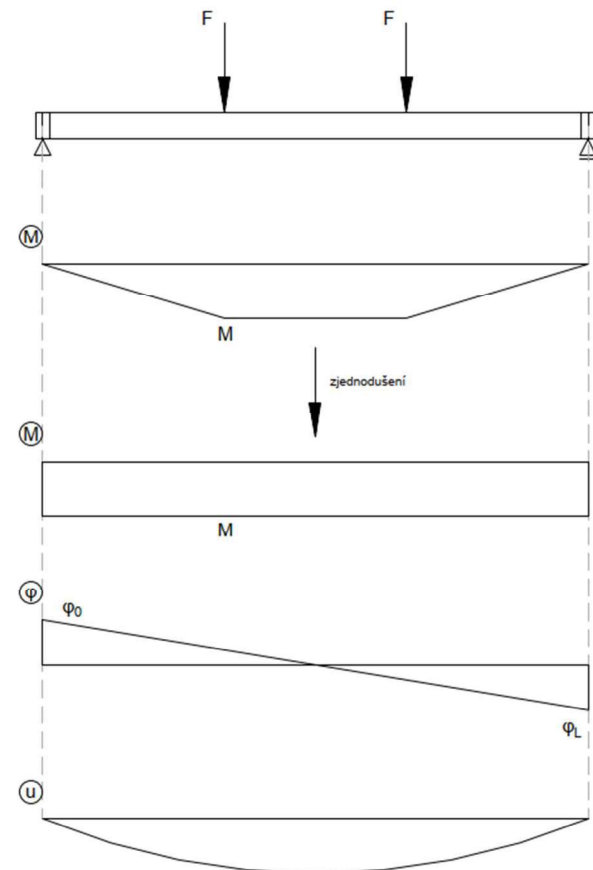
$$u = \int \varphi dx = \varphi_0 \cdot x + \frac{\varphi_L - \varphi_0}{L} \cdot \frac{x^2}{2} \quad (2)$$

Kde natočení φ je dáno vztahem:

$$\varphi(x) = \varphi_0 + \frac{\varphi_L - \varphi_0}{L} \cdot x \quad (3)$$

$$\varphi_0 = \frac{(\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{cc})}{H} \cdot \frac{L}{2} = -\varphi_L \quad (4)$$

ε_{cc} a ε_{ct} jsou přetvoření tlačeného betonu u horních vláken a u dolního povrchu tažených vláken nejvíce namáhaného průřezu.

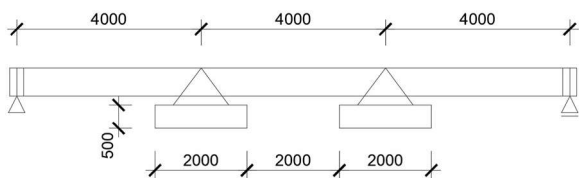


Obrázek 6: Průběh ohybového momentu, pootočení průřezu a deformace na celém nosníku

2.7. Zkušební zatížení

Zkušební zatížení bylo navrženo tak, aby při dlouhodobém zatížení se na začátku zatěžování rozevřely trhliny. Velikost břemen byla tedy navržena tak, aby na konstrukci vyvolala ohybové namáhání větší než moment na vzniku trhlin M_{cr} .

Nosník bude zatížen dvěma betonovými bloky o rozměrech 2,0 x 1,0 x 0,5 m. Schéma experimentu je zobrazeno na obrázku níže.



Obrázek 7: Schéma zatížení stálými břemeny

3. VÝSLEDKY

V tabulce níže jsou zobrazeny momenty únosnosti M_{Rd} pro jednotlivé typy nosníků.

Tabulka 1: Moment únosnosti jednotlivých typů nosníků

Nosník	M_{Rd}
	[kNm]
Soudrž.	264.67
Nesoudrž.	174.89
Nesoudrž. + bet.	252.68

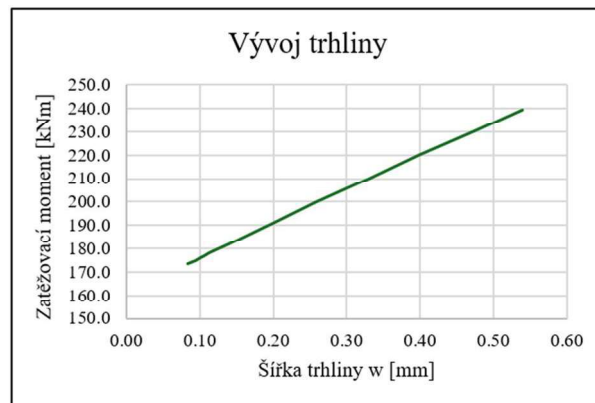
Dle výpočtů je kritický moment na vzniku trhlin nosníku s betonářskou výztuží $M_{cr} = 173,3$ kNm. Tento moment odpovídá zatížení dvěma břemeny $F = 24,8$ kN. Na základě tohoto zatížení byla navržena velikost stálých břemen pro dlouhodobé namáhání.

Vývoj vypočtené šířky trhliny v závislosti na zatížení nosníku vyztuženého nesoudržnou předpínací a betonářskou výztuží je zobrazen v tabulce a dále také pomocí grafu. Je zřejmé, že dříve než dojde k drcení betonu u horních vláken, napětí v betonářské výztuží přesáhne mez kluzu oceli. Výpočtová trhlina šířky 0,2 mm bude dosažena při zatížení, které odpovídá momentovému namáhání $M = 191,4$ kNm.

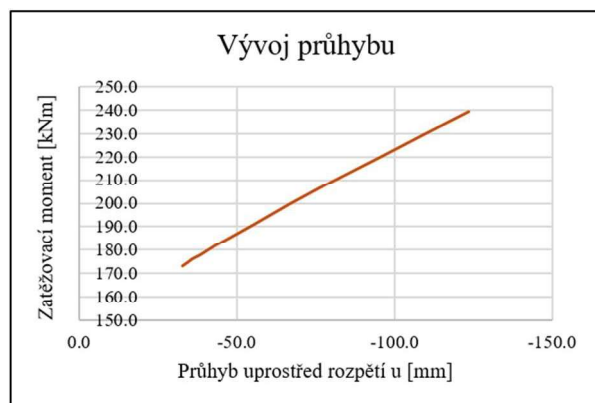
Dále jsou v tabulce a v grafu zobrazeny vypočtené velikosti předpokládaného průhybu vznikající na nosníku během zatěžování. Maximální průhyb před dosažením meze kluzu je $u = 123,5$ mm.

Tabulka 2: Šířka trhlin a velikost průhybu pro nosník vyztužený nesoudržnou předp. výztuží a bet. výztuží

	M	x	ϵ_{cc}	σ_s	w	u
	[kNm]	[m]	[%]	[MPa]	[mm]	[mm]
1	173.3	0.155	-0.290	157.4	0.08	-32.8
2	175.0	0.152	-0.297	165.2	0.09	-34.8
3	176.0	0.150	-0.301	169.9	0.10	-36.0
4	177.0	0.149	-0.306	174.5	0.11	-37.2
5	178.0	0.147	-0.310	179.4	0.11	-38.5
6	182.0	0.142	-0.327	198.6	0.14	-43.5
7	187.2	0.136	-0.348	224.3	0.17	-50.2
8	191.4	0.132	-0.366	245.3	0.20	-55.8
9	199.8	0.125	-0.400	288.3	0.26	-67.2
10	210.1	0.118	-0.441	341.5	0.33	-81.4
11	219.9	0.113	-0.480	393.3	0.40	-95.3
12	230.4	0.108	-0.520	448.8	0.47	-110.3
13	239.5	0.105	-0.555	497.7	0.54	-123.5



Obrázek 7: Závislost šířky trhliny na ohybovém namáhání



Obrázek 8: Závislost velikosti průhybu na ohybovém namáhání

4. ZÁVĚR

U všech typů nosníků byla navržena dvě předpínací lana s předpínacím napětím 1200 MPa. Nosník s betonářskou výztuží bude vyztužen třemi pruty profilu $\varnothing 12$ mm. Všechny nosníky byly navrženy s totožnou geometrií.

Jako dlouhodobé zatížení bylo navrženo zatížení betonovými bloky, kde každý blok bude vyvozovat sílu na nosník za mezi vzniku trhlin. Krátkodobé zatížení do meze únosnosti bude vyvoláno pomocí zatěžovacích lisů.

Z výpočtu je zřejmé, že velikost trhlin a průhybu bude růst lineárně a na konstrukci dojde k významnému rozvětvení trhlin dříve, než dojde ke kolapsu nosníku.

Výpočet prokázal, že navrhovaný experiment je proveditelný a poskytne důležité informace o chování jednotlivých typů nosníků při krátkodobém i dlouhodobém zatížení. Velikost navržených zatěžovacích břemen byla optimalizována tak, aby vyvolala vznik trhlin a umožnila jejich detailní analýzu.

Zjištění z tohoto experimentu mohou být využita při návrhu předpjatých betonových konstrukcí s ohledem na jejich trvanlivost a bezpečnost. Experiment rovněž přispěje k lepšímu pochopení vlivu soudržnosti předpínací výztuže na vznik a rozvoj trhlin.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl v rámci grantu TAČR č. TS01030114 Systém řízení kvality výstavby betonových konstrukcí NJZ v lokálních podmínkách ČR.

Literatura

ČSN EN 1992-1-1 (2006), *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby*

ČSN EN 1992-2 (2007), *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*

ČSN EN 1991-1-1 (2006), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*

ČSN EN 1990 (2011), *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*

Bílý, Petr (2025) *Příklady navrhování železobetonových konstrukcí podle druhé generace Eurokódu*

NUMERICKÁ ANALÝZA VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI BEZSTYKOVÉ KOLEJE

Pavel Vrba, *

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

ABSTRAKT

Důležitou součástí návrhu železničních mostů je ověření interakce bezстыkové koleje na mostě s konstrukcí mostu. Vlivem deformace konstrukce dochází k přidavnému namáhání kolejnic, které může vést až k jejich porušení nebo ztrátě stability. Tato analýza vzniká z důvodu ověření vlivu nových prvků koleje ovlivňující její odpor.

Prohloubením znalostí týkajících se funkce podpražcových podložek, případně pražcových kotev a jejich vhodné zohlednění při výpočtu interakce bezстыkové koleje s mostem může vést ke zefektivnění návrhu konstrukce železničních mostů.

Cílem příspěvku je ověření vlivu zlepšování parametrů příčného odporu jako jsou pražcové kotvy nebo podpražcové podložky na únosnost koleje při zatížení vzpěrným tlakem. Účelem analýzy je stanovení směru pro budoucího postup výzkumu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Podpražcové podložky, pražcové kotvy, kolej, příčný odpor koleje, stabilita koleje

ABSTRACT

An important part of the design of railway bridges is the verification of the interaction of the continuous welded rail on the bridge with the bridge structure. The deformation of the structure causes additional stresses on the rails, which can lead to their failure or loss of stability. This analysis arises in order to verify the influence of new track elements affecting its resistance.

Increasing the knowledge of the function of under sleeper pads or sleeper anchors and their appropriate consideration in the calculation of the interaction of the continuous welded rail with the bridge can lead to a more efficient design of railway bridge structures.

The aim of this paper is to verify the effect of improving the transverse resistance parameters such as sleeper anchors or under sleeper pads on the bearing capacity of the track under buckling load. The purpose of the analysis is to establish a direction for future research progress.

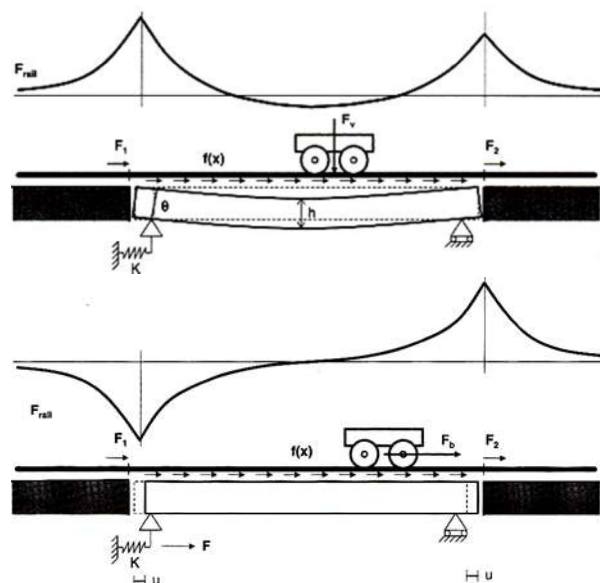
KEYWORDS

Under sleeper pads, sleeper anchors, track, transverse track resistance, track stability

1. ÚVOD

Předmětem numerické studie je podrobněji popsat vliv příčného odporu koleje na vzpěrnou únosnost koleje. K vzniku napětí v bezстыkové koleji (kolejnicích) dochází vlivem zabráněné deformace. Tento fenomén je v širší trati dobře znám a železniční inženýři s ním při návrhu bezстыkové koleje dlouho pracují. Problematickým místem na tomto poli se jeví mostní konstrukce, zejména pak dlouhé konstrukce osazené závěry a ložisky.

Vlivem pohybu kolejového vozidla po koleji vedoucí přes most dochází k deformaci nosné konstrukce, která se v konečném důsledku projevuje jako vynucená deformace koleje. K této deformaci dochází vlivem svislého průhybu od tíhy kolejového vozidla, ale také například vlivem působení brzdících a rozjezdových sil (viz obrázek níže).



Obrázek 1: Přidavná napětí při interakci kolej-most [2].

Společně se zatížením od teploty pak tyto vlivy generují dodatečná zatížení koleje. Tento dodatečný vliv může mít charakter tahové nebo tlakové síly (napětí). Vlivem tahových namáhání

* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

dochází v extrémních případech k přerušení (lomu) koleje. Důsledkem nadměrných tlakových účinků může být ztráta stability koleje a její vybočení.

Kolejnicové pásy jsou vyráběny z homogenního izotropního materiálu – oceli. Vlastnosti materiálu jsou tedy v tlaku i tahu stejné. Při zahrnutí dalších namáhání, kterým je kolejnice vystavena je možné při posouzení interakce kolej-most vyčlenit 92 MPa na tahové účinky namáhání a se zohledněním vlivu vzpěru pak pouze 72 MPa na účinky tlakové. Cílem numerické studie je prověřit, zda při zvýšení příčné tuhosti koleje lze využít více než předpisových 72 MPa.

2. POSTUP VÝPOČTU

2.1. Porušení koleje vybočením

Bezстыková kolej ze své definice obsahuje tzv. dýchající konce, na kterých dochází k vyrovnání vnesených napětí vlivem zabráněné deformace a oblast mezi dýchajícími konci, kde redukce vnesených napětí není možná. V této střední oblasti může vlivem nadměrných hodnot dojít k vybočení koleje (zóna vybočení). Napětí vyplývající z přítomnosti mostní konstrukce se v této oblasti může projevit fatálně.

Modelový příklad pro numerickou analýzu vychází z předpokladu splnění definice bezстыkové koleje (nacházíme se mimo dýchající konce), kde je vyšetřován vliv přídavné síly (např. vlivem deformace mostu), která se projeví jako dodatečné napětí v kolejnici. Jako kritický stav je považován vzpěr, modelovaná kolej tedy bude vystavena tlakovým účinkům.

Hledaným stavem v rámci jednotlivých výpočtů je okamžik, kdy dochází k vybočení koleje = ztrátě stability. Tento stav se ve výpočetním modelu může projevit náhlou změnou geometrie, nadměrným nárůstem deformace oproti působící osově síle nebo poklesem hodnoty tlakové síly v koleji. S ohledem na nahodilost procesu vybočení je hledám první vlastní tvar, při kterém dojde ke ztrátě stability.

Pro účely tohoto výpočtu byla použita tabulka 8 normy ČSN 73 6360-2 [10], která definuje mez bezodkladného zásahu (při

překročení uvedených výchylek je nutná okamžitá náprava). V této tabulce byl sledován sloupec SK – směr koleje v geometrické ose koleje (vodorovný), kdy limitní hodnota je rovna 18 mm. Splnění dané hodnoty je požadováno v případě měření s rozsahem vlnové délky 25-70m.

Na základě analytického řešení dle [11], případně při ověření dle [3] a [4] byla prokázána menší vzpěrná délka. Níže jsou uvedeny vztahy, které citované zdroje uvádí k výpočtu vzpěrné únosnosti, resp. k výpočtu vzpěrné délky.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \left(m^2 + \frac{\beta l^4}{m^2 \pi^4 EI} \right) \quad [11]$$

$$\frac{l}{m} = \pi^4 \sqrt{\frac{EI}{\beta}} \quad [11]$$

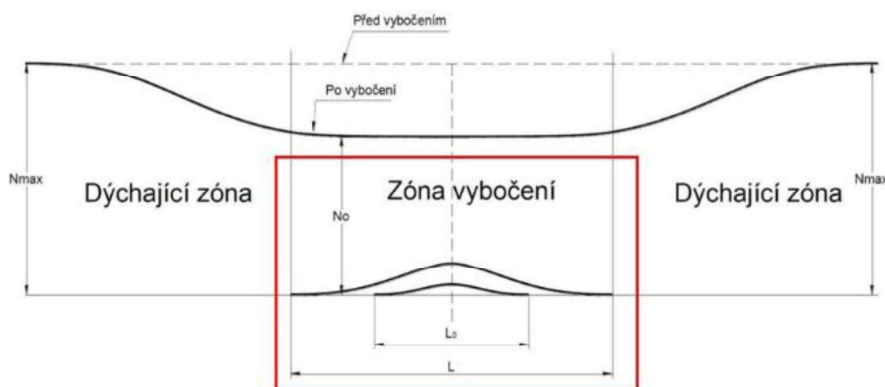
$$L_{crit}^2 = 4\pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\beta}} \quad [4]$$

$$L = 3 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot I}{F_0}} \quad [3]$$

Pro předběžné výpočty v rámci numerické analýzy bude použita normová výchylka 18 mm, výchylka upravená dle délky koleje ve výpočtu (když 25 m=18 mm, pak 10 m => 7,2mm). V rámci provedené analýzy není vyšetřován vliv zakřivení koleje vyplývající z trasování.

2.2. Výběr výpočetního programu

Pro numerická řešení vzpěru koleje bylo naší pracovní skupinou v minulosti zkoušeno několik běžných komerčně dostupných programů. Výstupy běžných výpočetních programů se pro daný účel ukázaly jako nedostatečné. Na základě předložených požadavků byl po konzultaci s kolegy z katedry mechaniky Fakulty stavební ČVUT doporučen program oofem.org. Jedná se o výpočetní software vyvíjený katedrou mechaniky Fakulty stavební ČVUT jako open source program, který umožňuje provádění pokročilých numerických úloh.



Obrázek 2: Bezстыková kolej, zóna a charakter vybočení [7].

```

Příkazový řádek
Copyright (c) 1994-2024 Borek Patzak

Options:
-v prints oofem version
-f (string) input file name
-r (int) restarts analysis from given step
-ar (int) restarts adaptive analysis from given step
-l (int) sets threshold for log messages (Errors=0, Warnings=1,
Relevant=2, Info=3, Debug=4)
-rn turns on renumbering
-fo (string) redirects the standard output stream to given file
-fe (string) redirects the standard error stream to given file
-c creates context file for each solution step

Copyright (c) 1994-2024 Borek Patzak
This is free software; see the source for copying conditions. There is NO
warranty; not even for MERCHANTABILITY or FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE.

```

Obrázek 3: Rozhraní programu oofem.org.

2.3. Nastavení výpočtu

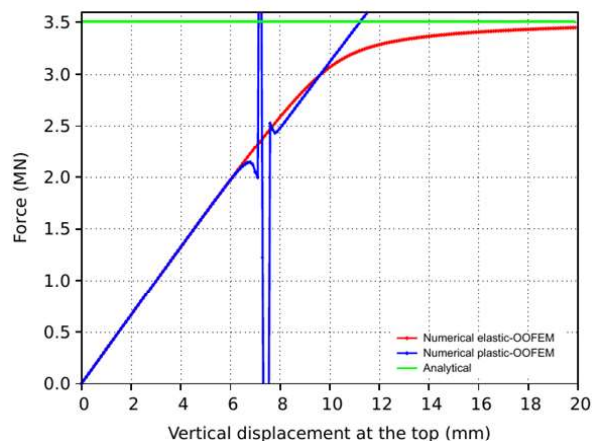
Byla použita formulace výpočtu dle teorie Updated Lagrange namísto základního nastavení konečných deformací, které při výpočtu generovaly řadu problémů. Nastavení výpočtu „StaticStructural“ v programu oofem.org, která podle úpravy teorií Updated Lagrange umožňuje velké posuny a malé rotace. Zatížení modelovaného prvku je řešeno formou předepsané deformace narůstající v jednotlivých krocích (počet a velikost zatěžovacího kroku je volen s ohledem na tuhost pruzin modelu).

Při nastavení výpočtu bylo uvažováno se vzorkem koleje o délce 9.6 m. Stabilizační účinky pražců byly uvažovány formou příčné působících pruzin ve vzdálenosti $u=0,6m$ o hodnotě příčného odporu $7kN/m$. Sinová půlvlna kritického tvaru (před vybočením) má dle analytického řešení délku 3,47 m. Pro další postup byla délka koleje zaokrouhlena na hodnotu 10,0m.

V rámci použitého výpočtu v programu oofem.org byly pruziny s tuhostí K reprezentovány formou prvků „Truss“ (ID prvek přenášející pouze osovou sílu) s příslušnými parametry EA/L . Použité parametry (Plocha A , modul pružnosti E a délka prvku L) byly voleny tak, aby bylo dosaženo požadovaného průběhu a hodnot příčného odporu koleje. Průběh tuhosti pruzin je předložen v kapitole 2.5.

Na základě níže uvedených průběhů příčného odporu pražce (bilinéární průběh s plastickou deformací), bylo třeba omezit i příčnou tuhost kolejnice. Plastický průběh příčného odporu je v programu oofem.org modelováno pomocí Misesova plastického materiálu.

V níže uvedeném grafu je srovnání analytického a numerického řešení (elastický a plastický charakter pruzin). Analytické řešení [11] je reprezentováno zelenou limitou. Elastické řešení bez omezení tuhosti pruziny reprezentuje červená křivka. Průběh plastického řešení je uveden modrou křivkou. Na základě grafu jsou patrné nedostatky řešení pomocí analytického a elastického řešení. Z průběhu plastického řešení vyplývá, použitelnost tohoto řešení okolo hodnoty 2,15 MN (tlakové síly v koleji), další průběh je zatížen ztrátou konvergence výpočtu (stav ztráty stability).



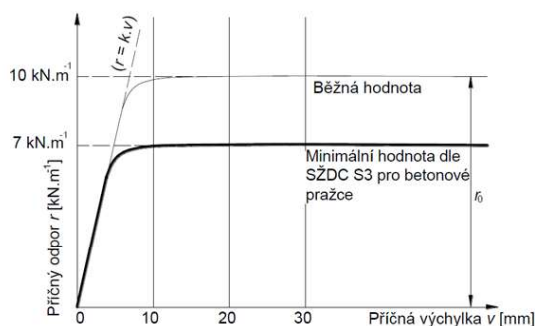
Obrázek 4: Porovnání výpočetních přístupů

Výstupy výše uvedených výpočtů jsou porovnány za účelem popsání hlavních trendů. Na základě tohoto postupu je možné obhájit či vyvrátit prvotní myšlenku, pracovní hypotézu větší vzpěrné odolnosti proti vzpěru při zvětšení příčného odporu koleje.

Dle výsledků této analýzy je možné definovat další požadavky na experimentální program. V případě, že budou získané výsledky a z nich plynoucí trendy dostatečně prokazatelné, je možné stanovit případné úlevy v rozsahu limitních hodnot napětí v koleji při interakci kolejí-most.

2.4. Vstupní hodnoty

V této kapitole jsou uvedeny zdroje pro výběr vstupních hodnot jednotlivých výpočtů. Protože dosud nejsou dostupné konkrétní výsledky experimentálního projektu byly pro prvotní výpočty použity hodnoty v historii prezentovaných výzkumných zpráv a předpisů SŽ.

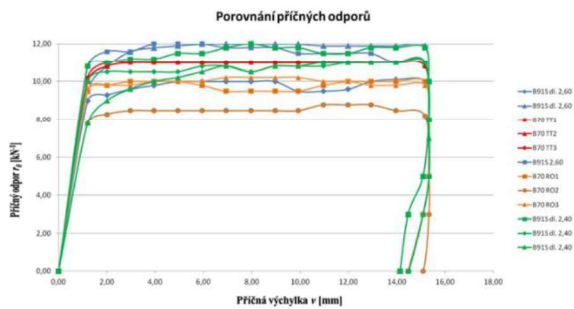


Obrázek 5: Průběh příčného odporu dle deformace [7] a [5].

Volba vstupních hodnot pro sestavení referenčního výpočtu vycházela z předpisů Správy železnic S3 a S3/2. Ilustrační obrázky shrnující poznatky těchto předpisů byly přejaty z práce Ing. Miroslavy Hruzíkové, Ph.D. z VUT (Bezстыková kolej – Teorie a zřizování ze dne 7.1.2015).

Pro výpočty vedoucí k nastavení řešiče použitého programu byly (na základě výše uvedeného obrázku a předpisu SŽ S3) použity následující hodnoty:

- Minimální hodnota příčného odporu – 7 kN/m
- Deformace při přechodu na „plastickou“ větev – 5 až 7 mm



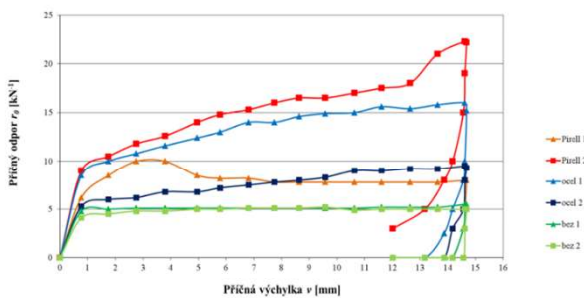
Obrázek 6: Průběh příčného odporu dle výzkumné zprávy VUT [8].

Hodnoty pro předběžné výpočty vycházejí ze zprávy „Měření a porovnávání příčných odporů praučů“ zpracované Fakultou stavební VUT, ze dne 28.6.2023.

Prezentované hodnoty výše uvedené zprávy shrnuje obrázek 6. Pro předběžné výpočty byly použity následující hodnoty.

- Průměrná hodnota příčného odporu – 10 kN-1
- Rozsah naměřených hodnot - cca $\pm 20\%$
- Deformace při přechodu na „plastickou“ větev - 1 až 2 mm

Porovnání příčných odporů praučů s kotvou Pirell, standardní ocelovou kotvou a bez kotvy



Obrázek 7: Průběh příčného odporu s praučovými podložkami dle výzkumné zprávy VUT [9].

Dalším podkladem pro vstupní hodnoty předběžných výpočtů je výzkumná zpráva „Měření příčného odporu praučů s novými praučovými kotvami na zkušebním stendu“ zpracovaná Fakultou stavební VUT ze dne 15.12. 2017.

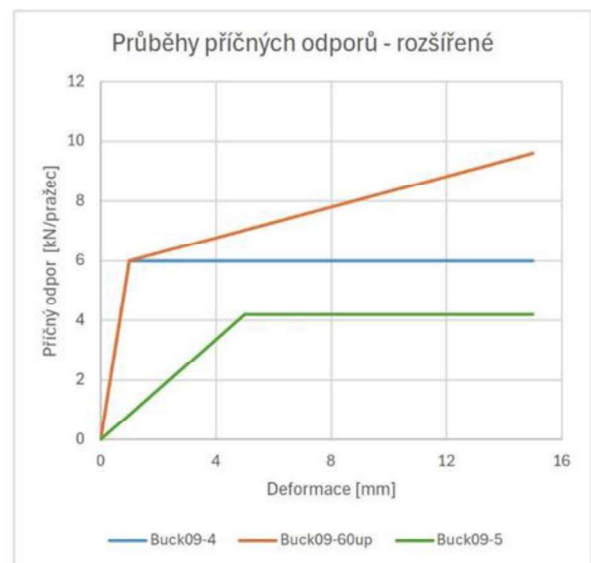
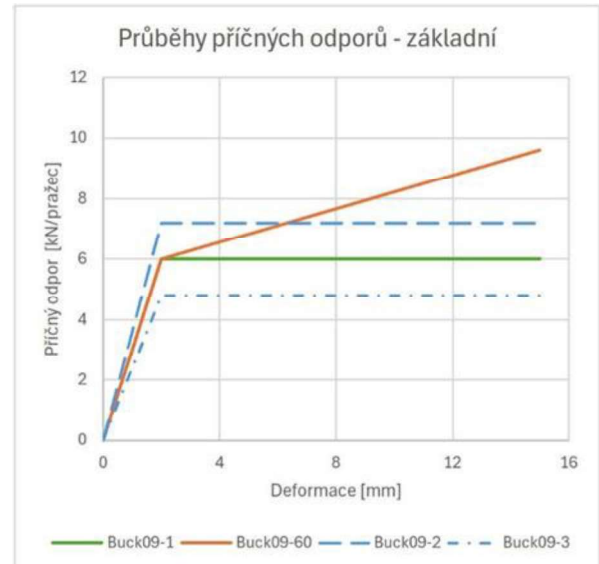
Pro naladění výpočtů reprezentující vliv praučových kotev byly použity následující hodnoty:

- Hodnota příčného odporu na konci „elastické“ větve – cca 10 kN-1
- Konečná hodnota příčného odporu – cca 15 kN-1
- Deformace na konci „elastické“ větve – 1 až 2 mm
- Maximální měřená deformace – cca 15 mm

2.5. Shrnutí vstupních hodnot

Níže uvedená tabulka shrnuje vstupní hodnoty jednotlivých výpočtů, které byly dosud provedeny v rámci numerické analýzy. Zvolené kombinace parametrů odpovídají snahám o popsání fenoménu vyjmenovaných v předchozí kapitole. Tabulka dále shrnuje hodnoty kritické síly (síla při ztrátě stability koleje) pro jednotlivé konfigurace.

Grafické znázornění průběhu příčného odporu pro vybrané varianty výpočtu je uvedeno na následujících obrázcích. Zelené a modré křivky představují průběh příčného odporu pro běžnou kolej (průměrná hodnota, odchylky, rozdílná tuhost). Oranžové křivky reprezentují příčný odpor s použitím praučových kotev.



Obrázek 8: Průběh příčných odporů.

Tabulka 1: *Shrnutí vstupních parametrů.*

VÝPOČET KRITICKÉ SÍLY - DLE PŘEDBĚŽNÝCH HODNOT							
Model	Imperf.*	Deform.**	Příčný odpor		Tuhost	Ncrit	okolej
	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN]	[MN*m-2]	[MN]	[MPa]
Buckling09-1	18.0	2.0	10.0	6.0	3.000	2.883	188.0
Buckling09-2	18.0	2.0	12.0	7.2	3.600	3.277	213.6
Buckling09-3	18.0	2.0	8.0	4.8	2.400	2.485	162.0
Buckling09-4	18.0	1.0	10.0	6.0	6.000	3.027	197.3
Buckling09-5	18.0	5.0	7.0	4.2	0.840	2.149	140.1

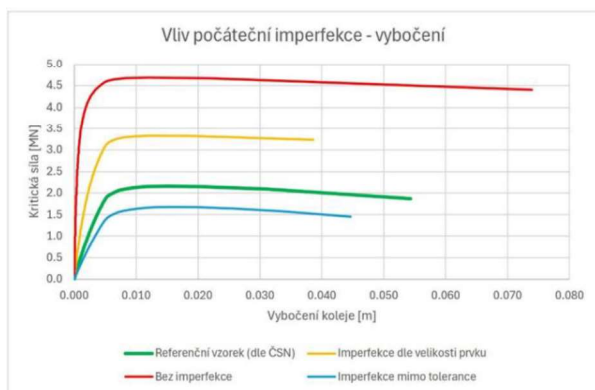
VÝPOČET KRITICKÉ SÍLY - VLIV PRAŽCOVÝCH KOTEV							
Model	Imperf.*	Deform.**	Příčný odpor		Tuhost	Ncrit	okolej
	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN]	[MN*m-2]	[MN]	[MPa]
Buckling09-60	18.0	2.0	10.0	6.0	2.723	3.211	209.3
		15.0	16.0	9.6	0.277		
Buckling09-60up	18.0	1.0	10.0	6.0	5.743	3.323	216.6
		15.0	16.0	9.6	0.257		
Buckling09p-60	18.0	2.0	17.8	10.7	4.811	3.342	217.9
		15.0	29.5	17.7	0.538		
Buckling09p-60up	18.0	1.0	17.8	10.7	10.200	3.443	224.4
		15.0	29.5	17.7	0.500		

3. VÝSLEDKY

3.1. Vliv počáteční imperfekce

Prvním krokem bylo ověření vlivu počáteční imperfekce – geometrické přesnosti koleje, pro naladění výpočtu dle použité referenční hodnoty.

V případě „téměř“ přímé koleje je únosnost cca dvojnásobná oproti koleji s maximální vodorovnou odchylkou přípustnou dle ČSN 73 6360-2 (v případě délky výchylky 10 m). Naopak extrémní výchylka (1,5x větší hodnota) přináší snížení o 22 % oproti maximálnímu stavu dle ČSN. Dle předpokladu dochází při zvýšení počáteční výchylky ke snížení vzpěrné únosnosti prvku. Hodnoty výsledků pro níže uvedený graf viz tabulka 2.



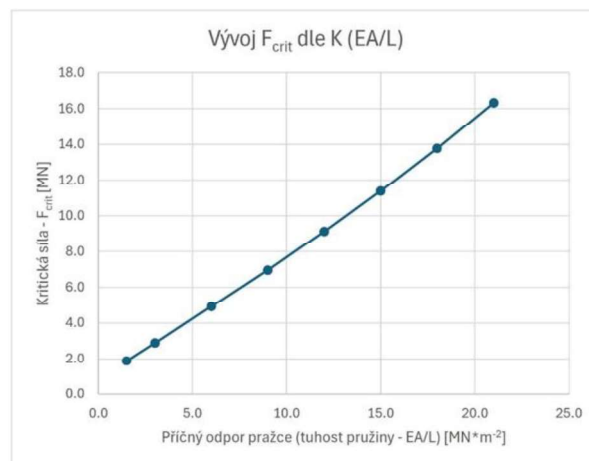
Obrázek 9: *Porovnání výpočetních přístupů*

3.2. Vliv příčného odporu

Hlavním zkoumaným parametrem této analýzy je vliv příčného odporu, respektive příčná tuhost koleje. Níže přiložený obrázek reprezentuje vývoj kritické síly v n-násobcích referenční tuhosti koleje (n=0,5;1;2;3;4;5;6). Referenční tuhost odpovídá odporu 10kN/m při deformaci 2 mm.

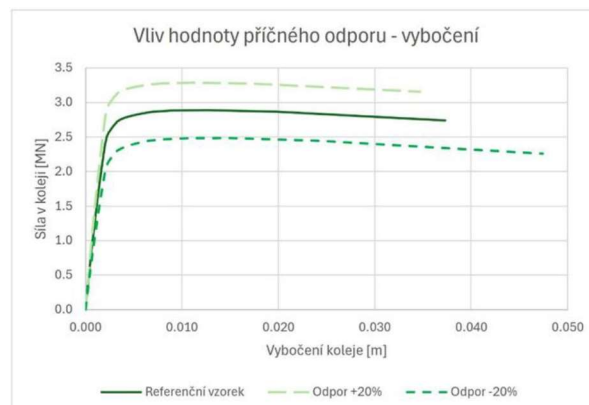
Se zvyšující se příčnou tuhostí koleje dochází ke zvýšení příslušné kritické síly. Průběh je téměř lineární. Se zdvojnásobe-

ním tuhosti dochází k nárůstu kritické síly cca o 70 % (při zvýšení příčného odporu koleje z 10 na 20kN/m dojde ke zvýšení únosnosti o 70 %).



Obrázek 10: *Vývoj kritické síly v závislosti na příčné tuhosti*

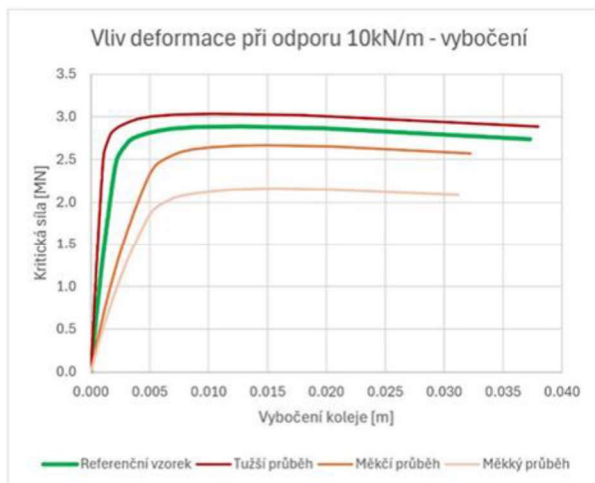
V dalším kroku byly stanoveny konkrétní hodnoty kritické síly odpovídající jednotlivým konfiguracím příčných odporů koleje. První sada výsledků ukazuje vliv odchylky příčného odporu koleje o +20%, z níž vyplývá změna kritické síly o cca 14%. Hodnoty viz tabulka 3.



Obrázek 11: *Vliv hodnoty příčného odporu*

Druhý krok porovnává vliv hodnoty deformace, při které dochází k maximální hodnotě příčného odporu (konec „elastické“ větve). Referenčními výpočty jsou modely s příčným odporem dosaženým při deformaci 2,0mm.

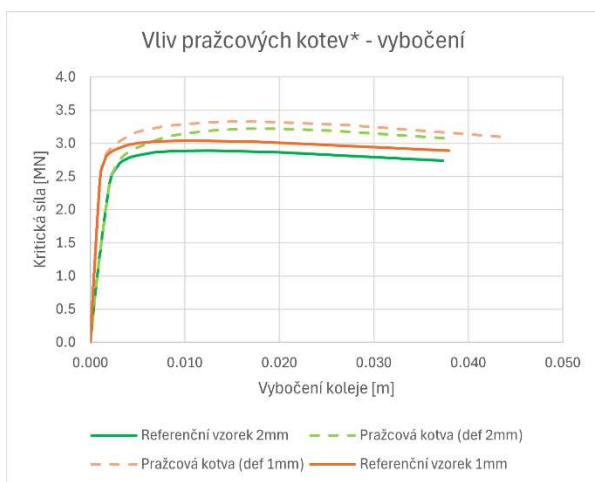
Při dosažení finálního odporu při deformaci 1,0 mm dochází ke zvýšení kritické síly o cca 5 %. Při Dosažení finální hodnoty příčného odporu při 5 mm naopak dochází ke snížení kritické síly o cca 25 %. Při pozvolnějším nebo naopak strmějším nárůstu příčného odporu koleje o 1 mm dochází ke změně únosnosti cca 5 %. Obdobně jako v předchozím kroku je tato změna patrnější u koleje s menší absolutní hodnotou příčného odporu. Hodnoty viz tabulka 4.



Obrázek 12: Vliv deformace při konstantním odporu

3.3. Vliv pražcových kotev

Posledním krokem předběžných výsledků numerické analýzy je popis vlivu pražcových kotev na chování bezстыkové koleje vystavené účinkům vzpěru. V následující grafice jsou představeny stavy koleje bez a s pražcovými kotvami. Hodnoty příčných odporů byly prověřovány při deformaci 1 a 2 mm. Bilineární průběh se zpevněním u pražcových kotev byl zvolen za základě výzkumné zprávy „Měření příčného odporu pražců s novými pražcovými kotvami na zkušebním stendu“.



Obrázek 12: Vliv pražcových kotev

Aplikací pražcové kotvy dochází na základě vytlačovacích zkoušek k nárůstu příčného odporu o cca 60 %, zatímco na kritické síle se přítomnost pražcové kotvy projeví cca 10 %. V porovnání s počátkem této kapitoly se jedná o významný pokles případného přínosu. Důsledek tohoto fenoménu je v tuto chvíli přisuzován ztráty stability před vyčerpáním příčného odporu – tomuto poznatku bude v dalším postupu věnována bližší pozornost. Hodnoty viz tabulka 5.

3.4. Vliv podpražcových podložek

Hodnoty vlivu podpražcových podložek na příčný (případně podélný) odpor koleje jsou aktuálně v procesu vyhodnocování experimentálního programu a jejich výsledky budou zohledněny po jeho dokončení. Aktuální příspěvek předpokládá vliv podpražcových podložek na příčný odpor v rozmezí $\pm 20\%$ hodnoty příčného odporu běžné koleje.

4. SHRNUTÍ

V rámci numerické analýzy byl proveden srovnávací výpočet, jehož výsledky popisují základní fenomény odezvy bezстыkové koleje na účinky vzpěru. Hodnota počáteční imperfekce byla volena dle příslušné ČSN [10]. Hodnoty příčných odporů koleje byly přejaty z platných předpisů SŽ [5] [6], závěrů výzkumných zpráv [8] [9] a hodnot uvedených v tomto příspěvku (kapitola 2.4). Dílčí výsledky a příslušné závěry jsou uvedeny v kapitolách výše. V následujících odrážkách je uvedeno heslovité shrnutí klíčových poznatků.

- o Hodnota počáteční imperfekce koleje se významně podílí na vzpěrné únosnosti
- o Hodnota příčného odporu přímo ovlivňuje hodnotu kritické síly
- o Dvojnásobný odpor = nárůst kritické síly o 70%
- o Změna hodnoty příčného odporu se u „měkkých“ kolejí projeví více
- o Při stejné absolutní hodnotě příčného odporu má vliv při jaké deformaci k danému odporu dochází (tuhost pružiny)
- o Vliv pražcových kotev je podle aktuálních výsledků příznivý, leč procentuálně malý

5. ZÁVĚR

S ohledem na aktuální úroveň rozpracovanosti, je nutné na výsledky pohlížet jako na předběžné výsledky poukazující na charakter odezvy a představení trendů.

Numerická analýza bude dopracována po vyhodnocení dat z experimentálního měření, které probíhalo v uplynulých měsících na dočasném zkušebním úseku v Praze Bubnech.

Na základě aktuálních výsledků lze prezentovat následující pracovní závěry:

- o Zvýšení příčného odporu koleje o 20 % vede k nárůstu kritické síly o 13,8 %.
- o Aplikace pražcových kotev má potenciál zvýšit kritickou sílu o 12 %, ve stavu těsně před ztrátou stability, avšak před jejím vybočením dochází k významným deformacím.
- o Postup výpočtu zohledňující vliv pražcových kotev bude nutno dále podrobit bližší analýze případně kontrole vstupů a použitých nástrojů pro ověření získaných výsledků.

Tabulka 2: Vliv počáteční deformace.

Popis	parametr	Fcrit	okolej	% F	u(t)	u (y)	D def y	model
	imp. y [mm]	[MN]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
Referenční vzorek (dle ČSN)	18.00	2.161	140.8	-	7.00	15.22	-	Buckling09-new
Imperfekce dle velikosti prvků	7.20	3.330	217.1	54.1%	10.50	12.25	-2.97	Buckling09-imp
Bez imperfekce	1.00	4.686	305.5	116.9%	14.70	11.95	-3.27	Buckling09-imp0
Imperfekce mimo tolerance	27.00	1.678	109.4	-22.4%	5.60	16.15	0.93	Buckling09-max

Tabulka 3: Vliv hodnoty příčného odporu.

Popis	parametr	Fcrit	okolej	% F	ux	uy	model
	R [kN]	[MN]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	
Referenční vzorek	6.0	2.890	188.4	-	9.40	37.28	Buckling09-1
Odpor +20%	7.2	3.288	214.3	13.76%	10.60	34.65	Buckling09-2
Odpor -20%	4.8	2.486	162.1	-13.98%	8.20	47.41	Buckling09-3

Tabulka 4: Vliv deformace při konstantním odporu.

Popis	parametr	Fcrit	okolej	% F	ux	uy	model
	u [mm]	[MN]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	
Referenční vzorek	2.0	2.890	188.4	-	9.20	12.67	Buckling09-1
Tužší průběh	1.0	3.040	198.1	5.17%	9.60	10.34	Buckling09-4
Měkčí průběh	5.0	2.669	174.0	-7.66%	8.60	14.88	Buckling09-5
Měkký průběh	7.0	2.161	140.8	-25.25%	7.00	15.22	Buckling09-new

Tabulka 5: Vliv pražcových kotev.

Popis	parametr	Fcrit	okolej	% F	ux	uy	model
	R [mm]	[MN]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	
Referenční vzorek 2mm	2	2.890	188.4	-	9.20	12.67	Buckling09-1
Pražcová kotva (def 2mm)	2 (PK)	3.222	210.0	11.47%	10.40	16.76	Buckling09-60
Referenční vzorek 1mm	1	3.040	198.1	-	9.60	10.34	Buckling09-4
Pražcová kotva (def 1mm)	1 (PK)	3.330	217.1	9.54%	10.70	16.09	Buckling09-60up

ACKNOWLEDGEMENTS

Tento příspěvek vznikl za podpory grantu č. SGS25/037/OHK1/1T/11 a výzkumného úkolu Správy Železnic č. E616-S-5359/2023

References

- [1] Foglar, Vrba, Bláha, Bezstyková kolej na mostech vysokorychlostních a konvenčních tratí, Komplexní řešení - část A, výzkumná činnost pro Správu železnic obj. č. 22/801130003, Praha 2023
- [2] CALÇADA Rui, DELGADO Raimundo & MATOS António Campos e, GOICOLEA José & GABALDÓN Filipe. Track-bridge interaction on high-speed railways. London: CRC Press, 2009. ISBN 978-0-415-45774-3
- [3] LICHTBERGER, Bernhard. Track compendium: track system, substructure, maintenance, economics. 2nd edition, completely revised. Hamburg: DVV Media Group GmbH Eurailpress, 2011. ISBN 978-3-7771-0421-8.
- [4] ESVELD, Coenraad. Modern railway track. 2nd ed. Zaltbommel: MRT-Productions, c2001. ISBN 90-800324-3-3.
- [5] SŽDC S3 Železniční svršek, Praha, SŽ, 2020
- [6] SŽDC S3/2 Bezstyková kolej, Praha, SŽ, 2013
- [7] Hruzíková, Bezstyková kolej – Teorie a zřizování, Věda pro život, život pro vědu, projekt OPVK č. CZ.107/2.3.00/45.0029, Brno 2015
- [8] Svoboda, Valehrach, Horák, Měření a porovnávání příčných odporů pražců, výzkumná zpráva pro Správu železnic obj. č. 59501/10-KNPERs, Brno, 2023
- [9] Svoboda, Hruzíková, Dušek, Měření příčného odporu pražců s novými pražcovými kotvami na zkušebním stendu, výzkumná zpráva pro Pirell s.r.o. č. SR12757199, Brno, 2017
- [10] ČSN 73 6360-2 Konstrukční a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha - Část 2: Stavba a přejímka, provoz a údržba, Praha, 2009
- [11] TIMOSHENKO, Stephen P a GERE, James M. Theory of elastic stability. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Book Co., 1961.

DETEKCE TRHLIN POMOCÍ ZPRACOVÁNÍ A ANALÝZY OBRAZU S VYUŽITÍM FUZZY LOGIKY

Ing. Václav Wudi,*

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

ABSTRAKT

Trhliny v betonu indikují překročení mezního napětí materiálu a představují klíčový faktor při hodnocení stavu betonových konstrukcí. Tento článek se zabývá vývojem algoritmu pro automatickou detekci trhlin v betonových površích na základě zpracování obrazu s využitím fuzzy logiky. Navržený algoritmus využívá fuzzy logiku se dvěma parametry pro definování funkcí příslušnosti a provádí defuzzifikaci metodou Mamdani.

Implementace byla realizována v programovacím jazyce Python a testována na sadě dvanácti obrazových vzorků betonu s různými typy trhlin i bez nich. Výsledky experimentů ukazují, že algoritmus dosahuje uspokojivé přesnosti pro většinu testovaných vzorků, přičemž identifikované nedostatky budou zohledněny v dalším výzkumu zaměřeném na jeho optimalizaci pro konkrétní aplikace.

KLÍČOVÁ SLOVA

Detekce trhlin • Obrazová analýza • Fuzzy logika • Analýza konstrukce

ABSTRACT

Cracks in concrete indicate that the material's ultimate stress has been exceeded and represent a critical factor in evaluating the condition of concrete structures. This paper presents the development of an algorithm for the automatic detection of cracks on concrete surfaces using image processing techniques based on fuzzy logic. The proposed algorithm employs fuzzy logic with two parameters to define the membership functions and applies the Mamdani method for defuzzification.

The algorithm was implemented in the Python programming language and evaluated on a dataset of twelve image samples of concrete, both with and without various types of cracks. Experimental results demonstrate that the algorithm achieves satisfactory accuracy for most of the tested samples. Identified limitations will be addressed in future research focused on optimizing the algorithm for specific applications.

KEYWORDS

Crack detection • Image processing • Fuzzy logic • Analysis of construction

1. ÚVOD

Trhliny v betonových konstrukcích, vzorcích a povrchových vrstvách betonu představují významný indikátor namáhání a mohou



Obrázek 1: Příklady trhlin: trhlina na podlaze, trhlina na betonové stěně, trhlina na betonové silnici, trhlina na zkušební vzorku kameniva.

vznikat při překročení mezní tahové pevnosti materiálu (viz Obr. 1).

Určení trhliny nám může říci o místě, kde dochází k překročení tahové pevnosti a tím i o vlastnostech konstrukce, jako je místo s největším napětím a největším poškození konstrukce. Určení okraje trhliny, může říci jak velká je trhlina, případně určit rozvoj trhlin v závislosti na času.

Pro určení polohy a velikosti trhlin je vhodné použít automatické řešení. Pro řešení velkých ploch, či velký počet vzorků by bylo časově náročné řešit ručně polohu trhlin. Z polohy okraje trhlin na obraze lze vyčíst jejich velikost a umístění (viz Tian et al. (2019)).

Cílem článku bylo navrhnout jednoduchý algoritmus pro určení polohy trhlin. Součástí cílů práce bylo vytvořit sadu testovacích vzorků, na kterých se posoudí přesnost, chybovost a časová náročnost postupu.

Navržený algoritmus by měl být výchozím bodem pro další aplikace, které budou cíleny na konkrétní použití, s cílem zlepšit konkrétní parametry, které budou pro danou aplikaci potřeba.

* Supervisor: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

2. ZPRACOVÁNÍ OBRAZU

Při zpracování obrazu se výpočet provádí ve dvou základních krocích. Jsou jimi předzpracování obrazu (image preprocessing) a samotné zpracování obrazu (image processing).

2.1. Image Preprocessing

Při image preprocessingu dochází k upravení obrazu, které následně umožní lepší matematické operace s obrazem. Základním prvkem pro preprocessing jsou filtry a prahování.

Při filtrech se zvýrazní, anebo zmenší některé prvky obrazu. Může se jednat o odstranění šumu, nebo zvýšení a snížení kontrastu, dále zvýšení a snížení ostrosti obrazu.

Při prahování se stanoví práh. Hodnoty, které jsou nad prahem nabydou maximální hodnoty a hodnoty pod prahem nabydou nejmenší hodnoty.

Hodnota prahu může být fixně zvolená, nebo může vycházet z parametrů obrazu, jako je například Otsu prahování (viz Otsu et al. (1975)), případně proměnné prahování.

2.2. Image processing

Předmětem image processingu je zjištění potřebných dat z obrazu. Neexistuje obecný postup pro image processing. Základními kroky v image processingu je segmentace, klasifikace a interpretace (viz Chitradevi & Srimathi (2014)).

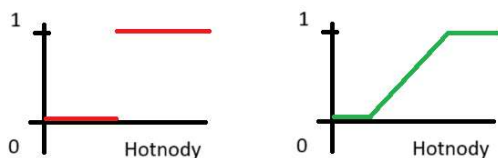
Segmentace je nalezení nějaké části. Může jít o bod, nebo linii. Jde také o ořez objektu, anebo detekci hran objektů (viz Ziou & Tabbone (1998)).

Klasifikace je nalezení nějakého vzoru. Jde o porovnání některého vzoru s objektem, nebo jeho částí. Jedním z případů klasifikace je korelace. Korelace je porovnání podobnosti dvou, nebo více stejně velkých částí obrazů.

Jednou metodou zpracování obrazu použitou v tomto článku je záplavový algoritmus. Ten nalézá spojitou plochu stejné¹ velikosti barvy pixelu (viz Levoy (1981)).

2.3. Fuzzy logika

Fuzzy logika vychází z nebinárního popisu skutečnosti, kdy pravdivost není určena jako pravda a nepravda, ale může nebývat škálován hodnot v celém rozsahu od nepravdy značené 0 do pravdy značené 1 (viz Zadeh (1988), viz Obr. 2).



Obrázek 2: Pravdivost fuzzy logiky a binární logika, vlevo binární přiřazení, vpravo pravdivost fuzzy logiky.

Nejdříve se fuzzifikují vstupní hodnoty dle fuzzy funkcí. Dále se vyhodnotí hodnoty výstupu podle všech podmínek výstupu.

Posledním krokem je defuzzifikace. Tu lze provést pomocí Mandani (viz Iancu (2012)), anebo Takagei-Sugeno (TSK) metodou.

¹Nalézá pixely stejné velikosti případně takové, které jsou v určitém intervalu. V případě aplikace v tomto článku je vstupem binární obraz a barvách 0 a 255.

Při defuzzifikaci se získá konkrétní výstup. V případě tohoto článku je to výstup: jedná se o trhlínu a nejedná se o trhlínu.

3. PARAMETRY VYHODNOCENÍ

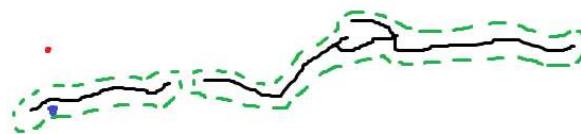
Pro posuzování výpočtu byly vybrány tři parametry. Jsou jimi výpočtový čas, přesnost a chybovost algoritmu.

Výpočtovým časem je čas od začátku výpočtu do konce výpočtu. Uvádí se v závislosti na velikosti obrazu. Obrazy mohou mít různé velikosti a to může mít vliv na čas. Proto je lepší pracovat s časovou náročností. Ta se vyjádří jako poměr velikosti a času

$$P = \frac{A}{t} \quad (1)$$

kde P je výpočtová náročnost uváděná v pixelech za vteřinu, A je počet pixelů v obrazu, která vychází z rozlišení. Hodnota t je výpočtový čas.

Přesnost a chybovost spolu souvisí. Hranicí mezi nimi je mez přesnosti. Jakákoliv odchylka skutečnosti a predikce o velikosti do této meze je nepřesnost. Odchylka nad tuto mezi je chybovost (viz Obr. 3).



Obrázek 3: Zeleně vyznačena mez mezi přesností a chybovostí, Červeně chybné určení trhlíny, modře nepřesné určení trhlíny

Chybovost může být falešně pozitivní a falešně negativní, stejně tak i nepřesnost. Falešně pozitivní chyba nastává pokud algoritmus detekuje trhlínu tam, kde není. Naopak negativní chyba značí to, že algoritmus nedetekuje místo, kde je trhlína.

Chybovost a nepřesnost může nabývat rozdílných hodnot pro falešně pozitivní a negativní. Obě hodnoty jsou vyjádřeny poměrem (procenty).

Celkovou chybovost lze vyjádřit jako poměr chyb ku celkové ploše

$$E = \frac{A_e}{A} \quad (2)$$

kde E představuje chybovost, A plochu obrazu (počet celkových pixelů), případně plochu trhlíny, v závislosti zda o jakou chybu se jedná. Ale představuje chybné pixely.

Nepřesnost má maximum stanovené mezní hranicí mezi chybou a nepřesností. Pro každý bod lze vyjádřit nepřesnost určení bodu. Z nich lze poté stanovit četnosti nepřesností v absolutní hodnotě, nebo poměrně. Případně lze vypočítat průměrnou nepřesnost.

4. APLIKACE

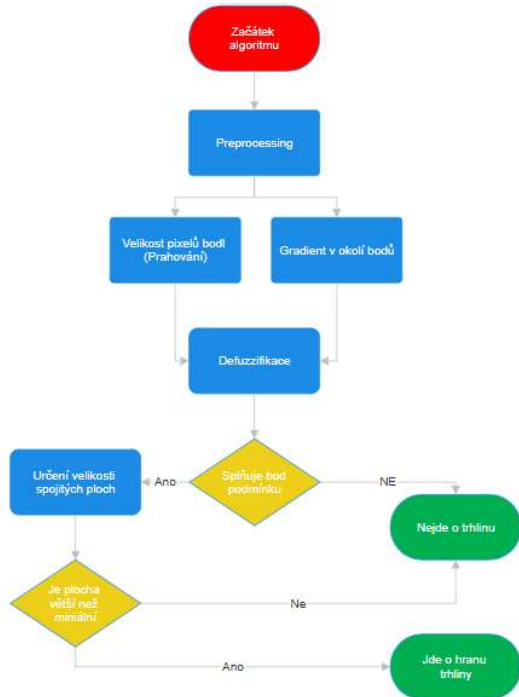
Aplikace algoritmu probíhala v programovacím jazyce Python. Výpočet je určen pro každý pixel, zda se jedná o okraj trhlíny a nebo nikoliv.

4.1. Způsob výpočtu

Výpočet byl proveden pomocí programu vytvořeného v programovacím jazyce Python. Python je programovací jazyk (viz Obr. Python (2021)). Python je zvolen z důvodu množství vhodných knihoven pro image processing Guan et al. (2019))

4.2. Postup algoritmu

Algoritmus sestává ze tří hlavních částí, preprocessingu, aplikace fuzzy logiky a odstranění malých částí (viz Obr. 4)



Obrázek 4: Flowchart - postup algoritmu

Prvním krokem je preprocessing. Ten zahrnuje převedení RGB obrazu do černobílé barvy a odstranění šumu Gausovým blurem. Tím se odstraní případný bodový šum.

Následně jsou vytvořeny funkce pravdivosti pro prvky fuzzy logiky, a provedena fuzzifikace a defuzzifikace.

Posledním krokem je odstranění příliš malých částí. Jde o obdobu šumu. Pro toto odstranění určíme pomocí záplavového algoritmu spojitou oblast předpokládané trhliny.

Poté jí posoudíme vzhledem k stanovené maximální a minimální požadované ploše trhliny:

$$A_{min} < A_{cr} \quad (3)$$

$$A_{cr} < A_{max} \quad (4)$$

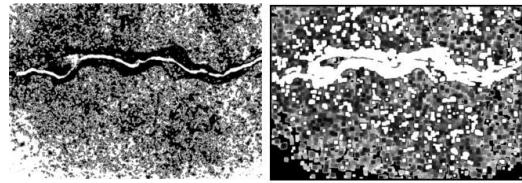
kde A_{cr} je plocha trhliny, A_{min} je minimální plocha trhliny a A_{max} maximální plocha trhliny. Aplikace kódu pro záplavový algoritmus je provedeno pomocí prohledávání do šířky (Breadth first search - BSF, viz Silvela & Portillo (2001)).

4.3. Parametry fuzzy logiky

Pro tento případ jsou použity dvě hodnotící funkce. První je hodnota pixelu (bodu) a druhou je velikost gradientu v okolí hledaného bodu (viz Obr. 5).

Vyhodnocovací podmínka pro hranici trhliny jsou určeny jako místo, kde je bod tmavý a zároveň je v jeho okolí vysoký gradient. Pro defuzzifikaci je vybrána Sugeno metoda.

Pro vyhodnocení tmavosti a světlosti jsou zvoleny dvě funkce pravdivosti. První značí pravdivost tmavosti pixelu a druhá světlosti pixelů.



Obrázek 5: Parametry fuzzy logiky vyznačené černobíle, vlevo je barevnost bodů, vpravo maximální gradient v okolí bodu.

Pro vyhodnocení velikosti gradientu je třeba nejdříve vytvořit gradient v každém bodě. Ten vychází z rozdílů velikosti hodnot pixelů v X a Y směru. Poté se znormalizuje tak, aby maximální činil maximální hodnotu obrazu (255).

Pro každý pixel byl poté nalezen maximální gradient ve vzdálenosti do sedmi pixelů. Funkce příslušnosti gradientu je popsána dvěma funkcemi. Jsou jimi nízký a vysoký gradient.

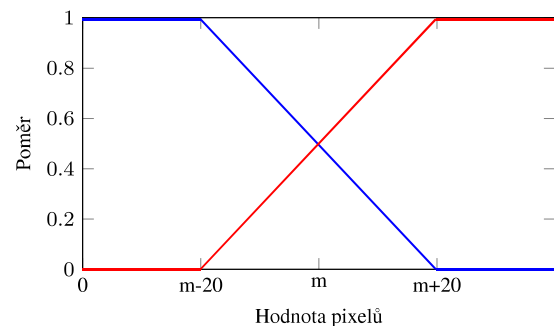
4.4. Vstupní parametry

Základní vstup jsou testovací vzorky. Kromě nich jsou zde popsány parametry, které byly zvoleny ve výpočtu. Oblast, která se zahrnuje do rozmezí hrany trhliny je 7 pixelů, stejně jako porovnávací hranice pro chybovost.

Pro aplikaci Gausovým blurem je použit filtr o velikosti 5x5. Pro odstranění šumu na konci výpočtu je použito okolí bodu o velikosti 4 a 30 procentní minimální zaplnění.

Rozmezí pro funkce pravdivosti fuzzy logiky vychází z vlastností obrazu, mediánu. Jejich zlomy jsou 20 pixelů pod a 20 nad mediánem (viz Obr. 6).

Minimální velikost spojitě plochy pro trhlinu je stanoveno na 200 pixelů, maximální jako 5 % plochy obrazu.



Obrázek 6: Funkce příslušnosti fuzzy logiky.

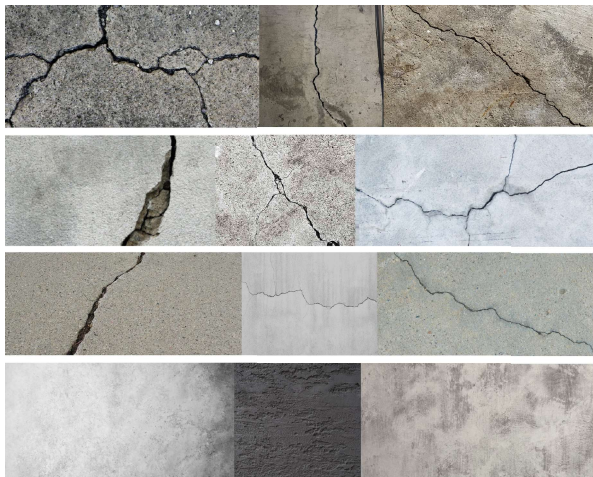
4.5. Testovací vzorky

Pro otestování vhodnosti algoritmu vzhledem k parametrům bylo vybráno dvanáct fotografií betonových ploch jako testovací sada vzorků. Jsou to fotografie, které reprezentují různé trhliny a také fotografie betonu bez trhlin.

Celkem se jedná o sadu dvanácti testovacích obrazů. Různé typy trhlin jsou zastoupeny ve skupinách vždy o třech fotografiích. Jedná se o čtyři skupiny.

První skupina fotografií reprezentuje rozvětvené trhliny na pomíčeném vzorku s proměnnou barevností okolí trhlin. Druhou skupinou jsou obecně široké trhliny. Třetí skupinou jsou tenké trhliny

na světlém pozadí pozadí. Posledními třemi vzorky jsou obrazy betonu bez trhliny. U nich jsou vybrány takové vzorky, kde by mohlo docházet k falešné detekci trhlin. Povrch má u nich proměnou světlost, nebo hrubou strukturu. (viz Obr. 7).



Obrázek 7: Příklad testovacích vzorků, každý řádek představuje skupinu vzorků

Algoritmus byl vytvořen při průběžné kontrole a vyhodnocení na jednom obraze a poté byly testovací vzorky vybrány. Na vzorcích byly nalezeny trhliny nejdříve manuálně a poté aplikován algoritmus.

5. VÝSLEDKY

V této kapitole jsou představeny výsledky. Algoritmus byl aplikován na testovací vzorky. Jsou jimi grafické výstupy fotografií a tři parametry vyhodnocení.

5.1. Obrazové výsledky

Prvním výsledkem je testovací obraz. Ten zahrnuje detekovaný výsledek trénovacího vzorku (viz Obr. 8).



Obrázek 8: Příklad výsledku, vlevo fotografie trhliny a vpravo je detekce, bíle předpokládaná trhlina.

Dalšími obrazovými výsledky jsou výstupy měřené sady vzorků (viz kapitola Přílohy).

5.2. Parametry

Při testování byly měřeny parametry vzorků. Jsou jimi výpočtový čas, chybovost a nepřesnost.

První z nich je výpočtový čas. Výsledky času jsou vyjádřeny jako časová efektivita v kilo-Pixelech za sekundu (viz Tab. 1). Celková průměrná efektivita výpočtového času byla 16.1 kilo-pixelů za sekundu.

Tabulka 1: Efektivita výpočtového času, vyjádřeno kilo-Pixelech za sekundu

Vzorek	Sada 1	Sada 2	Sada 3	Sada 4
1	16.1	15	19	15.1
2	16	16.6	18	14.2
3	16.8	15.8	15.9	15.6
Σ	16.3	15.8	17.6	15

Dalším měřeným parametrem je chybovost. Ta je rozdělena na falešně pozitivní a falešně negativní. První je uvedena falešně pozitivní (viz Tab. 2). Průměrná falešně pozitivní chybovost je 16.2 %.

Tabulka 2: Falešně pozitivní chybovost testovacích vzorků uvedená v procentech

Vzorek	Sada 1	Sada 2	Sada 3	Sada 4
1	0.6	2.3	0.1	3.7
2	6.8	0.3	0	4.5
3	0.3	0.4	1.3	4
Σ	2.5	1	0.5	4.1

Dalším výsledkem je falešně negativní chybovost. U falešně negativní nemá smysl uvádět hodnoty pro obrazy bez trhlin, protože jsou z definice nulové (viz Tab. 3). Průměrná falešně negativní chybovost je 2.7 %.

Tabulka 3: Falešně pozitivní chybovost testovacích vzorků uvedená v procentech

Vzorek	Sada 1	Sada 2	Sada 3
1	0.2	0	0
2	19.3	20.7	100
3	26.3	0	1.4
Σ	15.3	6.9	33.8

Dalším parametrem je přesnost. Ta je vyjádřena pro každý bod trhliny, jako vzdálenost nejbližšího bodu, kde došlo k detekci (viz Obr. 9)².

6. DISKUZE

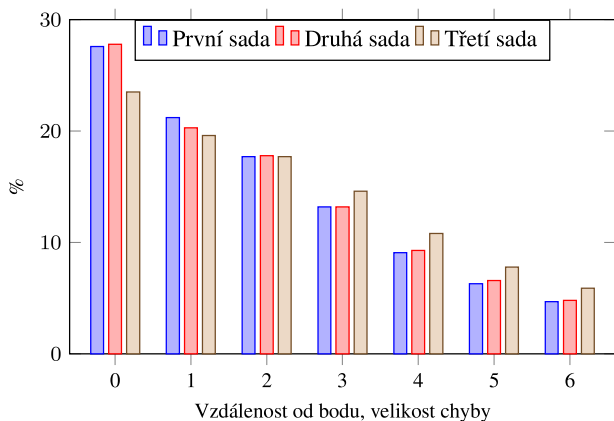
Algoritmus vykazuje malou míru chybovosti u vzorků, kdy je vysoký kontrast mezi trhlinou o okolím trhliny a zároveň když je trhlina dostatečně veliká.

Pro jeden vzorek došlo k nenalezení trhliny. Jedná se o druhý vzorek z třetí sady. Jde o 100 procentní falešně negativní chybovost. U tohoto vzorku je beton mimo trhlinu rozdílný a má výrazné přechody barev. Při zmírnění podmínek odstraňování šumu lze docílit alespoň částečné detekce. U jiného vzorku se nepovedlo zachytit jednu tenčí větev rozvětvené trhliny.

U vzorků bez trhlin došlo k nesprávné detekci a tím falešně pozitivní chybě. Vzorky byly schválně vybrány tak, aby měli proměnnou barevnost, případně různé nepravidelnosti odstínu.

Nevýhodou algoritmu může být jeho časová náročnost, zvláště při aplikaci na velké plochy. To vyplývá s požadavků, kdy se při návrhu algoritmu nebral zřetel na časovou náročnost. Vysoká časová náročnost vychází jednak ze samotné podstaty fuzzy logiky a zároveň hlavně z důvodu aplikace výpočtu pro každý pixel.

²Ve vyjádření nepřesnosti není zahrnut jeden vzorek u kterého nedošlo k detekci trhliny. Nepřesnost by vycházela matematicky nulově. V třetí sadě se průměrují jen zbylé dva vzorky



Obrázek 9: Graf distribuce nepřesností, výsledky průměrem pro každou první tři sady vzorků.

Časová náročnost 16 kilo-pixelů za vteřinu odpovídá zpracování 2 fullHD fotografií za minutu. To může být dostatečné pro fotografie v řádech jednotek, případně desítek kusů.

7. ZÁVĚR

Byl vytvořen algoritmus pro detekci trhliny pomocí image processingu, který vykazuje malou chybovost u vzorků, kde je jasná trhlina. Algoritmus by při správném osvětlení mohl být použit pro detekci nejvíce porušených míst vybrané konstrukce.

Další směr vývoje závisí na požadavcích aplikace. Jedním z možností rozvoje je zvýšit rychlosti výpočtu pro aplikace velkých ploch, jako jsou vozovky a povrchy budov.

Druhým směrem, kterým je třeba se zabývat, je zvýšit přesnost u malých trhlín a u trhlín celkově pro detekci trhlín u měřených vzorků.

Poděkování

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS25/039/OHK1/1T/11.

Reference

- Chitradevi, B. & Srimathi, P. (2014), 'An overview on image processing techniques', *International Journal of Innovative Research in Computer and Communication Engineering* 2(11), 6466–6472.
- Guan, Y., Zhou, F. & Zhou, J. (2019), Research and practice of image processing based on python, in 'Journal of Physics: Conference Series', Vol. 1345, IOP Publishing, p. 022018.
- Iancu, I. (2012), 'A mamdani type fuzzy logic controller', *Fuzzy logic-controls, concepts, theories and applications* 15(2), 325–350.
- Levoy, M. (1981), 'Area flooding algorithms', *Two-Dimensional Computer Animation, Course Notes 9 for SIGGRAPH* 82.
- Otsu, N. et al. (1975), 'A threshold selection method from gray-level histograms', *Automatica* 11(285-296), 23–27.
- Python, W. (2021), 'Python', *Python Releases for Windows* 24.

Silvela, J. & Portillo, J. (2001), 'Breadth-first search and its application to image processing problems', *IEEE Transactions on Image Processing* 10(8), 1194–1199.

Tian, F., Zhao, Y., Che, X., Zhao, Y. & Xin, D. (2019), 'Concrete crack identification and image mosaic based on image processing', *Applied Sciences* 9(22), 4826.

Zadeh, L. A. (1988), 'Fuzzy logic', *Computer* 21(4), 83–93.

Ziou, D. & Tabbone, S. (1998), 'Edge detection techniques-an overview', *Pattern Recognition and Image Analysis: Advances in Mathematical Theory and Applications* 8(4), 537–559.

Fotografie

Akyurt E. (2022), Black and white photo of a concrete wall, Dostupné z: <https://unsplash.com/photos/a-black-and-white-photo-of-a-concrete-wall-P4Z6mCRdMp0lacth>

Mockaroon (2018) Marble Hotel Wall, dostupné z: <https://unsplash.com/photos/a-black-and-white-photo-of-a-wall-YqUeLG7fMr4>

Crack concrete, <https://perfectpowerwash.com/blog/why-concrete-cracks-how-to-protect-it/>

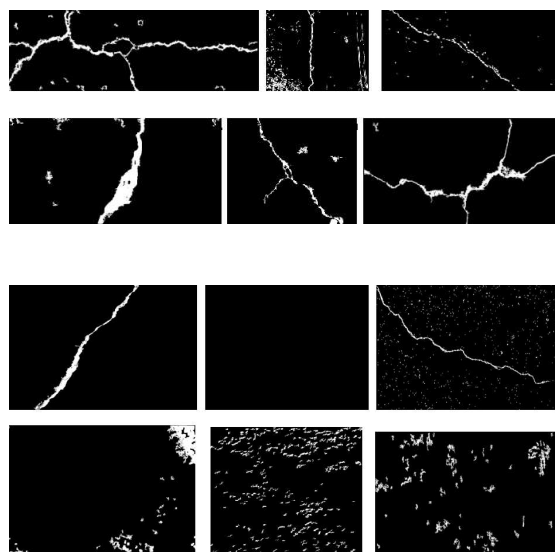
freepig, Wall close up dostupné z: https://www.freepik.com/free-photo/wall-close-up_4089681.htmfromView=search&page=1&position=36&uud=ff0b3a89-1eb0-480b-b8c3-5931d973d676&query=concrete+floor+crack

Froghugger, Uzavřete fotografii trhliny v betonové podlaze. Konstrukční opravy a konstrukce, dostupné z: <https://depositphotos.com/cz/photo/close-photo-crack-concrete-floor-structural-repair-construction-375777806.html>

wirestock https://www.freepik.com/free-photo/closeup-shot-crack-concrete-wall_8048636.htmfromView=search&page=1&position=22&uud=acca6493-af04-41e2-9ae6-52a479394efe&query=concrete+road+crack

Přílohy

Výsledky detekce obrazů, řádek představuje sadu vzorků, bílou barvou je detekovaná trhlina, černou je vyznačena nedetekovaná oblast.



APROXIMACE VÝSLEDKŮ MKP ANALÝZY NA JEDNODUCHÉM MODELU POMOCÍ NEURONOVÉ SÍTĚ

Stanislav Zažirej, *

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

ABSTRAKT

Umělá inteligence a strojové učení se staly klíčovými technologiemi moderní společnosti a stále častěji nacházejí uplatnění při řešení nejrůznějších problémů napříč inženýrskými obory. Tento článek se zabývá využitím neuronové sítě pro predikci hlavních napětí v jednoduché betonové konstrukci s cílem urychlit výpočty v optimalizačních úlohách. Úloha byla definována pomocí vizuálního programování v prostředí Rhino Grasshopper. Trénovací datová sada byla vytvořena na základě výsledků MKP analýz pro různé zatěžovací stavy. Natrénovaná neuronová síť dokázala s dostatečnou přesností aproximovat hodnoty napětí i pro neznámé kombinace zatížení. Ačkoliv u prezentovaného modelu nebyla pozorována výrazná výhoda z hlediska výpočetní rychlosti, představená metodologie nabízí efektivní aproximaci výsledků u složitějších konstrukcí či v iterativních optimalizačních procesech, kde jsou výpočetní náročnost a časové požadavky zásadními faktory.

KLÍČOVÁ SLOVA

Umělá inteligence • Strojové učení • Neuronová síť • Metoda konečných prvků • Grasshopper • Betonová konstrukce

ABSTRACT

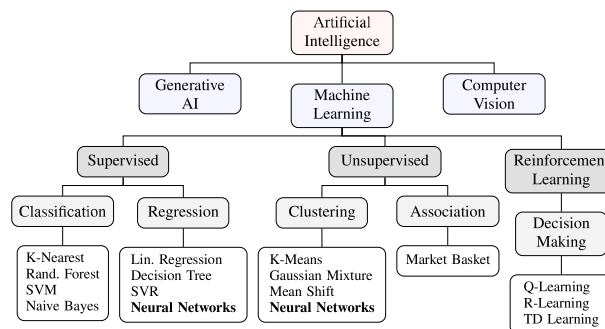
Artificial intelligence and machine learning have become key technologies in modern society and are being increasingly applied to solve a wide variety of problems across engineering disciplines. This paper explores the use of a neural network for predicting principal stresses in a simple concrete structure, with the aim of accelerating computations in optimization tasks. The task was defined using visual programming within the Rhino Grasshopper environment. The training dataset was created based on the results of FEM analyses under various load cases. The trained neural network was able to approximate stress values with sufficient accuracy even for previously unseen load combinations. Although the presented model did not demonstrate a significant computational speed advantage, the methodology described herein offers an efficient way to approximate results for complex structures or in iterative optimization processes, where computational cost and time requirements are crucial factors.

KEYWORDS

Artificial Intelligence • Machine Learning • Neural Network • Finite Element Method • Grasshopper • Concrete Structure

1. ÚVOD

V posledních letech došlo k rychlému rozvoji aplikací umělé inteligence (AI, z angl. artificial intelligence), které způsobilo revoluci v mnoha oblastech - od zpracování přirozeného jazyka a generování obrázků až po pokročilé kódovací asistenty a autopiloty v autech. Jednou z podskupin AI je strojové učení (ML, z angl. machine learning), které zahrnuje algoritmy umožňující počítačům učit se vzorce z dat bez explicitního programování a automaticky se zdokonalovat na základě zkušeností. Patří sem například umělé neuronové sítě (ANN, z angl. artificial neural networks), což jsou modely inspirované strukturou lidského mozku a skládají se ze vzájemně propojených vrstev jednoduchých výpočetních jednotek (neuronů). Tyto neurony jsou uspořádány do vstupní vrstvy, jedné nebo více skrytých vrstev a výstupní vrstvy. Každé spojení nese váhu, která se během trénování upravuje na základě poskytnutých dat. ANN se učí minimalizací chyby mezi předpovídanými a skutečnými výstupy. Podstatnou součástí ANN je aktivací funkce (jako je sigmoida, tanh nebo ReLU), která umožňuje síti učit se složité vzory.



Obrázek 1: Typy umělé inteligence a strojového učení. (ponechány běžně používané pojmy v angličtině)

Integrace strojového učení s numerickými metodami je slibná oblast, jejíž cílem je zlepšit možnosti obou přístupů. Natrénované ML modely lze využít k rychlé aproximaci řešení numerických simulací (např. namísto simulace pohybu jednotlivých světelných paprsků lze pomocí neuronové sítě stanovit hodnoty intenzity denního světla v budově a zkrátit čas výpočtu z několika minut na sekundy).

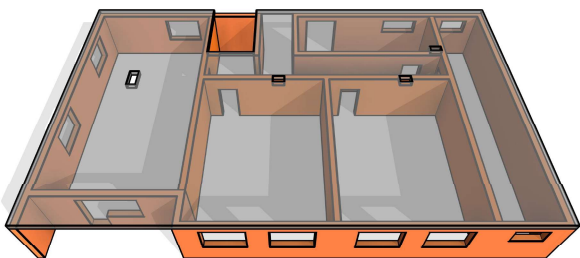
Nedávná zjištění (Novo & Terrés 2025) naznačují, že běžné neuronové sítě natrénované pouze na základě ztrátové funkce (rozdíl mezi predikcemi modelu a skutečnými hodnotami), často vyžadují značné množství informací, aby se přiblížily numerickým

* Školitel: prof. Ing. Petr Štemberk, Ph.D., D.Eng.

metodám. Přidáním řídicích fyzikálních zákonů (např. parciálních diferenciálních rovnic) přímo do ztrátové funkce lze získat fyzikálně informované neuronové sítě (PINN, z angl. physics informed neural networks) a umožnit tak síti učit se řešení, která dodržují základní fyzikální zákony, aniž by se spoléhala pouze na poskytnutá data (Raissi et al. 2019).

2. IMPLEMENTACE

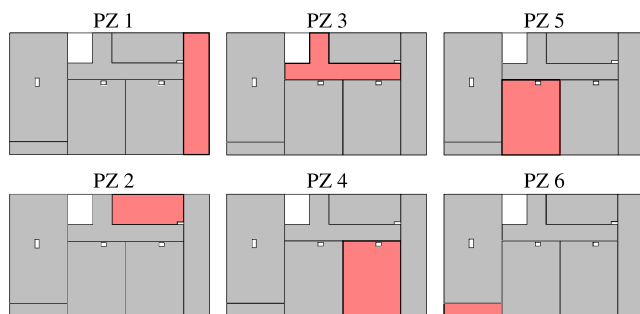
V existující literatuře můžeme nalézt různé příklady využití neuronových sítí k aproximaci výsledků MKP analýzy (Arndt et al. 2005, Guillod et al. 2020). V tomto článku je stejná metodika aplikována na jednoduchém modelu ŽB monolitické konstrukce. Jedná se o výšek vícepodlažní budovy (půdorysné rozměry 23×14m), který se skládá ze stěn a stropní desky (viz. Obr. 2). Cílem je pomocí vizuálního programování vytvořit a natrénovat neuronovou síť k předpovědi hodnot hlavních napětí v desce pro různé kombinace zatížení.



Obrázek 2: 3D pohled na tvar konstrukce.

Úloha byla definována v prostředí Rhinoceros Grasshopper® (GH), kde lze pomocí dostupných komponent nejen zadat požadovaný tvar konstrukce, ale taky provádět řadu analýz (jako je větrná analýza, simulace sluneční radiace, statická a dynamická analýza, simulace pohybu davu, atd.).

Pro statický výpočet konstrukce byl použit GH doplněk Karamba3D (Preisinger 2013), který umožňuje provádět MKP analýzu prostorových příhradových vazníků, rámu a skořepin. Využitím funkcí tohoto doplňku byly definovány jednotlivé prvky konstrukce, stanoveny podpory a zatížení, přiřazeny materiálové vlastnosti a byla vygenerována síť konečných prvků. Výpočet byl proveden pro sedm poloh zatížení (viz. Obr. 3) a čtyři různé velikosti (2, 4, 6 a 8 kN/m²). Celkem tedy bylo spočítáno 28 zatěžovacích stavů a výsledky pak byly použity v trénovací datové sadě.



Obrázek 3: Polohy zatížení pro jednotlivé velikosti zatížení použité v trénovací datové sadě.

2.1. Hluboká neuronová síť

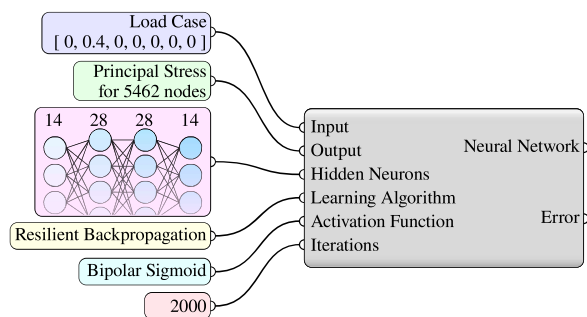
K vytvoření neuronové sítě byl použit GH doplněk LunchBoxML, který obsahuje celou řadu nástrojů pro strojové učení (lineární a nelineární regrese, restricted Boltzmann machine, skrytý Markovův model, shlukování k-průměrů a další).

Na Obr. 4 jsou znázorněny parametry použité k vytvoření neuronové sítě. Jako **vstupní hodnota** trénovací sady byl použit vektor zatížení, který definuje polohu a velikost zatížení. Například vektor

$$ZS4 = [0.8, 0, 0, 0, 0, 0, 0]$$

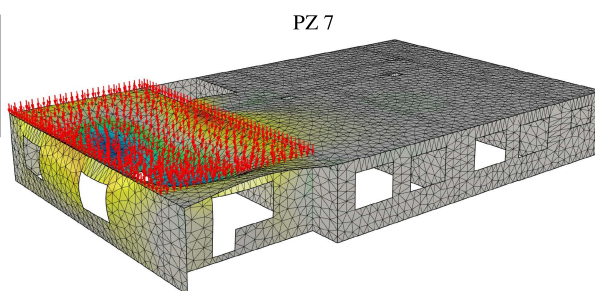
udává, že byla zatížena první oblast hodnotou 8 kN/m² (velikost byla normalizována dělením maximální očekávanou hodnotou, tj. 10 kN/m²). Jako **výstupní hodnoty** trénovací sady byly použity výsledky MKP analýzy. Konkrétně se jednalo o hlavní napětí σ_1 v desce (celkem 10924 hodnot pro 5462 bodů sítě MKP a pro horní a dolní povrch).

Počet neuronů ve čtyřech **skrytých vrstvách** byl definován jako 14-28-28-14 a dle definice (Guillod et al. 2020, Isleem et al. 2024) se dá taková neuronová síť označit za hlubokou (DNN, z angl. deep neural network). Jako **aktivační funkce** byla zvolena bipolární sigmoida a počet **iterací** byl nastaven na 2000.



Obrázek 4: Vstupní parametry vytvořené neuronové sítě pomocí vizuálního programování v prostředí Rhino Grasshopper®.

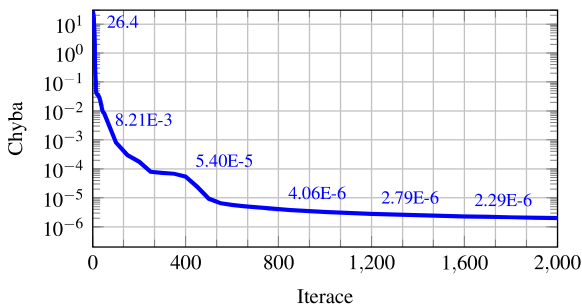
Jako **metoda učení** byla zvolena rezistentní zpětná propagace (Rprop, z angl. resilient backpropagation) (Riedmiller & Braun 1993). Jedná se o efektivní algoritmus, který vylepšuje standardní metodu zpětné propagace tím, že upravuje aktualizace vah pouze na základě znaménka gradientu, nikoli jeho velikosti. Tento přístup umožňuje rychlejší a stabilnější konvergenci bez nutnosti kritického ladění parametrů.



3. VÝSLEDKY A DISKUZE

3.1. Výsledky trénování

Na Obr. 5 je znázorněn graf vývoje chyby během trénování vytvořené neuronové sítě, kde uvedená křivka ukazuje velmi dobrou konvergenci. V prvních 50 iteracích klesne chyba z hodnoty 26.4 na 0.008. Tento prudký počáteční pokles je typický pro Rprop algoritmus a ukazuje rychlé počáteční učení. Mezi iteracemi 50 a 300 pokračuje stabilní pokles chyby přibližně o jeden řád každých 100 iterací. Po 500 iteracích již pokles není markantní a další trénování přináší pouze nepatrná zlepšení. V poslední iteraci má chyba hodnotu $2.0 \cdot 10^{-6}$.

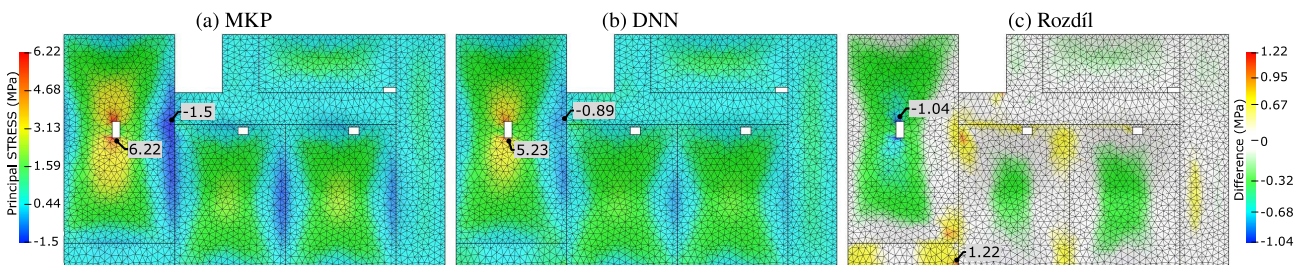


Obrázek 5: Vývoj chyby během trénování neuronové sítě.

3.2. Výsledky testování

Testování bylo provedeno pro dříve neznámé kombinace a hodnoty zatížení. Na Obr. 6 jsou porovnané průběhy hlavního napětí σ_1 na dolním povrchu desky získané MKP analýzou a predikcí pomocí DNN. Jedná se o kombinaci (označená jako KZ (1~7)), ve které zatížení o velikosti $f = 10 \text{ kN/m}^2$ působí na všechny oblasti desky. Lze pozorovat, že samotné průběhy jsou si velmi podobné a jsou zachovány polohy minimální a maximální hodnoty napětí. Největší rozdíl (Obr. 6.c) je v poli v levé části a nad podporou v dolní části desky.

Jednotlivé hodnoty jsou pak srovnány v Tab. 1, kde je uvedeno minimální a maximální napětí, největší rozdíl v napětí mezi MKP a DNN, střední absolutní chyba (MAE, z angl. mean absolute error) a koeficient determinace (R^2). Z výsledků vyplývá, že pro jednodušší kombinace zatížení (dvě oblasti) dosahuje DNN velké přesnosti. Střední absolutní chyba je $0.01 - 0.02 \text{ MPa}$ (cca 0.2% z celkového rozsahu) a koeficient determinace $0.997 - 0.998$ naznačuje téměř dokonalou shodu.



Obrázek 6: Srovnání výsledků MKP analýzy a predikce pomocí DNN.

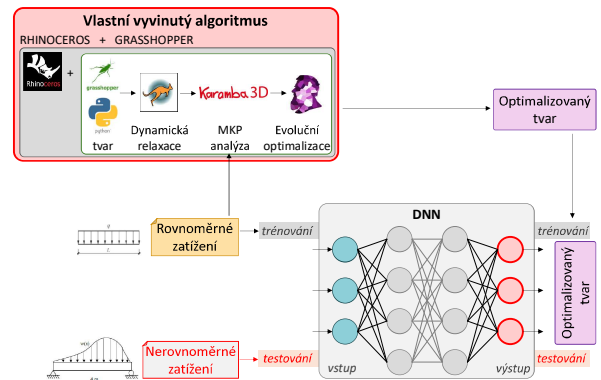
Zobrazeny hodnoty hlavního napětí σ_1 na dolním povrchu, kombinace zatížení KZ (1~7), velikost zatížení $f = 10 \text{ kN/m}^2$.

Pro kombinace s vyšším počtem zatížených oblastí se chyba výrazně zvyšuje. V případě KZ (1~7) se střední absolutní chyba zvýšila na $0.2 - 0.21 \text{ MPa}$ (cca 2.5% z celkového rozsahu) a koeficient determinace se snížil na $0.914 - 0.957$. Stále se však dá tento výsledek označit za dobrou shodu. Zhoršený výkon zdůrazňuje limity modelu v extrapolaci pro komplexní kombinace, které nebyly součástí trénovací sady. Významné je taky podcenění minimálního napětí na dolním povrchu desky (rozdíl až 40.7%), které by mohlo vést k nesprávnému návrhu a posouzení konstrukce.

V rámci citlivostní analýzy bylo zjištěno, že pokud je do trénovací sady přidána jedna kombinace obsahující zatížení na celé ploše desky, výrazně se tím zlepší predikce pro komplexní kombinace zatížení.

3.3. Diskuze

Získané výsledky podporují možnost využití DNN jako účinné alternativy k simulacím pomocí MKP. Ačkoli na záměrně zjednodušené konstrukci nebyla z časového hlediska pozorována výhoda aproximace hodnot napětí (výpočet jednoho zatěžovacího stavu pomocí MKP trval cca 400 ms, učení DNN probíhalo po dobu 50 s a predikce pak zabrala méně než 6 ms), může tato metoda najít své uplatnění v případě rozsáhlých komplexních modelů s velkým počtem zatěžovacích stavů a kombinací zatížení.



Obrázek 7: Příklad využití DNN v rámci optimalizace konstrukce pomocí genetického algoritmu.

Jedním z budoucích cílů je použití tohoto přístupu v rámci optimalizace tvaru pleteného bednění během výroby betonové skořepiny (Zažirej 2023). Celý proces optimalizace pomocí genetického algoritmu může trvat od několika desítek minut až po hodiny. Na trénování neuronové sítě by se tento čas dal výrazně zkrátit.

Tabulka 1: Výsledky vybraných kombinací pro velikost zatížení $f = 10 \text{ kN/m}^2$.

	min σ_I [MPa]			max σ_I [MPa]			maximální rozdíl [MPa]			MAE [MPa]	R^2
	MKP	DNN	rozdíl	MKP	DNN	rozdíl	MKP	DNN	rozdíl		
KZ (3+6)											
horní povrch	-0.31	-0.31	0.0%	1.56	1.54	-1.3%	0.04	0.13	+0.09	0.01	0.997
dolní povrch	-0.26	-0.26	0.0%	0.59	0.59	0.0%	0.01	0.08	+0.07	0.01	0.997
KZ (1+7)											
horní	-1.54	-1.49	-3.2%	7.08	6.37	-10.0%	7.08	6.37	-0.71	0.02	0.997
dolní	-1.67	-1.61	-3.6%	6.5	5.92	-8.9%	6.5	5.92	-0.58	0.02	0.998
KZ (2+4+7)											
horní	-1.68	-1.55	-7.7%	7.1	6.26	-11.8%	7.1	6.26	-0.84	0.06	0.993
dolní	-1.67	-1.57	-6.0%	6.51	5.79	-11.1%	6.51	5.79	-0.72	0.07	0.990
KZ (2+3+4+5)											
horní	-1.47	-1.34	-8.8%	4.87	4.28	-12.1%	0.56	1.22	0.66	0.08	0.980
dolní	-1.0	-0.91	-9.0%	2.48	2.29	-7.7%	-0.13	0.59	+0.72	0.09	0.958
KZ (1~7)											
horní	-1.52	-1.17	-23.0%	6.60	5.81	-12.0%	0.29	1.26	+0.97	0.20	0.957
dolní	-1.50	-0.89	-40.7%	6.22	5.23	-15.9%	-3.3E-4	1.21	+1.22	0.21	0.914

4. ZÁVĚR

V tomto článku bylo představena úspěšná aplikace hluboké neuronové sítě k aproximaci hlavních napětí v jednoduché betonové konstrukci. Data pro trénování byla generována pomocí MKP analýz v prostředí Rhino Grasshopper pro různé zatěžovací stavy. Natrénovaná síť dokázala predikovat napětí s dostatečnou přesností i pro dříve neznámé kombinace zatížení. I když u prezentovaného jednoduchého modelu nebyla pozorována výrazná časová výhoda, představená metodika nabízí efektivní aproximaci výsledků u složitějších konstrukcí či v iterativních optimalizačních procesech.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za finanční podpory ČVUT v Praze v rámci projektu SGS24/041/OHK1/1T/11.

Reference

- Arndt, O., Barth, T., Freisleben, B. & Grauer, M. (2005), 'Approximating a finite element model by neural network prediction for facility optimization in groundwater engineering', *European Journal of Operational Research* **166**(3), 769–781. Advances in Complex Systems Modeling.
- Guillod, T., Papamanolis, P. & W. Kolar, J. (2020), 'Artificial neural network (ann) based fast and accurate inductor modeling and design', *IEEE Open Journal of Power Electronics* **1**, 284–299.
- Iseem, H. F., Chukka, N. D. K. R., Bahrami, A., Kumar, R. & Sor, N. H. (2024), 'Nonlinear finite element and machine learning modeling of tubed reinforced concrete columns under eccentric axial compression loading', *Alexandria Engineering Journal* **92**, 380–416.
- Novo, J. & Terrés, E. (2025), 'Can neural networks learn finite elements?', *Journal of Computational and Applied Mathematics* **453**, 116168.
- Preisinger, C. (2013), 'Linking Structure and Parametric Geometry', *Architectural Design* **83**(2), 110–113. <https://doi.org/10.1002/ad.1564>.

Raissi, M., Perdikaris, P. & Karniadakis, G. (2019), 'Physics-informed neural networks: A deep learning framework for solving forward and inverse problems involving nonlinear partial differential equations', *Journal of Computational Physics* **378**, 686–707.

Riedmiller, M. & Braun, H. (1993), A direct adaptive method for faster backpropagation learning: the rprop algorithm, in 'IEEE International Conference on Neural Networks', pp. 586–591 vol.1.

Zažirej, S. (2023), Optimalizace tvaru textilního bednění během výroby betonové skořepiny, in 'Proceedings of PhD Workshop, Department of Concrete and Masonry Structures'. ISBN 978-80-01-07137-3.