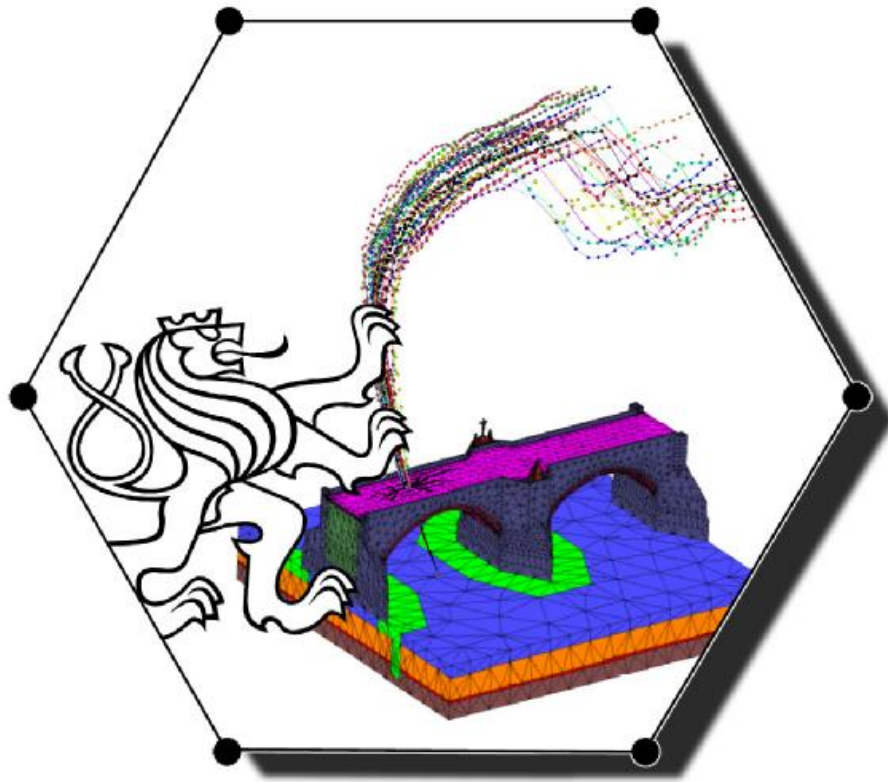


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

FAKULTA STAVEBNÍ



**NELINEÁRNÍ MODELOVÁNÍ PROSTOROVÝCH
ZDĚNÝCH A ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ
PROGRAMEM ATENA**

Zdeněk Janda

Leden 2007 Praha

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracoval samostatně a použil jsem podklady uvedené v příloženém seznamu.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 Zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 20. 12. 2006

Zdeněk Janda

Poděkování

Na tomto místě bych rád poděkovat všem, co mě na Fakultě stavební učili a dovedli mě až ke zpracování této diplomové práce. Zvláště bych chtěl poděkovat vedoucímu diplomové práce Doc. Ing. Michalovi Šejnohovi, Ph.D. za jeho rady a podporu, kterou mi poskytl při jejím vypracování. Dále bych chtěl poděkovat svým konzultantům Ing. Vladimíru Červenkoví, Ph.D. a Ing. Janu Červenkoví, Ph.D. za jejich čas, cenné rady a poskytnuté zázemí ve své firmě. V neposlední řadě patří poděkování i všem z katedry mechaniky za podnětné názory k mé práci.

Na závěr děkuji také své rodině, přátelům a kolegům, kteří mě v mém úsilí po celou dobu studia podporovali.

Obsah	
ABSTRACT	6
ABSTRAKT	6
1 ÚVOD	7
2 MODELOVÁNÍ KARLOVA MOSTU V PRAZE	9
2.1. ÚVOD	9
2.2. HISTORIE KARLOVA MOSTU	9
2.3. SOUČASNÝ STAV PORUŠENÍ ZDIVA	12
2.4. ROZČLENĚNÍ KVAZIHOMOGENNÍCH CELKŮ	13
2.5. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY A SIMULACE NA MEZOÚROVNI.....	16
2.5.1 Pravidelné zdivo.....	18
2.5.2 Nepravidelné (opukové) zdivo.....	20
2.5.3 Základní vztahy pro konstrukci periodické buňky (PUC)	21
2.6. NUMERICKÁ ANALÝZA OBLOUKOVÉHO SEGMENTU NA MAKROÚROVNI	24
2.7. OKRAJOVÉ PODMÍNKY A ZATÍŽENÍ	25
2.7.1 Zatížení teplotou.....	26
2.7.2 Zatížení hydrostatickým tlakem vody	28
2.8. POUŽITÉ MATERIÁLOVÉ MODELY V PROGRAMU ATENA	29
2.8.1 Materiálový model SBETA	29
2.8.2 Materiálový model 3DCementitious.....	32
2.9. ODEZVA PROVĚŘOVANÉHO SEGMENTU	33
2.10. ZÁVĚR A DALŠÍ ZÁMĚR.....	37
3 NELINEÁRNÍ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU V	
ÖRNSKÖLDSVIKU, ŠVÉDSKO	39
3.1. ÚVOD	39
3.2. VÝPOČETNÍ MODEL	39
3.3. VÝSLEDKY	42
3.4. 3D MODEL	51
3.5. ZÁVĚR.....	52

4 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ODHAD GLOBÁLNÍHO SOUČINITELE BEZPEČNOSTI - SROVNÁNÍ METOD PRO POSUZOVÁNÍ KONSTRUKCÍ ZALOŽENÝCH NA NELINEÁRNÍ ANALÝZE	53
4.1. ÚVOD	53
4.2. METODY BEZPEČNOSTNÍ NELINEÁRNÍ ANALÝZY	56
4.2.1 <i>Návrhová únosnost</i>	56
4.2.2 <i>ECOV metoda – odhad variačního koeficientu</i>	58
4.2.3 <i>EN1992-2 metoda</i>	59
4.2.4 <i>PSF metoda – odhad částečného součinitele bezpečnosti</i>	60
4.2.5 <i>Plně pravděpodobnostní analýza</i>	60
4.3. PŘÍKLADY	61
4.3.1 <i>Nelineární analýza</i>	61
4.3.1.1 <i>Pravděpodobnostní výpočty</i>	61
4.3.1.2 <i>Metoda LHS (Latin Hypercube Sampling)</i>	62
4.3.2 <i>Statically určitá ohýbaná konstrukce</i>	64
4.3.3 <i>Příklad na smyk, staticky neurčitá konstrukce</i>	68
4.3.4 <i>Nelineární analýza železobetonového dálničního pilíře v Itálii</i>	73
4.3.4.1 <i>Výpočet dle návrhových parametrů</i>	75
4.3.4.2 <i>Výpočet dle parametrů EN 1992-2</i>	77
4.3.4.3 <i>Výpočet dle průměrných parametrů</i>	78
4.3.4.4 <i>Výpočet dle charakteristických parametrů</i>	79
4.3.4.5 <i>Pravděpodobnostní výpočet</i>	80
4.3.4.6 <i>Výsledky</i>	81
4.3.5 <i>Nelineární analýza mostu v Örnköldsviku, Švédsko</i>	83
4.3.5.1 <i>Výpočet jednotlivých verzí materiálových charakteristik</i>	83
4.3.5.2 <i>Pravděpodobnostní výpočet</i>	85
4.3.5.3 <i>Výsledky</i>	85
4.4. ZÁVĚRY	88
SEZNAM TABULEK	89
SEZNAM OBRÁZKŮ	90
LITERATURA	94

Abstract

In the first part, the presented diploma thesis deals with the numerical modeling of quarry masonry of the Charles Bridge in Prague, with the emphasis given to the explanation of observed damage mechanisms. Then the work focuses on the load-bearing capacity assessment of a reinforced concrete railway bridge in Sweden and compares the results of a non-linear analysis with the measurements performed on-site. In last part, the work describes a new method of probabilistic estimate of the global safety factor and compares safety factors resulting from different variants of non-linear analyses. The efficiency and accuracy of the method are examined on several representative examples and compared with available approaches.

Keywords: Numerical model, mesostructural level, quasi-brittle materials, fracture energy, homogenization techniques, non-linear analysis, probabilistic estimate of global safety factor

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá numerickým modelem kamenné konstrukce Karlova mostu v Praze, na kterém dokazuje příčiny poruch na reálné konstrukci. Dále se práce zaměřuje na model železobetonové konstrukce železničního mostu ve Švédsku, jehož výpočet nelineární analýzou porovnává s výsledky experimentální zatěžovací zkoušky přímo na mostě. V třetí části popisuje novou metodu pravděpodobnostního odhadu globálního součinitele bezpečnosti a srovnává bezpečnostní součinitele založené na nelineární analýze. Popsáno je i několik příkladů srovnání výsledků nové metody s výsledky již existujícími metodami.

Klíčová slova: Počítačový model, mezoskopická úroveň, kvazikřehký materiál, lomová energie, homogenizace, nelineární analýza, globální součinitel bezpečnosti, pravděpodobnostní odhad.

1 Úvod

Poznatky o statických a přetvárných vlastnostech nosných systémů lze získat na základě nákladných a časově náročných experimentálních zkoušek na zkušebních zařízeních nebo pomocí numerického modelování. V některých případech je experimentální přístup složitě realizovatelný, a tehdy se nabízí možnost využít ke zkoumání chování konstrukcí kvalitní programový systém pro počítačové modelování dané problematiky, který využívá materiálové modely zohledňující změny geometrie a mechanických vlastností konstrukce.

Tyto možnosti jsou předvedeny na numerickém modelu kamenné konstrukce Karlova mostu v Praze, na které bylo použito homogenizovaných materiálových charakteristik materiálů. Je ukázán způsob modelování a zadávání zatížení. Práce se zabývá především modelováním zdiva a kamene. Výsledkem výpočtu jsou poruchy modelu trhlinami, které jsou k vidění i na reálné konstrukci mostu. Dalším příkladem je analýza železobetonové konstrukce železničního mostu ve Švédsku. V tomto případě bylo provedeno srovnání nelineárního numerického modelu a experimentální zatěžovací zkoušky. Posledním řešeným problémem je porovnání pravděpodobnostního odhadu globálního součinitele bezpečnosti s metodami výpočtu globálních bezpečnostních součinitelů. Vlastní metodika je aplikována na nelineární analýzu čtyř příkladů železobetonových konstrukcí. Jedná se jak o příklady poměrně jednoduché (typu železobetonového nosníku namáhaného pouze na ohyb), tak i příklady složitě např. pilíř dálničního mostu v Itálii. Vytvoření a prvotní odladění počítačového modelu řešené konstrukce představuje první krok k aplikaci nových metod pro navrhování a posuzování konstrukcí s ohledem na specifickou hladinu spolehlivosti a trvanlivosti stavebních konstrukcí.

K výpočtům byly využity programy ATENA 2D, ATENA 3D, ATENA WIN a SARA firmy Červenka Consulting založené na metodě konečných prvků. Jde o software vyvinutý speciálně pro modelování nelineárních úloh z oblasti betonových a železobetonových konstrukcí a prvků, popřípadě i jiných materiálů vykazující kvazikřehký charakter porušení jako např. zdivo.

Vlastní práce je rozdělena do těchto kapitol.

- *Modelování zdiva*

Kapitola 2 – Výpočet Karlova mostu v Praze

- *Využití nelineárních výpočtů při analýze betonových a železobetonových konstrukcí*

Kapitola 3 – Nelineární analýza železobetonového mostu v Örnköldsviku ve Švédsku

Kapitola 4 – Pravděpodobnostní odhad globálního součinitele bezpečnosti – srovnání metod pro posuzování konstrukcí založených na nelineární analýze.

2 Modelování Karlova mostu v Praze

2.1. Úvod

Výpočet byl proveden v roce 2005 na objednávku akciové společnosti PUDIS týmem pod vedením Prof. Ing. Jiřího Šejnohy, DrSc., FEng., jehož členem byl i autor. V této práci jsou uvedeny pouze výsledky týkající se jednoho zatěžovacího stavu, nejzajímavějšího z pohledu trhlin tvořících se v obloucích mostu. Podrobné výsledky jsou blíže popsány v [3]. Úkolem výpočtu bylo stanovení zatížitelnosti mostu po dobu provádění oprav mostu (použitelnost stavební techniky), stanovení zatížitelnosti mostu po opravě dle ČSN 736220, včetně mezního zatížení při odstranění velkých povodňových splavenin a statické posouzení účinků objemových změn (nelineární analýza).

Výpočtům zatížitelnosti předcházely výpočty kombinující zatížení vlastní tíhou a střídavým účinkem oteplení v letním období a ochlazení v zimním období. Jakkoli samostatné teplotní účinky (zejména ochlazení) vyvolávají rozsáhlá pole trhlinek v pískovcovém obkladu mostu, v kombinaci s předpětím z letního období je výsledný stav mnohem příznivější s výjimkou několika míst (podélných trhlin v klenbě, trhliny v pilířích a na přechodu mezi poprsní zdí a podstavci soch). Trhliny jsou dobře patrné při prohlídce mostu a jsou důsledkem mnohonásobného střídavého zatížení.

2.2. Historie Karlova mostu

Karlův most spojuje oba břehy Vltavy, Staré Město s Malou Stranou. Jeho předchůdcem byl dřevěný most, připomínaný již r. 1118, jehož trasa vedla severněji, v ose Platněřské ul. Na levém břehu však již tehdy most ústil do brány v opevnění z 1. pol. 12. stol. z doby knížete Soběslava I., v místech dnešních Malostranských mosteckých věží.

V r. 1157 byl dřevěný most zničen povodní. Nahradil ho kamenný most tzv. Juditin, zbudovaný v r. 1158-1160 z podnětu královny Judity, manželky českého krále Vratislava I. Tento most byl postaven téměř v místech dnešního Karlova mostu, jen poněkud severněji. Měl 21 polokruhových oblouků a byl pobořen povodní v r. 1342. Zachovala se z něho nižší Malostranská mostecká věž, dále věž s bránou, dnes zapojenou do budovy generalátu Křižovnického kláštera na staroměstském břehu, pilíře

v řece a mostní oblouky v podzemí malostranských domů (na levém břehu) a Křižovnického kláštera (na pravém břehu).

Nový most, původně zvaný Kamenný nebo Pražský (od r. 1870 Karlův), dal postavit Karel IV. Stavba byla zahájena v r. 1357 a řídil ji P. Parlěš. Most byl dokončen na poč. 15. stol. Nad prvním staroměstským pilířem postavil Parlěš Staroměstskou mosteckou věž považovanou za nejkrásnější bránu gotické Evropy. Karlův most je postaven z pískovcových kvádrů, je přesně 515,76 m dlouhý a 9,40 až 9,50m široký, spočívá na 16 obloucích. Ve své délce je třikrát zalomen a proti proudu je nepatrně vypouklý. Mostní pilíře nebyly zakotveny – pevná skála ležela příliš hluboko. Stály na dubových rostech, zatížených velkými mlýnskými kameny. Zdobí jej ve střední Evropě jedinečný soubor 30 soch a sousoší, převážně barokních z r. 1683-1714, doplněných v 19. stol. několika novogotickými a klasicistními. Některé z nich byly nahrazeny kopiemi a originály uloženy v lapidáriu Národního muzea. Na levé straně, pod sousoším sv. Vincence, stojí na mostním pilíři socha Bruncvíka od L. Šimka (1884), na místě starší sochy z poč. 16. stol., kterou zde dala postavit staroměstská obec na znamení svých práv k mostu (na soklu znak Starého Města). Most je ukončen dvojicí Malostranských mosteckých věží.

Karlův most je jednou z našich nejcennějších historických staveb. Z tohoto důvodu je nejenom přísně chráněn státem, ale jeho sledováním, ochranou a propagací se zabývá i nemalé množství různých zájmových skupin a občanských sdružení. Tato pozornost samozřejmě vyžaduje i značnou péči při jeho opravách, sanacích a případných rozsáhlejších rekonstrukcích. Velmi obezřetně, tj. nedestruktivním způsobem, je nutné se chovat i ve fázi zjišťování příčin dílčích poruch a materiálových charakteristik vlastního zdiva, které je z větší části tvořeno rozměrnými pískovcovými bloky a vápenojílovou maltou.

V posledním desetiletí se opět uvažuje o celkové rekonstrukci mostu. Současně s ní jsou zvažovány možnosti nasazení různých stavebních technologií, přičemž je snahou co nejlépe zhodnotit příčiny poruch mostu a vyvarovat se necitlivých zásahů. Historie oprav mostu je naznačena v (tab. 2.1).

Práce se snažila odpovédět na otázku, co je příčinou deformací a porušení zejména kleneb a poprsních zdí kamenného mostu.

tab. 2.1 : Data poškození, přestaveb povodní a rekonstrukcí

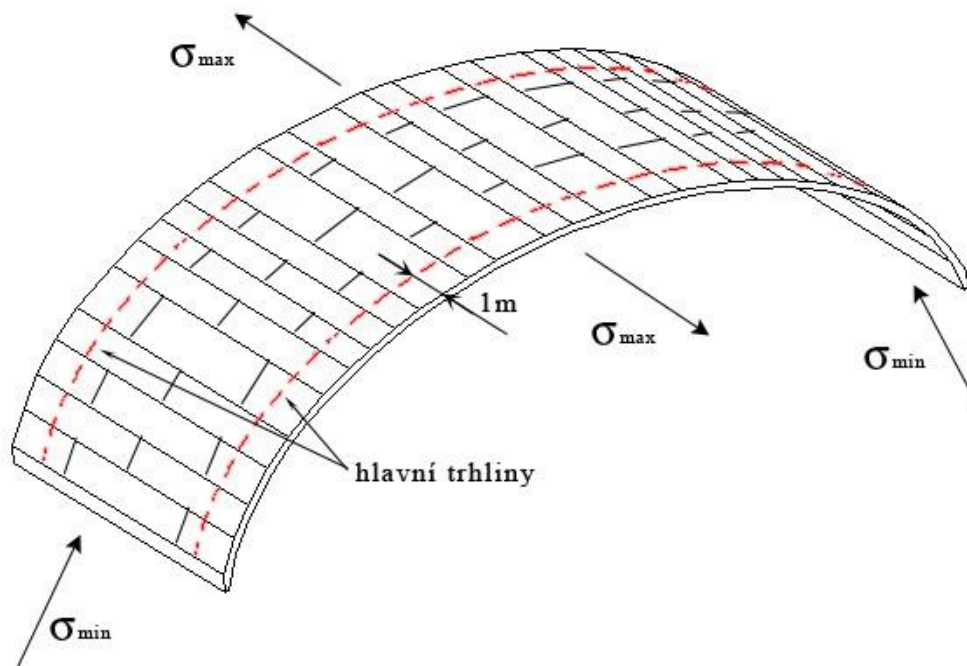
1167 - 1174	Stavba Juditina mostu
1273	Pobořena část Juditina mostu v důsledku povodně
1342	Juditin most téměř zcela zbořen 9. července 1357 Karel IV., základ nového kamenného mostu
1359	Vážné poškození nedostavěné konstrukce mostu
1367	Vážné poškození nedostavěné konstrukce mostu
1370	Vážné poškození nedostavěné konstrukce mostu - pouze se předpokládá
1373	Vážné poškození nedostavěné konstrukce mostu - pouze se předpokládá
1374	Vážné poškození nedostavěné konstrukce mostu - pouze se předpokládá
1378	Most je již funkční a zřejmě i v provozu
1406	Dokončení Karlova mostu
1432	Rozsáhlé poškození při povodních, mezi Staroměstskou mosteckou věží a pilířem na Kampě se zřítilo osm mostních kleneb, zůstaly stát pouze pilíře č. 3, 4, 7, 8, 10
1496	Podemletí a pokles pilíře č. 3
do r. 1503	Oprava škod z roku 1432 a 1496
1655	Poškození založení pilířů
1784	Značně poškozeny 3 pilíře a 5 oblouků
do r. 1788	Oprava škod z roku 1784
1890	Při rozsáhlé povodni byly strženy klenby č. 5, 6, 7 a značně poškozeny pilíře č. 4, 5, 6, 7, 8
srpen 1891	Zahájení rekonstrukce
listopad 1892	Dokončení rekonstrukce započaté r. 1891
1902 - 1904	Sanace základů mostních pilířů č. 3, 4 a 7 pneumatickým způsobem
1966 - 1975	Rozsáhlá rekonstrukce, injektáže, železobetonová deska
2002	Povodeň více než stoleté vody - most odolal
2004-2005	Sanace založení pilířů 8,9 a oprava ledolamů



obr. 2.1: Karlův most po povodni roku 1890

2.3. Současný stav porušení zdiva

V periodickém zdivu kleneb je patrný vývoj trhlin orientovaných souběžně s osou mostu. Trhliny jsou situovány zejména v oblastech vzdálených cca do 1 m od liců parapetních zdí směrem dovnitř klenby (obr. 2.2). Lze předpokládat, že trhliny mezi klenbou a parapetními zdmi jsou ovlivněny smykovými napětími zapříčiněnými nestejným oteplováním jednotlivých částí konstrukce. Z tohoto důvodu byla největší pozornost věnována posouzení odezvy mostu na zatížení vlastní tíhou a teplotními účinky.

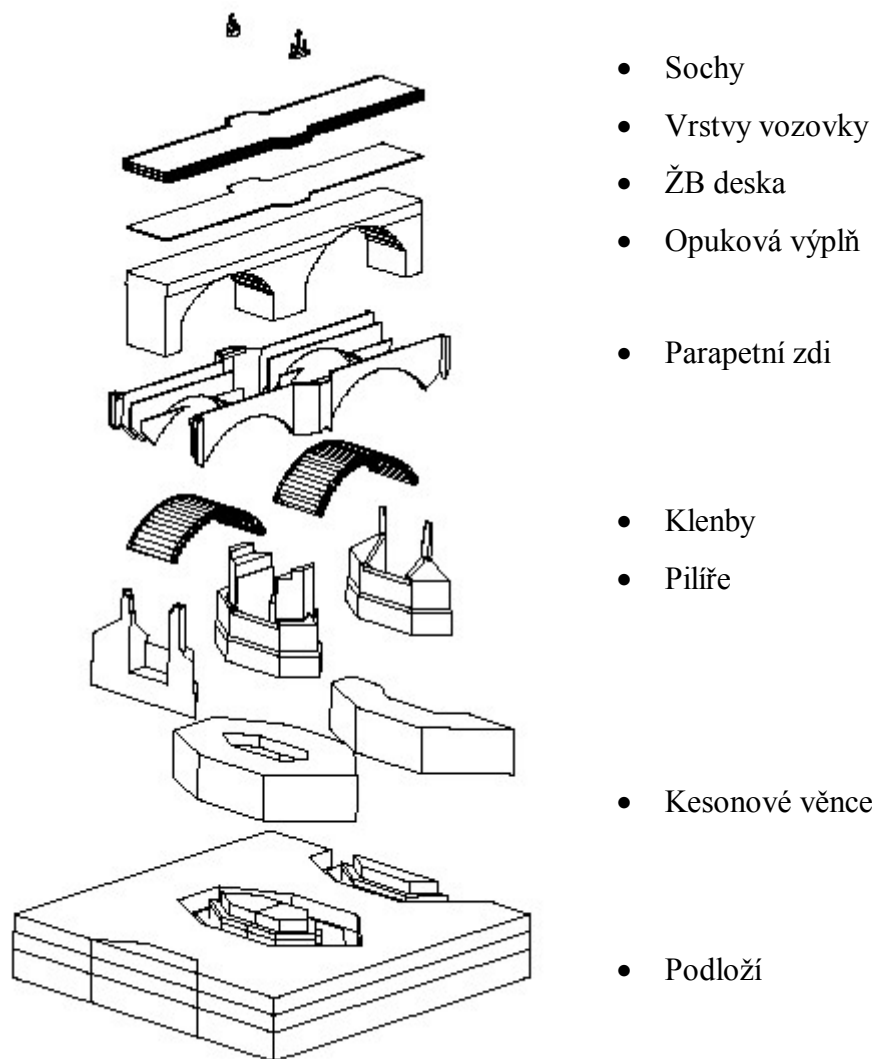


obr. 2.2: Převládající směry hlavních tahů v klenbě Karlova mostu

2.4. Rozčlenění kvazihomogenních celků

Těleso Karlova mostu lze rozdělit na pilíře a klenby. Jak pilíře, tak klenby jsou tvořeny obvodovým pláštěm z pískovcových bloků kladených periodicky v případě kleneb a neperiodicky v případě pilířů a poprsních zdí. Jádro mostu (prostor uvnitř pilířů nebo mezi klenbou a poprsními zdmi) je vyplněno opukovým zdivem na maltu převážně z černého hydraulického vápna. Jádro bylo v 60. letech minulého století injektováno vysokotlakou injektáží (klakáží). Vzniklý tlak tak nepochybně přispěl k dalšímu vývoji trhlin.

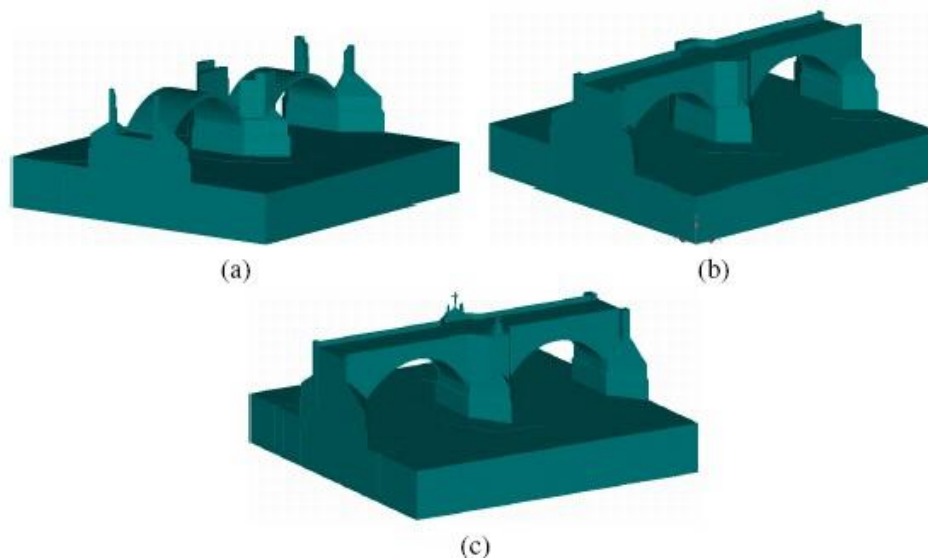
Dlažba vozovky je uložena v betonové mazanině, pod ní je vrstva keramzitbetonu, železobetonová deska a výplňové zdivo. Z důvodu většího množství konstrukčních vrstev výplně mostovky a geometricky odlišného rozložení bloků v obvodovém zdivu pilířů, kleneb a parapetních zdí, byl celý objekt dvou obloukových segmentů rozčleněn do kvazihomogenních celků (obr. 2.3), tak aby bylo možno respektovat jednotlivé fáze budování. Kvazihomogenní celky, které svými mechanickými parametry vystihují odlišné chování jednotlivých materiálů, byly tvořeny také s ohledem na rozložení teplot v konstrukci. Rozložení teploty v konstrukci bylo v předstihu řešeno na 2D příčném řezu nelineárně v závislosti na vlhkosti zdiva programem DELPHIN.



obr. 2.3: Rozčlenění mostu na jednotlivé kvazihomogenní celky

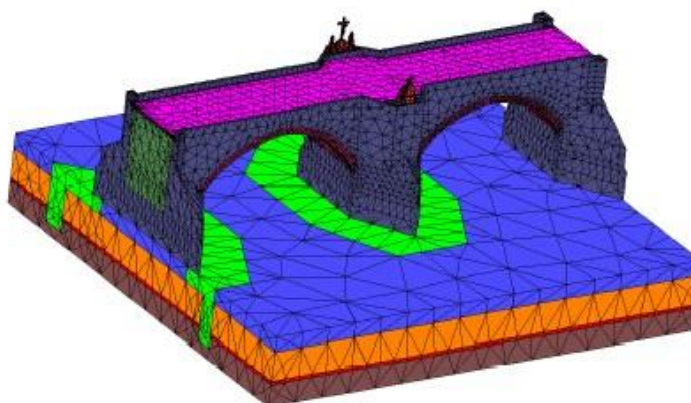
Jedná se o masivní a trhlinkami porušenou konstrukci. Trhliny se objevují již od vlastní tíhy, a proto bylo třeba veškeré výpočty provést důsledně nelineárně. K porovnání se "základním" (lineárním) výpočtem slouží pole trhlin. Lze shrnout, že s lineárním výpočtem vystačíme, pokud je pole trhlin dostatečně malého rozsahu a nezasahuje do hlavních nosných prvků. Důležitějším problémem je stavba výpočtového modelu. Pokud zatížíme most vlastní tíhou jako celek a nebereme v úvahu postup výstavby (jmenovitě fázi odskružení), vyjdou nesmyslné výsledky. Ve vrcholu klenby se objeví tah bez ohledu na to, zda se jedná o lineární či nelineární výpočet. Jelikož podrobné informace o postupu výstavby chybí, předpokládali jsme na doporučení Ing. Tvrzníka, CSc. odskružení v době co nejkratší a uvážili tyto fáze výstavby,

1. fáze - oblouk s pilíři
2. fáze - po odskružení klenby poprsní zdi, tvořící pískovcový obklad mostu, a opukové výplňové zdivo
3. fáze - vrstvy mostovky, vč. železobetonové desky a soch.



obr. 2.4: Modelování postupu výstavby

Z hlediska geometrie je model tvořen jako most o dvou pilířích mezi pilíři 2 a 4. Pilíř 0 je Staroměstská mostecká věž. Model má s ohledem na značné teplotní gradienty jemné dělení na prvky (celkem cca 92000 prvků, 60000 stupňů volnosti), především v pískovcových vrstvách. Pokud je pravdivá hypotéza o co nejrychlejším odskružení, je jistým nedostatkem této varianty vznik nereálných tahových napětí v parapetech od vlastní tíhy nad pilíři, který je důsledkem toho, že parapety jsou zahrnuty již do 2. fáze výstavby. Vzhledem k nedostatku podrobnějších informací o stavbě mostu a k dominantnímu vlivu dalších zatížení však považujeme toto zjednodušení za inženýrsky přijatelné.



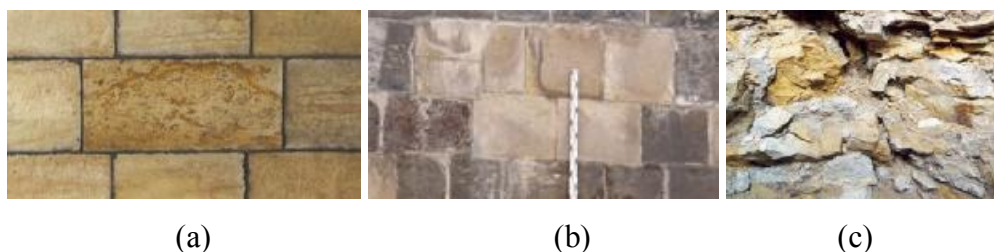
obr. 2.5: MKP model generovaný pre-procesorem programu ANSYS

2.5. Materiálové charakteristiky a simulace na mezoúrovni

Zděné a kamenné konstrukce jsou používány po dlouhá tisíciletí existence lidstva a i v dnešní době jsou stále používány pro svou dostupnost a dobré mechanické vlastnosti. Původně byly konstrukce navrhovány na základě zkušeností, pokusů a omylů, vyplývajících z nedostatku znalostí vlastností a chování zdiva. V současnosti, navzdory velkému pokroku v počítačovém modelování, se navrhování a posuzování zděných a kamenných konstrukcí v běžné praxi provádí na základě určitých zjednodušujících podmínek a vztahů, založených na použití různých koeficientů. Toto lze především připsat heterogenitě zdiva a kamene, sestávajícího ze složek s kvazikřehkými vlastnostmi.

V případě Karlova mostu je konstrukční skladba jednotlivých stavebních prvků také značně heterogenní. Připomeňme však, že použitý 3D materiálový model předpokládá v počátečním stavu homogenní a isotropní materiál. Splnění prvního předpokladu tak vyžadovalo určení efektivních (makroskopických) vlastností kamenného zdiva pomocí tzv. víceúrovňového modelování.

V další části této práce je uvedeno vytvoření periodických buněk (PUC) pro opukové a kamenné zdivo, použité v Karlově mostě, pro numerické simulace na mezoúrovni, z nichž byly odvozeny materiálové charakteristiky jednotlivých makroskopických kvazihomogenních celků. Testována byla sada jednotkových periodických buněk zdiva klenby (obr. 2.6 a), neperiodického zdiva parapetních zdí (obr. 2.6 b) a výplňového zdiva (obr. 2.6 c). V případě neperiodických struktur se při konstrukci periodické buňky využily zkušenosti s konstrukcí obdobných buněk kompozitů s náhodným uspořádáním výztužných prvků [28, 29].



obr. 2.6: a) Reprezentativní objemový vzorek zdiva klenby, b) reprezentativní objemový vzorek zdiva poprsných zdí, c) reprezentativní objemový vzorek výplňového zdiva

Pro zjištění nelineárního chování materiálu je periodická buňka zatěžována řízenou deformací. Kombinací rovnoměrné deformace ve směru x , y a posléze i smyku lze pro daný materiál získat hranici porušení.

Využit byl program ATENA [1], který disponuje celou škálou nelineárních materiálových modelů využitelných k popisu nejen betonu, ale i malty a pískovcových bloků, jejichž chování je betonu velmi podobné. Mechanicko-fyzikální parametry jednotlivých fází na mikroúroveň byly odvozeny z experimentů.

tab. 2.2: Materiálové charakteristiky použité pro model

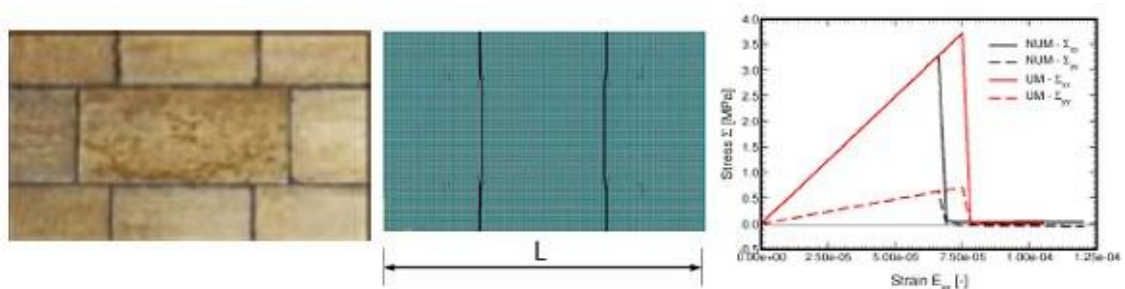
	Materiál	E	n	G _f	f _t	w _d
		GPa		Nm ⁻¹	MPa	m
1	Betonový kesonový věnec	29	0,2	36	1,4	-0,0005
2	Dilatace	1 Pa	0,01			
3	Neperiodické zdivo - pískovec	20,2	0,17	40	0,16	-0,0005
4	Opukové zdivo	10,4	0,17	20	0,16	-0,0005
5	Periodické zdivo - pískovec	20,2	0,15	40	0,16	-0,0005
6	Podkladní vrstva vozovky	22	0,2	36	1,4	
7	Podloží – navětralé břidlice	0,5	0,3			
8	Podloží - štěrkopísky	0,2	0,3			
9	Podloží - zvětralé břidlice	0,15	0,3			
10	Podloží-hrubé šterky	0,4	0,3			
11	Socha - pískovec	20,2	0,2			
13	ŽB deska	27,5	0,2	36	1,6	

Makroskopická lomová energie byla určena z pracovního diagramu, popisujícího závislost mezi makroskopickou deformací a makroskopickým napětím jako plocha pod tímto diagramem vynásobená délkou (resp. šířkou) periodické buňky (analogie s modelem roztroušených trhlin zabudovaným v programu ATENA 3D [1]). Tyto hodnoty byly však s ohledem na experimentální výsledky prováděných v Kloknerově ústavu týmem Doc. Boušky redukovány. Ortotropní charakter odezvy zděných konstrukcí byl vzat v úvahu určitým zprůměrováním makroskopických veličin získaných z numerických zatěžovacích zkoušek v hlavních směrech ortotropie s přihlédnutím k faktům uváděných v literatuře. V modelu použité charakteristiky jsou shrnuty v tab. 2.2.

Tato sekce je rozdělena do následujících částí: V sekci 2.5.1 je ukázáno získání materiálových parametrů pro pravidelné zdivo, v sekci 2.5.2 pro zdivo opukové. Implementace výpočetních postupů v rámci komerčních programů jako je ATENA je popsáno v sekci 2.5.3.

2.5.1 Pravidelné zdivo

Zdivo je heterogenní materiál, který je při modelování na makroskopické úrovni vhodné uvažovat pro zjednodušení výpočtů jako homogenní. Vliv struktury materiálu na makroskopické chování může být zkoumán při použití modelů na mezoskopické úrovni. Tzv. *dvouúrovňová analýza* konstrukce zahrnuje modelování na mezoskopické a makroskopické úrovni [6]. Periodické buňky jsou vytvořeny pro modelování výpočtů na mezostrukturální či mezoskopické úrovni. Předpokládá se o nich, že se periodicky opakují ve všech směrech zvolených souřadnicových os.



obr. 2.7: Analýza periodické buňky: a) Model periodické buňky, b) Rozložení trhlin při úplném porušení, c) Makroskopický pracovní diagram

Na mezoúrovni model respektuje kvazikřehké vlastnosti jak kamene, tak i malty. Kvazikřehkost se vyznačuje tzv. deformačním změkčením, které je charakterizováno snížením mechanického odporu při spojitém nárůstu deformace. Tato vlastnost je připisována heterogenitě materiálu – výskyt různých fází a vad (např. trhliny, dutiny). Počáteční napětí a trhliny, stejně tak kolísání vnitřních tuhostí a pevností, způsobuje postupný rozvoj trhlin při zatížení vzorku vzrůstající deformací. V první fázi jsou mikrotrhliny stabilní (rostou pouze se vzrůstajícím zatížením), avšak při zatížení blízkému vrcholové pevnosti se začínají vytvářet makroskopické (magistrální) trhliny. Při zatěžování vzorku řízenou deformací růst magistrální trhliny má za následek změkčení a lokalizaci porušení trhlinami do malé oblasti, zatímco zbytek vzorku je odlehčen [13].

Výsledkem mezostrukturálních počítačových simulací jsou zatěžovací dráhy, vyjadřující nelineární závislost efektivních (průměrných, makroskopických) napětí Σ_{ij} na efektivních (průměrných) poměrných deformacích E_{ij} . Z nich lze pak sestavit hranice porušení. Tyto dráhy a s jejich pomocí získané hranice porušení slouží jako podklad pro makroskopickou úroveň k 3D nelineární analýze konstrukce jako celku.

Velikost lomové energie pro počítaný materiál může být odvozena následujícím způsobem. Předpokládejme, že PUC je zatížena složkou E_{xx} rovnoměrného makroskopického napětí \underline{E} způsobující typický model poškození na mezi únosnosti. Pokud bereme v úvahu jednorozměrný problém (zanedbávající Poissonův efekt), tak makroskopický posun U dostáváme:

$$U = E_{xx} \cdot L, \quad (1)$$

kde L je šířka periodické buňky (PUC) kolmá k orientaci trhlin (obr. 2.7b) a E_{xx} je rovnoměrné napětí. Použitím modelu rozetřených trhlin se může celkové napětí E_{xx} rozdělit na pružnou a flukтуаční složku

$$E_{xx} = E_{xx}^{el} + E_{xx}^c = \frac{\Sigma_{xx}}{\bar{E}} + E_{xx}^c, \quad (2)$$

kde Σ_{xx} je odpovídající makroskopický tlak a \bar{E} je makroskopický homogenizovaný Youngův modul pružnosti. Další rovnice představuje rozetřenou vzdálenost h neboli prodloužení při kolapsu

$$E_{xx}^c = \frac{W^c}{h}, \quad (3)$$

kde W^c představuje mezní makroskopické otevření trhlin. Spojením rovnic (1) a (2) dostaneme

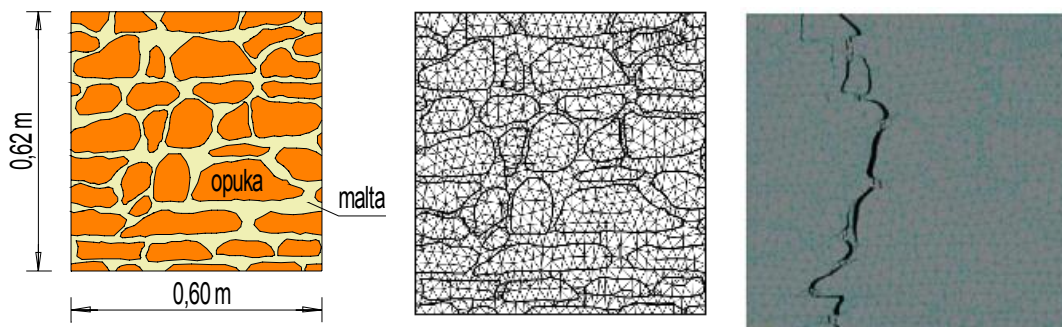
$$h = L. \quad (4)$$

Standardní definice makroskopické lomové energie G_f je celková plocha pod grafem $E_{xx} - \Sigma_{xx}$ (obr. 2.7c) vztažená na šířku lokalizačního pásu L

$$G_F^x = \int_0^{W^c} \Sigma_{xx} dW^c = \int_0^{f_t} (E_{xx} - E_{xx}^{el}) L d\Sigma_{xx} = L \int_0^{E_{xx}^{\max}} \Sigma_{xx} dE_{xx}. \quad (5)$$

2.5.2 Nepravidelné (opukové) zdivo

Analýza opukového zdiva byla provedena obdobným způsobem jako analýza pravidelné PUC z lomového kamene. Příklad mezoskopické periodické buňky je uveden na obr. 2.8a. Tento vzorek byl použit pro tlakovou zkoušku provedenou v Kloknerově ústavu. Tloušťka buňky je uvažována stejná jako tělesa pro experiment (150 mm). Na (obr. 2.8b) je pro ni sestrojena síť konečných prvků (trojúhelníková).



obr. 2.8: a) Mezoskopická periodická buňka pro opukové zdivo. b) Síť konečných prvků pro mezoskopickou buňku z opukového zdiva c) Rozdělení trhlin při úplném porušení pro opukové zdivo

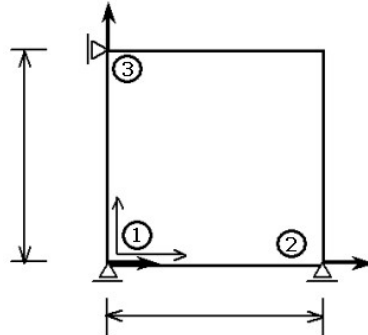
Obecná rovnice vhodnější pro komplikovanější modely trhlin (např. opukové zdivo) je

$$G_F^x = \frac{\int P(u) du}{A_{crack}} = \frac{B H \int_0^{E_{xx}^{\max}} \Sigma_{xx} d(E_{xx} \cdot L)}{a B} = \frac{LH}{a} \int_0^{E_{xx}^{\max}} \Sigma_{xx} dE_{xx}, \quad (6)$$

kde a představuje celkovou délku vnitřních povrchů bez napětí.

2.5.3 Základní vztahy pro konstrukci periodické buňky (PUC)

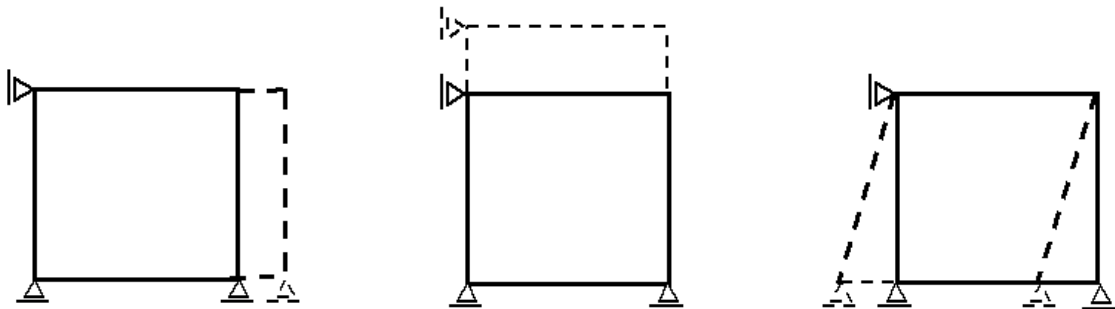
Pro PUC schematicky znázorněnou na obr. 2.8a, resp. obr. 2.8b, zavedeme staticky určité podepření v uzlech 1, 2, 3 podle obr. 2.9.



obr. 2.9: PUC v soustavě souřadnic

Nechť E_{xx} , E_{yy} , $2E_{xy}$ jsou inženýrské makroskopické poměrné deformace představující zprůměrované hodnoty skutečných inženýrských deformací ε_{xx} , ε_{yy} , $2\varepsilon_{xy}$ a Σ_{xx} , Σ_{yy} , Σ_{xy} jsou makroskopická napětí představující zprůměrované hodnoty skutečných napětí s_x , s_y , t_{xy} .

Na obr. 2.10 jsou rozkresleny jednotlivé deformační stavy, ze kterých vyjádříme makroskopické posuny



obr. 2.10: Základní deformační stavy (displacement control)

Dle obr. 2.10 lze zapsat makroskopické posuny jako:

$$\begin{Bmatrix} U(x, y) \\ V(x, y) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} x & 0 & y-h \\ 0 & y & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} E_{xx} \\ E_{yy} \\ 2E_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Deformace a uzlové posuny jsou svázány vztahy:

$$\begin{Bmatrix} E_{xx} \\ E_{yy} \\ 2E_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l} & \frac{1}{l} & 0 \\ -\frac{1}{h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{h} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ V_3 \end{Bmatrix}, \quad (8)$$

neboli

$$\mathbf{E} = \mathbf{Bd} . \quad (9)$$

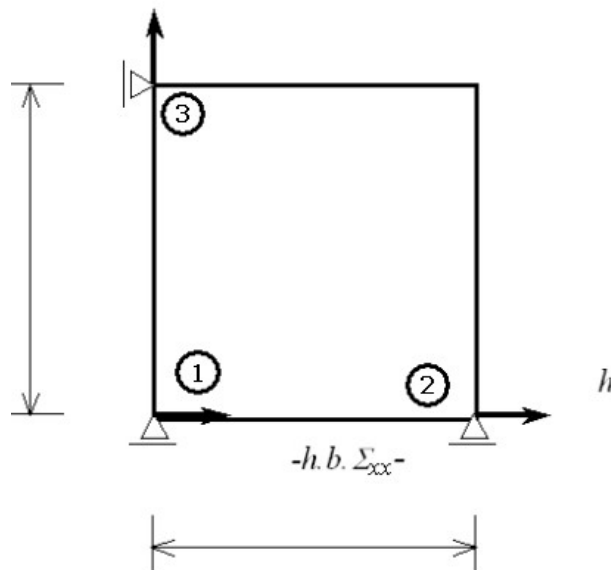
Vektoru uzlových posunů $\mathbf{d} = \{U_1, U_2, V_3\}^T$ odpovídá vektor uzlových sil $\mathbf{f} = \{F_{x1}, F_{x2}, F_{y3}\}^T$ působících v uzlech 1, 2, 3. Podobně vektoru makroskopické poměrné deformace $\mathbf{E} = \{E_{xx}, E_{yy}, E_{xy}\}^T$ odpovídá vektor makroskopických napětí $\mathbf{\Sigma} = \{\Sigma_{xx}, \Sigma_{yy}, \Sigma_{xy}\}^T$. Makroskopická napětí a uzlové síly jsou svázány principem virtuálních posunutí [6]. Odtud

$$\mathbf{f} = \mathbf{B}^T \mathbf{\Sigma} lhb , \quad (10)$$

neboli

$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{x2} \\ F_{y3} \end{Bmatrix} = b \cdot \begin{bmatrix} -h & 0 & -l \\ h & 0 & 0 \\ 0 & l & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Sigma_{xx} \\ \Sigma_{yy} \\ \Sigma_{xy} \end{Bmatrix} . \quad (11)$$

Přřazení sil k napětím je znázorněno na obr. 2.11.



obr. 2.11: Zavedení uzlových sil (stress control)

Popsaným způsobem se zatěžuje PUC silami při testech řízených napětími (stress control). Analogicky lze PUC zatěžovat uzlovými posuny (displacement control). Inverzí v rovnici (8) vyloučíme závislost

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ V_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -h \\ l & 0 & -h \\ 0 & h & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} E_{xx} \\ E_{yy} \\ 2E_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (12)$$

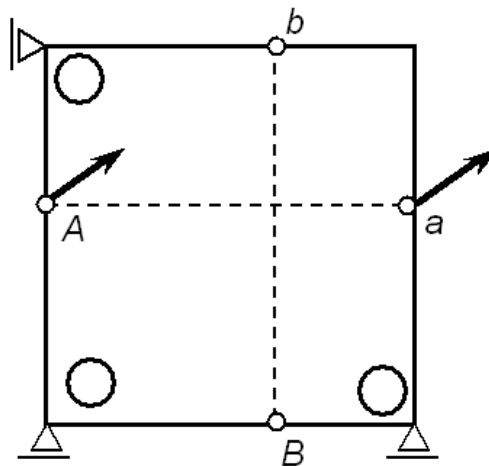
Dosažením vztahu (8) do (7) dostaneme makroskopické posuny U, V vyjádřené lineární interpolací uzlových posunů U_1, U_2, V_3 takto:

$$\begin{Bmatrix} U(x, y) \\ V(x, y) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{l} - \frac{y}{h} & \frac{x}{l} & 0 \\ -\frac{l}{h} & \frac{y}{h} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ V_3 \end{Bmatrix}. \quad (13)$$

Zbývá formulovat okrajové podmínky zajišťující periodicitu PUC. Za tím účelem vyjádříme posuny u a v jako součet posunů vyvolaných polem makroskopických deformací a posunů flukтуаčních u^*, v^* , vystihující vliv heterogenity materiálové struktury. Kombinací vztahů (12) a (13) dostáváme

$$\begin{aligned} u(x, y) &= E_{xx}x - (h-y)(2E_{xy}) + u^*(x, y), \\ v(x, y) &= E_{yy}y + v^*(x, y). \end{aligned} \quad (14)$$

S ohledem na strukturu programu ATENA 2D [1] rozdělíme hraniční uzly do dvou skupin (obr. 2.12).



obr. 2.12: Podmínky periodicity

Uzly typu A, B označíme jako „master“. Uzly typu a, b označíme jako „slave“. Předpokládejme, že odpovídající si uzly a, A mají stejnou souřadnici y (uzel a bychom

mohli považovat za uzel A pro PUC vpravo od buňky vyšetřované). V takovém případě budou vektory flukтуаčních posunů u_a^* a u_A^* identické. Totéž platí pro flukтуаční posuny v uzlech b a B .

Program ATENA [1] umožňuje vyjádřit posuny v uzlech „slave“ jako lineární kombinace posunů v uzlech „master“ a v uzlech 1, 2, 3, kde posuny předepisujeme. S využitím (14) tedy platí ve směru x

$$\begin{aligned} u_a &= E_{xx}l - (h-y)(2E_{xy}) + u_a^*, \\ u_A &= - (h-y)(2E_{xy}) + u_A^*. \end{aligned} \quad (15)$$

Odečtením obou rovnic vyplyne (s uvážením rovnosti $u_a^* = u_A^*$)

$$u_a = E_{xx}l + u_A. \quad (16)$$

Podobně ve směru y vychází

$$v_a = v_A. \quad (17)$$

Stejná vazba je ovšem i mezi uzly 1 a 2, v nichž posuny předepisujeme. Můžeme tedy psát

$$\begin{aligned} u_a - u_A &= u_2 - u_1 \quad \text{P} \quad u_a = u_A + u_2 - u_1, \\ v_a - v_A &= v_2 - v_1 \Rightarrow v_a = v_A + v_2 - v_1 = v_A. \end{aligned} \quad (18)$$

V uzlu b snadno najdeme analogické vztahy

$$\begin{aligned} u_b &= u_B + u_3 - u_1 = u_B - u_1, \\ v_b &= v_B + v_3 - v_1 = v_B + v_3, \end{aligned} \quad (19)$$

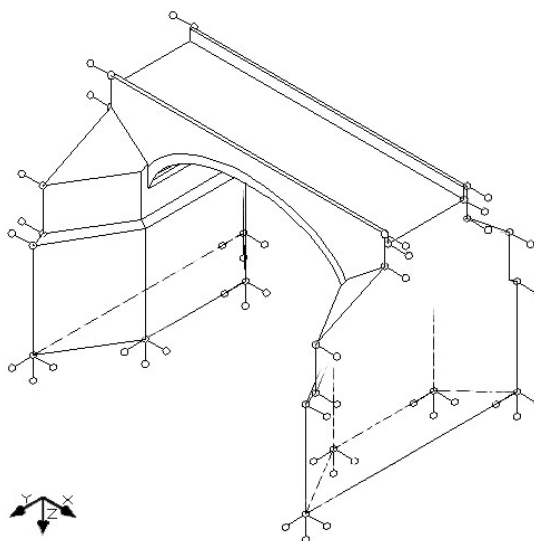
V testech typu „*displacement control*“ jsou posuny v uzlech 1, 2, 3 vyjádřeny makroskopickými deformacemi pomocí (12). V testech typu „*stress control*“ v uzlech 1, 2, 3 předepisujeme síly a z hlediska podmínek periodicity (18) a (19) na ně nahlížíme jako na uzly typu „master“.

2.6. Numerická analýza obloukového segmentu na makroúrovni

Nelineární výpočet makroskopického segmentu byl proveden programem ATENAWin. Za materiálový model vystihující chování reálné konstrukce na makroúrovni byl zvolen model CC3Dcementitious (kap. 2.8.2). Síť konečných prvků byla generována dvěma pre-procesory. V první fázi byl nasazen generátor GID, kterým ale nebylo možno vygenerovat dostatečně vhodnou síť v oblastech (míněno makroelementech) s velkými rozměrovými rozdíly. K tvorbě sítě byl tedy nakonec použit pre-procesor programu ANSYS (obr. 2.5) s velmi výkonnými generátory.

2.7. Okrajové podmínky a zatížení

Vnější kinematické okrajové podmínky (obr. 2.13) aplikované na jednom obloukovém segmentu mostu byly zvoleny tak, aby odpovídaly co nejlépe reálnému chování celé konstrukce. Obě podstavy mostních pilířů byly vzhledem k jejich založení pevně vetknuty a boční čela modelu, kolmá na podélnou osu mostu byla vzhledem k symetrii sousedních oblouků vetknuta posuvně.



obr. 2.13: Kinematické okrajové podmínky

Zatížení konstrukce bylo zvoleno s ohledem na vnější klimatické a provozní vlivy. Dnes, kdy je most zatěžován již pouze běžným provozním zatížením, se stává hlavním zatížením vlastní tíha konstrukce a oteplování, popřípadě ochlazování povrchu objektu, zapříčiňující odpovídající objemové změny.

Most je opakovaně podrobován extrémním tlakům vodních proudů Vltavy ve spojení s případným podemláním podzákladí pilířů. Podrobnostmi tohoto problému se zabývá [3].

Výpočet obsahoval celkem 20 zatěžovacích stavů (vlastní tíha, teplota v letním a zimním období, tlak běžné a zvýšené vody, tlak vody při povodni, různé druhy nárazu remorkéru a ledových ker a několika druhů užitných zatížení). Z jednotlivých zatěžovacích stavů bylo následně vytvořeno 13 kombinací, které pak byly použity pro vlastní výpočet. Součinitele zatížení I kombinace byly voleny v souladu s normou zatížení ČSN 730035, přičemž byla vzata v úvahu pravděpodobnost současného

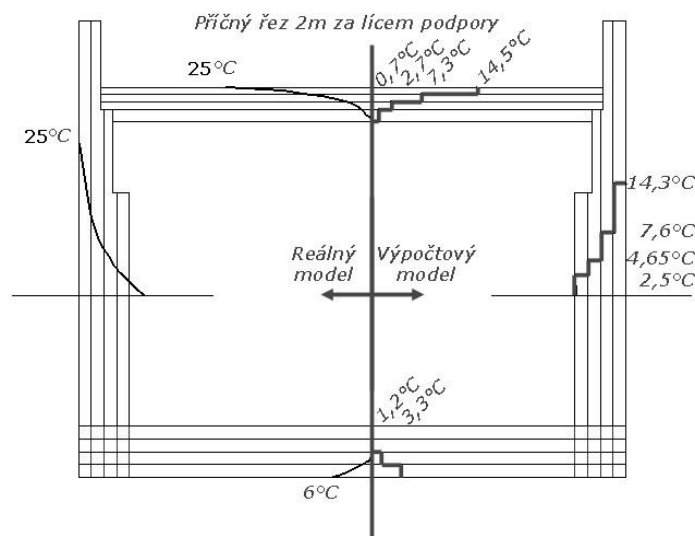
výskytu zatěžovacích stavů uvažovaných pro dané kombinace. Pro zde prezentovanou kombinaci zatížení byly použity zatěžovací stavy a součinitele dle tab. 2.3.

tab. 2.3: Zatěžovací stavy a součinitel zatížení

Název zatěžovacího stavu	Jednotka	Charakter	γ	ψ
Okrajové podmínky (Constraints)	[m]	Stálé	1,0	1,0
Vlastní tíha, 1. fáze	[Nm ⁻³]	Stálé	0,9	1,0
Vlastní tíha, 2. fáze	[Nm ⁻³]	Stálé	0,9	1,0
Vlastní tíha, 3. fáze	[Nm ⁻³]	Stálé	0,9	1,0
Teplota v letním období	[K]	Nahodilé	1,0	0,6
Teplota v zimním období	[K]	Nahodilé	1,0	0,6
Tlak běžné hladiny vody	[Pa]	Nahodilé	1,4	1,0

2.7.1 Zatížení teplotou

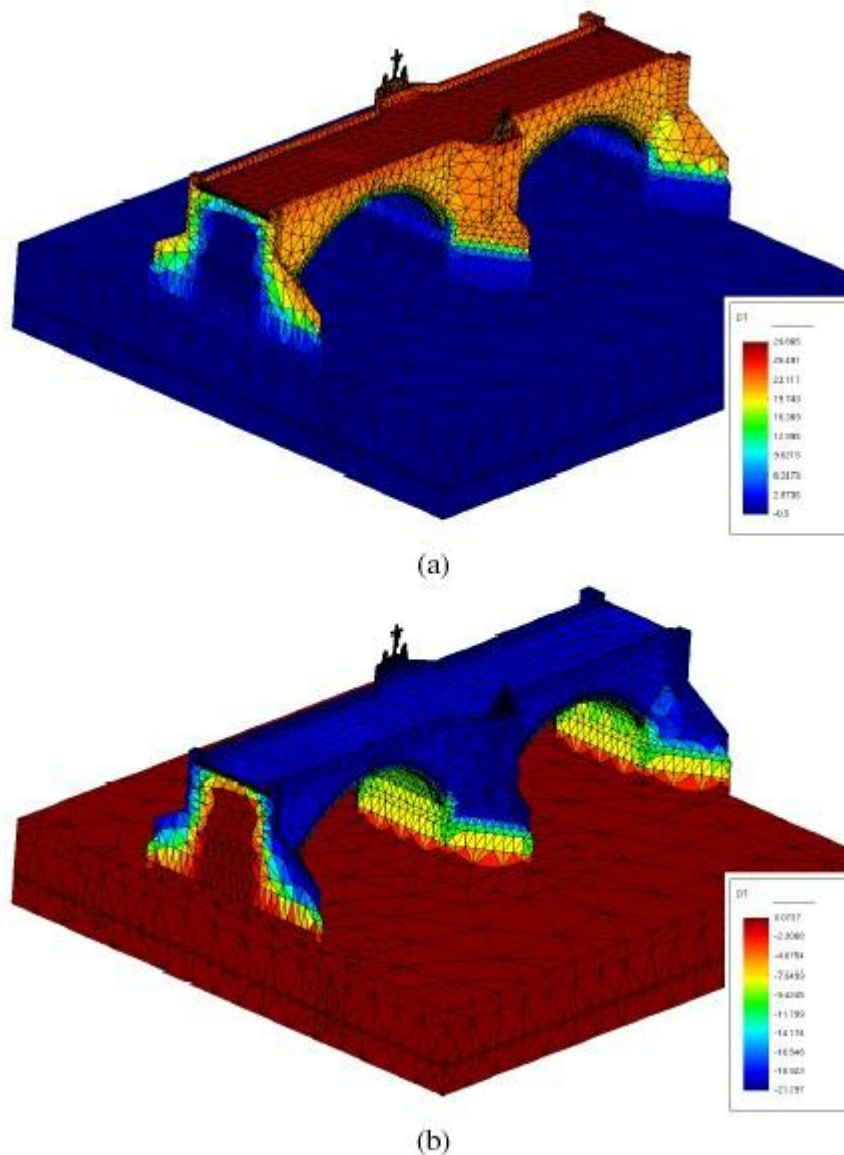
Zatížení teplotou se mělo nejdříve aplikovat diskrétně do jednotlivých vrstev klenby a poprsních zdí s ohledem na jeho skutečné průběhy (obr. 2.14).



obr. 2.14: Rozložení teplotních změn v konstrukci

V obecném případě by pro určení velikosti a prostorového rozložení teplotních změn bylo nutné provést řešení sdružené úlohy nestacionárního vedení tepla a vlhkosti s nelineárními materiálovými charakteristikami na segmentu mostu se zahrnutím slunečního záření a přestupu tepla prouděním. To je však vzhledem k rozsahu řešené úlohy nereálné, a proto byl výpočet založen na extrapolaci dvojrozměrných průběhů

teplot určených pomocí konečněobjemového programu DELPHIN, který poskytuje nástroje pro realistické modelování sdružených transportních jevů, a s ohledem na výsledky měření pro další detaily. Z těchto hodnot měly být určeny teploty na povrchu mostu a ve vnitřku výplně klenby pro nejnepríznivější letní a zimní období a zadány po částech konstantně pro každý kvazihomogenní celek. To by však vyžadovalo nepřiměřeně jemné rozdělení jednotlivých celků, čímž by se rapidně zvedl jejich počet a přehlednost zadávání dat, a proto byly tyto hodnoty využity jako vstupní parametry pro okrajové podmínky pro řešení stacionární úlohy obloukového segmentu pro 3D vedení tepla s materiálovými charakteristikami v programu ANSYS. Výsledkem bylo rozložení teploty v každém materiálovém bodě (uzlu) trojrozměrné konstrukce. Výsledné rozložení teplotních změn je shrnuto na obr. 2.15.



obr. 2.15: Zatížení změnou teploty (ANSYS). (a) Letní období, (b) Zimní období

2.7.2 Zatížení hydrostatickým tlakem vody

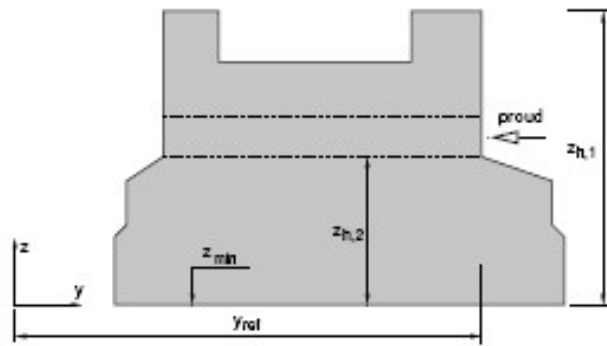
Intenzita hydrostatického tlaku působící v bodu $x = (x, y, z)$ řešeného segmentu mostu je určena dle vztahu:

$$p_s(x) = h(x) \rho_w g, \quad (20)$$

kde ρ_w je objemová hmotnost vody a g je gravitační zrychlení. Hydrostatická výška h je definována vztahem:

$$h(x) = \max(0; z_{\min} + z_{h,1} - z) \text{ pro } y > y_{\text{ref}} - \epsilon, \quad (21)$$

kde parametry y_{ref} , $z_{h,1}$ jsou definovány na obr. 2.16, z_{\min} je minimální souřadnice ze všech uzlů povrchové sítě a tolerance ϵ je uvažována hodnotou 10^{-10} .

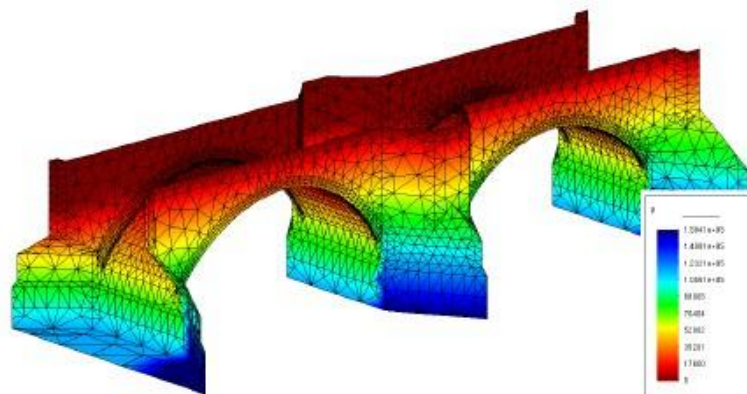


obr. 2.16: Parametry pro výpočet hydrostatického tlaku

Hydrostatický tlak byl zaveden do výpočtu následujícím způsobem. V prvním kroku byla určena velikost hydrostatického tlaku p_s podle vztahu (20) pro všechny vrcholy V . Ekvivalentní uzlová síla F_s pro vrchol V je určena podle vztahu:

$$F_s(V) = 1/3 p_s(V) \sum_i A(T_i) n_{T_i}, \quad (22)$$

kde sumace probíhá přes všechny trojúhelníky T_i sousedícími s uzlem V , $A(T_i)$ je plocha trojúhelníka T_i a n_{T_i} je vnitřní normála trojúhelníku T_i (obr. 2.17).



obr. 2.17: Příklad rozložení hydrostatického tlaku vody

2.8. Použité materiálové modely v programu ATENA

V této části jsou popsány dva materiálové modely, které byly použity pro výpočty. Jedná se o konstitutivní materiálové modely SBETA a 3DCementitious.

2.8.1 Materiálový model SBETA

Pro simulace zdiva, kamene či betonu je používán počítačový materiálový model SBETA, definovaný v programu ATENA [1].

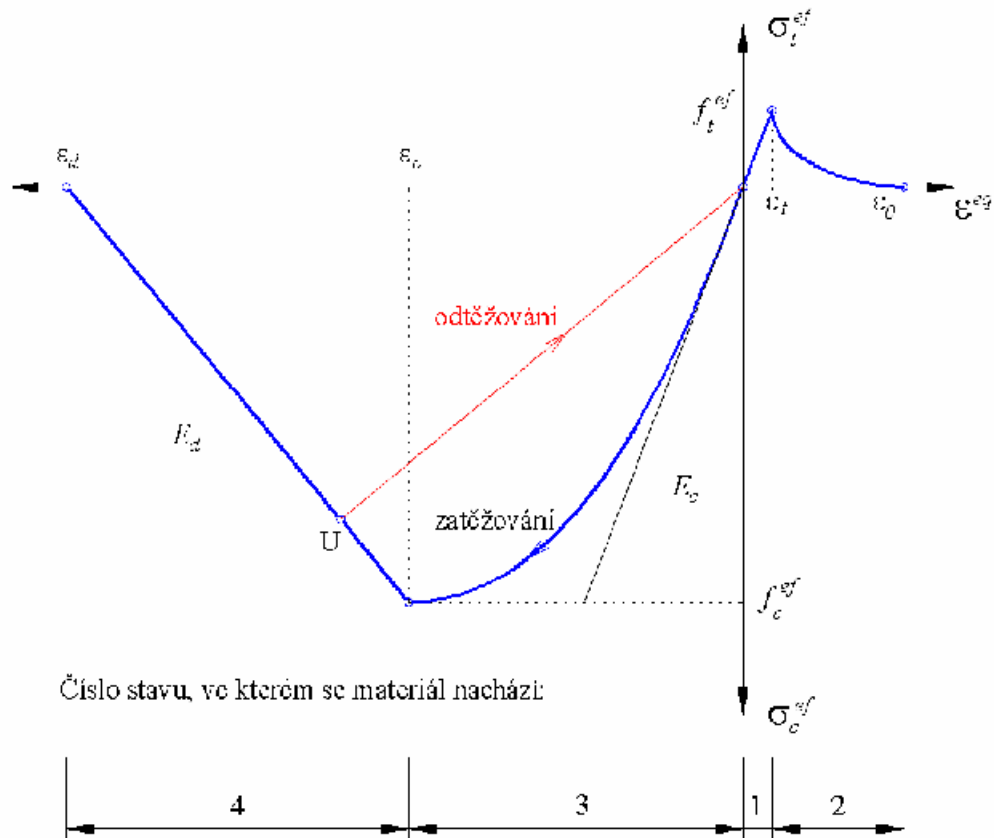
Materiálové vlastnosti definované pro materiálový bod jsou platné v jistém materiálovém objemu (smeared approach), který je v tomto případě spojen s celým konečným prvkem.

Účinky chování materiálu, které zahrnuje tento materiálový model, jsou:

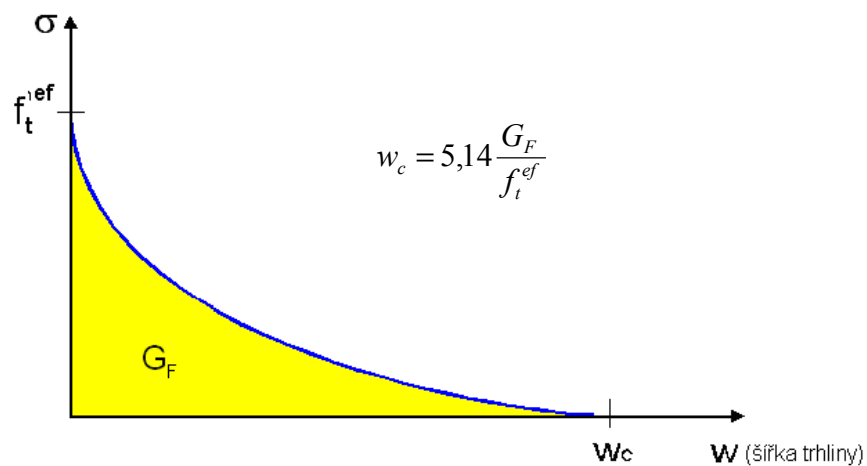
- Nelineární chování při stlačení, zahrnující zpevnění a změkčení.
- Porušení v tahu, založené na nelineární lomové mechanice.
- Kritérium dvouosého porušení.
- Redukce pevnosti v tlaku, po porušení materiálu trhlinami, ve směru rovnoběžném s trhlinami.
- Tahové zpevnění betonu porušeného trhlinami – zpevnění neporušeným materiálem nebo ne plně otevřenými trhlinami.
- Redukce smykové tuhosti po porušení materiálu trhlinami – modul ve smyku je redukován se vzrůstajícím napětím, kolmého k trhlíně.
- Dva modely rozetřených trhlín:
 - a) Fixovaný směr trhlín.
 - b) Rotovaný směr trhlín.

Pro popsání dvouosého chování materiálu je použito tzv. efektivní napětí s_c^{ef} (ve většině případů je rovno hlavnímu napětí) a ekvivalentní jednoosá poměrná deformace e^{eq} . Graf, znázorňující závislost napětí na poměrné deformaci, je vykreslen na obr. 2.18.

Vzestupná větev diagramu na obr. 2.18 pro tlačенý materiál je uvažována nelineární (blíže viz [1]). Změkčení v tlaku je popsáno jako lineárně klesající pomocí modelu založeného na disipaci energie – tlakové porušení je lokalizováno do roviny kolmé ke směru tlakového hlavního napětí. Všechny posuny a disipace energie po dosažení vrcholové pevnosti se odehrávají v této rovině. Tahové chování neporušeného materiálu je uvažováno lineárně elastické, po porušení trhlinami je předpokládáno změkčení probíhající po exponenciální křivce (obr. 2.19).



obr. 2.18: Diagram závislosti napětí na poměrném přetvoření pro jednoosou napjatost

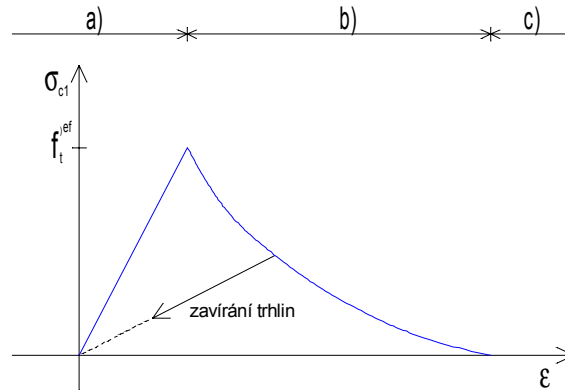


obr. 2.19: Otevírání trhlin po dosažení efektivní tahové pevnosti f_t^{ef} pro model SBETA

Na obr. 2.19 označuje w_c otevření trhliny při úplném uvolnění napětí. G_F je lomová energie potřebná na vytvoření volné jednotkové plochy trhliny (bez napětí).

Proces vzniku trhlin lze rozdělit do tří stádií (obr. 2.20):

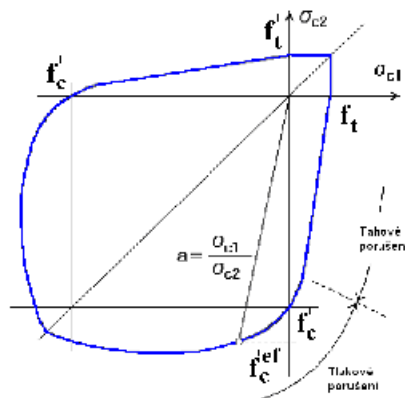
- Stadium bez trhlin – před dosažením meze pevnosti v tahu.
- Vznik trhliny za současného poklesu napětí.
- Nulové napětí, pokračuje otevírání trhliny – materiál porušený trhlinami.



obr. 2.20: Stadia vzniku trhliny

Plocha pod grafem znázorněným na obr. 2.20 je lomová energie (G_F) vztážená na šířku lokalizačního pásu. Sestupná větev odpovídá energii v hustě disipovaných mikrotrhlinách, vzestupná větev energii uvolněné v materiálu mezi mikrotrhlinami [6].

Na následujícím obr. 2.21 je hranice porušení pro dvousé namáhání, kde hlavní napětí jsou označena σ_{c1} , σ_{c2} a f'_c vyjadřuje jednoosou pevnost v tlaku zkoušenou na válcích.



obr. 2.21: Kritérium dvousého porušení pro model SBETA

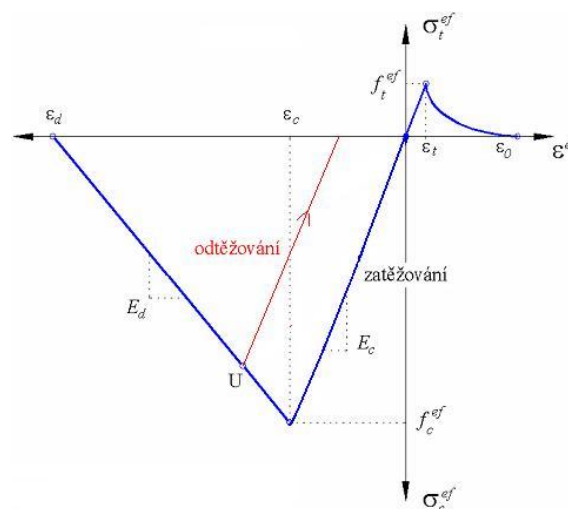
Při použití materiálového modelu SBETA konečné prvky vykazují jev, označovaný jako *zamknutí* (locking), tj. nejsou schopny dosáhnout úplné relaxace napětí při plném porušení. V programu ATENA se zamknutí projevuje tak, že jeden nebo více prvků na konci plně otevřené trhliny stále přenáší napětí. Řešením je ukončit pracovní diagram v okamžiku vytvoření plně otevřené trhliny přes celý vzorek. V našich

příkladech je proto použit materiálový model s rotovanými trhlinami, umožňující snadnější grafické nalezení posledního výpočtového kroku. Výsledky modelů s rotovanými nebo fixovanými trhlinami se lišily velmi málo, proto zvolený model trhlin nemá výrazný vliv na výsledné charakteristiky. Tento model byl použit pro výpočet periodických buněk (PUC) ve výpočtu Karlova mostu a ve všech ostatních příkladech nelineárních výpočtů: Železobetonový most ve Švédsku (kap. 3), Pravděpodobnostní odhady globálního součinitele bezpečnosti (kap. 4)

2.8.2 Materiálový model 3DCementitious

Křehkoplastický materiálový model CC3DCementitious je také vhodný pro popis chování kvazikřehkých materiálu jako je např. kámen a beton. Předpokládá lineární průběh pracovního diagramu až do dosažení meze porušení, a to jak v tlakovém tak v tahovém oboru napětí (obr. 2.22). Změkčení v tlaku je lineární a naopak v tahu nelineární. Model kombinuje konstitutivní modely pro tažené (lomové) a tlačené (plastické) chování konstrukce.

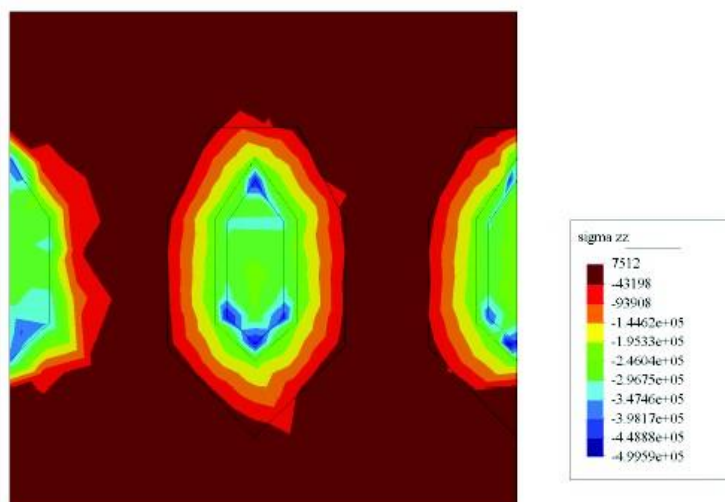
Lomový model je založený na klasické ortotropní formulaci rozetřených trhlin v lokalizované zóně. Tlakové (smykové) chování betonu je řízeno obdobně jako v případě konstitutivního modelu SBETA (kap. 2.8.1) Podmínkou plasticity dle Menétrey-Willam nebo Drucker-Prager [22]. Dalším rozdílem obou popisovaných modelů je tvar odtěžovací větve v tlačném oboru. Materiál CC3DCementitious využívá plastické odtížení narozdíl od materiálu SBETA, který odtěžuje bez trvalé deformace, tj. s návratem vždy do nulové hodnoty napětí a deformace. Tento model je použit v makroskopickém výpočtu Karlova mostu (viz. kap. 2).



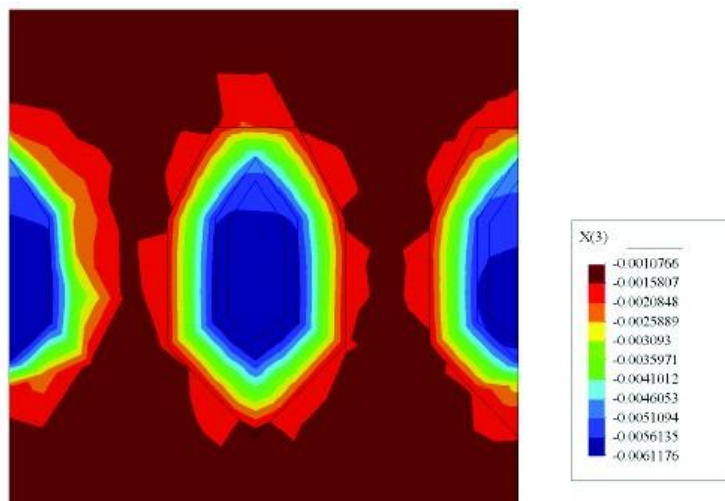
obr. 2.22: Zpevnění a změkčení v tlaku materiálového modelu 3DCementitious

2.9. Odezva prověřovaného segmentu

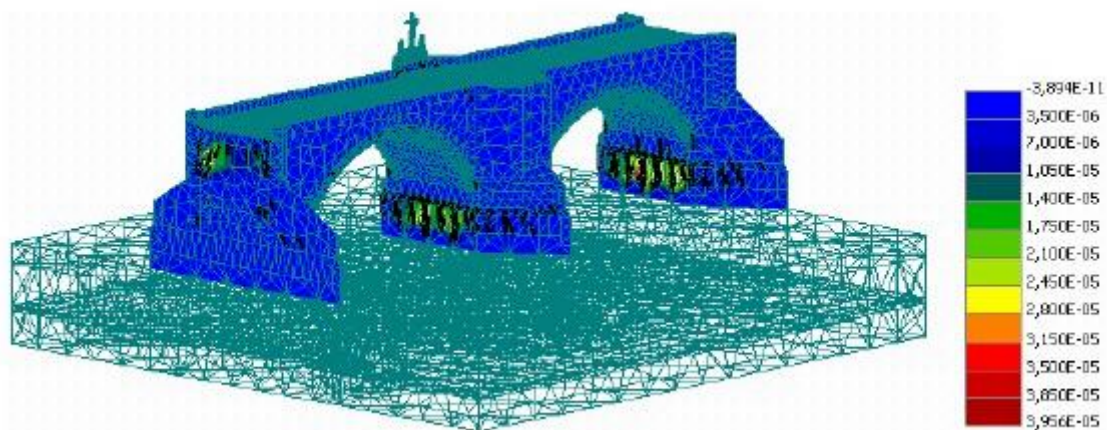
Na obr. 2.23 a obr. 2.24 je vidět svislé kontaktní napětí a svislý posun v základové spáře, které vznikne zatížením mostu vlastní tíhou. Je vidět, že síla od mostu způsobuje relativně značné tlaky v základové spáře. Základová zemina je navíc postupem času erodována od protékající vody.



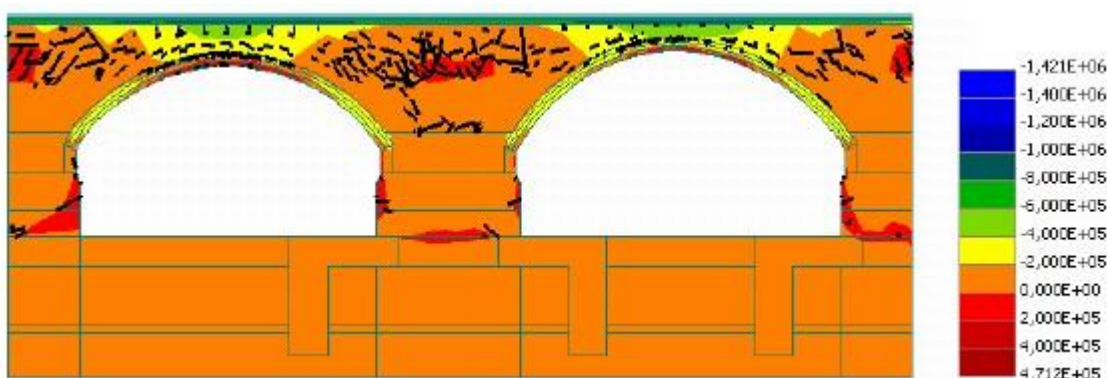
obr. 2.23: Svislé kontaktní napětí v základové spáře S_{zz}



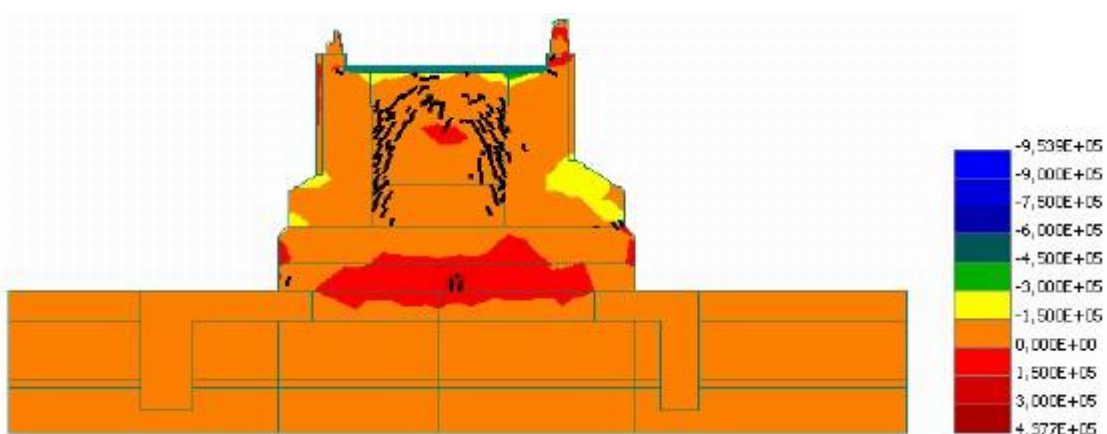
obr. 2.24: Svislý posun základové spáry U_z



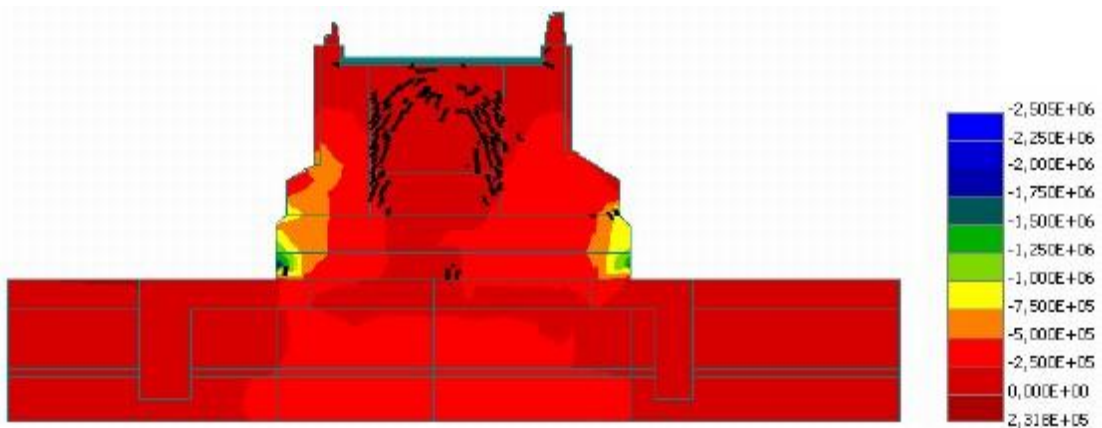
obr. 2.25: Vývoj a rozložení kohezních trhlin v závislosti na míře rozevření - CODI



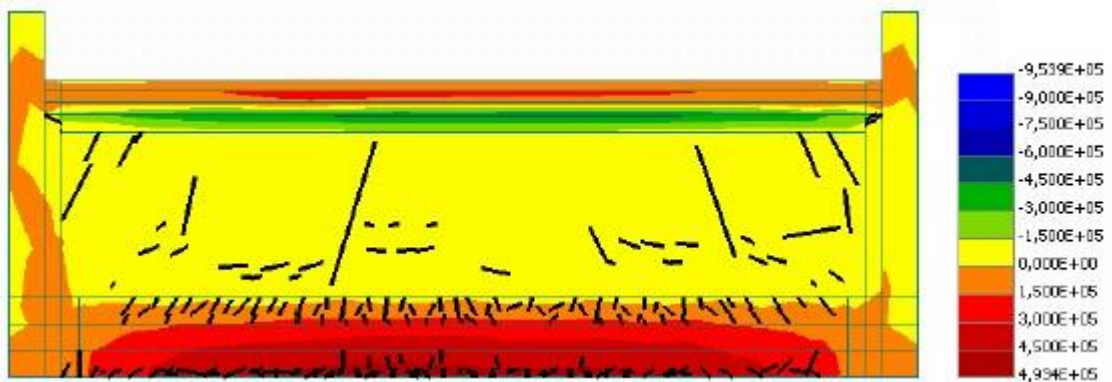
obr. 2.26: Podélný řez vedený středem mostu - Distribuce podélného normálového napětí ve směru globální osy X - S_{xx}



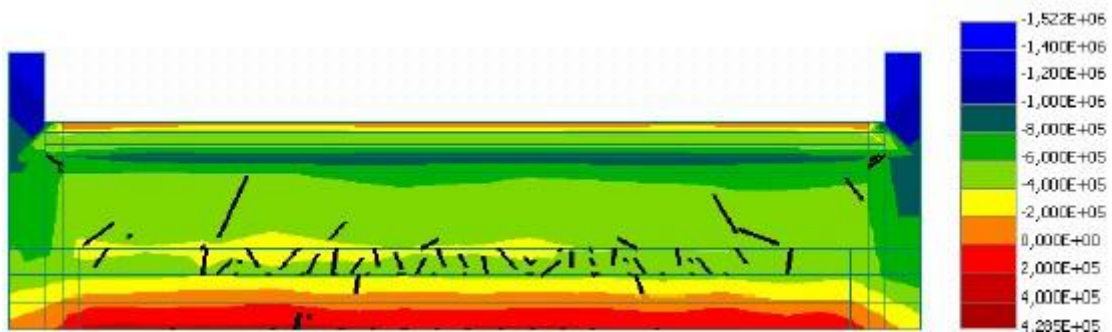
obr. 2.27: Příčný řez vedený středem pilíře - Distribuce příčného normálového napětí ve směru globální osy Y - S_{yy}



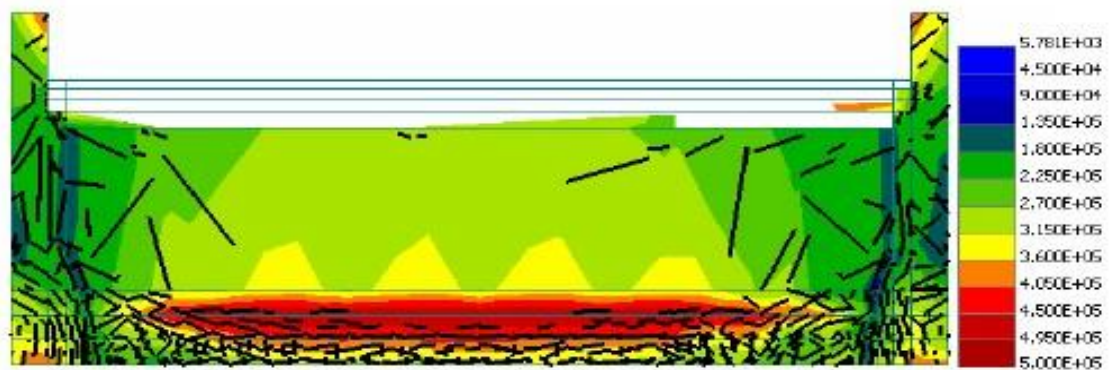
obr. 2.28: Příčný řez středu pilíře - Distribuce svislého norm. napětí ve směru globální osy Y - S_{zz}



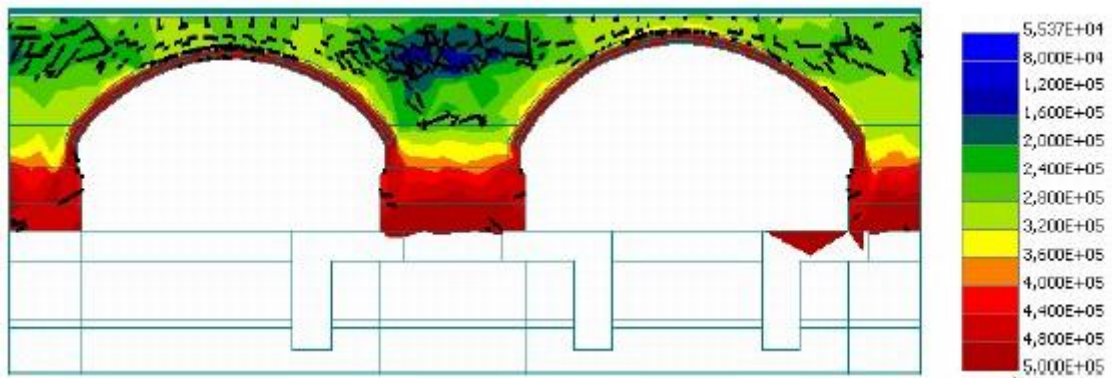
obr. 2.29: Příčný řez vedený středem vyššího oblouku - Distribuce příčného normálového napětí ve směru globální osy Y - S_{yy}



obr. 2.30: Příčný řez vedený středem nižšího oblouku - Distribuce podélného normálového napětí ve směru globální osy Y - S_{xx}

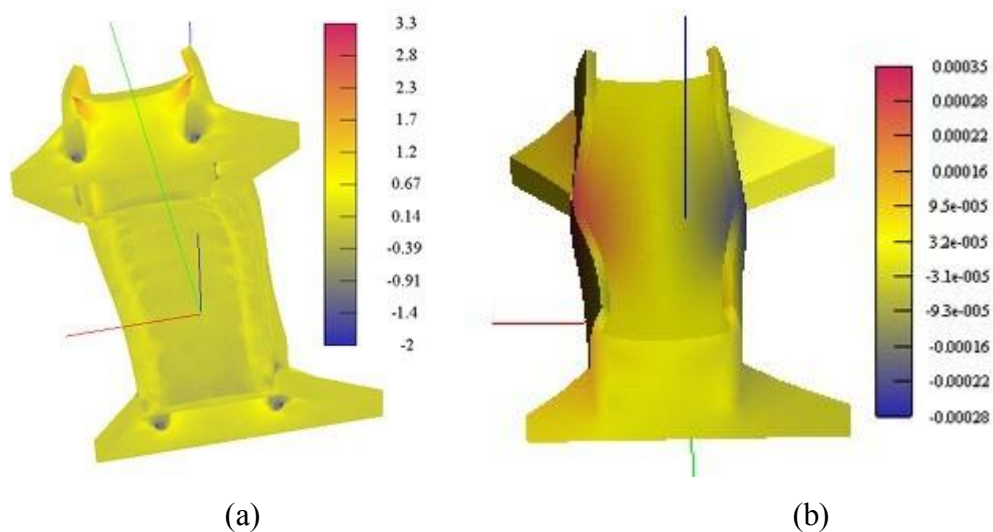


obr. 2.31: Příčný řez vedený středem vyššího oblouku - Distribuce zbytkové tahové pevnosti přenesené kohezní trhlinou v zimním období.



obr. 2.32: Podélný řez vedený středem mostu - Distribuce zbytkové tahové pevnosti přenesené kohezní trhlinou

Z obr. 2.15 je vidět prudký teplotní gradient plem trhlin mezi opukovým zdívem a poprsními zdi. Rozevření trhliny dosahuje až 0,7mm. Významná je koncentrace trhlin na přechodu podstavců a poprsních zdí s trhlínami cca 0,2mm. Vlasové trhliny se objevují i na povrchu zdiva uprostřed pole. Z obr. 2.26 je vidět, že tlaková napětí v poprsních zdech se při kombinaci s oteplením pohybují na úrovni normové pevnosti v tlaku. Z příčných řezů v poli mostu (obr. 2.27 až obr. 2.31) je vidět rozsáhlé pole trhlin rovnoměrně rozdělených na přechodu mezi klenbou a výplňovým zdívem. Výpočet umožňuje vysvětlit některé výraznější poruchy, zejména mezi přímou částí parapetu a šikmou částí směřující k podstavcům soch. Objevují se dva zdroje těchto poruch. Výrazné zvětšení jak příčné, tak podélné přetvoření parapetů znázorňuje obr. 2.33b. Z obr. 2.33a je vidět značné tlakové normálové napětí ve směru osy mostu, které svědčí o snaze parapetu podélně se roztáhnout.



obr. 2.33: a) maximální hlavní napětí, b) posunutí ve směru kolmém na osu mostu

Nerovnoměrné ochlazení v zimním období má na první pohled výraznější dopad na porušení mostu než oteplení v letních měsících. Spojitě rozdělené trhliny po pískovcovém povrchu jsou rovnoměrně distribuovány a nejsou v ploše příliš velké, naopak na přechodu parapetního zdiva a podstavců dosahují hodnot řádově 0,6mm a značné lokalizace pak mezi poprsní zdi a opukovým zdivem, viz obr. 2.31, ze kterého je patrný pokles zbytkové tahové pevnosti (zlomek její původní hodnoty). Tím se vysvětluje vznik podélných trhlin v klenbě (obr. 2.32) podél poprsní zdi a potvrzuje hypotéza o rozdílných pohybech zdi a oblouku při teplotních změnách. Protože cykly oteplení a ochlazení se mnohonásobně opakují, vyvinuly se z malých trhlin magistrální trhliny, které jsou dobře patrné při pohledu na klenbu z hladiny řeky. Mnohonásobné střídání cyklů však nelze tímto výpočtem postihnout. Obecně lze konstatovat, že odezva konstrukce na aplikovaná zatížení teplotou a vlastní tíhou odpovídá očekávaným napětím a deformacím.

2.10. Závěr a další záměr

Statický výpočet (přesněji výpočet napjatosti a poškození) Karlova mostu byl proveden programem ATENA. Model měl zhruba 90 tisíc prvků diskretizujících segment o dvou polích se simulovanou periodicitou těchto polí.

Vzhledem k tomu, že nejsou k dispozici podrobnější experimentální údaje o vlastnostech zdiva, bylo třeba vyjít z vlastností malt a kamenů a efektivní (makroskopické) vlastnosti získat homogenizací. Na základě experimentů provedených v Kloknerově ústavu v rámci grantového projektu GAČR 103/04/1321 a přesnějších matematických modelů zahrnujících přechodovou zónu mezi kameny a maltou byly homogenizované pevnosti redukovány na jednu třetinu. Z nich byly odhadnuty výpočtové pevnosti dělením součinitelem spolehlivosti $m = 1,6$. Takto stanovené výpočtové pevnosti v tlaku se snadno vejdou do tabulkových hodnot ČSN 731101, homogenizované výpočtové pevnosti v tahu (0,3 MPa u pískovcového zdiva, 0,18 MPa u opukového výplňového zdiva) poněkud převyšují normové hodnoty (max 0,24 MPa).

O podloží jsou k dispozici pouze údaje o elastických tuhostech (modul deformace) vrstev. Chybí jakékoliv informace o pórové struktuře, popř. puklinovosti podloží.

Na základě numerických simulací lze učinit tyto závěry. Konstrukce prokazovala potřebnou stabilitu, a to jak jako celek, tak v jednotlivých částech. Jak se dalo očekávat, nejvýraznější poruchy (trhliny) vyvolává teplotní gradient. Kromě

zjevných poruch na povrchu pískovcového pláště se nejvíce projevují na přechodu mezi tímto pláštěm a opukovým výplňovým zdivem. Tím se vysvětlují i podélné trhliny viditelné zdola na povrchu klenby.

Celý teplotní cyklus "oteplení-ochlazení" dává mnohem příznivější výpověď o napjatosti a poli trhlin než samostatné zatěžovací stavy oteplení a ochlazení. Tím se i částečně vysvětluje, proč most po léta snáší opakované, i když ne v každém roce extrémní teplotní zatížení.

Poruchy mezi podélným a ustupujícím parapetem (směrem k podstavcům soch) jdou nepochybně na vrub střídání letního roztažení a zimního zkrácení v kombinaci s příčným ohybem parapetů. Výpočet neukazuje poškození tak značného rozsahu, jelikož neuvažuje všechny faktory ovlivňující reálnou konstrukci (rozpínání ledu v trhlínách, vyplňování trhlin nečistotami a mnohonásobné opakování těchto procesů).

3 Nelineární analýza železobetonového mostu v Örnköldsviku, Švédsko

3.1. Úvod

Tato úloha byla počítána v rámci evropského projektu *Sustainable Bridges* v Örnköldsvik v severním Švédsku jako test statických softwarů a návrh nové metody určování únosnosti konstrukcí. Jejím smyslem bylo otestování programu ATENA a porovnání výsledků výpočtu s experimentální zkouškou prováděnou přímo na mostě.

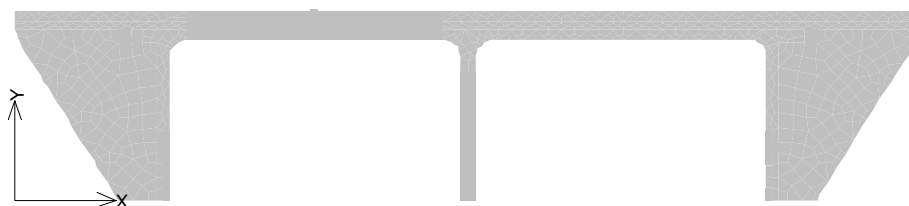
Jedná se o železobetonový železniční most, který má dva oblouky 12 + 12 metrů (viz. obr. 3.1). Byl postaven v roce 1955 a nyní byl odstaven z provozu z důvodu výstavby nové rychlostní železniční tratě „Botnia Line“. Most byl v červenci 2006 zdemolován za účelem otestování jeho zbývající mezní únosnosti po 50-ti letech provozu.



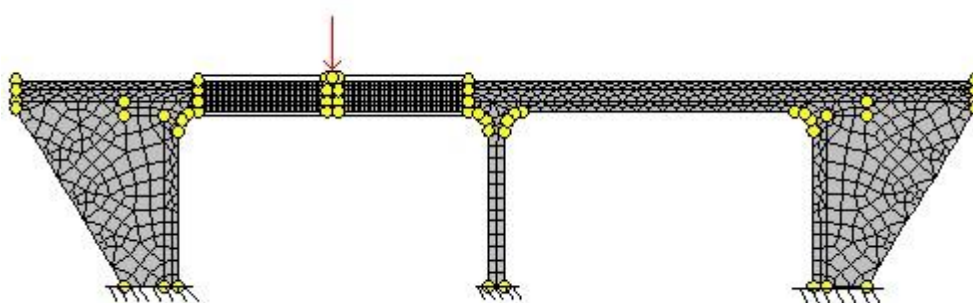
obr. 3.1: Železobetonový most v Örnköldsviku

3.2. Výpočetní model

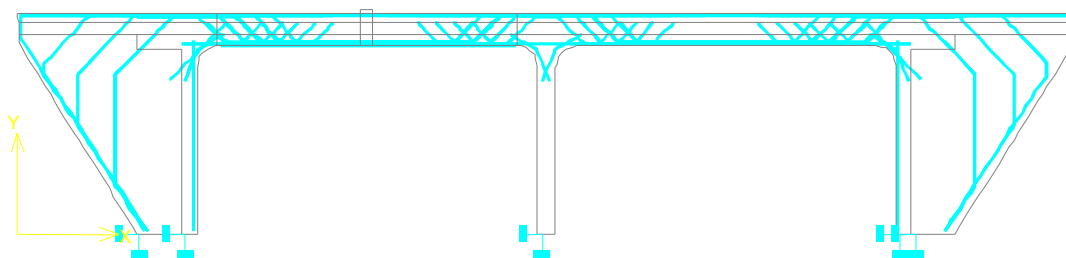
Dvojměrný model použitý v programu ATENA je zobrazen na obr. 3.2 a obr. 3.3. Pevnost betonu byla dle předložené dokumentace $f_{ck} = 40$ MPa dle normy EN 1992-2 se reálná pevnost zavádí 48 MPa, pevnost výztuže zadanou výkresem $f_y = 400$ MPa norma navyšuje na 440 MPa. Použité materiálové charakteristiky jsou patrné z tab. 3.1. V modelu byl použit materiálový model SBETA (kap. 2.8.1) pro beton a bilineární průběh únosnosti výztuže. Výpočetní model obsahuje cca 1300 kvadratických prvků s cca 5000 uzly sítě. Výpočet na počítači (Pentium 4 - 3,2 GHz, 3GB RAM) trval cca 4 hodiny.



obr. 3.2: Geometrie modelu



obr. 3.3: Konečněprvkový model dvojrozměrné analýzy



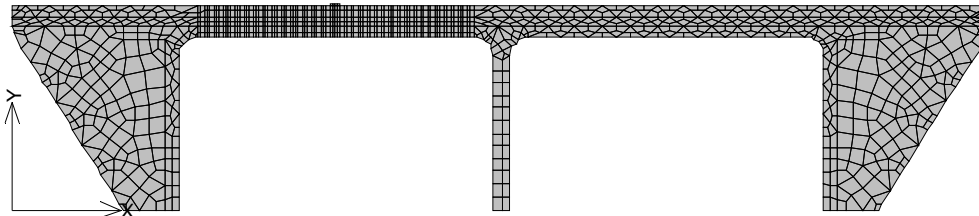
obr. 3.4: Výztuž modelu

tab. 3.1: Materiálové charakteristiky

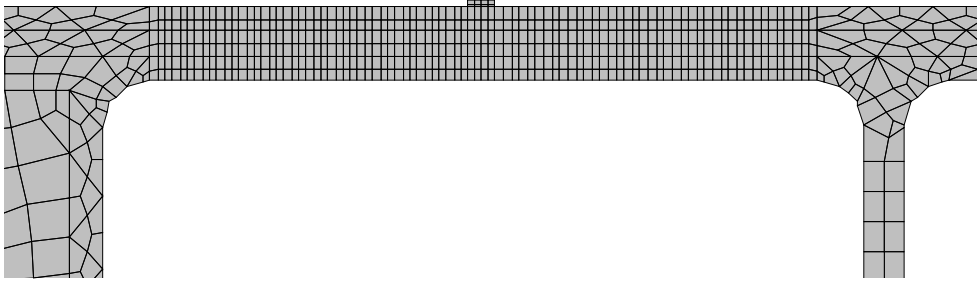
Materiály	
Materiál č. 1 - beton	
Jméno:	SBeta Material
Type:	CCSBETAMaterial
Modul pružnosti E	= 3.641E+04 [MPa]
Poisonovo číslo MU	= 0.200 [-]
Pevnost v tahu R _t	= 2.170E+00 [MPa]
Pevnost v tlaku R _c	= -4.080E+01 [MPa]
Typ tahového změkčení:	Exponenciální
Specifická lomová energie G _f	= 7.925E-05 [MN/m]
Model trhlin:	fixovaný
Tlakové přetvoření na pevnosti v tlaku při jedno-osém namáhání SeN _C	= -2.241E-03 [-]
Redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin CompRed	= 0.800 [-]
Typ tlakového změkčení	:Crush Band
Kritická tlaková deformace W _d	= -5.0000E-04 [m]
Smykové ochabnutí proměnné	
Interakce tahu-tlaku	: Lineární
Specifická tíha RHO	= 2.300E-02 [MN/m ³]
Koeficient teplotní roztažnosti ALPHA	= 1.200E-05 [1/K]
Materiál č. 2 - Výztuž	
Jméno	: Reinforcement
Type:	CCReinforcement
Typ:	Bi-lineární
Modul pružnosti E	= 2.100E+05 [MPa]
Mez kluzu YIELD_STRENGTH	= 440.000 [MPa]
Specifická tíha RHO	= 7.850E-02 [MN/m ³]

tab. 3.2: Parametry nelineárního řešení

Název:	MyAL
Metoda:	Délka oblouku
Úprava délky oblouku:	Konstanta
Poměr sil a deformací	0.010 [-]
Vztah sil a deformací:	Konstanta
Délka kroku:	Based On Current Load Step
Délka oblouku na základě:	všech uzlů
Rel. chyba deformací	0.010000 [-]
Rel. chyba v rovnováze sil	0.010000 [-]
Absolutní chyba v rovnováze sil	0.010000 [-]
Chyba energie	0.000100 [-]
Line Search:	Zapnuta
Max. nevyrovnaná energie:	0.800 [-]
Minimální změna kroku:	0.010 [-]
Úprava tuhosti:	Každou iteraci
Typ tuhosti:	Tečná
Délka oblouku:	Crisfield
Referenční počet iterací:	5
Max. počet iterací:	60
Optimize Band-Width:	Sloan
Line Search typ:	S iteracemi
počet Line Search iterací:	3
Maximální změna kroku:	1.000 [-]



obr. 3.5: Konečněprvkový model

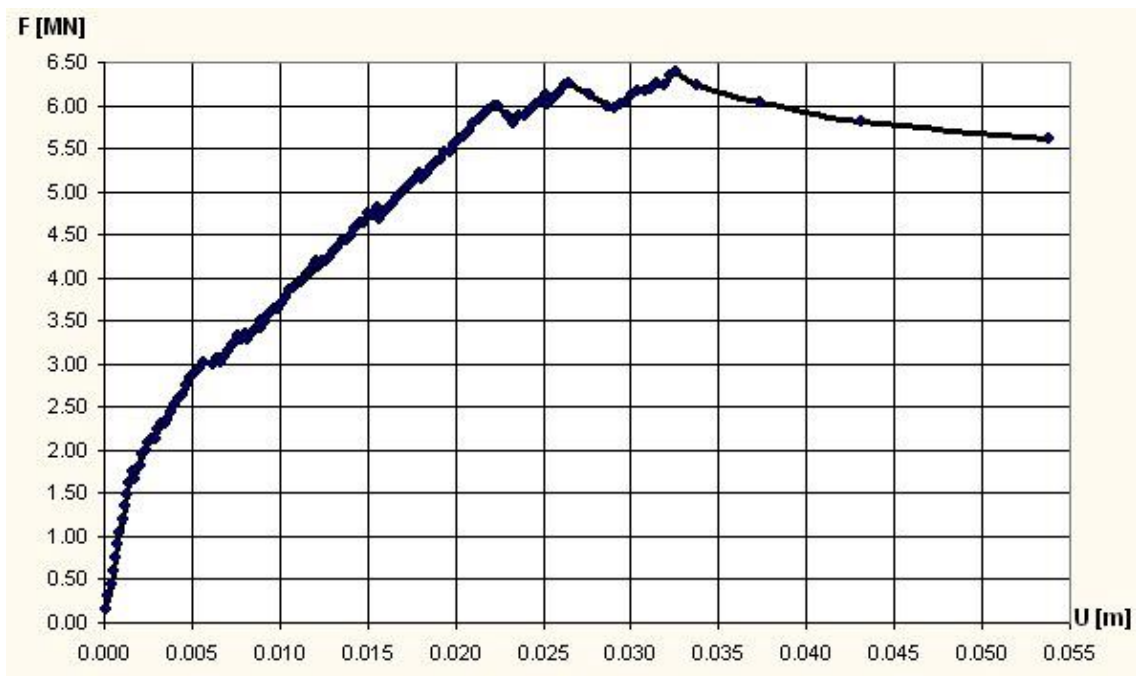


obr. 3.6: Detail konečněprvkového modelu

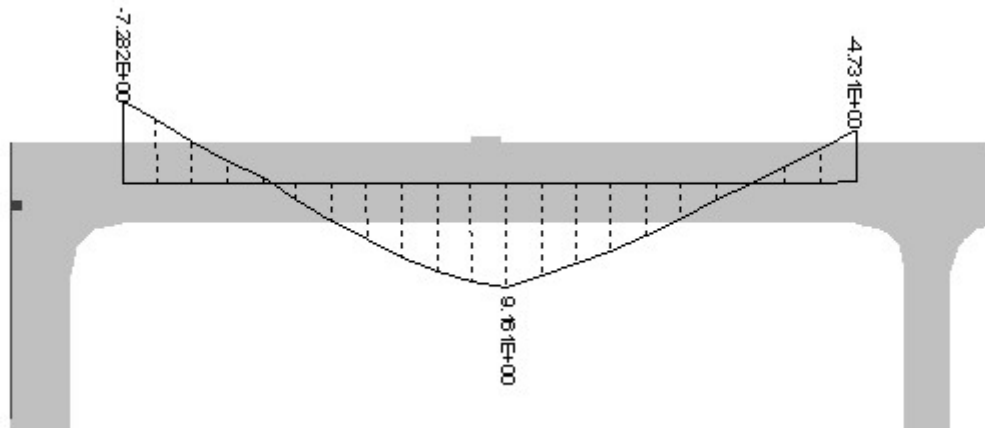
3.3. Výsledky

Tato část popisuje výsledky analýzy mostu. Na obr. 3.7 je vidět pracovní diagram simulované zátěžové zkoušky modelovaného oblouku. Diagram znázorňuje závislost svislé deformace a svislé síly při zatěžování levého pole mostu. Výpočet byl počítán metodou arc-length, která dovoluje sledovat i průběh po překonání vrcholu zatěžování. Vrchol pracovního diagramu cca 6.4 MN byl dosažen v kroku 138. Analýza byla přerušena v kroku 142.

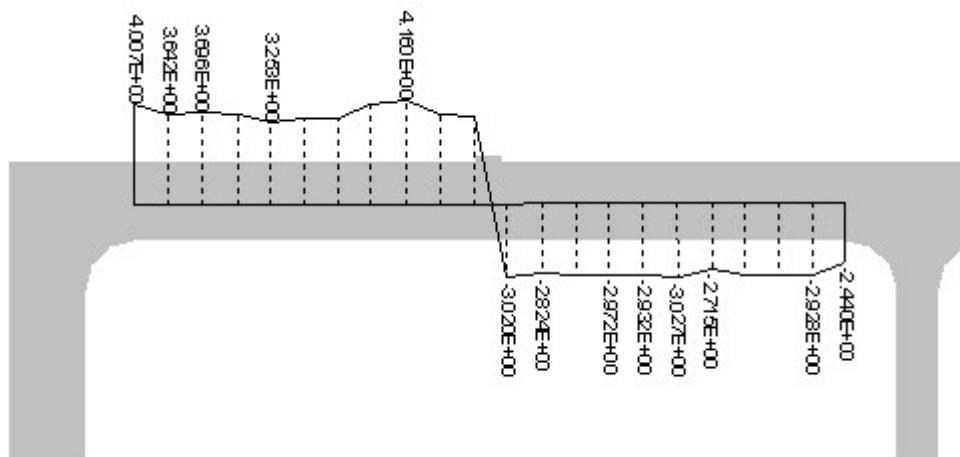
Na obr. 3.8 je znázorněna momentová čára při dosažení vrcholu zátěžové křivky v kroku 138. Svislé vnitřní síly v tom samém zatěžovacím kroku zobrazuje obr. 3.9.



obr. 3.7: Pracovní diagram, svislý posun vs. síla



obr. 3.8: Momentová čára ve vrcholu zatěžování, krok 138

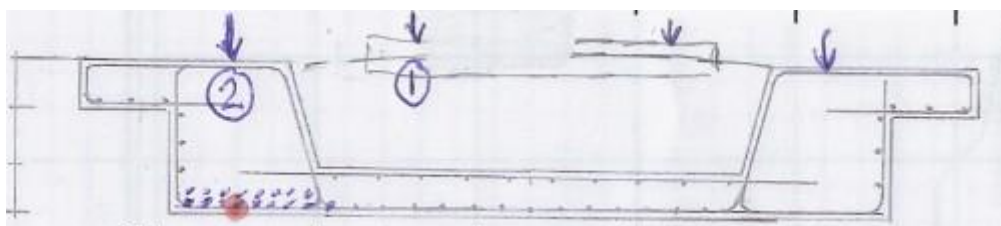


obr. 3.9: Posouvající svislé síly ve vrcholu zatěžování, krok 138

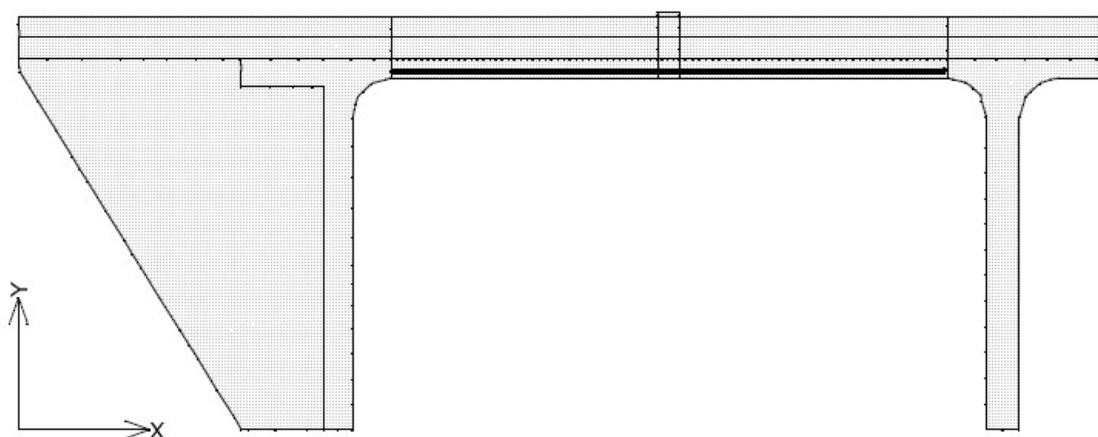
Při samotné zkoušce před postupným zatěžováním byla na vzorku odebraném přímo z mostu provedena zkouška betonu v tlaku a byla zjištěna mnohem větší pevnost než udávaly stavební výkresy, které byly rozesílány jako podklad pro modelování. Experimentálně zjištěná hodnota pevnosti betonu v tlaku dosáhla hodnoty 65 MPa. Tím se výpočtová pevnost zvedla ze 40 MPa cca o 70%.

Dále při samotném zatěžování při zatížení cca 3MN se rozhodlo přidat do spodní plochy mostovky ohybové ztužení konstrukce pro zvýšení pravděpodobnosti porušení ve smyku. V zatěžovaném úseku byly tedy do vyfrézovaných drážek přidány uhlíkové výztuže s pevností v tahu 2800 MPa v celkové ploše 17,1 cm². Z tohoto důvodu byly

následně provedeny také změny v modelu. Zvýšení pevnosti betonu a přidání uhlíkové výztuže je vykresleno na obr. 3.11.



obr. 3.10: Ztužení mostovky kompozitními uhlíkovými vlákny.

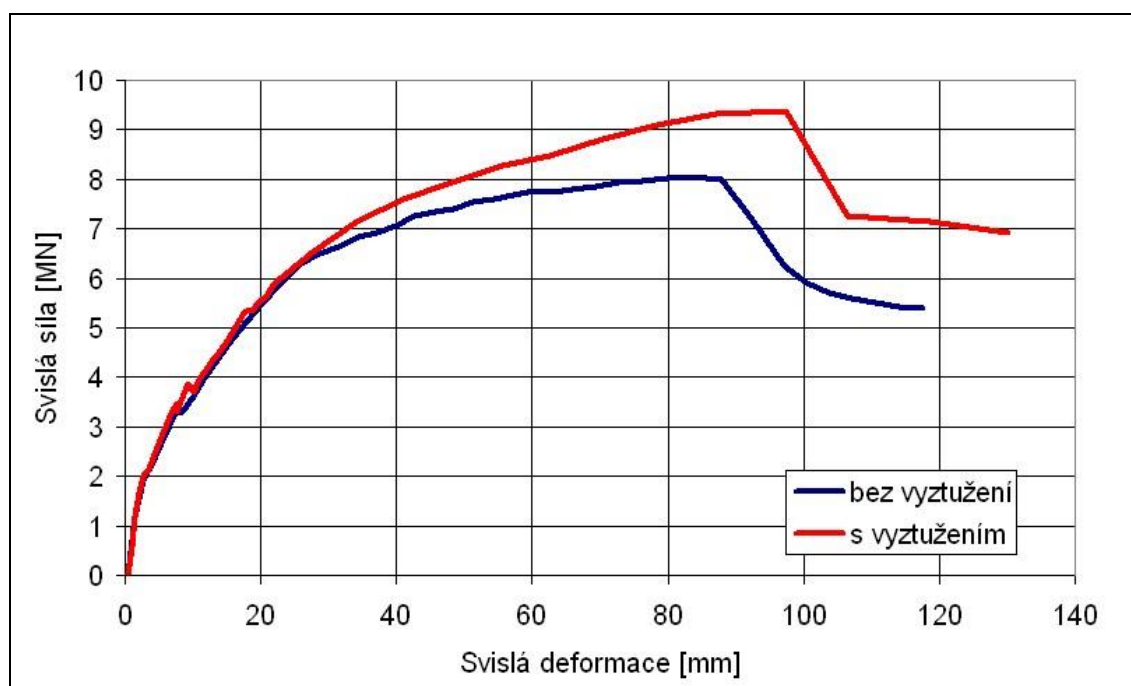


obr. 3.11: Přidání uhlíkové výztuže do modelu

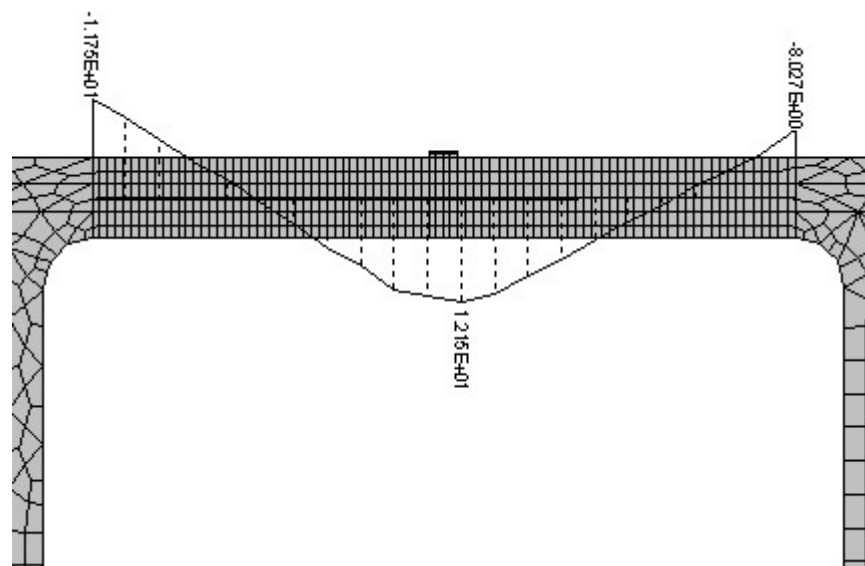
Po provedení změn v modelu byl příklad přepočítán a výsledky výpočtu jsou následující. Na obr. 3.12 je vidět pracovní diagram simulované zátěžové zkoušky modelovaného oblouku jak pro výpočet bez přidané výztuže, tak i s ní. Diagram znázorňuje závislost svislé deformace a svislé síly při zatěžování levého pole mostu. Výpočet byl počítán metodou arc-length, stejně jako v předchozím případě. Vrchol pracovního diagramu 9.37 MN byl dosažen v kroku 37. Analýza byla přerušena v kroku 40. Na obr. 3.13 je patrná momentová čára při dosažení vrcholu zátěžové křivky v kroku 37. Svislé vnitřní síly v tom samém zatěžovacím kroku zobrazuje obr. 3.14.

První trhliny se převážně objevily ve středu pole pod bodem, ve kterém bylo aplikováno zatížení. Během dalšího přitěžování se trhliny vyvíjely jak zobrazují obr. 3.15, obr. 3.16 a obr. 3.17. Hlavní napětí ve výztuži (obr. 3.18) nedosáhlo meze kluzu. Poruchy jsou lokalizovány hlavně v boční stěně U profilu mostovky jak je zřejmé z detailu maximálních hlavních napětí na obr. 3.19 a obr. 3.20. Ke konečnému selhání konstrukce ale došlo příčinou diagonálního tlaku betonu vlevo od zatěžované desky. To

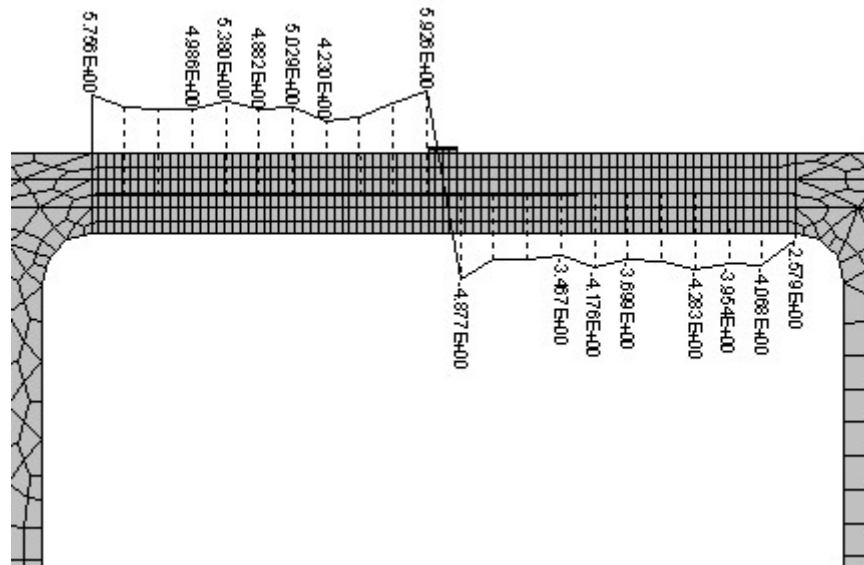
je dobře vidět z průběhu hlavních tlaků vykreslených na obr. 3.21, který ukazuje že pevnost v tlaku (67 MPa) je v této oblasti překročena.



obr. 3.12: Pracovní diagram, svisly posune vs. síla



obr. 3.13: Momentová čára ve vrcholu zatěžování, krok 37



obr. 3.14: Posouvající svislé síly ve vrcholu zatěžování, krok 37

Výsledky 1 Výpočtový krok 37
 Trhliny: v prvcích, <1.000E-04; ...), otevření: <-2.231E-05;3.015E-02>[m], Sigma_N: <-5.847E+00;2.494E+00>[MPa], Sigma_T: <-2.550E+00;2.395E+



obr. 3.15: Model trhlin na vrcholu zatížení, trhliny větší než $> 0,1$ mm, krok 37

Výsledky 1 Výpočtový krok 37
 Trhliny: v prvcích, <1.000E-03; ...), otevření: <-2.231E-05;3.015E-02>[m], Sigma_N: <-5.847E+00;2.494E+00>[MPa], Sigma_T: <-2.550E+00;2.395E+

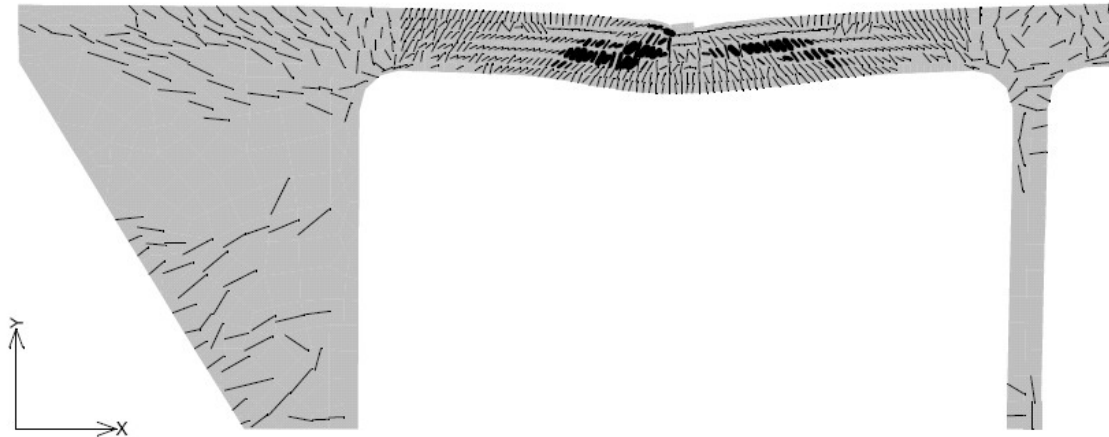
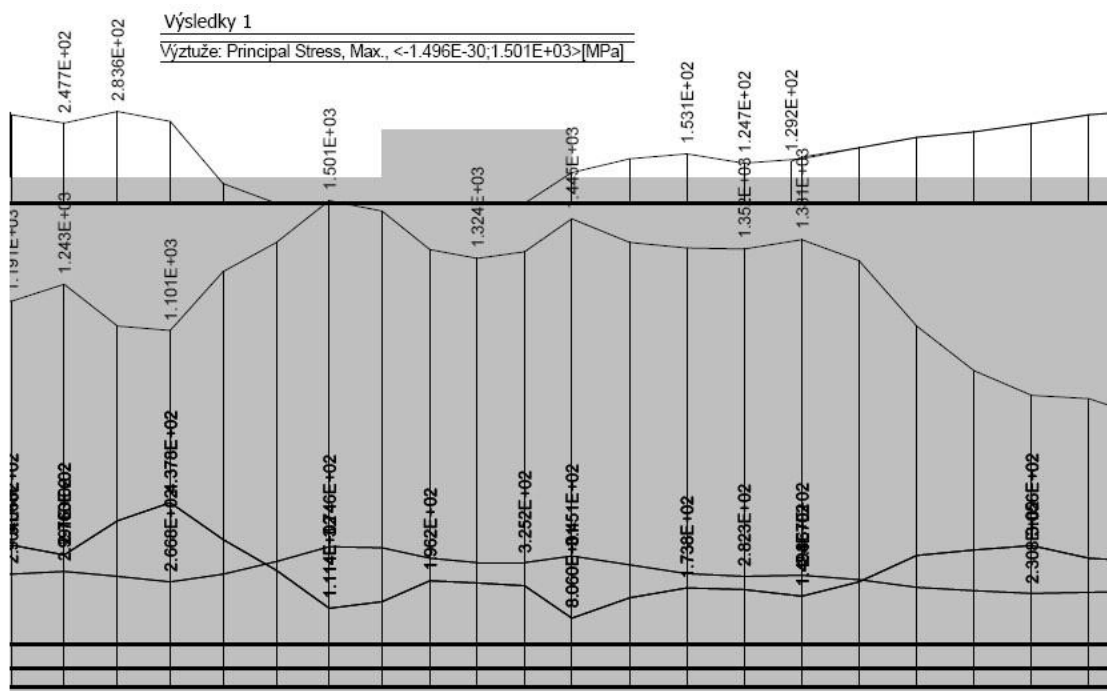


obr. 3.16: Detail modelu trhlin na vrcholu zatížení, trhliny větší než > 1 mm, krok 37

Výsledky 1

Výpočtový krok 40

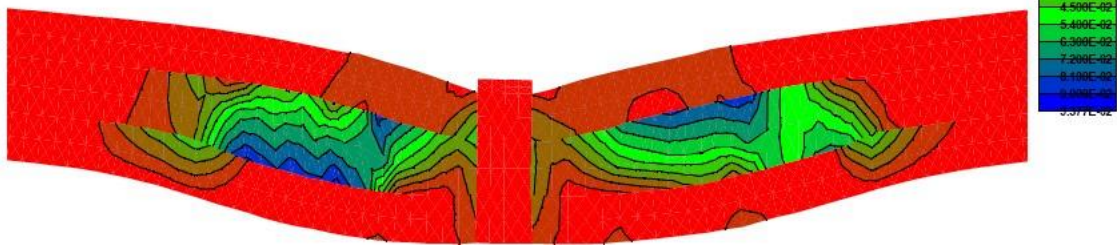
Trhliny: v prvcích, <-1.000E-04; ...), otevření: <-4.092E-04;4.226E-02>[m], Sigma_N: <-1.912E+01;2.009E+00>[MPa], Sigma_T: <-2.535E+00;2.151E

obr. 3.17: Detail modelu trhlin na vrcholu zatížení, trhliny větší než $> 0,1$ mm, krok 40

obr. 3.18: Napětí spodní podélné prutové výztuže. Ve středním poli nebylo meze kluzu dosaženo.

Výsledky 1

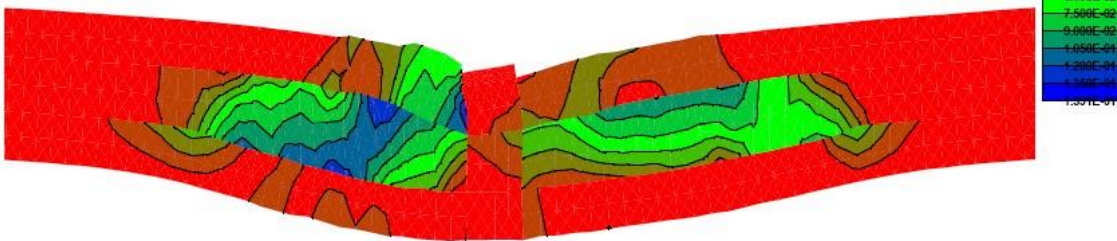
Skaláry: izoplochy, základní materiál, v uzlech, Principal Strain, Max., <-4.313E-05;9.377E-02>[None]



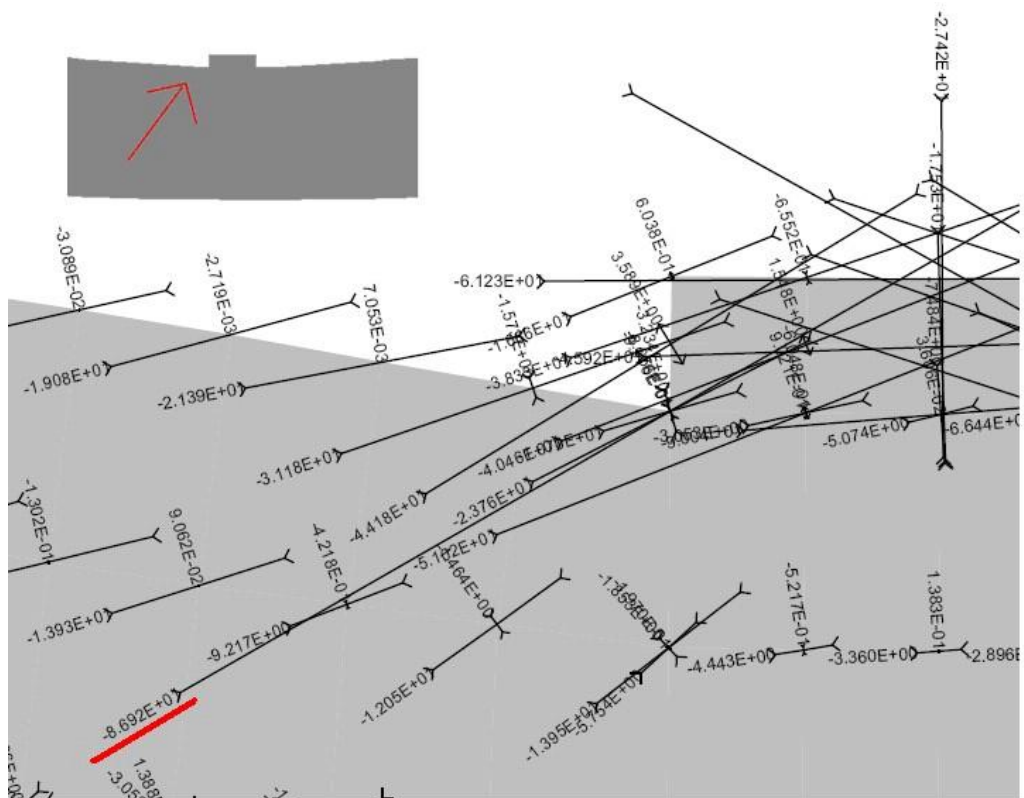
obr. 3.19: Maximální hlavní tahy na deformované konstrukci ukazující místo poškození ve vrcholu zatěžování, krok 37

Výsledky 1

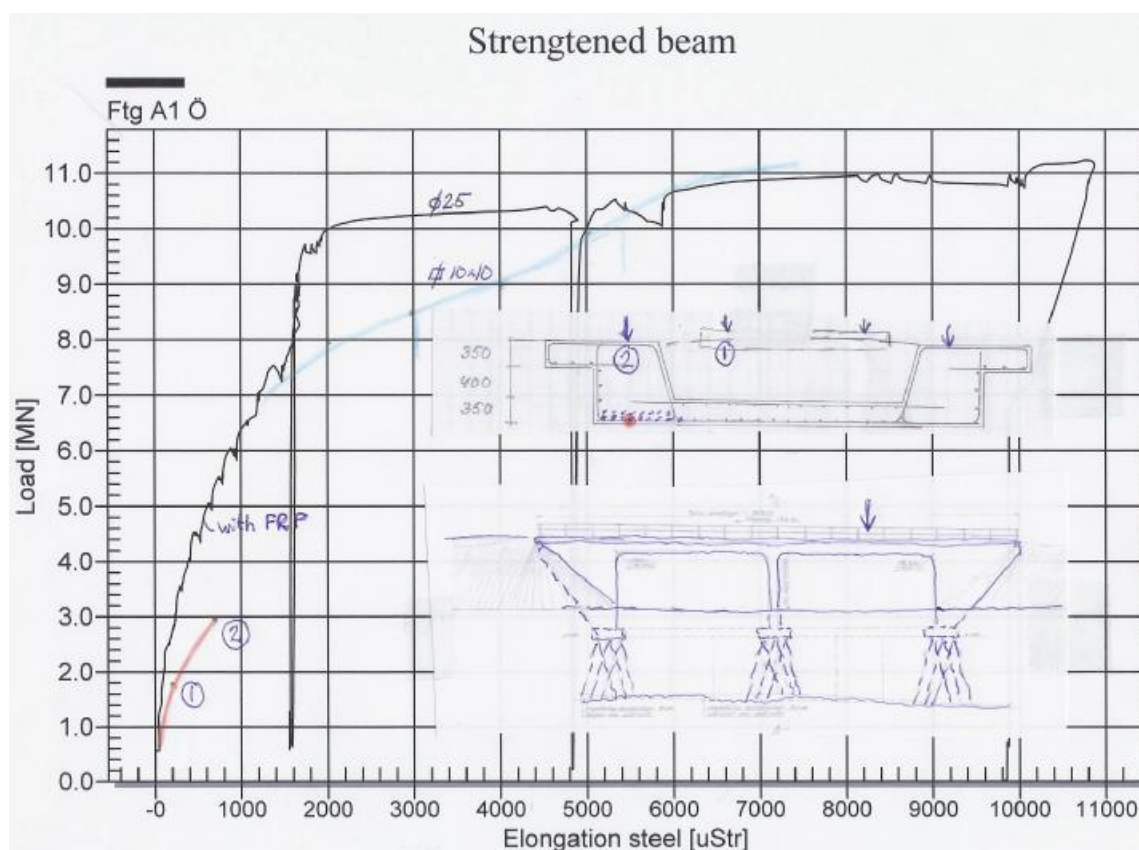
Skaláry: izoplochy, základní materiál, v uzlech, Principal Strain, Max., <-5.306E-05;1.391E-01>[None]



obr. 3.20: Maximální hlavní tahy na deformované konstrukci ukazující místo poškození, krok 142



obr. 3.21: Hlavní napětí v betonu v místě pod zatěžovací deskou, vyčerpání únosnosti tlakové diagonály.



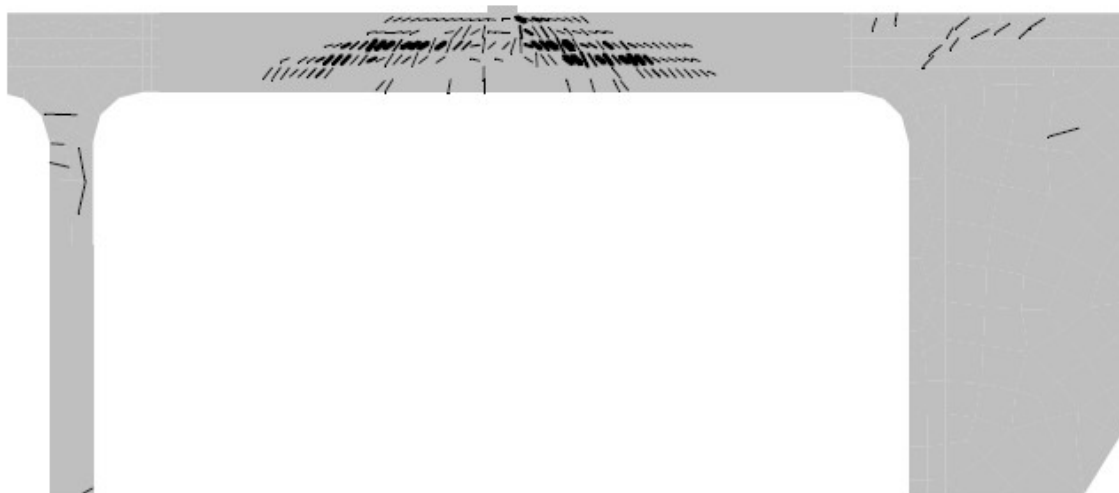
obr. 3.22: Experimentální zatěžovací diagram



obr. 3.23: Pohled na zatěžovací zkoušku



obr. 3.24: Porovnání experimentu s počítačovým modelem – reálná konstrukce

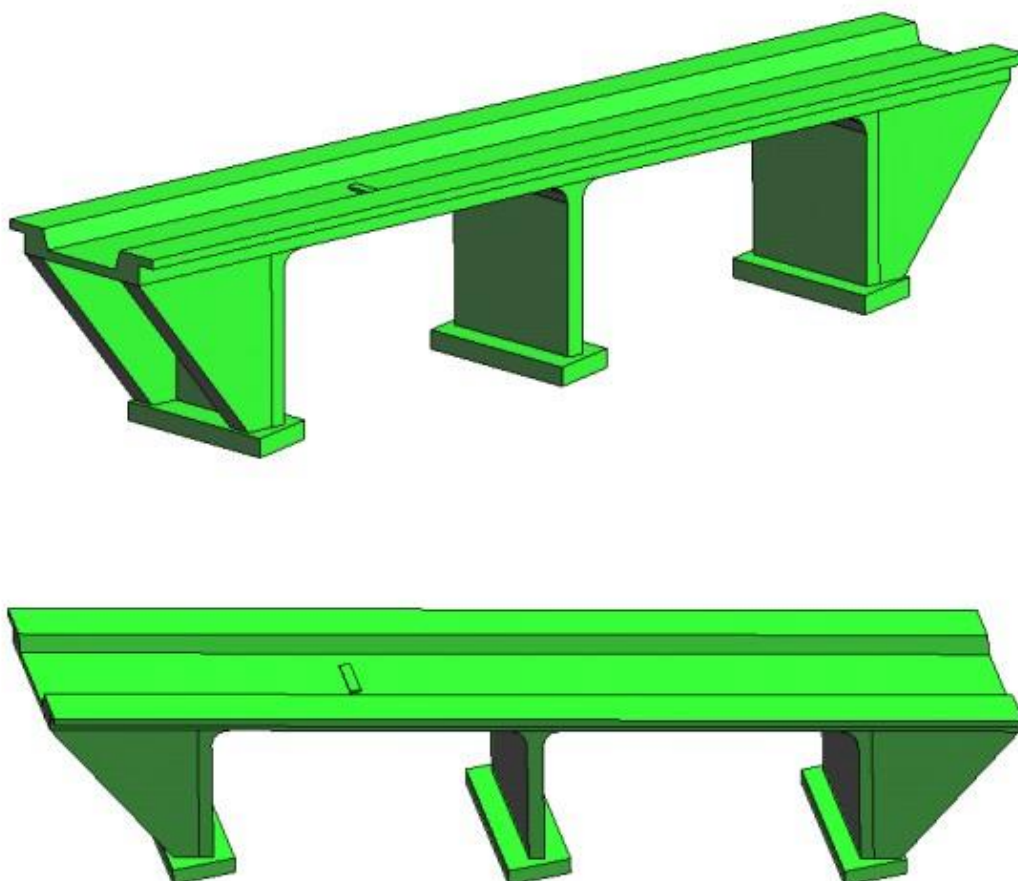


obr. 3.25: Porovnání experimentu s počítačovým modelem – výsledky simulace

Na obr. 3.22 je vidět zatěžovací diagram přímo z experimentální zkoušky. Situace a způsob zatěžování při experimentu jsou patrné z obr. 3.23. Porovnání experimentální zkoušky s počítačovým modelem ve vývoji trhlin a způsobu porušení znázorňují obr. 3.24 a obr. 3.25. Mezní břemeno vypočítané programem ATENA dosáhlo 9,4MN což je cca 6% odchylka od experimentálně zjištěné hodnoty. Způsob porušení (smykem uprostřed mostního oblouku) je však v obou případech shodný.

3.4. 3D Model

V budoucnu se předpokládá rozšíření předchozí úlohy na řešení obecně trojrozměrného problému, který umožní lépe zhodnotit redistribuce napětí v boční stěně U profilu mostovky. Plně trojrozměrný model by měl být využit pro nelineární analýzu reálné zkoušky a je nyní předmětem dalšího výzkumu.



obr. 3.26: Připravený trojrozměrný model mostních oblouků.

3.5. Závěr

V této kapitole byla provedena nelineární dvojrozměrná analýza experimentální destrukce mostu v Örnköldsviku ve Švédsku. Analýza potvrdila schopnost programu ATENA simulovat předpokládaný smykový mód porušení i maximální dosaženou sílu.

Analýza předpovídala mezní břemeno zatížení kolem 9,4MN se svislou deformací cca 91,5mm. Experimentálně zjištěné mezní břemeno se pohybovalo kolem 10MN (odchylka 6%). Způsob porušení (smykové selhání uprostřed levého oblouku mostu) je v obou případech shodné.

Dalším prohloubením by mohlo být zkoumání možného účinku zatížení přesunutím břemene ze dna U profilu k jeho bočním stěnám. K tomuto účelu byl připraven i 3D model, který by měl být použit v dalších studiích.

4 Pravděpodobnostní odhad globálního součinitele bezpečnosti - srovnání metod pro posuzování konstrukcí založených na nelineární analýze

4.1. Úvod

V posledních letech většina inženýrů používá nelineární analýzu při projektování komplexních budov, přehrad a mostů. Tento trend je podporován rychlým vývojem výpočetní síly stejně tak jako novými schopnostmi dostupných nástrojů pro takové početní simulace konstrukcí. Normy poskytují velmi slabé návody jak výsledky z nelineárních analýz používat pro konstrukční řešení či odhady únosností. Bezpečnostní pravidla, která jsou obvykle používána v normách, jsou přizpůsobena pro klasické ruční výpočty postupného navrhování a kontroly lokálního porušení. Nelineární analýza je od základu vždy komplexní a souhrnný typ odhadu, ve kterém se všechny části konstrukce navzájem ovlivňují. Až do nedávna nedovolovaly nejrozšířenější normy použití metody částečných součinitelů bezpečnosti pro nelineární analýzu a proto se očekává zavedení normových pravidel i pro takovou metodu.

Některé národní a mezinárodní normy již v sobě mají zavedené nové bezpečnostní formáty založené na celkových (globálních) součinitelích bezpečnosti k vyřešení tohoto problému. Takové normy jsou např. Německá DIN 1045-1 (1998) nebo Eurocode 2 EN 1992-2, (2005).

Tato práce se zabývá srovnáním několika možných bezpečnostních formátů vhodných pro nelineární analýzu.

Metoda částečných součinitelů je založená na EN 1992-2 (2005) a plně pravděpodobnostní metodě. Nový alternativní bezpečnostní formát je také navrhován autory Červenka V. a Červenka J. [18, 19], který je založen na polopravděpodobnostním odhadu variačního součinitele únosnosti.

Standardní postupy navrhování pro stavební inženýry jsou založeny na částečných součinitelích bezpečnosti, které obvykle zahrnují tyto kroky:

- 1) Koncepční návrh s nadimenzováním prvků, založený na odhadu konstrukčních rozměrů a inženýrské úvaze.

- 2) Lineární (pružná) analýza zvažující veškeré možné kombinace zatížení. Výsledkem jsou únosnosti v některých kritických místech, které mohou být uvedeny jako návrhové zatížení a mohou být zapsány jako:

$$E_d = g_{s1}S_{n1} + g_{s2}S_{n2} + \dots + g_{sn}S_{nm} \quad (23)$$

Ty v sobě zahrnují bezpečnostní rezervu ve které je zvětšeno užitečné zatížení S_{ni} vhodnými částečnými součiniteli bezpečnosti pro zatížení g_{si} , kde index i značí typ zatížení a jejich kombinace.

- 3) Návrhová únosnost prvku (reakce) je spočtena použitím konstrukčních materiálových parametrů jako:

$$R_d = r(f_d, \dots), \quad f_d = f_k / g_m \quad (24)$$

Bezpečnostní rezervu únosnosti materiálu zahrnuje návrhová hodnota pevnosti materiálu f_d , která je získána z charakteristické hodnoty f_k vhodným částečným bezpečnostním koeficientem g_m , kterým je zmenšena jeho hodnota.

- 4) Bezpečnostní podmínka návrhu, kterou vyžadujeme, je že návrhová únosnost (reakce) je větší než návrhová akce od zatížení.

$$E_d < R_d \quad (25)$$

Všimněme si že v metodě částečného součinitele bezpečnosti je v lokálních místech porušení zajištěno bezpečnostní kritérium materiálem. Nicméně pravděpodobnosti selhání, tj. pravděpodobnost porušení návrhových kritérií (25) není známa.

Potřebná výztuž je navržena dle kroků 2), 3) a 4) a její dimenze může být při návrhu upravena. Celý postup se opakuje dokud ve všech místech konstrukce nejsou splněny kritéria návrhu, která jsou předepsána národními či mezinárodními normami. Poslední kroky ověřování návrhu často zahrnují stanovení mezních stavů použitelnosti tj. jaké odchylky či praskliny mohou vzniknout, atd. V některých případech právě tyto podmínky mohou být nejdůležitějšími faktory ovlivňující celý návrh.

Ve výše uvedeném postupu navrhování může být aplikována nelineární analýza místo lineární. Konstruktor postupuje dle bodů 3), 4) a provede kontrolu použitím vnitřních sil spočtených nelineární analýzou. To je však sporný krok z následujících důvodů. Jestliže návrhové parametry materiálu jsou použity v nelineární analýze, jsou výsledky řešení podhodnocené, neboť degradace materiálu je zahrnuta jak v návrhových parametrech, tak i v rámci samotného výpočtu (vývoj trhlin). Zejména u staticky neurčitých konstrukcích to může vést k chybné redistribuci sil, která nemusí být na konzervativní straně. Místo lokálních kontrol bezpečnosti by tedy měla být provedena spíše globální kontrola, která zaručuje vyšší platnost výsledku. To je důvod pro zavedení nových bezpečnostních přístupů pro nelineární analýzu.

Další výhodou je skutečnost, že nelineární analýza se stává užitečnou v případě, kdy je těžké jednoznačně určit místo porušení. To se hodí při vyšetřování konstrukcí s trhlínami, složitými detaily výztuže, atd. V takových případech obvykle zjednodušené nosníkové a sloupové modely nejsou vhodné a nelineární analýza je potom vhodnou alternativou.

Výše uvedené záležitosti ukazují, že vhodnější je kontrolovat globální únosnost spíše než posuzovat jednotlivá místa teoretického porušení a že bezpečnostní formát vycházející z globálního odhadu je pro návrh konstrukce založený na nelineárních modelech vhodnější. Tento přístup může přinést následující výhody:

- a) Nelineární analýza kontroluje automaticky všechna místa porušení, takže nemusí být označeno kritické místo.
- b) Metoda globálního součinitele dává informaci o součiniteli bezpečnosti a nadbytku únosnosti.
- c) Bezpečnostní odhad v globálním formátu může přinést na jedné straně hospodárnější řešení využívající rezervu materiálu zásluhou výhodnějšího materiálového modelu, na straně druhé nebezpečné riziko poddimenzování.

V každém případě by však měl být tento postup používán obezřetně. Je mnoho hledisek návrhu, které vyžadují inženýrský úsudek. Také mnoho kritérií založených na úsudku musí být srovnatelné s parametry požadované normou. Proto by metoda globálního bezpečnostního odhadu založená na nelineární analýze měla být považována za další pokročilý návrhový nástroj, který by měl být používán až když standardní jednoduché modely nejsou dostatečné.

Nelineární analýza nabízí dodatečné vystihnutí chování konstrukce a dovoluje inženýrům lépe porozumět jejím zákonitostem. Na druhé straně nelineární analýza má skoro vždy větší požadavky než analýza lineární a proto by si měl každý být vědom jejich omezení stejně jako výhod. Další "slabinou" je neplatnost zákona superpozice, je tedy nutná samostatná nelineární analýza pro každou kombinací zatížení.

4.2. Metody bezpečnostní nelineární analýzy

4.2.1 Návrhová únosnost

Naším cílem je rozšířit existující metody bezpečnostních formátů dílčích součinitelů a sjednocení s nelineární analýzou. Zaprvé bude představena nová návrhová proměnná $R = r(f, a, \dots, S)$, představující mezní únosnost. V jednoduchém příkladu může být jednotlivou proměnnou např. zatěžovací síla nebo intenzita rovnoměrného zatížení. V obecné rovině pak může představovat soubor zatížení včetně jejich historie. Cílem je zvýšit hodnotu spolehlivosti únosnosti, která je prováděna náhodným střídáním základních proměnných f - materiálové parametry, a - dimenze atd.

Únosnost je stanovena pro určité schéma zatížení, které je tu představené symbolem odezvy S . Rozumí se jako materiálové parametry a rozměry, které vstupují do mezní stavové funkce r jako základní proměnné. Zatížení je škálovatelné a zahrnuje typ zatížení, jeho umístění, kombinaci zatížení a historii.

Pro daný zátěžový model je únosnost R podstatnou k určení zatížitelnosti. Náhodná hodnota pevnosti je popsána statistickým rozložením charakterizovaným následujícími parametry.:

R_m průměrná hodnota pevnosti,

R_k charakteristická hodnota pevnosti, tj.. 5% kvantil pevnosti

R_d návrhová hodnota pevnosti.

Podmínka návrhu je definovaná obdobně metodou dílčího součinitele bezpečnosti viz (25). Obecně znázorňuje sadu zatížení a okrajových podmínek jako bod ve vícerozměrném prostoru. To je užitečné k definování měřítka pevnosti k_R , které popisuje součinitel bezpečnosti s ohledem na uvažovanou sadu návrhových reakcí. Ve zjednodušeném tvaru uvažující jeden pár z příslušných složek může být popsáno jako:

$$k_R = \frac{R}{E_d}, \quad (26)$$

takže návrhovou podmínku 3) můžeme přepsat jako:

$$g_R < k_R, \quad (27)$$

kde g_R je požadovaný globální součinitel bezpečnosti pro pevnost. Faktor k_R může být používán k výpočtu bezpečnostního rozpětí poměrného k pevnosti:

$$m_R = k_R - 1. \quad (28)$$

Úloha teď přechází na určení návrhové pevnosti R_d . Budeme zkoumat a srovnávat následující metody:

- ECOV metoda, tj. odhad variačního koeficientu pevnosti.
- EN 1992-2 metoda, tj. odhad použitím celkového bezpečnostního součinitele z Eurokódu 2 EN 1992-2.
- Metoda PSF, tj. odhad použitím dílčích součinitelů bezpečnosti
- Plně pravděpodobnostní přístup. V tomto případě je R_d počítáno plně pravděpodobnostní nelineární analýzou.

Stavová funkce r může obsahovat různé neurčitosti v modelu, které ale mohou být ošetřeny a odděleny a nemusí být zahrnuty do následujících uvažování.

Odstranění nejasností zatížení a pevností (a jejich náhodné chování), by mělo zvýšit důvěryhodnost výsledku. Úloha je tedy redukována na popis pevností z návrhového kritéria 3).

4.2.2 ECOV metoda – odhad variačního koeficientu

Tato metoda je nově navrhovaná autory [18, 19]. Je založena na myšlence, že náhodná distribuce pevnosti, která je popsána ve variačním koeficientu V_R může být odhadnuta z průměrných R_m a charakteristických R_k hodnot. Základní předpoklad je, že náhodná rozdělení pevnosti jsou shodná s lognormálním rozdělením, které je typické pro stavební pevnosti materiálů. V tomto případě je možné vyjádřit variační koeficient jako:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right). \quad (29)$$

Globální bezpečnostní koeficient g_R pevnosti je odhadovaný jako:

$$g_R = \exp(a_R b V_R), \quad (30)$$

kde a_R je citlivostní (váhový) součinitel pro spolehlivost pevnosti a b je index spolehlivosti (míra spolehlivosti), pro normální rozdělení je definována vztahem

$$b = -\Phi^{-1}(Pf), \quad (31)$$

kde Φ je distribuční funkce normované normální veličiny. Výše uvedený postup umožňuje formulovat bezpečnost pevnosti v rozumné míře, založené na principech spolehlivosti přijaté v normě. K určení těchto parametrů může být použita příslušná norma. Podle Eurokódu 2 EN1992-2, jsou typické hodnoty $b = 4.7$ (jeden rok) a $a_R = 0.8$. V tomto případě je globální faktor pevnosti:

$$g_R \cong \exp(3,76 V_R), \quad (32)$$

a návrhová pevnost je vypočtena jako:

$$R_d = \frac{R_m}{g_R}. \quad (33)$$

Klíčový úkon v navrhované metodě je určení průměrných a charakteristických hodnot R_m , R_k . Je to návrh odhadem použitím dvou oddělených nelineárních analýz s průměrnými a charakteristickými hodnotami pro vstupní materiálové charakteristiky

$$R_m = r(f_m, \dots), \quad R_k = r(f_k, \dots). \quad (34)$$

Metoda je všeobecná a index spolehlivosti b a typ rozdělení mohou být případně upraveny. Výhoda tohoto přístupu je, že citlivost jednotlivých parametrů jako například mez pevnosti ocele nebo betonu může být odhadnuta, není tedy požadována plná pravděpodobnostní charakterizace. Nevýhoda je, že potřebujeme dvě oddělené nelineární analýzy.

4.2.3 EN1992-2 metoda

Návrhová pevnost je vypočítaná z

$$R_d = r(f_{ym}, f_{cm}, \dots, S) / g_R. \quad (35)$$

Materiálové parametry použité pro pevnostní výpočet jsou dle následující tabulky:

tab. 4.1: Materiálové parametry použité v metodě dle normy EN1992-2

$f_{ym} = 1.1 f_{yk}$	Mez pevnosti oceli
$f_{pm} = 1.1 f_{pk}$	Mez pevnosti předpínací oceli
$f_{cm} = 1.1 \frac{g_s}{g_c} f_{ck}$	Pevnost v tlaku betonu, kde g_s a g_c jsou částečné součinitele bezpečnosti pro ocel a beton. Znamená to že pevnost v tlaku betonu by měla být vypočtena jako $f_{cm} = 0.843 f_{ck}$

Globální faktor pevnosti je dle normy EN1992-2 $g_R = 1,27$. Vyhodnocení pevnostní funkce je provedeno nelineární analýzou použitím materiálových parametrů podle výše uvedených pravidel.

4.2.4 PSF metoda – odhad částečného součinitele bezpečnosti

Návrhová pevnost R_d může být odhadnuta použitím návrhových materiálových parametrů jako:

$$R_d = r(f_d, \dots, S). \quad (36)$$

V tomto případě je statický výpočet založený na extrémně nízkých materiálových parametrech. To může způsobit odchylku v konstrukční únosnosti, např. způsobem porušení. Metoda může být použita jako odhad, když není k dispozici věrohodnější výpočet.

4.2.5 Plně pravděpodobnostní analýza

Pravděpodobnostní analýza je všeobecná metoda pro bezpečnostní odhad vyztužených betonových konstrukcí a takto může být aplikována také v případě nelineární analýzy. Funkce mezního stavu může být získána ze statistiky numerických simulací. V tomto přístupu je stavová funkce r představena nelineárním statickým výpočtem a funkce zatížení s je představena akčním modelem. Bezpečnost může být zjištěna za pomoci míry spolehlivosti b , nebo eventuálně pravděpodobnosti poruchy P_f beroucí v úvahu všechny nejistoty v důsledku náhodných variací materiálových parametrů, rozměrů, zatížení a dalších.

Pravděpodobnostní analýza založená na numerických simulacích zahrnuje následující prvky:

- 1) Numerický model je založený na nelineární konečněprvkové analýze. Tento model popisuje pevnostní funkci r , která může být určena deterministickou analýzou pevnosti pro danou sadu vstupních proměnných.
- 2) Náhodnost vstupních proměnných (materiálových parametrů, rozměrů, okrajových podmínek, atd.). Mohou být také zahrnuty účinky zatížení, které nejsou v popisu funkce s zahrnuty (např. předepnutí, vlastní váha, atd.). Náhodné parametry jsou definované typem náhodného rozdělení a jeho parametry (průměrná hodnota, standardní odchylka, atd.).
- 3) Pravděpodobnostní analýza pevnosti a únosnosti je postavena na simulačních metodách typu Monte Carlo nebo LHS. Výsledky těchto analýz poskytují soubor náhodných parametrů pevnosti a jemu odpovídající průměrnou hodnotu, standardní odchylku, atd. a typ rozdělení.

- 4) Vyhodnocení bezpečnosti použitím indexu spolehlivosti b nebo pravděpodobnosti selhání.

Pravděpodobnostní analýza může být také použita pro stanovení návrhové hodnoty pevnostní funkce r vyjádřená jako R_d . Taková analýza zahrnuje kroky 1) a 3) viz výše, a R_d je stanoveno pro požadovaný index spolehlivosti b a pravděpodobnost selhání P_f .

4.3. Příklady

Nyní přistoupíme k porovnání výše představených bezpečnostních přístupů. Na příkladech v rozsahu od staticky určitých ohýbaných konstrukcí až po staticky neurčité konstrukce s komplexním způsobem porušení smykem a drcením betonu.

4.3.1 Nelineární analýza

Všechny úlohy jsou řešeny systémem ATENA pro nelineární analýzu betonových materiálů. ATENA je schopna reálné simulace chování betonu v celém rozsahu zatížení. Numerické analýzy jsou založeny na metodě konečných prvků a nelineárních materiálových modelech umožňující postihnout jak kvazikřehký charakter poškození typický pro beton, tak i pružno-plastické chování oceli. Takové porušení betonu je popsáno modelem rozetřených trhlin v kombinaci s Rankinovou podmínkou plasticity. Tlakové (smykové) chování betonu je řízeno podmínkou plasticity dle Menétrey-Willam [22] se zpevněním a změkčením (materiálový model SBETA viz. kap. 2.8). V počítaných příkladech je výztuž modelována lineárními prvky vloženými do dvojrozměrného isoparametrického prvku betonu. Nelineární řešení je provedeno přírůstkovou metodou s iterací rovnováhy v každém zatěžovacím kroku.

4.3.1.1 Pravděpodobnostní výpočty

Pro pravděpodobnostní výpočty byly uvažovány materiálové parametry a typy rozdělení funkcí viz tabulky u každého výpočtu. Pro pevnosti v tahu a tlaku byly použity dvou-parametrická rozdělení lognormálního typu, u kterých je parametr šikmosti dopočítáván ze vztahu:

$$a_x = (\exp s_y^2 + 2) \sqrt{\exp s_y^2 - 1}, \quad (37)$$

kde α_x je šikmost lognormálního rozdělení a σ_y je směrodatná odchylka. Vstupní korelační matice (obr. 4.1) byla zvolena podobně jako v [27].

	E	Ft	Fc	Gf	Eps C
E	1	0.5	0.5	0.5	0.5
Ft	0.5	1	0.7	0.7	0.7
Fc	0.5	0.7	1	0.7	0.7
Gf	0.5	0.7	0.7	1	0.5
Eps C	0.5	0.7	0.7	0.5	1

	f E	f S y
f E	1	0.5
f S y	0.5	1

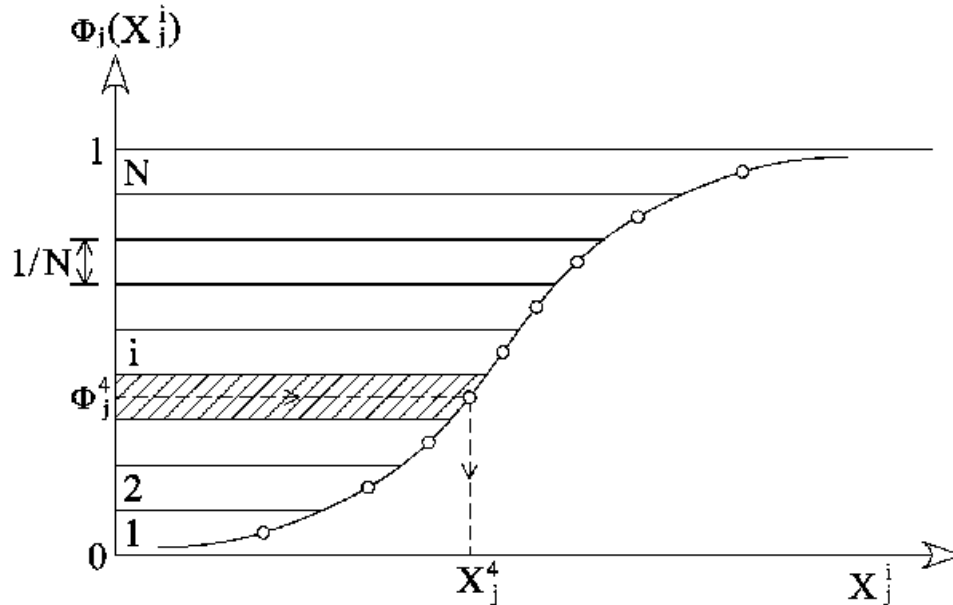
obr. 4.1: Použité vstupní korelační matice

Bylo realizováno vždy 30 simulací což bylo vzhledem k výsledným korelačním maticím dostatečné. Vstupní parametry byly generované metodou LHS na základě předpokládaných rozdělení.

4.3.1.2 Metoda LHS (Latin Hypercube Sampling)

Metoda LHS je jednou z modifikací metody Monte Carlo, jejímž problémem je odhadnutí rozdělení pravděpodobnosti či alespoň některých charakteristik výsledné náhodné veličiny $Y(X_1 \dots X_K)$, jestliže známe rozdělení vstupních náhodných veličin $X_1 \dots X_K$. Je-li vztah mezi vstupními náhodnými veličinami $X_1 \dots X_K$ a výstupní veličinou Y komplikovaný, a nelze tedy zjistit rozdělení pravděpodobnosti náhodné veličiny Y analyticky, lze v tomto případě pro odhady jejích statistických parametrů (střední hodnota \bar{Y} , směrodatná odchylka s_Y , koeficient šikmosti a_Y , koeficient špičatosti e_Y) použít simulační metodu LHS.

Různé modifikace simulační metody Monte Carlo (metodu LHS nevyjímaje) řeší problém tak, že opakovaně generují hodnoty náhodných vektorů X_1^i až X_K^i , kde $i = 1, \dots, N$, kde N je rozsah vektorů náhodných veličin, resp. počet simulací výpočtu funkce Y .

obr. 4.2: Rozdělení oboru hodnot distribuční funkce $F(X_i)$

Definiční obor hodnot funkce $F_j(X_j^i)$, kde $j = 1, \dots, K$, každé náhodné veličiny X_j se rozdělí na N intervalů o stejné pravděpodobnosti $1/N$. Reprezentativní hodnoty X_j^i veličiny X_j se při jednotlivých simulacích funkce Y_1 až Y_N vybírají na základě náhodných permutací celých čísel $1, 2, \dots, N$ (viz tab. 4.2), které udávají pořadí jednotlivých vrstev. Reprezentativní parametry jednotlivých veličin jsou získány z inverzní transformace jejich distribuční funkce, respektive z hodnot $F(X_j^i)$ odpovídajících středům příslušných vrstev i .

tab. 4.2: Příklad náhodných permutací

N (simulací)	K (náhodných vektorů)			
	1	2	...	K
1	2	N	...	N
2	N	1	...	2
...
N	1	2	...	1

Do výpočtu LHS lze samozřejmě zahrnout i případnou statistickou závislost mezi veličinami, které velmi často závislé jsou. Tak abychom dostali požadované korelační koeficienty mezi jednotlivými náhodnými veličinami X_j musíme upravit tabulku náhodných permutací. Iteračně měníme pořadí veličin tak dlouho, až se požadovaná

korelační matice (obsahující korelační koeficienty mezi uvažovanými veličinami) blíží matici vypočtené podle předpisu (tzv. Sample correlation matrix):

$$r_{X_k X_l} = \frac{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (X_{k_j} - \bar{X}_k) (X_{l_j} - \bar{X}_l)}{\sqrt{\frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^N (X_{k_j} - \bar{X}_k)^2 \sum_{j=1}^N (X_{l_j} - \bar{X}_l)^2 \right)}}, \quad (38)$$

kde N je rozsah statistických souborů, X_{k_j} je prvek vektoru náhodné veličiny a \bar{X}_k je střední hodnota náhodné veličiny.

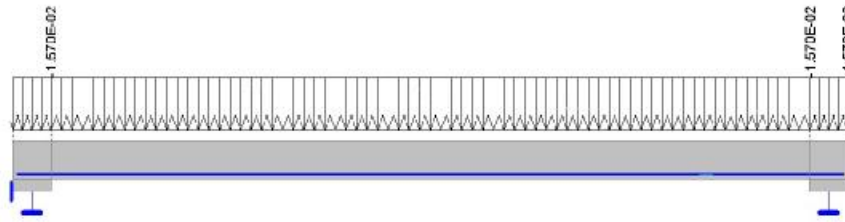
Takto definovaný koeficient korelace však není pro metodu LHS příliš vhodný, neboť je vázán na veličiny mající stejné rozdělení pravděpodobnosti, mezi kterými existuje lineární závislost. Při použití různých typů rozdělení (např. normální v kombinaci s lognormálním) náhodných veličin je vhodnější použít Spearmanův koeficient pořadové korelace:

$$r^s = 1 - \frac{6 \sum_{j=1}^N d_j^2}{N(N-1)(N+1)}, \quad (39)$$

kde N je rozsah statistických souborů, a d_j je rozdíl pořadí odpovídajících si prvků náhodných veličin.

4.3.2 Staticky určitá ohýbaná konstrukce

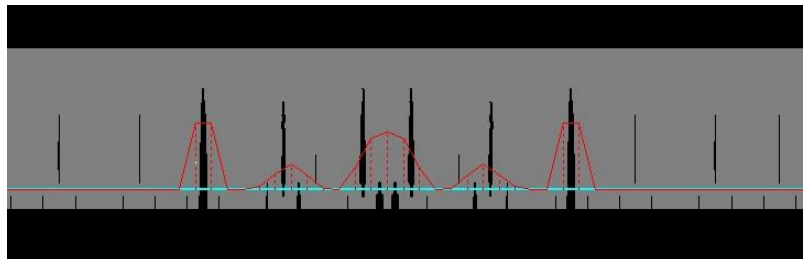
První příklad uvažuje velmi jednoduchou konstrukci, viz obr. 4.3, se způsobem porušení ohybem. Její pevnost je analyzována použitím představených bezpečnostních přístupů a bude srovnána s klasickou kontrolou příčného řezu použitím metody částečného součinitele bezpečnosti.



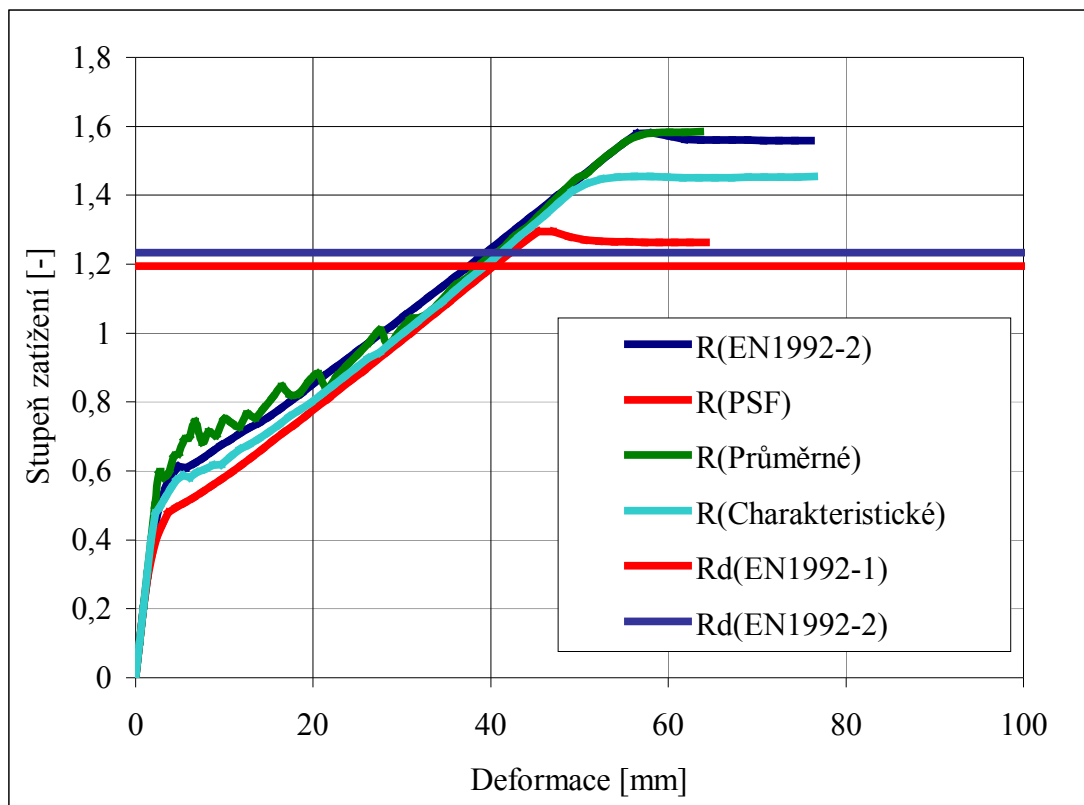
obr. 4.3: Geometrie nosníku pro srovnání bezpečnostních formátů a rozdělení návrhového zatížení.



obr. 4.4: Model konečných prvků pro příklad ohybu



obr. 4.5: Hlavní napětí ve výztuži, model trhlin.

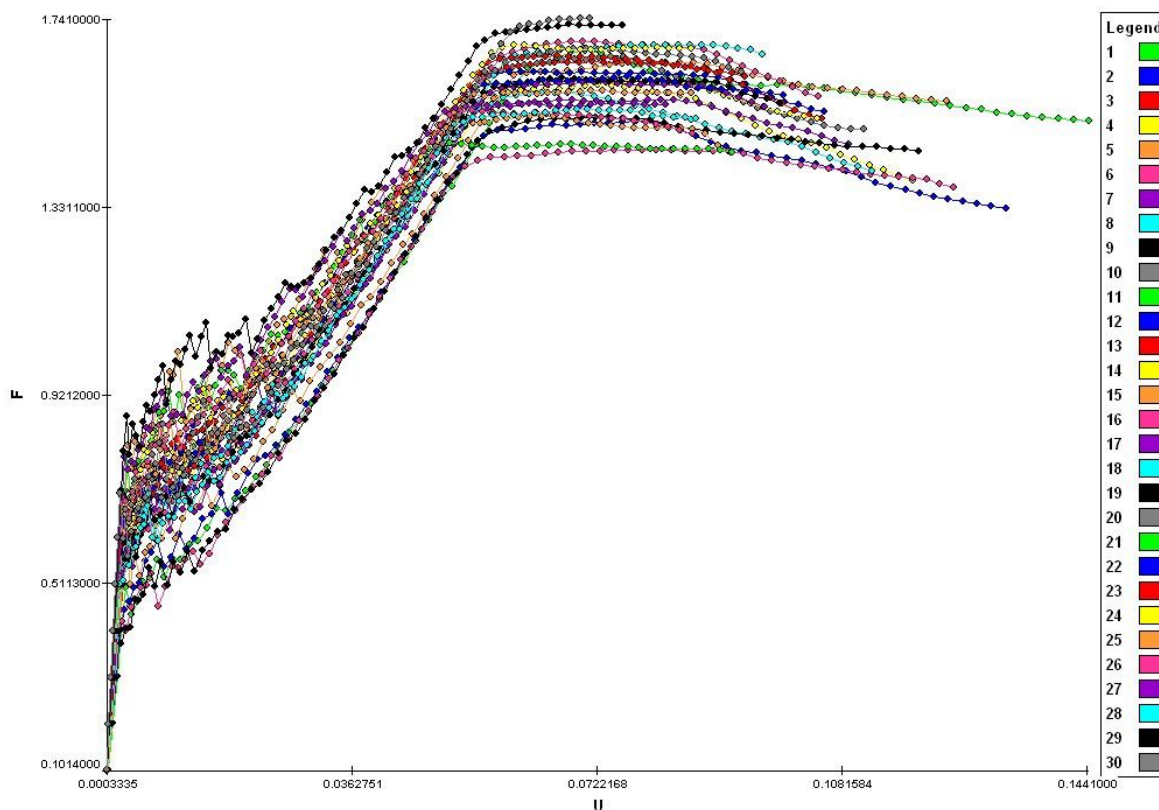


obr. 4.6: Pracovní diagram pro různé bezpečnostní formáty

Na obr. 4.6 vidíme srovnání pracovních diagramů a návrhových pevností různých bezpečnostních přístupů. Numerické hodnoty návrhové pevnosti jsou pro přehlednost shrnuty v tab. 4.3. Tabulka ukazuje, že pro tento jednoduchý případ, který lze snadno ručně zkontrolovat, dávají všechny metody téměř shodné výsledky. To se předpokládá i pro náročnější konstrukce, kde ruční výpočet a standardní přístupy nejsou platné, nebo jen s velkým zjednodušením. Taková zjednodušení obvykle vedou k významnému podhodnocení návrhové pevnosti. Z obr. 4.7 jsou patrné materiálové charakteristiky a jejich rozdělení použité pro výpočet jehož výsledky jsou zobrazeny na obr. 4.8.

Name	Distribution	Descriptors	The value		
E	Normal	Moments	31000	4650	0.15
Ft	Lognormal (2 par)	Moments & params	2.6	0.39	
Fc	Lognormal (2 par)	Moments & params	-33	4.8675	
Gf	Weibull min (2 par)	Moments & params	6.782e-005	3.3407	
Eps_C	Lognormal (2 par)	Moments & params	-0.002129	0.00027677	
Name	Distribution	Descriptors	The value		
f S_y	Normal	Moments	605	33.275	0.055

obr. 4.7: Použité materiálové parametry a rozdělení pro pravděpodobnostní výpočet



obr. 4.8: Sada pracovních diagramů vypočítaných plně pravděpodobnostní nelineární analýzou

tab. 4.3: Porovnání vypočtených hodnot návrhové pevnosti s použitím různých bezpečnostních formátů.

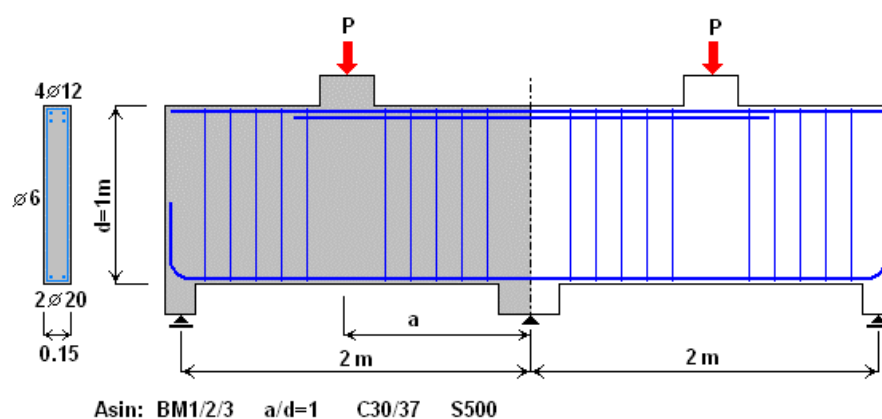
Metoda		modul k_R	Únosnost	γ_R	Návrhová únosnost	R_d / R_d^{PSF}
		[-]	R_x [kN]		R_d [kN]	
PSF	Návrhové	1,29	100,49	1,00	100,49	1
EN 1992-2	Dle normy	1,23	121,69	1,27	95,82	0,95
EN 1992-1	Dle normy	1,19			92,70	0,92
ECOV	Průměrné	1,58	123,41	1,22	101,15	1,006
	Charakteristické	1,45	113,32			
Pravděpodobnostní výpočet			$R_m = 125,82$ $R_k = 115,52$ $R_d = 96,36$		96,36	0,96

4.3.3 Příklad na smyk, staticky neurčitá konstrukce

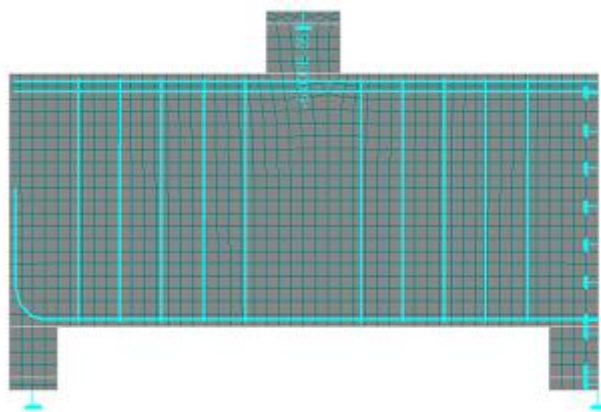
Cílem tohoto příkladu je srovnání výsledků získaných přístupem různých bezpečnostních formátů na komplikovanější staticky neurčité konstrukci se způsobem porušení ve smyku. Analyzovaný příklad byl experimentálně testován v Asinu v roce 1999 (viz obr. 4.9). Tak bylo možné zkontrolovat analytické výsledky s experimentálním chováním. Geometrie nosníku s rozměry a materiálovými parametry je vidět na obr. 4.10. Následující obr. 4.11 zobrazuje použitý numerický model a okrajové podmínky.



obr. 4.9: Stěna namáhaná na smyk, testovaná v laboratoři, Asin (1999)



obr. 4.10: Geometrie stěny namáhané na smyk

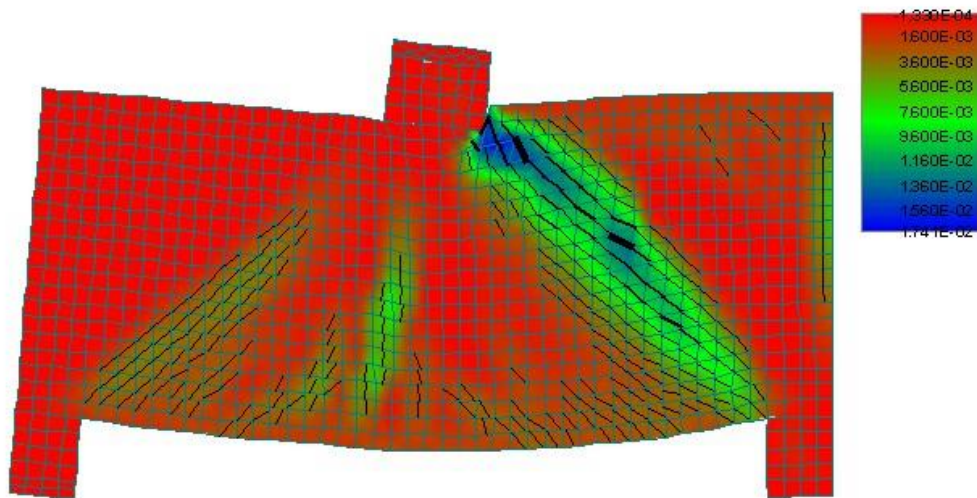


obr. 4.11: Konečněprvkový model pro stěnu namáhanou na smyk

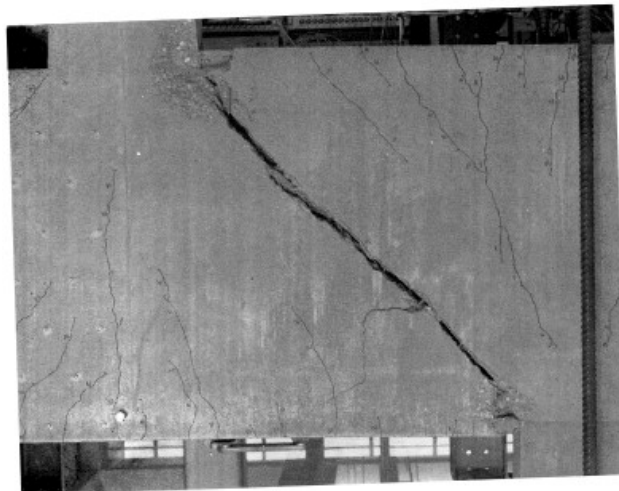
tab. 4.4: Materiálové parametry použité pro různé bezpečnostní formáty

Bezpečnostní formát	Částečný (PSF) EN 1992-1	Globální EN 1992-2	Pravděpodobnostní		
			průměr	stand. odchylka	rozdělení
Beton 30/37					
E_c [Gpa]	32	32	32	4,8	normal
f_c [MPa]	20	25	-38	4,87	lognormal (2p)
f_t [MPa]	1,3	1,7	2,9	0,435	lognormal (2p)
G_f [N/m]	35	44	66	3,3	weibull (2p)
Ocel 500					
f_{sy} [MPa]	434	550	550	31	normal

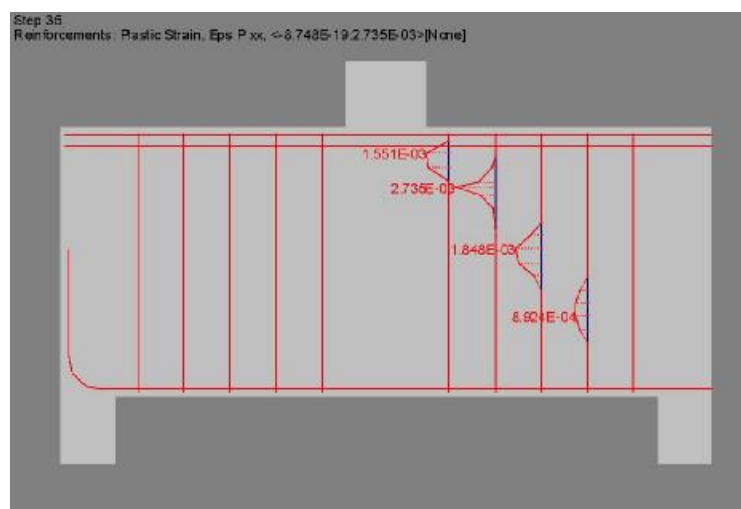
Step 38,
 Scalars:rendering, Basicmaterial, in nodes, Principal Strain, Max., <-1.330E-04;1.741E-02> [None]
 Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <-2.738E-05;1.769E-03> [m], Sigma_n: <-8.546E+00;2.473E+00> [MPa], Sigma_T0: :



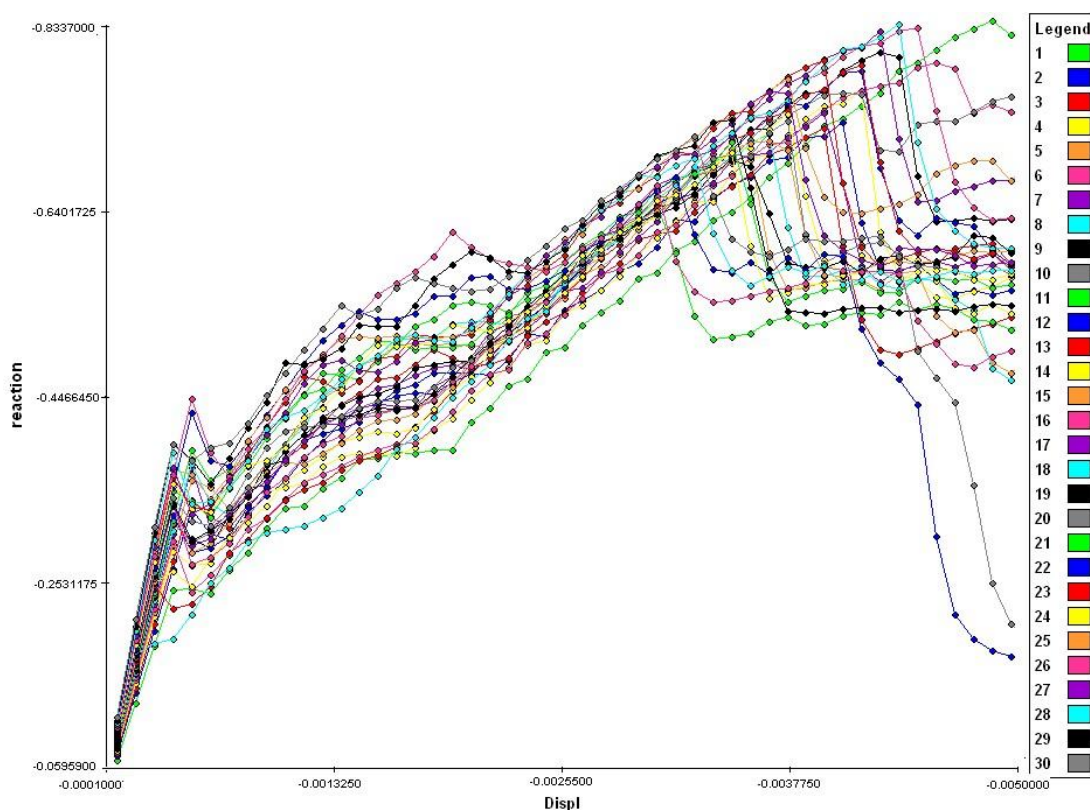
obr. 4.12: Konečný mód porušení vypočtený nelineární analýzou



obr. 4.13: Výsledek experimentu z laboratoře



obr. 4.14: Napětí ocelové výztuže při selhání konstrukce



obr. 4.15: Sada pracovních diagramů vypočítaných plně pravděpodobnostní nelineární analýzou

Result name	Classes	Mean	Std	COV	Cornell - β	Cornell - pf
Displ	6	0.005	-1. #IND	1. #QNB	***	0
reaction	6	0.7391	0.052614	0.071187	14.047	3.994e-045
Limit State Function 1	6	0.086097	0.052614	0.61111	1.6364	0.050881

obr. 4.16: Výsledky monitorovacích bodů pravděpodobnostního výpočtu

Na obr. 4.12 je vidět konečný mód porušení počítačového modelu. Pro porovnání je na obr. 4.13 uveden stav konstrukce po zatěžovací zkoušce. Z obou obrázků je patrná shoda výpočtu s experimentem. Napětí ocelové výztuže ve vrcholu zatěžování je graficky znázorněno na obr. 4.14.

Obr. 4.15 představuje simulace pro jednotlivé realizace vstupních parametrů generovaných metodou LHS na základě předpokládaných rozdělení dle tab. 4.4. Statistické parametry rozdělení pevností R_d byly stanoveny z 30 simulací což bylo vzhledem k výsledné korelační matici dostatečné. V tomto případě bylo řešení dané částečnými součiniteli bezpečnosti (PSF) brané jako referenční. Výsledky počítaných metod jsou seříděny v tab. 4.5.

Je zřejmé, že opět všechny metody dávají podobné výsledky. Jediný rozdíl je v případě pravděpodobnostních metod, kde je patrná silná citlivost na výběru tvaru funkce rozdělení vstupních dat. V případě velmi realistického normálního rozdělení r , je

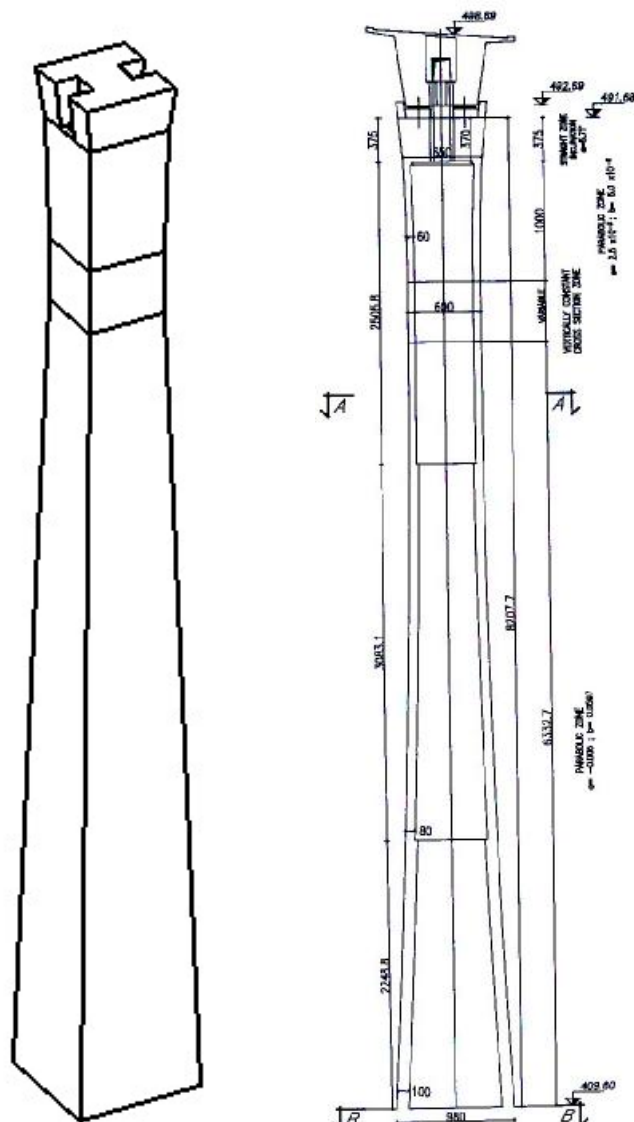
výpočet návrhové pevnosti (512 kN) zcela podobný výpočtu PSF a metodě globálního součinitele. Pro ostatní rozdělení je výsledná vypočtená hodnota buď nižší či vyšší. To je ukázkou toho, že pokud se chceme na výsledky plně pravděpodobnostních výpočtů spoléhat, musíme mít dostatečné znalosti statistických vlastností vstupních parametrů.

tab. 4.5: Porovnání vypočtených hodnot návrhové únosnosti pomocí jednotlivých bezpečnostních metod

Metoda		Únosnost	γ_R	Návrhová únosnost	R_d / R_d^{PSF}
		R_x [MN]		R_d [MN]	
PSF	Návrhové	501	1,00	501	1
EN 1992-2	Dle normy	622	1,27	490	0,98
ECOV	Průměrné	708	1,43	510	1,02
	Charakteristické	624			
Pravděpodobnostní výpočet Normální rozdělení pro $r(f, \dots)$, lognormální rozdělení vstupních materiálových parametrů		$R_m = 739,1$ $R_k = 653,0$ $R_d = 493,0$		493	0,98
Pravděpodobnostní výpočet Normální rozdělení pro $r(f, \dots)$ i pro vstupní hodnoty materiálů				465	0,93

4.3.4 Nelineární analýza železobetonového dálničního pilíře v Itálii

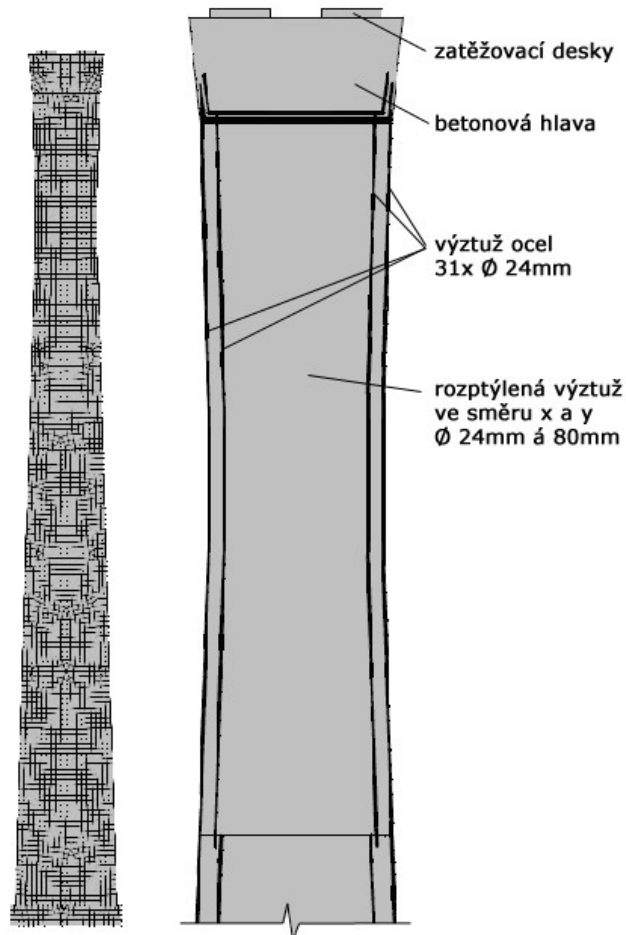
Jedná se o štíhlý železobetonový pilíř vysoký 82 metrů. Základna má půdorysné rozměry 9,8 x 9,8 m, hlava 6,5 x 6,5 m, nejužší místo 6 x 6 m (viz. obr. 3.1). Stěny pilíře jsou široké od 1 m u paty až po 0,6 m pod hlavou pilíře.



obr. 4.17: Geometrie modelu

Dvojměrný model pro program ATENA je zobrazen na obr. 4.17. Pevnost betonu byla dle předložené dokumentace $f_{ck} = 29$ MPa, pevnost výztuže $f_{yk} = 430$ MPa. Použité materiálové charakteristiky jsou shrnuty v tab. 4.6. Model je vyztužen pruty $\varnothing 24$ dle schématu na obr. 4.18b. V modelu byl použit materiálový model SBETA pro

beton a bilineární pracovní diagram výztuže. Výpočetní model obsahuje cca 1300 kvadratických prvků s cca 5000 uzly sítě. Každý výpočet trval na počítači (Pentium 4 - 3,2 GHz, 3GB RAM) cca 4 hodiny. Nelineární výpočet byl řízen metodou oblouku s nastavením dle tab. 4.7. Stabilita iteračního procesu byla řízena metodou Line Search.



obr. 4.18: a) Konečněprvkový model dvojrozměrné analýzy b) Výztuž modelu

tab. 4.6: Materiálové charakteristiky pro jednotlivé druhy výpočtů

	E_b	ν	R_t	R_c	G_p	f_y	E_y	w_d
	MPa	-	MPa	MPa	MN/m	MPa	MPa	m
Návrhové	31960	0,2	1,306	-19,33	3,24E-05	374	210000	-0,05
EN1992-2	31960	0,2	1,6522	-24,448	4,12E-05	473	210000	-0,05
Průměrné	31960	0,2	2,84	-37	7,14E-05	473	210000	-0,05
Charakter.	31960	0,2	1,96	-29	4,90E-05	430	210000	-0,05

tab. 4.7: Parametry nelineárního řešení

Název: MyAL	
Metoda: Délka oblouku	Délka oblouku: Crisfield
Úprava délky oblouku: Konstanta	
Poměr sil a deformací	0.010 [-]
Vztah sil a deformací: Konstanta	
Referenční počet iterací: 5	
Délka kroku: Based On Current Load Step	
Délka oblouku na základě: všech uzlů	
Max. počet iterací: 60	
Rel. chyba deformací	0.010000 [-]
Rel. chyba v rovnováze sil	0.010000 [-]
Absolutní chyba v rovnováze sil	0.010000 [-]
Chyba energie	0.000100 [-]
Optimize Band-Width: Sloan	
Line Search: Zapnuta	
Line Search typ: S iteracemi	
Max. nevyrovnaná energie: 0.800 [-]	
Max. počet Line Search iterací: 3	
Minimální změna kroku: 0.010 [-]	Maximální změna kroku: 1.000 [-]
Úprava tuhosti: Každou iteraci	
Typ tuhosti: Tečná	

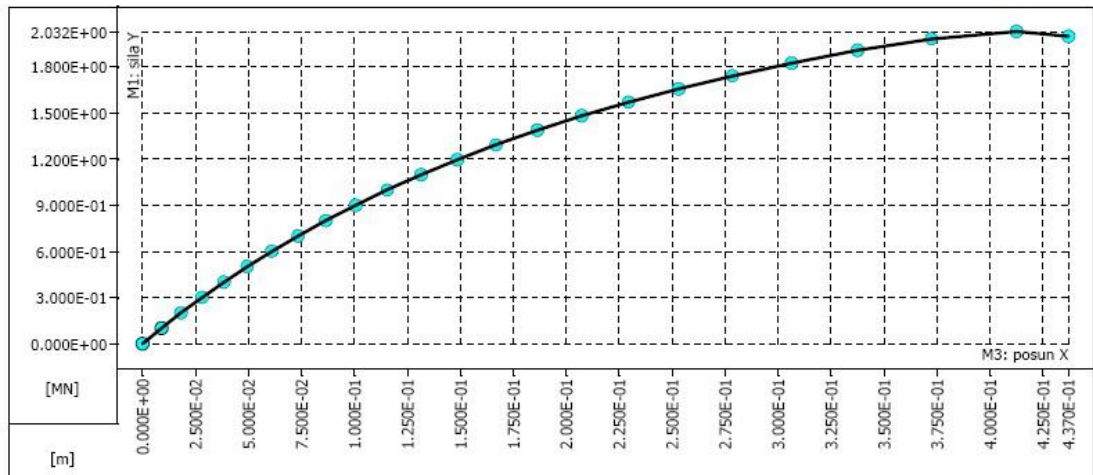
Zatížení bylo předepisováno na vrchní ploše pilíře (viz tab. 4.8), přenásobené dílčími součiniteli zatížení 1,5 (jak pro vlastní tíhu, tak pro nahodilé zatížení). Úkolem bylo zjistit maximální únosnost pilíře resp. odpovídající bezpečnostní součinitel. První výsledky z důvodu nedokonalosti modelu v hlavě pilíře ukazovaly mód porušení drcením betonu pod zatěžovacími deskami. Jelikož dokumentace vyztužení hlavy byla nedostatečná, byl hlavě pilíře přiřazen lineárně pružný materiál s Youngovým modulem stejným jako beton. Tím bylo docíleno přesunutí způsobu porušení konstrukce do předpokládaného místa 2/3 výšky pilíře.

tab. 4.8: Předepsané zatížení

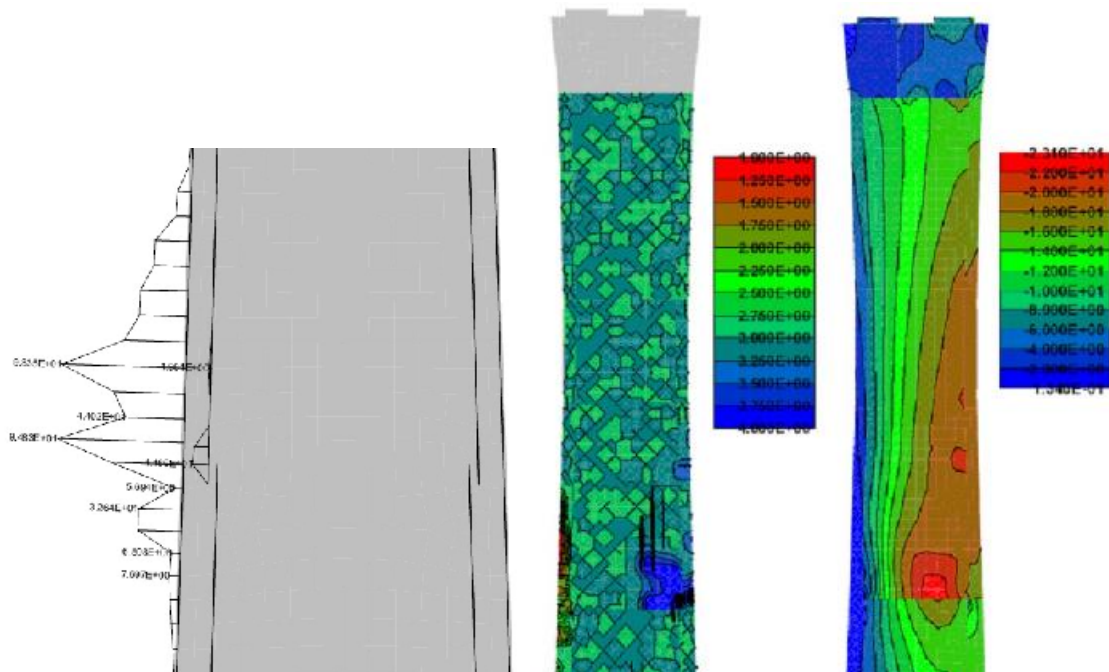
Svislá síla	N	-55352 [kN]
Vodorovná síla	H	30923 [kNm]
Moment	M	1661 [kN]

4.3.4.1 Výpočet dle návrhových parametrů

Tato část popisuje dílčí výsledky analýzy pilíře s charakteristickými materiálovými vlastnostmi. Pracovní diagram zátěžové zkoušky je zřejmý z obr. 4.19. Diagram znázorňuje závislost svislého posunu a poměrné svislé síly (násobku předepsaného zatížení). Vrchol pracovního diagramu cca 2,032 MN byl dosažen v kroku 22. Analýza byla přerušena v kroku 23. Ani v tomto případě nedochází k tečení vyztuže, jak je dokumentováno obr. 4.20a.



obr. 4.19: Pracovní diagram

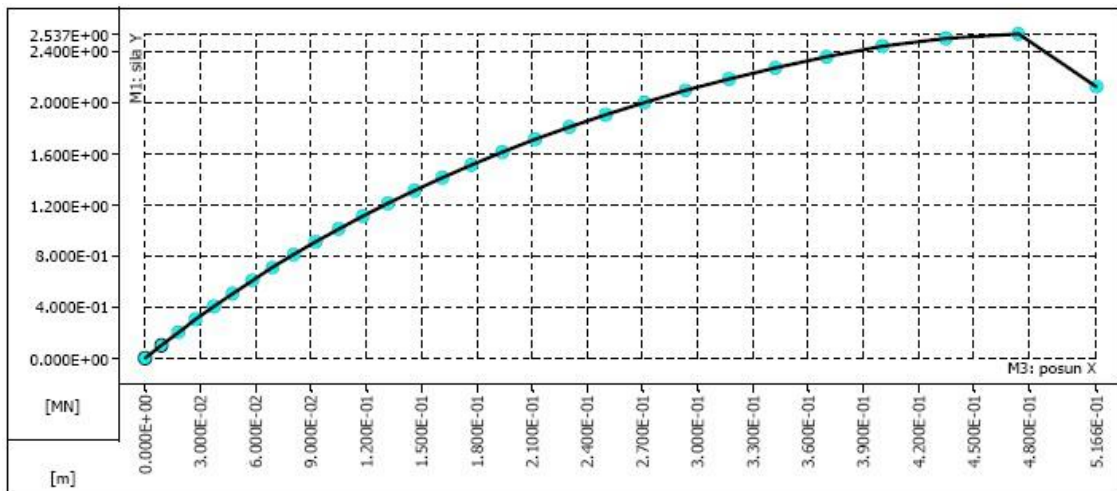


obr. 4.20: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, krok 23, b) Číslo stavu materiálu (viz obr. 2.18) ve směru Y, trhliny >0,1mm, krok 23, c) Minimální hlavní napětí v betonu, krok 23

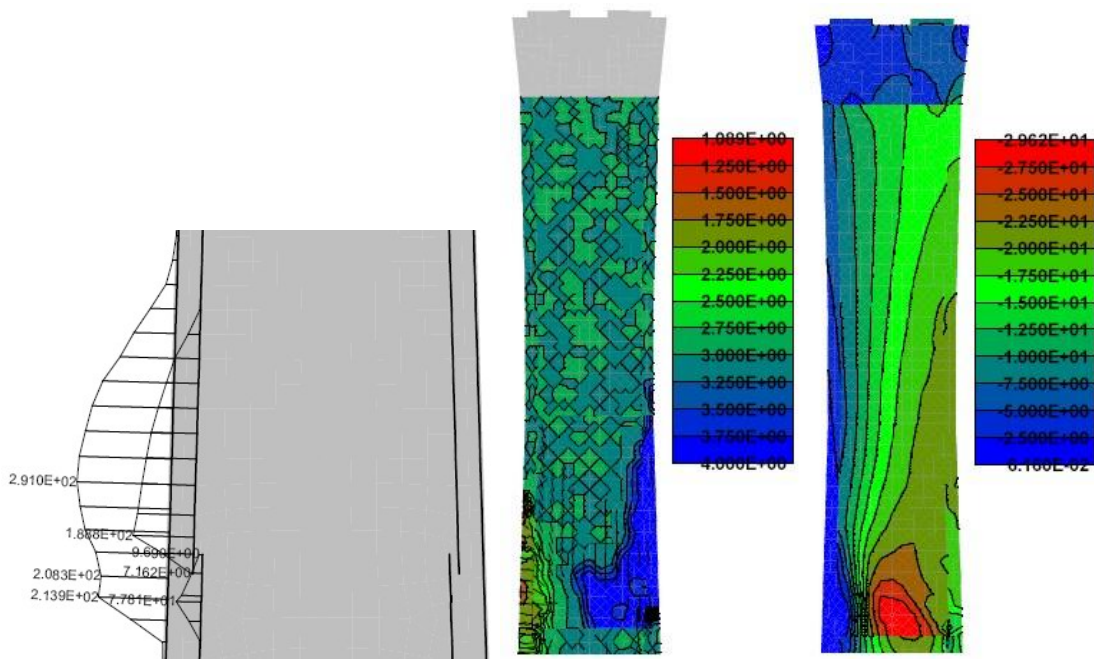
Na obr. 4.20a vidíme oblast betonu, kde se materiál nachází ve stavu č. 4, tzn. dochází zde k drcení betonu. Napětí v betonu zde překročilo jeho únosnost v tlaku, jak je vidět na detailu hlavních napětí (obr. 4.20c). Maximální hodnota 23,1 MPa výrazně přesahuje návrhovou únosnost 19,33 MPa.

4.3.4.2 Výpočet dle parametrů EN 1992-2

Analýzy pilíře s materiálovými vlastnostmi, dle EN 1992-2 Mosty, vedla na vrchol pracovního diagramu cca 2,537MN (v kroku 27), což je patrné z obr. 4.21. Obr. 4.22a znázorňuje maximální napětí ve výztuži v 28 kroku 95MPa, což znamená že nedochází k tečení výztuže.



obr. 4.21: Pracovní diagram

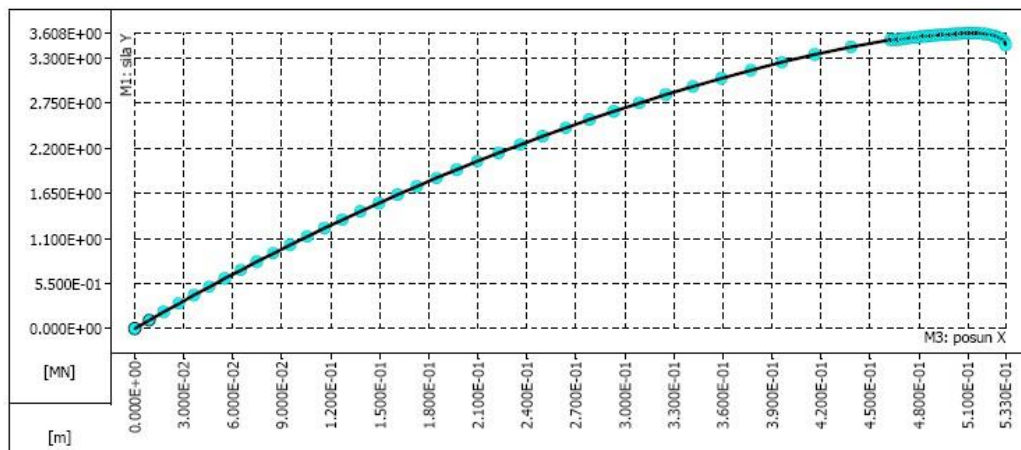


obr. 4.22: Krok 28: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, b) Číslo stavu materiálu ve směru Y, trhliny >0,1mm, c) Minimální hlavní napětí v betonu

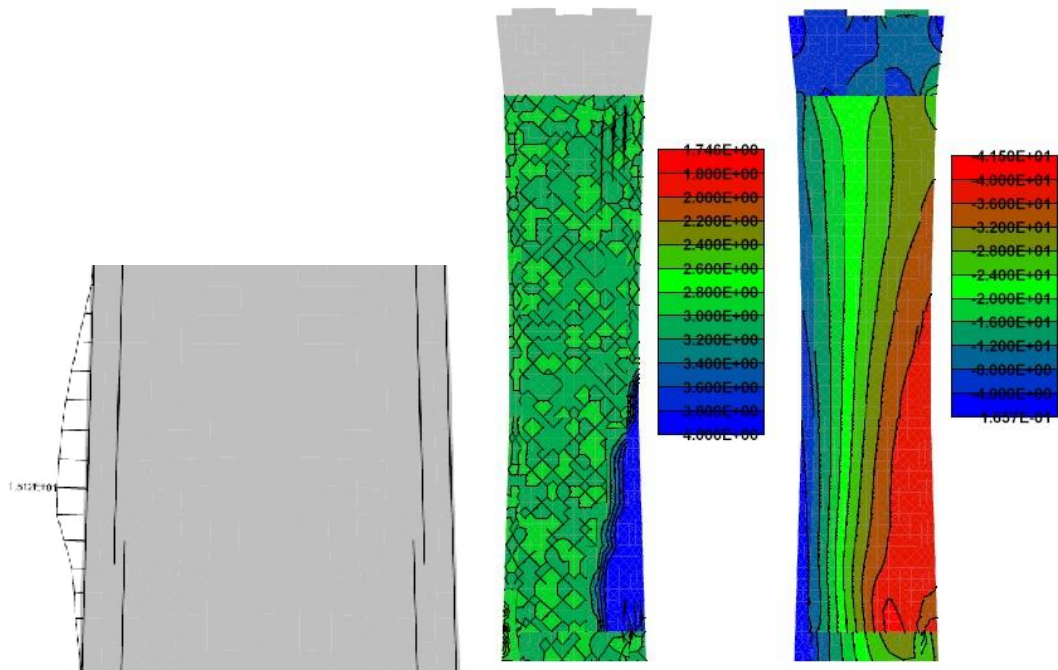
Je vidět že dochází k drcení betonu, jak ukazuje obr. 4.22b číslem stavu materiálu 4. Napětí v betonu 29,6 MPa zde překročilo jeho únosnost v tlaku 24,45 MPa, jak je vidět na detailu hlavních napětí (obr. 4.22c).

4.3.4.3 Výpočet dle průměrných parametrů

Tato část popisuje výsledky analýzy pilíře s průměrnými materiálovými charakteristikami. Z obr. 4.23 je vidět vrchol pracovního diagramu na hodnotě cca 3,608 MN. Na obr. 4.24 je maximální napětí ve výztuži 15MPa, to znamená že nedochází k tečení výztuže. Na obr. 4.24b vidíme oblast betonu, kde se materiál nachází ve stavu č. 4, tzn. že dochází opět k drcení betonu. Napětí 41,5 MPa opět přesáhlo pevnost betonu v tlaku 37,0 MPa (obr. 4.24c).



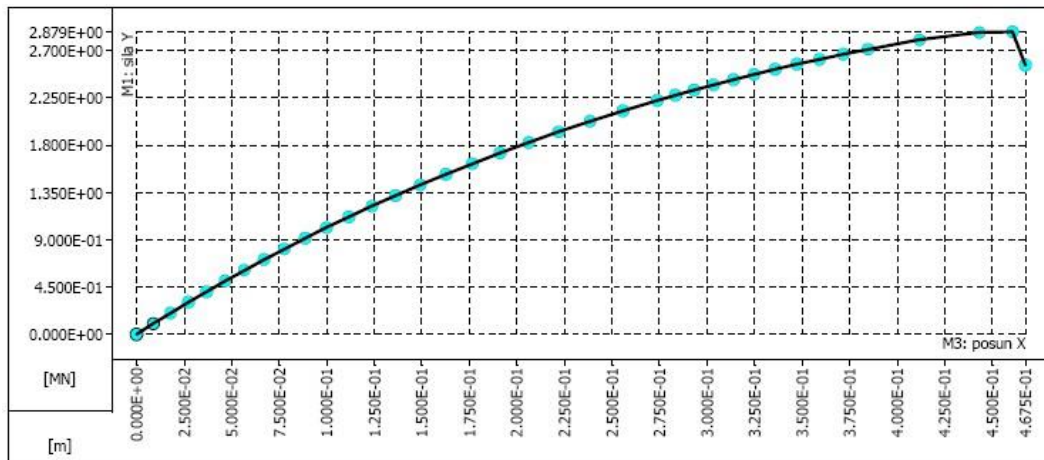
obr. 4.23: Pracovní diagram



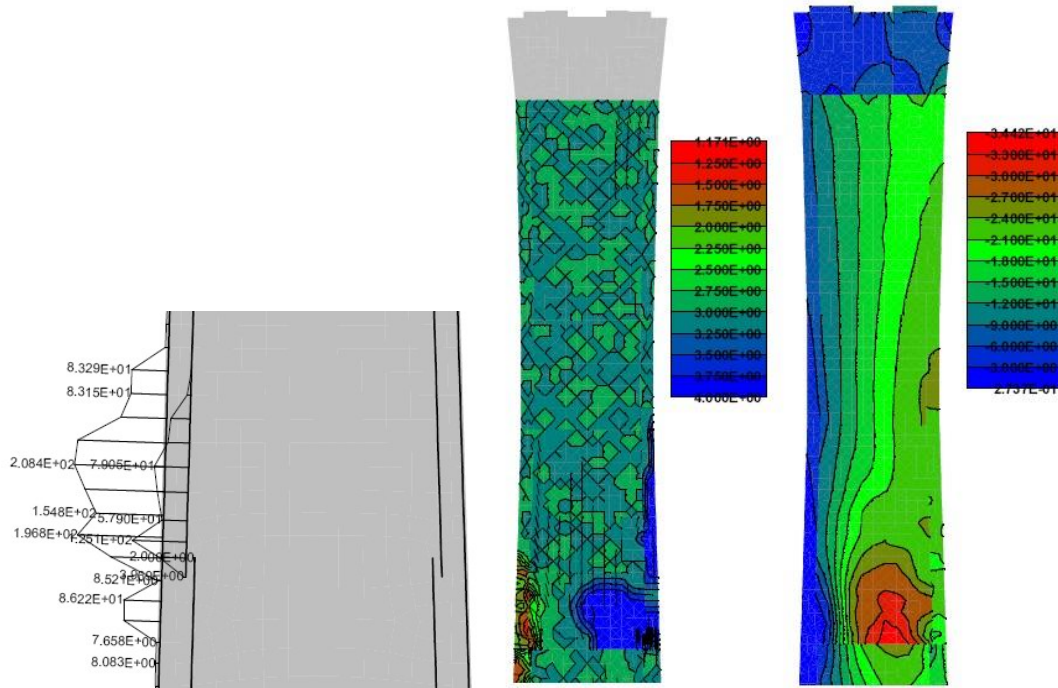
obr. 4.24: Krok 61: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, b) Číslo stavu materiálu ve směru Y, trhliny >0,1mm, c) Minimální hlavní napětí v betonu

4.3.4.4 Výpočet dle charakteristických parametrů

Poslední výpočet byl proveden s charakteristickými materiálovými parametry. Na obr. 4.25 je vidět pracovní diagram zátěžové zkoušky, jež ukazuje vrchol na hodnotě cca 2,879 MN. Na obr. 4.26a je vidět maximální napětí ve výztuži v 36 kroku 208 MPa, což znamená, že nedochází k tečení výztuže. Z obr. 4.26a je patrná oblast betonu, kde se materiál nachází ve stavu č. 4, to znamená, že zde dochází k drcení betonu. Napětí v betonu 34,4 MPa zde opět překročilo jeho únosnost v tlaku 29,0 MPa viz obr. 4.26b.



obr. 4.25: Pracovní diagram



obr. 4.26: Krok 36: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, b) Číslo stavu materiálu ve směru Y, trhliny >0,1mm, c) Minimální hlavní napětí v betonu

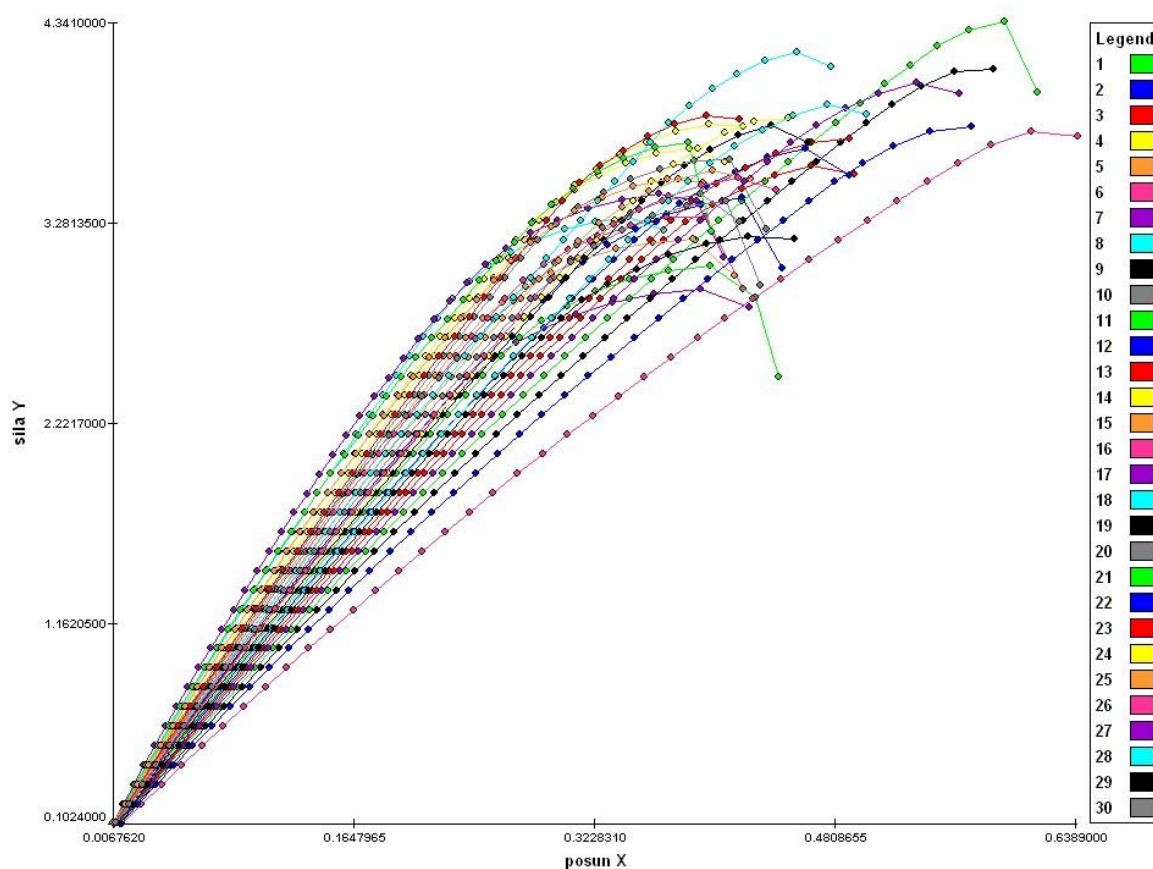
4.3.4.5 Pravděpodobnostní výpočet

Pro pravděpodobnostní výpočet byly uvažovány materiálové parametry a distribuční funkce shrnuté v obr. 4.27. Korelační matice byly použity stejné jako v předešlých příkladech. Bylo počítáno s 30 náhodně vygenerovanými vstupními sadami.

Name	Distribution	Descriptors	Mean	Std	COV
E	Normal	Moments	31960	4794	0.15
Ft	Lognormal (2 par)	Moments & params	2.84	0.426	
Fc	Lognormal (2 par)	Moments & params	-37	4.81	
Gf	Weibull min (2 par)	Moments & params	7.14e-005	3.3407	
Eps_C	Lognormal (2 par)	Moments & params	-0.001158	0.00015054	

Name	Distribution	Descriptors	Mean	Std
f E	Lognormal (2 par)	Moments & params	2.05e+005	6150
f S_y	Normal	Moments	473	26.015

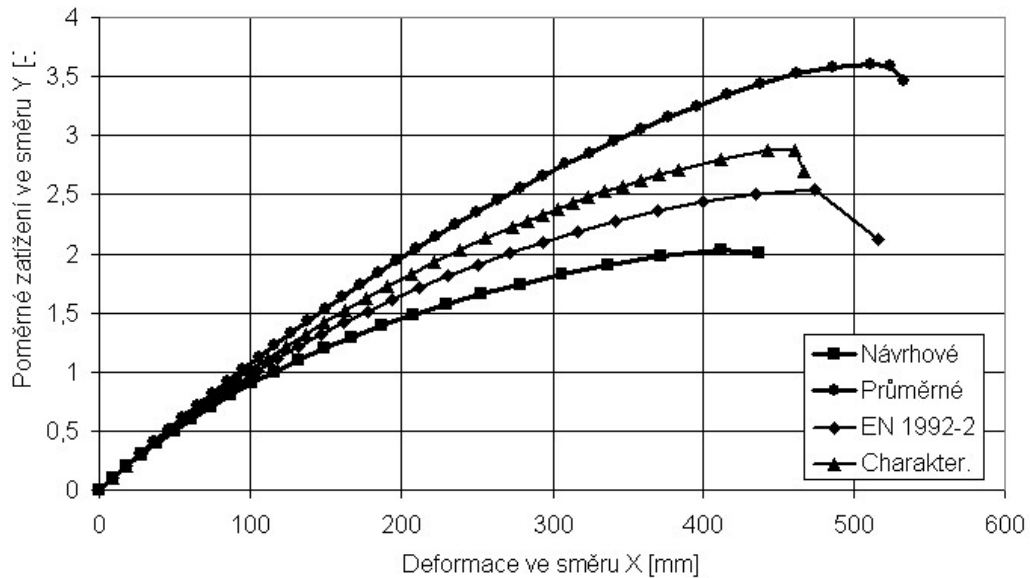
obr. 4.27: Vstupní parametry pro SBETA materiál a ocel



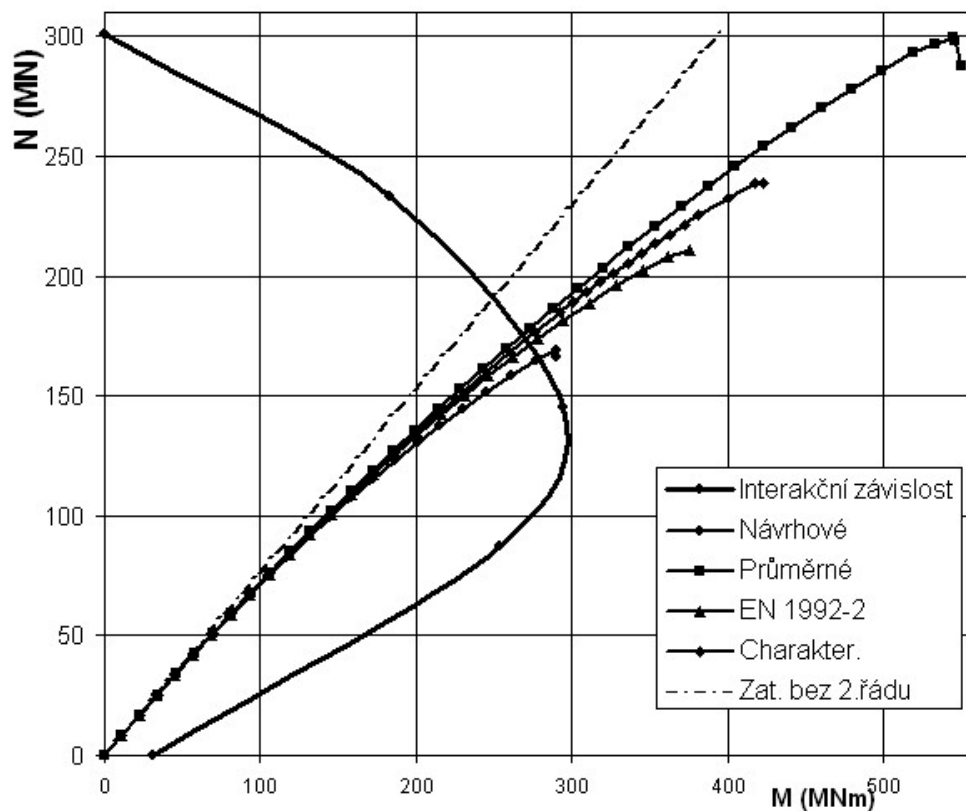
obr. 4.28: Výsledky pravděpodobnostního výpočtu

4.3.4.6 Výsledky

Tato část porovnává dílčí výsledky analýzy pilíře. Na obr. 4.29 je vidět porovnání pracovních diagramů ze všech dílčích modelů. Diagram znázorňuje závislost vodorovného posunu a poměrné svislé síly při zatěžování pilíře.



obr. 4.29: Porovnání pracovních diagramů



obr. 4.30: Interakční diagram pro návrhové materiálové charakteristiky

Result name	Classes	Mean	Std	COV	Cornell - β	Cornell - pf
síla Y	6	3.6153	0.32514	0.089935	11.119	5.0639e-029
posun Y	6	0.019711	0.0038625	0.19596	5.1031	1.6703e-007
posun X	6	0.46318	0.067812	0.14641	6.8303	4.2373e-012
Limit State Function 1	6	1.5353	0.32514	0.21178	4.7219	1.1685e-006

obr. 4.31: Výsledné hodnoty pravděpodobnostního výpočtu.

Na obr. 4.30 je znázorněn do grafu normálové síly a momentu postup zatěžování jednotlivých výpočtů společně s vykreslením interakčního diagramu pro kritický průřez a návrhové materiálové charakteristiky.

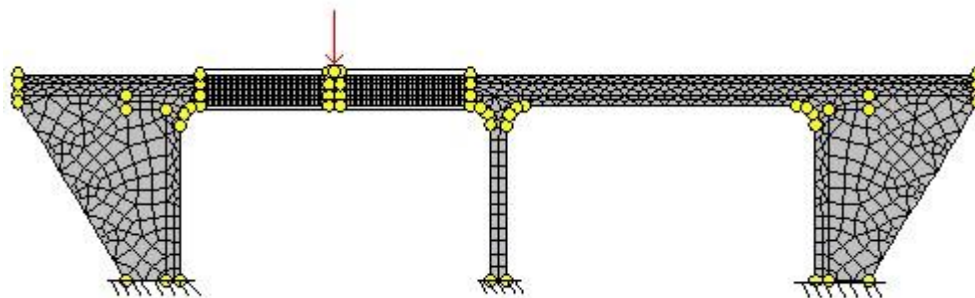
Na obr. 4.31 jsou výsledné hodnoty pravděpodobnostního výpočtu. Globální faktory a návrhová pevnost R_d jsou přehledně shrnuty v tab. 4.9. Řešení dané částečnými součiniteli bezpečnosti (PSF) je opět uvažováno jako referenční. Je zřejmé že opět všechny metody dávají podobné výsledky.

tab. 4.9: Porovnání vypočtených hodnot návrhové únosnosti pomocí jednotlivých bezpečnostních metod

Metoda		Únosnost	γ_R	Návrhová únosnost	R_d / R_d^{PSF}
		R_x [kN]		R_d [kN]	
PSF	Návrhové	168,72	1,00	168,72	1
EN 1992-2	Dle normy	210,64	1,27	165,85	0,98
ECOV	Průměrné	297,49	1,66	179,21	1,06
	Charakteristické	239,04			
Pravděpodobnostní výpočet		$R_m = 300,15$ $R_k = 255,73$ $R_d = 172,70$		172,70	1,02

4.3.5 Nelineární analýza mostu v Örnköldsviku, Švédsko

Závěrečné porovnání jednotlivých metod je provedeno na úloze z kapitoly 2. Model byl spočítán opět ve čtyřech verzích s materiálovými charakteristikami uvedenými v tab. 4.10. Geometrie, zatížení i okrajové podmínky jsou stejné (viz obr. 4.32).



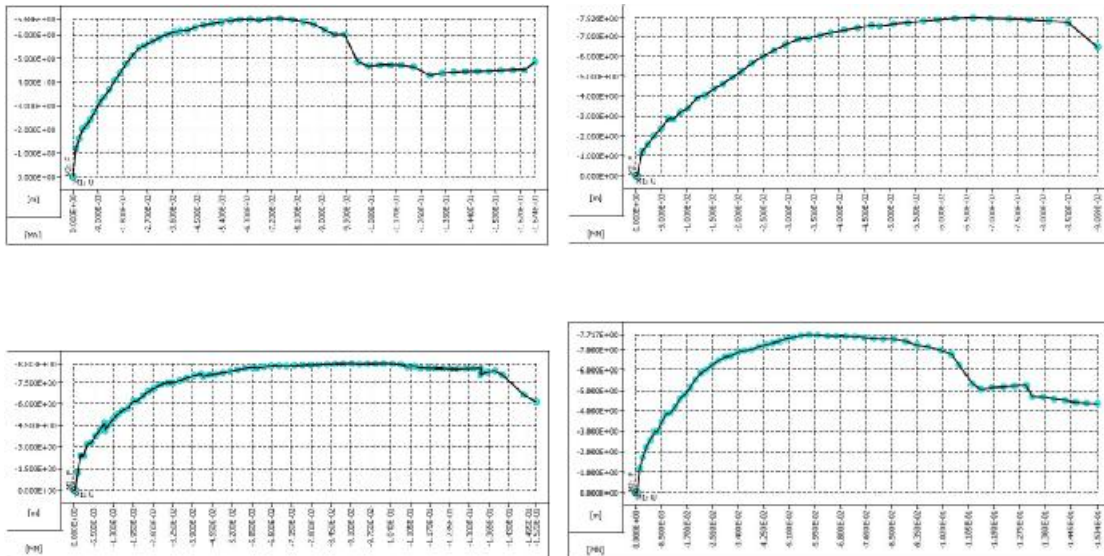
obr. 4.32: Konečněprvkový model dvojrozměrné analýzy

tab. 4.10: Použité materiálové charakteristiky v jednotlivých výpočtech

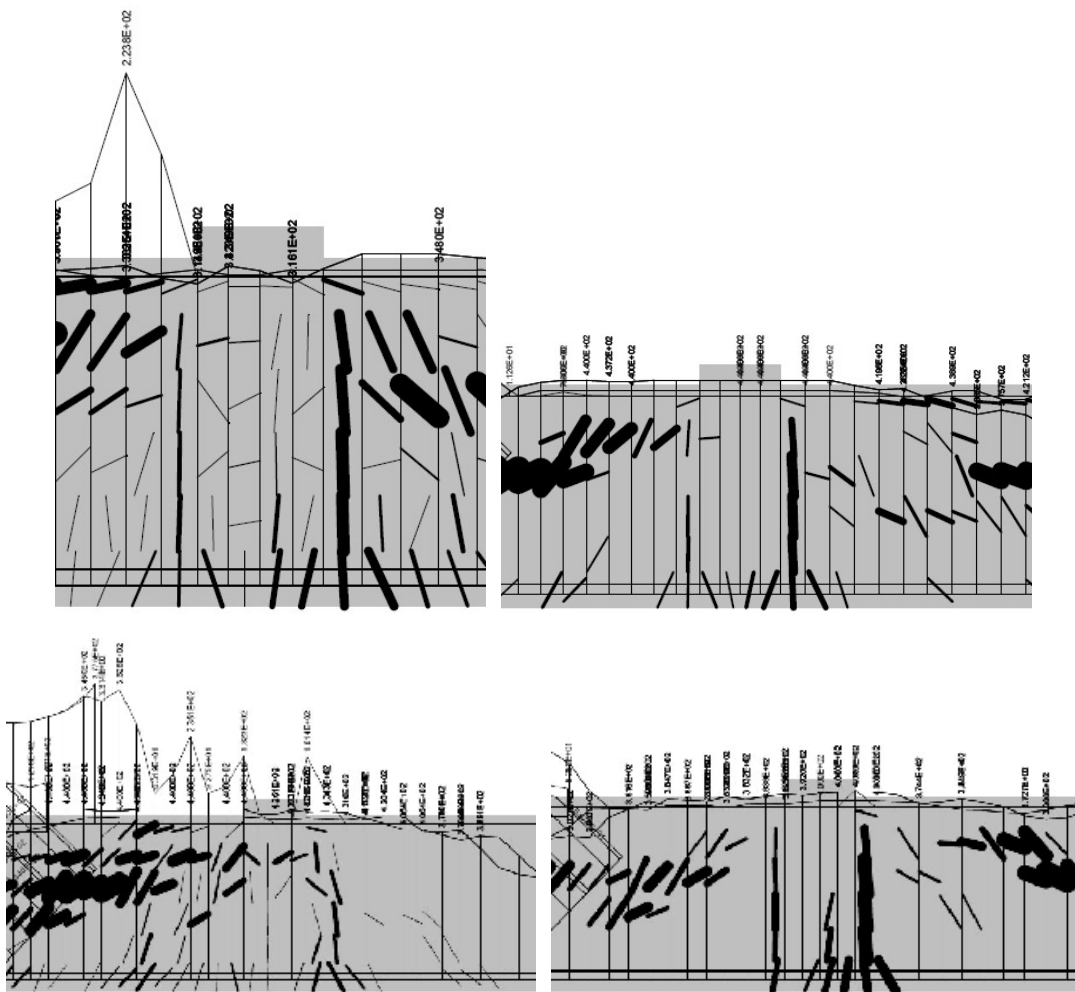
	E_b	R_t	R_c	G_p	w_d	f_y	E_y
	MPa	MPa	MPa	MN/m	m	MPa	MPa
Návrhové	39000	2,067	-40	5,20E-05	-0,005	348	200000
EN1992-2	39000	2,613	-50,58	6,50E-05	-0,005	440	200000
Průměrné	39000	4,4	-68	1,10E-04	-0,005	440	200000
Charakteristické	39000	3,1	-60	7,80E-05	-0,005	400	200000

4.3.5.1 Výpočet jednotlivých verzí materiálových charakteristik

Průběhy pracovních diagramů dle jednotlivých materiálových parametrů je vidět na obr. 4.33. Diagramy znázorňují závislost svislé síly a svislého posunu. Vrcholy pracovních diagramů byly dosaženy v různých hodnotách a v různých krocích a jsou shrnuty v tab. 4.11.



obr. 4.33: Pracovní diagramy: a) dle návrhových parametrů, b) dle parametrů z EN192-2, c) dle průměrných parametrů, d) dle parametrů charakteristických



obr. 4.34: Napětí a výztuži ve středu zatěženého oblouku: a) návrhové parametry, b) parametry dle EN 192-2, c) průměrné parametry, d) charakteristické parametry materiálu

Na obr. 4.34 jsou vidět maximální napětí ve výztuži v prvním kroku za vrcholem zatěžování. Ze všech je patrné, že dochází k tečení výztuže.

tab. 4.11: Mezní únosnosti počítaných variant

Použité charakteristiky	Mezní únosnost
Návrhové	6,686
EN1992-2	7,926
Průměrné	8,803
Charakteristické	7,717

4.3.5.2 Praviděpodobnostní výpočet

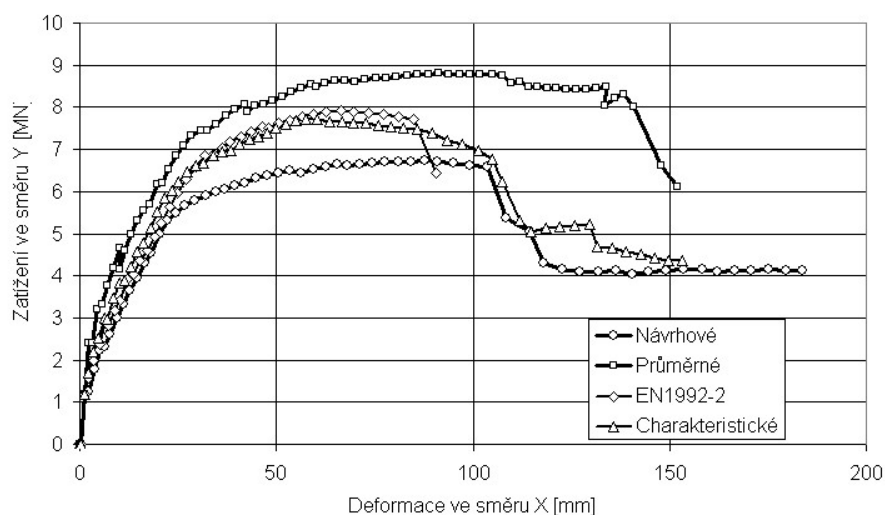
Pro pravděpodobnostní výpočet byly uvažovány materiálové parametry a typy rozdělení funkcí (viz obr. 4.35). Vstupní korelační matice byla stejná jako v předchozím příkladě. Bylo vygenerováno 30 vstupních sad materiálů pro pravděpodobnostní výpočet což bylo opět dostatečné s ohledem na výslednou korelační matici.

Name	Distribution	Descriptors	Mean	Std	COV
E	Normal	Moments	39000	5850	0.15
Ft	Lognormal (2 par)	Moments & params	4.4	0.66	
Fc	Lognormal (2 par)	Moments & params	-68	4.896	
Gf	Weibull min (2 par)	Moments & params	0.00011	3.3407	
Eps_C	Lognormal (2 par)	Moments & params	-0.00428	0.0005564	
Name	Distribution	Descriptors	Mean	Std	COV
fS_y	Normal	Moments	440	24.2	0.055

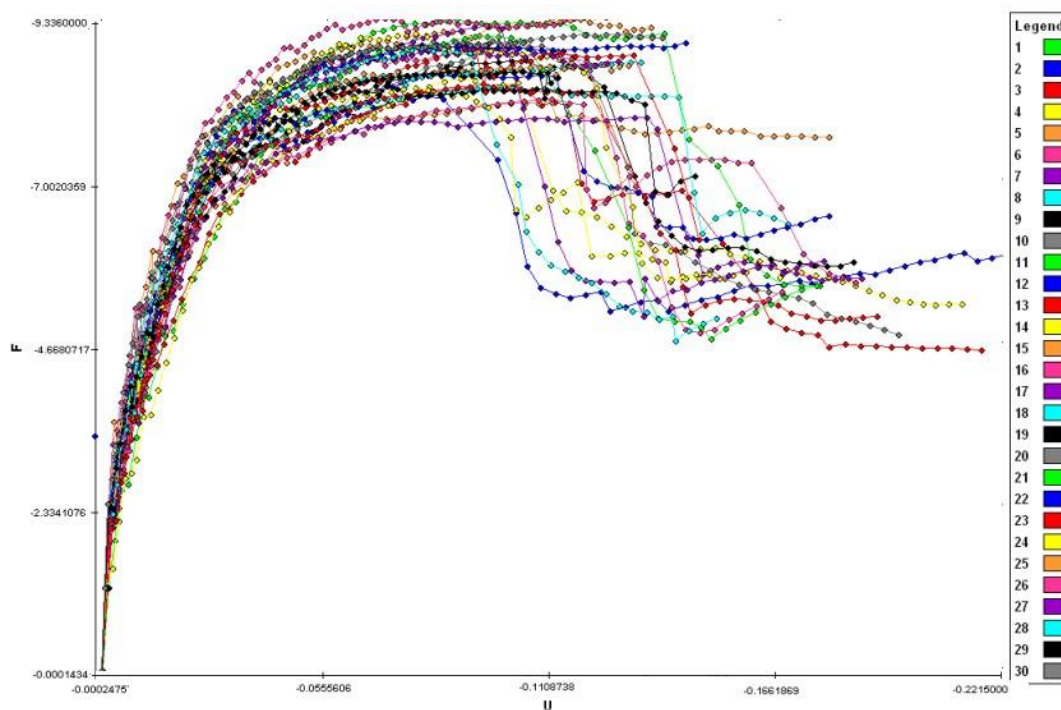
obr. 4.35: Vstupní parametry pro SBETA materiál a ocel

4.3.5.3 Výsledky

Tato část porovnává dílčí výsledky analýzy mostního oblouku. Na obr. 4.36 jsou shrnuty pracovní diagramy ze všech dílčích modelů. Diagram znázorňuje závislost svislého posunu a svislé síly při postupném přitěžování.



obr. 4.36: Porovnání pracovních diagramů



obr. 4.37: Výsledky pravděpodobnostního výpočtu

Result name	Classes	Mean	Std	COV	Cornell - β	Cornell - p_f
U	6	0.15907	0.034583	0.21741	4.9996	2.116e-006
F	6	8.6881	0.40707	0.046853	21.343	2.2543e-101
LSF	6	1.9131	0.40707	0.21278	4.6997	1.3025e-006

obr. 4.38: Výsledné hodnoty pravděpodobnostního výpočtu.

Na obr. 4.31 jsou výsledné hodnoty pravděpodobnostního výpočtu. Průběh zatěžování jednotlivých sad je vidět na obr. 4.37. Globální faktory a návrhová

pevnost R_d jsou přehledně vidět v tab. 4.9. V tomto případě bylo řešení dané částečnými součiniteli bezpečnosti (PSF) brané jako referenční. Je vidět, že opět všechny metody vedou k podobným výsledkům.

tab. 4.12: Porovnání vypočtených hodnot návrhové únosnosti pomocí jednotlivých bezpečnostních metod

Metoda		Únosnost	γ_R	Návrhová únosnost	R_d / R_d^{PSF}
		R_x [MN]		R_d [MN]	
PSF	Návrhové	6,686	1,00	6,686	1
EN 1992-2	Dle normy	7,926	1,27	6,241	0,933
ECOV	Průměrné	8,803	1,35	6,520	0,975
	Charakteristické	7,717			
Pravděpodobnostní výpočet		$R_m = 8,680$ $R_k = 8,030$ $R_d = 6,775$		6,775	1,013

4.4. Závěry

Tato práce představuje nový bezpečnostní přístup, vhodný pro návrh železobetonu založený na nelineární analýze. Nová metoda je nazývána ECOV (Estimate of Coefficient Of Variation) - odhad variačního koeficientu. Výhodou navrhované metody je, že může získat citlivost únosnosti na náhodné variaci vstupních proměnných a tak uvažovat bezpečný mód porušení. Vyžaduje dvě nelineární analýzy, s průměrnými a charakteristickými hodnotami vstupních parametrů. Metoda je srovnávána s ostatními bezpečnostními přístupy vhodnými pro nelineární analýzu, které jsou založené na globální únosnosti. Jsou to: návrhový přístup EN 1992-2, plně pravděpodobnostní analýza a jednoduchý přístup založený na návrhových hodnotách vstupních parametrů, tj. charakteristické parametry snížené dílčími součiniteli bezpečnosti. Poslední přístup není obvykle doporučovaný normami, ale inženýři často přehlédnou tento fakt a používají tento přístup, pokud mají k dispozici nelineární analýzu.

Diskutované bezpečnostní formáty byly testovány na čtyřech příkladech. První z nich byl jednoduše podepřený ohýbaný nosník na ohyb, druhý staticky neurčitá stěna namáhaná na smyk, třetí ohýbaný a tlačný pilíř a poslední oblouk mostu namáhaný na ohyb a smyk. Pro vyšetřovaný rozsah problémů, který je sice poměrně úzký, ale dle mého názoru dostatečně reprezentativní, dávaly příklady spolehlivé a shodné výsledky.

Závěry založené na omezené sadě příkladů jsou následující:

- Navrhovaná ECOV metoda dává výsledky srovnatelné s ostatními přístupy.
- Metoda PSF, která užívá vstupní parametry s dílčími součiniteli bezpečnosti, se zdá být dostatečně spolehlivá a je přirozeným rozšířením klasického přístupu k moderní nelineární analýze.
- Plně pravděpodobnostní analýza je citlivá na typ náhodného rozdělení předpokládaného pro vstupní proměnné a zejména pro výsledné rozdělení odolnosti. Pokud jsou známy statistické vlastnosti analyzovaného systému, nebo mohou být přesně odhadnuty, může poskytovat větší zatížitelnost.

Seznam tabulek

tab. 2.1 : Data poškození, přestaveb povodní a rekonstrukcí	11
tab. 2.2: Materiálové charakteristiky použité pro model.....	17
tab. 2.3: Zatěžovací stavy a součinitle zatížení.....	26
tab. 3.1: Materiálové charakteristiky.....	41
tab. 3.2: Parametry nelineárního řešení.....	41
tab. 4.1: Materiálové parametry použité v metodě dle normy EN1992-2.....	59
tab. 4.2: Příklad náhodných permutací.....	63
tab. 4.3: Porovnání vypočtených hodnot návrhové pevnosti s použitím různých bezpečnostních formátů.....	67
tab. 4.4: Materiálové parametry použité pro různé bezpečnostní formáty.....	69
tab. 4.5: Porovnání vypočtených hodnot návrhové únosnosti pomocí jednotlivých bezpečnostních metod.....	72
tab. 4.6: Materiálové charakteristiky pro jednotlivé druhy výpočtů.....	74
tab. 4.7: Parametry nelineárního řešení.....	74
tab. 4.8: Předepsané zatížení.....	75
tab. 4.9: Porovnání vypočtených hodnot návrhové únosnosti pomocí jednotlivých bezpečnostních metod.....	82
tab. 4.10: Použité materiálové charakteristiky v jednotlivých výpočtech.....	83
tab. 4.11: Mezní únosnosti počítaných variant	85
tab. 4.12: Porovnání vypočtených hodnot návrhové únosnosti pomocí jednotlivých bezpečnostních metod.....	87

Seznam obrázků

obr. 2.1: Karlův most po povodni roku 1890	12
obr. 2.2: Převládající směry hlavních tahů v klenbě Karlova mostu	13
obr. 2.3: Rozčlenění mostu na jednotlivé kvazihomogenní celky	14
obr. 2.4: Modelování postupu výstavby	15
obr. 2.5: MKP model generovaný pre-procesorem programu ANSYS	15
obr. 2.6: a) Reprezentativní objemový vzorek zdiva klenby, b) reprezentativní objemový vzorek zdiva poprsních zdí, c) reprezentativní objemový vzorek výplňového zdiva.....	16
obr. 2.7: Analýza periodické buňky: a) Model periodické buňky, b) Rozložení trhlin při úplném porušení, c) Makroskopický pracovní diagram	18
obr. 2.8: a) Mezoskopická periodická buňka pro opukové zdivo. b) Sít' konečných prvků pro mezoskopickou buňku z opukového zdiva c) Rozdělení trhlin při úplném porušení pro opukové zdivo	20
obr. 2.9: PUC v soustavě souřadnic	21
obr. 2.10: Základní deformační stavy (displacement control).....	21
obr. 2.11: Zavedení uzlových sil (stress control).....	22
obr. 2.12: Podmínky periodicity	23
obr. 2.13: Kinematické okrajové podmínky	25
obr. 2.14: Rozložení teplot v konstrukci	26
obr. 2.15: Zatížení změnou teploty (ANSYS). (a) Letní období, (b) Zimní období.....	27
obr. 2.16: Parametry pro výpočet hydrostatického tlaku	28
obr. 2.17: Příklad rozložení hydrostatického tlaku vody	28
obr. 2.18: Diagram závislosti napětí na poměrném přetvoření pro jednoosou napjatost	30
obr. 2.19: Otevírání trhlin po dosažení efektivní tahové pevnosti f_t^{ef} pro model SBETA	30
obr. 2.20: Stadia vzniku trhliny	31
obr. 2.21: Kritérium dvouosého porušení pro model SBETA.....	31
obr. 2.22: Zpevnění a změkčení v tlaku materiálového modelu 3DCementitious.....	32
obr. 2.23: Svislé kontaktní napětí v základové spáře S_{zz}	33
obr. 2.24: Svislý posun základové spáry U_z	33

obr. 2.25: Vývoj a rozložení kohezních trhlin v závislosti na míře rozevření - COD1 ..	34
obr. 2.26: Podélný řez vedený středem mostu - Distribuce podélného normálového napětí.....	34
obr. 2.27: Příčný řez vedený středem pilíře - Distribuce příčného normálového napětí ve směru globální osy Y - σ_{yy}	34
obr. 2.28: Příčný řez středu pilíře - Distribuce svislého norm. napětí ve směru globální osy Y - σ_{zz}	35
obr. 2.29: Příčný řez vedený středem vyššího oblouku - Distribuce příčného normálového napětí ve směru globální osy Y - σ_{yy}	35
obr. 2.30: Příčný řez vedený středem nižšího oblouku - Distribuce podélného normálového napětí ve směru globální osy Y - σ_{xx}	35
obr. 2.31: Příčný řez vedený středem vyššího oblouku – Distribuce zbytkové tahové pevnosti přenesené kohezní trhlinou v zimním období.	35
obr. 2.32: Podélný řez vedený středem mostu - Distribuce zbytkové tahové pevnosti přenesené kohezní trhlinou	36
obr. 2.33: a) maximální hlavní napětí, b) posunutí ve směru kolmém na osu mostu	36
obr. 3.1: Železobetonový most v Örnköldsviku	39
obr. 3.2: Geometrie modelu.....	40
obr. 3.3: Konečněprvkový model dvojrozměrné analýzy	40
obr. 3.4: Výztuž modelu	40
obr. 3.5: Konečněprvkový model.....	41
obr. 3.6: Detail konečněprvkového modelu	42
obr. 3.7: Pracovní diagram, svislý posun vs. síla.....	42
obr. 3.8: Momentová čára ve vrcholu zatěžování, krok 138	43
obr. 3.9: Posouvající svislé síly ve vrcholu zatěžování, krok 138.....	43
obr. 3.10: Ztužení mostovky kompozitními uhlíkovými vlákny.	44
obr. 3.11: Přidání uhlíkové výztuže do modelu	44
obr. 3.12: Pracovní diagram, svisly posune vs. síla	45
obr. 3.13: Momentová čára ve vrcholu zatěžování, krok 37	45
obr. 3.14: Posouvající svislé síly ve vrcholu zatěžování, krok 37	46
obr. 3.15: Model trhlin na vrcholu zatížení, trhliny větší než $> 0,1$ mm, krok 37.....	46
obr. 3.16: Detail modelu trhlin na vrcholu zatížení, trhliny větší než > 1 mm, krok 37.	46

obr. 3.17: Detail modelu trhlin na vrcholu zatížení, trhliny větší než $> 0,1$ mm, krok 40	47
obr. 3.18: Napětí spodní podélné prutové výztuže. Ve středním poli nebylo meze kluzu dosaženo.....	47
obr. 3.19: Maximální hlavní tahy na deformované konstrukci ukazující místo poškození ve vrcholu zatěžování, krok 37	48
obr. 3.20: Maximální hlavní tahy na deformované konstrukci ukazující místo poškození, krok 142	48
obr. 3.21: Hlavní napětí v betonu v místě pod zatěžovací deskou, vyčerpání únosnosti tlakové diagonály.....	48
obr. 3.22: Experimentální zatěžovací diagram	49
obr. 3.23: Pohled na zatěžovací zkoušku	49
obr. 3.24: Porovnání experimentu s počítačovým modelem – reálná konstrukce	50
obr. 3.25: Porovnání experimentu s počítačovým modelem – výsledky simulace.....	50
obr. 3.26: Připravený trojrozměrný model mostních oblouků.....	51
obr. 4.1: Použité vstupní korelační matice	62
obr. 4.2: Rozdělení oboru hodnot distribuční funkce $\Phi(X_i)$	63
obr. 4.3: Geometrie nosníku pro srovnání bezpečnostních formátů a rozdělení návrhového zatížení.	65
obr. 4.4: Model konečných prvků pro příklad ohybu	65
obr. 4.5: Hlavní napětí ve výztuži, model trhlin.	65
obr. 4.6: Pracovní diagram pro různé bezpečnostní formáty.....	65
obr. 4.7: Použité materiálové parametry a rozdělení pro pravděpodobnostní výpočet...	66
obr. 4.8: Sada pracovních diagramů vypočítaných plně pravděpodobnostní nelineární analýzou	66
obr. 4.9: Stěna namáhaná na smyk, testovaná v laboratoři, Asin (1999).....	68
obr. 4.10: Geometrie stěny namáhané na smyk	68
obr. 4.11: Konečněprvkový model pro stěnu namáhanou na smyk.....	69
obr. 4.12: Konečný mód porušení vypočtený nelineární analýzou.....	70
obr. 4.13: Výsledek experimentu z laboratoře.....	70
obr. 4.14: Napětí ocelové výztuže při selhání konstrukce.....	70
obr. 4.15: Sada pracovních diagramů vypočítaných plně pravděpodobnostní nelineární analýzou	71
obr. 4.16: Výsledky monitorovacích bodů pravděpodobnostního výpočtu.....	71

obr. 4.17: Geometrie modelu	73
obr. 4.18: a) Konečněprvkový model dvojrozměrné analýzy b) Výztuž modelu.....	74
obr. 4.19: Pracovní diagram	76
obr. 4.20: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, krok 23, b) Čísla stavu materiálu (viz obr. 2.18) ve směru Y, trhliny $>0,1\text{mm}$, krok 23, c) Minimální hlavní napětí v betonu, krok 23	76
obr. 4.21: Pracovní diagram	77
obr. 4.22: Krok 28: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, b) Čísla stavu materiálu ve směru Y, trhliny $>0,1\text{mm}$, c) Minimální hlavní napětí v betonu	77
obr. 4.23: Pracovní diagram	78
obr. 4.24: Krok 61: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, b) Čísla stavu materiálu ve směru Y, trhliny $>0,1\text{mm}$, c) Minimální hlavní napětí v betonu	78
obr. 4.25: Pracovní diagram	79
obr. 4.26: Krok 36: a) Napětí ve výztuži ve 2/3 výšky pilíře, b) Čísla stavu materiálu ve směru Y, trhliny $>0,1\text{mm}$, c) Minimální hlavní napětí v betonu	79
obr. 4.27: Vstupní parametry pro SBETA materiál a ocel	80
obr. 4.28: Výsledky pravděpodobnostního výpočtu	80
obr. 4.29: Porovnání pracovních diagramů	81
obr. 4.30: Interakční diagram pro návrhové materiálové charakteristiky	81
obr. 4.31: Výsledné hodnoty pravděpodobnostního výpočtu	82
obr. 4.32: Konečněprvkový model dvojrozměrné analýzy	83
obr. 4.33: Pracovní diagramy: a) dle návrhových parametrů, b) dle parametrů z EN1992-2, c) dle průměrných parametrů, d) dle parametrů charakteristických.....	84
obr. 4.34: Napětí ve výztuži ve středu zatěžovaného oblouku: a) návrhové parametry, b) parametry dle EN 1992-2, c) průměrné parametry, d) charakteristické parametry materiálu	84
obr. 4.35: Vstupní parametry pro SBETA materiál a ocel	85
obr. 4.36: Porovnání pracovních diagramů	86
obr. 4.37: Výsledky pravděpodobnostního výpočtu	86
obr. 4.38: Výsledné hodnoty pravděpodobnostního výpočtu.....	86

Literatura

- [1] V. Červenka, L. Jendele, J. Červenka (2003) *ATENA Program Documentation*, Praha, 129 str.
- [2] Jendele, L., (2003) *ATENA Program Documentation Part 7, AtenaWin description*, Prague
- [3] Šejnoha, J., Bittnar, Z., Šejnoha, M., Zeman, J., Novák, J., Janda, Z., (2005) Výpočet stavů napětí a porušení Karlova mostu v Praze (zpráva), ČVUT Praha
- [4] Janda, Z., Novák, J., Šejnoha, J., Šejnoha, M., (2005) Nonlinear modeling of arch segment of the charles bridge, *Engineering Mechanics 2005* (V. Fuis and P. Krejčí, eds.), Institutue of Thermomechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, Czech Republic, Svatka, květen 2005, on CD ROM.
- [5] Novák, J., Šejnoha, M., Šejnoha, J., (2005) Multi-scale analysis of historical masonry structures with aplacation to Charles Bridge
- [6] J. Šejnoha, V. Blažek, M. Šejnoha, J. Zeman (2003) *Počítačový model pro analýzu napětí a přetvoření Karlova mostu*, zpráva ČVUT Praha, 64 str.
- [7] Novák, J. (2004) Fotodokumentace zdiva Karlova mostu, technická zpráva, ČVUT fakulta stavební
- [8] Novák, J. & Šejnoha, J. (2004) Dvouúrovňové modelování zdiva. *Engineering Mechanics 2004, Praha*, Ústav termomechaniky AV ČR, 2004, s. 213-214.
- [9] Šejnoha, M., Zeman, J., (2002) Micromechanical analysis of random composites, CTU Reports, 6
- [10] Šejnoha, J. a kol., (2004) Počítačový model pro analýzu napjatosti a přetvoření Karlova mostu. *Zpráva 2. Analýza podkladů, Mott MacDonald*, Praha
- [11] Drozd, K., Příkryl, R., (2003) *Věrohodnost průzkumných geotechnických metod při hodnocení stavu Karlova mostu*. Geotechnika 4
- [12] Votoček R., (2003) Geofyzikální průzkum Karlova mostu. *Geotechnika 3*
- [13] P. Roca, J.L. González, E. Oñate a P.B. Lourenço (1998) Structural analysis of historical constructions II - Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry (Lourenço), in proceedings CIMNE, Barcelona, 35 pp.
- [14] J. Vorel (2005) Efektivní termomechanické vlastnosti zdiva, diplomová práce Praha, 77 str.
- [15] Červenka Consulting (2003) *SARA User's manual*, Praha, 26 str.

-
- [16] M. Holický (1998) *Zásady ověřování spolehlivosti a životnosti staveb*, skriptum Vydavatelství ČVUT, 101 str.
- [17] J. Vorel, J. Sýkora, J. Šejnoha a M. Šejnoha (2005) *Effective Material Parameters for Transport Processes in Historical Masonry Structures*, proceedings Civil-Comp Press, Rome, pp. 459 – 460, full text on CD ROM
- [18] Cervenka V. (1998): Simulation of shear failure modes of R/C structures. In: *Computational Modelling of Concrete Structures (Euro-C 98)*, eds. R. de Borst, N. Bicanic, H. Mang, G. Meschke, A.A.Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1998, 833-838.
- [19] Cervenka V. (2002). Computer simulation of failure of concrete structures for practice. 1st fib Congress 2002 Concrete Structures in 21 Century, Osaka, Japan, Keynote lecture in Session 13, 289-304
- [20] EN 1992-2, (2005), Eurocode 2 – Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules
- [21] Asin, M. (1999): *The Behaviour of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams*. Ph.D. Dissertation, Delft Univeristy Press, The Netherlands, ISBN 90-407-2012-6
- [22] Menétrey, P. and Willam, P., (1995), A triaxial failure criterion for concrete and its generalization., *ACI Structural Journal*, 311-318.
- [23] Bažant, Z.P. and Oh, B.H, (1983), ‘Crack Band Theory for Fracture of Concrete’, *Materials and Structures, RILEM*, Paris, France, 16, p. 155-177
- [24] Cervenka, J, Cervenka, V., Eligehausen, R. (1998), Fracture-Plastic Material Model for Concrete, Application to Analysis of Powder Actuated Anchors, Proc. *FRAMCOS 3, 1998*, pp 1107-1116.
- [25] Cervenka, V. (2000), “Simulating a Concrete Response” *Concrete Engineering International* 4 (4): 45-49.
- [26] Elfgrén, L., (2006), D7.3 Field Test of a Concrete Bridge in Örnsköldsvik, Sweden, Sustainable Bridges Project Report
- [27] P. Kabele, M. Kalousková, Multiscale Stochastic Simulation of Building Demolition. *Computational Mechanics - WCCM VI* in conjunction with APCOM '04 Conference, Tsinghua University Presse, Beijing, China 2004
- [28] M. Šejnoha, R. Valenta and J. Zeman: *Nonlinear viscoelastic analysis of statistically homogeneous random composites*. *International Journal of Multiscale Computational Engineering*, 2 (4), 645-673, (2004)
- [29] J. Zeman: *Analysis of composite materials with random microstructure*, Ph.D. thesis, Czech Technical University in Prague, Klokner Institute, Department of Engineering Mechanics, 2003; also published in CTU Reports, 7 (3), CTU Press, 2003