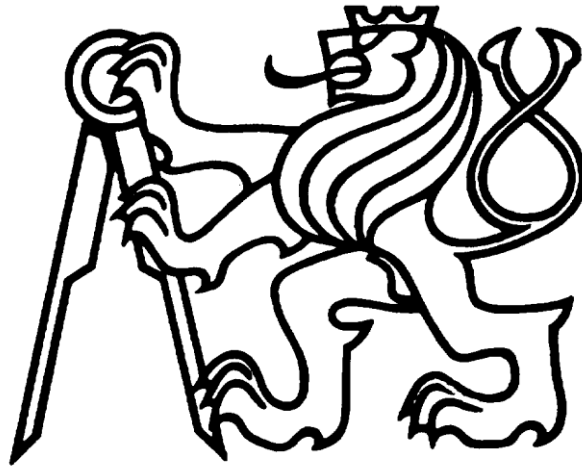


České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra mechaniky



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Falta Lukáš

STATICKÁ ANALÝZA HISTORICKÉHO MOSTU
STRUCTURAL ANALYSIS OF HISTORICAL BRIDGE

Studijní program: Magisterský

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí diplomové práce: Doc. Ing. Petr Fajman CSc.

Praha, květen 2016



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Falta Jméno: Lukáš Osobní číslo: 380952
Zadávací katedra: K132 katedra mechaniky
Studijní program: (N3607) Stavební inženýrství
Studijní obor: (3607T009) Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Statická analýza historického mostu

Název diplomové práce anglicky: Structural Analysis of the Historical Bridge

Pokyny pro vypracování:

Rešerše historických mostů. Vybraný most - získání vstupních dat, vytvoření statického modelu a zatížení. Výpočet vnitřních sil a posouzení.

Seznam doporučené literatury:

Normy EC, manuály k výpočetním programům

Jméno vedoucího diplomové práce: Doc.Ing. Petr Fajman CSc.

Datum zadání diplomové práce: 28.02.2016 Termín odevzdání diplomové práce: 22.05.2016

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

29.02.2016

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji na svou čest, že jsem tuto diplomovou práci v celém jejím rozsahu vypracoval samostatně. Veškerou použitou literaturu a podkladové materiály uvádím v příloženém seznamu zdrojů.

V Praze dne:

Falta Lukáš

Poděkování

Děkuji školiteli doc. Ing. Petru Fajmanovi, CSc. odborné vedení, podněty, připomínky a ochotu při zpracování této diplomové práce.

Dále Ing. Radoslavu Sovjákovi z experimentálního centra fakulty stavební, Tomáši Giglovi z Kloknerova ústavu ČVUT, Ing. Tomáši Hánovi a všem na Oboru životního prostředí města Úvaly.

Za podporu projektem:

TAČR TE 01020168

CESTI - Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu.

Název práce: Statická analýza historického mostu

Autor: Bc. Lukáš Falta

Katedra: Katedra mechaniky

Vedoucí diplomové práce: Doc. Ing. Petr Fajman CSc.

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá analýzou obloukového kamenného mostu v blízkosti obce Úvaly metodou konečných prvků. Most je přístupný pouze pro chodce a cyklisty. Při tomto zatížení konstrukce nevykazuje viditelné poruchy. V práci je řešen možný pojezd automobilovou dopravou a jeho vliv na konstrukci. Numerické modelování bylo provedeno na základě dvouúrovňového modelování materiálových charakteristik zdiva. Způsobu jak tyto charakteristiky získat je věnována samostatná kapitola. Pro konstrukci byly vytvořeny dva modely. První - plošný desko-stěnový, model sleduje chování mostu jako celku. Druhý - prostorový, pak zkoumá chování klenebního pásu. Práce také podává základní přehled historického vývoje mostního stavitelství.

Klíčová slova: zdivo, historické mosty, statická analýza, klenba, kamenné zdivo, metoda konečných prvků.

Title: Statická analýza historického mostu

Author: Bc. Lukáš Falta

Department: Katedra mechaniky

Supervisor: Doc. Ing. Petr Fajman CSc.

Abstract

This Diploma thesis deals with the analysis of arched stone bridge by finite element method. This bridge is situated close to Úvaly village and is only for pedestrians and cyclists available. The construction doesn't seem to have any perceptible defects being loaded in this way. In this thesis, there's also possible traffic load and it's effect on the construction investigated. Numerical modeling based on two-level modeling of masonry properties has been also performed. How to obtain these material properties is investigated in one whole chapter of this thesis. There were two models of this construction created. The first one, slab-wall model, depicts the behaviour of the whole bridge. The second one, spatial model, deals with the vault's behaviour. Main summary of the historical engineering development relating to bridges is also part of this presented thesis.

Key words: masonry, historical bridges, structural analysis, vault, stonework, finite element method.

Obsah:

Abstrakt.....	4
Úvod.....	8
1. Historický vývoj mostních staveb	9
1.1. Starověk.....	9
1.2. Středověk.....	12
1.3. Novověk	17
2. Definice pojmu „historický most“	23
3. Charakteristika analyzované konstrukce.....	24
3.1. Základní charakteristika – most v obci Úvaly.....	24
3.2. Charakteristika materiálů	28
3.2.1. Zdicí prvky – pískovec	29
3.2.2. Malta	32
4. Modelování zděných konstrukcí.....	37
4.1. Mikroúroveň modelování.....	38
4.2. Makroúroveň modelování	39
5. Homogenizace zdiva	40
5.1. Homogenizace dle zjednodušujících postupů	40
5.1.1. Přístup dle ČSN EN 1996 - 1 - 1 a ČSN EN 772 - 1	40
5.1.2. Přístup dle původní ČSN 73 1101	47
5.1.3. Další možné přístupy získání pevnosti zdiva v tlaku.....	52
5.1.4. Pevnost zdiva – srovnání	59
5.2. Numerická homogenizace	60
5.2.1. Model na mikroúrovni	60
5.2.2. Model na makroúrovni.....	65
6. Analýza konstrukce.....	66
6.1. Zatížení.....	66
6.1.1. Stálá zatížení	66
6.1.2. Proměnná zatížení.....	66
6.1.3. Kombinace výsledků.....	68
6.2. Pružné podloží.....	69
6.3. Rovinný model	70
6.3.1. Materiálové charakteristiky	70

6.3.2. Zatěžovací stavy	71
6.3.3. Výsledky	72
6.4. Prostorový model klenby	76
6.4.1. Materiálové charakteristiky	76
6.4.2. Zatěžovací stavy	76
6.4.3. Výsledky	77
Závěr	79
Seznam obrázků	81
Seznam tabulek	82
Literatura	83
Zdroje obrázků	88

Úvod

Mostní stavby jsou nedílnou součástí lidské společnosti. Jen málo kdo si dnes dokáže představit, že by se měl při každém překročení řeky plavit přívozem, nebo použít brod. Od jednoduchých kamenných hrází sloužících pro přechod po současné visuté mosty překonávající stovky metrů uplynulo více jak jedno tisíciletí. Přesto nás úroveň provedení mostních konstrukcí starých několik stovek let nepřestává udivovat. Způsob provedení některých staveb při technické vyspělosti středověké civilizace, je někdy i pro s problematikou obeznámeného člověka, stěží pochopitelný.

Stanoveny jsou čtyři základní cíle. Prvním cílem práce je sestavit základní průřez vývojem mostního stavitelství se zaměřením na Evropský kontinent (ne však výhradně na něj). Charakterizováno je období od Středověku do Novověku.

Druhým cílem je výběr mostní konstrukce historického rázu a získání vstupních dat pro numerický model.

Třetím cílem je vytvoření numerického modelu konstrukce v některém s dostupných softwarů pro metodu konečných prvků.

Čtvrtým a tedy posledním cílem je vyhodnocení těchto modelů z hlediska fungování a stability konstrukce.



Obr. 1 - Most v blízkosti obce Úvaly.

1. Historický vývoj mostních staveb

1.1. Starověk

Období, jež je možné periodizovat přibližně od 8. století před naším letopočtem, až do 6. století našeho letopočtu [1]. Nejstarší zmínky o trvalých konstrukcích mostního typu, dle současného chápání, jsou známy již z 1. tisíciletí před Kristem (Egypt). Kámen se začal využívat ve spojení s možností jeho dopravy a opracování. Zprvu šlo o využití kamenných desek. Až později došlo k objevu využití klenby, jakožto nosného prvku u tohoto typu konstrukce a díky němu začaly vznikat první jednoduché klenbové mosty.

Tento objev je přičítán Římským stavitelům starověku, s čímž má přímou spojitost, výskyt většiny staveb na území Římského císařství. Odhaduje se, že za období Římské republiky a císařství bylo vystavěno přes 900 mostů [2]. Technickou vyspělostí nebyly tyto mosty překonány až do poloviny středověku. Důkladně bylo řešeno také založení mostů, které bylo tvořeno často pilotami, nebo dřevěnými skříněmi. Vyskytují se klenby půlkruhové, segmentové nebo půleliptické.

V Tab. 1.1 uvedme alespoň několik staveb většího charakteru.



Obr. 1.1 - Most v Alkantaře (Alcántara Bridge) [i]



Obr. 1. 2 - Most v Méridě [ii]

Římské mosty			
Název	Rok výstavby	Země	Délka / max. rozpon
			[m]
Most v Córdobě	1. stol. př. n. l.	Španělsko	247/9
Tiberiuv most v Rimini	20 n. l.	Itálie	62,6/10,6
Alcántarský most	104 - 106 n. l.	Španělsko	181,7/28,8
Andělský most v Římě	134 n. l.	Itálie	135/18
Most přes řeku Hérault	1. stol. n. l.	Francie	150/12
Most sur la Laye	1. stol. n. l.	Francie	40/11,4
Most v Chaves	1. stol. n. l.	Portugalsko	140/8,9
Most v Méridě	2. stol. n. l.	Španělsko	790/11,6
Most u Limyry	3. stol. n. l.	Turecko	360/15
Karamagarský most	5. stol. n. l.	Turecko	17

Tab. 1.1 - Římské mosty v Evropě

Mezi další významné stavby patří akvadukty, zde myšleno především mostní část sloužící k převedení vodního toku přes údolí a zachování potřebného spádu. Tvořili nedílnou součást starověké sofistikované vodovodní sítě. Běžně se udává, že šlo o 8 až 10 % z celkové délky [3]. Zbývá část byla obvykle potrubní.

Nejstarší známou stavbou tohoto typu je dnes zaniklý most z 9. st. př. n. l. dlouhý 280 m, který přiváděl vodu do starověkého Ninive (dnes město Mosul, Irák). Největšího pokroku dosáhlo bezesporu římské impérium. Ve 3. století n. l. bylo v Římě 11 velkých akvaduktů [4] (Tab. 1.2). Akvadukty nevznikaly pouze v dnešní Itálii, ale také ve Španělsku, Turecku a Německu (alespoň co se dohledatelných pozůstatků týče).



Obr. 1.3 - Aqua Alexandrina [iii]



Obr. 1.4 - Aqua Marcia [iv]

Římské akvadukty			
Název	Rok výstavby	Celková délka	Délka mostní části
		[km]	[km]
starověk			
Řím			
Aqua Appia	311 př. n. l.	16	4,8
Aqua Anio Vetus	272 - 269 př. n. l.	64	0
Aqua Marcia	144 - 140 př. n. l.	90	9,7
Aqua Tepula	126 - 125 př. n. l.	18	9,7 (spolu s A. Marcia)
Aqua Julia	33 př. n. l.	23	Spolu s A. Marcia
Aqua Virgo	22 - 19 př. n. l.	23	11
Aqua Alsietina	2 př. n. l.	23	0,4
Aqua Claudia	52 n. l.	69	14
Aqua Anio Novus	52 n. l.	87	13
Aqua Traiana	109 n. l.	56	9,7
Aqua Alexandrina	226 n. l.	23	16
Evropa			
Segovia, Španělsko	1. stol. n. l.	15	0,813*
Les Ferreres, Španělsko	1. stol. n. l.	25	0,249*
Nimský akv., Francie	1. stol. n. l.	50	0,275*
Valens akv., Turecko	368 n. l.	250	0,921*
Eifel akv., Německo	80 n. l.	130	1,4
* délka zachovalé části			

Tab. 1.2 - Římské akvadukty



Obr. 1.5 - Eifelský akvadukt, jedna ze zachovalých částí [v]

1.2. Středověk

Období, jež je možné periodizovat přibližně od 7. století našeho letopočtu až do 15. století [5]. Po úpadku Římské říše byl vývoj mostního stavitelství pozastaven. Ke zlomu dochází v roce 818, kdy francký král Ludvík Pobožný vydává tzv. Mostní řád o zřizování mostů na veřejných cestách.

Od 11. století se začaly objevovat stavby většího charakteru. Opět je uvedeno jen několik příkladů do současnosti zachovalých staveb, rozdělených na skupiny dle země, ve které se nacházejí.

Ve Francii to byly: Pont Saint Bénézet přes řeku Rhonu v Avignonu, ze kterého se z původních 18 zachovaly pouze 4 oblouky [6], Pont Saint Martial v Limoges, Pont Saint Nicolas de Campagnac v Sainte Anastasie, Most svatého ducha v Pont Saint Esprit, Pont Valentré v Cahors, Pont Notre Dame v Paříži, z něhož se dochovaly pouze dvě krajní pole a Grand Pont v Tournon-sur-Rhône [7].



Obr. 1.6 - Most sv. Benezeta (Pont st. Benezet) [vi]



Obr. 1.7 - Pont Valentré [vii]

V Itálii to byly mosty: Ponte della Maddalena v Luce, Ponte Vecchio ve Florencii a Ponte di Castel Vecchio ve Veroně [8].

Ve Španělsku mosty: Puente de Besalú v pevnostním městě Besalú [9] a Puente de San Martín v Toledu [10].

Ve střední Evropě je za první významný považován dnes již zaniklý Drážďanský most přes Labe, na jehož místě vznikl později (1727) most Augustův. Druhý je Würzburgský most přes Mohan a třetí je most v Řezně přes Dunaj, který pravděpodobně sloužil jako předloha pro Karlův most v Praze [11].

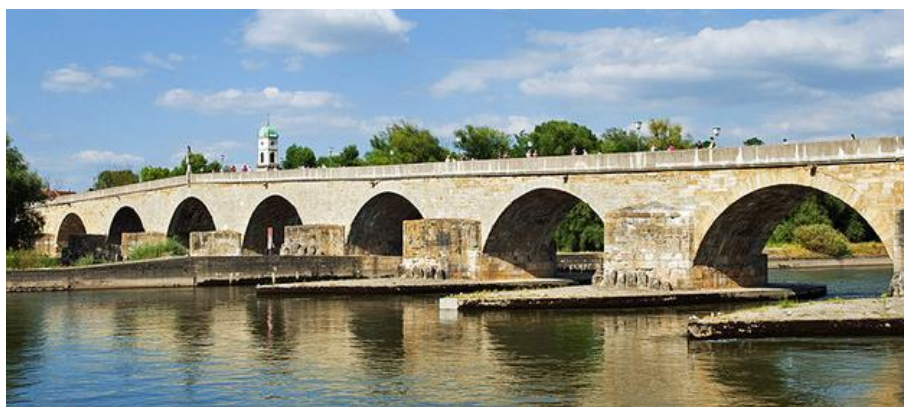
Pro zajímavost uveďme také čínské mosty Zhaozhou (Anji Bridge -安濟橋), Luoyang, Lugou (most Marka Pola) [12], Shahrestan bridge v Íránu a švýcarský dřevěný most v Lucernu – Kapellbrücke.



Obr. 1.8 - Ponte di Castelvecchio (Verona) [viii]



Obr. 1. 9 - Puente de San Martín [ix]



Obr. 1. 10 - Most v Řezně [x]



Obr. 1. 11 – Luoyang [xi]



Obr. 1. 12 - Shahrestan bridge [xii]



Obr. 1. 13 – Kapelbrücke [xiii]

Prvním významným mostem byl u nás Juditin most v Praze (12. stol.). Vystavěn z opuky, tvořilo jej 27 kleneb. Délka konstrukce 514 m a šířka 7 m. Zanikl především vlivem povodní roku 1342. Do současné doby se zachovala věž na Malé Straně (součást Karlova mostu), věž staroměstská, tvořící nároží křížovnického kláštera a zbytky několika oblouků [13]. Dalším, stále fungujícím, je most přes Otavu v Písku (13. stol.). Konstrukce sestává ze šesti polokruhových kleneb světlosti 8,07 m a jedné segmentové světlosti 13 m. Celková délka 87,3 m, volná šířka 5,64 m [14].



Obr. 1. 14 - Původní mostní oblouk Juditina mostu v blízkosti křížovnického areálu [xiv]

Mezi nejznámější a nejvýznamnější patří pražský Karlův most, vybudován v letech 1357 – 1382, malostranská věž byla dokončena až v roce 1407. Iniciátorem byl arcibiskup Arnošt z Pardubic, který vypsál sbírku na stavbu nového kamenného mostu, který měl nahradit dřevěný provizorní, jež stál na místě zničeného mostu Juditina. Délka mostu je 515,76 m, celková šířka 9,4 m (0,4 m zábradlí, 1,7 m chodníky, 5,1 m vozovka), má 16 kleneb světlosti 16,6 až 23,4 m. Navrhovateli a staviteli byli Matyáš z Arrasu a Petr Parlér [14].

Ačkoli v tomto období vznikaly stavby významné, jen málo z nich dosahovalo úrovně mostů římských. Chyběla celková technická úroveň, která se negativně podepsala na životnosti. Ke zlepšení dochází v druhé polovině 15. stol., kdy se objevují snahy o obnovu římského umění a vědění.



Obr. 1. 15 - Karlův most [xv]

Středověké mosty			
Název	Rok výstavby	Země	Délka / max. rozpon [m]
Most sv. Benezeta	1177 - 1185	Francie	900/35,8
Most sv. Martiala	1215		102,25/13,6
Most sv. Nicolase	1245 - 1260		160/18
Most sv. Ducha	1265 - 1309		795/22
Pont Valentré	1309 - 1378		138/16,5
Grand Pont	1379		100/49,2
Most Notre - Dame	1507		105/20
Ponte della Maddalena	1080 - 1100	Itálie	95/37,8
Ponte Vecchio	1345		84/30
Ponte di Castel Vecchio	1355		120/48,7
Puente de San Martín	1380	Španělsko	135/40
Puente de Besalú	1390		135/27
Drážd'anský starý most	1230	Německo	500/20
Würzburgský starý most	1476 - 1488		185/17,5
Kamenný most v Řezně	1135 - 1146		308,7/15,8
Zhaozhou	595 - 605	Čína	50,82/37,37
Luoyang	1053 - 1059		731 (původně 1200)/7,5
Lugou	1189 - 1192		266,5/13,5
Shahrestan Bridge	10 - 11 stol.	Írán	107,8/7
Kapellbrücke	1333	Švýcarsko	170/~3,5
Juditin most - zaniklý	1166 - 1171	ČR - Praha	514/?
Karlův most	1357 - 1382		515,76/23,4
Most v Písku přes Otavu	1263 - 1265	ČR - Písek	87,3/13

Tab. 1. 3 - Středověké mosty

1.3. Novověk

Období, jež je možné periodizovat přibližně od 16. století do 19. století [15]. Přesná periodizace období se liší v závislosti na autorech, tudíž mostní stavby z počátku období je možné zahrnout též do pozdního středověku. Z 2. pol. 16. století jsou nejčastěji uváděny: Benátský Ponte di Rialto, Florentský Ponte Santa Trinita a Pařížský Pont Neuf.

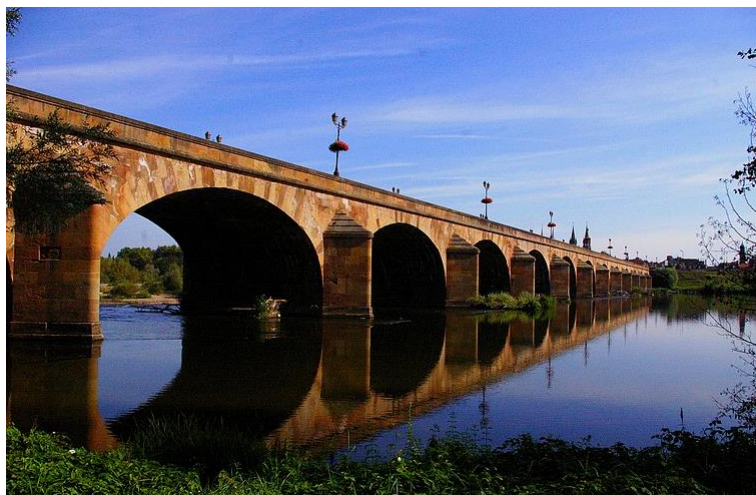


Obr. 1.16 - Ponte di Rialto [xvi]

Až do konce 17. století vycházeli stavitelé ze zkušeností předávaných mezi mistry. Teprve s rozvojem matematiky, fyziky a mechaniky se začala uplatňovat teorie konstrukcí. Vznikaly vědecko-technické instituce: Francouzská akademie věd (1666), Stavitelská akademie v Paříži (1671), Sbor inženýrů mostů a silnic v Paříži (1716) a později i vysoké technické školy.

I v 18. století byla Francie centrem vzdělanosti. Byla založena Stavitelská akademie, sbor inženýrů (Corps ingenieurs) a otevřeny významné vysoké technické školy: r. 1747 École des Ponts et des Chaussées (škola mostní a silniční) pod vedením J. R. Perroneta a r. 1794 École polytechnique pod vedením C. Mongea.

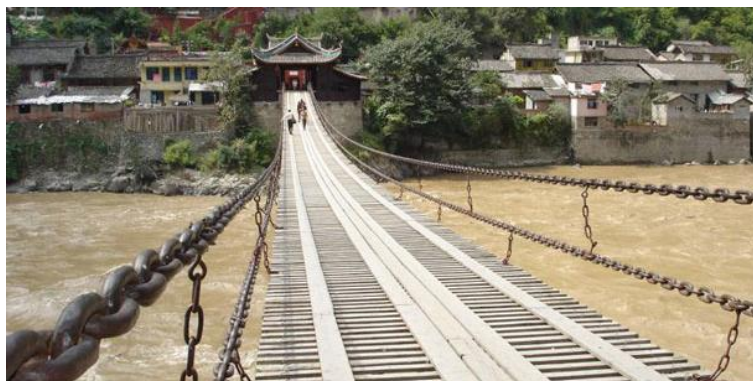
Vznikly stavby jako Pont d'Asfeld, Pont Régemortes a Pont de la Concorde.



Obr. 1.17 - Pont Régemortes [xvii]

U nás je r. 1707 založena, jako jedna z osmi fakult Českého vysokého učení technického (Stavovská inženýrská škola v Praze), fakulta stavební [16].

Za zmínku stojí vznik prvních řetězových mostů na území Číny (Luding).

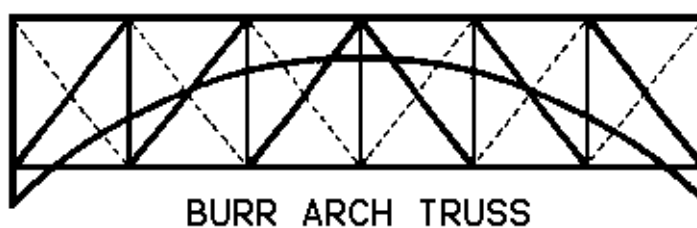


Obr. 1.18 – Luding [xviii]

V Alpských zemích probíhal vývoj mostů dřevěných. Nejvýznamnějším stavitelem byl Ulrich Gruenmann z Teuffenu (1707 – 1771), který jako jeden z prvních použil myšlenku příhradových nosníků. Mezi jeho největší stavby patří krytý most v Schaffhausenu přes řeku Rýn, který v roce 1799 podlehl požáru [17]. Dodnes zachovány jsou mosty v Oberglattu a v Kubelbrücke. Další vývoj dřevěných příhradových mostů se přesunul do Ameriky, kde roku 1804 Theodore Burr vynalezl vícenásobný věšadlový vazník „Burr Truss“ [18]. Ve 20. letech 19. stol. se v Severní Americe začínají používat také prostorové příhradové systémy.

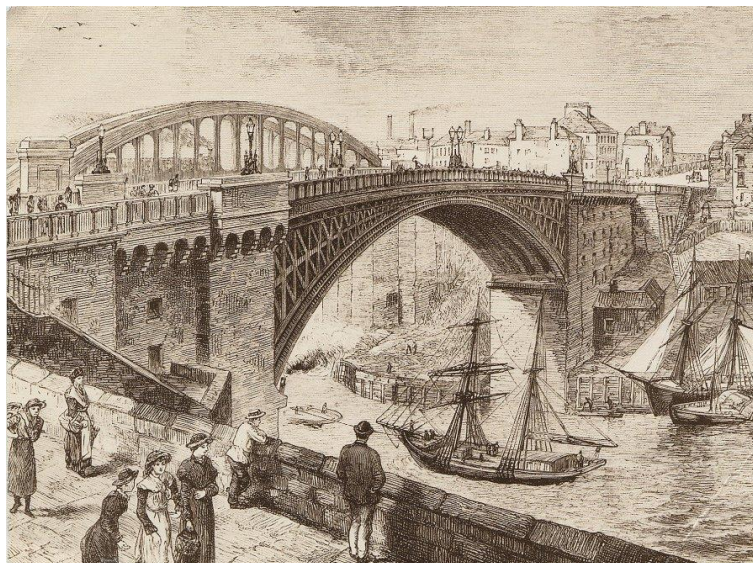


Obr. 1.19 - Pohled do vnitřní části mostu v Oberglattu [xix]



Obr. 1.20 - Burrův příhradový vazník [xx]

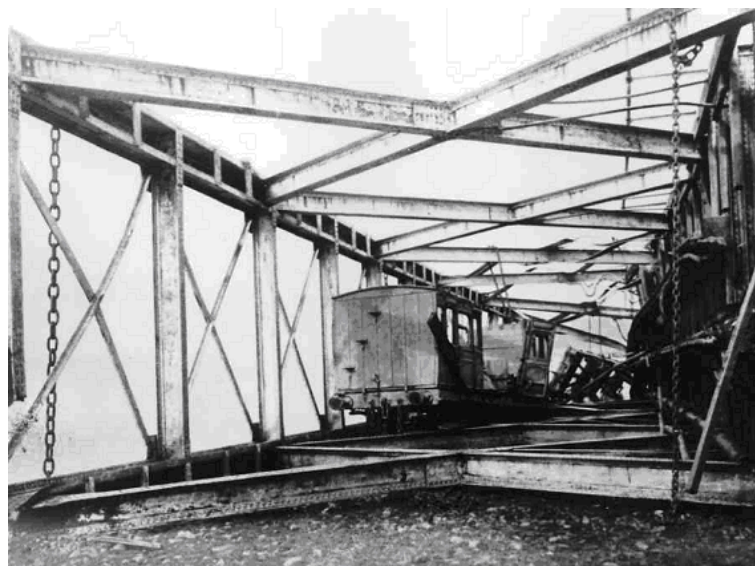
Koncem století se začínají v Británii objevovat konstrukce kovové (nejprve z litiny, později svárková a plávková ocel). Prvním byl v r. 1777 litinový obloukový most přes řeku Severn v anglickém Coalbrookdale. O 17 let později následoval Wearmouth Bridge s rozpětím 72 m [19], který musel projít již po 9 letech (1805) rozsáhlejší opravou z důvodu ohřívání konstrukce a kolapsu dílčích částí [20].



Obr. 1. 21 – Wearmouth Bridge [xxi]

Na počátku 19. století dochází k dalšímu rozvoji kovových konstrukcí a díky nově založeným vysokým technickým školám (Vídeň – 1815, Berlín – 1821, Brno – 1850, Curych – 1855) roste vzdělanost stavitelů.

Stále více se objevují mosty z plávkové oceli. Jejich běžnému rozšíření ale předcházelo nemálo nehod. Uvedme například zřícení 13 z 84 polí železničního mostu přes mořskou úžinu Tay ve Skotsku r. 1879 (nedostatečné dimenze pro zatížení větrem) [21].



Obr. 1. 22 - Katastrofa železničního mostu Tay [xxiii]

Toto období můžeme označit jako *zlatou* éru řetězových mostů. Mezi první patří most přes řeku Schuylkill v Pensylvánii (pole 61 m a 30,5 m), jejíž autorem byl James Finely [22], a která se po 8 letech zřítla v důsledku přetížení sněhem. V Británii byl přes řeku Tweed r. 1820 otevřen Union Bridge. Jednalo se o v té době nejdelší (137 m) visutý řetězový most ze svářkové oceli, autorem byl kapitán Samuel Brown. Tento londýnský průkopník, majitel výroby řetězů a projektant visutých mostů, se podílel mezi lety 1820 až 1840 na 11 větších mostních konstrukcích [23].



Obr. 1. 23 - Union Bridge [xxiv]

Další velkolepou stavbou je anglický Menai Bridge, který spojuje ostrov Anglesey u severozápadního pobřeží Walesu s pevninou. Celková délka 417 m, největší rozpětí 176 m, šířka 12 m [24]. Krátce na to následoval Conwy Bridge, který se řadí mezi první silniční visuté mosty.

Mezi nejdelší patří londýnský Hammersmith Bridge přes řeku Temži, rozpětí 210 m [25], Budapešťský řetězový most přes Dunaj, Nicholas Bridge v Kyjevě přes řeku Dněpr, Clifton Bridge v Bristolu přes řeku Avon, Děčínský most císařovny Alžběty přes Labe, který byl roku 1933 snesen [26] a Most císaře Františka Josefa I., známý též jako most Eliščin, Štefáníkům nebo Švermův, v Praze přes Vltavu [27].

Jako poslední zástupce kovových mostů uveďme železniční příhradový konzolový most přes zátoku Firth of Forth s rozpětím hl. polí 512 m a vloženými poli délky 106 m, celková délka 2,467 km [28] a Ivančický viadukt.



Obr. 1. 24 - Clifton Bridge [xxv]

Kromě dříve jmenovaného řetězového mostu Františka Josefa I. byly v Praze budovány mosty kamenné. První vznikl železniční viadukt z Karlína do Holešovic, známý od 50. let 20. století jako „Negrelliho“, jehož autorem je (jak název napovídá) rakouský inženýr Alois Negrelli. Stavbu tvoří 85 kleneb, celková délka je 1,110 km, šířka mezi zábradlím původně 7,6 m.

Následoval most Palackého, jehož autorem byl Josef Reiter spolu s Bedřichem Münzbergerem. Je tvořen 7 segmentovými klenbami, délka 228,8 m, šířka 10,8 m. Zajímavostí je, že při stavbě bylo poprvé v Praze užito pneumatického založení pilířů. Most prošel po 2. světové válce rekonstrukcí, při níž byl rozšířen na 13,9 m.

Most Legií je třetí významnou stavbou. Autory jsou Ing. J. Janů, Ing. J. Soukup a arch. A. Balšánek. Je tvořen devíti eliptickými klenbami, délka mostu 343 m, šířka 16 m [13].



Obr. 1. 25 - Palackého most, dobová fotografie [xxvi]

Poměrně kuriózní byla během komunismu tendence Pražské mosty přejmenovat. Jako příklad uveďme most Legií, ten se v letech 1919 - 1940 nazýval Legií, 1940 - 1945 Smetanův, po II. světové válce opět Legií, od roku 1960 most 1. máje. V březnu roku 1990 rozhodla tehdejší Rada NVP o vrácení názvu most Legií. [29]

Koncem 19. stol. se objevují první pokusy o využití betonu. Roku 1867 využil F. Coignet prostý beton pro klenby pařížského vodovodu [30] a roku 1893 byl postaven obloukový most z prostého betonu (rozpětí 50 m) přes Dunaj u Munderkingenu.



Obr. 1. 26 - Munderkingn, dobová fotografie [xxvii]

Novověké mosty			
Název	Rok výstavby	Země	Délka / max. rozpon
			[m]
Ponte di Rialto	1588 - 1591	Itálie	28,8/22,9
Ponte Santa Trinita	1566 - 1569		90/32
Pont Neuf	1578 - 1607	Francie	232/30
Pont d'Asfeld	1729 - 1734		38,6
Pont Régemortes	1753 - 1763		301,5/19,5
Pont de la Concorde	1787 - 1791		153/28
Luding	1701	Čína	100
Schaffhausen †	1757	Švýcarsko	111/59
Obrglatt, Rümlangbrücke	1767		27,5
Kubelbrücke	1780		30
Coalbrookdale bridge	1777 - 1781	Anglie	30,63
Wearmouth bridge	1796		72
Hammersmith bridge	1827		250,7/210
Clifton bridge	1864		412/214
Schuykill, Pensilvanie	1808	USA	93/60,96
Union bridge (tweed)	1820	Angl. - Skot.	137
Menai bridge	1818 - 1826	Wales	417/176
Conwy bridge	1822 - 1826		170/99,7
Budapešť'ský most	1840	Maďarsko	375/202
Nicholas bridge	1848 - 1855	Kiev	776/143
Most královny Alžběty †	1855	ČR - Děčín	235
Ivančický viadukt	1868 - 1870	ČR - Ivančice	373,5
Most Františka Josefa I.	1865 - 1868	ČR - Praha	412/144
Negrelliho viadukt	1846 - 1850		1110/25,3
Palackého most	1878		228,8/32
Most Legií	1898		343/42,7
Tay bridge †	1871 - 1878	Skotsko	3264/79
Firth of Forth	1882 - 1890	Skotsko	2467/512

kámen
dřevo
litina
ocel
ostatní



Tab. 1. 4 - Novověké mosty

2. Definice pojmu „historický most“

V současné době neexistuje v české legislativě přímá definice toho, co si pod pojmem „historická mostní konstrukce“ představít. Podobné je to i s výrazem „historická stavba“, který též není přesně definován.

Problém konkrétní definice je založen na nemožnosti vytyčením časového úseku „historie“. Ani původem slova „historie“ které pochází z řeckého slova *storta*, latinsky *historia* a znamená přesně „to, co se stalo“, si nepomůžeme.

Stát Texas definuje historické mosty takto: „Historický most je takový most, který je uveden v národním registru historických míst (NRHP). Most, který je typem a z inženýrského hlediska neobvyklý, nebo významný díky své poloze nebo ve spojení s významnou událostí, či osobou může být považován za most historický. Toto určení provádí příslušné státní orgány (TxDOT, ENV, SHPO).“ [31]

Přijmeme-li tvrzení, že historický objekt je totožný s nemovitou památkou, je možné se opřít o zákon č.20/1987 Sb., o státní památkové péči. V § 2 je řečeno, že za památku je možné prohlásit nemovité a movité věci, které jsou významnými doklady historického vývoje, životního způsobu a prostředí společnosti od nejstarších dob do současnosti, jako projevy tvůrčích schopností a práce člověka z nejrůznějších oborů lidské činnosti, pro jejich hodnoty revoluční, historické, umělecké, vědecké a technické, které mají přímý vztah k významným osobnostem a historickým událostem. [32]

Vidíme zde podobnost s výše uvedenou definicí státu Texas. Čas zde tedy hraje jen druhotnou roli. Některé památkové objekty jsou například i z 2. pol. 20 stol.

Dle odborníků, pohybujících se v oblasti mostních staveb, jsou hlavními faktory:

- realizace postupy odlišnými od dnes používaných,
- specifické technické a architektonické řešení,
- stáří přibližně 100 let,
- zápis v databázi národního památkového ústavu¹.

¹ MonumNet.npu.cz – heslo „most“, odečtení staveb jiného charakteru – 324 záznamů (10.5.2016)

3. Charakteristika analyzované konstrukce

3.1. Základní charakteristika – most v obci Úvaly

Město Úvaly leží na východním okraji hlavního města Prahy, v okrese Praha – východ ve Středočeském kraji. Počet obyvatel se pohybuje kolem 7000. První písemná zmínka pochází z počátku 14. století, obec však vznikla pravděpodobně již v polovině 13. století. [33] Nedílnou součástí obce je říčka (potok) Výmola, kterou překlenuje kamenný mostek, zvolený pro tuto práci.

Nalézá se ve směru od části města Úvaly zvané Chaloupky, v místě středověké obchodní Trstenické stezky, na pomyslném trojúhelníku město Úvaly – Škvorecká obora, obec Dobročovice a obec Květnice [34] v nadmořské výšce cca 268 m. n. m. Souřadnice GPS WGS-84 jsou: š. 50°30'52.34" d. 14°41'43.47", parcela č. 786/1.

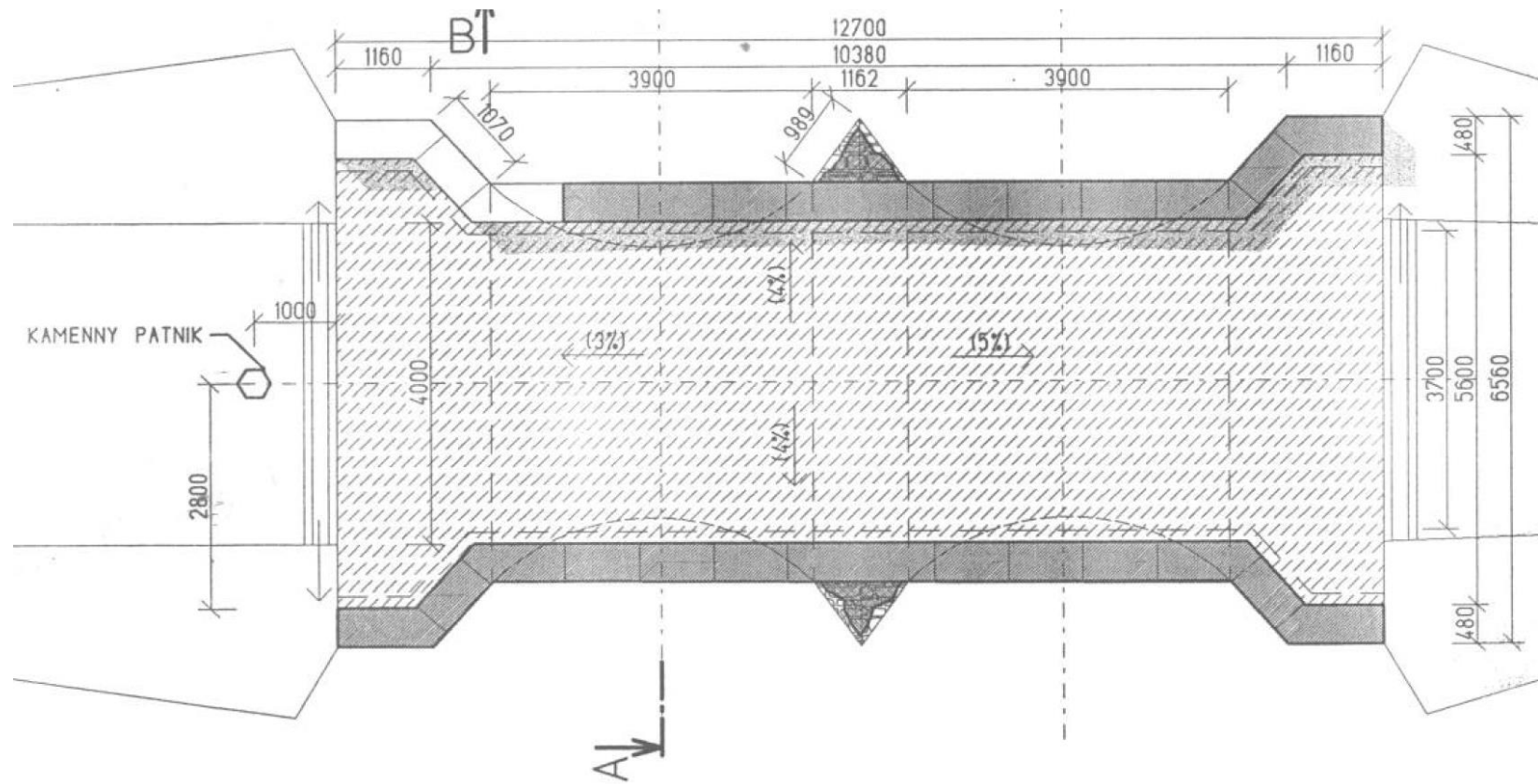
Dvouobloukový most je vystavěn v údolní nivě potoka. Mostovka je ve výšce cca 3,75 m od hladiny. Šířka mostu činí 4,56 m, délka 11,3 m. Krajní pilíře mostu jsou směrem ke středu oblouků zešíkmeny. Střední pilíř šířky 1,2 m je opatřen břitem sloužícím jako ledolam. Mostní oblouky jsou zaklenuty segmentovými klenbami o rozpětí 3,87 m. Pata oblouku od hladiny 1,5 m a vrchol oblouku 2,3 m. Kraje mostu jsou zajištěny zděným zábradlím šířky 0,5m, výšky 0,9 m prolomeným na obou stranách v osách oblouků pískovcovými chrličí k odvodnění mostovky. Šíře cesty na mostě 3,9 m. [35]

Zdivo mostu je z kamenných kvádrů okrového jemnozrnného pískovce. Plášť podpěr a středového pilíře je vyzděn z čistého řádkového zdiva. Jako výplň bylo s vysokou pravděpodobností užito lomového kamene prolévaného vápennou maltou. Poprsníky zábradlí jsou z pečlivě tesaných pískovcových bloků s horní zaoblenou částí. Boky terénních nájezdů jsou vyztuženy kamennou rovnaninou z žulových kamenů. Mostovka i cesta jsou zpevněny štětováním lomovými břidlicovými kameny kladenými tak, aby plochou spočívaly na podkladu a špičkou mířily nahoru.

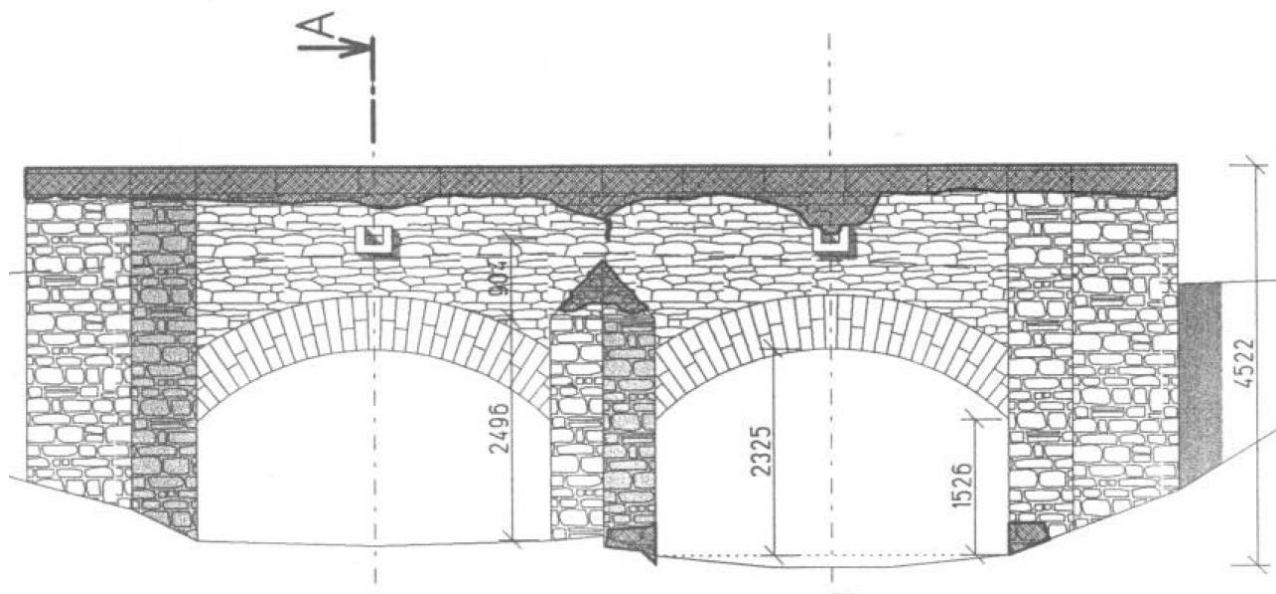
Typově je možné most přiřadit ke stavbám zděných mostů v Čechách z konce 18. a průběhu 19. století, pro které je zaklenutí segmentovými klenbami typické.

Z důvodu nevyhovujícího stavu konstrukce prošel mostek v roce 2012 až 2013 rekonstrukcí, kterou inicioval Klub přátel historie a přírody Úval a okolí, občanské sdružení v roce 2006. [34]

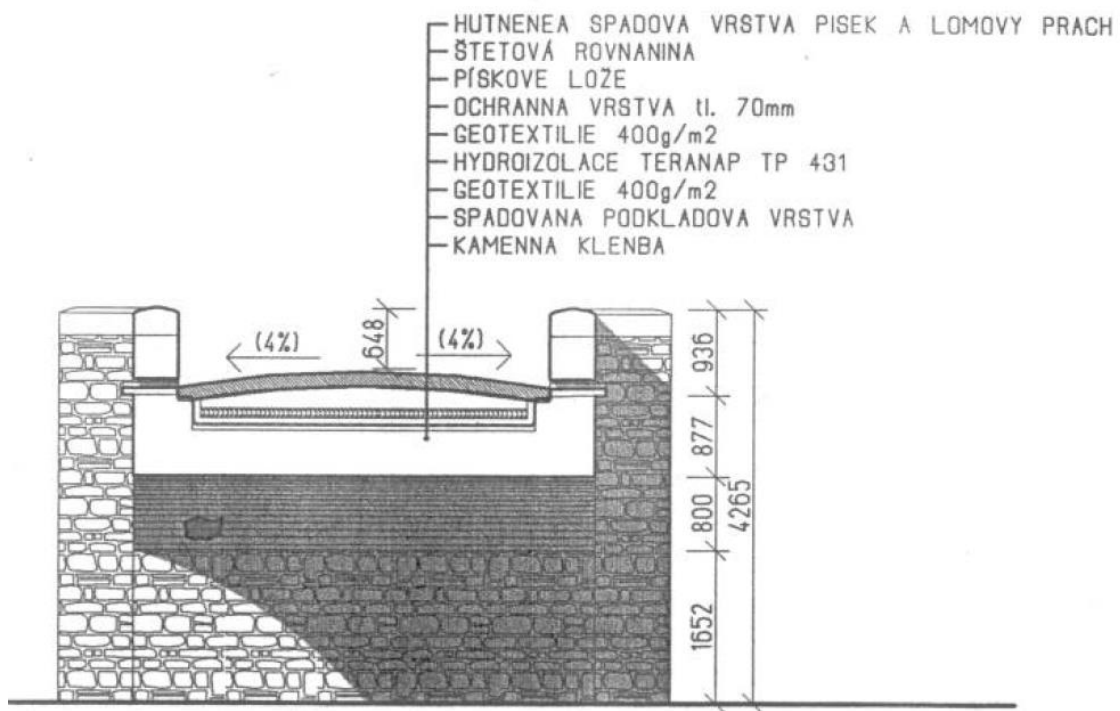
V roce 2007 byl mostek vyhlášen Ministerstvem kultury za kulturní památku. Provedená rekonstrukce zahrnovala obnovu vozovky a zábradlí, menší opravy zdiva pilířů (doplnění a přespárování).



Obr. 3. 1 - Püdorys mostu [36]



Obr. 3. 2 - Východní pohled [36]



Obr. 3. 3 - Řez A [36]

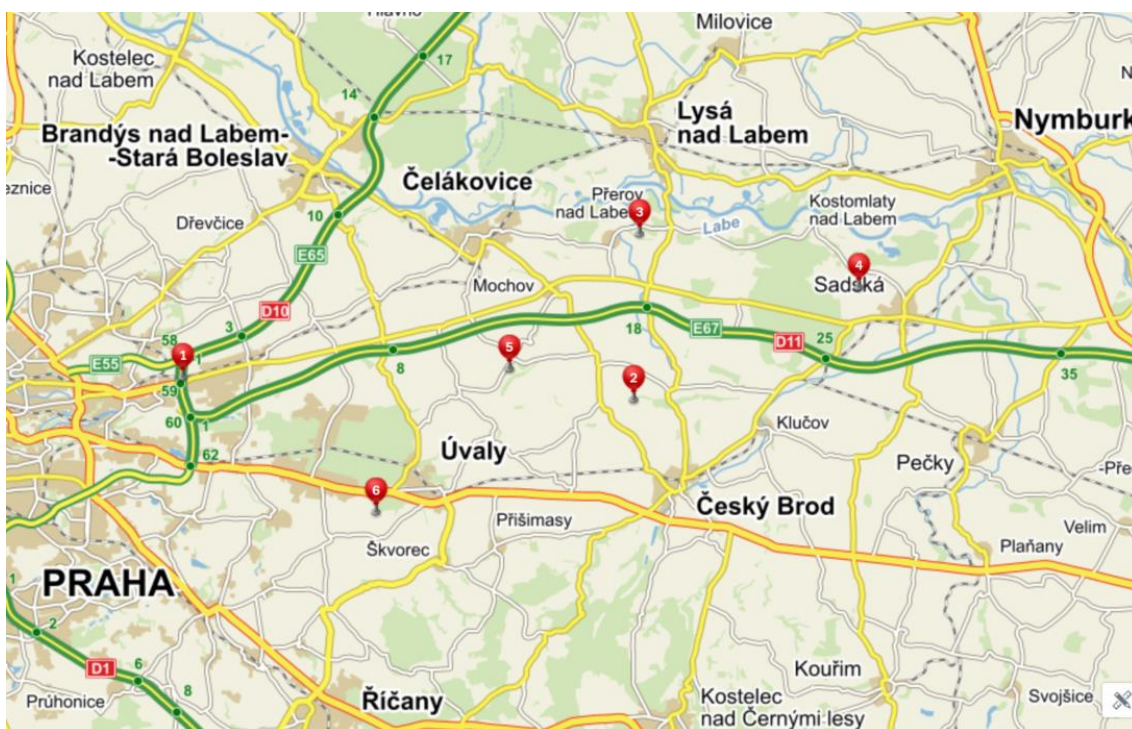


Obr. 3. 4 - Poloha mostu (značka s č. 1)

3.2. Charakteristika materiálů

Jak již bylo zmíněno v základní charakteristice objektu, most je vyzděn z pískovcových kvádrů. Opěry, pilíř a klenby tvoří čisté řádkové zdivo, zábradlí zdivo z lomového kamene. Přibližná délka kratší hrany kvádrů se pohybuje od 80 do 200 mm, delší hrana od 200 do 500 mm. Zdivo je provedeno na maltu vápennou, tloušťka vrstvy přibližně 10 až 15 mm pro řádkové zdivo, do 50 mm pro zdivo z lomového kamene.

Zdroj stavebního kamene není historicky doložen. V mapě jsou znázorněny potenciální lokality, odkud pískovec pochází.



Obr. 3. 5 - Poloha potenciálních lomů

1. Chvaletický lom [37],
2. stěnový lom Kounice – Na skále [38],
3. opuštěné menší lůmky – Přerovská hůra [39],
4. kopec s drobnými lůmky – Sadská [40],
5. jámové lůmky – U skal [41],
6. kamenný mostek.

Všechny výše uvedené lomy jsou dnes již nepoužívané a patří do geologicky významných lokalit.

3.2.1. Zdící prvky – pískovec

Pískovec patří mezi sedimentární horniny. Je tvořen křemennými zrny spojenými tmelem různého typu (vápnitý, jílovitý, kaolinický, křemitý, železitý ...). Tmel také do značné míry ovlivňuje technické vlastnosti (odolnost, opracovatelnost...) a barvu kamene. Bělavé zbarvení je typické v případě uhličitanu vápenatého (CaCO_3), případně kaolinu, do červena zbarvený kámen obsahuje obvykle oxid železitý (Fe_2O_3), rezavě žluté až hnědé zbarvení predikuje obsah hydroxidu železa a odstín zelené je způsoben přítomností glaukonitu [42].

Materiálové charakteristiky pískovců z několika českých lomů byly zpracovány Ing. P. Bouškem a Ing. M. Vokáčem [43]. Zde uvedme alespoň rozsah některých hodnot.

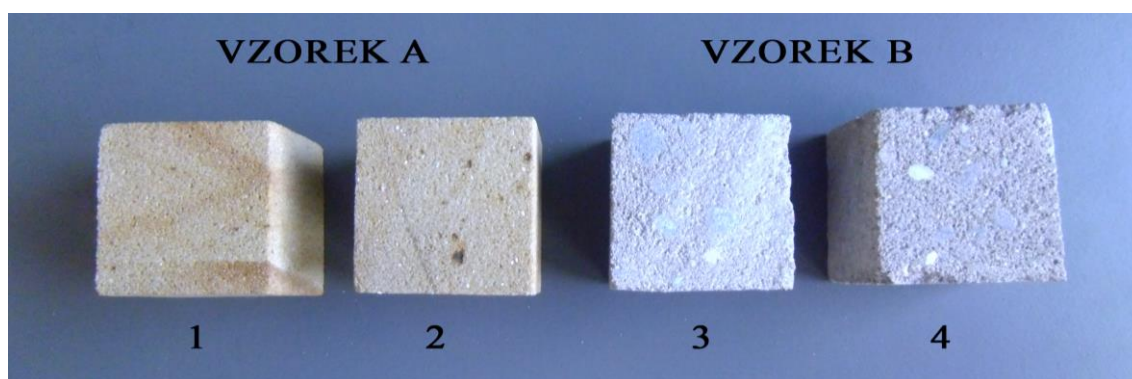
Veličina	Rozsah hodnot	Jednotky
Objemová hmotnost	1500 - 2500	kg/m^3
Hmotnostní nasákavost	5 - 15	%
Pevnost v tlaku*	20 - 70	MPa
Modul pružnosti*	15 - 30	MPa
Souč. příčného přetvoření*	0,13 - 0,21	-

* při vlhkosti 0%

Tab. 3. 1 - Materiálové vlastnosti pískovce

V rámci analyzovaného objektu byly získány dva kusy pískovce odlišných vlastností. Z nich byly vytvořeny čtyři vzorky, na kterých byly ve spolupráci Kloknerova ústavu a Experimentálního centra ČVUT v Praze získány hodnoty pevností v tlaku, jež jsou uvedeny v tabulce níže. Vzhledem k velikosti a množství vzorků nebylo bohužel možno stanovit další hodnoty.

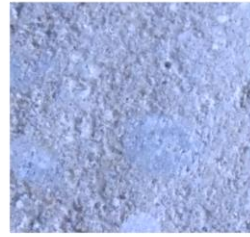
Získané hodnoty by z hlediska ČSN EN 771 – 6 Zdící prvky z přírodního kamene nebylo možné považovat za vypovídající, neboť dle článku 5.6.1. by nejmenší těleso mělo mít hranu 50 ± 5 mm a zkouška by měla být provedena na deseti vzorcích.



Obr. 3. 6 - Vzorky pískovce - pohled



VZOREK A



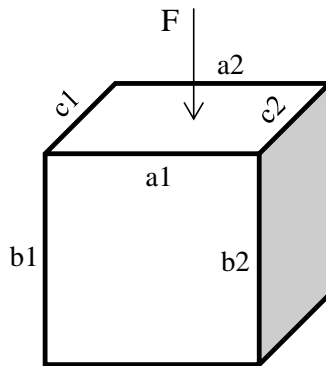
VZOREK B

Obr. 3. 7 - Vzorky pískovce – detail.

	ROZMĚR [mm]						m [g]	F [kN]
	a1	a2	b1	b2	c1	c2		
Vzorek A 1	39,65		39,36	39,86	39,19	39,71	117,0	57,5
Vzorek A 2	39,22	39,74	39,46	39,54	39,17	39,29	116,0	39,0
Vzorek B 3	39,85	39,65	39,91	39,54	39,32	39,50	115,5	30,0
Vzorek B 4	39,61	39,43	39,12	39,02	39,24	38,80	114,5	29,3

m... hmotnost krychle

F... síla při porušení vzorku



$$V = \frac{a1 + a2}{2} \times \frac{b1 + b2}{2} \times \frac{c1 + c2}{2} \quad \text{Rovnice 3.1}$$

$$\rho = \frac{V}{m} \quad f_u = \frac{F}{A} \quad \text{Rovnice 3.2 a 3.3}$$

V... objem krychle

ρ ... objemová hmotnost

f_u ... charakteristická pevnost materiálu

A... plocha na kterou působí síla F

	V [m ³]	ρ [kg/m ³]	f_u [Mpa]
Vzorek A 1	6,196E-05	1888,39	36,760
Vzorek A 2	6,077E-05	1908,69	25,181
Vzorek B 3	6,239E-05	1851,33	19,150
Vzorek B 4	6,039E-05	1896,14	18,968

Vzorky typu A vykázaly nekonzistentní výsledky. Důvodem mohlo být zkoušení rovnoběžně a kolmo na směr sedimentace nebo nepravidelný tvar vzorku.

Pro model bude uvažováno s průměrnými hodnotami s vynecháním $f_{u,A1}$.

- $\rho_s = 1890 \text{ kg/m}^3$ $f_u = 21,1 \text{ MPa}$

- $E_s = 45 \text{ GPa}$ $\nu_s = 0,16$



Obr. 3. 8 - Tlaková zkouška na vzorku A 1



Obr. 3. 9 - Tlaková zkouška na vzorku A 2



Obr. 3. 10 - Tlaková zkouška na vzorku B 3



Obr. 3. 11 - Tlaková zkouška na vzorku B 4

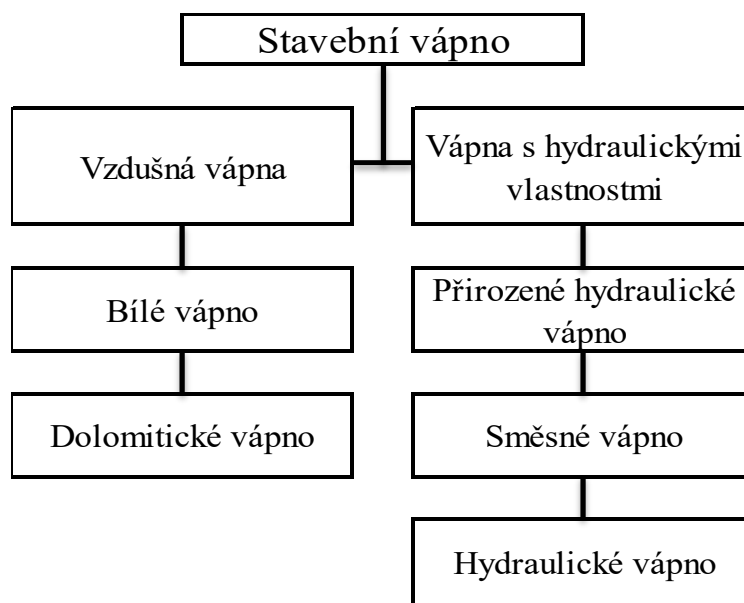


3.2.2. Malta

Dle ČSN EN 1996 – 1 se malty označují písmenem M a číslicí vyjadřující pevnost v tlaku v MPa. Ta se určuje dle ČSN EN 1015 – 11.

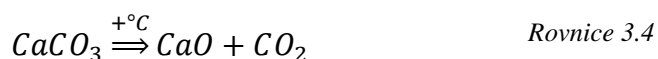
Kamenné zdivo je provedeno na vápennou maltu. Materiálové vlastnosti vápenných malt jsou závislé především na poměru pojiva (vápna), plniva (písku) a vody. Dále na postupu přípravy a přísad. Všechny tyto složky by měli splňovat dané parametry, které vycházejí ze zkušenosti a předpisů (EC, ČSN).

Dle ČSN EN 459 – 1 Stavební vápno – část 1: Definice, specifikace a kritéria shody se vápna dělí dle následujícího schématu [44].

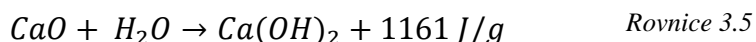


Vzdušné vápno - bílé

Oxid vápenatý (CaO) v různém stupni čistoty (přídavek jílových minerálů a dolomit). Tuhne a tvrdne jen na vzduchu. Moderní výroba se provádí výpalem v šachtových nebo rotačních pecích při teplotě 1000 – 1250 °C. Chemicky je proces možné vyjádřit jako:



Smíchání vzdušného vápna s vodou a následná chemická reakce se nazývá (mokré) hašení. Při tomto procesu dochází k uvolňování velkého množství tepla. Produktem je vápenná kaše. Chemicky vyjádřeno jako:



Je možné se setkat též s hašením suchým. Proces je založen na přidání jen malého množství vody, která se při reakci odpaří. Produktem je suchý prášek – vápenný hydrát.

Dolomitické vápno

Je vyráběno z dolomitických vápenců. Jak název napovídá, obsahují minerál dolomit ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$). V porovnání se vzdušným vápnem je tuhnutí i tvrdnutí pomalejší, pevnost je větší.

Hydraulické vápno

Hydraulická vápna jsou vypalována z vápenců s obsahem jílu při teplotě 1100 – 1200 °C. Převážná část CaO reaguje s oxidy křemíku, hliníku a železa (které mohou být obsaženy v hornině nebo uměle přidávány), zbylá část se nazývá volné vápno. Právě přítomností volného CaO a absencí trikalciumsilikátu se liší od portlandského cementu. Tvrdne i pod vodou. Pevnosti jsou oproti vzdušnému vápnu vyšší.

Přirozené hydraulické vápno obsahuje více jak 15 % (hmotnosti) volného vápna, u hydraulického vápna se množství pohybuje od 4 % do 15 %.

Charakteristickou veličinou je hydraulický modul, vyjádřen jako:

$$H_M = \frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \quad \text{Rovnice 3.6}$$

Dle této hodnoty dělíme vápna na:

- silně hydraulická vápna $H_M < 1,7; 3,0 >$,
- středně hydraulická vápna $H_M < 3,0; 6,0 >$,
- slabě hydraulická vápna $H_M < 6,0; 9,0 >$,
- v případě $H_M > 9$ je vápno považováno za vzdušné [45].

Směsné vápno

Směsná vápna obsahují navíc příměs cementu, případně portlandský slínek, pucolány, vápenec a granulovanou vysokopecní strusku. Podíl těchto složek ovlivňuje fyzikální charakteristiky.

Plnivo

Jakožto plniva se nejčastěji užívá křemenných písků. Obvyklá frakce pro malty je 0/4 mm. Granulometrické složení má vliv na strukturu i pevnost výsledné směsi. Křivka zrnitosti by měla mít vyrovnaný charakter.

Záměsová voda

Voda musí být čistá a nesmí obsahovat humózní částice, či chemické látky, které by ovlivňovaly proces tuhnutí a tvrdnutí.

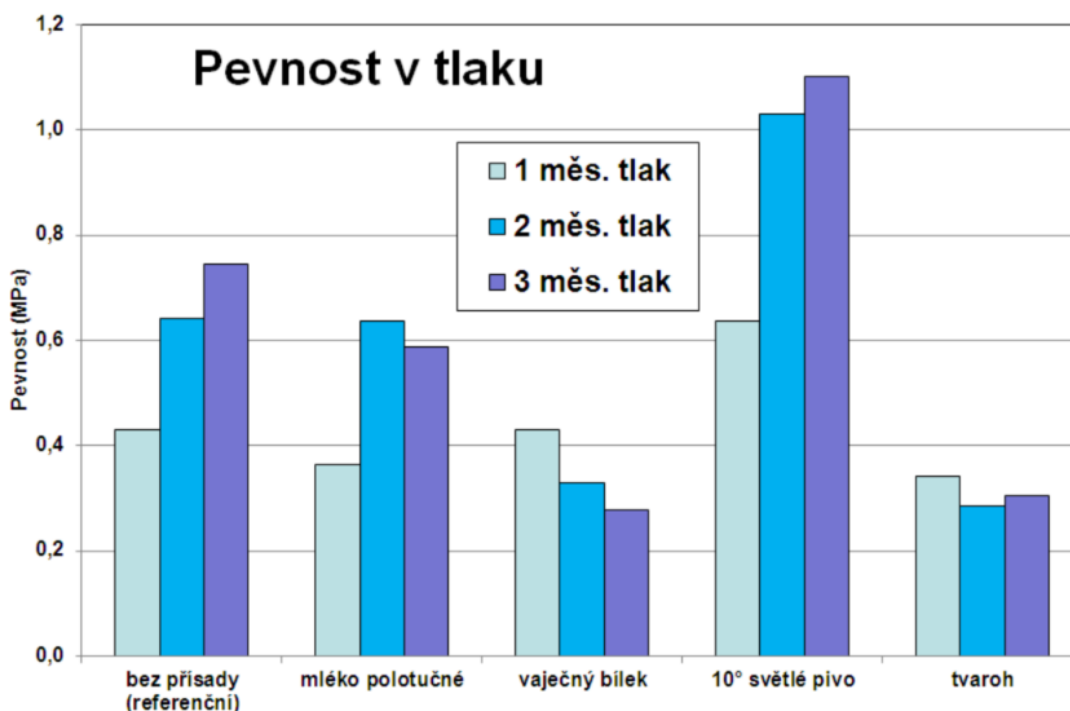
Přísady

Přísadou rozumíme anorganickou, nebo organickou látku, jež je do směsi dávkována v určitém (malém) množství a přímo ovlivňuje vlastnosti směsi (zpracovatelnost, dobu tuhnutí, tvrdnutí, pevnosti apod.) Dnes existuje mnoho výrobců dodávajících přísady do malt, potěrů a betonu.

Z historického hlediska byly používány přísady organického původu. Znamé je například údajné použití vajíček při stavbě Karlova mostu. V roce 2013 byly provedeny na Výzkumném ústavu stavebních hmot v Brně zkoušky na modifikované maltové kaši [46]. Jako přísad bylo použito: mléka, bílku, piva, jablečné šťávy, medu a tvarohu. Dávkování přísad a vliv na pevnost v tlaku je zobrazena v následující tabulce a grafu.

Vzorek	Přísada	Konzistence po vyhašení
1	bez přísady (referenční)	středně hustá
2	mléko polotučné (10 % v hasicí vodě)	hustá
3	vaječný bílek (10 % v hasicí vodě)	velmi hustá, silně tixotropní
4	10° světlé pivo (10 % v hasicí vodě)	řidká
5	jablečná šťáva (10 % v hasicí vodě)	velmi řídká, rychle sedimentuje
6	med (1 % v hasicí vodě)	velmi řídká, rychle sedimentuje
7	tvaroh (5 % vztaženo na vápennou kaši)	velmi hustá, silně tixotropní

Tab. 3. 2 - Organické přísady do malt



Obr. 3. 12 - Pevnost v tlaku malty za použití org. přísad [47]

Fyzikální vlastnosti

Fyzikálními vlastnostmi vápenných malt na objektech historického rázu se zabýval v roce 2005 kolektiv autorů na Athénské národní technické univerzitě [48].

Jako pojiva bylo užito vápenné kaše, práškového vápna a přirozeného hydraulického vápna. Směs byla připravena dle DIN 18555, vodní součinitel se pohyboval v rozmezí 0,7 – 1,2 za účelem vytvořit směs stejné tekutosti pro různá pojiva. Objemová hmotnost vzorků 1,7 – 1,95 g/cm³.

Celkem bylo vytvořeno šest typů matl. Ve třech bylo užito pucolánových přísad. Jako plniva bylo užito křemičitého písku a v případě NHLA navíc cihelné drti o frakci 1/6.

- Zdící malta s přírodním hydraulickým vápnem NHL 2 (NHLA)
vápno : plnivo = 1:2,3
- Zdící malta z vápenné kaše (LPA)
vápenná kaše : plnivo = 1:1,5
- Zdící malta z vápenného hydrátu (LPoA)
vápenný hydrát : plnivo = 1:1,8
- Zdící malta z vápenné kaše s přísadou „Earth of Milos²“ (LPMA)
vápenná kaše : přísada : plnivo = 1:1:2
- Zdící malta z vápenné kaše s přísadou keramického prášku (LPCPA)
vápenná kaše : přísada : plnivo = 1:1:2
- Zdící malta z vápenného hydrátu s přísadou kera. prášku (LPoCPA)
vápenný hydrát : přísada : plnivo = 1:1:2

Testy byly prováděny v čase 1, 3, 9 a 15 měsíců vždy na třech vzorcích pro ohybovou pevnost a na šesti pro pevnost v tlaku. Výsledky jsou uvedeny v následující tabulce. Výsledky ukazují, že nárůst ohybové pevnosti pro malty s vápennou kaší od třetího měsíce prakticky nenarůstala. Pro LPoCPA byl pozorován nejvyšší nárůst pevnosti v závislosti na čase. Ostatní výzkumy však ukazují, že v delším časovém horizontu je pevnostně srovnatelná s LPoA.

Pro doplnění uvedme ještě výsledky získané kolektivem autorů na Barcelonské technické univerzitě, kde byly zkoumány vlastnosti malty s vzdušným vápnem (ALM) a s hydraulickým vápnem (HLM). Poměr vápna a křemičitého písku frakce 0/5 byl 1:3.

Průměrná ohybová pevnost v čase 49 dní pro ALM = **0,43** MPa.

Průměrná pevnost v tlaku v čase 49 dní pro ALM = **1,23** MPa.

Průměrná ohybová pevnost v čase 49 dní pro HLM = **0,84** MPa.

Průměrná pevnost v tlaku v čase 49 dní pro HLM = **1,90** MPa.

² *Earth of Milos (EM) – přírodní pucolánová přísada pocházející z Řeckého ostrovu Milos*

Označení malty	Měsíc	Ohybová pevnost [MPa]	Pevnost v tlaku [MPa]
NHLA	1	0,63	3,05
	3	0,69	3,25
	9	0,62	2,53
	15	0,78	3,02
Nárůst [%]		24	-1
LPA	1	0,25	0,69
	3	0,46	0,97
	9	0,52	1,34
	15	0,47	1,56
Nárůst [%]		88	126
LPoA	1	0,40	0,90
	3	0,54	1,18
	9	0,76	2,40
	15	0,95	2,90
Nárůst [%]		138	222
LPMA	1	0,34	0,63
	3	0,41	1,13
	9	0,40	1,12
	15	0,50	1,15
Nárůst [%]		47	83
LPCPA	1	0,37	0,84
	3	0,43	1,22
	9	0,46	1,23
	15	0,48	1,34
Nárůst [%]		30	60
LPoCPA	1	0,38	1,37
	3	0,62	2,36
	9	1,03	4,36
	15	1,30	4,60
Nárůst [%]		242	236

Tab. 3.3 - Výsledky zkoušek vápenných malt [48]

Pro model bude uvažováno s hodnotami:

- $\rho_m = 1850 \text{ kg/m}^3$ $f_m = 1 \text{ a } 2,5 \text{ MPa}$
- $E_m = 0,309 \text{ GPa}$ [49] $\nu_m = 0,1$

4. Modelování zděných konstrukcí

Zdivo je jakožto celek heterogenní materiál, skládající se z jednotlivých dílů (zdící prvky, spojovací materiál) uspořádaných určitým způsobem (tvořících vazbu) a v konkrétním poměru.

Běžně jsou uváděny dva základní přístupy modelování. Volba vychází z požadavků na podrobnost a účel výstupních dat. Je nutné si uvědomit, že čím větší podrobnost je vyžadována, tím je potřeba více času.

První je modelování na mikroúrovni, které bere v potaz jednotlivé stavební prvky a spojovací hmotu. Tento postup je možné rozdělit na další dva, a to dle řešení styčných ploch zdících prvků (tedy dle způsobu řešení maltového spoje). Vzhledem k náročnosti na provedení a výpočetní čas, nebývá zpracována celá konstrukce, ale jen výřez. Nejběžnější uplatnění nachází tento postup ve vědecké praxi.

Druhým je modelování na makroúrovni. V tomto případě už není bráno v potaz rozdělení zdiva na jednotlivé zdící prvky. Konstrukce, nebo její část, je modelována jako celek, tedy jako homogenní materiál. Právě homogenizace je nejčastějším problémem, neboť se snažíme o vystižení reálného chování zdiva, které je závislé na velkém množství okrajových podmínek. Tento postup je tedy méně náročný na výpočetní čas, ale citlivější na vstupní hodnoty. Aplikován je obvykle na celou konstrukci, nebo větší konstrukční celky.

Jak již bylo zmíněno, jsou numerické modely citlivé na okrajové podmínky. Ty je možno rozdělit do tří základních kategorií:

- materiálové podmínky,
- konstrukční podmínky,
- zatížení.

Materiálové podmínky

Jedná se především o mechanicko-fyzikální vlastnosti složek zdiva a jejich vzájemný poměr. Spadá sem například: pevnost v tahu a tlaku, Poissonův součinitel, modul pružnosti, dotvarování (v případě malty), nasákavost a úprava povrchu.

Konstrukční podmínky

Do této kategorie spadá především geometrie prvků, jejich uspořádání, kvalita provedení a poměr rozměrů zdícího prvku ku tloušťce spár.

Zatížení

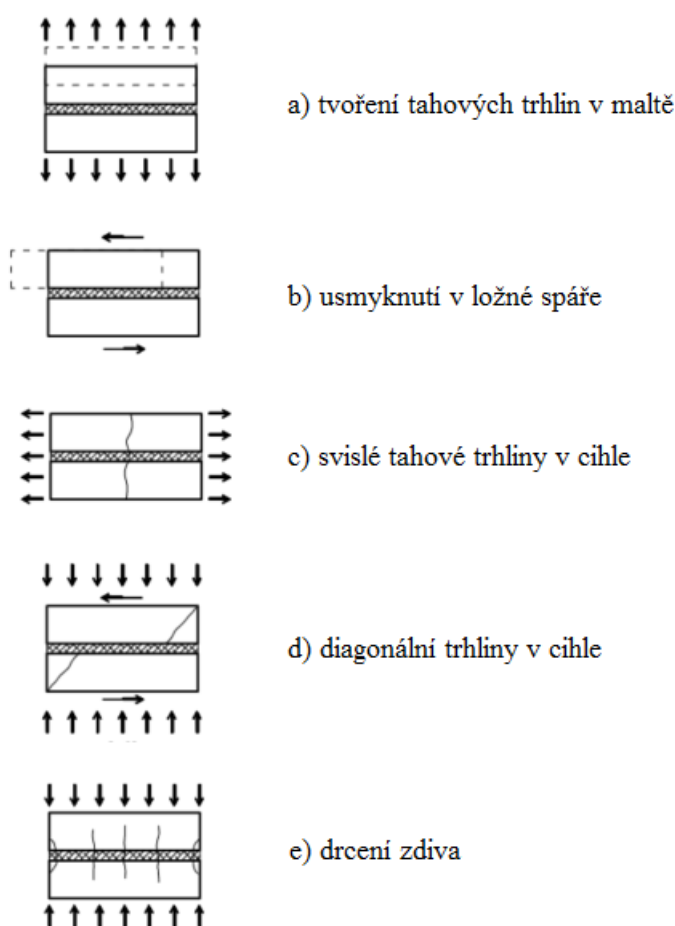
Jak již bylo zmíněno, zdivo je heterogenní materiál, závisí tedy na směru a způsobu namáhání.

Je nutné si uvědomit, že deformační vlastnosti zdiva mají lineární průběh pouze z počátku zatěžování a poté se mění v nelineární. Při dosažení pevnosti materiálu (obvykle pevnosti v tahu) dochází ke vzniku trhlin, při čemž dochází k přerozdělení napětí a zvyšování deformací.

4.1. Mikroúroveň modelování

Tento model se snaží vystihnout konstrukci (nebo její část) co nejpřesněji, dle reálných podmínek a stavu. *Mikro* je nutné chápat ve vztahu k velikosti konstrukce. Z hlediska dvou způsobů pojetí je možné hovořit o detailním mikromodelu a o zjednodušeném mikromodelu.

Společnou charakteristikou je spoj zdících prvků. Ten by měl brát v potaz mechanismy porušení zdiva.



Obr. 4. 1 - Mechanismy porušení zdiva.

Detailní mikromodel

Zdící prvky a spáry jsou v modelu přesně rozlišeny, vstupní hodnoty jsou obvykle získávány zkouškami.

Zjednodušený mikromodel

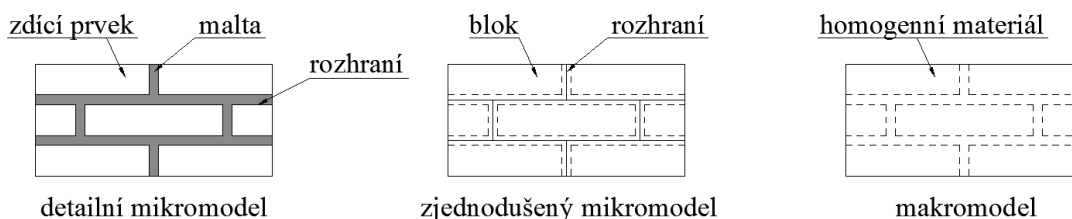
Celkový model se skládá z rozšířených zdících prvků, které v sobě zahrnují i okolní spáry. Tyto „bloky“ jsou geometricky uspořádány dle reálného stavu a jsou spojeny kontaktním prvkem, jež má definované vlastnosti, které by měly odpovídat skutečnému chování spojovací hmoty. Určení těchto vlastností obvykle vychází ze zkoušek, nebo z detailního mikromodelu.

4.2. Makroúroveň modelování

Celkový model je tvořen homogenním materiálem, který zahrnuje jednotlivé komponenty zdiva. Homogenizace je možné provést vícero způsoby. Obvykle je založena na zkouškách, ať už reálných nebo počítačově simulovaných, provedených na výseku konstrukce. Z nich jsou pak odvozeny konstitutivní vztahy, popisující chování zdiva.

Metodám homogenizace se v současnosti věnuje mnoho autorů. (M. Bornert, P. De Buhan, R. Luciano, P. B. Lourenço, J. Zeman, M. Šejnoha, J. Zatloukal a mnoho dalších). Homogenizace je možné v nejhrušším měřítku rozdělit na:

- homogenizaci dle zjednodušujících postupů,
- numerickou homogenizaci.



Obr. 4. 2 - Základní způsoby modelování zděných konstrukcí.[50]

5. Homogenizace zdiva

Zdivo se skládá ze zdících prvků a spojovací hmoty, tj. nejčastěji malty. Fyzikální vlastnosti těchto dvou částí mohou být poměrně rozdílné, čímž vzniká problém, jak zdivo prezentovat ve formě homogenní hmoty.

5.1. Homogenizace dle zjednodušujících postupů

V praxi se běžně uplatňují pro homogenizaci zdiva zjednodušující postupy, které jsou podávány formou normových nebo jiných předpisů. Základním požadavkem je jednoduchost a přijatelná přesnost.

5.1.1. Přístup dle ČSN EN 1996 - 1 - 1 a ČSN EN 772 - 1

Vymezení základních pojmů normou

Zdivo se sestává ze zdících prvků uložených dle stanoveného uspořádání a spojených maltou.

Charakteristickou pevností se rozumí hodnota pevnosti, která odpovídá předepsané pravděpodobnosti 5 %, se kterou může být nejvýše podkročena v myšleném souboru neomezeného počtu výsledků zkoušek.

Pevnost zdiva v tlaku předpokládá vyloučení vlivu tlačných desek zkušebního zařízení, vlivu štíhlosti prvku a výstřednosti zatížení.

Pevnosti zdiva ve smyku, při působení smykových sil.

Pevnosti zdiva při ohybu – ohybová pevnost.

Zdící prvek je předem zhotovený a ručený pro uložení ve zdivu.

Zdící prvky skupin (1 až 4), dle poměrné velikosti a orientace otvorů ve zdících prvcích po jejich uložení ve zdivu.

Pevnosti v tlaku zdícího prvku je průměrná pevnost v tlaku stanoveného počtu zdících prvků (dle ČN 771 - 1 až EN 771 - 6).

Malta pro zdění je směs jednoho nebo více anorganických pojiv, kameniva, vody a někdy příměsí a/nebo přísad používaná pro ukládání, spojování a spárování zdiva.

Návrhová malta pro zdění má složení a výrobní postup zvolen tak, aby zajistily požadované vlastnosti (záměr užitné hodnoty).

Předpisová malta pro zdění dle receptury je vyráběna ve stanoveném poměru složek. Vlastnosti se předpokládají podle použitého poměru (záměr receptury).

Pevnost malty v tlaku je pevností průměrnou, stanovenou na daném počtu těles po 28-denním ošetřování. [51]

Zdící prvky

Zdící prvky jsou zařazovány do skupin, a to na základě dvou hlavních kritérií. Prvním je dle úrovně kontroly výroby a druhým je dle způsobu a relativního objemu děrování.

Podle úrovně kontroly výroby zařazujeme zdící prvky do dvou kategorií (I a II). Parametry jednotlivých kategorií zde nejsou uvedeny, neboť kamenné prvky jsou vždy zařazeny do kategorie II.

Dle způsobu a poměrného objemu děrování se zdící prvky zařazují do čtyř skupin (1, 2, 3, a 4). Jednotlivé podmínky jsou uvedeny v následující tabulce [51].

	Materiály a meze zdících prvků								
	Skupina 1 (všechny materiály)	Zdící prvky	Skupina 2				Skupina 3		Skupina 4
			Svislé otvory				Vodorovné otvory		
Objem všech otvorů (v % objemu zdícího prvku)	≤ 25	Pálené	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70		
		Vápeno-pískové	> 25; ≤ 55		nepoužívají se		nepoužívají se		
		Betonové ^b	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50		
Objem jednotlivého otvoru (v % objemu zdícího prvku)	≤ 12,5	Pálené	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 2; úchopové otvory celkem do 12,5		Každý z vícenásobných otvorů ≤ 2; úchopové otvory celkem do 12,5		Každý z vícenásobných otvorů ≤ 30		
		Vápeno-pískové	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 15; úchopové otvory celkem do 30		nepoužívají se		nepoužívají se		
		Betonové ^b	Každý z vícenásobných otvorů ≤ 30; úchopové otvory celkem do 30		Každý z vícenásobných otvorů ≤ 30; úchopové otvory celkem do 30		Každý z vícenásobných otvorů ≤ 25		
Deklarované hodnoty tloušťky vnitřních a obvodových žebor (mm)	Bez požadavku		Vnitřní žebro	Obvodové žebro	Vnitřní žebro	Obvodové žebro	Vnitřní žebro	Obvodové žebro	
		Pálené	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6	
		Vápeno-pískové	≥ 5	≥ 10	nepoužívají se		nepoužívají se		
		Betonové ^b	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20	
	Materiály a meze zdících prvků								
	Skupina 1 (všechny materiály)	Zdící prvky	Skupina 2		Skupina 3		Skupina 4		
			Svislé otvory		Vodorovné otvory				
Deklarované hodnoty souhrnné tloušťky vnitřních a obvodových žebor ^a (v % celkové šířky zdícího prvku)	Bez požadavku	Pálené	≥ 16		≥ 12		≥ 12		
		Vápeno-pískové	≥ 20		nepoužívají se		nepoužívají se		
		Betonové ^b	≥ 18		≥ 15		≥ 45		
^a Souhrnná tloušťka je součet tlouštěk všech vnitřních a obvodových žebor, měřených vodorovně v odpovídajícím směru. Zkouška se považuje za zkoušku typu a opakuje se jen tehdy, pokud dochází k zásadní změně návrhu rozměrů zdícího prvku.									
^b Při zužujících se nebo komůrkových otvorech se použije průměrná hodnota tloušťky žebra vnitřního nebo obvodového.									

Tab. 5. 1 - Geometrické požadavky na zařízení zdících prvků do skupin.

Pevnost zdících prvků kolmo na ložné spáry je v základní formě uváděna jako průměrná (f_u). Výsledek je stanoven na základě průměru ze stanoveného počtu zkoušek dle ČSN EN 772 – 1. Základní jednotkou je megapascal (MPa).

V dalším kroku je stanovena pevnost normalizovaná (f_b). Tato hodnoty je vypočtena následujícím předpisem:

$$f_b = \delta \eta f_u \quad \text{Rovnice 5.1}$$

kde:

δ ... součinitel vlivu tvaru zdících prvků; jestliže působí tlak ve směru ložných spár, hodnota se neuvažuje vyšší než 1,0,

η ... součinitel vlhkosti; převádí pevnost do stavu přirozené vlhkosti; nabývá těchto hodnot:

- 1,2 – pro zdící prvky kondiciované pod vodou,
- 1,0 – pro zdící prvky kondiciované na vzduchu nebo kondiciovaných pro dosažení 6 % obsahu vlhkosti,
- 0,8 – pro zdící prvky kondiciované pro dosažení vysušeného stavu.

Výška zdícího prvku [mm]	Nejmenší vodorovný rozměr zdícího prvku [mm]				
	50	100	150	200	≥250
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,00
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Pozn.: mezilehlé hodnoty se interpolují dle přímky.

Tab. 5. 2 - Hodnota součinitele tvaru δ .

Zdivo

Celková charakteristická pevnost nevyztuženého zdiva se určí buď na základě zkoušek dle EN 1052 - 1, nebo výpočtem dle vztahu:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad \text{Rovnice 5.2}$$

kde:

α a β ... konstanty nabývající hodnot:

- $\alpha = 0,7$; $\beta = 0,3$ – pro maltu obyčejnou a maltu s pórovitým kamenivem,
- $\alpha = 0,85$; $\beta = 0,0$ – pro zdivo na maltu pro tenké spáry ≤ 3 mm, s pálenými zdíci prvky skupin 1 a 4, betonovými prvky, pórobetonovými prvky a prvky vápenopískovými,
- $\alpha = 0,70$; $\beta = 0,0$ – pro zdivo na maltu pro tenké spáry ≤ 3 mm, s pálenými zdíci prvky skupin 2 a 3.

K ... konstanta stanovena dle následující tabulky, jenž je v případě podélné styčné spáry násobena 0,8:

Zdíci prvky		Obyčejná malta	Malta pro tenké spáry (tloušťka spáry od 0,5 mm do 3 mm)	Lehká malta objemové hmotnosti	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d \leq 1\,500 \text{ kg/m}^3$
Pálené	Skupina 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Skupina 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Skupina 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Vápenopískové	Skupina 1	0,55	0,80	‡	‡
	Skupina 2	0,45	0,65	‡	‡
Betonové	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Skupina 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Skupina 3	0,40	0,50	‡	‡
	Skupina 4	0,35	‡	‡	‡
Pórobetonové	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Z umělého kamene	Skupina 1	0,45	0,75	‡	‡
Pravidelné zdíci prvky z přírodního kamene	Skupina 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Tato kombinace malty a zdících prvků se nepoužívá, a proto žádná hodnota není uvedena.

Tab. 5. 3 - Součinitel K pro zdivo s maltou obyčejnou, lehkou a maltou pro tenké spáry.

f_b ... normalizovaná pevnost prvku [MPa]; maximálně 75 MPa,

f_m ... pevnost malty pro zdění [MPa]; maximálně 20 MPa nebo $2 \cdot f_b$

Krátkodobý modul pružnosti nevyztuženého zdiva se stanoví, buď ze zkoušek dle EN 1052 – 1 jako průměrná hodnota sečnových modulů jednotlivých vzorků, nebo výpočtem dle vztahu:

$$E = K_E f_k \quad \text{Rovnice 5.3}$$

kde:

K_E ... se stanoví dle typu zdícího prvku na základě Národní přílohy normy. V ČR je doporučeno užívat $K_E = 1000$ pro zdící prvky pálené, betonové, vápenopískové a přírodní kámen, případně $K_E = 700$ pro zdivo z pórobetonových tvárnic a tvárnic s pórovým kamenivem,

f_k ... charakteristická pevnost v tlaku.

Dlouhodobý modul pružnosti $E_{longterm}$ lze získat výpočtem, kdy je uvážen vliv dotvarování součinitelem ϕ_∞ .

$$E_{longterm} = \frac{E}{1 + \phi_\infty} \quad \text{Rovnice 5.4}$$

kde:

E ... krátkodobý modul pružnosti zdiva,

ϕ_∞ ... součinitel dotvarování nabývající hodnot:

- 0,5 až 1,5 – pro zdivo z pálených zdících prvků,
- přibližně 0 – pro zdivo z přírodního kamene

Modul pružnosti ve smyku G je možné spočítat jako:

$$G = 0,4 E \quad \text{Rovnice 5.5}$$

Dotvarování, délkové změny vlivem vlhkosti a tepelná roztažnost jsou závislé na druhu zdícího prvku. Stanovují se obvykle zkouškami. Přibližný rozsah hodnot je uveden v ČSN EN 1996 – 1 – 1. Rozsah hodnot je poměrně značný a proto mají spíše informativní charakter.

Druh zdících prvků		Konečné hodnoty součinitele dotvarování ^a ϕ_{∞}	Konečné hodnoty délkových změn vlivem vlhkosti ^b mm/m	Součinitele délkové tepelné roztažnosti α $10^{-6}/K$
Pálené		0,5 až 1,5	-0,2 až +1,0	4 až 8
Vápenopískové		1,0 až 2,0	-0,4 až -0,1	7 až 11
Z betonu s hutným kamenivem a z umělého betonu		1,0 až 2,0	-0,6 až -0,1	6 až 12
Z betonu s pórovitým kamenivem		1,0 až 3,0	-1,0 až -0,2	6 až 12
Pórobetonové		0,5 až 1,5	-0,4 až +0,2	7 až 9
Z přírodního kamene	Vyvěřelé horniny	c	-0,4 až +0,7	5 až 9
	Usazené horniny			2 až 7
	Přeměněné horniny			1 až 18

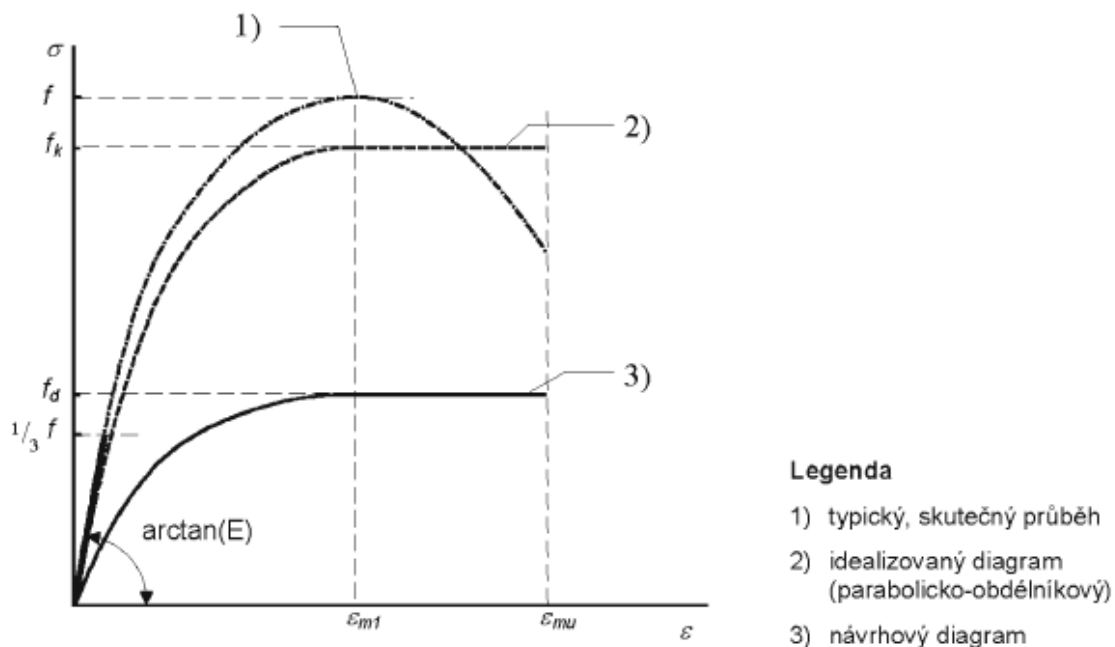
^a Konečná hodnota součinitele dotvarování $\phi_{\infty} = \varepsilon_{cm} / \varepsilon_{cl}$, kde ε_{cm} je konečná hodnota poměrného přetvoření vlivem dotvarování a $\varepsilon_{cl} = \sigma / E$.

^b Konečná hodnota nabývání nebo smršťování vlivem vlhkosti označená znaménkem minus (plus) znamená zkrácení (roztažení).

^c Tyto hodnoty jsou zpravidla velmi malé.

Tab. 5. 4 - - Informativní hodnoty součinitele dotvarování a tepelné roztažnosti.

Chování zdiva v tlaku je obvykle nelineární, avšak ČSN EN 1996 – 1 – 1 připouští pro navrhování považovat chování za lineární, parabolický nebo parabolicko – obdélníkový nebo obdélníkový.



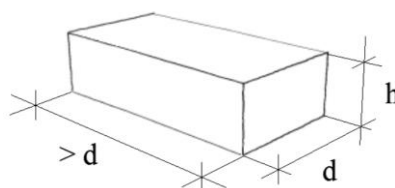
Obr. 5. 1 - Pracovní diagram zdiva.

Aplikace

Při aplikaci postupu dle ČSN EN 1996 – 1 – 1 narazíme na problém určení normalizované pevnosti (f_b), neboť konstrukce je složena ze zdících prvků různých rozměrů. Dle tabulky 5.2, je možno tvrdit, že pokud zafixujeme výšku prvku, snižuje se pevnost s narůstající velikostí (do 250 mm). Nejnižší hodnotu tedy získáme, vezmeme-li nejnižší zdící prvek s nejdelší kratší hranou. Tímto postupem bychom měli být na straně bezpečné. Je však nutné vzít v potaz, že pokud by konstrukce nevyhověla, nemusí to být výsledek definitivní a je vhodné zvolit jiný postup.

Díky návrhovému přístupu dle ČSN EN 1996 – 1 – 1 získáme tedy výpočtem pevnost zdiva v tlaku kolmo na spáry a hodnoty modulu pružnosti. Vstupy mohou být získány zkouškami dle platných norem nebo některé dopočítány vzorci.

Z důvodu srovnatelnosti výsledků s dalšími postupy jsou hodnoty spočítány také pro další hodnoty h .



Hodnoty pro srovnání s dalšími přístupy homogenizace							
h	80		150		200		mm
d	200						mm
δ	0,743		1		1,15		-
η	1						-
f_u	21,1						MPa
f_b	15,677		21,100		24,265		MPa
f_m	1	2,5	1	2,5	1	2,5	MPa
f_k	3,090	4,067	3,804	5,007	4,195	5,522	MPa
E	3090	4067	3804	5007	4195	5522	MPa

Tab. 5. 5 - Srovnávací hodnoty dle ČSN EN 1996-1-1 - výsledky.

5.1.2. Přístup dle původní ČSN 73 1101

ČSN 73 1101 platila od roku 1980 do roku 2010, kdy byla zcela nahrazena ČSN EN 1996 – 1 – 1. V porovnání s dnes platným Euro kódem se podrobněji věnovala zděným konstrukcím z kamene. Zde je uveden postup určení sečnového modulu přetvárnosti E_{defl} [52].

Z Hookova zákona platí:

$$\sigma = E \varepsilon \rightarrow E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Rovnice 5.6}$$

Neznámou v tomto vztahu je pro náš poměrné přetvoření ε , to je ale možné empiricky určit. Rovnice uvažuje s krátkodobým zatěžováním, což v praxi znamená, že od začátku zkoušky do plného zatížení uběhne 30 až 120 min.

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1 k_m R_d}\right) \quad \text{Rovnice 5.7}$$

kde:

α ... součinitel přetvárnosti zdiva; určen z tabulky,

k_m ... součinitel pevnosti zdiva; nabývající hodnoty **2,1** pro pálené cihly a kamenné zdivo,

R_d ... výpočtová pevnost zdiva v tlaku; určená z tabulky.

Zdivo	Objemová hmotnost kamene ρ [kg/m ³]	pro zdivo na maltu označenou dle ČSN 72 2430						
		150	100	50	25	10	4	0
		[MPa]						
z kvádrů	$\rho \geq 1800$	1700		1500	1000	750	500	
	$\rho < 1800$	900		700	600	500	350	
řádkové	$\rho \geq 1800$	1500		1400	900	700	400	
	$\rho < 1800$	700		600	500	400	300	
řádkové svisle provazované	$\rho \geq 1800$	1600		1400	900	700	400	
	$\rho < 1800$	800		600	500	400	300	
lomové a kyklopské	libovolná	1500		1400	900	700	400	

Tab. 5. 6 - Součinitel přetvárnosti kamenného zdiva α .

Při přesnějším výpočtu napětí a přetvoření zdiva je možné E_{def1} určit z následujících vztahů:

pro $0 \leq \sigma < \frac{2}{3} k_m R_d$

$$E_{def1} = \alpha k_m R_d \left(1 - \frac{\sigma}{2 k_m R_d} \right) \quad \text{Rovnice 5.8}$$

Nejvyšší hodnoty nabývá pro $\sigma = 0$ a poté je tvar rovnice následující:

$$E_{def1} = \alpha k_m R_d \quad \text{Rovnice 5.9}$$

pro $\frac{2}{3} k_m R_d \leq \sigma \leq k_m R_d$

$$E_{def1} = 1,2 \alpha k_m R_d \left(1 - \frac{\sigma}{1,5 k_m R_d} \right) \quad \text{Rovnice 5.10}$$

Nejvyšší hodnoty nabývá pro $\sigma = \frac{2}{3} k_m R_d$ a poté je tvar rovnice následující:

$$E_{def1} = 0,53 \alpha k_m R_d \quad \text{Rovnice 5.11}$$

Neboť napětí je veličina závislá na zatížení konstrukce, bylo by nutné ve výpočetních programech postupovat iteračně. Norma ČSN 73 1101 připouští pro výpočet přetvoření zdiva, tuhosti a vnitřních sil, které jsou součástí staticky neurčitých konstrukcí, zjednodušený výpočet hodnoty E_{def1} , jako 80% z modulu přetvárnosti E_{def} . Vzorcem vyjádřeno jako:

$$E_{def1} = 0,8 E_{def} = 0,8 \alpha k_m R_d \quad \text{Rovnice 5.12}$$

Zdivo dle ČSN 73 2310	Výška jedné ložné vrstvy	Pevnostní značka kamene ^{1B)}	Výpočtové pevnosti zdiva na maltu označnou dle ČSN 72 2430 ^{2B)}						
	h_1		150	100	50	25	10	4	0
	[mm]	[-]	[MPa]						
jemné kvádry, ložné plochy pemrlované, výška hrbolků do 3 mm	600 < h_1 ≤ 1000	110	13,8			13,3	12,3	10,9	9,4
		80	11,4			10,9	9,9	8,6	7,3
		40	6,5			6,2	5,8	5,1	4,4
		20	3,6			3,4	3,1	2,8	2,3
		10	2,1			2,0	1,8	1,6	1,3
hrubé a čisté kvádry, ložné plochy čistě špicované, hloubka prohlubní maximálně 15 mm		110	11,0			10,6	9,8	8,7	7,5
		80	9,1			8,7	7,9	6,9	5,8
		40	5,2			5,0	4,6	4,1	3,5
		20	2,9			2,7	2,5	2,2	1,8
		10	1,7			1,6	1,4	1,3	1,0
hrubé a čisté kvádry, ložné plochy hrubě špicované, hloubka prohlubní maximálně 20 mm		110	9,7			9,3	8,6	7,6	6,6
		80	8,0			7,6	6,9	6,0	5,1
		40	4,6			4,3	4,0	3,6	3,1
		20	2,5			2,4	2,2	2,0	1,6
		10	1,5			1,4	1,3	1,1	0,9
1B)	Pevnostní značka kamene je číslo odpovídající minimální požadované pevnosti v tlaku dle ČSN 72 1860.								
2B)	Pevnostní značka malty je číslo odpovídající desetinásobku krychelné pevnosti v MPa zjištěné dle ČSN 72 2449.								

Tab. 5. 7 - Výpočtové pevnosti kamenného zdiva v dostředném a mimostředném tlaku při porušení zdiva v kusových stavivech nebo ve spárách.[52]

Zdivo dle ČSN 73 2310	Výška jedné ložné vrstvy	Pevnostní značka kamene ^{1B)}	Výpočtové pevnosti zdiva na maltu označnou dle ČSN 72 2430 ^{2B)}						
	h_1		150	100	50	25	10	4	0
	[mm]	[-]	[MPa]						
řádkové ^{4B), 5B)} čisté	$h_1 > 150$	110	6,3	6,0	5,4	5,1	4,8	4,2	3,2
		80	5,1	4,8	4,5	4,2	3,6	3,3	3,0
		40	3,2	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,7
		20	2,2	1,9	1,8	1,6	1,5	1,3	0,9
		10	-	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	0,6
řádkové ^{5B)} hrubé		110	4,7	4,5	4,0	3,8	3,6	3,2	2,9
		80	3,8	3,6	3,4	3,2	2,7	2,5	2,2
		40	2,3	2,1	1,9	1,8	1,7	1,5	1,3
		20	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9
		10	-	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5
lomové a kyklopské		110	-	2,2	1,6	1,0	0,7	0,5	0,3
		80	-	2,0	1,4	0,9	0,6	0,4	0,2
		40	-	1,3	1,0	0,7	0,5	0,3	0,1
		20	-	0,8	0,7	0,56	0,43	0,23	0,1
		10	-	-	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1
3B)	Při výšce kvádrů mezi 200 až 600 mm se výpočtové pevnosti násobí součinitelem $k_z = 0,64 + 0,0009 \cdot (h_1 - 200)$, pro h_1 nad 1000 mm platí $k_z = 1,1$.								
4B)	Jestliže se pro řádkové čisté zdivo použijí kopáky s ložnými plochami čistě špicovanými, násobí se výpočtové pevnosti koeficientem $k_z = 1,12$.								
5B)	Platí i pro svisle provazované řádkové zdivo.								

Tab. 5. 8 - Výpočtové pevnosti kamenného zdiva v dostředném a mimostředném tlaku – pokračování [52].

Aplikace

Z důvodu srovnatelnosti výsledků by bylo vhodné užít stejné základní hodnoty jako v případě ČSN EN 1996 – 1 – 1. Výše uvedené tabulky jsou ale koncipovány pro hodnoty $h_1 > 150$ (200) mm. Proto jsou zde uvedeny výsledky jen pro srovnávací hodnoty h_1 .

Řádkové čisté zdivo			
Výška kvádry h_1	150 (200)		mm
Objemová hmotnost kamene	1890		kg/m ³
Pevnostní třída kamene	20		
Pevnost malty	1	2,5	MPa
Souč. přetvárnosti α	900	1400	-
Výpočtová pevnost zdiva R_d	1,5	1,6	MPa
Sečnový modul pružnosti E_{defl}	2268	3763	MPa

Tab. 5. 9 - Moduly pružnosti a pevnosti zdiva dle ČSN 73 1101 – výsledky.

Další v odborné literatuře uváděný postup výpočtu modulu pružnosti zdiva dle Farshchio (2008) je vyjádřen následovně [53]:

$$E_c = \frac{1 + h_m/h_u}{1 + \frac{h_m E_u}{h_u E_m}} E_u \quad \text{Rovnice 5.13}$$

kde:

h_u ... výška zdíciho prvku,

h_m ... výška vrstvy malty v ložné spáře,

E_u ... modul pružnosti zdíciho prvku,

E_m ... modul pružnosti malty.

Kamenné zdivo				
E_u	45			GPa
E_m	0,309			GPa
h_u	80	150	200	mm
h_m	15			mm
E_c	1,888	3,181	4,058	GPa

Tab. 5. 10 - Hodnoty modulu pružnosti zdiva.

5.1.3. Další možné přístupy získání pevnosti zdiva v tlaku

Engesserova rovnice

Na počátku dvacátého století (1907) přišel německý inženýr Friedrich Engesser s myšlenkou rozdělení pevnosti zdiva v třetinovém poměru. Vzorcem, publikovaným S. Huertou v roce 2004 [54], vyjádřeno jako:

$$f_c = \frac{1}{3} f_{cu} + \frac{2}{3} f_{cm} \quad \text{Rovnice 5.14}$$

kde:

f_{cu} ... pevnost v tlaku zdícího prvku

f_{cm} ... pevnost v tlaku malty

V našem případě tedy:

Kamenné zdivo			
f_{cu}	21,1		MPa
f_{cm}	1	2,5	MPa
f_c	7,7	8,7	MPa

Tab. 5. 11 - Pevnost zdiva dle Engessera - výsledky.

Návrhové pevnosti zdiva dle J. Seguarda

Další historický přístup pochází od portugalského inženýra J. Seguarda (1908). Ten na základě zkoušek sestavil tabulku pevností v tlaku pro jednotlivé typy zdiva [53].

Typ zdiva	Návrhová pevnost v tlaku [MPa]
Zdivo z lomového kamene na vápennou maltu	
velmi vysoká pevnost kamene	3 - 6
vysoká pevnost kamene	1,5 - 3
střední pevnost kamene	1 - 1,5
nízká pevnost kamene	0,8 - 1
Zdivo z kvádrů na vápennou maltu	1 - 2
Zdivo řádkové	0,5 - 1
Cihelné zdivo na vápennou maltu	
běžné cihly	0,6 - 0,8
cihly vyšší pevnosti	0,8 - 1
Cihelné zdivo na maltu cementovou	1 - 1,5
Pozn.: vápenná malta v poměru 1:3 - vzdušné vápno : písek	

Tab. 5. 12 - Pevnost zdiva dle J. Seguarda.

Nevýhodou tohoto přístupu je absence specifikace pevnostních tříd kamene. Rozhodnutí do jaké kategorie stavební prvek patří je tedy v rozmezí ± 1 skupinu na uvážení statika.

Je zajímavé, že na rozdíl od ČSN 73 1101, zdivo z lomového neopracovaného kamene dosahuje vyšších pevností, než-li zdivo z kvádrů opracovaných.

Pro úvalský most by bylo možno uvažovat s hodnotou $f_c = 1,5 \text{ MPa}$, což je hodnota totožná při užití ČSN 73 1101 pro maltu pevnosti 1 MPa.

Pevnost zdiva dle technických požadavků Torrojského institutu

V sedmdesátých letech minulého století byla vydána Torrojským institutem stavebnictví tabulka doporučených hodnot pevností v tlaku pro kamenné zdivo. [55]

Typ kamene	Minimální pevnost v tlaku	Kvádrové zdivo		
		spoj bez malty	$h_1 \geq 30 \text{ cm}$, min. pevnost malty 8 MPa	$h_1 < 30 \text{ cm}$, min. pevnost malty 4 MPa
[MPa]				
Žula Syenit Čedič	100	8	6	4
Křemičitý pískovec Vápenec vysoké pevnosti Mramor	30	4	3	2
Vápenitý pískovec Vápenec nižší pevnosti	10	2	1,5	1
Typ kamene	Minimální pevnost v tlaku	Zdivo z lomového kamene		
		čisté řádkové, min. pevnost malty 4 MPa	hrubé řádkové, min. pevnost malty 0,5 MPa	skládané bez malty
[MPa]				
Žula Syenit Čedič	100	2,5	1	0,7
Křemičitý pískovec Vápenec vysoké pevnosti Mramor	30	1,2	0,8	0,6
Vápenitý pískovec Vápenec nižší pevnosti	10	0,8	0,6	0,5

Tab. 5. 13 - Pevnosti zdiva dle Torrojského stavebního institutu.

Pro úvalský most by bylo možné uvažovat přibližně s hodnotou $f_c = 1,2 \text{ Mpa}$.

Postup dle C. Rozzy

Ve druhé polovině dvacátého století publikoval C. Rozza empirický postup uvažující vliv různého poměrného přetvoření materiálů formou poměrného objemu jednotlivých složek zdiva [53]. Tato hodnota může být poměrně těžko stanovitelná. Oporu je možno najít ve statických tabulkách, kde je uveden přibližný objem malty na objemovou jednotku zdiva.

- Zdivo z cihel pálených 20 %,
- zdivo z přírodního kamene pravidelného tvaru 10 %,
- zdivo z tesaného lomového kamene 25 %,
- zdivo z přírodního kamene nepravidelného tvaru 35 %

Dle tohoto postupu se uplatní tyto vztahy:

pro kvádrové zdivo a cihly:

$$f_c = \frac{0,8 v_u f_{cu} + 1,2 v_m f_{cm}}{10} \quad \text{Rovnice 5.15}$$

pro zdivo z lomového kamene:

$$f_c = \frac{v_u f_{cu} + 0,8 v_m f_{cm}}{12,5} \quad \text{Rovnice 5.16}$$

kde:

v_u ... poměr zastoupení zdících prvků v jednotce zdiva,

v_m ... poměr zastoupení malty v jednotce zdiva.

Kamenné zdivo			
f_{cu}	21,1		MPa
f_{cm}	1	2,5	MPa
v_u	0,75		-
v_m	0,25		-
f_c	1,282	1,306	MPa

Tab. 5. 14 - Pevnost zdiva v tlaku dle Rozzy - výsledky.

Postup dle A. J. Francise a kol.

V rámci studie, probíhající v 70. letech minulého století na universitě v Melbourne, zabývající se vlivem tloušťky ložné vrstvy a dalších faktorů na pevnost zdiva v tlaku, uvedl A. Francis a kol. postup obohacený o vliv pevnosti zdícího prvku v tahu. Oproti jiným zde není uvažována pevnost malty [56].

$$f_c = \frac{1}{1 + \frac{\alpha \phi (\beta v_m - v_u)}{\beta (1 - v_m)}} f_{cu} \quad \text{Rovnice 5.17}$$

kde:

$$\alpha \dots \text{poměr výšky vrstvy malty a zdícího prvku} - \alpha = \frac{h_m}{h_u}$$

$$\beta \dots \text{poměr modulu pružnosti zdícího prvku a malty} - \beta = \frac{E_u}{E_m}$$

$$\phi \dots \text{poměr pevnosti zdícího prvku v tlaku a tahu} - \phi = \frac{f_{cu}}{f_{tu}}$$

V našem případě nebyla pevnost v tahu pro zdící prvek stanovena, abychom však mohli provést porovnání vypočtených hodnot, zvolme f_{tu} na základě průměru zkoušek, prováděných v jiných lokalitách [57].

Zdící prvek: $f_{cu} = 21,1 \text{ Mpa}$; $f_{tu} = 3 \text{ MPa}$; $E_u = 45 \text{ GPa}$; $v_u = 0,16$

Malta: $E_m = 0,309 \text{ GPa}$; $v_m = 0,10$

h_u	80	150	200	mm
h_m	15			mm
f_c	18,429	19,571	19,932	MPa

Tab. 5. 15 - Pevnosti zdiva v tlaku dle Francise - výsledky.

Postup dle Cheng-Lim Khoo

S dalším z analytických postupů přišel v roce 1972, v rámci doktorské práce na universitě v Edinburghu, Cheng-Lim Khoo. Jeho řešení má polynomický tvar. Koeficienty vycházejí z křivek biaxiálních a triaxiálních zkoušek zdiva [58].

$$A f_c^3 + B f_c^2 + C f_c + D = 0 \quad \text{Rovnice 5.18}$$

$$A = -0,2487 f_{tu} \left(\frac{1}{f_{cu}}\right)^3 + 0,0018 \alpha \left(\frac{1}{f_{cm}}\right)^2$$

$$B = 1,2781 f_{tu} \left(\frac{1}{f_{cu}}\right)^2 - 0,0529 \alpha \left(\frac{1}{f_{cm}}\right)$$

$$C = -2,0264 f_{tu} \left(\frac{1}{f_{cu}}\right) - 0,1126 \alpha; D = 0,9968 f_{tu} + 0,162 \alpha f_{cm}$$

Polynomická funkce byla řešena v programu MS Excel pomocí volně dostupného VBA skriptu. Výsledky byly ověřeny v programu Wolfram Mathematica.

Zdící prvek: $f_{cu} = 21,1 \text{ Mpa}$; $f_{tu} = 3 \text{ MPa}$; $E_u = 45 \text{ GPa}$; $\nu_u = 0,16$

Malta: $E_m = 0,309 \text{ GPa}$; $\nu_m = 0,10$

f_{cm}	1			2,5			MPa
h_u	80	150	200	80	150	200	mm
h_m	15						mm
f_c	10,218	12,382	13,375	11,907	13,825	14,667	MPa

Tab. 5. 16 - Pevnosti zdiva dle Khooa - výsledky.

Někteří autoři uvádí, že v případě poměru f_{cu}/f_{tu} větším jak deset udává tato metoda výsledky, které ne zcela odpovídají zkouškám prováděným v laboratoři.

Postup dle A. Ohlera

Další z přístupů pochází od německého inženýra A. Ohlera, který v 90. letech minulého století zavádí do výpočtu tři nové parametry (s , t a m). S a t vyjadřují průběh křivky meze pevnosti zdícího prvku pro kombinaci smykových a normálových napětí, parametr m vyjadřuje sklon této křivky pro maltu. Hodnoty f_c jsou počítány pro všechny tři možnosti, výsledkem je hodnota spadající do příslušného intervalu [53].

Rovnice 5.19

$$f_c = f_{cm} + \frac{s f_{cu} - f_{cm}}{1 + \frac{t}{m} \alpha \phi}$$

Parametry pro Ohlerův model					
f_c/f_{cu}	<0;0,33>		<0,33;0,67>		<0,67;1,0>
s	0,662		0,811		1,000
t	0,662		0,960		2,218
f_{cm}	31,6	21,4	15,4	6,4	MPa
m	5,3	3,6	2,4	2,1	-

Tab. 5. 17 - Parametry pro Ohlerův model.

Zdící prvek: $f_{cu} = 21,1 \text{ Mpa}$; $f_{tu} = 3 \text{ MPa}$; $E_u = 45 \text{ GPa}$; $\nu_u = 0,16$

Malta: $E_m = 0,309 \text{ GPa}$; $\nu_m = 0,10$

f_{cm}	1			2,5			MPa
h_u	80	150	200	80	150	200	mm
h_m	15						mm
f_c	11,052	13,192	13,982	11,616	13,557	14,445	MPa
f_c/f_{cu}	0,524	0,625	0,663	0,551	0,643	0,685	-

Tab. 5. 18 - Ohlerův model – výsledky.

Postup dle italských předpisů

System italských norem (Italian Code for Constructions) nabízí tabulku doporučených hodnoty pro různé typy zdiva [50].

Typ zdiva	f_c	τ_s	E	ρ
	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[kg/m ³]
Zdivo z neopracovaného lomového kamene	10-18	0,20-0,32	6,9-10,5	1900
Zdivo z hrubě opracovaného lomového	20-30	0,35-0,51	10,2-14,4	2000
Kvádrové zdivo	26-38	0,56-0,74	15,0-19,8	2100
Čistě opracované lomové zdivo	14-24	0,28-0,42	9,0-12,6	1600
Kvádrové zdivo pravidelného tvaru	60-80	0,90-1,20	24,0-32,0	2200
Zdivo z plných cihel na vápennou maltu	24-40	0,60-0,92	12,0-18,0	1800
Zdivo z dutých cihel na cementovou maltu	50-80	2,40-3,20	35,0-56,0	1500
Zdivo z lehčených cihel (45 % hm.)	46-60	3,00-4,00	36,0-54,0	1200
Zdivo z lehčených cihel (do 45 % hm.)	30-40	1,00-1,30	27,0-36,0	1100
Zdivo z pórobetonu (póry 45 až 65 %)	30-44	1,80-2,40	24,0-35,2	1400
Zdivo z pórobetonu (póry do 45 %)	15-20	0,95-1,25	12,0-16,0	1200

τ_s ... smyková pevnost; přibližně platí $\tau_s \approx f_t/2$

Tab. 5. 19 - Tabulka doporučených pevností zdiva dle Italských předpisů.

Úvalský most by bylo možné zařadit do kategorie *čistě opracované lomové zdivo*.

Postup dle ACI 530 (American concrete institute)

Poslední zde uvedený přístup pro výpočet pevnosti zdiva vychází z americké normy 530/530.1-13: Building Code requirements and Specification for Masonry Structures and Companion Commentaries. Norma obsahuje tabulku přibližných pevností zdiva v závislosti na typu, materiálu a druhu malty.

Níže uvedena je pouze část týkající se kamenného zdiva. Základní typy malt pro zdění dle amerického značení:

- **M...** malta vysoké pevnosti v tlaku (min. 17,24 MPa),
- **S...** malta střední pevnosti v tlaku (min. 12,41 MPa),
- **N...** malta pro běžné použití (min. pevnost v tlaku 4,83 MPa).

Přibližná pevnost zdiva v tlaku [MPa]			
Typ konstrukce	Typ malty		
Kvádrové zdivo	M a S	N	
	žula	4,96	4,41
	vápenec a mramor	3,10	2,76
	pískovec	2,48	2,21
Zdivo z lomového kamene			
řádkové, haklíkové, hrubé	0,83	0,69	

Tab. 5. 20 - Pevnosti kamenného zdiva dle ACI 530.

Srovnatelnost výsledků s ostatními případy je zde obtížná, neboť i nejnižší třída malty N má příliš vysokou pevnost (4,83 MPa) v porovnání se zde použitými maltami (1 a 2,5 MPa).

5.1.4. Pevnost zdiva – srovnání

Výše uvedené postupy můžeme v základu rozdělit na dvě skupiny. První jsou přístupy, nabízející orientační tabulkovou hodnotu na základě typu zdiva, zdících prvků a malty (v různé podrobnosti) a druhou skupinu tvoří přístupy nabízející analytické početní řešení. Podrobnost a náročnost na vstupní údaje se pro jednotlivé postupy liší.

Obecně je možné říct, že doporučující tabulky dávají nižší hodnoty, než analytické přístupy (s výjimkou postupu dle Rozzy a Italských předpisů). Dále je také na základě literatury možné tvrdit, že výsledky jsou konzistentnější pro zdivo z pravidelných dílců (cihly, čistě opracované kamenné kvádry), než-li při použití zdících prvků nepravidelných.

Kamenné zdivo - srovnání pevností dle přístupu								
f_{cm}		1			2,5			MPa
h_u		80	150	200	80	150	200	mm
ČSN EN 1996	A	3,088	3,804	4,195	4,065	5,007	5,522	MPa
ČSN 73 1101	T	-	1,500		-	1,600		
Engeser	A	7,700			8,700			
Seguard	T	1 - 1,5						
Torrojský	T	0,8 - 1,2						
It. Code	T	14 - 24						
Rozza	A	1,282			1,306			
Francis	A	18,429	19,571	19,932	18,429	19,571	19,932	
Khoo	A	10,218	12,382	13,375	11,907	13,825	14,667	
Ohler	A	11,052	13,192	13,982	11,616	13,557	14,445	

A ... analytický přístup

T ... tabulka

Tab. 5. 21 - Srovnání hodnoty pevností v tlaku pro kamenné zdivo - výsledky.

Výsledky získané nepřímo tj. výpočtem, nebo jako hodnoty doporučené tabulkou je nutné vždy považovat za přibližné, či orientační. Jednotlivé metody vznikaly obvykle v přímé návaznosti na potřebu řešit určitý problém, tedy byly uzpůsobeny pro konkrétní okrajové podmínky a až poté byly do jisté míry zobecněny.

Z praxe jsou běžně známé případy, kdy výpočetně by daná konstrukce neměla fungovat, a přesto ve skutečnosti nevykazuje poruchy. Přesto průzkum provedený v letech 2010 – 2011 na technickém institutu Tecnia ve Španělsku [59] ukázaly, že hodnoty získané experimentálně se mohou od analyticky získaných lišit více jak pětadvacetkrát (zdivo z lomového kamene – Ohlerův model vs. experimentální hodnota), standardně však ne více jak šestkrát.

Zajímavé je, že ve více jak polovině případů byly hodnoty získané analyticky vyšší, než hodnoty získané zkouškou.

5.2. Numerická homogenizace

5.2.1. Model na mikroúrovni

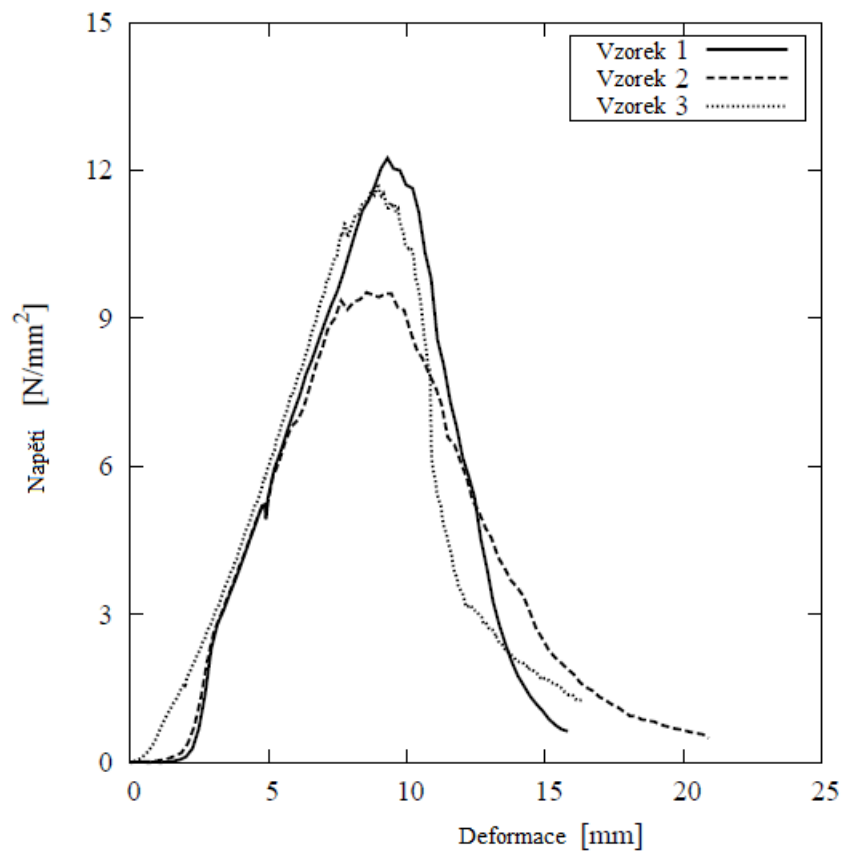
Principy a způsob použití modelování na mikroúrovni byly zmíněny výše. Pro tuto analýzu je možné použít programy ATENA, ANSYS nebo OOFEM. V této práci byl užit software RFEM 5.02 (firmy Dlubal).

Kalibrace modelu

Podklad pro ověření správnosti modelu byl získán z doktorské práce A. Droukase. [53] Níže zobrazený zatěžovací diagram byl získán ze zkoušky zděného pilírku sestávajícího se z pěti zdících prvků o rozměru 265 x 140 x 50 mm a čtyřech styčných spár tloušťky 10 mm. Celková výška pilírku 290 mm.

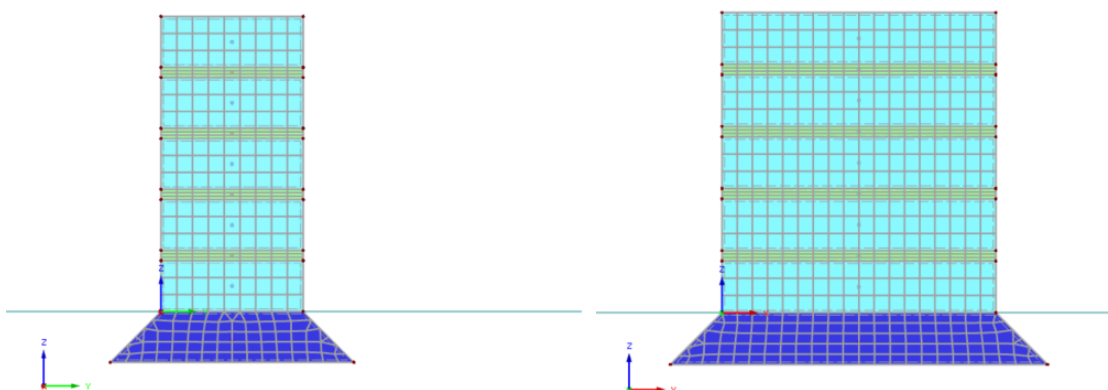
Materiálové charakteristiky vzorku a pro následný numerický model:

	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [MPa]	ν [-]
Zdící prvek	23,0	3,22	4200	0,16
Vápenná malta	1,25	0,19	125	0,25



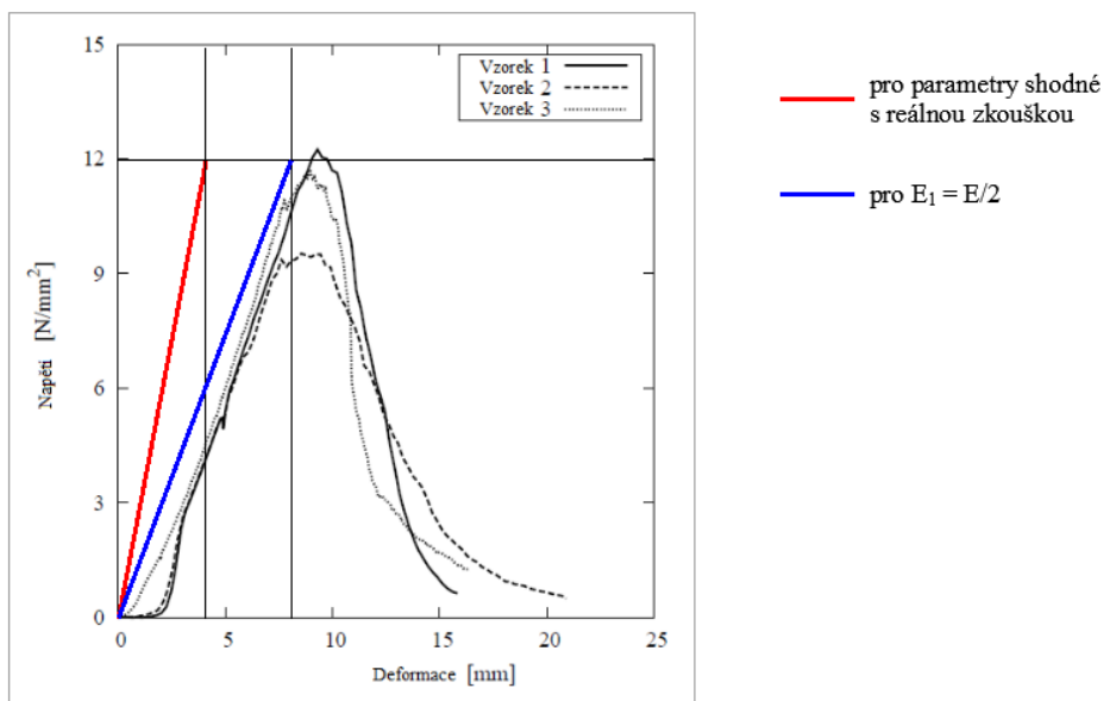
Obr. 5. 2 - Zatěžovací diagram zdiva - vzorek.

Základní velikost konečného prvku byla zvolena 15 mm, v ložné spáře bylo nastaveno vertikální zahuštění sítě, aby na celou výšku spáry byly alespoň tři konečné prvky.



Obr. 5. 3 - Pohled na verifikační model s vyznačenou sítí konečných prvků.

Na zatěžovacím diagramu je zřetelně vidět lineární nárůst deformace (přibližně do napětí 10 až 12 MPa) a následně rychlý pokles napětí v důsledku vzniku a rozvoje trhlin. Proto bylo nejprve ověřeno chování modelu pro lineárně elastický materiálový model. Limitně bylo zvoleno napětí 12 MPa.



Obr. 5. 4 - Zatěžovací diagram - pilířek - lineárně elastický materiálový model.

Na zatěžovacím diagramu pro parametry shodné s provedenou zkouškou (červená linie) je možné pozorovat odlišné chování. Zatěžovací linie je příliš strmá. Navíc jsou ve výsledném stavu dosažena napětí přesahující hodnoty pevností materiálů.

A. Drougas ve své práci uvádí, že pro přiblížení k reálnému stavu je vhodné pro lineární chování materiálu použít poloviční hodnoty modulů pružnosti. Průběh zatěžování takto upraveného modelu je znázorněn modrou linií. Výstižnost takového modelu je poměrně vysoká a nároky na výpočetní čas jsou nízké. Není z něho ale možné získat chování materiálu při vzniku trhlin.

Další z možností je užití izotropně nelineárního materiálu s možností nastavení meze kluzu (pevnosti) a případného modulu zpevnění. Pro tento materiál je možná volba hypotézy přetvoření z následujících podmínek:

- Misesova,
- Trescova,
- Druckerova – Pragerova,
- Mohrova – Coulombova

První dvě závisejí pouze na deviatorické části napětí a jsou používány pro materiály bez vnitřního tření (kovy), pro zdivo tedy nevhodné. Druhé dva již vnitřní tření v úvahu berou a jsou závislé také na hydrostatické části napětí.

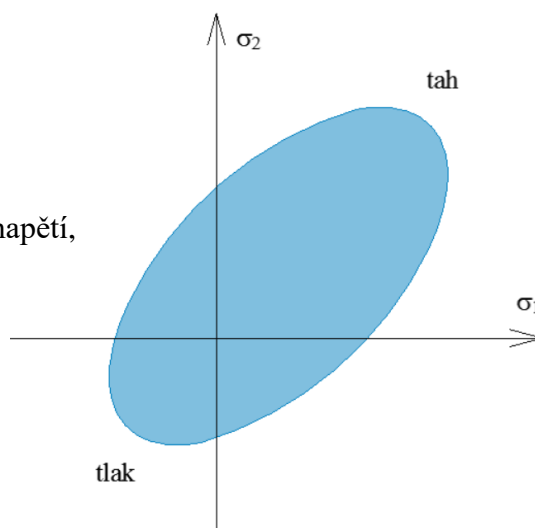
Drucker – Prager

Platí závislost mezi hydrostatickým (středním) napětím a druhým invariantem deviatorického napětí (J_2). Matematicky je možné podmínku vyjádřit jako:

$$3 \cdot \alpha \cdot \sigma_m(\boldsymbol{\sigma}) + \sqrt{J_2(\boldsymbol{\sigma})} - \tau_0 = 0 \quad \text{Rovnice 5.20}$$

kde:

- α_0 ... součinitel vnitřního tření,
- σ_0 ... střžení (hydrostatické) napětí,
- J_2 ... druhý invariant deviatorického napětí,
- τ_0 ... mez kluzu ve smyku.



V prostoru má Druckerova – Pragerova podmínka tvar rotačního kužele.

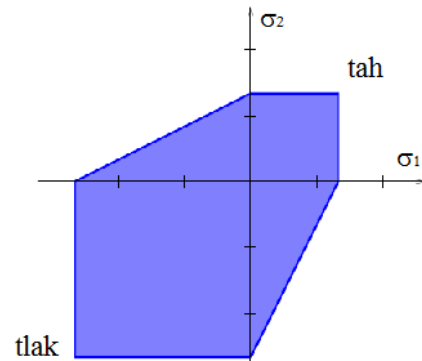
Mohr – Coulomb

Platí závislost mezi normálovým napětím a kritickou hodnotou napětí smykového. Pokud na těleso působí hydrostatický tlak, nedochází k plastickému přetváření. Matematicky je možné podmínku vyjádřit jako:

$$\tau + \sigma \cdot \tan \phi - c_0 = 0 \quad \text{Rovnice 5.21}$$

kde:

- τ ... smykové napětí,
- σ ... normálové napětí,
- ϕ ... úhel vnitřního tření,
- c_0 ... soudržnost materiálu.



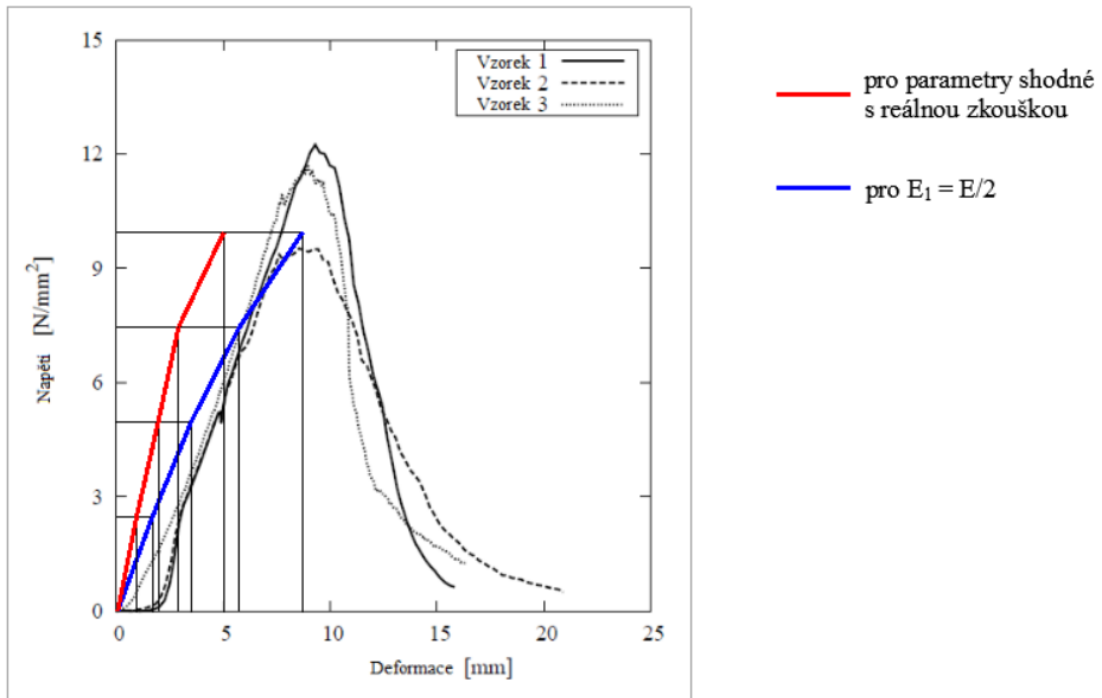
Vyjádřeno v hlavních napětích:

$$\frac{1 + \sin \phi}{2} \sigma_{\max} - \frac{1 - \sin \phi}{2} \sigma_{\min} \leq c_0 \cos \phi$$

V prostoru má Mohrova – Coulombova podmínka tvar šestibokého jehlanu.

Ukázalo se, že při použití obou materiálových modelů, s fyzikálními vlastnostmi odpovídajícími reálnému materiálu, byly deformace oproti laboratorní zkoušce přibližně dvakrát nižší. Větší míru plastifikace odpovídající zkoušce vykazoval Druckerův – Prágerův model, proto byl zvolen jako výchozí pro další výpočet.

Při aplikaci polovičních modulů pružnosti se výsledky začaly přibližovat pracovnímu diagramu zkoušky. Limitně bylo zvoleno 10 MPa nanášených na konstrukci ve čtyřech krocích, kdy se materiál začíná chovat plasticky. Při vyšších napětích výsledky přestávaly konvergovat.

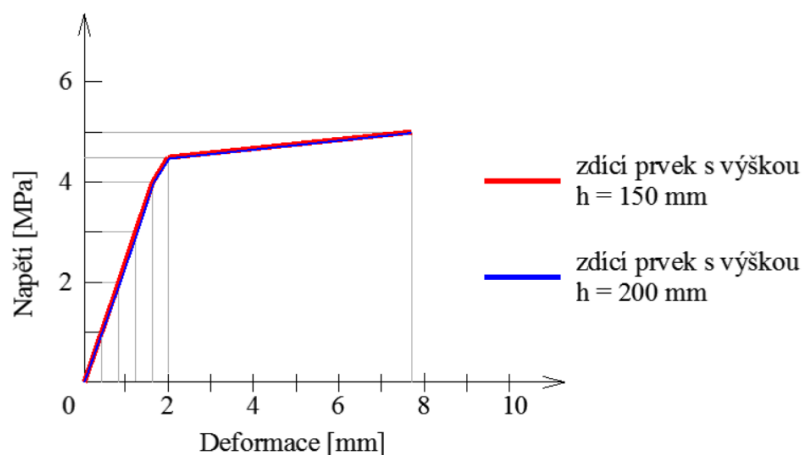


Obr. 5. 5 - Zatěžovací diagram - pilířek - nelineární materiálový model.

Aplikace hodnot reálné konstrukce

Výše získané poznatky byly aplikovány na modely pilířku ze zdících prvků srovnávacích rozměrů (300 x 200 x 150 mm a 300 x 200 x 200 mm). Sledována byla pevnost zdiva (plastifikace konstrukce). Vstupní hodnoty modelu:

	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [GPa]	ν [-]
Zdící prvek	21,1	3,00	22,5	0,16
Vápenná malta	1,00	0,19	150	0,10



Obr. 5. 6 - Zatěžovací diagram - pilířek - kamenné zdivo.

K plastifikaci materiálu došlo přibližně při napětí **4 MPa** až **4,5 MPa**. Nejprve plastifikovala vrstva malty, následně rohy a hrany zdících prvků. Vliv výšky prvku je zanedbatelný. Hodnota odpovídá ČSN EN 1996 – 1 – 1.

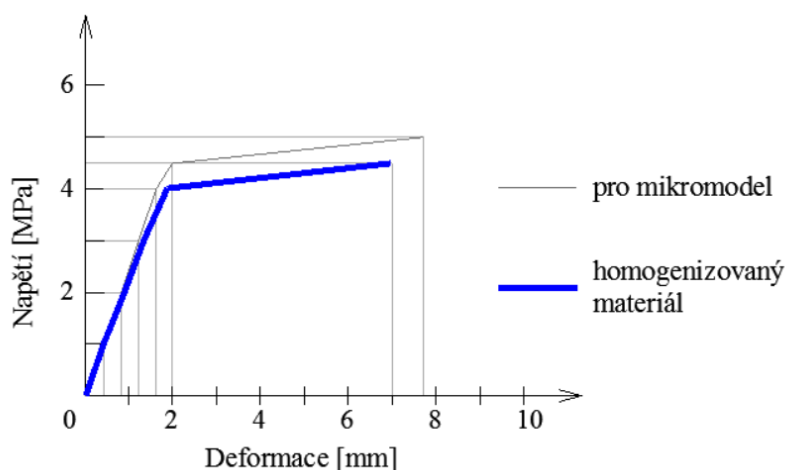
5.2.2. Model na makroúrovni

Principy a způsob použití modelování na makroúrovni byly zmíněny výše. Pro analýzu je prakticky možné využít jakýkoli FEM program nabízející desko-stěnový model. Některé programy (Dlubal RFEM, SCIA Engineer a další) nabízejí přímo homogenní materiál simulující vlastnosti zdiva. Vstupními parametry jsou pevnost v tahu rovnoběžně s ložnou spárou a kolmo na ložnou spáru, které je možno získat zkouškou zdiva, nebo z tabulky doporučených hodnoty v rámci ČSN EN 1996 – 1 – 1.

Vstupní parametry pro homogenizovaný materiál:

	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [GPa]	ν [-]
Zdivo	3,804	0,38	2,268	0,16

- E ... dle ČSN 73 1101,
- f_c ... dle ČSN EN 1996 – 1 – 1 pro výšku prvku 150 mm,
- f_t ... tahová pevnost uvažována jako 1/10 pevnosti v tlaku,
- ρ ... 18,9 kN/m³.



Obr. 5. 7 - Zatěžovací diagram - pilířek - homogenizace.

Až do 75 % zatěžování je průběh zkoušky takřka shodný, Modul pružnosti získaný aplikací postupu dle ČSN 73 1101, je tedy považován za vhodný pro další použití. K plastifikaci materiálu dochází při dosažení pevnosti v tlaku, tedy přibližně při **3,8 MPa**. Vzhledem k tomu, že postup dle ČSN EN 1996 – 1 – 1 je závislý na výšce zdícího prvku, který v homogenním materiálu není rozlišen, může být do modelu hodnota vyšší, odpovídající výšce prvku 200 mm (tj. **4,195 MPa**), tím dojde k přiblížení výsledků.

6. Analýza konstrukce

Statická analýza konstrukce byla provedena desko-stěnového modelu a modelu prostorovém pro výsek konstrukce. Sledováno bylo chování konstrukce jako celku s detailním zaměřením na klenbu mostního oblouku, především vznik tahových napětí. A dále vliv tuhosti podepření konstrukce. Oba modely byly vytvořeny v programu Dlubal RFEM.

6.1. Zatížení

6.1.1. Stálá zatížení

Zatížení skladbou vozovky je uvažováno jako plošné, ostatní stálá zatížení jsou definována v rámci materiálových charakteristik modelu.

Skladba příčného řezu			
Vozovka	ρ [kN/m ³]	d [m]	$\rho \cdot d$ [kN/m ²]
štětování lomovými břidlicovými kameny	29	0,15	4,35
pískové lože	17	0,05	0,85
betonová ochranná vrstva	25	0,07	1,75
hydroizolační vrstvy	7	0,01	0,07
		Σ	7,02

Ostatní část konstrukce		
spádovaná podkladní vrstva	19	0,4 - 1,4
kamenné a výplňové zdivo	19	-

Tab. 6. 1 - Stálé zatížení

6.1.2. Proměnná zatížení

Zatížení dopravou – model LM1

Ačkoli je v současné době most určen pouze pro chodce a cyklisty není přejezd automobilu vyloučen. Použit byl redukovaný model LM1 předepsaný ČSN 1991 – 2 Zatížení mostů dopravou. Hodnoty dvounáprav byly vzaty oproti standardnímu modelu poloviční. V případě úvalského mostu připadá v úvahu maximálně přejezd vozu hasičské záchranné služby, jakožto největšího břemene.

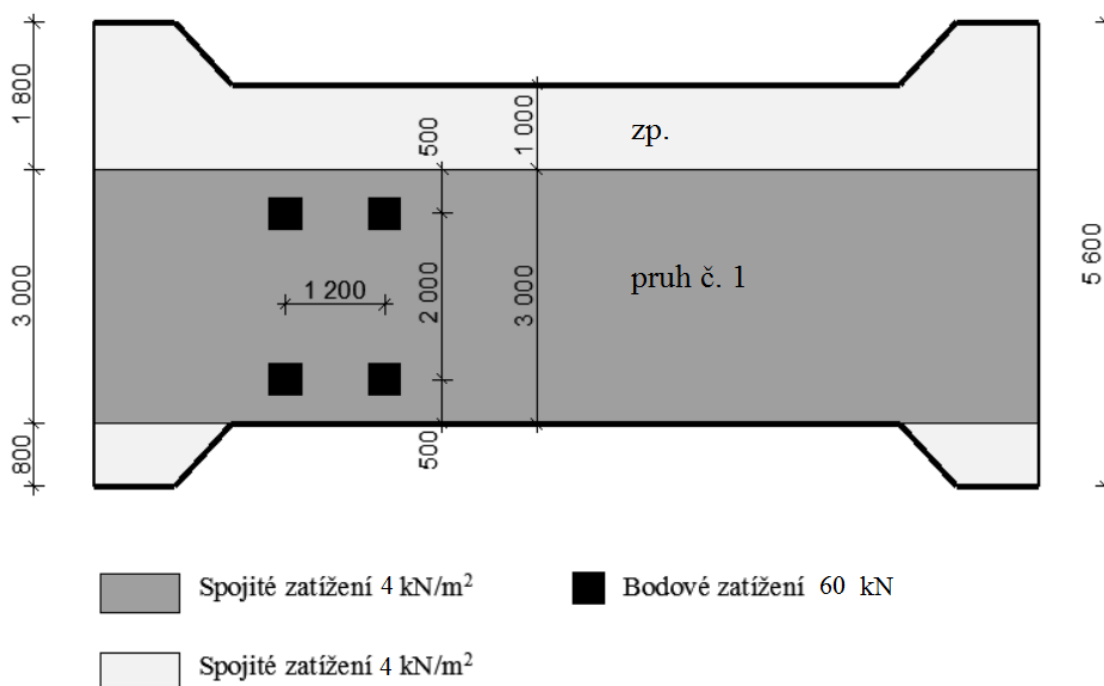
- Šířka vozovky $w = 4,0$ m,
- počet zatěžovacích pruhů (3 m) $i = 1$,
- šířka zbývající plochy $z_p = 1,0$ m.

Chodníky nejsou uvažovány, zatížení chodci je uvažováno v modelu LM4.

Konstrukce spadá do 2. skupiny pozemních komunikací (silnice III. třídy, obslužné místní komunikace a účelové komunikace). Pojezd dvounápravy byl generován s krokem 0,5 m.

pruh	Dvounáprava				Spojité zatížení		
	Q [kN]	α_{Qi} -	$Q \cdot \alpha_{Qi}$ [kN]	Q_{red} [kN]	q [kN/m ²]	α_{qi} -	$q \cdot \alpha_{qi}$ [kN/m ²]
1	300	0,8	240	120	9	0,45	4,0
zp.	0	-	0	0	2,5	1,6	4,0

Tab. 6. 2 - Hodnoty zatížení dopravou LM1.



Obr. 6. 1 - Rozložení zatížení LM.

Zatížení davem lidí – model LM 4

Normou definováno jako rovnoměrné plošné zatížení o velikosti **5 kN/m²**. Rozložení po konstrukci má být provedeno tak, aby vyvolalo maximální nepříznivý účinek. Zatížení předepsané tímto modelem v sobě zahrnuje dynamické účinky.

6.1.3. Kombinace výsledků

Pro desko-stěnové modely jsou počítány kombinace zatížení pro mezní stavy únosnosti dle ČSN EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)^3$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

a mezní stavy použitelnosti:

charakteristická kombinace – trvalé změny

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14)$$

častá kombinace – lokální účinky

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{2,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15)$$

kvazistálá kombinace – dlouhodobé účinky

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16)$$

G_k - stálá zatížení

Q_k - proměnná zatížení

P - účinky předpětí

Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ	ξ
Stálá	-	-	-	1,35	0,85
Teplotou	0,60	0,60	0,50	1,5	
Dopravou - lokální	0,75	0,75	0,00	1,35	
Dopravou - plošná	0,40	0,40	0,00	1,35	
Davem lidí	0	0,75	0	1,35	

Tab. 6. 3 - Hodnoty kombinačních součinitelů.

³ Číslování rovnic je převzato z ČSN EN 1990

6.2. Pružné podloží

Charakteristiky podloží byly určeny na základě podkladů z knihovny České geologické služby. Jádrové vrty v okolí mostu byly provedeny v rámci předběžného geologického průzkumu pro silnici I/12 [60] a hydrogeologických vrtech [61]. Jejich pozice je v níže uvedené mapě znázorněna žlutou tečkou.



Obr. 6. 2 - Poloha geologických vrtů.

DZ - 1		
výškové kóty		zatřídění dle ČSN 73 1001
[m]		
0,2	5	GS
5	7	F6
7	10	R6
10	31	R3

DZ - 2		
výškové kóty		zatřídění dle ČSN 73 1001
[m]		
0,2	5	GS
5	7	F6
7	10	R6
10	28	R3

Pozn.: výšková kóta narůstá směrem do hloubky.

J 140		
výškové kóty		zatřídění dle ČSN 73 1001
[m]		
0,2	1,5	F6
1,5	2,8	S5
2,8	6,1	R6
6,1	11	R5
11	15	R3

J 141		
výškové kóty		zatřídění dle ČSN 73 1001
[m]		
0,9	1,2	F6
2,5	2,6	S5

J 144		
výškové kóty		zatřídění dle ČSN 73 1001
[m]		
0,4	2	F4
2	2,3	S4
2,3	10	R6

GS	štěrk jílový
F4	jíl písčité
F6	jíl s nízkou a střední plasticitou
S4	písek hlinitý
S5	písek jílovitý
R3	navětralé břidlice
R5	zvětralé břidlice
R6	zcela zvětralé břidlice, droby

Tab. 6. 4 - Zatřídění zeminy geologických vrtů.

Neboť potok vytváří do terénu zářez a základová konstrukce mostu je uložena do hloubky minimálně 0,5 m pod úroveň terénu, je možné uvažovat vrstvy od výškové kóty **3 m**.

Pružné podloží vychází z Winkler – Pasternakova modelu. Ten je charakterizován konstantami C_1 (součinitel stlačitelnosti podkladu) a C_2 (součinitel smyku). Ty jsou závislé jak a parametrech vrstvy, tak na kontaktním napětí (tedy na zatížení) vrstvy. Jejich určení je tedy iterační proces. Další teorie výpočtu není v této práci rozvíjena. Výpočet parametrů byl proveden implantovanou funkcí (modulem) FEM softwaru označenou SOILIN.

Označení	Mocnost vrstvy	m	γ	ν	E_{def}
	[m]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]
R6	7	0,2	26	0,35	40
R3	10	0,2	26	0,3	70
nestlačitelné podloží					

Tab. 6. 5 - Vstupní parametry pro SOILIN model.

6.3. Rovinný model

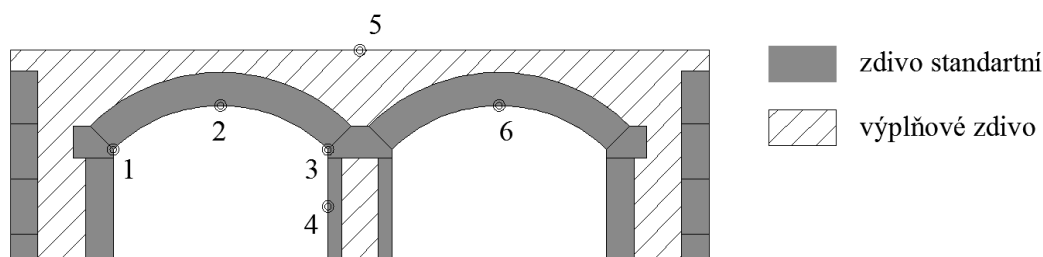
Model je podélným výřezem konstrukcí o šířce 1 m. Účelem je analýza míst možného vzniku tahových napětí. Uvážen byl také stav s pružným podložím. Velikost konečného prvku 0,15 m.

6.3.1. Materiálové charakteristiky

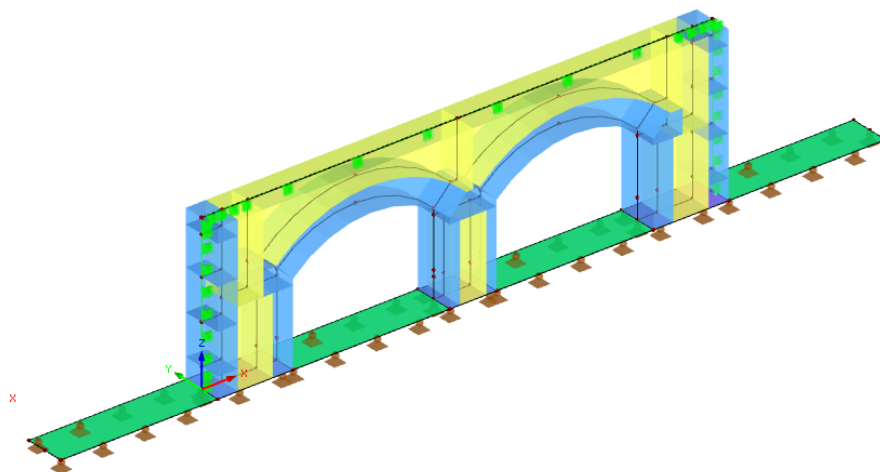
Pro model byly užity 2 typy materiálů. Jejich rozložení a mechanicko-fyzikální vlastnosti jsou znázorněny níže. Hodnoty byly zvoleny na základě výše zpracované teorie. Výplňové zdivo je charakterizováno v kapitole 3.1. a není mu zde přisuzován velký vliv. Jde především o vrstvu přenášející reakce zatížení z mostovky na klenbu.

Označení	γ	E	ν	α	f_c	f_t
	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[K ⁻¹]	[MPa]	[MPa]
zdivo standartní	19	3181	0,16	1,17E-05	3,804	0,38
výplňové zdivo	19	300	0,25	1,17E-05	3,804	0,38

Tab. 6. 6 - Materiálové charakteristiky pro plošný DS model.



Obr. 6. 3 - Rozložení materiálu pro plošný DS model.



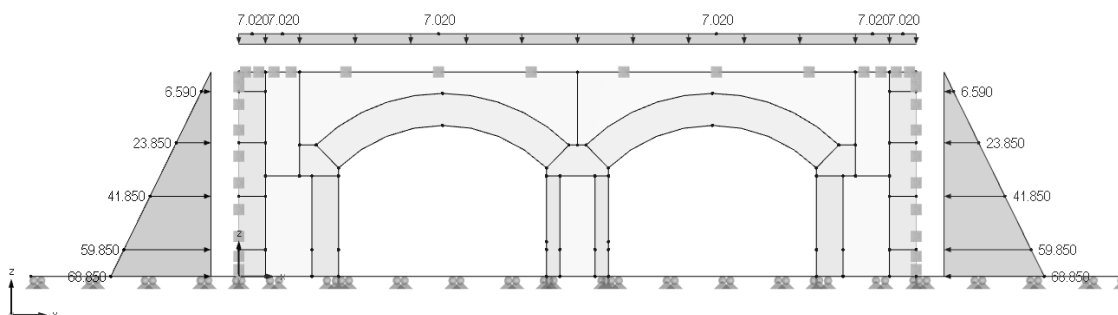
Obr. 6. 4 - Pohled na plošný DS model - perspektiva.

6.3.2. Zatěžovací stavy

Celkem bylo vytvořeno 32 zatěžovacích stavů.

ZS 1 zahrnuje:

- vlastní tíhu konstrukce (včetně zatížení skladbou vozovky),
- přitížení pasivním zemním tlakem.



Obr. 6. 5 - ZS1 - plošný DS model.

ZS 2 až ZS 28 zahrnují:

- automaticky generovaný pojezd redukované dvounápravy LM1 v kroku 0,5 m.

ZS 29 zahrnuje:

- rovnoměrné zatížení modelu LM1.

ZS 30 až ZS 32 zahrnují:

- zatížení davem osob (model LM4) po celé délce konstrukce,
- zatížení davem osob na polovinu a čtvrtinu konstrukce.

6.3.3. Výsledky

Model s tuhými podporami

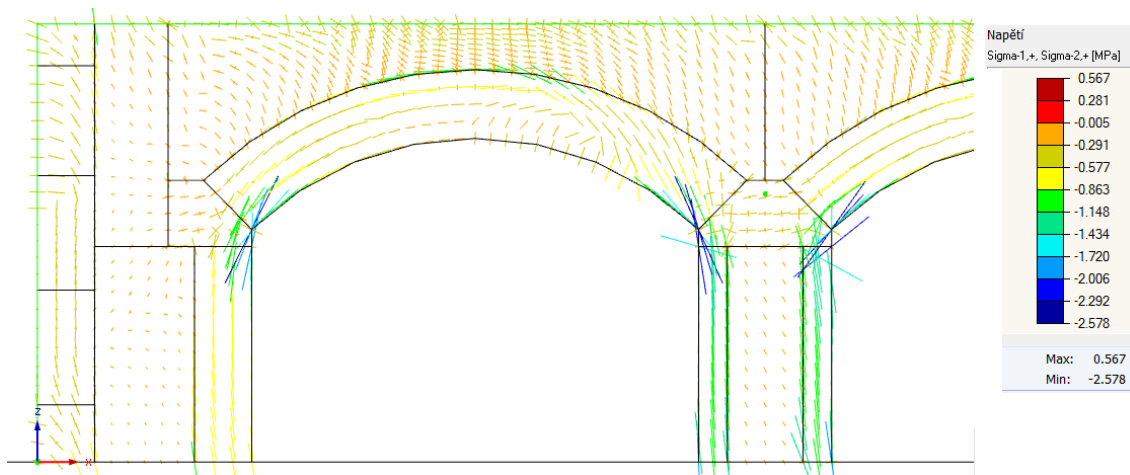
Tento model odpovídá předpokladu, že vzhledem ke stáří konstrukce již případné poklesy podpor proběhly. Přesný způsob a provedení založení konstrukce nejsou známy, přesto se nepředpokládá ani podemletí konstrukce vodou. Toto tvrzení je podloženo faktem, že při rekonstrukci mostu nebyly objeveny známky podemílání.

Řešen byl pouze úbytek zdiva obrusem v úrovni hladiny. Tento jev má ale velmi pomalý průběh, takže je možné předpokládat, že by došlo k opravě dřívě, než-li by mohlo dojít k celkovému vymletí zdiva a většímu poklesu v místě pilíře.

Kombinace výsledků byly sestaveny dle kapitoly 6.1.3. Sledovány byly hodnoty posunů a převládajících napětí ve vyznačených bodech (Obr. 6. 3). Dále pak míra plastifikace konstrukce.

Kombinace výsledků							
číslo bodu	veličina	MSÚ			MSP		
		6.10	6.10a	6.10b	6.14	6.15	6.16
1	ux [mm]	-0,30	-0,20	-0,30	-0,30	-0,30	0,00
	uz [mm]	-0,60	-0,50	-0,50	-0,40	-0,40	-0,10
	σ [MPa]	-2,30	-1,95	-2,40	-1,85	-1,84	-0,45
2	ux [mm]	0,50	0,30	0,40	0,30	0,30	0,00
	uz [mm]	-2,10	-1,60	-2,00	-1,50	-1,50	-0,30
	σ [MPa]	0,50	0,41	0,47	0,30	0,28	-0,05
3	ux [mm]	0,70	0,50	0,70	0,50	0,50	0,00
	uz [mm]	-0,80	-0,60	-0,70	-0,60	-0,60	-0,20
	σ [MPa]	-2,08	-2,07	-2,15	-1,65	-1,63	-0,47
4	ux [mm]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,00
	uz [mm]	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10
	σ [MPa]	-1,30	-0,45	-0,38	-0,35	-0,33	-0,36
5	ux [mm]	-0,30	0,20	-0,30	0,20	0,20	0,00
	uz [mm]	-1,60	-1,30	-1,50	-1,20	-1,20	-0,30
	σ [MPa]	-0,24	-0,88	-0,42	-0,22	-0,20	-0,09
6	ux [mm]	-0,40	-0,30	-0,40	-0,30	-0,30	0,00
	uz [mm]	-2,10	-1,60	-2,00	-1,50	-1,50	-0,30
	σ [MPa]	0,50	0,41	0,49	0,30	0,29	-0,05

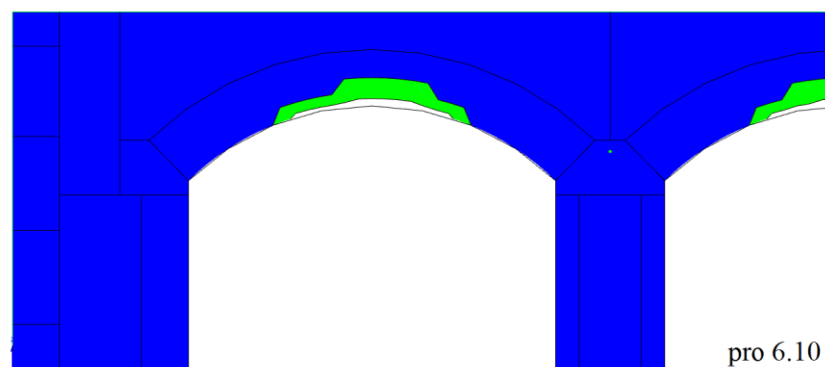
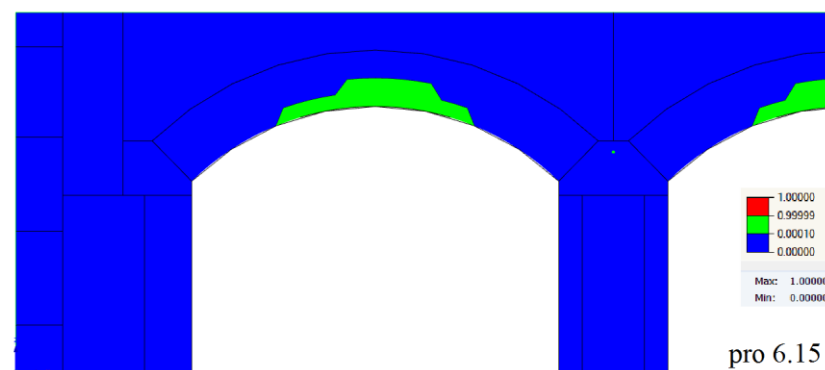
Tab. 6. 7 - Výsledky plošného DS modelu s tuhými podporami.



Obr. 6. 6 - Trajektorie hlavních napětí pro kombinaci 6.10

Kladné hodnoty napětí ve vrcholu klenby (tedy v bodech 2 a 6), které byly získány pro většinu kombinací, poukazují na možnost rozevírání klenbového oblouku. Převážně tyto účinky vyvozuje zatížení dvounápravou (LM1). Jak již ale bylo uvedeno, provoz automobilové dopravy je zde zakázán. Pokud by byla konstrukce dále přitěžována, došlo by ke vzniku dalších plastických kloubů až do stavu kolapsu.

Běžnému provozu odpovídá nejvíce kvazistálá kombinace (6.16), v tomto stavu se konstrukce chová lineárně a k tahovým napětím nedochází, ačkoli tlaková rezerva je takřka nulová. Míra nelinearit zde naznačuje oblasti překročení meze pevnosti v tahu.



Obr. 6. 7 - Míra nelinearit pro kombinace 6.10 a 6.15

Model s pružnými podporami

Výpočtový modul RF-SOILIN programu RFEM iteruje hodnoty konstant C_1 a C_2 pro zadaný zatěžovací stav, nebo kombinaci zatížení (ne pro kombinaci výsledků). Z tohoto důvodu byly zvoleny 3 limitní stavy. První odpovídající kombinaci 6.10 s pozicí dvounápravy nad vrcholem klenby, druhý s pozicí dvounápravy nad pilířem a třetí odpovídající kvazistálé kombinaci.

Jak je vidět na Obr. 6. 4, byly mezi tuhé základové desky přidány tenké membrány pro simulaci vlivu okolního prostředí a vytvoření poklesové kotliny.

Sledován byl pokles středového pilíře a hodnoty napětí v patě a vrcholu klenby (body 1, 2, 3).

- Dvounáprava nad vrcholem levé klenby, kombinace 6.10

Průměrná hodnota součinitelů podloží pod středovým pilířem:

$$C_1 = 46,5 \text{ MN/m}^3 \quad C_2 = 6,0 \text{ MN/m}$$

- Dvounáprava nad pilířem, kombinace 6.10

Průměrná hodnota součinitelů podloží pod středovým pilířem:

$$C_1 = 44,3 \text{ MN/m}^3 \quad C_2 = 6,3 \text{ MN/m}$$

- Kvazistálá kombinace

Průměrná hodnota součinitelů podloží pod středovým pilířem:

$$C_1 = 59,3 \text{ MN/m}^3 \quad C_2 = 4,9 \text{ MN/m}$$

číslo bodu	veličina	6.10		6.16
		vk	p	-
1	ux [mm]	-0,10	-0,10	0,10
	uz [mm]	-2,90	-1,90	-1,10
	σ [MPa]	-0,51	-0,25	-0,50
2	ux [mm]	0,50	0,00	0,10
	uz [mm]	-4,80	-3,50	-1,40
	σ [MPa]	0,42	0,42*	-0,08
3	ux [mm]	1,00	0,00	0,00
	uz [mm]	-3,40	-4,20	-1,40
	σ [MPa]	-0,51	-0,15	-0,40
dp [mm]		-3,15	-4,07	-1,27

vk dvounáprava nad vrcholem levé klenby

p dvounáprava nad pilířem

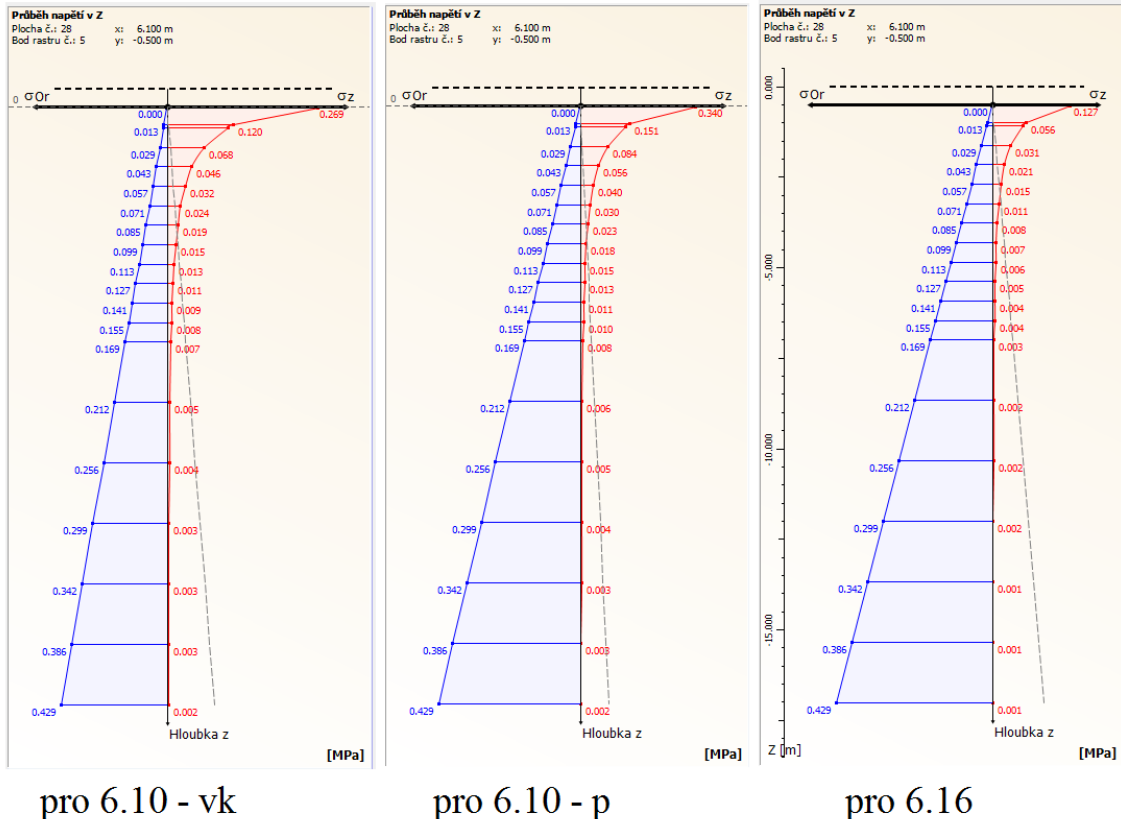
dp pokles pilíře

* napětí mezi body 2 a 3

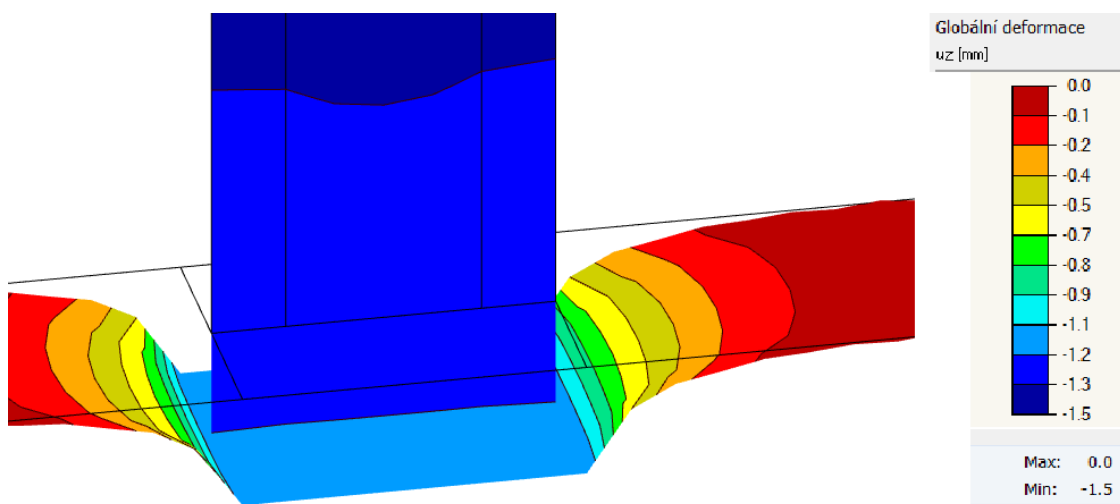
Tab. 6. 8 - Výsledky plošného DS modelu s pružnými podporami.

V případě kombinace 6.10 došlo opět ke vzniku tahových napětí v klenbovém oblouku. Důsledky z toho vyplývající byly již zmíněny u modelu s tuhými podporami.

Při druhém zatěžovacím stavu se plastická oblast (oblast tahových napětí) přesunula z vrcholu klenby blíže k pilíři. Rozsah nelinearit byl pozorovatelný přibližně do 1/3 průřezu.



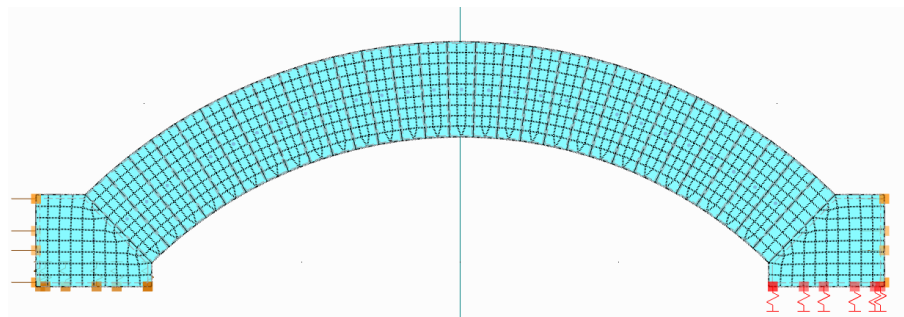
Obr. 6. 8 - Průběh napětí pod pilířem.



Obr. 6. 9 - Detail poklesové kotliny pro 6.16.

6.4. Prostorový model klenby

Model znázorňuje výřez klenebního pásu v šířce 0,5 m (z důvodu nižšího počtu konečných prvků). Byly zde užity principy pro zjednodušený mikromodel uvedené v kapitole 4.1. Účelem bylo detailněji zkoumat vzájemný vztah jednotlivých zdících prvků. Konstrukce byla pružně podepřena v místě paty klenby, základní tuhost podpory 300 MN/m^3 . Horní i dolní jsou drženy proti vybočení. Velikost konečných prvků 0,07 m.



Obr. 6. 10 - Pohled na model klenby s vygenerovanou sítí konečných prvků.

6.4.1. Materiálové charakteristiky

Pro model byl užit lineárně elastický materiál v kombinaci s nelineární definicí spojů jednotlivých zdících prvků (spoje jsou při oddalování prvků uvolněny).

	γ [kN/m ³]	E [GPa]	ν [-]	α [K ⁻¹]
Zdivo	19	3,181	0,16	1,17E-05

Kontrolní výpočet zatížením vlastní tíhou vykázal stejné hodnoty, jako u plošného modelu (pokles vrcholu klenby o $uz = -0,3 \text{ mm}$).

6.4.2. Zatěžovací stavy

Pro tento model byly vytvořeny 4 zatěžovací stavy.

ZS 1 zahrnuje:

- vlastní tíhu konstrukce (včetně zatížení skladbou vozovky).

ZS 2 zahrnuje:

- rovnoměrné zatížení modelu LM1.

ZS 3 zahrnuje:

- redukovanou dvounápravu LM1 v poloze symetricky nad osou klenby.

ZS 4 zahrnuje:

- redukovanou dvounápravu LM1 v poloze pravá náprava nad vrcholem klenby (dle plošného modelu odpovídá maximálnímu účinku).

6.4.3. Výsledky

Model s tuhým podepřením

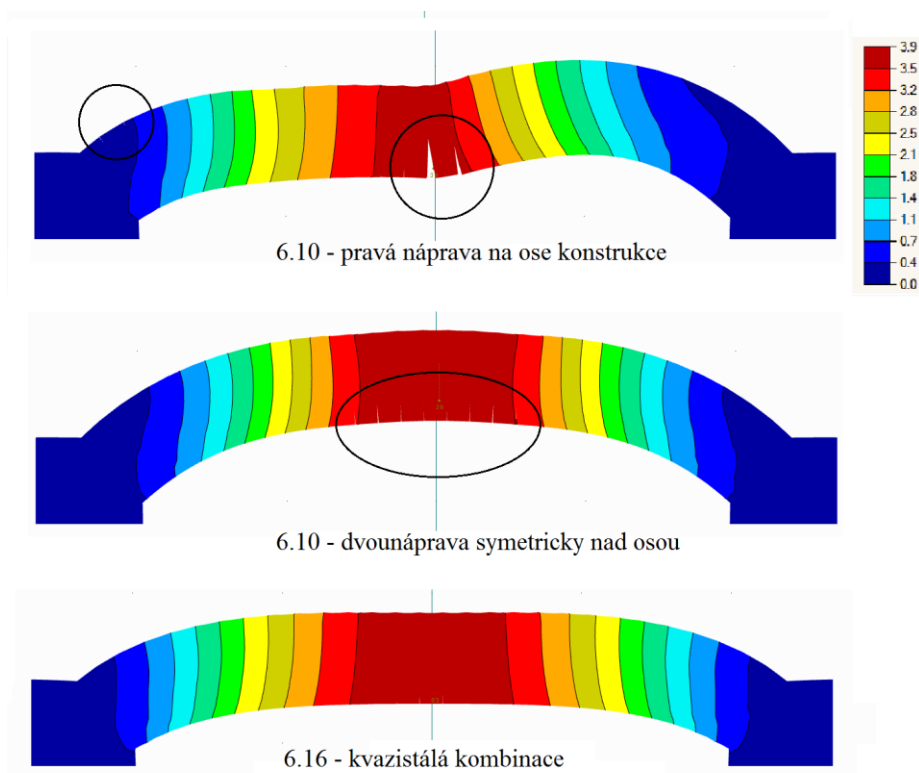
Tento model slouží především ke srovnání výsledků. Limitně byly zvoleny kombinace 6.10 a 6.13 (Kvazistálá). Bylo sledováno chování jednotlivých zdících prvků a potenciální místa vzniku plastických kloubů.

číslo bodu	veličina	6.10		6.16
		po	osa	-
1	ux [mm]	-0,20	-0,20	0,00
	uz [mm]	-0,10	-0,10	0,00
	σ_h [MPa]	-2,50	-1,50	-0,10
	σ_d [MPa]	-2,20	-3,30	-0,65
2	ux [mm]	-0,80	0,00	0,00
	uz [mm]	-3,60	-3,00	-0,30
	σ_h [MPa]	-4,50	-2,50	-0,30
	σ_d [MPa]	0,00	0,00	0,01
3	ux [mm]	0,50	-0,20	0,00
	uz [mm]	-0,10	-0,10	0,00
	σ_h [MPa]	-1,00	-1,50	-0,10
	σ_d [MPa]	-4,20	-3,30	-0,65

po pravá náprava na ose

osa dvounáprava symetricky nad osou

Tab. 6. 9 - Výsledky prostorového modelu.

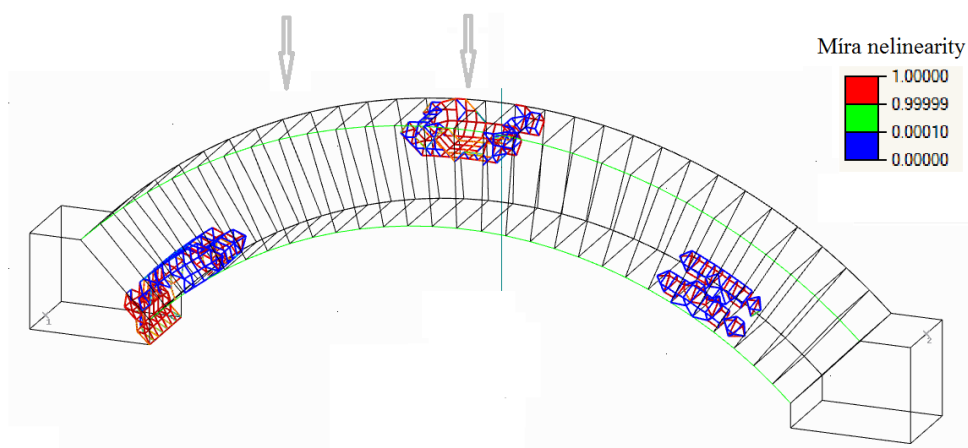


Obr. 6. 11 - Místa vzniku trhlin - model klenby.

Na obrázku 6.12 bylo pozorováno rozevření trhlin (deformace zvětšena 140x) v místech, kde vznikla tahová napětí (vyznačeno černě).

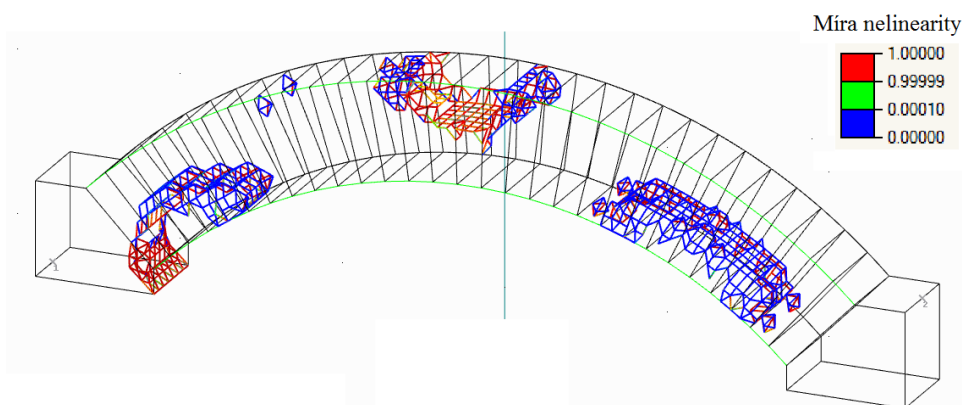
Při srovnání výsledků plošného modelu s výsledky získanými analýzou prostorového modelu klenby (tabulky 6.7 a 6.9) je zřetelná podobnost ve velikosti deformací. Napětí jsou ale pro prostorový model vyšší.

Použití materiálu s nelineárním chováním vykazovalo poměrně velkou citlivost na zadané meze pevnosti v tlaku a tahu. Při hodnotách pevnosti pro zdící prvek v této práci uvažované ($f_c=21,1 \text{ MPa}$, $f_t=3 \text{ MPa}$) došlo při kombinaci 6.10 po (tj. pravá náprava nad vrcholem klenby) došlo k vytvoření dvou plastických kloubů a rozvoji třetího.



Obr. 6. 12 - Míra nelinearit při 6.10-po a $f_t = 3 \text{ MPa}$.

Při snížení na $f_t = 2,5 \text{ MPa}$ jsou již na konstrukci znatelné tři plastické klouby.



Obr. 6. 13 - Míra nelinearit při 6.10-po a $f_t = 2,5 \text{ MPa}$.

Při dalším snížení na hodnotu $f_t = 2,1 \text{ MPa}$ (tedy na 1/10 pevnosti v tlaku) došlo k vytvoření čtvrtého plastického kloubu v horní části pravé paty klenby – výsledek nekonalgoval ani při větším počtu iterací (50).

Závěr

Prvním cílem práce bylo sestavit základní průřez vývojem mostního stavitelství se zaměřením na Evropský kontinent. Pojato je období od Starověku do Novověku, tedy Starověk, Středověk a Novověk. Ke každému z období je uvedeno chronologické vytyčení, základní charakteristiky a příklady staveb.

Druhým cílem byl výběr mostní konstrukce historického rázu a získání vstupních dat pro numerický model. Nejprve bylo nutné charakterizovat pojem *historický most*. Základní náčrt problematiky byl proveden v kapitole 2. Na jejím základě a konzultaci s vedoucím práce byl zvolen kamenný dvou-obloukový kamenný most v blízkosti obce Úvaly. Objekt byl zvolen za vhodný, neboť prošel v letech 2012 až 2013 rekonstrukcí, avšak bez řešení statické části. Základním zdrojem vstupních dat pro další práci byla tedy technická dokumentace sestavena v rámci projektu *Oprava kamenného mostu přes Výmolu*. Tato dokumentace byla zapůjčena k nahlédnutí oborem Životního prostředí a územního rozvoje města Úvaly. Dalším podkladem byly vzorky kamene pocházející z rekonstrukce mostu. Z nich byla získána orientační pevnost použitého stavebního kamene (pískovce).

Dále byly získány údaje z jádrových vrtů provedených v okolí konstrukce pro stanovení charakteristických hodnot podloží.

Třetím cílem bylo vytvoření numerického modelu konstrukce v některém z dostupných softwarů pro metodu konečných prvků. Zvolen byl program RFEM ver. 5.06.3030 ve studentské licenci, dodávaný společností Dlubal s. r. o. Geometrie modelu byla vytvořena na základě zaměření při rekonstrukci objektu.

Materiálové charakteristiky zadávané do modelu byly získány ze zpracované teorie z oblasti zděných konstrukcí. Jednotlivé prvky zdiva, tedy kamenné zdící prvky a malta byly charakterizovány nejprve samostatně (kapitoly 3.2.1 a 3.2.2). Dále byla nastíněna problematika dvouúrovňového modelování zdiva (kapitola 4) a ve fázi poslední byl zpracován přehled metod homogenizace zdiva. Ta byla rozdělena na dvě základní skupiny, homogenizaci dle zjednodušených postupů a homogenizaci numerickou.

V rámci zjednodušených postupů byly uvedeny přístupy dle aktuálně platných norem ČSN EN, normy přecházející ČSN a postupů užívaných ve světě. Výsledky takto získané byly porovnány v kapitole 5.1.4. Numerická homogenizace byla provedena na základě porovnání modelu konečných prvků s laboratorní zkouškou provedenou na technické univerzitě v Katalánsku. Ukázalo se, že pro přiblížení se laboratorním hodnotám bylo zapotřebí použít poloviční modul pružnosti.

Byly vytvořeny dva modely, plošný desko-stěnový pro podélný výřez konstrukce a prostorový pro výřez klenebního pásu. Ty byly standardně zatíženy stálým (vlastní tíha) a proměnným (zatížení dopravou: redukovaný LM1 a LM4) zatížením. Kombinace byly vytvořeny dle ČSN EN 1990.

Čtvrtým a tedy posledním cílem bylo vyhodnocení těchto modelů z hlediska fungování a stability konstrukce. Všechny modely potvrdily předpoklad, že ve vrcholu klenby dojde ke vzniku tahových napětí. Tento fakt neznamena, kolaps konstrukce. Dojde k vytvoření plastického kloubu a přerozdělení napětí. Při dalším zatěžování bude docházet ke vzniku dalších plastických kloubů až do kolapsu konstrukce. Tento jev byl pozorován na prostorovém modelu klenby, kdy při vytvoření čtvrtého plastického kloubu výpočet přestal konvergovat i při vysokém počtu iterací, což značí kolaps konstrukce.

Seznam obrázku

Obr. 1 - Most v blízkosti obce Úvaly	8
Obr. 1.1 - Most v Alkantaře (Alcántara Bridge) [i]	9
Obr. 1. 2 - Most v Méridě [ii].....	9
Obr. 1.3 - Aqua Alexandrina [iii]	10
Obr. 1.4 - Aqua Marcia [iv].....	10
Obr. 1.5 - Eifelský akvadukt, jedna ze zchovalých částí [v]	11
Obr. 1.6 - Most sv. Benezeta (Pont st. Benezet) [vi]	12
Obr. 1.7 - Pont Valentré [vii]	12
Obr. 1.8 - Ponte di Castelvecchio (Verona) [viii]	13
Obr. 1. 9 - Puente de San Martín [ix]	13
Obr. 1. 10 - Most v Řezně [x].....	13
Obr. 1. 11 – Luoyang [xi].....	14
Obr. 1. 12 - Shahrestan bridge [xii]	14
Obr. 1. 13 – Kapelbrücke [xiii]	14
Obr. 1. 14 - Původní mostní oblouk Juditina mostu v blízkosti křižovnického areálu [xiv]	15
Obr. 1. 15 - Karlův most [xv].....	16
Obr. 1.16 - Ponte di Rialto [xvi].....	17
Obr. 1.17 - Pont Régemortes [xvii]	17
Obr. 1.18 – Luding [xviii]	18
Obr. 1.19 - Pohled do vnitřní části mostu v Oberglattu [xix]	18
Obr. 1.20 - Burrův příhradový vazník [xx].....	18
Obr. 1. 21 – Wearmouth Bridge [xxi]	19
Obr. 1. 22 - Katastrofa železničního mostu Tay [xxiii]	19
Obr. 1. 23 - Union Bridge [xxiv].....	20
Obr. 1. 24 - Clifton Bridge [xxv].....	20
Obr. 1. 25 - Palackého most, dobová fotografie [xxvi].....	21
Obr. 1. 26 - Munderkingn, dobová fotografie [xxvii].....	21
Obr. 3. 1 - Půdorys mostu [40].....	25
Obr. 3. 2 - Východní pohled [40]	26
Obr. 3. 3 - Řez A [40]	27
Obr. 3. 4 - Poloha mostu (značka s č. 1).....	27
Obr. 3. 5 - Poloha potencionálních lomů.....	28
Obr. 3. 6 - Vzoroky pískovce - pohled	29
Obr. 3. 7 - Vzoroky pískovce – detail.....	30
Obr. 3. 8 - Tlaková zkouška na vzorku A 1	31
Obr. 3. 9 - Tlaková zkouška na vzorku A 2	31
Obr. 3. 10 - Tlaková zkouška na vzorku B 3	31
Obr. 3. 11 - Tlaková zkouška na vzorku B 4	31
Obr. 3. 12 - Pevnost v tlaku malty za použití org. přísad [49]	34

Obr. 4. 1 - Mechanismy porušení zdiva.....	38
Obr. 4. 2 - Základní způsoby modelování zděných konstrukcí	39
Obr. 5. 1 - Pracovní diagram zdiva.....	45
Obr. 5. 2 - Zatěžovací diagram zdiva - vzorek.	60
Obr. 5. 3 - Pohled na verifikační model s vyznačenou sítí konečných prvků.	61
Obr. 5. 4 - Zatěžovací diagram - pilířek - lineárně elastický materiálový model.....	61
Obr. 5. 5 - Zatěžovací diagram - pilířek - nelineární materiálový model.....	64
Obr. 5. 6 - Zatěžovací diagram - pilířek - kamenné zdivo.	64
Obr. 5. 7 - Zatěžovací diagram - pilířek - homogenizace.	65
Obr. 6. 1 - Rozložení zatížení LM.....	67
Obr. 6. 2 - Poloha geologických vrtů.....	69
Obr. 6. 3 - Rozložení materiálu pro plošný DS model.....	70
Obr. 6. 4 - Pohled na plošný DS model - perspektiva.....	71
Obr. 6. 5 - ZS1 - plošný DS model.....	71
Obr. 6. 6 - Trajektorie hlavních napětí pro kombinaci 6.10.....	73
Obr. 6. 7 - Míra nelinearit pro kombinace 6.10 a 6.15.....	73
Obr. 6. 8 - Průběh napětí pod pilířem.	75
Obr. 6. 9 - Detail poklesové kotliny pro 6.16.	75
Obr. 6. 10 - Pohled na model klenby s vygenerovanou sítí konečných prvků.	76
Obr. 6. 11 - Místa vzniku trhlin - model klenby.	77
Obr. 6. 12 - Míra nelinearit při 6.10-po a $f_t = 3$ MPa.....	78
Obr. 6. 13 - Míra nelinearit při 6.10-po a $f_t = 2,5$ MPa.....	78

Seznam tabulek

Tab. 1.1 - Římské mosty v Evropě.....	10
Tab. 1.2 - Římské akvadukty.....	11
Tab. 1. 3 - Středověké mosty.....	16
Tab. 1. 4 - Novověké mosty	22
Tab. 3. 1 - Materiálové vlastnosti pískovce.....	29
Tab. 3. 2 - Organické přísady do malt.....	34
Tab. 3. 3 - Výsledky zkoušek vápenných malt [48]	36
Tab. 5. 1 - Geometrické požadavky na zařízení zdících prvků do skupin.....	41
Tab. 5. 2 - Hodnota součinitele tvaru δ	42
Tab. 5. 3 - Součinitel K pro zdivo s maltou obyčejnou, lehkou a maltou pro tenké spáry.	43
Tab. 5. 4 - - Informativní hodnoty součinitele dotvarování a tepelné roztažnosti.	45
Tab. 5. 5 - Srovnávací hodnoty dle ČSN EN 1996-1-1 - výsledky.	46
Tab. 5. 6 - Součinitel přetvárnosti kamenného zdiva α	47
Tab. 5. 7 - Výpočtové pevnosti kamenného zdiva v dostředném a mimostředném tlaku při porušení zdiva v kusových stavivech nebo ve spárách.[52]	49

Tab. 5. 8 - Výpočtové pevnosti kamenného zdiva v dostředném a mimostředném tlaku – pokračování [52].	50
Tab. 5. 9 - Moduly pružnosti a pevnosti zdiva dle ČSN 73 1101 – výsledky.	51
Tab. 5. 10 - Hodnoty modulu pružnosti zdiva.	51
Tab. 5. 11 - Pevnost zdiva dle Engessera - výsledky.	52
Tab. 5. 12 - Pevnost zdiva dle J. Seguarda.	52
Tab. 5. 13 - Pevnosti zdiva dle Torrojského stavebního institutu.	53
Tab. 5. 14 - Pevnost zdiva v tlaku dle Rozzy - výsledky.	54
Tab. 5. 15 - Pevnosti zdiva v tlaku dle Francise - výsledky.	55
Tab. 5. 16 - Pevnosti zdiva dle Khooa - výsledky.	56
Tab. 5. 17 - Parametry pro Ohlerův model.	56
Tab. 5. 18 - Ohlerův model – výsledky.	56
Tab. 5. 19 - Tabulka doporučených pevností zdiva dle Italských předpisů.	57
Tab. 5. 20 - Pevnosti kamenného zdiva dle ACI 530.	58
Tab. 5. 21 - Srovnání hodnoty pevností v tlaku pro kamenné zdivo - výsledky.	59
Tab. 6. 1 - Stálé zatížení	66
Tab. 6. 2 - Hodnoty zatížení dopravou LM1.	67
Tab. 6. 3 - Hodnoty kombinačních součinitelů.	68
Tab. 6. 4 - Zatřídění zeminy geologických vrtů.	69
Tab. 6. 5 - Vstupní parametry pro SOILIN model.	70
Tab. 6. 6 - Materiálové charakteristiky pro plošný DS model.	70
Tab. 6. 7 - Výsledky plošného DS modelu s tuhými podporami.	72
Tab. 6. 8 - Výsledky plošného DS modelu s pružnými podporami.	74
Tab. 6. 9 - Výsledky prostorového modelu.	77

Literatura

- [1] Periodizace historie. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Periodizace_historie
- [2] Ancient Roman Bridges. In: History of Bridges. [online]. 24.2.2016 [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: <http://www.historyofbridges.com/bridges-history/ancient-bridges/>
- [3] Ancient history [online]. Mark Cartwright. [26. 01. 2016]. Dostupné z: <http://www.ancient.eu/aqueduct/>
- [4] Roman aqueduct. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Roman_aqueduct
- [5] Vymezení středověku. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Vymezen%C3%AD_st%C5%99edov%C4%9Bku
- [6] COOK, Martin. Medieval bridges. Princes Risborough: Shire, 1998. ISBN 07-478-0384-6.

- [7] List of medieval bridges in France. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_medieval_bridges_in_France
- [8] Category:Stone bridges in Italy. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Category:Stone_bridges_in_Italy
- [9] Besalu: Old Bridge of Besalu. In: TripAdvisor. [online]. © 2016 [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: <https://www.tripadvisor.com/Travel-g609018-c167550/Besalu:Spain:Old.Bridge.Of.Besalu.html>
- [10] Puente de San Martín (Toledo). In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_San_Mart%C3%ADn_%28Toledo%29
- [11] MOTIČKA, Ludvík. Mostní stavby. In: Průmyslová střední škola v Letohradě [online]. SPŠ Letohrad 2013. [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: http://www.pssletohrad.cz/files/vystupy/mostni_stavby.pdf
- [12] Vision Times. 4 Most Famous Bridges in Ancient Chinese Architecture. In: Vision times. [online]. Vision Times, 2013. [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: <http://www.visiontimes.com/2013/09/04/4-most-famous-bridges-in-ancient-chinese-architecture.html>
- [13] FISCHER, Jan. Pražské mosty. Praha: Academia, 1985.
- [14] KUČERA, Václav. Architektura inženýrských staveb. Praha: Grada, 2009. ISBN 978-80-247-2504-8. pp. 209
- [15] Novověk. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: <https://cs.wikipedia.org/wiki/Novov%C4%9Bk>
- [16] KOHOUTKOVÁ Alena. Historie Fakulty stavební ČVUT v Praze. In: ČVUT v Praze, Fakulta stavební [online]. ČVUT v Praze, 2012. [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: <http://www.fsv.cvut.cz/hlavni/historie.php>
- [17] JENKIN Fleeming. Bridges, their construction and history. In: Books Google [online]. 1877 [cit. 2016-02-24]. Dostupné z: <https://books.google.cz/books?id=aDwDAAAQAAJ>
- [18] Theodore Burr. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-25]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Theodore_Burr
- [19] HIRT Manfred. History of Bridge Construction. *Le Monde.fr* [online]. 7. 11. 2013 [cit. 2016-02-25]. Dostupné z: <http://science.blog.lemonde.fr/2013/11/07/history-of-bridge-construction/>

- [20] Wearmouth bridges [online]. Peter Searle. [cit. 2016-02-25]. Dostupné z: <http://www.searlecanada.org/sunderland/sunderland002.html>
- [21] MARTIN Tom. The Tay Bridge Disaster. In: Tom Martin's Tay Bridge Disaster Web pages. [online]. © 2013 [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: <http://taybridgedisaster.co.uk/index/index>
- [22] Historic Bridges [online]. Nathan Holth. [cit. 2016-02-27]. Dostupné z: <http://historicbridges.org/>
- [23] Samuel Brown (engineer). In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Samuel_Brown_%28engineer%29
- [24] Menai Suspension Bridge. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Menai_Suspension_Bridge
- [25] Hammersmith Bridge. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Hammersmith_Bridge
- [26] GRISA Ivan. Most císařovny Alžběty mezi Děčínem a Podmokly. In: Hrady.cz [online] 20. 7. 2008 [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: http://www.hrady.cz/wnd_show_text.php?tid=19939
- [27] BERNÝ Aleš. Teprve před 170 lety se Pražané dočkali druhého mostu přes Vltavu. In: praha.idnes.cz [online] 6. 11. 2011 [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: http://praha.idnes.cz/pred-170-lety-dostali-prazane-teprve-druhy-most-dnesni-most-legii-p8j-/praha-zpravy.aspx?c=A111104_151352_praha-zpravy_ab
- [28] Railway-technology. Forth Rail Bridge, Firth of Forth, Scotland. [online]. © 2016 Kable [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: <http://www.railway-technology.com/projects/forth-rail-bridge-firth-scotland/>
- [29] Most Legií In: virtualni.praha.eu [online]. Magistrát hl. m. Prahy & Panoramas s.r.o. 2008 - 2016 [cit. 2016-02-26]. Dostupné z: <http://virtualni.praha.eu/mosty/most-legii.html>
- [30] François Coignet. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-03-03]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois_Coignet
- [31] Txdotmanuals. Historic bridge manual. Texas: Bridge Division, 2014. Dostupný z: <http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/his/his.pdf>
- [32] Zákon č.20/1987 Sb., o státní památkové péči. In: Sbíрка zákonů. Dostupné také z: <http://portal.gov.cz/app/zakony/download?idBiblio=37218&nr=20~2F1987~20Sb.&ft=pdf>
- [33] Město Úvaly [online]. Galileo Corporation s.r.o. [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://www.mestouvaly.cz/>

- [34] Úvaly [online]. město Úvaly (© 1999 – 2016). [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://www.uvaly.cz/kamenny-most/>
- [35] JINDŘICH Jiří. *Oprava kamenného mostu přes Výmolu*. Technická zpráva projektu, 2007
- [36] JINDŘICH Jiří. *Oprava kamenného mostu přes Výmolu*. Výkresová část projektu, 2007
- [37] ZELENKA Přemysl. Chvalský lom. In: Geologické lokality [online]. Česká geologická služba, 1993. [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://lokality.geology.cz/215>
- [38] ŠTĚPÁNEK Petr a spol. Kounice – Na skále. In: Geologické lokality [online]. Česká geologická služba, 2003. [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://lokality.geology.cz/1548>
- [39] HAVLÍČEK Pavel. Přerovská hůra. In: Geologické lokality [online]. Česká geologická služba, 2007. [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://lokality.geology.cz/2847>
- [40] HAVLÍČEK Pavel. Sadská (kóta 225,8 m n. m.). In: Geologické lokality [online]. Česká geologická služba, 2007. [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://lokality.geology.cz/2849>
- [41] ZELENKA Přemysl, Knížetová Ludmila. U skal. In: Geologické lokality [online]. Česká geologická služba, 1994. [cit. 2016-04-20]. Dostupné z: <http://lokality.geology.cz/986>
- [42] CHAMRA Svatoslav, Kateřina Kovářová, Věroslav Hrubý. In: Sedimentární horniny – pískovec. Horninový mikrosvět. [online]. [2011] [cit. 2016-04-25]. Dostupné z: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/wwwold/webkurzy/mikro/piskovec.html>
- [43] WTA 2004 – BOUŠKA P., VOKÁČ M. Vliv vlhkosti na základní mechanické vlastnosti pískovce a opuky. Sborník příspěvků z konference Sanace a rekonstrukce staveb 2004. Praha: Česká stavební společnost, WTA CZ, 2001.
- [44] ČSN EN 459 – 1 Stavební vápno - Část 1: Definice, specifikace a kritéria shody. 2. vydání. Praha: Centrum technické normalizace, 2011.
- [45] Hydraulické vápno. In: Wikipedia: the free encyclopedia. [online]. 2001- [cit. 2016-04-27]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Hydraulick%C3%A9_v%C3%A1pno
- [46] NEČAS, R., HROZA, M., BOHÁČ, M. Historické přísady pro modifikaci vlastností vápenných kaší. In: Tzbinfo [online]. Topinfo s.r.o., 2013. [cit. 2016-04-27]. Dostupné z: <http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10511-vliv-historickych-prisad-na-vlastnosti-vapennych-kasi-a-malt>
- [47] Pevnost v tlaku malt s organickými přísadami, 2013 [graf] In: Historické přísady pro modifikaci vlastností vápenných kaší [online] Tzbinfo [vid. 2013-10-28]

- [48] MOROPOULOU, A., A. BAKOLAS, P. MOUNDOULAS, E. AGGELAKOPOULOU a S. ANAGNOSTOPOULOU. Strength development and lime reaction in mortars for repairing historic masonries. *Cement and Concrete Composites* [online]. 2005. [cit. 2016-05-01]. Dostupné z: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0958946504000344>
- [49] PANDE, G. N., J. MIDDLETON a B. KRALJ. Computer methods in structural masonry-4: proceedings of the Fourth International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, 3-5 September 1997, Florence, Italy. New York: E & FN Spon, c1998. ISBN 041923540X. pp. 31
- [50] MAURIZIO ANGELILLO, editor. *Mechanics of Masonry Structures*. Vienna:Springer Vienna, 2014. ISBN 9783709117743.
- [51] ČSN EN 1996 – 1 – 1. Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. Praha: Technický a zkušební ústav stavební Praha, s. p., 2013.
- [52] ČSN 73 1101. Navrhování zděných konstrukcí. Praha: Kloknerův ústav ČVUT Praha, 1981. – Neplatná
- [53] DROUGKAS, Anastasios, Pere ROCA a Climent MOLINS. Compressive strength and elasticity of pure lime mortar masonry. *Materials and Structures* [online]. 2016, 49(3), 983-999 []. DOI: 10.1617/s11527-015-0553-2. ISSN 1359-5997. Dostupné z: <http://link.springer.com/10.1617/s11527-015-0553-2>
- [54] HUERTA, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Inst. Juan de Herrera, 2004. ISBN 8497281292.
- [55] PIET. *Prescripciones técnicas del Instituto Torroja; Technical requirements from the Torroja Institute*. 1970.
- [56] FRANCIS A., HORMAN C., JERREMS L., The Effect of Joint Thickness and Other Factor on the Compressive Strength of Brickwork. [online] *Historical and masonry structures* . [cit. 2016-05-10]. Dostupné z: <http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/1970/31.pdf>
- [57] ŠTAFEN Z. Chrám sv. Barbory v Kutné hoře, Odstranění havarijního stavu a příprava opravy vnějšího pláště – dokumentační práce, petrologické vyhodnocení. Praha: MURUS, 2002.
- [58] CHENG-LIM Khoo. A Failure criterion for brickwork in axial compression. Edinburgh: University of Edinburgh, 1972. Disertační práce. University of Edinburgh, Department of Civil Engineering & Building Science.
- [59] GARCÍA, David, José T. SAN-JOSÉ, Leire GARMENDIA a Rosa SAN-MATEOS. Experimental study of traditional stone masonry under compressive load and

comparison of results with design codes. *Materials and Structures* [online]. 2012, 45(7), 995-1006 [cit. 2016-05-24]. DOI: 10.1617/s11527-011-9812-z. ISSN 1359-5997. Dostupné z: <http://www.springerlink.com/index/10.1617/s11527-011-9812-z>

[60] HOCKE, Jan a kol. Silnice I/12, úsek křiž. H1 - Úvaly, okr. Praha východ, km 0,000 až 12,951. Předběžný geotechnický průzkum. GF P110945. INSET, s.r.o., Praha 2004

[61] PILAŘOVÁ, Marie. Dobročovice, parcely č. 644/15 a 309. Závěrečná zpráva o průzkumných hydrogeologických vrtech DZ-1,2. GF P111829. PILAŘOVÁ Marie, Praha 7. 2005

Zdroje obrázků

[i] Most v Alkantaře. In: About-Spain.net [online]. © About-Spain.net 2010 – 2016. [26. 01. 2016]. Dostupné z: <http://about-spain.net/tourism/photos/alcantara-bridge.jpg>

[ii] Most v Méridě. In: Turismoextremadura.com [online]. © 2015 Dirección General de Turismo. [13. 02. 2016]. Dostupné z: http://www.turismoextremadura.com/viajar/shared/galerias/rrtt/monumentos/monumento_00001/img/A_CONJUNTO_ROMANO_MERIDA_05.jpg

[iii] Aqua Alexandrina. In: Virtual Roma [online]. © Andrea Pollet. [11. 02. 2016]. Dostupné z: <http://roma.andreapollett.com/S3/AQ39.JPG>

[iv] Aqua Marcia. In: Roman aqueducts [online]. ©2004 - 2016 Cees W. Passchier. [11. 02. 2016]. Dostupné z: http://www.romanaqueducts.info/aquasite/foto/IMG_1222.jpg

[v] Eifelský akvadukt. In: Commons.wikimedia.org [online]. © Hürth Hermülheim. [13. 02. 2016]. Dostupné z: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/eb/H%C3%BCrth-Herm%C3%BClheim%2C_Roman_Eifel_Aqueduct._Pic_01.jpg

[vi] Most sv. Benezeta. In: Petittrainavignon.fr [online]. ©Lionel Moulet. [11. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.petittrainavignon.fr/uploads/assets/sfMediaManager/12754902551447.jpg>

[vii] Pont Valentré. In: Tourisme.fr [online]. © Jean Burtin. [11. 02. 2016]. Dostupné z: http://www.tourisme.fr/images/otf_offices/1882/jerome-morel-dpt46-cahors-pont-valentre.jpg

[viii] Ponte di Castelvecchio. In: Verona [online]. © 1998-2016 Verona.com. [11. 02. 2016]. Dostupné z: <http://static.verona.com/data/header/959.jpg>

[ix] Puente di San Martin. In: Venta de San Martin [online]. © Ventadesnamartin.com. [19. 02. 2016]. Dostupné z:

http://static.wixstatic.com/media/1bcd8a_c55cb8b6ba464de88e7be2da4bcebd91.jpg_srz_980_545_85_22_0.50_1.20_0.00_jpg_srz

[x] Most v Řezně. In: Planet ware [online]. ©2016 PlanetWare Inc. [11. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.planetware.com/photos-large/D/germany-regensburg-stone-bridge.jpg>

[xi] Luoyang. In: Access China Travel [online]. ©2011-2020 Access China Travel. [11. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.accesschinatravel.com/public/richfiles/photos/Fujian/luoyang-bridge/luoyangqiao-6.jpg>

[xii] Shahrestan bridge. In: Flickriv [online]. ©Mike Gadd. [19. 02. 2016]. Dostupné z: http://farm3.static.flickr.com/2247/1676296605_cef9a0b4c3.jpg

[xiii] Kapelbrücke. The Hotel [online]. © 2015 The Hotel AG Luzern Autograph Hotel Luzern. [19. 02. 2016]. Dostupné z: http://www.the-hotel.ch/_thumbnails_/1350_1_kapellbruecke01.jpg

[xiv] Juditin most. In: Odbor archeologie NPÚ Praha [online]. © 2011 Praha. [11. 02. 2016]. Dostupné z: http://www.arheopraha.cz/files/imagecache/full/clanky/03_5.jpg

[xv] Karlův most. In: AllPraha.com [online]. © 2016 AllCapitals. [19. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.allpraha.com/images/collateral/1/40115.jpg>

[xvi] Ponte di Rialto. In: FreeFoto.com [online]. © 1998 - 2013, FreeFoto LLC. [21. 02. 2016]. Dostupné z: http://s3.freefoto.com/images/1550/13/1550_13_19_web.jpg

[xvii] Pont Régemortes. In: Servimg.com [online]. © 2016 Servimg.com. [19. 02. 2016]. Dostupné z: <http://i89.servimg.com/u/f89/13/19/26/12/imgp0119.jpg>

[xviii] Luding. In: China Fact Tours [online]. © 2008-2020 China Fact Tours. [21. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.chinafacttours.com/images/sichuan/moxi-old-town/moxi-old-town-500154.jpg>

[xix] Most v Oberglattu . In: Commons.wikimedia.org [online]. ©Grubenmann Brücke. [11. 02. 2016]. Dostupné z: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/f/f9/Grubenmann_Br%C3%BCcke_Oberglatt_Innen.jpg

[xx] Burrův příhradový vazník. In: Covered Bridges of the Northeast USA [online]. © Hank and Marlee Bickel. [21. 02. 2016]. Dostupné z: http://www.coveredbridgesite.com/shared/burr_3.gif

[xxi] Wearmouth bridge. In: Searlecanada.org [online]. ©Peter Searle. [23. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.searlecanada.org/sunderland/images/sunderland42.jpg>

[xxiii] Most Tay. In: Documenting reality [online]. © 2000-2010 Jelsoft Enterprises Limited. [26. 02. 2016]. Dostupné z:

<http://www.documentingreality.com/forum/attachments/f240/257741d1300817598-tay-bridge-disaster-28-december-1879-taybridg.gif>

[xxiv] Union bridge. In: Geograph [online]. ©Creative Commons. [26. 02. 2016]. Dostupné z: http://s0.geograph.org.uk/geophotos/02/59/49/2594992_e2c87838.jpg

[xxv] Clifton bridge. In: Smiley 's photo blog [online]. ©Smiley. [26. 02. 2016]. Dostupné z: <http://aircraft-photo.com/smileysblog/wp-content/uploads/2012/11/Clifton-Suspension-Bridge.jpg>

[xxvi] Palackého most. In: Kouzlo starých pohlednic [online]. [26. 02. 2016]. Dostupné z: <http://www.kouzlostarychpohlednic.wz.cz/pha18.jpg>

[xxvii] Munderkingn. In: Structurae [online]. [26. 02. 2016]. Dostupné z: http://files1.structurae.de/files/photos/3636/1900_02_donaubrucke.jpg