



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

STATICKÁ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÝCH STĚN S DODATEČNĚ PROVEDENÝMI OTVORY

STATIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE WALLS WITH ADDITIONALLY MADE
OPENINGS

DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Ondřej Šimek

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

BRNO 2023

© Ondřej Šimek, 2023

Vysoké učení technické v Brně
Fakulta stavební
Ústav betonových a zděných konstrukcí

ABSTRAKT

Práce se zabývá prováděním dodatečných otvorů v železobetonových stěnách z pohledu statické analýzy. Jsou analyzovány dva typy stěn: panelové stěny a ztužující výplňové stěny. V úvodní části je rozebrán současný stav poznání v metodách analýzy této problematiky a je poukázáno na jejich přednosti či nedostatky. Je navrženo několik typů vzorků stěn s předem vytvořeným či dodatečným otvorem s různými typy vyztužení představující stav po dodatečném vytvoření otvoru, jejichž chování je experimentálně a následně numericky ověřeno. Na základě získaných dat jsou navrženy metody sloužící ke statické analýze a posouzení železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory. Pro panelové stěny s otvorem je rozšířena metoda analýzy pomocí stěnových modelů a je konkretizován způsob statického posouzení. Metoda analýzy ztužujících výplňových stěn s otvorem pomocí ekvivalentní diagonální prutové vzpěry byla rozšířena o možnosti zohlednění vyztužení a jejich stavu zatížení. Navržené metody statické analýzy byly aplikovány na skutečné konstrukci panelového rodinného domu, kde byl vytvořen dodatečný otvor a na hypotetické rámové konstrukci s navrženým statickým zásahem do jejího ztužujícího systému.

ABSTRACT

The thesis deals with the implementation of additional openings in reinforced concrete walls from the point of view of structural analysis. Two types of walls are analysed: panel walls and infill shear walls. In the introductory part, the current state of knowledge in the methods of analysis of this issue is discussed and their advantages or shortcomings are pointed out. Several types of wall specimens with pre- or post-made openings with different types of reinforcement representing the state after an additional opening is made are proposed and their behaviour is experimentally and subsequently numerically verified. On the basis of the data obtained, methods are proposed for the structural analysis and the design of reinforced concrete walls with additional openings. For panel walls with openings, the analysis method using wall models is extended and the method of static assessment is specified. The method of analysis for infill shear walls with an opening using equivalent diagonal bar strut has been extended to take account for the reinforcement and its load state. The proposed structural analysis methods were applied to a real prefabricated house with an additional opening and to a hypothetical frame structure with a proposed structural intervention in its bracing system.

KLÍČOVÁ SLOVA

beton, dodatečný otvor, stěna, výplň, experiment, nelineární analýza

KEYWORDS

concrete, additional opening, wall, infill, experiment, nonlinear analysis

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Ing. Ondřej Šimek. Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory. Brno, 2023. 206 s. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

Prohlášení

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

V Brně dne 3.11.2023

.....
Ing. Ondřej Šimek
autor práce

Poděkování

Tímto bych rád poděkoval svému školiteli doc. Ing. Miloši Zichovi, Ph.D. za jeho čas, cenné rady a mimořádně odborné vedení během celého mého doktorského studia.

Rovněž bych rád poděkoval všem, kteří mi pomáhali při návrhu experimentů a s jejich následnou realizací, především doc. Ing. Petru Daňkovi, Ph.D., Ing. Michalu Požárovi, Ph.D. a firmě S.O.K. stavební, s.r.o. A dále všem, se kterými jsem měl možnost vést řadu odborných diskusí.

V poslední řadě děkuji své přítelkyni Pavle za její podporu a trpělivost během celého studia, stejně tak jako celé své rodině.

OBSAH

1 Úvod	3
2 Současný stav problematiky	4
2.1 Historický vývoj	4
2.2 Panelové stěny s otvorem	8
2.2.1 Modelování stěn s dodatečně provedeným otvorem.....	9
2.2.2 Napjatost stěnových panelů v mezním stavu použitelnosti.....	12
2.2.3 Empirické vztahy pro výpočet únosnosti jednosměrně pnutých stěn bez otvoru	14
2.2.4 Empirické vztahy pro výpočet únosnosti stěn s otvorem.....	16
2.2.5 Praktické zkušenosti s dodatečným prováděním otvorů	18
2.3 Ztužující výplňové stěny	19
2.3.1 Makro modely	20
2.3.2 Mikro modely	35
3 Cíle disertační práce.....	37
4 Metody dosažení cílů.....	38
5 Popis použitého softwaru	39
5.1 Materiálové modely	39
5.2 Konečné prvky.....	41
5.3 Výpočtový řešič	42
6 Panelové stěny s otvorem	43
6.1 Metodika řešení	43
6.2 Experiment dodatečného provedení otvoru ve stěnovém panelu.....	43
6.2.1 Popis experimentu a výpočetního modelu.....	43
6.2.2 Výsledky experimentu a numerické analýzy	54
6.2.3 Závěry z analýzy	72
6.3 Experiment stěnových panelů s otvorem pro mezní stavy únosnosti	73
6.3.1 Popis experimentu	73
6.3.2 Výsledky experimentu	76
6.3.3 Závěry z analýzy	81
6.4 Metodika pro posouzení stěn s dodatečně provedenými otvory.....	82
6.4.1 Mezní stavy použitelnosti.....	83
6.4.2 Mezní stavy únosnosti.....	97
6.5 Trhliny v mezních stavech únosnosti ve stěnách s dodatečně provedenými otvory	107
6.6 Porovnání dodatečně vyřezaného otvoru s předem vytvořeným	109
6.7 Únosnost pilířů.....	112
6.7.1 Popis experimentu a výpočetního modelu.....	112

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

6.7.2	Výsledky experimentu a numerické analýzy.....	118
6.7.3	Závěry z analýzy.....	121
6.7.4	Metodika pro posouzení samostatných pilířů	121
6.7.5	Vlivy detailů vyztužení.....	123
6.8	Posudek dodatečného provedení otvoru do panelového objektu rodinného domu	125
6.8.1	Popis experimentu	125
6.8.2	Popis výpočetního modelu	128
6.8.3	Ověření správnosti modelu	130
6.8.4	Normový posudek dodatečně provedeného otvoru.....	131
6.9	Závěry z navržené metodiky.....	139
7	Ztužující výplňové stěny s otvorem	141
7.1	Metodika řešení.....	141
7.2	Analýza chování studovaných vzorků	141
7.3	Odvození ekvivalentní šířky vzpěry ztužující výplňové stěny s otvorem.....	150
7.3.1	Navržené vzorky	150
7.3.2	Ilustrativní příklady chování ztužujících výplňových stěn s otvorem	155
7.3.3	Odvození nových výpočetních vztahů	159
7.3.4	Kontrola navržených výpočetních vztahů	170
7.3.5	Postup návrhu a posouzení ztužující výplňové stěny s otvorem	178
7.4	Závěry z navržené metodiky.....	179
8	Závěr	180
8.1	Shrnutí práce	180
8.2	Doporučení pro další výzkum a vývoj.....	181
9	Seznam použité literatury	182
10	Seznam použitých zkratk a symbolů	188
11	Seznam obrázků.....	191
12	Seznam tabulek	199
13	Seznam publikovaných prací vztahujících se k tématu disertační práce.....	200
14	Příloha 1: Posudek dodatečného provedení otvorů do rámové konstrukce se ztužujícími výplňovými stěnami.....	202

1 ÚVOD

Bytové domy jsou v současnosti v České republice, ale i jinde ve světě nejrozšířenější formou bydlení. U nás je tento typ budov zastoupen v naprosté většině panelovými objekty, které se stavěly během druhé poloviny minulého století. Nároky na kvalitu bydlení však neustále celosvětově rostou a tyto i mnohdy staré, vybydlené byty již nejsou atraktivní a nevyhovují moderním architektonickým standardům. Běžně je tento problém řešen například i pomocí vytváření dodatečných otvorů za účelem uvolnění dispozice, nebo propojením samotných bytových jednotek.

Zásahem do nosné stěny za účelem vytvoření dodatečného otvoru, ať už dveří či oken, je aktivně zasahováno do statického systému nejen dotčené stěny, ale i celého objektu. Otvory je nutno provádět na základě opětovného statického posouzení celého objektu, nelze je provádět zcela libovolně [1]. Přepočty celého objektu mohou být časově i finančně dosti náročné. Jsou komplikované i různými vlastnickými vztahy jednotlivých bytů nad sebou. Statik často nemá ani dostatek informací o stavu konstrukcí všech bytů nad nebo pod prováděným otvorem [2].

Podobná situace vzniká v budovách, jejichž nosný systém tvoří skeletová konstrukce skládající se ze sloupů a průvlaků. Konstrukce tohoto typu je zapotřebí ztuzit vůči účinkům vodorovných zatížení (vítr či zemětřesení). Ke ztuzení se používají např. ztužující výplňové stěny, cihelné či betonové. Požadavek investora na provedení otvoru do těchto stěn může nastat i v tomto případě.

Stěnové prvky lze obecně nalézt v mnoha konstrukčních systémech různých typů. Tato disertační práce se však bude zabývat jen dvěma. Prvním tématem zájmu budou konstrukční systémy tvořené převážně stěnovými prvky, druhým pak skeletové konstrukce se ztužujícími stěnovými prvky. Obě témata se však zabývají problematikou dodatečně prováděných otvorů v železobetonových stěnách. Práce je rozdělena do dvou podtémat, které lze číst odděleně, nenávazně na sebe. První téma je soustředěno na stěny v konstrukcích s převažujícím stěnovým systémem, viz kap. 6. Druhé pak na stěny, jejichž hlavním úkolem je ztuzení konstrukcí skeletových systémů, viz kap. 7. Tomuto dělení odpovídají i oddělené podkapitoly 2.2 a 2.3, kde je rozebrán současný stav problematiky jednotlivých podtémat.

2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

2.1 Historický vývoj

V České republice probíhala v minulosti rozsáhlá výstavba bytových domů panelovou technologií, zejména v letech 1957 až 1992, přičemž výstavba dosahovala největší intenzity v 70. a 80. letech. Za toto období bylo postaveno více než 80 tisíc panelových domů různých velikostí a variant. Nejčastěji však čtyř až osmipodlažních, v menším rozsahu dvanáctipodlažních, výjimečně dvacetipodlažních. Panelové objekty byly rozděleny do různých variant, např. T06 B, T08 B, B 60, B 70, VVÚ ETA a dalších [3], viz Obr. 2.1 a Obr. 2.2. Hlavním rysem panelového systému byla implementace příčného systému nosných stěn. Výhodou tohoto uspořádání nosných stěn bylo „otevření“ obvodových konstrukcí a vytváření průčelí s průběžnými pásy oken a parapetů. Tento systém však částečně omezil jistou variabilitu uspořádání bytových jednotek a jediným způsobem propojení sousedních obytných prostor skrz příčné nosné stěny bylo pomocí otvorů [3].



Obr. 2.1 Panelový dům typu B 70 [4]



Obr. 2.2 Panelový dům typu T08 B [4]

V současné době začíná v České republice částečná renesance ve výstavbě panelových domů, viz Obr. 2.3 a Obr. 2.4. Pokud tento trend bude pokračovat, tak by měl být kladen důraz na moderní požadavky pro bydlení, zejména na rozmanitost dispozic, popř. na variabilitu jednotlivých bytů. Tím je myšlena možnost provádění dodatečných otvorů bez složitějších úkonů.

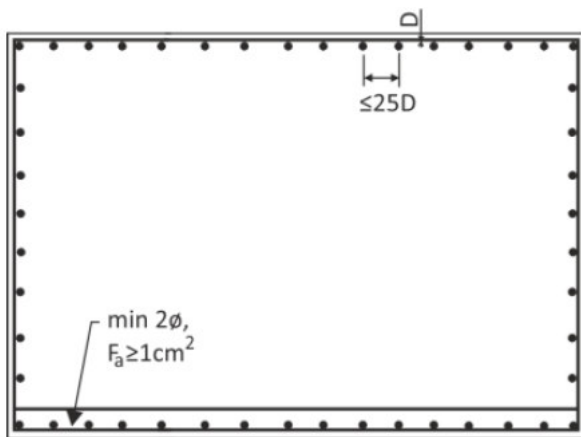


Obr. 2.3 Panelový dům v Jihlavě [5]

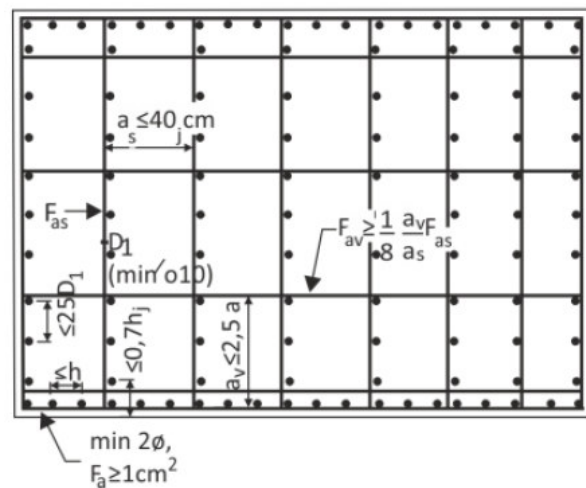


Obr. 2.4 Panelový dům (výstavba) [5]

Svislé nosné stěny těchto objektů – panely, jsou namáhány převážně svislým tlakem s malou excentricitou. Tento způsob zatížení často umožňoval návrh stěnových panelů z prostého, případně ze slabě vyztuženého betonu. Pro jejich návrh se např. využívala směrnice [6], která pro plné panely bez otvoru předepisuje vyztužení po obvodě svařovanými žebříčky (mřížovinou) z kruhové oceli 10 216 (E) $\phi 6 - \phi 12$ mm [3], Obr. 2.5. Tato základní výztuž je v závislosti na rozměrech a požadované únosnosti dílce doplněna obdobnými svařovanými žebříčky, uloženými svisle a vodorovně v maximálních vzdálenostech 400 mm, popř. trojnásobku tloušťky nosného dílce dle [7], popř. [8], viz Obr. 2.6.



Obr. 2.5 Stěnový panel plný nevyztužený [3]



Obr. 2.6 Stěnový panel plný vyztužený [3]

Pokud je proveden dodatečný otvor do takového panelu, viz Obr. 2.7 a Obr. 2.8, tak je třeba mimo jiné řešit přenesení ohybových účinků v nadpraží, ve kterém se nemusí nacházet žádná výztuž, která by přebírala nové tahové namáhání vznikající na spodní hraně nově vzniklého nadpraží. Následně je nutno posoudit nově vzniklé betonové pilíře, které obvykle nesplňují konstrukční zásady pro sloupce a stěny (např. svislá výztuž není obepnuta třmínky, absentují spony apod.) dle zásad současné aktuální normy [9]. Nesprávné vyztužení či úplné nevyztužení těchto kritických míst může vést k ohrožení použitelnosti konstrukce, v krajních případech i k ohrožení únosnosti.



Obr. 2.7 Dodatečný otvor v panelovém domě [2]



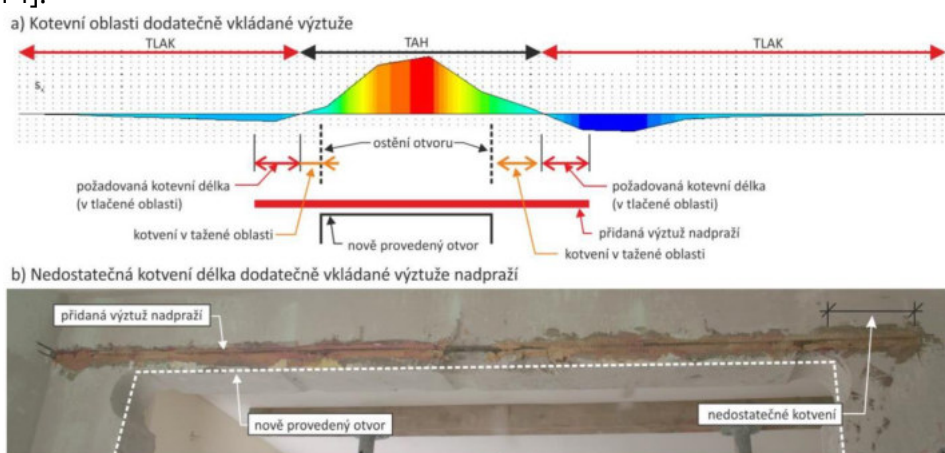
Obr. 2.8 Dodatečný otvor v panelovém domě [3]

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Pro statické posouzení se v dnešní době využívá různých sanačních postupů. Prvním z nich je dodatečně vkládaná výztuž, která se zpravidla vkládá do předem vyřezaných drážek, poté se provádí dodatečné otvory v panelu, viz Obr. 2.9. Problém s tímto řešením může spočívat ve složitosti provádění, jako je např. problematické křížení výztuží, omezení vkládání smykové výztuže, nemožnost provázání svislé výztuže v pilířích se sponami nebo málo prostoru pro zakotvení výztuže v nadpraží. Samozřejmě dodatečným vyřezáváním drážek je přerušena stávající výztuž, pokud se v panelu nachází.

Další, často používanou sanací je ošetření nově vzniklého otvoru vložení ocelového svařence po obvodě nového otvoru, viz Obr. 2.10. To je však možné provést až po vyřezání otvoru. Takové řešení může doprovázet problém „neaktivace“ ocelových profilů, pokud není stropní deska kvalitně rozepřena stojkami, či např. hydraulickými lisami. Svařenec z ocelových profilů tak nemusí být plně aktivován, protože se panel s nově provedeným otvorem může zdeformovat před jeho vložení.

Modernějším řešením je vlepění uhlíkových lamel pro přenesení nově vzniklých namáhání [10], [11], viz Obr. 2.11. Lamely se nalepí kolem předpokládaného otvoru před jeho vyřezáním, aktivace lamel je tak zajištěna. Zůstává však otázkou životnost spolu s požární odolností tohoto typu sanace a způsob posouzení, jelikož navrhování FRP výztuží obecně není prozatím zakotveno v dosud platných evropských normách, ale jen např. V [13]. Lze však očekávat, že v nové generaci Eurokódů bude problematika navrhování FRP výztuže popsána [14].



Obr. 2.9 Kotvení dodatečně vkládané výztuže [3]



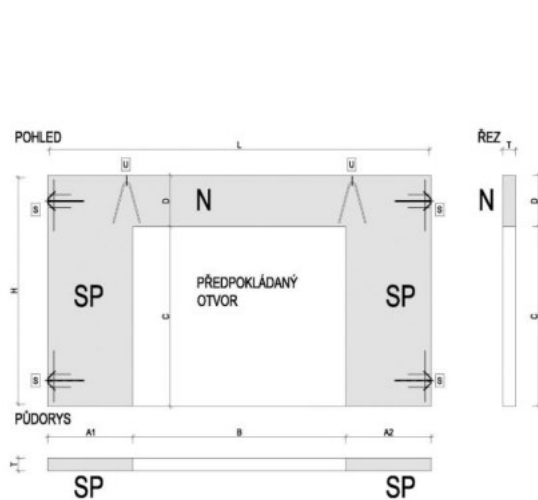
Obr. 2.10 Statické zajištění otvoru ocelovým svařencem [2]



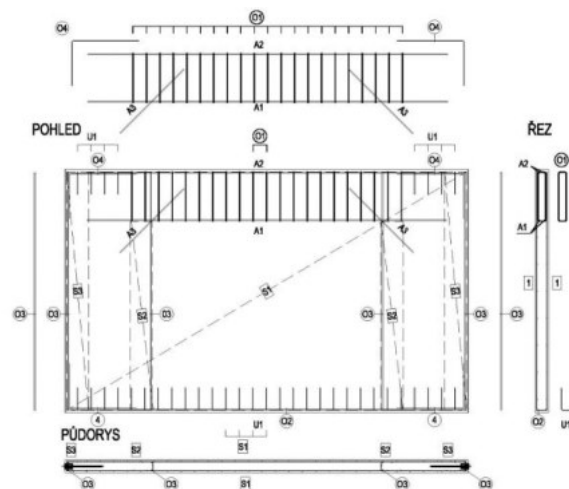
Obr. 2.11 Statické zajištění otvoru uhlíkovými lamelami [11]

Všechny popsané způsoby sanací však disponují jednou velkou nevýhodou. Je potřeba znovu staticky posoudit zasaženou stěnu i celý objekt, což se může z hlediska projektu velmi prodražit.

Jako řešení výše uvedených problémů pro budoucí vystavované objekty se nabízí implementace tzv. „spící výztuže“. Je to výztuž, která je již při výrobě nachystána ve stěně pro situace, kdy bude do stěny v budoucnu vyřezán dodatečný otvor. Nadpraží (N) je tak vyztuženo na případné ohybové namáhání a skryté pilíře (SP) jsou vyztuženy na koncentrované tlakové namáhání, viz Obr. 2.12 a Obr. 2.13. Tímto řešením by teoreticky mohlo být vyřešeno posouzení konstrukce s dodatečnými otvory již ve fázi prováděcího projektu budovy. Variabilitou novodobých panelových objektů s implementovanou „spící výztuží“ se zatím v experimentální fázi zabývá např. firma S.O.K. stavební, s.r.o. v Třebíči [12].



Obr. 2.12 Schéma panelu se skrytými pilíři

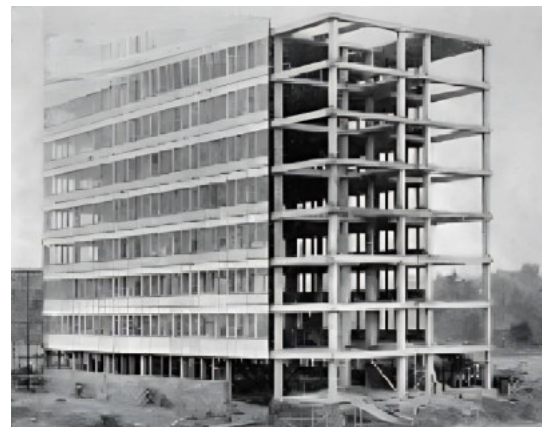


Obr. 2.13 Schéma vyztužení panelu „spící výztuží“

Obdobná situace vzniká u konstrukcí skeletového typu, viz Obr. 2.14 a Obr. 2.15. Oddělení jednotlivých prostorů je prováděno výplněmi, které mohou být vyzděné nebo betonové. Pokud jsou ztužující výplňové stěny volně vloženy do rámu skeletu, tak jsou, obdobně jako stěny panelových objektů, rovněž namáhány převážně tlakem. Vyztužení výplní bez otvorů lze tak provádět obdobným způsobem jako tomu je u panelových stěn. Sanace případných dodatečně provedených otvorů se proto dají provádět stejnými způsoby.



Obr. 2.14 Železobetonový montovaný skelet mlékáren Poděbrady [15]



Obr. 2.15 Železobetonový montovaný skelet [16]

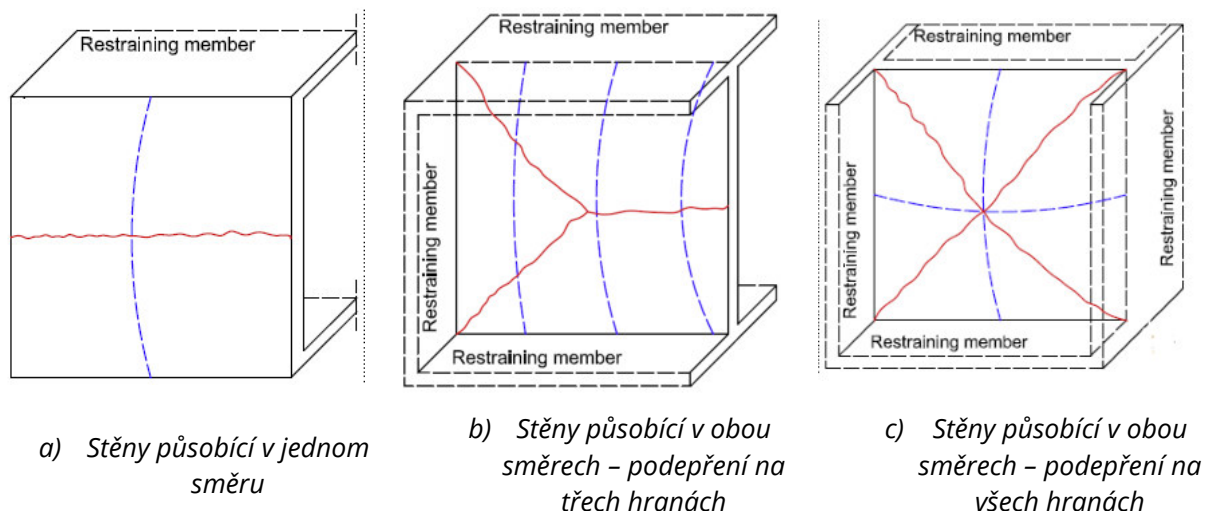
2.2 Panelové stěny s otvorem

Panelové stěny jsou prvky namáhané převážně svislou tlakovou silou s malou excentricitou. Tato excentricita se skrývá v uložení stropních panelů na stěnu a imperfekcích konstrukce. Stěny se zpravidla navrhují tak, že excentricita tlakové síly musí být $\leq t_w/6$. Tím je v běžném obdélníkovém průřezu působící síla na hraně jádra průřezu a celý průřez je tlačný. Z dlouhodobého hlediska je dále nutné zohlednit vlivy druhého řádu na výslednou výstřednost zatížení (nelineární deformace a dotvarování).

Pro vystižení chování takto zatížených betonových či železobetonových stěn se v současnosti používají dva přístupy. Prvním z nich tzv. „*teorie sloupu*“, kde je zohledněna kompatibilita betonu a výztuže v přetvoření a rovnováha vnitřních sil v průřezu. Počáteční excentricita je dále navýšena o účinky druhého řádu. Ty lze dle [9] analyzovat jednou se zjednodušených metod (jmenovitých křivostí nebo jmenovitých tuhostí). Alternativně je možno posudek provést geometricky-materiálově nelineární analýzou s účinky dotvarování.

Druhým z nich je zjednodušená „*empirická*“ metoda pro posouzení únosnosti bez nutnosti znalosti mnoha vstupních údajů, avšak za cenu možnosti nepřesnosti výsledků. Metoda je omezena na úzký typ zatížení, specifické okrajové podmínky apod. Působení stěn se dále rozděluje rovinné nebo prostorové. V zahraniční odborné literatuře se stěny podepřené pouze v hlavě a patě označují jako *OW* („*one-way*“ → *jednosměrně pnuté*), viz Obr. 2.16a.

Případ podepření stěny v hlavě, patě i bocích má při stejném zatížení, na rozdíl od předchozího případu, za příčinu prostorovou deformaci. Efekt těchto bočních podpor pro posouzení je zohledněn v normách ČSN EN 1992-1-1 [9] a AS3600-09 [18]. V zahraniční odborné literatuře se tato varianta označuje jako *TW* („*two-way*“ → *obousměrně pnuté*), viz Obr. 2.16b a Obr. 2.16c. Tato disertační práce se bude soustředit pouze na stěny (pilíře) působící v jednom směru (*OW*), proto varianty *TW* nebudou dále zmiňovány.



Obr. 2.16 Idealizace prostorového působení stěn [21]

V případě stěn s otvorem některé normy poskytují obecné informace, jak při posudku postupovat. Pokyny jsou uvedeny v ČSN EN 1992-1-1 [9] nebo v AS3600 [18]. Obě normy povolují vliv otvorů zanedbat, pokud je celková plocha otvorů menší než 1/10 plochy stěny

a výška otvorů je omezena na 1/3 výšky stěny. Norma [18] navíc zakazuje pro toto zanedbání mít otvory umístěné nad sebou.

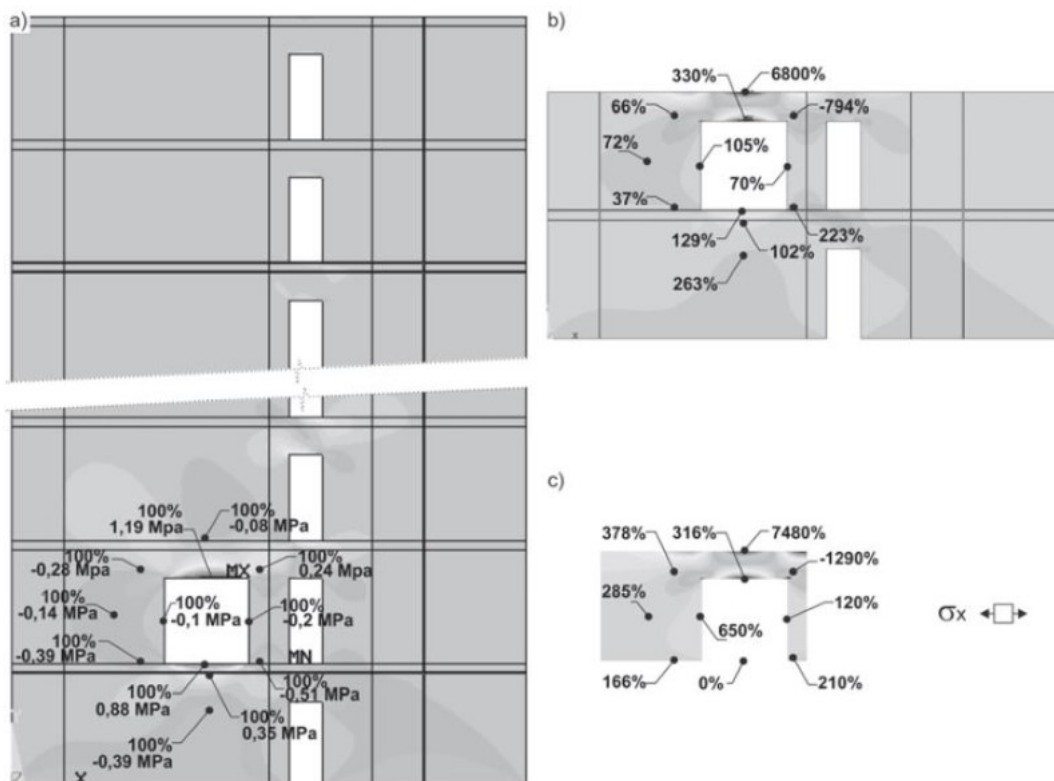
Pokud tyto podmínky nejsou splněny, tak norma [9] doplňuje, že části mezi otvory musí být uvažovány jako omezené pouze podél dvou okrajů a podle toho je posoudit, tedy jako samostatné pilíře. Podobná pravidla má i [18], kde části mezi boční krajní podporou a otvorem se mají uvažovat jako podporované podél tří okrajů a části mezi otvory jako podporované podél dvou okrajů.

Žádná doporučení nejsou poskytnuta v případě dodatečného provedení otvoru do stěny, tj. jakým způsobem na tento případ nahlížet oproti otvorům předem vytvořených [21].

2.2.1 Modelování stěn s dodatečně provedeným otvorem

Při návrhu dodatečně prováděných otvorů je třeba vycházet ze statické analýzy představující vyšetřovanou konstrukci. V případě objektů skládajících se ze stěnových dílců je na místě zohlednit všechny okolnosti, které mohou mít vliv na výpočetní model.

Významným parametrem je volba velikosti výpočetního modelu. Pro popsání napjatosti vlivem dodatečně provedeného otvoru je v běžných případech postačující stěnový model výseku nosné stěny konstrukce. Witzany a kol. [3] provedli statickou analýzu stěnového výseku panelové budovy typu T06 B ve třech variantách. Na Obr. 2.17a jsou popsány výsledky napětí v betonu pro model celé vyjmuté stěny s dodatečně provedenými otvory, zde zohledněno spolupůsobení všech navazujících stěn. Ve dvou dalších variantách jsou analyzovány pouze části výseku stěny. V prvním případě dvě podlaží o celé šíři konstrukce, Obr. 2.17b a jen samotný stěnový panel s dodatečným otvorem, Obr. 2.17c. Stěnové výpočtové modely jsou analyzovány za lineárně pružného působení betonu se zohledněním porušených či neporušených styků stěnových dílců.

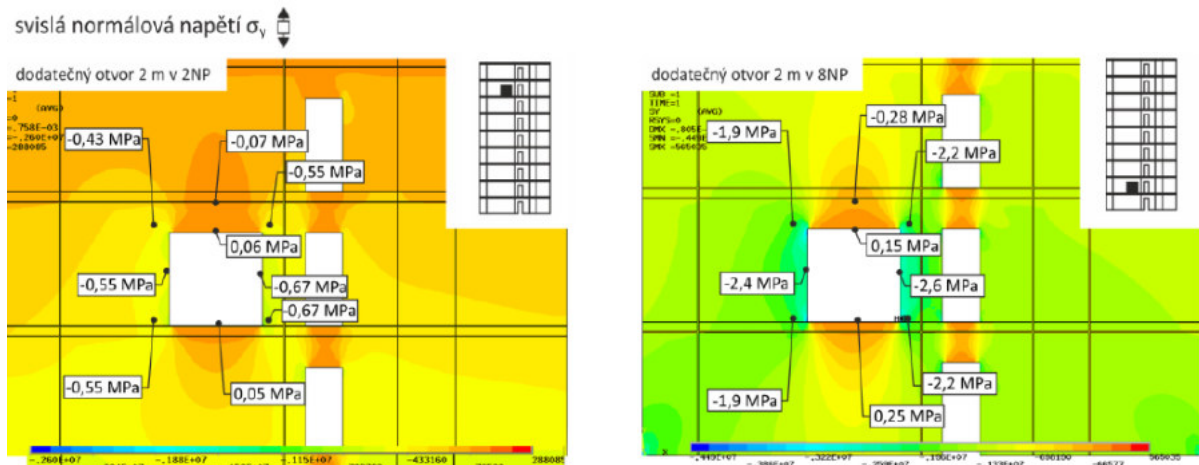


Obr. 2.17 Varianty výpočetních modelů stěny s dodatečně provedeným otvorem šířky 2 m; a) celý výsek stěny; b) výsek dvou pater o šířce budovy; c) pouze vyšetřovaný stěnový panel [3]

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Rozdíly v rozložení napětí kolem dodatečného otvoru jsou z modelů zřejmé, kdy v případě a) má spolupůsobení panelů příznivý vliv na rozložení napětí ve stěně, kdežto v případech b) a c) je zanedbán roznos zatížení z pater nad dodatečným otvorem, dochází tak ke značné koncentraci napětí. Zanedbání spolupůsobení celého výseku stěny konstrukce může tedy zkreslit výsledky numerické analýzy. Uvažováním spolupůsobení všech panelů ve výseku stěny lze vyjádřit vliv „stěnového efektu“, za pomoci kterého je zatížení rozneseno vzhledem k dílčím tuhostem jednotlivých částí stěny.

Na základě dostatečně nevýstižného výpočetního modelu nelze spolehlivě posoudit vliv dodatečně provedeného otvoru na skutečný stav napjatosti konstrukce [3].



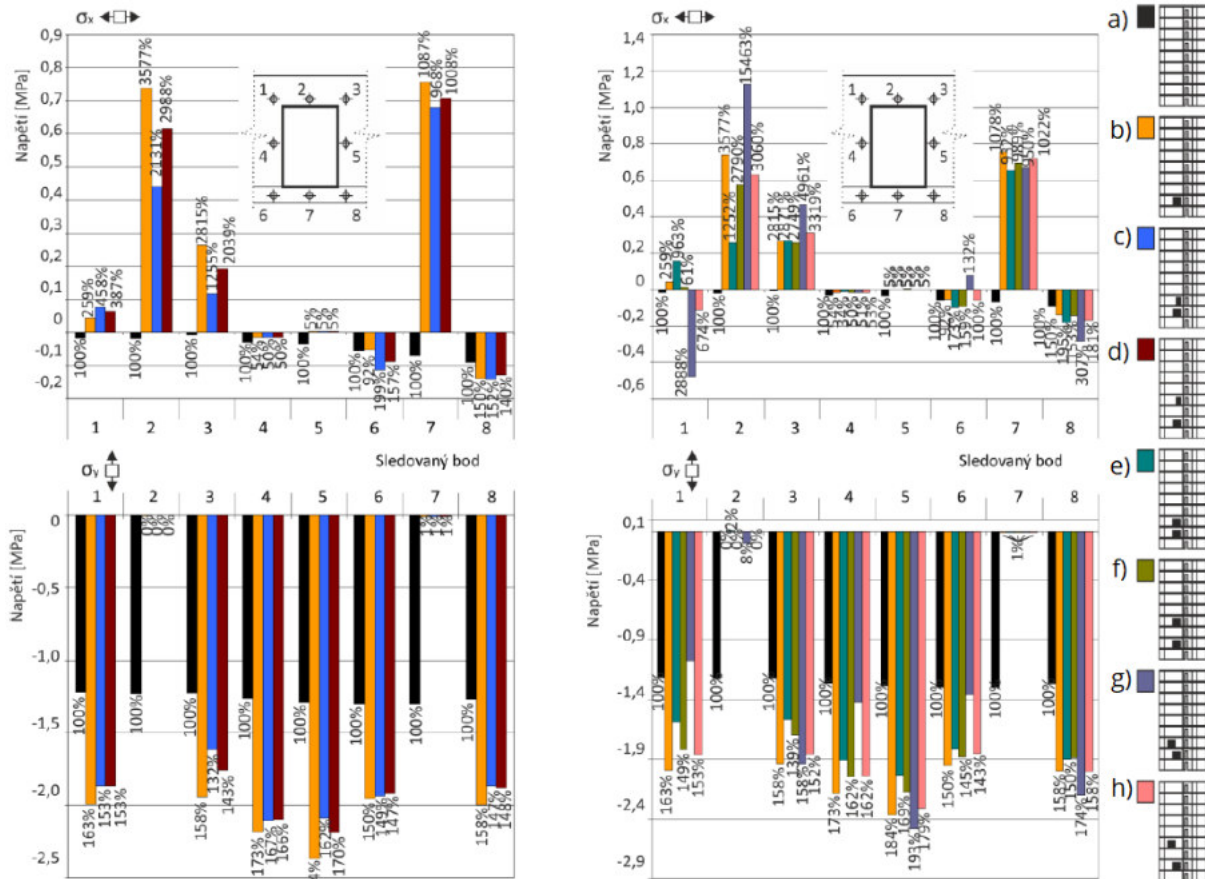
Obr. 2.18 Porovnání velikosti svislých normálových napětí v závislosti na umístění dodatečně provedeného otvoru šířky 2 m [3]

Jistou předností volby varianty modelu celého stěnového výseku je zohlednění umístění dodatečného otvoru ve stěnovém výseku, viz Obr. 2.18. Tímto postupem je zohledněn roznos zatížení stěnovým efektem kolem dodatečně provedeného otvoru, který se projeví především v případě otvoru v 2.NP věrohodnějším tokem vnitřních sil. U varianty otvoru v 8.NP, kde zatížení představuje jen jedno patro nad otvorem, se stěnový efekt uplatní v mnohem menším rozsahu. V případě analýzy varianty na Obr. 2.17c by zatížení ze všech pater nad vyšetřovaným otvorem bylo v modelu nanесeno „na přímo“ a stěnový efekt roznosu zatížení by v tomto případě nefungoval.

Nespornou výhodou volby varianty modelu celého stěnového výseku je navíc možnost zohlednění více dodatečných otvorů při posouzení. Na Obr. 2.19 je posuzována vzájemná interakce více dodatečných otvorů. Zde je posuzováno napětí ve sledovaných bodech 1-8 kolem otvoru v 2.NP v závislosti na poloze a rozměru druhého otvoru o šířce 1 nebo 2 m a jeho poloze vůči studovanému otvoru.

Varianta a) zobrazuje napjatost bez dodatečných otvorů – výchozí stav, napětí 100 %. Varianta b) znázorňuje prudký nárůst napětí kolem dodatečného otvoru, ve vodorovném směru v nadpraží, ve věnci pod otvorem a svislého napětí v nově vzniklých pilířích.

Varianta c) a d) znázorňuje příznivý vliv druhého dodatečného otvoru o šířce 1 m nad prvním otvorem, zde je tok napětí odkloněn otvorem ve 3. popř 4.NP a panel s otvorem ve 2.NP je namáhán méně. Varianta e) a f) popisuje stejnou situaci, avšak s otvorem stejné šířky jako vyšetřovaný otvor, tedy 2 m.



Obr. 2.19 Porovnání hodnot normálových napětí v bezprostřední blízkosti nově provedeného otvoru pro některé vybrané vyšetřované nosné stěny s dodatečně provedenými otvory [3]

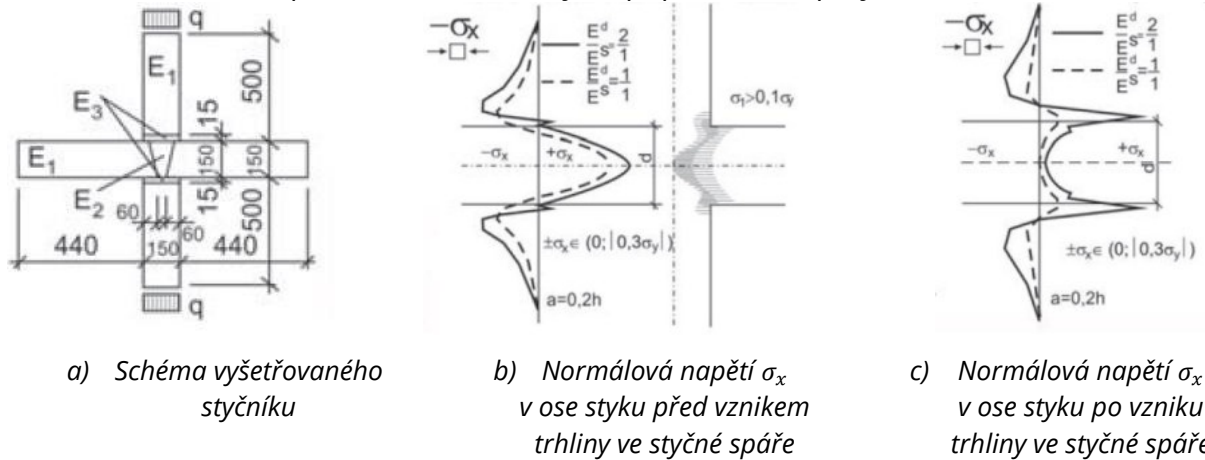
Varianta g) představuje dva nesymetricky provedené otvory v navazujících podlažích nad sebou. Zde je zatížení z pravého pilíře kolem otvoru ve 3.NP přenášeno přímo do nadpraží vyšetřovaného otvoru, což představuje nejextrémnější variantu. Vodorovná napětí v nadpraží jsou zde nejvyšší ze všech variant. Pilíře jsou však namáhány obdobně jako u ostatních variant, s jistou nesymetrickostí roznosu zatížení v neprospěch pravého pilíře. Zanedbatelný vliv nesymetrickosti otvorů nad sebou je znázorněn variantou h), kde se výsledné napětí kolem vyšetřovaného otvoru podobá základnímu případu b).

Při modelování samotných ocelových styků panelů je dále nutno zohlednit následující parametry [3]:

- Rozdílné vlastnosti materiálových charakteristik stěnových dílců a zálivek styků, zejména modulů pružnosti.
- Porušenost či neporušenost zálivek styků.
- Zohlednění typu stykování panelů (suchý proces, mokvý proces).

Zvláštní pozornost je třeba věnovat posouzení vlivu zvýšených tlakových napětí $-\sigma_y$ v okolí otvoru ve styku „stěna – strop – stěna“. Náhlá změna průřezu stěny v oblasti styku spolu s rozdílnou hodnotou modulu pružnosti betonu stropních dílců a stykového betonu jsou hlavní příčinou vzniku extrémních hodnot normálových napětí v tlaku $-\sigma_y$ v patě a zhlaví krajních průřezů stěnových dílců a vodorovných tahových napětí $+\sigma_x$ ve stykovém

betonu, viz Obr. 2.20b, které se po vzniku svislé tahové trhliny přesouvají do oblasti zhlaví a paty stěnových dílců, viz Obr. 2.20c [23]. Tyto hodnoty extrémních napětí snížené vlivem dlouhodobého dotvarování mohou být, při zvýšení tlakových napětí $-\sigma_y$ v oblasti dodatečně provedeného otvoru, příčinou narušení styku, popř. zhlaví a paty stěnového dílce [3].



Obr. 2.20 Průběh podélných normálových napětí ve styku „stěna – strop – stěna“ [24]

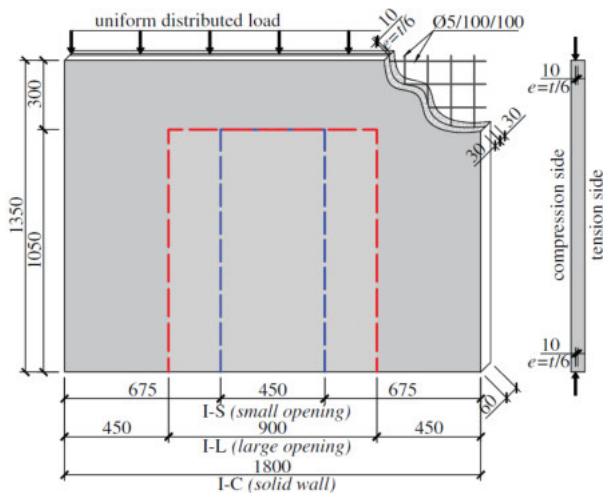
2.2.2 Napjatost stěnových panelů v mezním stavu použitelnosti

V inženýrské praxi je obecně akceptováno, že betonářská výztuž ovlivňuje napětí v betonovém průřezu. Výztuž se se svou tuhostí podílí spolu s betonovým průřezem na přenosu napětí. Pro účely výpočtu se tento mechanismus nazývá „ideální průřez“, viz např. [22]. Jde o fiktivní průřez tvořený betonovou částí A_c a α_s násobkem plochy betonářské výztuže A_s . Pracovní součinitel α_s je podílem modulů pružnosti betonářské oceli a betonu. Výsledná průřezová plocha ideálního průřezu A_i je potom spočítána dle (2.1). Další průřezové charakteristiky jako je např. moment setrvačnosti se spočítá dle Steinerovy věty. Za pomoci této metodiky lze spočítat i charakteristiky průřezu porušeného trhlinou od normálového namáhání a napětí tak vyhodnocovat na této idealizaci průřezu.

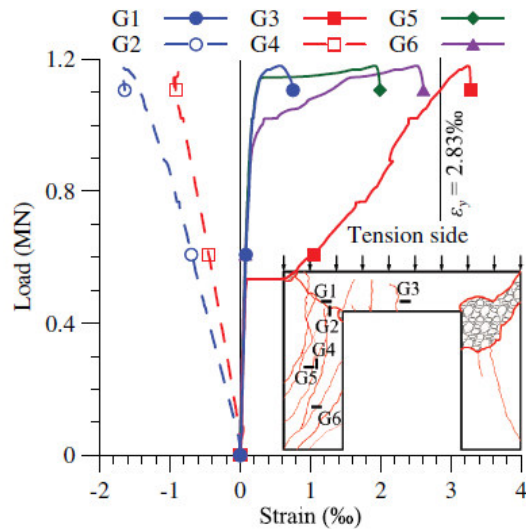
$$A_i = A_c + \alpha_s A_s \quad (2.1)$$

Popescu a kol. (2016) [25] provedli experimentální studii stěnových panelů bez otvoru a se dvěma velikostmi předem vytvořených otvorů. Vzorky panelů byly vyztuženy s ideou dodatečně provedeného otvoru, tedy svařovanou sítí umístěnou v ose panelu, bez žádné další výztuže kolem otvorů nebo obvodu panelu. Zatížení bylo provedeno čtyřmi hydraulickými lisami přes roznášecí nosník, tím bylo vytvořeno spojitě zatížení po celé horní hraně panelu. Excentricita zatížení byla velikosti $e = t/6$, tedy běžná pro konstrukce se stěnovým systémem, viz Obr. 2.21.

Mimo jiné sledované parametry zde byla sledována napjatost panelu v průběhu zatěžování ve formě poměrného přetvoření výztuže a betonu, viz Obr. 2.22. Dle autorů, naměřené hodnoty ve výztuži naznačují, že nemusí mít významný příspěvek ve stádiu mezního stavu použitelnosti. Vzory trhlin však ukazují, že výztuž zajišťuje dobrou redistribuci napětí. Nelze však s jistotou říci, zda výztuž má příspěvek pro stav napjatosti v mezním stavu použitelnosti, protože nebyly vyzkoušeny srovnávací vzorky z prostého betonu (nevyztužené).



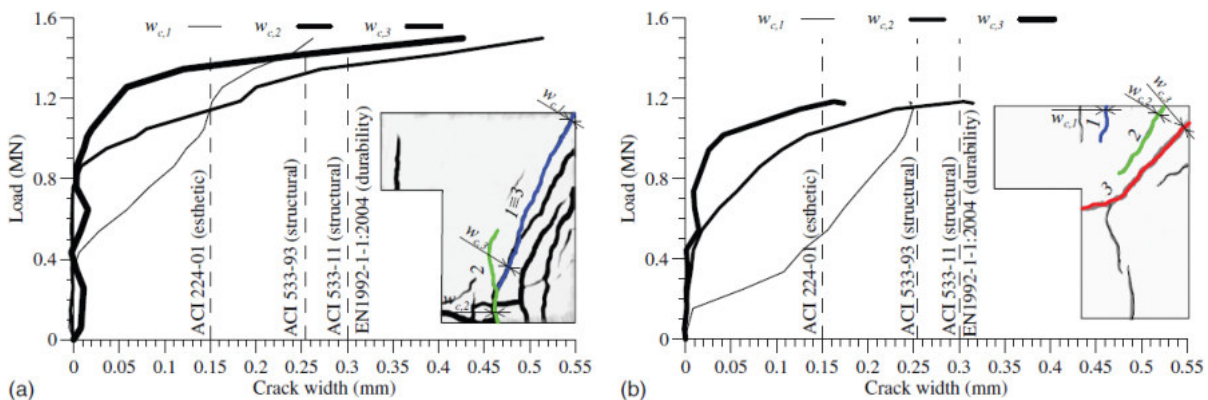
Obr. 2.21 Schéma experimentu [25]



Obr. 2.22 Průběh poměrného přetvoření ve výztuži pro vzorek s otvorem [25]

Součástí experimentů v [25] bylo i vyhodnocení šířek trhlin. Kritéria pro mezní šířku trhlin byly pro srovnání vzata z více norem pro navrhování betonových konstrukcí. Pro železobetonové prvky uvnitř budov v prostředí odpovídající bytům se prostředí dle ČSN EN 1992-1-1 [9] dá zařadit jako X0, XC1. V tomto případě je mezní šířka trhlin $w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ (dokonce mírnější kritérium, než které je posuzované v práci [25]). Závěr autorů je, že kritéria šířek trhlin pro mezní stavy použitelnosti dané různými normami jsou nebezpečně blízko šířkám trhlin, které jsou spojené s dosažením mezní únosnosti za jejich experimentu, viz Obr. 2.23. Autoři dále doplňují, že by mohly být potřeba přísnější kritéria pro stěny s dodatečně provedenými otvory, jelikož šířka trhlin je indikátorem pro degradaci konstrukce. Kritérium šířky trhlin by mělo být navrženo tak, aby se bezpečně oddělila oblast mezi mezním stavem použitelnosti a únosnosti.

Nutno dodat, že normativní velikost trhlin se dle ČSN EN 1992-1-1 [9] váže k průměrné velikosti trhlin a nelze je porovnávat s jednotlivými šířkami naměřených trhlin.



Obr. 2.23 Vyhodnocení šířky trhlin vzhledem k různým kritériím udávaným v normách; a) stěna s malým otvorem; b) stěna s velkým otvorem [25]

2.2.3 Empirické vztahy pro výpočet únosnosti jednosměrně pnutých stěn bez otvoru

V odborné literatuře a rovněž ve světových normách existují empirické vzorce pro zjednodušený návrh betonových stěn obdélníkového průřezu, bez nutnosti podrobnější analýzy, avšak z možností menší přesnosti výsledku. Tyto výpočetní vztahy jsou v normových předpisech navrženy tak, aby podle nich šlo navrhnout stěny z prostého či slabě vyztuženého betonu, bez nutnosti znalosti mnoha vstupních údajů. Následující odvozené varianty dle níže vypsanych autorů potom tyto výpočty rozšiřují o vyztužení nebo zpřesňují vliv pevnosti betonu. Ve všech variantách je uvažováno se zatížením svislou tlakovou silou na případné excentricitě, avšak o maximální hodnotě $1/6$ tloušťky stěny, tedy případ, kdy tlaková síla bude na kraji jádra průřezu a stěna bude tak celá tlačena. Okrajové podmínky představující zabránění posuvu a pootočení v místech podpor jsou zohledněny součinitelem β , jeho hodnoty pro jednotlivé výpočetní vztahy jsou pro přehlednost vypsány v Tab. 2.1. V následujících představených výpočetních vztazích jsou součinitele bezpečnosti pro únosnost konstrukce vynechány, pro samotný návrh stěn v praxi však musí být zahrnuty.

ČSN EN 1992-1-1 [9] popisuje výpočetní vztah pro štíhlé stěny nebo sloupy dle (2.2). Imperfekce a účinky druhého řádu jsou implementovány ve výpočetním vzorci. Poměr h_w/t_w je omezen na hodnotu 25 pro monolitický beton. Norma navíc povoluje použití jiné metody za předpokladu, že nebude méně konzervativní než metoda analýzy účinků druhého řádu popsaná v kap 5.8 [9].

$$N_{Rd} = f_c \Phi l_w t_w$$

$$\Phi = 1,14 \left[1 - \frac{2(e_0 + e_i)}{t_w} \right] - 0,02l_0 \leq 1 - \frac{2(e_0 + e_i)}{t_w} \quad (2.2)$$

Kde t_w je tloušťka stěny, l_w je délka stěny, f_c je pevnost betonu v tlaku, e_0 je výstřednost prvního řádu, včetně případných účinků stropní konstrukce (tj. možných momentů upnutí stropní desky přenášených do stěny a vodorovných sil), e_i je přídatná výstřednost pokrývající účinky geometrických imperfekcí a l_0 je vzpěrná délka stěny

ACI 318-11 [17] ve svém výpočetním vztahu (2.3) nedefinuje výpočet excentricity. Namísto toho je únosnost omezena mezní excentricitou $t_w/6$, tedy kdy tlaková normálová síla působí na kraji jádra průřezu.

$$N_{Rd} = 0,55f_c \left[1 - \left(\frac{\beta h_w}{32t_w} \right)^2 \right] l_w t_w \quad (2.3)$$

Kde β je součinitel zohledňující okrajové podmínky a h_w je výška stěny.

AS3600-09 [18] nabízí, obdobně jako [9] ve svém výpočetním vztahu výpočet excentricity. Účinky druhého řádu jsou zohledněny navýšením excentricity prvního řádu e_0 o 20 %, které jsou již zakomponované ve vzorci. Výpočet je validní do poměru $h_w/t_w \leq 25$.

$$N_{Rd} = (t_w - 1,2e_0 - 2e_i)0,6f_c l_w \quad (2.4)$$

CAN/CSA-A23.3 [19] nabízí pro analýzu stěn v zásadě stejný výpočet jako [17], avšak s malou úpravou.

$$N_{Rd} = 0,37f_c \left[1 - \left(\frac{\beta h_w}{32t_w} \right)^2 \right] l_w t_w \quad (2.5)$$

Výpočetní vztah Saheba a Desayiho (1989) [26] započítává do únosnosti stěny plochu betonářské výztuže. Vztah (2.6) je kalibrován na základě experimentu, ve kterých byla výztuž kladena při obou površích. Mezní excentricita, pro kterou lze vztah použít je $t_w/6$, tedy na kraji jádra průřezu, a je „na pevnost“ zakomponována ve vzorci. Únosnost je spočítána jednou ze dvou variant, na základě poměru výšky, ku délce stěny. Výpočet je validní do poměru $h_w/t_w \leq 32$.

$$N_{Rd} = 0,55[f_c l_w t_w + (f_y - f_c)A_{sv}] \left[1 - \left(\frac{h_w}{32t_w} \right)^2 \right] \left[1,2 - \left(\frac{h_w}{10l_w} \right) \right] \dots \text{pro } \frac{h_w}{l_w} < 2,0 \quad (2.6)$$

$$N_{Rd} = 0,55[f_c l_w t_w + (f_y - f_c)A_{sv}] \left[1 - \left(\frac{h_w}{32t_w} \right)^2 \right] \dots \text{pro } \frac{h_w}{l_w} \geq 2,0$$

Kde f_y je mez kluzu betonářské výztuže, A_{sv} je celková svislá plocha betonářské výztuže.

Experimentální program Fragomeniho a Mendise (1996) [27] se soustředil na vliv normálního a vysokopevnostního betonu na únosnost stěny. Výpočetní vztah je odvozen na základě AS3600-09 [18]. Experimentální vzorky měly výztuž podle minimálního stupně vyztužení umístěnou ve středu stěny. Bylo zjištěno, že výztuž nijak neovlivňuje únosnost.

$$N_{Rd} = 0,6[t_w - 1,2e_0 - 2e_i]f_c l_w \dots \text{pro } f_c < 50 \text{ MPa} \quad (2.7)$$

$$N_{Rd} = [t_w - 1,2e_0 - 2e_i]30 \left[1 + \frac{(f_c - 50)}{80} \right] l_w \dots \text{pro } f_c \geq 50 \text{ MPa}$$

Doh a Fragomeni (2005) [28] představili modifikovaný vztah na základě experimentálního programu který navazoval na [27]. Výpočet je validní do poměru $h_w/t_w \leq 30$

$$N_{Rd} = (t_w - 1,2e_0 - 2e_i)2,0f_c^{0,7} l_w \dots \text{pro } 20 \leq f_c \leq 65 \text{ MPa} \quad (2.8)$$

Iterací vztahu od [26] představil Ganesan a kol. (2012) [29], ve kterém je zohledněna betonářská výztuž. V experimentálních vzorcích bylo použito geopolymerního betonu nebo betonu s rozptýlenou výztuží.

$$N_{Rd} = 0,56[f_c l_w t_w + (f_y - f_c)A_{sv}] \left[1 + \left(\frac{h_w}{29t_w} \right) - \left(\frac{h_w}{26t_w} \right)^2 \right] \left[1 - \frac{h_w}{11l_w} \right] \quad (2.9)$$

V následující Tab. 2.1 jsou vypsány jednotlivé rozdíly pro omezující podmínky návrhu stěn z hlediska geometrie a součinitele β , kterým se zohledňuje efektivní výška stěny vzhledem k okrajovým podmínkám. Rovněž je i vypsán rozdíl v uvažování excentricity u jednotlivých vztahů z důvodu značných rozdílů v uvažování tohoto parametru.

Tab. 2.1 Přehled rozdílů vstupních parametrů mezi jednotlivými výpočetními vzorci

Parametr/ Výpočetní vztah	Omezující podmínky	Zabránění pootočení – součinitel β [-]	Excentricita
ČSN EN 1992-1-1 [9]	$h_w/t_w \leq 25$	na obou koncích...0,85; bez zabránění...1,0	zadání zatížení na excentricitě; $e_i = \beta h_w/400$; dotvarování zohledněno v součiniteli Φ
ACI318-11 [17]	$t_w \geq \max\left\{\frac{1}{25} \cdot \min(h_w; l_w)\right\}$ 100 mm	na obou nebo jednom konci...0,8; bez zabránění...1,0;	nezadáva se, platí do $e_0 = t_w/6$
AS3600-09 [18]	$h_w/t_w \leq 25$	na obou koncích...0,75; bez zabránění...1,0	zadání zatížení na excentricitě; $e_0 \geq 0,05t_w$; $e_i = h_w^2/2500t_w$; dotvarování je zohledněno navýšením e_0 o 20 %
CAN/CSA-A23.3 [19]	$t_w \geq \max\left\{\frac{1}{25} \cdot \min(h_w; l_w)\right\}$ 140 mm	na obou nebo jednom konci...0,8; bez zabránění...1,0	nezadáva se, platí do $e_0 = t_w/6$
Saheb a Desayi (1990) [26]	$h_w/t_w \leq 32$	-	nezadáva se, platí do $e_0 = t_w/6$
Fragomeni a Mendis (1996) [27]	$h_w/t_w \leq 30$	pro $\frac{h_w}{t_w} < 27 \dots 1,0$; pro $\frac{h_w}{t_w} \geq 27 \dots \frac{18}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{0,88}}$	zadání zatížení na excentricitě; $e_0 \geq 0,05t_w$; $e_i = h_w^2/2500t_w$; dotvarování je zohledněno navýšením e_0 o 20 %
Doh a Fragomeni (2005) [28]	$h_w/t_w \leq 30$	pro $\frac{h_w}{t_w} < 27 \dots 1,0$; pro $\frac{h_w}{t_w} \geq 27 \dots \frac{18}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{0,88}}$	zadání zatížení na excentricitě; $e_0 \geq 0,05t_w$; $e_i = h_w^2/2500t_w$; dotvarování je zohledněno navýšením e_0 o 20 %
Ganesan a kol. (2012) [29]	-	-	nezadáva se, platí do $e_0 = t_w/6$

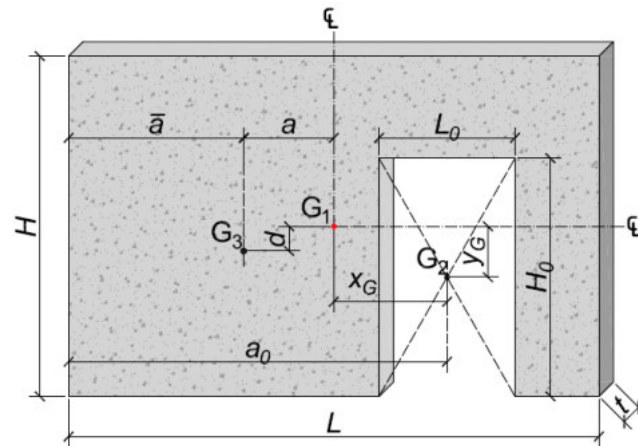
Jistou nevýhodou použití této metody pro posudek samostatných pilířů po dodatečném provedení otvoru ve stěně je nemožnost zohlednění nově vzniklého ohybového momentu ve směru tuhé osy stěny.

2.2.4 Empirické vztahy pro výpočet únosnosti stěn s otvorem

Rozšířením výpočetních vztahů stěn bez otvoru, viz kap. 2.2.3 jsou empirické vztahy pro výpočet celé stěny s otvorem. Tomuto posouzení se v minulosti věnovala řada zahraničních studií. Výzkumy se v zásadě zabývaly parametrickými studii, kdy byl zjišťován vliv velikosti otvoru na celkovou únosnost stěny. Rovněž byly studovány vlivy štíhlosti nebo konfigurace podporujících prvků, viz Obr. 2.24. Studovány byly jak stěny jednosměrně pnuté (OW), tak obousměrně pnuté (TW). Mezi první studie patří [30], kde byly odvozeny základní vztahy pro modifikaci výpočtového vzorce pro únosnosti stěny bez otvoru na variantu stěny s otvorem. Na původní studii dále navázaly např. V článkách [31], [32] nebo [33]. Princip výpočtu únosnosti stěny s otvorem je v zásadě pro všechny výše zmiňované články stejný, viz (2.10). Jednotlivé členy výpočetního vztahu jsou v dílčích článkách autorů modifikovány pro obdržení korelace mezi experimentálně naměřenými a vypočtenými hodnotami.

$$N_{Rd0} = (k_1 - k_2 \alpha_x) N_{Rd} \quad (2.10)$$

Kde N_{Rd0} je únosnost stěny s otvorem, k_1 a k_2 jsou konstanty obdržené proložením křivky dílčími body únosností, α_x je součinitel vyjadřující polohu a velikost otvoru a N_{Rd} je únosnost stěny bez otvoru.

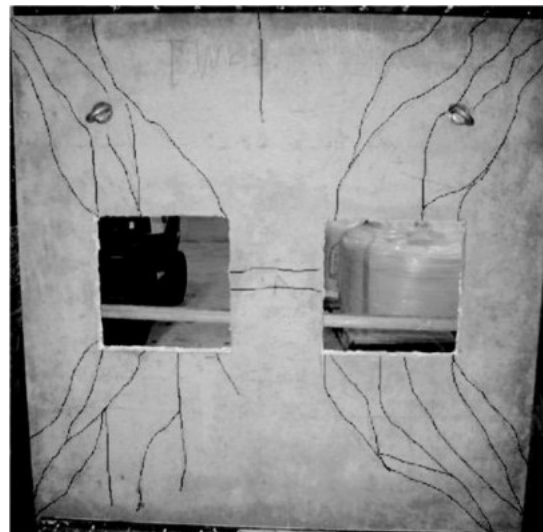


Obr. 2.24 Rozměry k návrhu stěny s otvorem [21]

Touto metodou je velmi dobře popsána únosnost stěn s otvorem při zanedbání vyztužení stěny (vzorky pro tyto experimenty byly vyztuženy vesměs pouze zahraničním ekvivalentem KARI sítě). Nutno poznamenat, že otvory ve stěnách, které byly vyšetřovány, nebyly velkého rozměru (rozměry odpovídající oknům a menším dveřním otvorům), viz Obr. 2.25 a Obr. 2.26. Žádná ze studií se však nezaměřuje na vliv rozdílných typů vyztužení stěny.



Obr. 2.25 Experimentální vzorek stěny s 1 otvorem [33]



Obr. 2.26 Experimentální vzorek stěny se 2 otvory [33]

Prezentované zjednodušené empirické výpočetní metody jsou tedy vhodnější pro posudky nevyztužené stěny s menšími otvory. Vytvořením otvorů větších rozměrů je potom narušeno prostorové chování stěny, viz kap. 2.2. Mezní hranice pro velikost otvoru je prezentována pouze v ČSN EN 1992-1-1 [9] nebo v AS3600 [18]. Pro případy větších otvorů je potom vhodnější posudek rozdělit na samostatné posouzení pilířů a nadpraží, tj. prvků, které vzniknou po dodatečném vytvoření otvoru [25].

2.2.5 Praktické zkušenosti s dodatečným prováděním otvorů

V současnosti se zásahy do původních panelových konstrukcí v České republice provádějí pravidelně a existuje mnoho praktických poznatků a technických pokynů, kterými je dobré se při provádění dodatečných otvorů řídit, viz [2], [3]. Výčet jednotlivých bodů bude omezen pouze na body, které ovlivňují statiku konstrukce.

- Asi nejdůležitějším bodem pro spolehlivé statické posouzení je znalost vyztužení stávajícího panelu. U původních panelových konstrukcí vystavěných mezi léty 1957 – 1992 je známo, že vyztužení panelů jednotlivých variant konstrukčních typů se může lišit. Jednotlivé podvarianty které lze přisoudit ke krajům ČR, se rovněž mohou v tomto ohledu lišit. U novodobých konstrukcí budov panelového typu je lepší šance dohledat projektovou dokumentaci. Pro správné určení vyztužení je tak mnohdy nutno provést diagnostický průzkum nebo dohledat odpovídající dokumentaci.
- Otvory by se měly provádět nad sebou tak, aby byl zajištěný svislý tok sil přes pilíře do základů. Otvory umístěné nesymetricky nad sebou mohou mít za následek přenos svislých napětí přímo do nadpraží. Rozdíly v poloze a velikosti otvorů nad sebou by neměly přesáhnout 30 %.
- Nově vzniklé pilíře by měly mít min. šířku 350 (Witzany [3]) až 500 mm nebo přibližně 4×tloušťka stěny ve zbývající části panelu (Vrba [3]).
- Otvor nesmí procházet přes svislou spáru mezi panely.
- Při rozšiřování stávajících otvorů je třeba si ověřit, zda bude původní výztuž v nadpraží řádně zakotvena.
- Zřizování otvorů bude prováděno pouze technikou řezání nebo vrtání, nelze užívat bouracích kladiv. Suť musí být kontinuálně odstraňována mimo objekt, aby nedošlo k přetížení stropních konstrukcí.
- V místě rohů budoucího otvoru provést jádrové vývrty. Vyvarovat se tak tím oslabení (nařezání) budoucího pilíře nebo nadpraží.
- V jednom stěnovém panelu lze zřídit maximálně jeden otvor.
- Před zpracováním statického posudku je třeba ověřit stav v nejbližším vyšším a nižším podlaží, aby bylo zabráněno vzájemnému nesymetrickému provedení otvorů.
- Výška nadpraží nad otvorem zůstane 500–600 mm.
- Měla by být zvážena otázka podepření vodorovných konstrukcí během provádění otvoru.

2.3 Ztužující výplňové stěny

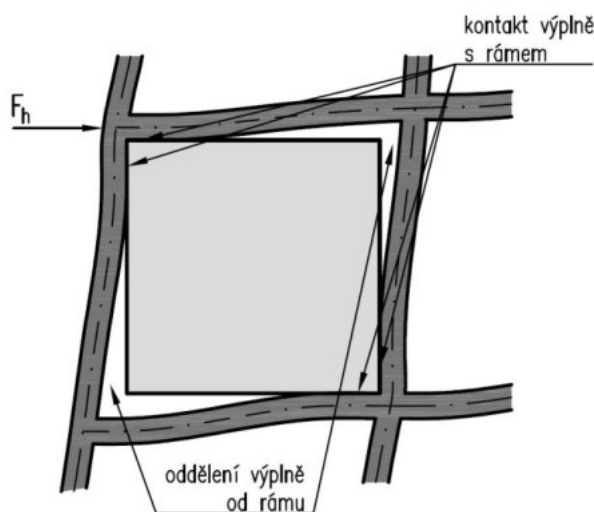
Ztužující prvky jsou nedílnou součástí každé konstrukce pro zajištění prostorové tuhosti. V případě skeletových konstrukcí mohou být tyto prvky reprezentovány ztužujícími jádry či ztužujícími výplňovými stěnami, dále jen „výplněmi“. Navíc je možno tyto prvky používat i pro rozdělení obytných částí budov na jednotlivé celky z hlediska dispozice.

Výplně v tomto typu konstrukcí jsou zhotovovány buď jako zděné, nebo betonové. Vzhledem k převažujícímu namáhání tlakem jsou často obě varianty navrhovány jako nevyztužené, či slabě vyztužené. Variantou ztužujících prvků – výplněmi se bude tato disertační práce zabývat podrobněji, a to sice v betonové variantě.

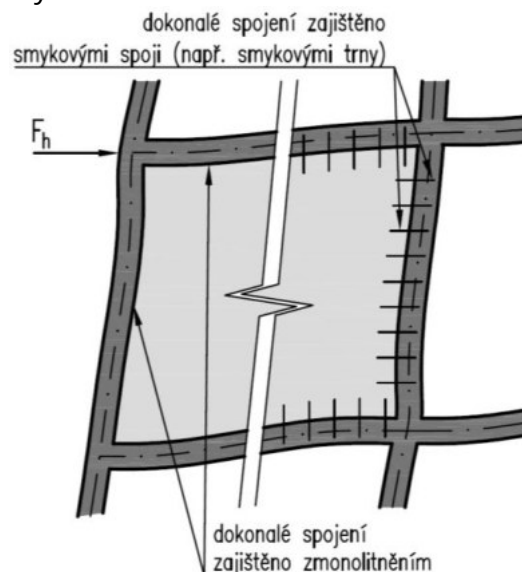
Chování rámu s výplněmi představují složitý konstrukční systém, který se projevuje nelineárním chováním. Nelinearity systému představují mechanismy porušení stěn, vznik trhlin v betonovém, či zděném materiálu, nebo interakce mezi ohraničujícím rámem a výplní.

Statický význam těchto prvků byl v minulosti mnohdy zanedbán, částečně z důvodu absence výpočtových postupů v normách pro navrhování nebo neznalosti stavebního inženýra co se týče chování tohoto systému. Dodnes bohužel stále neexistuje normový přístup pro navrhování, navzdory tomu, že výzkumu těchto prvků je věnováno přes 60 let.

Výplně mohou být navíc umístěny do konstrukce z čistě dispozičních důvodů a mohou tak ovlivňovat odezvu konstrukce na vnější zatížení, tedy efekt, se kterým se nemuselo ve fázi projektu počítat. Lze je v zásadě rozlišit do dvou statických působení: výplně volně vložené v rámu, Obr. 2.27 a dokonale spojené s ohraničujícím rámem, Obr. 2.28. V prvním případě je takového statického působení dosaženo vytvořením dílčích kontaktních ploch vlivem působícího vodorovného zatížení, přes které výplň přispívá k tuhosti systému. Spojení výplně a ohraničující rámové konstrukce jsou pouze konstrukční, nenosné. V druhém případě je nutno navrhout účinné spojení po délce spár mezi výplní a rámem. To může být zajištěno smykovými spoji (v angl. literatuře „shear connectors“), nebo zmonolitněním rámu se stěnou. Dalším příkladem je použití ocelového rámu se smykovými trny, které zajistí spolupůsobení s betonovou výplní, viz např. [34]. Těmito způsoby je následně zajištěna stejná deformace rámu i výplně a tím přenos tahových namáhání stěnou.



Obr. 2.27 Stěnová výplň volně vložená do rámu skeletu



Obr. 2.28 Stěnová výplň dokonale spojená s rámem skeletu

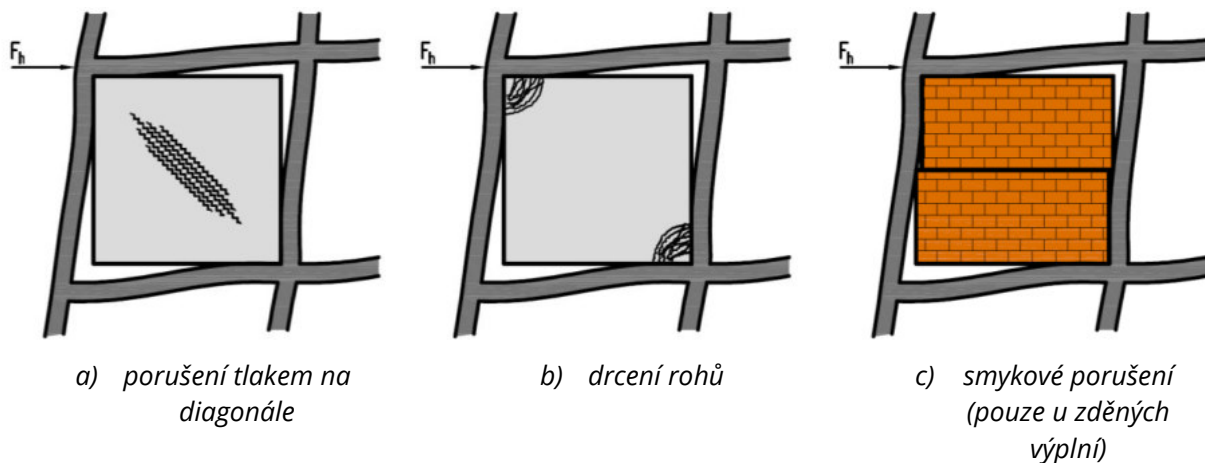
Disertační práce bude věnována výhradně prvnímu případu a tedy předpokladu, že ztužující stěna není dokonale spojena s ohraničující rámovou konstrukcí po celém svém obvodu. To má za následek, že deformace na rozhraní výplně a rámu pod působením vodorovného zatížení je rozdílná. Velká část kontaktu mezi ohraničující rámovou konstrukcí a výplní se oddělí a zůstanou zbývající kontaktní plochy v rozích výplně, přes které se přenáší zatížení v diagonálním směru. Ve většině případů se jedná o typ výstavby pomocí prefabrikátů (monolitická výstavba vyloučena).

Přes roky výzkumů byly pro modelování tohoto systému používány různé metody, které lze dnes rozdělit do dvou skupin: „makro modely“ (globální) a „mikro modely“ (lokální). První typ modelu je soustředěn na zjednodušeném modelování výplně (např. prutovým diagonálním prvkem) tak, aby bylo možno výplň jednoduše zahrnout do globálních modelů konstrukce a tím vyhodnotit její vliv na odezvu konstrukce. Druhý typ modelu představuje podrobné, lokální modelování výplně s rámem (např. stěnovým či objemovým prostorovým modelem) a vyhodnocení lokálních účinků namáhání.

Tato disertační práce se soustředí na rozšíření znalostí co se týče první skupiny modelů („makro modely“ – globální). Druhá skupina modelů („mikro modely“ – lokální) bude popsána jen stručně v kap. 2.3.2.

2.3.1 Makro modely

Prvotní výzkumy v oboru stěnového působení zděných výplní umístěných v rámových konstrukcích byly prováděny Woodem (1958) [35]. Díky experimentům bylo popsáno několik módů porušení. Prvním z nich je tlakové porušení mezi rohy od stlačení v diagonálním směru, Obr. 2.29a, druhým drcení zatížených rohů stěny od soustředěného namáhání, Obr. 2.29b a třetím smykové porušení ve spáře výplně, Obr. 2.29c. První dva popsané módy vznikají jak u betonových, tak zděných výplní, třetí pouze u zděných.



Obr. 2.29 Módy porušení ztužujících výplňových stěn

Polyakov (1960) [36] dále studoval různé parametry ovlivňující chování zděných výplní. V experimentech byly studovány vlivy rozdílných zdících prvků, použití rozdílných spojovacích prvků (malt), typ zatížení (monotónní nebo cyklické), nebo i stěny s otvorem. Závěrem studií bylo, že vícepatrové, vícetraktové ztužující systémy s výplňovými stěnami se chovají jako skupina individuálně ztužených částí – ne jako monolitická stěna.

Při zvyšujícím se zatížení dojde k porušení buď v rámu nebo ve výplni. Příčinou porušení v rámu je v běžných případech ohybové či smykové porušení ve sloupu nebo příčli.

Pokud je však rám dostatečně navržen pro přenesení vzniklých namáhání, může porušení nastat ve výplni. Toto porušení, v případě plné betonové stěny, nastane počátečním porušováním tlakem na diagonále a poté drčením betonu v místech zatížených rohů výplně.

Z předešlých výzkumů zabývajících se touto problematikou vyplývá, že ztužující výplňovou stěnu v rámové konstrukci lze idealizovat jako diagonální prutový, kloubově připojený tlačенý prvek, tedy „diagonální vzpěru“, viz Obr. 2.30. Tento prvek, který je následně použit do globálního výpočetního modelu, má za úkol simulovat tuhost výplně a její příspěvek k tuhosti celé konstrukce. Délka vzpěry je dána diagonálním rozměrem výplně. Odvození průřezové plochy vzpěry, tedy rozměry, které představují tuhost tohoto prvku, však v minulosti získalo mnoha variant. Mezi důležitý parametr, který byl v minulosti odvozen a je dodnes používán, patří tzv. relativní stěnová tuhost výplně vůči ohybové tuhosti rámu λH_v . Tento parametr má zásadní vliv na velikost kontaktní plochy mezi rámem a výplní a následně výslednou šířku ekvivalentní vzpěry. Autorem této teorie je Stafford-Smith a Carter (1969) [37]. Dílčí součinitel relativní tuhosti λ je vyjádřen následovně, viz (2.11).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_v t_v \sin 2\alpha}{4E_c I_c H_v}} \quad (2.11)$$

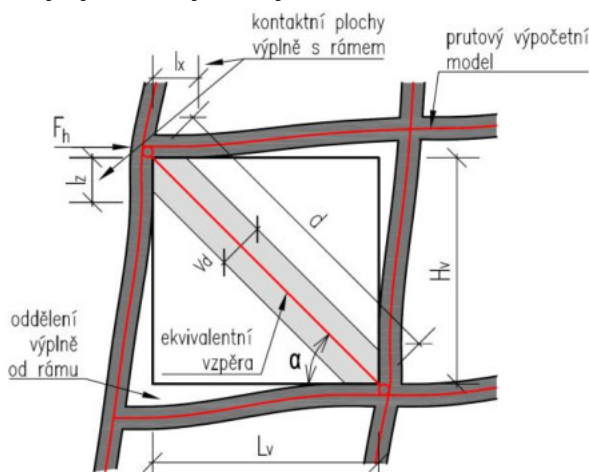
Kde E_v a E_c je modul pružnosti výplně, resp. sloupu, t_v je tloušťka výplně, H_v je svislý rozměr výplně, I_c je moment setrvačnosti sloupu a α je úhel sklonu náhradní diagonály.

Experimentálně bylo zjištěno, že co se týče rámu, tak tuhost sloupu je hlavním činitelem ve vyjádření relativní tuhosti. Tuhost příčle, narozdíl od sloupu, má ve vícepatrových skeletech zanedbatelný vliv na velikost kontaktní plochy. Rozměr kontaktu mezi sloupem rámu a výplní l_z je vypočten dle (2.12).

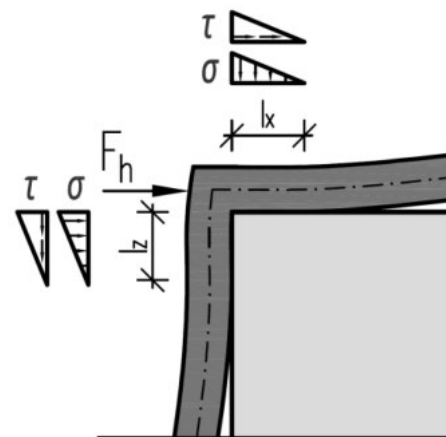
$$\frac{l_z}{H_v} = \frac{\pi}{2\lambda H_v} \quad (2.12)$$

Kde λH_v je bezrozměrný parametr vyjadřující relativní stěnovou tuhost výplně vůči ohybové tuhosti rámu a l_z je délka kontaktu mezi sloupem a výplní.

Výše popsaný postup byl odvozen z úvahy „nosníku na pružném podloží“, jejíž autorem je Hetényi [38]. Normálové tlakové a smykové napětí vznikající na kontaktech rámu a stěny, viz Obr. 2.31, je odvozeno z lineární analýzy, a tedy nepopisuje celkové nelineární chování tohoto systému. Ve zkratce lze říct, že čím menší je parametr λH_v , tím je ekvivalentní vzpěra širší, jinými slovy, čím je rám tužší vůči stěně, tím je ekvivalentní vzpěra širší.



Obr. 2.30 Ekvivalentní prutová vzpěra



Obr. 2.31 Napětí na kontaktních plochách

O více než desetiletí později byla vyvinuta alternativní metoda k popsání chování tohoto systému, založená na plastické únosnosti jednotlivých prvků systému, která bude popsána v kap. 2.3.1.1.2.

Motivací k tomuto jednoduchému modelování výplní byly pravděpodobně počátky používání prutových modelů v prvních výpočetních softwarech. Takové typy modelů jsou populární dodnes a jsou běžně používány pro projektování vícepatrových budov.

2.3.1.1 Výplně plné bez otvoru

2.3.1.1.1 Stanovení rozměrů ekvivalentní diagonální vzpěry

S úvahou ekvivalentních diagonálních prutových vzpěr, dále jen „vzpěr“, se začalo od počátku 70. let minulého století a přístup setrvává dodnes. I přes snahu mnohých autorů není zatím jasně stanovený univerzální postup, jak k této problematice přistupovat. Je nutno poznamenat, že tématu ztužujících výplňových stěn byla věnována pozornost především ve zděné variantě. Betonové variantě byla rovněž věnována pozornost, avšak v menším rozsahu, pravděpodobně díky častějšímu použití zděných variant ve světě.

První odvozená šířka vzpěry je dle Holmese (1961) [39], kde šířka vzpěry v_d je spočítána jako 1/3 diagonální rozměru stěny, viz (2.13), nezávisle na parametru relativní tuhosti λH_v , který byl popsán v předchozí kapitole. Vztah je odvozen pro zděné i betonové výplně.

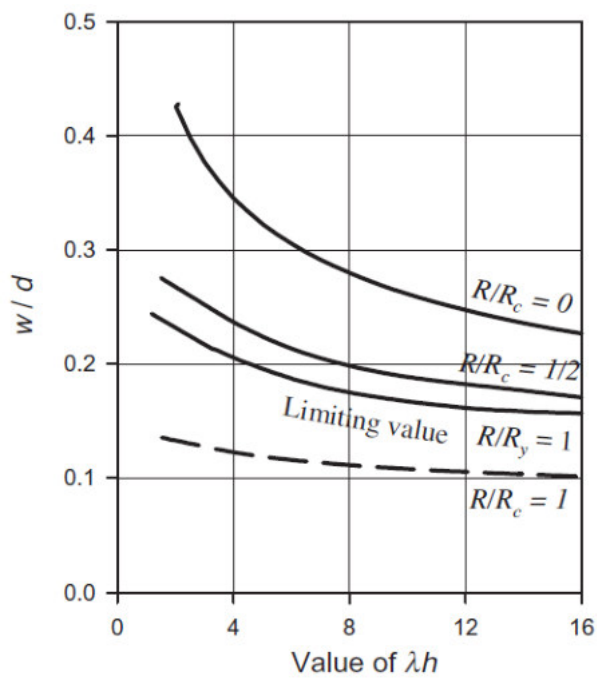
$$v_d = \frac{d}{3} \quad (2.13)$$

Stafford-Smith a Carter (1969) [37] popsali závislost velikosti vzpěry na úrovni zatížení ve výplni. Dle úvahy autorů, modul pružnosti betonu klesá se vzrůstajícím zatížením. Výsledná vypočtená šířka vzpěry tedy není konstantní pro jeden typ výplně, ale zmenšuje se s vzrůstajícím zatížením. Šířka vzpěry je navíc závislá na parametru relativní tuhosti λH_v , který je odvozen pomocí ohybové tuhosti přilehlého sloupu. Autoři ukázali, že variace tuhosti příčle má zanedbatelný vliv, protože délka kontaktu mezi příčlí a ztužující stěnou je vždy zhruba 1/2 šířky výplně. Výpočet šířky v_d je poskytnut formou grafů, viz Obr. 2.32. Postup je odvozen pro betonové varianty výplní, avšak autoři uvádí, že jej lze použít i pro zděnou variantu díky podobným závislostem mezi napětím a přetvořením v tlaku pro oba materiály. Popisovaný postup je použit i v literatuře pro projekční praxi, např. [40].

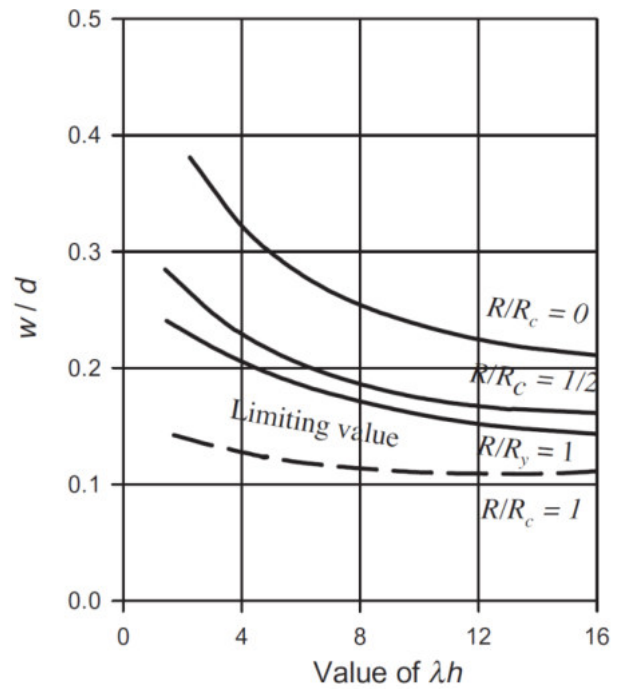
Mainstone a Weeks (1970) [41], viz (2.14), a o rok později Mainstone (1971) [42] odvodili vztah pro výpočet šířky vzpěry, viz (2.15), nezávisle na úrovni zatížení výplně. Šířka vzpěry je tedy v tomto případě konstantní a je závislá pouze na parametru relativní tuhosti λH_v a rozměrech výplně. Vzpěra je odvozena pro střední tuhost výplně, která byla spočítána v intervalu mezi počáteční tuhostí a tuhostí před prvním vznikem trhlin v diagonálním směru. V [41] je dále uvedeno, že počáteční tuhosti se od těch středních příliš neliší. Vztahy jsou odvozeny pro zděné i betonové výplně. Druhá rovnice (2.15) je používána v americké literatuře pro posuzování a zesilování budov na seismické účinky FEMA 273 [43], FEMA 306 [44] a FEMA 356 [45].

$$v_d = 0,16\lambda H_v^{-0,3} d \quad (2.14)$$

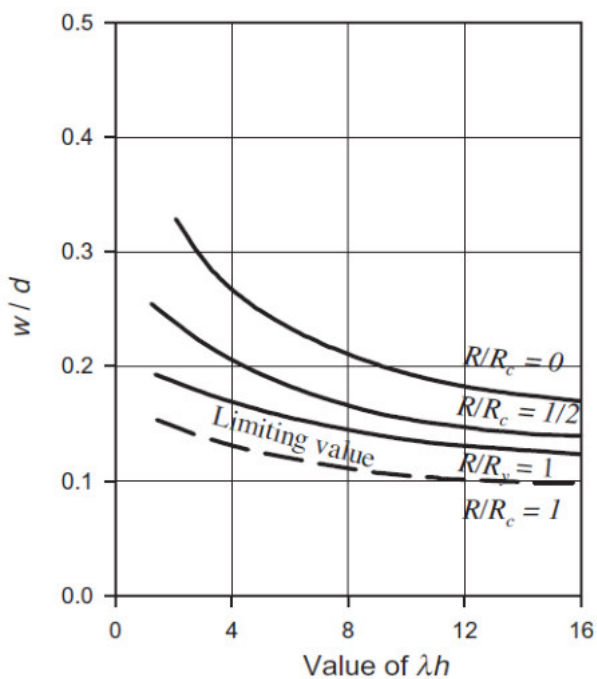
$$v_d = 0,175\lambda H_v^{-0,4} d \quad (2.15)$$



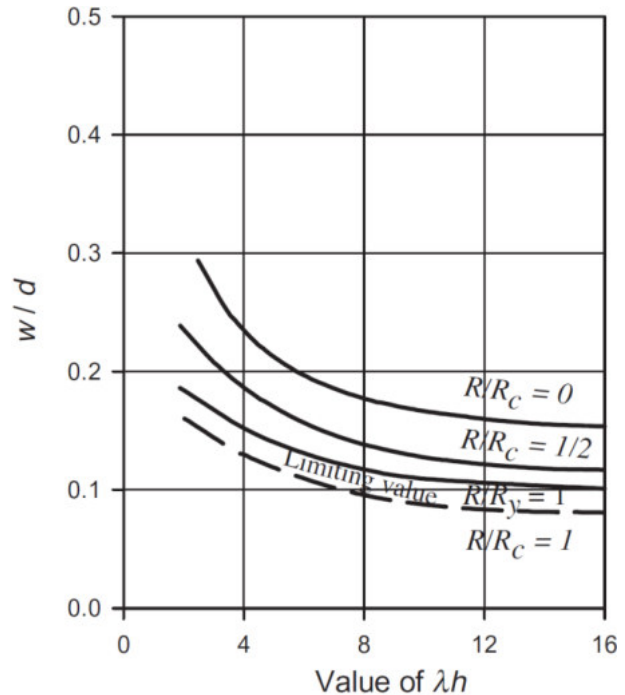
a) pro poměr stran 1:1



b) pro poměr stran 1:1,5



c) pro poměr stran 1:2



d) pro poměr stran 1:2,5

Obr. 2.32 Ekvivalentní šířky vzpěr pro různé poměry velikosti stěny jako funkce parametru λH_v [37]

Ekvivalentní šířka vzpěry dle Hendryho (1981) [46] je přímo závislá na kontaktních plochách výplně jak se sloupem, tak s příčlím, viz (2.16). Vztahy pro výpočet relativní tuhosti a následných kontaktních ploch, viz (2.17) jsou odvozeny na základě postupu Stafford-Smithe a Cartera [37]. Tímto postupem je zohledněna relativní tuhost celého rámu, a ne jenom sloupové části, jak je tomu v předchozích případech.

$$v_d = \frac{1}{2} \sqrt{l_z^2 + l_x^2} \quad (2.16)$$

$$l_z = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4E_c I_c H_v}{E_v t_v \sin 2\alpha}}; l_x = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4E_p I_p L_v}{E_v t_v \sin 2\alpha}} \quad (2.17)$$

Kde l_z a l_x je délka kontaktní plochy výplně se sloupem, resp. příčlím, viz Obr. 2.31, E_c a E_p je modul pružnosti sloupu, resp. příčle, t_v je tloušťka výplně, H_v a L_v je svislý, resp. vodorovný rozměr výplně, I_c a I_p je moment setrvačnosti sloupu, resp. příčle a α je úhel sklonu ekvivalentní diagonální vzpěry.

Liauw a Kwan (1984) [47] provedli experimentální a analytickou studii, při které byl studován vliv smykového tření mezi příčlím a výplní, který byl v postupu Stafford-Smithe a Cartera [37] zanedbán. Bylo zjištěno, že tření má za následek zvýšení tuhosti vzpěry až o 18 % oproti jeho zanedbání. Rovněž byl zkoumán i jev počátečního smrštění betonové výplně. Bylo zjištěno, že po aplikaci zatížení a následného uzavření volného prostoru mezi rámem a výplní který byl vytvořen smrštěním výplně, nemá již smrštění žádný vliv. Autoři poté doporučují použití konzervativního přístupu bez zohlednění tření mezi příčlím a výplní. Pro výpočet vzpěry se použije parametr relativní tuhosti λH_v dle Stafford-Smithe a Cartera [37]. Pro případy velmi mále hodnoty λH_v (velmi tuhý rám vůči výplni) je horní hranice velikosti vzpěry omezena (druhá hodnota minima ze vzorce), protože vždy existuje limit velikosti vzpěry i pro nejtuzší rámy v kombinaci s měkkou výplní. Kalibrace byla experimentálně provedena na zmenšeném modelu výseku ocelové rámové konstrukce s betonovými výplněmi. Šířka vzpěry je potom spočtena dle (2.18).

$$v_d = \min \left(\frac{0,86 H_v \cos \alpha}{\sqrt{\lambda H_v}}; 0,45 H_v \cos \alpha \right) \quad (2.18)$$

Přístup Paulaye a Priestlyho (1992) [48] se vrací ke kořenům této problematiky a stanovuje relativně velkou konstantní šířku vzpěry nezávisle na parametrech rámu, viz (2.19). Jejich odůvodnění tohoto konzervativního přístupu je, že vysoká hodnota šířky vzpěry bude mít za následek tužší konstrukci jako celek, potom tedy i vyšší seismickou odezvu. Hodnoty velikosti vzpěry dobře korelují s výpočtem dle Stafford-Smithe a Cartera [37] pro zděné výplně a vodorovnou silou rovnou 50 % únosnosti celého systému. Postup pro návrh vzpěry je adoptován kanadskou normou CAN/CSA-A23.3 [19].

$$v_d = \frac{d}{4} \quad (2.19)$$

Flanagan a Bennett (1999) [49] odvodili, podobně jako v publikaci [37], šířku vzpěry v závislosti na deformaci výplně, viz (2.20). Deformace je spjata s typickým poškozením zděné výplně a deformací, dle Tab. 2.2. V popisovaném experimentálním programu byly jako výplň použity jílové duté cihly na cementovou maltu.

$$v_d = \frac{\pi t_v}{C \lambda \cos \alpha} / t_v \quad (2.20)$$

Tab. 2.2 Hodnoty C pro proměnné hodnoty deformací v rovině panelu [49]

C	Deformace [mm]	Typické poškození výplňové stěny
7	0-4	Žádné
11	4-12	Praskání malty v průnicích na diagonále
14	12-18	Drcení malty v rozích a praskání cihel
18	18-25	Drcení cihel (primárně v rozích)

Chrysostomou a Asteris (2012) [50] upravil první člen v rovnici Mainstonea [42] na základě výsledků experimentu zděných výplní od Buonopane a White [51]. Nový tvar rovnice je následující, viz (2.21).

$$v_d = 0,27\lambda H^{-0,4}d \quad (2.21)$$

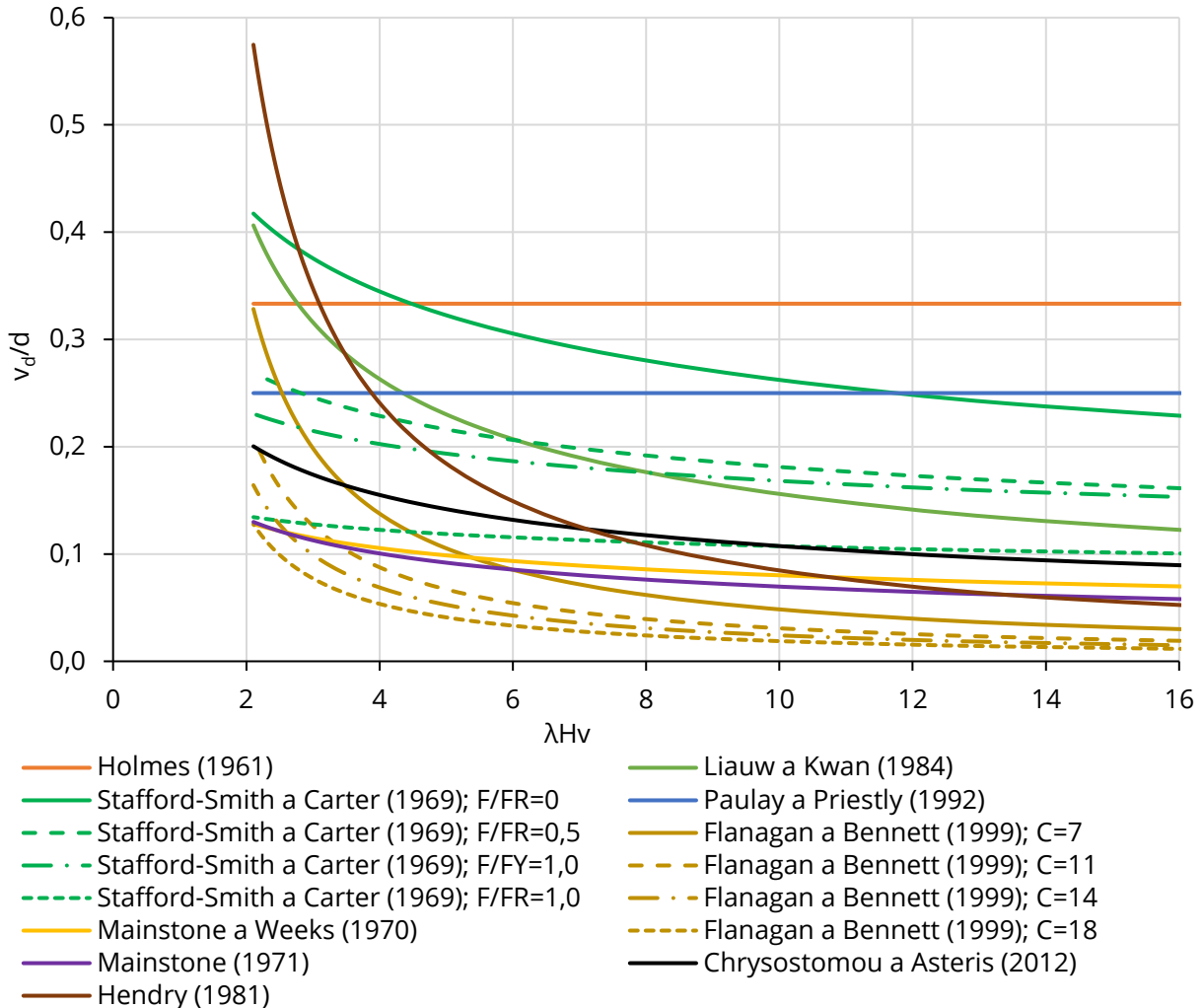
Uvažování výplní jako ekvivalentní diagonální vzpěru je okrajově popsáno i v ČSN EN 1998-1 [52]. Kap. 5.9 (4) popisuje vznik ekvivalentní diagonální vzpěry na délce kontaktní plochy se sloupem l_z . Norma uvažuje s betonovým rámem a zděnou výplní. Dále je citována část článku kap. 5.9 (4)b: „Pokud není k dispozici přesnější výpočet šířky, uvažující pružné vlastnosti a geometrie výplně a sloupu, šířka vzpěry může být vzata jako určitá pevná část délky diagonály panelu“. Část věty: „Šířka vzpěry na základě pružných vlastností a geometrie sloupu a výplně“ lze chápat jako použití součinitele λH_v pro výpočet šířky vzpěry. Citovaná věta navíc popisuje, že pokud nejsou tyto pružné a geometrické vlastnosti jednotlivých prvků použity, lze šířku vzpěry určit jako „určitou pevnou část“. Nabízí se potom jednodušší výpočet, např. dle Holmes (1961) [39] nebo Paulay a Priestly (1992) [48], kde šířka vzpěry v_d je určena jako 1/3, popř. 1/4 délky diagonály. Druhý zmiňovaný postup je použit i v kanadské normě CAN/CSA-A23.3 [19]. Návrh výplní je tedy normou ČSN EN 1998-1 popsán pouze slovně a není zde prezentovaný žádný jednoznačný postup.

Jednotlivé výpočetní vztahy lze v zásadě rozdělit do tří skupin. První skupina (Stafford-Smith a Carter (1969) [37] a Flanagan a Bennett (1999) [49]) používají k výpočtu vzpěry interakci mezi ohraničujícím rámem a výplní spolu se stavem zatíženosti stěny. Nejvíce výpočetních přístupů se řadí do druhé skupiny (Mainstone a Weeks (1970) [41], Mainstone (1971) [42], Hendry (1981) [46], Liauw a Kwan (1984) [47] a Chrysostomou a Asteris (2012) [50]), kde se jako v předchozím případě zohledňuje interakce pomocí součinitele λH_v . Do třetí skupiny se řadí Holmes (1961) [39] a Paulay a Priestly (1992) [48], kde je návrh vzpěry nejjednodušší, a to sice pomocí násobku její délky. Stav zatíženosti výplně a jeho vliv na velikost vzpěry není ve vztazích druhé a třetí skupiny řešen přímo. Podle popisu způsobu odvození výpočetních vztahů, viz [41] nebo [48], by se dalo říci, že jsou výpočetní vzorce odvozené pro „běžné provozní zatížení“, kterému konstrukční systém vzdoruje. Vzpěra je tak konstantní šířky, nehledě na zatížení, což velmi zjednodušuje návrh výplně v roli projektanta a vylučuje tak celý iterační proces návrhu, který je nutný v případě návrhu dle první skupiny.

V zahraničních normách pro navrhování (FEMA 273,306,356 [43], [44], [45] a CAN/CSA-A23.3 [19].) jsou použity některé z výše prezentovaných postupů. To však neplatí pro eurokódy, kde přímý návrh výplní chybí. Tato skutečnost pravděpodobně plyne z velkého rozptylu jednotlivých výpočetních postupů, jak bude prezentováno dále.

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

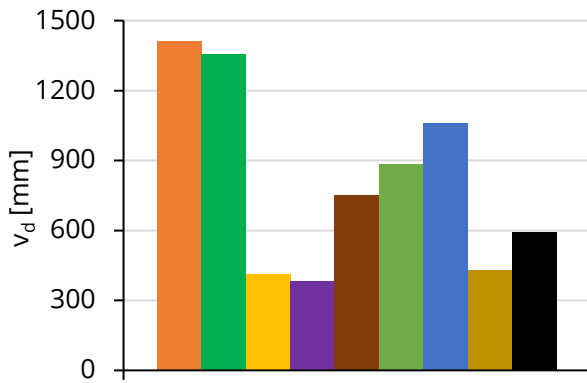
Srovnání vlivu parametru relativní tuhosti λH_v na poměr šířky vzpěry k její diagonální délce v_d/d je vyobrazen na Obr. 2.33. Rozměry příkladové výplně jsou 3×3 m s tloušťkou 300 mm. Pro názornější ukázkou významu parametru λH_v : Hodnota $\lambda H_v = 2$ odpovídá průřezu sloupu a příčle 1525×1525 mm, $\lambda H_v = 4$ odpovídá průřezu 625×625 mm, $\lambda H_v = 8$ odpovídá průřezu 275×275 mm a $\lambda H_v = 16$ odpovídá průřezu 125×125 mm.



Obr. 2.33 Srovnání parametru λH_v pro jednotlivé literatury

Pro názornější ukázkou vysokého rozptylu jednotlivých přístupů pro návrh ekvivalentních diagonálních vzpěr je provedeno vlastní srovnání na následujících obrázcích. Pro první porovnání (Obr. 2.34) jsou rozměry příkladové výplně voleny 3×3 m s tloušťkou 300 mm. Výplň je uvažována jako nezatížená ($F/F_R = 0$). Průřezy rámových prvků jsou zvoleny 500×500 mm pro příčel i sloup, tedy běžné rozměry těchto konstrukčních prvků v praxi. V druhém porovnání (Obr. 2.35) jsou rozměry výplně voleny 3×6 m s tloušťkou 200 mm. Ekvivalentní vzpěra je spočítána za předpokladu výplně zatížené, a to na 50 % její únosnosti ($F/F_R = 0,5$). Průřezy rámových prvků jsou zvoleny 300×300 mm pro příčel i sloup. Modul pružnosti pro obě porovnání je zvolen 32 GPa (beton třídy C30/37) pro všechny prvky.

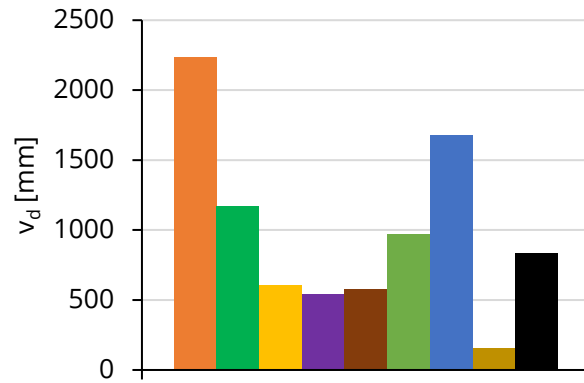
Jednotlivé šířky vzpěr jsou v grafech seřazeny chronologicky, avšak se nedá říct, že by mezi sebou s postupem času novější vztahy korelovaly. Odlišnosti lze částečně přisoudit i tomu, že některé vztahy byly odvozeny betonové [47], jiné zase pro zděné výplně, [46], [48], [49], [50]. Často byla vzpěra odvozena i pro obě materiálové varianty [36], [37], [41].



Literatura

- Holmes (1961)
- Stafford-Smith a Carter (1969); F/FR=0
- Mainstone a Weeks (1970)
- Mainstone (1971)
- Hendry (1981)
- Liau a Kwan (1984)
- Paulay a Priestly (1992)
- Flanagan a Bennett (1999); C=7
- Chrysostomou a Asteris (2012)

Obr. 2.34 Srovnání výsledně šířky ekvivalentních vzpěr dle literatur pro nezátíženou stěnu 3 × 3 × 0,3m, průřezy rámu 500 × 500 mm



Literatura

- Holmes (1961)
- Stafford-Smith a Carter (1969); F/FR=0,5
- Mainstone a Weeks (1970)
- Mainstone (1971)
- Hendry (1981)
- Liau a Kwan (1984)
- Paulay a Priestly (1992)
- Flanagan a Bennett (1999); C=11
- Chrysostomou a Asteris (2012)

Obr. 2.35 Srovnání výsledně šířky ekvivalentních vzpěr dle literatur pro zatíženou stěnu 3 × 6 × 0,2m, průřezy rámu 300 × 300 mm

2.3.1.1.2 Stanovení únosnosti

Pokud je ohraničující rám dostatečně navržen pro přenesení vzniklých namáhání od vodorovných zatížení, tak k porušení může nastat ve výplni. Jak již bylo naznačeno v kap. 2.3.1, v betonové výplni mohou nastat až dva způsoby porušení. K popsání únosnosti výplně podle módu porušení drcením rohů (Obr. 2.29b) není ve všech případech používána diagonální vzpěra, která je spočítána za účelem stanovení tuhosti. V některých případech je pro únosnost použita kontaktní plocha mezi rámem a výplní která je stanovena dle teorie pružnosti. Další, novější metody používají pro vyjádření únosnosti teorie plasticity.

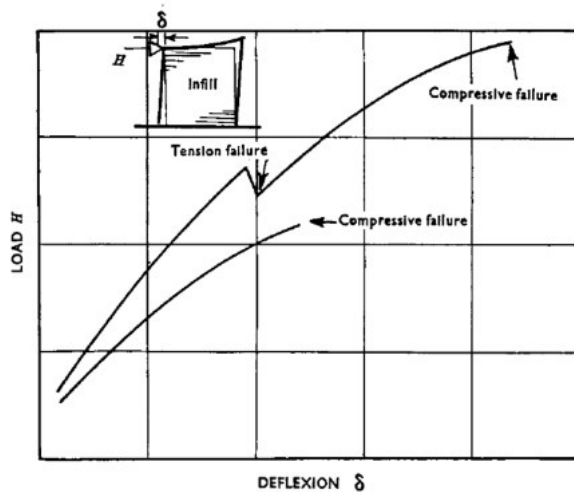
V dalším textu budou prezentovány výpočetní vztahy pro únosnost výplně dle různé literatury, které ji popisují buď ve formátu diagonální výslednice působící síly $F_{d,R}$ nebo v její horizontální složce $F_{h,R}$. Aby byl zachován původní tvar vztahu, budou vztahy vypsány tak, jak je lze nalézt v odpovídající literatuře. Pro následné porovnání budou všechny vypočtené únosnosti transformovány do jejich diagonální složky, viz (2.22), jak je tomu např. V [39].

$$F_{d,R} = \frac{F_{h,R}}{\cos(\alpha)} \quad (2.22)$$

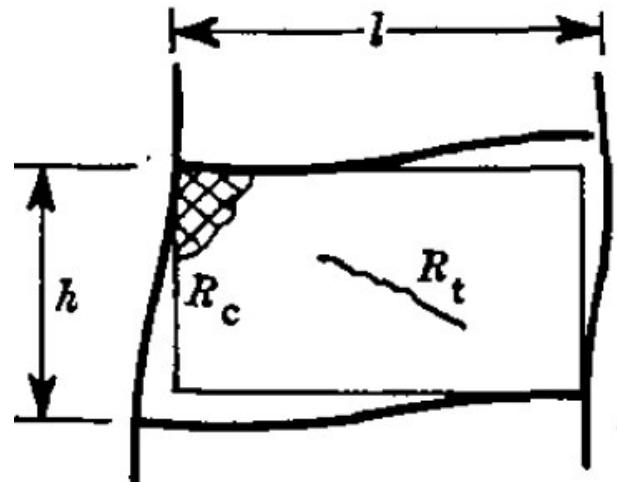
Stafford-Smith a Carter (1969) [37] a později zopakováno Stafford-Smithem a Coullem (1991) [53] odvodili, že pokud bude únosnost rámu dostačující k přenesení vzniklých namáhání, tak k porušení dojde ve výplni. Při zatížení je vytvořena ekvivalentní diagonála, která se po vyčerpání „meze kluzu“ („yielding“ v anglické literatuře) začne porušovat příčným tahem, stěna je však schopna přenášet další účinky zatížení. Konečnou únosnost potom představuje porušení v rozích zatížené stěny, a to ve formě jejich rozdrčení soustředěným tlakem. Druhý popsáný mód porušení může však nastat i bez prvotního porušování tlačené diagonály, viz Obr. 2.36 a Obr. 2.37. Prezentovaný výpočetní vztah (2.23) je odvozen pro

betonové stěny. V zásadě se jedná o výpočet mezního napětí na vzniklé kontaktní ploše l_z , viz Obr. 2.31, která je stanovena za pomoci součinitele relativní tuhosti λH_v . Horizontální složka únosnosti je posledním členem rovnice transformována do úhlu, pod kterým je vedena ekvivalentní diagonála pro přímé porovnání únosnosti s výslednicí působícího vnějšího zatížení. Autoři uvádí i výpočetní vztah pro zděné výplně zahrnující smykové porušení, které se však v betonových výplních nevyskytuje.

$$F_{d,R} = l_z t_v f_c \frac{1}{\cos(\alpha)} \quad (2.23)$$



Obr. 2.36 Typické křivky zatížení/deformace pro betonové výplně rámců bez otvoru [37]



Obr. 2.37 Porušení betonové výplně rámců bez otvoru [37]

Stanovení únosnosti výplní na základě teorie pružnosti a součinitele λH_v odvodil rovněž Mainstone (1971) [42]. Jeho provedené výzkumy se zabývali zděnými výplněmi v betonových rámech. Únosnost je tak popsána s pevností zdiva f_m , nikoliv betonu, viz (2.24).

$$F_{h,R} = 0,56(\lambda H_v)^{-0,875} f_m H_v t_v \cot(\alpha) \quad (2.24)$$

Odlíšný přístup oproti ostatním zvolili Liauw a Kwan (1983) [54] a [55], kde byla uplatněna plastická teorie k určení únosnosti celého systému. Únosnost je odvozena pro 3 případy módů porušení: 1) drcení rohu výplně s porušením ve sloupu, 2) drcení rohu výplně s porušením v příčli a za 3) drcení náhradní diagonály výplně. Nejmenší z těchto tří dílčích únosností pak udává únosnost celého systému. Ve výpočetních vztazích, viz (2.25), jsou uplatněny dílčí plastické únosnosti jednotlivých prvků konstrukčního systému. Metoda je odvozena pro betonové výplně s ocelovým rámem.

$$\frac{F_{h,R}}{\sigma_c t_v h} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pc})}{\sigma_c t_v h^2}} \dots (\text{mód porušení 1}) \\ \frac{1}{\tan(\alpha)} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pb})}{\sigma_c t_v h^2}} \dots (\text{mód porušení 2}) \\ \frac{4M_{pj}}{\sigma_c t_v h^2} + \frac{1}{6 \max\{1; \tan^2 \alpha\}} \dots (\text{mód porušení 3}) \end{array} \right. \quad (2.25)$$

Kde M_{pc} je plastický moment únosnosti sloupu, M_{pb} je plastický moment únosnosti příčle, M_{pj} je plastický moment únosnosti spoje (menší z M_{pc} a M_{pb}), h je výška mezi těžišti příčlí (výška podlaží), σ_c je mezní napětí v drcení (pro beton f_c).

Později byla tato metoda upravena Dawem a McBridem (1985) [56], kteří zkombinovali postup navržený Liauwem a Kwanem, viz (2.26) s „penalizačním součinitelem“ γ_p , viz (2.27) navrženým Woodem (1978) [57]. Výpočetní vztahy byly upraveny za účelem adaptace na zděné výplně v betonových rámech. Účelem součinitele je snížení pevnosti zdiva v drcení tlakem a dále i zahrnutí vlivu jeho neideální plasticity.

$$\frac{F_{h,R}}{\sigma_c t_v h} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pc})}{\gamma_p \sigma_c t_v h^2}} \dots (\text{mód porušení 1}) \\ \frac{1}{\tan(\alpha)} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pb})}{\gamma_p \sigma_c t_v h^2}} \dots (\text{mód porušení 2}) \\ \frac{4M_{pj}}{\gamma_p \sigma_c t_v h^2} + \frac{1}{6 \max\{1; \tan^2 \alpha\}} \dots (\text{mód porušení 3}) \end{array} \right. \quad (2.26)$$

$$\gamma_p = 2,663m^2 - 1,37m + 0,406 \leq 0,45; \quad m = \frac{8M_{pj}}{f_m t_v L_v^2} \quad (2.27)$$

FEMA 306 [44] používá modifikovanou verzi výpočtu únosnosti dle Stafford-Smithe a Cartera (1969) [37]. Únosnost výplně je určena na základě průřezové plochy vzpěry, která je spočtena výhradně dle postupu Mainstonea (1971) [42], viz (2.15). Vztah je odvozen pro zděné výplně a pevnost zdiva rovnoběžně s ložnou spárou f'_{m90} , viz (2.28).

$$F_{h,R} = v_d t_v f'_{m90} \cos(\alpha) \quad (2.28)$$

Dle Flanagan a Bennetta (1999) [49] nemá geometrie výplně ani rámu zásadní vliv na únosnost danou rozdrčením v rozích výplně. Konstanta K_{ult} která je rovna 246 mm, představuje délku kontaktní plochy, která je odvozena jako průměrná ze souboru všech autory provedených experimentů. Jediná proměnná v geometrii celého konstrukčního systému tak zůstává jen tloušťka výplně. V popsaném experimentálním programu byly jako vzorky výplní použity jílové duté cihly na cementovou maltu. Únosnost je spočtena dle (2.29).

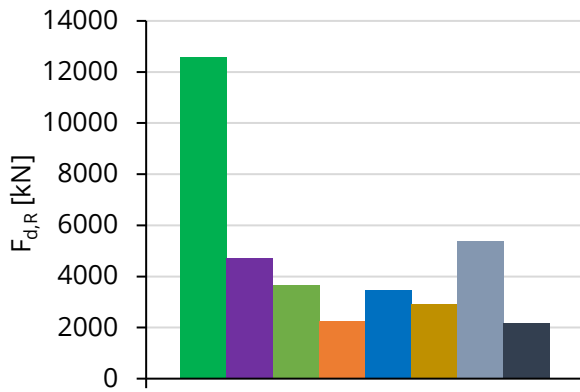
$$F_{h,R} = K_{ult} t_v f_m \quad (2.29)$$

ČSN EN 1998-1 v kap. 5.5.3.4.2 [52] stanovuje sílu porušení výplně $V_{Rd,max}$ od diagonálního stlačení od smyku mimo kritickou oblast shodně s výpočtem dle ČSN EN 1992-1-1 kap. 6.2.3 [9], tedy dle (2.30). Pro kritickou oblast je únosnost snížena na 40% vypočtené hodnoty. Kritická oblast je oblast primárního seizmického prvku, kde se vyskytuje účinek nejnepříznivější kombinace zatížení a kde se mohou vytvářet plastické klouby.

$$V_{Rd,max} = F_{d,R} = \alpha_{cw} t_v 0,8 L_v v_1 f_c / (\cot \alpha + \tan \alpha) \quad (2.30)$$

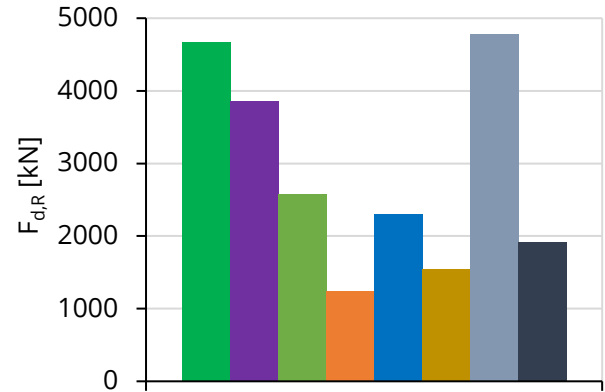
Kde α_{cw} je součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu ($\alpha_{cw} = 1$ pro železobeton), t_v je tloušťka výplně vzdorující smyku, L_v je vodorovný rozměr výplně, v_1 je redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem, f_c je pevnost betonu v tlaku a α je sklon tlačené vzpěry ke svislici. Norma uvádí že $\tan \alpha = 1,0$, nehledě na rozměry stěny.

Srovnání únosnosti výplní je provedeno na následujících Obr. 2.38 a Obr. 2.39. Rozměry výplní a rámových prvků, včetně třídy betonu jsou totožné, jako pro srovnání velikosti ekvivalentních vzpěr. K určení únosnosti dle vztahů (2.25) a (2.26) je třeba znát plastickou únosnost rámových prvků. Ta byla pro účely tohoto porovnání spočítána pro běžné vyztužení těchto prvků v praxi (cca 250 kNm).



- Literatura
- Stafford-Smith a Carter (1969)
 - Mainstone (1971)
 - Liau a Kwan (1983)
 - Wood (1978); Dawe a McBride (1985)
 - FEMA 306 (1998)
 - Flanagan a Bennet (1999)
 - ČSN EN 1998-1 (mimo kritickou oblast)
 - ČSN EN 1998-1 (v kritické oblasti)

Obr. 2.38 Srovnání únosnosti dle literatur pro stěnu $3 \times 3 \times 0,3\text{m}$, průřezy rámu $500 \times 500\text{ mm}$



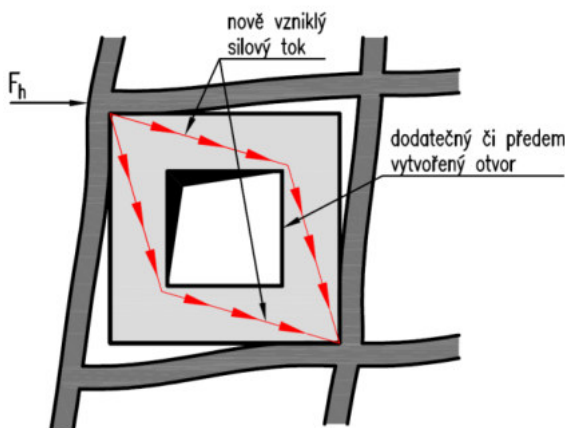
- Literatura
- Stafford-Smith a Carter (1969)
 - Mainstone (1971)
 - Liau a Kwan (1983)
 - Wood (1978); Dawe a McBride (1985)
 - FEMA 306 (1998)
 - Flanagan a Bennet (1999)
 - ČSN EN 1998-1 (mimo kritickou oblast)
 - ČSN EN 1998-1 (v kritické oblasti)

Obr. 2.39 Srovnání únosnosti dle literatur pro stěnu $3 \times 6 \times 0,2\text{m}$, průřezy rámu $300 \times 300\text{ mm}$

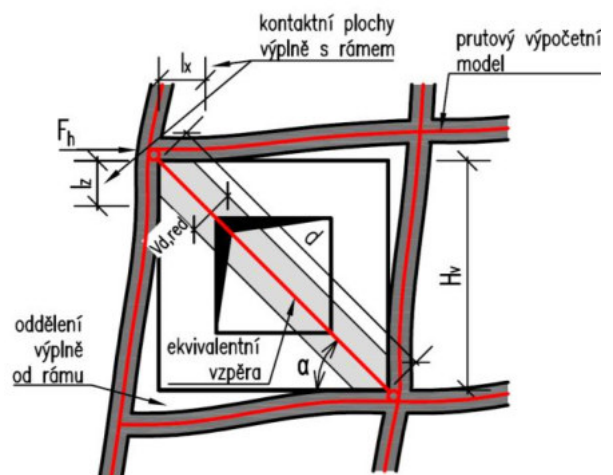
2.3.1.2 Výplně s otvorem

2.3.1.2.1 Stanovení rozměrů ekvivalentní vzpěry

Je obecně přijímáno, že otvor ve výplni má za následek pokles tuhosti výplně, a tedy celého konstrukčního systému. Při uvažování dodatečného či předem vytvořeného otvoru ve výplni je již zmiňovaná ekvivalentní diagonální vzpěra přerušena a silový tok musí proudit kolem otvoru, Obr. 2.40. V duchu zachování jednoduchosti pro použití v běžné projekční praxi byl v minulosti i případ výplně s otvorem uvažován jako ekvivalentní vzpěra, avšak s redukovanou velikostí, Obr. 2.41.



Obr. 2.40 Schéma směru silového toku kolem otvoru



Obr. 2.41 Ekvivalentní vzpěra výplně s otvorem

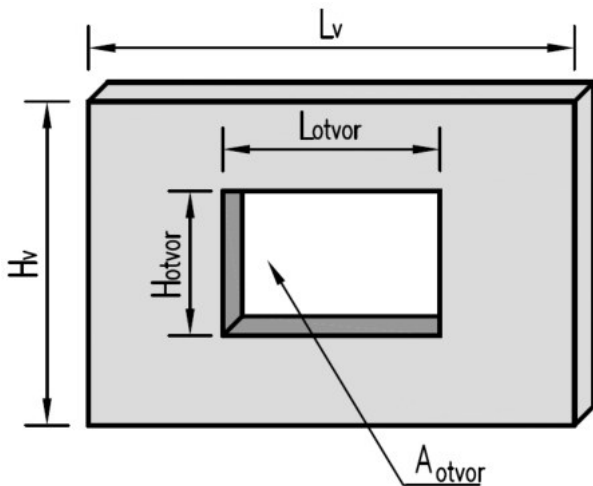
Pro popsání vlivu poklesu tuhosti vlivem otvoru ve výplni byl v minulosti odvozován součinitel $\chi_{v_d,red}$, který zohledňuje vliv velikostí otvoru na míru redukce velikosti ekvivalentní vzpěry. Šířka redukované vzpěry se následně vypočte dle vztahu (2.31). Pro výpočet redukované vzpěry výplně s otvorem je tedy dle prezentovaného postupu nejdříve nutno spočítat vzpěru pro plnou stěnu bez otvoru, a poté součinitel redukce, který otvor následně zohlední.

$$v_{d,red} = v_d \cdot \chi_{v_d,red} \quad (2.31)$$

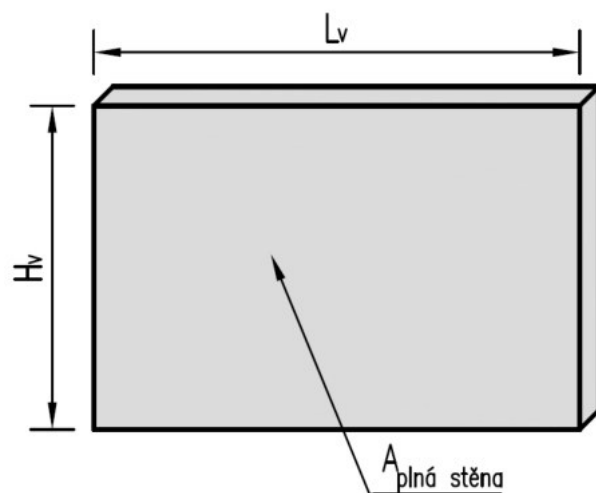
Součinitel redukce je závislý na velikosti otvoru ve stěně. V dostupné literatuře je jednotně používán poměr plochy otvoru ku ploše plně stěny bez otvoru, viz (2.32).

$$\mu_0 = \frac{A_{otvor}}{A_{plná\ stěna}} \quad (2.32)$$

Kde μ_0 je součinitel velikosti otvoru, A_{otvor} je plocha otvoru stěny, viz Obr. 2.42 a $A_{plná\ stěna}$ je plocha stěny bez otvoru, viz Obr. 2.43.



Obr. 2.42 Schéma plochy otvoru výplně



Obr. 2.43 Schéma plochy plné výplně bez otvoru

Al-Chaar a kol. (2003) [58] odvodili zmiňovaný redukční součinitel na experimentálním výseku budovy o 3 patrech a 3 polích v měřítku 1:2. Analýza byla prováděna s ohledem na vliv otvorů ve výplních na seismickou odezvu. Model budovy byl z železobetonového rámu se zděnými výplněmi. Výztuž rámu byla pro experiment provedena jako nesplňující konstrukční zásady pro seismicitu. Byla tak studována běžná budova, která se stavěla v 50. letech minulého století v USA. Součinitel redukce je odvozen a základě různých tvarů otvorů v různých polohách na vyšetřovaném výseku budovy. Součinitelem je vyjádřena počáteční tuhost zděné výplně, tedy bez trhlin, viz (2.33).

$$\chi_{v_d,red} = 0,6\mu_0^2 - 1,6\mu_0 + 1 \quad (2.33)$$

Mondal a Jain (2008) [59] provedli numerickou analýzu modelů výseků stěny o 3 patrech a 1 poli, s železobetonovým rámem a zděnou výplní, obdobně jako Al-Chaar a kol. [58]. Modely byly vytvořeny na základě výsledků jiných autorů. Otvory v analyzovaných modelech jsou situovány ve středu výplně, extrémní případy otvorů přes celou výšku stěny zde nejsou studovány. Autoři uvádějí, že pokud je otvor do 5 % plochy stěny, tak lze otvor

zanedbat. Na druhou stranu, pokud je otvor nad 40 % plochy stěny, měl by být rám analyzován jako neztužený. Součinitel redukce je odvozen pro počáteční tuhost zděné výplně, pro úroveň zatížení 10 % únosnosti výplně, viz (2.34).

$$\chi_{v_d,red} = 1 - 2,6\mu_0 \quad (2.34)$$

Asteris a kol. (2011) [60] provedli experimenty a numerickou analýzu na stejný způsob jako dva předchozí zmiňovaní autoři. Modely rámu s výplněmi a otvory umístěnými ve středu stěny byly zatíženy seismickým zatížením tak, aby byly vyvozeny pouze elastické deformace ve výplních. Kontaktní plochy rámu a výplně byly odvozeny iterační metodou na samostatném modelu rámu o jednom poli a jednom patru, viz kap 2.3.2. Jejich odvozený součinitel, viz (2.35).

$$\chi_{v_d,red} = 1 - 2\mu_0^{0,54} + \mu_0^{1,14} \quad (2.35)$$

Cetisli (2015) [61] rozšířil výpočetní vztah od Asterise a kol. [60] o závislost polohy otvoru ve výplni. Analýza byla provedena na výpočetním modelu, viz Obr. 2.45. Poloha otvoru se zavede do výpočetního vztahu (2.36) pomocí konstant k_1 a k_2 do mocninitelů dle Tab. 2.3 a Obr. 2.44.

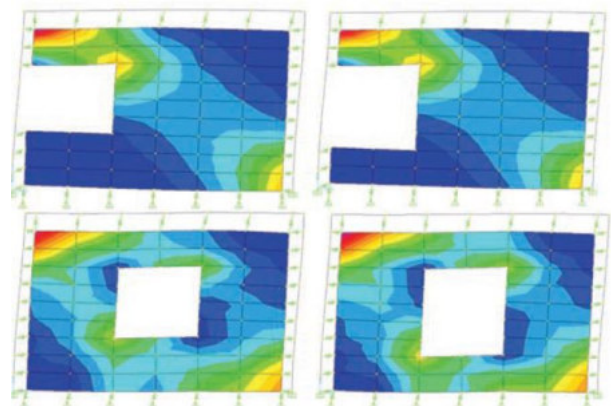
$$\chi_{v_d,red} = 1 - 2\mu_0^{0,5k_1k_2} + \mu_0^{k_1k_2} \quad (2.36)$$

Tab. 2.3 Hodnoty součinitelů k_1 a k_2

Parametr	Poloha otvoru	Hodnota
k_1	-	1,0+0,4 (L/h)
k_2	1 (BCJ)	0,2
	2 (MB)	1,0
	3 (MC)	1,0
	4 (C)	1,0



Obr. 2.44 Označení polohy otvoru [61]

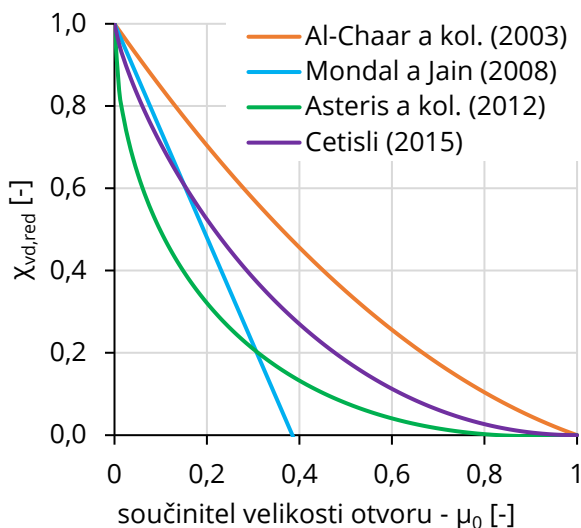


Obr. 2.45 Ukázka numerické analýzy modelů [61]

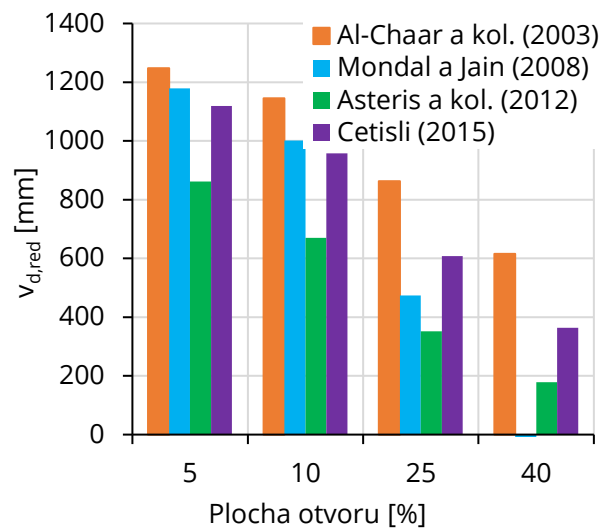
Vyjádření průběhu součinitele pro redukci šířky vzpěry $\chi_{v_d,red}$ je provedeno ve vlastním porovnání na Obr. 2.46. Všechny výpočetní postupy jsou odvozeny pro počáteční tuhost výplně, tedy bez trhlin. Rozdíly mezi jednotlivými výpočetními vztahy jsou podstatné, s rozdílem redukčního součinitele mezi jednotlivými vztahy kolem 40 %, např. pro velikost

otvoru 25 %. Pokud je $\mu_0 = 1$, jedná se o případ, kdy výplň není v rámu přítomna. Naopak $\mu_0 = 0$ vyjadřuje výplň bez otvoru. Hodnota redukčního součinitele se podstatně liší už pro případy výplně s menšími otvory (5–10 %). Stejně tomu je tak pro případy stěn s nadměrně velkými otvory (50 % a více), kde Asteris a kol. nebo Mondal a Jain přisuzují jen velmi malou, resp. žádnou tuhost výplně s otvorem. Jiné vztahy (Al-Chaar a kol.; Cetisli) naopak přisuzují výplně značnou část zbytkové tuhosti. Jednotlivé výpočetní vztahy se od sebe vzájemně velmi liší, stejně jako tomu je u vztahů pro výplně bez otvoru.

Příklady ekvivalentních šířek vzpěr pro různé velikosti otvoru jsou vyobrazeny na Obr. 2.47. Rozměry příkladové výplně jsou stejné jako v minulém porovnání varianty bez otvoru, tedy 3×3 m a tloušťky 300 mm. Průřezy rámových prvků jsou zvoleny znovu 500×500 mm, třída betonu je rovněž stejná (C30/37). Vstupní šířka ekvivalentní diagonální vzpěry bez otvoru je spočítána dle Stafford-Smithe a Cartera [37]. Všechny prezentované výpočetní vztahy pro redukční součinitel $\chi_{vd,red}$ jsou odvozeny pro počáteční tuhost výplně. Z tohoto důvodu je šířka vzpěry výplně bez otvoru spočítána pro $F/F_R = 0$.



Obr. 2.46 Srovnání průběhu redukčního součinitele $\chi_{vd,red}$ pro jednotlivé literatury



Obr. 2.47 Srovnání výsledně šířky ekvivalentních vzpěr dle literatur pro stěnu $3 \times 3 \times 0,3$ m s otvorem

Působení výplně s otvorem je zachyceno i v ČSN EN 1998-1 kap. 4.3.6.3.1. (3) [52], která povoluje ve výpočtových modelech zanedbat působení vyzděných panelů s více než jedním významným otvorem (dveře, okna).

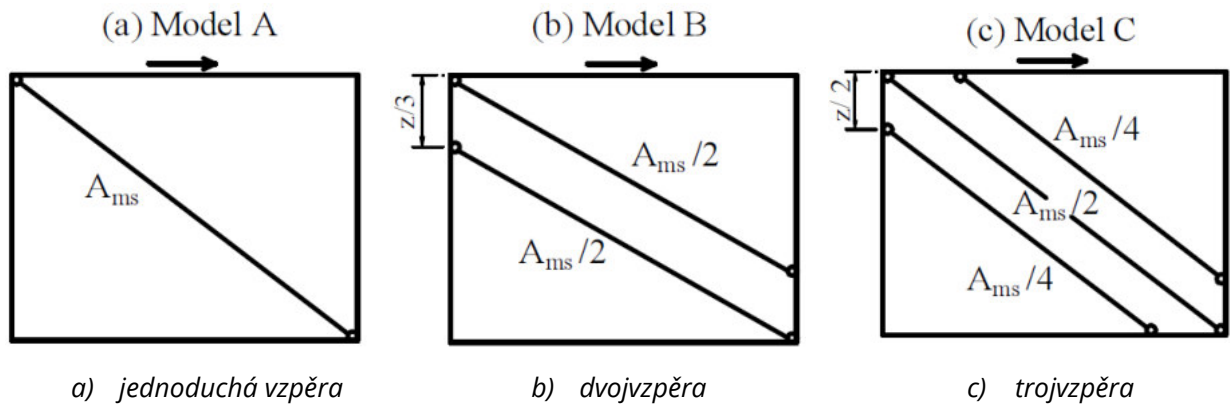
2.3.1.3 Modelování ekvivalentní diagonální vzpěry

Mimo odvozování velikosti ekvivalentní vzpěry byla v minulosti věnována pozornost i samotnému modelování vzpěry. Na toto téma byly provedeny rozsáhlé studie, zejména Crisafulli (1997) [62] a Crisafulli a Carr (2007) [63], jejichž výzkumy se soustředily na betonové rámy se zděnými výplněmi. Z mnoha testovaných variant byly odvozeny, mimo základní, jednoduchou vzpěru (Obr. 2.48a), také dvě další, dvojvzpěra (Obr. 2.48b) a trojvzpěra (Obr. 2.48c). Průřezová plocha vzpěry A_{ms} je pro všechny modely stejná, avšak rozdělena mezi více dílčích vzpěr, dle Obr. 2.48b a c. Vzdálenost mezi vzpěrami z je spočítána jako délka kontaktní plochy podle Stafford-Smithe a Cartera (1969) [37], tedy za pomoci součinitele relativní

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

tuhosti λH_v . Dalšími variantami modelování vzpěr se zabývali např. El-Dakhkhni a kol. (2003) [64] nebo Chrysostomou a kol. (2011) [65].

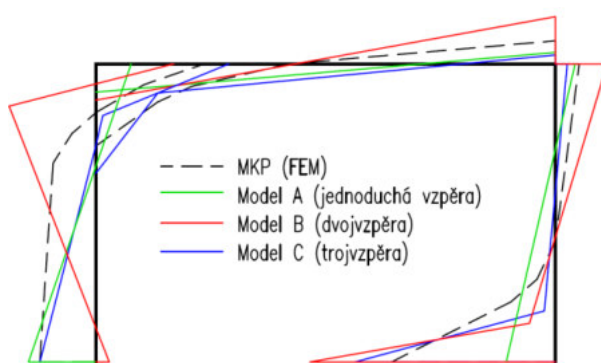
Účelem těchto modifikací je výstižnější zachycení namáhání, které vzniká na ohraničujícím rámu od vodorovného zatížení, a také výstižnější zachycení tuhosti systému.



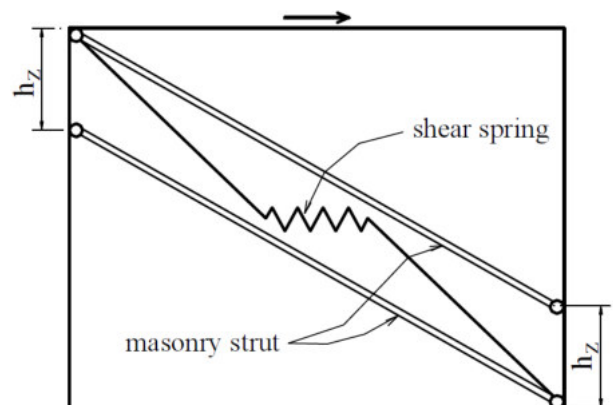
Obr. 2.48 Varianty modelování ekvivalentních diagonálních vzpěr [63]

Průběhy ohybového namáhání ohraničujícího rámu vlivem použití různých variant ekvivalentních vzpěr je zobrazeno na Obr. 2.49. Průběhy jsou srovnány s těmi, které jsou získány MKP mikro modelem ze softwaru ABAQUS, bližší informace viz Crisafulli (1997) [62]. Model a podhodnocuje ohybové momenty na rámu, protože vodorovné zatížení je přenášeno především příhradovým mechanismem. Model dvojjzpěry B však naopak nadhodnocuje namáhání ve většině průřezů. Nejvýstižnějším modelem je varianta C, která s malými rozdíly dobře popisuje chování konstrukce, která byla modelována mikro modelem. Stejné rozdíly lze pozorovat i u posouvajících sil. Osově síly jsou u všech 3 modelů obdobné s menšími rozdíly u hlavy taženého a paty tlačенého sloupu.

Dle Crisafulliho a Carra (2007) [63] lze model a s dostatečnou přesností použít pro vyhodnocení účinků osových sil na rámu. Pro studii smykových a ohybových namáhání by však měl být použit přesnější model B nebo C. Tuhost systému lze dostatečně přesně reprezentovat všemi třemi variantami. Nutno však podotknout, že tuhost se může prudce měnit v závislosti na velikosti mezer mezi jednotlivými pruty modelu B a C.



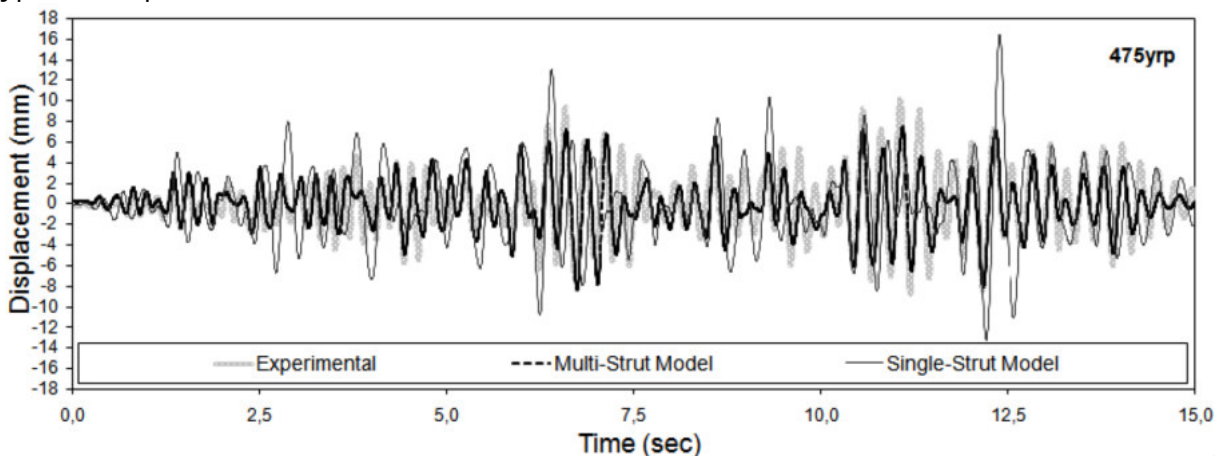
Obr. 2.49 Průběh ohybových momentů na rámu získaných různým modelováním vzpěr (převzato z [63])



Obr. 2.50 Model dvojjzpěry se smykovou pružinou [63]

I přes jednoduchost modelu a a přesnost modelu C, Crisafulli si pro modelování zděných výplní osvojil dvojjvzpěrový model B. Účinky namáhání jsou v modelu rozděleny tak, že tlak je přenášen dvojicí kloubově připojených prutových prvků přenášejících pouze tlak. Specifické smykové namáhání zděných výplní je reprezentováno pružinovým prvkem, který v modelu zohlední tento jev. Model je navíc pořád dosti jednoduchý pro použití v běžné projekční praxi, viz Obr. 2.50.

Použití těchto modelů v případě výplní s otvorem bylo prověřováno v experimentálním programu [60], kdy byla měřena odezva na seismické zatížení a následně porovnána se dvěma modely konstrukce. V jenom případě, kdy výplň reprezentuje jednoduchá vzpěra, v druhém případě dvojjvzpěra. Z výsledků je zřejmé, že dvojjvzpěra lépe popisuje chování výplní za experimentu, viz Obr. 2.51.



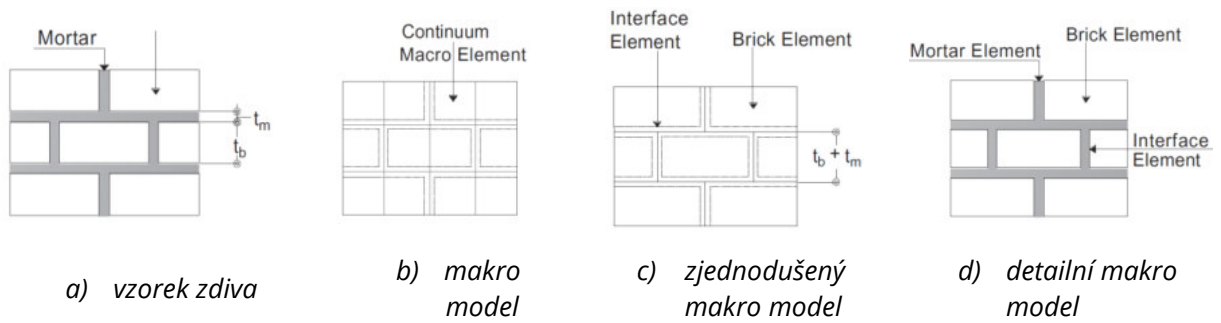
Obr. 2.51 Odezva na seismické zatížení – použití dvou variant ekvivalentních vzpěr a porovnání s experimentem [60]

Podrobnější popis výzkumných prací zabývajících se modelováním vzpěry je však nad rámec této disertační práce, lze je však dohledat pod zmíněnými referencemi.

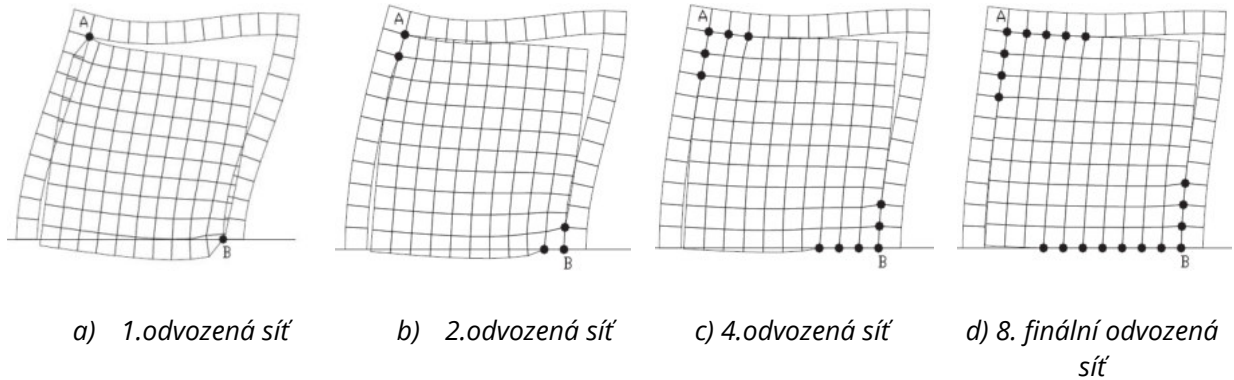
2.3.2 Mikro modely

Pro lokální ověření ztužujících výplňových stěn slouží tzv. „mikro modely“. Stejně tak jsou často používány pro samotné odvození empirických vztahů pro výpočet ekvivalentních vzpěr a únosností. Existuje mnoho výzkumných programů, kteří se zabývali touto problematikou. Mallick a Severn (1967) [66] jako první publikovali přístup modelování výplní pomocí mikro modelů. Výplně byly modelovány lineárně pružným materiálem, rámový skelet potom prutovými prvky. Kontakty mezi výplní a rámem byly modelovány elementy zahrnujícími smykové chování díky tření. Tato metodika byla dále rozvíjena (např. Liauw a Kwan (1984) [55]), kde bylo již podrobněji popsáno nelineární chování materiálů. V současnosti se tímto způsobem modelování zabývá např. Asteris a kol. (2013) [67] nebo Nicola a kol. (2015) [69]. Výzkumné programy se však spíše zaměřují na zděné výplně.

Různé přístupy k modelování výplní jsou naznačeny na Obr. 2.52. Moderní přístupy v modelování současně zahrnují iterační procesy k určení velikostí kontaktních ploch na základě kterých je vytvořena ekvivalentní vzpěra ve výplni, Obr. 2.53.

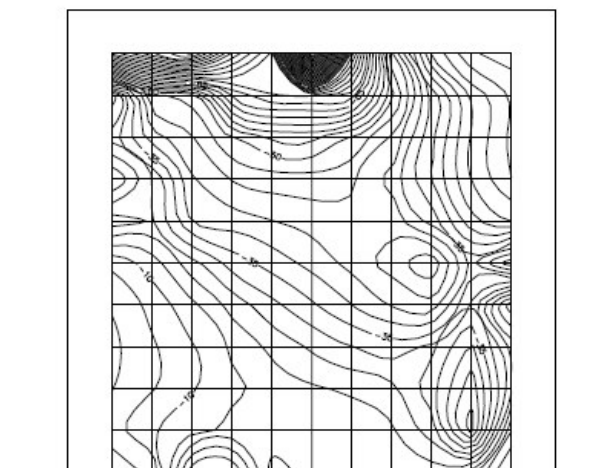


Obr. 2.52 Přístupy k modelování zdiva [67]

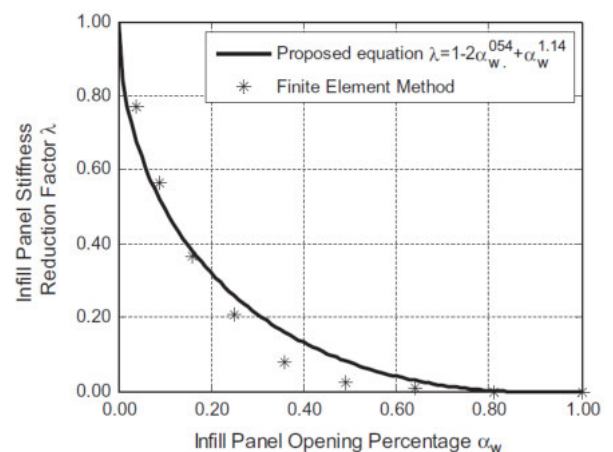


Obr. 2.53 Odvození sítě konečných prvků pro rám s výplňovou stěnou [67]

Výsledky numerických analýz jsou poté používány k odvození empirických vztahů pro výpočet ekvivalentních šířek vzpěr, viz Obr. 2.55. Obě disciplíny (makro i mikro modelování) vyplní jsou tak spolu úzce spjaty. Odvozování ekvivalentních vzpěr bylo v minulosti prováděno zpravidla pouze na základě experimentů. Dnes je do tohoto procesu zakomponované i numerické modelování, kterými jsou výsledky dále verifikovány, Obr. 2.54.



Obr. 2.54 Izolinie normálového napětí σ_x analyzovaného modelu výplně [68]



Obr. 2.55 Odvození redukčního součinitele ekvivalentní šířky vzpěry na základě numerických modelů [67]

Podrobnější popis výzkumných prací zabývajících se detailním modelováním výplňových stěn je však nad rámec této disertační práce, lze je však dohledat pod zmíněnými referencemi.

3 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Výzkumu železobetonových stěn s otvory či dodatečnými otvory je věnována pozornost něco málo přes 60 let. Zmiňované experimentální programy se věnují především vlivu velikosti otvoru na chování stěn s otvory. Vliv vyztužení je v případě panelových stěn s otvorem (kap.2.2) zkoumán jen omezeně. V případě ztužujících výplňových stěn s otvorem (kap. 2.3) však není vyztužení zkoumáno vůbec. Existující výpočetní vztahy a postupy je tak třeba doplnit o vliv vyztužení.

Normové předpisy popisují jen ve velmi malé míře, jak se má projektant správně postavit k posouzení dodatečně provedeného otvoru. Je tedy nutno se této problematice věnovat a dát si za cíl ji lépe teoreticky i prakticky popsat. Cílem této výzkumné práce je popsat a odvodit postupy pro posouzení dodatečně provedených otvorů v železobetonových stěnách s rozdílnými typy vyztužení, tak jak mohou odpovídat reálnému provedení v praxi.

Dílčí cíle disertační práce je možné shrnout do dvou oblastí:

1. Panelové stěny s otvorem

- Experimentálně ověřit různé varianty typů vyztužení železobetonových panelových stěn s předem vytvořeným nebo dodatečným otvorem a vytvořit numerické modely představující vzorky za experimentu.
- Navrhnout a ověřit metodiku pro posouzení dodatečně provedených otvorů v panelových stěnách na mezní stavy použitelnosti a únosnosti s ohledem na proveditelnost v běžné projekční praxi, tj. bez použití složitějších numerických modelů.
- Ověřit stávající kritéria pro posouzení mezního stavu použitelnosti a popř. navrhnout jejich úpravu.
- Experimentálně a numericky analyzovat dlouhodobé chování stěnových panelů s dodatečně provedenými otvory a popsat jejich vliv na napětí v panelu.
- Navrženou metodiku aplikovat při posouzení dodatečně provedeného otvoru ve stěně reálné konstrukce panelového rodinného domu.

2. Ztužující výplňové stěny s otvorem

- Experimentálně ověřit různé varianty typů vyztužení železobetonových ztužujících výplňových stěn s otvorem a vytvořit numerické modely představující vzorky za experimentu.
- Vytvořené modely rozšířit o parametrickou studii zahrnující různé velikosti otvoru.
- Odvodit postup a výpočetní vztahy pro modelování ztužujících výplňových stěn s otvorem pomocí ekvivalentní diagonální vzpěry na základě velikosti otvoru, vyztužení a jejího stavu zatížení.
- Odvodit výpočetní vztahy pro stanovení únosnosti ztužujících výplňových stěn s otvorem na základě velikosti otvoru a vyztužení.
- Porovnat navržené výpočetní vztahy s dostupnou literaturou.
- Popsat metodiku pro návrh ztužujících výplňových stěn s otvorem.
- Navržené výpočetní postupy aplikovat při ověření globálního modelu konstrukce.

4 METODY DOSAŽENÍ CÍLŮ

Pro dosažení cílů disertační práce jsou navrženy následující metody:

1. Experimentální metody

- Měření napjatosti, resp. poměrného přetvoření, deformací a mezních sil únosnosti na vzorcích železobetonových stěn s otvory předem vytvořenými/dodatečnými.
- Měření napjatosti (poměrného přetvoření) na stěně s dodatečně provedeným otvorem v reálné konstrukci.
- Dlouhodobé experimenty s ohledem na sledování vlivu reologických jevů.

2. Výpočetní metody

- Numerické nelineární modely zohledňující geometrickou a materiálovou nelinearitu včetně reologických jevů.
- Odvození analytických výpočetních vztahů pro návrh železobetonových stěn s otvorem, vhodných pro inženýrskou praxi.

5 POPIS POUŽITÉHO SOFTWARE

Pro vhodné vystižení materiálových charakteristik a reálného působení konstrukcí experimentálních vzorků byl zvolen program Atena od firmy Červenka Consulting [70]. Tento software je specializovaný na modelování betonových konstrukcí s podrobným zohledněním plasticko-křehkého chování betonu pomocí nelineárních konstitutivních vztahů.

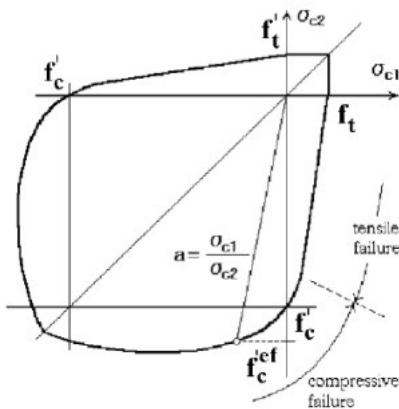
Software ATENA 3D 5.0 využívá modelování pomocí konečných prvků, v anglické literatuře Finite Element Method (FEM), zároveň umožňuje zohlednit geometrickou i materiálovou nelinearitu a pracuje s principem lomové mechaniky. Úlohy byly řešeny ve 3D včetně definice diskretní výztuže. Vybrané základní funkce softwaru jsou uvedeny v následujících kapitolách.

5.1 Materiálové modely

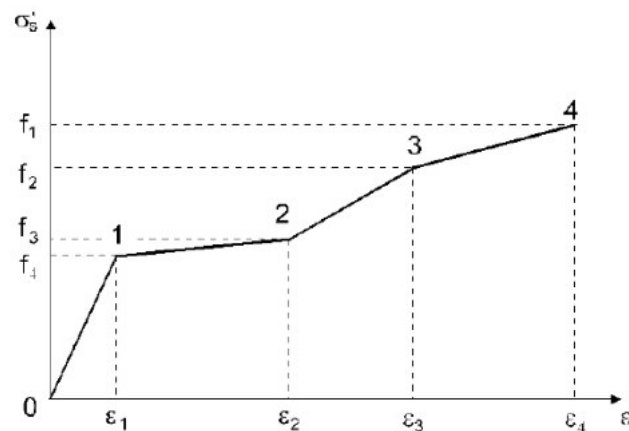
V softwaru Atena je implementována funkce dvojosého porušení betonu podle Kupferovy křivky. Použitý materiálový model pro beton je *CC3DNonLinCementious2*, vycházející s Rankinova kritéria porušení, který kombinuje tahové porušení a plastické chování (tlakové) betonu, viz Obr. 5.1.

Betonářská výztuž je modelována modelem *CCReinforcement* jejíž diagram lze definovat multilineárním průběhem. Takto lze definovat chování výztuže po dosažení meze kluzu až do meze únosnosti, viz Obr. 5.2.

Pro ostatní ocelové části (roznášecí desky) a objemy pro doplnění okrajových podmínek je použit pružný materiálový model *CC3DElastIsotropic*, který nemá shora omezený pracovní diagram.



Obr. 5.1 Funkce dvojosého porušení betonu [70]



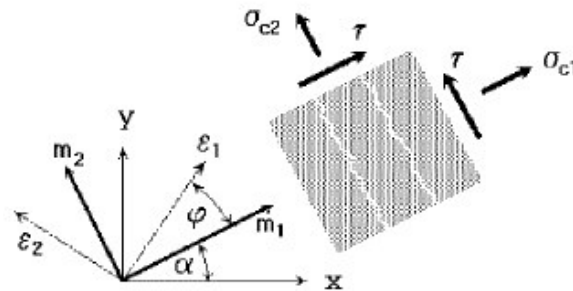
Obr. 5.2 Multilineární pracovní diagram betonářské výztuže [70]

Modely rozptýlených trhlin

V softwaru Atena jsou implementovány dva modely rozvoje trhlin v konstrukci při zatěžování. V obou typech modelů vzniknou trhliny, pokud hlavní napětí překročí tahovou pevnost betonu. V tuto chvíli je v materiálovém modelu uplatněna ortotropie. Materiálovou ortotropii lze uplatnit dvěma způsoby.

Model zafixované trhliny

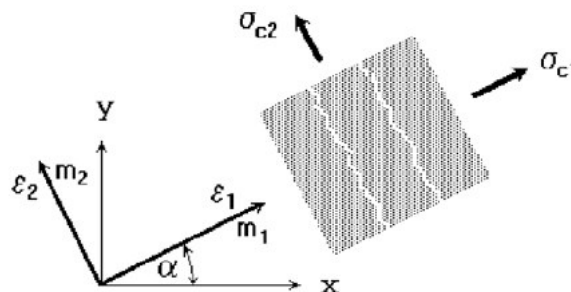
V tomto modelu je směr trhliny dán směrem hlavního napětí v čase vzniku trhliny. Při dalším zatěžování je směr trhliny fixován a představuje materiálovou osu ortotropie. V obecném případě hlavní poměrné přetvoření rotují a neshodují se s napětími, které jsou kolmé, resp. rovnoběžné se směrem trhliny. V tomto případě toto napětí již není hlavní a vzniká tak i napětí smykové. Tímto jevem se produkuje smykové napětí na trhliny, viz Obr. 5.3. Tento model byl použit pro analýzu experimentů popsanou v kap. 6.



Obr. 5.3 Model zafixované trhliny. Stav napětí a poměrného přetvoření [70]

Model rotující trhliny

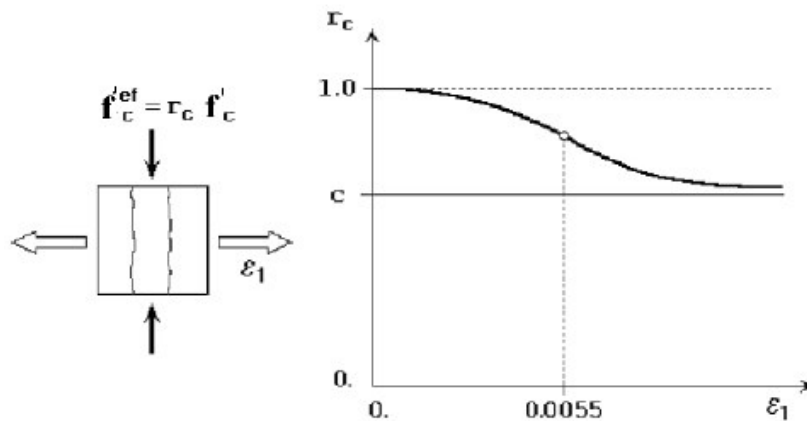
Směr trhliny v tomto případě je dán směrem napětí v čase vzniku trhliny a v průběhu dalšího zatěžování trhlina rotují spolu s rotujícím poměrným přetvořením. Směr poměrných přetvoření je shodný s kolmým, resp. rovnoběžným napětím, tudíž toto napětí je hlavní a smykové napětí na trhlina není produkováno, viz Obr. 5.4. Tento model byl použit pro analýzu experimentů popsanou v kap. 7.



Obr. 5.4 Model rotující trhliny. Stav napětí a poměrného přetvoření [70]

Redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin

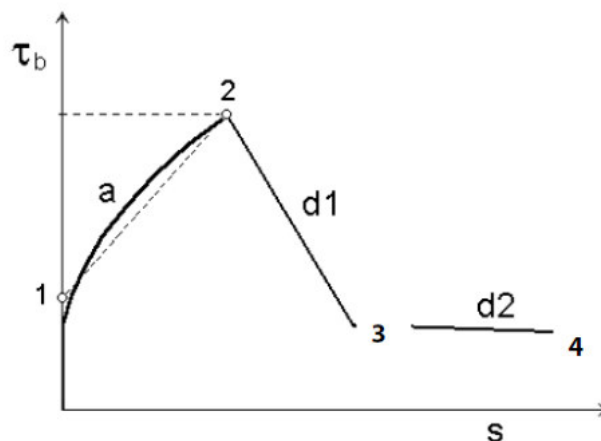
Redukce tlakové pevnosti betonu po vzniku trhlin ve směru rovnoběžném s trhlina je provedeno podobným způsobem jako bylo zjištěno experimenty od Vecchio a Collins (1982), jejichž výsledky jsou dále formulovány v teorii tlakových polí „compression field theory“. V softwaru Atena je tento jev popsán Gaussovou funkcí, s možností uživatelské modifikace součinitele redukce pevnosti. Pro všechny modely byl použit součinitel $r_c = 0,8$ jak je doporučeno např. v Dyngeland (1989), viz Obr. 5.5.



Obr. 5.5 Redukce tlakové pevnosti betonu porušeného trhlinami [70]

Soudržnost výztuže a betonu

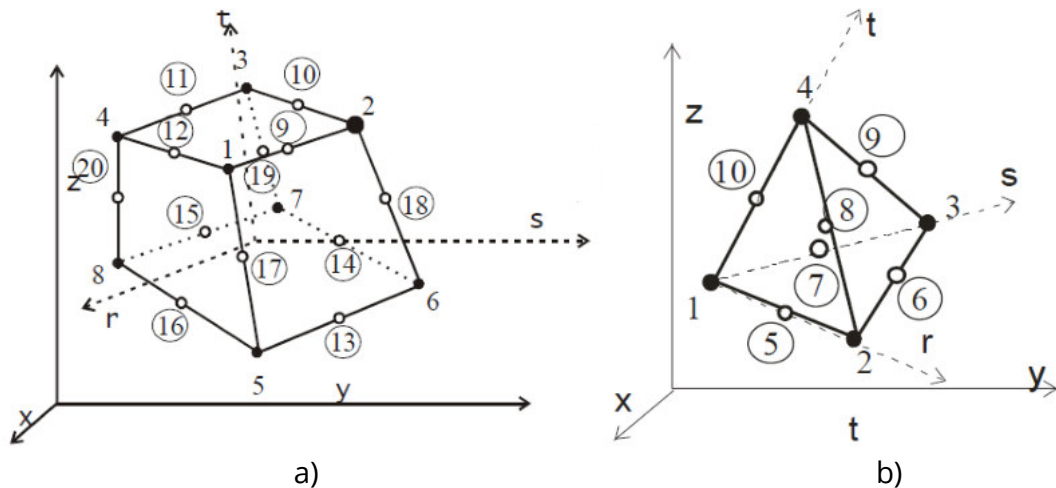
Základní vlastností pro modelování soudržnosti mezi betonem a výztuží je vztah mezi soudržností (kohezí) τ_b a posunem výztuže, v angl. literatuře „bond-slip relationship“. V prezentovaných modelech je tato soudržnost modelována dle Bigaj (1999). Model závisí na kvalitě soudržnosti, krychlené tlakové pevnosti betonu a průměru výztuže. Funkce pro soudržnost je ukázána na Obr. 5.6.



Obr. 5.6 Funkce soudržnosti dle Bigaj (1999) [70]

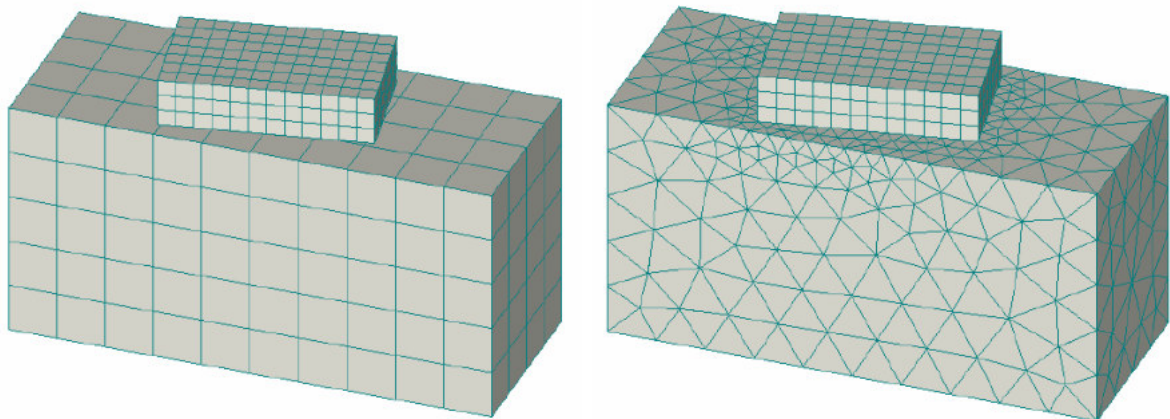
5.2 Konečné prvky

Pro modelování ve 3D prostoru jsou pro betonové konstrukce použity prvky typu *hexahedra* (*brick*) – *CCIsoBrick*, viz Obr. 5.7a. Pro roznášecí desky, které slouží pro roznoš zatěžovacích sil a podporových reakcí jsou potom použity prvky typu *tetrahedra* – *CCIsoTetra*, viz Obr. 5.7b. Výztuž se soudržností je modelována pomocí prvku typu *CCBarWithBond*, která přenáší napětí pouze ve směru podélné osy výztuže.



Obr. 5.7 Konečný prvek typu: a) hexahedra (brick), b) tetrahedra [70]

Nekompatibilita sítí mezi dvěma objemy s rozdílnými konečnými prvky je řešena komplexními Dirichletovými okrajovými podmínkami, které se v softwaru nazývají „*master-slave*“. Tyto okrajové podmínky specifikují, že stupně volnosti každého z uzlů v připojovaném objemu (*slave*) jsou rovny stupňům volnosti uzlů objemu na který se připojuje (*master*). Tímto postupem vznikne mezi objemy s různými sítěmi konečných prvků pevná vazba a síť je kompatibilní, viz Obr. 5.8.



Obr. 5.8 Síť konečných prvků při nekompatibilitě na kontaktech (vlevo) a s kompatibilní sítí (vpravo) [70]

5.3 Výpočtový řešič

Geometrické a materiálově nelineární úlohy jsou řešeny pomocí metod numerické matematiky.

Pro aplikaci vlastní tíhy konstrukcí a sledování chování konstrukcí do porušení byla zvolena metoda Newton-Raphson (N-R). Metoda zatížení byla zvolena jako „*displacement control*“, tedy zatížení deformačním přírůstkem do porušení a sledování reakcí v místě vnesení deformačního přírůstku. Použitá metoda pracovala s optimalizačním algoritmem pro hledání spádového směru (*line search*).

Limitní hodnoty pro konvergenční kritéria byly nastaveny na relativní chybu pro deformace, residuální síly a energie na 1 %.

Maticе tuhosti byla sestavena pro každou iteraci ve výpočtu, optimální počet iterací pro modely byl stanoven na 100. Výpočtový řešič byl použit PARDISO.

6 PANELOVÉ STĚNY S OTVOREM

6.1 Metodika řešení

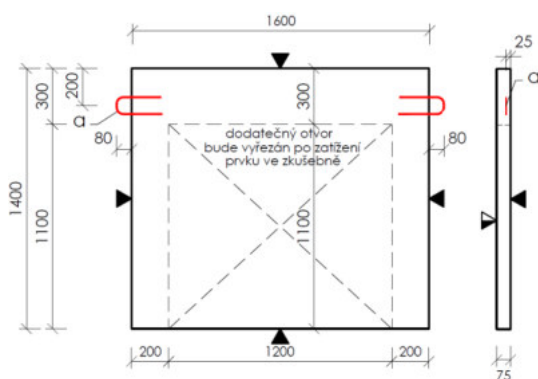
Chování panelových stěn s otvorem je úloha řešení napjatosti převážně v rovině panelového prvku, eventuálně s malou excentricitou. Navržené experimentální vzorky budou nejdříve vyzkoušeny v laboratořích při simulaci skutečného zatížení takových stěn, poté budou vytvořeny výpočetní nelineární numerické modely těchto experimentů, pomocí kterých budou výsledky ověřeny a rozšířeny. Je žádoucí, aby posouzení dodatečně provedených otvorů v praxi bylo proveditelné v přijatelném časovém rozmezí. Z tohoto důvodu bude navržena metodika posouzení na základě jednoduchých stěnových modelů s analýzou dílčích průřezů, za pomoci běžně dostupných výpočetních softwarů. Správnost použití těchto zjednodušených modelů bude podepřena výsledky z experimentální a numerické analýzy studovaných vzorků.

6.2 Experiment dodatečného provedení otvoru ve stěnovém panelu

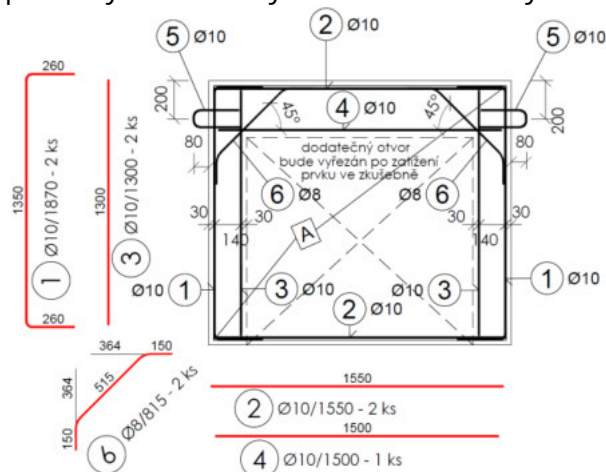
6.2.1 Popis experimentu a výpočetního modelu

Jak již bylo řečeno v kap. 2.1, stěnové panely jsou v konstrukcích panelového typu namáhány převážně tlakem, tomu odpovídá i jejich návrh z prostého či slabě vyztuženého betonu. Z těchto předpokladů plyne i návrh experimentálních vzorků které zahrnují jak méně vyztužené panely, tak i varianty se „spící výztuží“.

Navrženo bylo 5 samostatných typů, které byly různě vyztuženy, s označením ZP01 až ZP05, viz Obr. 6.2 a Tab. 6.1. Vzorky byly rozměru $1600 \times 1400 \times 75$ mm, tedy v měřítku 2:1 vůči skutečné stěně v panelovém objektu, viz Obr. 6.1. Panely byly navrženy v rámci grantu [12] ve spolupráci s firmou S.O.K. stavební, s.r.o. Tyto samostatné zkušební panely simulují případ vyztužení, který může vzniknout po vyřezání otvoru ve stěnovém panelu. Na zkušebních vzorcích byl vyzkoušen postup dodatečného vyřezávání otvoru již zatížené stěny a současně byl zkoumán vliv vhodného vyztužení stěn pomocí tzv. „spící výztuže“. Dodatečně provedený otvor byl rozměrů 1200×1100 mm. Vyztužení panelů zahrnovalo jednoduché použití kari sítě, varianty s obvodovou výztuží, která je běžná pro stávající panelové objekty, nebo s výztuží kolem nově vytvořeného otvoru. Tyto panely sloužily ke zkoumání chování v úrovních zatížení odpovídající mezním stavům použitelnosti. Bylo vyzkoušeno celkem 10 zkušebních panelů, tedy 2 kusy od každého typu. Vždy se zkoušely současně 2 vzorky.



Obr. 6.1 Tvar experimentálních vzorků



Obr. 6.2 Vyztužení experimentálních vzorků

Zkušební panely byly navrženy v souladu s konstrukčními zásadami dle ČSN EN 1992-1-1 [9] pro minimální navrženou výztuž. Pro nadpraží byla ověřována podmínka pro ohýbané nosíky, viz (6.1). Do tažené výztuže lze ve všech případech započítat dvě vrstvy kari sítě, tedy $2\phi 6$, včetně výztuže ④, pokud je přítomna. Pro pilíře potom byla ověřována minimální plocha výztuže pro železobetonové stěny, viz (6.2) a (6.3), kde byla započítána veškerá výztuž v průřezu. Navíc byla ověřena podmínka (6.1) pro ohýbané prvky, kde byl započítán pouze $1\phi 6$ kari sítě ve variantě ZP01. Minimální plochu výztuže pro železobetonové prvky splňují všechny navržené zkušební panely, včetně ZP01 a ZP02, který se může jevit jako slabě vyztužený.

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right) \quad (6.1)$$

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c \quad (6.2)$$

$$A_{s,hmin} = \max (0,25 A_{s,v}; 0,001 A_c) \quad (6.3)$$

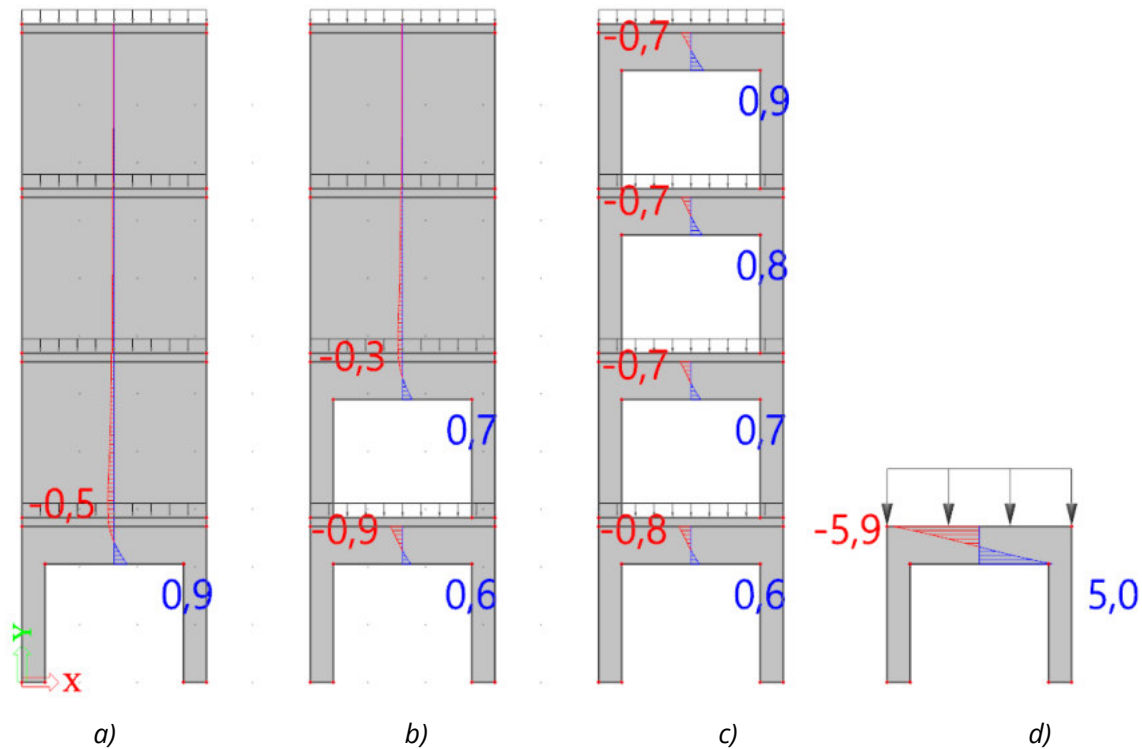
Tab. 6.1 Vyztužení jednotlivých variant vzorků panelů

Stěnový dílec	Plošná výztuž	Vnější obvodová lemuující výztuž	Výztuž nadpraží	Vnitřní svislá výztuž rámu	Rohová šikmá výztuž	A_s, \min
ZP01	$1\phi 6/100/100$	-	-	-	-	✓
ZP02	$1\phi 6/100/100$	①② $1\phi 10$	-	-	-	✓
ZP03	$1\phi 6/100/100$	①② $1\phi 10$	④ $1\phi 10$	-	-	✓
ZP04	$1\phi 6/100/100$	①② $1\phi 10$	④ $1\phi 10$	③ $1\phi 10$	-	✓
ZP05	$1\phi 6/100/100$	①② $1\phi 10$	④ $1\phi 10$	③ $1\phi 10$	⑥ $1\phi 8$	✓

Způsob zatížení zkušebních panelů vyplývá z následující studie, kde jsou prezentovány 4 modely variant s dodatečně provedeným otvorem. Studie je provedena na čtyřpodlažní budově, kde oblastí zájmu je ve všech případech nadpraží ve stěně 1.NP. Zatížení je v případech na Obr. 6.3a, b, c aplikováno na jednotlivá podlaží, v případě na Obr. 6.3d je zatížení sečteno ze všech podlaží a nanášeno přímo na vyšetřovanou stěnu.

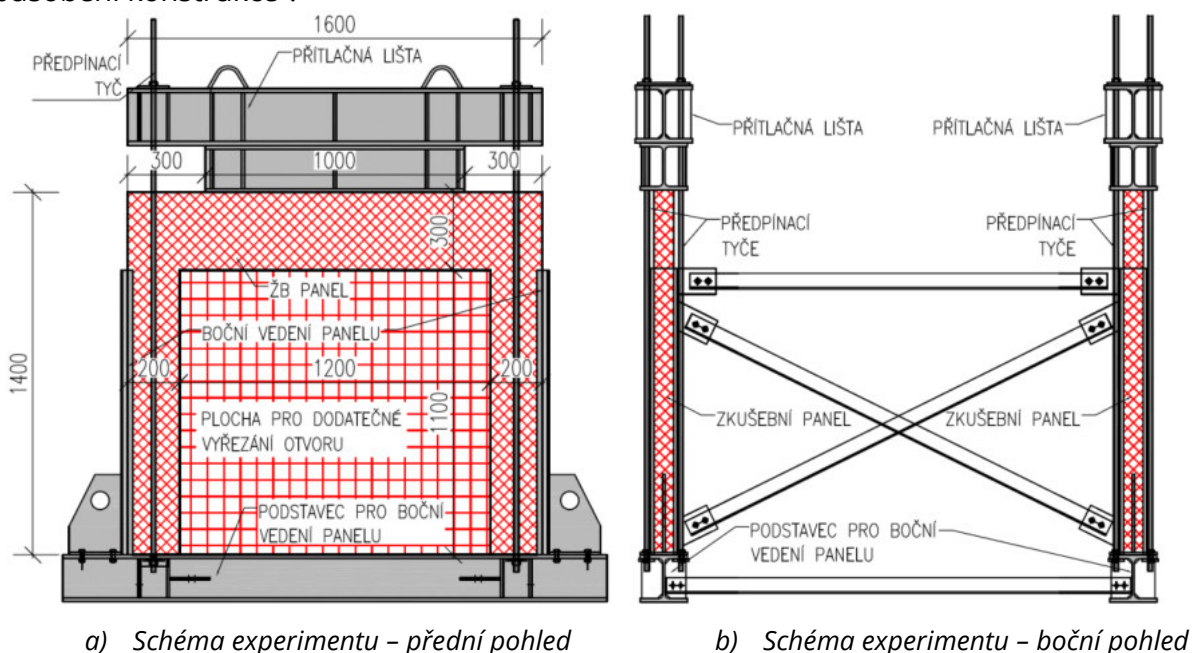
Nadpraží nově vytvořeného otvoru se chová jinak když nad ním není vytvořen další otvor. V tomto případě vzniká tzv. „stěnové působení“ v oblasti nadpraží, viz Obr. 6.3a. V případě dalších dvou variant, Obr. 6.3b, c je vidět ve spodním nadpraží přechod vodorovného napětí do „nosíkového působení“. Napětí v nadpraží však zůstává v obdobných hodnotách. Extrémem tohoto případu znázorňuje případ na Obr. 6.3d, kde veškeré zatížení (od 2.NP a výše) působí přímo na nadpraží a není přenášeno pilíři, jako tomu je v přechozích případech. Napětí je tak z horních pater koncentrováno do jednoho nadpraží, rozložení napětí je ale stejné jako v případě „b“ a „c“, tedy lineární.

Zatížení pro účely experimentů je odvozeno z případu „d“, kdy snaha vyvodit spojitě zatížení byla provedena roznášecím nosníkem, který aplikoval zatížení přímo na nadpraží, viz Obr. 6.4. Zatížení bylo aplikováno ve střednici panelu, tedy bez záměrné excentricity, viz Obr. 6.4b pro vyvození pouze stěnových sil bez ohybových momentů. Tímto způsobem je simulováno vytvoření dodatečného otvoru ve vnitřní stěně, kde nevzniká excentricita vlivem uložení stropních panelů.



Obr. 6.3 Studie stěnového efektu

Experimenty byly provedeny následovně: panely bez otvoru, které byly vybaveny měřičskými senzory, byly osazeny do zkušebního rámu, poté byl na panel osazen roznášecí nosník se čtyřmi předpínacími tyčemi, pomocí kterých se roznášecí nosník sepnul se zkušebním rámem. Tímto postupem bylo na panel aplikováno zatížení, viz Obr. 6.4. Na spodní i horní hraně panelu bylo provedeno podmazání cementovou směsí, která vyrovnala veškeré nerovnosti, které by mohly vzniknout při zatěžování a osazování panelu. V patách budoucích pilířů bylo zabráněno vodorovnému posuvu, což bylo zajištěno větší vrstvou podmazání na vnějším líci budoucích pilířů. Díky tomuto bylo vytvořeno tzv. „rámové působení konstrukce“.



a) Schéma experimentu – přední pohled

b) Schéma experimentu – boční pohled



c) Foto experimentu – přední pohled



d) Foto experimentu – boční pohled

Obr. 6.4 Schéma experimentu

Zkoušky měly dvě varianty: pro krátkodobé a dlouhodobé sledování chování panelu. Rozdíly byly ve velikosti aplikovaného zatížení a v délce sledování chování panelu po vyřezání otvoru. Pro krátkodobé sledování byla data odečítána po vyřezání otvoru (po ustálení napětí). Pro dlouhodobé chování byly data odečítána až do 87 dnů po vyřezání.

Volba velikosti zatížení pro provedený experiment vychází přibližně ze zatížení na jeden metr délky běžné stěny ve čtyřpodlažním panelovém domě, tj. bylo uvažováno $f_{panel} = 160 \text{ kN/m}$. To představuje rovnoměrné tlakové napětí v běžné stěně panelového domu bez otvoru o hodnotě $-1,1 \text{ MPa}$, viz Tab. 6.2, vztah (6.4). Při uvažování nově vzniklých pilířů o šířce 400 mm je po vyřezání otvoru rovnoměrné napětí v pilíři o hodnotě $-4,3 \text{ MPa}$, viz (6.5).

Pro experimentální model 2:1 bylo zvoleno zatížení $4 \times 40 \text{ kN} = 160 \text{ kN}$, to představuje normálové napětí ve stěně bez otvoru $-1,3 \text{ MPa}$, viz (6.6). Na jeden pilíř po vytvoření otvoru poté připadá síla 80 kN. Normálové napětí v betonu na nově vzniklém pilíři o šířce 200 mm je potom $-5,3 \text{ MPa}$, viz (6.7). Napětí jsou počítána pouze přibližnou metodou za účelem zjištění experimentální síly pro namáhání zkušebních vzorků.

Tab. 6.2 Odvození zatěžovací síly pro experiment

Stěna		Výpočetní vztah	Ozn.
Stěna ve skutečné budově: (3,2×2,8×0,15)	Před vyřezáním otvoru	$\sigma_{c,panel,skut} = \frac{f_{panel}}{t_{panel}} = \frac{160}{0,15} = -1,1 \text{ MPa}$	(6.4)
	Po vyřezání otvoru (pilíř šířky 400 mm)	$\sigma_{c,pilíř,skut} = \frac{F_{pilíř}}{A_{pilíř}} = \frac{160 \cdot 3,2/2}{0,15 \cdot 0,4} = -4,3 \text{ MPa}$	(6.5)
Experimentální vzorek: (1,6×1,4×0,075)	Před vyřezáním otvoru	$\sigma_{c,panel,exp} = \frac{F_{exp}}{A_{panel}} = \frac{160}{0,075 \cdot 1,6} = -1,3 \text{ MPa}$	(6.6)
	Po vyřezání otvoru (pilíř šířky 200 mm)	$\sigma_{c,pilíř,exp} = \frac{F_{exp}}{A_{pilíř}} = \frac{160/2}{0,075 \cdot 0,2} = -5,3 \text{ MPa}$	(6.7)

Pro experimentální model 2:1 jsou tedy zvoleny síly vyvozující mírně vyšší normálové napětí než u „skutečné“ stěny v měřítku 1:1. Síle 160 kN byly podrobeny vzorky 2 × ZP02, 2 × ZP03, 2 × ZP04 a 1 × ZP05. Ve variantě experimentu „dlouhodobé sledování“, kde byla experimentální síla snížena na 100 kN byly zkoušeny vzorky 1 × ZP01 a 1 × ZP05. Představuje to cca kvazi-stálou složku celkového zatížení. Přehled vzorků s jejich zatíženími je v Tab. 6.3.

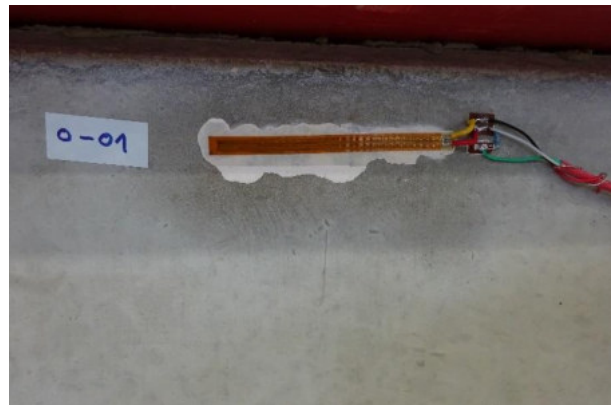
Tab. 6.3 Přehled zkoušených variant panelů

Panel	Typ zkoušky	Zatížení
ZP01.AK	Krátkodobé sledování	100 kN
ZP02.A		160 kN
ZP02.B		
ZP03.A		
ZP03.B		
ZP04.A		
ZP04.B		
ZP05.BK	Dlouhodobé sledování	100 kN
ZP01.AD		
ZP05.BD		

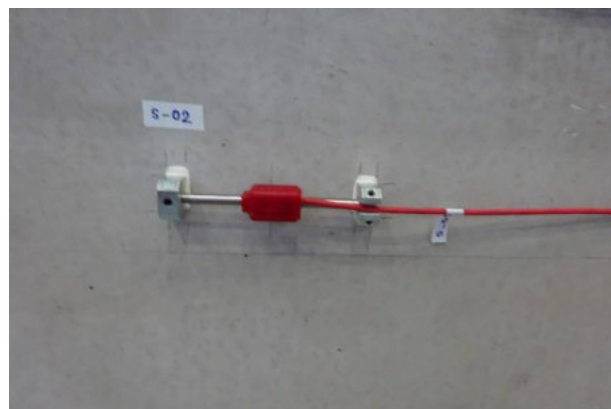
Předpínací tyče byly na horní i spodní hraně ukotveny kotevními deskami s maticemi. Napínání bylo provedeno pomocí hydraulického lisu přes napínací „hrnec“ a následovným utažením matice, viz Obr. 6.6. Pro kontrolu správnosti měřené síly byly navíc na dvě tyče umístěny siloměry.



Obr. 6.6 Způsob napínání předpínacích tyčí



Obr. 6.5 Odporový tenzometr na povrchu betonu



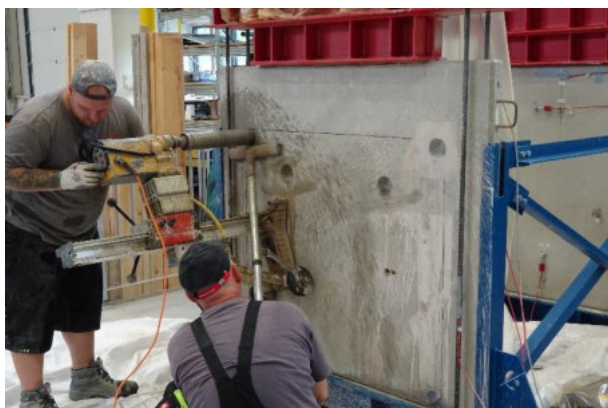
Obr. 6.7 Strunový tenzometr na povrchu betonu

Každý panel byl osazen 6 odporovými tenzometry, viz Obr. 6.5, a 5 strunovými tenzometry, viz Obr. 6.7, pro snímání změn poměrného přetvoření a rozvoje trhlin na panelu při a po vyřezávání otvoru. Každá předpínací tyč byla rovněž vybavena dvěma odporovými

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

tenzometry, pomocí kterých se snímala síla v tyči při napínání a vyřezávání otvoru do panelu. Celý průběh všech zkoušek byl zaznamenáván na ústředny QuantumX a Datataker.

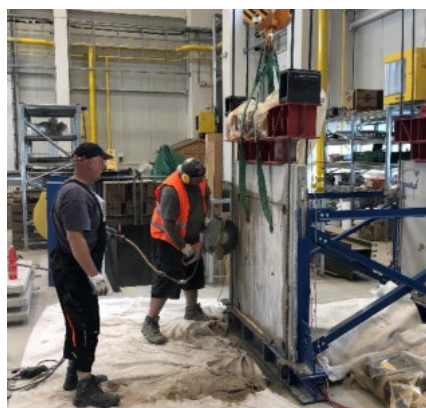
Po osazení panelů do zkušebního rámu se provádělo napínání předpínacích tyčí a tím bylo vyvozeno zatížení na panely. Tyče se napínaly po přírůstcích cca 10 kN tak, aby aplikace zatížení byla rovnoměrná. Následující den (po ustálení napětí v panelu) bylo provedeno řezání otvoru do panelu. Prvně se provedlo šest jádrových vrtů do panelu (4 v rozích a 2 v horní polovině uvnitř budoucího otvoru, vždy ve stejném pořadí). Poté následovalo řezání (také vždy ve stejném pořadí). Řezání bylo provedeno pomocí řezačky s diamantovým kotoučem, viz Obr. 6.8 až Obr. 6.10. Po dokončení řezání byla vyříznutá betonová část odstraněna a dodatečný otvor byl hotov, viz Obr. 6.11.



Obr. 6.8 Postup vrtání jádrových vrtů



Obr. 6.9 Dokončené jádrové vrty



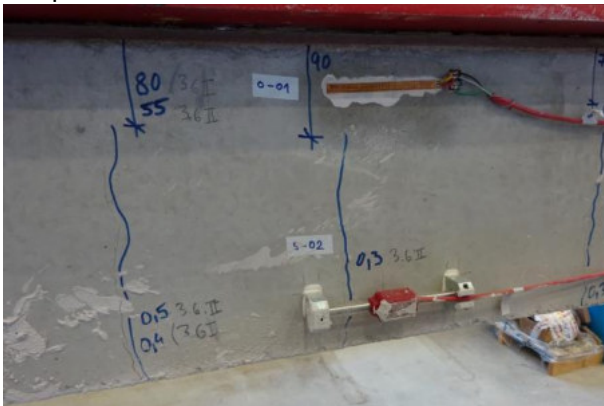
Obr. 6.10 Postup řezání otvoru



Obr. 6.11 Vzorky s vyřezaným otvorem

Změny poměrného přetvoření byly zaznamenávány během celého řezání do panelu. Po vyřezání byl zaznamenán pokles sil v tyčích, a to přibližně o 10 kN na jednu tyč (pokles ze 40 kN na 30 kN, resp. ze 25 kN na 18 kN). Tento pokles síly lze vysvětlit vlivem deformace nově vzniklého nadpraží spolu se stlačením nově vzniklých pilířů a tím zkrácení délky tyčí. Kvůli tomuto jevu bylo nutné tyče po vyřezání otvoru dopnout pro dosažení navržené hodnoty zatížení. Výsledná hodnota skutečného zatížení byla v průměru pro všechny panely s rozdílem do 1 % oproti navržené hodnotě. Hodnotu poměrného přetvoření tenzometrů po dopnutí tyčí lze brát jako reprezentativní, ukazuje poměrné přetvoření betonu po vyřezání. Dále byly odečteny hodnoty šířek trhlin pomocí strunových tenzometrů a příložitých měřítok, viz Obr. 6.12 a Obr. 6.13. Odečty dat, tedy změn poměrného přetvoření betonu a šířek trhlin

byly provedeny stejný den po vyřezání otvoru pro krátkodobou variantu zkoušení a do 87 dnů pro dlouhodobou variantu zkoušení.



Obr. 6.12 Použití tenzometrů



Obr. 6.13 Odečet šířky trhliny

Při napínání tyčí docházelo k deformaci roznášecího nosníku, panel potom nebyl zatěžován rovnoměrným spojitým zatížením, ale spíše dvojicí sil na koncích plochy nosníku, která je v kontaktu se zkušební panel, Obr. 6.14 (červeně). Na Obr. 6.14 (zeleně) a Obr. 6.15 lze vidět mírné vzepětí nosníku, a tím pádem ztrátu kontaktní plochy s betonem. Zatížení se tedy koncentruje na koncích roznášecího nosníku.



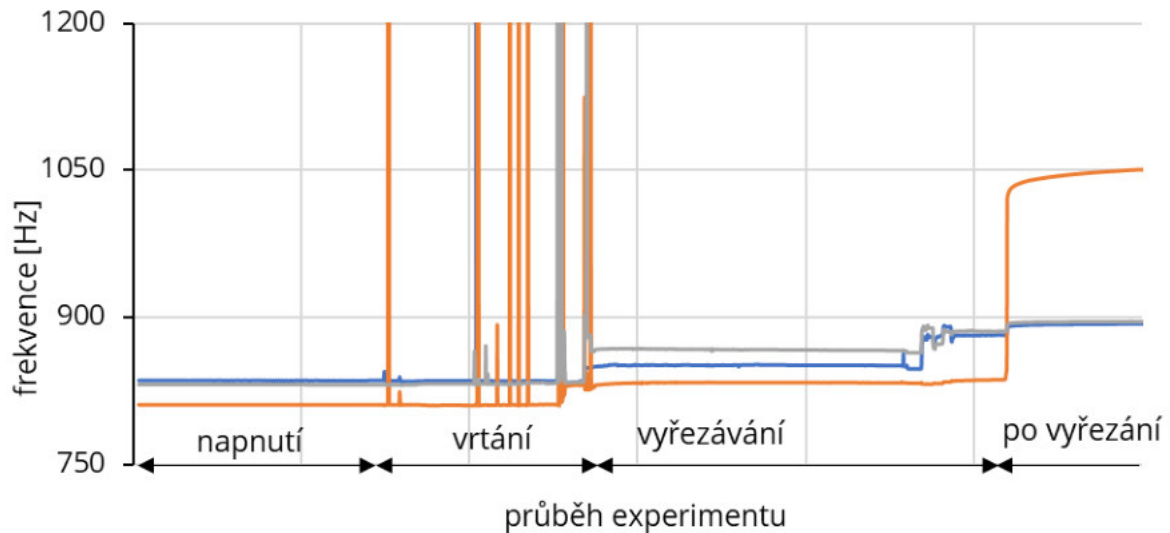
Obr. 6.14 Dokonalé dotlačení nosníku na kraji



Obr. 6.15 Vzepětí nosníku v polovině rozpětí

Při vrtání a řezání byla značně ovlivněna data strunových tenzometrů tak, že amplituda snímané frekvence tenzometru dosahovala velmi vysokých hodnot. Tento jev lze vysvětlit otřesy, které vznikaly v panelu díky vrtání či vyřezávání. Po vyřezání se však frekvence v tenzometru ustálila, viz ukázka na Obr. 6.16. Odečtené hodnoty šířek trhlin z tenzometru se shodují s těmi, které byly odečteny milimetrovým měřítkem, data tak lze považovat za věrohodná. Data z odporových tenzometrů otřesy ovlivněna nebyla.

Při experimentu byly odporové tenzometry použity ke snímání poměrných přetvoření na betonu, strunové tenzometry pak ke snímání poměrných přetvoření (v tlaku) a ke snímání velikosti trhlin v tažených oblastech. Velikosti těchto trhlin byly navíc ověřeny milimetrovými měřítky. Některá data v následujících grafech v kap 6.2.2 chybí z důvodu poruchy odečtu snímačů nebo poškození snímače trhlinou (odporové tenzometry O-03).



Obr. 6.16 Vliv vrtání/vyřezávání na odečet frekvence strunového tenzometru

Při následném modelování experimentu byla maximální snaha vystihnout okrajové podmínky experimentu, materiálové parametry, vliv rozdílného typu vyztužení, postup dodatečného provádění otvoru a dlouhodobé chování zkušebních panelů. Pro zohlednění všech těchto jevů byl zvolen software Atena s modulem pro analýzu dotvarování [70].

Pro zjištění materiálových charakteristik byly ke zkušebním panelům vyhotoveny i zkušební tělesa (3 krychle a 5 trámčů). Stáří panelů v době zkoušek bylo 197 až 238 dní, stáří zkušebních těles bylo 258 a 261 dní. Lze říci, že u takto vyvrážděného betonu lze uvažovat pevnosti betonu panelu stejné, jako pevnosti zkušebních těles, tzn. není nutný přepočítání na základě stáří betonu. Kromě toho takto starý beton lépe reprezentuje stáří skutečného panelu, do kterého by byl proveden dodatečný otvor, na rozdíl od hypotetického zkoušení vzorků s mladým betonem. Zjištěné průměrné materiálové charakteristiky jsou vypsány v Tab. 6.4.

Zkoušky lomové energie betonu nebyly provedeny, pro analýzu experimentů se však nejvíce osvědčily hodnoty, které byly stanoveny dle ModelCode1990 [71], viz (6.8).

$$G_F = G_{F0}(f_{cm}/f_{cm0})^{0,7} \quad (6.8)$$

Kde G_F je specifická lomová energie betonu, G_{F0} je základní hodnota lomové energie, která závisí na frakci použitého kameniva (pro experimenty bylo použito frakce $D_{max} = 8 \text{ mm} \rightarrow G_{F0} = 0,025 \text{ Nmm/mm}^2$), f_{cm} je střední hodnota tlakové pevnosti betonu (odvozena z tlakové pevnosti zkušební krychle) a f_{cm0} je 10 MPa.

Tab. 6.4 Materiálové parametry vzorků betonu v čase experimentu

Prvek	Tlak	Tlak	Příčný tah	Modul pružnosti	Lomová energie
	krychle	trámec	krychle	trámec	výpočet
	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]	G_f [MN/m]
ZP01 - 05	71,20	61,7*	4,10	29,30	$10,7 \times 10^{-5} **$
* Vypočtená hodnota dle [72]					
** Vypočtená hodnota dle [71]					

Pro modelování byly použity střední normové materiálové charakteristiky betonářské výztuže, viz Tab. 6.5, z důvodu absence zkoušek materiálů výztuže. Pro modely byl použit bilineární pracovní diagram výztuže. Výztuž byla modelována diskrétně, ve své skutečné poloze a se shodnými detaily a provázáními, tak jak byla navržena ve fázi projektu, viz Obr. 6.17b.

Tab. 6.5 Střední normové charakteristiky betonářských výztuží

Výztuž	Mez kluzu	Mez pevnosti	Mezní přetvoření	Modul pružnosti
	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_u [-]	E_s [GPa]
B500A (kari sítě)	550	578	0,025	200
B500B (vázané výztuže)	550	594	0,05	200

Pro co nejbližší vystižení chování panelů za experimentu byly použity skutečné materiálové charakteristiky betonu v čase experimentu, s dodatečným použitím vypočtené hodnoty lomové energie betonu, dle Tab. 6.4.

Výpočet byl rozdělen do celkem 9 intervalů. První 2 intervaly byly použity k aplikaci konkrétního zatížení (vlastní tíha panelu a zatěžovací síly 160 kN nebo 100 kN). Další 4 intervaly byly použity k simulaci vyřezání otvoru. Sedmý interval představoval dokončený otvor a sloužil k odečtu hodnot poměrných přetvoření betonu bezprostředně po provedení otvoru. Poslední dva intervaly (8 a 9) sloužily k dlouhodobému sledování účinků dotvarování.

V prvním intervalu byla aplikována vlastní tíha panelu, která byla rozložena do 5 zatěžovacích kroků. V druhém intervalu byly aplikovány navržené síly zatížení panelů (2×80 kN, resp. 2×50 kN), viz Obr. 6.18a. V těchto dvou intervalech byly podpory panelu, které zabraňovaly svislé deformaci, zvoleny plošně na ploše 300×75 mm od krajů panelu, viz Obr. 6.18d, pro vystižení napjatosti za experimentu. Vodorovnému posuvu v patách budoucích pilířů bylo zabráněno liniovými podporami. Pro stabilizaci modelu v prostoru byly definovány bodové podpory v patách budoucích pilířů, Obr. 6.17c, stejně tak jako v horních roznášecích deskách. Ty byly modelovány z elastického materiálu o parametrech $E = 200$ GPa a Poissonova čísla = 0,2, Obr. 6.17a. Mezi spodní roznášecí desky a beton panelu byl definován objemový prvek, rovněž z elastického materiálu, o parametrech $E = 5$ GPa a Poissonova čísla = 0,49 pro vyloučení jakýchkoliv tahů, které by mohly vzniknout v panelu vlivem plošných podpor a z důvodu částečného natočení paty pilíře, Obr. 6.17c. Ve všech intervalech bylo zabráněno vodorovnému posuvu v rovině panelu díky liniové vodorovné podpoře.

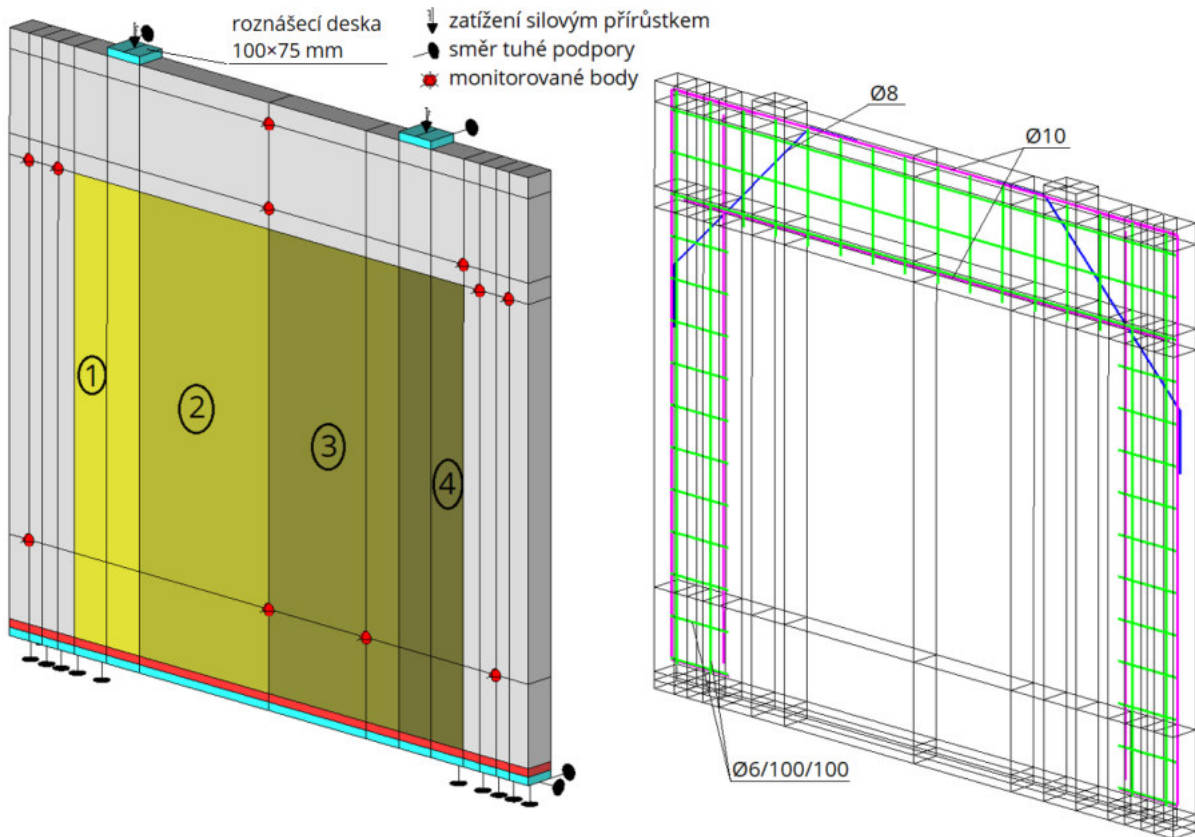
V intervalu 3 až 6 probíhala simulace vyřezávání otvoru do panelu. Vyřezávání bylo modelováno postupným vypínáním objemových prvků v jednotlivých intervalech, viz Obr. 6.18.

Aby byl co nejbližší vystižen postup vyřezávání otvoru, tak byl objem budoucího otvoru rozdělen do 4 samostatných objemových prvků, které představovaly dílčí části vyřezaného otvoru. Spára, kterou vytvořila diamantová pila za experimentu se vlivem deformace nadpraží/pilířů nezavřela, proto nebylo nutné tuto spáru zahrnout v modelu a bylo možno vypínat celé části objemů 1–4, viz Obr. 6.17a.

Výztuž, která by byla přerušena po vyřezání otvoru nebyla v modelu zahrnuta. Zatížení panelu bylo aplikováno přes roznášecí desky, protože při experimentu byla pozorována

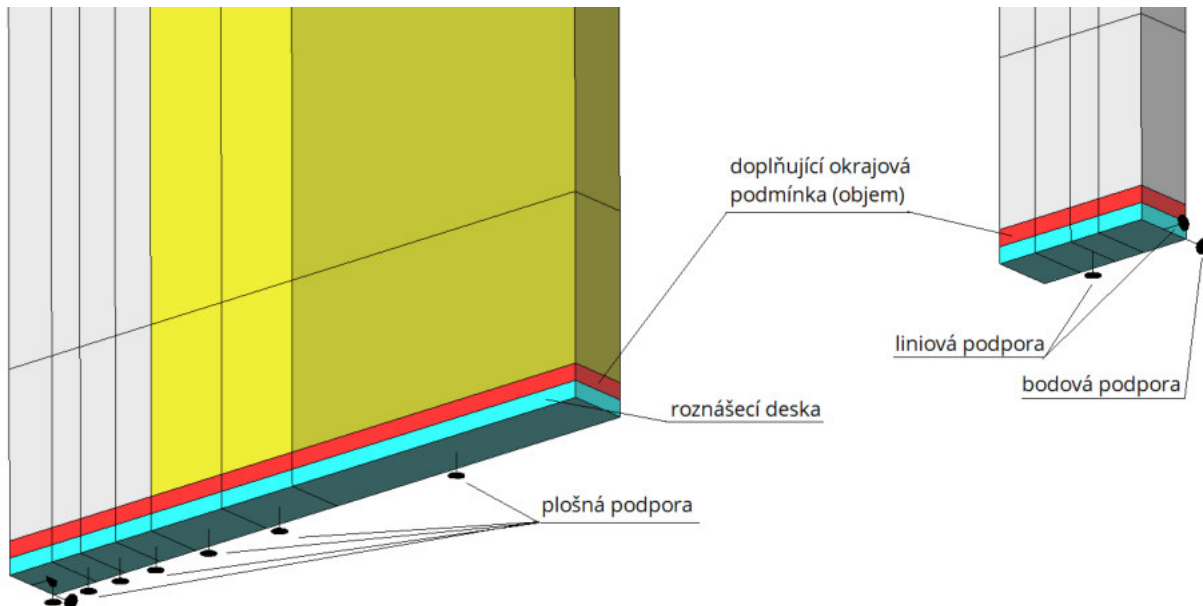
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

deformace (vzepětí) roznášecího nosníků při napnutí předpínacích tyčí. Tím se zatížení přenáše do panelu spíše bodově na krajích nosníku, jak bylo vysvětleno výše.

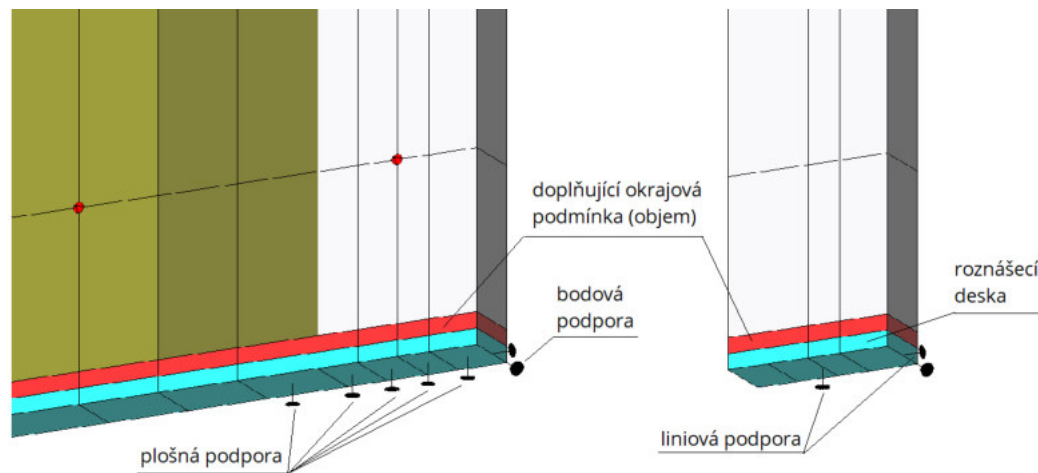


a) Celkový pohled

b) Vyztužení diskrétní výztuží



c) Detail okrajových podmínek během vyřezávání otvoru (interval 4)

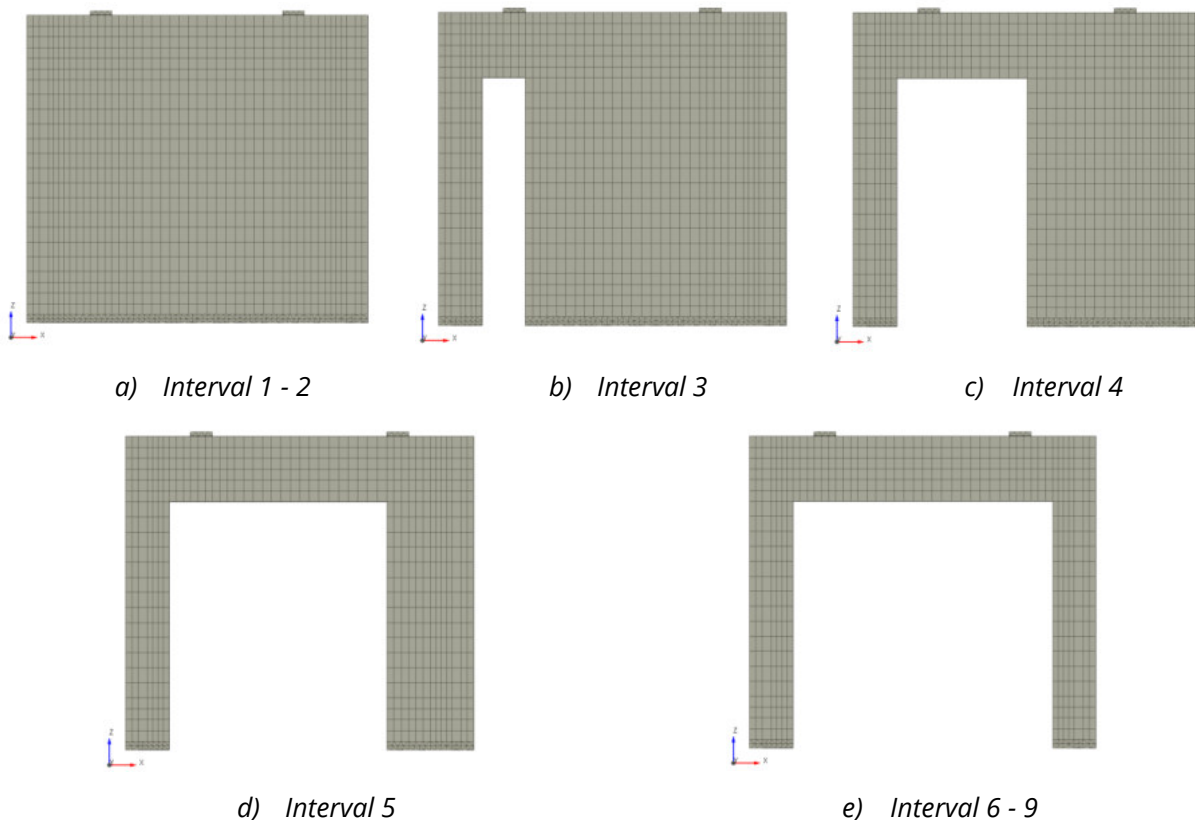


d) Detail okrajových podmínek před vyřezáním otvoru (interval 1 až 2)

e) Detail okrajových podmínek po vyřezání otvoru (interval 6 až 9)

Obr. 6.17 Schéma výpočtového modelu Atena

Podepření svislého směru panelu bylo při vyřezávání (interval 3 až 6), viz Obr. 6.18b-e voleno plošně, přes celou spodní plochu panelu. Plošné podpory byly postupně odebrány ve stejných krocích, ve kterých byly odebrány jejich dílčí objemové prvky. V intervalech, kde byl odebrán objemový prvek soudící s finálním pilířem (interval 3 a 6), byla plošná podpora pilíře nahrazena svislou linií svislou podporou v $\frac{1}{2}$ roznášecí desky. Linií svislou podporou ve svislém směru byla definována v rovněž v kombinaci s objemovým prvkem mezi spodní roznášecí desku a beton pilíře pro simulaci částečného natočení pilíře v patě, Obr. 6.17e.



a) Interval 1 - 2

b) Interval 3

c) Interval 4

d) Interval 5

e) Interval 6 - 9

Obr. 6.18 Schéma simulace postupného vyřezávání otvoru včetně sítě 3D konečných prvků

V 7. intervalu byl otvor již kompletně „vyřezán“, Obr. 6.18e, a byly odečteny hodnoty poměrných přetvoření na panelu ve stejných místech jako za experimentu pomocí bodových monitorů, viz Obr. 6.17a.

V 8. intervalu byly sledovány změny poměrných přetvoření a trhlin do 87. dne po vyřezání otvoru (časový úsek sledování experimentu). 9. interval sledoval chování panelů dalších 50 let, což je běžná životnost konstrukcí pozemních staveb.

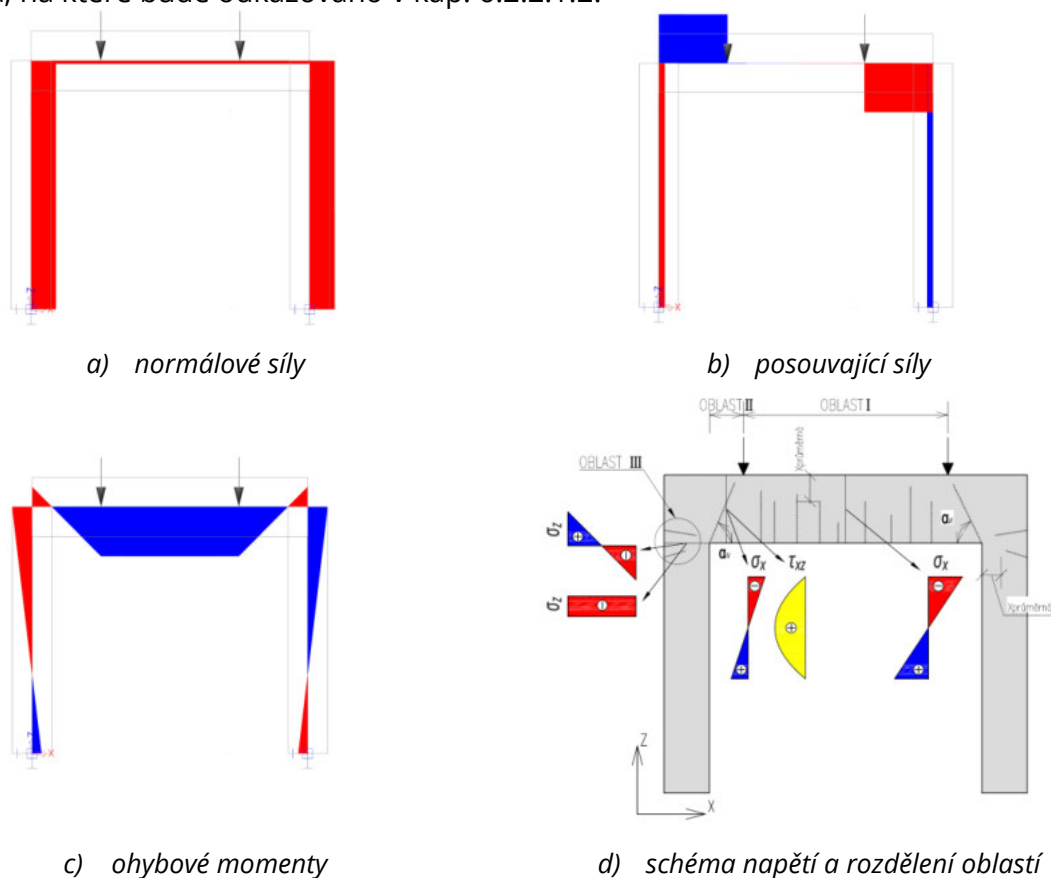
6.2.2 Výsledky experimentu a numerické analýzy

Při analýze numerických nelineárních modelů, které simulovaly experiment, byly porovnávány hodnoty poměrných přetvoření betonu ve sledovaných měřičských bodech před i po vyřezání otvoru, ze kterých bylo odvozeno napětí v betonu. Dále byly sledovány šířky trhlin v nadpraží a pilířích a výšky tlačných oblastí neporušených trhlinami.

Analýza je rozdělena do dvou částí: sledování chování zkušebních panelů bezprostředně po vyřezání otvoru, kde jsou srovnávány okamžité změny zmiňovaných parametrů, a dlouhodobé chování, kde jsou analyzovány dlouhodobé účinky dotvarování na poměrné přetvoření (napětí) a trhliny.

6.2.2.1 Chování bezprostředně po vyřezání otvoru

Pro ilustraci namáhání zkušebních vzorků jsou na Obr. 6.19a-c zobrazeny průběhy vnitřních sil na idealizované prutové konstrukci, které pomohou odůvodnit následující prezentované výsledky. Výsledné napětí od těchto vnitřních sil je zjednodušeně ilustrováno na Obr. 6.19d, bez účinků vodorovných reakcí v patách pilířů. Zkušební panel je rozdělen do tří oblastí, viz Obr. 6.19d, na které bude odkazováno v kap. 6.2.2.1.2.



Obr. 6.19 Ilustrace namáhání zkušebního vzorku

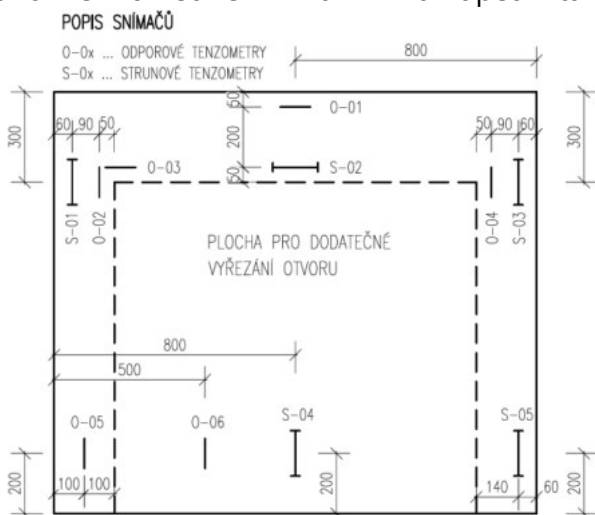
6.2.2.1.1 Poměrné přetvoření, napětí

Při následném porovnání mezi jednotlivými vzorky byla sledována změna poměrného přetvoření betonu po vyřezání $\Delta\varepsilon_c$ v jednotlivých měřičských bodech, viz Obr. 6.20. Při vyhodnocování výsledků je hodnota změny $\Delta\varepsilon_c$ vypočtena dle (6.9). Stav přetvoření v zatížené stěně bez otvoru je „nulový“. Změny poměrných přetvoření v grafech znázorňují pouze změnu oproti stavu před vyřezáním otvoru. Tímto způsobem byly eliminovány rozdílné hodnoty poměrných přetvoření zatížených studovaných panelů bez otvoru.

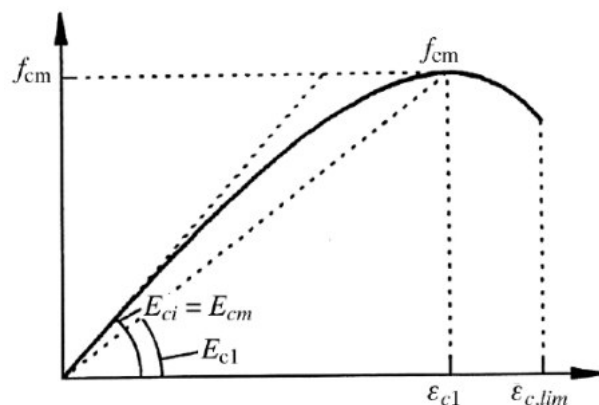
$$\Delta\varepsilon_c = \varepsilon_{c,\text{vyřezání}} - \varepsilon_{c,\text{napnutí}} \quad (6.9)$$

Kde $\Delta\varepsilon_c$ je změna poměrného přetvoření po vyřezání otvoru, $\varepsilon_{c,\text{vyřezání}}$ je poměrné přetvoření betonu bezprostředně po vyřezání otvoru a $\varepsilon_{c,\text{napnutí}}$ je poměrné přetvoření betonu před vyřezáním otvoru.

Následující Obr. 6.22 popisuje změnu poměrného přetvoření na povrchu betonu v jednotlivých měřičských bodech po vyřezání otvoru pro panely ZP02, 03, 04 a 05 zatížené výslednicí síly 160 kN. Ty jsou ve stejném grafu porovnány s výsledky získané analýzou modelu v softwaru Atena. Napětí na povrchu betonu je pro výsledky experimentu odvozeno na základě zjištěných hodnot poměrného přetvoření dle nelineárního pracovního diagramu betonu, viz Obr. 6.21. Napětí z výsledků numerické analýzy je přímo převzato z modelu, kde je rovněž zohledněn vliv trhlin na napětí v tažených oblastech.



Obr. 6.20 Popis rozmístění snímačů

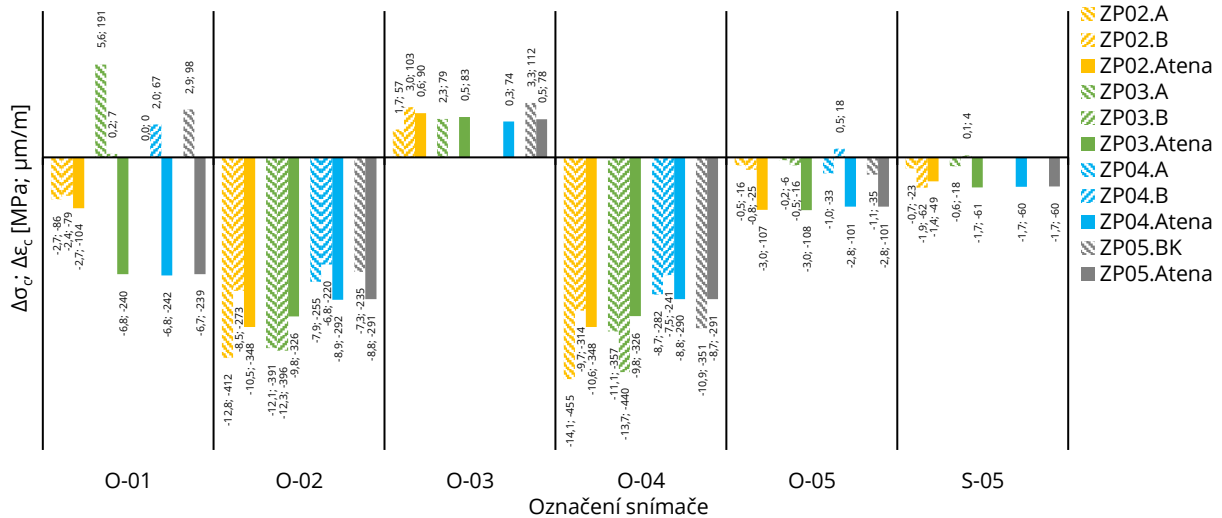


Obr. 6.21 Nelineární pracovní diagram betonu [72]

Graf ukazuje na jednotlivých čidlech naměřené hodnoty (šrafovaně) a hodnoty vypočtené programem Atena (plně). Největší přírůstky tlakových poměrných přetvoření lze sledovat pro všechny případy panelů na bodech O-02 a O-04, tedy na vnitřní hraně pilířů v jejich hlavě, v místě extrémního namáhání ohybovým momentem normálovou silou, viz Obr. 6.19a, c. Zde je zřejmý vliv „spící výztuže“ na vnitřní hraně pilíře, viz Obr. 6.2 ③, kde $\Delta\varepsilon_c$ pro ZP02 a 03 (bez výztuže ③) nabývá přibližně o 70 % větších hodnot oproti ZP04 a 05 (s výztuží ③). Přetvoření v těchto bodech získané numerickou analýzou se podařilo velmi blízko přiblížit skutečnosti experimentu, viz Obr. 6.22. Hodnoty na bodech O-02 a O-04 po vyřezání u panelu ZP02.B jsou pravděpodobně zkreslené. Možné vysvětlení je, že panel nebyl zatížen přesně v jeho rovině, a tak v panelu vznikl ohybový moment na vnitřní straně panelu (strana s umístěnými tenzometry). Hodnoty poměrných přetvoření na bodech O-02 a O-04

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

u panelů ZP02.A, ZP03.A a ZP03.B jsou přibližně stejné, a to právě díky absenci „spící výztuže“ v nově vzniklých pilířích, což bylo potvrzeno i numerickou analýzou.



Obr. 6.22 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice zatížení 160 kN) - experiment/Atena

Body O-03 vykazují tahová namáhání na spodní hraně nadpraží u jeho uložení, to napovídá výskytu ohybového momentu na těchto vlákních. Kromě toho je zde výskyt smykového namáhání, které sice nedosahuje extrému v místě polohy tenzometru, avšak přispívá k celkovému přetvoření. V některých případech panelů (ZP03, 04 a 05) zde vznikla i smyková trhlinka, která v případě vzorku ZP04.A a ZP04.B přerušila tenzometr, viz Obr. 6.23. Hodnoty ε_c v tomto bodě získané experimentem se podařilo simulovat numerickou analýzou a pro všechny vzorky jsou hodnoty přibližně stejné. Příspěvek „spící výztuže“ ④ u spodní hrany nadpraží tak není v tomto případě zjevný.

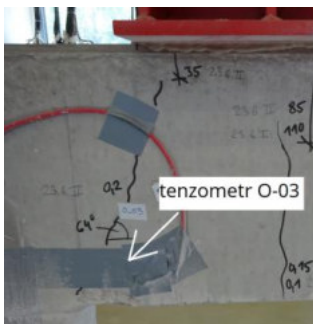
Změna poměrného přetvoření v bodě O-05 je dle výsledků numerické analýzy v průměru $\Delta\varepsilon_c = -104 \mu m/m$. Výsledky experimentu však udávají menší hodnoty, viz Obr. 6.22. Tenzometr O-05 je umístěn v těžišti průřezu a neměl by být ovlivněn přetvořením vyvozeným ohybovým momentem. Zde je napětí dle zjednodušeného výpočtu (viz Tab. 6.2, rovnice (6.7)) $-5,3 \text{ MPa}$, což odpovídá $\varepsilon_c = -175 \mu m/m$. Hodnota přetvoření před vyřezáním otvoru je pro experimenty i Atenu v průměru $\varepsilon_c = -80 \mu m/m$, viz Tab. 6.6. Změna poměrného přetvoření zjednodušeným řešením je tedy: $\Delta\varepsilon_c = -175 - (-80) = -95 \mu m/m$. Tato hodnota je ve velmi dobré shodě s přetvořením získaným numerickou analýzou a jeví se jako věrohodná. Tenzometr O-05 za experimentu pravděpodobně zachytil ohybový moment, který rozdíly zapříčinil. Vystihnout chování podpory, která by simulovala takové působení v modelu, se bohužel nepodařilo.

Tenzometr S-05, který je posunut blíže ke vnějšímu povrchu je potom ovlivněn působením ohybového momentu a naměřené hodnoty se od O-05 nepatrně liší. Hodnoty ε_c v obou bodech jsou pro všechny vzorky jsou přibližně stejné, rozdílné vyztužení v patách pilířů má tedy zanedbatelný vliv.

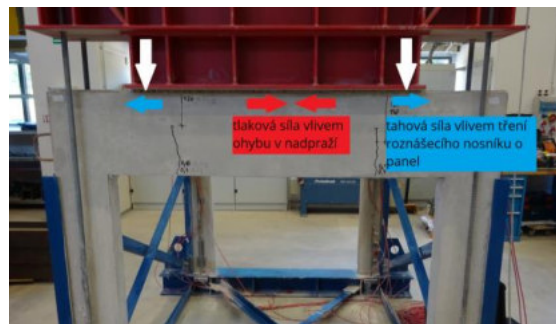
Tab. 6.6 Hodnoty poměrného přetvoření v těžišti paty pilíře před vyřezáním otvoru

Fáze: napnutí		ZP02.A	ZP02.B	ZP03.A	ZP03.B	ZP04.A	ZP04.B	ZP05.BK	Průměrná hodnota
Experiment	O-05 ε_c	-116	-76	-126	-71	-85	-71	-69	-88
Atena	[$\mu m/m$]	-73		-73		-72		-72	-72

Dle statického působení a aplikovaného zatížení se dá předpokládat, že body O-01, které jsou umístěny u horní hrany v polovině rozpětí nadpraží, budou namáhány tlakem, viz Obr. 6.19c. Tomu je tak pouze v případě experimentu panelu ZP02, ostatní vzorky experimentu (ZP03 až 05) byly v tomto místě namáhány tahem. Numerické modely byly zde ve všech případech namáhány tlakem. Možnost, že by tažená oblast porušená trhlinami dosahovala až k tomuto tenzometru je rovněž vyloučena pečlivým vizuálním zhodnocením experimentu. Tahové napětí, kde však nevznikly trhliny, mohlo dosahovat této úrovně. Další možné vysvětlení je, že při experimentu byly tyto tenzometry po vyřezání v některých případech nataženy vlivem vzniku vodorovné síly na krajích styku roznášecího nosníku a podmazání vrchního povrchu panelu. Tato vodorovná tahová síla mohla být větší než tlaková síla, která vznikla v tlačené oblasti nově vzniklého nadpraží od ohybového namáhání, viz Obr. 6.24. Při numerické analýze tento jev nelze věrohodně zohlednit, proto v modelech není zahrnut.



Obr. 6.23 Porušení tenzometru O-03 (vzorek ZP04)



Obr. 6.24 Schéma namáhání u bodu O-01

V případě experimentů s výslednicí síly 100 kN, které byly podrobeny panely ZP01 a ZP05, bylo dosaženo obdobných výsledků. V místech přítomnosti „spící výztuže“ ③ a ④ u panelu ZP05 je zjištěné poměrné přetvoření menší než u méně vyztuženého ZP01, viz Obr. 6.25.

Největší přírůstky jsou znovu v bodech O-02 a O-04, kde přetvoření u ZP01 je přibližně o 67 % větší než u ZP05, a to právě díky „spící výztuži“ ③, která dokáže redukovat poměrné přetvoření v betonu. Popsané chování bylo znovu potvrzeno numerickou analýzou.

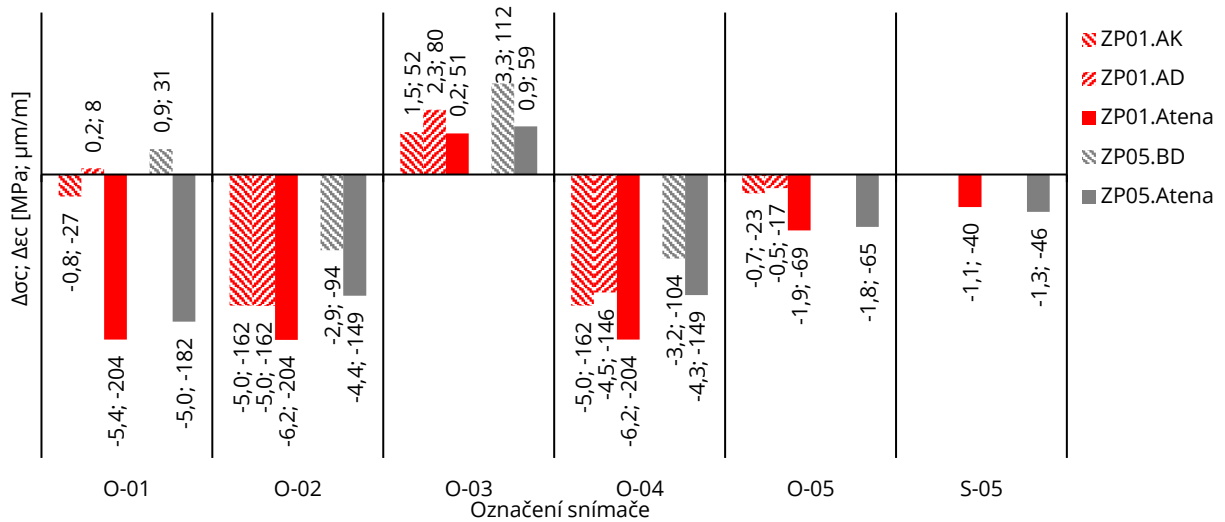
Tahová namáhání v bodech O-03 jsou o 70 % vyšší pro ZP05 oproti ZP01. Tahová výztuž při spodním nadpraží ④ nejspíše přispívá k redistribuci tahových namáhání do krajních průřezů nadpraží. Numerickou analýzou byl tento jev rovněž potvrzen.

Situace v pilířích (bod O-05 a S-05) je obdobná jako při variantě experimentu se 160 kN, kde rozdílné vyztužení má zanedbatelný vliv. Poměrná přetvoření jsou u obou vzorků téměř stejná. Tenzometr O-05 byl bohužel před provedením experimentu vzorku ZP05.BD poškozen a naměřené hodnoty vykazovaly tahové namáhání, hodnoty jsou tak pravděpodobně chybné (nejsou prezentovány v grafu).

Tenzometry S-05 bohužel za experimentu selhaly. Data získaná numerickou analýzou však rovněž ukazují srovnatelné hodnoty mezi oběma vzorky.

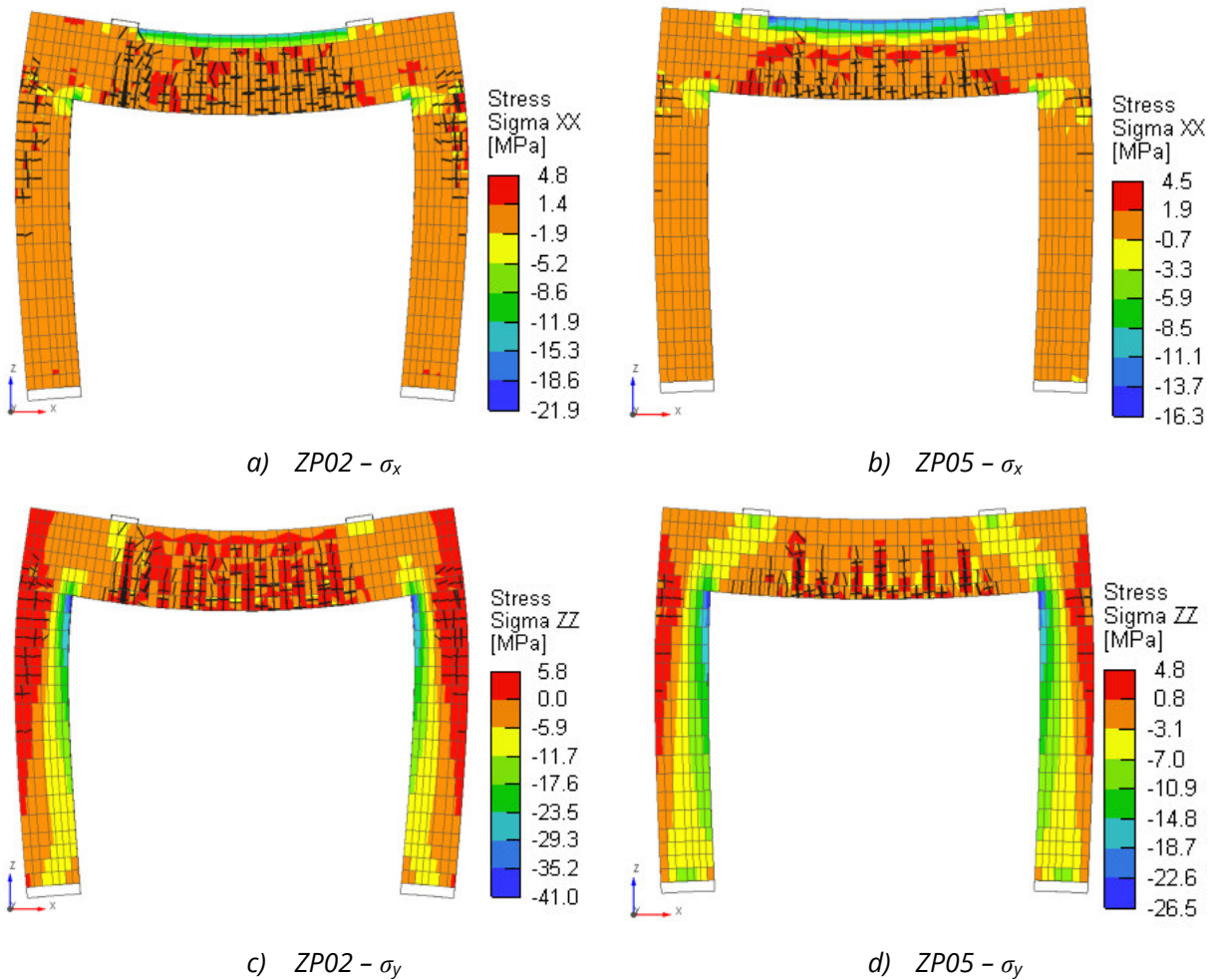
Body O-01 vykazují podobné chování jako u předchozích experimentů. Horní hrana nadpraží pro ZP01.AK byla po vyřezání namáhána tlakově (dle předpokladu) ale ZP01.AD tahově, stejně tak jako to bylo u ZP05.BD. I zde je možný nahodilý výskyt vodorovných tahových sil zapříčiněných roznášecím nosníkem a podmazáním, viz výše. Hodnoty získané numerickou analýzou dosahovaly tlakových hodnot dle předpokladu, více vyztužený ZP05 dosáhl menších přetvoření jak ZP01.

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory



Obr. 6.25 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice zatížení 100 kN) - experiment/Atena

Grafické porovnání výsledných napětí po vyřezání pro vybrané vzorky s výslednicí zatížení 160 kN dokazuje nižší hodnoty napětí v nadpraží viz Obr. 6.26a, b, tak i v pilířích, viz Obr. 6.26c, d. Pozitivní vliv „spící výtzuže“ na napětí, včetně extrémních hodnot v kritických průřezech, je evidentní.

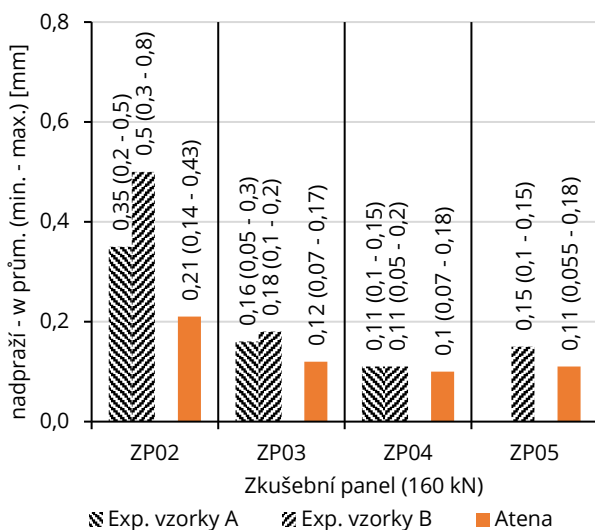


Obr. 6.26 Grafické srovnání rozdílů hlavních napětí σ_c (160 kN)

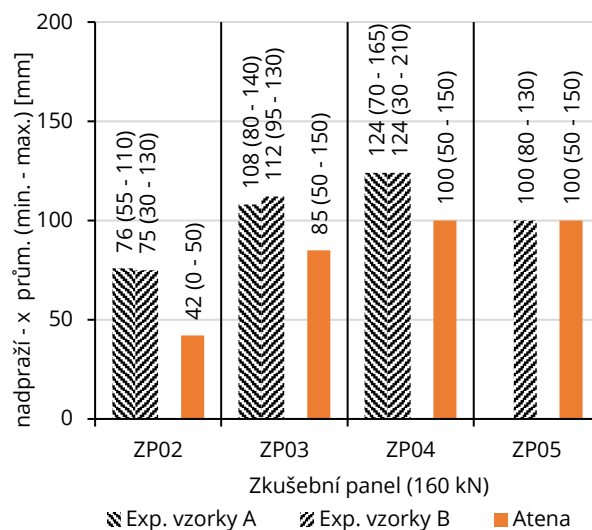
6.2.2.1.2 Šířky trhlin, tlačené oblasti

Po vyřezání otvoru vznikly trhliny v zásadě ve třech oblastech, viz Obr. 6.19d. V nadpraží, v oblasti pod roznášecím nosníkem (oblast I), na kraji nadpraží (oblast II), a v hlavě pilířů (oblast III). V následujících grafech jsou vždy prvně uvedené průměrné šířky trhlin z těchto oblastí, v závorce potom minimální a maximální hodnota. V navazující kap. 6.3 bude pracováno s konceptem „průměrná šířka trhliny“. Při analýze napjatosti průřezu dle ČSN EN 1992-1-1 [9] jsou počítány právě tyto šířky trhlin. Kritéria mezních šířek trhlin dle této normy jsou také vztaženy k jejich průměrné hodnotě. Z tohoto důvodu jsou naměřené hodnoty získané experimentem a numerickou analýzou směrodatné. Navíc jsou uvedeny i výšky oblastí neporušené trhlinami (tlačené oblasti). Z hlediska trhlin a tlačných oblastí se vždy oba páry zkušebních panelů chovaly velmi podobně, fotografie experimentu a jejich porovnání s numerickými modely tak budou prezentované bez rozlišování písmene „A“ nebo „B“ vzorků panelů, viz Obr. 6.35 až Obr. 6.42.

Oblast „I“ je dle idealizace, Obr. 6.19c, namáhána konstantním ohybovým momentem, to podporuje i vyhodnocení šířek trhlin jako průměrných hodnot. Průměrná šířka trhlin v oblasti „I“ a výslednici síly 160 kN pro panely ZP02 dosahovala hodnot 0,35 – 0,5 mm. Trhlin zde bylo méně a větších šířek, viz Obr. 6.35, než tomu tak bylo v ostatních případech panelů ZP03 až 05. Zde trhliny dosahovaly průměrných hodnot kolem 0,15 mm, viz Obr. 6.27. Tyto další panely měly u spodní hrany nadpraží výztuž $\textcircled{4}$, která zajistila rovnoměrnější rozdělení trhlin menších šířek, viz Obr. 6.36 až Obr. 6.38. Trhliny u ZP02 dosahovaly větších délek, než tomu tak bylo u zbylých panelů, tato skutečnost je zobrazena na Obr. 6.28, kde je evidentní nižší tlačná oblast pro ZP02 oproti ostatním vzorkům. Příspěvek tažené výztuže $\textcircled{4}$ na větší rozložení tlakové síly v tlačné oblasti ve prospěch ZP03 až 05 je evidentní. Průměrnou šířku trhlin v této oblasti se podařilo věrohodně popsat modelem Atena, včetně výšek tlačných oblastí.



Obr. 6.27 Trhliny po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/Atena

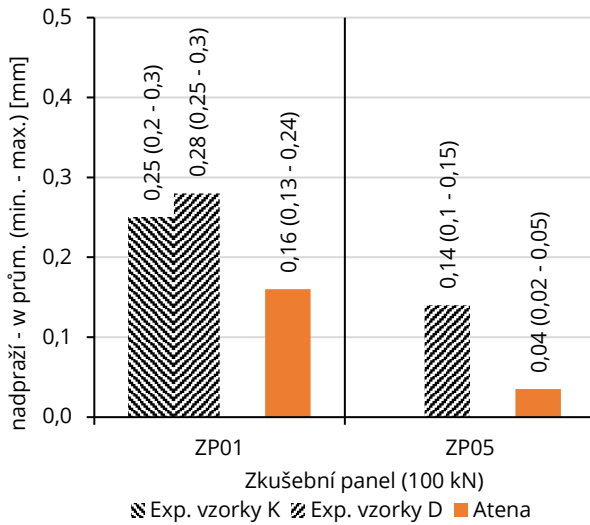


Obr. 6.28 Výška tlačné oblasti po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/Atena

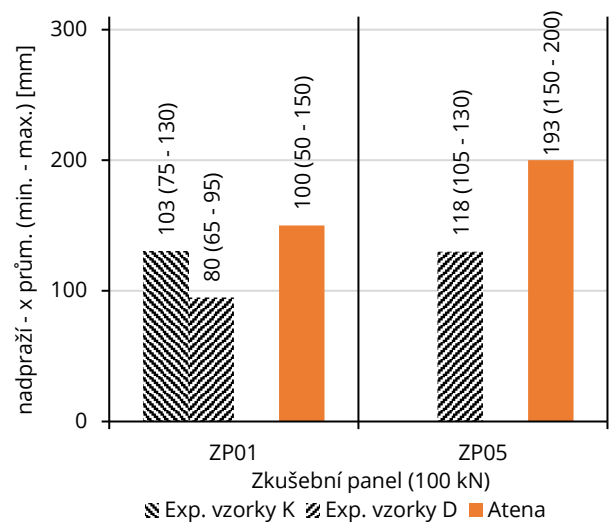
Obdobných výsledků bylo dosaženo při experimentech s výslednicí 100 kN, kde širší trhliny s menší četností byly zaznamenány pro ZP01 oproti ZP05, viz Obr. 6.29, to je znovu dáno absencí výztuže $\textcircled{4}$ v nadpraží. Na stejném principu jako v předchozím případě je i příznivější rozložení dvojice vnitřních sil v panelu ZP05 oproti ZP01, viz Obr. 6.30 (tlačná oblast je pro ZP05 vyšší). Všechny tyto jevy se povedly simulovat numerickou analýzou, viz

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Obr. 6.39 až Obr. 6.42. V ostatních oblastech „II“ a „III“ pro experiment s výslednicí 100 kN trhliny nevznikaly.

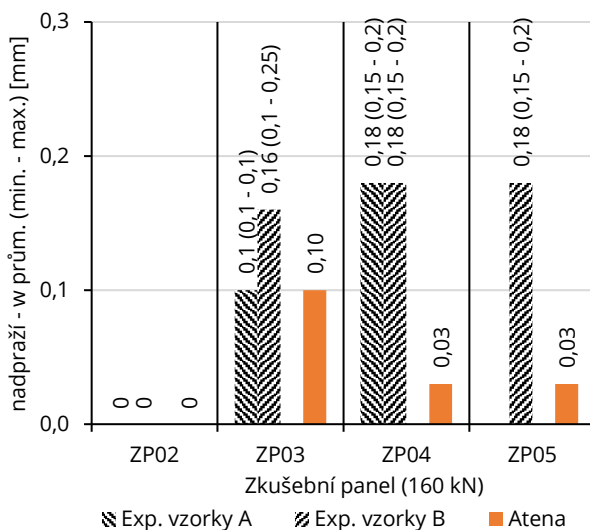


Obr. 6.29 Trhliny po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/Atena

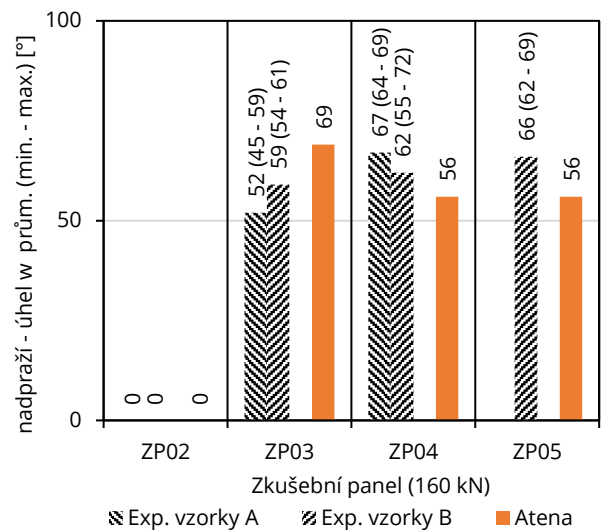


Obr. 6.30 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/Atena

Trhliny pro panely s výslednicí 160 kN v oblasti „II“ od kombinace ohybového a smykového namáhání dosahovaly za experimentu průměrných šířek 0,1 až 0,18 mm, avšak jen pro panely se spodní tahovou výztuží ⊕. Pro panely ZP02, kde tato výztuž nebyla, tyto trhliny nevznikly, viz Obr. 6.31. Modely se bohužel nepodařilo přesněji vystihnout tuto šířku trhlin, podařilo se však simulovat jejich vznik. Tahové napětí v tenzometru O-03, které se mj. váže na smykové namáhání, je však velmi podobné s tím, které bylo získáno experimentem. Sklon těchto trhlin a tlakové diagonály byl řízen přenosem zatížení z roznášecího nosníku do pilířů, pro model a experimenty dosahoval obdobných hodnot, viz Obr. 6.32. Nevytvořila se tak příhradová analogie, podle které je posuzován smyková např. dle [9].

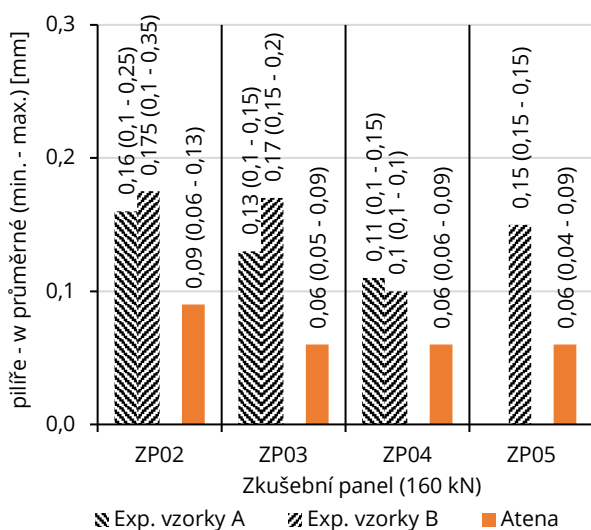


Obr. 6.31 Trhliny po vyřezání – oblast II (160kN) - experiment/Atena

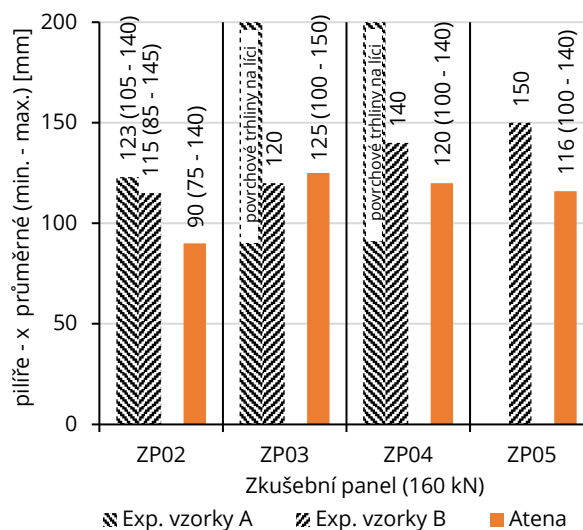


Obr. 6.32 Úhel trhlin – oblast II (160kN) - experiment/Atena

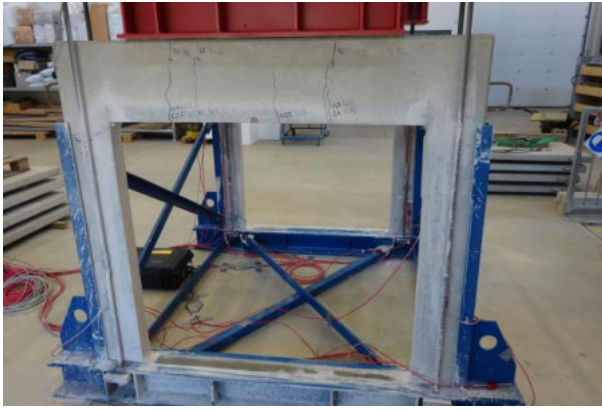
Trhliny v pilířích (oblast „III“) dosahovaly menších průměrných šířek na vnější hraně pilířů pro panely se „spící výztuží“ ③ (ZP04 a ZP05) než u těch panelů, které tuto výztuž neměly (ZP02 a ZP03), viz Obr. 6.33. Výztuž na vnější hraně pilířů ① měly všechny zmiňované vzorky. Vliv na velikost šířky těchto trhlin má pravděpodobně i tahová výztuž v nadpraží ④, která zajistí menší pokles ohybové tuhosti v nadpraží po vzniku trhlin, tudíž menší namáhání pilířů. Tento jev se podařilo popsat i modely. Trhliny dosahovaly malých délek, to symbolizují výšky tlačенých oblastí, viz Obr. 6.34. Trhliny ve většině případů nedosahovaly ani poloviny výšky průřezu. V některých vzorcích vznikly jen na líci pilíře, bez dalšího rozšíření. Pro ZP02 byly tlačенé oblasti menší než v ostatních případech. To podporuje i hypotézu o tužším nadpraží pro vzorky ZP03 až 05 zmíněnou výše.



Obr. 6.33 Trhliny po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/Atena



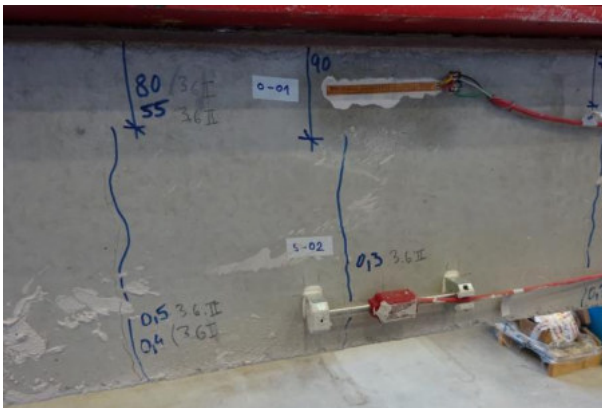
Obr. 6.34 Výška tlačенé oblasti po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/Atena



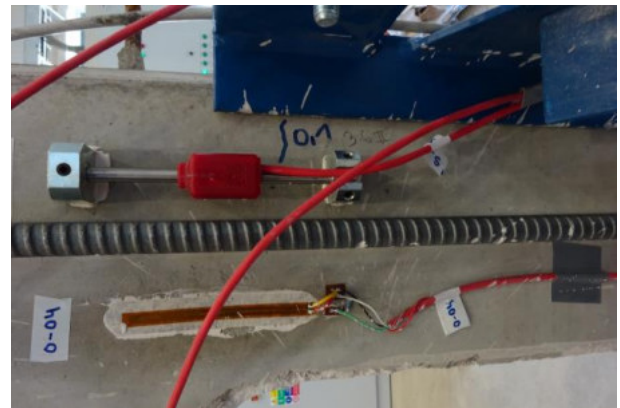
a) přední strana – celkový pohled



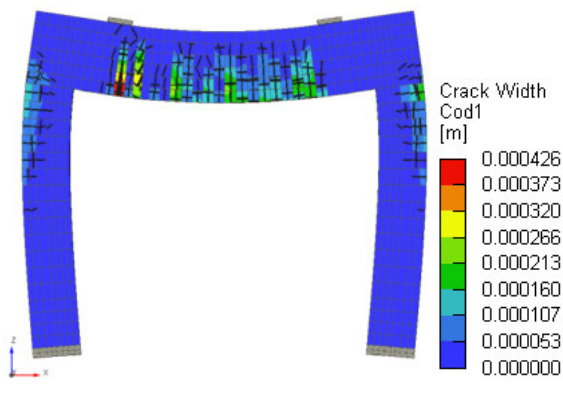
b) zadní strana – celkový pohled



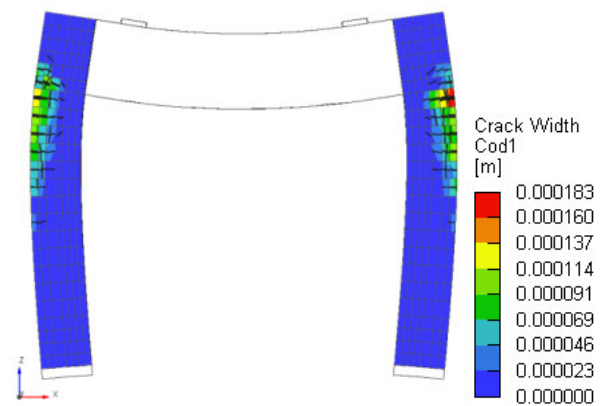
c) zadní strana – nadpraží



d) zadní strana – pilíř



e) Atena – celkový pohled



f) Atena – pilíře

Obr. 6.35 Panel ZP02 (160kN) po vyřezání



a) přední strana – celkový pohled



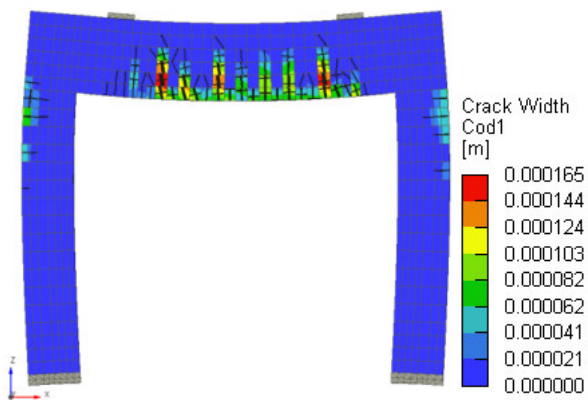
b) zadní strana – celkový pohled



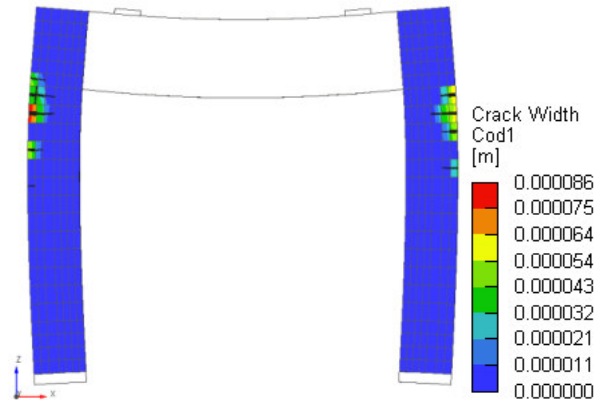
c) přední strana – nadpraží



d) pilíř



e) Atena – celkový pohled



f) Atena – pilíře

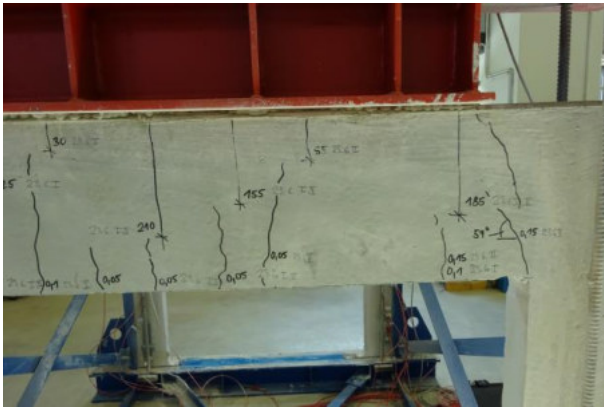
Obr. 6.36 Panel ZP03 (160kN) po vyřezání



a) přední strana – celkový pohled



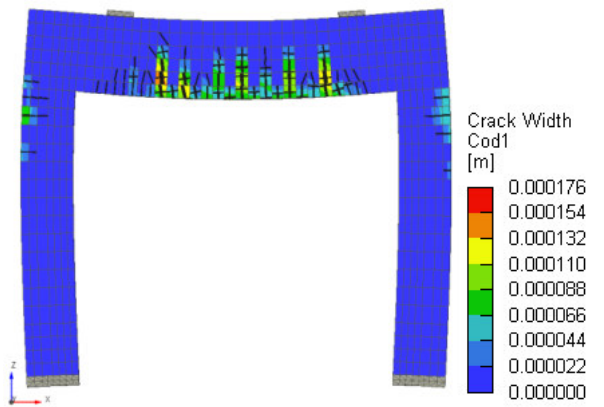
b) zadní strana – celkový pohled



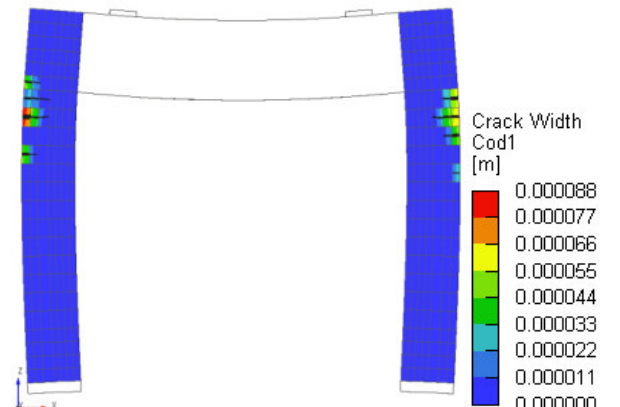
c) přední strana – nadpraží



d) boční strana – pilíř

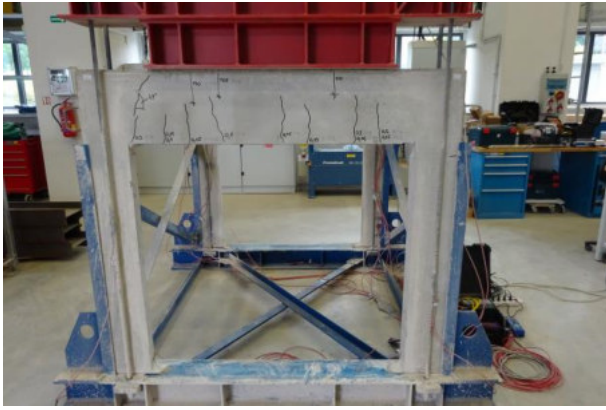


e) Atena – celkový pohled

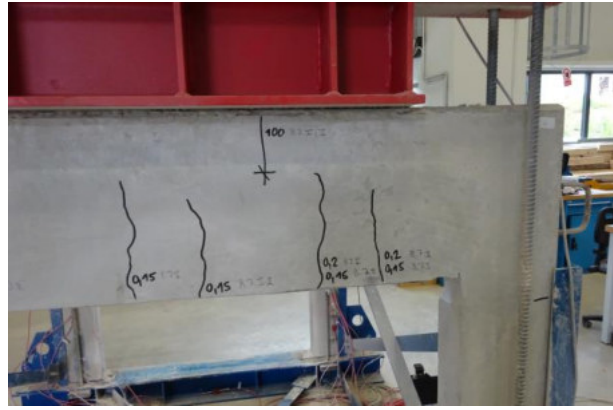


f) Atena – pilíře

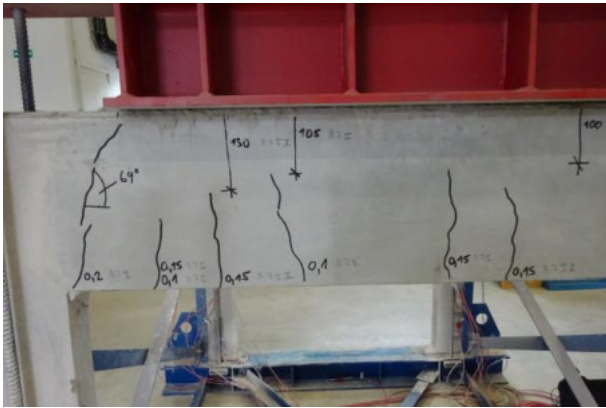
Obr. 6.37 Panel ZP04 (160kN) po vyřezání



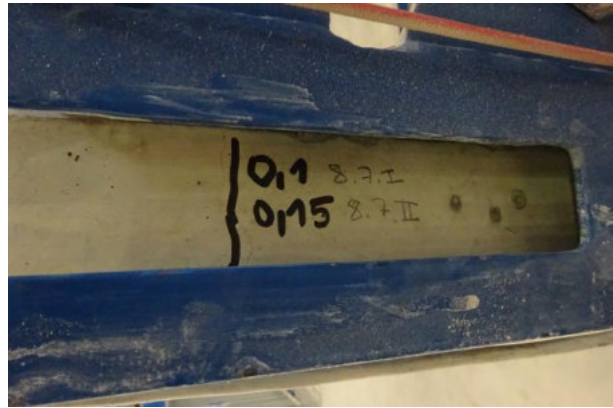
a) přední strana – celkový pohled



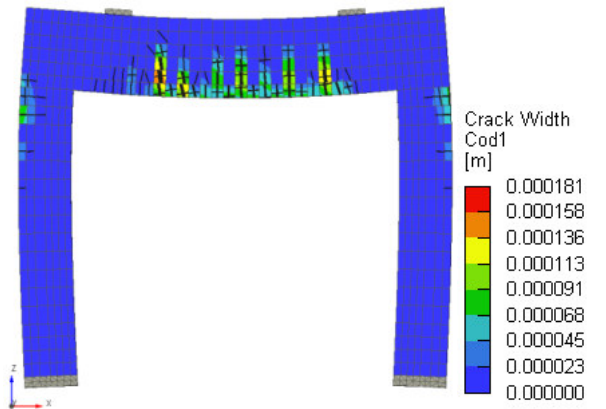
b) přední strana – nadpraží



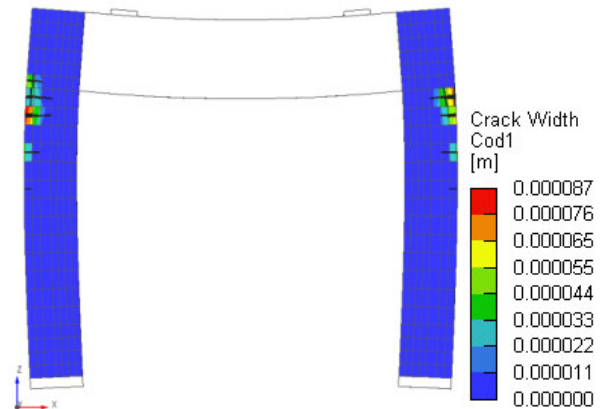
c) přední strana – nadpraží



d) boční strana – pilíř

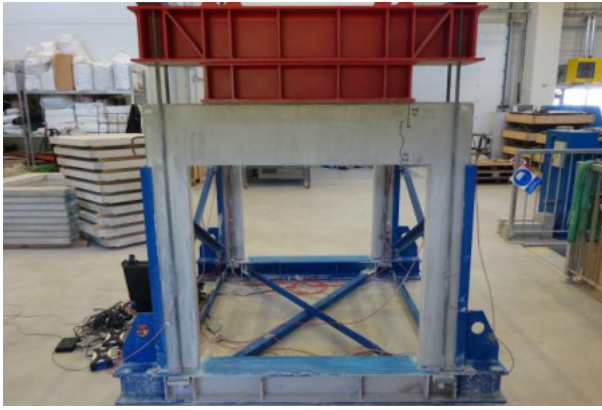


e) Atena – celkový pohled

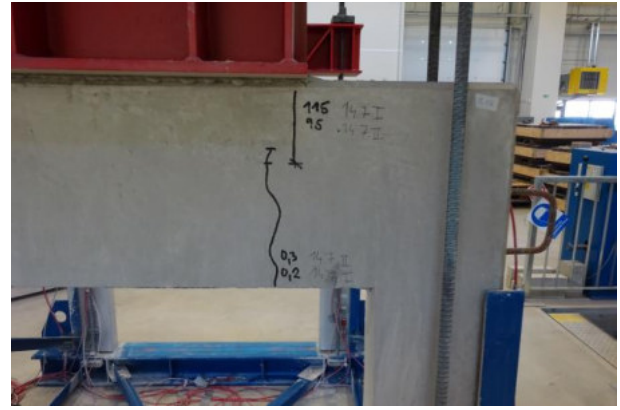


f) Atena – pilíře

Obr. 6.38 Panel ZP05 (160kN) po vyřezání



a) přední strana – celkový pohled

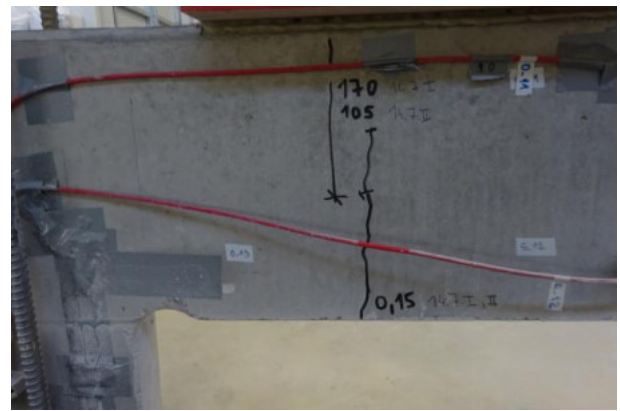


b) přední strana – nadpraží

Obr. 6.39 Panel ZP01 (100kN) po vyřezání

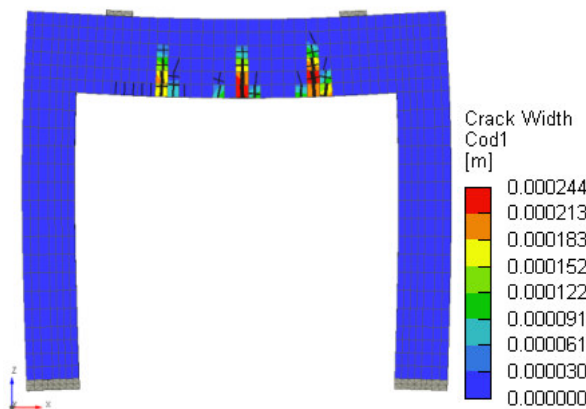


a) přední strana – celkový pohled

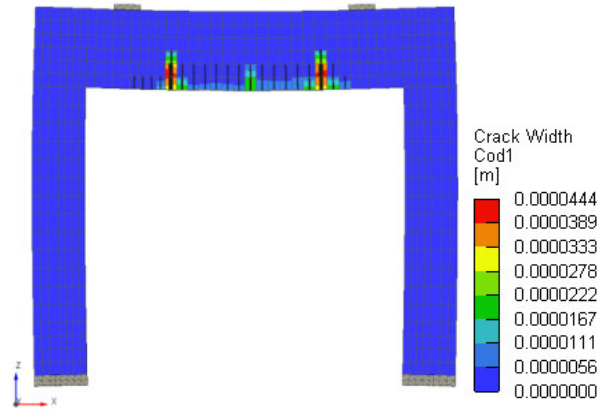


b) zadní strana – nadpraží

Obr. 6.40 Panel ZP05 (100kN) po vyřezání



Obr. 6.41 Panel ZP01 (100kN) – Atena po vyřezání



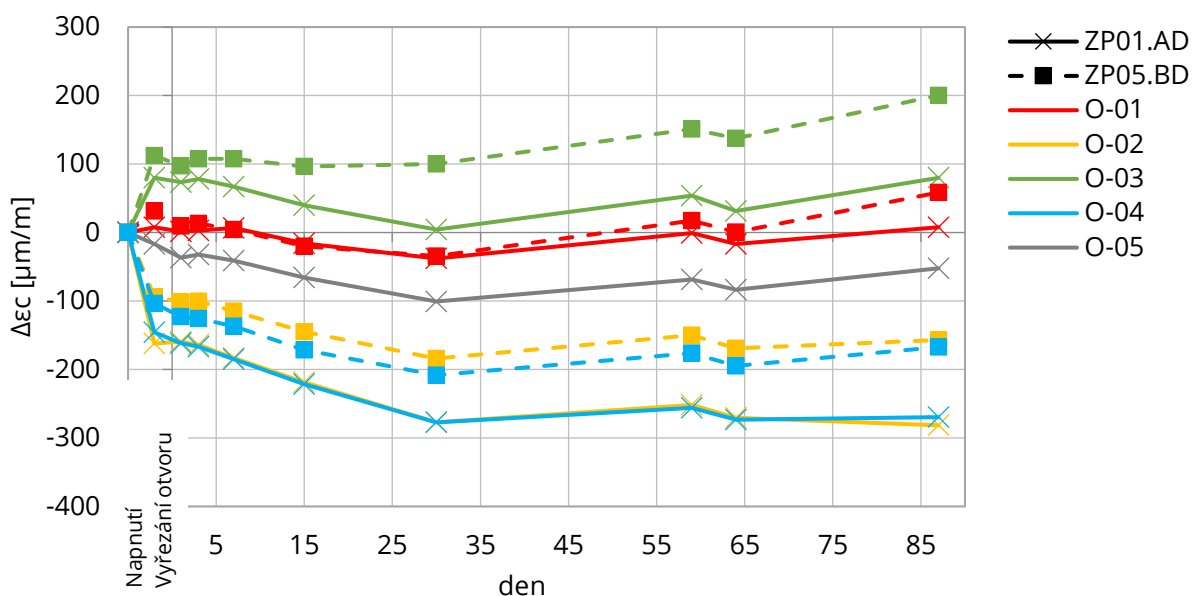
Obr. 6.42 Panel ZP05 (100kN) – Atena po vyřezání

6.2.2.2 Dlouhodobé chování panelu s dodatečným otvorem

Zkušební panely ZP01.AD a ZP05.BD, které byly zatíženy silou 100 kN, byly podrobeny dlouhodobému sledování. Sledované veličiny byly odečítány postupně až do 87. dne od vyřezání otvoru. Bylo zaznamenáváno poměrné přetvoření betonu v měřičských bodech, včetně rozvoje trhlin. Cílem tak bylo sledovat vliv dotvarování na chování sledovaných vzorků.

6.2.2.2.1 Poměrné přetvoření, napětí

Naměřené experimentální hodnoty $\Delta\varepsilon_c$ v závislosti na čase jsou zobrazeny na Obr. 6.43. Je zřejmé, že vlivem dotvarování se poměrné přetvoření dále zvyšovalo pro oba studované vzorky a všechny sledované měřičské body. Snímače O-02 a O-04 ukázaly nárůst přetvoření průměrně o 80 % pro ZP01.AD, pro ZP05.BD byl nárůst průměrně 65 %. Snímač O-05 v patě pilíře ukázal nárůst až o 200 % pro ZP01.AD v průběhu sledování, pro ZP05.BD se bohužel nepodařilo obdržet data. Přetvoření na bodě O-03 je po vyřezání otvoru tahové pro oba případy. Teplota byla v průběhu zkoušení panelů mezi 23 – 24 °C.



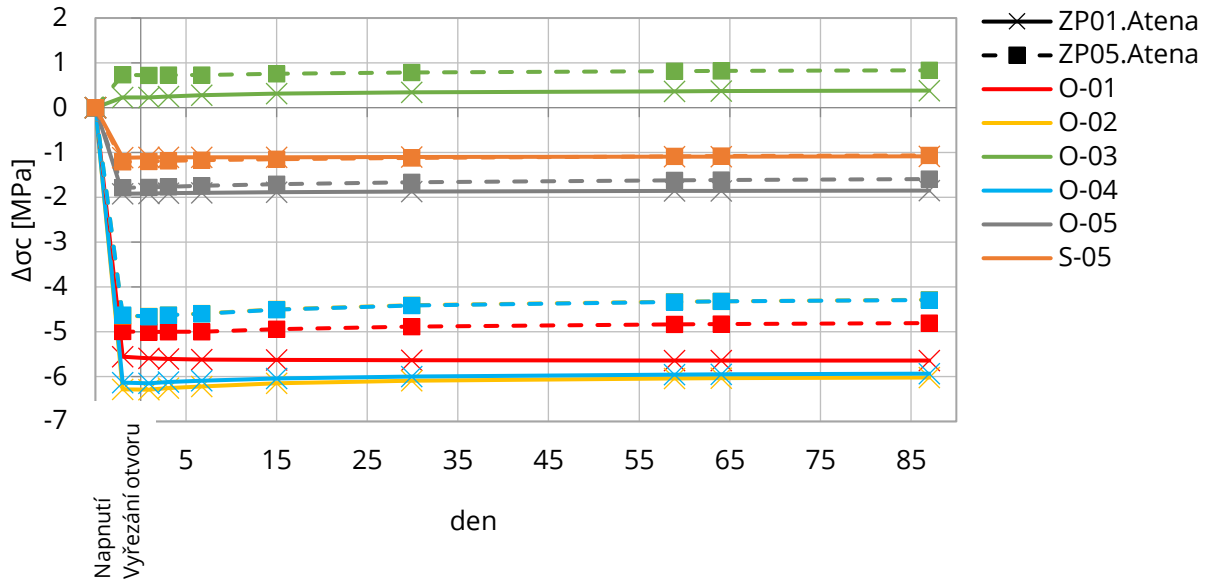
Obr. 6.43 Porovnání změn poměrného přetvoření v čase pro panel ZP01.AD a ZP05.BD (100 kN)

Skutečné změny napětí v betonu a výztužích potom byly analyzovány modelem Atena s modulem pro analýzu dotvarování. Model dotvarování, se kterým pracuje numerický nelineární model, byl uvažován dle ČSN EN 1992-1-1 [9]. Stáří panelů v momentě experimentu bylo 281 dní. Bylo uvažováno, že při takto vyřádlém betonu již většina smršťování proběhla před samotným vyřezáním otvoru, účinky smršťování na sledované veličiny tak nebyly analyzovány.

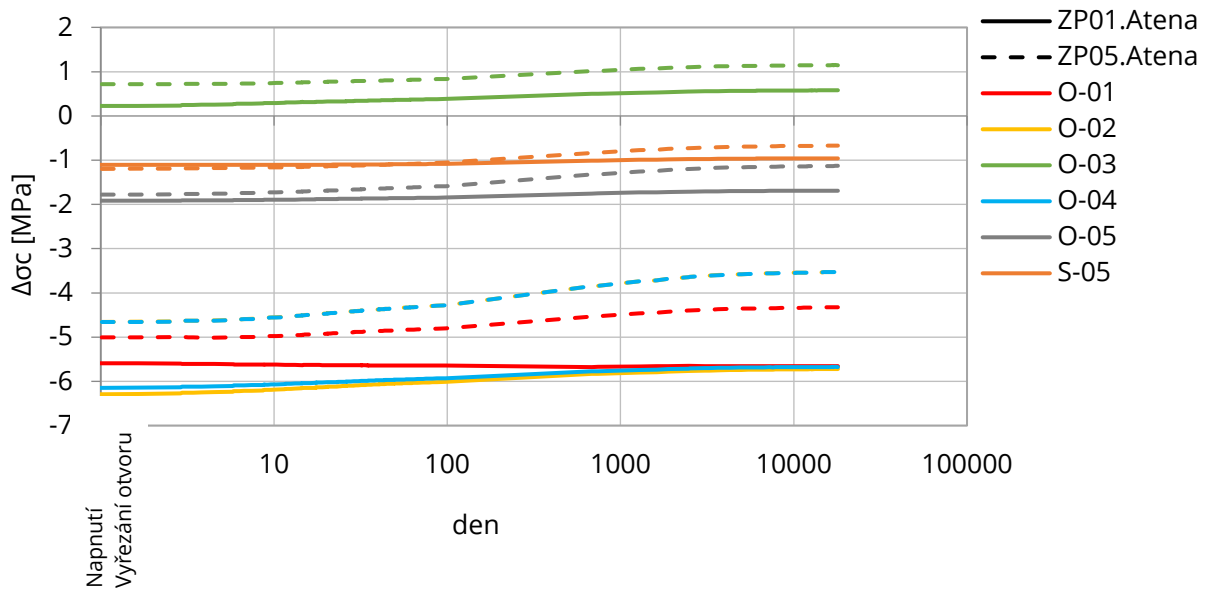
Analýzou modelu bylo zjištěno, že poměrné přetvoření způsobené dotvarováním vyvozuje napětí v betonu i ve výztuži pro oba vzorky. Téměř ve všech případech docházelo v průběhu času k redukci napětí betonu, viz Obr. 6.44. Do 87. dne (časový úsek sledování experimentu) došlo v nejmíce namáhaných průřezích, tj. měřičské body O-02 a O-04, k uvolnění napětí kolem 0,3 – 0,4 MPa pro oba vzorky. V bodě O-01 došlo naopak k navýšení napětí o -0,1 MPa, avšak jen pro panel ZP01, viz Tab. 6.7.

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Účinky dotvarování byly dále analyzovány pro běžnou životnost pozemních staveb (predikce pro 50 let). V extrémně namáhaných bodech O-02 a O-04 došlo k dalšímu uvolnění napětí o 0,6 MPa pro ZP01 (změna 9 %) a 1,1 MPa pro ZP05 (změna 24 %) oproti stavu po vyřezání, viz Obr. 6.45. Namáhání bodu O-01 pro ZP01 v horizontu 50 let zůstalo na stejné hodnotě (zvýšení napětí o -0,1 MPa).



Obr. 6.44 Porovnání změn napětí v betonu v čase pro ZP01.Atena a ZP05.Atena (100 kN) – pro časový úsek měřený experimentem



Obr. 6.45 Porovnání změn napětí v betonu v čase pro ZP01.Atena a ZP05.Atena (100 kN) – predikce pro 50 let

Tab. 6.7 Porovnání vypočítaných změn napětí v betonu v čase pro ZP01.Atena a ZP05.Atena (100 kN) – pro 50 let

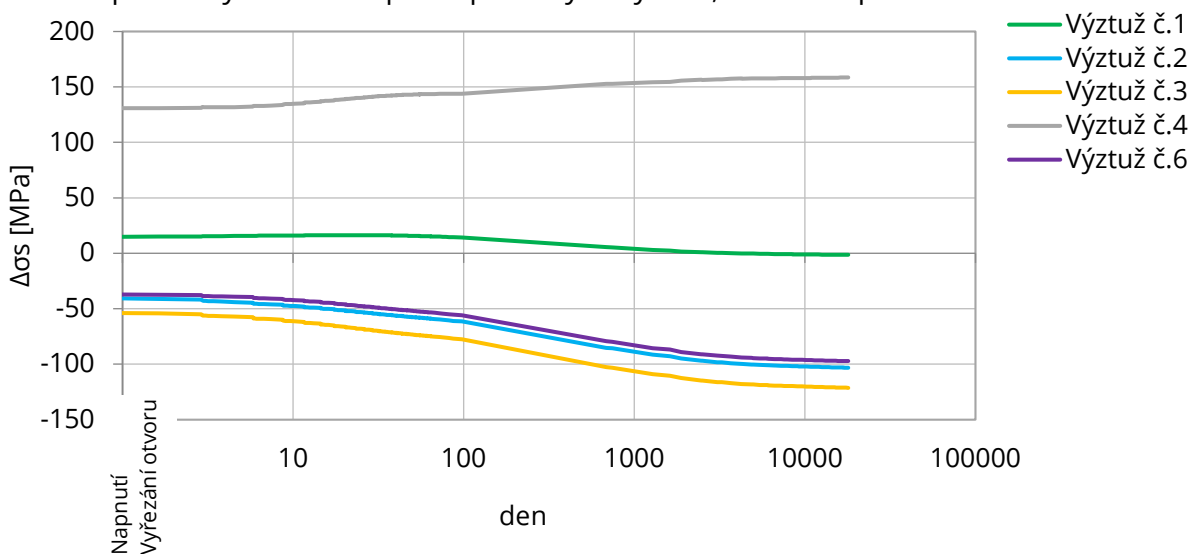
Měřené místo	Změna napětí po vyřezání		Přídavná změna napětí od dotvarování po vyřezání							
	$\Delta\sigma_{c^{e+ne}}$ [MPa]		$\Delta\sigma_{c^c}$ [MPa]							
	Po vyřezání		87. den				18250. den (50 let)			
	ZP01.AD	ZP05.BD	ZP01.AD		ZP05.BD		ZP01.AD		ZP05.BD	
O-01	-5,6	-5,0	-0,1	+1 %	0,2	-4 %	-0,1	+2 %	0,7	-13 %
O-02	-6,3	-4,6	0,3	-4 %	0,4	-8 %	0,6	-9 %	1,1	-24 %
O-03	0,2	0,7	0,2	+69 %	0,1	-13 %	0,4	+157 %	0,4	-56 %
O-04	-6,1	-4,6	0,2	-3 %	0,3	-7 %	0,5	-7 %	1,1	-24 %
O-05	-1,9	-1,8	0,1	-4 %	0,2	-11 %	0,2	-12 %	0,7	-37 %
S-05	-1,1	-1,2	0,0	-3 %	0,1	-12 %	0,2	-14 %	0,5	-45 %

Pozn.: (-) značí pokles napětí, (+) značí nárůst

Vyztužené zkušební panely jsou konstrukcí nehomogenní [22]. Redukce tlakového napětí v betonu je tak dána redistribucí napětí z betonu do výztuže ve formě tahového namáhání, které vzniká zabráněním volného přetvoření betonu od dotvarování, právě díky vyztužení.

Tento jev byl na vzorku ZP05 studován pro analýzu změn napětí jednotlivých výztuží. Napětí ve výztužích se ve většině případů zvýšilo nad hodnoty změřených bezprostředně po vyřezání otvoru. Napětí v tažené výztuži ① na vnější hraně pilířů pokleslo v průběhu 50 let až na téměř nulové hodnoty. Tlačená výztuž nadpraží ② však zaznamenala bezmála dvojnásobný nárůst původní hodnoty tlakového napětí. Obdobně na tom byly i ostatní tlačené výztuže ③ a ⑥. Tažená výztuž nadpraží ④ zaznamenala rovněž patrný nárůst napětí oproti původním hodnotám, viz Obr. 6.46 a Tab. 6.8.

Napětí v tažených výztužích tak víceméně zůstávalo na hodnotě změřené po vyřezání, jen s malými změnami. Napětí v tlačených výztužích však v průběhu času narůstá na nezanedbatelné hodnoty. Velikosti přírůstků napětí jsou však závislé na průřezové ploše výztuží v analyzovaném průřezu. V experimentálních vzorcích byl přítomen jen 1 ϕ 10 u každého povrchu v každém průřezu (mimo kari sítě). V reálných konstrukcích jsou však většinou přítomny dva a více prutů podélných výztuží, nárůst napětí tak bude menší.



Obr. 6.46 Porovnání změn napětí ve výztuži v čase pro ZP05.Atena (100 kN) – predikce pro 50 let

Tab. 6.8 Porovnání vypočítaných změn napětí ve výztuži v čase pro ZP05.Atena (100 kN) – pro 50 let

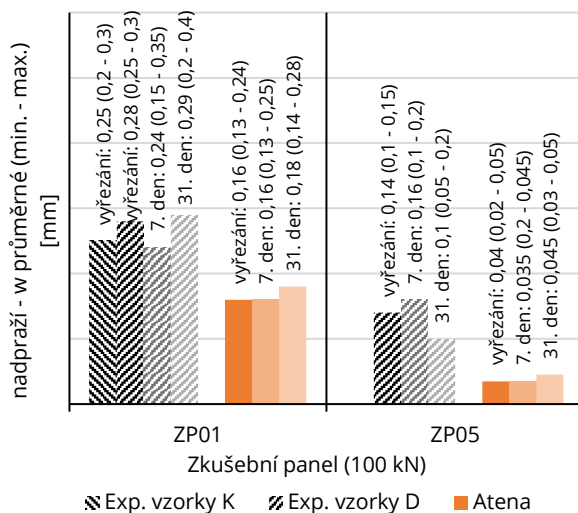
Měřená výztuž	Změna napětí po vyřezání	Přídavná změna napětí od dotvarování po vyřezání				Označení výztuží
	$\Delta\sigma_s^e$ [MPa]	$\Delta\sigma_s^c$ [MPa]				
	Po vyřezání	87. den		18250. den (50 let)		
Výztuž č.1	14,49	-0,06	0 %	-15,80	-109 %	
Výztuž č.2	-39,58	-21,39	+54 %	-63,62	+161 %	
Výztuž č.3	-52,95	-23,95	+45 %	-68,39	+129 %	
Výztuž č.4	131,90	11,87	+9 %	26,71	+20 %	
Výztuž č.6	-36,86	-18,45	+50 %	-60,42	+164 %	

Pozn.: (-) značí pokles napětí, (+) značí nárůst

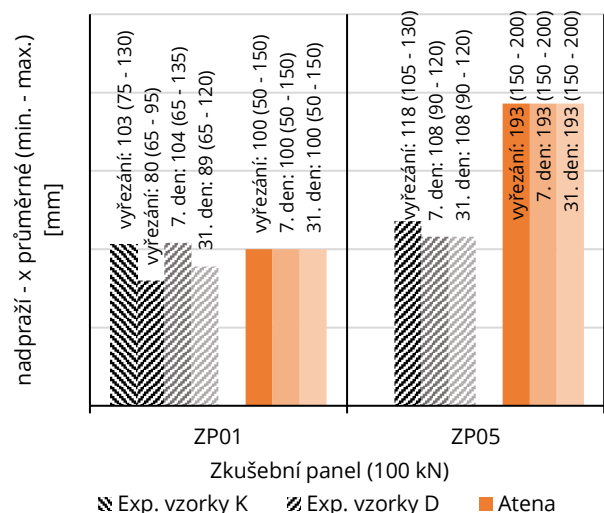
6.2.2.2 Šířky trhlin, tlačené oblasti

Trhliny, které vznikly v nadpražích, byly rovněž dlouhodobě sledovány. V průběhu do 31. dne se již stávající trhliny panelu ZP01 rozšířily o cca 0,1 mm, došlo také ke vzniku dalších trhlin, viz Obr. 6.49. Průměrná šířka trhlin však zůstala téměř stejná jako ve chvíli po vyřezání otvoru, viz Obr. 6.47. V panelu ZP05 došlo k obdobnému rozšíření původních trhlin, včetně vzniku dalších trhlin o malých šířkách (do 0,05 mm), viz Obr. 6.50.

Do konce sledování (87. den) se trhliny již více nerozšiřovaly. Velikosti trhlin se podařilo úspěšně simulovat numerickým modelem, který vykazoval obdobné rozšíření trhlin v průběhu času. Lze tak konstatovat, že vlivem dotvarování nedocházelo k žádnému významnému rozšiřování či prohlubování již vzniklých trhlin, viz Obr. 6.48.



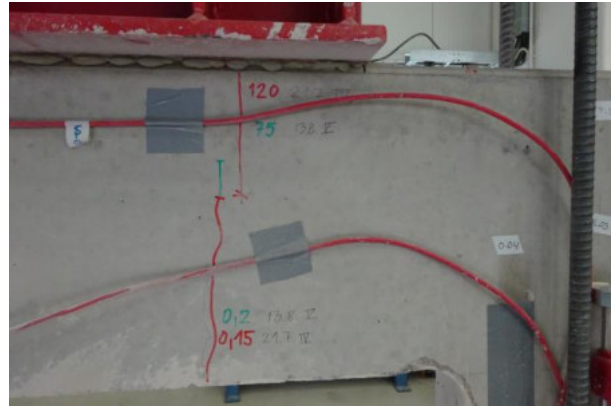
Obr. 6.47 Trhliny po vyřezání až do 31. dne – oblast I (100kN)



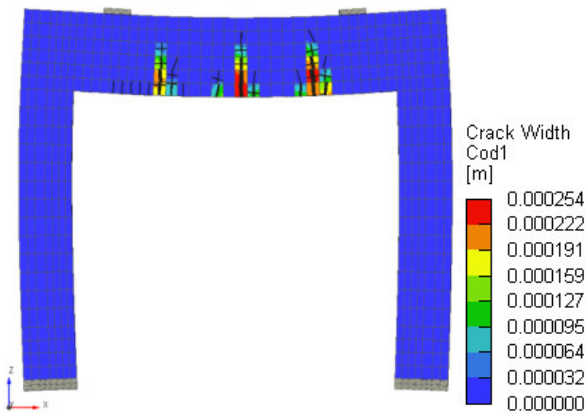
Obr. 6.48 Výška tlačené oblasti po vyřezání až do 31. dne – oblast I (100kN)



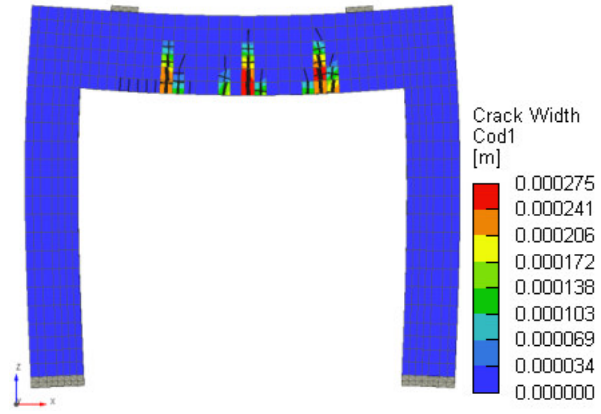
a) Rozšíření stávající trhliny



b) Vznik nové trhlin po 7 dnech



c) Trhliny v 7 dni – Atena

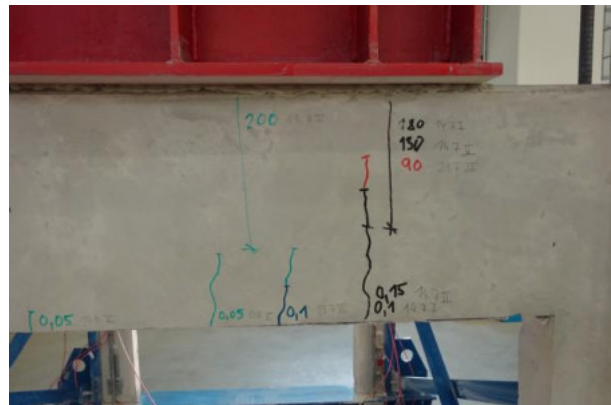


d) Trhliny v 31 dni – Atena

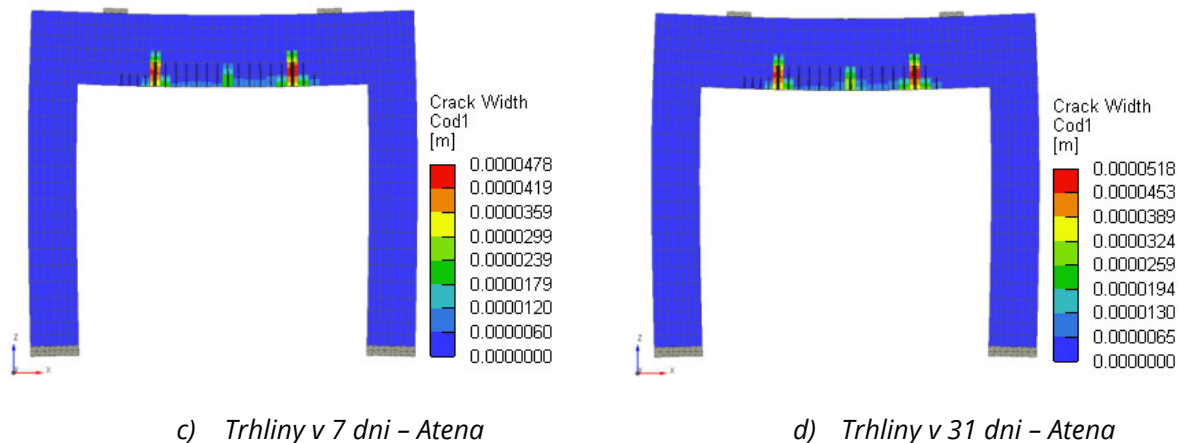
Obr. 6.49 Panel ZP01 (100kN) 7-31 dní po vyřezání



a) Rozšíření stávající trhliny a vznik dalších trhlín



b) Rozšíření stávající trhliny a vznik dalších trhlín – detail



Obr. 6.50 Panel ZP05 (100kN) 7–31 dní po vyřezání

6.2.3 Závěry z analýzy

Numerická analýza zkušebních panelů prokázala v rámci možností dobrou shodu s provedenými experimenty v porovnání změn poměrného přetvoření. Lepších shod bylo dosaženo v porovnání šířek trhlin a výšek tlačených oblastí.

Závěry z provedených experimentů a numerické analýzy:

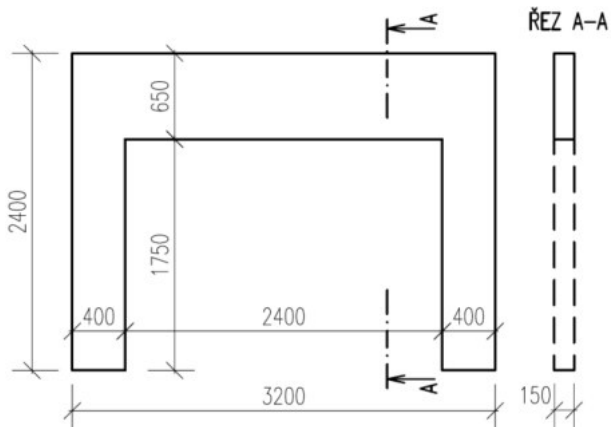
- Napjatost vnitřní strany pilířů je menší u panelů ZP04 a ZP05 oproti panelů ZP02 a ZP03, díky přítomnosti „spící výztuže“ č. ③ na vnitřní hraně pilíře (u budoucího otvoru). Redukce napětí betonu vlivem této výztuže je kolem -4 MPa pro variantu zkoušky se silou 160 kN a kolem -2 MPa pro sílu 100 kN. Z hlediska posudku omezení napětí v mezním stavu použitelnosti dle [9] se jedná o nezanedbatelné hodnoty.
- Z hlediska napětí v patě pilířů, kde je ohybové namáhání menší než v jeho hlavě, nemá „spící výztuž“ zásadní vliv. Napětí je pro všechny vzorky obdobné.
- Presentované výsledky naznačují, že šikmá výztuž v rohu dodatečně provedeného otvoru č. ⑥ nemá zásadní vliv na napětí na povrchu betonu (vzorek ZP04 vs ZP05).
- Průměrná šířka trhlin v oblasti „I“ (nadpraží) je pro varianty vzorků ZP03 až ZP05 (s výztuží č. ④) kolem 0,14 mm, což je vyhovující pro vnitřní prostředí obytných budov. V případě vzorku ZP01 a ZP02 bez této výztuže jsou šířky o poznání vyšší (0,3 – 0,5), což je nevyhovující (jako kritérium pro posouzení je zvolena mezní šířka $w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$ pro prostředí X0 a XC1 [9]). Výztuž č. ④ pomáhá v redistribuci napětí po délce nadpraží, tudíž ke vzniku menších a četnějších trhlin.
- Vliv výztuže č. ③ na vnitřní hraně pilířů je zřejmý i pro srovnání šířek trhlin v oblasti „III“, kde vzorky bez této výztuže (ZP01 až 03) dosáhly větších šířek než vzorky s touto výztuží (ZP04 a 05).
- Analýzou dotvarování bylo zjištěno, že tlakové napětí v betonu postupně klesá. Pro vzorek ZP01 je úbytek napětí kolem 5 % do 3 měsíců a do 15 % do 50 let. Pro ZP05 je to kolem 10 %, resp. kolem 30 %.
- Dlouhodobé změny napětí ve výztuži byly analyzovány na vzorku ZP05, kde byly zjištěny 2 – 2,5násobné přírůstky napětí v tlačených výztužích.
- Dlouhodobý rozvoj trhlin ve vzorcích se jeví jako zanedbatelný. Průměrná šířka trhlin se v zásadě nezvyšovala. Vznikalo jen malé množství nových trhlin, popř. stávající trhliny se mírně rozšířily.

6.3 Experiment stěnových panelů s otvorem pro mezní stavy únosnosti

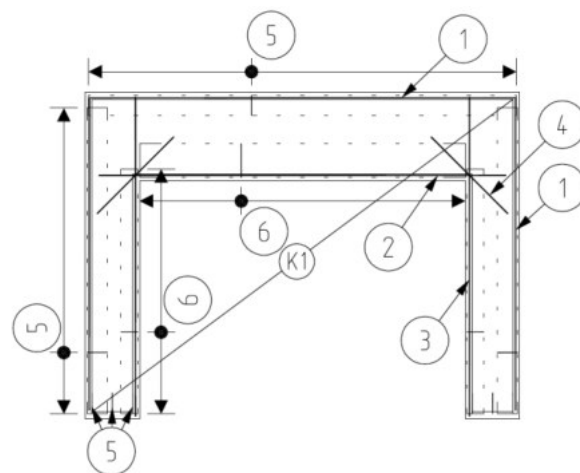
6.3.1 Popis experimentu

Pro rozšíření poznatků o chování stěn s dodatečně provedenými otvory byly navrženy zkušební vzorky pro studii mezních stavů únosnosti. Druhy experimentálních vzorků jsou navrženy na podobném principu jako v kap. 6.2, tedy varianty, které zahrnují jak slabě vyztužené panely (panel S1, Obr. 6.53), tak i varianty se „spící výztuží“ (panel S2, Obr. 6.54), viz Obr. 6.52 a Tab. 6.9.

Pro experimentální ověření byly navrženy stěnové panely s předem vytvořeným otvorem v rámci grantu [12] ve spolupráci s firmou S.O.K. stavební, s.r.o. Vzorky byly rozměrů $3200 \times 2400 \times 150$ mm, tedy ve skutečné velikosti stěny v panelovém objektu. Otvor byl velikosti 2400×1750 mm, což znovu simuluje podstatný zásah do nosné stěny, viz Obr. 6.51. Na stěnových panelech bylo analyzováno působení stěn s rozdílnými typy výztužení v průběhu zatěžování až do meze porušení.



Obr. 6.51 Tvar experimentálních vzorků



Obr. 6.52 Vyztužení experimentálních vzorků



Obr. 6.53 Výroba panelů S1



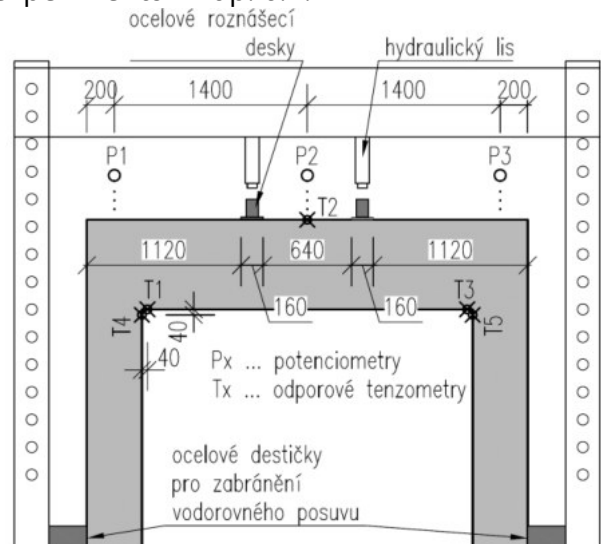
Obr. 6.54 Výroba panelů S2

Stěny s otvorem byly navrženy na stejném principu jako zkušební panely pro dodatečné vyřezávání otvoru v přechozí kapitole. Pro nadpraží byla ověřována podmínka pro ohýbané nosíky, viz (6.1). V případě panelů S1 lze do tažené výztuže započítat až tři vrstvy kari sítě. Pro pilíře potom byla ověřována stejná podmínka, včetně zásad pro železobetonové stěny, viz (6.2) a (6.3). Minimální plochy výztuže pro železobetonové prvky splňují všechny navržené panely, včetně S1, který se může jevit jako slabě vyztužený.

Tab. 6.9 Vyztužení jednotlivých variant vzorků panelů

Stěnový dílec	Plošná výztuž	Vnější obvodová lemující výztuž	Výztuž nadpraží	Vnitřní svislá výztuž rámu	Rohová šikmá výztuž	Lemovací „U“ profily vnější	Lemovací „U“ profily vnitřní	As, min
S1	2 ϕ 6/150/150	① 2 ϕ 8	-	-	-	⑤ ϕ 6/150	-	✓
S2	2 ϕ 6/150/150	① 2 ϕ 10	② 3 ϕ 10	③ 2 ϕ 10	④ 2 ϕ 10	⑤ ϕ 6/150	⑥ ϕ 6/150	✓

Byly vyzkoušeny celkem 4 stěnové panely, 2 kusy od každého typu, viz Obr. 6.56. Panely byly zatíženy dvojicí hydraulických lisů na horním líci panelu, přes roznášecí ocelové desky velikosti 160 × 140 mm, viz Obr. 6.57. Síly působily 1200 mm od kraje panelu z obou stran. Zatížení bylo aplikováno ve střednici panelu, tedy bez záměrné excentricity, pro vyvození pouze stěnových sil bez ohybových momentů. V patách pilířů na vnější straně bylo zabráněno vodorovnému posunutí za pomoci ocelových destiček a dřevěných hranolů, viz Obr. 6.58. Díky tomuto bylo vytvořeno tzv. „rámové působení konstrukce“ jako v předchozím experimentu v kap. 6.2.



Obr. 6.55 Schéma experimentu



Obr. 6.56 Foto experimentu

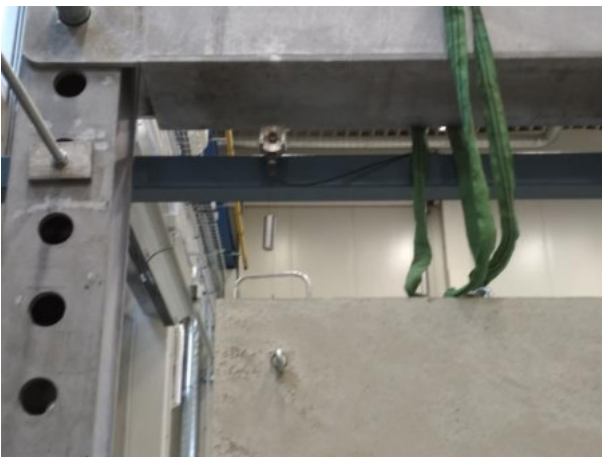


Obr. 6.57 Detail zatěžovacích lisů



Obr. 6.58 Detail vodorovného podepření pilířů

Panely byly osazeny 5 odporovými tenzometry pro sledování poměrných přetvoření na povrchu betonu, viz Obr. 6.60 a 3 potenciometry pro sledování svislých deformací, viz Obr. 6.59. Rozkreslení snímačů, viz Obr. 6.55. Zatížení bylo aplikováno ručními hydraulickými lisami, které byly propojeny do jedné hydraulické soustavy, síla vyvozována oběma lisami tak byla identická. Zatěžovalo se postupně až do meze porušení. Aktuální aplikovaná síla byla sledována siloměrem umístěným pod jedním z lisů. Výstupem experimentů byla závislost velikosti zatížení na sledovaných veličinách. Mezi ně patří deformace nadpraží, pilířů a hodnoty poměrných přetvoření betonu ve sledovaných místech. Rozložení zatížení bylo provedeno na podobném principu jako u předchozího experimentu dodatečně provedených otvorů, tedy dvojicí sil, které působí přímo na nadpraží.



Obr. 6.59 Potenciometr P1 (P3) v hlavě pilíře



Obr. 6.60 Odporové tenzometry T1 (T3) a T4 (T5) v rohu

Pro zjištění materiálových charakteristik byly ke zkušebním panelům vyhotoveny i zkušební tělesa. Ty byly vyzkoušeny v jiný den, než byly provedeny experimenty panelů. Hodnoty naměřených pevností a modulu pružnosti byly přepočteny podle [72] aby pevnosti odpovídaly panelům v čase experimentu. Zjištěné materiálové charakteristiky jsou vypsány v Tab. 6.10. Rovněž byly vyzkoušeny vzorky použitých betonářských výztuží, viz Tab. 6.11.

Tab. 6.10 Materiálové parametry vzorků betonu v čase experimentu

Prvek	tlak	tlak	příčný tah	modul pružnosti
	krychle	trámec	krychle	trámec
	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]
S1.I	50,98	44,5*	3,49	21,11**
S1.II	36,09	31,9*	3,12	
S2.I	51,33	44,5*	3,72	
S2.II	46,59	40,8*	3,54	
* Vypočtené hodnoty dle [72]				
** Modul pružnosti byl vyzkoušen u jiného experimentu stejného experimentálního programu [73]				

Tab. 6.11 Materiálové parametry vzorků výztuží experimentu

Výztuž	Mez kluzu	Mez pevnosti	Mezní přetvoření	Modul pružnosti
	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_u [-]	E_s [GPa]
$\phi 6$ B500A (kari síť)	581	647	0,05	200
$\phi 6$ B500B	562	628	0,05	
$\phi 8$ B500B	494	583	0,15	
$\phi 10$ B500B	539	635	0,15	

6.3.2 Výsledky experimentu

Statické schéma a rozložení napětí je shodné s tím v předchozím experimentu, označení oblastí bude tedy také shodné, viz Obr. 6.19d. U všech zkoušených vzorků začaly krátce po začátku zatěžování vznikat trhliny, které mají za příčinu prudký pokles tuhosti panelu. Dále vznikly vždy tři dominantní ohybové trhliny – jedna v nadpraží a po jedné v každém z pilířů. Mimo to vznikly i menší trhliny kolem těchto dominantních trhlin.



Obr. 6.61 Porušený panel S1.I



Obr. 6.62 Trhlina uprostřed nadpraží, přerušené výztuže – panel S1.II



Obr. 6.63 Oblast II bez trhlin – panel S1.II



Obr. 6.64 Trhliny v pilíři – panel S1.II

Při zatěžování se u obou panelů S1 nejdříve vytvořila jedna velká dominantní trhlinka v nadpraží uprostřed rozpětí (oblast „I“), Obr. 6.61 a Obr. 6.62. Tato trhlinka byla jediná (viditelná), která se v oblasti „I“ vytvořila. Těsně před dosažením mezní únosnosti se začaly tvořit i trhlinky od ohybového namáhání v rozích pilířů (oblast „III“), Obr. 6.63 a Obr. 6.64. Zde navíc k této trhlince vznikly další trhlinky, šířky 0,4 – 1,3 mm. Následně již bylo dosaženo únosnosti panelu. Trhlinky v oblastech „I“ a „III“ se dále při zatěžování rozšiřovaly, ale pouze díky zvětšování deformace panelu při menší zatěžovací síle. Trhlinky v oblasti „II“ nebyly zaznamenány. Všechny tažené výztuže jak v nadpraží, tak v pilířích, byly přetrženy, Obr. 6.62.

U obou panelů S2 se nejdříve vytvořily trhlinky pod úhlem 45° od kombinace ohybového a smykového namáhání v nadpraží (oblast „II“), které měly konečnou šířku 0,2 – 0,4 mm, Obr. 6.69 a Obr. 6.70 (modře). Vzápětí se začaly viditelně rozšiřovat trhlinky od ohybového namáhání v oblasti mezi zatěžovacími lisami (oblast „I“), Obr. 6.65 a Obr. 6.66. Trhlinky se mezi lisami tvořily po 150 mm (pravděpodobně v místech svislých prutů KARI sítě). Tyto trhlinky měly konečnou šířku 0,4 – 0,9 mm. Jedna dominantní ohybová trhlinka se v obou případech začala rozšiřovat přímo pod lisami. S dalším přitěžováním se začaly tvořit trhlinky v pilířích (oblast „III“), Obr. 6.68, s konečnou šířkou 0,2 – 0,9 mm. Krátce poté bylo dosaženo únosnosti panelu. Trhlinky od ohybového namáhání se ve finále začaly tvořit i vedle hlavy pilíře při horním povrchu nadpraží, viz Obr. 6.70 (červeně). Je třeba uvést, že všechny tažené výztuže jak v nadpraží, tak v pilířích, byly přetrženy, Obr. 6.67. Velikosti naměřených trhlin nejsou pro výsledky zcela reprezentativní, jelikož se jednalo o změření šířky po konci experimentu, tedy v mezním stavu únosnosti.



Obr. 6.65 Porušený panel S2.I



Obr. 6.66 Trhliny v nadpraží – panel S2.II



Obr. 6.67 Přerušené pruty v nadpraží – panel S2.II



Obr. 6.68 Trhlinky v pilíři – panel S2.II



Obr. 6.69 Trhliny v oblasti II – panel S1.II



Obr. 6.70 Trhliny v oblasti II – panel S2.I

Dosažené hodnoty únosnosti byly u dvojic panelů S1, resp. S2, podobné, viz Tab. 6.12, navzdory rozdílným pevnostem betonu, viz Tab. 6.10. To naznačuje tomu, že pro únosnost byla rozhodující pevnost výztuže a ne pevnost betonu v tlačené oblasti. Tahová pevnost je u všech vzorků přibližně stejná čili její příspěvek k únosnosti bude také téměř totožný.

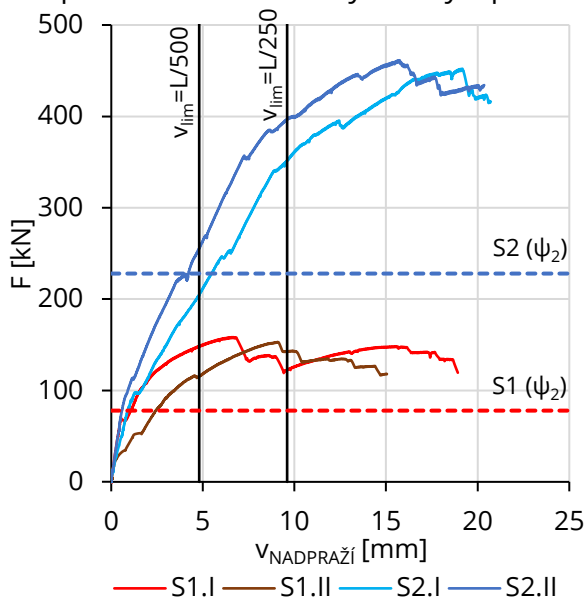
Deformaci v polovině rozpětí měřil potenciometr P2. Průměrná deformace v momentě dosažení únosnosti byla pro S1 7,9 mm, pro S2 potom 17,5 mm, viz Obr. 6.71. Deformační kapacita je tak 2,2× vyšší pro S2 oproti S1. Je zřejmé, že panely bez „spící výztuže“ v nadpraží disponují nižší duktilitou. Deformace v postkritickém působení se zvýšily průměrně o další 8,8 mm pro panely S1 a o 3,0 mm pro panely S2 při menší síle, než došlo k úplnému kolapsu.

Kritérium mezního průhybu podle ČSN EN 1992-1-1 [9] je pro obecnou použitelnost konstrukce $v_{lim} = L/250$, popř. $L/500$ vzhledem k navazujícím konstrukcím. Kvazistálá složka zatížení odpovídající únosnosti panelu S2 je cca 228 kN (S2 ψ_2), viz Obr. 6.71. Při experimentu bylo průhybu od kvazistálé složky celkového zatížení dosaženo velmi blízko hodnoty $v_{lim} = L/500$. Pro panely S1 je kvazistálá složka zatížení cca 78 kN (S1 ψ_2). Průhybu odpovídajícímu tomuto zatížení je však dosaženo již při cca 2 – 3 mm, tedy mnohem dříve, než je dosaženo mezního kritéria $L/500$. Pro panely S2 je tak stávající kritérium pro posouzení průhybu dostačující. Pro panely S1 (a prvky obdobně vyztužené) by však bylo vhodnější zavést přísnější kritéria, např. $v_{lim} = L/800$ tak, aby při eventuálním posudku průhybu nadpraží nedocházelo k podhodnocení možných průhybů.

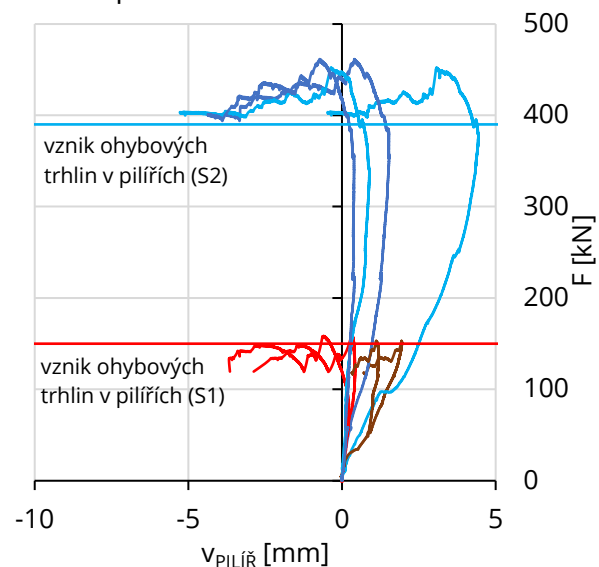
Tab. 6.12 Výsledky experimentu stěn s otvorem

Analyzovaný vzorek	Únosnost	Konečná svislá deformace nadpraží
	F_R [kN]	v_{exp} [mm]
S1.I	158,4	6,65
S1.II	153,0	9,07
S2.I	452,1	19,17
S2.II	461,4	15,74

Potenciometry P1 a P3 měřily deformaci rohu nad pilířem, kladná hodnota značí deformaci směrem svisle dolů, viz Obr. 6.72. Takto se pilíře převážně ve všech případech deformovaly do vzniku vodorovných trhlin v pilířích (oblast „III“). Po vzniku těchto trhlin se deformace otočila a pilíře se deformovaly směrem svisle nahoru, avšak o zanedbatelné hodnoty vůči celkové deformaci, než došlo k dosažení únosnosti panelů. Je zřejmé, že podélná tahová výztuž u vnějšího povrchu pilířů velmi dobře funguje pro zabránění zvedání rohů při zatěžování. Tato výztuž byla přítomna u všech panelů.



Obr. 6.71 Svislá deformace nadpraží (bod P2)



Obr. 6.72 Svislá deformace pilířů (bod P1 a P3)

Pro sledování rozložení napětí v panelu byly umístěny na povrch betonu odporové tenzometry, viz Obr. 6.55. Hodnoty poměrných přetvoření z těchto tenzometrů jsou dále porovnávány s mezními podle ModelCode2010 [72], viz Obr. 6.73. Mezní přetvoření pro srovnání bylo stanoveno pro průměrnou třídu betonu C35/45. Hodnota odpovídající ε_{c1} je tedy $-2,3 \text{ mm/m}$ a $\varepsilon_{c,lim} = -3,5 \text{ mm/m}$.

Poměrné přetvoření v nadpraží na tenzometru T2 (oblast „I“), dosáhlo hodnot pro panely S1 kolem $-2,2 \text{ mm/m}$ v momentě dosažení únosnosti, viz Obr. 6.74. To přibližně odpovídá hodnotě ε_{c1} . V nadpraží bylo tak v momentě dosažení únosnosti panelu dosaženo i pevnosti betonu v tlaku. U panelů S2 bylo v momentě dosažení jejich únosnosti na tomto tenzometru poměrné přetvoření $-1,4 \text{ mm/m}$ pro vzorek S2.I a $-2,0 \text{ mm/m}$ pro vzorek S2.II, tedy menší hodnoty než je ε_{c1} .

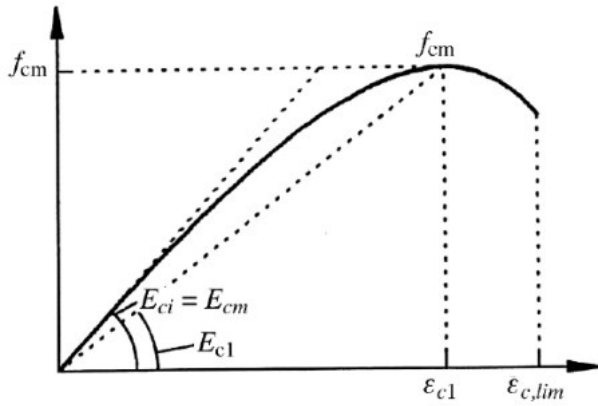
Na vnitřní hraně pilířů (oblast „III“) dosáhlo poměrné přetvoření (tenzometry T4 a T5) u panelů S1 kolem $-1,0 \text{ mm/m}$, viz Obr. 6.76. Oba panely S2 dosáhly na jednom pilíři $-2,2 \text{ mm/m}$ což odpovídá ε_{c1} , na druhém potom $-3,8 \text{ mm/m}$, které odpovídá $\varepsilon_{c,lim}$.

Analýza poměrných přetvoření naznačuje, že v případě panelů S1 je únosnosti dosaženo v nadpraží, kdežto v panelech S2 je to v pilířích. Je zřejmé, že tahová výztuž na spodním povrchu nadpraží dobře funguje v redistribuci napětí z nadpraží do pilířů. Právě díky této výztuži je možné využití kombinace nadpraží a pilířů v podílení se na únosnosti.

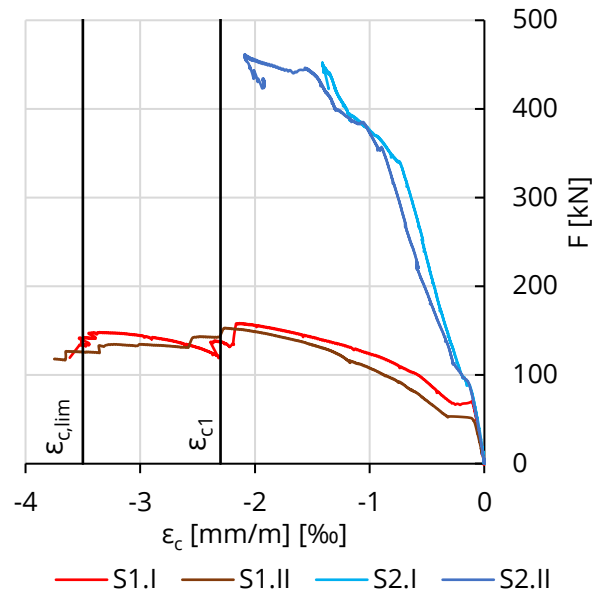
Poměrné přetvoření na spodní hraně nadpraží u rohů pilířů (tenzometry T1 a T3) bylo u S1 do meze porušení přibližně nulové, viz Obr. 6.75. U panelů S2 bylo tohle přetvoření tahové. To mohlo být zapříčiněno přídatnou tahovou silou vnesenou do výztuže u spodního

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

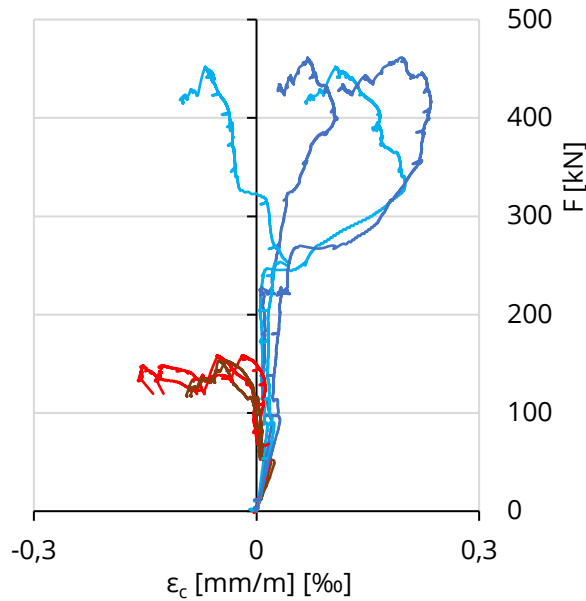
povrchu vlivem posouvající síly. Po dosažení meze únosnosti se poměrné přetvoření v postkritickém působení převrátilo do tlakového namáhání u obou variant. Naměřené hodnoty jsou však v obou případech velmi malé.



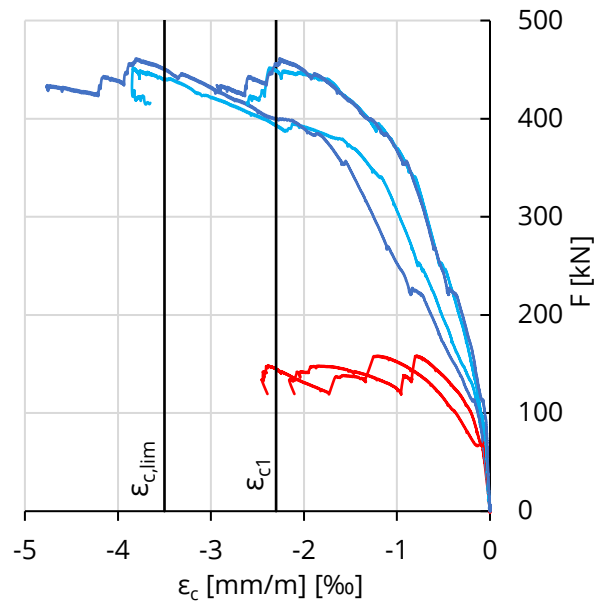
Obr. 6.73 Nelineární pracovní diagram betonu [72]



Obr. 6.74 ϵ_c při horním tlačném povrchu nadpraží (bod T2)



Obr. 6.75 ϵ_c při spodním povrchu nadpraží u kraje (bod T1 a T3)



Obr. 6.76 ϵ_c při vnitřním tlačném povrchu pilíře (bod T4 a T5)

6.3.3 Závěry z analýzy

Experimenty stěnových panelů s otvorem se dvěma variantami vyztužení (bez a se „spící výztuží“) které byly zatěžovány až do dosažení mezního stavu únosnosti pomohly vyvodit následující závěry.

Závěry z analýzy provedených experimentů:

- Ukázalo se, že varianty panelů S2 se „spící výztuží“ mají vyšší únosnost než panely S1 (varianta dodatečně provedeného otvoru bez „spící výztuže“). Panely S1 dosáhly průměrné hodnoty 156 kN a S2 hodnoty 456 kN, tedy 3× vyšší únosnosti.
- Při tomto typu zatěžování (přímo na nadpraží) se ukázalo, že rozdílná pevnost betonu v tlaku má zanedbatelný vliv, rozhoduje tedy výztuž.
- Při posouzení průhybů panelů S2 dle ČSN EN 1992-1-1[9] na kvazistálou složku zatížení kterou panely přenesou bylo zjištěno, že průhyby odpovídající tomuto zatížení dosahují kritéria $v_{lim} = L/500$, což se z hlediska návrhu jeví jako dostatečné.
- Při posudku průhybu na panelu S1 však bylo zjištěno, že průhybům odpovídajícím kvazistálému zatížení je dosaženo mnohem dříve, než stanovuje kritérium $v_{lim} = L/500$. Pro takto slaběji vyztužené panely se jeví jako vhodné zavést přísnější kritérium např. $v_{lim} = L/800$.
- Naměřené hodnoty poměrných přetvoření naznačují tomu, že v panelu S1 je napětí koncentrováno spíše v nadpraží a při vzniku trhlin není kari síť dostatečná pro redistribuci napětí do pilířů. Mezního přetvoření $\varepsilon_{c,lim}$ je dosaženo v nadpraží.
- Vyztuž u spodní hrany nadpraží panelu S2 však funguje velmi dobře pro redistribuci napětí do pilířů. Mezního přetvoření $\varepsilon_{c,lim}$ není dosaženo v nadpraží, ale až v pilířích. Panel S2 je tak díky „spící výztuži“ využit efektivněji než S1.
- Výztuž při spodní povrchu nadpraží a po obvodě panelu velmi dobře funguje pro redistribuci tahového napětí a tím vzniku více menších trhlin (panel S2), na rozdíl od vzniku jedné velké trhliny (panel S1). Trhliny se tvořily cca po 150 mm v místech svislých prutů kari sítě.
- Z výsledků je zřejmé, že svislá obvodová výztuž v pilířích vytváří spolu se spodní výztuží v nadpraží rámový styčník, pomocí kterého je zabráněno zvedání rohů a je tak výrazně zvýšena únosnost panelu. Tato výztuž byla přítomna u obou zkoušených typů panelů S1 a S2.

6.4 Metodika pro posouzení stěn s dodatečně provedenými otvory

Smyslem experimentů je navrhnout takový postup pro posouzení dodatečně provedených otvorů v panelových objektech, který bude jednoduše aplikovatelný v běžné projekční praxi, avšak bez nadměrného obětování přesnosti výsledků. Za tímto účelem budou výsledky, které byly získány experimenty, simulovány za pomoci běžně dostupných výpočetních softwarů, v tomto případě Scia Engineer [74], pomocí kterých lze v relativně krátkém čase provést výše zmíněný posudek. Dalším kritériem je, že odvozené řešení bude natolik obecné, aby byla možnost sestavení modelu většího výseku stěny za účelem přesnosti výsledků, viz kap. 2.2.1

Za tímto účelem budou výsledky získané experimentem simulovány stěnovým modelem s posouzením kritických průřezů dle normy ČSN EN 1992-1-1 [9]. Stěnový model bude testován ve dvou variantách. Prvním z nich je „standardní“ lineárně pružný model (LP), kde se pracovní diagram betonu chová pružně dle zadaného modulu pružnosti v tahu i tlaku a není nijak omezen, viz Obr. 6.77. To představuje nejjednodušší variantu modelu, kterou lze použít. Druhou variantou bude nelineární stěnový model, ve kterém bude uvažováno s materiálově nelineárním působením betonu, viz Obr. 6.78. Zvolená podmínka plasticity pro beton je dle Drucker-Pragera (PLDP), jak je např. popsáno v [75], viz (6.10). Formát konstant charakterizujících vlastnosti materiálu, viz (6.11) a (6.12) je volen tak, aby byla popsána tahová oblast plastického kritéria, Obr. 6.79.

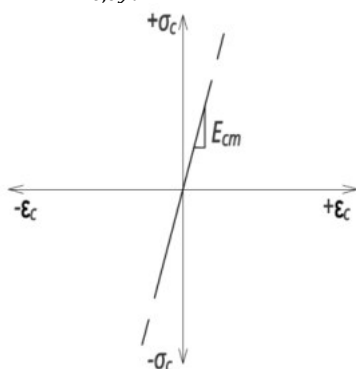
$$f(\sigma_1, \sigma_2) = \alpha_\phi(\sigma_1 + \sigma_2) + \sqrt{\frac{1}{3}(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)} - \tau_0 \quad (6.10)$$

Kde σ_1 je maximální hlavní napětí, σ_2 je minimální hlavní napětí, α_ϕ a τ_0 jsou konstanty charakterizující vlastnosti materiálu, viz (6.11) a (6.12).

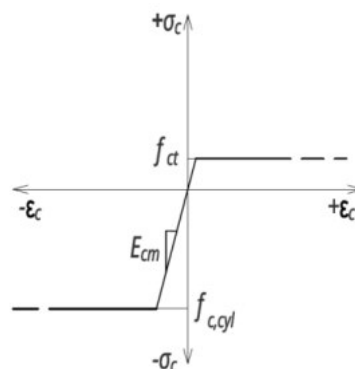
$$\alpha_\phi = \frac{\sqrt{3} f_{c,cyl} - f_{ct}}{3 f_{c,cyl} + f_{ct}} \quad (6.11)$$

$$\tau_0 = f_{c,cyl} \frac{\sqrt{3} - 3\alpha_\phi}{3} \quad (6.12)$$

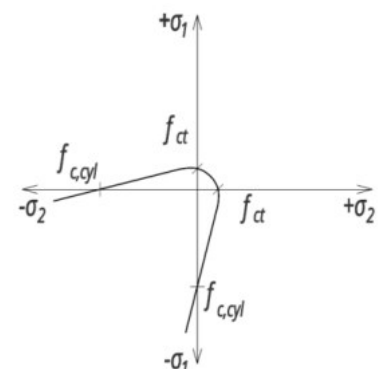
Hodnoty modulu pružnosti E_{cm} pro oba modely (LP a PLDP) jsou použity odpovídající jednotlivým vzorkům za experimentu, pro PLDP navíc jejich pevnosti betonu v tahu f_{ct} a tlaku $f_{c,cyl}$, viz Tab. 6.4 a Tab. 6.10.



Obr. 6.77 Lineárně pružný pracovní diagram betonu (LP)



Obr. 6.78 Plastický pracovní diagram betonu (PLDP)



Obr. 6.79 Podmínka plasticity dle Drucker-Pragera (PLDP)

Plastické chování stěnových panelů s otvorem je vhodnější modelovat s diskrétním vyztužením pro bližší vystižení tuhostí jednotlivých průřezů. Výztuž však bude kvůli jednoduchosti zanedbána.

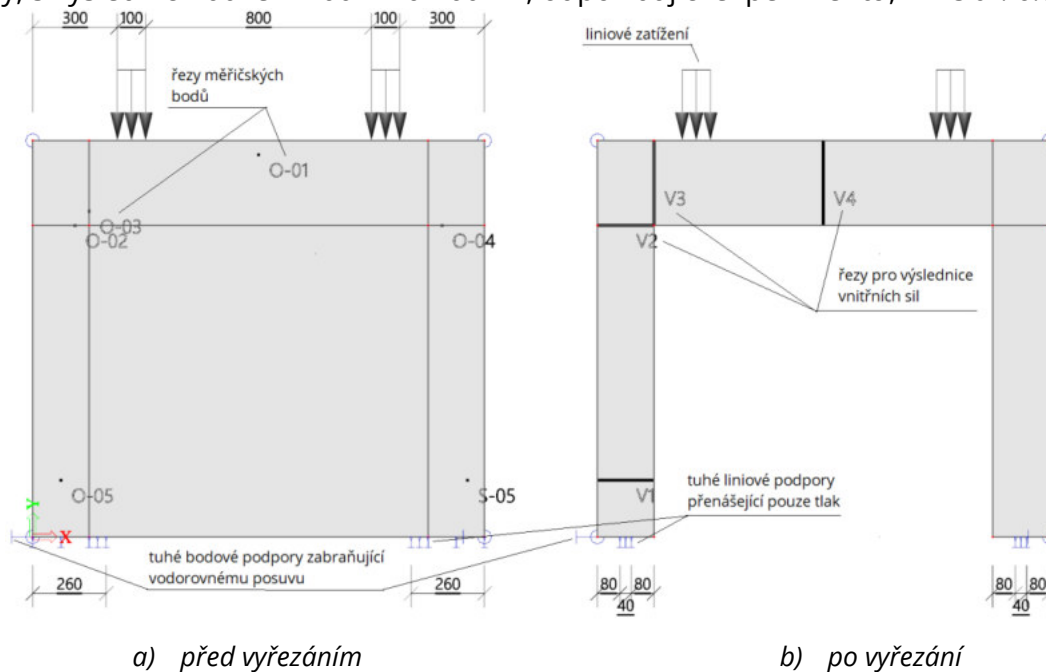
6.4.1 Mezní stavy použitelnosti

Navržená metodika s ohledem na napětí a trhliny bude v kap. 6.4.1.2 ověřena podle experimentů s dodatečně prováděnými otvory, popsané v kap. 6.2.

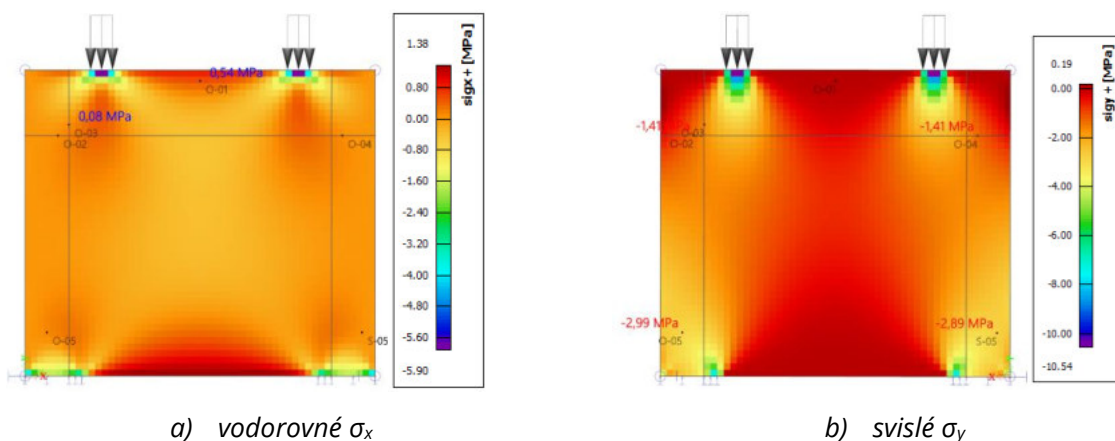
Průhyby, viz kap. 6.4.1.3, budou ověřeny podle experimentu stěn s otvory, viz kap. 6.3.

6.4.1.1 Popis výpočetního modelu

Okrajové podmínky stěnového modelu byly zvoleny obdobným způsobem, jako tomu bylo u modelu Atena, tedy liniovými podporami přenášející pouze tlak a bodovými podporami v patách pilířů (včetně fáze před vyřezáním). Zatížení z roznášecího nosníku bylo uvažováno liniovým zatížením na délce 100 mm, obdobně jako u modelu Atena. Byly studovány dva případy, s výslednicí zatížení 100 kN a 160 kN, odpovídající experimentu, viz Obr. 6.80.



Obr. 6.80 Schéma stěnového modelu Scia Engineer



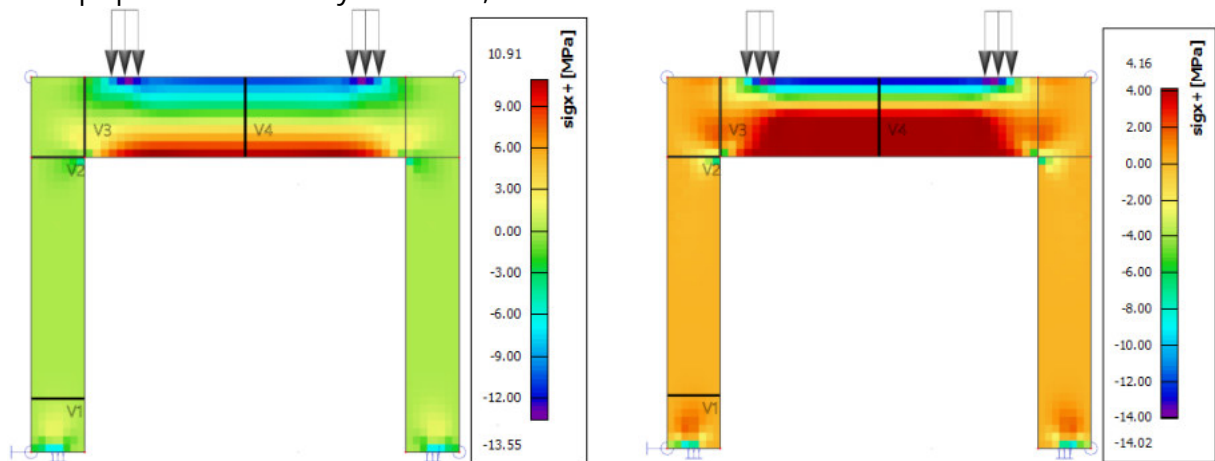
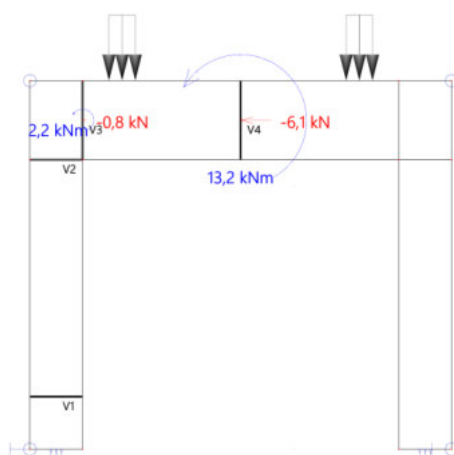
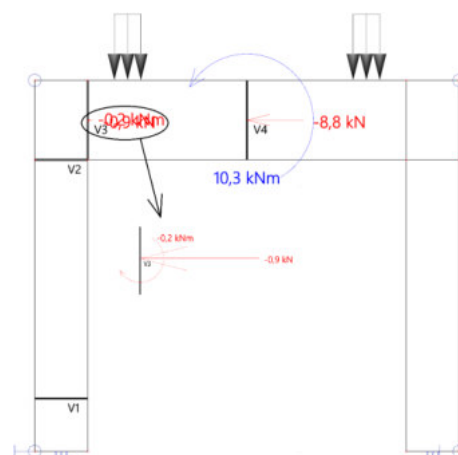
Obr. 6.81 Napětí modelu (totožné pro LP i PLDP) před vyřezáním otvoru (výslednice 160 kN)

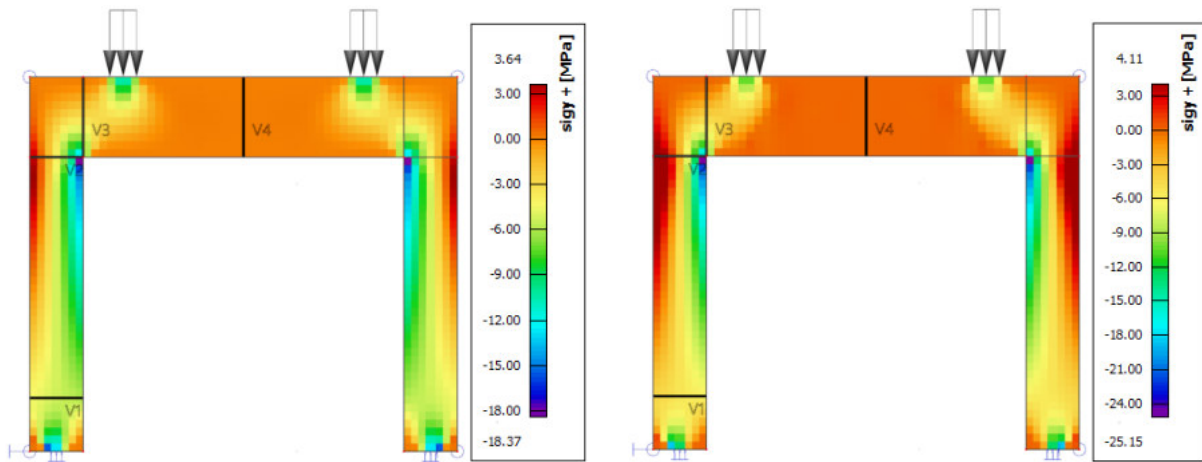
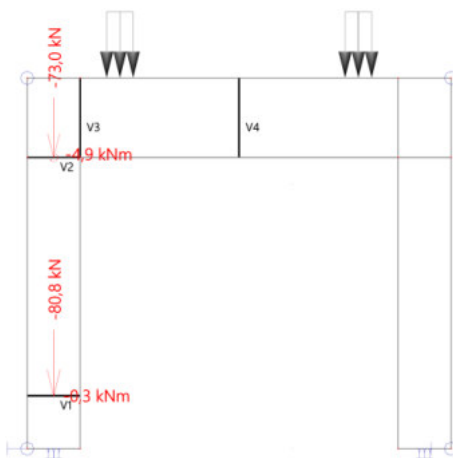
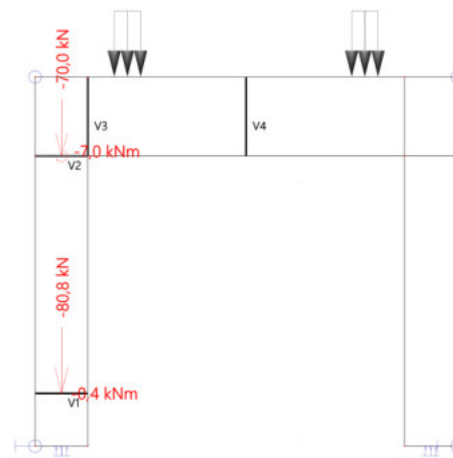
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Napětí panelu před vyřezáním otvoru bylo odečteno z řezů měřičských bodů dle Obr. 6.80a. Tento výchozí stav napjatosti lze brát jako totožný pro všechny studované vzorky (ZP01 až ZP05 bez ohledu na vyztužení). V této fázi je namáhání u obou modelů (LP i PLDP) totožné, jelikož není dosaženo pevnosti betonu v tlaku ani tahu, viz Obr. 6.81.

Z modelu po vyřezání jsou poté odečteny výslednice vnitřních sil zadaných řezů V1 až V4 po celé výšce posuzovaného průřezu, viz Obr. 6.80b. Touto integrací je získána kombinace ohybového momentu a normálové síly z celé výšky řezu, v jeho těžišti, viz Obr. 6.82b, d a Obr. 6.83b, d.

Rozložení vnitřních sil ve stěně dle modelu LP je zřejmé z Obr. 6.82, kde tahové napětí v nadpraží překračuje dovolenou mez $f_{ct} = 4,1 \text{ MPa}$. Tahové napětí se soustřeďuje do nadpraží a do pilířů jde tak jeho menší část. V pilířích není dosaženo tahové pevnosti, trhliny tedy dle tohoto modelu v pilířích nevznikají, což neodpovídá výsledkům experimentu. Naopak v modelu PLDP, kde je pevnost betonu definována kritériem plasticity, se tahové napětí v nadpraží, které překročí mez f_{ct} , uvolní a putuje dále do pilířů, viz Obr. 6.83. Hodnota napětí v pilířích je pak vyšší než u modelu LP, navíc je zde dosaženo tahové pevnosti. Vznikají zde tedy trhliny, tak jak tomu bylo i v experimentu se zatížením 160 kN ve všech případech zkoušených vzorků, viz Obr. 6.35 až Obr. 6.38.

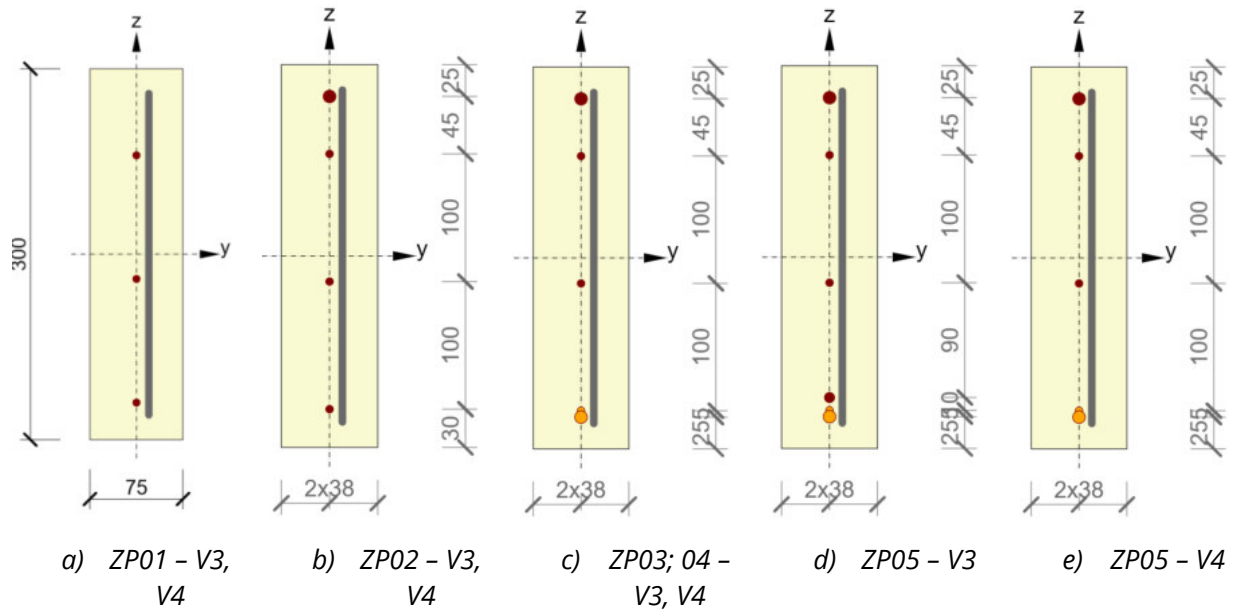
a) vodorovné σ_x a) vodorovné σ_x b) Výslednice F_x a M_z b) výslednice F_x a M_z

c) svislé σ_y c) svislé σ_y d) výslednice F_y a M_z d) výslednice F_y a M_z

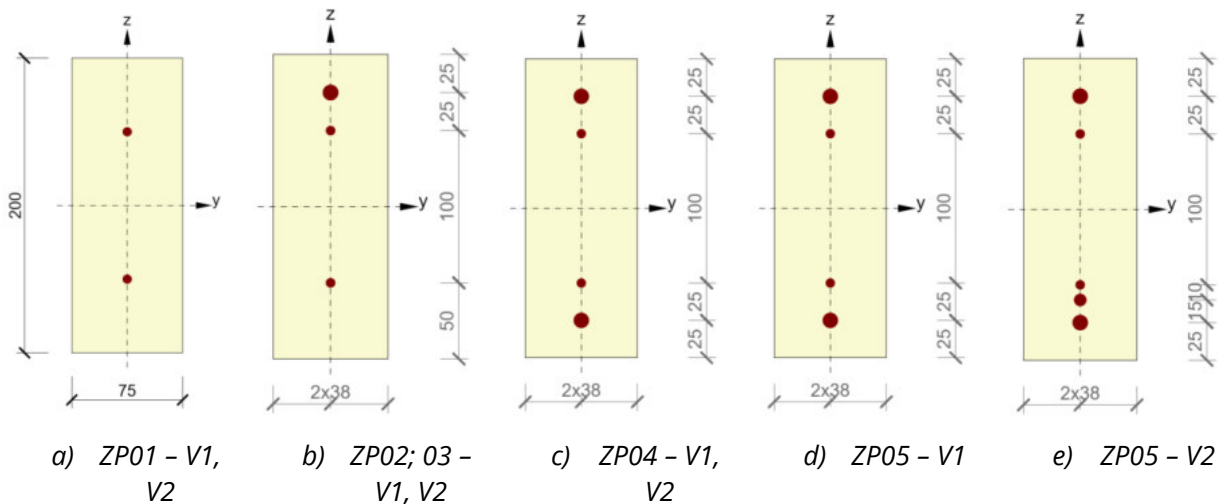
Obr. 6.82 Vnitřní síly modelu LP (výslednice 160kN)

Obr. 6.83 Vnitřní síly modelu PLDP (výslednice 160kN)

Výslednice vnitřních sil získané oběma stěnovými modely (LP a PLDP) byly aplikovány na vyztužený průřez pro jeho analýzu. K tomu byl využit software IDEA StatiCa, modul RCS [76]. Metody výpočtu napětí, šířky trhlin, popř. mezních stavů únosnosti, jsou v softwaru počítány dle ČSN EN 1992-1-1 [9]. Vyztužení jednotlivých průřezů nadpraží, viz Obr. 6.84, a pilířů, viz Obr. 6.85, je provedeno dle skutečného vyztužení zkušebních vzorků, viz Obr. 6.2. Materiálové charakteristiky betonu i vyztuže byly použity stejné, jako pro model Atena, viz Tab. 6.4 a Tab. 6.5, tedy střední hodnoty pro rovnocenné porovnání s experimenty.



Obr. 6.84 Průřezy nadpraží



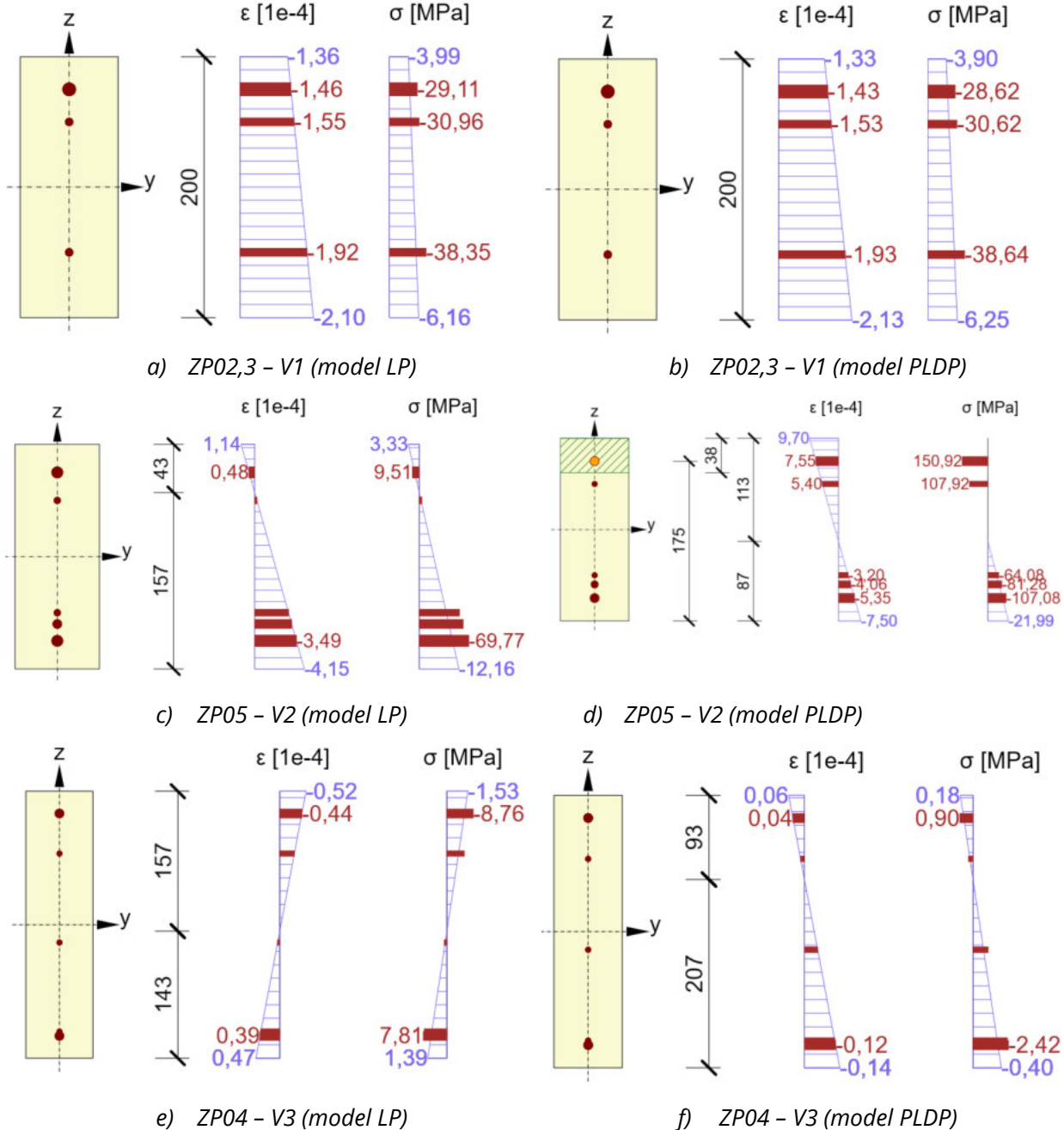
Obr. 6.85 Průřezy pilířů

6.4.1.2 Chování bezprostředně po vyřezání otvoru

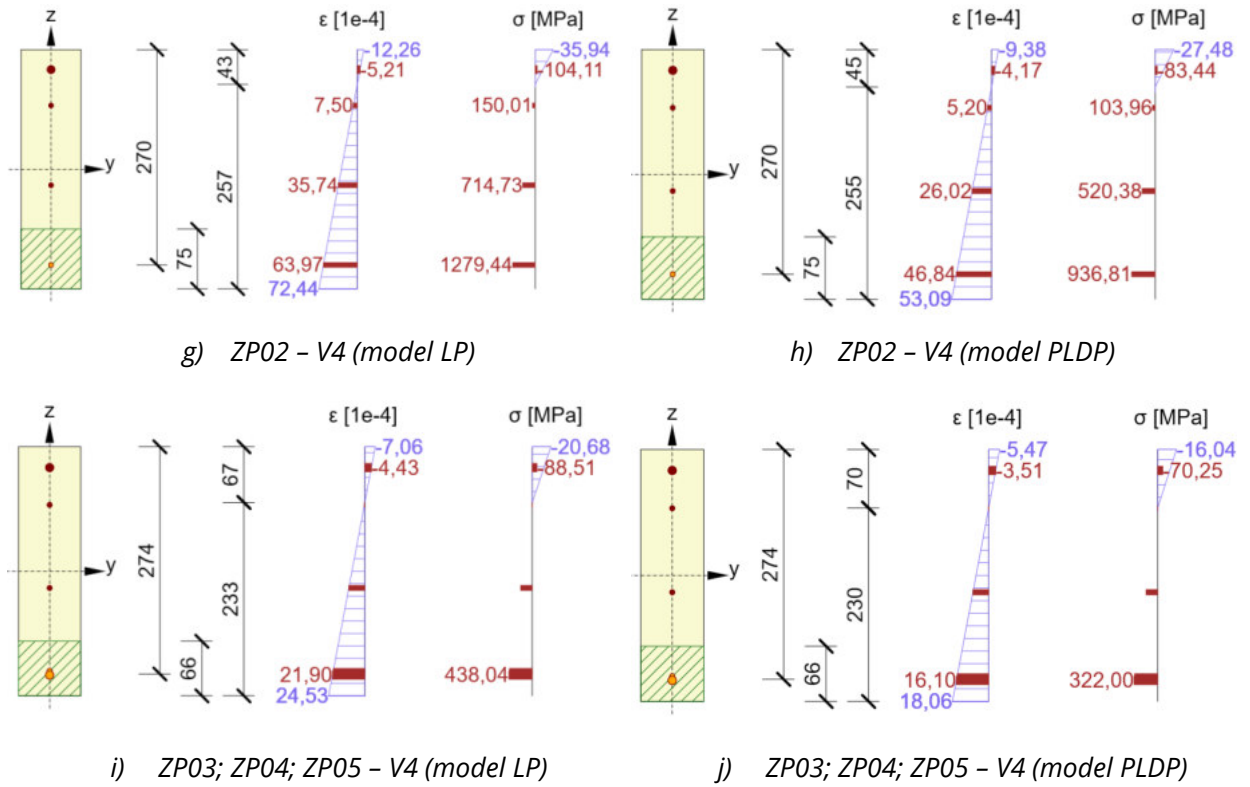
6.4.1.2.1 Poměrné přetvoření, napětí

Na Obr. 6.86 jsou zobrazeny vybrané výsledky z analýzy průřezů modelů s výslednicí zatížení 160 kN. Vedle sebe jsou vždy porovnávány výsledky ze stejného řezu, avšak z různých modelů (LP; PLDP). Výsledky z řezu V1 jsou téměř identické pro oba modely, zde je vliv momentu minimální, viz Obr. 6.86a, b. Řez V2 vystihuje lépe skutečnost s vnitřními silami modelu PLDP, jelikož v něm vznikají trhliny tak, jako to bylo za experimentu (Obr. 6.86d), na rozdíl od modelu LP, ve kterém trhliny nevznikají (Obr. 6.86c). V řezu V3 se modely liší směrem namáhání. Model LP má spodní vlákna tažená, tak jako to bylo za experimentu (Obr. 6.86e), kdežto model PLDP má tyto vlákna tlačena (Obr. 6.86f). Působící moment v řezu je však v obou případech velmi malý a posuzovaný průřez je tak na změnu znaménka velmi citlivý. V řezu V4 ve všech případech vznikají trhliny u spodního povrchu, zpravidla větší pro model LP díky koncentraci tahového napětí nad mez f_{ct} (Obr. 6.86g-j).

Nutno podotknout, že ne ve všech případech jsou trhliny spočítány správně podle skutečného napětí ve výztuži. Např. U vzorků ZP02 budou trhliny reálně větší, než udává výpočet, a to díky napětí ve výztuži nad mezí kluzu (550 MPa), viz Obr. 6.86g, h. Ve výpočtu je napětí na výztuži počítáno dle lineárně pružné závislosti na modulu pružnosti bez omezení plastickou větví pracovního diagramu. Průřezy s tahovou výztuží u spodního povrchu nadpraží ④ (ZP03, 04 a 05) touto chybou nedisponují, napětí ve výztuži se drží pod mezí kluzu, tudíž je v těchto případech výpočet správný, viz Obr. 6.86i, j.

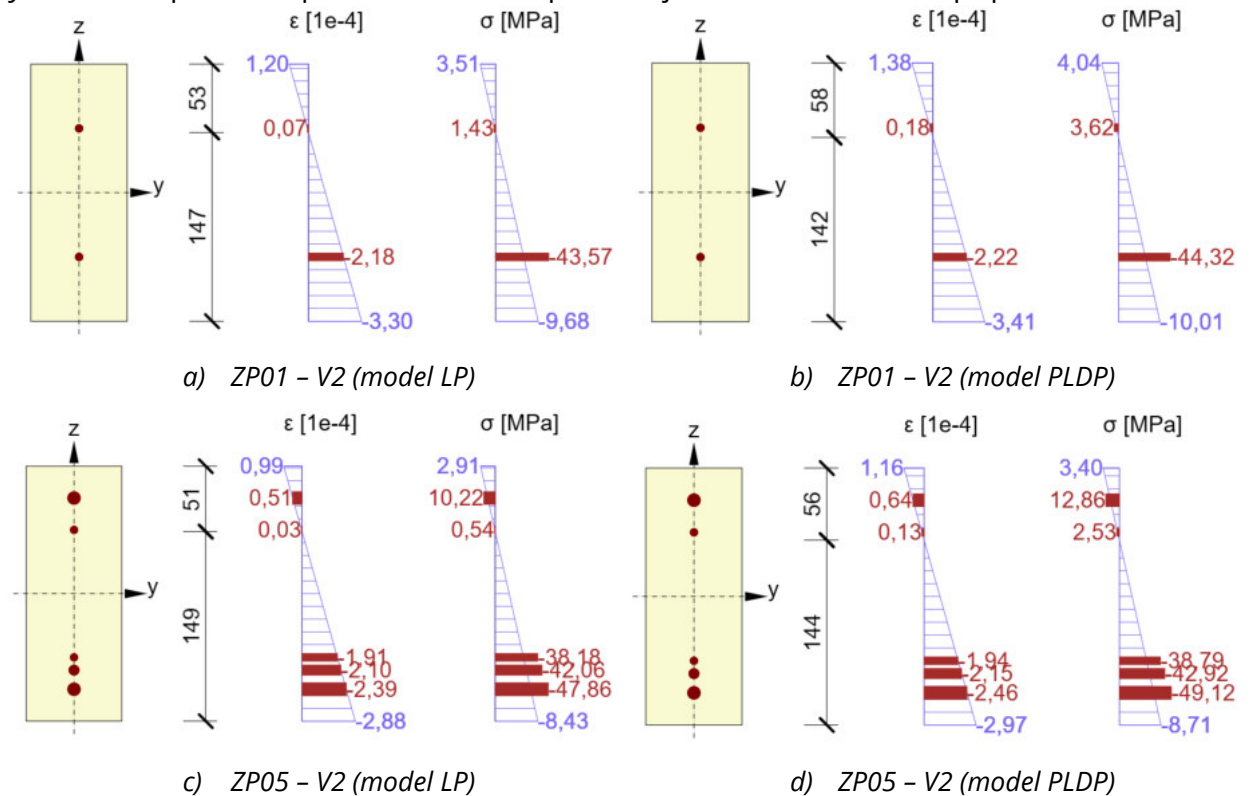


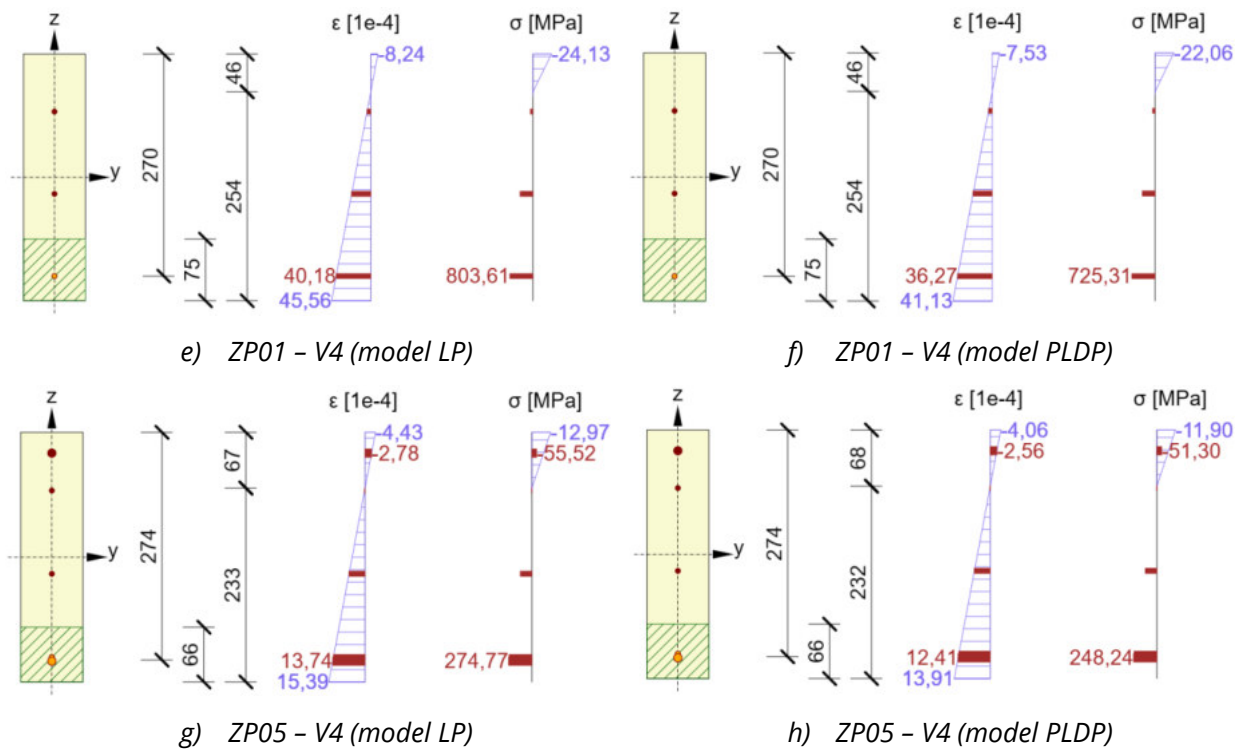
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory



Obr. 6.86 Analýza vybraných průřezů (výslednice zatížení 160 kN)

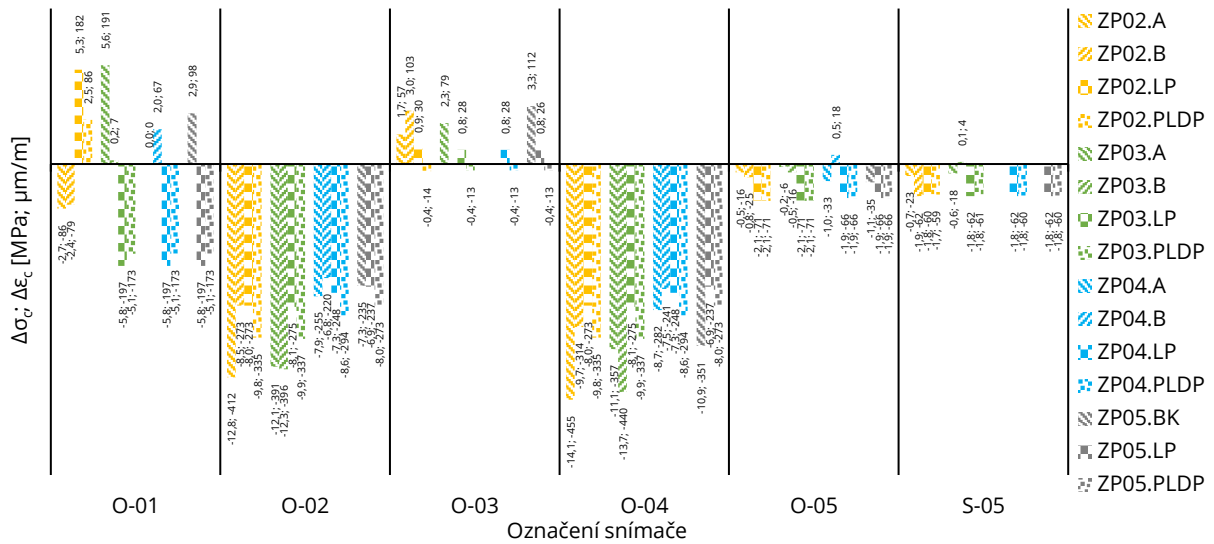
Pro modely se výslednicí zatížení 100 kN jsou prezentovány pouze dva řezy (V2 a V4) pro vzorky ZP01 a ZP05, které nejvíce znázorňují rozdílný vliv vyztužení, viz Obr. 6.87. Vliv vyztužení na pokles napětí v betonovém průřezu je evidentní ve všech případech.



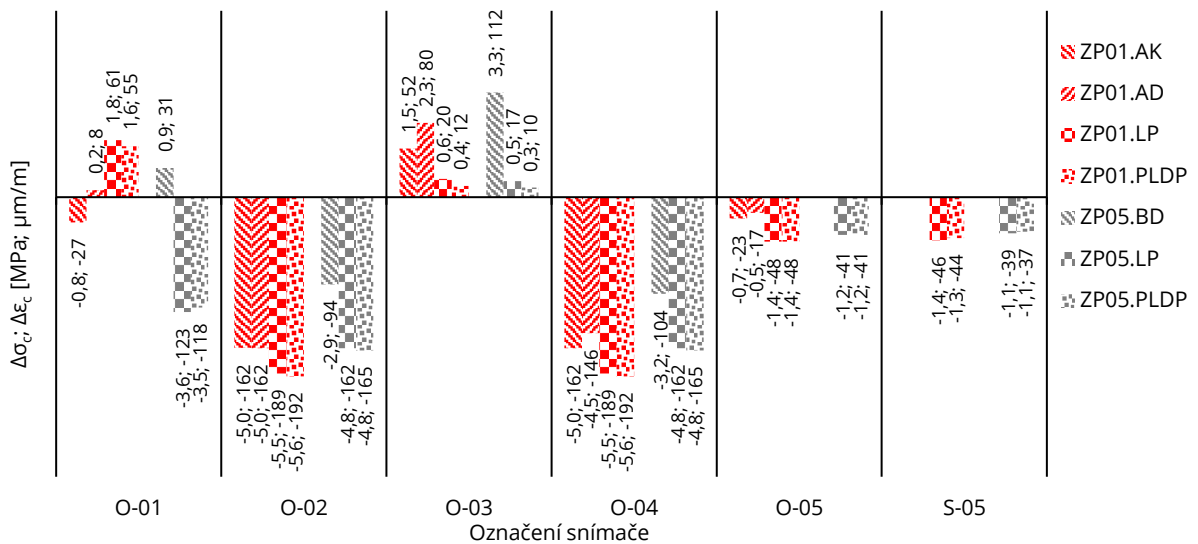


Obr. 6.87 Analýza vybraných průřezů (výslednice zatížení 100 kN)

Podrobná prezentace výsledků $\Delta\sigma_c; \Delta\epsilon_c$ po vyřezání otvoru mezi experimenty a stěnovými modely (LP a PLDP) je znázorněna na Obr. 6.88 a Obr. 6.89. Měřičský bod O-01 z obou modelů vykazuje tlakové namáhání pro vzorky ZP03, 04 a 05, jinak, než je tomu za experimentu, avšak stejně jak je tomu v modelu Atena. Pro vzorek ZP02 vzniká v tomto bodě tahové namáhání, kvůli velmi nízké tlačené oblasti v případě obou modelů, viz Obr. 6.86g, h. Vysvětlení těchto možných neshod bylo podáno v kap 6.2.2.1.1. Ve většině případů jsou hodnoty z bodů O-02 a O-04 (vnitřní hrana pilířů) z modelu PLDP blíže k experimentům oproti modelu LP. Zde je evidentní, že výztuž v analýze průřezu dokáže efektivně redukovat napětí (až o -2 MPa). Naopak v bodě O-03 lépe vystihuje experiment model LP. Výslednice momentu vyvozuje tah na spodních vláknech, kdežto u modelu PLDP je tomu naopak (na horních vláknech), hodnota je však velmi blízko nule. Za experimentu byl v tomto bodě vyvozen tah ve spodních vláknech. K této složce však může přispívat posouvající síla, která vnáší tahovou sílu do spodní výztuže v nadpraží \textcircled{Q} . Při výpočtu napětí na průřezu ji však nelze tímto normovým přístupem zohlednit. Namáhání v patě pilířů (body O-05 a S-05) je pro oba modely téměř totožné, jelikož ohybový moment v patě je velmi malý.



Obr. 6.88 Porovnání $\Delta\sigma_c, \Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice 100 kN) - experiment/stěnové modely



Obr. 6.89 Porovnání $\Delta\sigma_c, \Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice 100 kN) - experiment/stěnové modely

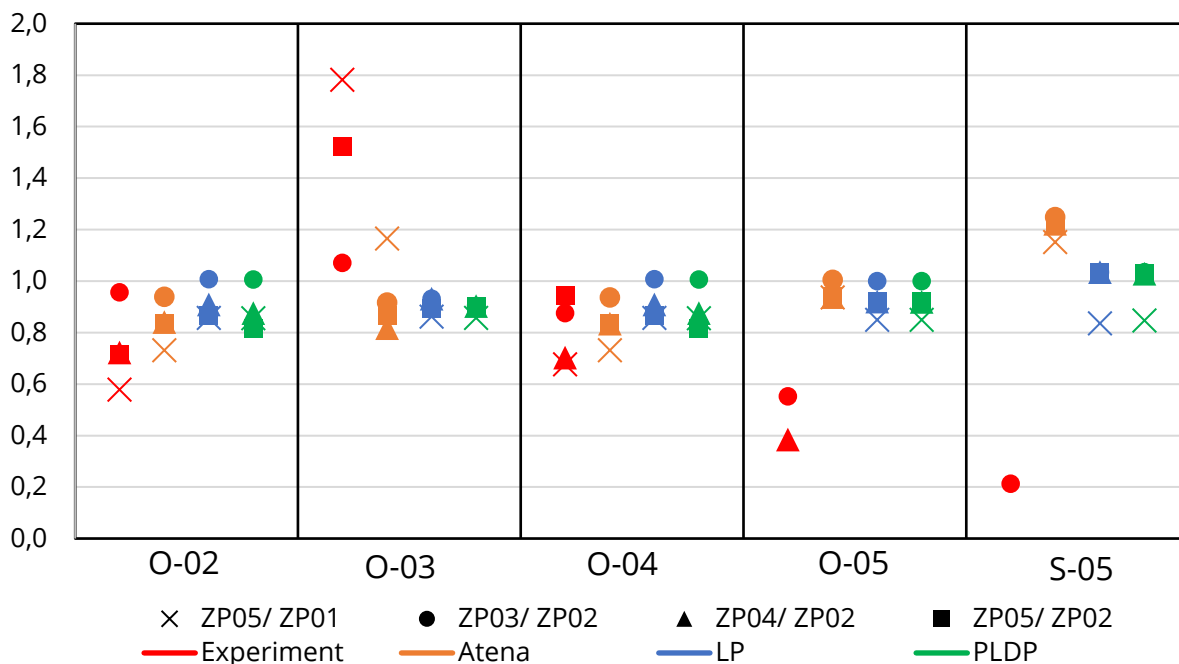
Situace u vzorků se zatížením 100 kN se liší tím, že trhliny na vnější hraně pilířů nevznikají ani u jednoho z obou modelů. Plastické chování materiálu (model PLDP) není tak odlišné jako u lineárně pružného (model LP). Napětí v bodech O-02 a O-04 je ve velmi dobré shodě s experimenty pro oba modely. Tahové napětí v bodě O-03 v experimentu je vyšší než v případě modelu, pravděpodobně díky příspěvku posouvající síly, viz výše. Chování pat pilířů je znovu pro oba modely téměř identické.

Výsledné porovnání shody $\Delta\varepsilon_c$ mezi experimenty a jednotlivými analyzovanými modely je provedeno na Obr. 6.90. Porovnání je provedeno způsobem, že výsledek $\Delta\varepsilon_c$, např. z experimentu pro ZP05, je vydělen výsledkem pro ZP02, rovněž z experimentu. Výsledná hodnota je tedy poměr změny poměrného přetvoření vždy mezi dvěma panely. Poměr je dán vždy buď pro experiment, nebo pro model (Atena, LP, PLDP). Výsledky modelu a experimentu tím pádem nejsou porovnány přímo. Srovnání shody mezi modelem a experimentem je možné provést tak, že pokud je poměr pro např. ZP05/ ZP01 – experiment stejný jako pro ZP05/ ZP01 – PLDP, tak je shoda přesná a model vystihuje experiment z přesností 100 %. Jinými slovy, symbol v grafu se vždy porovnává se stejným symbolem pro

daný sloupec (ozn. tenzometru). Hodnota v grafu „1“ tak nevyjadřuje přesnost modelu, jak je běžně uváděno v jiných případech. Jelikož naměřené hodnoty z bodu O-01 jsou velmi rozdílné, tak jsou z porovnání vyloučeny.

Pro body O-02 a O-04 (vnitřní hrana pilíře) se nejvíce podařilo vystihnout skutečnost experimentu numerickou simulací v softwaru Atena. Druhým nejlepším výsledkem disponuje model PLDP. Změnu poměrného přetvoření v bodě O-03 v nadpraží u pilíře dokázal nejlépe vystihnout model Atena, který dokáže zohlednit vnesenou tahovou sílu do výztuže, která byla vedle tohoto tenzometru. Ostatní stěnové modely tento jev nezohledňují. Jejich výsledky jsou obdobné.

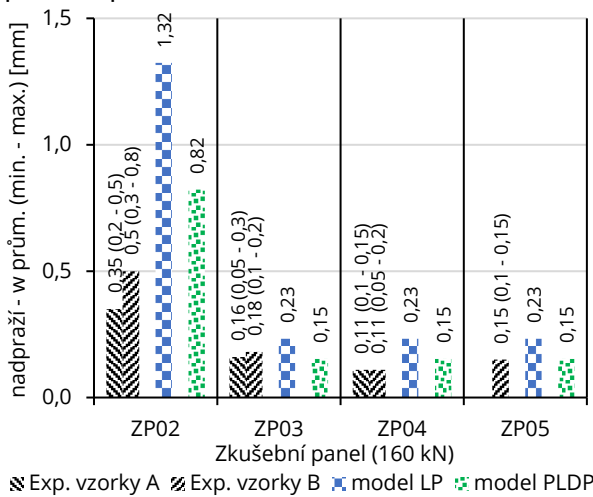
Poměrné přetvoření v bodech O-05 a S-05 se bohužel ani jedním z modelů nepodařilo vystihnout, podrobný komentář k namáhání v těchto místech, viz kap 6.2.2.1.1.



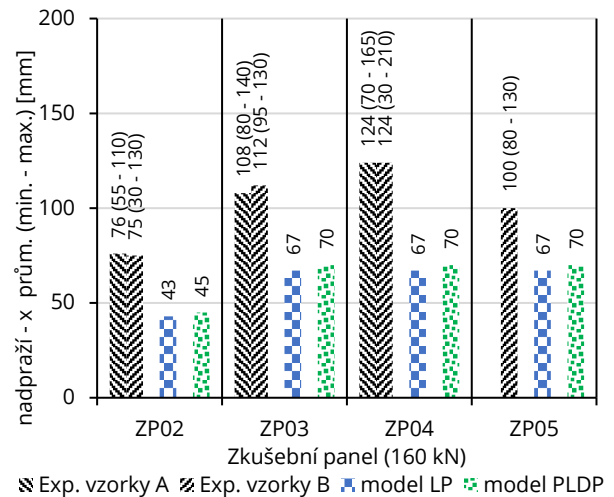
Obr. 6.90 Porovnání jednotlivých modelů s experimenty

6.4.1.2 Šířky trhlin, tlačené oblasti

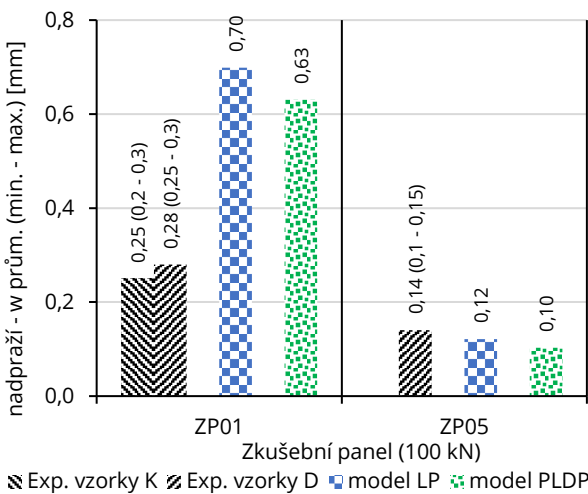
Šířky trhlin získané analýzou stěnových modelů pro zatížení 160 kN jsou srovnány na stejném principu jako v případě porovnání experimentu s modelem Atena. Šířka trhlin spočítaná analýzou průřezu ze stěnových modelů (LP a PLDP) je průměrná, proto s ní budou srovnávány průměrné šířky trhlin získané experimentem. V oblasti „I“, viz Obr. 6.19d, jsou průměrné šířky trhlin získané modelem PLDP téměř totožné s těmi za experimentu pro případy vzorků s tahovou výztuží u spodní hrany nadpraží ⊕ (ZP03, 04 a 05), viz Obr. 6.91. Pro vzorek ZP02 jsou trhliny z modelu PLDP mírně vyšší (0,82 mm) než je tomu tak u experimentu (0,35 – 0,5 mm). Na druhou stranu model LP vykazuje výrazně vyšší šířky trhlin pro ZP02 oproti experimentu a mírně vyšší pro ostatní vzorky, právě díky koncentraci tahového napětí v nadpraží. Pro variantu zatížení 100 kN bylo dosaženo stěnovými modely napětí mírně nad pevnost v tahu f_{ct} , proto jsou i šířky trhlin obdobné pro oba modely, viz Obr. 6.93. Modely vzorku ZP05 dosáhly téměř identických šířek trhlin jako za experimentu. Modely ZP01 potom dosáhly o něco vyšších šířek trhlin, s tím že model PLDP lépe vystihl šířky za experimentu. Výšky tlačných oblastí vycházely pro oba modely podobně, téměř poloviční oproti experimentu, viz Obr. 6.92 a Obr. 6.94.



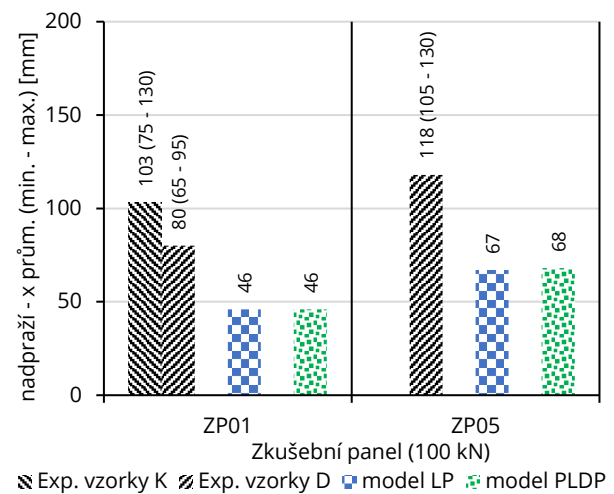
Obr. 6.91 Trhliny po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/stěnové modely



Obr. 6.92 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/stěnové modely



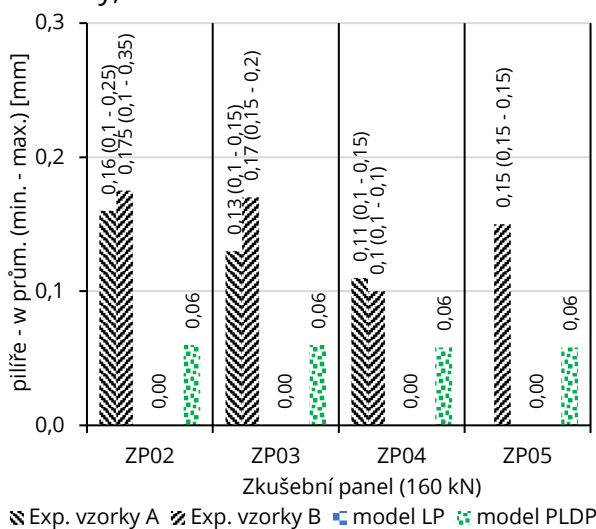
Obr. 6.93 Trhliny po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/stěnové modely



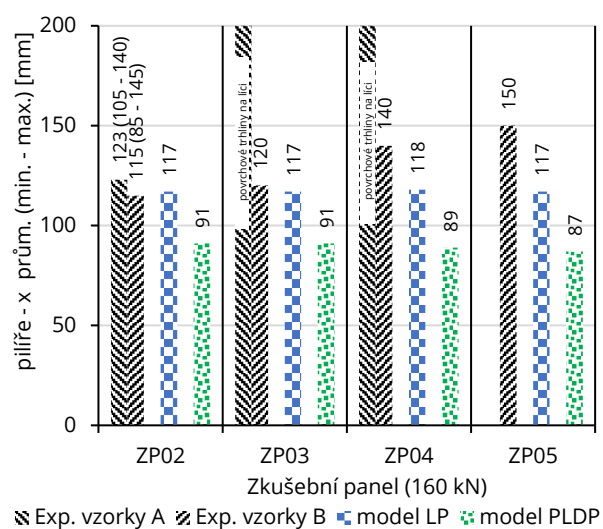
Obr. 6.94 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/stěnové modely

Trhliny, které jsou způsobeny smykovým namáháním v oblasti „II“, nelze v této úrovni výpočtu nijak ověřit, jelikož dosud neexistuje normovaný postup pro výpočet smykových trhlin v ohýbaných nosnících. Norma ČSN EN 1992-2, příloha QQ [77] popisuje výpočet těchto trhlin, avšak je platný pouze pro stěny komorových nosníků mostů. Trhliny v této oblasti nebudou tedy dále analyzovány a porovnávány.

Na vnější hraně pilířů (oblast „III“) vznikaly trhliny kolem 0,16 mm pro experimenty ZP02 a ZP03. Pro ZP04 a ZP05 pak kolem 0,13 mm, viz Obr. 6.95. Trhliny získané analýzou modelu PLDP jsou přibližně poloviční (0,06 mm). U takto malých šířek se dá říci, že shoda je dobrá. V modelu LP zde trhliny nevznikají, jelikož ve stěnovém modelu nedosahuje napětí v této oblasti meze f_{ct} , viz Obr. 6.82c. Model tak není v tomto případě příliš věrohodný. Tlačená oblast modelu PLDP zde vycházela znovu téměř poloviční oproti experimentu, stejně jako tomu bylo u oblasti „I“. Pro model LP nelze tuto oblast vyhodnocovat, jelikož zde trhliny nevznikly, viz Obr. 6.96.



Obr. 6.95 Trhliny po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/stěnové modely



Obr. 6.96 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/stěnové modely

Šířky trhlin získané analýzou stěnových modelů varianty PLDP se věrohodně blíží těm získaným experimentem. Ve variantách vzorků se zatížením 160 kN byla dosažena téměř přesná shoda pro varianty s vyztuženým nadpražím (ZP03 až 05). Pro nevyztužené nadpraží (ZP02) potom šířky trhlin dosahovaly vyšších hodnot, cca o 0,3 více než za experimentu. V oblastech pilířů (oblast „III“) byly tímto modelem dosaženy také přibližně skutečné hodnoty.

Analýza trhlin pomocí stěnového modelu LP neprokázala dobré shody s experimentem. V oblasti „I“ nadpraží jsou šířky trhlin vyšší, zejména pro vzorky nevyztužené tahovou výztuží ⊕. V pilířích trhliny nevznikly, což je další neshoda s experimentem.

Porovnání výsledků v obou analyzovaných oblastech „I“ a „III“ modelu PLDP s experimentem naznačuje, že skutečný vzorek stěny je měkčí než model ve smyslu, že více tahového napětí bylo přerozděleno do pilířů za experimentu než v modelu. Tento jednoduchý model se základní nemedifikovanou podmínkou plasticity dle Drucker-Pragera však věrohodně vystihuje výsledky experimentu a jeví se jako použitelný pro posouzení mezní šířky trhlin.

6.4.1.3 Krátkodobé průhyby

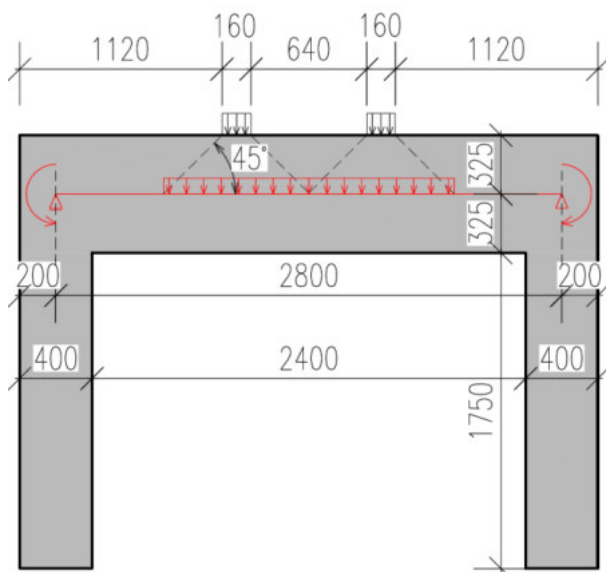
Pokud nejsou splněny podmínky ohybové štíhlosti, které dovolují upustit od přímého výpočtu průhybů podle ČSN EN 1992-1-1 [9], kap. 7.4.2, tak je nutno se nimi podrobněji zabývat. Jednoduché stěnové modely s lineárně pružným, popř. plastickým působením dobře popisují průhyby, které nejsou ovlivněny trhlinami. Pro důvěryhodné popsání průhybů byl měl však vždy být použit postup pro popsání i těchto jevů. Norma [9], kap 7.4.3. nabízí vztah pro výpočet průhybů se zohledněním snížení ohybové tuhosti vlivem trhlin a dotvarování, podle které bude následující výpočet proveden.

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (6.13)$$

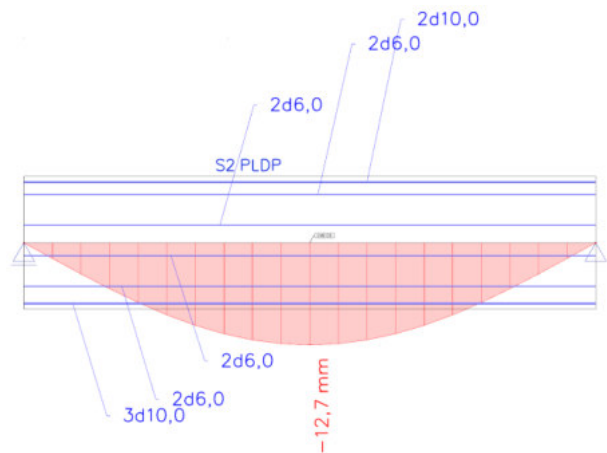
Kde α je uvažovaná přetvárná síla (např. průhyb), α_I, α_{II} jsou hodnoty parametru vypočteného pro stav bez trhlin a s plně rozvinutými trhlinami a ζ je rozdělovací součinitel, který závisí na zatížení a napětí ve výztuži.

Nadpraží stěny s otvorem, které je oblastí zájmu pro výpočet průhybu, lze idealizovat jako prostý nosník zatížený koncovými momenty, které jsou získány z modelu LP či PLDP stěnového modelu (viz kap. 6.4.2). Takto je do výpočtu zaveden vliv tuhosti v přípoji nadpraží do pilířů. Polohy podpor náhradního nosníku lze určit dle [9], kap. 5.3. Rozměry nadpraží a pilíře jsou totiž známy, viz Obr. 6.97.

Výpočet průhybu tak lze v zásadě provést ručně s redukcí tuhosti na celé délce nosníku, nebo pomocí MKP softwaru pro nadělení nosníku na jednotlivé konečné prvky s následným zohledněním skutečného napětí (a tím i tuhosti) v dílčích konečných prvcích, viz Obr. 6.98.



Obr. 6.97 Idealizace náhradního nosníku

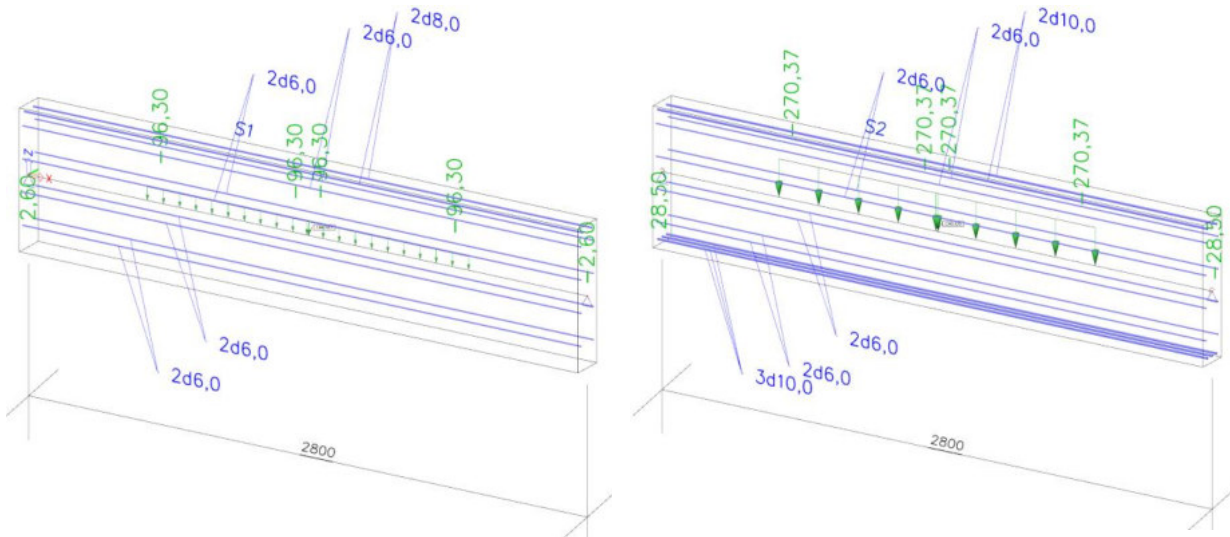


Obr. 6.98 Průhyb pro model S2 PLDP – zatížení 100 %

Pro ověření naměřených průhybů za experimentu byla zvolena přesnější metoda MKP. Samostatně byly analyzovány nadpraží panelů S1 a S2 s jejich skutečným vyztužením, viz Obr. 6.99 a Obr. 6.100. Vliv reologických účinků na průhyby nebyl analyzován, jelikož experimenty byly prováděny pro krátkodobé zatížení.

Oba modely nadpraží byly zatíženy 25 %, 50 %, 75 % a 100 % hodnotou zatížení, které odpovídalo celkové únosnosti daného vzorku za experimentu. Posudek průhybu je tak plně

nezávislý na posudku únosnosti pomocí analýzy průřezu, viz kap. 6.4.2, jelikož do výpočtu jde pouze zatížení odvozené ze stěnového modelu. Náhradní nosníky byly zatíženy dvojicí spojitých zatížení, tak jako tomu bylo za experimentu, s roznosem zatížení do střednice nadpraží pod úhlem 45°.



Obr. 6.99 Výpočetní model pro průhyb – panel S1 Obr. 6.100 Výpočetní model pro průhyb – panel S2

Vypočtené hodnoty průhybů v polovině rozpětí nadpraží popsanou metodikou jsou vypsány v Tab. 6.13. Odpovídající průhyby jsou vypsány pro úrovně zatížení 25 % - 100 % hodnoty únosnosti stěny za experimentu. Modely panelu S1 se podařily naladit s rozdílem do 1 mm oproti experimentu pro úroveň zatížení do 25 %. Pro vyšší úrovně zatížení zůstaly hodnoty průhybů rozdílné mezi modely a experimentem kolem 2 mm. Hodnoty koncových momentů z modelů LP a PLDP jsou v obou případech obdobné, průhyby jsou tedy téměř totožné.

Rozdíly modelů LP a PLDP lze sledovat u stěny S2. Zde jsou hodnoty průhybů rozdílné do 1 mm pro všechny úrovně zatížení. V porovnání s výsledky naměřenými experimentem je patrná velmi dobrá shoda (do cca 15 %) pro úrovně zatížení do 75 %. Lepších výsledků bylo dosaženo modelem LP. Dosažený průhyb odpovídající mezi únosnosti je potom menší než za experimentu v obou případech.

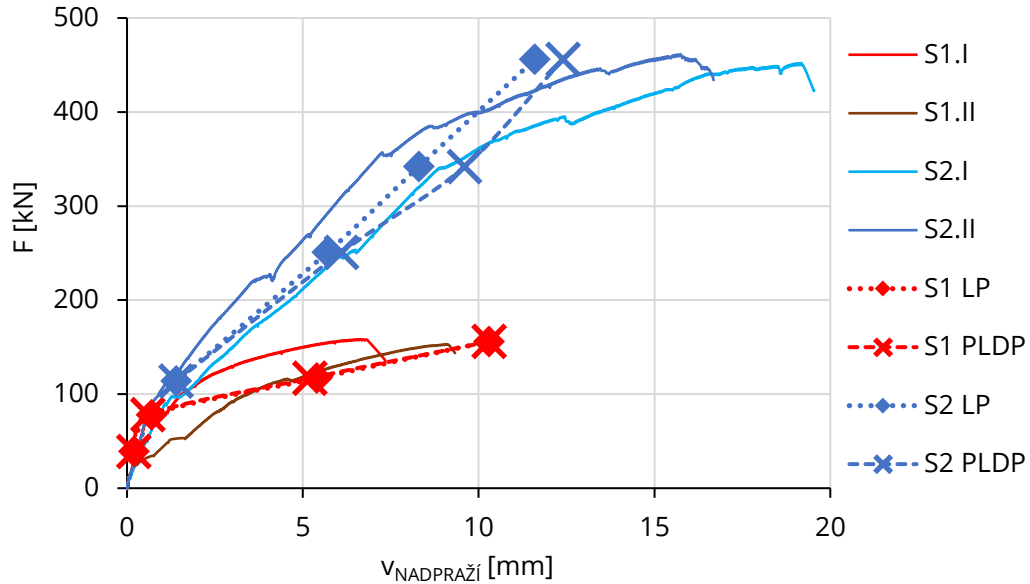
Tab. 6.13 Výsledky analýzy průhybu pomocí náhradního nosníku

Analyzovaný prvek	2×F [kN]	V _{exp} *	V _{LP}	V _{LP} /V _{exp}	V _{PLDP}	V _{PLDP} /V _{exp}
		[mm]	[mm]		[mm]	
S1.I; II	39,0	0,6	0,2	0,36	0,2	0,36
	78,0	1,8	0,7	0,40	0,6	0,34
	117,0	3,6	5,4	1,50	5,2	1,45
	158,4; 153,0	7,9	10,3	1,31	10,3	1,31
S2.I, II	114,0	1,6	1,4	0,85	1,4	0,85
	250,8	5,5	5,7	1,03	6,1	1,11
	342,0	8,0	8,3	1,04	9,6	1,20
	452,2; 461,5	17,5	11,6	0,66	12,4	0,71

* průměrná hodnota z obou vzorků experimentu

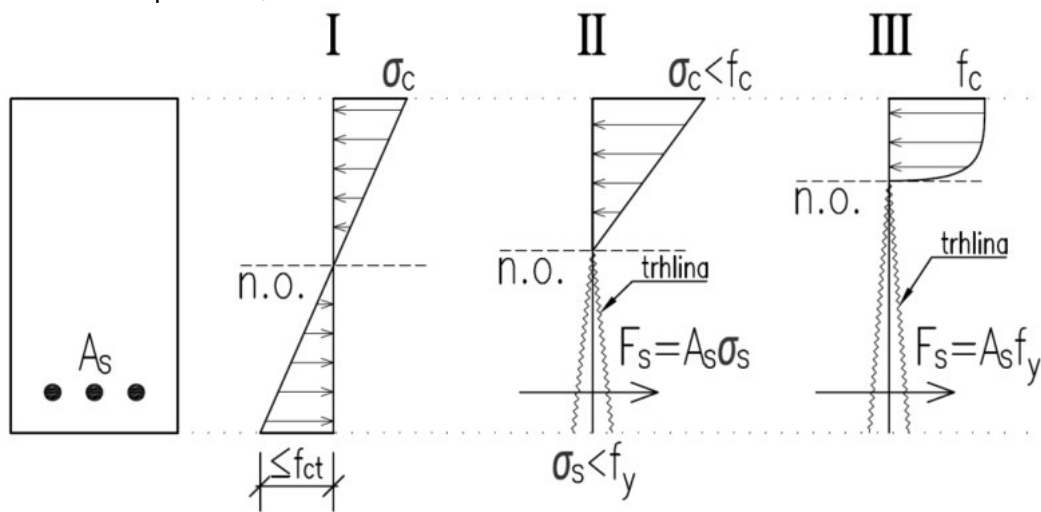
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Grafické znázornění závislosti průhybu na zatížení je zobrazeno na Obr. 6.101. Je zřejmé, že směrnici udávající tuhost stěny v průběhu zatěžování se tímto modelem podařilo věrohodně simulovat v oblastech zatížení odpovídající cca kvazistálé složce celkového dosaženého zatížení (50 % únosnosti stěny). Tato úroveň zatížení je právě využívána k posouzení průhybů v praxi. Z porovnaných výsledků je zřejmé, že touto metodou lze simulovat průhyby stěn s otvorem více vyztužených (S2) a s menší přesností i méně vyztužených (S1).



Obr. 6.101 Závislost průhybu v polovině rozpětí na síle – experiment/ prutové modely

Při vyšších úrovních zatížení, kdy průřezy začínají plastizovat, je tuhost (zejména pro stěnu S2) nižší za experimentu oproti modelům. Pracovní diagramy betonu a výztuže použité v prutových modelech pracují s neomezenou lineární větví a tyto skutečnosti nezohledňují. Použitá metodika k posouzení průhybu tak pracuje se stádiem č. I a II působení železobetonového průřezu, viz Obr. 6.102.



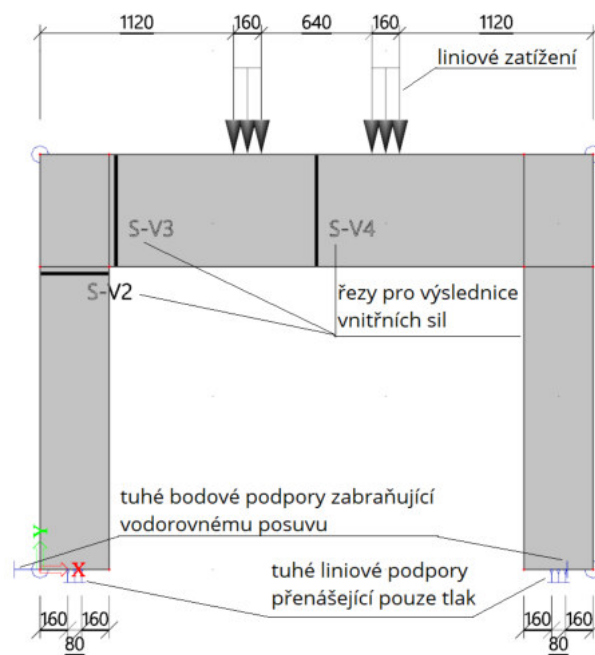
Obr. 6.102 Stádia působení železobetonového průřezu

6.4.2 Mezní stavy únosnosti

Ověření navržené metodiky s ohledem na únosnost bude v kap. 6.4.2.2 uvedeno pro experimenty stěnových panelů s otvorem popsané v kap. 6.3.

6.4.2.1 Popis výpočetního modelu

Experimenty stěn s otvorem byly provedeny za podobných okrajových podmínek jako experimenty s dodatečně provedenými otvory. Okrajové podmínky stěnového modelu byly tedy zvoleny stejným způsobem – s liniovými podporami přenášející pouze tlak a bodovými podporami v patách pilířů. Zatížení z hydraulických lisů bylo uvažováno liniovým zatížením na délce 160 mm, stejně jako za experimentu. Stěnové modely byly zatíženy silami, které odpovídaly únosnosti jednotlivých stěn za experimentu, viz Obr. 6.103.

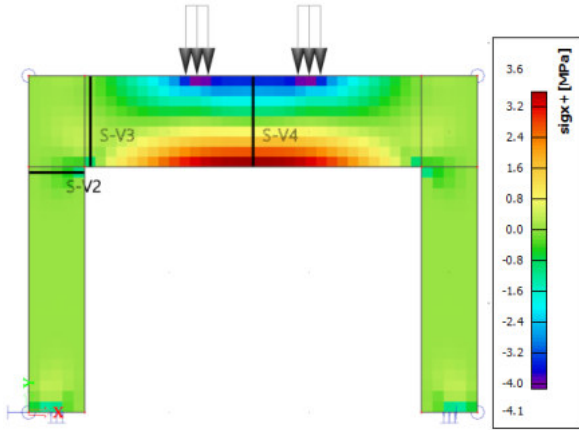


Obr. 6.103 Schéma stěnového modelu Scia Engineer

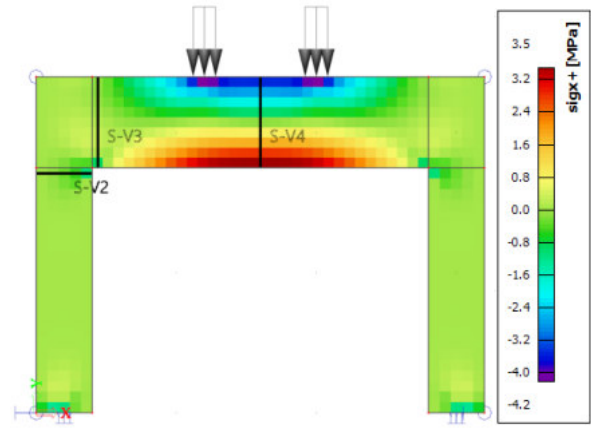
Na stejném principu jako v předchozím případě (panely ZP) jsou odečteny výslednice vnitřních sil zadaných řezů V2 až V4 po celé výšce posuzovaného průřezu. Opět jsou porovnávány dva vybrané modely LP a PLDP. Modely jsou dále děleny na model S1 a model S2, kde je rozlišena výslednice zatížení. Prezentované napětí a výslednice vnitřních sil jsou odpovídající k zatížení, která vyvodí mezní stav únosnosti v následné analýze v průřezu (není tak analyzovaná napjatost pro přesnou hodnotu mezního zatížení za experimentu, ale pro mezní únosnost analyzovaných průřezů).

Rozložení vnitřních sil dle modelu LP ve stěně je zřejmé z Obr. 6.104, kde tahové napětí v nadpraží mírně překračuje dovolenou mez $f_{ct} = 3,5 \text{ MPa}$, viz Obr. 6.104a. Napětí se soustřeďuje do nadpraží a do pilířů jde tak jeho menší část, viz Obr. 6.104c. V pilířích nedosahuje napětí tahové pevnosti, trhliny tedy dle tohoto modelu v pilířích nevznikají. Při experimentu začaly vznikat trhliny v pilířích přibližně v momentě dosažení únosnosti, model tak dobře popisuje tuto skutečnost. Jelikož v modelu LP byla jen mírně překročena tahová pevnost betonu, tak se model PLDP, viz Obr. 6.105 příliš od modelu LP neliší – výsledky jsou téměř totožné, tlakové pevnosti nebylo dosaženo ani v jednom z modelů.

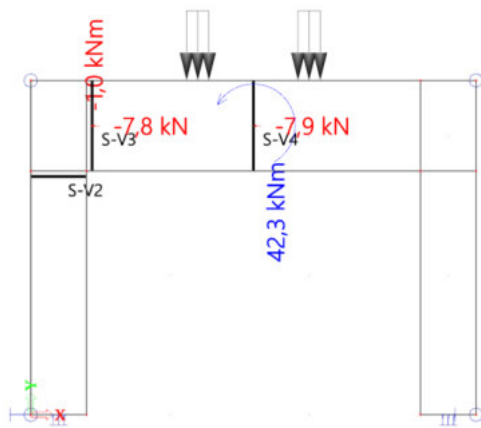
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory



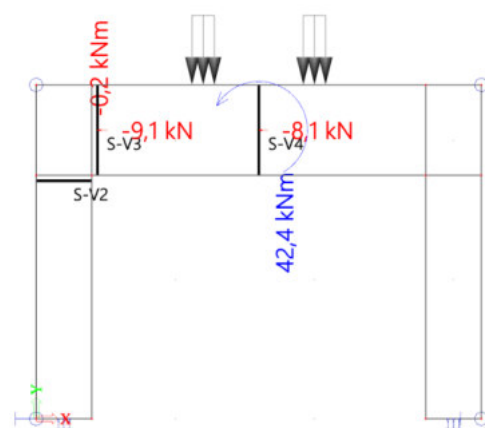
a) normálové σ_x



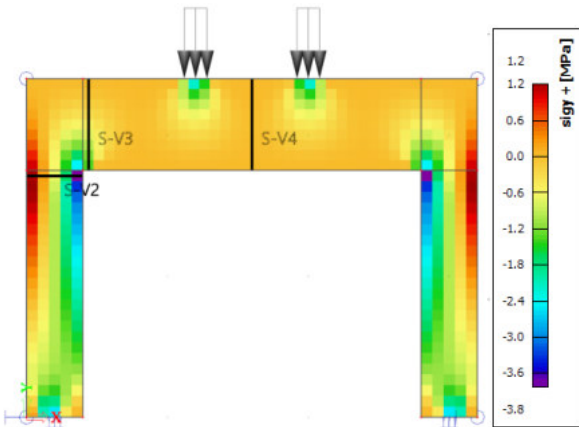
b) normálové σ_x



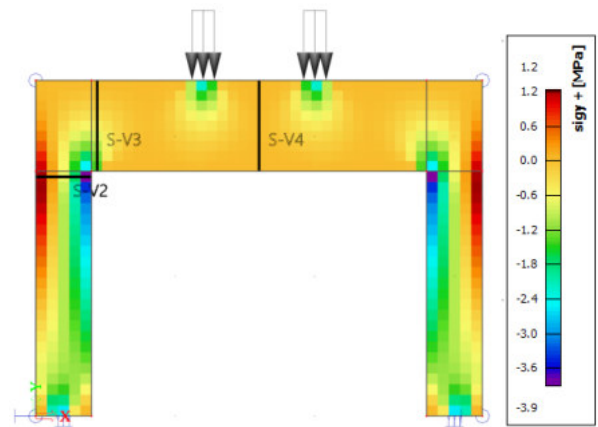
b) Výslednice F_x a M_z



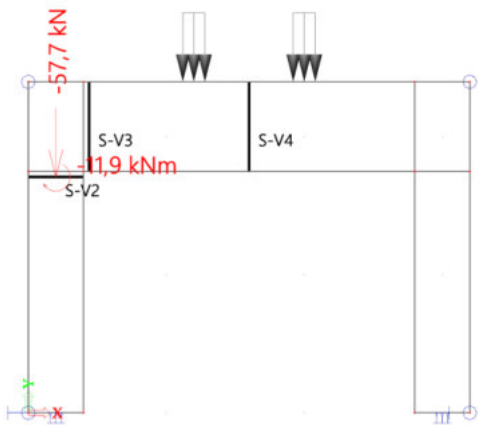
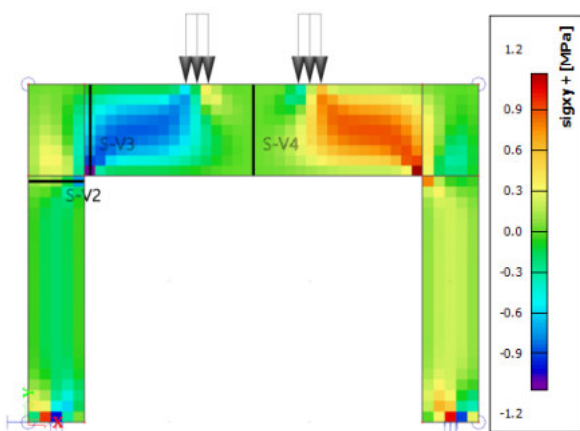
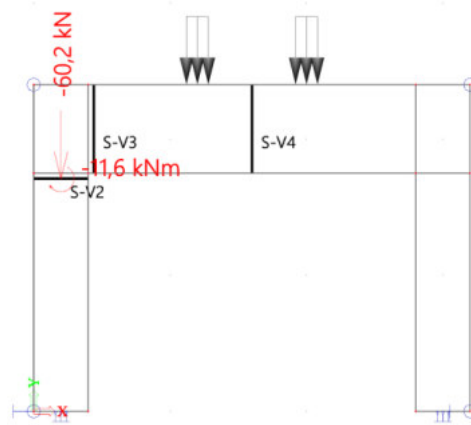
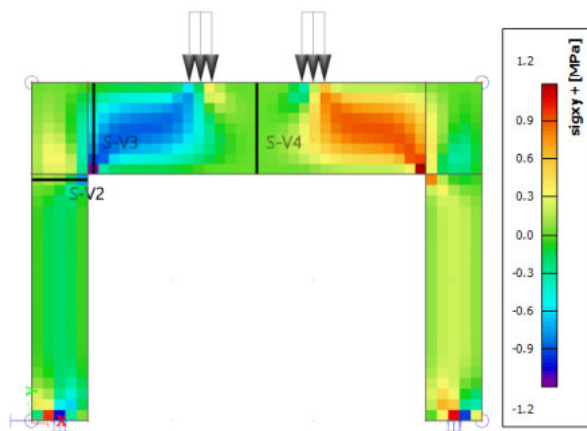
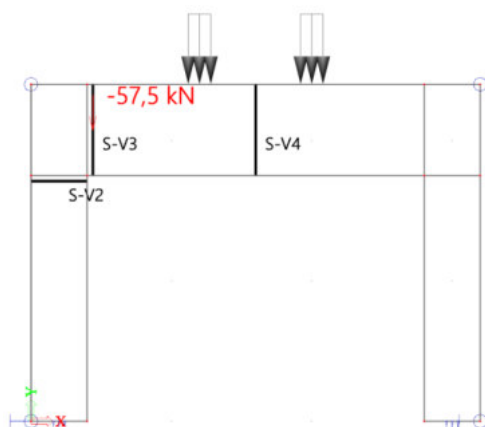
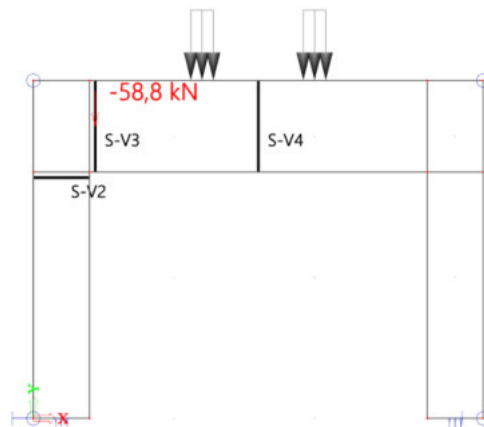
b) výslednice F_x a M_z



c) normálové σ_y



c) normálové σ_y

d) výslednice F_y a M_z e) smykové τ_{xy} d) výslednice F_y a M_z e) smykové τ_{xy} f) výslednice F_y f) výslednice F_y

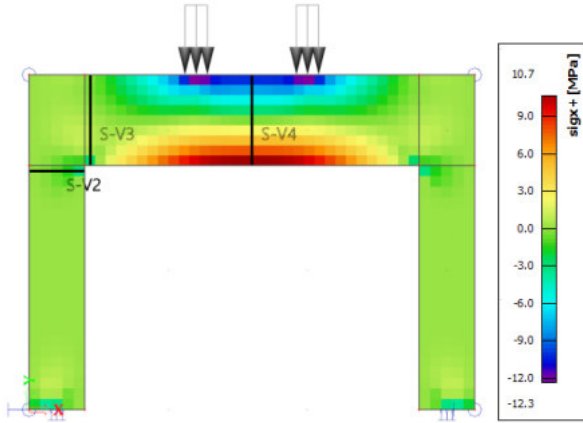
Obr. 6.104 Vnitřní síly modelu LP (výslednice 112 kN – panel S1)

Obr. 6.105 Vnitřní síly modelu PLDP (výslednice 112kN – panel S1)

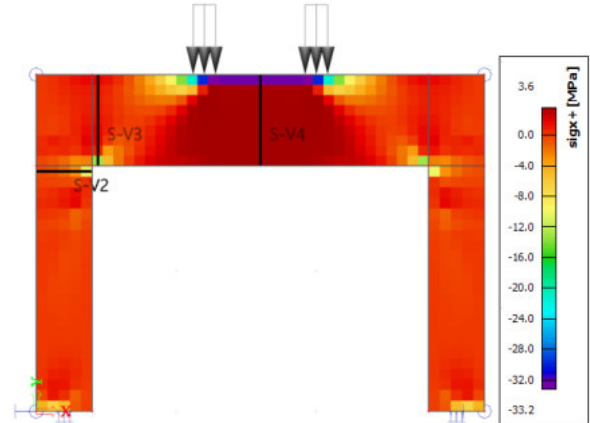
v případě panelu S2 lze sledovat stejné chování, jako bylo popsáno v kap. 6.4.1.2. Model LP nepřerozdělil tahové napětí z nadpraží do pilířů po dosažení tahové pevnosti f_{ct} , viz Obr. 6.106. Při analýze modelu PLDP v mezních stavech únosnosti touto metodou může vznikat problém s konvergencí výpočtového řešiče. Jelikož není ve stěnových modelech implementovaná výztuž, tak nelze přenést některá extrémní napětí. Tento model byl tedy

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

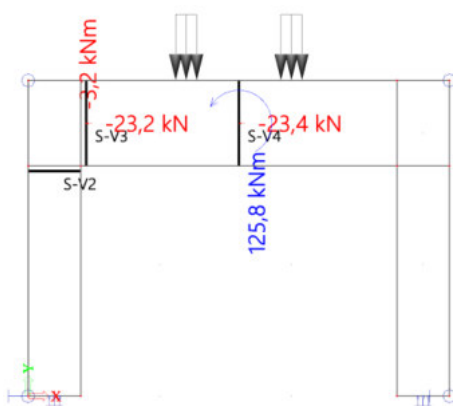
analyzován na 96 % zatížení celkové únosnosti průřezu, tedy pro úroveň zatížení, pro které byla úspěšná konvergence. Při analýze celého výseku stěny konstrukce panelového domu by tento problém nastat neměl, jelikož si sousední panely napětí mezi sebou přerozdělí pomocí spojů. Rozdíly mezi oběma modely jsou evidentní. Především pokles ohybového momentu v nadpraží pro PLDP oproti LP, kde je moment vyšší díky neomezené tahové pevnosti betonu, viz Obr. 6.106b a Obr. 6.107b. Výsledkem je tak vznik přídavného ohybového namáhání ve vetknutí nadpraží do pilířů a v pilířích samotných v modelu PLDP, viz Obr. 6.107b, d.



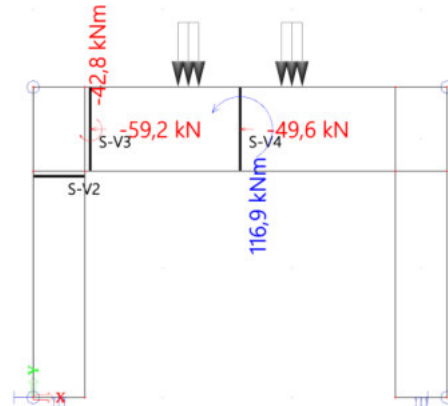
a) normálové σ_x



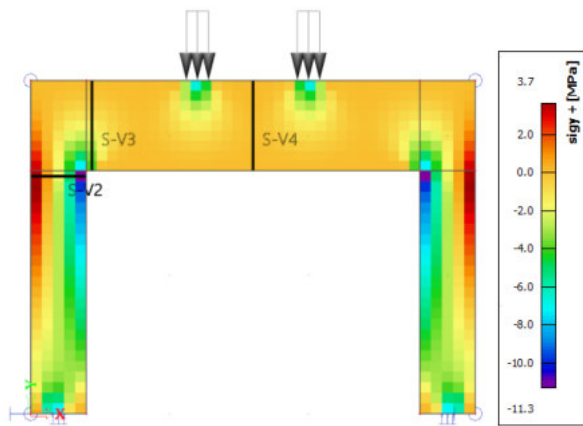
a) normálové σ_x



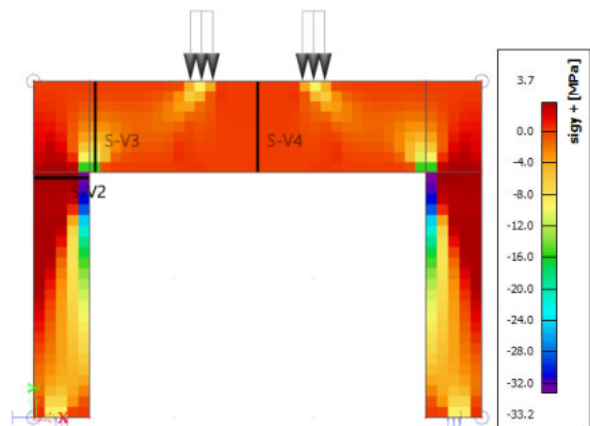
b) Výslednice F_x a M_z



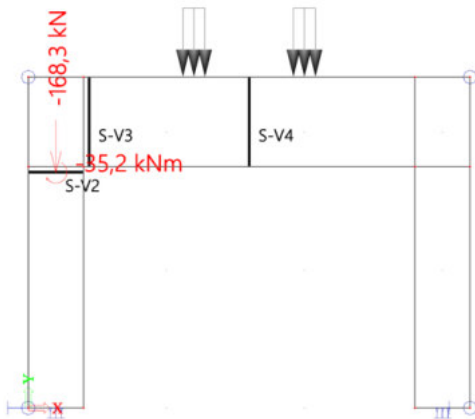
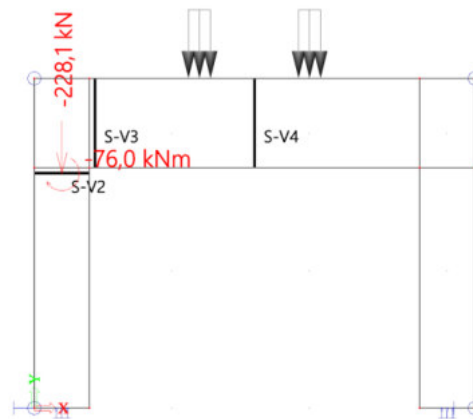
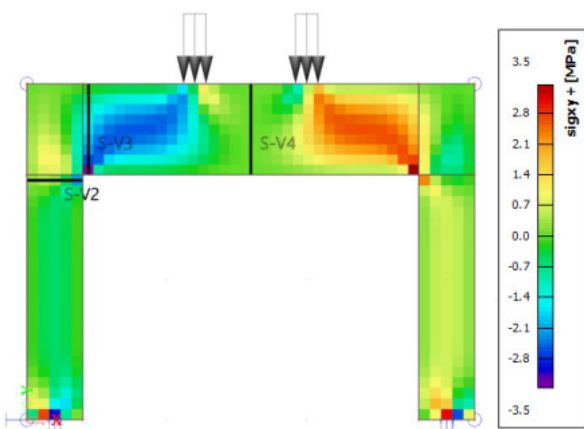
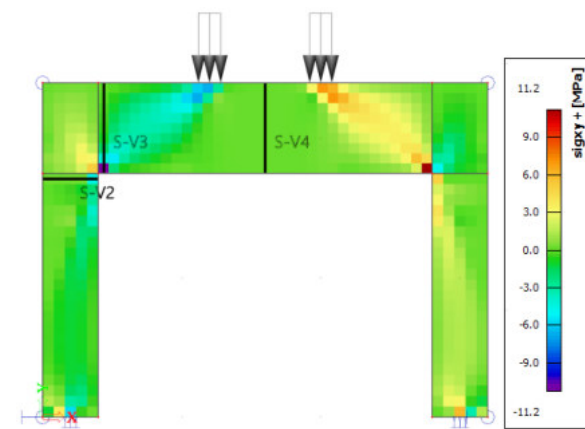
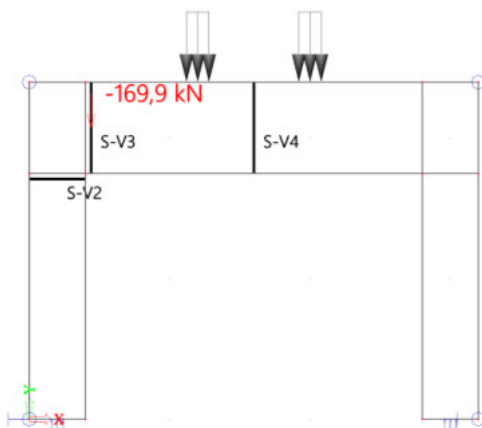
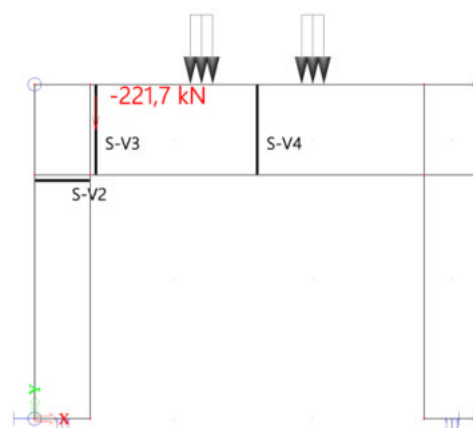
b) výslednice F_x a M_z



c) normálové σ_y



c) normálové σ_y

d) výslednice F_y a M_z d) výslednice F_y a M_z e) smykové τ_{xy} e) smykové τ_{xy} f) výslednice F_y f) výslednice F_y

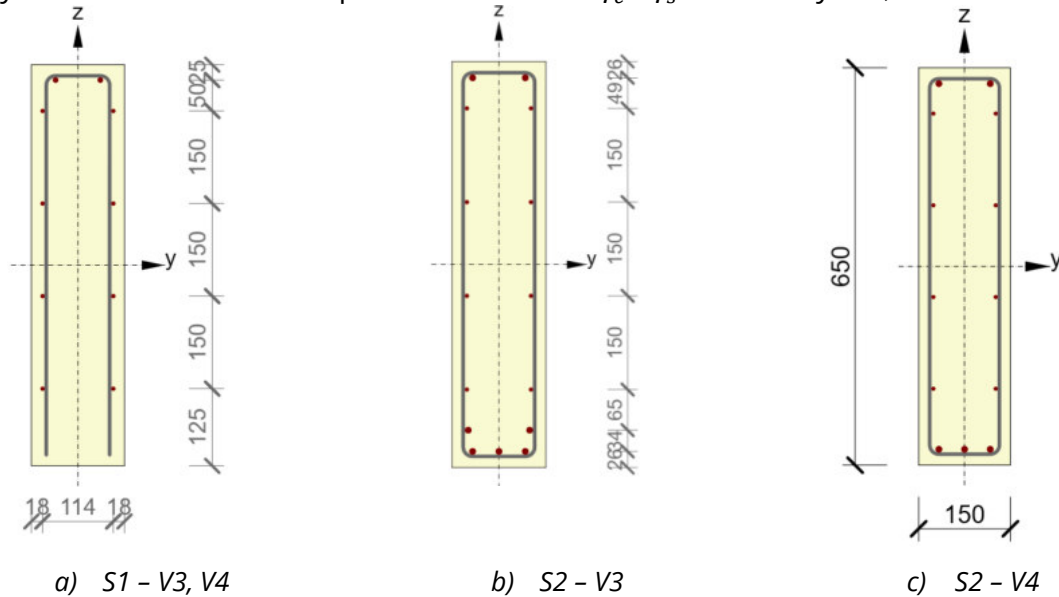
Obr. 6.106 Vnitřní síly modelu LP (výslednice 336 kN – panel S2)

Obr. 6.107 Vnitřní síly modelu PLDP (výslednice 438 kN – panel S2)

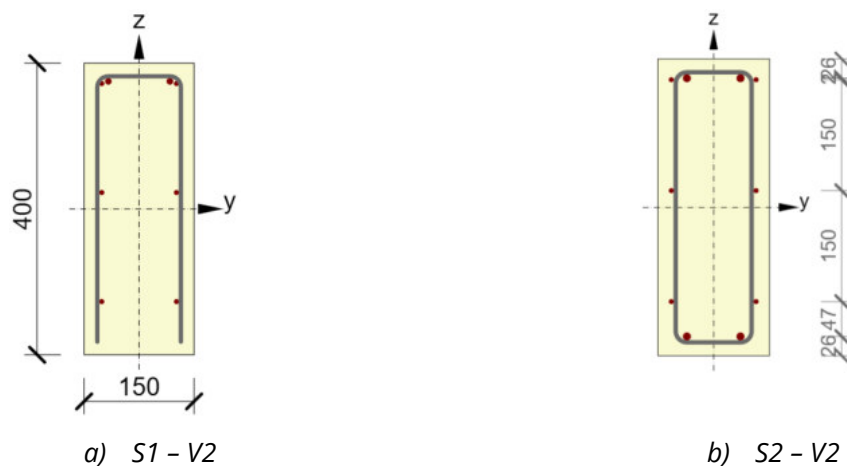
Na stejném principu jako v předchozím případě (panely ZP) byly výslednice vnitřních sil získané oběma modely (LP a PLDP) aplikovány na vyztužený průřez pro jeho analýzu. Následně byl analyzován mezní stav únosnosti na interakci normálové síly a ohybového momentu metodou mezního přetvoření a smyk. Vyztužení jednotlivých průřezů nadpraží, viz Obr. 6.108, a pilířů, viz Obr. 6.109 je provedeno dle skutečného vyztužení zkušebních vzorků,

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

viz Obr. 6.52. Bylo uvažováno se středními hodnotami pevností použitých materiálů betonů a výztuží, viz Tab. 6.10 a Tab. 6.11. Aby bylo možno porovnat výsledky získané experimenty, tak byly veškeré součinitele bezpečnosti materiálů γ_c a γ_s uvažovány = 1,0.



Obr. 6.108 Průřezy nadpraží



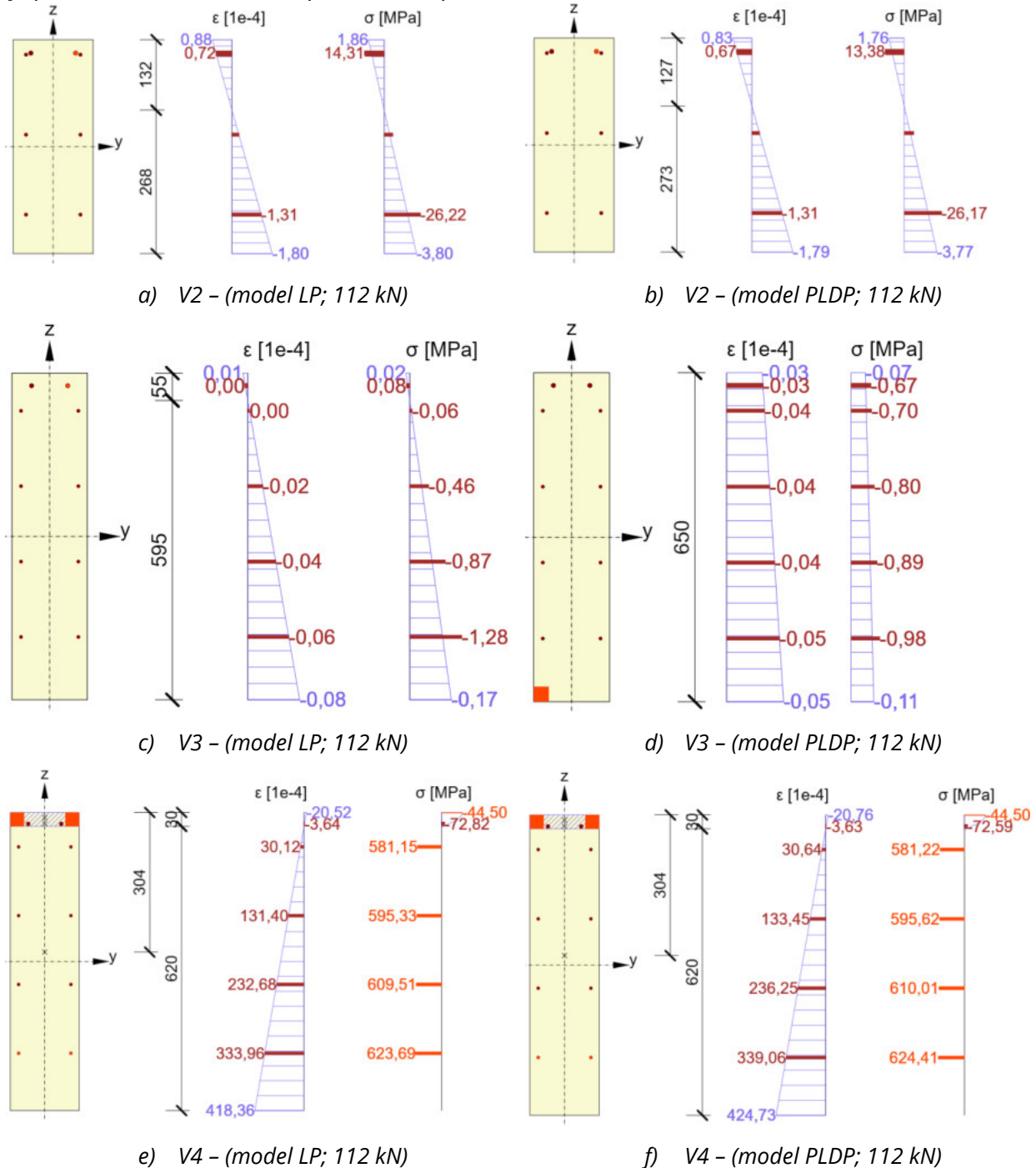
Obr. 6.109 Průřezy pilířů

6.4.2.2 Únosnost

Vybrané výsledky z analýzy průřezů jsou zobrazeny na Obr. 6.110 pro panel S1.I. Výsledky pro S1.II mají podobné průběhy, proto nejsou graficky prezentovány. Vedle sebe jsou vždy porovnávány výsledky ze stejného řezu, avšak různých modelů (LP a PLDP).

Poměrné přetvoření bylo analyzováno dvěma způsoby. V řezech, kde není dosažena mez pevnosti v tahu f_{ct} byla napjatost průřezu analyzována dle teorie pružnosti se zohledněním ideálního průřezu (příspěvek výztuže k betonovému průřezu). Zde je napětí počítáno na základě modulů pružnosti a tahová pevnost, popř. tlaková pevnost betonu zde není zohledněna. Takto byly počítány průřezy S1 - V2, V3 a S2 - V3 (kde nevznikaly trhliny). Naopak v řezech, kde byla překročena tahová pevnost, bylo přetvoření průřezu analyzováno metodou mezních přetvoření pro zohlednění pracovních diagramů betonu a výztuže. Takto byly počítány průřezy S1 - V4 a S2 - V2, V4.

Jak již napovídá analýza stěnových modelů pro panely S1, tak se i analýza průřezů jednotlivých modelů LP a PLDP příliš neliší. Výsledky experimentu těchto panelů naznačují, že k porušení došlo v nadpraží (řez V4). To je potvrzeno i výpočtem, kde bylo dosaženo tlakové pevnosti betonu $f_c = 44,5 \text{ MPa}$, viz Obr. 6.110f. Tažené pruty kari sítě dosáhly v tomto řezu napětí těsně pod svoji pevnost v tahu $f_t = 647 \text{ MPa}$, viz Obr. 6.110e, f. Při experimentu byly tyto výztuže přerušeny, viz Obr. 6.62. Jednalo se však o zaznamenání po zkoušce, kde byl panel zatěžován až do úplného kolapsu, viz Obr. 6.71.

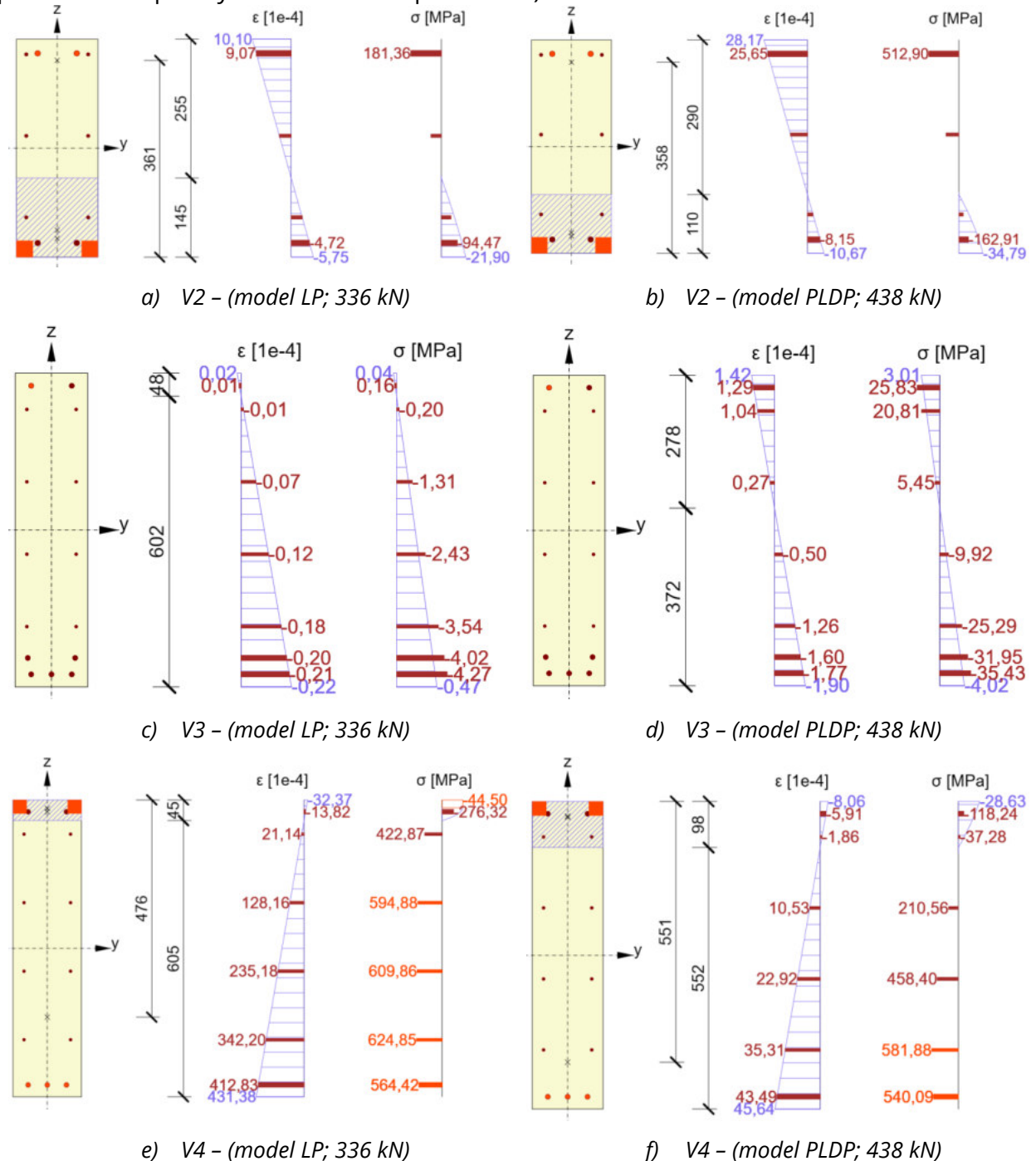


Obr. 6.110 Analýza průřezů (panel S1.I)

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

V analýze panelu S2 model LP koncentruje většinu ohybového namáhání do nadpraží, ve kterém je dosaženo meze pevnosti betonu $f_c = 44,5 \text{ MPa}$. Pevnosti výztuže dosaženo není, avšak hodnoty jsou velmi blízko k této mezi ($f_t = 635 \text{ MPa}$ pro $\phi 10$ a 647 MPa pro $\phi 6$ kari sítě), viz Obr. 6.111e.

Při porovnání s modelem PLDP je zřejmé, že namáhání se rozloží mezi řezy V4 a V2 (z nadpraží do pilířů, viz Obr. 6.111d, f) více, než je tomu u modelu LP, viz Obr. 6.111c, e. Mezní pevnosti zde nebylo dosaženo ani v jednom z materiálů, protože je výpočet omezen konvergencí stěnového modelu pro maximální možné zatížení (v tomto případě 96 % zatížení přeneseného panelu S2.I a S2.II za experimentu).



Obr. 6.111 Analýza průřezů (panel S2.I)

Dosažená únosnost získaná modelem LP pro panely S1 je v obou případech vzorků I a II 72 % resp. 73 % hodnoty dosažené experimentem, viz Tab. 6.14. V případě modelu PLDP je únosnost 76 % resp. 75 %. V tomto případě je únosnost určována řezem V4 (uprostřed nadpraží), viz Obr. 6.110e, f. Z hlediska porušení smykem se jedná o využití samotného řezu V3 na 77 % pro model LP a 64 % pro PLDP pro oba vzorky I a II. Za experimentu nebyly trhliny v oblasti II (smykové) pro panel S1 zaznamenány.

Pro panely S2 bylo v modelu LP dosaženo podobného poměru únosnosti, tedy 75 % resp. 73 % oproti té dosažené experimenty. Únosnost modelu LP je znovu určována průřezem V4, Obr. 6.111e. Využití řezu V3 z hlediska smyku bylo na 89 %.

Únosnost modelu PLDP bohužel nelze přímo posoudit s experimentem, protože pro dané zatížení dosažené experimentem stěnový model nekonvergoval, z důvodů uvedených výše. Maximální zatížení, které model S2 PLDP přenesl je 438 kN (97 % maximální dosažené síly za experimentu). Při následné analýze průřezu tímto zatížením bylo dosaženo využití řezu V3 z hlediska smyku na 96,6 %, což udává celkovou únosnost modelu (řez V4 byl využit na 90,9 % z hlediska interakce normálové síly a momentu). Za experimentu se v panelech S2 vytvořily smykové trhliny, pod úhlem 45°. Tato skutečnost je zohledněna při výpočtu smykové únosnosti, kde je předvolen úhel tlakových diagonál $\theta = 45^\circ$.

Je pravděpodobné, že při úspěšné konvergenci stěnového modelu S2 PLDP by výsledná únosnost byla identická jako ta dosažená experimentem $\rightarrow F_{model}/F_{exp} \approx 1,0$. Studium řezu V2 a V4, Obr. 6.111b, f je zřejmé, že napětí ve výztužích je velmi blízko jejich mezí pevnosti, popř. kluzu. Průřezy jsou tak blízko k dosažení mezního stavu únosnosti.

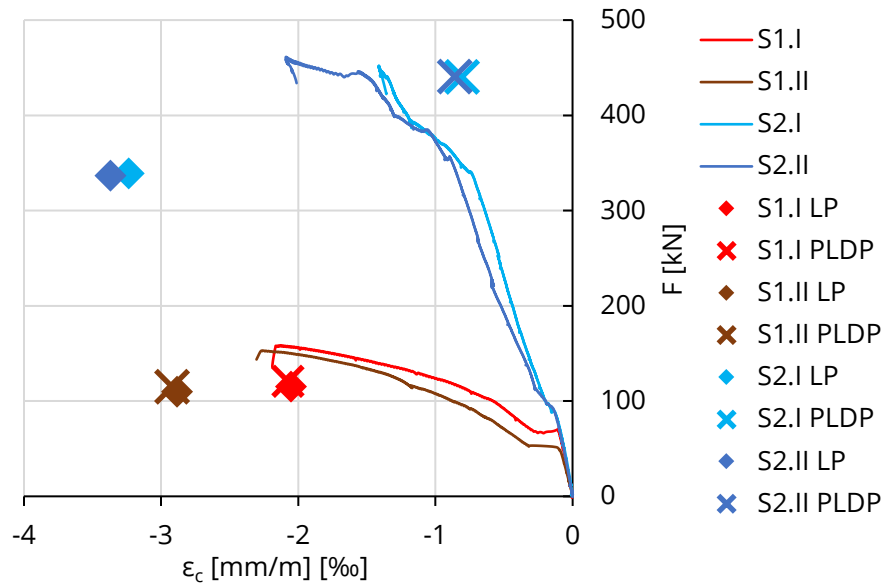
Tab. 6.14 Porovnání výsledků experimentů s numerickými modely

Analyzovaný prvek		Únosnost		Poměrné přetvoření betonu		
		F [kN]	F_{model}/F_{exp}	T1, T3	T2	T4, T5
				ϵ_c [mm/m] [‰]		
S1.I	Experiment	158,4	-	-0,053	-2,135	-1,214
				-0,019		-0,791
	LP	115,4	0,73	-0,008	-2,052	-0,180
	PLDP	120,8	0,76	-0,005	-2,076	-0,179
S1.II	Experiment	153,0	-	-0,050	-2,255	-
				-0,040		-
	LP	110,0	0,72	-0,008	-2,884	-0,180
	PLDP	115,2	0,75	-0,005	-2,919	-0,179
S2.I	Experiment	452,2	-	0,106	-1,412	-3,839
				-0,069		-2,371
	LP	339,3	0,75	-0,022	-3,237	-0,416
	PLDP	440,5*	0,97**	-0,190*	-0,806*	-1,067*
S2.II	Experiment	461,5	-	0,069	-2,089	-3,808
				0,195		-2,264
	LP	336,8	0,73	-0,022	-3,370	-0,444
	PLDP	441,0*	0,96**	-0,190*	-0,859*	-1,136*

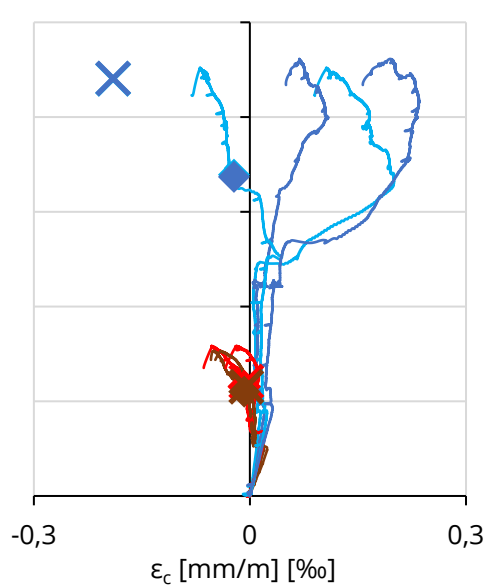
* Maximální dosažená hodnota z důvodu konvergence stěnového modelu
 ** Srovnání maximálního přeneseného zatížení stěnovým modelem a průřezy s únosností za experimentu

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

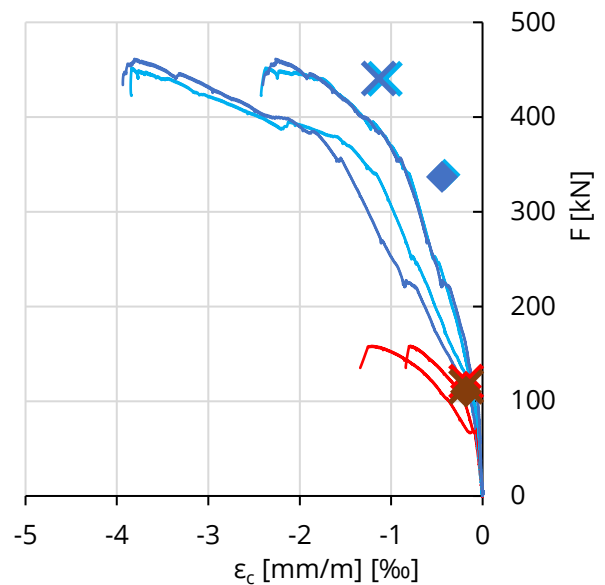
Dosažené poměrné přetvoření v bodě T2 panelů S1, viz Obr. 6.112, je pro oba experimenty téměř shodné. Nejlépe se této hodnotě podařilo přiblížit oběma modely LP i PLDP, avšak pouze pro vzorek S1.I. Druhý model vzorku S1.II dosáhl vyšších hodnot ϵ_c , z důvodu nižší pevnosti betonu. V místě vetknutí nadpraží do pilířů (body T1 a T3), viz Obr. 6.113, není průřez za experimentu v obou případech téměř namáhán. Stejného výsledku bylo dosaženo oběma modely LP i PLDP. Namáhání pilířů (bod T4 a T5) je za experimentu kolem -1,0 mm/m. Znovu, oběma modely bylo dosaženo identických hodnot, avšak menších než za experimentu. V modelech nevznikaly v tomto místě trhliny, ϵ_c je počítáno lineárně pružně. Za experimentu však mohly vznikat v pilířích trhliny (nepozorovatelné v průběhu zkoušky), které by měly vliv na vyšší hodnoty ϵ_c na tlačené vnitřní straně pilíře. Z grafu na Obr. 6.114 je zřejmý pokles tuhosti v tomto místě před dosažením hodnoty 100 kN pro experimenty S1.I. Poloha jednotlivých bodů (tenzometrů) je uvedena na Obr. 6.55.



Obr. 6.112 ϵ_c při horním tlačném povrchu nadpraží (bod T2) - experiment/stěnové modely



Obr. 6.113 ϵ_c při spodním povrchu nadpraží u kraje (bod T1 a T3) - experiment/stěnové modely



Obr. 6.114 ϵ_c při vnitřním tlačném povrchu pilíře (bod T4 a T5) - experiment/stěnové modely

Model LP panelu S2 dosáhl v bodě T2, viz Obr. 6.112 limitní hodnoty $\varepsilon_{c,lim} = -3,5 \text{ mm/m}$, napětí je tak koncentrováno do nadpraží, což příliš neodpovídá experimentům. Napětí v tomto modelu se dále nepřerozděluje do pilířů, jak je zřejmé z Obr. 6.113 a Obr. 6.114, kde ε_c v těchto místech nabývá velmi malých hodnot. Model tak příliš nevystihuje rozložení skutečného poměrného přetvoření naměřeného experimenty. Model PLDP se hodnotám ε_c experimentu přibližuje o poznání blíže v bodech T2, T4 a T5. Hodnota ε_c zde ani v jenom případě nedosahuje limitní hodnoty (z důvodu nedosažení únosnosti, viz výše). Je však pravděpodobné, že při úspěšné konvergenci stěnového modelu S2 PLDP by se tyto hodnoty ještě více přiblížily hodnotám získanými experimenty. Místo vetknutí nadpraží do pilíře (T1 a T3) je dle experimentů namáháno tahem při spodním povrchu. U modelů je tomu naopak. Možným vysvětlením je vliv přídavné tahové síly vnesené do výztuže u spodního povrchu kvůli posouvající síle, která v těchto místech dosahuje extrémní hodnoty, viz Obr. 6.19b. Tento jev však nelze přímo v tomto posudku zohlednit.

Při vystižení rozložení poměrného přetvoření v obou panelech S1 a S2 se ukázal jako vhodnější model PLDP, kterým je možné vystihnout přerozdělení napětí z nadpraží do pilířů.

6.5 Trhliny v mezních stavech únosnosti ve stěnách s dodatečně provedenými otvory

Vybrané panely experimentu s označením „ZP“, které byly popsány v kap. 6.2, byly mimo studii chování v mezních stavech použitelnosti dodatečně zatíženy, aby bylo dosaženo jejich celkovému porušení. Takto byly studovány oba vzorky ZP01 a ZP05. Na těchto panelech byla mj. sledována šířka trhlin v průběhu zatěžování. Panely byly zatěžovány po 20 až 40 kN přírůstcích, kde po každém přírůstku byla zaznamenána šířka trhlin, viz Obr. 6.115 až Obr. 6.118.

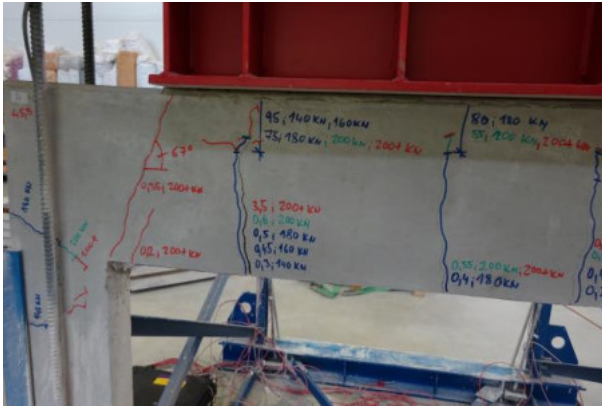
Primárně byly sledovány dvě oblasti zájmu, oblast „I“ a oblast „II“, viz Obr. 6.19. Na následujících grafech, Obr. 6.119 a Obr. 6.120, jsou vyneseny dva typy šířek trhlin. V prvním případě je to průměrná šířka (plně), která se váže k výpočtu šířky trhlin podle ČSN EN 1992-1-1 [9], v druhém případě je to maximální šířka (čárkovaně). V grafech je vynesena mezní průměrná šířka trhliny dle [9] pro prostředí X0 a XC1 v pozemních stavbách. Průměrné šířky trhlin lze tedy porovnávat přímo s tímto kritériem. Maximální šířky naměřených trhlin jsou uvedeny z důvodu indikace kolapsu konstrukce, kde si pozorovatel všimne spíše maximálních hodnot než průměrných.



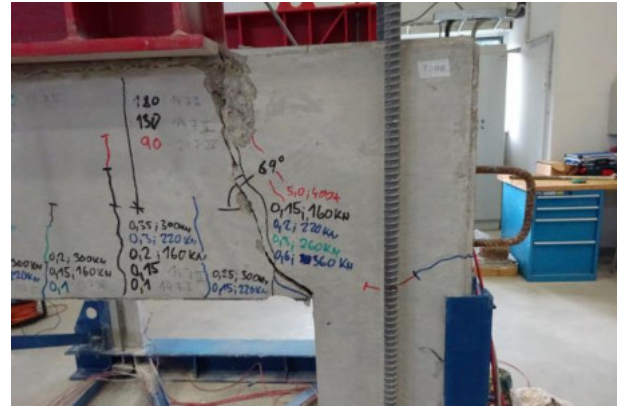
Obr. 6.115 Porušení ZP01.AK – celkový pohled



Obr. 6.116 Porušení ZP05.BD – celkový pohled



Obr. 6.117 Porušení ZP01.AK – detail



Obr. 6.118 Porušení ZP05.BD – detail

Prezentované grafy je třeba vyhodnocovat zároveň z důvodu identifikace místa výskytu extrémních šířek trhlin. Průměrné šířky trhlin $w_{prům}$ dosáhly limitní posuzované hodnoty $w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$ v panelech ZP01 v 69 %, resp. 91 % jejich únosnosti, viz Tab. 6.15. V případě ZP05 to bylo 89 %, resp. 88 %. Poté se průměrná šířka trhlin prudce zvyšovala v případě ZP01.AK, viz Obr. 6.119 a u obou panelů ZP05, viz Obr. 6.120 než došlo k porušení. Druhý panel ZP01.AD selhal po dosažení meze w_{lim} , bez prudkého zvyšování této šířky trhlin.

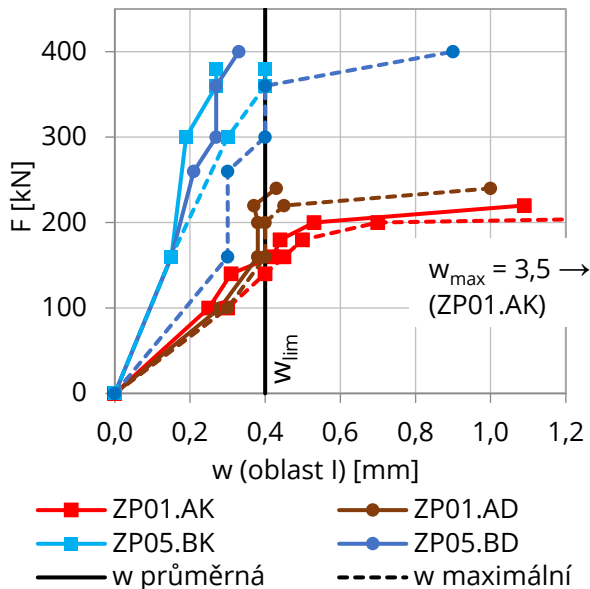
Tab. 6.15 Dosažené hodnoty zatížení při w_{lim}

Panel		ZP01.AK	ZP01.AD	ZP05.BK	ZP05.BD	
Únosnost	F_R [kN]	224,9	241,17	360,16	388,29	
Odpovídající zatížení, kdy $w_{prům} = w_{lim}$	F_{odpov} [kN] ($w_{prům} = w_{lim}$)	Oblast I	155	230	nedosahuje	nedosahuje
		Oblast II	nedosahuje w_{lim}	220	320	340
$F_{odpov}(w_{prům} = w_{lim}) / F_R$ [%]		69 %	91 %	89 %	88 %	
Odpovídající zatížení, kdy $w_{max} = w_{lim}$	F_{odpov} [kN] ($w_{max} = w_{lim}$)	Oblast I	140	160	360	300
		Oblast II	220	220	300	300
$F_{odpov}(w_{max} = w_{lim}) / F_R$ [%]		62 %	66 %	83 %	77 %	

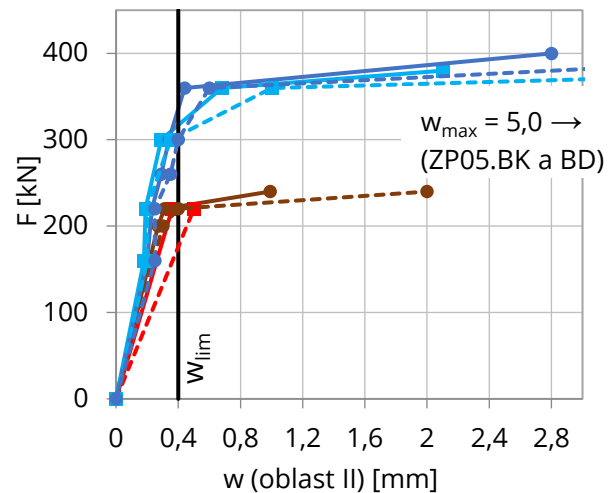
Maximální šířky trhlin w_{max} , které jsou důležité pro vizuální kontrolu konstrukce, dosáhly posuzované limitní hodnoty 0,4 mm v panelech ZP01 v 62 %, resp. 66 % jejich únosnosti. Tyto trhliny dosáhly své maximální hodnoty 1,0 mm, resp. 3,5 mm, tedy lehce pozorovatelné okem, viz Obr. 6.119. V případě ZP05 to bylo 83 %, resp. 77 % a trhliny dosáhly šířky v momentě porušení až 5,0 mm pro oba panely, znovu tedy lehce pozorovatelné, viz Obr. 6.120.

Nabízí se tedy otázka, zda je kritérium mezní šířky trhlin pro vnitřní prostory obytných budov $w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$ vhodné. Norma navíc říká, že „pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit“, viz tab. 7.1N [9]. Z naměřených hodnot vyplývá, že mírnější kritérium mezní šířky trhlin by nebylo vhodné. Hodnota limitní šířky trhlin $w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$ se však zdá jako hraniční. Maximální šířky trhlin odpovídající limitní šířce indikující kolaps konstrukce bylo dosaženo kolem 65 % únosnosti panelu ZP01 a kolem 80 % panelu ZP05. Vhodnější by tedy bylo zvolit přísnější kritérium, např. $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$.

Tvrzení autorů Popescu a kol. [25], kteří navrhovali zavést přísnější kritéria na mezní šířku trhlin pro stěny s dodatečně provedenými otvory, viz kap. 2.2.2. je tedy touto oddělenou studií částečně podporováno. Limitní šířka trhlin v jejich studii, kterou navrhovali zpřísnit, byla 0,3 mm. Ve studii se však porovnávaly jednotlivé trhliny, a ne průměrné, ke kterým se váže normová w_{lim} .



Obr. 6.119 Šířky trhlin v závislosti na zatížení (oblast I)



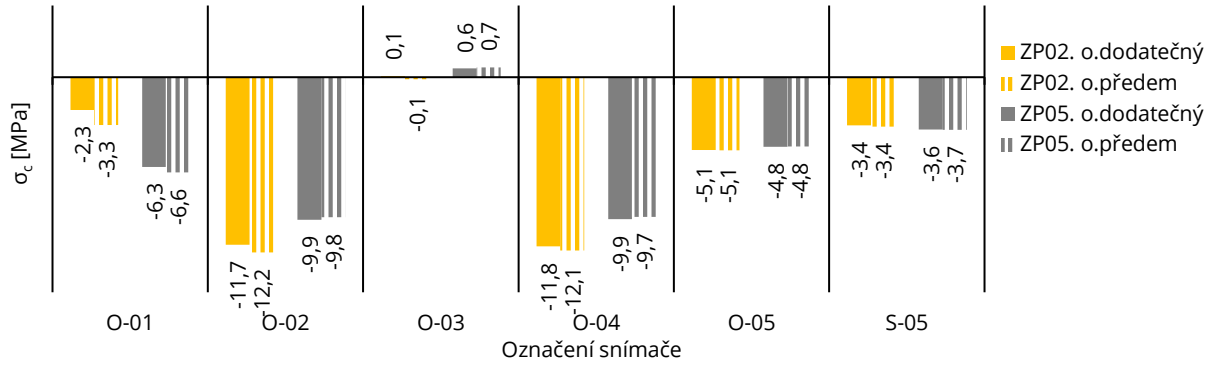
Obr. 6.120 Šířky trhlin v závislosti na zatížení (oblast II)

6.6 Porovnání dodatečně vyřezaného otvoru s předem vytvořeným

Pro studii rozdílů chování mezi stěnou s dodatečně provedeným otvorem v již zatížené stěně a stěně s předem vytvořeným otvorem byly vybrány dva vzorky. ZP02, který představuje panelovou stěnu ve skutečných panelových domech bez „spící výztuže“ kolem nově vytvořeného otvoru a ZP05, se „spící výztuží“. Vzorky jsou analyzovány numerickým modelem v softwaru Atena s variantou s dodatečně provedeného otvoru, viz kap. 6.2 a modelem s předem vytvořeným otvorem, který je odvozen z modelů s otvorem dodatečným. Porovnání je provedeno pouze na numerických modelech, bez experimentálního ověření. Rozdíly ve výsledném napětí σ_c ve sledovaných měřičských bodech jsou popsány na Obr. 6.121. Zde je napětí porovnáváno ve výsledné hodnotě, a ne jeho změna, protože ve variantě předem vytvořeného otvoru je změna v napětí $\Delta\sigma_c$ rovna výsledné hodnotě σ_c .

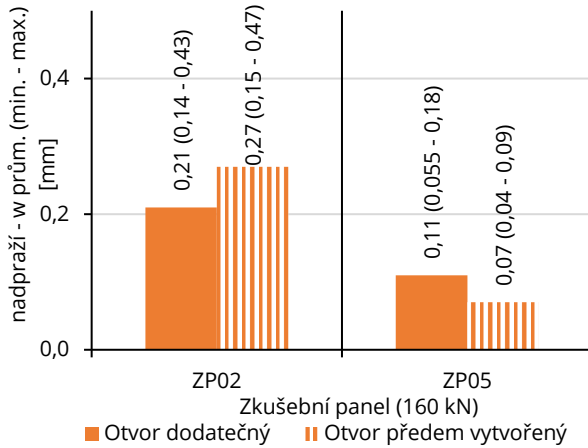
Jak je z následujících výsledků zřejmé, napětí v obou variantách modelů je přibližně stejné, se zanedbatelnými rozdíly, viz Obr. 6.121. Body O-01 jsou více tlakově namáhány pro oba modely s předem vytvořeným otvorem (o -1,0 MPa více pro ZP02 a -0,3 více pro ZP05). Na vnitřní hraně pilířů (bod O-02 a O-04) je napětí vyšší o cca -0,5 MPa pro ZP02 ve variantě předem vytvořeného otvoru, avšak pro ZP05 je napětí vyšší ve variantě dodatečného otvoru. V bodě O-03 je napětí pro ZP02 tahové v případě dodatečného otvoru, ale tlakové v případě předem vytvořeného otvoru, obě hodnoty jsou však velmi malé. Namáhání panelu ZP05 v tomto bodě je pro oba případy téměř totožné. Namáhání pat pilířů (body O-05 a S-05) je ve všech případech téměř identické.

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

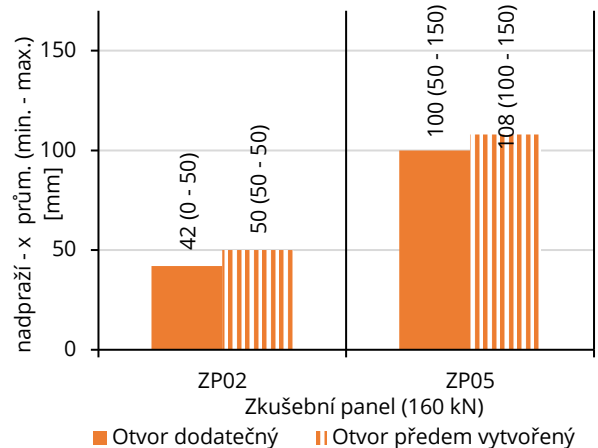


Obr. 6.121 Výsledné σ_c (síla 160 kN) – srovnání mezi variantou dodatečně a předem vytvořeného otvoru

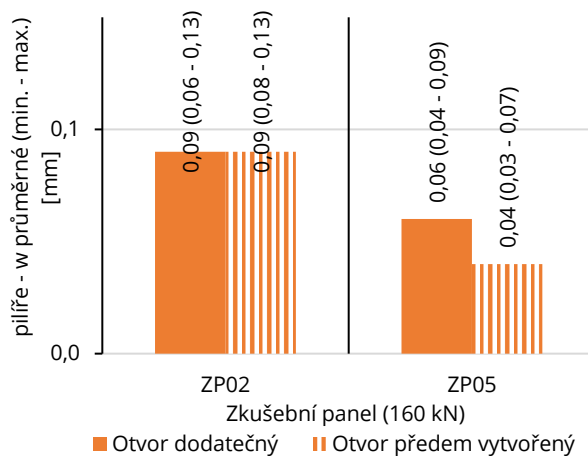
U porovnání vzniklých šířek trhlin je situace velmi podobná. V oblasti „I“, viz Obr. 6.122, byla průměrná šířka trhlin pro ZP02 mírně vyšší pro variantu s předem vytvořeným otvorem (o 0,06 mm). Naopak pro ZP05 byla průměrná šířka trhlin vyšší pro variantu dodatečného otvoru. V oblasti „III“ byly šířky trhlin pro obě varianty téměř totožné, jen s malými rozdíly, viz Obr. 6.124. Při variantách předem vytvořených otvorů bylo dosaženo vyšších tlačných oblastí než u varianty otvorů dodatečných, viz Obr. 6.123 a Obr. 6.125.



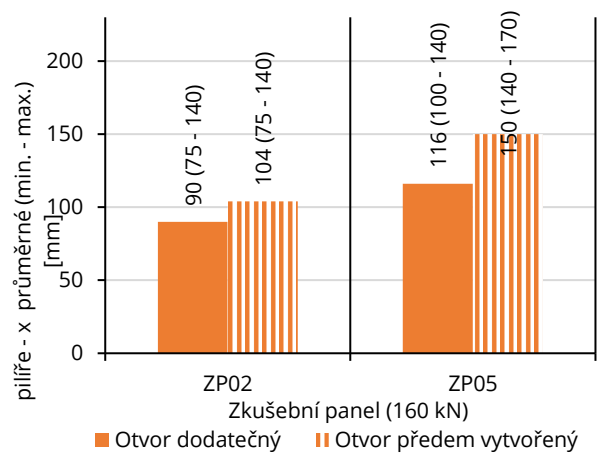
Obr. 6.122 Trhliny na stěně s otvorem – oblast I (160kN) – dodatečný /předem vytvořený otvor



Obr. 6.123 Výška tlačené oblasti stěně s otvorem – oblast I (160kN) – dodatečný/předem vytvořený otvor

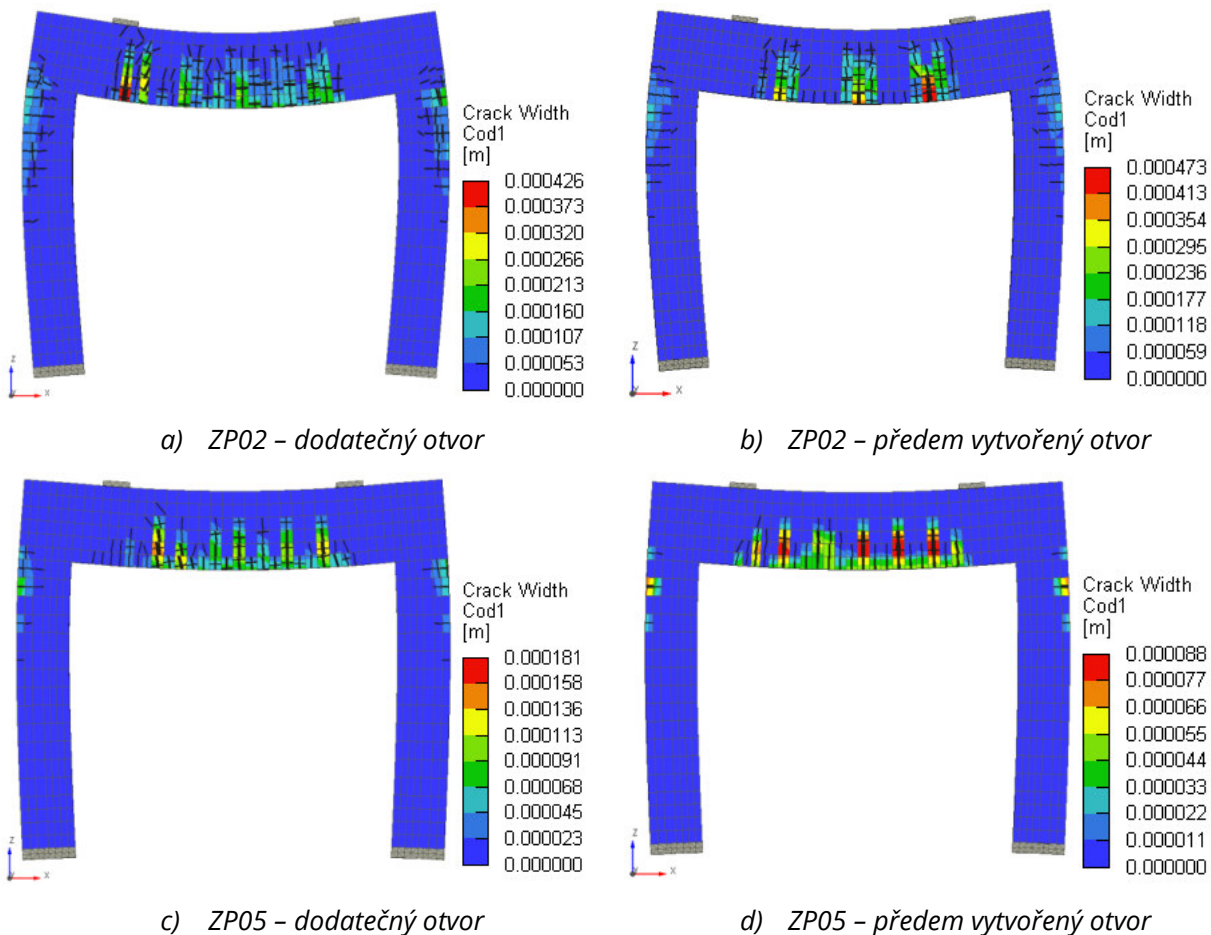


Obr. 6.124 Trhliny na stěně s otvorem – oblast III (160kN) – dodatečný /předem vytvořený otvor



Obr. 6.125 Výška tlačené oblasti stěně s otvorem – oblast III (160kN) – dodatečný /předem vytvořený otvor

V grafickém porovnání je zřejmé, že vzorek ZP02 (bez spodní výztuže v nadpraží ④) dosahuje příznivějšího rozdělení trhlin ve variantě postupného vyřezávání otvoru, viz Obr. 6.126a. Naproti tomu, u případu předem vytvořeného otvoru vznikne méně větších trhlin, viz Obr. 6.126b. U vzorku ZP05, který je plně vyztužen „spicí výztuží“ je potom množství i velikost trhlin srovnatelné pro obě varianty, viz Obr. 6.126c, d.

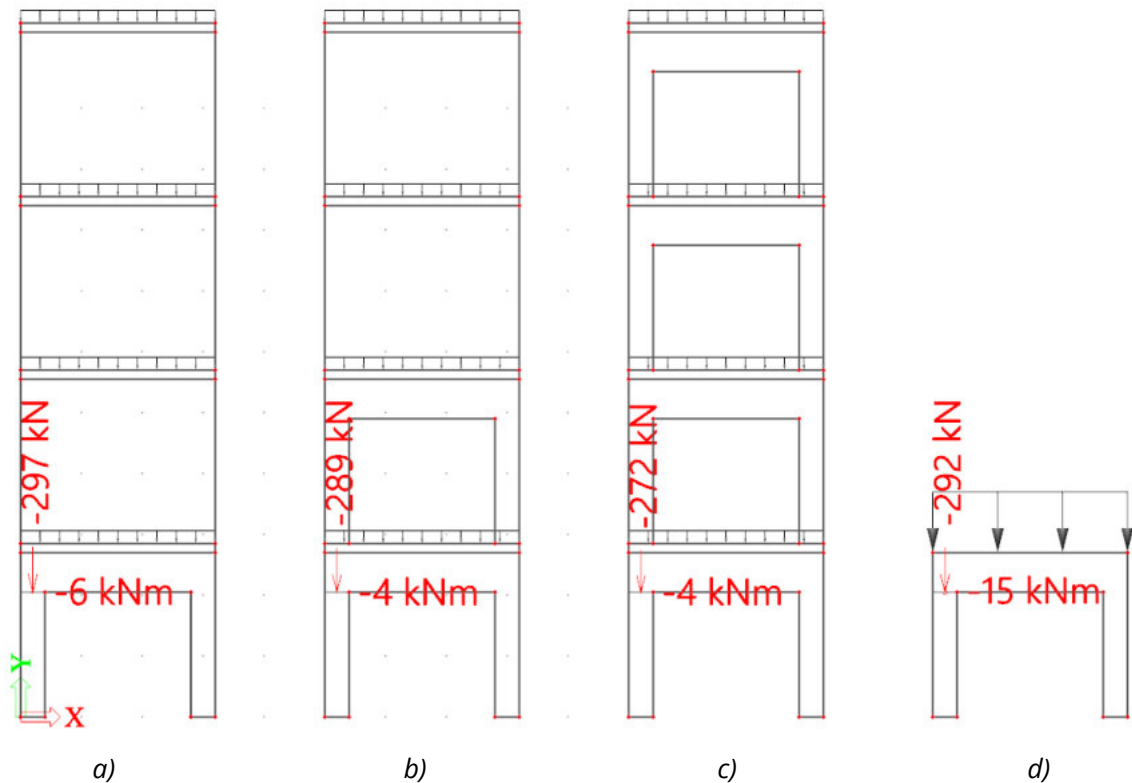


Obr. 6.126 Grafické porovnání rozdílů trhlin mezi variantou dodatečně a předem vytvořeného otvoru

Porovnáním variant dodatečného a předem vytvořeného otvoru nebyly zjištěny zásadní rozdíly v chování studovaných vzorků. Rozdíly byly ve výsledném napětí v nadpraží vzorku ZP02 (rozdíl -1,0 MPa) a v distribuci trhlin v nadpraží, rovněž vzorku ZP02. Nejvyšších rozdílů mezi dvěma variantami bylo dosaženo v porovnání výšek tlačných oblastí. Zde varianta panelu s předem vytvořeným otvorem dosahovala příznivějších výsledků (rozdíly do 50 mm oproti variantě otvoru dodatečného v oblasti „III“). Porovnání bylo však provedeno pouze na numerických modelech bez experimentálního ověření, prezentované výsledky jsou tak pouze orientační.

6.7 Únosnost pilířů

V předchozích experimentech byly detailně analyzovány stavy napětí při přímém zatížení na nadpraží. V reálných konstrukcích panelového typu se v případě dodatečného provedení otvoru do některého z panelů s tímto „extrémním“ způsobem namáhání setkáme však zřídka, viz Obr. 6.127d. Nadpraží může být zatíženo jen částečně vlivem tzv. klenbového efektu, který roznese plnou hodnotu zatížení přímo do pilířů, viz Obr. 6.127a. Excentricita zatížení v rovině stěny na pilíř tak nemusí být významná.

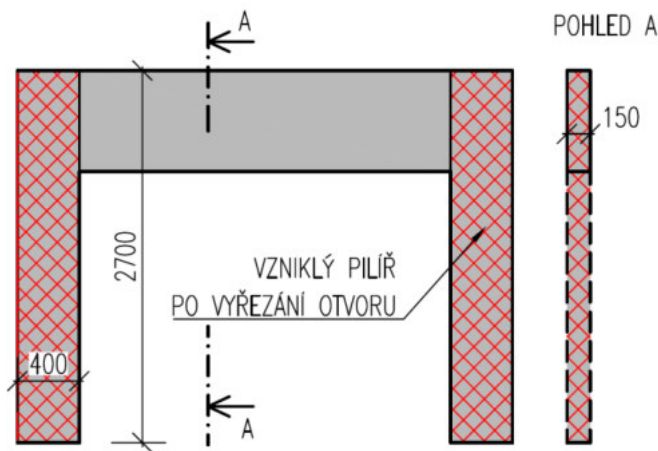


Obr. 6.127 Vliv stěnového efektu na ohybové namáhání pilíře

6.7.1 Popis experimentu a výpočetního modelu

K ověření chování těchto pilířů byly navrženy samostatné železobetonové pilíře rozměrů 400×150×2700 mm, tedy ve skutečné velikosti pilíře stěny v panelovém objektu, viz Obr. 6.128. Pilíře byly navrženy a vyrobeny v rámci grantu [12], ve spolupráci s firmou S.O.K. stavební, s.r.o. Základní vyztužení bylo provedeno pomocí kari sítě, z důvodu výskytu této výztuže při vyztužování železobetonových stěn. Varianty vyztužení zahrnovaly použití pouze kari sítě (Obr. 6.129a, i), kombinace kari sítě a vázané výztuže (Obr. 6.129b-g), nebo jen vázané výztuže (Obr. 6.129h). Byly použity různé detaily jako je např. použití spon pro svázání podélných prutů (Obr. 6.129f, g), nebo záměna orientace prutů kari sítě tak, že v jedné variantě byly svislé pruty blíže povrchu, v druhé byly blíže povrchu vodorovné pruty (Obr. 6.129b/c, d/e, f/g). Příčná výztuž byla rozmístěna v konstantní vzdálenosti po celé výšce stěny, bez zahuštění ve zhlaví pilířů, po 150 mm. Jako referenční vzorek byl zvolen pilíř P8, který je vyztužen tradiční vázanou výztuží s třmínky (Obr. 6.129h). Svislé lemovací „U“ profily byly vloženy do hlavy i paty všech pilířů, kromě pilíře P1, viz Obr. 6.138.

Pro účely experimentálního ověření byly vyrobeny jen některé vybrané pilíře (P1, P2, P4, P6, P8 a P9), které se mezi sebou nejvíce odlišovaly svým vyztužením. Od každého pilíře byl vyroben pouze jeden kus.



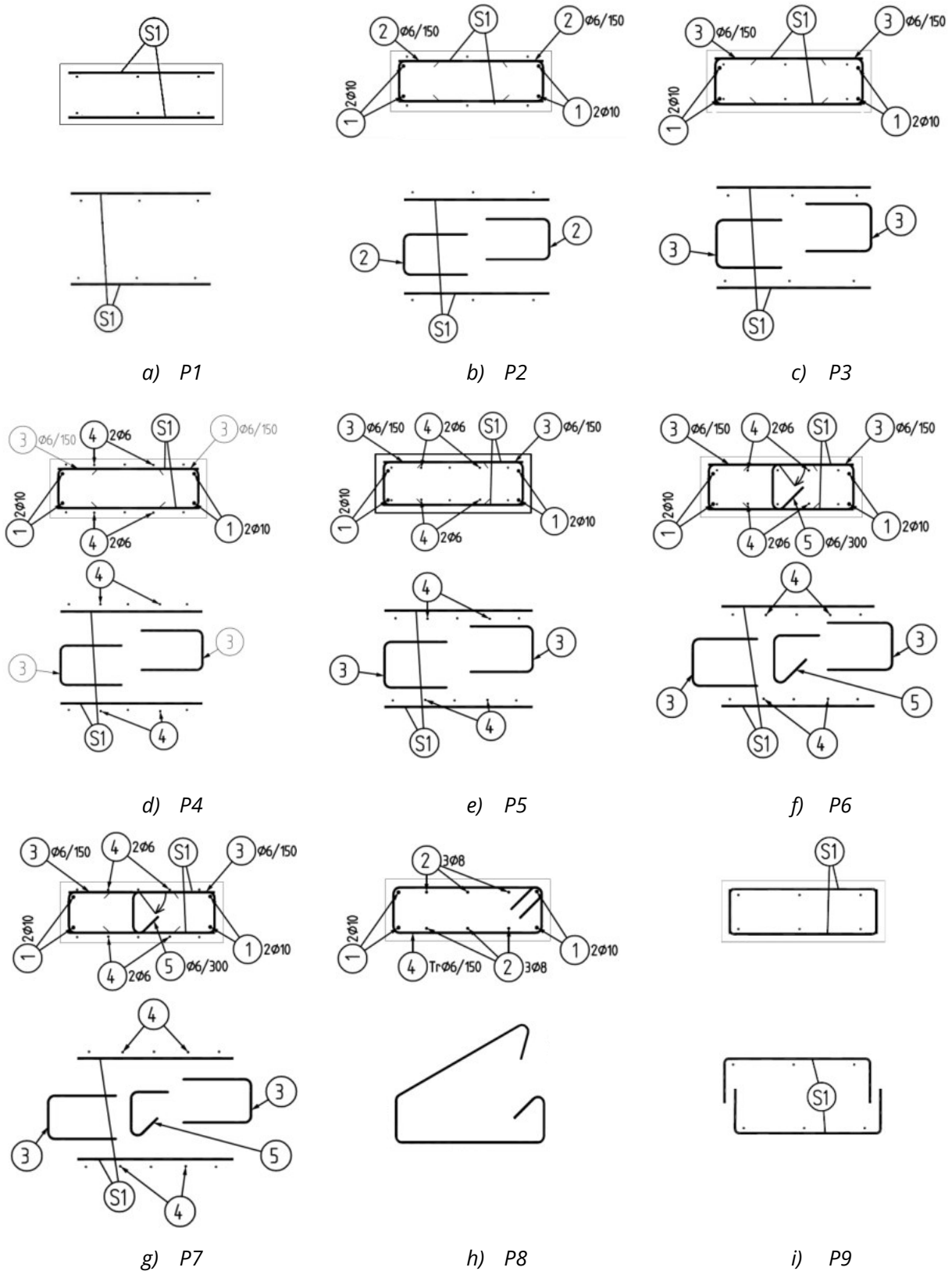
Obr. 6.128 Schéma rozměrů samostatných pilířů

Konstrukční zásady pro samostatné pilíře byly posuzovány jako železobetonové stěny, tedy dle (6.2) a (6.3). Pokud $A_{sv} \geq 0,02A_c$, což splňují všechny pilíře (mimo P1 a P9), měly by být vloženy spony, ty však byly vloženy jen do pilíře P6 a P7 pro odlišení jednotlivých druhů vyztužení. Zahuštění příčné vyztuže v oblasti styčnicku se u běžných stěn nenavrhuje, příčná vyztuž ve vzorcích byla tedy rozmístěna v konstantní vzdálenosti po výšce.

Tab. 6.16 Popis vyztužení pilířů

Pilíř	Plošná vyztuž	Vyztuž v rozích	Přídavná podélná vyztuž	Lemující „U“ profily	Spony	Třmínek	A_s , min
P1	2 ϕ 6/150/150	-	-	-	-	-	✓
P2	2 ϕ 6/150/150	① 4 ϕ 10	-	② ϕ 6/150	-	-	✓
P3	2 ϕ 6/150/150	① 4 ϕ 10	-	③ ϕ 6/150	-	-	✓
P4	2 ϕ 6/150/150	① 4 ϕ 10	④ 4 ϕ 6	③ ϕ 6/150	-	-	✓
P5	2 ϕ 6/150/150	① 4 ϕ 10	④ 4 ϕ 6	③ ϕ 6/150	-	-	✓
P6	2 ϕ 6/150/150	① 4 ϕ 10	④ 4 ϕ 6	③ ϕ 6/150	⑤ ϕ 6/300	-	✓
P7	2 ϕ 6/150/150	① 4 ϕ 10	④ 4 ϕ 6	③ ϕ 6/150	⑤ ϕ 6/300	-	✓
P8	-	① 4 ϕ 10	② 6 ϕ 8	-	-	④ ϕ 6/150	✓
P9	2 ϕ 6/150/150	-	-	-	-	-	✓

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

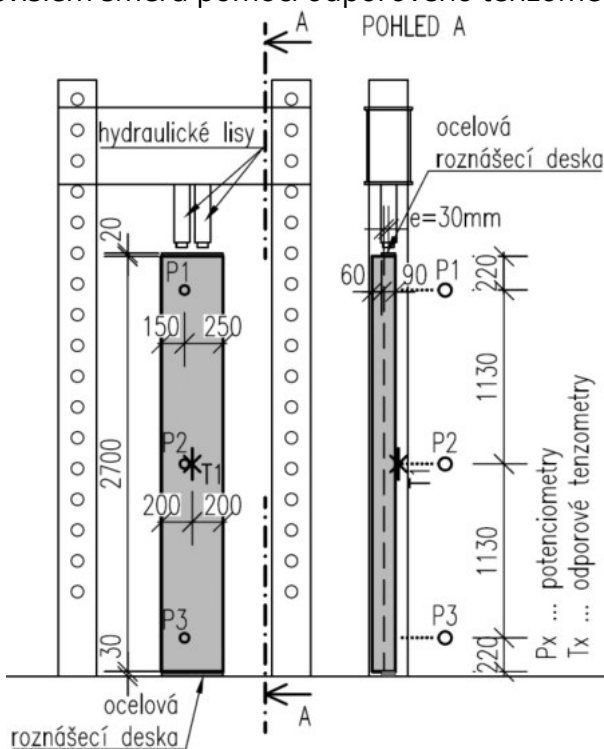


Obr. 6.129 Schéma vyztužení pilířů

Samostatné pilíře byly zatíženy ve zkušebním rámu tlakovou silou v jejich hlavě s excentricitou 30 mm ve směru měkké osy, viz Obr. 6.130 a Obr. 6.131. Výslednice zatížení tak působila 5 mm za hranou jádra průřezu. Byl tak simulován případ zatížení takových pilířů

v reálné konstrukci. Excentricita vyjadřuje vliv imperfekcí a případné excentrické uložení stropních panelů, či stěn pater nad. Síla byla vnášena pomocí dvojice hydraulických lisů přes roznášecí ocelové desky rozměru $0,4 \times 0,09$ m (plocha roznosu $A_{c1} = 0,4 \times 0,09 = 0,036$ m²), viz Obr. 6.136. Bylo tak simulováno zatížení pilíře stropní konstrukcí uložené na jedné straně pilíře. Na stejné ploše bylo realizováno i podepření pilíře v patě, viz Obr. 6.132. Síla byla zvyšována až do porušení pilíře. Tímto způsobem vzniká v pilíři kombinace normálové síly a ohybového momentu. Vlivy dlouhodobého zatížení nebyl sledován. Štíhlost pilířů při uvažování vzpěrné délky $l_0 = l$ je $\lambda = 62$.

U pilířů byly sledovány průběhy vodorovných deformací uprostřed výšky pilíře, Obr. 6.133, v jeho hlavě a patě, Obr. 6.134, které byly posléze odečítány od deformace uprostřed výšky. Vodorovné deformace uprostřed výšky jsou tak očištěny o vliv deformací hlavy a paty. Uprostřed výšky pilíře na tlačném povrchu bylo sledováno poměrné přetvoření betonu ve svislém směru pomocí odporového tenzometru, viz Obr. 6.135.



Obr. 6.130 Zkušební sestava



Obr. 6.131 Zkušební sestava



Obr. 6.132 Detail uložení v patě pilíře



Obr. 6.133 Potenciometr v 1/2 rozpětí



Obr. 6.134 Potenciometr v patě pilíře



Obr. 6.135 Odporový tenzometr v 1/2 rozpětí



Obr. 6.136 Detail zatížení v hlavě pilíře

Pro následné modelování experimentu byly použity střední skutečné materiálové charakteristiky betonářské výztuže, viz Tab. 6.11. Pro modely byl použit bilineární pracovní diagram výztuže.

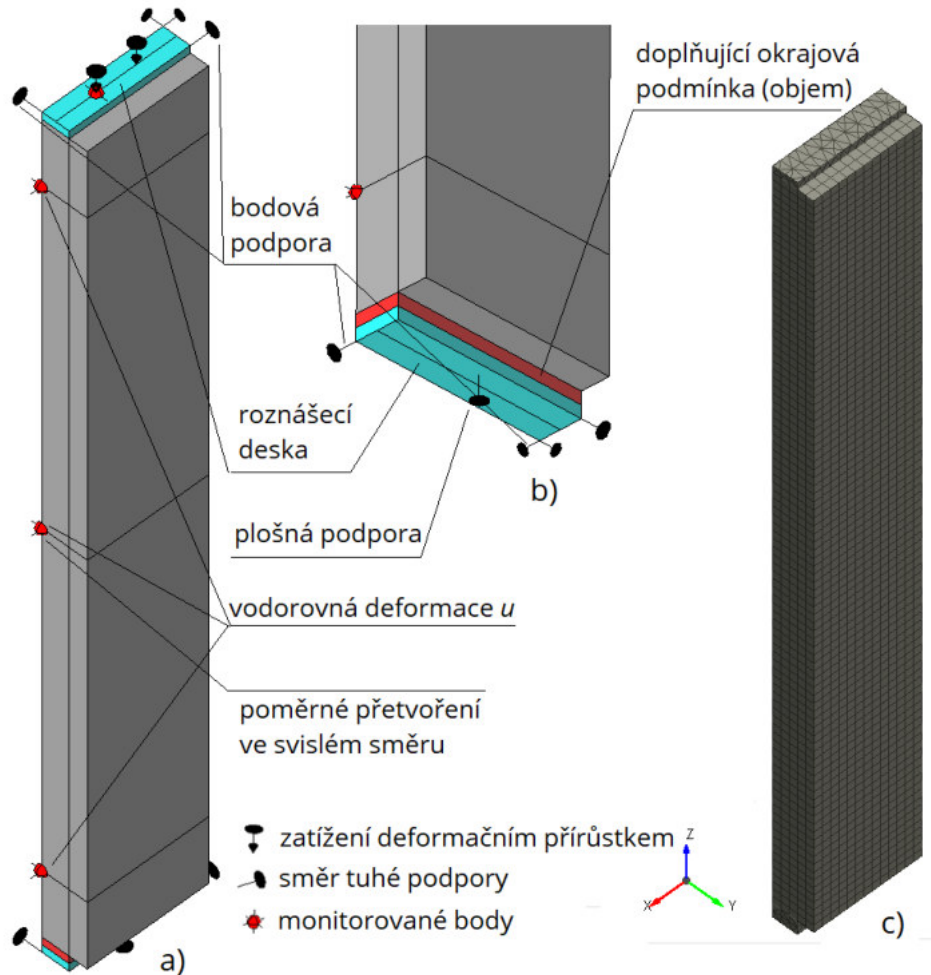
Jednotlivé pilíře nebyly vyrobeny z jedné záměsi. Mají tak rozdílné mechanické vlastnosti betonu. V rámci experimentu proto byly provedeny i zkoušky pevnosti betonu v tlaku a příčném tahu na zkušebních krychlích a zkoušky modulu pružnosti na trámčích. Zkušební tělesa byla vyzkoušena v jiný den, než byly provedeny experimenty. Hodnoty odpovídajících pevností a modulu pružnosti byly proto přepočteny podle [72], aby pevnosti odpovídaly stáří betonu v době experimentu. Uvedené materiálové charakteristiky byly použity při následném modelování experimentu, viz Tab. 6.17. Zkoušky lomové energie betonu nebyly provedeny, pro analýzu experimentů se však nejvíce osvědčily hodnoty, které byly stanoveny dle ModelCode1990 [71], viz (6.8), pro $D_{max} = 16 \text{ mm}$.

Tab. 6.17 Materiálové parametry vzorků betonu v čase experimentu

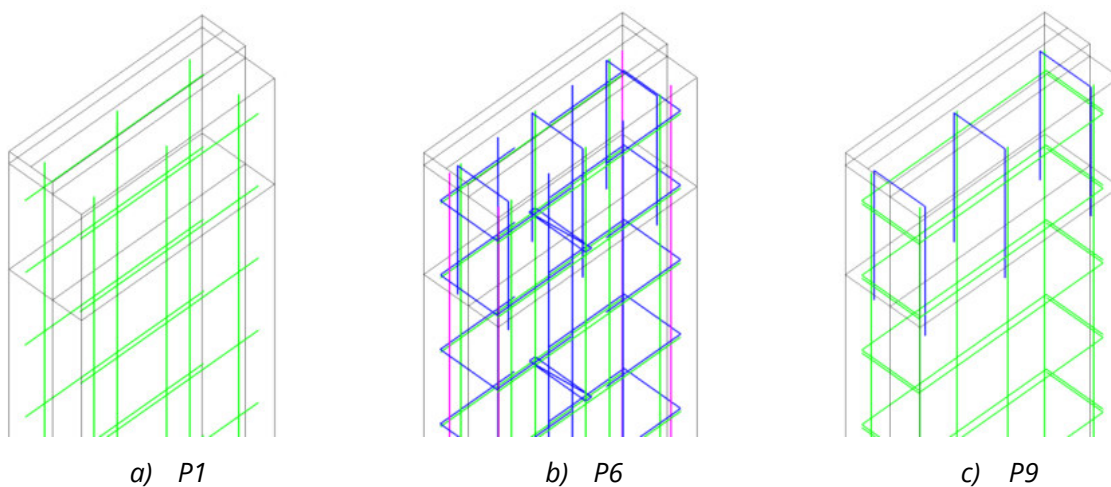
Prvek	tlak	tlak	příčný tah	modul pružnosti	lomová energie
	krychle	trámec	krychle	trámec	výpočet
	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]	G_f [MN/m]
P1, P2, P4	49,06	42,9*	4,02	20,97	$1,44 \times 10^{-4**}$
P6	37,39	33,0*	2,56*		$1,37 \times 10^{-4**}$
P8	40,81	35,9*	3,07		$1,39 \times 10^{-4**}$
P9	38,36	33,8*	3,43		$1,38 \times 10^{-4**}$
* Vypočtené hodnoty dle [72]					
** Vypočtené hodnoty dle [71]					

Pro vystihnutí okrajových podmínek za experimentu byla zvolena kombinace různých typů podpor. Plošná podpora ve svislém směru byla definována na 1/2 spodní roznášecí desky pro simulaci reálného opření pilíře o spodní hranu roznášecí desky za experimentu, Obr. 6.137b. Bodové podpory byly zadány ve vodorovných směrech pro zabránění posunu hlavy a paty pilíře vlivem excentrického zatížení a pro stabilizaci modelu v prostoru, Obr. 6.137a. Objem pro doplnění okrajové podmínky v patě pilíře o parametrech $E = 5 \text{ GPa}$ a Poissonovým

číslem $\nu = 0,49$ z elastického materiálu mezi spodní roznášecí deskou a betonem byl definován z důvodu částečného natočení pilíře v patě. Roznášecí desky byly z elastického materiálu parametrem $E = 200 \text{ GPa}$ a Poissonova čísla $\nu = 0,2$. Zvolený počet konečných prvků je pět po šířce pilíře pro dostatečné vystihnoutí ohybového namáhání při daném zatížení, Obr. 6.137c. Výztuž byla modelována diskrétně, ve své skutečné poloze a se shodnými detaily a provázáními, tak jak byla navržena ve fázi projektu, Obr. 6.138.



Obr. 6.137 Schéma výpočtového modelu analýzy experimentu



Obr. 6.138 Detaily vyztužení modelů pilířů

6.7.2 Výsledky experimentu a numerické analýzy

Při numerické analýze byly s experimentem porovnávány mechanismy porušení pilířů, mezní dosažená síla, průběhy vodorovných deformací a poměrné přetvoření betonu v tlaku. Jelikož měly pilíře různé pevnosti, tak je nelze přímo srovnávat. K tomu poslouží zjednodušené srovnání, které je provedeno v Tab. 6.18 součinitelem n_c pomocí kterého je očištěn vliv tlakové pevnosti betonu. Tohoto nejvyššího poměru dosáhl pilíř P6 a P9 ①②. Mírně nižší únosnosti dosáhl pilíř P4 ③ se stejným stupněm vyztužení jako P6 ①②, avšak beze spony. Pilíř P1 ⑥ (vzorek bez provázání příčnou výztuží) dosáhl očekávaného nejnižšího poměru 0,48, tedy nejnižší únosnosti. Referenční vzorek P8 ⑤ dosáhl druhého nejnižšího poměru. Při numerické analýze dosáhl nejvyšší únosnosti pilíř P6 ①, dále P2 a P4 ②③, poté s velmi malým rozdílem P8 a P9 ④⑤. Nejnižší únosnosti dosáhl znovu P1 ⑥. Pořadí je tedy podobné až na pilíř P9. Při numerické analýze jsou rozdíly v únosnostech pilířů menší než za experimentu. Únosnosti zjištěné numerickou analýzou se oproti experimentu liší pro všechny vzorky do 18 %.

Tab. 6.18 Porovnání výsledků experimentů s numerickými modely

Analyzovaný pilíř		Stupeň vyztužení podélnou výztuží	Únosnost pilíře		Očištění vlivu stáří betonu $n_c = F_{exp} / (A_{c1} \times f_{c,cube})$	Konečná vodorovná deformace		Konečné poměrné přetvoření	
			F_R [kN]	$F_{R,Atena} / F_{R,exp}$		u [mm]	U_{Atena} / U_{exp}	ϵ_c [mm/m] [%]	$\epsilon_{c,Atena} / \epsilon_{c,exp}$
P1	Exp.	0,0028	854,5	0,85	⑥ 0,48	10,2*	0,39*	-2,35	0,44
	Atena		723,8		⑥ 0,41	4,0		-1,04	
P2	Exp.	0,0237	1037,3	1,10	④ 0,59	8,5	1,15	-1,87	1,12
	Atena		1137,6		②③ 0,64	9,7		-2,09	
P4	Exp.	0,0256	1111,6	1,02	③ 0,63	9,5	0,99	-2,13	0,95
	Atena		1138,2		②③ 0,64	9,4		-2,03	
P6	Exp.	0,0256	888,5	1,18	①② 0,66	6,9	1,45	-1,84	1,15
	Atena		1045,4		① 0,78	10,0		-2,12	
P8	Exp.	0,0259	789,9	1,17	⑤ 0,54	6,6	1,35	-1,64	1,19
	Atena		922,5		④⑤ 0,63	8,9		-1,95	
P9	Exp.	0,0028	906,3	0,96	①② 0,66	13,4	0,79	-2,65	0,84
	Atena		869,7		④⑤ 0,63	10,6		-2,22	

*Celý průběh křivky deformace odvozen na základě poměrného přetvoření a ostatních vzorků pilířů

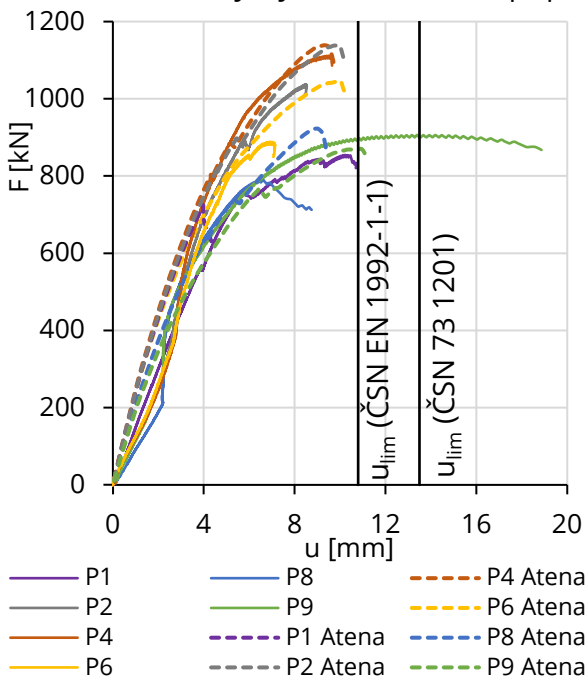
Dosažené vodorovné deformace v závislosti na síle jsou uvedeny na Obr. 6.139. Jako porovnávací kritérium byly uvažovány mezní vodorovné deformace dle dvou norem, viz (6.14) a (6.15). Téměř všechny pilíře dosáhly své únosnosti před dosažením tohoto kritéria, což je z hlediska deformačního chování přijatelné. Deformace pilíře P9 byla velmi vysoká v porovnání s ostatními vzorky, což naznačuje, že díky menšímu vyztužení pilíř dosahuje vyšší ductility oproti ostatním pilířům. Díky provázání dvou kari sítí však nedojde k náhlému porušení jako tomu bylo u pilíře P1, který nebyl provázán příčnou výztuží. Ostatní vzorky s vyšším stupněm vyztužení selhaly náhle, bez větší deformace. Během experimentu bohužel selhaly snímače deformace pilíře P1, průběh je však odvozen na základě průběhu poměrného přetvoření a podobnosti s pilíři se stejnou pevností (P2 a P4). Hodnoty deformací se povedlo simulovat numerickou analýzou s chybou do 20 %, v případě P8 a P6 až 45 %.

$$\text{ČSN EN 1992-1-1 [9]} \quad u_{lim} = 1/250L_1 \quad (6.14)$$

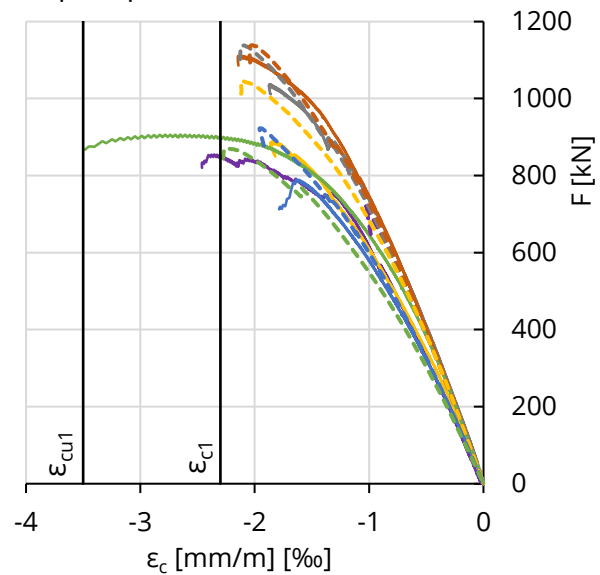
$$\text{ČSN 73 1201 [7]} \quad u_{lim} = 1/800L \quad (6.15)$$

Kde L_1 je výška pilíře (2,7m) a L je uvažovaná výška hypotetické budovy ($4 \times L_1$)

U všech pilířů došlo díky lokálnímu otlacení betonu k porušení příčným tahem z důvodu nezahuštění příčné výztuže v hlavě a patě pilíře. K porušení všech pilířů, kromě pilíře P8, došlo v hlavě pilíře, viz Obr. 6.141a. Pilíř P8 se porušil v patě. Maximální hodnoty poměrného přetvoření dosaženého za experimentu v polovině rozpětí bylo u většiny vzorků -1,6 až -2,3 mm/m, tedy hodnoty stejné či mírně nižší než ϵ_{c1} , viz Obr. 6.140. Napětí v polovině rozpětí bylo tedy blízko krajní meze v momentě porušení hlavy či paty pilíře. Nedošlo tak k porušení vzpěrem. Na taženém okraji v polovině rozpětí byly zaznamenány jen mikrotrhliny s šířkou nezaznamenanou pomocí milimetrových měřítek (tedy menší než 0,05 mm), viz Obr. 6.141e, d. Způsob porušení se povedlo simulovat numerickými modely, porušení se však vyskytovalo ve všech případech v patě pilíře, viz Obr. 6.141b.



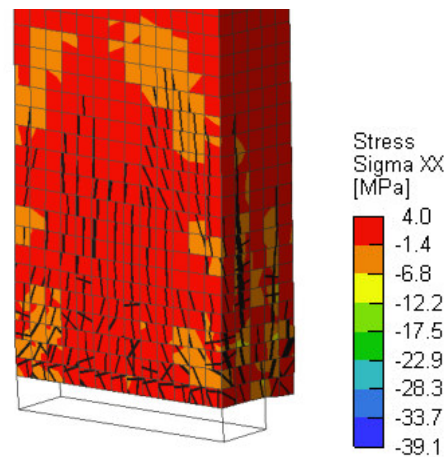
Obr. 6.139 Vodorovná deformace v 1/2 rozpětí



Obr. 6.140 ϵ_c ve svislém směru (v 1/2 rozpětí)



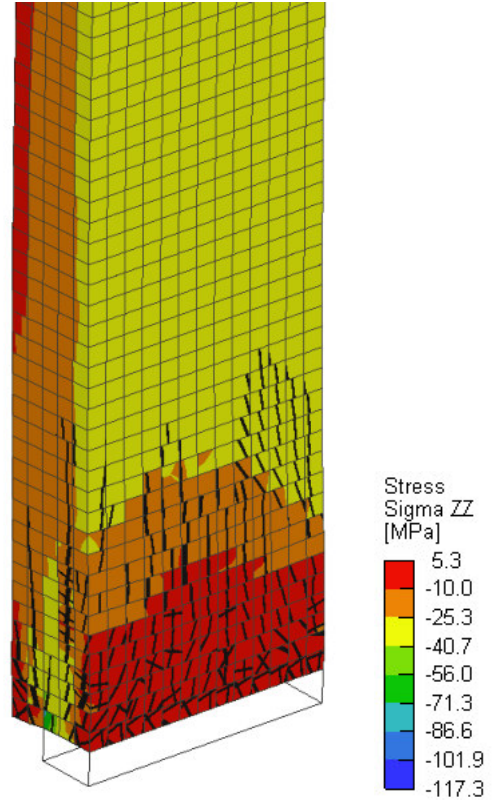
a) P2 – detail porušení hlavy (experiment)



b) P2 – detail porušení paty (experiment)



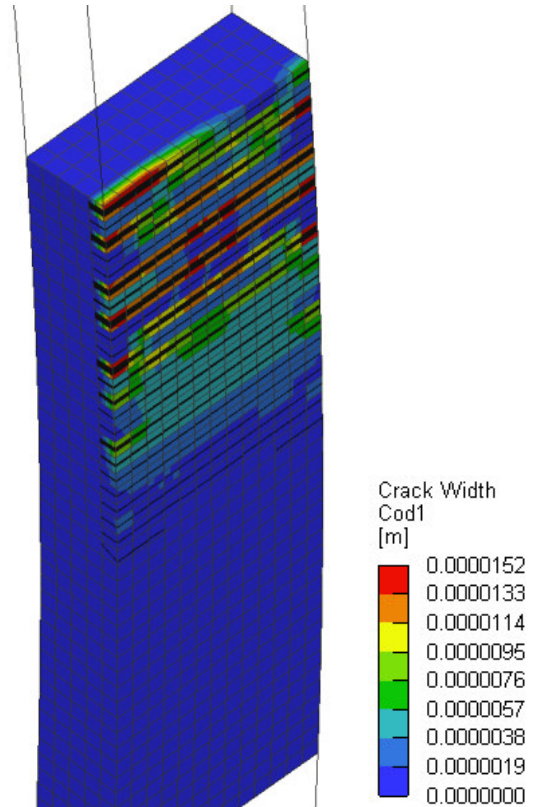
c) P4 – celkový pohled (experiment)



d) P4 – celkový pohled (Atena)



e) P1 – trhliny v polovině rozpětí (experiment)



f) P1 – trhliny v polovině rozpětí (Atena)

Obr. 6.141 Porušení pilířů

6.7.3 Závěry z analýzy

Analýza samostatných pilířů prokázala dobrou shodu s provedenými experimenty v porovnání únosností a vodorovných deformací.

Závěry z provedených experimentů a numerické analýzy:

- Je zřejmé, že stupeň vyztužení podélnou výztuží ρ nemá tak významný vliv, důležitější jsou detaily provázání pomocí příčné výztuže (viz např. pilíř P9 vs P6).
- Při excentricitě, kdy výslednice zatížení leží těsně za jádrem průřezu, dochází k rozdrčení betonu v hlavě či patě pilíře. Dá se očekávat, že v případě zahuštění příčnou výztuží v hlavě a patě by nastalo porušení vzpěrem. Hodnoty naměřených poměrných pretvoření v $\frac{1}{2}$ výšky pilíře tomuto tvrzení napovídají. Hodnoty dosahovaly blízko meze ε_{c1} .
- Naměřené experimentální veličiny pilíře P8 (referenční vzorek vyztužen vázanou výztuží) dosáhl velmi nízké únosnosti. Je možné, že při experimentu došlo k nezamýšlené větší excentricitě zatížení a experiment tak nebyl proveden za stejných podmínek jako ostatní pilíře. Toto tvrzení je podpořeno i numerickou analýzou ve které vycházela únosnost toho pilíře v poměru k ostatním vyšší.

Podrobné vyhodnocení rozdílných typů vyztužení bude provedeno v kap. 6.7.5

6.7.4 Metodika pro posouzení samostatných pilířů

Při posuzování dodatečně vytvořených otvorů nemusí být známy veškeré vstupní parametry pro obecné posouzení únosnosti pilíře. Mezi ně patří součinitel dotvarování nebo vyztužení průřezu.

Jako částečná alternativa k výše popsané metodice posouzení celé stěny s dodatečným otvorem pomocí stěnových modelů se nabízí oddělené vyšetření samostatných pilířů. V normách a odborných publikacích se nachází zjednodušené výpočetní postupy pro posouzení stěn z prostého či slabě vyztuženého betonu, které jsou zatíženy svislou tlakovou silou s malou excentricitou. Tento typ posudku a všechny podmínky jeho použití byly vysvětleny v kap. 2.2.3.

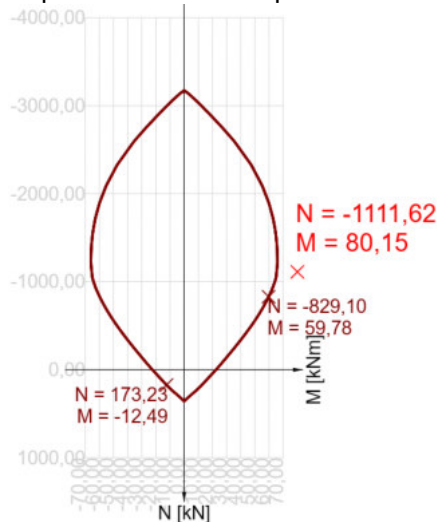
Proti tomu byla vyzkoušena metoda výpočtu pomocí interakčního diagramu se zohledněním účinků druhého řádu pomocí metody jmenovitých křivostí dle ČSN EN 1992-1-1 [9], která zvyšuje ohybové namáhání, viz Obr. 6.142. Vliv dotvarování na zvýšení ohybového momentu byl pro tento výpočet zanedbán, jelikož experiment byl proveden pro krátkodobé zatížení. Výpočet však primárně analyzuje účinky vzpěru, nepopisuje tedy úplně mechanismus porušení rozdrčením betonu, jaký byl dosažen za experimentu. Dodatečně je tedy ověřeno i lokální namáhání dle kap. 6.7 [9], kde je plocha $A_{c0} = 0,036 \text{ m}^2$ (plocha roznášecí desky za experimentu) a $A_{c1} = 0,06 \text{ m}^2$ (průřezová plocha pilíře), viz Obr. 6.143.

Rozdílné typy vyztužení svislou výztuží jednotlivých pilířů je možno přímo ve výpočtu zohlednit pouze v metodě posudku pomocí interakčního diagramu a ve výpočetních vztazích (2.6) a (2.9). Je zřejmé, že provázání příčnou výztuží či sponami zajistí efekt ovinutí betonu, v angl. literatuře „confinement“, který má vliv na zvýšení tlakové pevnosti betonu. Navýšení pevnosti bylo provedeno dle ModelCode2010 [72], viz (6.16), které zvýšilo pevnost pilíře P2 o 12 %, P4 o 14 %, P6 o 23 %, P8 o 15 % a P9 o 7,5 %. Navýšení pevnosti bylo provedeno pouze pro ovinuté jádro pilíře. Pro okrajové části byla uvažována pevnost betonu daná

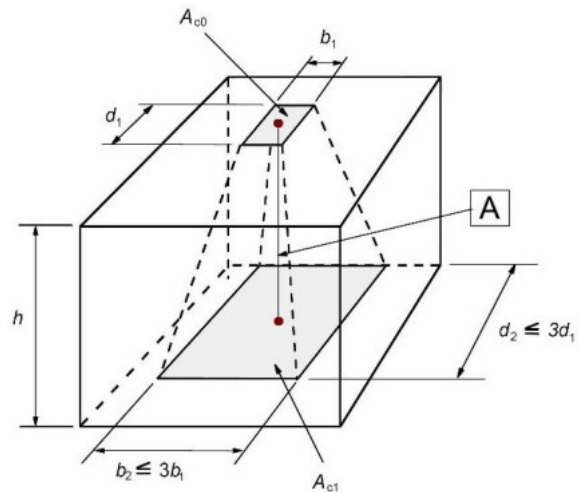
zkouškami těles. Tlaková pevnost pilíře P1 nebyla navýšena tímto efektem, protože není provázán příčnou výztuží.

$$\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} = 1 + 3,5 \left(\frac{\sigma_{2,MSÚ}}{f_{ck}} \right)^{3/4} \quad (6.16)$$

Kde $f_{ck,c}$ je charakteristická pevnost betonu v tlaku v důsledku ovinutí, $\sigma_{2,MSÚ}$ je efektivní příčné tlakové napětí v MSÚ v důsledku ovinutí.



Obr. 6.142 Posudek pomocí interakčního diagramu



Obr. 6.143 Definice místně zatížené plochy [9]

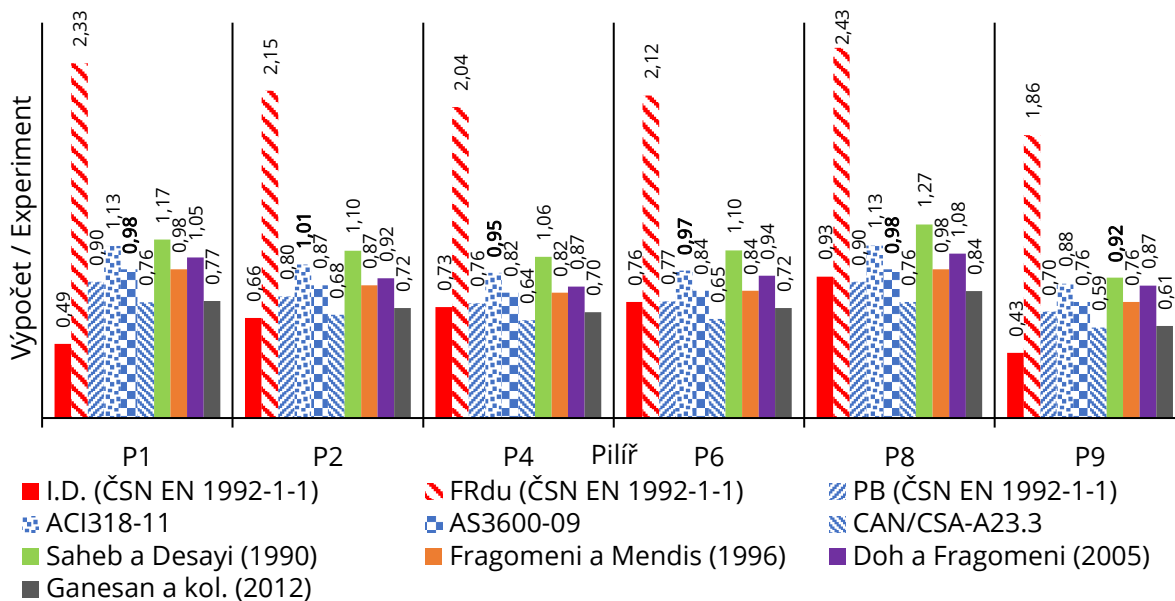
Srovnání mezi únosností získanou experimentem a empirickými výpočetními vztahy je uvedeno na Obr. 6.144. Řada I.D. značí posudek dle interakčního diagramu a F_{Rdu} potom posouzení lokálního otláčení. Uváděný poměr značí rozdíl mezi experimentem a výpočetním vztahem. Hodnota $< 1,0$ značí menší únosnost než za experimentu, $= 1,0$ značí 100 % shodu s experimentem a $> 1,0$ značí vyšší únosnost. Pro všechny výpočty byly použity střední hodnoty pevností betonu a výztuže. Součinitele bezpečnosti byly uvažovány $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$. Okrajové podmínky dovolovaly pootočení na obou koncích pilířů, avšak se zabráněním vodorovného posuvu. Uvažovaná vzpěrná délka je tedy $l_0 = l = 2,7 \text{ m}$. Imperfekce ve výpočtech byly uvažovány. Buď jsou zadány přímo pomocí excentricity e_i , viz Tab. 2.1 nebo jsou pevnou součástí samotného výpočetního vztahu.

Z uvedených výsledků je zřejmé, že výpočet pomocí interakčního diagramu podhodnocuje skutečné únosnosti pilířů. Pilířům P1 a P9 přisuzuje rezervu kolem 50 %, P2, P4 a P6 pak kolem 25 %, tato rezerva je v porušení vzpěrem. Pro P8 je tento poměr téměř 1,0. Za experimentu tento mechanismus porušení však nenastal u žádného z pilířů. Následná kontrola lokálního namáhání (F_{Rdu}) nadhodnocuje únosnost všech pilířů o znatelnou hodnotu (86 % a více).

Posouzení únosnosti empirickými vztahy však dávají mnohem přesnější výsledky. Ve většině případů (P1, P2, P4, P6) únosnosti dobře popisují vztahy dle norem (AS 3600-09 [18] a ACI318-11 [17]), ve kterých je zohledněna výztuž pouze jevem ovinutí. Pilíř P9 nejlépe popisuje vztah dle Saheba a Desayiho (1990) [26], který jako jeden z mála přispívá k únosnosti i skutečnou plochou a mezí kluzu podélné výztuže. V ostatních případech tento vztah nadhodnotil únosnosti o cca 15 %. Únosnost pilíře P8 se sice povedlo nejlépe popsat

vztahem normy AS3600-09 [18], avšak jeho únosnost získaná experimentem je sporná, jak již bylo zmíněno v kap. 6.7.3.

Ostatní výpočetní vztahy, zejména CAN/CSA-A23.3 [19], Ganesan a kol. (2012) [29], se ukázaly jako mírně konzervativní oproti výsledkům experimentu.



Obr. 6.144 Srovnání únosností experimentálně vyzkoušených pilířů s výpočetními vztahy

Z analýzy tedy vyplývá, že obecný postup analýzy průřezu sloupu pomocí interakčního diagramu a lokálního namáhání není příliš vhodný pro posouzení těchto samostatných pilířů. Naopak zjednodušené metody posouzení podle empirických metod dle norem se ukázaly jako velmi přesné při ověřování výsledků experimentu. Vztahy však zahrnují dlouhodobé účinky dotvarování na únosnost pilířů, které nebyly experimentálně ověřovány. Tyto účinky jsou bohužel pevně součástí výpočetních vztahů a nelze je odfiltrovat.

Dále zůstává otázkou, do jaké míry lze uvažovat vliv ovinutí betonu, pokud je příčná výztuž rozmístěna po 150 mm. ModelCode2010 [72], podle kterého bylo ovinutí stanoveno, neudává žádné omezení v tomto smyslu, ale např. V již zrušené ČSN 73 1201 [7] lze nalézt omezení pro maximální vzdálenost příčné výztuže po 100 mm, a omezení použití tohoto vlivu jen pro kruhové sloupy s příčnou výztuží ve tvaru šroubovice.

6.7.5 Vlivy detailů vyztužení

Pro přímé porovnání vlivu rozdílného vyztužení jednotlivých pilířů je provedena následující studie, ve které jsou analyzovány i pilíře, které nebyly podrobeny experimentům, viz Obr. 6.145 a Obr. 6.146. Všechny pilíře byly analyzovány pro stejnou třídu betonu C30/37, která je běžná pro výrobu prefabrikátů. Dále byly ve všech pilířích použity materiálové charakteristiky výztuže dle [9]. Pro srovnání je použito středních hodnot materiálových parametrů, stejně jako pro experimenty. Tímto způsobem je simulován případ, jak by se pilíře chovaly za experimentu při identických materiálových charakteristikách. Dílčí výsledky jsou vztahovány k referenčnímu pilíři P8, který je vyztužen „klasickým způsobem“. Pilíře, které nebyly experimentálně vyzkoušeny byly P3, P5 a P7. Touto studií tak lze sledovat i vliv orientace kari sítí v průřezu, nebo přítomnost spon, což za experimentu nebylo přímo možné.

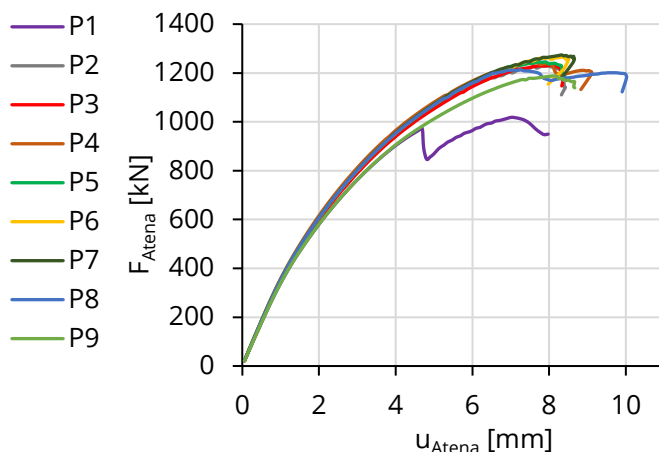
Tab. 6.19 Srovnání pilířů pro stejnou třídu betonu

Analyzovaný pilíř	Stupeň vyztužení podélnou výztuží		Únosnost pilíře		Konečná vodorovná deformace	
	ρ [-]	ρ_{Pi}/ρ_{P8}	F_{Atena} [kN]	F_{Pi}/F_{P8}	U_{Atena} [mm]	u_{Pi}/u_{P8}
P1	0,0028	0,11	1018,3	0,84	7,0	0,97
P2	0,0237	0,92	1228,8	1,01	8,0	1,10
P3	0,0237	0,92	1231,2	1,01	8,1	1,11
P4	0,0256	1,00	1242,9	1,02	7,7	1,06
P5	0,0256	1,00	1245,5	1,03	7,9	1,09
P6	0,0256	1,00	1266,5	1,04	8,4	1,16
P7	0,0256	1,00	1273,8	1,05	8,3	1,15
P8	0,0259	1,00	1213,0	1,00	7,2	1,00
P9	0,0028	0,11	1188,2	0,98	8,1	1,12

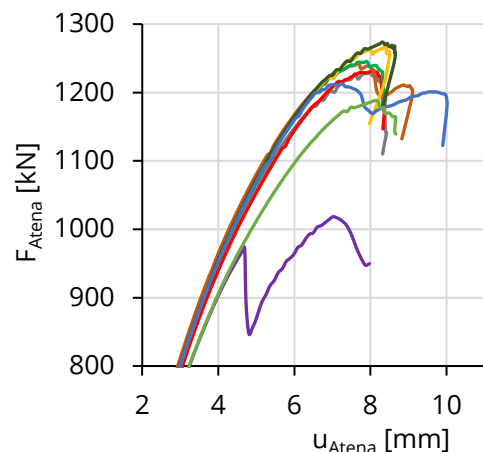
Z prezentovaných únosností je zřejmé, že „ ρ “ nehraje při tomto typu namáhání významnou roli. Pilíře P1 a P9, které mají pouhých 11 % „ ρ “ oproti referenčnímu pilíři P8, dosáhly 84 %, resp. 98 % únosnosti pilíře P8. Je zřejmé, že jednoduchou úpravou zahnutím dvou karí sítí do sebe, viz Obr. 6.129i lze dosáhnout téměř stejné únosnosti jako při vyšším „ ρ “. Podélná výztuž tedy v tomto případě hraje menší roli v navýšení únosnosti. P1 dosáhl nižších únosností, právě kvůli absenci tohoto provázání.

Pilíře vyztužené kombinací kari sítě a lemovacích u profilů při stejném „ ρ “ (P4 a P5) jako referenční pilíř P8 dosáhly o 2–3 % větších únosností. V navýšení únosnosti pravděpodobně hraje roli znásobení příčné výztuže v průřezu vlivem použití „U“ profilů v kombinaci s kari sítěmi.

U varianty s přidanou sponou (P6 a P7) se únosnost zvýšila o 4–5 % oproti P8, jak se dalo předpokládat. Rozdíl u opačných orientací kari sítě je do 1 % (P4/P5 a P6/P7), což se dá považovat za zanedbatelné, viz Tab. 6.19.



Obr. 6.145 Srovnání pilířů pro stejné materiálové charakteristiky



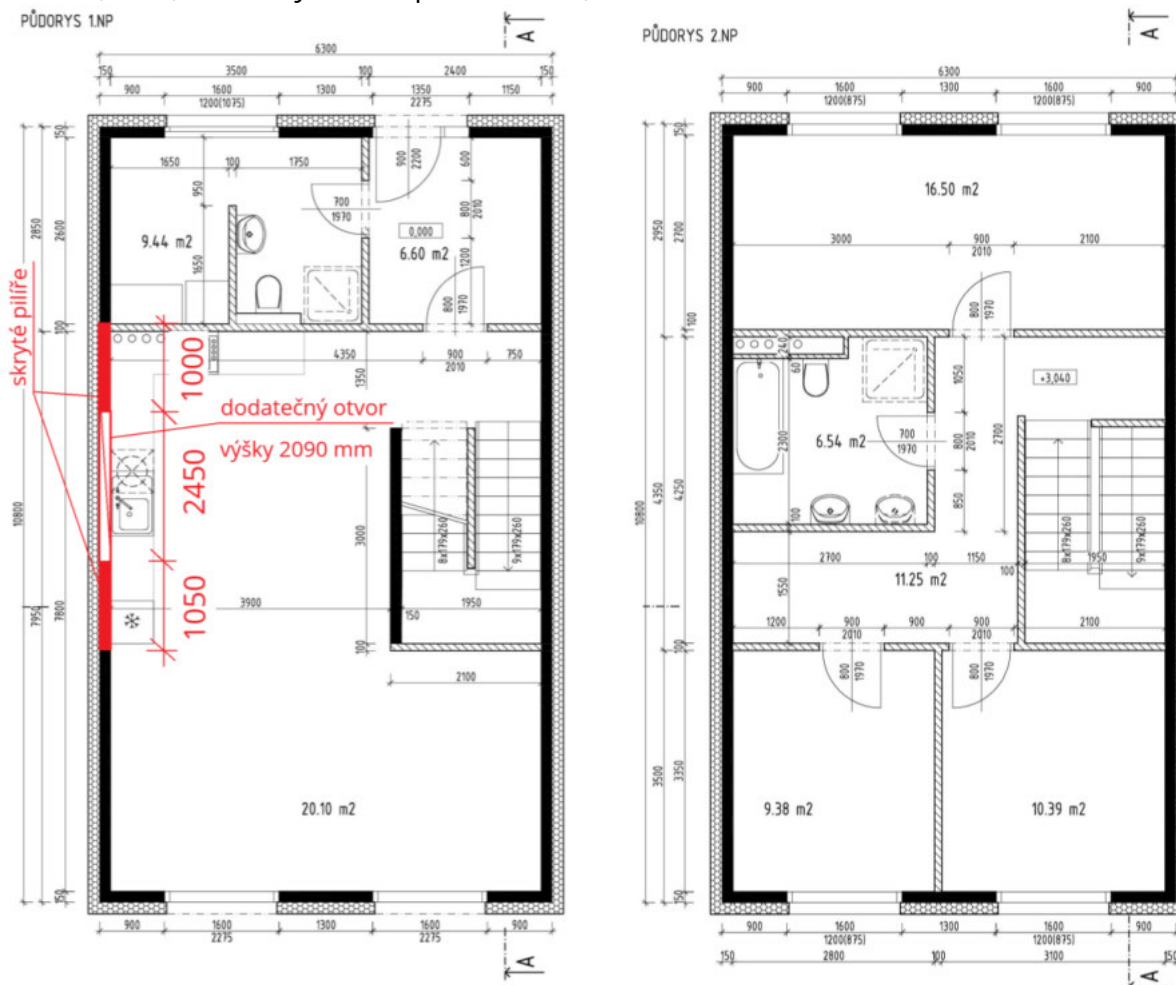
Obr. 6.146 Srovnání pilířů pro stejné materiálové charakteristiky - detail

6.8 Posudek dodatečného provedení otvoru do panelového objektu rodinného domu

Pro ověření vhodnosti použití systému „spící výztuže“ firmou S.O.K. stavební, s.r.o. bylo navrženo dodatečné provedení otvoru do panelu v experimentálním domě. Ve vybraném panelu byly vytvořeny skryté pilíře a nadpraží v reálné stavbě rodinného domu díky této „spící výztuži“. Zároveň byla možnost ověření navržené metodiky posudku aplikovat v podmínkách skutečné stavby.

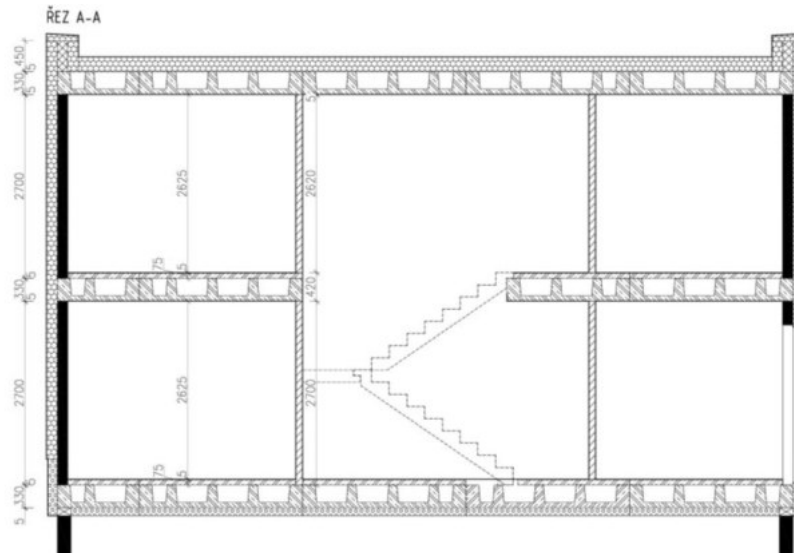
6.8.1 Popis experimentu

Otvor byl vytvořen v experimentálním domě, jehož nosnou konstrukci tvoří železobetonové stěny a strop. Také příčky jsou železobetonové panely. Dům je dvoupodlažní, obdélníkového půdorysu. Půdorysné rozměry jsou $10,8 \times 6,3$ m, výška 6,8 m. Nosné stěny jsou tloušťky 150 mm, příčky tloušťky 100 mm. Stropní panely jsou navrženy ve tvaru obrácených žeber s horní zákrytovou deskou. Nosné stěny jsou podélné. Strop je tedy navržen na světlé rozpětí 6,0 m. Zákrytová deska nad panely vytváří současně podlahu. Dispozice domu je zřejmá z Obr. 6.147. Pro případné umožnění propojení dvou domů se předpokládá provést propojení v úrovni 1.NP. Schéma umístění možného otvoru je uvedeno na Obr. 6.147a (v panelu, kde je přítomna „spící výztuž“, viz Obr. 6.152). Do tohoto panelu je navrženo provedení dodatečného otvoru o rozměrech $2,45 \times 2,09$ m. V samotném panelu tak zůstanou pilíře o šířce 1,0 a 1,05 m a výška nadpraží bude 0,61 m.



a) půdorys 1.NP

b) půdorys 2.NP



c) řez A-A

Obr. 6.147 Dispozice experimentálního RD

Otvor byl proveden na stejném principu jako při experimentech uvedených v kap. 6.2. Nejdříve byly provedeny jádrové vývrty do rohu budoucího otvoru, poté byl otvor vyřezán diamantovou pilou, viz Obr. 6.149. Uvnitř panelu bylo zabetonováno 5 strunových tenzometrů, které snímaly poměrné přetvoření betonu před a po vytvoření dodatečného otvoru. Poloha tenzometrů byla obdobná, jako za experimentu v kap. 6.2, viz Obr. 6.151.



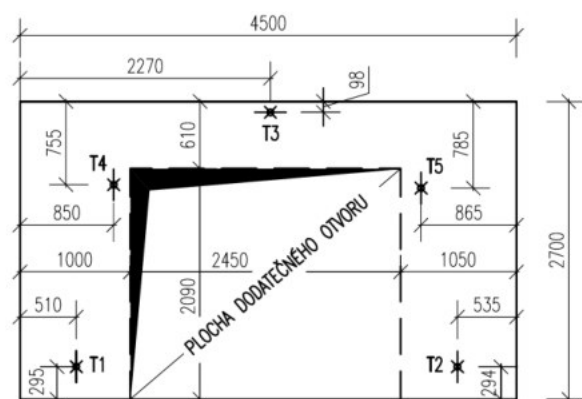
Obr. 6.148 Před vyřezáním otvoru



Obr. 6.149 Vřezávání otvoru

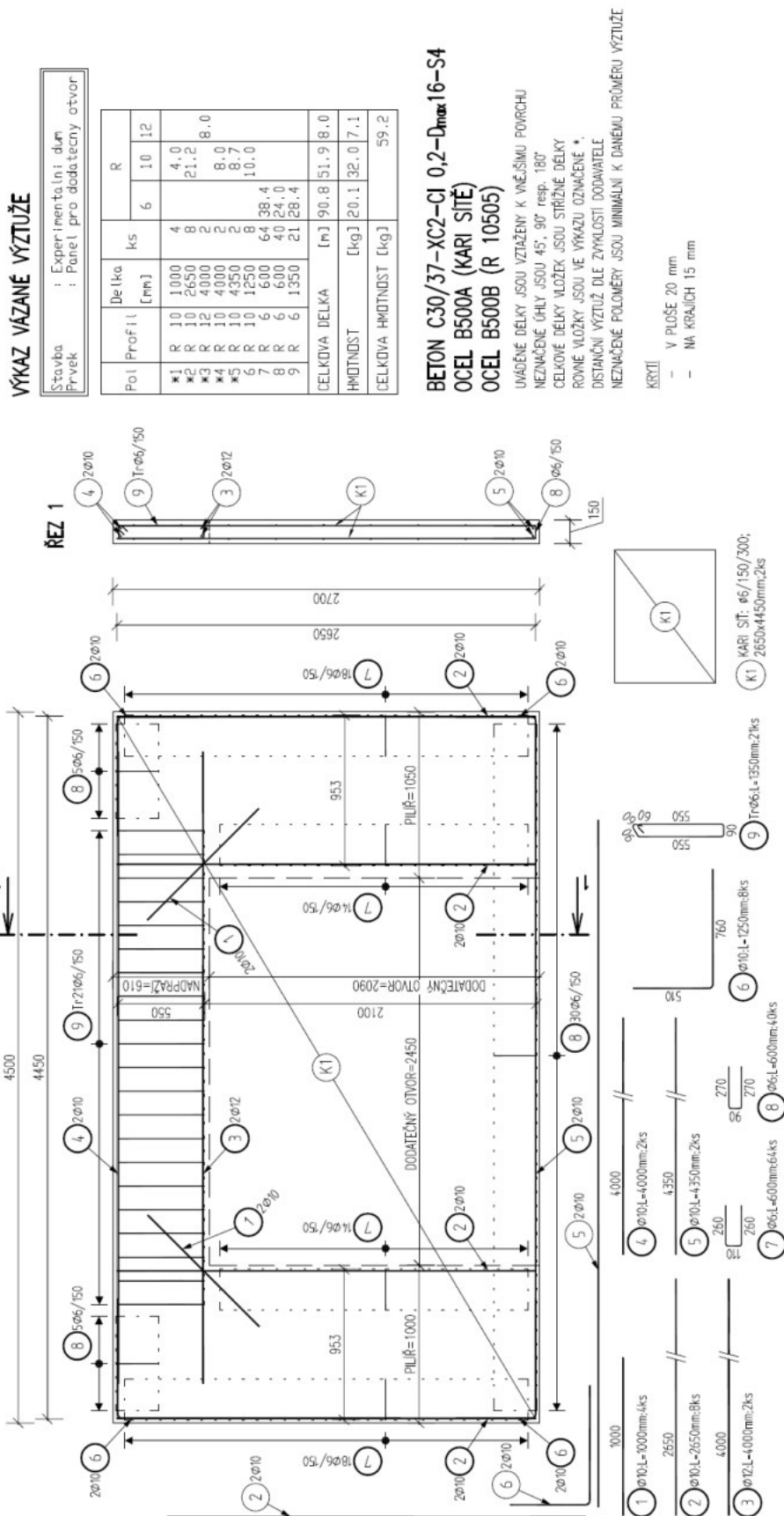


Obr. 6.150 Po vyřezání otvoru

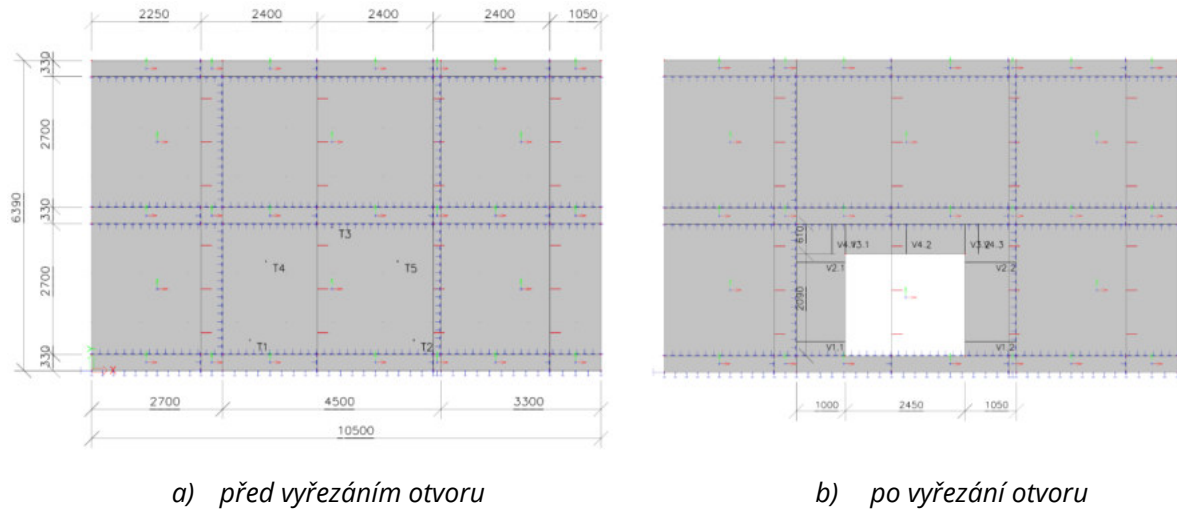


Obr. 6.151 Schéma rozmístění tenzometrů

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory



Obr. 6.152 Vyztužení panelu se „spící výztuží“

6.8.2 Popis výpočetního modelu

Obr. 6.153 Stěnový výpočtový model

Výpočtový model (Obr. 6.153):

- Vytvořen podle navržené metodiky, viz kap. 6.4.
- Dva stěnové modely, jeden popisující stav před vyřezáním otvoru, viz Obr. 6.153a, druhý po vyřezání otvoru, viz Obr. 6.153b.
- Lineárně pružné působení betonu, třída C30/37, modul pružnosti $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$.
- Spáry mezi panely: tuhé spojení kolmo na spáru, lineárně pružné působení rovnoběžně se spárou (uvažován modul pružnosti ve smyku malty 6,25 GPa).
- Liniová podpora přenášející pouze tlak v úrovni základového pasu.
- Zadané řezy pro vyhodnocení shody modelu s experimentem a pro posudek dle ČSN EN 1992-1-1 [9].

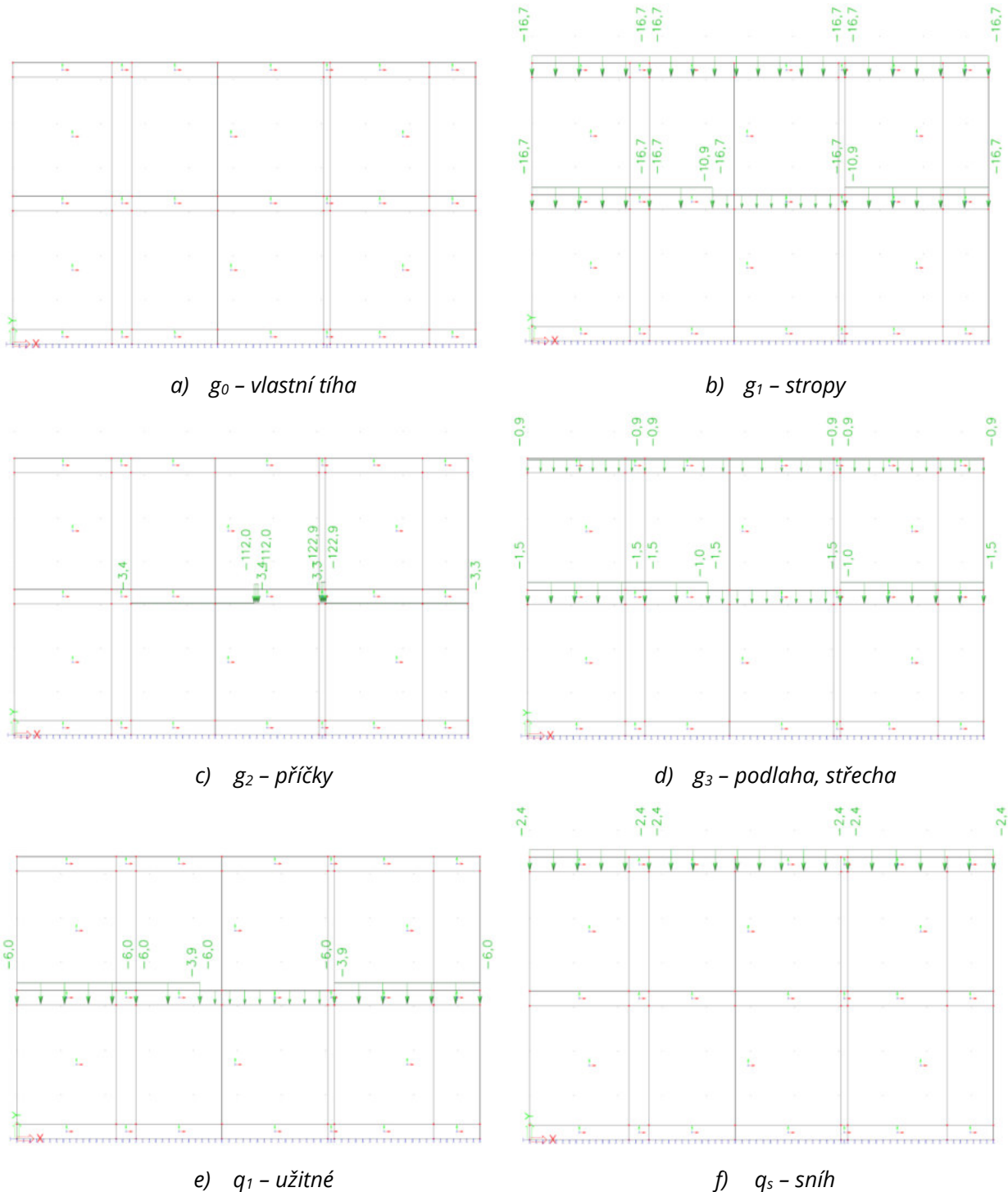
Zatížení (Obr. 6.154):

- g_0 – vlastní tíha (počítáno automaticky pro tíhové zrychlení 10 m/s^2),
- g_1 – stropy,
- g_2 – příčky,
- g_3 – podlaha, střecha,
- q_1 – proměnné – užité,
- q_s – proměnné – sníh,

Pozn.: Excentricita zatížení v příčném směru není uvažována. Stropní panely jsou uloženy na celé ploše tloušťky panelové stěny. Ohybové namáhání v příčném směru nevzniká, nebo je minimální.

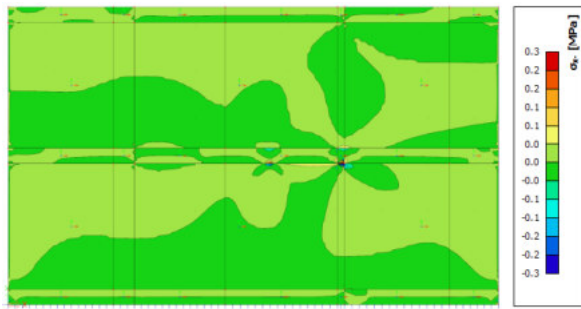
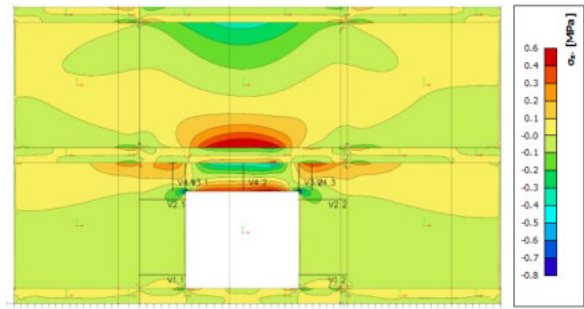
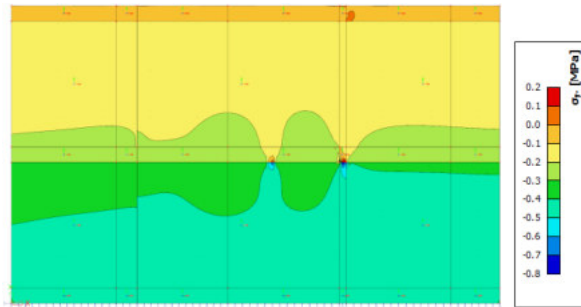
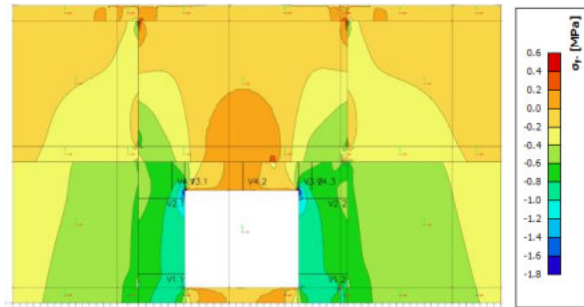
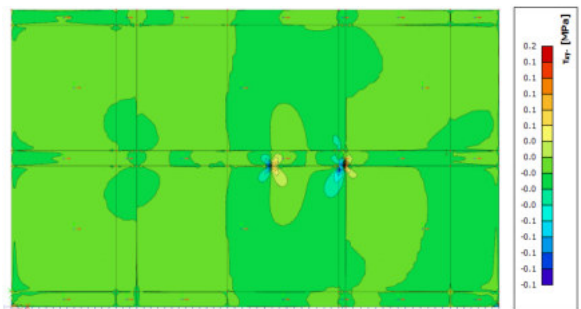
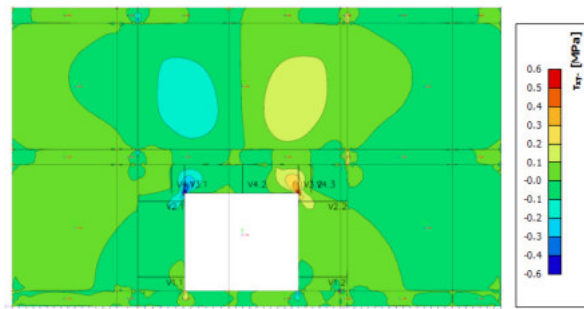
Kombinace:

- Pro ověření modelu na základě výsledků experimentu: $K_{exp}: g_0 + g_1 + g_2$.
- Pro normový posudek, kombinace dle ČSN EN 1990 [78]: MSÚ (6.10a, 6.10b), MSP – Charakteristická (6.14) a MSP – kvazistálá (6.16).



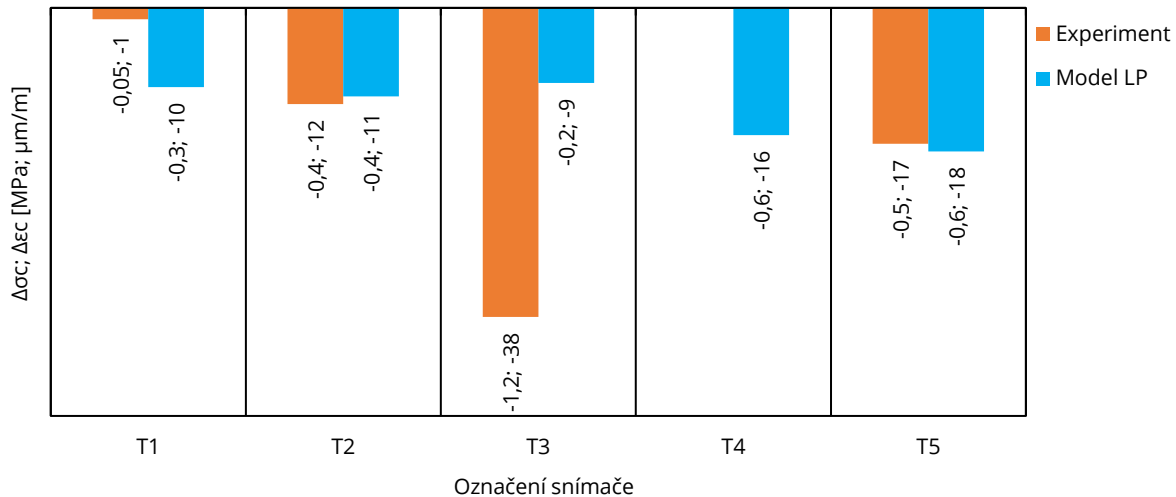
Obr. 6.154 Zatěžovací stavy

Dle prezentovaných výsledků napětí je zřejmé, že trhliny nevznikají. Extrémní tahové namáhání je 0,6 MPa, pevnost betonu v tahu $f_{ctm} = 2,9\text{MPa}$, viz Obr. 6.155 a Obr. 6.156. Za experimentu nebyl vyzorován vznik trhlin. Možnost použití modelu s lineárně pružným působením betonu je tedy oprávněná. Kritérium plasticity pro materiálový model betonu není třeba definovat (jak bylo např. provedeno v kap. 6.4). Z napětí jsou poté integrovány výslednice vnitřních sil, které jsou aplikovány na vyztužený průřez pro jeho analýzu.

a) normálové σ_x a) normálové σ_x b) normálové σ_y b) normálové σ_y c) smykové τ_{xy} c) smykové τ_{xy} Obr. 6.155 Model před vyřezáním otvoru – napětí
(kombinace MSP – Charakteristická)Obr. 6.156 Model po vyřezání otvoru – napětí
(kombinace MSP – Charakteristická)

6.8.3 Ověření správnosti modelu

Srovnání změn poměrných přetvoření mezi experimentem a modelem, viz Obr. 6.157. Napětí v patách pilířů (T1 a T2) se povedlo simulovat téměř přesně v případě místa tenzometru T2. Podobné přesnosti se podařilo dosáhnout i v hlavě pilíře (tenzometr T5), se shodou do 0,1 MPa. Tenzometr T4 bohužel přestal během manipulačních stádií panelu pracovat. Napětí v tlačené části nově vytvořeného nadpraží se podařilo modelem simulovat s chybou do 1,0 MPa. Odvození změn poměrného přetvoření a napětí je provedeno na stejném principu jako v kap. 6.4.

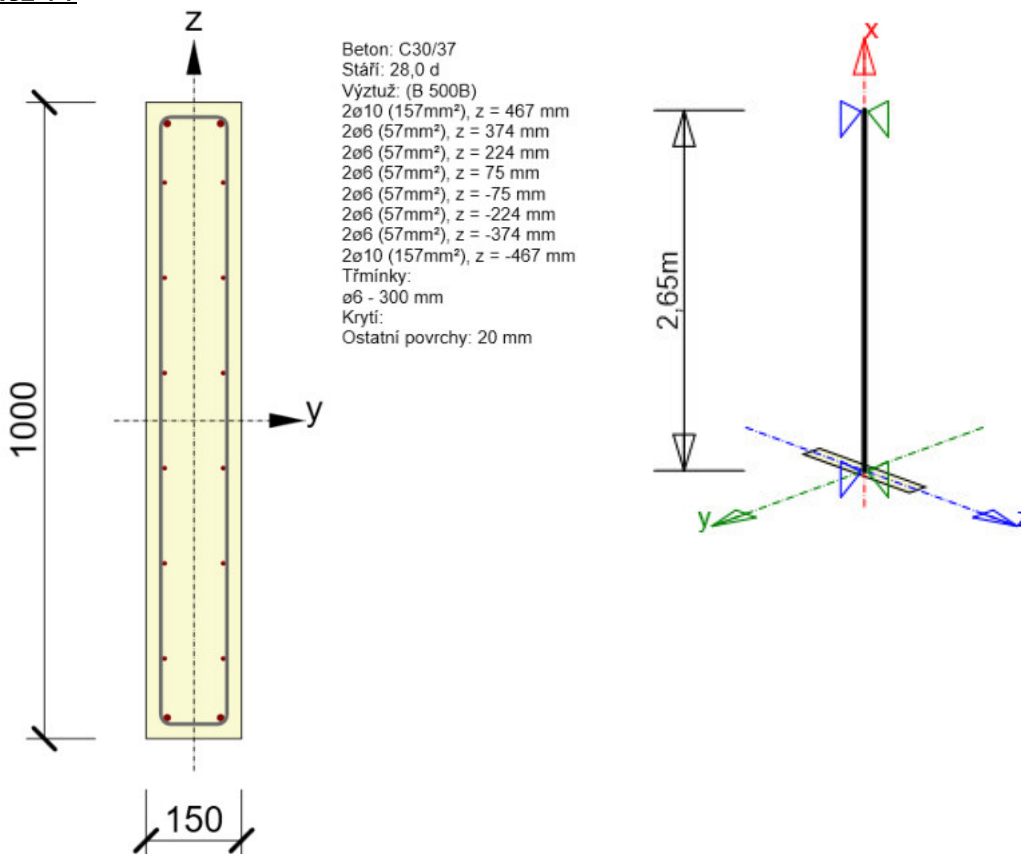
Obr. 6.157 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru – experiment/stěnové modely

6.8.4 Normový posudek dodatečně provedeného otvoru

6.8.4.1 MSÚ+MSP – posudky řezů

Na základě prezentovaných napětí v panelu s dodatečně provedeným otvorem byly vybrány řezy pro podrobnější posudek mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Pro tento posudek není třeba modelu „před vyřezáním“. Výslednice vnitřních sil, které jsou aplikovány na vyztužené průřezy jsou vzaty přímo z modelu „po vyřezání“, viz Obr. 6.153b.

Řez V1



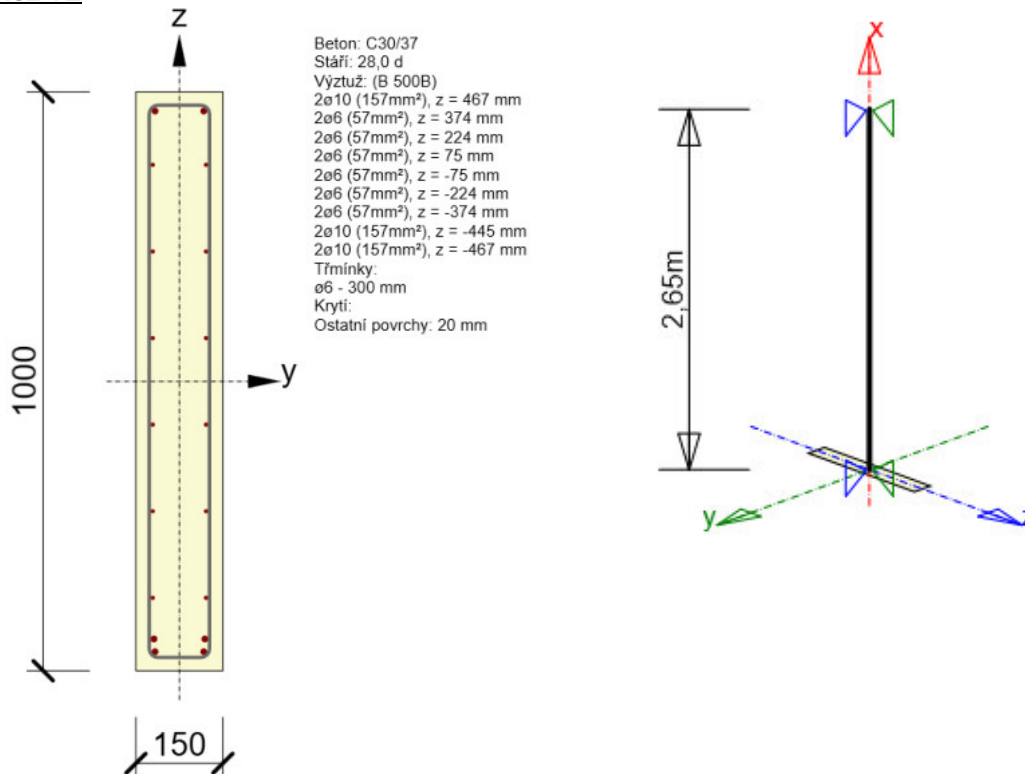
Souhrn:

Název extrému	Hodnota [%]	Status posudku
V1_pilir pata - E 1	14,4	✓
V1_pilir pata - E 2	9,7	✓
V1_pilir pata - E 3	15,1	✓
V1_pilir pata - E 4	10,3	✓
V1_pilir pata - E 5	0,0	✓
V1_pilir pata - E 6	0,0	✓

Kritický extrém:

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-171,04	-3,02	9,39			15,1	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-171,04	-3,02	9,39			15,1	OK
Smyk	-171,04			0,52	0,00	0,6	OK
Omezení napětí	-113,45	-1,89	0,00			6,0	OK
Šířka trhliny	-113,45	-1,89	0,00			0,0	OK
Osa				l_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,65	9,18	43,98	
Štíhlost z^\perp				2,65	61,20	43,98	

Řez V2

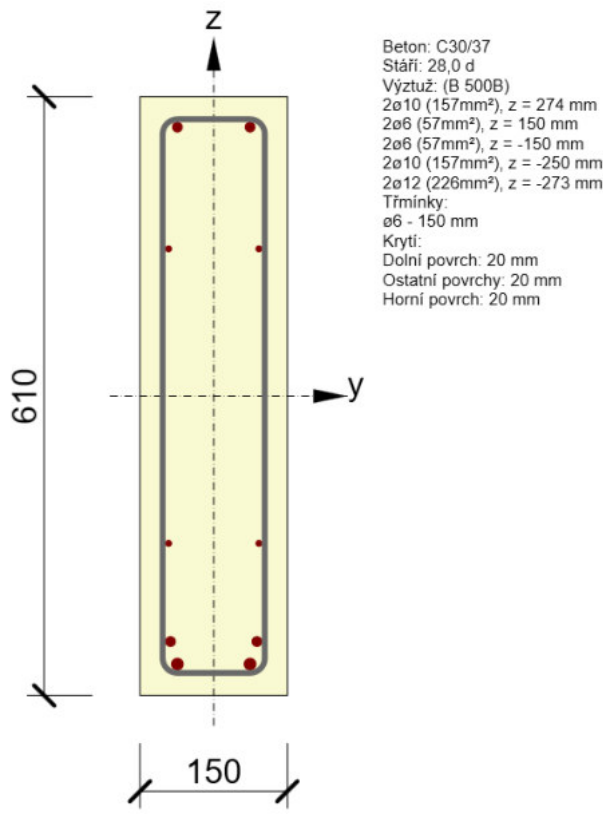


Souhrn:

Název extrému	Hodnota [%]	Status posudku
V2_pilir - E 1	25,2	✓
V2_pilir - E 2	18,6	✓
V2_pilir - E 3	23,8	✓
V2_pilir - E 4	17,4	✓

Kritický extrém:

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-154,95			12,53	0,00	25,2	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-154,95	-12,10	8,51			14,9	OK
Smyk	-154,95			12,53	0,00	25,2	OK
Omezení napětí	-107,35	-8,43	0,00			7,4	OK
Šířka trhliny	-107,35	-8,43	0,00			0,0	OK
Osa	l_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]				
Štíhlost y^\perp	2,65	9,18	47,08				
Štíhlost z^\perp	2,65	61,20	47,08				

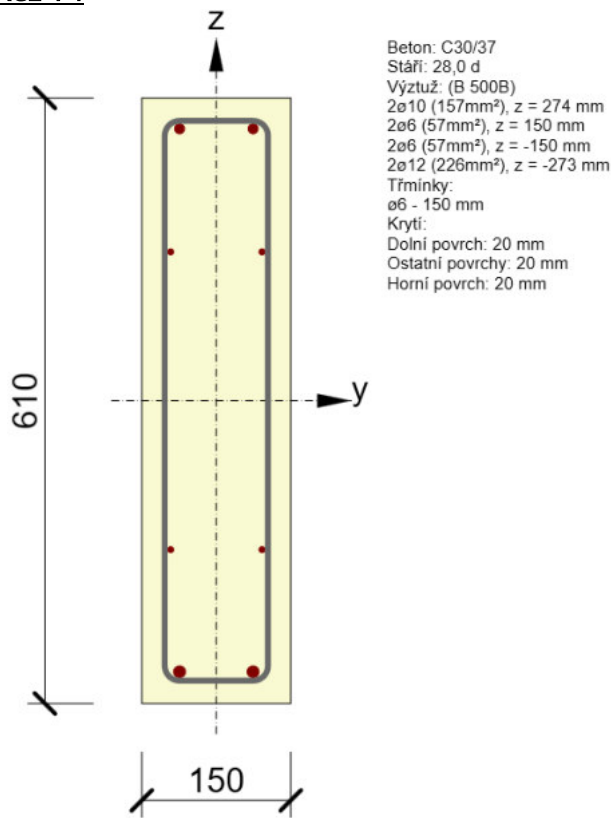
Řez V3

Souhrn:

Název extrému	Hodnota [%]	Status posudku
V3_nadprazi podpora - E 1	25,2	✓
V3_nadprazi podpora - E 2	37,3	✓
V3_nadprazi podpora - E 3	27,2	✓
V3_nadprazi podpora - E 4	40,0	✓
V3_nadprazi podpora - E 5	1,1	✓

Kritický extrém:

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	1,60			30,50	0,00	40,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1,60	-3,55	0,00			7,1	OK
Smyk	1,60			30,50	0,00	40,0	OK
Omezení napětí	1,11	-2,48	0,00			1,7	OK
Šířka trhliny	1,11	-2,48	0,00			0,0	OK

Řez V4

Souhrn:

Název extrému	Hodnota [%]	Status posudku
V4_nadprazi L/2 - E 1	10,7	✓
V4_nadprazi L/2 - E 2	7,3	✓
V4_nadprazi L/2 - E 3	5,3	✓
V4_nadprazi L/2 - E 4	6,7	✓
V4_nadprazi L/2 - E 5	6,2	✓
V4_nadprazi L/2 - E 6	4,6	✓
V4_nadprazi L/2 - E 7	6,7	✓
V4_nadprazi L/2 - E 8	6,2	✓
V4_nadprazi L/2 - E 9	5,3	✓
V4_nadprazi L/2 - E 10	4,6	✓
V4_nadprazi L/2 - E 11	12,3	✓
V4_nadprazi L/2 - E 12	8,4	✓

Kritický extrém:

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	12,82	-3,31	0,00			12,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	12,82	-3,31	0,00			12,3	OK
Smyk	12,82			1,23	0,00	1,6	OK
Omezení napětí	9,64	-2,49	0,00			1,4	OK
Šířka trhliny	0,00	0,00	0,00			0,0	Neprovedeno

6.8.4.2 MSÚ – Posouzení pilířů zjednodušenou metodou

Ve výpočtu nelze přímo zohlednit vliv příčného momentu. Jeho vliv bude zohledněn redukcí průřezu pilíře. Pro posouzení pilířů bude použit vztah dle ACI 318-11 [17], který se studii v kap. 6.7.4 ukázal jako nejpřesnější.

Řez V1

$$N_{Ed} = -171,04 \text{ kN}; M_{Ed,y} = -3,02 \text{ kNm}; e_1 = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = \frac{-3,02}{-171,04} = 0,018 \text{ m}$$

$$\text{Redukce průřezu: } l_{w,eff} = l_w - 2e_1 = 1,0 - 2 \cdot 0,018 = 0,964 \text{ m}$$

$$N_{Rd} = 0,55f_{cd} \left[1 - \left(\frac{\beta h_w}{32t_w} \right)^2 \right] l_{w,eff} t_w = 0,55 \cdot (-20) \left[1 - \left(\frac{1,0 \cdot 2,65}{32 \cdot 0,15} \right)^2 \right] 0,964 \cdot 0,15 = -1105,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd} \rightarrow -171,04 \text{ kN} < -1105,8 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE (15,7 \%)}$$

Pozn.: Posudkem řezu je využití 15,1 %

Řez V2

$$N_{Ed} = -154,95 \text{ kN}; M_{Ed,y} = -12,1 \text{ kNm}; e_1 = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = \frac{-12,1}{-154,95} = 0,078 \text{ m}$$

$$\text{Redukce průřezu: } l_{w,eff} = l_w - 2e_1 = 1,0 - 2 \cdot 0,078 = 0,844 \text{ m}$$

$$N_{Rd} = 0,55f_{cd} \left[1 - \left(\frac{\beta h_w}{32t_w} \right)^2 \right] l_{w,eff} t_w = 0,55 \cdot (-20) \left[1 - \left(\frac{1,0 \cdot 2,65}{32 \cdot 0,15} \right)^2 \right] 0,844 \cdot 0,15 = -968,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd} \rightarrow -154,95 \text{ kN} < -968,1 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE (16,0 \%)}$$

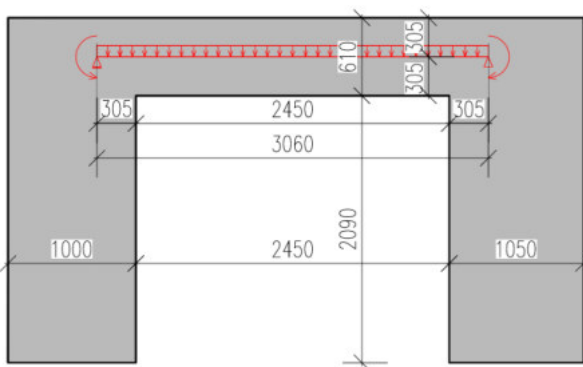
Pozn.: Posudkem řezu je využití 14,9 %

6.8.4.3 MSP – Průhyb

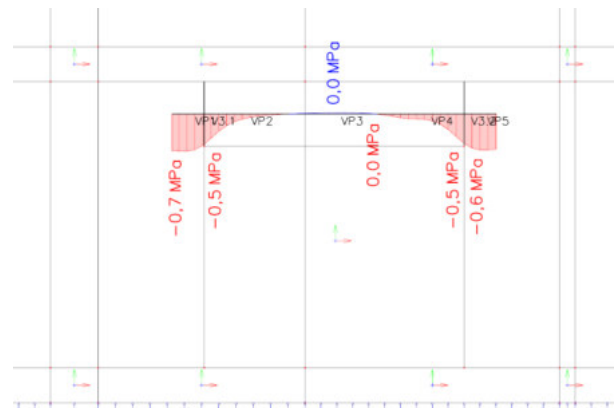
Posouzení průhybu je provedeno na náhradním nosníku, viz Obr. 6.158, reprezentující nově vzniklé nadpraží. Idealizace nosíku a polohy podpor je provedeno dle [9], kap. 5.3. Zatížení je provedeno výslednicemi normálového napětí, viz Obr. 6.159 a Obr. 6.160a, c. Výslednice momentu po výšce průřezu, viz Obr. 6.160b.

$$a_{1,2} = \min \left(\frac{h}{2}; \frac{t}{2} \right) = \min \left(\frac{610}{2}; \frac{1000}{2} \right) = 305 \text{ mm}$$

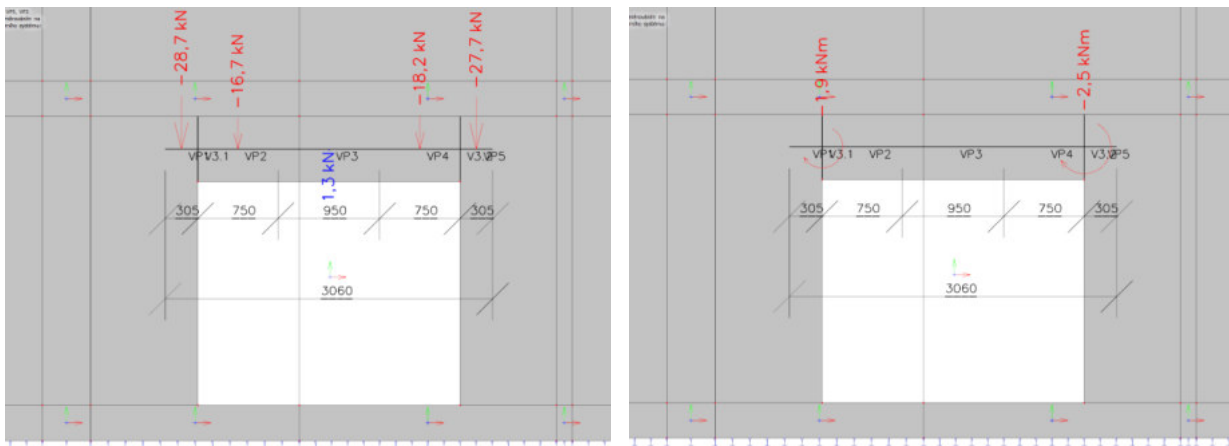
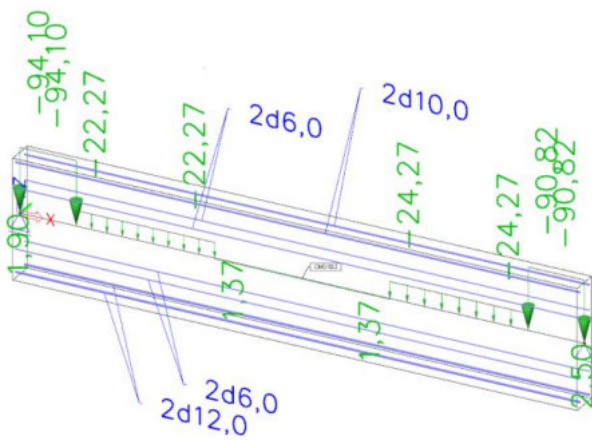
Skutečná tuhost se započtením vlivu výztuže, trhlin a dotvarování je provedena dle [9], kap. 7.4.3.



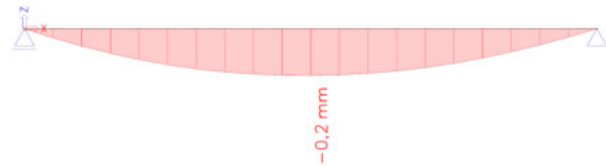
Obr. 6.158 Idealizace náhradního nosíku



Obr. 6.159 Svislé σ_y - řez

a) výslednice F_y b) výslednice M_z 

c) výpočetní model pro průhyb



d) průhyb

Obr. 6.160 Kombinace – kvazistálá

Posudek mezních přetvoření dle ČSN EN 1992-1-1 [9]:

$$\text{Kritérium obecné použitelnosti: } v_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{3060}{250} = 12,24 \text{ mm}$$

$$v < v_{lim} \rightarrow 0,2 < 12,24 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Pozn.: Nadpraží bezpečně i vyhoví na kritérium $v_{lim} = \frac{v}{500}$ pro přídatné průhyby.

6.8.4.4 Konstrukční zásady**Nadpraží:**

Pro posudek konstrukčních zásad je uvažována účinná výška průřezu $d = 0,578$ m (od spodní vrstvy $2\phi 12$).

Podélná výztuž:

$$A_s = 2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 (2\phi 12)$$

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d\right) = \max\left(0,26 \frac{2,9}{500} 0,15 \cdot 0,578; 0,0013 \cdot 0,15 \cdot 0,578\right) \\ = \max(1,3 \times 10^{-4}; 1,13 \times 10^{-4}) = 1,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < 2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 0,15 \cdot 0,61 = 36,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > 2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 300 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

Třmínky:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0,57 \times 10^{-4}}{0,15 \cdot 0,15} = 5,07 \times 10^{-3} (2\phi 6/150)$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,87 \times 10^{-3} < 5,07 \times 10^{-3} \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$s_l = 150 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = \min(0,75d; 400) = \min(0,75 \cdot 0,578; 400) = \min(433; 400) \\ = 400 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$s_t = 104 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} = \min(0,75d; 600) = \min(0,75 \cdot 0,578; 600) = \min(433; 600) \\ = 433 \text{ mm} > 104 \text{ mm} \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

Pilíře:**Svislá výztuž:**

$$A_{s,v} = 6,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 (4\phi 10 + 12\phi 6)$$

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c = 0,002 \cdot 0,15 \cdot 1,05 = 3,15 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < 6,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 0,15 \cdot 1,05 = 63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > 6,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \min(3h; 400) = \min(3 \cdot 150; 400) = \min(450; 400) \\ = 400 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

Vodorovná výztuž:

$$A_{s,h} = 1,82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 (2\phi 6/300)$$

$$A_{s,hmin} = \max(0,25 A_{s,v}; 0,001 A_c) = \max(0,25 \cdot 6,54 \times 10^{-4}; 0,001 \cdot 0,15 \cdot 1,0) \\ = \max(1,64 \times 10^{-4}; 1,5 \times 10^{-4}) \\ = 1,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < 1,82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 400 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \underline{\underline{VYHOVUJE}}$$

6.9 Závěry z navržené metodiky

Provedenou analýzou se ukázalo, že stěny s dodatečně provedenými otvory lze posuzovat na mezní stavy použitelnosti a únosnosti pomocí relativně jednoduchých stěnových modelů, běžně používaných v praxi. Prezentované modely dokáží věrohodně vyjádřit chování takových stěn v reálných podmínkách za experimentu.

K navržené metodice pro posouzení panelových stěn s dodatečně provedenými otvory:

- Posuzovaný stěnový panel s dodatečně provedeným otvorem lze modelovat jednoduchým stěnovým modelem v 2D rovině. Při menších úrovních zatížení, kde není (nebo je mírně) překročena tahová pevnost betonu, lze stěnové modely analyzovat lineárně pružným chováním materiálu pro zachování jednoduchosti modelu. Pro vyšší úrovně zatížení je potom vhodnější použít modely s využitím plasticity, které lépe vystihují rozložení napětí v prvku.
- Následnou analýzou 1D průřezu s reálným vyztužením lze věrohodně simulovat napětí po výšce průřezu, včetně šířky trhlin, v závislosti na vyztužení. Stejným způsobem je i možné posuzovat mezní stavy únosnosti jednotlivých průřezů.
- Podporové momenty v místě vetknutí nadpraží do pilířů získané stěnovým modelem je možné využít při analýze průhybů pomocí jednoduchého modelu náhradního nosníku nadpraží, metodou výpočtu popsanou v kap. 7.4.3 [9]. Modely však byly testovány jen na krátkodobé zatížení (bez účinků dotvarování).
- Metodika byla nejdříve navržena pomocí experimentů samostatných stěn s dodatečnými či předem vytvořenými otvory. Následně byla ověřena v reálných podmínkách experimentálního domu.

Ostatní poznámky k analýzám:

- Dlouhodobé účinky dotvarování mají za následek snížení napětí v betonu, tyto účinky tak lze obvykle v posudku zanedbat. V tlačných výztužích naopak dochází k zanedbatelnému zvýšení tlakového napětí. Na tyto přírůstky by měla být ponechána rezerva v kapacitě výztuže (mezi kluzu). Naměřené hodnoty přírůstků napětí ve výztužích byly až 2,5násobné (pro $1 \phi 10$ u každého povrchu v řezu). Vyztužení tlakovou výztuží v panelu s dodatečným otvorem by tak mělo být v návrhu dostatečné pro přenesení tohoto přírůstku.
- Bylo zjištěno, že na dlouhodobý rozvoj trhlin má dotvarování zanedbatelný vliv.
- Byly analyzovány šířky trhlin v závislosti k různým úrovním zatížení až do meze porušení panelu. Trhliny byly porovnány s mezní šířkou dle [9]. Stávající kritérium limitní šířky trhlin pro prostředí X0 a XC1 $w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$ se zdá být jako hraniční. Pro případy panelů s dodatečným otvorem by bylo vhodnější zvolit přísnější kritérium, např. $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$.
- Při posudku průhybu na panelu S1 však bylo zjištěno, že průhybům odpovídajícím kvazistálému zatížení je dosaženo mnohem dříve, než stanovuje kritérium dle [9] $v_{lim} = L/500$. Pro takto slaběji vyztužené panely se jeví jako vhodné zavést přísnější kritérium, např. $v_{lim} = L/800$.
- Byly studovány rozdíly v napjatosti mezi variantami dodatečného a předem vytvořeného otvoru pro vzorky ZP02 a ZP05. Rozdíly mezi chováním jednotlivých modelů se jeví jako zanedbatelné. Varianty však byly studovány pouze modelově, bez experimentálního ověření a tím pádem bez věrohodnějšího popsání chování.

K alternativnímu posouzení pilířů:

- Pilíře lze posoudit zjednodušeným výpočetním postupem pomocí empirických vzorců. Analýzou bylo zjištěno, že zjednodušené výpočetní postupy poskytují velmi dobré výsledky v porovnání s experimenty na rozdíl od analýzy obecného průřezu s účinky druhého řádu. Navíc není třeba znát mnoho vstupních parametrů, jako je tomu v případě posudku pomocí interakčního diagramu (tj. vyztužení řezu, pevnost výztuže, součinitel dotvarování, apod).
- Pro úpravu pevnosti v tlaku a následné zvýšení únosnosti lze aplikovat efekt ovinutí betonu, pokud to vyztužení průřezu dovoluje.
- Pilíře byly zkoušeny jen na krátkodobé zatížení (bez účinků dotvarování). Empirické vztahy však tento jev automaticky zohledňují.

Ke konstrukčním zásadám:

- Pokud průřezy nebudou vyztuženy minimální tahovou výztuží $A_{s,min}$ dle ČSN EN 1992-1-1 [9], potom je nutno průřezy posoudit jako z prostého či slabě vyztuženého betonu.
- U samostatných pilířů (prvky zkoušené tlakem s malou výstředností) byly sledovány vlivy orientací svařovaných kari sítí. Rozdíly byly mezi jednotlivými variantami do 1 %, což se dá považovat za zanedbatelné. K porušení vzpěrem či vybočení neobepnutých svislých výztuží nedocházelo.
- U zkoušených samostatných stěn představovaly kari sítě i smykovou výztuž. U variant, kde vznikaly docházelo k rozvoji smykových trhlin (panely ZP03, ZP04, ZP05, S2) byly jejich sklony předvídatelné. Šířky trhlin byly obdobné jako u trhlin ohybových. Lze tak konstatovat, že metoda vyztužení smykovou výztuží za pomoci kari sítě byla v těchto případech vhodná.
- Z výsledků je zřejmé, že svislá obvodová výztuž v pilířích vytváří spolu se spodní výztuží v nadpraží rámový styčník, pomocí kterého je zabráněno zvedání rohů a je tak výrazně zvýšena únosnost panelu.

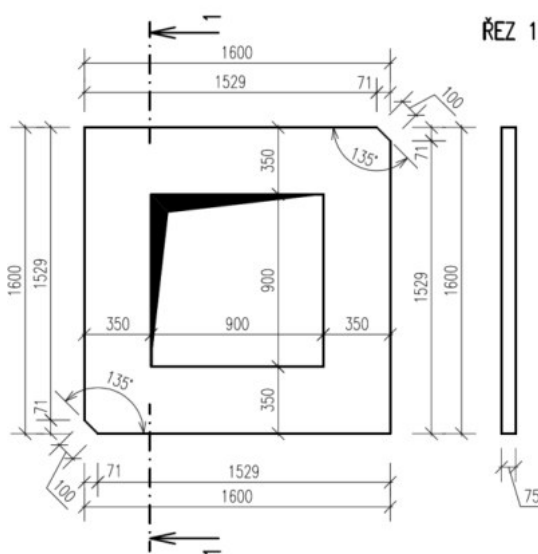
7 ZTUŽUJÍCÍ VÝPLŇOVÉ STĚNY S OTVOREM

7.1 Metodika řešení

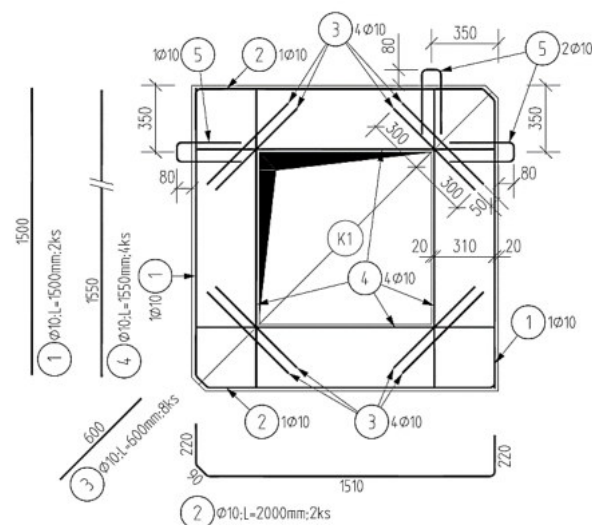
Chování ztužujících výplňových stěn v oblasti porušení trhlinami je nejlépe vystihnutele nelineárním řešením numerických modelů. Navržené experimentální vzorky budou nejdříve vyzkoušeny v laboratořích při simulaci skutečného zatížení takových stěn, poté budou vytvořeny výpočetní numerické modely těchto experimentů. Na základě těchto modelů budou odvozeny další modely, které budou dostatečně vystihovat ztužující výplňové stěny v reálných podmínkách a na základě kterých budou odvozeny výpočetní postupy pro posuzování.

7.2 Analýza chování studovaných vzorků

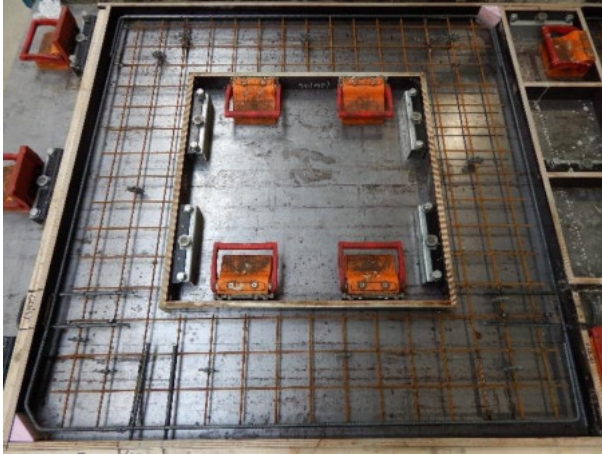
Jak již bylo zmíněno, výplň bez otvoru je prvek namáhaný převážně tlakem. Tato skutečnost umožňuje projektantům návrh těchto prvků z prostého, či slabě vyztuženého betonu, obdobně jako je to u stěn panelových objektů, viz Obr. 2.5. Z této úvahy plyne návrh vzorků autorem práce pro provedení experimentů a jejich následnou studii. První dva vzorky (SV1 a SV2) byly vyztuženy způsobem, jakým by mohla být plná výplň, bez otvoru, vyztužena ve fázi výroby, tedy pouze jednoduchým vyztužením kari sítí (SV1) nebo kombinací kari sítě a obvodové výztuže (SV2). Tyto dva případy tedy simulují situaci, kdy by výplň nebyla vyztužena „spící výztuží“, tedy bez předem připraveného vyztužení kolem uvažovaného dodatečného otvoru. Další dva vzorky jsou vyztuženy kari sítí s obvodovou výztuží a výztuží kolem otvoru – v jednom případě šikmou výztuží (SV3), v druhém vodorovnými a svislými pruty (SV4). Kari sítě vzorků byly $\phi 6$ s oky 100×100 mm, doplňující vázané výztuže byly $\phi 10$. Všechny výztuže byly kladeny pouze v jedné vrstvě. Pro přehlednost je vyztužení vyobrazeno na Obr. 7.2 s popisem rozdílů jednotlivých variant v Tab. 7.1. Rozměry stěn byly zvoleny 1600×1600 mm s tloušťkou 75 mm, tedy přibližně v měřítku 1:2 vůči reálné výplni, viz Obr. 7.1. Otvor byl rozměru 900×900 mm, tedy 32 % plochy plné stěny bez otvoru, který představuje značný zásah do tohoto nosného prvku hypotetické budovy. Od každého ze 4 studovaných vzorků byly vyrobeny 2 kusy pro ověření správnosti výsledků experimentu, viz Obr. 7.3 a Obr. 7.4.



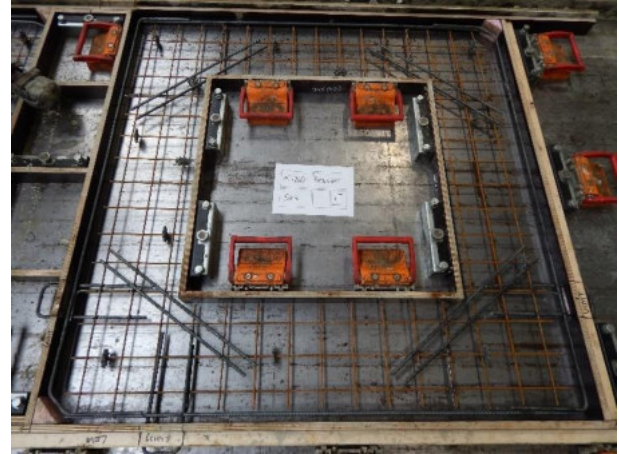
Obr. 7.1 Tvar experimentálních vzorků



Obr. 7.2 Vyztužení experimentálních vzorků



Obr. 7.3 Výroba vzorku SV2



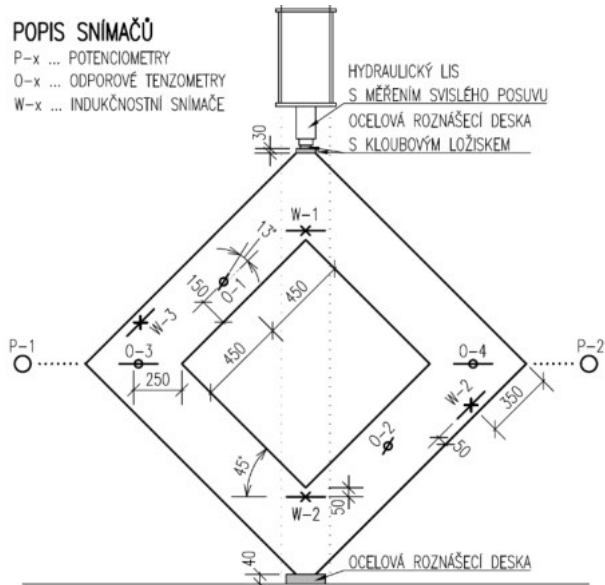
Obr. 7.4 Výroba vzorku SV3

Pro simulaci zatížení výplně v rámové konstrukci (a tím vytvoření ekvivalentní diagonální vzpěry za experimentu) byly zkoumané prvky postaveny na „kosočtverec“ a zatížení tak mohlo být realizováno ve svislém směru, viz Obr. 7.5. Takový postup byl rovněž zvolen pro experimenty popisované v publikaci [79]. Zatěžovací impuls byl aplikován přímo na stěnu, a ne přes rámovou ohraničující konstrukci, jak tomu je v reálném případě, viz Obr. 7.7.

Tab. 7.1 Vyztužení jednotlivých variant vzorků pro experiment

Vzorek	Plošná výztuž	Vnější obvodová lemující výztuž	Rohová šikmá výztuž u otvoru	Svislá a vodorovná výztuž u otvoru
SV1	1 ϕ 6/100/100	-	-	-
SV2	1 ϕ 6/100/100	①② 1 ϕ 10	-	-
SV3	1 ϕ 6/100/100	①② 1 ϕ 10	③ 1 ϕ 10	-
SV4	1 ϕ 6/100/100	①② 1 ϕ 10	-	④ 1 ϕ 10

Centrické zatížení pro vyvození pouze stěnových sil bez ohybových momentů bylo aplikováno hydraulickým lisem rychlostí 0,2 kN/s přes roznášecí desku s kloubovým ložiskem až do meze porušení prvku, viz Obr. 7.6. Výstupem experimentů byla tak závislost velikosti zatížení na sledovaných veličinách. Mezi nejdůležitější sledované veličiny byla mj. svislá deformace, která byla snímána v místě hydraulického válce. Dále byly sledovány vodorovné deformace v rozích stěny pomocí potenciometrů, poměrné přetvoření betonu v předpokládaných tlakových polích pomocí odporových tenzometrů a rozvoj trhlin v předpokládaných místech vzniku tahových trhlin, viz Obr. 7.5 a Obr. 7.8.



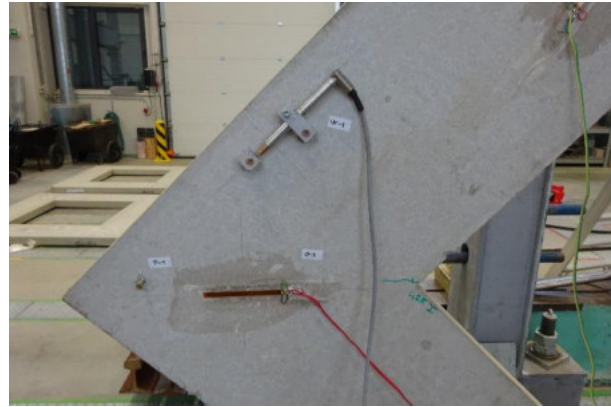
Obr. 7.5 Schéma experimentu a umístění snímačů



Obr. 7.6 Detail zatěžované oblasti



Obr. 7.7 Foto experimentu



Obr. 7.8 Detail rozmístění snímačů

Při následném modelování experimentu byla maximální snaha vystihnout okrajové podmínky experimentu, materiálové parametry a vliv rozdílného typu vyztužení. Vhodnost použití tohoto softwaru byla ověřena v [S8], kde byl model v softwaru Atena srovnán s dalšími dvěma výpočetními modely – stěnovým v softwaru IDEA Statica Detail, který využívá metodu CSFM, a modelem vzpěra-táhlo (SaT).

Pro modelování byly použity střední normové materiálové charakteristiky betonářské výztuže, viz Tab. 7.2, z důvodu absence zkoušek materiálů výztuže. Pro modely byl použit bilineární pracovní diagram výztuže. Výztuž byla modelována diskrétně, ve své skutečné poloze a se shodnými detaily a provázáními, tak jak byla navržena ve fázi projektu, viz Obr. 7.9.

Tab. 7.2 Střední normové charakteristiky betonářských výztuží

Výztuž	Mez kluzu	Mez pevnosti	Mezní přetvoření	Modul pružnosti
	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_u [-]	E_s [GPa]
B500A (kari síť)	550	578	0,025	200
B500B (vázané výztuže)	550	594	0,05	200

Pevnost betonu vzorků v čase experimentu byla použita na základě zkušebních těles, viz Tab. 7.3. Zkušební tělesa pro vzorky SV2 nebyly vyhotoveny. Vzhledem k betonáži těchto experimentálních vzorků v době mezi vzorky SV1 a SV3, byly do modelů použity průměrné hodnoty pevností mezi těmito dvěma vzorky.

Zkoušky lomové energie betonu nebyly provedeny, pro analýzu experimentů se však nejvíce osvědčily hodnoty, které byly stanoveny dle ModelCode1990 [71], viz (7.1).

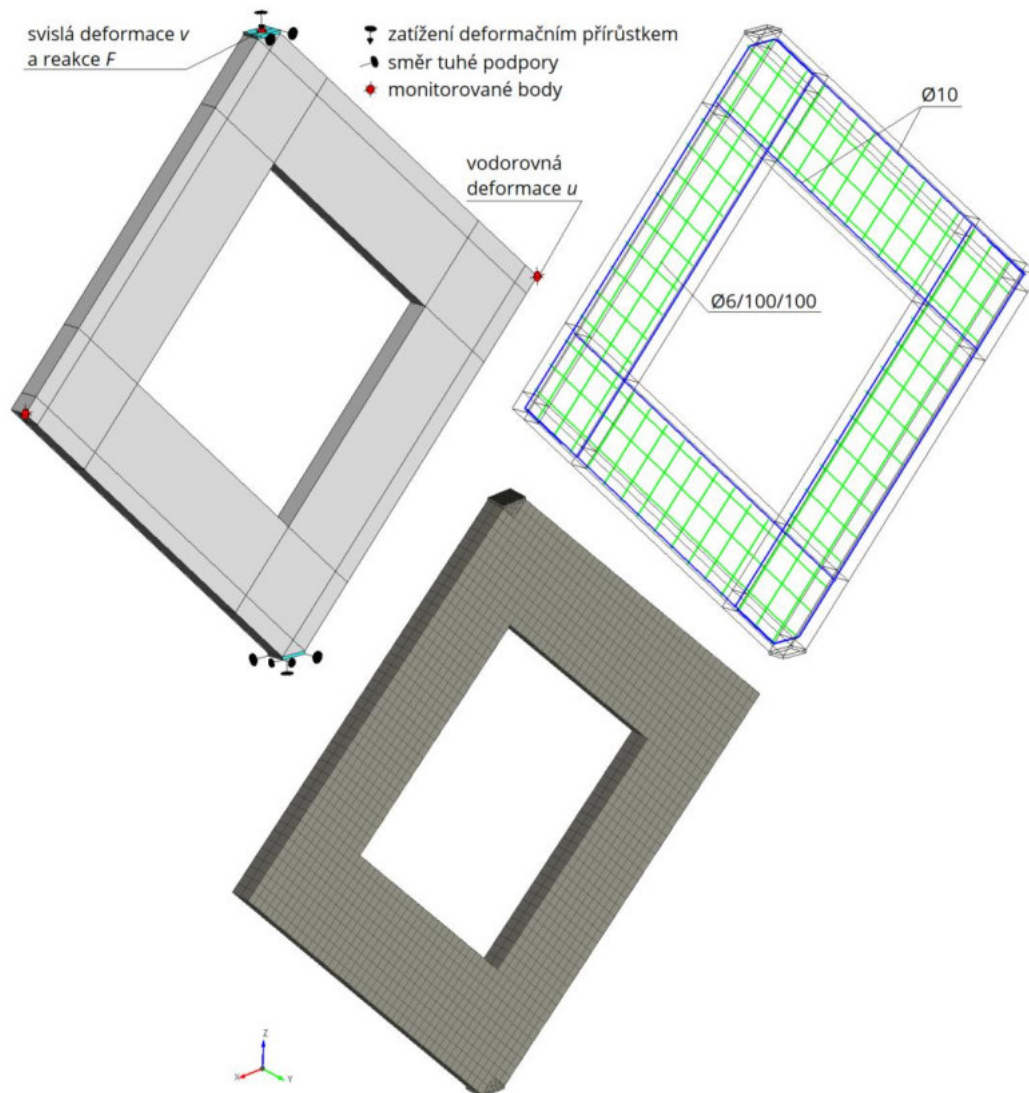
$$G_F = G_{F0}(f_{cm}/f_{cm0})^{0,7} \quad (7.1)$$

Kde G_F je specifická lomová energie betonu, G_{F0} je základní hodnota lomové energie, která závisí na frakci použitého kameniva (pro experimenty bylo použito frakce $D_{max} = 8 \text{ mm} \rightarrow G_{F0} = 0,025 \text{ Nmm/mm}^2$), f_{cm} je hodnota střední tlakové pevnosti betonu (ze zkušebních těles byla použita tlaková pevnost trámce) a f_{cm0} je 10 MPa.

Tab. 7.3 Materiálové parametry vzorků v čase experimentu

Prvek	Tlak		Příčný tah	Modul pružnosti	Lomová energie
	krychle	trámec	krychle	trámec	výpočet
	$f_{c,cube}$ [MPa]	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]	G_f [MN/m]
SV1.I	60,71	50,51	4,00	31,41	$8 \times 10^{-5**}$
SV1.II					
SV2.I	62,11*	50,87*	4,03*	32,35*	$8,3 \times 10^{-5**}$
SV2.II					
SV3.I	63,50	51,23	4,06	33,29	$8,3 \times 10^{-5**}$
SV3.II					
SV4.I	55,67	45,59	3,64	31,21	$7,6 \times 10^{-5**}$
SV4.II					
* Průměrné hodnoty mezi SV1 a SV3					
** Vypočtená hodnota dle [71]					

Pro modelování experimentu byl zvolen prostorový model (3D). Tento přístup byl zvolen především kvůli navazujícím modelům parametrické studie, viz kap 7.3, kde byly analyzovány i modely bez otvoru, ve kterých je mj. rozhodující mód porušení – drcení betonu vlivem soustředěného namáhání, kdy je nutné zohlednit napjatost ve všech třech směrech. Velikost konečných prvků vychází z minimálního počtu prvků na výšku pro dostatečně výstižné zohlednění ohybových i smykových napětí (tj. min. 5 konečných prvků), viz Obr. 7.9. V modelu je 10 konečných prvků na výšku dílčích „nosníků“. Zatěžující síla ve formě přírůstku bodové deformace byla nanášena přes roznášecí desky elastického materiálu o $E = 200 \text{ GPa}$ a Poissonova čísla = 0,2.



Obr. 7.9 Schéma výpočtového modelu analýzy experimentu (vlevo nahoře), vyztužení diskrétní výztuží vzorku SV4 (vpravo nahoře) a síť 3D konečných prvků modelu (dole)

Při analýze modelů, které představovaly experiment, byly porovnávány mezní dosažené síly, tedy únosnosti stěn, průběhy svislých a vodorovných deformací a tuhosti v různých fázích zatížení prvku (při dosažení 50 a 75 % mezní síly), viz Obr. 7.10. Odečet tuhosti odpovídající poměru zatíženosti stěny F/F_R je znázorněn na Obr. 7.12. Pro odečet aktuálních tuhostí prvku byly skutečné průběhy získané experimentem, popř. numerickou analýzou, nahrazeny polynomicou funkcí pro vytvoření monotónní funkce. To bylo provedeno z důvodu nemonotónnosti zatěžovací křivky díky výskytu šumu měřících přístrojů a postupného změkčování konstrukce za experimentu. V případě numerické analýzy byl stejný postup uplatněn pouze kvůli druhému ze jmenovaných důvodů, viz Obr. 7.11.

Tečnová tuhost byla spočítána dle rovnice (7.2), kde vstupní parametr přírůstku síly ΔF byl odečten z nahrazující polynomicke funkce a přírůstek svislé deformace Δv ze skutečného průběhu, viz Obr. 7.11. Tento postup byl zvolen právě kvůli typu zatížení „displacement control“, tedy kdy přírůstky deformace jsou konstantní, avšak přírůstky síly, tedy reakce, ne.

$$K_t = \Delta F / \Delta v \quad (7.2)$$

Kde K_t je tečnová tuhost ve svislém směru, ΔF je přírůstek síly a Δv je přírůstek svislé deformace.

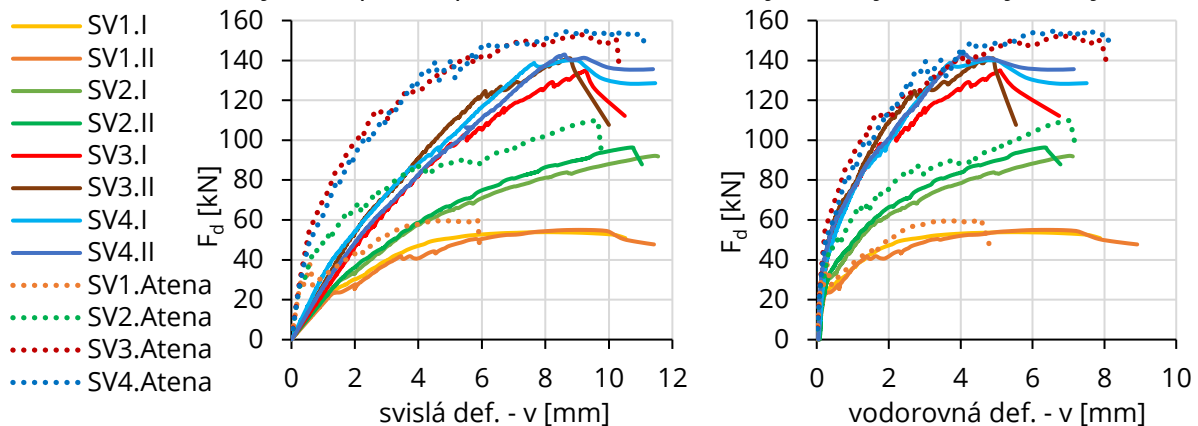
Sledované parametry vyplývající z numerické analýzy jsou porovnány s experimentálně naměřenými hodnotami, viz Tab. 7.4. Jejich poměry jsou dány ve sloupcích „ATENA/EXP“. Je tedy popsán rozdíl mezi chováním při analýze modelu a skutečným chováním při experimentu. Dále jsou kontrolovány charakteristické rysy porušování stěn a rozvoj trhlin.

Tab. 7.4 Porovnání výsledků experimentů s numerickými modely

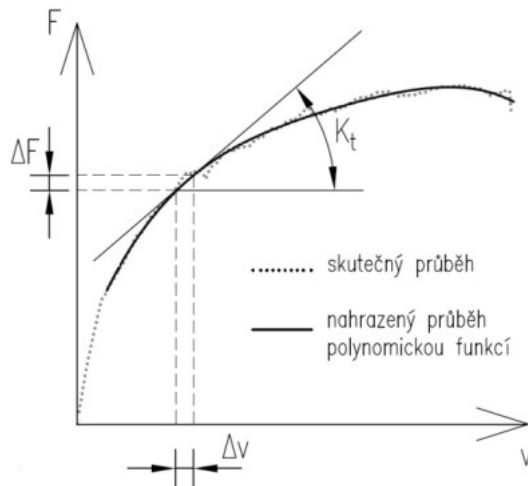
Analyzovaný vzorek		Únosnost		konečná svislá deformace		konečná vodorovná deformace		Tečnová svislá tuhost při $F/F_R=0,5$		Tečnová svislá tuhost při $F/F_R=0,75$	
		$F_{d,R}$ [kN]	$F_{d,R,Atena}/F_{d,R,exp}$	v [mm]	v_{Atena}/v_{exp}	u [mm]	u_{Atena}/u_{exp}	K_t [MN/m]	$K_{t,Atena}/K_{t,exp}$	K_t [MN/m]	$K_{t,Atena}/K_{t,exp}$
SV1	Exp.	54,45	1,11	8,46	0,69	5,83	0,78	12,95	0,97	9,48	1,03
	Atena	60,20		5,87		4,57		12,51		9,80	
SV2	Exp.	94,26	1,17	11,09	0,87	6,68	1,05	11,63	1,38	7,34	1,01
	Atena	109,85		9,65		7,04		16,07		7,40	
SV3	Exp.	138,06	1,11	9,03	1,01	5,00	1,40	18,70	1,22	13,48	1,01
	Atena	152,93		9,15		7,01		22,85		13,63	
SV4	Exp.	141,52	1,09	8,73	1,06	4,50	1,46	16,20	1,31	14,11	1,09
	Atena	154,64		9,25		6,57		21,29		15,38	

Rozdíly v dosažených únosnostech mezi experimenty a modely pro jednotlivé vzorky jsou do 17 %. V případě konečných svislých deformací jsou zde rozdíly do 13 % (v případě vzorků SV1 až do 44 %). Ačkoliv jsou konečné deformace dobrým ukazatelem pro vyhodnocení správnosti modelu, tak více důležitý parametr je pro tuto problematiku tečnová tuhost ve svislém směru. Sledovaná tuhost vzorku, který je zatížen na hodnotě 50 % ($F/F_R = 0,5$), ukázala shodu do 38 % mezi experimenty a modely. Zatíženost na hodnotě 75 % ($F/F_R = 0,75$) ukázala velmi dobrou shodu do 9 %.

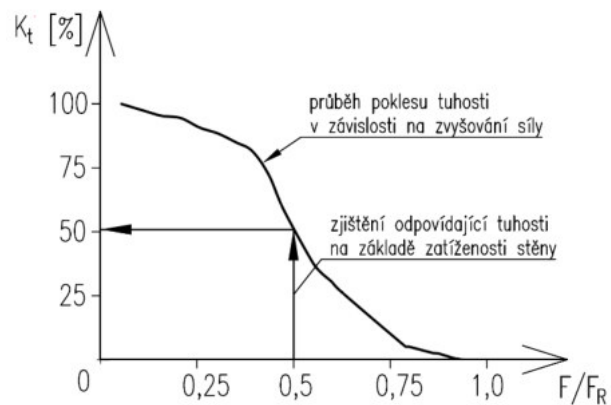
Počáteční tuhosti, tj. ($F/F_R = 0$), jsou velmi rozdílné mezi experimenty a modely. Tyto rozdíly plynou ze způsobu provádění experimentu, a to sice počátečním dotlačováním lisů na zkušební vzorek a mezilehlé roznášecí desky, kdy v počátku zatěžování nevzdoruje plná tuhost vzorku. Dalším běžným důvodem neshod mezi experimenty a numerickými modely v počátečních tuhostech je oslabení trhlinami od počátečního smršťování. Tuhost vyplývající z vodorovné deformace naměřená experimentem je však téměř identická jako ta z modelů, viz Obr. 7.10. Tento jev tak pravděpodobně nebude mít významný vliv na výsledky.



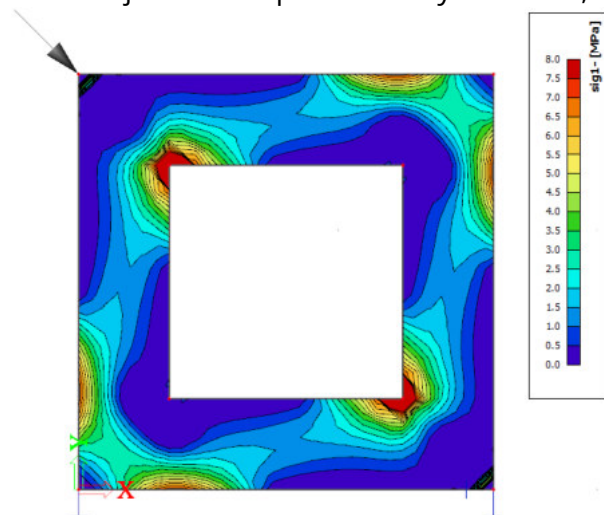
Obr. 7.10 Porovnání závislosti síly na deformaci – data experimentů a modelů Atena



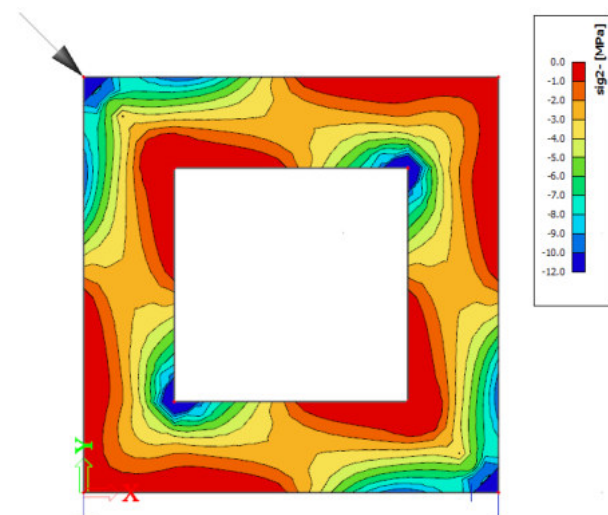
Obr. 7.11 Příklad výpočtu tuhosti

Obr. 7.12 Příklad odvození tuhosti na základě poměru F/F_R

Zkoušené, rozdílně vyztužené vzorky se z hlediska mechanismu porušení (typického rozvoje trhlin) chovají odlišně. Základní představu o napjatosti takto zatížené stěny znázorňuje lineárně pružná analýza vzorků, viz Obr. 7.13 a Obr. 7.14.



Obr. 7.13 Lineárně pružný model - hlavní tahy



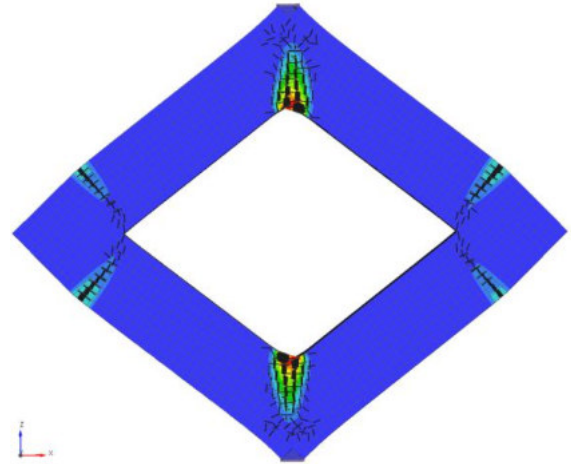
Obr. 7.14 Lineárně pružný model - hlavní tlaky

Rozdílný rozvoj trhlin v tahově namáhaných oblastech lze přisoudit především vyztužení daného vzorku. V těchto oblastech se ve vzorku SV1 (téměř nevyztuženého) vytvořila vždy jedna dominantní trhlina, viz Obr. 7.15 a Obr. 7.16. Přítomná kari síť ve vzorku tedy nebyla schopná roznést tahové napětí mezi více menších trhlin, jak tomu bylo u dalších vzorků, viz dále. V případě přítomnosti obvodové výztuže (SV2) se trhliny rovnoměrněji rozprostřou po obvodě tahově namáhaných rohů, viz Obr. 7.17 a Obr. 7.18. Dále v rohu otvoru s tahovým namáháním vznikla znovu jedna dominantní trhlina, obdobně jako u SV1, právě díky nepřítomnosti výztuže v rozích otvoru. V případě vzorku SV3, kde je navíc přítomna šikmá výztuž v rozích otvoru, byl odpozorován charakteristický vznik dominantní trhliny, a to na konci této výztuže, viz Obr. 7.19 až Obr. 7.22. V původním návrhu tohoto vzorku byla kotevní délka šikmé výztuže měřena od rohů otvoru, což se při pohledu na porušení vzorků (experiment i Atena) jeví jako nedostatečné. Nepříznivějšímu rozvoji trhlin bylo dosaženo u vzorku SV4, kde díky křížení vodorovné a svislé výztuže kolem otvoru vzniklo

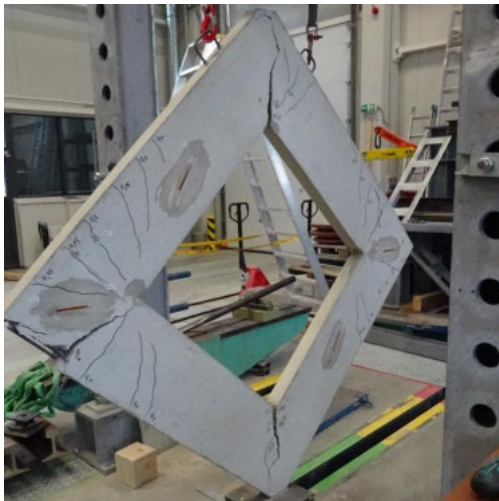
„pole“ trhlin menších šířek, viz Obr. 7.23 až Obr. 7.26. I přes tyto rozdíly v porušení mezi SV3 a SV4, oba vzorky sdílí velmi podobný průběh závislosti síly na přetvoření (L-D diagram). Pokud se však zaměříme na postkritickou část L-D diagramu, tak lze vyhodnotit, že SV4 má stabilnější průběh oproti SV3, viz Obr. 7.27.



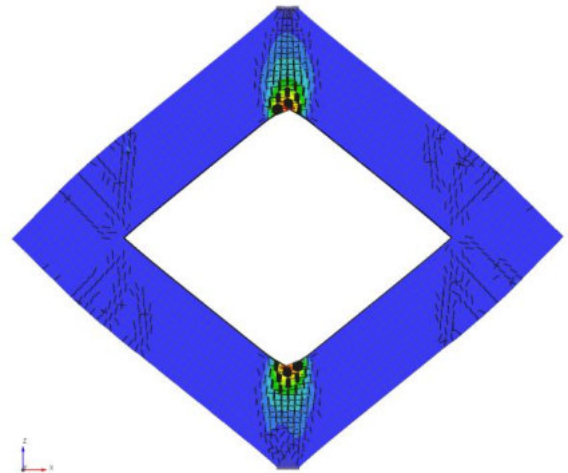
Obr. 7.15 Porušení vzorku SV1 – experiment



Obr. 7.16 Porušení vzorku SV1 – Atena



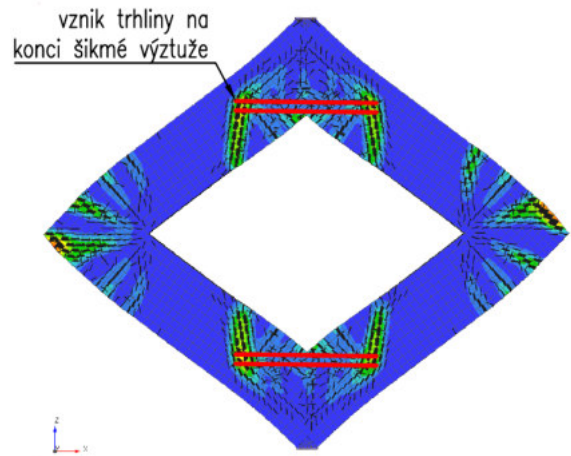
Obr. 7.17 Porušení vzorku SV2 – experiment



Obr. 7.18 Porušení vzorku SV2 – Atena



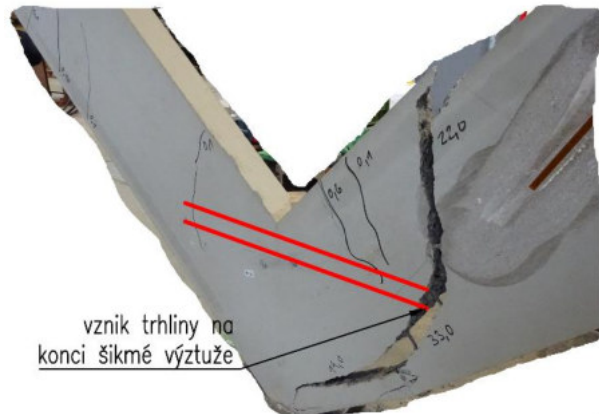
Obr. 7.19 Porušení vzorku SV3 – experiment



Obr. 7.20 Porušení vzorku SV3 – Atena



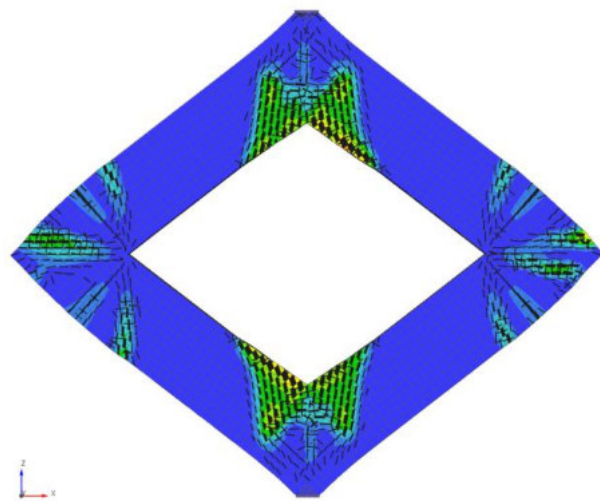
Obr. 7.21 Porušení vzorku SV3 (detail 1) – experiment



Obr. 7.22 Porušení vzorku SV3 (detail 2) – experiment



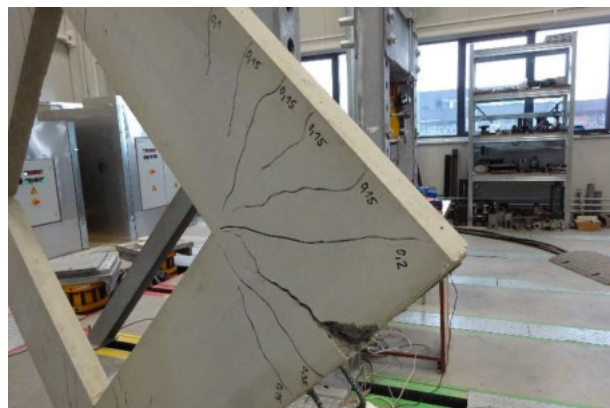
Obr. 7.23 Porušení vzorku SV4 – experiment



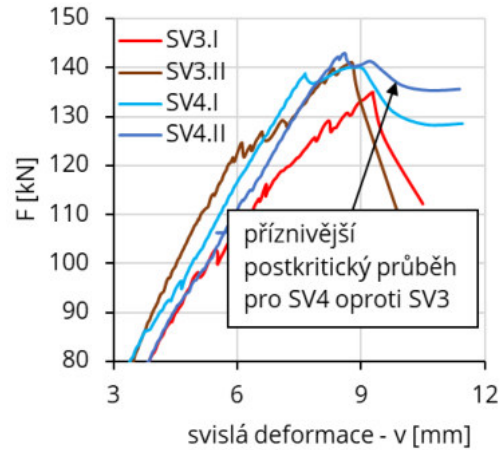
Obr. 7.24 Porušení vzorku SV4 – Atena



Obr. 7.25 Porušení vzorku SV4 (detail 1) – experiment



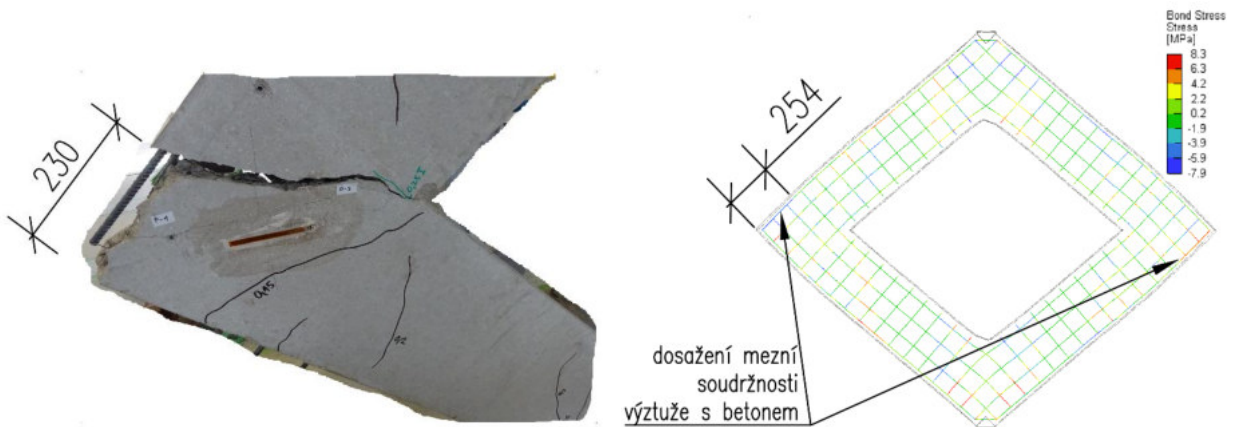
Obr. 7.26 Porušení vzorku SV4 (detail 2) – experiment



Obr. 7.27 Porovnání postkritického průběhu L-D, vzorků SV3 a SV4

Dalším vyzorovaným specifickým porušením pro stěny s obvodovou výztuží (tedy SV2, SV3 a SV4) bylo vylomení obvodové výztuže v rohu stěny v místě stykování, Obr. 7.28 a Obr. 7.29. Obvodová výztuž byla zatažena na kotevní délku l_{bd} v souladu s ČSN EN 1992-1-1 [9], což se ukázalo jako nedostatečné.

Lze říci, že všechny charakteristické rysy z hlediska porušení vzorků stěn se podařilo úspěšně vystihnout numerickými modely.



Obr. 7.28 Vylomení výztuže v rohu – experiment

Obr. 7.29 Dosažení mezní soudržnosti výztuže s betonem v rohu – Atena

7.3 Odvození ekvivalentní šířky vzpěry ztužující výplňové stěny s otvorem

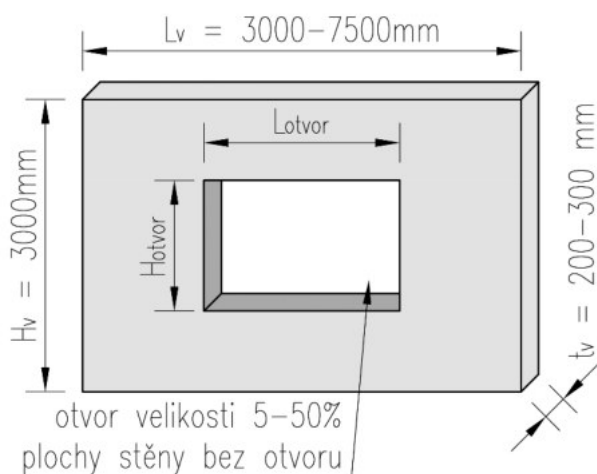
7.3.1 Navržené vzorky

Výše popsané experimenty byly navrženy s ohledem na odvození redukčního součinitele rozměrů ekvivalentní šířky vzpěry $\chi_{v_a,red}$, jehož význam je blíže popsán v kap. 2.3.1.2.1. Za tímto účelem byla provedena parametrická studie numerických modelů, kde byl studován vliv velikosti otvoru stěny a vyztužení na její únosnost a tuhost.

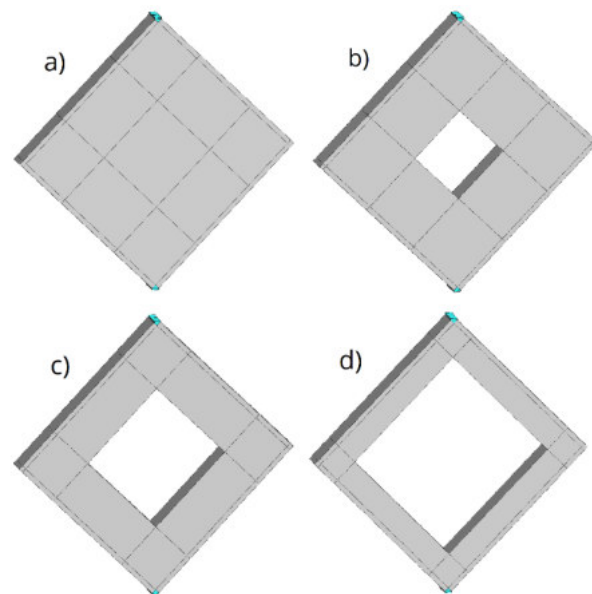
Stěny podrobené této studii byly voleny poměrů stran 1:1; 1:1,5; 1:2 a 1:2,5 (výška × šířka). Bylo snahou co nejlépe simulovat vlastnosti ztužujících výplňových stěn v reálných konstrukcích. Rozměry studovaných prvků tedy měly rozměry 3000 × 3000 – 7500 mm (výška × šířka) a tloušťky 200 a 300 mm, viz Obr. 7.30. Velikost otvoru byla ověřována

pro případy plochy otvorů 0 až 50 % plochy stěny, viz Obr. 7.31. Otvor 0 % představuje plnou stěnu, bez otvoru, tedy výchozí tuhost pro učení redukčního součinitele $\chi_{v_d,red}$.

Otvor různých velikostí byl v případě stěn s poměrem stran 1:1 čtvercového tvaru situován ve středu stěny. V ostatních případech stěn obdélníkového tvaru byl otvor situován rovněž ve středu stěny se zachováním dvouosé symetrie geometrie v ploše, stejně jako tomu bylo za experimentu. Svislý rozměr otvoru H_{otvor} , viz Obr. 7.30, byl pro všechny stěny s poměry stran (1:1–2,5) a pro danou velikost otvoru vždy totožný. Dále, pro stěny obdélníkového tvaru, byl pro dosažení požadované plochy otvoru (5–50 %) vždy navyšován vodorovný rozměr L_{otvor} . Okrajové podmínky modelů, materiálové modely a nastavení výpočtového řešiče byly odvozeny z modelů, které sloužily k ověření výsledků experimentu.



Obr. 7.30 Popis rozměrů navržených stěn



Obr. 7.31 Modely s různými velikostmi otvorů – a) plná stěna, b) otvor 10 %, c) otvor 25 %, d) otvor 50 %

Analýza modelů byla provedena pro třídu betonu C30/37, která je běžná pro výrobu prefabrikátů, viz Tab. 7.5. Vyšetřování tuhostí a deformací konstrukce je prováděno dle ČSN EN 1992-1-1 [9], obor mezního stavu použitelnosti. Z tohoto důvodu plyne použití charakteristických hodnot materiálových parametrů pro nelineární výpočetní modely. Betonářská výztuž B500 pro modely byla rovněž uvažována v charakteristických hodnotách, viz Tab. 7.6.

Tab. 7.5 Charakteristické normové charakteristiky betonu třídy C30/37

Prvek	Tlak		Příčný tah	Modul pružnosti	Lomová energie
	krychle	trámec	krychle	trámec	výpočet
	$f_{c,cube}$ [MPa]	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]	G_f [MN/m]
VSO1 – 5	37,0	30,0	2,0	32,0	5×10^{-5} *

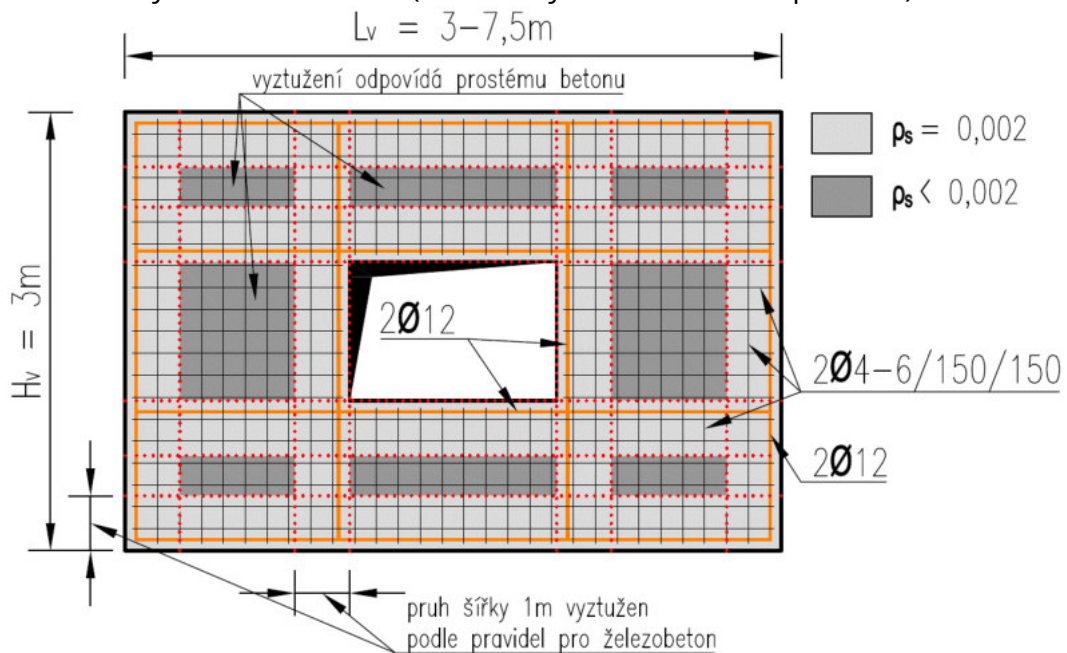
* Vypočtená hodnota dle [71]

Tab. 7.6 Charakteristické normové charakteristiky betonářských výztuží

Výztuž	Mez kluzu	Mez pevnosti	Mezní přetvoření	Modul pružnosti
	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_u [-]	E_s [GPa]
B500A (kari sítě)	500	525	0,025	200
B500B (vázané výztuže)	500	540	0,05	200

Jednotlivé varianty vyztužení navržených stěn jsou nazvány „VSOx“ (výplňová-stěna-otvor-označení typu vyztužení). Čísla 1 až 4 odpovídají číselnému označení jednotlivých variant vyztužení vzorků pro experimenty. Navíc je navržen vzorek VSO5, který je kombinací vyztužení vzorků VSO3 a 4. Přehled vyztužených modelů viz Tab. 7.7 a Obr. 7.33.

Vyztužení stěn bylo voleno tak, aby plocha výztuže splňovala minimální požadavky pro železobetonové stěny, které předepisuje již zmiňovaná norma [9], tedy stupeň vyztužení 0,002. Ke stanovení vyztužení byl zároveň uplatněn čl. 12.1 (4) normy [9]: „U prvků z prostého betonu se předem nevylučují ustanovení pro betonářskou výztuž potřebnou na splnění požadavků použitelnosti a/nebo trvanlivosti, ani vyztužení určitých částí prvků. Tuto výztuž lze uvažovat při ověření lokálních mezních stavů únosnosti a rovněž pro posouzení mezních stavů použitelnosti“. Touto úvahou je stěna vyztužena základní plošnou výztuží, která sama o sobě nepostačuje na splnění minimálního stupně vyztužení pro železobetonové stěny (uvažováno je tedy s prostým betonem). Dále pro „ověření lokálních mezních stavů únosnosti a použitelnosti“, tedy po obvodě stěny v případě stěn VSO2 a po obvodě včetně míst kolem otvoru pro VSO3, VSO4 a VSO5, je doplněna vázaná výztuž pro splnění požadavků minimálního stupně vyztužení. Plošná výztuž (kari sítě) analyzovaných modelů je $\phi 4$ a $\phi 6$ pro tloušťku stěny 200 mm, resp. 300 mm s oky 150 × 150 mm. Doplnující vázané výztuže jsou $\phi 12$, viz Obr. 7.32. Lemovací „U“ profily jsou zvoleny stejným průměrem jako kari sítě, tedy $\phi 4$ a $\phi 6$ pro tloušťku stěny 200 mm, resp. 300 mm. Za těchto předpokladů lze stěnu VSO1 posuzovat jako z prostého betonu a stěny VSO2 až VSO5 potom jako železobetonové. Vzhledem k rozměrům stěny byly všechny výztuže uvažovány ve dvou vrstvách (1 vrstva výztuže u každého povrchu).



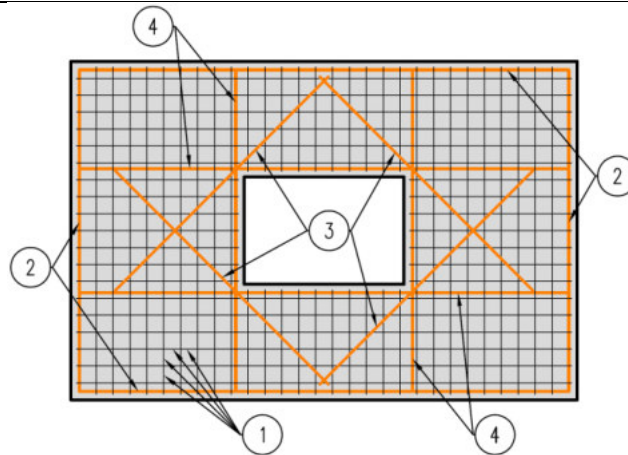
Obr. 7.32 Popis metodiky vyztužení

Popsaný postup návrhu vyztužení byl zvolen z důvodů úvahy, že výplně zatížené převážně tlakem byly a jsou navrhovány z prostého, či slabě vyztuženého betonu. Dává tedy smysl, že při dodatečném provedení otvoru nemusí být výplň připravena na přenášení vzniklých tahových namáhání, zejména v místech rohů dodatečně provedeného otvoru a v rozích po obvodě. Při uvažování předem připravené „spící výztuže“ anebo alternativně dodatečně vkládané výztuže lze tyto tahová namáhání efektivně přenést.

Tab. 7.7 Vyztužení jednotlivých variant vzorků pro parametrickou studii

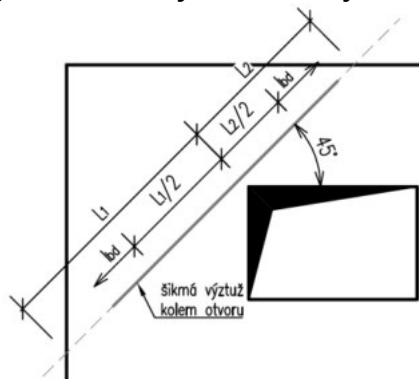
Vzorek	Plošná výztuž	Vnější obvodová lemující výztuž	Rohová šikmá výztuž u otvoru	Svislá a vodorovná výztuž u otvoru
VSO1	① $2\phi 4-6/150/150$	-	-	-
VSO2	① $2\phi 4-6/150/150$	② $2\phi 12$	-	-
VSO3	① $2\phi 4-6/150/150$	② $2\phi 12$	③ $2\phi 12$	-
VSO4	① $2\phi 4-6/150/150$	② $2\phi 12$	-	④ $2\phi 12$
VSO5	① $2\phi 4-6/150/150$	② $2\phi 12$	③ $2\phi 12$	④ $2\phi 12$

Pozn.: Plošná výztuž $\phi 4$ je pro stěny tl. 200 mm; $\phi 5$ pro tl. 250 mm; $\phi 6$ pro tl. 300 mm

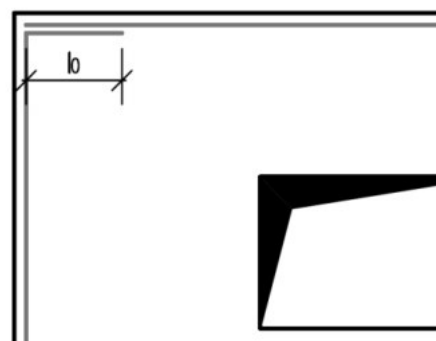


Obr. 7.33 Vyztužení jednotlivých variant stěn VSO

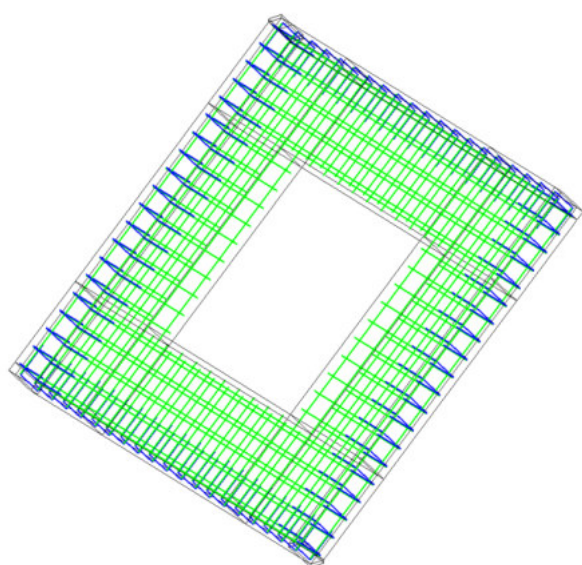
Popsané nedostatky zakotvení šikmých a obvodových výztuží, které byly popsány v kap.7.2, byly pro následující modely ošetřeny následujícím způsobem: šikmá výztuž kolem otvoru byla zakotvena od místa vyznačeného na Obr. 7.34 na kotevní délku l_{bd} . Stykování obvodové výztuže bylo provedeno na stykovací délku l_0 , viz Obr. 7.35. Výsledné vyztužení vybraných numerických modelů je vidět na Obr. 7.36a-d.



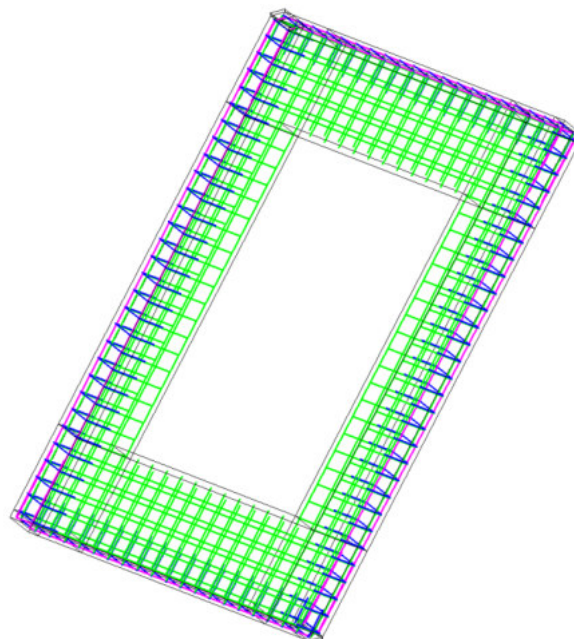
Obr. 7.34 Doporučení pro zakotvení šikmé výztuže



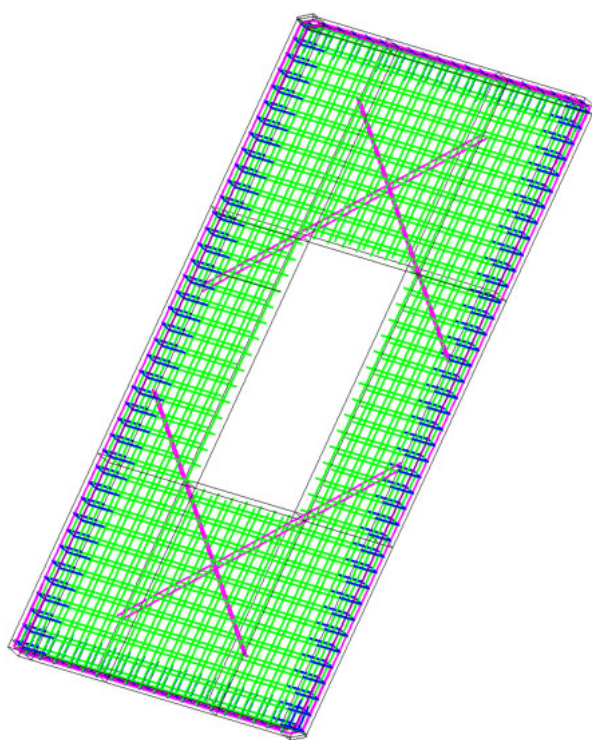
Obr. 7.35 Doporučení pro stykování obv. výztuže



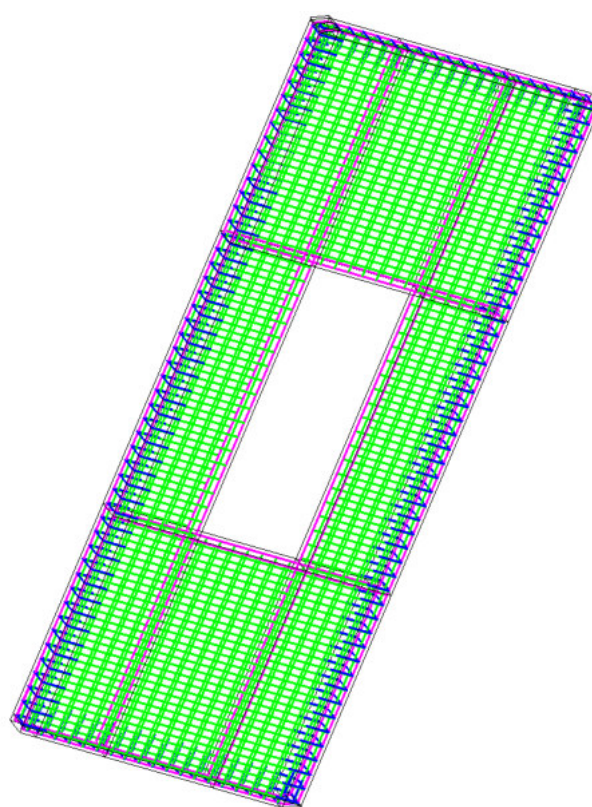
a) VSO1 - 1:1 tl.300, otvor 25 %



b) VSO2 - 1:1,5 tl.300, otvor 40 %



c) VSO3 - 1:2 tl.200, otvor 15 %



d) VSO4 - 1:2,5 tl.300, otvor 15 %

Obr. 7.36 Vyztužení některých numerických modelů

7.3.2 Ilustrativní příklady chování ztužujících výplňových stěn s otvorem

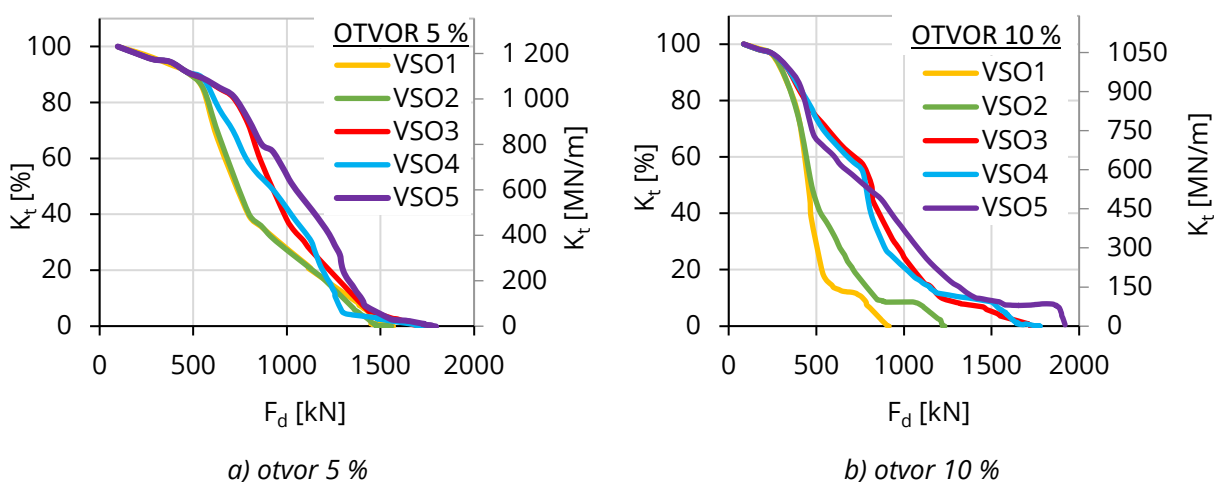
7.3.2.1 Vliv velikosti otvoru a vyztužení na tuhost

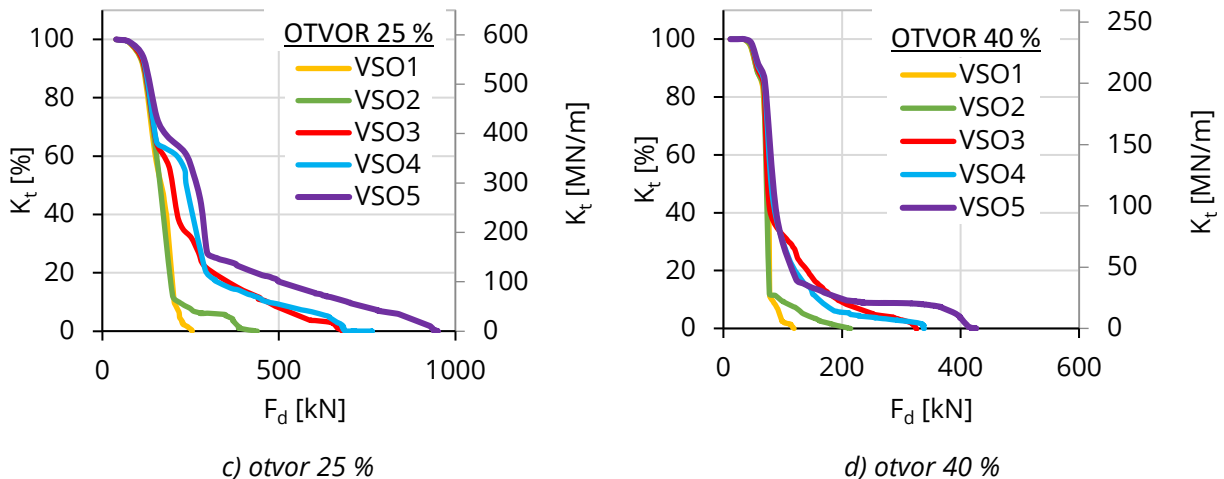
V mezním stavu použitelnosti, kam mj. spadá disciplína vyšetřování deformací konstrukce, je uvažováno s charakteristickými (provozními) hodnotami zatížení a počítá se s průřezy bez trhlin nebo s trhlínami, v závislosti na typu konstrukčního prvku a přesné míře zatížení. V oblastech, kde tahové napětí nepřekročí tahovou pevnost betonu, jsou tuhosti počítány na plném, neporušeném průřezu trhlínami. Tomuto v dalším textu odpovídá označení tuhosti K_t ($F/F_R = 0$). Jedná se o tuhost tzv. „počáteční“, kdy je stěna nezatížena nebo zatížena malým počátečním zatížením. Tato tuhost je pro všechny typy rozdílně vyztužených stěn s otvory téměř totožná ($K_t = 100\%$). Jediný rozdíl je však v příspěvku výztuže k celkové tuhosti stěny, ten je však v této oblasti zatížení, bez vzniku trhlin, zanedbatelný.

Se vzrůstajícím zatížením vznikají postupně ve výplni s otvorem trhliny. Jejich četnost a velikost se se zatížením rovněž zvyšuje. Tuhost stěny tedy klesá až do nulové hodnoty v okamžiku, kdy stěna dosáhne svého mezního stavu únosnosti. Na tuhosti se od momentu vzniku trhlin podílí výztuž, která přebírá tahové namáhání z betonu, který je porušen tahem. Tato interakce se dá přirovnat metodě: „ideální průřez porušený trhlínou“, kterou používá např. ČSN EN 1992-1-1, kap. 7.4.3 [9].

Vývoj tuhosti konstrukce v průběhu jejího zatěžování a postupného změkčování vlivem rozvoje trhlin je vyobrazen na grafech (Obr. 7.37a-d). Každý z grafů znázorňuje vývoj tuhosti pro stěnu rozměrů $3000 \times 3000 \times 300$ mm s jednou velikostí otvoru. Pro porovnání je v každém grafu znázorněn průběh pro všech 5 typů navržených stěn. Aby bylo možné podrobně sledovat vývoj tuhosti stěny, byla vypočtena tečnová tuhost K_t podle (7.2). Takto je znázorněn vývoj tuhosti studované stěny a zároveň tuhost ekvivalentní diagonální vzpěry. Prezentované výsledky vybraných stěn byly získány analýzou modelů s charakteristickými hodnotami materiálových parametrů pro beton i betonářskou výztuž.

Vývoj tuhosti v průběhu zvyšování síly a změkčování konstrukce je pro stěny VSO3 a VSO4 téměř totožný pro jednotlivé případy velikosti otvoru. Po vzniku prvních trhlin je zřejmý vyšší pokles tuhosti pro stěny VSO1 a VSO2 (méně vyztužené) oproti VSO3, VSO4 a VSO5 (více vyztužené). Stěna VSO5 vykazuje ve většině případů vyšší průběhy tuhostí oproti ostatním vzorkům.





Obr. 7.37 Vývoj tuhosti stěn v závislosti na přírůstku síly pro stěnu $3 \times 3 \times 0,3$ m s různými velikostmi otvorů

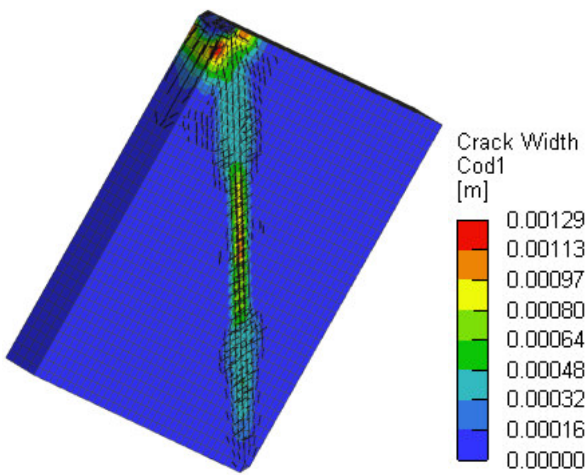
Pro velikost otvoru 5 %, se stěny VSO1 a VSO2 chovají téměř identicky. Pokles tuhosti v tomto případě je 25 % oproti více vyztuženým VSO3, VSO4, viz Obr. 7.37a. Snížení tuhosti v případě velikosti otvoru 10 % je pro VSO2 o 30 % a pro VSO1 o 40 % oproti VSO3, VSO4, viz Obr. 7.37b. Při velikosti otvoru 25 % se tyto rozdíly zmenšují (pokles tuhosti je pro VSO2 o 15 % a pro VSO1 o 30 % oproti VSO3(4)), viz Obr. 7.37c. V případě velmi velkých otvorů (40 % plochy stěny) je pokles tuhosti pro VSO2 o 10 % a pro VSO1 o 15 % oproti VSO3 a VSO4, viz Obr. 7.37d. Ve většině případů dosahovaly vzorky VSO5 o cca 5 % vyšších tuhostí než VSO3 a VSO4. Rozdíly jsou odečteny v úrovni zatížení největšího rozdílu tuhostí.

7.3.2.2 Vliv velikosti otvoru a vyztužení na únosnost

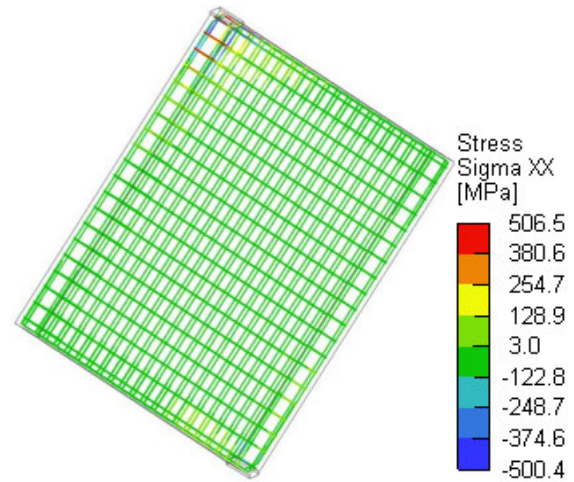
Úroveň zatížení, která je dána poměrem (F/F_R), je zjistitelná pouze při znalosti samotné výplně. Primární disciplínou této disertační práce je zjištění tuhostí pro odvození ekvivalentních diagonálních vzpěr. Pro zachování kompatibility mezi tuhostí a únosností, je i únosnost analyzována pro charakteristické hodnoty.

Při analýze stěn bez otvoru bylo dosaženo následujícího mechanismu porušení (Obr. 7.38 a Obr. 7.39), který je popsán na Obr. 2.36, tedy k vytvoření diagonální vzpěry přenášející zatížení a propojující zatížené konce stěny. K porušení dále došlo vlivem soustředěného namáhání a současným drcením betonu, tedy k porušení, které je např. popsáno v [9] kap. 6.7 „Místně zatížené plochy“.

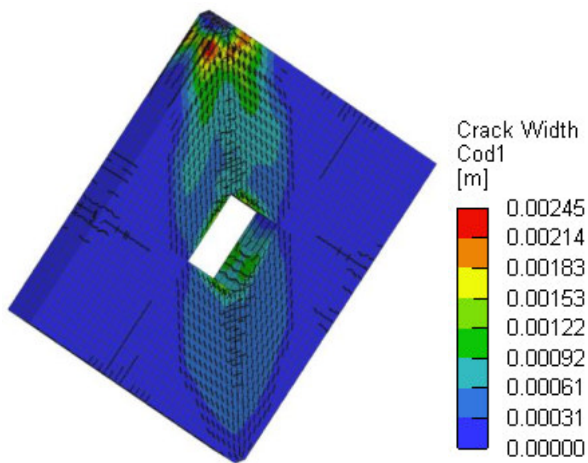
Se vzrůstající velikostí otvoru však výplň přechází do jiného mechanismu porušení. V případě otvoru 5 % (Obr. 7.40 a Obr. 7.41) je to kombinace soustředěného namáhání betonu pod zatíženým rohem stěny a porušení v místech tahových namáhání v rozích otvoru (viz také Obr. 7.13), kde namáhání přebírá výztuž. V případě větších otvorů (okenních či dveřních, Obr. 7.42 a Obr. 7.43) stěna přejde do módu, kdy porušení nastane v místech tahových namáhání v rozích otvoru, nebo v rozích po obvodě. Je zřejmé, že přechod mezi těmito dvěma módy porušení závisí na velikosti plochy, přes kterou je vnášeno zatížení. Její velikost je důležitá z hlediska toho, jakou roli bude mít porušení drcením betonu, v případě výplní s menšími otvory, na celkovou únosnost. V případě výplní lze tento jev popsat již zavedeným výpočetním postupem, a to sice bezrozměrným parametrem relativní tuhosti λH_v , viz kap. 2.3.1.



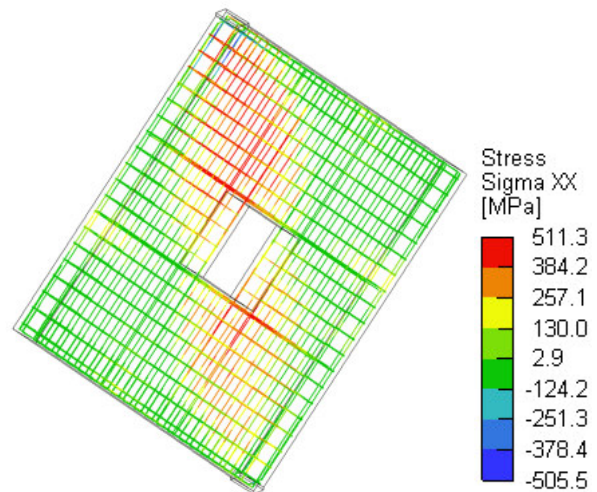
Obr. 7.38 Mechanismus porušení (stěna 3×3×0,3, bez otvoru)



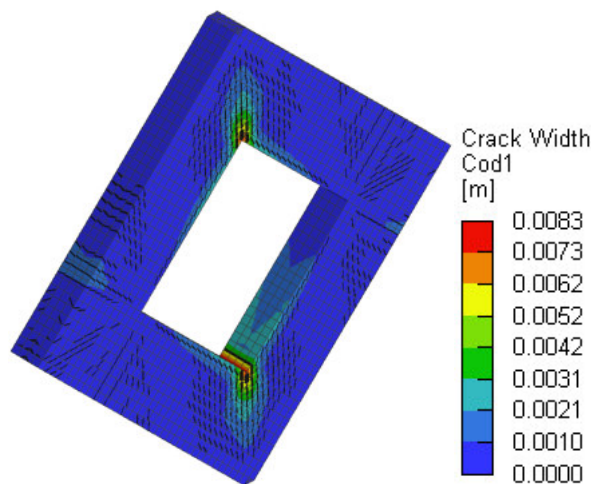
Obr. 7.39 Napětí ve výztuži (stěna 3×3×0,3, bez otvoru)



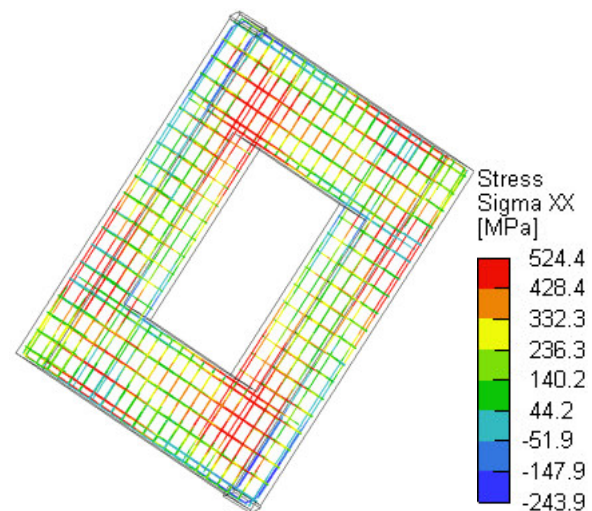
Obr. 7.40 Mechanismus porušení (stěna 3×3×0,3, otvor 5 %)



Obr. 7.41 Napětí ve výztuži (stěna 3×3×0,3, otvor 5 %)



Obr. 7.42 Mechanismus porušení (stěna 3×3×0,3, otvor 25 %)

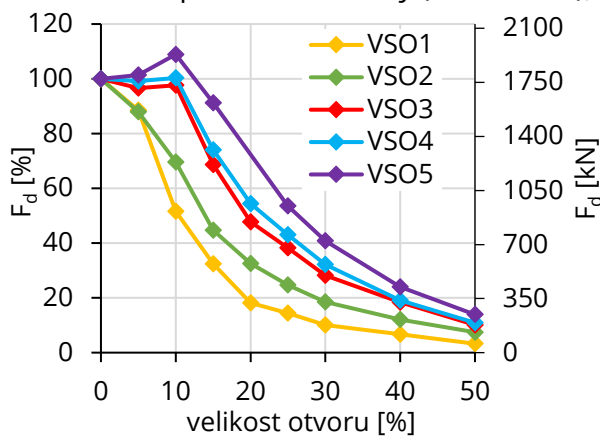


Obr. 7.43 Napětí ve výztuži (stěna 3×3×0,3, otvor 25 %)

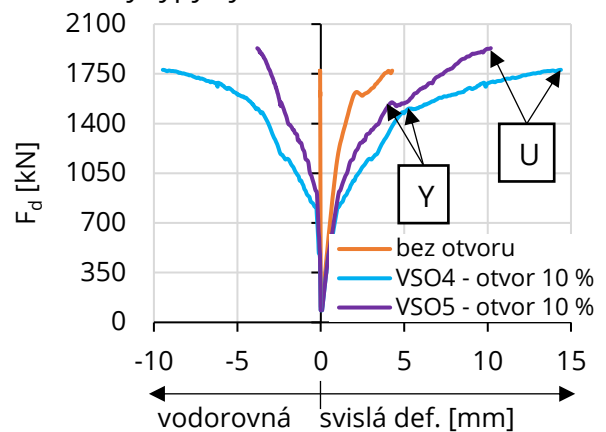
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Rozdíly v únosnosti v závislosti na velikosti otvoru a typu vyztužení stěny jsou ukázány na Obr. 7.44. Otvor velikosti 0 % a síla $F = 100\%$ znázorňují stěnu bez otvoru, zde má rozdílné vyztužení zanedbatelný vliv. Únosnost stěn VSO3 a VSO4 s otvory do velikosti 10 % se držely přibližně na hodnotě únosnosti stěny bez otvoru. V případě stěny VSO5 se dokonce únosnost o cca 10 % zvýšila. Tento jev u menších otvorů je dán prvotním tahovým namáháním v místech kolem otvoru, kde tahová výztuž prvně dosáhne meze kluzu, lokálně i meze pevnosti. Tato mez je na Obr. 7.45 nazvána bodem „Y“ (yield), viz Obr. 7.46. Následující postkritický průběh po překonání meze kluzu výztuže kolem otvoru dále závisí na soustředěném namáhání betonu v oblastí vnášení síly a na výztuži, která se nachází na ekvivalentní diagonále. Po vyčerpání kapacity únosnosti těchto oblastí se stěna poruší, tj. bod „U“ (ultimate), viz Obr. 7.47. Z Obr. 7.45 je zřejmé, že uvedené stěny s otvorem disponují větší schopností se přetvářet jak ve svislém, tak i vodorovném směru oproti stěně bez otvoru. Únosnost je tedy závislá rovněž i na duktilitě stěny.

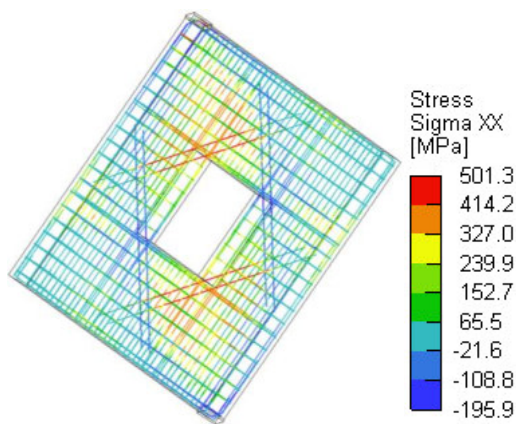
U stěn VSO1 a VSO2 s otvorem 5 % je únosnost kolem 90 % původní hodnoty stěny bez otvoru. Při zvětšení otvoru na 10 % se únosnost razantně sníží (70 % únosnosti pro VSO2 a 50 % pro VSO1). Únosnost stěn VSO3 a VSO4 s velikostí otvoru 20 % má za následek snížení únosnosti na cca 50 % hodnoty únosnosti stěny bez otvoru. Pro stěnu VSO2 je to 30 %, pro VSO1 pak 20 %. Při této velikosti otvoru lze pozorovat největší rozdíly mezi únosnostmi popisovaných vzorků. Analyzované stěny s největšími otvory (40-50 %) dosáhly únosnosti kolem 5-20 % původní hodnoty (bez otvoru), pro všechny typy vyztužení.



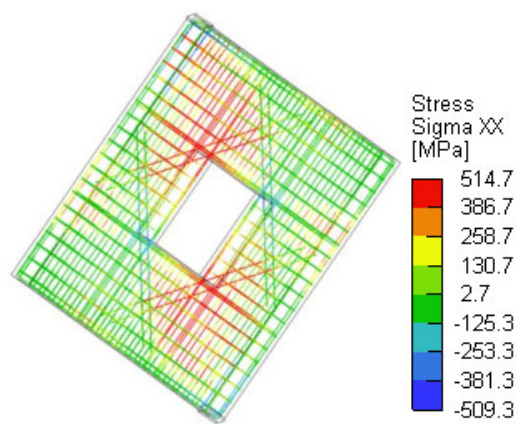
Obr. 7.44 Vliv velikosti otvoru na únosnost – stěna 3×3×0,3 m



Obr. 7.45 Průběhy zatěžovací křivky pro stěnu bez otvoru, SV4 a SV5 s otvorem 10 %



Obr. 7.46 Stěna VSO5, otvor 10 %, bod „Y“



Obr. 7.47 Stěna VSO5, otvor 10 %, bod „U“

Z výše popsaných výsledků je zřejmé, že rozdílné typy vyztužení mají nezanedbatelný vliv na únosnost ztužujících výplňových stěn už při menších velikostech otvorů stěny (5-10 %). Při větších plochách otvorů (15-25 %) jsou tyto rozdíly mezi jednotlivými vzorky největší. Při největších studovaných otvorech (50 %) jsou rozdíly v únosnostech mezi jednotlivými stěnami zanedbatelné. Dá se očekávat, že při větších velikostech otvoru již bude únosnost výplně zanedbatelná.

7.3.3 Odvození nových výpočetních vztahů

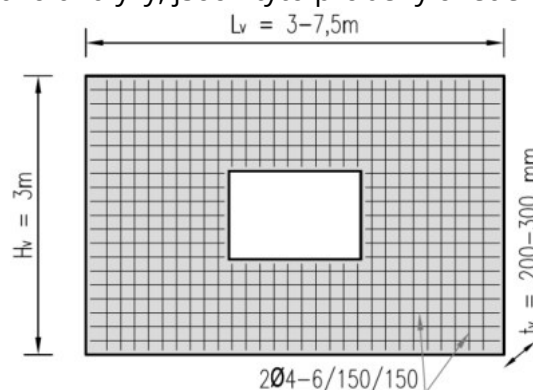
7.3.3.1 Ekvivalentní diagonální vzpěra

Odvození šířky ekvivalentní diagonální vzpěry bude v následujících grafech popsáno součinitelem $\chi_{v_d,red}$, tedy na stejném principu, jako to bylo popsáno v kap. 2.3.1.2.1. Tečnové tuhosti byly odvozeny pro navržené vzorky s poměrem stran 1:1 až 1:2,5 s tloušťkami 200 mm až 300 mm, pro varianty otvorů 5 % - 50 %. Z těchto tuhosti byl odvozen součinitel $\chi_{v_d,red}$, který lze použít pro výpočet redukované šířky vzpěry $v_{d,red}$. Závislosti byly odvozeny pro poměr působící síly k únosnosti výplně $F/F_R = 0$ až 0,75 tak, aby bylo pokryto téměř celé spektrum zatížení, které může výplň přenášet. Při vyšším poměru zatížení k únosnosti (tj. 75 % a víc) se tuhosti blíží nule a nemá smysl je nadále odvozovat. Pro popsání redukčního součinitele všech navržených variant vyztužení byl odvozen jednotný výpočetní vztah exponenciálního tvaru, viz (7.3). Ten věrohodně popisuje postupný úbytek redukčního součinitele především ve vyšších poměrech F/F_R . V následujících grafech jsou odvozeny konstanty k_{vd1} a k_{vd2} pomocí metody nejmenších čtverců, díky kterým je rozlišen výsledný průběh součinitele $\chi_{v_d,red}$ pro jednotlivé typy analyzovaných, různě vyztužených stěn (VSO1 až VSO5).

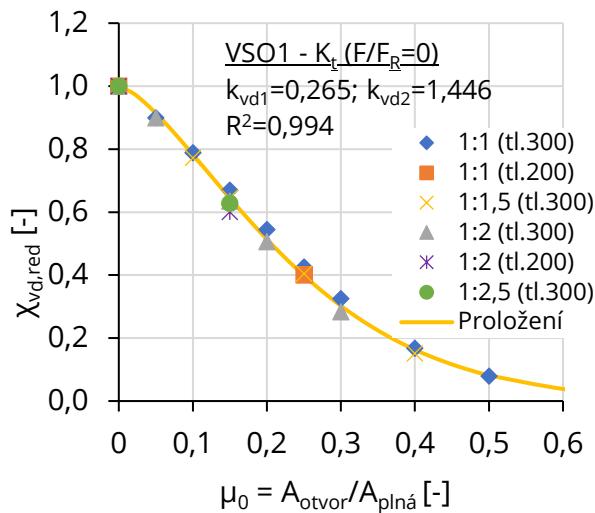
$$\chi_{v_d,red} = e^{-\left(\frac{\mu_0}{k_{vd1}}\right)^{k_{vd2}}}; \text{ pro } 0 < \mu_0 \leq 0,5 \quad (7.3)$$

Kde e je Eulerovo číslo, k_{vd1} , k_{vd2} jsou konstanty odvozené pomocí metody nejmenších čtverců a μ_0 je součinitel velikosti otvoru.

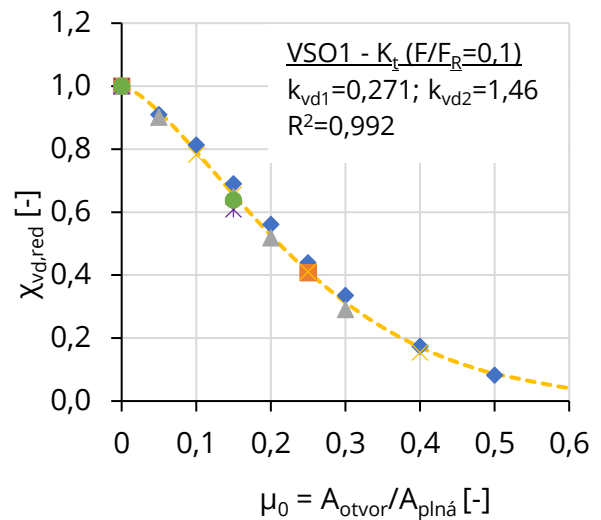
Redukční součinitele tuhosti pro vzorek VSO1, viz Obr. 7.48, který představuje variantu prostého, popř. slabě vyztuženého betonu, jsou uvedeny na Obr. 7.49. Tuhosti do poměru $F/F_R = 0,25$ jsou v zásadě totožné, v některých případech je tomu tak i pro poměr $F/F_R = 0,5$. To je dáno tím, že počáteční, lineárně pružné chování stěny VSO1 pokrývá většinu celého průběhu zatěžovací křivky. Výsledky tuhostí pro poměr $F/F_R = 0,5$ a 0,75 mají mezi sebou velmi velký rozptyl a nelze v nich najít dostatečně přesnou závislost. Avšak z hlediska úplnosti prezentace výsledků analýzy, jsou i tyto průběhy uvedeny.



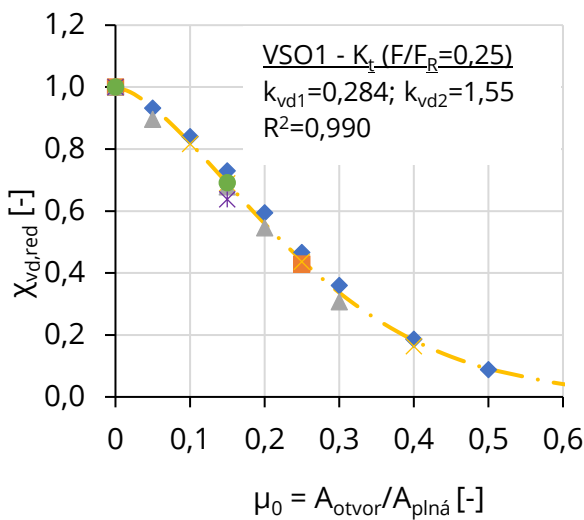
Obr. 7.48 Vyztužení vzorku VSO1



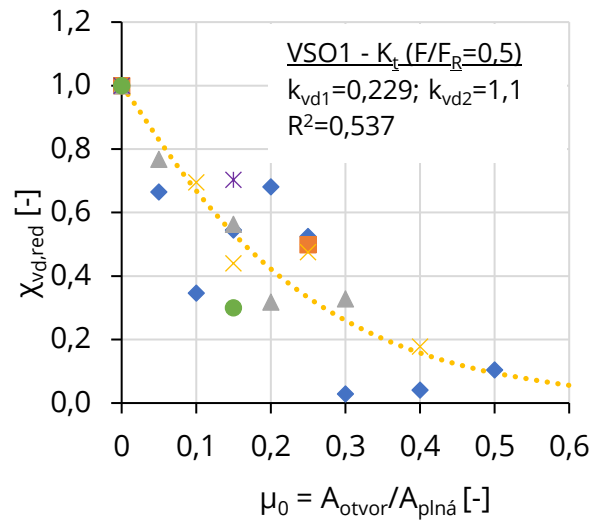
a) Pro poměr $F/F_R = 0$ (počáteční)



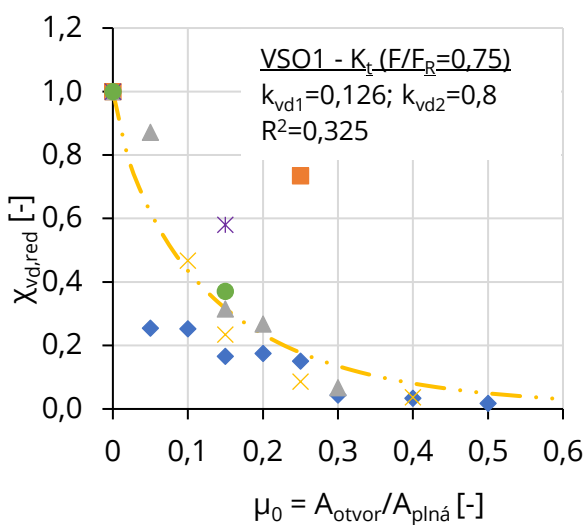
b) Pro poměr $F/F_R = 0,1$



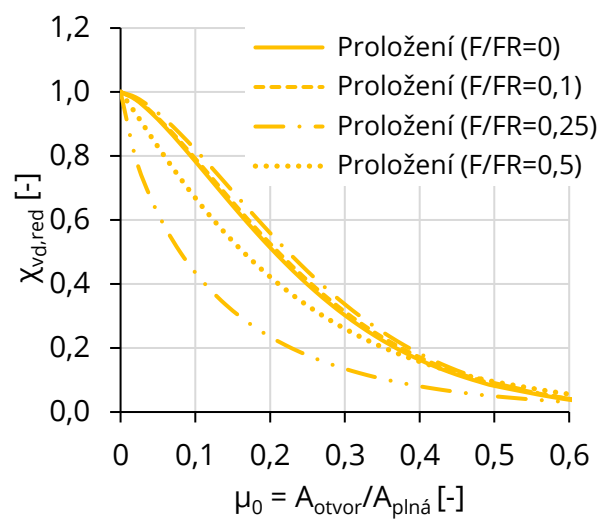
c) Pro poměr $F/F_R = 0,25$



d) Pro poměr $F/F_R = 0,5$

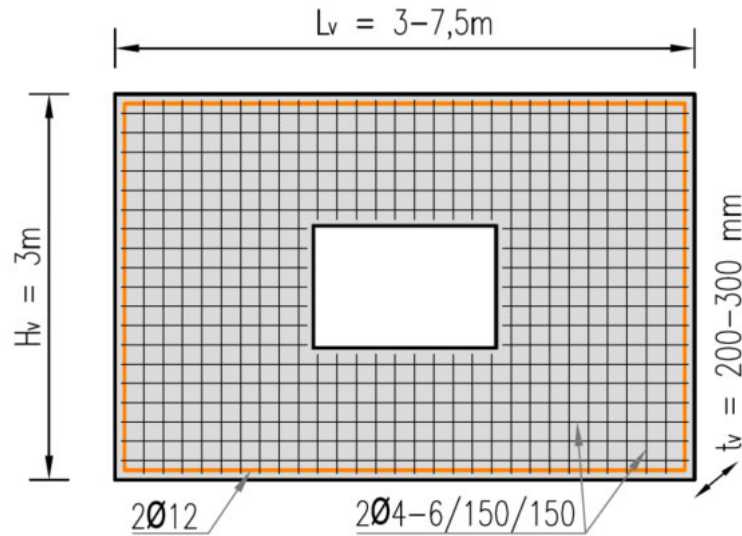


e) Pro poměr $F/F_R = 0,75$

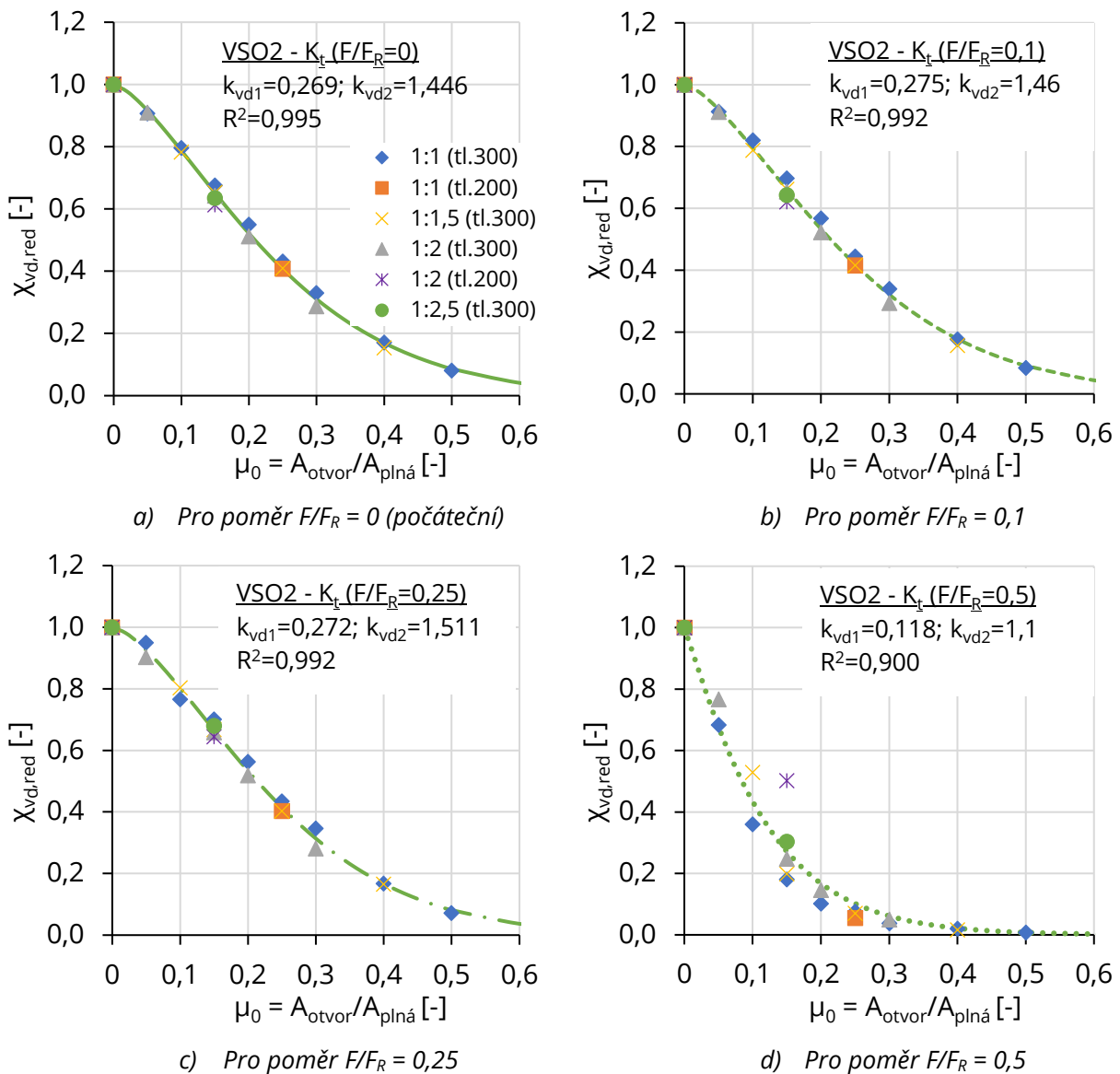


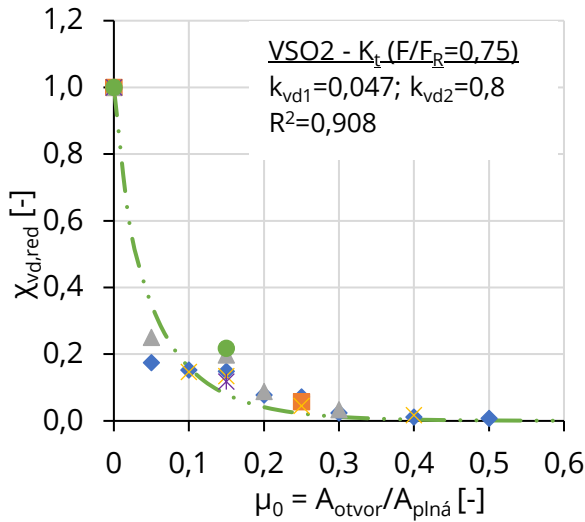
f) Srovnání odvozených vztahů

Obr. 7.49 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO1

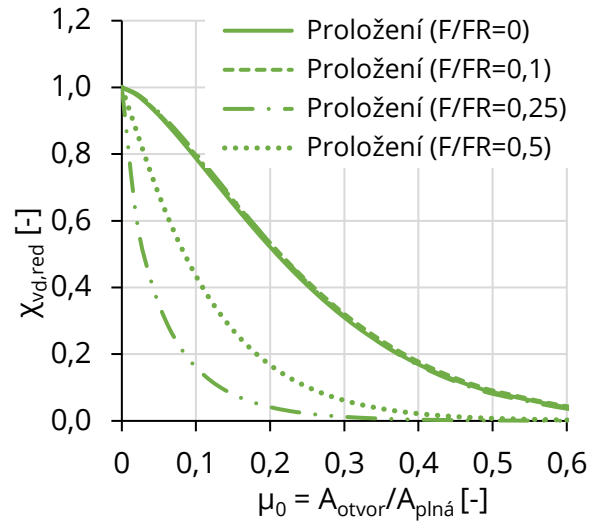


Obr. 7.50 Vyztužení vzorku VSO2



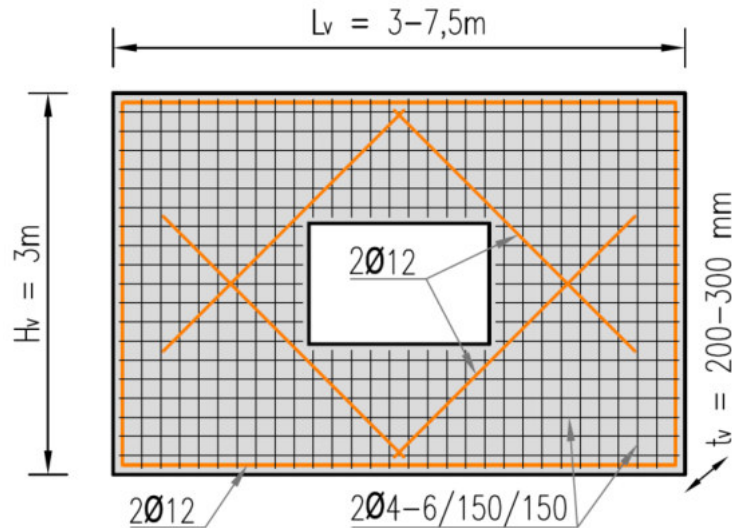


e) Pro poměr $F/F_R = 0,75$

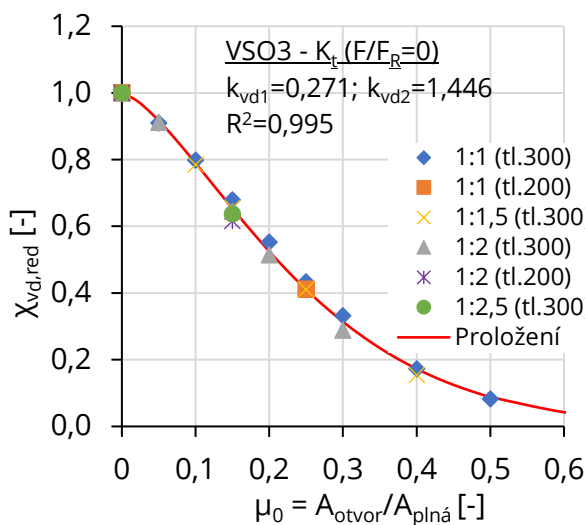


f) Srovnání odvozených vztahů

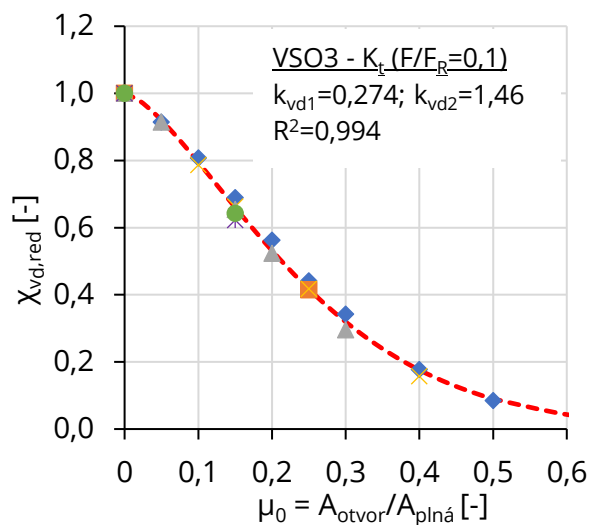
Obr. 7.51 Průběhy součinitele $\chi_{v_d,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO2



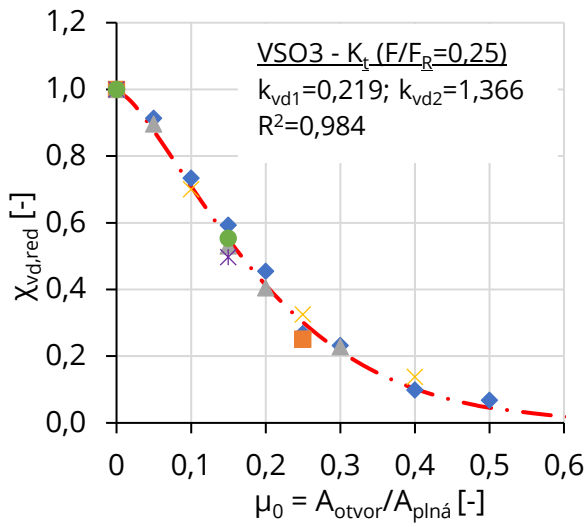
Obr. 7.52 Vyztužení vzorku VSO3



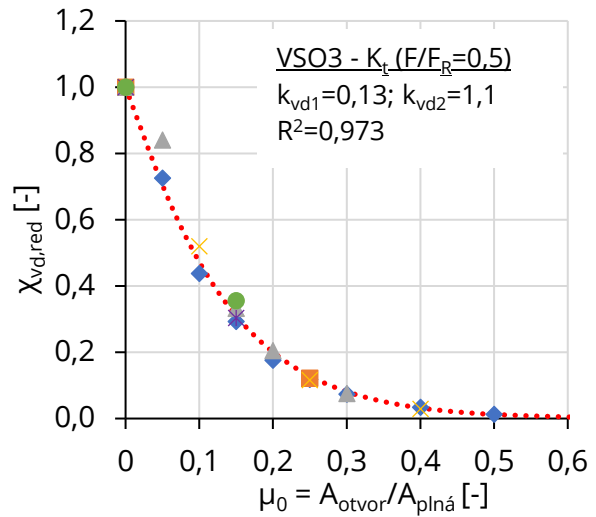
a) Pro poměr $F/F_R = 0$ (počáteční)



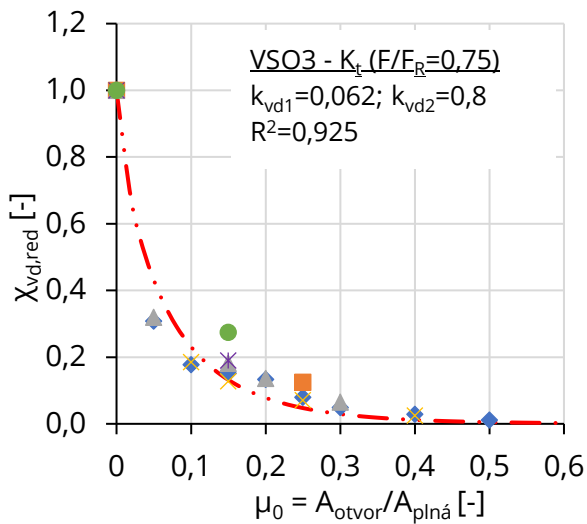
b) Pro poměr $F/F_R = 0,1$



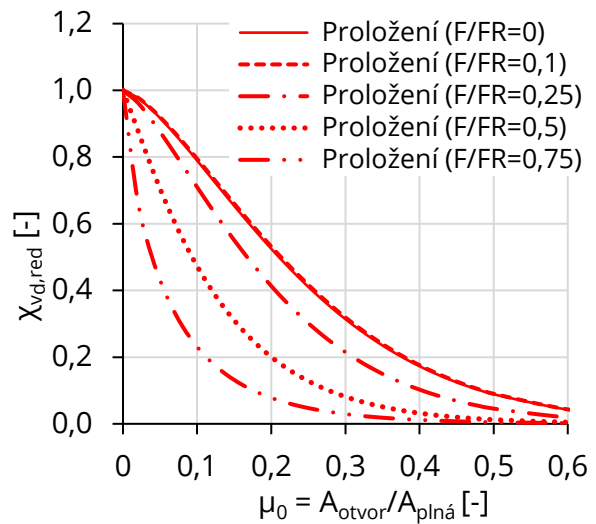
c) Pro poměr $F/F_R = 0,25$



d) Pro poměr $F/F_R = 0,5$

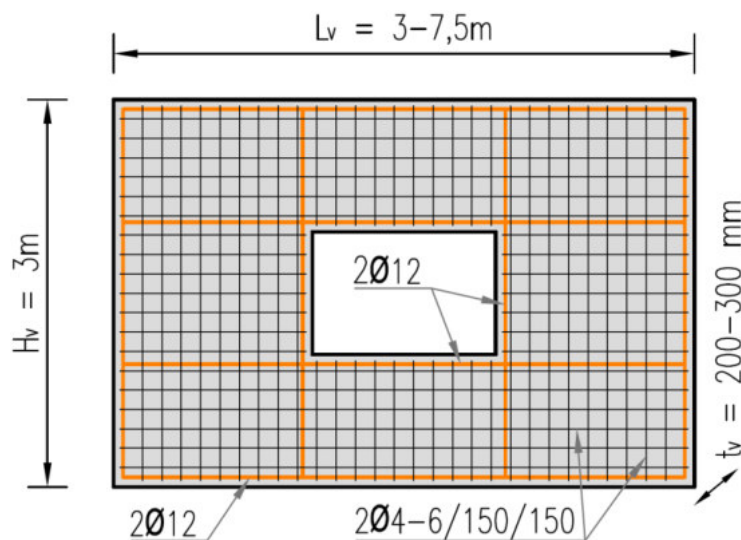


e) Pro poměr $F/F_R = 0,75$

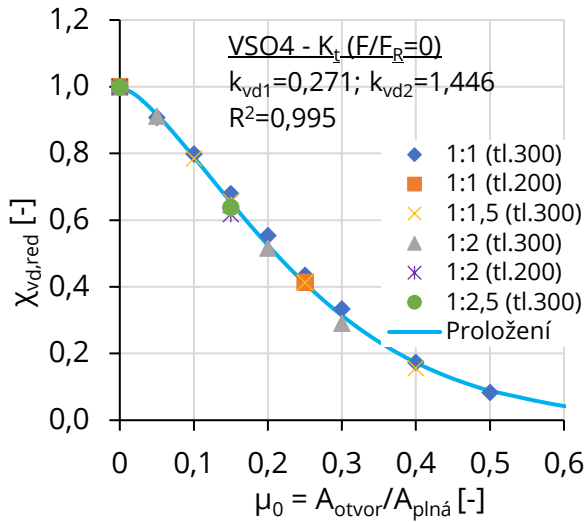


f) Srovnání odvozených vztahů

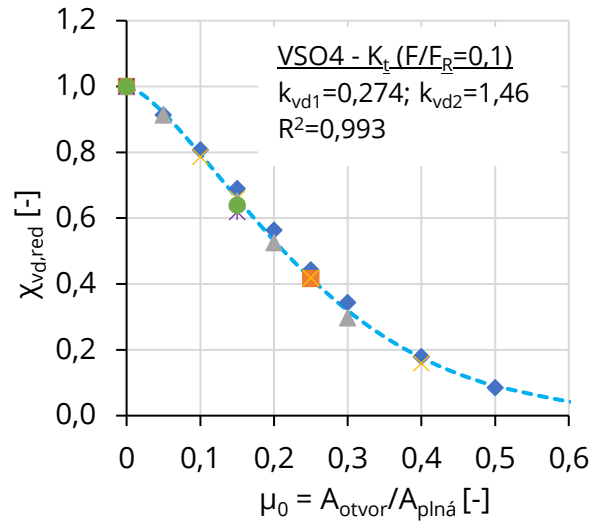
Obr. 7.53 Průběhy součinitele $\chi_{v,d,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO3



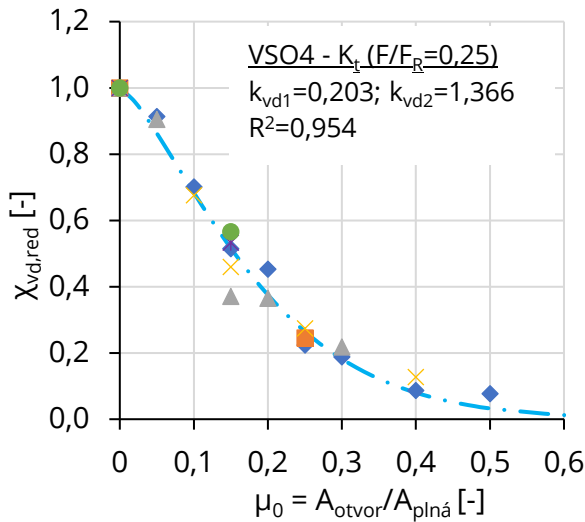
Obr. 7.54 Vyztužení vzorku VSO4



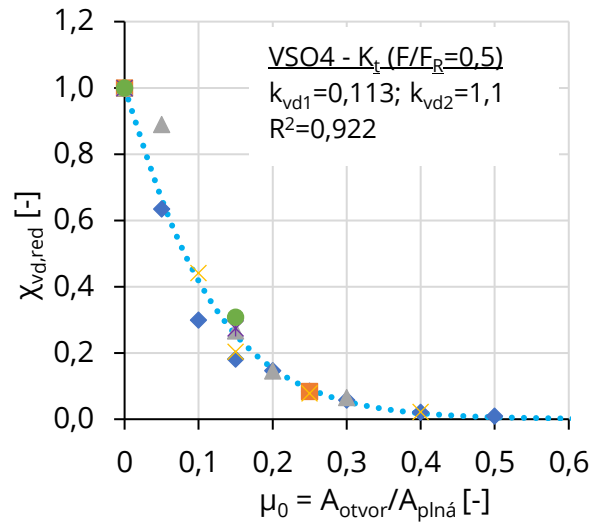
a) Pro poměr $F/F_R = 0$ (počáteční)



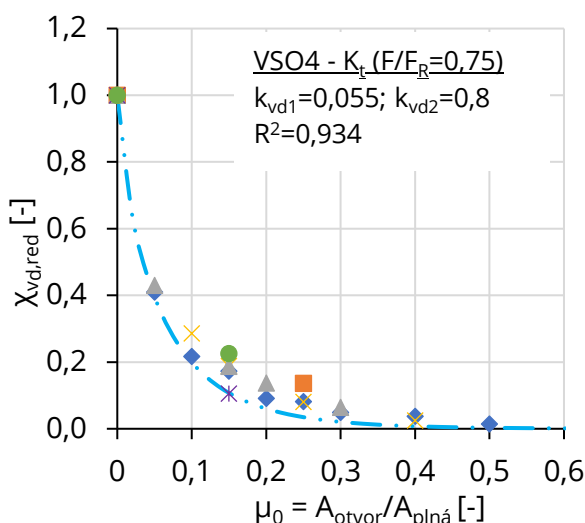
b) Pro poměr $F/F_R = 0,1$



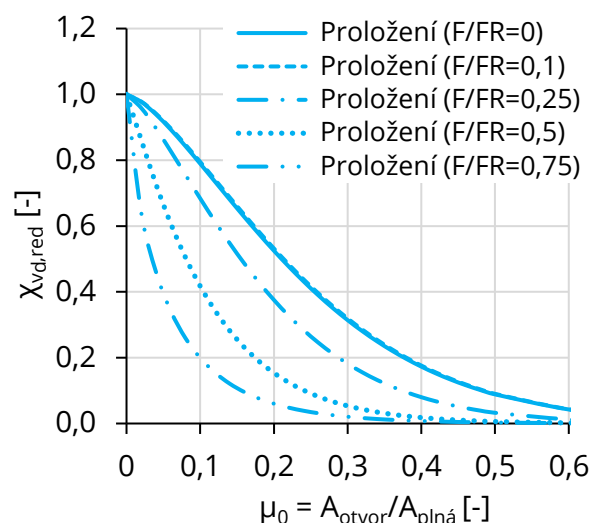
c) Pro poměr $F/F_R = 0,25$



d) Pro poměr $F/F_R = 0,5$

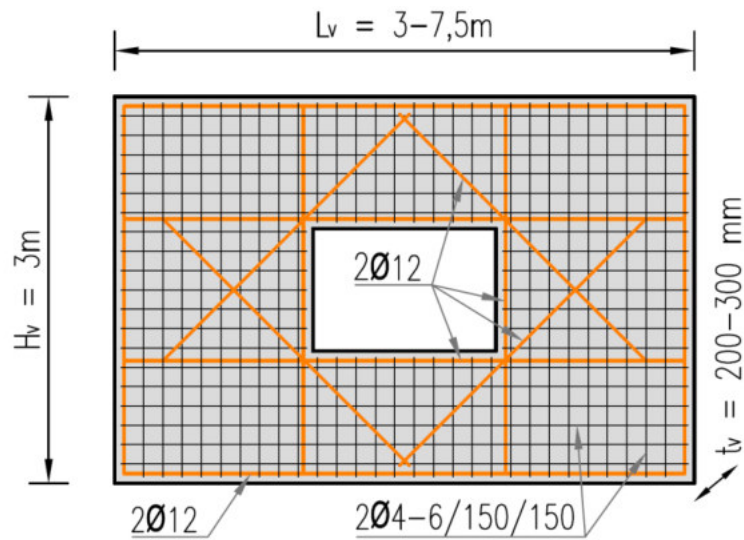


e) Pro poměr $F/F_R = 0,75$

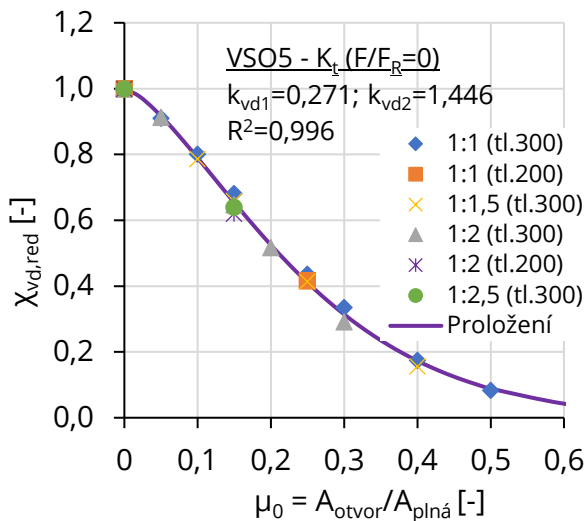


f) Srovnání odvozených vztahů

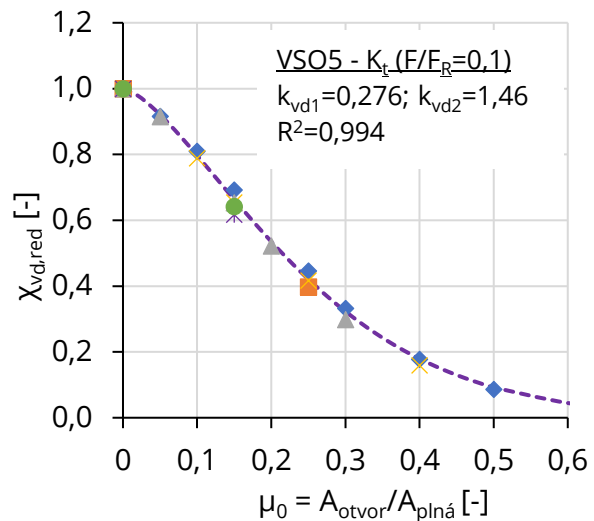
Obr. 7.55 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO4



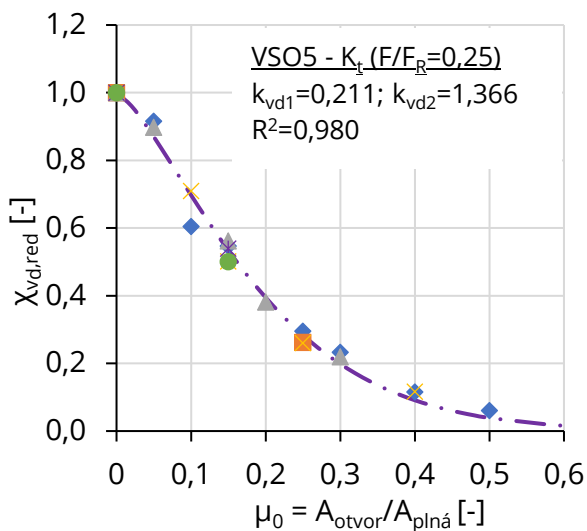
Obr. 7.56 Vyztužení vzorku VSO5



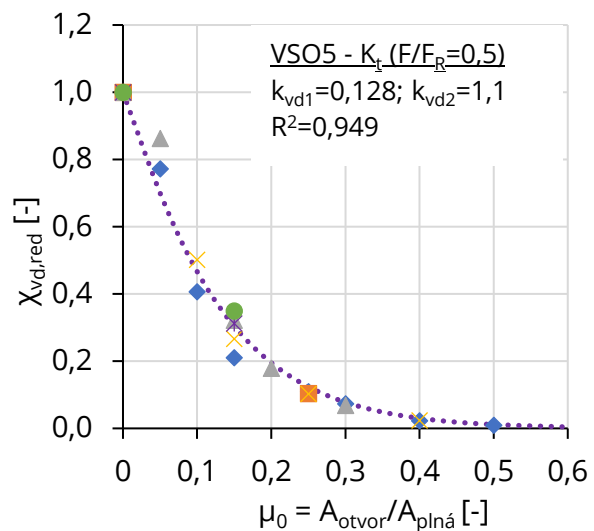
a) Pro poměr $F/F_R = 0$ (počáteční)



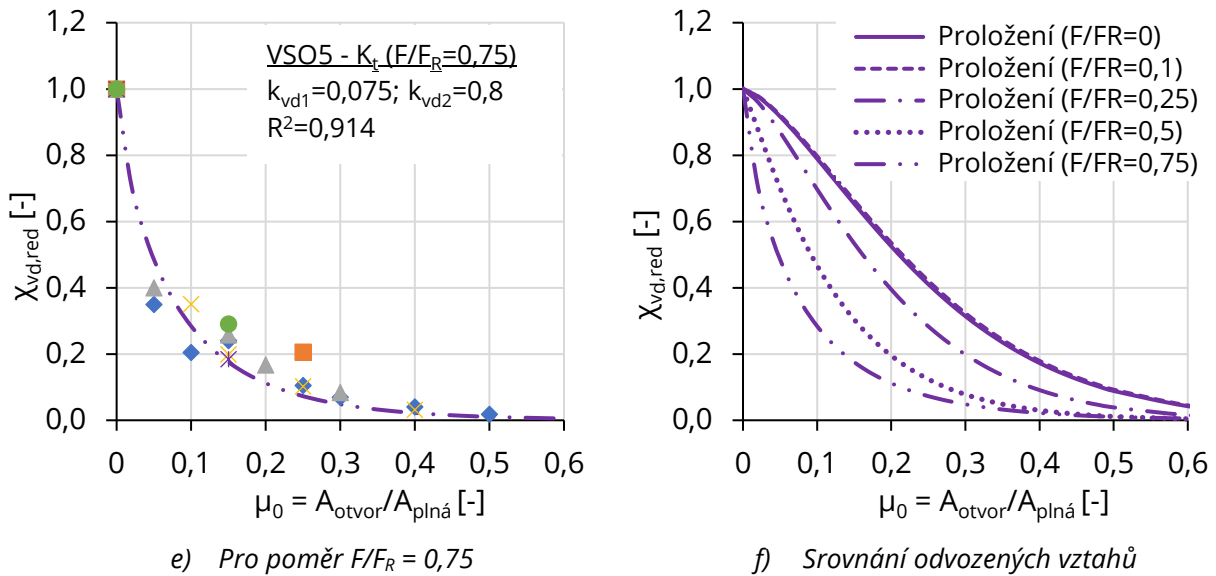
b) Pro poměr $F/F_R = 0,1$



c) Pro poměr $F/F_R = 0,25$



d) Pro poměr $F/F_R = 0,5$

Obr. 7.57 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO5

Je zřejmé, že počáteční tuhosti ($F/F_R = 0$) jsou pro všechny analyzované vzorky téměř totožné, a tudíž mohou být tyto průběhy popsány společným vztahem, viz Obr. 7.49a až Obr. 7.57a. Stejně tomu tak je i pro poměr $F/F_R = 0,1$, viz Obr. 7.49b až Obr. 7.57b, který je téměř totožný s počátečními tuhostmi. Vztah pro VSO2 (Obr. 7.50) a $F/F_R = 0,25$ vykazuje velmi podobný průběh jako tomu je u počátečních tuhostí všech vzorků, lze jej tedy rovněž popsat stejným výpočetním vztahem. Možno si povšimnout, že vypočítaná tuhost pro stěnu VSO2 a poměr $F/F_R = 0,25$ (Obr. 7.51c) bude vycházet vyšší než pro případy stejného poměru $F/F_R = 0,25$ pro stěny VSO3 (Obr. 7.53c), VSO4 (Obr. 7.55c) a VSO5 (Obr. 7.57c). V tomto případě to není chyba, protože je nutno si uvědomit, že $F/F_R = 0,25$ (spolu i s dalšími poměry), je závislý na únosnosti dané analyzované stěny. Odečtené tuhosti budou i přes tuto zdánlivou „chybu“ vždy vyšší pro stěny VSO3, VSO4 a VSO5 než pro stěnu VSO2.

Stěny VSO3 a VSO4 vykazují velmi podobné průběhy s tím, že VSO3 vykazuje vyšší tuhosti, navzdory tomu, že VSO4 je únosnější. To je dáno šikmou výztuží, která je evidentně efektivnější pro přenos tahových napětí vznikajících v rozích otvoru. Nedostatky obou vzorků VSO3 a VSO4 jsou eliminovány stěnou VSO5, která je kombinací těchto dvou.

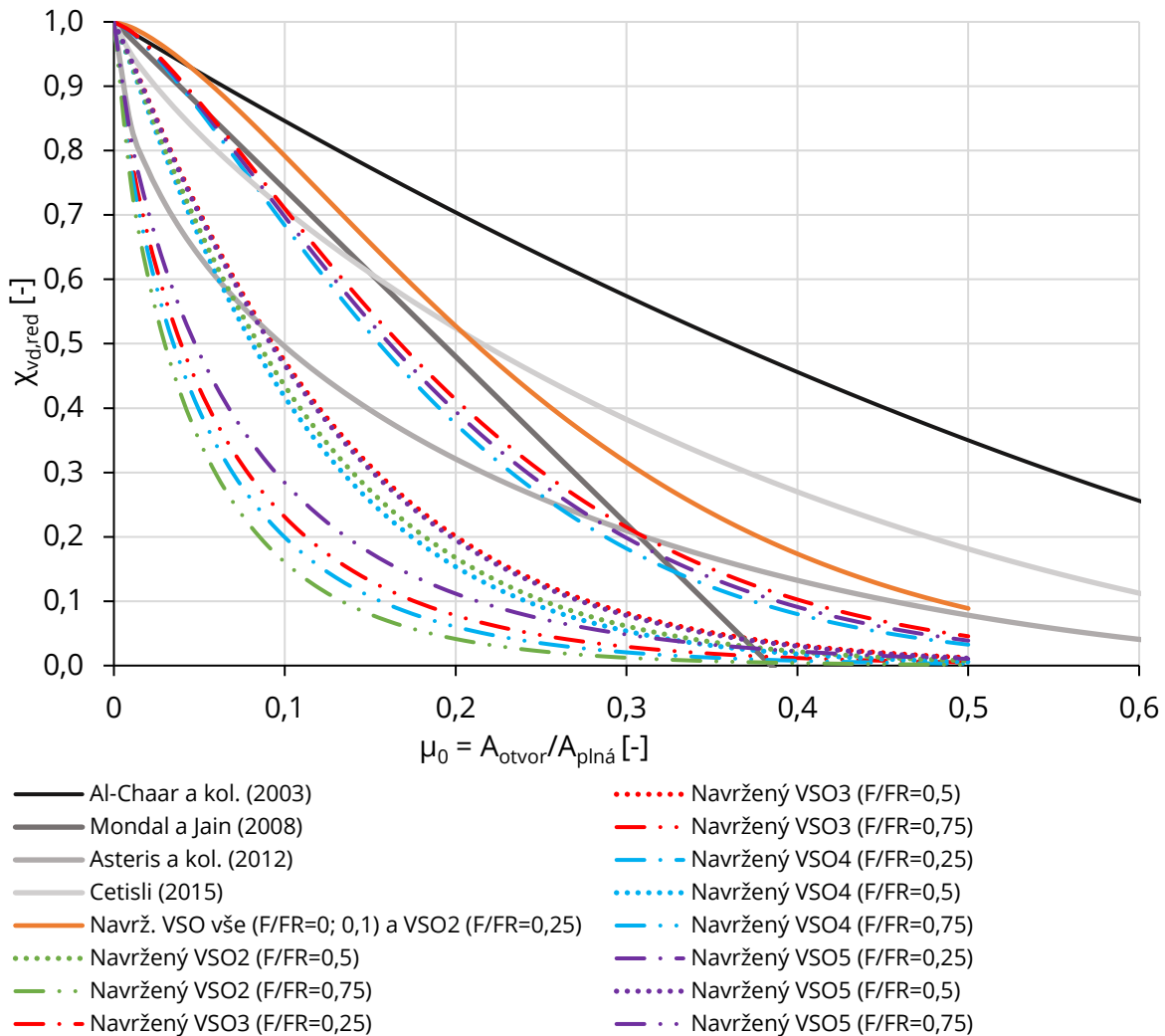
Tuhosti stěn VSO1 pro poměry $F/F_R = 0,25$ a vyšší byly z odvození vyloučeny, kvůli velmi velkému rozptylu jednotlivých dílčích dat, viz Obr. 7.49c, d, e. Prvky z prostého betonu mají omezenou duktilitu, proto by neměla být použita lineárně pružnostní analýza s redistribucí nebo plasticitní analýza, viz ČSN EN 1992-1-1, kap 12.5 [9]. Z tohoto důvodu jsou výsledky pro tyto vzorky (VSO1) omezeny pouze na lineárně pružný průběh.

Chování všech variant prezentovaných vzorků vzhledem k jejich tuhosti lze vyjádřit společnou rovnicí, která nabývá exponenciálního tvaru, viz (7.3). Rozlišení mezi jednotlivými variantami vzorků a jejich poměru F/F_R lze popsat variací konstant k_{vd1} a k_{vd2} . Konečné, sjednocené hodnoty těchto konstant jsou uvedeny v Tab. 7.8. Takto lze stanovit redukční součinitel pro ekvivalentní šířku vzpěry výplně s otvorem a její úroveň zatížení (F/F_R).

Tuhosti pro mezilehlé poměry F/F_R lze stanovit interpolací. Pro poměry $F/F_R > 0,75$ není redukční součinitel definován. Navíc, pro výplň VSO1 není součinitel definován nad poměr $F/F_R > 0,1$. Pro tuto variantu tedy není tedy připuštěn vznik trhlin.

Tab. 7.8 Odvozené konstanty pro výpočet redukce ekvivalentní šířky vzpěry

F/F _R	VSO1		VSO2		VSO3		VSO4		VSO5	
	Navržená konstanta									
	k _{vd1}	k _{vd2}	k _{vd1}	k _{vd2}	k _{vd1}	k _{vd2}	k _{vd1}	k _{vd2}	k _{vd1}	k _{vd2}
0	0,272	1,453	0,272	1,453	0,272	1,453	0,272	1,453	0,272	1,453
0,1	0,272	1,453	0,272	1,453	0,272	1,453	0,272	1,453	0,272	1,453
0,25	-	-	0,272	1,453	0,219	1,366	0,203	1,366	0,211	1,366
0,5	-	-	0,118	1,100	0,130	0,062	0,113	1,100	0,128	1,100
0,75	-	-	0,047	0,800	1,100	0,800	0,055	0,800	0,075	0,800

Obr. 7.58 Porovnání navržených vztahů redukčního součinitele $\chi_{v,d,red}$ s dostupnou literaturou

Prezentované výpočetní vztahy z dostupné literatury jsou odvozeny pro počáteční tuhosti, tedy, $F/F_R \approx 0,1$. Tomu odpovídá nový navržený vztah pro $F/F_R = 0$ až $0,1$. Z porovnání na Obr. 7.58 je zřejmé, že navržený výpočetní vztah dobře koreluje se vztahem od Mondala a Jaina (2008) [59] do velikosti otvoru 25 %, pro větší velikosti otvoru (> 40 %) se data spíše shodují se vztahem od Asterise a kol. (2012) [60]. Pro poměry $F/F_R \geq 0,25$ nelze navržené vztahy porovnat s dostupnou literaturou, protože dosud není autorovi znám žádný výpočetní vztah popisující závislosti tuhosti výplně s otvorem na vyšších úrovních zatížení.

7.3.3.2 Únosnost

Klíčovým parametrem pro návrh výplně s otvorem s ohledem na její stav zatíženosti je znalost její únosnosti. V následujících grafech jsou prezentovány jednotkové únosnosti všech variant analyzovaných stěn. Únosnosti jsou určeny na základě numerických nelineárních modelů, viz kap. 5. Zajištění použití redukčního součinitele $\chi_{v_d,red}$ v lineárně pružném oboru pro výpočet ekvivalentních vzpěr stěn VSO1 z důvodu omezené duktility je ošetřeno výlučným použitím vypočítaných vzpěr pouze pro poměry do $F/F_R \leq 0,1$.

V dostupné literatuře není dosud popsáno stanovení únosnosti betonových výplní s otvorem. Jako řešení se nabízí použití obdobného redukčního součinitele pro únosnost s označením $\chi_{F_R,red}$. Součinitel bude sloužit k výpočtu únosnosti výplně s otvorem $F_{d,R,red}$ na základě únosnosti plně výplně bez otvoru $F_{d,R}$. Tu je možno stanovit dle některého ze vztahů uvedených v kap. 2.3.1.1.2. Rovnice pro redukci únosnosti potom má tvar (7.4). Hodnotu únosnosti výplně bez otvoru $F_{d,R}$ je nutno v první řadě stanovit pro charakteristickou pevnost betonu, která má návaznost na stanovení velikosti ekvivalentní vzpěry.

Pro posouzení mezního stavu únosnosti výplně s otvorem je nutno znovu vypočítat únosnost výplně bez otvoru, avšak s návrhovou pevností betonu. Poté je možno použít znovu redukční součinitel $\chi_{F_R,red}$ pro vyjádření únosnosti výplně s otvorem. Tímto postupem je pokryta bezpečnost návrhu, protože návrhová pevnost betonu se získá vydělením charakteristické hodnoty pevnosti dílčím součinitelem bezpečnosti $\gamma_c = 1,5$, kdežto dílčí součinitel bezpečnosti pro ocel je $\gamma_s = 1,15$ a do výpočtu nebude nijak zaveden. Oba součinitele bezpečnosti platí obecně pro Eurokód, součinitel bezpečnosti pro beton bude tak vždy rozhodující.

$$F_{d,R,red} = \chi_{F_R,red} \cdot F_{d,R} \quad (7.4)$$

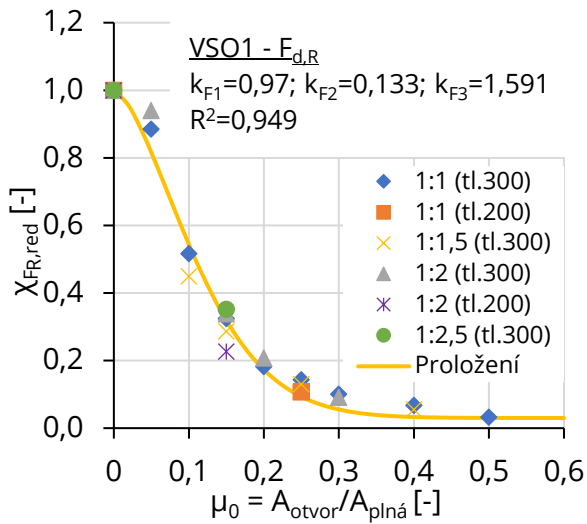
Samotný redukční součinitel lze, jako v případě tuhosti, popsat odvozenou funkcí exponenciálního tvaru, viz (7.5). Ta dobře popisuje případ velmi malých otvorů, kdy redukční součinitel téměř neklesá v případě více vyztužených výplní (VSO3 až VSO5, viz Obr. 7.59c, d, e). Navržená konstanta k_{F1} posouvá graf ve svislém směru, únosnost tak není samotnou funkcí nijak omezena. Zbytková únosnost bude vždy o hodnotě $(1 - k_{F1})$ násobku únosnosti plně výplně bez otvoru. Z tohoto důvodu je omezena platnost výpočetního vztahu do 50 % plochy otvoru (maximální velikost otvoru, která byla analyzována numerickými modely), aby se předešlo nereálným únosnostem pro výplně s většími otvory.

$$\chi_{F_R,red} = (1 - k_{F1}) + k_{F1} e^{-\left(\frac{\mu_0}{k_{F2}}\right)^{k_{F3}}}; \text{ pro } 0 < \mu_0 \leq 0,5 \quad (7.5)$$

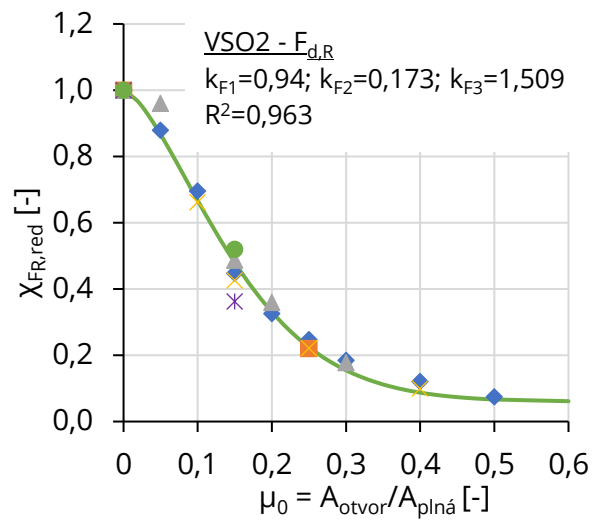
Pro vzorky VSO3 až VSO5 byla funkce záměrně proložena tak, aby únosnosti výplní s malými otvory (5–10 %) nedosahovaly vyšších hodnot než pro plně výplně. Je tomu tak učiněno z konzervativního hlediska, tedy z modelové nejistoty oproti skutečnému chování konstrukce. Porovnání navržených vztahů, viz Obr. 7.59f a Tab. 7.9.

Tab. 7.9 Odvozené konstanty pro výpočet redukce únosnosti

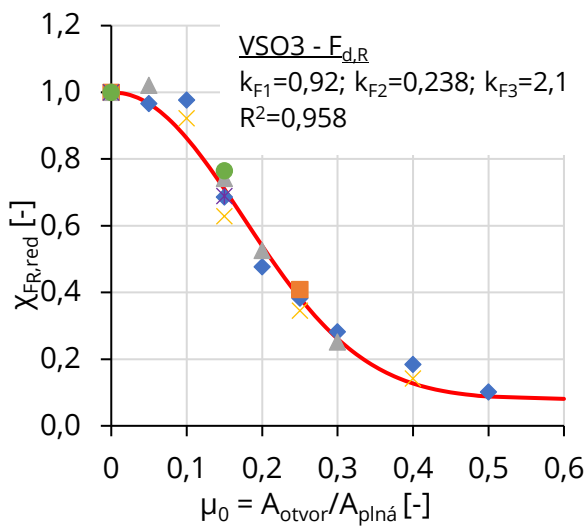
Navržená konstanta	VSO1	VSO2	VSO3	VSO4	VSO5
k_{F1}	0,970	0,940	0,920	0,900	0,880
k_{F2}	0,133	0,173	0,238	0,249	0,286
k_{F3}	1,591	1,509	2,100	2,400	3,000



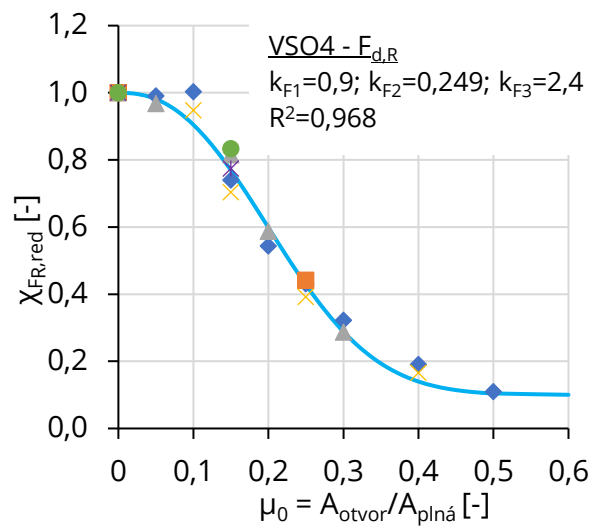
a) SV1



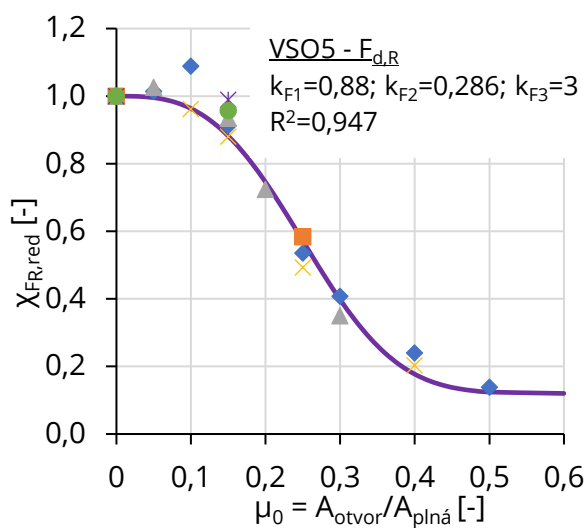
b) SV2



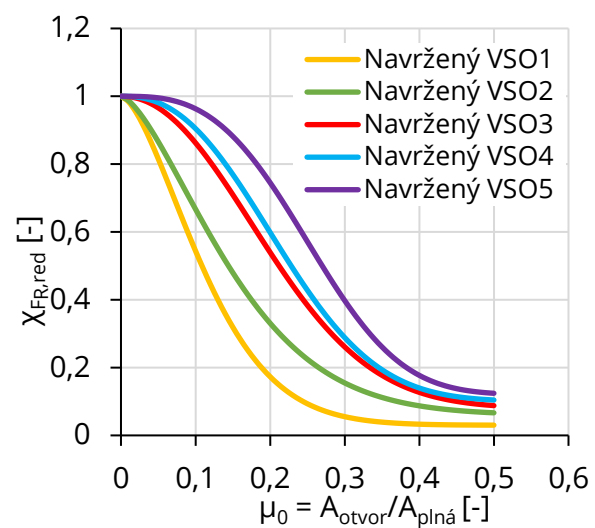
c) SV3



d) SV4



e) SV5



f) Srovnání navržených vztahů

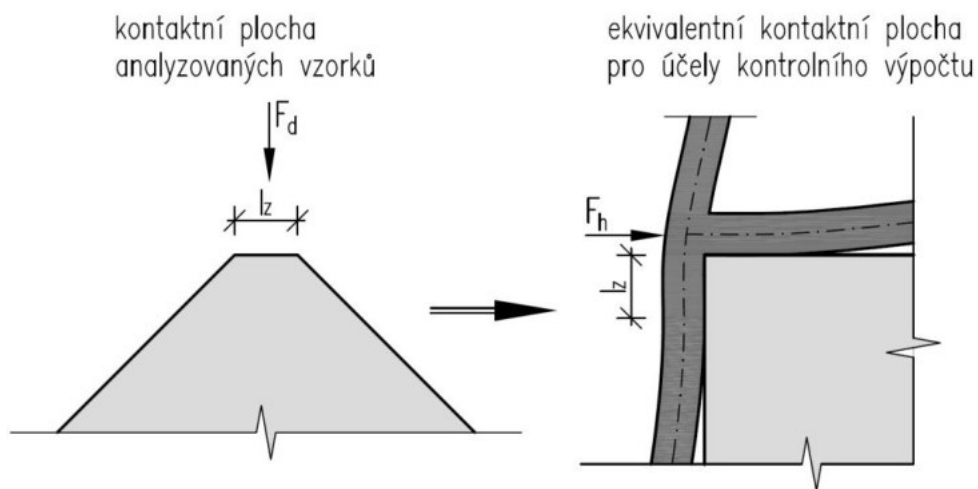
Obr. 7.59 Průběhy součinitele $\chi_{FR,red}$ pro analyzované vzorky stěn

7.3.4 Kontrola navržených výpočetních vztahů

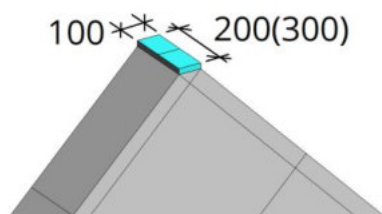
Navržené výpočetní vztahy pro vyjádření šířky ekvivalentní diagonální vzpěry a únosnosti výplně s otvorem spolu s dosavadními výpočetními vztahy jsou v následujících grafech porovnány s výsledky, které byly získány numerickou analýzou modelů v softwaru Atena.

Jak již bylo popsáno v kap. 2.3.1.1.1, šířka vzpěry a únosnost závisí ve většině dosavadních výpočetních vztahů na kontaktní ploše mezi sloupem a výplní l_z , a popř. mezi příčlím a výplní l_x . Kontaktní plochy jsou odvozeny na základě součinitele relativní tuhosti λH_v , který je mj. spočítán na základě znalosti průřezových rozměrů rámu, který ohraničuje vyšetřovanou výplň.

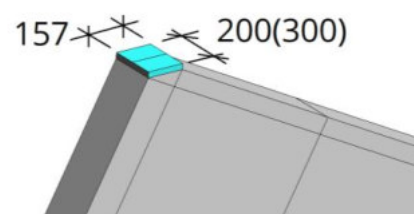
Popsaný experimentální program, viz kap. 7.2 byl proveden tak, že zatěžovací síla byla aplikována přímo na stěnu v jejím diagonálním směru. Navazující modely popsané v kap. 7.3 byly analyzovány stejným způsobem, ohraničující rámová konstrukce tak nebyla součástí analýzy. Pro kontrolu výsledků numerické analýzy s výpočetními vztahy je tak nutné odvodit „ekvivalentní průřezové charakteristiky ohraničujícího rámu“, v tomto případě fiktivního. Srovnání je provedeno tak, že při výpočtu ekvivalentních vzpěr, popř. únosností, jsou průřezové charakteristiky ohraničujícího rámu zadány tak, aby kontaktní plocha l_z byla takových rozměrů, jako byla kontaktní plocha jednotlivých vzorků podrobených numerické analýze, viz Obr. 7.60. Šířka kontaktní plochy jednotlivých modelů byla 100 mm pro stěny poměrů stran 1:1; 126 mm pro 1:1,5; 157 mm pro 1:2 a 188 mm pro 1:2,5, viz Obr. 7.61 a Obr. 7.62. Rozdílné velikosti kontaktních ploch plynou z geometrie samotného modelu a jednotné velikosti konečných prvků. Popsaný postup srovnání výsledků není přesný, avšak je dostačující pro následující srovnání.



Obr. 7.60 Odvození ekvivalentní kontaktní plochy pro účely kontrolního výpočtu dle výpočetních vztahů



Obr. 7.61 Velikost kontaktní plochy modelu stěny 1:1 (3×3×0,3)



Obr. 7.62 Velikost kontaktní plochy modelu stěny 1:2 (3×6×0,2)

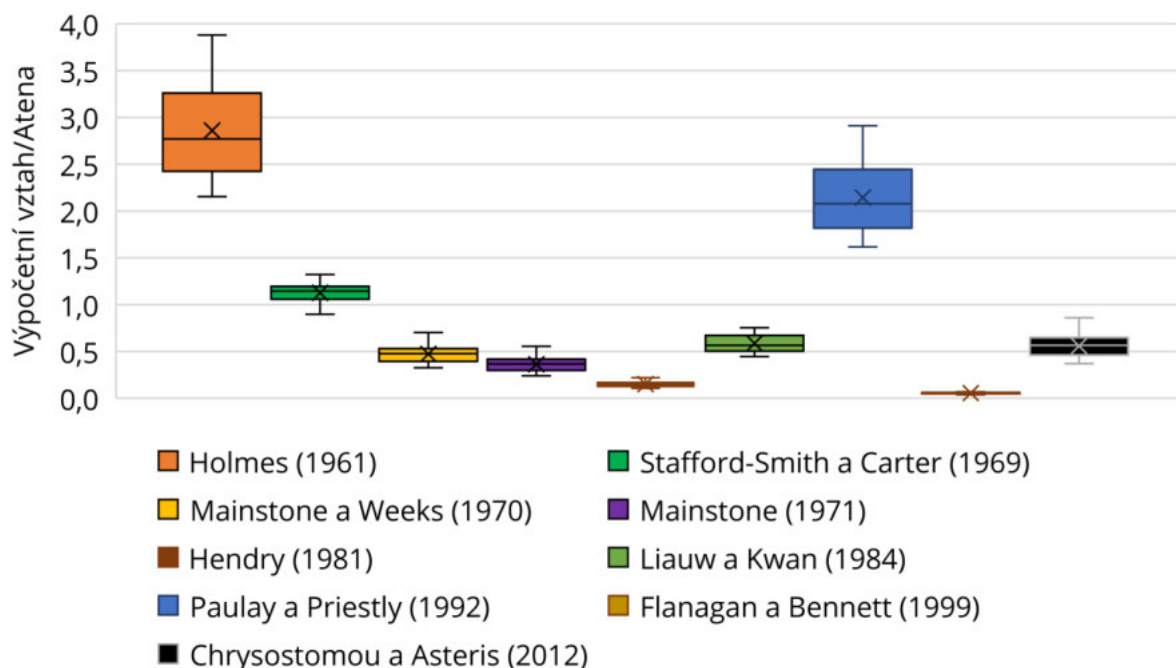
7.3.4.1 Ekvivalentní diagonální vzpěra

Šířka vzpěry vyplývající z numerických modelů byla vypočtena na základě tuhosti zjištěné z numerické analýzy pro stěny bez otvoru, poté pro stěny s otvorem dle (7.6).

$$v_{d, \text{popř. } v_{d, \text{red}}} = \frac{K_t d}{E_v t_v} \quad (7.6)$$

Kde v_d je ekvivalentní šířka ztužující výplňové stěny bez otvoru; $v_{d, \text{red}}$ je ekvivalentní šířka ztužující výplňové stěny s otvorem; K_t je tečnová tuhost ve směru diagonály zjištěná numerickou analýzou; d je délka ekvivalentní diagonální vzpěry; E_v je modul pružnosti výplně a t_v je tloušťka výplně.

Srovnání výplní bez otvoru je provedeno pro třídy betonu C20/25; C30/37; C40/50 a C50/60, pro výplně s otvorem pak jen pro C30/37. Srovnání je provedeno pro charakteristické materiálové parametry betonu. Obr. 7.63 znázorňuje srovnání šířky vzpěry mezi jednotlivými literaturami vůči výsledkům z numerické analýzy formou krabicových grafů. Hodnota „=1“ na svislé ose znamená 100 % shodu mezi výsledky získanými výpočetním vztahem a numerickým modelem. Hodnoty „>1“ znamenají nadhodnocení šířky vzpěry výpočetním vztahem vůči numerickému modelu. Hodnoty „<1“ potom podhodnocení. Hranice krabice nejbližší k nule značí 25. percentil, nejdále od nuly pak 75. percentil dat. Krížek značí průměrnou hodnotu a linie uvnitř krabice střední hodnotu dat. „Vousy“ značí 10. a 90. percentil a odlehlé body dat („outliery“) jsou reprezentovány tečkami mimo graf.



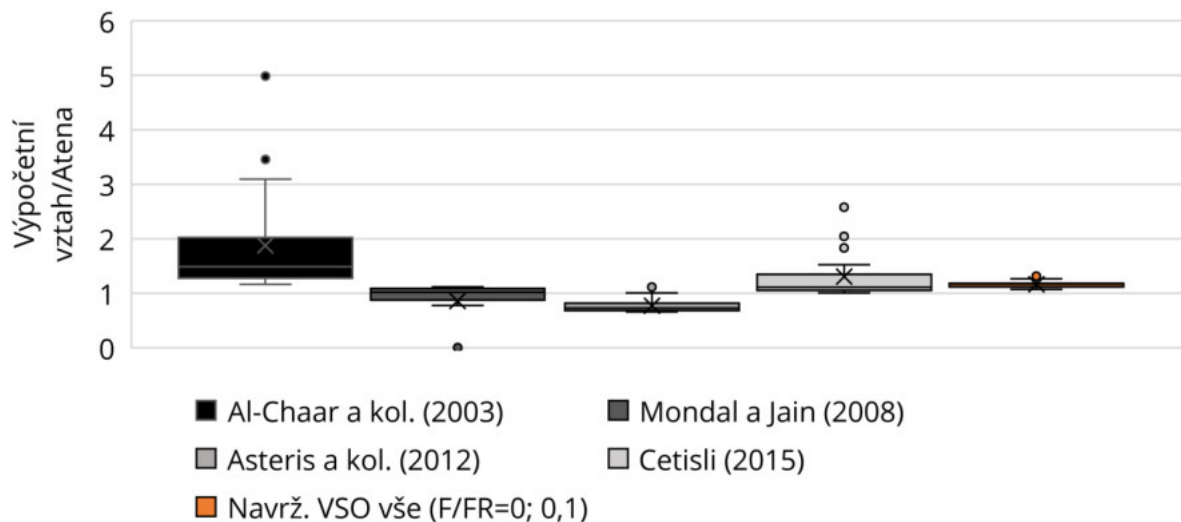
Obr. 7.63 Srovnání ekvivalentní šířky vzpěry výplně bez otvoru (v_d) mezi výpočetními vztahy a numerickou analýzou – Atena

Ve srovnání jsou zahrnuty úrovně zatížení $F/F_R = 0$ a $0,5$, protože většina výpočetních vztahů je navržena pro „běžné provozní zatížení“, viz kap. 2.3.1.1.1, a naopak některé vztahy popisují šířku vzpěry přesně na daném poměru zatížení k únosnosti. Z Obr. 7.63 je zřejmé, že vzpěry dle vztahů, které nejsou závislé na velikosti kontaktní plochy (Holmes a Paulay a Priestly), výrazně nadhodnocují výsledky z numerické analýzy se střední hodnotou 270 %,

resp. 200 %. To však může být dáno velmi malou kontaktní plochou l_z , která není pro skutečné konstrukce odpovídající. Modernější vztahy (Mainstone, Liauw a Kwan a Chrysostomou a Asteris) na druhou stranu šířky vzpěr podhodnocují, se střední hodnotou kolem 50 %. Nejlepší korelace výsledků byla dosažena použitím vztahu dle Stafford-Smithe a Cartera, kde je dosaženo střední hodnoty 114 % šířky vzpěry získané numerickou analýzou.

Výpočet ekvivalentní šířky vzpěry pro výplně bez otvoru bude tedy dále použit dle Stafford-Smithe a Cartera jako základ pro redukovanou šířku vzpěry výplně s otvorem, která bude srovnávána v následujících grafech.

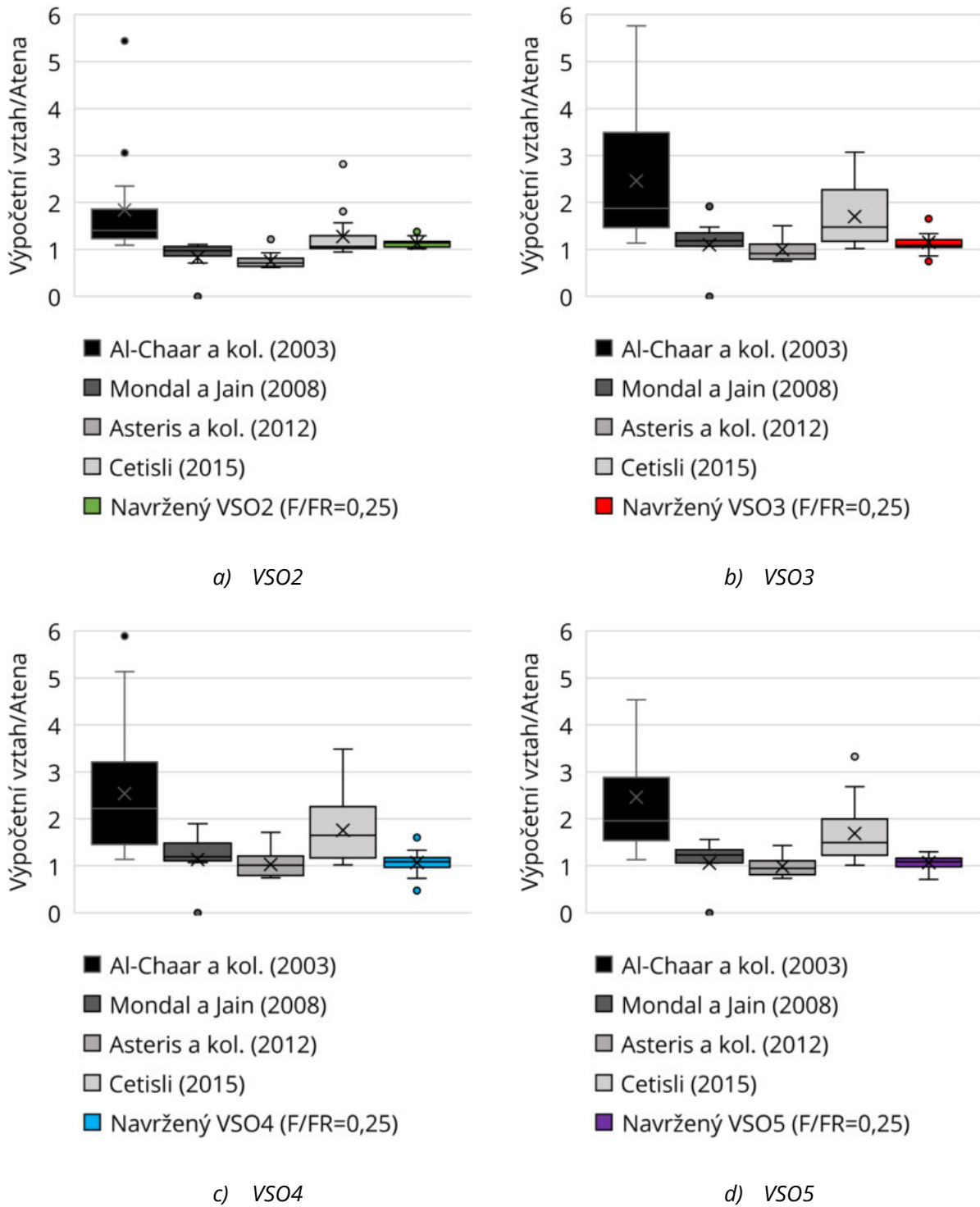
Dále je uvedeno srovnání výsledků pro nezatížené a počátečně zatížené výplně s otvorem (pro $F/F_R = 0$ a $0,1$), viz Obr. 7.64. Z dosavadních vztahů je velmi dobrá korelace výsledků od autorů Mondala a Jaina s numerickými modely, který však nedefinuje šířku vzpěry nad velikost otvoru 38 %, outliery těchto dat jsou potom na hodnotě „0“. Dobrou shodu popisuje vztah i od Asterise a kol. Horší shody potom dává vztah od Al-Chaara a kol. a Cetisliho. Navržený výpočetní vztah, má velmi dobrou shodu s výsledky numerické analýzy, avšak je zatížen 14 % chybou kvůli výpočtu šířky vzpěry výplně bez otvoru v předchozím kroku dle Stafforda-Smithe a Cartera.



Obr. 7.64 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena (VSO vše; $F/F_R=0; 0,1$)

Na stejném principu jsou porovnány i šířky vzpěr pro další úrovně zatížení. Dosavadní literatura sice popisuje jen nezatížené a počátečně zatížené výplně ($F/F_R = 0$ a $0,1$), kvůli úplnosti jsou však i tyto výsledky doplněny a srovnány s navrženými výpočetními vztahy.

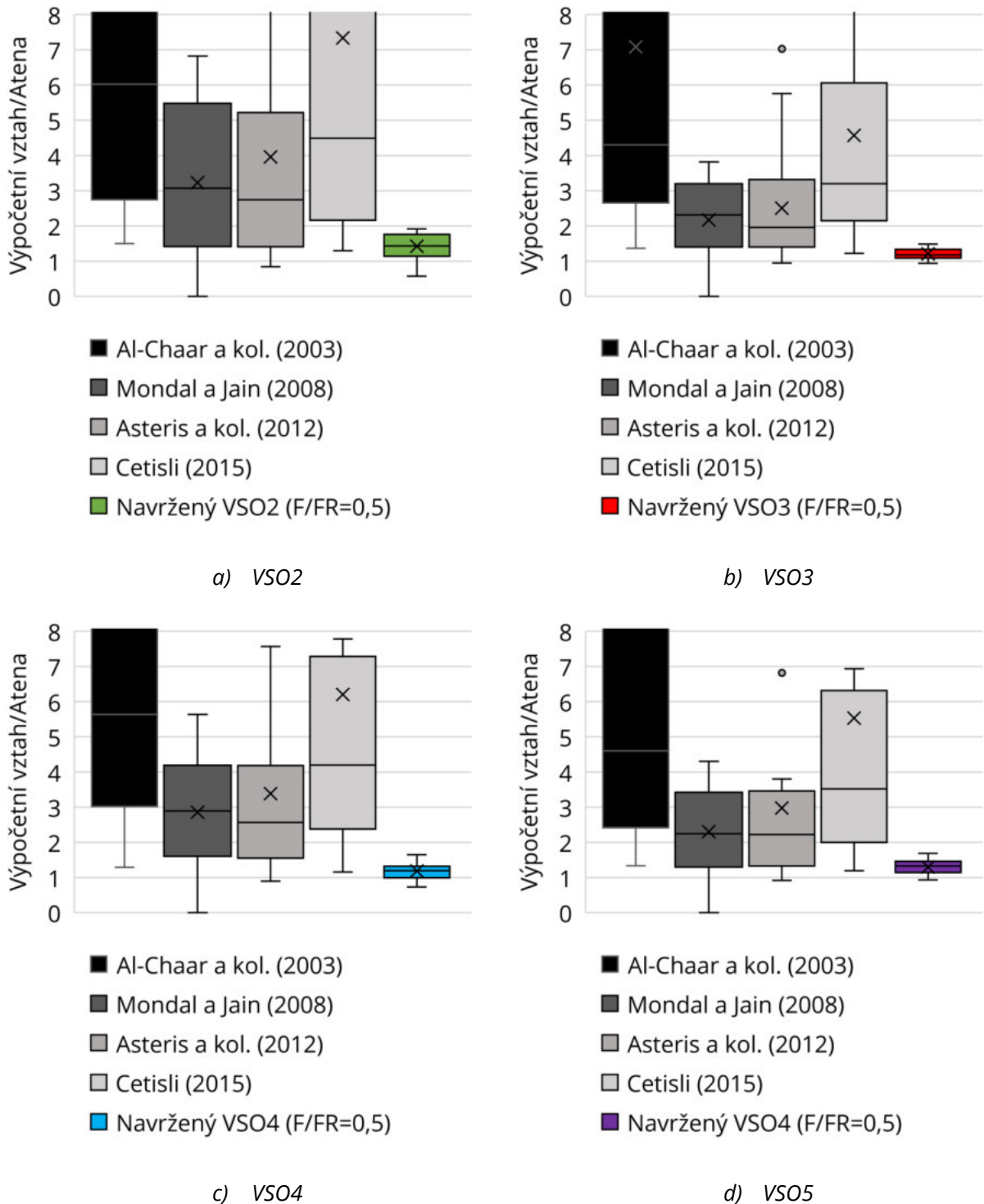
Jak je vidět z Obr. 7.65 a-d, tak vztahy dle Mondala a Jaina a Asterise a kol. dosahují obstojné korelace s numerickou analýzou pro $F/F_R = 0,25$. Vztahy dle Al-Chaara a kol. a Cetisliho potom dávají mnohem větší šířky vzpěr než ty, které jsou získány numerickou analýzou. Navržené výpočetní vztahy pro jednotlivé typy vyztužení dosahují předpokládané korelace kolem 100 % (poměr výpočetní vztah/Atena = 1,0) s občasnými outliery, které jsou znovu dány převzatou 14 % chybou z předchozího kroku (Obr. 7.64).



Obr. 7.65 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena ($F/F_R=0,25$)

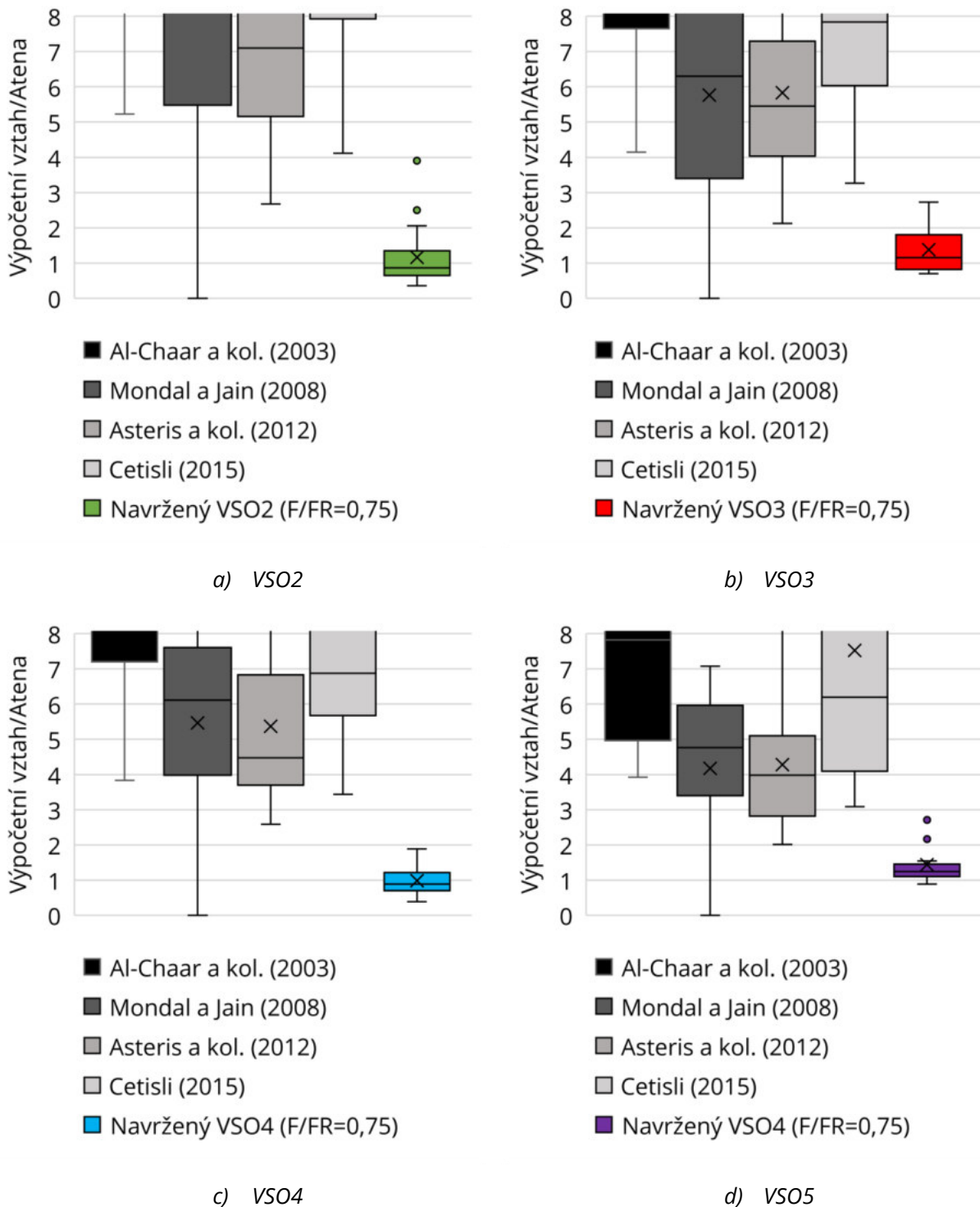
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Pro úroveň zatížení $F/F_R = 0,5$, Obr. 7.66 a-d, už dosavadní výpočetní vztahy neposkytují akceptovatelné hodnoty korelace s numerickou analýzou. Rozdíly místy dosahují velmi vysokých hodnot (místy až 2000 %, Al-Chaar), z tohoto důvodu není vyobrazena celá svislá stupnice dosažených hodnot. Grafy jsou tedy spíše zaměřeny na nové navržené vztahy.



Obr. 7.66 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena ($F/F_R=0,5$)

Pro nejvyšší úroveň srovnávaných stavů zatížení $F/F_R = 0,75$ není dosažena akceptovatelná korelace pro žádnou z původních výpočetních vztahů. Střední hodnoty navržených vztahů jsou však velmi blízko přesné korelaci „1“, místy potom s rozptylem, viz Obr. 7.67a-d.



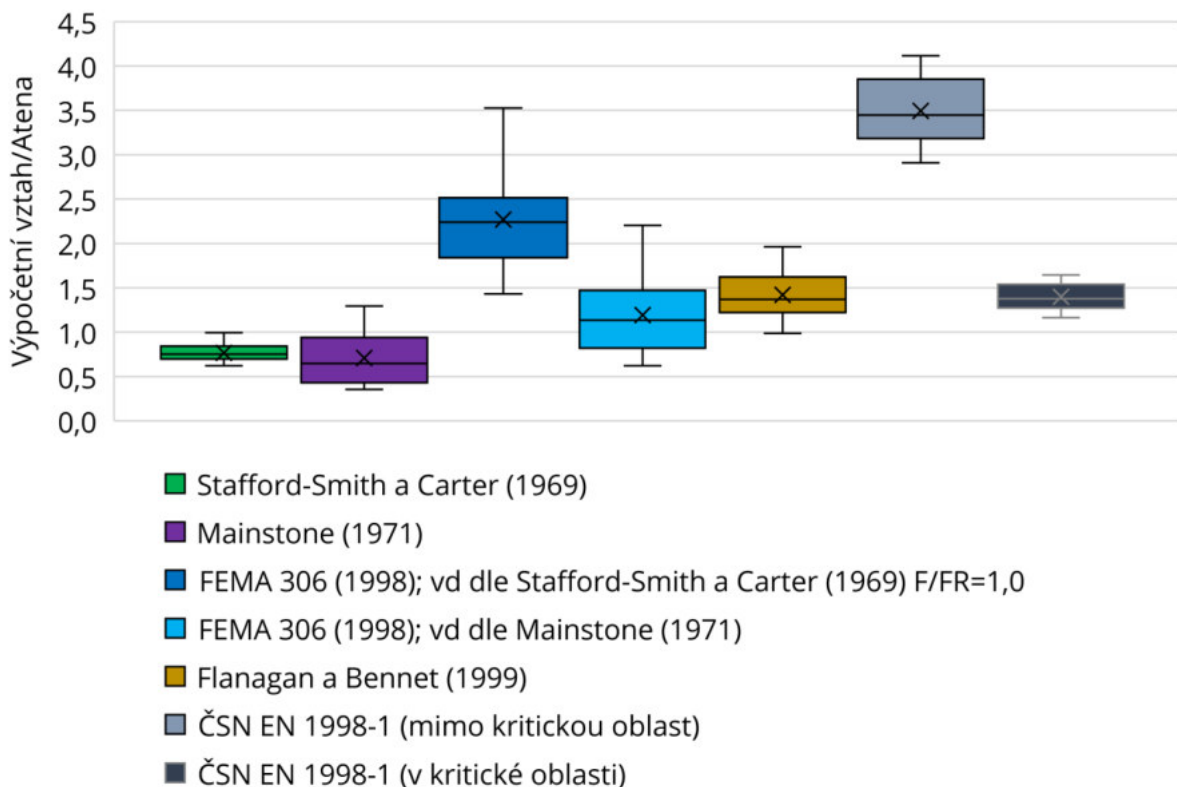
Obr. 7.67 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena ($F/F_R=0,75$)

Horší korelace u některých navržených vztahů, zejména pro $F/F_R = 0,75$ však neznamená chybně navržené výpočetní vztahy. Ty jsou odvozeny relativně k ekvivalentní šířce vzpěry výplně bez otvoru z numerické analýzy. Rozdíly v prezentovaném srovnání tak mají původ především z vypočtu šířky vzpěry výplně bez otvoru. V menším množství potom rozdíly plynou z nepřesnosti proložení funkce body reprezentující tuhosti ekvivalentních vzpěr analyzovaných stěn, viz kap 7.3.3.1. Navržený součinitel $\chi_{v_d,red}$ je tedy odvozen čistě z provedených numerických modelů, a ne ze stávajících výpočetních vztahů.

7.3.4.2 Únosnost

Srovnání únosnosti výplně bez otvoru je provedeno pro třídy betonu C20/25; C30/37; C40/50 a C50/60, pro výplně s otvorem pak jen pro C30/37. Srovnání je provedeno pro charakteristické materiálové parametry betonu. Původní výpočetní vztahy (ve většině případů) nadhodnocují výsledky získané numerickou analýzou. Nejlepší korelace je však dosažena díky vztahu dle Stafford-Smithe a Cartera se střední hodnotou 75 %. Poté dle FEMA 306 s ekvivalentní vzpěrou spočtenou dle Mainstonea, se střední hodnotou 114 %, avšak s mnohem větším rozptylem výsledků, viz Obr. 7.68.

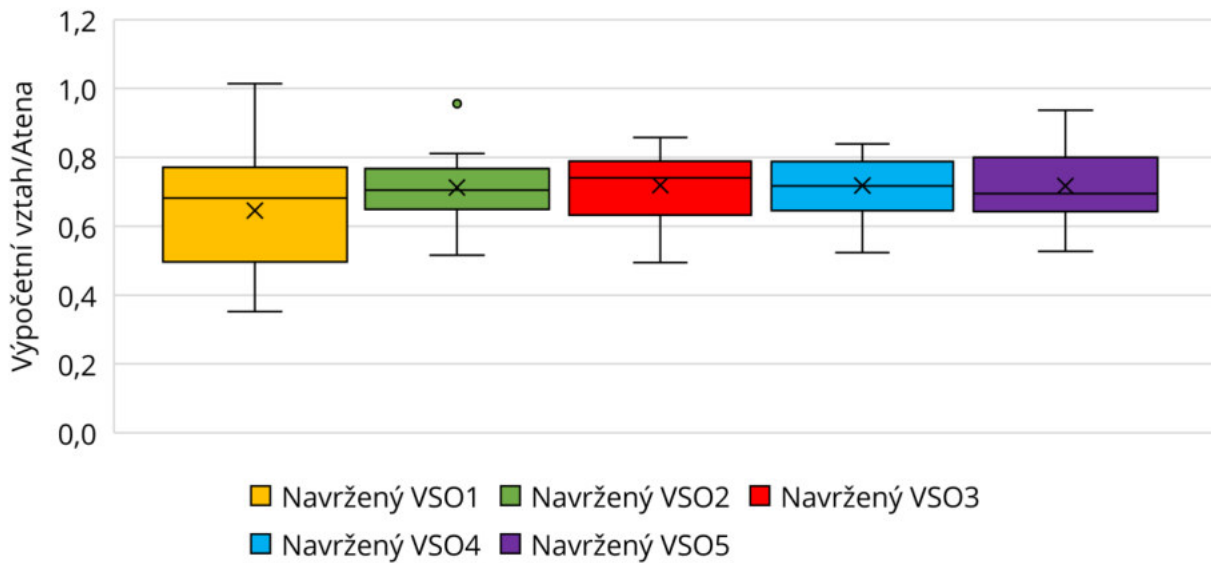
Pro následné ověření redukčního součinitele bude znovu použit vztah dle Stafford-Smithe a Cartera.



Obr. 7.68 Srovnání únosnosti výplně bez otvoru ($F_{d,R}$) mezi výpočetními vztahy a numerickou analýzou – Atena

Porovnání navržených vztahů pro redukovanou únosnost výplně s otvorem s numerickými modely ukazují téměř jednotné nepřesnosti (75 %), viz Obr. 7.69. Tyto rozdíly znovu pramení v určení únosnosti výplně bez otvoru v předchozím kroku (Obr. 7.68). Odlehlé hodnoty pro VSO3, VSO4 a VSO5 představují únosností pro otvory 5 % a 10 % které jsou

záměrně nepřesně proloženy navrženou funkcí, viz kap. 7.3.3.2. Pro VSO1 je pak rozdíl dán vyšším rozptylem mezi skutečnými hodnotami získanými numerickými modely a hodnotami získanými proloženou funkcí. U ostatních vzorků VSO2 až VSO5 jsou tyto rozdíly nižší kvůli přesnějšímu proložení.

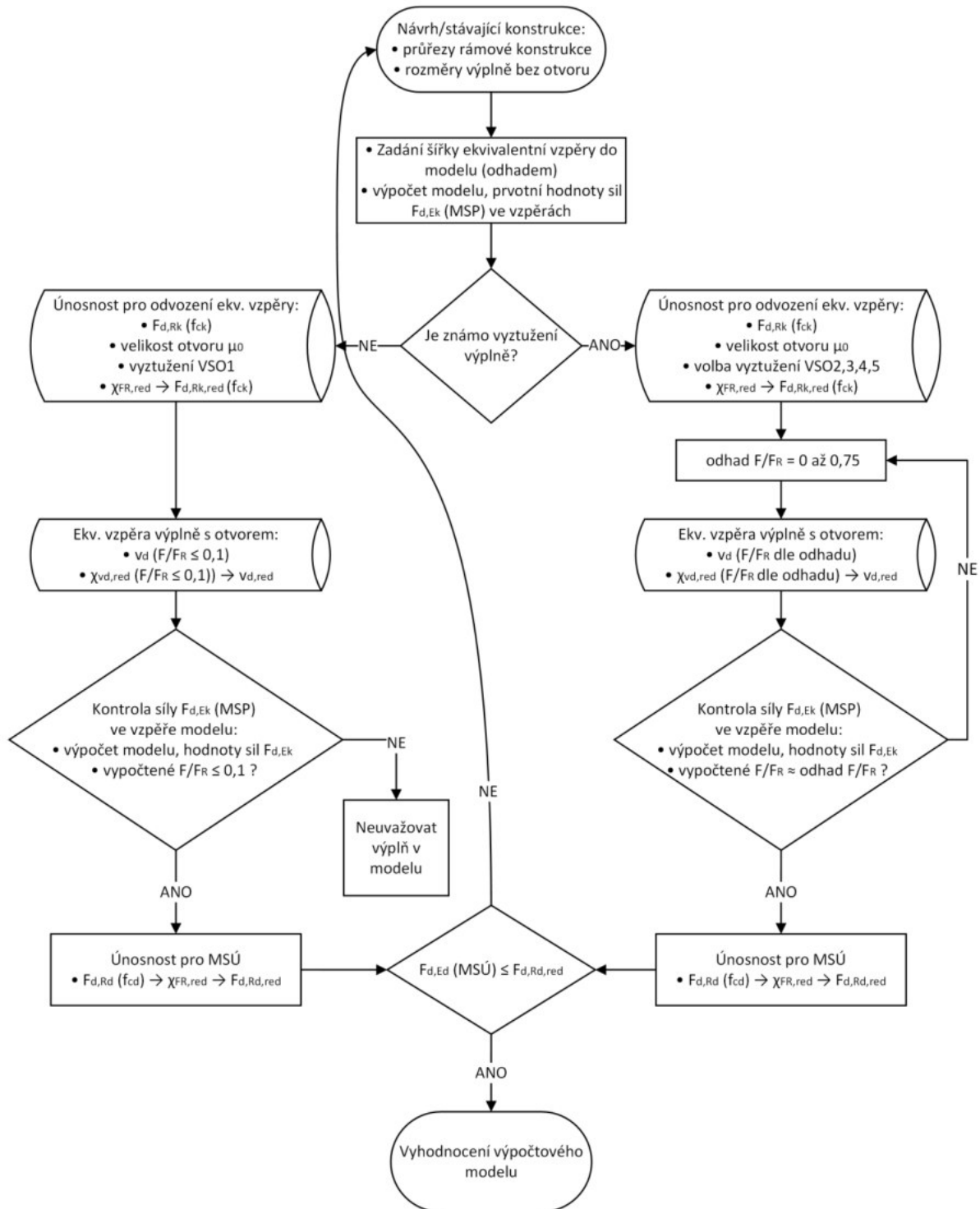


Obr. 7.69 Srovnání únosnosti výplně s otvorem ($F_{d,R,red}$) mezi výpočetními vztahy ($F_{d,R}$ dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena

7.3.5 Postup návrhu a posouzení ztužující výplňové stěny s otvorem

Návrh ekvivalentní vzpěry pro situace jak návrhu nové konstrukce s výplňovými ztužujícími stěnami s otvory, tak návrhu provedení dodatečného otvoru do již existujících konstrukcí se dá shrnout do následujícího vývojového diagramu.

Tímto postupem bude zavedena tuhost ztužujících stěn do globálního modelu vyšetřované konstrukce a následně je možnost posouzení únosnosti.



7.4 Závěry z navržené metodiky

Provedenou experimentální a numerickou analýzou bylo provedeno odvození ekvivalentní šířky vzpěry ztužující výplňové stěny s otvorem, kterou lze použít pro analýzu globálních modelů konstrukcí.

K analýze globálních modelů:

- Vzpěrou lze idealizovat tuhostní příspěvek k celkové tuhosti celé konstrukce.
- Bylo zkoumáno chování výplně pro statické zatížení. Dynamické účinky (jako např. zemětřesení) nebyly studovány.
- Ekvivalentní vzpěra se modeluje jako kloubově připojený prut, přenášející pouze tlakové normálové síly.
- Pro výpočet šířky vzpěry výplně bez otvoru, která je třeba pro výpočet šířky vzpěry výplně s otvorem, byl použit vztah dle Stafford-Smithe a Cartera (1969) [37]. Zmíněný vztah (včetně vztahu dle Flanagan a Bennetta (1999) [49]) je plně kompatibilní s navrženým postupem vzhledem k zatíženosti výplně F/F_R . V těchto vztazích lze přímo zatíženost zohlednit. Ostatní vztahy pro výpočet vzpěry výplně bez otvoru jsou odvozeny pro „běžné provozní zatížení“, tedy s konstantní šířkou vzpěry neohledně na skutečné zatížení. Autor této práce dále doporučuje použití vztahu dle [37], s ohledem na příznivé výsledky v porovnání s numerickými analýzami.
- Vlastní tíhu výplně je třeba modelovat náhradním zatížením. Objemovou hmotnost materiálu v modelu, který je přiřazen vzpěře, je třeba nastavit jako 0 kg/m^3 .
- Pro více směrů vodorovného zatížení je třeba modelovat výplň dvěma vzpěrami (každou v jednom diagonálním směru).
- Globální výpočtový model lze analyzovat za předpokladu lineárně pružného působení. Je však nutno znát stav okolních konstrukčních prvků, výskyt již dodatečně provedených otvorů v jiných částech konstrukce apod.
- Vzorový příklad modelování výplně v globálním modelu konstrukce jako ekvivalentní diagonální vzpěry včetně posouzení je uveden v Příloze P1 (kap. 14). Zde je ilustrováno, že vhodným návrhem vyztužení ztužujících výplňových stěn s dodatečně provedenými otvory lze dosáhnout omezení globálních vodorovných deformací konstrukce.

K analýze samotné výplně s otvorem:

- Mezní stav únosnosti výplně s otvorem je odvozen z numerických modelů a zohlední se součinitelem $\chi_{F_R,red}$.
- Mezní stavy použitelnosti nejsou touto metodou přímo zohledněny.
 - Omezení napětí kritických průřezů přímým výpočtem není touto metodou možné. Je však možné zjednodušeně kontrolovat poměr $F/F_R \leq 0,6f_{ck}$ (posudek dle kap. 7.2 [9]). Dále, omezení napětí z hlediska dotvarování není nutné posuzovat, výplně primárně přenáší proměnná okamžitá zatížení (vítr apod.).
 - Pro posouzení omezení trhlin (posudek dle kap. 7.3 [9]) lze uvažovat, že trhliny, které pod proměnným okamžitým zatížením vzniknou, se po odebrání proměnného zatížení zavřou a není tak třeba kontrolovat jejich šířku. Snížená tuhost výplně vlivem trhlin však zůstane zachována.
- Pokud je však nutno mezní stavy použitelnosti podrobněji analyzovat, je možno využít některý z mikro modelů, popsanych v kap. 2.3.2.

8 ZÁVĚR

Disertační práce předkládá metody analýzy pro posouzení dvou typů stěnových prvků s dodatečně provedenými otvory. Navržené metodiky jsou využitelné v inženýrské praxi, kde je používán běžně dostupný software a je vyžadována obvyklá úroveň znalostí projektanta se zaměřením na statiku betonových konstrukcí pozemních staveb.

8.1 Shrnutí práce

Panelové stěny s otvorem

Za účelem studie dodatečně prováděných otvorů v železobetonových panelových stěnách byly navrženy různé varianty vyztužení stěnových prvků s dodatečným/předem vytvořeným otvorem, včetně samostatných prvků pilířů. Kde bylo třeba, byly výsledky z provedených experimentů ověřeny simulací experimentu pomocí nelineárních numerických modelů. Specifické chování studovaných prvků bylo v práci popsáno.

Použití jednodušších stěnových modelů pro posouzení dodatečných otvorů, které je již v současném stavu poznání popsáno, bylo rozšířeno o samotné experimentální ověření. Byla navržena a popsána metodika pro posouzení dodatečných otvorů pomocí těchto modelů v kombinaci s metodou 1D řezu pro mezní stavy použitelnosti i únosnosti dle ČSN EN 1992-1-1 [9]. Modely simulující vyšetřovanou stěnu lze modelovat v běžně dostupných softwarech používaných v praxi.

Byly provedeny doplňkové studie, kde bylo poukázáno, že rozdíly působení mezi předem vytvořeným a dodatečným otvorem má zanedbatelný vliv na chování stěnového panelu. Při tomto specifickém statickém systému však byly zjištěny nevyhovující stávající kritéria pro mezní šířku trhlin a průhybů pro méně vyztužené panely (ZP01 a S1), které však vyhovují požadavkům na minimální plochy vyztužení. Při návrhu dodatečného otvoru bez zesílení doplňkovou výztuží by tak měly být tyto kritéria zpřísněny.

Dále byly studovány vlivy dotvarování betonu na změny napětí, především na přírůstky napětí v tlačných výztužích, které se ukázaly jako zanedbatelné.

V poslední řadě byl i prozkoumán alternativní posudek pomocí zjednodušeného empirického výpočtu únosnosti pilířů, který je použitelný pro situace, kdy není známo vyztužení či stáří betonu nově vzniklého pilíře po dodatečném provedení otvoru.

Navržená metodika byla aplikována na reálný případ dodatečného provedení otvoru s implementovanou „spící výztuží“. Experiment byl proveden na panelovém rodinném domě. Byl vytvořen stěnový model vystihující napjatost stěn před a po dodatečném provedení otvoru a byl vytvořen vzorový posudek vyšetřované panelové stěny.

Ztužující výplňové stěny s otvorem

Za účelem studie otvorů v železobetonových ztužujících výplňových stěnách byly navrženy různé varianty vyztužení stěnových prvků s předem vytvořeným otvorem. Výsledky z provedených experimentů byly ověřeny simulací experimentu pomocí nelineárních numerických modelů. Specifické chování studovaných prvků bylo popsáno.

Na základě numerických modelů představujících experimenty byla provedena parametrická studie zahrnující obdobné varianty výplní s různými typy vyztužení, v měřítku 1:1 vůči reálným rozměrům běžných výplní. Studie sloužila ke zkoumání vlivu velikosti otvoru, stavu zatíženosti výplně (F/F_R) a jejího vyztužení na její únosnost a tuhost.

Parametrická studie vedla k odvození nových výpočetních vztahů, plně kompatibilních s již zavedenou metodou výpočtu, pomocí ekvivalentní diagonální vzpěry, popsanou v současném stavu poznání. Nové výpočetní vztahy byly odvozeny jak pro šířku ekvivalentní diagonální vzpěry, tak i pro únosnost výplně v závislosti na velikosti otvoru, stavu zatíženosti výplně (F/F_R) a rozdílném typu vyztužení.

Navržené výpočetní vztahy byly porovnány se vztahy uvedenými ve stávající literatuře. Bylo poukázáno na smysl odvození výpočtových vztahů pro vyšší úrovně zatížení výplně.

Postup návrhu šířky ekvivalentní vzpěry, implementace do globálního výpočtového modelu a posouzení únosnosti je poskytnuto v krocích vývojového diagramu, pomocí kterého se lze snadno orientovat ve tvorbě statického posouzení.

Navržené výpočetní postupy pro idealizaci ztužujících výplňových stěn a jejich posouzení jsou aplikovány ve vzorovém příkladu posudku hypotetické montované rámové konstrukce s dodatečně provedenými otvory. Zde je poukázáno na vliv zatíženosti výplně na samotný výpočet a na výsledný posudek globálních deformací konstrukce. Výpočetní postup je tak použitelný především při návrhu výplně ve výstavbě prefabrikací, ale i při statických úpravách stávajících objektů.

8.2 Doporučení pro další výzkum a vývoj

Panelové stěny s otvorem

V rámci provedených experimentů byly studovány stěny s předem vytvořeným či dodatečným otvorem. Tyto dvě varianty nebyly však srovnány v rámci jednoho experimentu. Různé varianty provedení otvoru byly dodatečně analyzovány pouze numerickým modelem. Velmi přínosné by proto bylo provést experimenty za účelem sledování tohoto rozdílného působení.

Experimentálně a modelově byly ověřovány jen samostatné panely s otvorem. Změna statického schématu po vytvoření dodatečného otvoru má však vliv i na okolní panely, ovlivněné dodatečným otvorem. Navazující výzkum by se mohl soustředit na odvození metody pro posouzení těchto okolních panelů, vzhledem ke specifickým okrajovým podmínkám daným různými typy panelových objektů.

Ztužující výplňové stěny s otvorem

Při provádění experimentů byly vzorky zatíženy na relativně malé ploše roznosu, a ne přes ohraničující rámovou konstrukci. Tento způsob tak neúplně vystihoval zatížení v reálných podmínkách. Další výzkum by se mohl orientovat na obdobně vyztužené výplně s otvorem, při vystižení reálného působení v rámové konstrukci.

Výplně s otvorem byly studovány za působení monotónního statického zatížení, představujícího např. zatížení větrem. Jelikož se tento konstrukční prvek navrhuje často i v seismických oblastech, bylo by přínosem studovat působení výplně s otvorem s různými typy vyztužení za cyklického zatížení.

Navržené vztahy pro návrh výplně s otvorem jsou omezeny pro použití minimální plochy betonářské výztuže. Výpočetní vztahy, především pro výpočet únosnosti lze rozšířit o libovolnou plochu navržené výztuže.

9 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] ZICH, Miloš a Zdeněk P. BAŽANT. *Montované betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2018. ISBN 978-80-7204-983-7.
- [2] BAŽANT, Zdeněk, Jiří STRNAD a Miloš ZICH. Ke stavu, poruchám, rekonstrukcím a úpravám panelových objektů. *Beton TKS, 2017, roč. 17, č. 3* [online]., 8-12 [cit. 2021-01-25]. ISSN 1213-3116.
- [3] WITZANY, Jiří, Jaromír VRBA a Václav HONZÍK. *Otvory v panelových domech*. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2014. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-55-8.
- [4] *PANELAKY.INFO: Vše o panelových domech* [online]. [cit. 2022-08-01]. Dostupné z: <http://panelaky.info/>
- [5] *S.O.K. stavební, s.r.o.* [online]. [cit. 2022-08-02]. Dostupné z: <https://www.sok.cz/>
- [6] HORÁČEK, Evžen a kol. *Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov: díl 1*. Praha: Výzkumný ústav pozemních staveb Praha, 1972.
- [7] *ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí*. Praha: ČNI, 1986.
- [8] *ČSN 73 1211: Navrhování betonových konstrukcí panelových budov*. Praha: ČNI, 1987.
- [9] *ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [10] ZIGLER, Radek a Jiří WITZANY. Uplatnění uhlíkových komponentů při dodatečném zřizování otvorů v nosných stěnách panelových domů. *Beton TKS, 2017, roč. 17, č. 3* [online]. 13-15 [cit. 2023-02-16]. ISSN 1213-3116.
- [11] *N.T. Plus, s.r.o.: Stavební firma* [online]. [cit. 2022-08-01]. Dostupné z: <https://ntplus.cz/zesilovani-konstrukci-uhlikovymi-lamelami-a-tkaninami---reference>
- [12] ZICH, Miloš, Radim NEČAS, Miloslav JANDA, Jiří HUML a Ondřej ŠIMEK. *TH03020446: Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy: Zpráva č. 39: Projektová dokumentace řešení*.
- [13] BURGOYNE, Chris J., Ewan BYARS, Maurizio GUADAGNINI, et al. *Fib Bulletin 40. FRP reinforcement in RC structures* [online]. In: 2007 [cit. 2022-08-02]. Dostupné z: doi:[10.35789/fib.BULL.0040](https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0040)
- [14] *FINAL DRAFT FprEN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. Brussels: European committee for standardization, 2023.
- [15] *KŠ PREFA s.r.o.* [online]. [cit. 2022-08-02]. Dostupné z: <https://ksprefa.cz/>
- [16] JIRKA, Vladimír. *Přednáška z předmětu pozemní stavitelství II: Konstrukční systémy podlažních budov, stavby sloupové (kostrové, skelety) montované*. Ústav stavitelství, Fakulta architektury, České vysoké učení technické v Praze, 2016.
- [17] *ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2011.
- [18] *AS 3600: Concrete structures*. Sydney, Australia: Standards Australia, 2009.

- [19] CAN/CSA-A23.3: *Design of Concrete Structures*. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association, 2004.
- [20] GEERE, James M. a Stephen P. TIMOSHENKO. *Mechanics of Materials: 4th Edition*. CL Engineering, 1996. ISBN 978-0534934293.
- [21] POPESCU, Cosmin, Gabriel SAS, Thomas BLANKSVÄRD a Björn TÄLJSTEN. Concrete walls weakened by openings as compression members: a review. *Engineering Structures* [online]. 2015, **89**, 172-190 [cit. 2020-10-08]. ISSN 01410296. Dostupné z: doi: [10.1016/j.engstruct.2015.02.006](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.006)
- [22] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [23] WITZANY, Jiří a I. STAŘECKÝ. *Racionalisace montovaných stropních konstrukcí: experimentální ověření, návrh metodiky*. Pozemní stavby, č.7. 1986.
- [24] WITZANY, Jiří. *Konstrukce pozemních staveb 70: prefabrikované konstrukční systémy a části staveb*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2003. ISBN 80-010-2656-6.
- [25] POPESCU, Cosmin, Gabriel SAS, Cristian SABĂU a Thomas BLANKSVÄRD. Effect of Cut-Out Openings on the Axial Strength of Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering* [online]. 2016, **142**(11) [cit. 2021-01-12]. ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001558](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001558)
- [26] SAHEB, S. Madina a Prakash DESAYI. Ultimate Strength of RC Wall Panels in One-Way In-Plane Action. *Journal of Structural Engineering* [online]. 1989, **115**(10), 2617-2630 [cit. 2023-06-16]. ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:10\(2617\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:10(2617))
- [27] Fragomeni, S., & Mendis, P. Improved Axial Load Formulae for Normal and High Strength Reinforced Concrete Walls. 1996, Australian Civil Engineering Transactions, 38(2/3/4), 71–81. <https://search.informit.org/doi/10.3316/informit.304773231893408>
- [28] DOH, J H a s FRAGOMENI. Evaluation of Experimental Work on Concrete Walls in One and Two-Way Action. *Australian Journal of Structural Engineering* [online]. 2015, **6**(1), 37-52 [cit. 2022-11-07]. ISSN 1328-7982. Dostupné z: doi: [10.1080/13287982.2005.11464943](https://doi.org/10.1080/13287982.2005.11464943)
- [29] GANESAN, N., P. V. INDIRA a S. RAJENDRA PRASAD. Strength and Behavior of SFRSCC and SFRC Wall Panels under One-Way In-Plane Action. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6* [online]. Dordrecht: Springer Netherlands, 2012, 2012, 279-286 [cit. 2022-11-07]. RILEM State of the Art Reports. ISBN 978-94-007-2435-8. Dostupné z: doi: [10.1007/978-94-007-2436-5_34](https://doi.org/10.1007/978-94-007-2436-5_34)
- [30] SAHEB, S. Madina a Prakash DESAYI. Ultimate Strength of RC Wall Panels with Openings. *Journal of Structural Engineering* [online]. 1990, **116**(6), 1565-1577 [cit. 2020-10-08]. ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:6\(1565\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:6(1565))
- [31] GUAN, Hong, Carlia COOPER a Dong-Jun LEE. Ultimate strength analysis of normal and high strength concrete wall panels with varying opening configurations. *Engineering Structures* [online]. 2010, **32**(5), 1341-1355 [cit. 2021-01-19]. ISSN 01410296. Dostupné z: doi: [10.1016/j.engstruct.2010.01.012](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.012)
- [32] MOHAMMED, Bashar S., L.W. EAN a M.A. MALEK. One way RC wall panels with openings strengthened with CFRP. *Construction and Building Materials* [online].

- 2013, **40**, 575-583 [cit. 2021-01-19]. ISSN 09500618. Dostupné z: doi: [10.1016/j.conbuildmat.2012.11.080](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.080)
- [33] FRAGOMENI, S., J.H. DOH a D.J. LEE. Behavior of Axially Loaded Concrete Wall Panels with Openings: An Experimental Study. *Advances in Structural Engineering* [online]. 2016, **15**(8), 1345-1358 [cit. 2020-10-08]. ISSN 1369-4332. Dostupné z: doi: [10.1260/1369-4332.15.8.1345](https://doi.org/10.1260/1369-4332.15.8.1345)
- [34] MORELLI, Francesco, Nicola MUSSINI a Walter SALVATORE. Influence of shear studs distribution on the mechanical behaviour of dissipative hybrid steel frames with r.c. infill walls. *Bulletin of Earthquake Engineering* [online]. 2019, **17**(2), 957-983 [cit. 2022-06-21]. ISSN 1570-761X. Dostupné z: doi: [10.1007/s10518-018-0475-9](https://doi.org/10.1007/s10518-018-0475-9)
- [35] WOOD, R H, M R HORNE, W MERCHANT, et al. DISCUSSION. THE STABILITY OF TALL BUILDINGS. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1959, **12**(4), 502-522 [cit. 2022-01-04]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi: [10.1680/iicep.1959.12105](https://doi.org/10.1680/iicep.1959.12105)
- [36] POLYAKOV, S.V. *On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loading in the plane of the wall: Translations in Earthquake Engineering*. Oakland, CA: EERI, 1960, 36-42.
- [37] STAFFORD SMITH, B a C CARTER. a METHOD OF ANALYSIS FOR INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1969, **44**(1), 31-48 [cit. 2021-5-5]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi: [10.1680/iicep.1969.7290](https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290)
- [38] HETÉNYI, M. *Beams On Elastic Foundation : Theory With Applications In The Fields Of Civil And Mechanical Engineering*. Ann Arbor: The University of Michigan Press, 1979. ISBN 0-472-08445-3.
- [39] HOLMES, M. STEEL FRAMES WITH BRICKWORK AND CONCRETE INFILLING. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1961, **19**(4), 473-478 [cit. 2021-05-12]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi: [10.1680/iicep.1961.11305](https://doi.org/10.1680/iicep.1961.11305)
- [40] ELLIOTT, Kim S. a Colin K. JOLLY. *Multi-storey precast concrete framed structures*. [Second edition]. Chichester: Wiley-Blackwell, 2013. ISBN 978-1-4051-0614-6.
- [41] MAINSTONE, RJ a GA WEEKS. *The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffnesses and Strengths of Brick Walls* [online]. 2nd International brick masonry conference, 1970 [cit. 2022-01-05]. Dostupné z: <http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/1970/165.pdf>
- [42] MAINSTONE, RJ. SUMMARY OF PAPER 7360. ON THE STIFFNESS AND STRENGTHS OF INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1971, **49**(2) [cit. 2021-5-12]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi: [10.1680/iicep.1971.6267](https://doi.org/10.1680/iicep.1971.6267)
- [43] *FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* [online]. prepared by Applied Technology Council (ATC-33 project): for The Building Seismic Safety Council, Washington D.C., 1997 [cit. 2021-12-22].
- [44] *FEMA 306: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings - basic procedures manual* [online]. prepared by Applied Technology Council (ATC-43 project): for The Partnership for Response and Recovery, Washington D.C., 1998 [cit. 2021-12-22].

- [45] FEMA 356: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* [online]. prepared by ASCE: for Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000 [cit. 2021-12-22].
- [46] HENDRY, Arnold W. *Structural Masonry: Second Edition*. Palgrave, London, 1998. ISBN 978-0-333-73309-7.
- [47] TE-CHANG, Liauw a Kwan KWOK-HUNG. *Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames* [online]. 1984, **18**(3), 551-560 [cit. 2022-01-05]. ISSN 00457949. Dostupné z: doi:[10.1016/0045-7949\(84\)90070-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(84)90070-1)
- [48] PAULAY, T. a M. J. N. PRIESTLY. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York, NY: John Wiley & Sons, 1992. ISBN 9780471549154.
- [49] FLANAGAN, Roger D. a Richard M. BENNETT. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering* [online]. 1999, **125**(6), 590-599 [cit. 2021-07-28]. ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:6\(590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(590))
- [50] CHRYSOSTOMOU, C.Z. a P.G. ASTERIS. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures* [online]. 2012, **41**, 385-402 [cit. 2022-01-05]. ISSN 01410296. Dostupné z: doi:[10.1016/j.engstruct.2012.03.057](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.057)
- [51] BUONOPANE, S. G. a R. N. WHITE. Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame. *Journal of Structural Engineering* [online]. 1999, **125**(6), 578-589 [cit. 2022-01-05]. ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:6\(578\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(578))
- [52] ČSN EN 1998-1 ed. 2: *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [53] STAFFORD SMITH, Bryan Stafford a Alex COULL. *Tall building structures: analysis and design*. New York: Wiley, c1991. ISBN 04-715-1237-0.
- [54] LIAUW, TC a KH KWAN. PLASTIC THEORY OF NON INTEGRAL INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1983, **75**(3), 379-396 [cit. 2021-07-23]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi:[10.1680/iicep.1983.1437](https://doi.org/10.1680/iicep.1983.1437)
- [55] LIAUW, TC a KH KWAN. PLASTIC THEORY OF INFILLED FRAMES WITH FINITE INTERFACE SHEAR STRENGTH. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1983, **75**(4), 707-723 [cit. 2021-07-23]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi:[10.1680/iicep.1983.1384](https://doi.org/10.1680/iicep.1983.1384)
- [56] DAWE, J.L. a R.T. MCBRIDE. *Experimental investigation of the shear resistance of masonry panels in steel frames: In Proceedings of the 7th brick masonry conference* [online]. Melbourne, Australia, 1985, 791-801 [cit. 2022-01-03]. Dostupné z: <http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/1985/791.pdf>
- [57] WOOD, RH. PLASTICITY, COMPOSITE ACTION AND COLLAPSE DESIGN OF UNREINFORCED SHEAR WALL PANELS IN FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1978, **65**(2), 381-411 [cit. 2021-12-30]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi:[10.1680/iicep.1978.2952](https://doi.org/10.1680/iicep.1978.2952)
- [58] AL-CHAAR, Ghassan, Daniel ABRAMS a Gregory LAMB. Effect of Openings on Structural Performance of Unreinforced Masonry Infilled Frames. *ACI 211* [online].

- 2003 [cit. 2021-05-12]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/publication/265562695 Effect of Openings on Structural Performance of Unreinforced Masonry Infilled Frames](https://www.researchgate.net/publication/265562695_Effect_of_Openings_on_Structural_Performance_of_Unreinforced_Masonry_Infilled_Frames)
- [59] MONDAL, Goutam a Sudhir K. JAIN. Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening. *Earthquake Spectra* [online]. 2008, **24**(3), 701-723 [cit. 2021-05-12]. ISSN 8755-2930. Dostupné z: doi:[10.1193/1.2942376](https://doi.org/10.1193/1.2942376)
- [60] ASTERIS, Panagiotis G., Christis Z CHRYSOSTOMOU, Ioannis P. GIANNOPOULOS a Eleni SMYROU. *Masonry infilled reinforced concrete frames with openings: Conference: COMPDYN 2011 - III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* [online]. 2011 [cit. 2022-01-05]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/publication/233961128 Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames With Openings](https://www.researchgate.net/publication/233961128_Masonry_Infilled_Reinforced_Concrete_Frames_With_Openings)
- [61] CETISLI, Fatih. Effect of openings on infilled frame stiffness. *Gradevinar 67* [online]. 2015, (6), 787-798 [cit. 2021-05-12]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/publication/280036445 Effect of openings on infilled frame stiffness](https://www.researchgate.net/publication/280036445_Effect_of_openings_on_infilled_frame_stiffness)
- [62] CRISAFULLI, Francisco J. *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills: disertační práce*. Christchurch, New Zealand, 1997.
- [63] CRISAFULLI, Francisco J. a Athol J. CARR. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* [online]. 2007, **40**(2), 69-77 [cit. 2021-05-05]. ISSN 2324-1543. Dostupné z: doi:[10.5459/bnzsee.40.2.69-77](https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77)
- [64] EL-DAKHAKHNI, Wael W., Mohamed ELGAALY a Ahmad A. HAMID. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering* [online]. 2003, **129**(2), 177-185 [cit. 2022-06-03]. ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:2\(177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177))
- [65] CHRYSOSTOMOU, C. Z., P. GERGELY a J. F. ABEL. a SIX-STRUT MODEL FOR NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL INFILLED FRAMES. *International Journal of Structural Stability and Dynamics* [online]. 2011, **02**(03), 335-353 [cit. 2022-06-03]. ISSN 0219-4554. Dostupné z: doi:[10.1142/S0219455402000567](https://doi.org/10.1142/S0219455402000567)
- [66] MALLICK, D v a R T SEVERN. THE BEHAVIOUR OF INFILLED FRAMES UNDER STATIC LOADING. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [online]. 1967, **38**(4), 639-656 [cit. 2022-07-05]. ISSN 1753-7789. Dostupné z: doi:[10.1680/iicep.1967.8192](https://doi.org/10.1680/iicep.1967.8192)
- [67] ASTERIS, P.G., D.M. COTSOVOS, C.Z. CHRYSOSTOMOU, A. MOHEBKHAH a G.K. AL-CHAAR. Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art. *Engineering Structures* [online]. 2013, **56**, 1905-1921 [cit. 2022-06-06]. ISSN 01410296. Dostupné z: doi:[10.1016/j.engstruct.2013.08.010](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.010)
- [68] ASTERIS, Panagiotis. Finite element micro-modeling of infilled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering 8* [online]. 2008, 1-11 [cit. 2022-08-03]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/publication/283838524 Finite element micro-modeling of infilled frames](https://www.researchgate.net/publication/283838524_Finite_element_micro-modeling_of_infilled_frames)

- [69] NICOLA, Tarque, Candido LEANDRO, Camata GUIDO a Spacone ENRICO. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and Structures* [online]. 2015, **8**(3), 733-759 [cit. 2022-06-06]. ISSN 2092-7614. Dostupné z: doi:[10.12989/eas.2015.8.3.733](https://doi.org/10.12989/eas.2015.8.3.733)
- [70] ČERVENKA, Vladimír, Libor JENDELE a Jan ČERVENKA. *ATENA Program Documentation: Part 1 - Theory* [online]. [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA_Theory.pdf
- [71] *CEB-FIP model code 1990: design code*. London: T. Telford, 1993. ISBN 0727716964.
- [72] *FIB model code for concrete structures 2010*. Berlin: Ernst, c2013. ISBN 978-343-3030-615.
- [73] ZICH, Miloš, Radek KARÁSEK, Zdeněk VOJTA, Miloslav JANDA, Ondřej ŠIMEK a Radim NEČAS. *TH03020446: Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy: Zpráva č.17: Výroba stěnových panelů a otvorem, zkoušky materiálů*.
- [74] *Scia Engineer 21.1: a Nemetschek Company* [online]. [cit. 2023-06-19]. Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/scia-engineer>
- [75] JIRÁSEK, Milan a Jan ZEMAN. *Přetváření a porušování materiálů: dotvarování, plasticita, lom a poškození*. 2. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2012. ISBN 978-80-01-05064-4.
- [76] *Idea StatiCa, modul RCS; Dimenzování železobetonových průřezů podle EN 1992-1-1 a EN 1992-2: studijní text pro odborný seminář*. 3.12.2010 [cit. 2023-02-22].
- [77] *ČSN EN 1992-2+Opr.1+Z1+Z2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: ÚNMZ, 2007.
- [78] *ČSN EN 1990 ed. 2: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ÚNMZ, 2021.
- [79] SATYANARAYANAN, S. a P. GOVINDAN. Experimental behaviour of infilled frame under static loading. In: *Indian Concrete Journal: vol. 63*. 1989, s. 542-552.

10 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ**Malá písmena latinské abecedy**

$a_{1,2}$	idealizace polohy podpory
b_t	je průměrná šířka tahové oblasti průřezu
d	délka ekvivalentní diagonální vzpěry
e	Eulerovo číslo
e_0	výstřednost prvního řádu
e_i	přídavná výstřednost pokrývající účinky geometrických imperfekcí
f_c	pevnost betonu v tlaku
$f_{c,cyl}$	válcová pevnost betonu v tlaku
$f_{c,cube}$	krychelná pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$f_{ck,c}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku v důsledku ovinutí
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{cm}	střední válcová pevnost betonu v tlaku
f_{ct}	pevnost betonu v tahu
f_{ctm}	střední pevnost betonu v tahu
f_t	mez pevnosti betonářské výztuže
f_y	mez kluzu betonářské výztuže
f_{yk}	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
f_m	pevnost zdiva v tlaku
f'_{m90}	pevnost zdiva v tlaku rovnoběžně s ložnou spárou
h_w	výška stěny
$k_{1,2}$	konstanty obdržené proložením křivky dílčími body únosností
$k_{F1,2,3}$	navržené konstanty obdržené proložením křivky dílčími body únosností výplně
$k_{vd1,2}$	navržené konstanty obdržené proložením křivky dílčími body redukčního součinitele ekvivalentní diagonální vzpěry
l_0	vzpěrná délka stěny
l_w	délka stěny
l_x	délka kontaktní plochy výplně s příčlím
l_z	délka kontaktní plochy výplně se sloupem
t_v	tloušťka výplně
t_w	tloušťka stěny
u	vodorovná deformace
u_{lim}	mezní vodorovná deformace
v	svislá deformace
v_{lim}	mezní svislá deformace
Δv	přírůstek svislé deformace
v_d	šířka ekvivalentní diagonální vzpěry výplně bez otvoru
$v_{d,red}$	šířka ekvivalentní diagonální vzpěry výplně s otvorem
w_{lim}	limitní šířka trhliny
w_{max}	maximální šířka trhliny
w_{min}	minimální šířka trhliny
$w_{prům}$	průměrná šířka trhliny

Velká písmena latinské abecedy

A_c	průřezová plocha betonového průřezu
A_{c0}	zatížená plocha
A_{c1}	největší návrhová roznášecí plocha podobného tvaru jako A_{c0}
A_s	průřezová plocha podélné výztuže
$A_{s,hmin}$	minimální průřezová plocha vodorovné betonářské výztuže ve stěně
$A_{s,max}$	maximální průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{s,v}$	průřezová plocha svislé betonářské výztuže ve stěně
$A_{s,vmin}$	minimální průřezová plocha svislé betonářské výztuže ve stěně
E_c	modul pružnosti betonu
E_s	modul pružnosti betonářské výztuže
E_v	modul pružnosti výplně
F/F_R	poměr působící síly k únosnosti výplně
ΔF	přírůstek síly
ΔF_{sv}	přírůstek tahové síly ve výztuži od posouvající síly
F_d	působící síla v diagonálním směru
$F_{d,R(k;d)}$	únosnost výplně pro sílu působící v diagonálním směru (charakteristická; návrhová)
$F_{h,R}$	únosnost výplně pro sílu působící ve vodorovném směru
G_F	specifická lomová energie betonu
G_{F0}	základní hodnota lomové energie
H_v	výška výplně
I_c	moment setrvačnosti sloupu
I_p	moment setrvačnosti příčle
K_t	tečnová tuhost
L_v	délka výplně
N_{Rd}	únosnost stěny bez otvoru
N_{Rd0}	únosnost stěny s otvorem

Písmena řecké abecedy

α	úhel sklonu náhradní diagonály
α_{cw}	součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačeném pásu
α_x	součinitel vyjadřující polohu a velikost otvoru
α_ϕ	konstanta charakterizující vlastnosti materiálu z hlediska vnitřního tření
β	součinitel zohledňující okrajové podmínky
γ_c	dílčí materiálový součinitel pro beton
γ_s	dílčí materiálový součinitel pro betonářskou výztuž
ε_c	poměrné přetvoření betonu
ε_{c1}	poměrné přetvoření betonu při dosažení maximálního napětí f_c
$\varepsilon_{c,lim}$	mezní poměrné přetvoření betonu
$\Delta\varepsilon_c$	změna poměrného přetvoření betonu
$\Delta\varepsilon_{cV}$	změna poměrného přetvoření betonu vlivem posouvající síly
$\Delta\varepsilon_{sV}$	změna poměrného výztuže vlivem posouvající síly
θ	úhel sklonu tlakové diagonály
λ	dílčí součinitel relativní tuhosti
μ_0	součinitel velikosti otvoru
ν_1	redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem
ρ	stupeň vyztužení
σ_1	maximální hlavní napětí
σ_2	minimální hlavní napětí
$\sigma_{2,MSÚ}$	efektivní příčné tlakové napětí v MSÚ v důsledku ovinutí
$\Delta\sigma_c$	změna napětí betonu
$\Delta\sigma_c^{e+ne}$	pružná a nepružná změna napětí betonu
$\Delta\sigma_c^c$	změna napětí betonu od dotvarování
$\Delta\sigma_s$	změna napětí v betonářské výztuži
$\Delta\sigma_s^e$	pružná změna napětí v betonářské výztuži
$\Delta\sigma_s^c$	změna napětí v betonářské výztuži od dotvarování
τ_0	konstanta charakterizující vlastnosti materiálu z hlediska meze kluzu ve smyku
Φ	součinitel, kterým se zohledňuje výstřednost, včetně účinků druhého řádu a běžných účinků dotvarování
$\chi_{FR,red}$	součinitel redukce únosnosti pro výplň s otvorem
$\chi_{v_d,red}$	součinitel redukce šířky ekvivalentní diagonální vzpěry pro výplň s otvorem
ψ	prutové pootočení
ψ_{lim}	mezní prutové pootočení

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1 Panelový dům typu B 70 [4]	4
Obr. 2.2 Panelový dům typu T08 B [4]	4
Obr. 2.3 Panelový dům v Jihlavě [5]	4
Obr. 2.4 Panelový dům (výstavba) [5]	4
Obr. 2.5 Stěnový panel plný nevyztužený [3]	5
Obr. 2.6 Stěnový panel plný vyztužený [3]	5
Obr. 2.7 Dodatečný otvor v panelovém domě [2]	5
Obr. 2.8 Dodatečný otvor v panelovém domě [3]	5
Obr. 2.9 Kotvení dodatečně vkládané výztuže [3].....	6
Obr. 2.10 Statické zajištění otvoru ocelovým svařencem [2]	6
Obr. 2.11 Statické zajištění otvoru uhlíkovými lamelami [11].....	6
Obr. 2.12 Schéma panelu se skrytými pilíři	7
Obr. 2.13 Schéma vyztužení panelu „spící výztuž“	7
Obr. 2.14 Železobetonový montovaný skelet mlékáren Poděbrady [15]	7
Obr. 2.15 Železobetonový montovaný skelet [16]	7
Obr. 2.16 Idealizace prostorového působení stěn [21]	8
Obr. 2.17 Varianty výpočetních modelů stěny s dodatečně provedeným otvorem šířky 2 m; a) celý výsek stěny; b) výsek dvou pater o šířce budovy; c) pouze vyšetřovaný stěnový panel [3]	9
Obr. 2.18 Porovnání velikosti svislých normálových napětí v závislosti na umístění dodatečně provedeného otvoru šířky 2 m [3].....	10
Obr. 2.19 Porovnání hodnot normálových napětí v bezprostřední blízkosti nově provedeného otvoru pro některé vybrané vyšetřované nosné stěny s dodatečně provedenými otvory [3].....	11
Obr. 2.20 Průběh podélných normálových napětí ve styku „stěna – strop – stěna“ [24]	12
Obr. 2.21 Schéma experimentu [25].....	13
Obr. 2.22 Průběh poměrného přetvoření ve výztuži pro vzorek s otvorem [25]	13
Obr. 2.23 Vyhodnocení šířky trhlin vzhledem k různým kritériím udávaným v normách; a) stěna s malým otvorem; b) stěna s velkým otvorem [25]	13
Obr. 2.24 Rozměry k návrhu stěny s otvorem [21]	17
Obr. 2.25 Experimentální vzorek stěny s 1 otvorem [33].....	17
Obr. 2.26 Experimentální vzorek stěny se 2 otvory [33]	17
Obr. 2.27 Stěnová výplň volně vložená do rámu skeletu	19
Obr. 2.28 Stěnová výplň dokonale spojená s rámem skeletu	19
Obr. 2.29 Módy porušení ztužujících výplňových stěn	20
Obr. 2.30 Ekvivalentní prutová vzpěra.....	21
Obr. 2.31 Napětí na kontaktních plochách.....	21
Obr. 2.32 Ekvivalentní šířky vzpěr pro různé poměry velikosti stěny jako funkce parametru λH_v [37]	23
Obr. 2.33 Srovnání parametru λH_v pro jednotlivé literatury	26
Obr. 2.34 Srovnání výsledně šířky ekvivalentních vzpěr dle literatur pro nezatíženou stěnu 3 × 3 × 0,3m, průřezy rámu 500 × 500 mm	27
Obr. 2.35 Srovnání výsledně šířky ekvivalentních vzpěr dle literatur pro zatíženou stěnu 3 × 6 × 0,2m, průřezy rámu 300 × 300 mm	27

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Obr. 2.36 Typické křivky zatížení/deformace pro betonové výplně ráků bez otvoru [37]....	28
Obr. 2.37 Porušení betonové výplně ráků bez otvoru [37].....	28
Obr. 2.38 Srovnání únosnosti dle literatur pro stěnu $3 \times 3 \times 0,3\text{m}$, průřezy ráku 500×500 mm	30
Obr. 2.39 Srovnání únosnosti dle literatur pro stěnu $3 \times 6 \times 0,2\text{m}$, průřezy ráku 300×300 mm	30
Obr. 2.40 Schéma směru silového toku kolem otvoru	30
Obr. 2.41 Ekvivalentní vzpěra výplně s otvorem	30
Obr. 2.42 Schéma plochy otvoru výplně	31
Obr. 2.43 Schéma plochy plné výplně bez otvoru.....	31
Obr. 2.44 Označení polohy otvoru [61].....	32
Obr. 2.45 Ukázka numerické analýzy modelů [61].....	32
Obr. 2.46 Srovnání průběhu redukčního součinitele $\chi_{\text{vd,red}}$ pro jednotlivé literatury.....	33
Obr. 2.47 Srovnání výsledně šířky ekvivalentních vzpěr dle literatur pro stěnu $3 \times 3 \times 0,3\text{m}$ s otvorem.....	33
Obr. 2.48 Varianty modelování ekvivalentních diagonálních vzpěr [63]	34
Obr. 2.49 Průběh ohybových momentů na ráku získaných různým modelováním vzpěr (převzato z [63]).....	34
Obr. 2.50 Model dvojvzpěry se smykovou pružinou [63]	34
Obr. 2.51 Odezva na seismické zatížení – použití dvou variant ekvivalentních vzpěr a porovnání s experimentem [60]	35
Obr. 2.52 Přístupy k modelování zdiva [67].....	36
Obr. 2.53 Odvození sítě konečných prvků pro rák s výplňovou stěnou [67].....	36
Obr. 2.54 Izolinie normálového napětí σ_x analyzovaného modelu výplně [68].....	36
Obr. 2.55 Odvození redukčního součinitele ekvivalentní šířky vzpěry na základě numerických modelů [67]	36
Obr. 5.1 Funkce dvojosého porušení betonu [70].....	39
Obr. 5.2 Multilineární pracovní diagram betonářské výztuže [70]	39
Obr. 5.3 Model zafixované trhliny. Stav napětí a poměrného přetvoření [70]	40
Obr. 5.4 Model rotující trhliny. Stav napětí a poměrného přetvoření [70]	40
Obr. 5.5 Redukce tlakové pevnosti betonu porušeného trhlinami [70].....	41
Obr. 5.6 Funkce soudržnosti dle Bigaj (1999) [70].....	41
Obr. 5.7 Konečný prvek typu: a) hexahedra (brick), b) tetrahedra [70].....	42
Obr. 5.8 Síť konečných prvků při nekompatibilitě na kontaktech (vlevo) a s kompatibilní sítí (vpravo) [70].....	42
Obr. 6.1 Tvar experimentálních vzorků.....	43
Obr. 6.2 Vyztužení experimentálních vzorků	43
Obr. 6.3 Studie stěnového efektu	45
Obr. 6.4 Schéma experimentu	46
Obr. 6.5 Odporový tenzometr na povrchu betonu	47
Obr. 6.6 Způsob napínání předpínacích tyčí.....	47
Obr. 6.7 Strunový tenzometr na povrchu betonu	47
Obr. 6.8 Postup vrtání jádrových vrtů	48
Obr. 6.9 Dokončené jádrové vrty.....	48
Obr. 6.10 Postup řezání otvoru.....	48
Obr. 6.11 Vzorky s vyřezaným otvorem	48

Obr. 6.12 Použití tenzometrů	49
Obr. 6.13 Odečet šířky trhliny.....	49
Obr. 6.14 Dokonalé dotlačení nosníku na kraji.....	49
Obr. 6.15 Vzepětí nosníku v polovině rozpětí	49
Obr. 6.16 Vliv vrtání/vyřezávání na odečet frekvence strunového tenzometru.....	50
Obr. 6.17 Schéma výpočtového modelu Atena.....	53
Obr. 6.18 Schéma simulace postupného vyřezávání otvoru včetně sítě 3D konečných prvků	53
Obr. 6.19 Ilustrace namáhání zkušebního vzorku	54
Obr. 6.20 Popis rozmístění snímačů	55
Obr. 6.21 Nelineární pracovní diagram betonu [72]	55
Obr. 6.22 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice zatížení 160 kN) - experiment/Atena	56
Obr. 6.23 Porušení tenzometru O-03 (vzorek ZP04).....	57
Obr. 6.24 Schéma namáhání u bodu O-01	57
Obr. 6.25 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice zatížení 100 kN) - experiment/Atena	58
Obr. 6.26 Grafické srovnání rozdílů hlavních napětí σ_c (160 kN).....	58
Obr. 6.27 Trhliny po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/Atena	59
Obr. 6.28 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/Atena	59
Obr. 6.29 Trhliny po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/Atena	60
Obr. 6.30 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/Atena	60
Obr. 6.31 Trhliny po vyřezání – oblast II (160kN) - experiment/Atena	60
Obr. 6.32 Úhel trhlin – oblast II (160kN) - experiment/Atena	60
Obr. 6.33 Trhliny po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/Atena	61
Obr. 6.34 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/Atena	61
Obr. 6.35 Panel ZP02 (160kN) po vyřezání	62
Obr. 6.36 Panel ZP03 (160kN) po vyřezání	63
Obr. 6.37 Panel ZP04 (160kN) po vyřezání	64
Obr. 6.38 Panel ZP05 (160kN) po vyřezání	65
Obr. 6.39 Panel ZP01 (100kN) po vyřezání	66
Obr. 6.40 Panel ZP05 (100kN) po vyřezání	66
Obr. 6.41 Panel ZP01 (100kN) – Atena po vyřezání.....	66
Obr. 6.42 Panel ZP05 (100kN) – Atena po vyřezání.....	66
Obr. 6.43 Porovnání změn poměrného přetvoření v čase pro panel ZP01.AD a ZP05.BD (100 kN).....	67
Obr. 6.44 Porovnání změn napětí v betonu v čase pro ZP01.Atena a ZP05.Atena (100 kN) – pro časový úsek měřený experimentem	68
Obr. 6.45 Porovnání změn napětí v betonu v čase pro ZP01.Atena a ZP05.Atena (100 kN) – predikce pro 50 let.....	68
Obr. 6.46 Porovnání změn napětí ve výztuži v čase pro ZP05.Atena (100 kN) – predikce pro 50 let	69
Obr. 6.47 Trhliny po vyřezání až do 31. dne – oblast I (100kN)	70
Obr. 6.48 Výška tlačené oblasti po vyřezání až do 31. dne – oblast I (100kN).....	70
Obr. 6.49 Panel ZP01 (100kN) 7–31 dní po vyřezání.....	71
Obr. 6.50 Panel ZP05 (100kN) 7–31 dní po vyřezání.....	72

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Obr. 6.51 Tvar experimentálních vzorků.....	73
Obr. 6.52 Vyztužení experimentálních vzorků.....	73
Obr. 6.53 Výroba panelů S1	73
Obr. 6.54 Výroba panelů S2	73
Obr. 6.55 Schéma experimentu.....	74
Obr. 6.56 Foto experimentu.....	74
Obr. 6.57 Detail zatěžovacích lisů	74
Obr. 6.58 Detail vodorovného podepření pilířů	74
Obr. 6.59 Potenciometr P1 (P3) v hlavě pilíře	75
Obr. 6.60 Odporové tenzometry T1 (T3) a T4 (T5) v rohu.....	75
Obr. 6.61 Porušený panel S1.I.....	76
Obr. 6.62 Trhlina uprostřed nadpraží, přerušené výztuže – panel S1.II.....	76
Obr. 6.63 Oblast II bez trhlin – panel S1.II.....	76
Obr. 6.64 Trhliny v pilíři – panel S1.II.....	76
Obr. 6.65 Porušený panel S2.I.....	77
Obr. 6.66 Trhliny v nadpraží – panel S2.II	77
Obr. 6.67 Přerušené pruty v nadpraží – panel S2.II	77
Obr. 6.68 Trhliny v pilíři – panel S2.II.....	77
Obr. 6.69 Trhliny v oblasti II – panel S1.II.....	78
Obr. 6.70 Trhliny v oblasti II – panel S2.I.....	78
Obr. 6.71 Svislá deformace nadpraží (bod P2)	79
Obr. 6.72 Svislá deformace pilířů (bod P1 a P3)	79
Obr. 6.73 Nelineární pracovní diagram betonu [72].....	80
Obr. 6.74 ϵ_c při horním tlačeném povrchu nadpraží (bod T2).....	80
Obr. 6.75 ϵ_c při spodním povrchu nadpraží u kraje (bod T1 a T3)	80
Obr. 6.76 ϵ_c při vnitřním tlačeném povrchu pilíře (bod T4 a T5)	80
Obr. 6.77 Lineárně pružný pracovní diagram betonu (LP)	82
Obr. 6.78 Plastický pracovní diagram betonu (PLDP)	82
Obr. 6.79 Podmínka plasticity dle Drucker-Pragera (PLDP).....	82
Obr. 6.80 Schéma stěnového modelu Scia Engineer	83
Obr. 6.81 Napětí modelu (totožné pro LP i PLDP) před vyřezáním otvoru (výslednice 160 kN)	83
Obr. 6.82 Vnitřní síly modelu LP (výslednice 160kN).....	85
Obr. 6.83 Vnitřní síly modelu PLDP (výslednice 160kN).....	85
Obr. 6.84 Průřezy nadpraží	86
Obr. 6.85 Průřezy pilířů	86
Obr. 6.86 Analýza vybraných průřezů (výslednice zatížení 160 kN).....	88
Obr. 6.87 Analýza vybraných průřezů (výslednice zatížení 100 kN).....	89
Obr. 6.88 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\epsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice 100 kN) - experiment/stěnové modely	90
Obr. 6.89 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\epsilon_c$ po vyřezání otvoru (výslednice 100 kN) - experiment/stěnové modely	90
Obr. 6.90 Porovnání jednotlivých modelů s experimenty	91
Obr. 6.91 Trhliny po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/stěnové modely	92
Obr. 6.92 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (160kN) - experiment/stěnové modely	92

Obr. 6.93 Trhliny po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/stěnové modely	92
Obr. 6.94 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast I (100kN) - experiment/stěnové modely	92
Obr. 6.95 Trhliny po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/stěnové modely	93
Obr. 6.96 Výška tlačené oblasti po vyřezání – oblast III (160kN) - experiment/stěnové modely	93
Obr. 6.97 Idealizace náhradního nosníku.....	94
Obr. 6.98 Průhyb pro model S2 PLDP – zatížení 100 %	94
Obr. 6.99 Výpočetní model pro průhyb – panel S1	95
Obr. 6.100 Výpočetní model pro průhyb – panel S2.....	95
Obr. 6.101 Závislost průhybu v polovině rozpětí na síle – experiment/ prutové modely	96
Obr. 6.102 Stádia působení železobetonového průřezu	96
Obr. 6.103 Schéma stěnového modelu Scia Engineer	97
Obr. 6.104 Vnitřní síly modelu LP (výslednice 112 kN – panel S1).....	99
Obr. 6.105 Vnitřní síly modelu PLDP (výslednice 112kN – panel S1).....	99
Obr. 6.106 Vnitřní síly modelu LP (výslednice 336 kN– panel S2).....	101
Obr. 6.107 Vnitřní síly modelu PLDP (výslednice 438 kN – panel S2).....	101
Obr. 6.108 Průřezy nadpraží.....	102
Obr. 6.109 Průřezy pilířů	102
Obr. 6.110 Analýza průřezů (panel S1.I)	103
Obr. 6.111 Analýza průřezů (panel S2.I)	104
Obr. 6.112 ε_c při horním tlačném povrchu nadpraží (bod T2) - experiment/stěnové modely	106
Obr. 6.113 ε_c při spodním povrchu nadpraží u kraje (bod T1 a T3) - experiment/stěnové modely.....	106
Obr. 6.114 ε_c při vnitřním tlačném povrchu pilíře (bod T4 a T5) - experiment/stěnové modely	106
Obr. 6.115 Porušení ZP01.AK – celkový pohled	107
Obr. 6.116 Porušení ZP05.BD – celkový pohled.....	107
Obr. 6.117 Porušení ZP01.AK – detail	108
Obr. 6.118 Porušení ZP05.BD – detail.....	108
Obr. 6.119 Šířky trhlin v závislosti na zatížení (oblast I).....	109
Obr. 6.120 Šířky trhlin v závislosti na zatížení (oblast II).....	109
Obr. 6.121 Výsledné σ_c (síla 160 kN) – srovnání mezi variantou dodatečně a předem vytvořeného otvoru.....	110
Obr. 6.122 Trhliny na stěně s otvorem – oblast I (160kN) – dodatečný /předem vytvořený otvor	110
Obr. 6.123 Výška tlačené oblasti stěně s otvorem – oblast I (160kN) – dodatečný/předem vytvořený otvor.....	110
Obr. 6.124 Trhliny na stěně s otvorem – oblast III (160kN) – dodatečný /předem vytvořený otvor	110
Obr. 6.125 Výška tlačené oblasti stěně s otvorem – oblast III (160kN) – dodatečný /předem vytvořený otvor.....	110
Obr. 6.126 Grafické porovnání rozdílů trhlin mezi variantou dodatečně a předem vytvořeného otvoru.....	111
Obr. 6.127 Vliv stěnového efektu na ohybové namáhání pilíře.....	112

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Obr. 6.128 Schéma rozměrů samostatných pilířů	113
Obr. 6.129 Schéma vyztužení pilířů	114
Obr. 6.130 Zkušební sestava	115
Obr. 6.131 Zkušební sestava	115
Obr. 6.132 Detail uložení v patě pilíře	115
Obr. 6.133 Potenciometr v ½ rozpětí	115
Obr. 6.134 Potenciometr v patě pilíře	116
Obr. 6.135 Odporový tenzometr v ½ rozpětí	116
Obr. 6.136 Detail zatížení v hlavě pilíře	116
Obr. 6.137 Schéma výpočtového modelu analýzy experimentu	117
Obr. 6.138 Detaily vyztužení modelů pilířů	117
Obr. 6.139 Vodorovná deformace v ½ rozpětí	119
Obr. 6.140 ε_c ve svislém směru (v ½ rozpětí)	119
Obr. 6.141 Porušení pilířů	120
Obr. 6.142 Posudek pomocí interakčního diagramu	122
Obr. 6.143 Definice místně zatížené plochy [9]	122
Obr. 6.144 Srovnání únosností experimentálně vyzkoušených pilířů s výpočetními vztahy	123
Obr. 6.145 Srovnání pilířů pro stejné materiálové charakteristiky	124
Obr. 6.146 Srovnání pilířů pro stejné materiálové charakteristiky - detail	124
Obr. 6.147 Dispozice experimentálního RD	126
Obr. 6.148 Před vyřezáním otvoru	126
Obr. 6.149 Vřezávání otvoru	126
Obr. 6.150 Po vyřezání otvoru	126
Obr. 6.151 Schéma rozmístění tenzometrů	126
Obr. 6.152 Vyztužení panelu se „spící výztuží“	127
Obr. 6.153 Stěnový výpočtový model	128
Obr. 6.154 Zatěžovací stavy	129
Obr. 6.155 Model před vyřezáním otvoru – napětí (kombinace MSP – Charakteristická) ...	130
Obr. 6.156 Model po vyřezání otvoru – napětí (kombinace MSP – Charakteristická)	130
Obr. 6.157 Porovnání $\Delta\sigma_c$ a $\Delta\varepsilon_c$ po vyřezání otvoru – experiment/stěnové modely	131
Obr. 6.158 Idealizace náhradního nosníku	136
Obr. 6.159 Svíslé σ_y – řez	136
Obr. 6.160 Kombinace – kvazistálá	137
Obr. 7.1 Tvar experimentálních vzorků	141
Obr. 7.2 Vyztužení experimentálních vzorků	141
Obr. 7.3 Výroba vzorku SV2	142
Obr. 7.4 Výroba vzorku SV3	142
Obr. 7.5 Schéma experimentu a umístění snímačů	143
Obr. 7.6 Detail zatěžované oblasti	143
Obr. 7.7 Foto experimentu	143
Obr. 7.8 Detail rozmístění snímačů	143
Obr. 7.9 Schéma výpočtového modelu analýzy experimentu (vlevo nahoře), vyztužení diskretní výztuží vzorku SV4 (vpravo nahoře) a síť 3D konečných prvků modelu (dole)	145
Obr. 7.10 Porovnání závislosti síly na deformaci – data experimentů a modelů Atena	146
Obr. 7.11 Příklad výpočtu tuhosti	147

Obr. 7.12 Příklad odvození tuhosti na základě poměru F/F_R	147
Obr. 7.13 Lineárně pružný model – hlavní tahy	147
Obr. 7.14 Lineárně pružný model – hlavní tlaky	147
Obr. 7.15 Porušení vzorku SV1 – experiment.....	148
Obr. 7.16 Porušení vzorku SV1 – Atena	148
Obr. 7.17 Porušení vzorku SV2 – experiment.....	148
Obr. 7.18 Porušení vzorku SV2 – Atena	148
Obr. 7.19 Porušení vzorku SV3 – experiment.....	148
Obr. 7.20 Porušení vzorku SV3 – Atena	148
Obr. 7.21 Porušení vzorku SV3 (detail 1) – experiment.....	149
Obr. 7.22 Porušení vzorku SV3 (detail 2) – experiment.....	149
Obr. 7.23 Porušení vzorku SV4 – experiment.....	149
Obr. 7.24 Porušení vzorku SV4 – Atena	149
Obr. 7.25 Porušení vzorku SV4 (detail 1) – experiment.....	149
Obr. 7.26 Porušení vzorku SV4 (detail 2) – experiment.....	149
Obr. 7.27 Porovnání postkritického průběhu L-D, vzorků SV3 a SV4.....	150
Obr. 7.28 Vylomení výztuže v rohu – experiment.....	150
Obr. 7.29 Dosažení mezní soudržnosti výztuže s betonem v rohu – Atena	150
Obr. 7.30 Popis rozměrů navržených stěn	151
Obr. 7.31 Modely s různými velikostmi otvorů – a) plná stěna, b) otvor 10 %, c) otvor 25 %, d) otvor 50 %	151
Obr. 7.32 Popis metodiky vyztužení.....	152
Obr. 7.33 Vyztužení jednotlivých variant stěn VSO	153
Obr. 7.34 Doporučení pro zakotvení šikmé výztuže	153
Obr. 7.35 Doporučení pro stykování obv. výztuže	153
Obr. 7.36 Vyztužení některých numerických modelů.....	154
Obr. 7.37 Vývoj tuhosti stěn v závislosti na přírůstku síly pro stěnu $3 \times 3 \times 0,3$ m s různými velikostmi otvorů	156
Obr. 7.38 Mechanismus porušení (stěna $3 \times 3 \times 0,3$, bez otvoru).....	157
Obr. 7.39 Napětí ve výztuži (stěna $3 \times 3 \times 0,3$, bez otvoru).....	157
Obr. 7.40 Mechanismus porušení (stěna $3 \times 3 \times 0,3$, otvor 5 %).....	157
Obr. 7.41 Napětí ve výztuži (stěna $3 \times 3 \times 0,3$, otvor 5 %).....	157
Obr. 7.42 Mechanismus porušení (stěna $3 \times 3 \times 0,3$, otvor 25 %).....	157
Obr. 7.43 Napětí ve výztuži (stěna $3 \times 3 \times 0,3$, otvor 25 %).....	157
Obr. 7.44 Vliv velikosti otvoru na únosnost – stěna $3 \times 3 \times 0,3$ m.....	158
Obr. 7.45 Průběhy zatěžovací křivky pro stěnu bez otvoru, SV4 a SV5 s otvorem 10 %.....	158
Obr. 7.46 Stěna VSO5, otvor 10 %, bod „Y“	158
Obr. 7.47 Stěna VSO5, otvor 10 %, bod „U“	158
Obr. 7.48 Vyztužení vzorku VSO1	159
Obr. 7.49 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO1	160
Obr. 7.50 Vyztužení vzorku VSO2	161
Obr. 7.51 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO2	162
Obr. 7.52 Vyztužení vzorku VSO3	162
Obr. 7.53 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO3	163
Obr. 7.54 Vyztužení vzorku VSO4	163
Obr. 7.55 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO4	164

Statically analysis of reinforced concrete walls with additional openings

Obr. 7.56 Vyztužení vzorku VSO5.....	165
Obr. 7.57 Průběhy součinitele $\chi_{vd,red}$ pro analyzované vzorky stěn VSO5.....	166
Obr. 7.58 Porovnání navržených vztahů redukčního součinitele $\chi_{vd,red}$ s dostupnou literaturou.....	167
Obr. 7.59 Průběhy součinitele $\chi_{FR,red}$ pro analyzované vzorky stěn	169
Obr. 7.60 Odvození ekvivalentní kontaktní plochy pro účely kontrolního výpočtu dle výpočetních vztahů	170
Obr. 7.61 Velikost kontaktní plochy modelu stěny 1:1 (3×3×0,3).....	170
Obr. 7.62 Velikost kontaktní plochy modelu stěny 1:2 (3×6×0,2).....	170
Obr. 7.63 Srovnání ekvivalentní šířky vzpěry výplně bez otvoru (v_d) mezi výpočetními vztahy a numerickou analýzou – Atena.....	171
Obr. 7.64 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena (VSO vše; $F/F_R=0; 0,1$)	172
Obr. 7.65 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena ($F/F_R=0,25$).....	173
Obr. 7.66 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena ($F/F_R=0,5$).....	174
Obr. 7.67 Srovnání ekvivalentní redukované šířky vzpěry výplně s otvorem ($v_{d,red}$) mezi výpočetními vztahy (v_d dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena ($F/F_R=0,75$).....	175
Obr. 7.68 Srovnání únosnosti výplně bez otvoru ($F_{d,R}$) mezi výpočetními vztahy a numerickou analýzou – Atena.....	176
Obr. 7.69 Srovnání únosnosti výplně s otvorem ($F_{d,R,red}$) mezi výpočetními vztahy ($F_{d,R}$ dle Stafford-Smith a Carter 1969) a numerickou analýzou – Atena.....	177
Obr. 14.1 Schéma vyšetřované konstrukce	202
Obr. 14.2 Výpočetní model.....	203
Obr. 14.3 Výsledky analýzy dodatečně provedeného otvoru.....	205
Obr. 14.4 Mezní posunutí, prutové pootočení [7]	205
Obr. 14.5 Výsledky analýzy dodatečně provedeného otvoru se zesílením výplně v 1-3.NP.....	206

12 SEZNAM TABULEK

Tab. 2.1 Přehled rozdílů vstupních parametrů mezi jednotlivými výpočetními vzorci	16
Tab. 2.2 Hodnoty C pro proměnné hodnoty deformací v rovině panelu [49].....	25
Tab. 2.3 Hodnoty součinitelů k_1 a k_2	32
Tab. 6.1 Vyztužení jednotlivých variant vzorků panelů	44
Tab. 6.2 Odvození zatěžovací síly pro experiment.....	46
Tab. 6.3 Přehled zkoušených variant panelů	47
Tab. 6.4 Materiálové parametry vzorků betonu v čase experimentu	50
Tab. 6.5 Střední normové charakteristiky betonářských výztuží.....	51
Tab. 6.6 Hodnoty poměrného přetvoření v těžišti paty pilíře před vyřezáním otvoru	56
Tab. 6.7 Porovnání vypočítaných změn napětí v betonu v čase pro ZP01.Atena a ZP05.Atena (100 kN) – pro 50 let	69
Tab. 6.8 Porovnání vypočítaných změn napětí ve výztuži v čase pro ZP05.Atena (100 kN) – pro 50 let	70
Tab. 6.9 Vyztužení jednotlivých variant vzorků panelů	74
Tab. 6.10 Materiálové parametry vzorků betonu v čase experimentu	75
Tab. 6.11 Materiálové parametry vzorků výztuží experimentu	76
Tab. 6.12 Výsledky experimentu stěn s otvorem	78
Tab. 6.13 Výsledky analýzy průhybu pomocí náhradního nosníku	95
Tab. 6.14 Porovnání výsledků experimentů s numerickými modely	105
Tab. 6.15 Dosažené hodnoty zatížení při w_{lim}	108
Tab. 6.16 Popis vyztužení pilířů	113
Tab. 6.17 Materiálové parametry vzorků betonu v čase experimentu	116
Tab. 6.18 Porovnání výsledků experimentů s numerickými modely	118
Tab. 6.19 Srovnání pilířů pro stejnou třídu betonu	124
Tab. 7.1 Vyztužení jednotlivých variant vzorků pro experiment.....	142
Tab. 7.2 Střední normové charakteristiky betonářských výztuží.....	143
Tab. 7.3 Materiálové parametry vzorků v čase experimentu	144
Tab. 7.4 Porovnání výsledků experimentů s numerickými modely	146
Tab. 7.5 Charakteristické normové charakteristiky betonu třídy C30/37	151
Tab. 7.6 Charakteristické normové charakteristiky betonářských výztuží.....	152
Tab. 7.7 Vyztužení jednotlivých variant vzorků pro parametrickou studii.....	153
Tab. 7.8 Odvozené konstanty pro výpočet redukce ekvivalentní šířky vzpěry	167
Tab. 7.9 Odvozené konstanty pro výpočet redukce únosnosti	168

13 SEZNAM PUBLIKOVANÝCH PRACÍ VZTAHUJÍCÍCH SE K TÉMATU DISERTAČNÍ PRÁCE

2023

- [S1] ŠIMEK, Ondřej a Miloš ZICH. Equivalent diagonal bar strut of the infill shear walls with an opening. In: *Young Engineers Colloquium Dresden 2023: Report*. German group of IABSE, 2023, s. 66-68. ISBN 978-3-85748-193-2.
- [S2] ŠIMEK, Ondřej a Miloš ZICH. Ekvivalentní šířka diagonální prutové vzpěry ztužujících výplňových stěn s otvorem. In: *Juniorstav 2023: Sborník příspěvků*. Brno: Fakulta stavební VUT v Brně, 2023, s. 312-320. ISBN 978-80-86433-80-6.

2022

- [S3] ŠIMEK, Ondřej a Miloš ZICH. Study of the Influence of the Opening Size and the Type of Reinforcement on the Behavior of the Reinforced Concrete Infill Shear Walls. In: *Solid State Phenomena*. 2022, s. 209-215. ISSN 1662-9779. Dostupné z: doi:10.4028/p-d57up3
- [S4] ŠIMEK, Ondřej a Miloš ZICH. Studie vlivu velikosti otvoru na chování ztužujících železobetonových výplňových stěn. In: *28. Betonářské dny, Sborník příspěvků konference*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2022. ISBN 978-80-907611-6-2.
- [S5] ŠIMEK, Ondřej a Miloš ZICH. Analýza ekvivalentní šířky diagonální vzpěry ztužující stěny s otvorem. In: *Juniorstav*. Brno: Fakulta stavební VUT v Brně, 2021, 2022-1-27, s. 197-203. ISBN 978-80-86433-76-9. Dostupné z: doi:[10.13164/juniorstav.2022.197](https://doi.org/10.13164/juniorstav.2022.197)
- [S6] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Michal POŽÁR a Radim NEČAS. Experimentální ověření dodatečného provádění otvoru do železobetonových stěn. In: *Juniorstav*. Brno: Fakulta stavební VUT v Brně, 2021, 2022-1-27, s. 204-211. ISBN 978-80-86433-76-9. Dostupné z: doi:[10.13164/juniorstav.2022.204](https://doi.org/10.13164/juniorstav.2022.204)

2021

- [S7] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Miloslav JANDA a Radim NEČAS. The Influence of Various Types of Reinforcement of the Concrete Pillars of Precast Walls with an Opening. In: *Solid State Phenomena*. 2021, s. 94-99. ISSN 1662-9779. Dostupné z: doi:[10.4028/www.scientific.net/SSP.322.94](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.322.94)
- [S8] ŠIMEK, Ondřej a Miloš ZICH. Únosnost ztužujících železobetonových stěn s otvorem. In: *Sborník konference JUNIORSTAV 2021*. Brno, 2021, s. 207-211. ISBN 978-80-86433-75-2.

2020

- [S9] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Miloslav JANDA a Radim NEČAS. Vlivy rozdílného vyztužení pilířů prefabrikovaných panelů s otvorem. In: *27. Betonářské dny, Sborník příspěvků konference*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2020, s. 483-489. ISBN 978-80-907611-3-1.
- [S10] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Miloslav JANDA a Radim NEČAS. Únosnost prefabrikovaných pilířů v závislosti na způsobu vyztužení. In: *Betonárske dni 2020*. Bratislava: SPEKTRUM STU, 2020, s. 169-174. ISBN 978-80-227-5047-9.

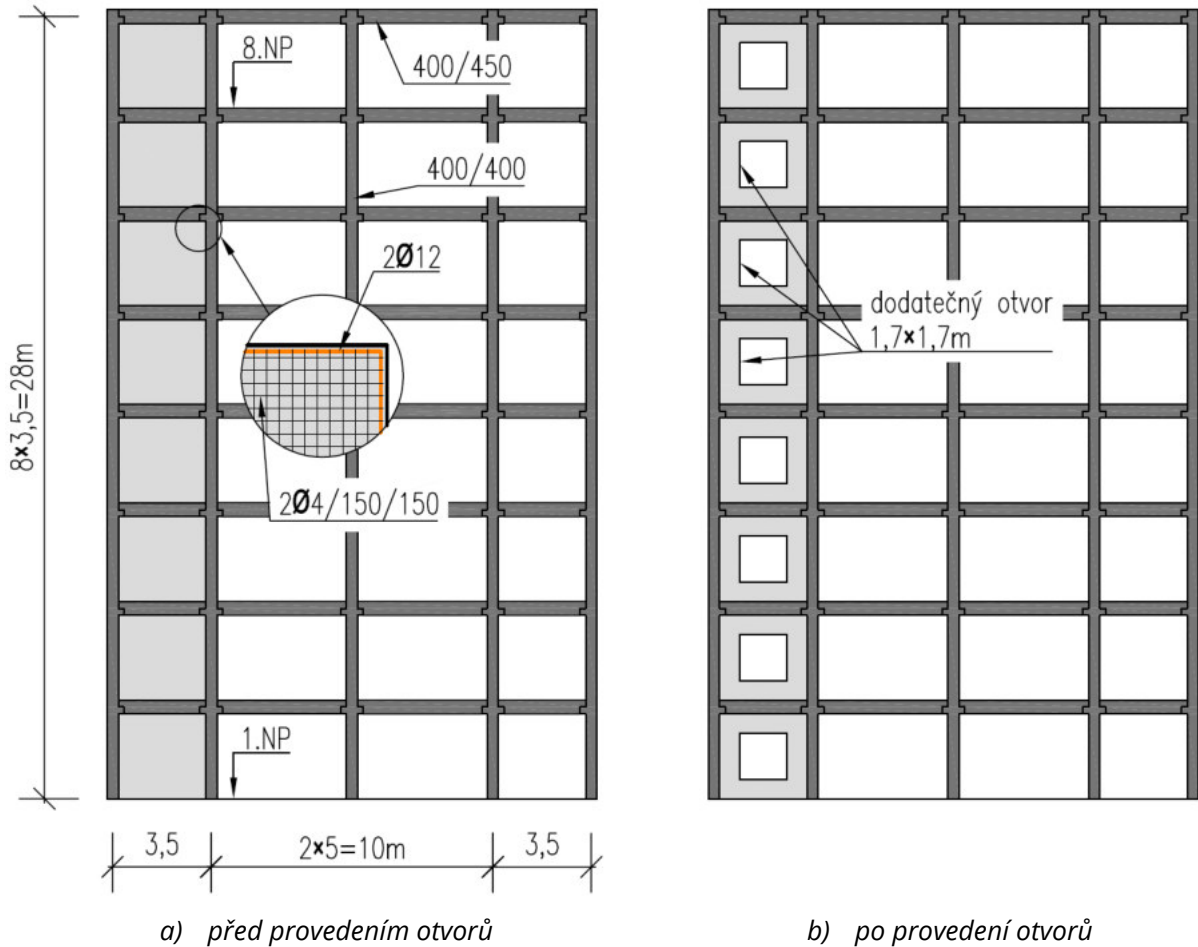
- [S11] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Miloslav JANDA, Petr DANĚK a Radim NEČAS. Testing of the Prefabricated Reinforced Concrete Pillars. In: *Solid State Phenomena*. 2020, s. 234-239. ISSN 1662-9779. Dostupné z: doi:[10.4028/www.scientific.net/SSP.309.234](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.309.234)
- [S12] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Miloslav JANDA a Petr DANĚK. Testování prefabrikovaných železobetonových pilířů. In: *Sborník konference JUNIORSTAV 2020*. Brno, 2020, s. 266-271. ISBN 78-80-86433-73-8.

2019

- [S13] ŠIMEK, Ondřej, Miloš ZICH, Miloslav JANDA, Petr DANĚK a Radim NEČAS. Zkoušení prefabrikovaných železobetonových pilířů. In: 26. *Betonářské dny 2019, Sborník příspěvků konference*. Hradec Králové: Česká betonářská společnost ČSSI, 2019. ISBN 978-80-907611-2-4.

14 PŘÍLOHA 1: POSUDEK DODATEČNÉHO PROVEDENÍ OTVORŮ DO RÁMOVÉ KONSTRUKCE SE ZTUŽUJÍCÍMI VÝPLŇOVÝMI STĚNAMI

Je uvažován hypotetický posudek na prefabrikované rámové konstrukci o 8 podlažích, s požadavkem na provedení dodatečných otvorů. Výplňové stěny jsou zde betonové plné, bez otvoru. Požadavek investora je provést okenní otvory čtvercových rozměrů velikosti 1,7×1,7 m do všech výplní. Rozměry vyšetřovaného výseku konstrukce a dílčích průřezů, viz Obr. 14.1a. Třída betonu pro celou konstrukci je C25/30. Zjištěné původní vyztužení výplní je naznačeno na detailu Obr. 14.1a. Schéma provedení dodatečných otvorů, viz Obr. 14.1b.



Obr. 14.1 Schéma vyšetřované konstrukce

Parametry výplně:

Rozměry: 3,1×3,1×0,2 m (poměr stran 1:1), volně vložená do skeletu, Beton C25/30 ($f_{ck} = 25\text{MPa}$; $f_{cd} = 16,67\text{MPa}$)

Plocha vyztužení výplně na 1 metr šířky po obvodě (viz kap. 7.3.1):

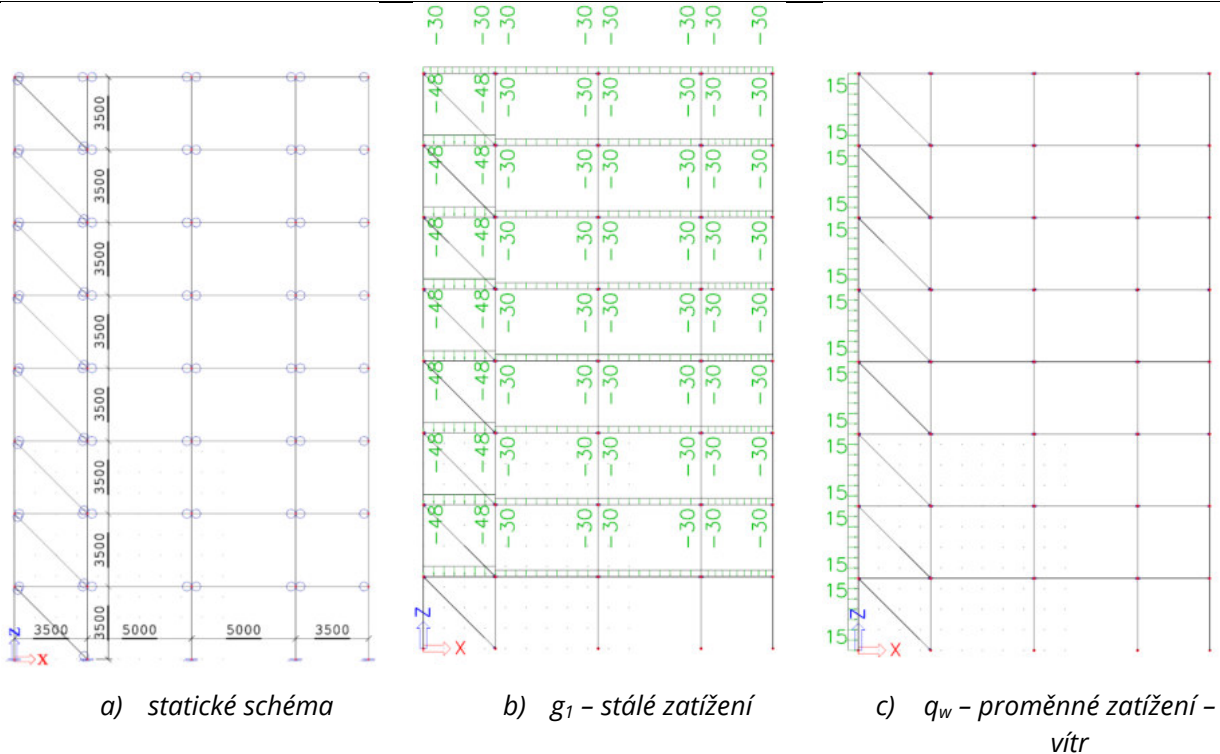
$$A_s = 2 \times 0,87 \cdot 10^{-4} + 2 \times 1,13 \cdot 10^{-4} = 4,0 \cdot 10^{-4} (2 \times \phi 4/150 + 2\phi 12)$$

Minimální plocha vyztužení:

$$A_{s,min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot 0,2 \cdot 1,0 = 4,0 \cdot 10^{-4}$$

$A_s \geq A_{s,min} \rightarrow$ výplň je možno uvažovat jako železobeton, typ vyztužení VS02 (Obr. 7.33)

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory



Obr. 14.2 Výpočetní model

Výpočtový model (Obr. 14.2a):

- Lineárně pružné působení betonu,
- kloubové připojení příčlí k průběžným sloupům,
- ekvivalentní vzpěra kloubově připojena do styčnicků (uvažována jen v jednom směru pro vyšetřovaný směr zatížení),
- vetknutí do základů v patách sloupů.

Zatížení:

- g_0 - vlastní tíha (počítáno automaticky pro tíhové zrychlení 10 m/s^2),
- g_1 - ostatní stálé + vlastní tíha výplní (Obr. 14.2b),
- q_w - proměnné - vítr (Obr. 14.2c).

Kombinace:

- MSP: $g_0 + g_1 + q_w$
- MSÚ: $(g_0 + g_1) \cdot \gamma_G + q_w \cdot \gamma_Q; \gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,5$

Disertační práce Příloha 1: Posudek dodatečného provedení otvorů do rámové konstrukce se ztužujícími výplňovými stěnami

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Odvození sestavy ekvivalentních vzpěr do modelu (dle kap. 7.3.5):

Výpočet vzpěr výplní bez otvoru	Podlaží	$F_{d,Rk}(f_{ck})$ [kN]	odhad v_d [mm]	$F_{d,EK}$ (MSP) [kN]
		(2.23)	Obr. 2.32a	model
	8 - plná	-6697	1353	-28
	7 - plná	-6697	1353	-112
	6 - plná	-6697	1353	-182
	5 - plná	-6697	1353	-256
	4 - plná	-6697	1353	-330
	3 - plná	-6697	1265	-403
	2 - plná	-6697	1265	-475
1 - plná	-6697	1265	-554	

Výpočet vzpěr výplní s otvorem 1. iterace	Podlaží	$F_{d,Rk}(f_{ck})$ [kN]	$\chi_{FR,red}$ [-]	$F_{d,Rk,red}(f_{ck})$ [kN]	odhad F/F_R	v_d [mm]	$\chi_{vd,red}$ [-]	$v_{d,red}$ [mm]	$F_{d,EK}$ (MSP) [kN]	F/F_R	Chyba
		(2.23)	(7.5)	(7.4)		Obr. 2.32a	(7.3)	(2.3)	model		
	8 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,03	1326	0,316	419	-30	0,03	-7 %
	7 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,11	1256	0,316	396	-111	0,11	1 %
	6 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,18	1194	0,316	377	-182	0,18	0 %
	5 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,25	1133	0,316	358	-261	0,25	-2 %
	4 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,32	1071	0,244	262	-335	0,32	-1 %
	3 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,39	1009	0,173	175	-426	0,41	-5 %
	2 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,46	948	0,102	97	-494	0,48	-4 %
1 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,53	888	0,055	49	-287	0,28	93 %	

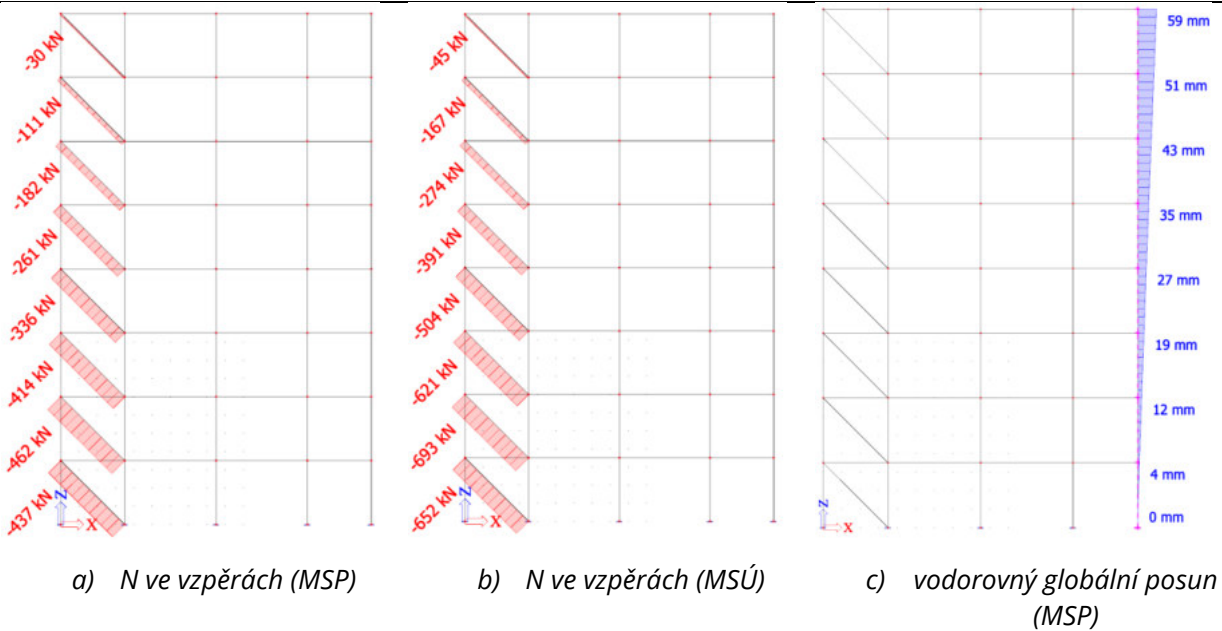
Výpočet vzpěr výplní s otvorem 2. iterace	Podlaží	$F_{d,Rk}(f_{ck})$ [kN]	$\chi_{FR,red}$ [-]	$F_{d,Rk,red}(f_{ck})$ [kN]	odhad F/F_R	v_d [mm]	$\chi_{vd,red}$ [-]	$v_{d,red}$ [mm]	$F_{d,EK}$ (MSP) [kN]	F/F_R	Chyba
	8 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,03	1326	0,316	419	-30	0,03	-7 %
	7 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,11	1256	0,316	396	-111	0,11	1 %
	6 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,18	1194	0,316	377	-182	0,18	0 %
	5 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,25	1133	0,316	358	-261	0,25	-2 %
	4 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,32	1071	0,244	262	-335	0,32	-1 %
	3 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,39	1009	0,173	175	-397	0,38	2 %
	2 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,46	948	0,102	97	-427	0,41	11 %
	1 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,28	1150	0,285	328	-571	0,55	-50 %

*upravené parametry vzpěry v aktuální iteraci oproti předešlé jsou vyznačeny oranžově

Výpočet vzpěr výplní s otvorem 3. iterace	Podlaží	$F_{d,Rk}(f_{ck})$ [kN]	$\chi_{FR,red}$ [-]	$F_{d,Rk,red}(f_{ck})$ [kN]	odhad F/F_R	v_d [mm]	$\chi_{vd,red}$ [-]	$v_{d,red}$ [mm]	$F_{d,EK}$ (MSP) [kN]	F/F_R	Chyba
	8 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,03	1326	0,316	419	-30	0,03	-7 %
	7 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,11	1256	0,316	396	-111	0,11	1 %
	6 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,18	1194	0,316	377	-182	0,18	0 %
	5 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,25	1133	0,316	358	-261	0,25	-2 %
	4 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,32	1071	0,244	262	-336	0,32	-2 %
	3 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,39	1009	0,173	175	-414	0,40	-3 %
	2 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,44	965	0,122	118	-462	0,45	-1 %
	1 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,43	974	0,133	129	-437	0,42	2 %

Posudek únosnosti výplní s otvorem	Podlaží	$F_{d,Rd}(f_{cd})$ [kN]	$\chi_{FR,red}$ [-]	$F_{d,Rd,red}(f_{cd})$ [kN]	$F_{d,Ed}$ (MSÚ) [kN]	F/F_R	Posudek
		(2.23)	(7.5)	(7.4)	model		
	8 - VSO2	-4465	0,155	-691	-45	0,07	VYHOVUJE
	7 - VSO2	-4465	0,155	-691	-167	0,24	VYHOVUJE
	6 - VSO2	-4465	0,155	-691	-274	0,40	VYHOVUJE
	5 - VSO2	-4465	0,155	-691	-391	0,57	VYHOVUJE
	4 - VSO2	-4465	0,155	-691	-504	0,73	VYHOVUJE
	3 - VSO2	-4465	0,155	-691	-621	0,90	VYHOVUJE
	2 - VSO2	-4465	0,155	-691	-693	1,01	NEVYHOVUJE
1 - VSO2	-4465	0,155	-691	-652	0,94	VYHOVUJE	

Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory



Obr. 14.3 Výsledky analýzy dodatečně provedeného otvoru

- Třetí iterací byly odvozeny šířky ekvivalentních vzpěr jejichž předpokládaná napjatost (poměr F/F_R který má vliv na šířku vzpěry) se shoduje s tou danou výpočetním modelem. Výplně tak vystihují svou tuhost v modelu.
- Posudek únosnosti pro výplň v 2.NP nevyhovuje (výplně v 1 a 3. NP jsou také téměř na hranici únosnosti).
- Posudek mezních přetvoření dle ČSN 73 1201 [7] (Obr. 14.4):

Celkový vodorovný posun: $f = 59 \text{ mm}$; $f_{lim} = \frac{H}{500} = \frac{28000}{500} = 56 \text{ mm}$

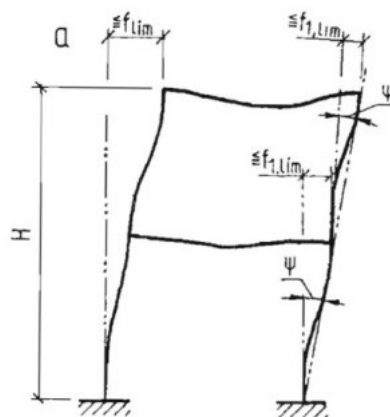
$f \not\leq f_{lim} \rightarrow 59 \not\leq 56 \text{ mm} \rightarrow$ NEVYHOVUJE

Dílčí vodorovný posun patra: $f_1 = 8 \text{ mm}$; $f_{1,lim} = 20 \text{ mm}$

$f_1 < f_{1,lim} \rightarrow 8 < 20 \text{ mm} \rightarrow$ VYHOVUJE

Mezní prutové pootočení: $\psi = 3,3 \text{ mrad}$; $\psi_{lim} = 5,0 \text{ mrad}$

$\psi < \psi_{lim} \rightarrow$ VYHOVUJE



Obr. 14.4 Mezní posunutí, prutové pootočení [7]

Disertační práce Příloha 1: Posudek dodatečného provedení otvorů do rámové konstrukce se ztužujícími výplňovými stěnami

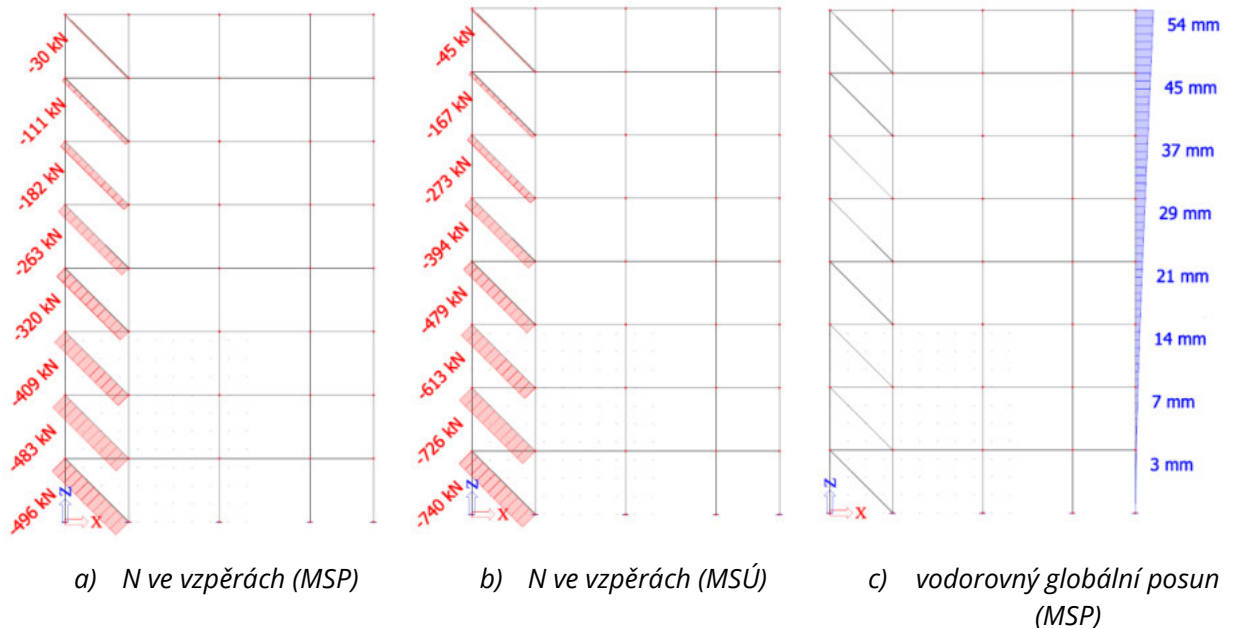
Statická analýza železobetonových stěn s dodatečně provedenými otvory

Konstrukce na dodatečné provedení otvoru při stávajícím vyztužení výplní nevyhovuje. Je navrženo dodatečné zesílení výplní v 1. až 3.NP typem vyztužení VSO5 (Obr. 7.33). Dodatečná výztuž: 2 ϕ 12 kolem nově vytvořeného otvoru, včetně šikmých výztuží.

Odvození sestavy ekvivalentních vzpěr do modelu (včetně zesílených výplní v 1. – 3. NP):

Výpočet vzpěr výplní s otvorem 4. iterace	Podlaží	$F_{d,Rk}(f_{ck})$ [kN]	$\chi_{FR,red}$ [-]	$F_{d,Rk,red}(f_{ck})$ [kN]	odhad F/F_R	V_d [mm]	$\chi_{vd,red}$ [-]	$V_{d,red}$ [mm]	$F_{d,EK}$ (MSP) [kN]	F/F_R	Chyba
	8 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,03	1326	0,316	419	-30	0,03	-7 %
	7 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,11	1256	0,316	396	-111	0,11	1 %
	6 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,18	1194	0,316	377	-182	0,18	0 %
	5 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,25	1133	0,316	358	-263	0,25	-3 %
	4 - VSO2	-6697	0,155	-1036	0,32	1071	0,244	262	-320	0,31	3 %
	3 - VSO5	-6697	0,397	-2662	0,16	1212	0,269	326	-409	0,15	1 %
	2 - VSO5	-6697	0,397	-2662	0,17	1203	0,261	314	-483	0,18	-4 %
	1 - VSO5	-6697	0,397	-2662	0,18	1194	0,253	302	-496	0,19	-3 %

Posudek únosnosti výplní s otvorem	Podlaží	$F_{d,Rd}(f_{cd})$ [kN]	$\chi_{FR,red}$ [-]	$F_{d,Rd,red}(f_{cd})$ [kN]	$F_{d,Ed}$ (MSÚ) [kN]	F/F_R	Posudek
	8 - VSO2	-4602	0,155	-712	-45	0,06	VYHOVUJE
	7 - VSO2	-4602	0,155	-712	-167	0,23	VYHOVUJE
	6 - VSO2	-4602	0,155	-712	-273	0,38	VYHOVUJE
	5 - VSO2	-4602	0,155	-712	-394	0,55	VYHOVUJE
	4 - VSO2	-4602	0,155	-712	-479	0,67	VYHOVUJE
	3 - VSO5	-4602	0,397	-1829	-613	0,34	VYHOVUJE
	2 - VSO5	-4602	0,397	-1829	-726	0,40	VYHOVUJE
	1 - VSO5	-4602	0,397	-1829	-740	0,40	VYHOVUJE



Obr. 14.5 Výsledky analýzy dodatečně provedeného otvoru se zesílením výplní v 1-3.NP

- Posudek únosnosti výplní vyhovuje
- Posudek mezních přetvoření dle ČSN 73 1201 [7]:

$$\text{Celkový vodorovný posun: } f = 54 \text{ mm; } f_{lim} = \frac{H}{500} = \frac{28000}{500} = 56 \text{ mm}$$

$$f < f_{lim} \rightarrow 54 < 56 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\text{Dílčí vodorovný posun patra: } f_1 = 8 \text{ mm; } f_{1,lim} = 20 \text{ mm}$$

$$f_1 < f_{1,lim} \rightarrow 8 < 20 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\text{Mezní prutové pootočení: } \psi = 3,3 \text{ mrad; } \psi_{lim} = 5,0 \text{ mrad} \rightarrow \psi < \psi_{lim} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$