



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV POZEMNÍHO STAVITELSTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING STRUCTURES

# STĚNOVÉ NEVYZTUŽENÉ PANELY Z PÁLENÝCH ZDICÍCH PRVKŮ SPOJOVANÝCH DVOUSLOŽ- KOVÝM POLYURETANOVÝM LEPIDLEM

WALL UNREINFORCED PANELS FROM CLAY MASONRY UNITS CONNECTED BY  
TWO-COMPONENT POLYURETHANE ADHESIVE

## HABILITAČNÍ PRÁCE

HABILITATION THESIS

## AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Miloš LAVICKÝ, Ph.D.

BRNO 2017

## **Abstrakt**

Habilitační práce se zaměřuje na systém stěnových keramických panelů TM, které jsou vytvořeny z nového druhu zdiva, u něhož zdicí prvky jsou s nevyplněnými styčnými spárami a jsou spojeny pouze v ložné spáře. Pro analýzu v provozního stavu byly zkoušeny vzorky pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku a modulu pružnosti, pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry, pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami a počáteční pevnosti zdiva ve smyku. Pro zjištění chování panelů v montážním stavu byly provedeny zkoušky pro stanovení únosnosti zdiva při namáhání ve vlastní rovině a únosnosti zdiva na při použití plastových montážních podložek. Analýzy v provozním stavu je nutné modifikovat s přihlédnutím k specifickému chování stěnových keramických panelů TM. Stěnové keramické panely TM jsou v montážním stavu namáhány pro zdivo neobvyklým způsobem a to ohybem ve vlastní rovině. Numerické analýzy montážního stavu byly provedeny metodou konečných prvků podle teorie rovinné napjatosti. Výsledky byly uplatněny v praxi.

## **Abstract**

The habilitation thesis focuses on the system of TM wall ceramic panels which are made from a new type of masonry, whose masonry units have unfilled head joints only connected in the bed joint. Therefore, loading tests for analyses in the operation phase were performed to find compressive strength and elastic modulus of the masonry, flexural tensile strength of masonry perpendicular to bed joints, flexural tensile strength of masonry parallel to bed joints, and initial shear strength of masonry. Loading tests for analyses in the construction phase were performed to find bearing capacity for loading in its own plane, and bearing capacity with the use of a plastic mounting plate. Analyses in the operation phase need to be modified, taking into account the specific behavior of TM ceramic wall panels. TM wall ceramic panels are stressed in the construction phase with an unusual way for masonry – bending in its own plane. The numeric analyses of the construction phase were performed by the finite element method with the use of the plane stress theory. The results were applied in practice.

## **Klíčová slova**

Stěnové nevyztužené keramické panely, nevyztužené zdivo z pálených zdicích prvků, výpočtový model, MKP, experiment, zatěžovací zkoušky zdiva.

## **Keywords**

Wall unreinforced ceramic panel, unreinforced masonry of clay masonry units, analysis model, FEM, experiment, loading test of masonry

## **Bibliografická citace VŠKP**

Lavický Miloš, *Stěnové nevyztužené panely z pálených zdicích prvků spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem*. Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně. Brno, 2017. 146 p.

## Poděkování

Vřelé poděkování za podporu a motivaci při psaní této práce patří mé rodině a přátelům, zejména panu doc. Ing. Janu Pěňčíkovi, Ph.D. za pomoc při řešení otázek matematického modelování konstrukcí a spolupráci při experimentálních zkouškách

# OBSAH

<b>1. ÚVOD</b>	<b>7</b>
<b>2. CÍL HABILITAČNÍ PRÁCE</b>	<b>9</b>
<b>3. VÝVOJ STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ</b>	<b>10</b>
<b>3.1. Technologie předcházející prefabrikaci stěnových keramických konstrukcí</b>	<b>10</b>
3.1.1. Skládané stěnové keramické konstrukce	10
3.1.2. Sádkování cihel	11
<b>3.2. Kvádry, bloky</b>	<b>12</b>
<b>3.3. Blokopanely (kvádropanel, panelobloky)</b>	<b>14</b>
<b>3.4. Stěnové keramické panely</b>	<b>15</b>
3.4.1. Druhy stěnových keramických panelů podle výrobní polohy	15
3.4.2. Stěnové keramické panely vyráběné ve vodorovné výrobní poloze	16
3.4.3. Stěnové keramické panely vyráběné ve svislé výrobní poloze	20
<b>3.5. Vývoj řešení stěnových keramických dílců</b>	<b>21</b>
<b>4. ZÁKLADNÍ MECHANICKO FYZIKÁLNÍ VLASTNOSTI KOMPONENTŮ NEVYZTUŽENÝCH STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ</b>	<b>27</b>
<b>4.1. Mechanicko fyzikální vlastnosti keramického střepu</b>	<b>27</b>
4.1.1. Pevnosti keramického střepu v tlaku	27
4.1.2. Moduly pružnosti a mezní poměrná přetvoření keramického střepu	29
4.1.3. Pevnost v tahu cihelného střepu	30
4.1.4. Objemové změny keramiky	30
<b>4.2. Mechanicko fyzikální vlastnosti pojiva</b>	<b>31</b>
<b>5. VLASTNOSTI ZDIVA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V PROVOZNÍM STAVU</b>	<b>33</b>
<b>5.1. Stanovení materiálových charakteristik zdiva stěnových keramických panelů TM pro návrh a posouzení nosného zdiva v provozním stavu</b>	<b>33</b>
<b>5.2. Stanovení pevnosti v tlaku zdiva stěnových keramických panelů TM</b>	<b>33</b>
5.2.1. Uspořádání zkoušky pevnosti v tlaku	33
5.2.2. Vyhodnocení zkoušky pevnosti v tlaku	37
<b>5.3. Stanovení pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry</b>	<b>42</b>
5.3.1. Uspořádání zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry	42
5.3.2. Vyhodnocení zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry	45
<b>5.4. Stanovení pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami</b>	<b>51</b>

5.4.1. Uspořádání zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami	51
5.4.2. Vyhodnocení zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami	53
<b>5.5. Stanovení počáteční pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM ve smyku</b>	<b>58</b>
5.5.1. Uspořádání zkoušky počáteční pevnosti zdiva ve smyku	58
5.5.2. Vyhodnocení zkoušky počáteční pevnosti zdiva ve smyku	60
<b>6. VLASTNOSTI ZDIVA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V MONTÁŽNÍCH STAVECH</b>	<b>69</b>
<b>6.1. Specifické problémy stěnových keramických panelů TM v montážních stavech</b>	<b>69</b>
<b>6.2. Únosnost zdiva stěnových keramických panelů TM na namáhání ve vlastní rovině</b>	<b>69</b>
6.2.1. Uspořádání zkoušky únosnosti zdiva ve vlastní rovině	69
6.2.2. Vyhodnocení zkoušky únosnosti zdiva ve vlastní rovině	72
<b>6.3. Únosnost zdiva stěnových keramických panelů TM v tlaku s montážními podložkami</b>	<b>75</b>
6.3.1. Uspořádání zkoušek únosnosti v tlaku zdiva s montážními podložkami	75
6.3.2. Vyhodnocení zkoušek únosnosti v tlaku zdiva s montážními podložkami	78
<b>7. STATICKÁ ANALÝZA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V PROVOZNÍM STAVU</b>	<b>90</b>
<b>7.1. Koncept statického chování stěnových panelů TM v provozním stavu</b>	<b>90</b>
7.1.1. Konstrukční výchozí předpoklady	90
7.1.2. Idealizace stěnových konstrukcí	90
<b>7.2. CHOVÁNÍ ZDIVA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM NAMÁHANÝCH MIMOSTŘEDNÝM TLAKEM</b>	<b>91</b>
7.2.1. Vstupní veličiny	91
7.2.2. Posouzení prvků namáhaných mimostředním tlakem	94
<b>7.3. Chování zdiva stěnových keramických panelů TM namáhaných kolmo k vlastní rovině</b>	<b>98</b>
7.3.1. Vstupní veličiny pro posuzování stěnových keramických panelů namáhaných smykem	98
7.3.2. Posouzení prvků namáhaných ohybem	99
<b>7.4. Chování zdiva stěnových keramických panelů TM namáhaných smykem</b>	<b>102</b>
7.4.1. Vstupní veličiny pro posuzování stěnových panelů namáhaných smykem	102
7.4.2. Posouzení stěnových konstrukcí namáhaných smykem	103
<b>8. STATICKÁ ANALÝZA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V MONTÁŽNÍM STAVU</b>	<b>105</b>
<b>8.1. Koncept statického chování stěnových keramických panelů TM v montážním stavu</b>	<b>105</b>
8.1.1. Výchozí předpoklady	105
8.1.2. Manipulace s panely	105
8.1.3. Problematika umístění závěsných otvorů	107
8.1.4. Statická analýza keramických panelů namáhaných ohybem ve vlastní rovině	108
8.1.5. Vyhodnocení zkoušeného parapetního keramického panelu TM	113
8.1.6. Vliv vrstev zdiva na chování panelů TM	115
8.1.7. Porovnání napjatosti v rozhodujících průřezech u panelů s různým počtem vrstev	119

<b>8.2. Únosnost zdiva stěnových keramických panelů na namáhání soustředěným tlakem na podložky</b>	<b>121</b>
8.2.1. Montáž stěnových keramických panelů TM	121
8.2.2. Posouzení stěnových keramických panelů TM na namáhání soustředěným tlakem při montáži	121
<b>9. ZÁVĚR</b>	<b>123</b>
9.1. Shrnutí řešené problematiky	123
9.2. Přínos pro praxi	128
9.3. Další rozvoj zkoumané problematiky	129
<b>10. LITERATURA</b>	<b>130</b>
<b>11. SUMMARY</b>	<b>135</b>
<b>12. SEZNAM OBRÁZKŮ</b>	<b>139</b>
<b>13. SEZNAM GRAFŮ</b>	<b>142</b>
<b>14. SEZNAM TABULEK</b>	<b>143</b>
<b>15. SEZNAM ZKRATEK A VELIČIN</b>	<b>144</b>

# 1. ÚVOD

Vývoj stěnových keramických montovaných konstrukcí lze sledovat od poválečné doby, kdy v souvislosti se společenským požadavkem rychlé výstavby se začala prosazovat myšlenka zprůmyslnění stavebnictví. Zděné konstrukce se prováděly z maloformátových zdicích prvků, převážně z pálených cihel velkého formátu 65/140/290 mm. Ty se na stavenišť dopravovaly jako volně ložené a manipulace s nimi byla ruční a velmi pracná. Pro snížení pracnosti manipulace se jako předstupeň prefabrikace začala provádět kontejnerizace (sádkování) cihel, jejíž princip spočívá v tom, že se cihly vkládaly do sádek, tj. transportních podložek, na kterých se cihly jeřáby dopravovaly na konkrétní pracoviště, kde se provádělo zdění. Za počátek keramické prefabrikace stěnových konstrukcí lze označit výrobu zděných těles vytvořených z cihel, z počátku plných pálených velkého formátu, později příčně děrovaných metrického formátu, spojovaných zdicí maltou, tzv. kvádrů či bloků. Bloky se ukládaly na vazbu a výška jednoho podlaží byla vytvořena dvěma až třemi bloky. Místo těchto malých bloků se později prosadily velké bloky na celou výšku podlaží, tzv. panelobloky. Další vývoj keramické prefabrikace se v zásadě ubíral dvojím směrem. V podmínkách československého stavebnictví se začaly vyrábět velkorozměrové stěnové keramické panely ve vodorovné poloze. Pro zajištění dostatečného odporu proti porušení při manipulaci bylo nutno tyto panely navrhovat jako dílce s betonovými vyztuženými žebry. Jiný vývoj keramické prefabrikace byl v některých zemích tehdejšího západního světa, kde se keramické dílce vyráběly i nadále ve svislé poloze jako bloky zděním. Pro snížení pracnosti jejich výroby se postupně začaly uplatňovat automatické zdicí linky. Vzhledem k tomu, že tyto panely od výroby po osazení jsou ve svislé poloze, je jejich namáhání ohybem kolmo na vlastní rovinu mnohem menší než u panelů vyráběných ve vodorovné poloze, proto nemusí být vyztuženy proti tomuto namáhání a výztuž je použita pouze na namáhání ve vlastní rovině panelů a na transport.

Předložená habilitační práce je zaměřena na stěnové keramické panely, které jsou vyráběny ve svislé poloze na automatické zdicí lince z broušených pálených zdicích prvků spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem a které jsou nevyztužené.

Autor habilitační práce se problematikou keramických konstrukcí zabýval jednak v rámci své projektové činnosti jako projektant stavební části nebo statiky, jednak v rámci znalecké činnosti, především však jako osoba, která se přímo podílela na vývoji hromadně vyráběných prefabrikátů s využitím cihlářských výrobků jako člen tvůrčího kolektivu, který byl tvořen autorem této habilitační práce, který měl na starosti konstrukční a statické otázky návrhu, technologa podrobně seznámeného s technologií výroby konkrétní cihelny, určené pro výrobu cihlářských výrobků tvořící keramickou část navrhovaného prefabrikátu, a technického mana-

žera, který řešil problémy spojené se zajištěním příslušných zkoušek a atestů a problémy administrativy spojené s uvedením výrobků do hromadné výroby a na trh.

První setkání autora habilitační práce s problematikou návrhu hromadně vyráběných prvků keramické prefabrikace bylo na začátku 80. let minulého století, kdy jako projektant se specializací na pozemní stavitelství a statiku pracoval v dnes již neexistujících Cihelnách Gustava Klimenta n.p. Brno (dále jen CGK n.p. Brno), kde byl zapojen do vývoje nových prvků keramické prefabrikace v CGK n.p. Brno, které řešil ve spolupráci s oddělením technického rozvoje CGK n.p. Brno nebo ve spolupráci s tehdejší Projektovým a konstrukčním ústavem cihlářské výroby a keramické prefabrikace n.p. Brno (dále jen PKÚ CVKP n.p. Brno).

Od konce 90. let minulého století doposud autor habilitační práce spolupracuje na vývoji a činnosti nutné pro zavádění prvků keramické prefabrikace do hromadné výroby se společností HELUZ cihlářský průmysl v.o.s., přičemž se jako řešitel konstrukcí a statických problémů spolupodílel na vytvoření uceleného systému stropních keramicko betonových panelů, na systému spřažených stropních konstrukcí s cihelnými tvarovkami MIAKO HELUZ a s nosníky s prostorovou výztuží, na vývoji keramicko betonových překladů 238, na vývoji plochých překladů, na vývoji roletových překladů HELUZ a na vývoji keramických komínů HELUZ. Od roku 2006 doposud spolupracuje se společností KMBeta a.s. Hodonín na vývoji prvků keramické prefabrikace. Jmenovitě lze uvést systém stropních konstrukcí se spřaženými stropními nosníky HODO, systém stropních překladů HODO 238, systém spřažených stropních konstrukcí s cihelnými tvarovkami MIAKO HODO a nosníků s prostorovou výztuží a na systém plochých překladů HODO.

Kromě návrhů a vývoji keramických konstrukcí se autor habilitační práce podílel na přípravě podkladů pro průkazní zkoušky a na jejich vyhodnocování. Výstupy jeho činnosti v oblasti keramických a keramicko betonových konstrukcí jsou vedle statických výpočtů, konstrukčních výkresů a zpráv hromadně vyráběných prvků a osvědčených technologií články v odborných a vědeckých periodikách a ve stanovení převážné většiny technických údajů vztahujících se k předmětné problematice v katalogích a příručkách pro projektanty firem HELUZ cihlářský průmysl v.o.s. a KMBeta a.s. Hodonín.



## 2. CÍL HABILITAČNÍ PRÁCE

Cílem habilitační práce je představit chování konstrukcí keramických panelů vyráběných ve svislé poloze automatickou výrobní linkou z pálených broušených zdicích prvků spojených dvousložkovým lepidlem.

Je zaměřena na konkrétní systém stěnových keramických panelů, a to systém stěnových keramických panelů TM. Tyto panely jsou zcela bez výztuže a sestávají z broušených cihelných bloků na pero a drážku s nevyplněnými styčnými spárami a spojenými pouze v ložné spáře dvousložkovým polyuretanovým lepidlem.

Jedná se o nový typ stěnových keramických panelů, s kterými nejsou zkušenosti, a v dostupné literatuře nelze dohledat informace o jejich chování v montážním a provozním stavu. U zdiva ze zdicích pálených prvků, u nichž jako pojivo je uplatněno dvousložkové polyuretanové lepidlo, nejsou známy materiálové charakteristiky ani odezva na působící zatížení.

Neprozkoumanou věcí je také statická analýza ohýbaných prvků s tlačnou i taženou oblastí s nevyplněnými spárami, u nichž se normálové síly nemohou přenášet z jednoho prvku na druhý, ale jejich přenos je zprostředkován smykovým prostředím.

Cíle práce zahrnují oblast praktickou a teoretickou. Praktickou oblast práce uvádí přehled vývoje stěnových keramických prefabrikátů na území našeho státu, jejich konstrukčního členění a vývoj uplatňovaných principů při navrhování stěnových keramických prefabrikovaných dílců. Je zde také zařazen popis základních mechanicko fyzikálních vlastností komponentů stěnových keramických panelů a to jak obecný rozbor mechanicko fyzikálních vlastností keramického střepu, tak stručný popis mechanicko fyzikálních vlastností pojiva. Těžištěm praktické oblasti je stanovení materiálových charakteristik zdiva stěnových keramických panelů TM pro návrh a posouzení nosného zdiva v provozním stavu a rozbor statického chování keramických panelů v tomto stavu.

Teoretická oblast práce zahrnuje jednak vyhodnocení poznatků získaných experimentálními testy pro provozní stav, jednak zkoumání mechanických vlastností zdiva a jeho odezvy na zatížení v montážním stavu, kdy jsou stěnové keramické panely zatíženy ohybem ve vlastní rovině, což je pro nevyztužené zdivo namáhání, které se v jiných případech nevyskytuje. V metodice práce bylo využíváno kombinace analýzy a syntézy zpracování poznatků získaných statickými výpočty, numerickým modelováním a experimentálními testy.

Obecným cílem habilitační práce je rozšířit oblast poznání o konstrukcích ze stěnových keramických panelů a poukázat na možnosti jejich dalšího rozvoje.

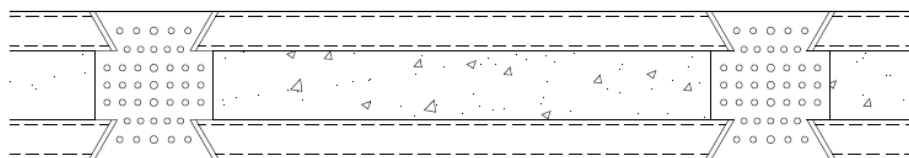
### 3. VÝVOJ STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ

Stěnové keramické montované konstrukce prošly poměrně dlouhým vývojem. Objevily se na samotném začátku vývoje stěnových panelů v 50. letech minulého století, kdy v rámci obnovy druhou světovou válkou zničených zemí stavební průmysl stál před úkolem rychlé výstavby objektů a kdy, až na nečetné výjimky, téměř výhradní technologií výstavby pro stěnové konstrukční systémy byly zděné konstrukce, které se v našich zemích zhotovovaly z pálených cihel velkého formátu 65/140/290 mm na obyčejnou maltu.

#### 3.1. Technologie předcházející prefabrikaci stěnových keramických konstrukcí

##### 3.1.1. Skládání stěnové keramické konstrukce

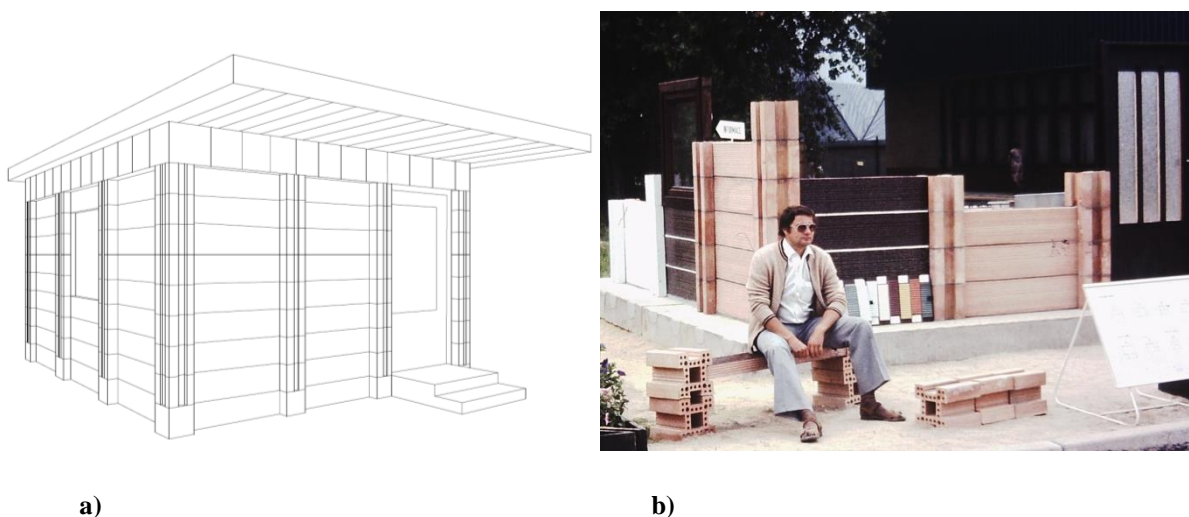
Jako předchůdce prefabrikaci stěnových keramických konstrukcí u nás lze označit skládané stěnové keramické konstrukce. Jako reprezentanta této technologie lze uvést stěnové konstrukce sestavené z nosných keramických sloupků, vytvořených ze speciálních tvarovek s oboustranným rybinovým okrajem a cihelných desek HURDIS 2 se šikmými čely, které byly osazeny na obou stranách stěny a vytvářely tak vnější a vnitřní opláštění. Do dutiny byly nasypány piliny apod., které měly funkci nejen výplňovou a také tepelně izolační. Schéma uspořádání stěny je na Obr. 1. Takto zhotovené stěnové konstrukce byly použity při výstavbě malých celokeramických domků pro zaměstnance cihelny firmy Slavík v Hrochově Týnci v období před druhou světovou válkou.



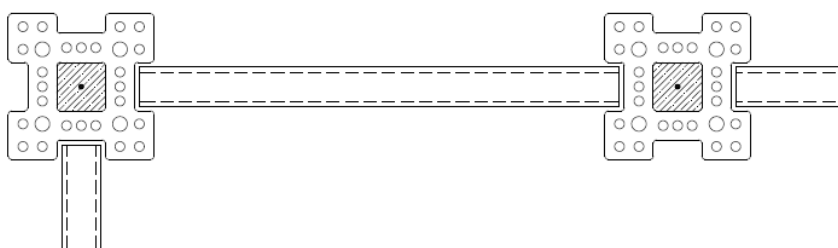
**Obr. 1** Schéma skládky stěny celokeramických domků firmy Slavík, Hrochův Týnec.

Uvedený systém skládané celokeramické konstrukce se stal inspiračním zdrojem návrhu konstrukce *Celokeramického zahradního domku*, který byl kolektivem, k němuž patřil i autor habilitační práce, vypracován v roce 1986 v Cihelnách Gustava Klimenta, n.p., Brno, v rámci programu tehdejšího Generálního ředitelství Československých cihlářských závodů v Brně (ČSCZ Brno) na rozšíření využití cihelných desek HURDIS, u kterých byla nadvýroba.

Vzhledem k charakteru zahradního domku jako sezónně používaného drobného objektu do 16 m<sup>2</sup> byly stěny vytvořeny nosnými sloupky z cihelných bloků tvaru X, mezi kterými byla jednovrstvá stěna z cihelných desek se kolmými čely HURDIS 1 (Obr. 2 a Obr. 3) [24]. Fragment tohoto *Celokeramického zahradního domku* byl vystaven na celostátní zemědělské výstavě Země živitelka v Českých Budějovicích v roce 1986. Bylo vyrobeno jen několik sad výrobků pro jeho montáž, ale do hromadné výroby nebyl zaveden.



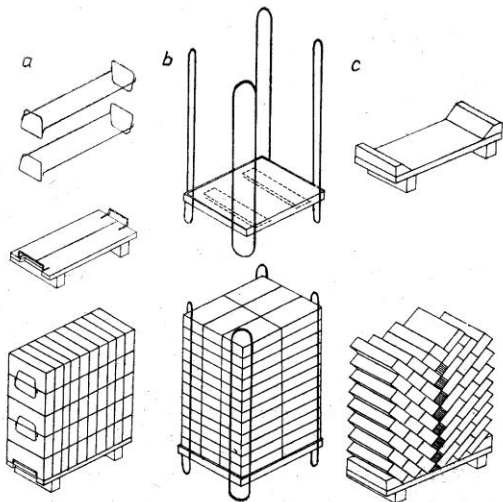
**Obr. 2** *Celokeramický zahradní domek* s technologií skládané stěnové keramické konstrukce z keramických sloupků a cihelných desek HURDIS 1, návrh prototypu CGK n.p. Brno, **a)** perspektivní pohled, **b)** fotografie vystavovaného fragmentu domku na výstavě Země živitelka v roce 1986.



**Obr. 3** Schéma skladby stěny *Celokeramického zahradního domku* podle návrhu prototypu CGK n.p. Brno.

### 3.1.2. Sádkování cihel

V období po 2. světové válce, kdy se hledaly způsoby pro rychlou výstavbu na obnovu válečnými událostmi poničených zemí, se pro usnadnění dopravy cihel na zdění, začala se provádět kontejnerizace, sádkování cihel, která nahrazovala dopravu volně ložených cihel a jejich ruční manipulaci pomocí kleští.

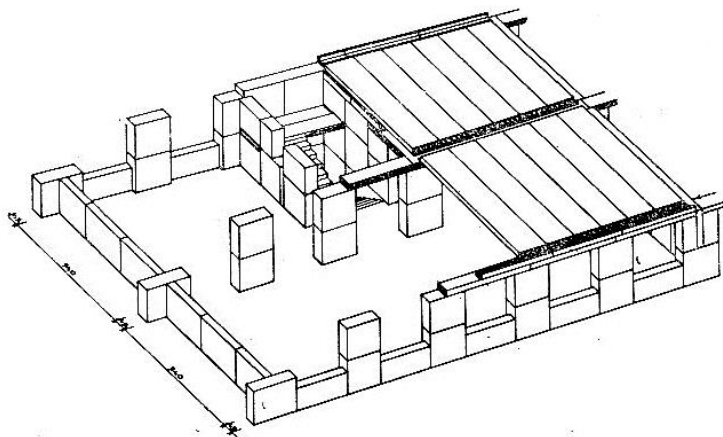


**Obr. 4** Základní typy sádek a) sponové, b) s nárožními držadly, c) bez spon. Převzato z [37].

cihly a které se na místo dopravovaly v tzv. závěsu, což byla klec z betonářské oceli, která zabraňovala vypadnutí cihel (Obr. 4).

### 3.2. Kvádry, bloky

Později sádkování cihel nahradily sádky spojené zdicí maltou, tzv. cihelné kvádry, bloky. Tento blokový systém byl u nás rozšířen v letech 1952 až 1953. Bloky měly tvar hranolu



**Obr. 5:** Blokový systém. Převzato z [55].

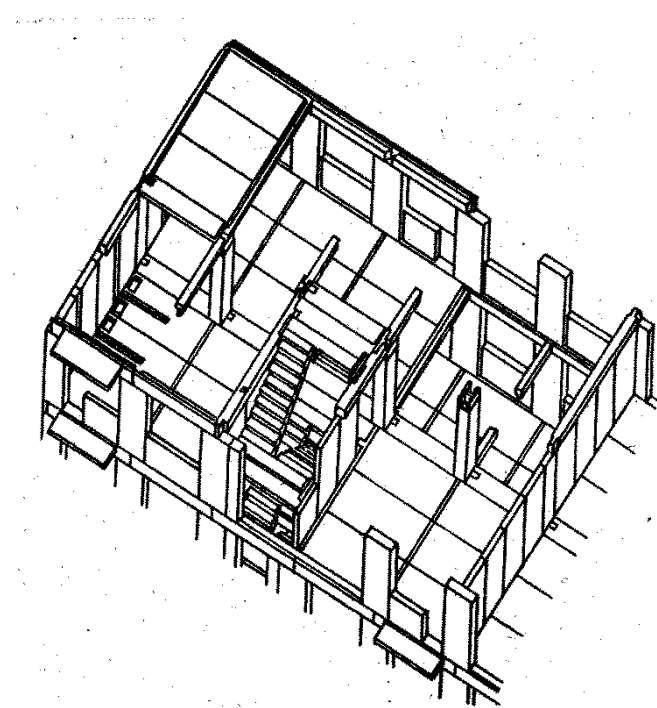
a jeho rozměry byly voleny tak, aby pro výstavbu budovy postačoval co nejmenší počet druhů. Rozměry byly dále omezeny únosností v té době používaných jeřábů SJ-16 s únosností 1 t (1000 kg), SJ-30 (Wolf) s únosností 1,5 t (1500 kg) a SJ 40 (BM-40) s únosností 2 t (2000 kg). Vyráběly se na poloautomatech ve dvou základních tloušťkách [80]. Pro vnější zdi byla používána tloušťka bloku 450 mm a pro vnitřní zdi 300 mm. Výška bloku byla v násobku 75 mm a byla nejvýše 1500 mm. Délka bloku byla 730 až 2080 mm. Objekty stavěné technologií cihelných bloků měly nosné a

Sádkování spočívalo v tom, že cihly skládaly do sádek, které se na místo manipulovaly jeřáby. Za sádky se označovaly transportní, nejčastěji dřevěné nebo drátěné podložky [37], [59].

Sádky na cihly se používaly: (1) sádky sponové z dřevěné podložky a dvou nebo tří ocelových drátěných spon na 50 až 60 cihel, celkem o hmotnosti 250 až 300 kg, (2) sádky s nárožními držadly, které se skládaly z rámů z úhelníků L40/40/4 s deskovými podložkami tloušťky 250 mm a čtyř rohových držadel z oceli  $\varnothing$  14 až 16 mm, které se plnily až na 72 cihel a jejich hmotnost byla cca 350 kg, (3) sádky bez spon z prken tloušťky 30 až 35 mm, na které se vkládalo 50

nenosné stěny z bloků, překlady a vodorovné konstrukce z železobetonových prefabrikátů. Stěny se vytvářely na výšku ze dvou až tří vrstev bloků, které se převazovaly o min. 250 mm. Jako nosný systém se uplatňoval především podélný nosný systém, přičemž příčné ztužení bylo zajišťováno diafragmantovým konceptem, příčnými stěnami a tuhou stropní tabulí z polomontovaných stropů ze stropních nosníků a stropních vložek, později ze železobetonových stropních panelů. Jako výhody blokového systému se uvádělo [80] jednak zvýšení stupně zprůmyslnění výstavby, tj. snížení počtu pracovníků potřebných na vystavění jednotkové plochy na polovinu a zrychlení postupu výstavby, jednak snížení zabudované vlhkosti ve stavbě, snížení ztrát na stavivu a snížení stavebních nákladů.

Blokový systém se využíval u konstrukce hrubé stavby v systému T 101 [80]. Nosné stěny se montovaly z bloků tloušťky 450 mm, štítové stěny z bloků tloušťky 300 mm. Bloky se osazovaly do vrstvy vápenocementové malty. Pro zajištění její tloušťky v hodnotě 15 mm se používaly dřevěné klíny. Styčné spáry se prováděly o tloušťce 15 mm a zalévaly se rovněž



**Obr. 6** Blokoskelet T16S. Převzato z [80].

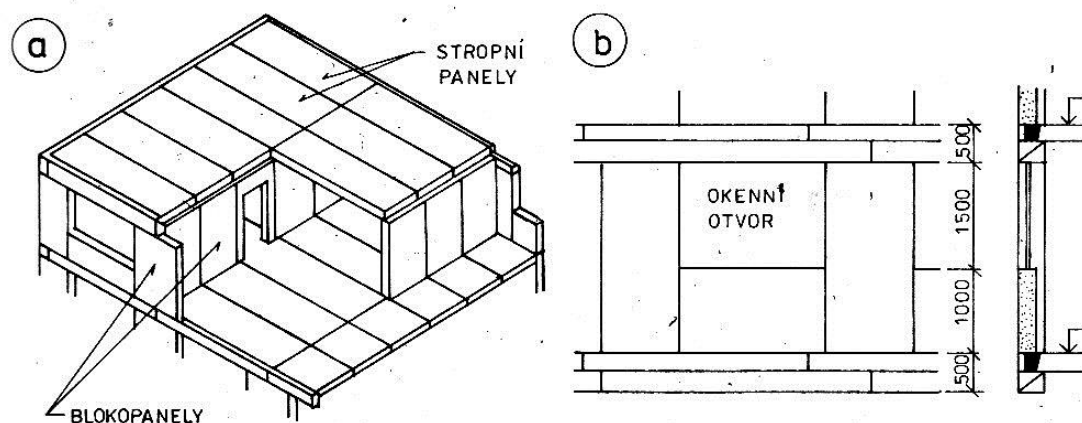
vápenocementovou maltou. Stěny se sestavovaly z bloků na vazbu. Na vazbu se prováděla i nároží, zatímco schodišťové zdi a zděné příčky se spojovaly s hlavními zdi kotevními ocelovými prvky. Překlady byly železobetonové montované, ztužující větve železobetonové monolitické. Stropní konstrukce byly z dutinových panelů. Povrchy se opatřovaly omítkou na stavbě.

Variantou byla konstrukční bloková (kvádrová) soustava s vnitřním skeletem (blokový skelet). Ten byl reprezentován systémem T16 z 1954, který byl v dalším vývoji upraven na T16S, u něhož nosné průčelní zdi byly

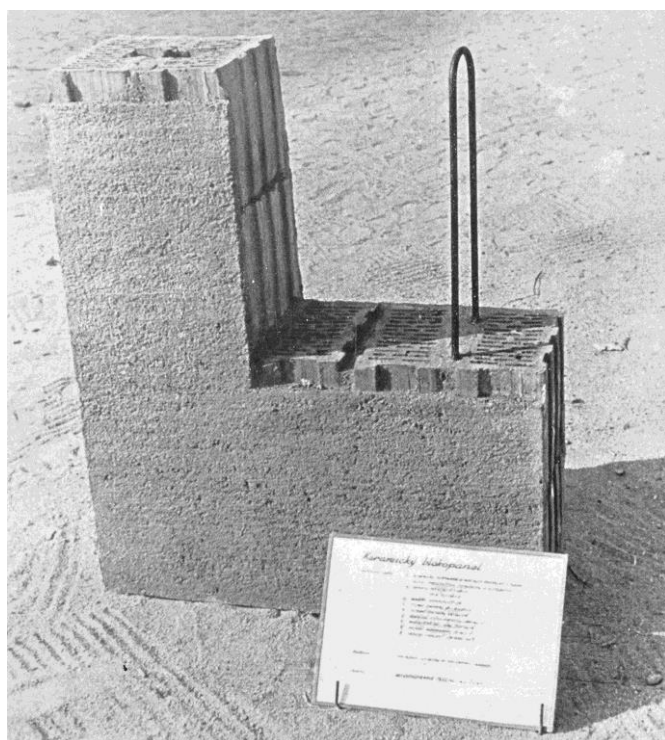
redukovány na cihelné pilíře. Jako nové prvky systému přibýly železobetonové průvlaky (Obr. 6) [37], [80]. Meziokenní pilíře měly půdorysný rozměr průřezu 1360/460 mm a byly sestaveny ze dvou bloků na výšku 2830 mm. Horní blok měl kapsu pro uložení průvlaku.

### 3.3. Blokopanely (kvádropanely, panelobloky)

V následném konstrukčním vývoji byly malé bloky nahrazeny velkými bloky na celou výšku podlaží blokopanely, též označovanými jako panelobloky, kvádropanely, nebo panelové bloky.



Obr. 7 Blokopanelový systém. Převzato z [55].



Obr. 8 Blokopanel pro systém T 0B. Převzato [72].

Pro jejich výrobu se začaly uplatňovat nejen výrobky z hrubé keramiky, ale také jiné materiály, a to beton ze zpěněné strusky, škvárobeton a od roku 1960 pórobeton.

Keramické blokopanely byly ještě v 60. letech minulého století vyráběny současně s keramickými bloky a keramickými panely, jak lze například zjistit ze *Sborníku stavebních keramických dílců* z roku 1964 [72], který zahrnoval výrobky keramické prefabrikace všech národních podniků na území Československa a kde byly uvedeny: (1) keramické blokopanely obvodový plně tloušťky 300 mm, šířky 730 až 2380 mm, výšky 1015 mm a 2495 mm o hmotnosti 655 až 1260 kg

určené pro výstavbu blokopanelových domů T 0B vyrobené z keramických tvarovek TP 26 a tepelně izolační malty s vnitřní a vnější omítkou, (2) keramické blokopanely obvodové plně tloušťky 320 mm, šířky 730 až 2380 mm, výšky 1015 mm a 2495 mm o hmotnosti 655 až

1260 kg určené rovněž pro výstavbu blokopanelových domů T 0B vyrobené z keramických tvarovek TP 26 a tepelně izolační malty s vnitřní a vnější omítkou, (3) keramické blokopanely obvodové plné tloušťky 300 mm a 320 mm, šířky 1180 mm a 2495 mm o hmotnosti 1280 a 1365 kg určené jako doplňky s větracími mřížkami pro výstavbu systému T 0 B, (4) keramické blokopanely obvodové plné tloušťky 320 mm, šířky 800 až 1460 mm, výšky 2430 o hmotnosti 720 až 1300 kg určené jako nenosné prvky a vyrobené z dutých osmiděrových cihel a tepelně izolační malty s vnitřní a vnější omítkou, (5) keramický blok obvodový plný výšky a 2500 mm (vzhledem výšce mající charakter blokopanelu) tloušťky 320 a 210 mm, šířky 590 a 1180 mm o hmotnosti 730 až 1460 kg určený pro bytovou a občanskou výstavbu



Obr. 9 Blokopanelový systém T 0B. Převzato z [72].

a vyrobený z keramických tvarovek CDM 19 a cementové malty.

Keramické obvodové blokopanely byly jednovrstvé a byly pro ně vykazovány hodnoty tepelného odpor min.  $0,6 \text{ m}^2\text{h}^\circ\text{C}/\text{kcal}$  ( $0,52 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$ ), což v tehdejší době odpovídalo požadavku na nejmenší tepelný odpor pro teplotní oblast I (s teplotou vnějšího vzduchu  $-15^\circ\text{C}$ ), který byl  $0,6 \text{ m}^2\text{h}^\circ\text{C}/\text{kcal}$  ( $0,52 \text{ m}^2\text{K}/\text{W}$ ).

## 3.4. Stěnové keramické panely

### 3.4.1. Druhy stěnových keramických panelů podle výrobní polohy

V dalším vývoji byly blokopanelové keramické prefabrikáty nahrazeny velkoplošnými stěnovými keramickými prefabrikáty, stěnovými keramickými panely. Ty se podle výrobní polohy člení na:

- (1) stěnové keramické panely vyráběné ve vodorovné poloze a
- (2) stěnové keramické panely vyráběné ve svislé poloze.

Obě tyto technologie mají své výhody a nevýhody. Hlavní nevýhodou u nás dříve výhradně používané technologie výroby stěnových keramických panelů ve vodorovné poloze je to, že při manipulaci z vodorovné výrobní polohy do svislé přepravní, montážní a provozní polohy jsou dílce namáhány na ohyb kolmo na vlastní rovinu a musejí být opatřeny výztuží,

kteřá v provozním stavu již není využita. Další nevhodnou charakteristikou těchto dílců je namáhání normálovou silou kolmo na směr, ve které byly vyráběny, což je příčinou větších hodnot svislých deformací dílců, a to jak krátkodobých tak dlouhodobých od reologických změn, od dotvarování a smršťování.

Výhodou bylo, že dílce mohly být vyráběny s malými nároky na technologické a strojní vybavení. Při zavádění výroby velkoplošných keramických prefabrikátů se využívalo venkovních rovných betonových ploch, na kterých se sestavilo bednění, do kterého se ručně ukládaly cihelné tvarovky a osazovala výztuž. Tyto výrobní plochy, tzv. polygony, byly buď přímo součástí cihelny, nebo byly v její těsné blízkosti. Později se začala prosazovat výroba v halách na posuvných ocelových podložkách s propařovacími tunely a v závěru keramické prefabrikace svislých konstrukcí u nás, koncem 80. let minulého století, se začaly pro eliminaci velmi namáhavého ručního ukládání cihelných tvarovek zavádět ukládací automaty. Výhoda jednoduchého technologického a strojního vybavení se tak vytratila a začalo se stále více ukazovat, že výroba svislých keramických dílců ve výrobní vodorovné poloze je překonaný koncept.

V 90. letech minulého století v souvislosti se společenskými změnami, nástupem tržní ekonomiky a privatizací došlo k převratným změnám ve stavebnictví. Výrobní stěnových keramických stěnových panelů se postupně uzavíraly a v polovině 90. let minulého století u nás zcela zanikly. Keramická prefabrikace stěn u nás v podstatě asi 20 roků neexistovala. Změna nastala až roce 2016, kdy firma TVARBET MORAVIA a.s. postavila ve svém závodě v Hodoníně automatickou linku na výrobu panelů ze zdicích prvků. V ní se jako s první materiálovou variantou uvažovalo s výrobou keramických panelů z pálených zdicích prvků spojených dvousložkovým polyuretanovým lepidlem, na jejichž konstrukční a statickou analýzu, jak je již výše uvedeno, je tato habilitační práce zaměřena.

### **3.4.2. Stěnové keramické panely vyráběné ve vodorovné výrobní poloze**

Stěnové keramické panely se z hlediska skladby dělí na: (1) keramické stěnové dílce jednovrstvé, (2) keramické stěnové dílce dvouvrstvé, (3) keramické stěnové dílce vrstvené. Z hlediska polohy ve stavbě se rozlišují: (1) vnitřní keramické stěnové dílce a (2) obvodové keramické stěnové dílce. Z hlediska statické funkce v konstrukci stavby lze rozlišit: (1) nosné keramické stěnové dílce, (2) obvodové keramické stěnové dílce, (3) příčkové keramické dílce.

Při výrobě stěnových panelů se používal rovněž pálený materiál ve formě keramických sbalků, kavititu, ale v tomto případě se jednalo o lehčené betonové dílce, u nichž kavitit byl

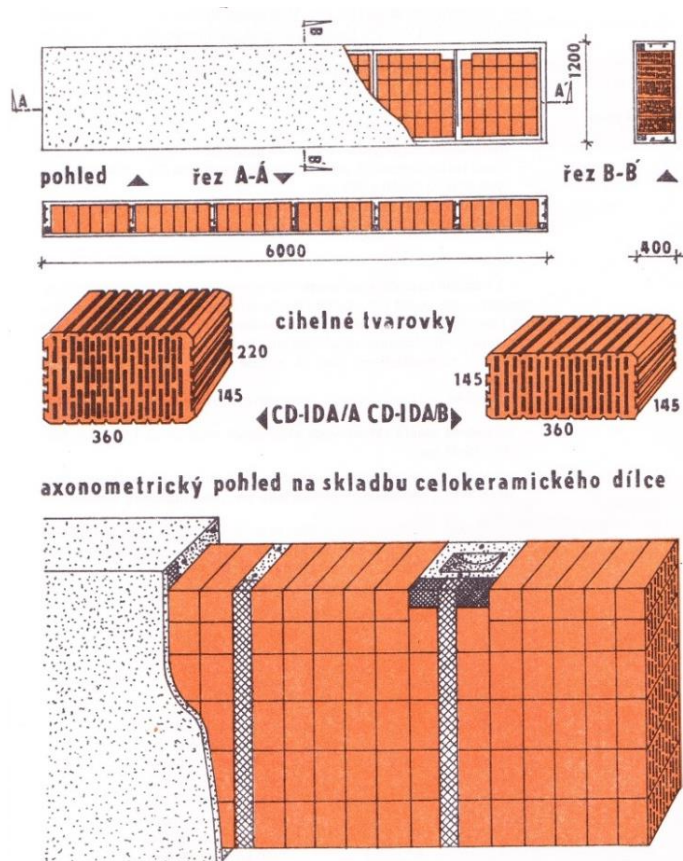


používán jako kamenivo. Za keramické panely rovněž nelze označit dílce vyrobené s použitím expandovaného jílu, keramzitu (liaporu).

Nejstarším konstrukčním typem byly stěnové keramické panely jednovrstvé. V souvislosti se zvyšujícími se požadavky na tepelně izolační vlastnosti se později vyráběly stěnové keramické dílce dvouvrstvé a vrstvené. Obecně však neplatilo, že jednovrstvé stěnové keramické panely vykazovaly nižší hodnoty tepelné odporu než panely dvouvrstvé, ale záleželo na konkrétním uspořádání dílce a použitých keramických tvarovkách.

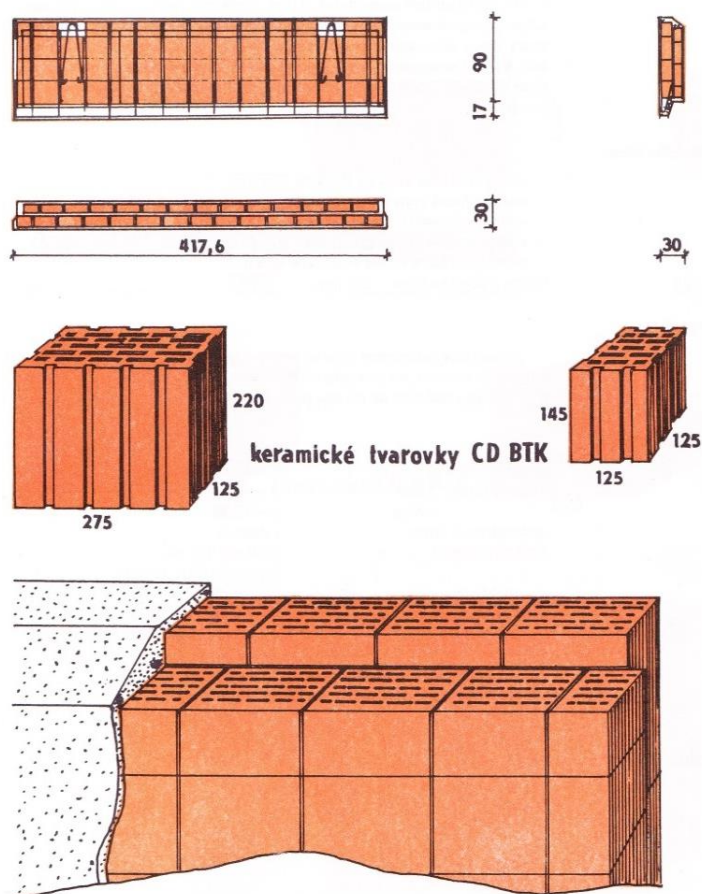
Postupný vývoj keramických svislých panelů z hlediska tepelné techniky je patrný z následujícího srovnání. Jednovrstvý keramický obvodový panel systému B 60 vyrobený z cihelných děrovaných kvádrů CDKL uvedený ve *Sborníku stavebních keramických dílců* z roku 1964 [72] vykazoval hodnoty tepelného odporu  $0,52 \text{ m}^2\text{K/W}$ , zatímco jednovrstvý celokeramický panel JCKD z cihelných tvarovek CD IDA/A, popř. CD IDA/B pro obvodové pláště skeletových stavebních soustav (S 1.2, S 1.3, MS-RP, MS-71 apod.) a celokeramické soustavy se systémem keramických nosných stěn a obvodových plášťů uvedený v *Katalogu*

*cihlářských výrobků* z roku 1985 [34] již měl hodnoty  $1,4 \text{ m}^2\text{K/W}$ . Keramický stěnový panel dvouvrstvý uvedený ve stejném katalogu [34] měl hodnotu tepelného odporu pouhých  $0,561 \text{ m}^2\text{K/W}$ . Nejvyšší hodnoty tepelného odporu dosahovaly stěnové keramické panely vrstvené, a to  $2,0 \text{ m}^2\text{K/W}$  a více, protože hodnotu tepelného odporu bylo možno bez náročných konstrukčních opatření zvýšit použitím větší tloušťky izolační vrstvy ze dvou vrstev expandovaného polystyrénu ukládaného tak, aby spáry mezi polystyrénovými deskami v jedné vrstvě byly překryty polystyrénovou deskou druhé vrstvy.

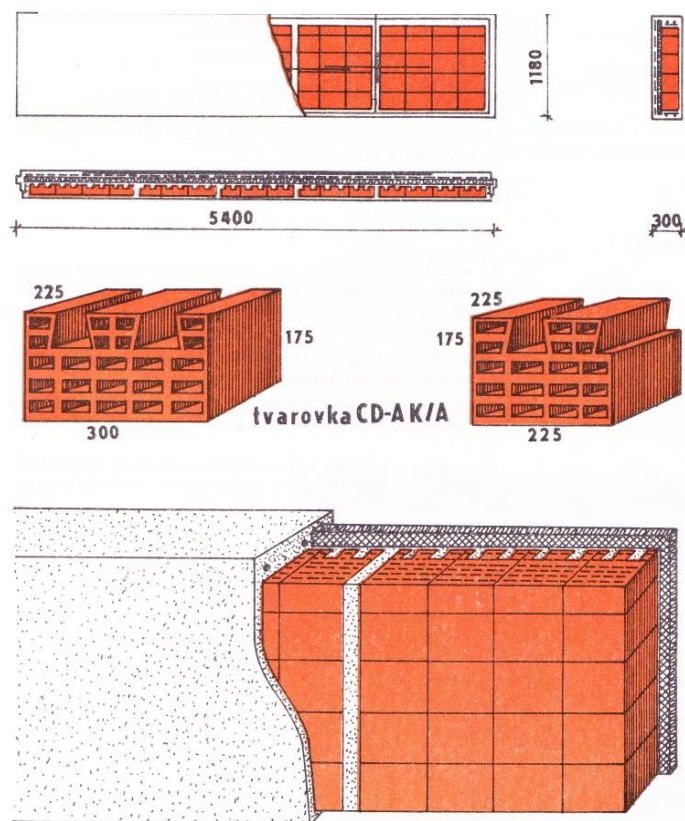


**Obr. 10** Jednovrstvý keramický panel. Převzato z [34].

Ukázky jednotlivých typů jsou na obrázcích (Obr. 10, 11, 12).



Obr. 11 Dvouvrstvý keramický panel. Převzato z [34].



Obr. 12 Vrstvený keramický panel. Převzato z [34].

Na Obr. 10 je jednovrstvý celokeramický panel JCKD z cihelných tvarovek CD IDA/A, popř. CD IDA/B. Skladbu panelu tvořila vnitřní omítková vrstva o tloušťce 15 mm, nosná keramicko betonová vrstva z cihelných tvarovek CD IDA/A, popř. CD IDA/B., vnější omítková vrstva o tloušťce 25 mm vyztužená svařovanou sítí.

Na Obr. 11 je dvouvrstvý keramický stěnový panel z cihelných tvarovek CD BTK, které tvoří dvě samostatné vrstvy. Ty jsou spojené souvislou vrstvou jemnozrnného betonu. Ložné a styčné spáry jsou v jednotlivých vrstvách vystřídány. Skladbu panelu tvořila vnitřní omítková vrstva o tloušťce 12,5 mm, vnější keramicko betonová vrstva z cihelných tvarovek CD BTK tloušťky 125 mm, vnitřní spojovací vrstva z jemnozrnného betonu tloušťky 25 mm, která byla vyztužena a v které byly kotveny závěsné háky, vnitřní keramicko betonová vrstva z cihelných tvarovek CD BTK tloušťky 125 mm a vnitřní omítková vrstva o tloušťce 12,5 mm.

Na Obr. 12 je keramický stěnový vrstvený panel vytvořený třemi souvislými materiálově odlišnými vrstvami. Vnitřní vrstva, výrobně nejnižší, byla nosná keramicko betonová z cihelných tvarovek pro strojní

ukládání CD AK/A. Rybinové drážky na horním výrobním povrchu cihelných tvarovek sloužily pro umožnění uchopení kleštěmi ukládacího automatu. Prostřední vrstva je tepelně izolační, a to z desek expandovaného polystyrénu v tloušťce 30+20 mm nebo z desek z minerálních vláken 50 mm. Vnější vrstvu tvořila vyztužená betonová vrstva (moniérka) o tloušťce 50 mm, která byla přes izolační vrstvu kotvena do keramicko betonové vrstvy prostřednictvím spon z nerezové kruhové oceli.

Výroba keramických stěnových obvodových panelů pro různé konstrukční systémy stěnové (např. B 60, T 06B, OPS), paneloskeletové (např. PS-69/2) a skeletové (např. S 1.2, S 1.3, MS-RP, MS-71, UMS-72, P-1.4, ZIPP, TPMS-67, H1, H2 [10], [12], [13], [14], [15]

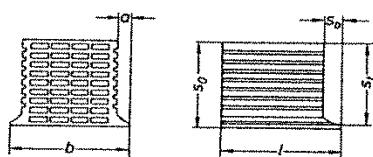


**Obr. 13** Ruční ukládání cihelných tvarovek CDKL při výrobě panelu s oknem. Převzato z [72].

výrazně převyšovala výrobu panelů nosných

Pro výrobu stěnových keramických panelů, zejména na počátcích výroby, se používaly běžné zdicí prvky (např. CDKL, CDK, CDm, CD INA, CD IVA, CD 365), jak je možné vidět na obrázku Obr. 13, kde byl na výrobu keramického obvodového panelu s okem pro bytovou výstavbu panelových domů typu B 60 používán

cihelný děrovaný kvádr lehčený CDKL. Později se prosadily specializované cihelné tvarovky (např., TK -17, ARMO 14, CD 8, CD BTK 2, CD BTK 3 CD BTK 4, CD BTK 5, CD PAT 4,

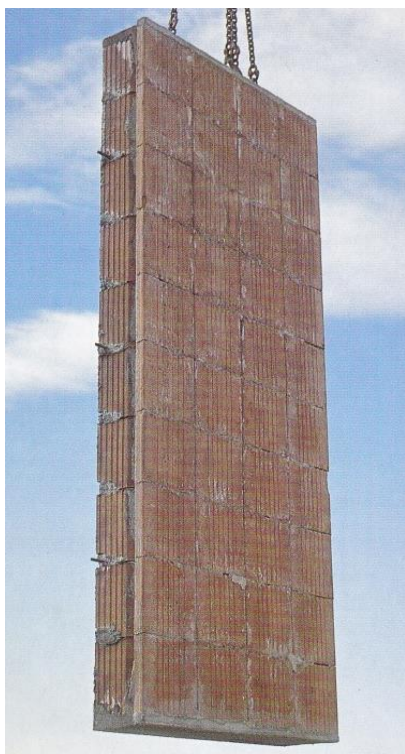


**Obr. 14** Tvarovka s profilovým řezem. Převzato z [13] **Chyba!**

CD PAT 5, CKI 0, CD ITKD, CM M, CD AKA, CD IDA/A, CD IDA/B, CD T26, CD Z 160, CD Z 115, CD RK) [34], [35], [36], [44], [72], [75] [76]. Všechny tvarovky měly hrany, které při výrobě vznikají při rozřezávání pásma odřezávačem na jednotlivé výlisky, rovné, zatímco v zahraničí (např. v Rakousku a Německu) se používaly i tvarovky s profilovým

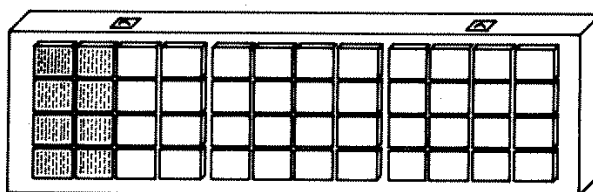
řezem (Obr. 14), které umožňují spolehlivější vyplnění ložných spár. U nás se tyto tvarovky nevyráběly, protože nebyl k dispozici náležitý typ odřezávače. Poznamenejme, že doposud nebyl u nás nainstalován v žádném výrobním závodě na našem území, ačkoliv by byl vhodný pro výrobu keramických tvarovek pro horizontální konstrukce, u kterých by pak bylo možno uvažovat s plným spolupůsobením keramiky v nosném průřezu, protože spolehlivé vyplnění spár mezi tvarovkami zabezpečuje spolehlivý přenos normálových sil z jedné tvarovky na druhou. Výrobci tvarovek s profilovým řezem využívali této okolnosti a používali jeden typ

tvarovky pro vodorovné i svislé keramické panely. Na Obr. 15 je ukázka takového typu pane-



**Obr. 15** Stěnový panel s cihelnými tvarovkami s profilovým řezem. Převzato z [67].

lu. Zvláštní druhem keramických panelů byly panely protihlukové (Obr. 16). Byly vyráběny v CGK n.p. Brno v 80. letech minulého století podle dokumentace vypracované v PKÚ CVKP n.p. Brno [82], na jejichž konečné verzi se autor habilitační práce jako statik výrobce podílel, ve dvou variantách: (1) s použitím glazovaných obkladových desek HURDIS se skladbou panelu: cihelné obkladové desky HURDIS, polypropylénové provazce o tloušťce min. 50 mm zatavené v PE fólii, železobetonová vrstva s žebry, (2) s použitím děrovaných cihel se skladbou panelu: cihelné bloky CDKL, prefizolové rohože o tloušťce min. 50 mm zatavené v PE fólii, železobetonová vrstva s žebry [82].



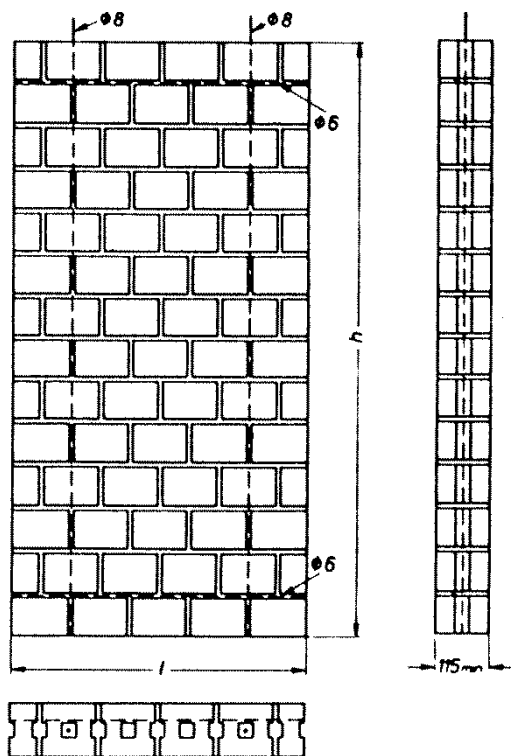
**Obr. 16** Protihlukový panel. Převzato z [82].

### 3.4.3. Stěnové keramické panely vyráběné ve svislé výrobní poloze

Jak bylo uvedeno výše, výroba stěnových keramických ve svislé výrobní poloze se u nás neprosadila. V mnohých, zejména západoevropských státech, se však používala na výrobu stěnových keramických panelů jednovrstvých, a to jak nosných, tak nenosných a příčkových, přičemž namáhavou ruční práci při vyzdívání nahradila speciální výrobní zařízení, zdící automatické linky.

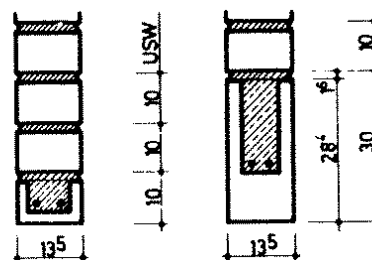
Jako příklad státu, kde byly stěnové keramické panely vyráběny ve svislé poloze, lze jmenovat Spolkovou republiku Německo, kde v normě DIN 1053 *Mauerwerk - Teil 4: Fertigteile* [26], byla uvedena doporučení pro jejich návrh.

Protože takto vyráběné stěnové keramické panely byly při manipulaci ve srovnání s keramickými stěnovými panely namáhány na ohyb výrazně méně, jejich výztuž byla velmi výrazně úspornější. Jak je patrné z Obr. 17, je vyztužení dílce omezeno pouze na svislé pruty betonářské výztuže poměrně malých průměrů a vodorovné pruty rovněž malých průměrů,



**Obr. 17** Keramický stěnový panel vyrobený ve svislé výrobní poloze. Převzato z [83].

, které jsou umístěny u spodního a horního okraje panelu v nejbližších ložných spárách od okraje. Tažený pás v uvedeném příkladu tvoří jeden prut betonářské výztuže umístěný v ložné spáře mezi první a druhou vrstvou cihelných zdicích tvarovek. U dílců větší tloušťky se navrhovaly dva pruty vložené ve stejně umístěné spáře. Alternativně byl tažený pás tvořen železobetonovým prahem, obvykle s keramickými tvarovkami tvaru U. (Obr. 18).



**Obr. 18** Příklady železobetonového taženého pásu s tvarovkami U. Převzato z [83].

### 3.5. Vývoj řešení stěnových keramických dílců

Centrem rozvoje keramické prefabrikace bylo Brno, kde bylo sídlo Oborového sdružení národních podniků cihlářské výroby, později přejmenované na Generální ředitelství Československých cihlářských závodů, které v 60. letech minulého století řídilo 13 národních podniků: Pražské cihelny (PC), Jihočeské cihelny (JČC), Zápačeské cihelny (ZČC), Severočeské cihelny (SČC), Východočeské cihelny (VČC), Cihelny Gustava Klimenta (CGK), Hodonínské cihelny (HC), Severomoravské cihelny (SMC), Západoslovenské tehelne (ZST), Severoslovenské tehelne (SST), Ipeľské tehelne (IT), Východoslovenské tehelne (VST) a Poničanské tehelne (PNT). Zde existovalo oddělení vývoje keramické prefabrikace, z kterého se později vyvinul Projektový a konstrukční ústav cihlářské výroby a keramické prefabrikace n.p. Brno (PKÚ CVKP Brno) , jenž byl v 90. letech nedlouho před svým zánikem přejmenován na Výzkumný, vývojový a projektový ústav cihlářské výroby Brno s. p. (VVPÚ CV Brno).

Keramickou prefabrikací se rovněž zabývala oddělení technického rozvoje jednotlivých podniků, Výzkumný ústav stavebních hmot a dílců Brno a další pracoviště. Tato vývo-

jová pracoviště se zaměřovala na zkoumání fyzikálně mechanických vlastností jednotlivých materiálů keramické prefabrikace a jejich vzájemného ovlivňování (např. vlivu počáteční rychlosti absorpce PRA cihelných tvarovek na pevnost betonu) a na vývoj strojně technologického zařízení pro výrobu cihlářského zboží a keramických dílců.

Významným krokem k rozvoji teoretického poznání v oblasti keramické prefabrikace bylo zpracování *Studie navrhování prefabrikovaných keramických stavebních dílců* v roce 1970 [57], [64], [78]. Pro vypracování této studie byly realizovány četné zkoušky cihelných tvarovek, dílců a speciálně upravených zkušebních vzorků i dlouhodobé zkoušky vzorků cihelného střepu, které významným způsobem přispěly k poznání o krátkodobém a reologickém chování cihelného střepu. Analýzy výsledků zkoušek, na jejichž vypracování se nejvíce podíleli doc. Ing. Vladimír Meloun, CSc. [57], Ing. Miroslav Prokop, CSc. a Ing. Dimitrij Pume, DrSc. [64], vyústily ve zpracování a vydání normy ČSN 73 1102 *Navrhování vodorovných konstrukcí z cihelných tvarovek* [7] a ČSN 73 1103 *Navrhování stěnových keramických dílců* [8]. Tyto normy obsahovaly zásady pro statické vyšetřování i zásady pro konstrukční řešení.

S privatizací a následným zánikem jednotlivých státních podniků přestaly existovat i jejich oddělení technického rozvoje se skupinami pro keramickou prefabrikaci a o rozvoj svých výrobků v novém konkurenčním prostředí jednotliví výrobci cihlářských výrobků a keramických prefabrikátů začaly usilovat samostatně.

Pro výpočet stěnových keramických dílců platila norma ČSN 73 1103 z roku 1977 [8], která prošla v roce 1986 revizí [9] a byla k 1. 4. 2006 zrušena bez náhrady. Bylo tak učiněno jednak proto, že nebyla v souladu s Eurokódý, které od dubna 2010 platí jako jediné normy pro navrhování stavebních konstrukcí, jednak také proto, že druhy stěnových keramických panelů vyráběných ve vodorovné výrobní poloze, o kterých norma pojednávala, v současné době u nás nikdo nevyrábí a ani se nepředpokládá, že by jejich výroba byla obnovena.

Podle ČSN 73 1103 [8], [9] se rozlišovaly stěnové keramické panely jako: (1) *vibrokeramické dílce* vyrobené z cihel nebo cihelných tvarovek, cementové malty a případné betonářské výztuže ve vodorovné výrobní poloze, přičemž malta se ve styčných a ložných spárách zhutňovala vibrací, (2) *keramomaltové (keramobetonové) dílce* vyrobené ve vodorovné výrobní poloze bez vibrování z cihel nebo cihelných tvarovek, cementové malty nebo jemnozrnného betonu a případné betonářské výztuže, (3) *keramické dílce s železobetonovými žebry* vyrobené ve vodorovné výrobní poloze jako stěnové dílce s pravoúhlou soustavou železobetonových žebor, mezi nimiž bylo zdivo se spárami vyplněnými malou nebo nevyplněnými.

Dimenzování panelů se provádělo podle mezních stavů na mezní stav únosnosti při porušení jednorázovým zatížením a na mezní stavy použitelnosti, a to na mezní stav přetvoření a mezní stav rozevření trhlin.

Při výpočtu napětí ve zdivu a betonu se předpokládalo pružné chování průřezu a spolupůsobení materiálů, což se vystihovalo pomocí ideálního průřezu, u něhož zdivo bylo referenční materiál, k němuž se přičítala betonová část průřezu a výztuž, přičemž průřezy z těchto materiálů byly násobeny poměrem jejich změn napětí ke změně napětí ve zdivu při stejné změně poměrného přetvoření.

Tažené části průřezu zdiva a betonu se do ideálního průřezu nezapočítávaly a průřezová plocha výztuže se od zděné a betonové části neodečítala.

Při dimenzování se rozlišovaly průřezy (1) z nevyztuženého a slabě vyztuženého zdiva a (2) průřezy z vyztuženého zdiva.

Při výpočtu mezního stavu porušení při jednorázovém namáhání se podle způsobu porušení rozlišovalo (1) porušení normálovou silou a ohybovým momentem, (2) porušení posouvající silou a (3) porušení soustředěným namáháním.

Při dimenzování zdiva dílců se vycházelo ze stejných zásad jako v normě pro navrhování zděných konstrukcí [6] s malými odlišnostmi. Pro stanovení součinitele podmínek působení  $\gamma_u$  vyjadřující imperfekce rozměrů byl zaveden vztah:

$$\gamma_u = \frac{850 + h_{\min}}{1200} \quad , \quad (1)$$

kde  $h_{\min}$  je nejmenší rozměr dílce v mm, který se odlišoval od vztahu v normě pro zděné konstrukce [30] hodnotou v čitateli 850 mm namísto 750 mm a tím, že součinitel se zaváděl od šířky 350 mm namísto 450 mm.

V revidovaném znění normy ČSN 73 1103 z 1986 [9] bylo přihlédnuto k novějším pohledům na vystihování geometrické nelinearity u tlačených průřezů a byl zaveden pojem náhodné výstřednosti  $e_a$ , který závisí na výšce a menším rozměru ve směru průmětu hlavních os. Nadále zde byl uváděn vztah pro případ dostředného tlaku, kdy se idealizuje rovnoměrné namáhání v celém průřezu, jako teoretický případ namáhání, který však vzhledem k zavedení náhodné výstřednosti nevznikal.

Vztah pro mezní únosnost, pro výpočtovou normálovou sílu  $N_u$  na mezi porušení nevyztuženého průřezu vibrokeramického nebo keramomaltového (keramobetonového) zdiva při namáhání mimostředným tlakem pro výstřednost  $e_e$ , která se určovala jako součet základní výstřednosti  $e_f$  a náhodné výstřednosti  $e_a$  a která nepřekračovala 0,7-i násobek vzdálenosti těžiště průřezu od tlačeného okraje, byl stanoven za předpokladu úplného vyloučení taženého průřezu, za předpokladu rovnoměrného rozdělení normálového napětí v tlačené oblasti průřezu a za předpokladu, že působí síla od zatížení se ztotožňuje s těžištěm tělesa normálového napětí. Hodnota tohoto napětí se stanovila jako součin výpočtové pevnosti v tlaku a součinitele

le  $(1+e_e/h)$  vyjadřujícího to, že čím je menší výška průřezu  $h$ , tím se více projevuje příznivý vliv zbývajícího průřezu. Lze poznamenat, že tento vliv byl v normě pro navrhování zděných konstrukcí [6] zohledněn součinitelem 1,25, který takto měl stejnou hodnotu jako součinitel používaný v normách pro navrhování betonových konstrukcí pro stanovení hodnoty pevnosti betonu v tlaku z hodnoty pevnosti betonu v dostředném tlaku [11].

Z výše uvedených předpokladů byl odvozen vztah pro výpočtovou normálovou sílu  $N_u$  mezi porušení nevyztuženého průřezu:

$$N_u = \gamma_u \cdot \kappa_{lt} \cdot \varphi \cdot A_c \cdot \left(1 + \frac{e_e}{h}\right) \cdot R_{ms,d}. \quad (2)$$

Ve vztahu byl:

- $\gamma_u$  součinitel podmínek působení, vztah (1),
- $\kappa_{lt}$  součinitel vyjadřující vliv délky zatížení, který se stanovil obdobně jako v normě pro zděné konstrukce [6],
- $\varphi$  součinitel vzpěru, který se stanovil obdobně jako v normě pro navrhování zděných konstrukcí [6],
- $A_c$  plocha tlačené části průřezu,
- $R_{ms,d}$  výpočtová pevnost zdiva v tlaku.

Byla-li výstřednost  $e_e$  větší než 0,7-i násobek vzdálenosti těžiště průřezu od tlačného okraje, stanovila se výpočtová normálová síla  $N_u$  na mezi porušení nevyztuženého průřezu vibrokeramického nebo keramomaltového (keramobetonového) zdiva pro namáhání mimo-středním tlakem podle zásad pružnosti a pevnosti:

$$N_u = \gamma_u \cdot \gamma_{msg} \cdot \kappa_{lt} \cdot \frac{A_{ms} \cdot R_{ms,td}}{\frac{e_e}{r} - 1}. \quad (3)$$

Ve vztahu byly použity výše nepopsané veličiny:

- $\gamma_{msg}$  součinitel podmínek působení zdiva, vyjadřující vliv gradientu přetvoření průřezu,
- $A_{ms}$  plocha zděného průřezu,
- $r$  jádrová úsečka,
- $R_{ms,td}$  výpočtová pevnost zdiva v prostém tahu.

Při namáhání ohybem, tahem a smykem se stejně jako v normě pro navrhování zděných konstrukcí [6] rozlišovaly případy, kdy se zdivo poruší (1) ve spárách rovných nebo za-zubených a (2) v cihlách nebo cihelných tvarovkách.



Výpočtový ohybový moment  $M_u$  na mezi porušení nevyztuženého průřezu vibrokera-  
mického nebo keramomaltového (keramobetonového) zdiva pro namáhání mimostředním  
tlakem se stanovoval podle zásad pružnosti a pevnosti:

$$N_u = \gamma_u \cdot \gamma_{msg} \cdot W \cdot R_{ms,d} \quad (4)$$

Nevyztužené průřezy nesměly být namáhány dostředním tahem pouze v zazubené  
spáře. Nebylo dovoleno navrhovat zděné prvky panelů namáhané dostředním tahem v rovné  
spáře.

Výpočtová posouvající síla  $Q_u$  na mezi porušení nevyztuženého průřezu vibrokera-  
mického nebo keramomaltového (keramobetonového) zdiva se stanovovala podle stejného vzta-  
hu jako v normě pro zděné konstrukce [6]:

$$Q_u = (R_{ms,sd} - 0,8 \cdot \mu \cdot \sigma_i) \cdot A_{ms} \quad (5)$$

Ve vztahu byly použity výše nepopsané veličiny:

$R_{ms,sd}$  výpočtová pevnost zdiva ve smyku,

$\mu$  součinitel tření,

$\sigma_i$  napětí zdiva v tlaku v těžišti průřezu, dosazovaná se záporným znaménkem.

Při působení soustředěného tlaku na styčnou plochu vibrokera-  
mického nebo keramo-  
maltového (keramobetonového) zdiva se výpočtová normálová síla  $N_{cu}$  na mezi porušení  
v soustředěném tlaku se stanovovala v zásadě podle stejného vztahu jako v normě pro navrho-  
vání zděných konstrukcí [6] jako součin styčné plochy, pevnosti zdiva v soustředěném tlaku  
a pomocného součinitele. Pro něj však byl stanoven odlišný vztah. Oproti normě pro navrho-  
vání zděných konstrukcí [6] byly zde uvedeny zásady výpočtu vyztužených průřezů pro jed-  
notlivé druhy keramických stěnových dílců namáhaných ohybem.

U keramických dílců s železobetonovými žebry a zdívem se spárami bez malty namá-  
hanými na dostřední tlak se výpočtová normálová síla  $N_u$  na mezi porušení v soustředěném  
tlaku určovala za předpokladu, že tlakové napětí se rozděluje rovnoměrně po celém průřezu:

$$N_u = \gamma_u \cdot \kappa_{lt} \cdot \varphi \cdot (0,60 \cdot A_b \cdot R_{bd} + A_{dms} \cdot R_{dms,d} + 0,60 A_s \cdot R_{scd}) \quad (6)$$

Ve vztahu byly použity výše nepopsané veličiny:

$A_b$  průřezová plocha betonových žeber,

$R_{bd}$  výpočtová pevnost betonu v tlaku,

$A_{dms}$  plocha průřezu zdiva se spárami bez malty včetně omítek,

$R_{dms,d}$  výpočtová pevnost zdiva se spárami bez malty v tlaku,

$A_s$  průřezová plocha výztuže,

$R_{scd}$  výpočtová pevnost výztuže v tlaku.

Při mimostředném tlaku pro výstřednost  $e_e$  nejvýše rovnou 0,7-i násobku vzdálenosti těžiště průřezu od tlačeneho okraje se ve vztahu uvažovaly pouze ty části ploch  $A_b$ ,  $A_{dms}$ ,  $A_s$ , které jsou tlačené, přičemž tlačená plocha se stanovovala za předpokladu rovnoměrného rozdělení normálového napětí a za předkladu stejné polohy síly od zatížení a těžiště tělesa napětí.

U keramických dílců s železobetonovými žebry a zdívem se spárami bez malty namáhanými na ohyb se ohybový moment na mezi porušení  $M_u$  určoval za předpokladu, že působí pouze betonová žebra.

U vibrokeramických nebo keramomaltových (keramobetonových) dílců namáhaných na ohyb se ohybový moment  $M_u$  na mezi porušení stanovoval metodou mezní rovnováhy podle normy pro navrhování betonových konstrukcí ČSN 73 1201 [11], v níž se předpokládá, že je dosaženo ve výztuži napětí rovného pevnosti oceli v tahu a že je normálové napětí v tlačené oblasti průřezu rovnoměrně rozděleno a dosahuje hodnoty mezního napětí v tlaku. Za tuto hodnotu se dosazovalo pevnosti zdiva v tlaku  $R_{ms,d}$ .

Výpočet průhybu při stanovení mezního stavu přetvoření se prováděl pro provozní zatížení podle pružnosti a pevnosti nebo u dílců s železobetonovými žebry podle normy pro navrhování betonových konstrukcí ČSN 73 1201 [11].

Výpočet mezního stavu rozevření trhlin se prováděl pouze ve zvláštních případech (např. agresivním prostředí) a to podle normy navrhování betonových konstrukcí ČSN 73 1201 [11]. V ostatních případech se předpokládalo, že dílce na mezní stav rozevření trhlin vyhoví, pokud vyhoví na mezní stav přetvoření.

Na stěnové keramické panely TM, na které je habilitační práce zaměřena, se pokyny pro navrhování a výpočtové postupy obsažené ve výše popsání ČSN 73 1103 z 1986 [9] nedají uplatnit

## **4. ZÁKLADNÍ MECHANICKO FYZIKÁLNÍ VLASTNOSTI KOMPONENTŮ NEVYZTUŽENÝCH STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ**

### **4.1. Mechanicko fyzikální vlastnosti keramického střepu**

#### **4.1.1. Pevnosti keramického střepu v tlaku**

U keramického střepu se rozlišují tyto základní druhy pevností: (1) pevnost v tlaku, (2) pevnost v tlaku za ohybu, (3) pevnost v tahu, (4) pevnost v tahu za ohybu a (5) pevnost ve smyku. Za charakteristiku třídy se obvykle pokládá pevnost v tlaku a o ostatních druzích pevností se předpokládá, že jsou v dobré korelaci.

Pevnosti keramického střepu závisejí na různých faktorech, jako jsou druh cihlářské suroviny (jíly, jílovité slíny, spraše), na způsobu přípravy a zpracování suroviny, na způsobu vytváření, sušení a výpalu tvarovek, na velikosti výrobků, uspořádání dutin aj. Kromě toho jsou zjištěné hodnoty pevností závislé na způsobu, jakým se tvarovky zkouší.

Vzhledem k velkému množství faktorů, které ovlivňují pevnosti nebo hodnoty pevností na rozdíl od betonu neexistují empirické vztahy pro vyjádření technologických činitelů na jednotlivé pevnosti. Zkoumání těchto závislostí ukázaly, že pevnost vlastního keramického střepu je kromě již uvedených faktorů závislá na podílu sklené fáze ve střepu, na mineralogických přeměnách při výpalu, na pórovitosti střepu, na rozdělení mikrotrhlin vzniklých při formování výrobků, sušení a pálení [63], [64].

Protože pevnost, jak již bylo uvedeno, závisí nejen na technologických faktorech, ale také na druhu výrobku, na jejich tvaru, velikosti, výšce řezu, tloušťce mezistěn, velikosti dutin a jejich rozdělení.

Již výsledky tlakových zkoušek, prováděných v 60. letech minulého století [57] ukázaly, že pevnost keramických tenkostěnných prvků v tlaku je výrazně ovlivněna tím, jaký podíl keramického střepu je soustředěn po obvodu. Z výsledků zkoušek vyplynulo, že tvarovky, které byly vyrobeny ze stejné suroviny stejnou technologií a měly stejnou tvrdost keramického střepu a jejich hmota byla soustředěna po obvodu, vykazovaly vyšší pevnost než tvarovky, jejichž hmota byla rozdělena do vnitřních mezistěn.

K tomuto lze poznamenat, že tento jev je využíván zejména při návrhu pálených zdicích prvků. Představuje však problém z hlediska statiky, protože při porušení obvodových žeber se snižuje únosnost takového zdicího prvku, a tak i únosnost zdiva mnohem výrazněji, než odpovídá míře oslabení průřezu tvarovky.

Při zkouškách v tlaku jsou zkušební vzorky v lisu namáhány ve směru výtlačku šnekovým lisem, který odpovídá i hlavnímu směru namáhání v konstrukci. Zatěžování se provádělo na proti sobě ležících plochách, které se zabrušovaly nebo zarovnány cementovou maltou. To dnes není zcela nutné, neboť podle platné normy ČSN EN 772-1 *Zkušební metody pro zdicí prvky-Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku* [12] je přípustné při splnění požadavků na rovinnost a rovnoběžnost zkoušet prvky po odstranění ulpělých částic materiálu, např. otřepu, bez dalších úprav. Pro zkoušky se používají zkušební hranoly pro tento účel záměrně vyrobené (popř. speciálně upravené části tvarovek) nebo celé tvarovky a zjištěná pevnost představuje druh hranolové pevnosti. Při zkouškách zkušebních hranolů získáváme pevnost cihelného střepu, která může být dosti odlišná od pevnosti vztažené na cihelný střep jednotlivých tvarovek. Výsledky zkoušek vykazují velký rozptyl, přitom podstatnou roli hraje obtížnost přesného dostředného umístění vzorků, a ukazují, že hranolová pevnost klesá s rostoucí výškou vzorku (menší vliv tření o čelisti lisu a větší vliv vzpěru) jakož i se zvýšenou vlhkostí keramiky (obdobně jako u betonu) [57], [64]. Podle výsledků zkoušek různých druhů keramických tvarovek pro stěnové dílce v různých směrech byly zjištěny pevnosti zkoušených tvarovek v prostém tlaku v rozmezí 1,5 MPa až 35 MPa, přičemž nižší hodnoty pevnosti vykazovaly tvarovky namáhané kolmo na směr dutin [64]). Pevnosti samotného keramického střepu v tlaku se rovněž pohybovaly ve značném intervalu a dosahovaly hodnot 5 až 100 MPa [57].

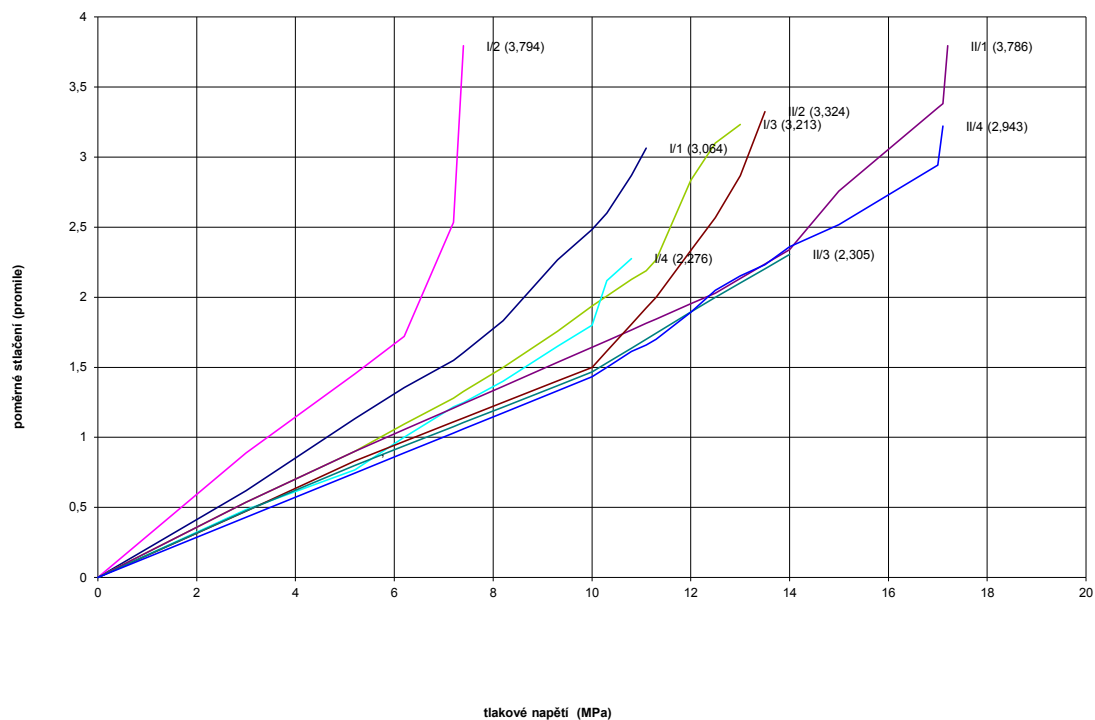
Pro výrobu stěnových keramických nosných panelů TM [52],[53]) se uvažuje s použitím broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS, kategorie I podle ČSN EN 771-1:2003 včetně změny ČSN 771-1/A1:2005, vyráběné firmou TVARBET MORAVIA. Mechanické vlastnosti uvedených zdicích prvků byly zkoušeny výrobcem podle EN 771-1: 2011 [65], [66].

Zkouškou [66] bylo zjištěno, že zdicí prvky KMB PROFIBLOK 240 BRUS s rozměry 372/240/249 mm mají normalizovanou pevnost pro kategorii I 17,8 MPa a pevnostní třídu P15. Podíl děrování je 57 až 58%. Charakteristická pevnost v tlaku byla zjištěna v hodnotě 15,2 MPa s variačním součinitelem 12%. Průměrná hodnota pevnosti v tlaku byla 15,3 MPa. Minimální zjištěná pevnost byla 12,6 MPa. Z přepočtu z podílu děrování v průměru 58% vychází průměrná hodnota pevnosti keramického střepu v tlaku 36,4 MPa.

U zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS s rozměry 247/300/249 mm zkouškou [65] bylo zjištěno, že normalizovaná pevnost pro kategorii I je 17,3 MPa a pevnostní třída P15. Podíl děrování je 53 až 54%. Charakteristická pevnost v tlaku byla zjištěna v hodnotě 15,1 MPa s variačním součinitelem 13,24. Průměrná hodnota pevnosti v tlaku byla 19,9 MPa. Minimální zjištěná pevnost byla 15,2 MPa. Z přepočtu z podílu děrování v průměru 54% vychází průměrná hodnota pevnosti keramického střepu v tlaku 43,3 MPa.

#### 4.1.2. Moduly pružnosti a mezní poměrná přetvoření keramického střepu

Výsledky zkoušek mezních stlačení cihelných tvarovek a modulů pružnosti ukazují na značné rozdíly. Podle zkoušek (1) Institutu pro hrubou keramiku (Institut für Grobkeramik) v Großräschen na tenkostěnných vzorcích [57] byla zjištěna mezní stlačení 1,05 až 1,40 ‰. Jejich průměrná hodnota pevnosti v tlaku byla 40 MPa a modul pružnosti kolísal mezi 25 GPa až 35 GPa. Naopak při zkouškách (2) tvarovek ARMO vycházela mezní stlačení 2,32 až 3,79 ‰. (Obr. 19). Jejich průměrná hodnota pevnosti v tlaku byla 10,6 až 15,6 MPa a modul pružnosti 9,7 GPa až 10,7 GPa [57].



**Obr. 29** Závislosti mezi tlakovým napětím a poměrným stlačením tvarovek. Převzato z [45].

V prvním případě (1) byly tvarovky otevřené a výrazněji se projevoval vliv vzpěru stěn, tvarovky se porušovaly spontánním vybočením stěn na více tlačném okraji v důsledku nepřesného vystředění zatížení vzorků a závislost mezi napětím a poměrným přetvořením byla lineární. V druhém případě (2) tvarovky byly uzavřené, vliv vzpěru byl menší, docházelo i k drcení stěn a závislost mezi napětím a poměrným přetvořením zejména u vzorků s malým modulem pružnosti a malou pevností střepu byla při vyšších hodnotách namáhání nelineární.

Obecně lze říci, že výsledky zkoušek modulů pružnosti cihelného střepu vykazují značný rozptyl. U některých zkoušek [57]) byly zjištěny moduly pružnosti přibližně stejně velké jako u betonů odpovídající třídy pevnosti a dokonce i vyšší. Avšak byly zjištěny ze stejné

suroviny jak překvapivě vysoké tak překvapivě nízké hodnoty. Například u vzorků z Hodonína ze stejné suroviny při pevnosti v tlaku 19,1 MPa byl zjištěn modul pružnosti 40 GPa a na jiných vzorcích při pevnosti v tlaku 22,1 MPa pouze 13,9 GPa. Korelaci mezi pevností cihelného střepu v tlaku a modulem pružnosti lze tedy označit jako poměrně malou. Zkouškami byla potvrzena anizotropie keramického střepu. Moduly pružnosti (i pevnosti v tlaku) jsou vyšší ve směru tažení v porovnání se směrem k němu kolmém.

### **4.1.3. Pevnost v tahu cihelného střepu**

U pevnosti v tahu se rozlišuje pevnost v dostředném tahu a a pevnost tahu za ohybu. Pevnosti v tahu se keramických prvků pro svislé konstrukce obvykle nezkouší. Informace o hodnotách pevností v tahu cihelného střepu vyrobeného z domácích surovin lze získat z literatury [57], kde se uvádí hodnoty, které byly zjištěny zkouškami na tvarovkách nebo výřezech pro vodorovné konstrukce.

Zkoušky pevnosti v dostředném tahu se prováděly na speciálně upravených páscích 50/150 mm vyřezaných ze stěn keramických tvarovek. Zkušební pásky byly ve své střední třetině spojitě oslabeny na rozměr 40 mm. Vzorky z tvarovek byly vyřezávány k podélné ose tvarovky rovnoběžně, kolmo a šikmo pod úhlem 45°. Z výsledků zkoušek byly zjištěny průměrné hodnoty pevnosti cihelného střepu v dostředném tahu 2,3 až 5,7 MPa.

Zkoušky pevnosti v tahu za ohybu byly zjištěny zkouškami, které byly provedené na malých keramických deskách působících jako prosté nosníky o rozpětí 140 mm a zatížených uprostřed osamělým břemenem, přičemž rozptyl výsledků byl mnohem menší než u současně prováděných zkoušek v tlaku. Pevnost v tahu za ohybu byla stanovena z hodnoty ohybového momentu při porušení za předpokladu pružného chování a dosahovala poměrně vysoké průměrné hodnoty 15,6 až 16,7 MPa, přičemž se snižovala s rostoucí vlhkostí střepu a činila asi 20 % pevnosti v tlaku hranolů, vyrobených ze stejné suroviny

### **4.1.4. Objemové změny keramiky**

Keramický střep má stabilnější zrnitostní strukturu než beton a jeho nevratné a vratné objemové změny jsou menší než u betonu, přestože vzhledem ke své porézности má větší schopnost přijímat a vydávat vodu. Údaje o objemových změnách keramiky způsobených rozdílem teplot lze nalézt i v poměrně starší literatuře. Podle *Keramické příručky* [44] lze je uvažovat lineární a velikost roztažnosti vyjádřit součinitelem teplotní roztažnosti. Pro rozsah

změn teplot v rozmezí 0 až 300 °C se jako hodnota teplotního součinitele keramického střepe v literatuře [33], [44] uvádí  $0,5 \cdot 10^{-5}$  až  $0,7 \cdot 10^{-5}$ .

Údajů o reologických objemových změnách je doposud velmi málo, i když se ukázalo, že původní názor, že jsou objemové změny keramického střepe zanedbatelné [57] [58] [64], není výstižný.

Vliv objemových změn keramického střepe od dotvarování byl již zohledněn v ČSN 73 1102 [157], přičemž zdrojem těchto údajů byly zkoušky prováděné na VUT FAST [57], [58] na ohýbaných vzorcích výřezů z tvarovek. Byly zde uvedeny součinitele přetvárnosti cihelných tvarovek pro dlouhodobé zatížení  $\nu_{k,lt}$ , které by se po převodu na hodnoty dnes používané charakteristiky daly vyjádřit konečnými hodnotami součinitele dotvarování takto:  $\varphi_{ock} = 0,43$  pro tvarovky pevnostních tříd 12 a 17 MPa,  $\varphi_{ock} = 0,25$  pro tvarovky pevnostních tříd 25 a 33 MPa.

Tyto charakteristiky byly uváděny jako nezávislé na druhu prostředí. Protože hygrometrické podmínky ovlivňují mechanicko fyzikální vlastnosti keramického střepe, vliv vlhkosti se projevuje u dotvarování keramického střepe. Doposud však není dostatek podkladů pro vyjádření tohoto vlivu.

Cihelný střepe s jistou časovou retardací reaguje na změny vlhkosti změnou svého objemu. Ukazuje se, že vlhkostní roztažnost ovlivňuje složení cihlářské výrobní směsi, teplota výpalu a doba výdrže. Při výpalu při teplotě do cca 250°C probíhá v surovině dehydratace fyzikálně vázané vody. Při teplotě, kdy dochází k rozkladu jílových minerálů (cca 450°C až 700°C), se projevuje dehydroxidace, uvolňování chemicky vázané vody.

U směsi s určitým obsahem jílových minerálů při výpalu za teploty 700 až 1000°C vznikají sloučeniny, mající tendenci k rehydrataci, opětovnému získání chemicky vázané vody. Dochází k chemisorpci vody a k zvětšení objemu keramického střepe. Tento proces je nevratný, jeho rychlost je největší po výpalu a zpravidla se ukončuje po několika letech. Hodnota vlhkostní roztažnosti byla v extrémních případech zjištěna až 1,6 mm/m [42]. Část vlhkostní roztažnosti je vratná, je vyvolána kapilární elevací v pórech a její velikost je nejvýše řádu 0,1 mm/m.

I přes uvedená zjištění o objemových změnách cihelného střepe způsobené vlhkostí se považují tyto změny v běžných případech za zanedbatelné.

## 4.2. Mechanicko fyzikální vlastnosti pojiva

Pojivem stěnových keramických dílců (bloků, blokopanelů, panelů) bývala vápenocementová nebo cementová obyčejná malta nebo jemnozrný beton. Jednalo se o materiály,

jejichž mechanicko fyzikální vlastnosti byly známy a byly uváděny v normách a odborné literatuře.

U keramických panelů TM z pálených zdicích prvků spojovaných dvousložkovým lepidlem je jako pojivo uplatněno dvousložkové lepidlo IPITHERM X 1000 [81]. Údaje o jeho mechanicko fyzikálních vlastnostech jsou nedostatečné.

Podle technického informačního listu lepidla IPITHERM X 1000 je startovací čas (začátek zvyšování vazkosti) 10 až 15 minut, čas na zpracování 20 až 30 minut, síťovací čas 2 až 4 hodiny a čas na dozrání (na nabytí konečné pevnosti) do 24 hodin.

Uvedené časy jsou orientační, přičemž závisí zejména na teplotě obou složek lepidla a teplotě lepených materiálů. Hustota vytvrzeného lepidla v nezátíženém stavu 450 až 700 kg/m<sup>3</sup>. Pevnost není v technickém informačním listu neuvědomena. K dispozici nejsou ani údaje o modulu pružnosti a součiniteli příčného přetvoření, které jsou potřebné pro podrobnou statickou analýzu pomocí programů založených na metodě konečných prvků.

Lepidlo se strojně nanáší na ložné spáry jednotlivých vrstev zdiva keramických panelů. Výrobce v technickém informačním listu upozorňuje, že horní vrstva by měla být dostatečně zatížena nebo sevřena, protože lepicí směs během chemické reakce do konce vytvrzování zvětšuje svůj objem cca na dvojnásobek. Technologie výroby panelů umožňuje zatížení horní vrstvy pouze vlastní tíhou zdicích prvků.

Dosavadní mizivé výrobní zkušenosti a znalosti o chování takto zhotoveného zdiva zatím nedovoluje učinit hodnocení, zda toho přetížení horní spáry je dostatečné.

Jak je popsáno dále v kapitole 5, poměrně velký počet zkušebních vzorků namáhaných na tah za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry, který se porušil v nejvyšší ložné spáře a nikoliv mezi vnitřními podporami, jak požaduje norma na zkoušení zdiva ČSN EN 1052-2 [19], však může ukazovat, že přetížení jen vlastní tíhou horní vrstvy zdiva není dostatečné.



## **5. VLASTNOSTI ZDIVA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V PROVOZNÍM STAVU**

### **5.1. Stanovení materiálových charakteristik zdiva stěnových keramických panelů TM pro návrh a posouzení nosného zdiva v provozním stavu**

Pro zdivo stěnových keramických panelů TM ze zdicích prvků spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem nebyly doposud u nás prováděny zkoušky. V zahraničí, kde se již ve velmi omezené míře se stěnové keramické panely ze zdicích prvků spojovaných lepidlem začínají používat, se zkoušky prováděly, avšak nelze je pro návrh uplatnit. Jednak nejsou přístupné, jednak jejich hodnoty konkrétně platí jen pro jednotlivý druh zdicího páleného prvku a pro použité lepidlo. Proto bylo nutno v rámci vývoje a návrhu keramických stěnových panelů TM provést zkoušky zdiva.

Pro určení materiálových charakteristik potřebných pro navrhování a posouzení nosného zdiva vytvořeného z keramických panelů TM byly týmem vedeným autorem habilitační práce v Centru AdMaS FAST VUT v Brně a ve zkušebně Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně provedeny zkoušky zdiva v souladu s evropskými normami zařazenými do soustavy českých norem k zjištění: (1) pevnosti zdiva v tlaku a modulu pružnosti zdiva v tlaku podle ČSN EN 1952-1 [18], (2) pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry podle ČSN EN 1952-2 [19], (3) pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami podle ČSN EN 1952-2 [19], (4) počáteční pevnosti zdiva ve smyku podle ČSN EN 1952-3 [20].

### **5.2. Stanovení pevnosti v tlaku zdiva stěnových keramických panelů TM**

#### **5.2.1. Uspořádání zkoušky pevnosti v tlaku**

Zkoušky pevnosti v tlaku zdiva stěnových keramických panelů TM byly provedeny ve zkušebně Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně [46]. Při zkouškách bylo postupováno podle požadavků uvedených v normě ČSN EN 1052-1 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku*, 1999 [18]. Zkušební vzorky byly zhotoveny výrobcem panelů TVARBET MORAVIA, a.s. s použitím materiálů, s kterými je uvažováno pro hromadnou výrobu stěnových keramických panelů TM. Předmětem zatěžovací zkoušky

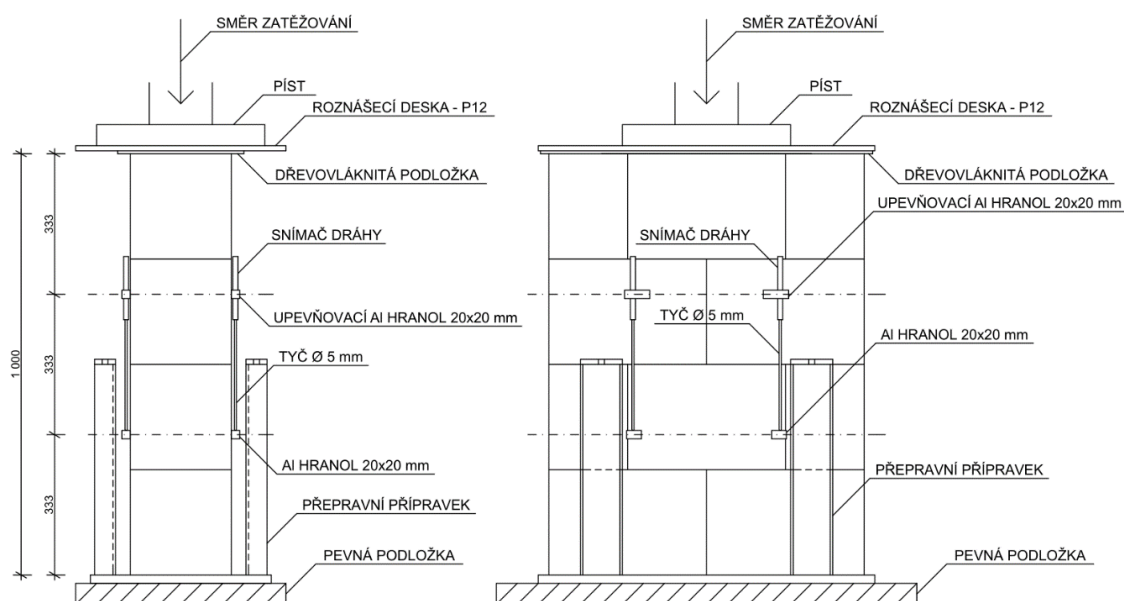
byly zkušební vzorky fragmentů zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS s rozměry 372/240/249 mm, podle kontrolně výrobní zkoušky výrobce TVARBET MORAVIA č. 65/12/2015 [66] s normalizovanou pevností v tlaku pro kategorii I P15 (ČSN EN 771-1+A1 [23]) a zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS s rozměry 247/300/249 mm, podle kontrolně výrobní zkoušky výrobce TVARBET MORAVIA č. 64/12/2015 [65] s normalizovanou pevností v tlaku pro kategorii I P15 (ČSN EN 771-1+A1 [23]) spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem IPITHERM X1000 [81]. Zatěžovací zkouška byla zaměřena na získání pevnosti zdiva v tlaku  $f$  a modulu pružnosti zdiva v tlaku  $E$ .

Zkušební vzorky byly vyžděny na ocelových přípravcích, které pak při zkoušce tvořily spodní tlačnou desku (Obr. 21). Byly dovezeny objednatelem k zatěžovacím zkouškám do zkušebny Ústavu stavebního zkušebnictví Fakulty stavení Vysokého učení technického v Brně a do doby zahájení zatěžovacích zkoušek uskladněny ve zkušební hale. Teplota v hale byla 18 °C, relativní vlhkost vzduchu 48 %. Pevnost zdiva v tlaku se stanovuje podle ČSN EN 1052-1 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku*, 1999. [18] nejméně ze třech zkoušek zkušebních vzorků. Pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS na dvousložkové lepidlo byly zhotoveny 4 zkušební vzorky. Stejný počet vzorků byl zhotoven pro zkoušku KMB PROFIBLOK 300 BRUS. Pro obě tloušťky byly vzorky vyžděny na výšku 4 vrstev s koordinačním rozměrem 4×250=1000 mm. Se zkušebními vzorky bylo manipulováno až po řádném vytvrdnutí dvousložkové malty prostřednictvím podpůrných ocelových přípravků. Žádný interval mezi zhotovením zkušebních vzorků a manipulací s nimi nebyl kratší než 5 dnů.

Pro zatěžovací zkoušky byl použit hydraulický lis HECKERT IP21, osmi kanálová měřicí ústředna HBM QUANTUMX MX840 a indukčnostní snímače dráhy HBM WA 50. Podle použité normy ČSN EN 1052-1[18] se zkušební zdění vzorky zatěžují ve zkušebním zařízení tak, aby na ně působilo dostředné zatížení. Přitom je nutné zajistit, aby tlačné desky plně dosedaly na horní a dolní plochu zkušebního vzorku. Svislá zatěžovací síla byla do zděných vzorků vnášena přes přítlačnou ocelovou desku a tlačný prvek lisu opatřený kulovým kloubem. Mezi přítlačnou desku a horní povrch zkušebního vzorku byla vložena deska z hobry tl. 10 mm.

Postup zatěžování probíhal následovně. Po osazení zkušebních vzorků do zkušebního zařízení bylo zahájeno zatěžování lisem tak, aby se zatěžovací síla postupně zvyšovala po zatěžovacích stupních. Tyto tři stupně byly voleny stejně velké tak, aby při třetím bylo dosaženo poloviny odhadnuté pevnosti zdiva v tlaku. Po dosažení každého stupně byla provedena podrobná prohlídka zkušebních vzorků.

Zatěžování bylo plynule zvyšováno tak, aby k porušení vzorků došlo za 15 až 30 minut od zahájení zatěžování. Pro stanovení modulu pružnosti  $E$  byly kontinuálně odečítány indukčnostními snímači dráhy svislá posunutí ve zvolených bodech (Obr. 20). Při dosažení zatížení odpovídající polovině odhadnuté únosnosti byly tyto indukčnostní snímače dráhy ze vzorku odstraněny, aby při destrukci vzorku nedošlo k jejich poškození, a zatěžování lisem pak probíhalo až do destrukce vzorku.



Obr. 20 Uspořádání zkoušky pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku.

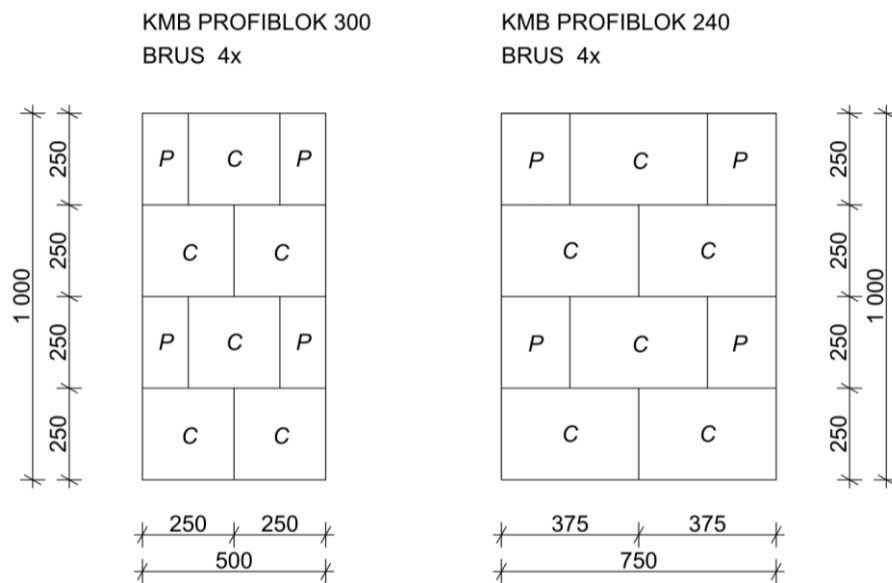


a)



b)

Obr. 21 Zkušební vzorek ZK1 -240 -1 a) připravený na osazení do lisu, b) osazený do zatěžovacího lisu.



**Obr. 22** Schéma zkušebních vzorků ZK1 pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku.

Označení zkušebního vzorku	Délka vzorku $l$ [mm]	Výška vzorku $h$ [mm]	Tloušťka vzorku $t$ [mm]
ZK1-240-1	744	998	235
ZK1-240-2	743	998	235
ZK1-240-3	743	997	236
ZK1-240-4	744	998	238
ZK1-300-1	488	998	297
ZK1-300-2	488	998	297
ZK1-300-3	487	997	296
ZK1-300-4	489	999	296

**Tab. 1** Rozměry zkušebních vzorků ZK1.

Označení zkušebního vzorku	Síla při vzniku první trhliny $F_{i,l}$ [kN]	Nejvyšší dosažená síla při porušení $F_{i,max}$ [kN]
ZK1-240-1	500	1213,26
ZK1-240-2	400	1120,24
ZK1-240-3	600	1340,5
ZK1-240-4	600	1222,92
ZK1-300-1	750	1439,26
ZK1-300-2	600	1444,33
ZK1-300-3	800	1540,95
ZK1-300-4	600	1285,81

**Tab. 2** Naměřené hodnoty sil zkušebních vzorků ZK1.

## 5.2.2. Vyhodnocení zkoušky pevnosti v tlaku

Pevnost v tlaku  $f_i$  každého zkušební vzorku byla vypočítána se zaokrouhlení na nejbližší 0,01 N/mm<sup>2</sup> ze vztahu

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i}, \quad (7)$$

kde  $F_{i,max}$  je největší dosažená hodnota zatěžovací síly jednotlivého zkušební vzorku a  $A_i$  je plocha zatěžovaného průřezu jednotlivého zděného zkušební vzorku.

Sečnový modul pružnosti zdiva  $E_i$  jednotlivého zkušební vzorku byl vypočítán z průměrné hodnoty poměrných přetvoření ve čtyřech měřených místech vzorku pro napětí rovné jedné třetině pevnosti v tlaku ze vztahu

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \cdot \varepsilon_i \cdot A_i}, \quad (8)$$

kde  $\varepsilon_i$  je průměrná hodnota poměrného přetvoření jednotlivého zděného zkušební vzorku při dosažení jedné třetiny pevnosti v tlaku.

Označení zkušební vzorku	Nejvyšší síla při porušení $F_{i,max}$ [kN]	Plocha průřezu $A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	Pevnost v tlaku $f_i$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Modul pružnosti $E_i$ [N/mm <sup>2</sup> ]
ZK1-240-1	1213,26	174840	6,94	4586
ZK1-240-2	1120,24	174605	6,42	3731
ZK1-240-3	1340,5	175348	7,64	5161
ZK1-240-4	1222,92	177072	6,91	4546
ZK1-300-1	1439,26	144936	9,93	7308
ZK1-300-2	1444,33	144936	9,97	5619
ZK1-300-3	1540,95	144152	10,69	6011
ZK1-300-4	1285,81	144744	8,88	5357

**Tab. 3** Pevnosti v tlaku a moduly pružnosti zkušebních vzorků ZK1.

Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS podle čl. 10 ČSN EN 1052-1 [18] byly zjištěny tyto mechanicko fyzikální charakteristiky: průměrná hodnota pevnosti zdiva v tlaku  $f_{mean} = 6,98$  N/mm<sup>2</sup>, charakteristická pevnost v tlaku  $f_k = 5,81$  N/mm<sup>2</sup>, průměrná hodnota modulu pružnosti  $E = 4500$  N/mm<sup>2</sup>

Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS podle čl. 10 ČSN EN 1052-1 [18] byly zjištěny tyto mechanicko fyzikální charakteristiky: průměrná hodnota pevnosti zdiva v tlaku  $f_{mean} = 9,87$  N/mm<sup>2</sup>, charakteristická hodnota pevnosti v tlaku  $f_k = 8,22$  N/mm<sup>2</sup>, průměrná hodnota modulu pružnosti  $E = 6100$  N/mm<sup>2</sup>.

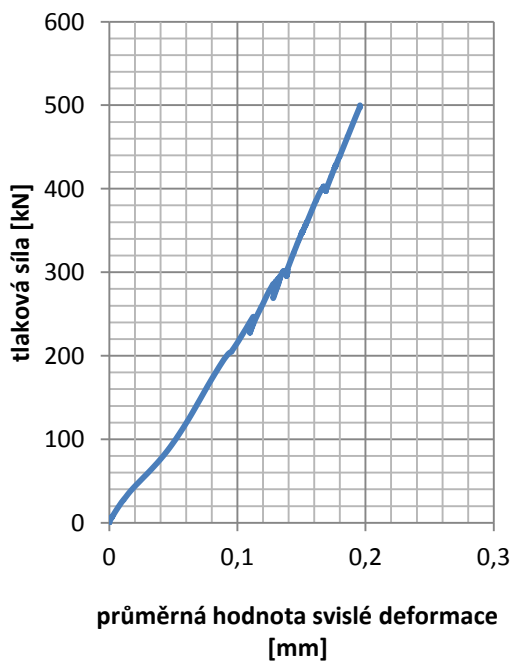
Stavy jednotlivých zkušebních vzorků a průběhy závislostí mezi tlakovou silou vyvozenou lisem a ze čtyř indikátorů zprůměrovanou hodnotou svislé deformace jsou na následujících fotografiích (Obr. 4 až Obr. 19) a grafech (Graf 1 a ž Graf 8).



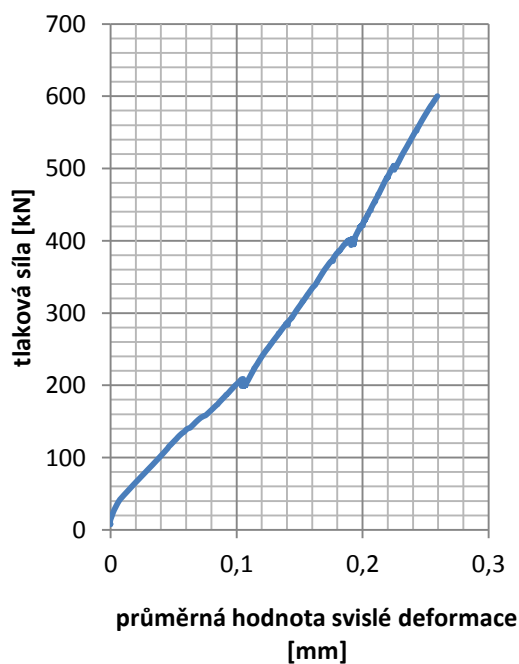
Obr. 23 Vzorek ZK1-240-1 po zkoušce.



Obr. 24 Vzorek ZK1-240-2 po zkoušce.



Graf. 1 Vzorek ZK1-240-1, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.



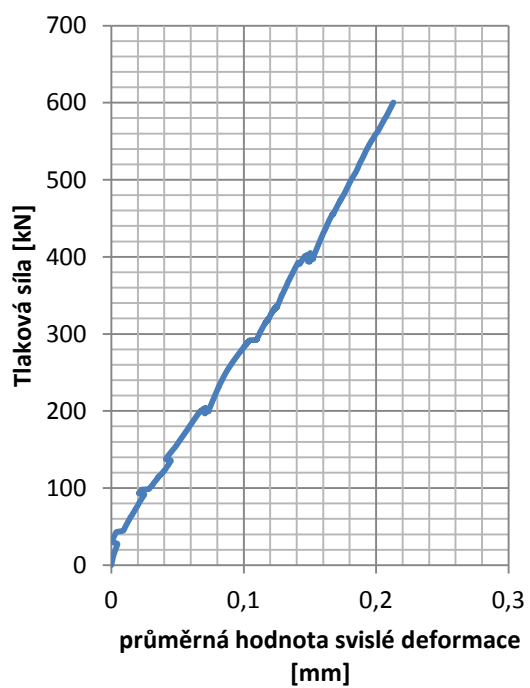
Graf. 2 Vzorek ZK1-240-2, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.



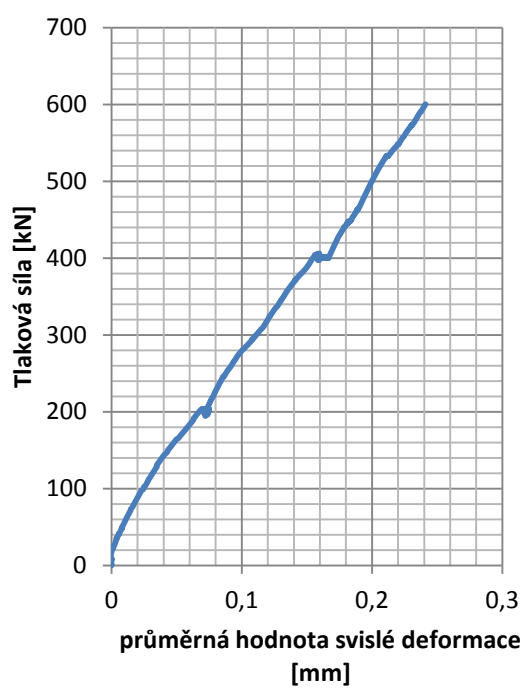
**Obr. 25** Vzorek ZK1-240-3 po zkoušce.



**Obr. 26** Vzorek ZK1-240-4 po zkoušce.



**Graf. 3** Vzorek ZK1-240-3, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.



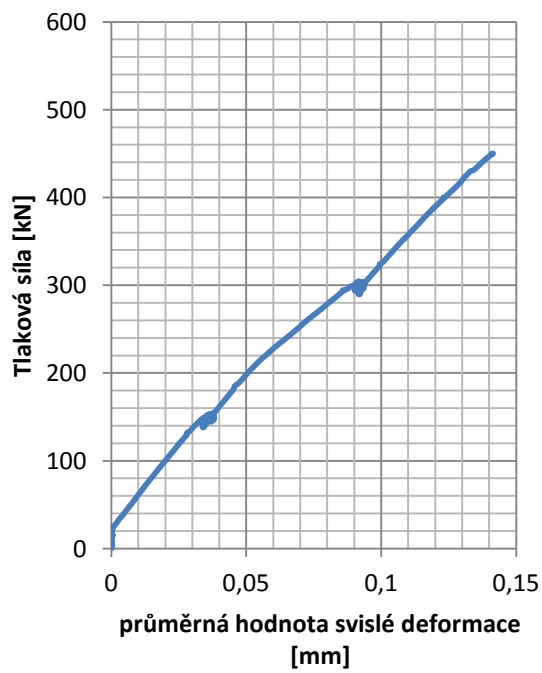
**Graf. 4** Vzorek ZK1-240-4, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.



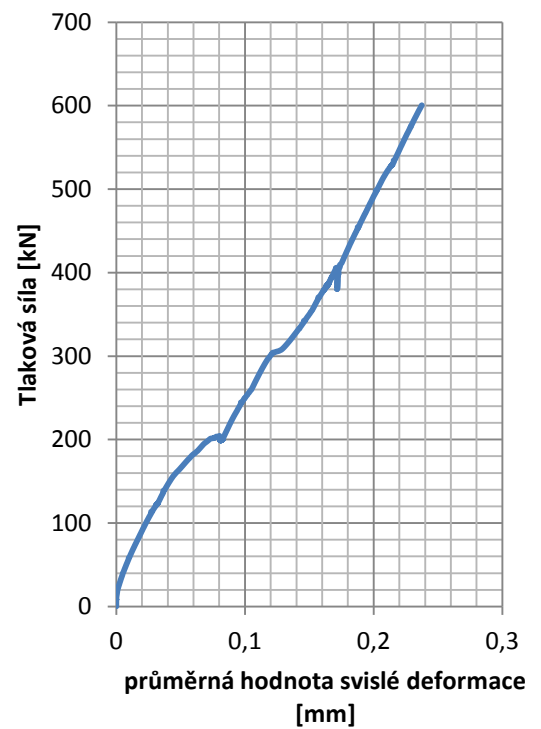
Obr. 27 Vzorek ZK1-300-1 po zkoušce.



Obr. 28 Vzorek ZK1-300-2 po zkoušce.



Graf. 5 Vzorek ZK1-300-1, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.

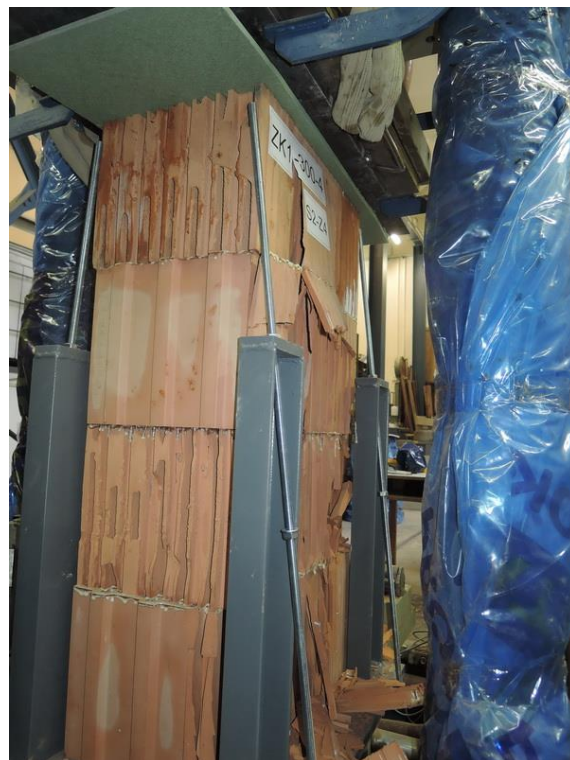


Graf. 6 Vzorek ZK1-300-2, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.

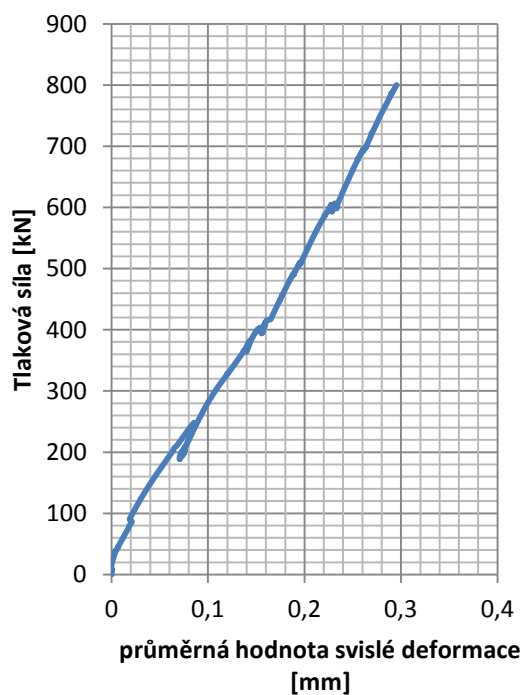




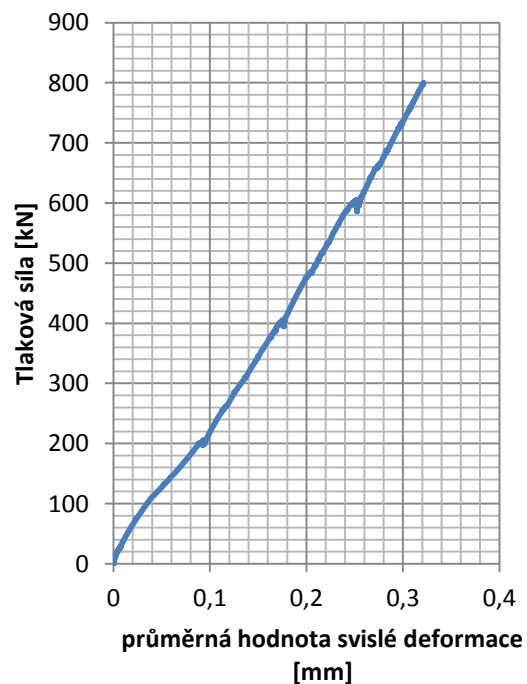
**Obr. 29** Vzorek ZK1-300-3 po zkoušce.



**Obr. 30** Vzorek ZK1-300-4 po zkoušce.



**Graf. 7** Vzorek ZK1-300-3, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.



**Graf. 8** Vzorek ZK1-300-4, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.

Jak je patrné z Obr. 23 až Obr. 30, závěrečná fáze porušování tlacených zkušebních vzorků se projevovala spontánním roztržením tlaceného zkušebního vzorku příčným tahem.

### **5.3. Stanovení pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry**

#### **5.3.1. Uspořádání zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry**

Zkoušky pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry byly provedeny ve zkušební hale P1 Centra AdMaS Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně [47].

Při zkouškách bylo postupováno podle požadavků ČSN EN 1052-2 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 2: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu*, 2000 [19]. Zkušební vzorky byly zhotoveny výrobcem stěnových keramických panelů TVARBET MORAVIA, a.s. s použitím materiálů, kterými je uvažováno pro hromadnou výrobu stěnových keramických panelů TM. Předmětem zkoušky byly zkušební vzorky fragmentů zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem IPITHERM X1000, přičemž účelem zatěžovacích zkoušek bylo stanovení pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry.

Zkušební vzorky byly vyzděny na deskách z vodovzdorné překližky a dovezeny k zatěžovacím zkouškám do haly P1 v areálu Centra AdMaS Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, kde byly uskladněny do doby zahájení zatěžovacích zkoušek uskladněny ve zkušební hale. Teplota v hale byla 18°C až 20°C, relativní vlhkost vzduchu 50% až 60%.

Podle ČSN EN 1052-2 [19] se zkušební zdění vzorku zatěžují ve zkušebním zařízení tak, aby v rozhodujících průřezech při čtyřbodovém namáhání působil ve střední části zkoušeného vzorku konstantní ohybový moment a nulová posouvající síla. Pevnost zdiva v tahu za ohybu se stanovuje z pěti platných zkoušek, při kterých se vzorek poruší mezi vnitřními podporami. Zaznamenává se největší hodnota celkové zatěžovací síly  $F_{max}$  a způsob porušení. Při zatěžovacích zkouškách byly nad rámec požadavků normy zaznamenány vodorovné posuny v horní a dolní části v polovině zkoušeného vzorku a v podporách.

Pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS na dvousložkové polyuretanové lepidlo v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry bylo zhotoveno 6 zkušebních vzorků. Stejný počet vzorků byl zhotoven pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS. Pro obě tloušťky byly vzorky vyzděny na výšku pěti vrstev, tj. na výšku 1250 mm. Se zkušebními vzorky bylo manipulováno až po řádném vytvrnutí dvousložkového polyuretanového lepi-

dla. Žádný interval mezi zhotovením zkušebních vzorků a manipulací s nimi nebyl kratší než 5 dnů.

Ke zkouškám byl použit hydraulický lis Inova typ: SCA – 65 – 100 – 200 – V1, osmi-kanálová měřicí ústředna HBM QUANTUMX MX840, indukčnostní snímače dráhy HBM WA 50.

Zatěžovací zkoušky byly prováděny na zatěžovacích zařízeních, které byly sestaveny tak, aby byly splněny podmínky stanovené v normě ČSN EN 1052-2 [19] (Obr. 32).

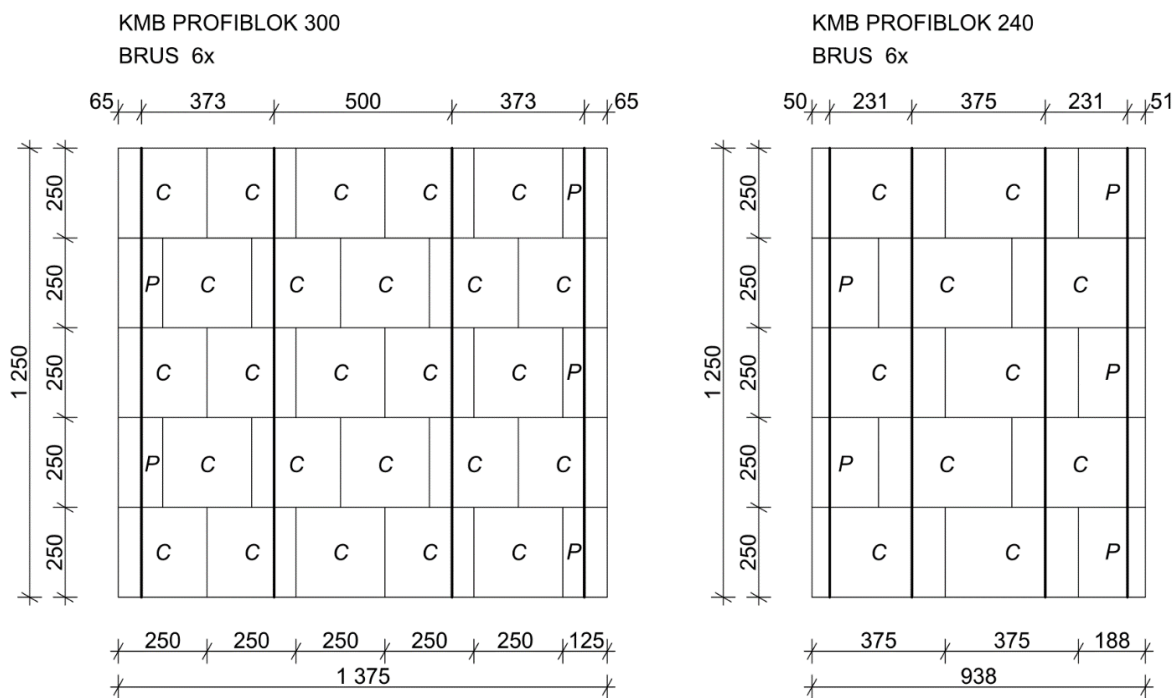
Vzdálenost mezi vnitřními podporami, na které bylo zatěžovacím lisem vyvozováno zatížení, u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS byla 375 mm a u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS byla 500 mm. Vzdálenost mezi vnější podporou a koncem zkušebního vzorku u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS byla 50 mm a u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS byla 65 mm.

Pro eliminaci tření byly zkušební vzorky na vodovzdorné překližce podloženy válcovými ložisky vytvořenými pruty z hlazené hladkých prutů a vzorky byly vyzdívány na PE folii s opatřenou na spodní straně vrstvou maziva.

Po osazení zkušebních vzorků do zkušebního zařízení bylo zahájeno plynulé zatěžování lisem rychlostí 0,125 kN/s až do dosažení maximální síly, při níž došlo k destrukci vzorku.



**Obr. 31** Uspořádání zkoušky pro stanovení pevnosti zdiva v ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry.



**Obr. 32** Schéma zkušebních vzorků ZK2 pro stanovení pevnosti zdiva v ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry.

Označení vzorku	Rozměry průřezové plochy [mm]		Vzdálenost vnějších podpor $l_1$ [mm]	Vzdálenost vnitřních podpor $l_2$ [mm]
	$b$	$t_u$		
ZK2-240-1	1250	239	838	375
ZK2-240-2	1250	239	838	375
ZK2-240-3	1250	239	838	375
ZK2-240-4	1250	239	838	375
ZK2-240-5	1250	239	838	375
ZK2-240-6	1250	239	838	375
ZK2-300-1	1250	239	1245	500
ZK2-300-2	1250	239	1245	500
ZK2-300-3	1250	239	1245	500
ZK2-300-4	1250	239	1245	500
ZK2-300-5	1250	239	1245	500
ZK2-300-6	1250	239	1245	500

**Tab. 4** Geometrické rozměry zkušebních vzorků ZK2.

Označení zkušební vzorku	Nejvyšší dosažená síla $F_{i,max}$ [kN]	Způsob porušení
ZK2-240-1	20,33	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 23)
ZK2-240-2	18,83	linie porušení částečně mimo vnitřní podpory (Obr. 25), zkouška neplatná
ZK2-240-3	14,85	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 27)
ZK2-240-4	14,04	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 29)
ZK2-240-5	15,40	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 31)
ZK2-240-6	23,74	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 33)
ZK2-300-1	21,88	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 35)
ZK2-300-2	11,46	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 37)
ZK2-300-3	20,93	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 39)
ZK2-300-4	8,70	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 41)
ZK2-300-5	12,33	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení ve styčných spárách a zdicích prvcích (Obr. 43)
ZK2-300-6	8,14	linie porušení částečně mimo vnitřní podpory (Obr. 45), zkouška neplatná

**Tab. 5** Nejvyšší dosažené síly a způsob porušení zkušebních vzorků ZK2.

### 5.3.2. Vyhodnocení zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry

Pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry  $f_{x2i}$  jsou stanoveny podle čl. 9 ČSN EN 1052-2 [19] ze vztahu:

$$f_{x2i} = \frac{3F_{i,max}(l_1 - l_2)}{2bt_u^2}, \quad (9)$$

kde  $F_{i,max}$  je největší dosažená hodnota zatěžovací síly jednotlivého zkušební vzorku,  $l_1$  vzdálenost vnějších podpor,  $l_2$  vzdálenost vnitřních podpor,  $b$  šířka zkušební vzorků,  $t_u$  šířka zdícího prvku.

Pokud se uvažují soubory zkoušek ZK2-240 a ZK2-300 samostatně, pak se charakteristická hodnota pevnosti v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry se stanoví podle čl. 10 ČSN EN 1052-2 [19] pro 5 platných zkoušek vzorků v jednotlivé sérii podle vztahu uvedeného pod písmenem a):

$$f_{x2k} = \frac{f_{x2mean}}{1,5}, \quad (10)$$

kde  $f_{x2mean}$  je průměrná hodnota pevnosti v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry.

Vzorek	$F_{i,max}$ [kN]	$b$ [m]	$t_u$ [m]	$l_1$ [m]	$l_2$ [m]	$f_{x2i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Sigma f_{x2i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n$	$f_{x2mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	souč.	$f_{x2k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
ZK2-240-1	20,33	1,25	0,24	0,828	0,375	0,192	0,83	5	0,17	1,50	<b>0,11</b>
ZK2-240-3	14,85	1,25	0,24	0,828	0,375	0,140					
ZK2-240-4	14,04	1,25	0,24	0,828	0,375	0,133					
ZK2-240-5	15,4	1,25	0,24	0,828	0,375	0,145					
ZK2-240-6	23,74	1,25	0,24	0,828	0,375	0,224					
ZK2-300-1	21,88	1,25	0,3	1,25	0,5	0,219	0,75	5	0,15	1,50	<b>0,10</b>
ZK2-300-2	11,46	1,25	0,3	1,25	0,5	0,115					
ZK2-300-3	20,93	1,25	0,3	1,25	0,5	0,209					
ZK2-300-4	8,7	1,25	0,3	1,25	0,5	0,087					
ZK2-300-5	12,33	1,25	0,3	1,25	0,5	0,123					

**Tab. 6** Pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry.

Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdících prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS podle čl. 9 ČSN EN 1052-2 [19] byly zjištěny tyto mechanicko fyzikální charakteristiky: průměrná hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2mean} = 0,17 \text{ N/mm}^2$ , charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k} = 0,11 \text{ N/mm}^2$ .

Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdících prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS podle čl. 9 ČSN EN 1052-2 [19] byly zjištěny tyto mechanicko fyzikální charakteristiky: průměrná hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2mean} = 0,15 \text{ N/mm}^2$ , charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ .

Při vyhodnocení výsledků zkoušek při souhrnném uvažování dílčích zkoušek, pokud by se neuvažovaly soubory zkoušek ZK2-240 a ZK2-300 samostatně, by se charakteristická hodnota pevnosti v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry stanovila podle čl. 10 ČSN EN 1052-2 [19] pro 10 platných zkoušek vzorků v jednotlivé sérii podle vztahu uvedeného pod písmenem b).

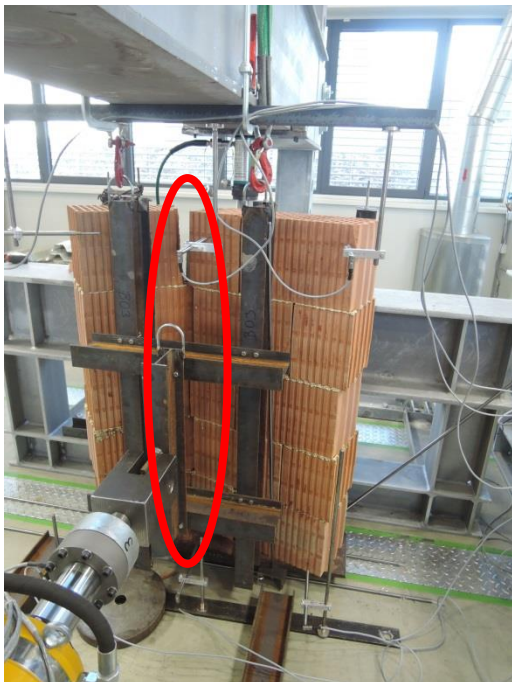
$f_{x2i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n$	$f_{x2mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$y_i$	$y_{mean}$	$(y_i - y_{mean})^2$	$s^2$	$s$	$k$	$y_c$	$y_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,192	10	0,16	-0,7170	-0,818	0,0103	0,01702	0,130	1,920	-1,069	<b>0,09</b>
0,140			-0,8534		0,0012					
0,133			-0,8778		0,0035					
0,145			-0,8376		0,0004					
0,224			-0,6497		0,0285					
0,219			-0,6600		0,0251					
0,115			-0,9408		0,0150					
0,209			-0,6792		0,0194					
0,087			-1,0605		0,0586					
0,123			-0,9090		0,0082					

**Tab. 7** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry.

Vyhodnocením výsledků zkoušek při souhrnném uvažování dílčích zkoušek v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry byly zjištěny tyto mechanicko fyzikální charakteristiky: průměrná hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2mean} = 0,16$  N/mm<sup>2</sup>, charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k} = 0,09$  N/mm<sup>2</sup>.

Stav zkušebních vzorků po zkoušce je patrný z následujících obrázků Obr. 33 až Obr. 44. U vzorků ZK2-240-1, ZK2-240-3, ZK2-240-4, ZK2-240-5, ZK2-240-6 ZK2-300-1, ZK2-300-2, ZK2-300-3, ZK2-300-4 a ZK2-5-300 došlo k porušení mezi vnitřními podporami.

Zatěžovací zkoušky zkušebního vzorku ZK2-240-2 (Obr. 34) a ZK2-300-6 (Obr. 44) byly neplatné, protože u vzorku ZK2-240-2 (Obr. 34) lomová linie vedla v první vrstvě zkušebního vzorku mezi krajním a prostředním zdicím prvkem a u vzorku ZK2-300-6 (Obr. 44) lomová linie nejnižší vrstvě probíhala mimo vnitřní podpory.



**Obr. 33**Vzorek ZK2-240-1 po zkoušce.



**Obr. 34**Vzorek ZK2-240-2 po zkoušce.

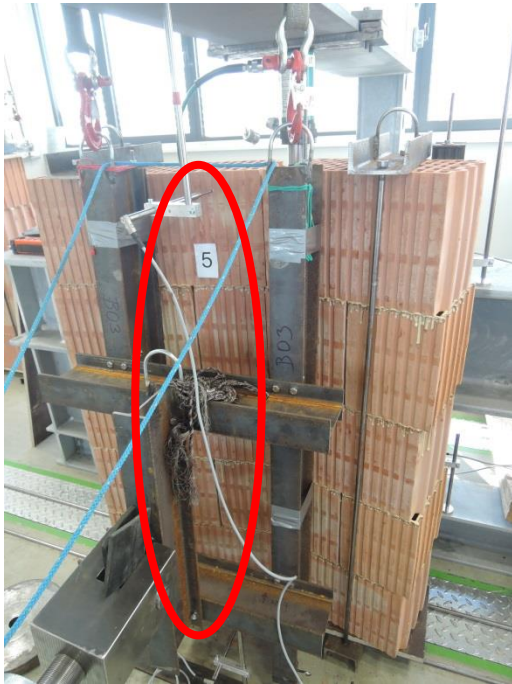


**Obr. 35**Vzorek ZK2-240-3 po zkoušce.



**Obr. 36** Vzorek ZK2-240-4 po zkoušce.





**Obr. 37** Vzorek ZK2-240-5 po zkoušce.



**Obr. 38** Vzorek ZK2-240-6 po zkoušce.



**Obr. 39** Vzorek ZK2-300-1 po zkoušce.



**Obr. 40** Vzorek ZK2-300-2 po zkoušce.



**Obr. 41** Vzorek ZK2-300-3 po zkoušce.



**Obr. 42** Vzorek ZK2-300-4 po zkoušce.



**Obr. 43** Vzorek ZK2-300-5 po zkoušce.



**Obr. 44** Vzorek ZK2-300-6 po zkoušce.

## 5.4. Stanovení pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami

### 5.4.1. Uspořádání zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami

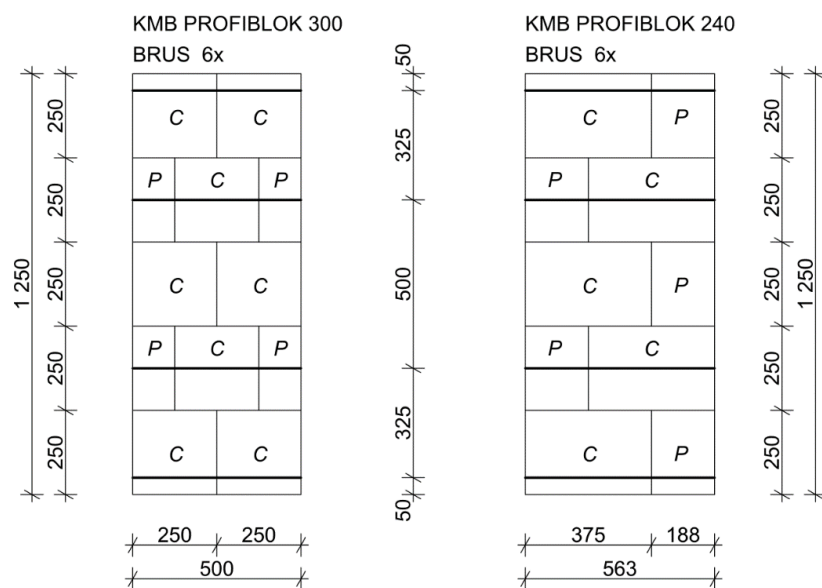
Zkoušky pevnosti zdiva keramických panelů TM v tahu za ohybu v rovině rovnoběžné s ložnými spáry byly rovněž provedeny ve zkušební hale P1 Centra AdMaS Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně [48]. Při zkouškách bylo postupováno podle stejných zásad, jaké jsou uvedeny v odstavci 5.3.1. Zkušební vzorky byly před zkouškou uskladněna ve zkušební hale teplotě v intervalu od 19 °C do 20°C a vlhkosti vzduchu 50 % až 60 %. Zatěžovací zkoušky probíhaly za stejných podmínek. Pro zatěžovací zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS na dvousložkové polyuretanové lepidlo IPITHERM X 1000 bylo zhotoveno rovněž 6 zkušebních vzorků a stejný počet vzorků byl zhotoven pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS. Pro obě tloušťky byly vzorky vyzděny na výšku pěti vrstev s koordinačním rozměrem  $5 \times 250 = 1250$  mm. Šířka zkušebních vzorků pro tloušťku zdiva 240 mm byla 563 mm a pro tloušťku 300 mm byla 500 mm. Vzdálenost mezi vnitřními podporami, na které bylo zatěžovacím lisem vyvozováno zatížení, u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PRO-



**Obr. 45** Zkušební sestava pro zkoušky pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.

FIBLOK 240 BRUS byla 500 mm, u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 byla také 500 mm. Vzdálenost mezi vnější podporou a koncem vzorku u zkušebních vzorků ze zdicích prvků PROFIBLOK 240 BRUS i u zkušebních vzorků ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 byla 50 mm (Obr. 45, Obr. 46). Pro eliminaci tření byly zkušební vzorky na vodovzdorné překližce podloženy válcovými ložisky vytvořenými z hladkých prutů a vzorky byly vyzdívány na PE folii opatřenou na spodní straně vrstvou maziva. Po osazení zkušebních vzorků do zkušebního zařízení bylo zahájeno plynulé zatěžování lisem rychlostí 0,125 kN/s až do dosažení

maximální síly, při níž došlo k destrukci vzorku.



**Obr. 46** Schéma zkušebních vzorků ZK 3 pro zkoušky pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.

Označení zkušebního vzorku	Rozměry průřezové plochy		Vzdálenost vnějších podpor $l_1$ [mm]	Vzdálenost vnitřních podpor $l_2$ [mm]
	$b$ [mm]	$t_u$ [mm]		
ZK3-240-1	563	239	1150	500
ZK3-240-2	563	239	1150	500
ZK3-240-3	563	239	1150	500
ZK3-240-4	563	239	1150	500
ZK3-240-5	563	239	1150	500
ZK3-240-6	563	239	1150	500
ZK3-300-1	500	299	1150	500
ZK3-300-2	500	299	1150	500
ZK3-300-3	500	299	1150	500
ZK3-300-4	500	299	1150	500
ZK3-300-5	500	299	1150	500
ZK3-300-6	500	299	1150	500

**Tab. 8** Rozměry zkušebních vzorků a vzdálenosti podpor zkušebních vzorků ZK3.

Označení zkušebního vzorku	Nejvyšší dosažená síla $F_{i,max}$ [kN]	Způsob porušení
ZK3-240-1	17,19	linie porušení leží mimo vnitřní podpory (Obr. 47), zkouška vzorku není uvažována jako platná.
ZK3-240-2	13,87	linie porušení leží mimo vnitřní podpory (Obr. 48), zkouška vzorku není uvažována jako platná.
ZK3-240-3	10,9	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách (Obr. 49)
ZK3-240-4	19,82	linie porušení leží mimo vnitřní podpory, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 50), zkouška vzorku není uvažována jako platná.
ZK3-240-5	14,47	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 51)
ZK3-240-6	16,52	linie porušení leží mimo vnitřní podpory (Obr. 52), zkouška vzorku není uvažována jako platná.
ZK3-300-1	17,62	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 53)
ZK3-300-2	15,64	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 54)
ZK3-300-3	17,33	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 55)
ZK3-300-4	15,25	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 56)
ZK3-300-5	17,06	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 57)
ZK3-300-6	17,78	rozlomení mezi vnitřními podporami, porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 58)

**Tab. 9** Nejvyšší dosažené síly a způsoby porušení zkušebních vzorků ZK3.

#### 5.4.2. Vyhodnocení zkoušky pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami

Pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami  $f_{xli}$  jsou stanoveny podle čl. 9 ČSN EN 1052-2 [1] ze vztahu (9) uvedeného v odst. 5.3.2.

Vyhodnocení výsledků zkoušek zdicích prvků bylo provedeno podle čl. 10 ČSN EN 1052-2 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 2: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu*, 2000 [1]. Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami byla vypočítána vzhledem k tomu, že soubor zahrnuje 8 dílčích platných zkoušek vzorků podle čl. 10 odst. b) ČSN EN 1052-2 [1].

Označení zkušební vzorku	$F_{i,max}$ [kN]	$b_x$ [m]	$t_u$ [m]	$l_1$ [m]	$l_2$ [m]	$f_{xli}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
ZK3-240-3	10,9	0,563	0,24	1,15	0,5	0,328
ZK3-240-5	14,47	0,563	0,24	1,15	0,5	0,435
ZK3-300-1	17,62	0,5	0,3	1,15	0,5	0,382
ZK3-300-2	15,64	0,5	0,3	1,15	0,5	0,339
ZK3-300-3	17,33	0,5	0,3	1,15	0,5	0,375
ZK3-300-4	15,25	0,5	0,3	1,15	0,5	0,330
ZK3-300-5	17,06	0,5	0,3	1,15	0,5	0,370
ZK3-300-6	17,78	0,5	0,3	1,15	0,5	0,385

**Tab. 10** Stanovení pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.

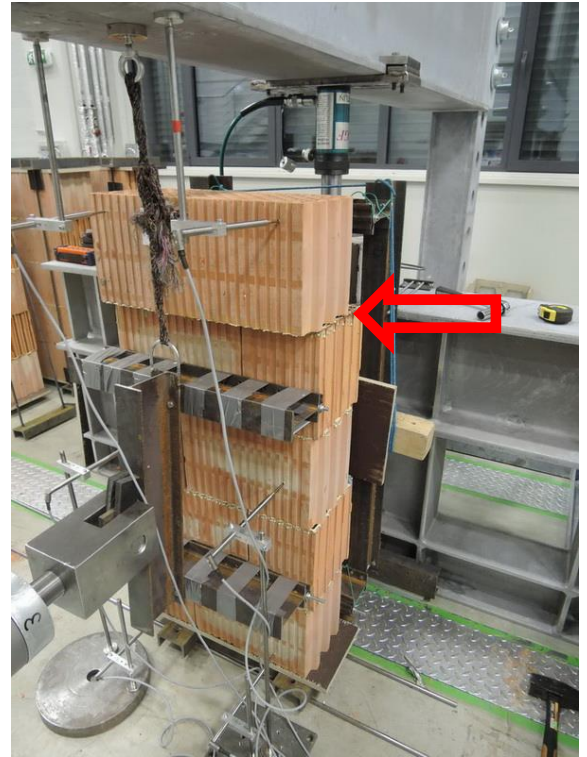
$f_{xli}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n$	$f_{xImean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$y_i$	$y_{mean}$	$(y_i - y_{mean})^2$	$s^2$	$s$	$k$	$y_c$	$f_{xIk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,328	8	0,37	-0,4845	0,4359	0,0024	0,0015	0,039	2,010	0,514	<b>0,31</b>
0,435			-0,3615		0,0055					
0,382			-0,4182		0,0003					
0,339			-0,4700		0,0012					
0,375			-0,4254		0,0001					
0,330			-0,4809		0,0020					
0,370			-0,4322		0,0000					
0,385			-0,4143		0,0005					

**Tab. 11** Stanovení charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.

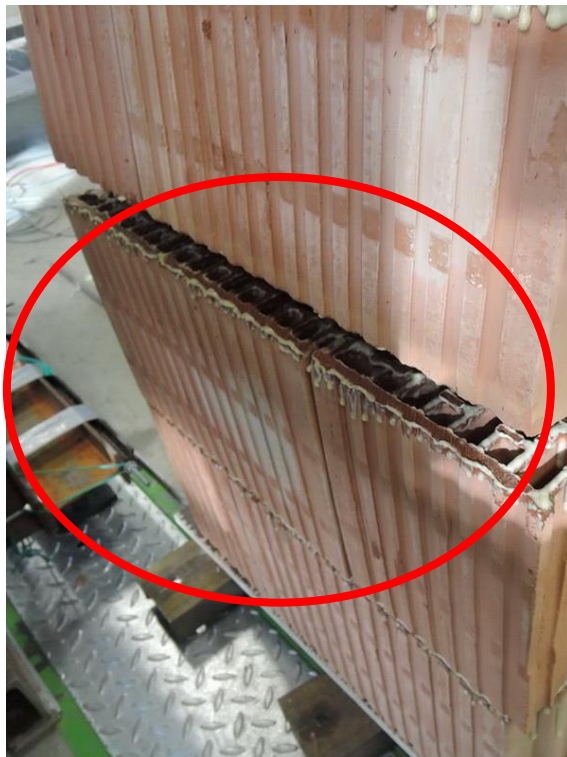
Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdících prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS podle čl. 10 ČSN EN 1052-2 [2] pro platné dílčí zkoušky byla zjištěna průměrná hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení zdiva v rovině rovnoběžné s ložnými spárami  $f_{xImean} = 0,37$  N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami  $f_{xIk} = 0,31$  N/mm<sup>2</sup>. Stav zkušebních vzorků po zkoušce je patrný z následujících obrázků Obr. 43 až Obr. 56. U vzorků ZK3-240-3, ZK3-240-5, ZK3-300-1, ZK3-300-2, ZK3-300-3, ZK3-300-4, ZK3-5-300 a ZK2-300-6 došlo k porušení mezi vnitřními podporami. U vzorku ZK3-240-1, ZK3-240-4, ZK3-240-5 a ZK3-240-6 nastalo porušení mimo oblast vymezenou vnitřními podporami, a proto nebyly tyto zkoušky uvažovány jako platné



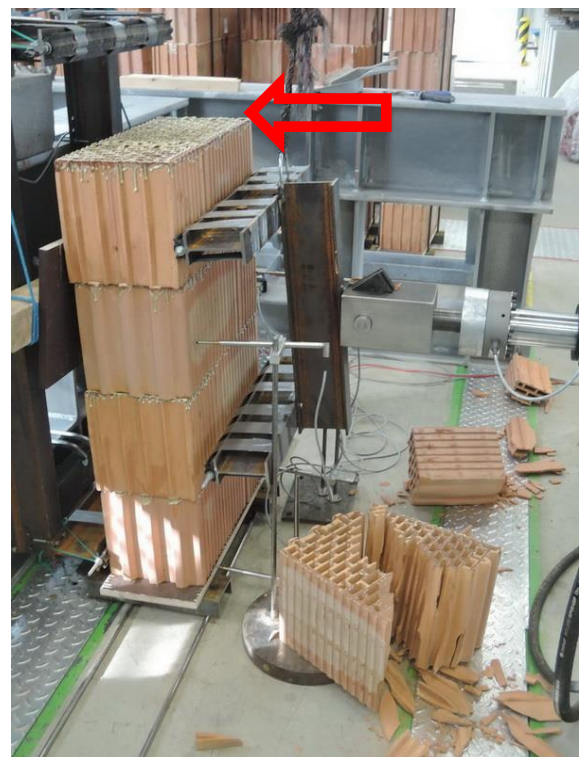
Obr. 47 Vzorek ZK3-240-1 po zkoušce.



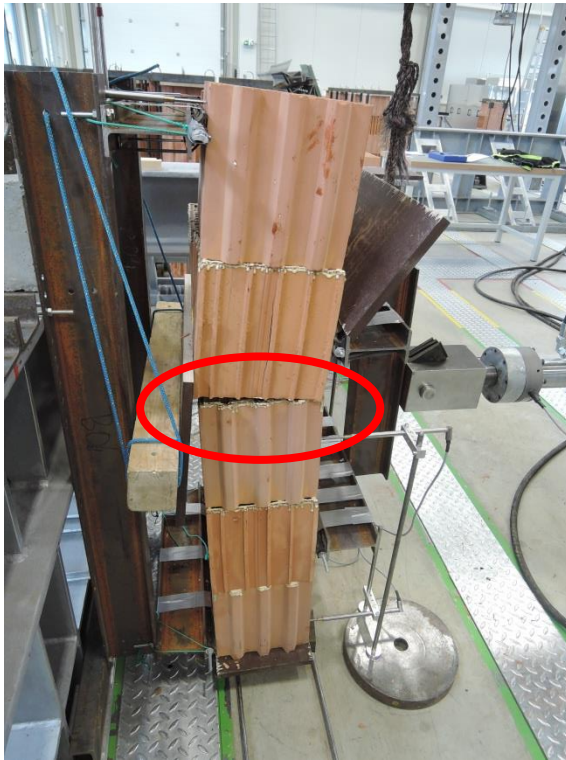
Obr. 48 Vzorek ZK3-240-2 po zkoušce.



Obr. 49 Vzorek ZK3-240-2 po zkoušce.



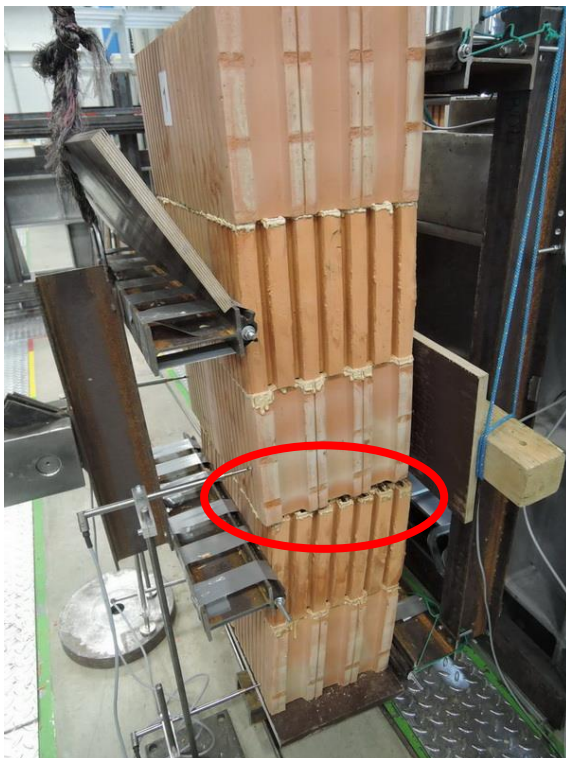
Obr. 50 Vzorek ZK3-240-4 po zkoušce.



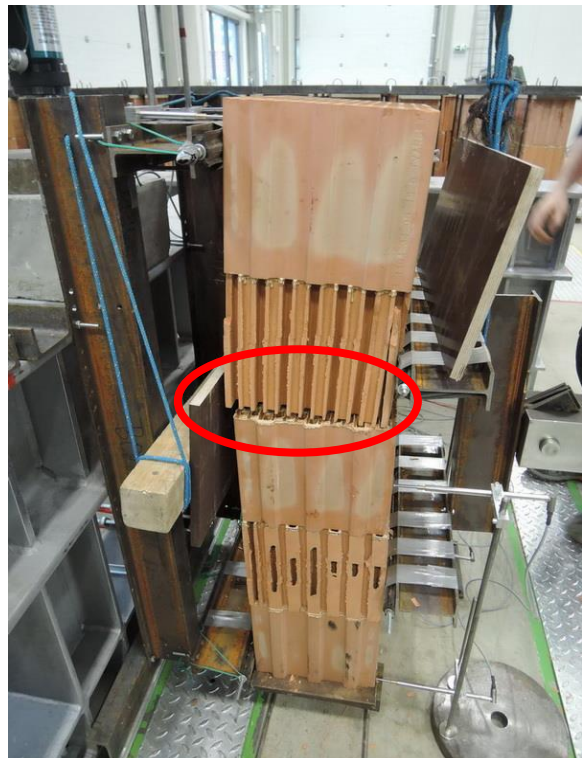
**Obr. 51** Vzorek ZK3-240-5 po zkoušce.



**Obr. 52** Vzorek ZK3-240-6 po zkoušce.

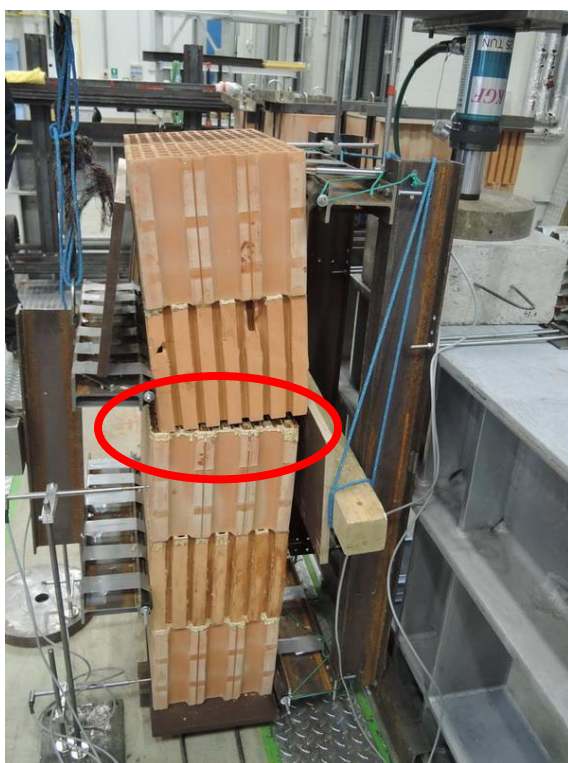


**Obr. 53** Vzorek ZK3-300-1 po zkoušce.



**Obr. 54** Vzorek ZK3-300-2 po zkoušce.

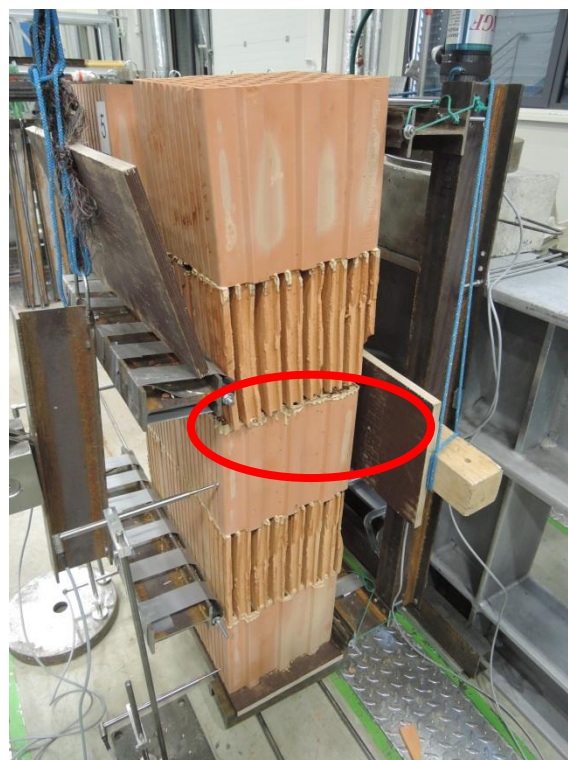




**Obr. 55** Vzorek ZK3-300-3 po zkoušce.



**Obr. 56** Vzorek ZK3-300-4 po zkoušce.



**Obr. 57** Vzorek ZK3-300-5 po zkoušce.



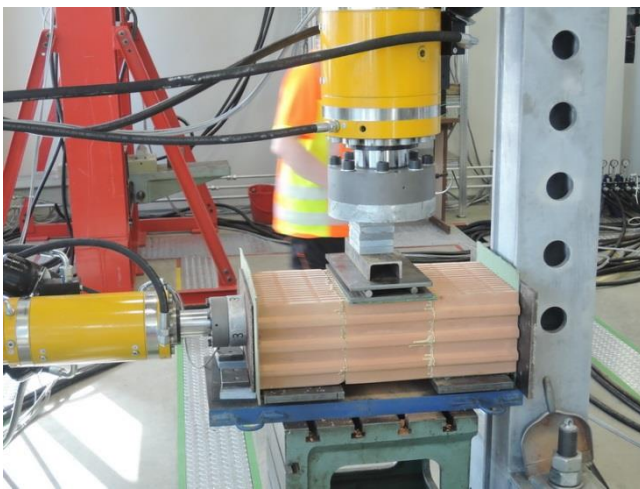
**Obr. 58** Vzorek ZK3-300-6 po zkoušce.

## 5.5. Stanovení počáteční pevnosti zdiva stěnových keramických panelů TM ve smyku

### 5.5.1. Uspořádání zkoušky počáteční pevnosti zdiva ve smyku

Zatěžovací zkoušky počáteční pevnosti ve smyku  $f_{voi}$  zdiva keramických panelů TM byly provedeny ve zkušební P1 v areálu Centra AdMaS Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně [49] podle ČSN EN 1052-3 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku*, 2003 [20], včetně Změny A1: 2007 [21] a Změny Z1: 2011 [22]. Předmětem zatěžovací zkoušky byly zkušební vzorky fragmentů zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS, spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem IPITHERM X1000. Pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS na dvousložkové lepidlo bylo zhotoveno 9 zkušebních vzorků. Stejný počet vzorků byl zhotoven pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS. Pro obě tloušťky byly zkušební vzorky vyžděny ze tří cihel, tj. výšku tři vrstev s koordinačním rozměrem  $3 \times 250 = 750$  mm (Obr. 60). Se zkušebními vzorky bylo manipulováno až po řádném vytvrdnutí dvousložkového polyuretanového lepidla. Zkušební vzorky byly uskladněny při teplotě pohybující se v intervalu od 18 °C do 20°C a relativní vlhkosti vzduchu 50 až 60 %.

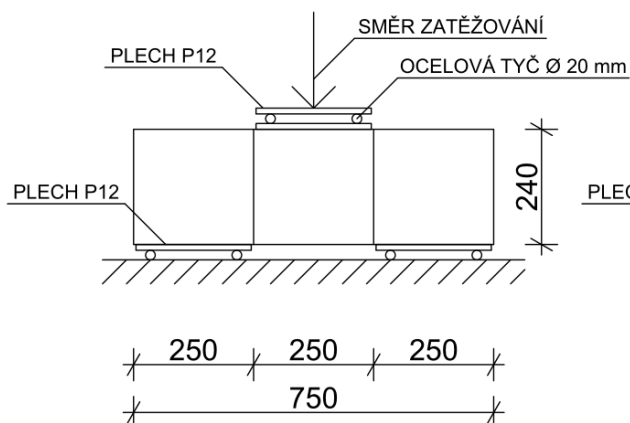
Po osazení zkušebních vzorků do zkušebního zařízení (Obr. 56) bylo zahájeno plynulé zatěžování lisem rychlostí 0,6 kN/s u zkušebních vzorků ZK4-240-1 až ZK4-240-9 a 0,5 kN/s u zkušebních vzorků ZK4-300-1 až ZK4-300-9 až do dosažení maximální síly, při níž došlo k destrukci vzorku. Na vzorky ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS bylo při



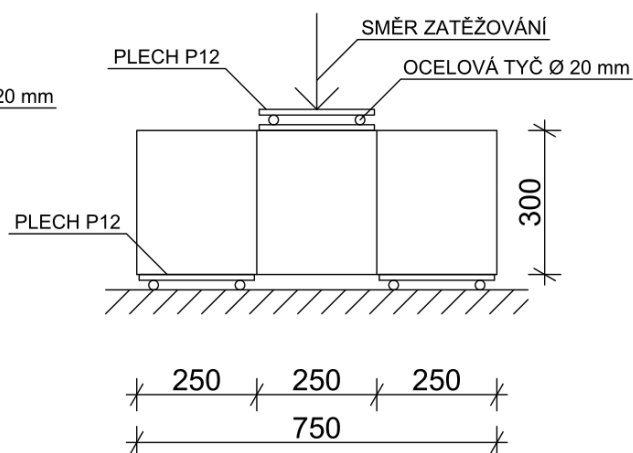
Obr. 59 Uspořádání zkoušky pro stanovení počáteční pevnosti ve smyku.

zkoušce vyvozeno předpětí v tlaku o velikosti 0,2 N/mm<sup>2</sup>, 0,6 N/mm<sup>2</sup> a 1,0 N/mm<sup>2</sup>. Pro každé předpětí byly zkoušce podrobeny 3 zkušební vzorky. Vzorky ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS byly namáhány bez vnesení předpětí. Ke zkouškám byl použit hydraulický lis Inova typ: SCA – 65 – 100 – 200 – V1, hydraulický lis GTM typ: GTM Serie K, 2015, S/N: 61765, osmikanálová měřící ústředna HBM QUANTUM MX840 a indukčnostní snímače dráhy HBM WA 50.

KMB PROFIBLOK 240  
BRUS 9x



KMB PROFIBLOK 300  
BRUS 9x



**Obr. 60** Schéma zkušebních vzorků ZK4 pro stanovení počáteční pevnosti ve smyku.

Označení zkušebního vzorku	Rozměry průřezové plochy		Plocha $A_i$ [mm <sup>2</sup> ]
	$a_i$ [mm]	$b_i$ [mm]	
ZK4-240-1	240	372	89280
ZK4-240-2	240	372	89280
ZK4-240-3	240	372	89280
ZK4-240-4	240	372	89280
ZK4-240-5	240	372	89280
ZK4-240-6	240	372	89280
ZK4-240-7	240	372	89280
ZK4-240-8	240	372	89280
ZK4-240-9	240	372	89280
ZK4-300-1	300	247	74100
ZK4-300-2	300	247	74100
ZK4-300-3	300	247	74100
ZK4-300-4	300	247	74100
ZK4-300-5	300	247	74100
ZK4-300-6	300	247	74100
ZK4-300-7	300	247	74100
ZK4-300-8	300	247	74100
ZK4-300-9	300	247	74100

**Tab. 12** Rozměry zkušebních vzorků ZK4.

Označení zkušební vzorku	Nejvyšší dosažená síla $F_{i,max}$ [kN]	Způsob porušení
ZK4-240-1	47,03	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 61 a Obr. 62)
ZK4-240-2	62,29	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 63 a Obr. 64)
ZK4-240-3	50,60	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 65 a Obr. 66)
ZK4-240-4	90,99	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 67 a Obr. 68)
ZK4-240-5	84,77	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 69 a Obr. 70)
ZK4-240-6	88,74	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 71 a Obr. 72)
ZK4-240-7	102,50	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 73 a Obr. 74)
ZK4-240-8	109,96	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 75 a Obr. 76)
ZK4-240-9	108,72	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 77 a Obr. 78)
ZK4-300-1	42,22	porušení v ložných spárách (Obr. 79 a Obr. 80)
ZK4-300-2	41,66	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 81 a Obr. 82)
ZK4-300-3	40,00	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 83 a Obr. 84)
ZK4-300-4	37,99	porušení v ložných spárách (Obr. 85 a Obr. 86)
ZK4-300-5	23,67	porušení ve zdicím prvku, zkouška neplatná (Obr. 87 a Obr. 88)
ZK4-300-6	36,21	porušení ve zdicím prvku, zkouška neplatná (Obr. 89 a Obr. 90)
ZK4-300-7	21,42	porušení v ložných spárách (Obr. 91 a Obr. 92)
ZK4-300-8	31,58	porušení v ložných spárách (Obr. 93 a Obr. 94)
ZK4-300-9	32,26	porušení v ložných spárách a zdicích prvcích (Obr. 95 a Obr. 96)

**Tab. 13** Nejvyšší dosažené síly a způsob porušení zkušebních vzorků ZK4.

### 5.5.2. Vyhodnocení zkoušky počáteční pevnosti zdiva ve smyku

Vyhodnocení výsledků zkoušek pro vzorky ze zdicích prvků PROFIBLOK 240 BRUS bylo provedeno podle čl. 10.1 *Postupu A* ČSN EN 1052-3 [1], včetně Změny A1 [2] a Změny Z1 [3]. Pevnost zdiva ve smyku  $f_{voi}$  jednotlivého zděného zkušební vzorku se vypočítá se zaokrouhlením na nejbližší  $0,01 \text{ N/mm}^2$  ze vztahu:

$$f_{voi} = \frac{F_{i,max}}{2A_i}, \quad (17)$$

kde  $F_{i,max}$  je největší dosažená hodnota zatěžovací smykové síly jednotlivého zkušební vzorku a  $A_i$  je plocha průřezu zkušební vzorky, který je rovnoběžný s ložnými spárami.

Předpětí v tlaku  $f_{pi}$  se vypočítá ze vztahu

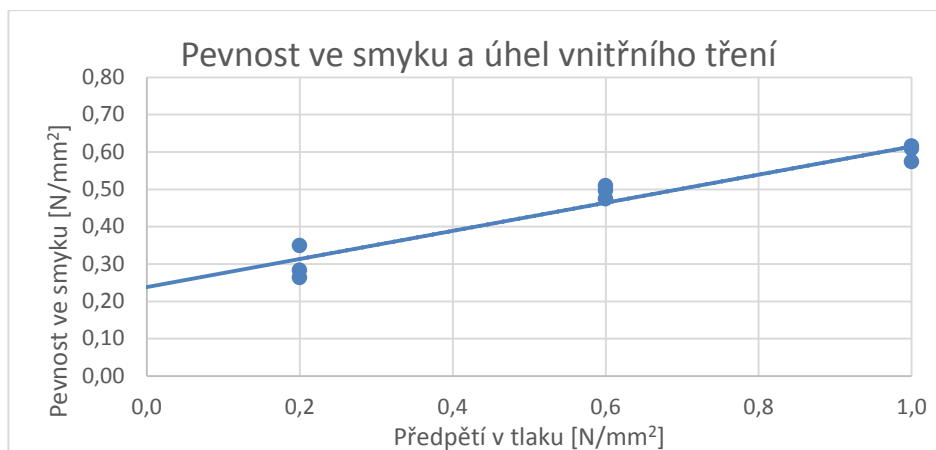
$$f_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_i}, \quad (18)$$

kde  $F_{pi}$  je předpínací síla vyvozující ve spárách napětí v tlaku.

Pro zjištění hodnoty pevností ve smyku  $f_{voi}$  jednotlivých zděných zkušebních vzorků v závislosti na normálovém předpětí v tlaku  $f_{pi}$  byla podle ČSN EN 1052-3 [1] stanovena rovnice regresní přímky, z níž byla vypočtena průměrná hodnota počáteční pevnosti ve smyku  $f_{vo}$  při nulovém normálovém napětí s přesností  $0,01 \text{ N/mm}^2$  a hodnota úhlu vnitřního tření  $\alpha$ , jehož tangenta je směrnici této přímky, zaokrouhlená na nejbližší  $1^\circ$ .

Označení vzorku	Normálové předpětí v tlaku $f_{pi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Plocha průřezu $A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	Maximální smyková síla $F_{maxi}$ [kN]	Pevnost ve smyku $f_{voi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
ZK4-240-1	0,2	89280	47,03	0,26
ZK4-240-2	0,2	89280	62,29	0,35
ZK4-240-3	0,2	89280	50,60	0,28
ZK4-240-4	0,6	89280	90,99	0,51
ZK4-240-5	0,6	89280	84,77	0,47
ZK4-240-6	0,6	89280	88,74	0,50
ZK4-240-7	1,0	89280	102,50	0,57
ZK4-240-8	1,0	89280	109,96	0,62
ZK4-240-9	1,0	89280	108,72	0,61
ZK4-300-1	0,0	74100	42,22	0,28
ZK4-300-2		74100	41,66	0,28
ZK4-300-3		74100	40,00	0,27
ZK4-300-4		74100	37,99	0,26
ZK4-300-7		74100	21,42	0,14
ZK4-300-8		74100	31,58	0,21
ZK4-300-9		74100	32,26	0,22

**Tab. 14** Maximální smykové síly a pevnosti ve smyku vzorků ZK4.



**Graf 9** Regresní přímka.

Z rovnice regresní přímky dle Grafu 9  $y = 0,3763x + 0,2382$ ,  $R^2 = 0,9339$  byla podle čl. 10 ČSN EN 1052-3 [1] vypočtena průměrná hodnota počáteční pevnosti  $f_{vo}$  zdiva ve smyku při nulovém předpětí  $f_{vo} = 0,24 \text{ N/mm}^2$  a průměrná hodnota úhlu vnitřního tření  $\alpha = 20^\circ$  a z nich charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vok} = 0,8 \times f_{vo} = 0,19 \text{ N/mm}^2$  a charakteristická hodnota úhlu vnitřního tření  $\alpha_k = 0,8 \times \alpha = 16^\circ$ .

Z vyhodnocení výsledků zkoušek pro vzorky ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS, pro které byla uplatněna podle čl. 10.2.2 *Zjednodušená metoda Postupu B* ČSN EN 1052-3 [1] byla stanovena průměrná hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vo} = 0,24 \text{ N/mm}^2$ , charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vok} = 0,8 \times f_{vo} = 0,19 \text{ N/mm}^2$ .

Při vyhodnocení výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků PROFIBLOK 300 BRUS vychází podle čl. 10.2.3 *Statistická metoda Postupu B* ČSN EN 1052-3 [1] charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vok} = 0,14 \text{ N/mm}^2$ .

$f_{voi}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n$	$f_{mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$y_i$	$y_{mean}$	$(y_i - y_{mean})^2$	$s^2$	$s$	$k$	$y_c$	$f_{vok}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,281	7	0,24	-0,5508	-0,6380	0,0106	0,0096	0,098	2,08	-0,858	<b>0,14</b>
0,278			-0,5560		0,0096					
0,267			-0,5740		0,0064					
0,253			-0,5963		0,0033					
0,143			-0,8457		0,0368					
0,211			-0,6764		0,0005					
0,215			-0,6669		0,0002					

**Tab. 15** Statistické hodnoty pro stanovení počáteční smykové pevnosti  $f_{vok}$ .

Následující obrázky Obr. 61 až Obr. 96 ukazují stav zkušebních vzorků před zkouškou a po ní. Je z nich patrné, že při zkoušení s předpětím v některých případech následně docházelo k drcení zkušebních vzorků.



**Obr. 61** Vzorek ZK4-240-1 před zkouškou.



**Obr. 62** Vzorek ZK4-240-1 po zkoušce.



**Obr. 63** Vzorek ZK4-240-2 před zkouškou.



**Obr. 64** Vzorek ZK4-240-2 po zkoušce.



**Obr. 65** Vzorek ZK4-240-3 před zkouškou.



**Obr. 66** Vzorek ZK4-240-3 po zkoušce.



**Obr. 67** Vzorek ZK4-240-4 před zkouškou.



**Obr. 68** Vzorek ZK4-240-4 po zkoušce.



**Obr. 69** Vzorek ZK4-240-5 před zkouškou.



**Obr. 70** Vzorek ZK4-240-5 po zkoušce.



**Obr. 71** Vzorek ZK4-240-6 před zkouškou.



**Obr. 72** Vzorek ZK4-240-6 po zkoušce.





**Obr. 73** Vzorek ZK4-240-7 před zkouškou.



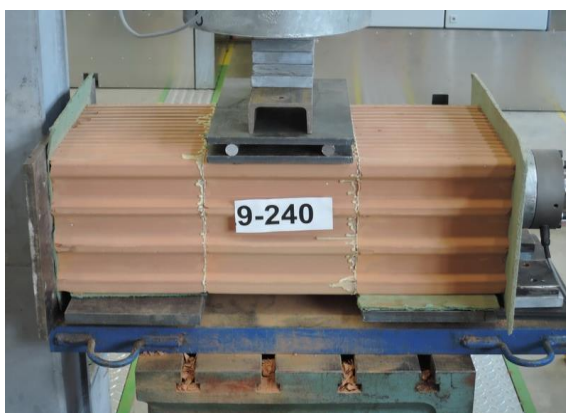
**Obr. 74** Vzorek ZK4-240-7 po zkoušce.



**Obr. 75** Vzorek ZK4-240-8 před zkouškou.



**Obr. 76** Vzorek ZK4-240-8 po zkoušce.



**Obr. 77** Vzorek ZK4-240-9 před zkouškou.



**Obr. 78** Vzorek ZK4-240-9 po zkoušce.



**Obr. 79** Vzorek ZK4-300-1 před zkouškou.



**Obr. 80** Vzorek ZK4-300-1 po zkoušce.



**Obr. 81** Vzorek ZK4-300-2 před zkouškou.



**Obr. 82** Vzorek ZK4-300-2 po zkoušce.



**Obr. 83** Vzorek ZK4-300-3 před zkouškou.



**Obr. 84** Vzorek ZK4-300-3 po zkoušce.



**Obr. 85** Vzorek ZK4-300-4 před zkouškou.



**Obr. 86** Vzorek ZK4-300-4 po zkoušce.



**Obr. 87** Vzorek ZK4-300-5 před zkouškou.



**Obr. 88** Vzorek ZK4-300-5 po zkoušce, neplatná zkouška.



**Obr. 89** Vzorek ZK4-300-6 před zkouškou.



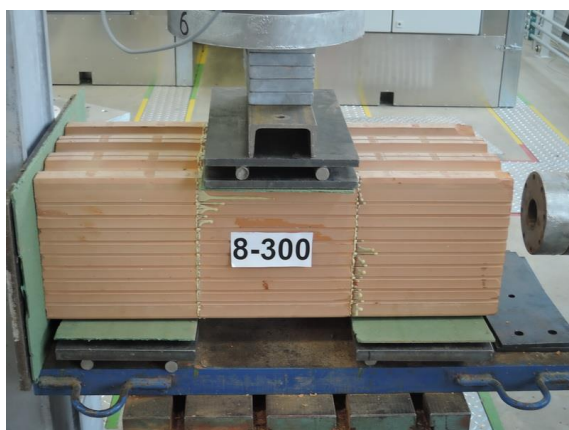
**Obr. 90** Vzorek ZK4-300-6 po zkoušce, neplatná zkouška.



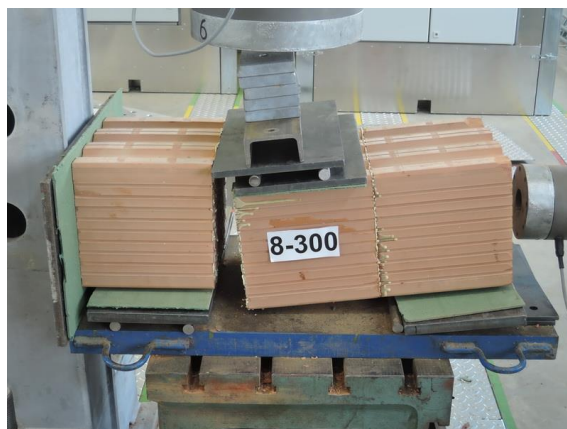
**Obr. 91** Vzorek ZK4-300-7 před zkouškou.



**Obr. 92** Vzorek ZK4-300-7 po zkoušce.



**Obr. 93** Vzorek ZK4-300-8 před zkouškou.



**Obr. 94** Vzorek ZK4-300-8 po zkoušce.



**Obr. 95** Vzorek ZK4-300-9 před zkouškou.



**Obr. 96** Vzorek ZK4-300-9 po zkoušce.

## **6. VLASTNOSTI ZDIVA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V MONTÁŽNÍCH STAVECH**

### **6.1. Specifické problémy stěnových keramických panelů TM v montážních stavech**

Při rozboru chování stěnových keramických panelů TM v montážních stavech vznikají dvě zásadní otázky a to (1) únosnost zdiva stěnových keramických panelů TM na namáhání ve vlastní rovině a z toho vyplývající vzdálenost transportních otvorů pro transportní popruhy a (2) únosnost zdiva stěnových keramických panelů TM na namáhání soustředěným tlakem pro ověření spolehlivosti proti porušení na toto namáhání při osazování stěnových keramických panelů TM na montážní plastové podložky.

### **6.2. Únosnost zdiva stěnových keramických panelů TM na namáhání ve vlastní rovině**

#### **6.2.1. Uspořádání zkoušky únosnosti zdiva ve vlastní rovině**

Zkoušky stěnových keramických panelů TM pro stanovení únosnosti zdiva při namáhání ve vlastní rovině měly charakter studijní zkoušky [50]. Jejich cílem bylo zjistit základní charakteristiky zdiva keramických panelů TM při tomto způsobu namáhání, které jsou nezbytné pro stanovení vzdálenosti manipulačních otvorů pro manipulační popruhy.

Zkušební postup není upraven žádným normovým předpisem a byl zvolen v závislosti na předpokládaných scénářích možného podepření při dopravě a montáži. Zkušební vzorky byly dovezeny k zatěžovacím zkouškám do haly P1 v areálu Centra AdMaS Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, kde byly uskladněny při teplotě 19°C až 20°C a relativní vlhkosti vzduchu 50% až 60%. Byly vyzděny na deskách z vodovzdorné překližky z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS na dvousložkové polyuretanové lepidlo IPITHERM X1000 v počtu 6 zkušebních vzorků. Ty byly vyzděny na výšku tří vrstev, tj. na výšku 750 mm, a byly opatřeny manipulačními otvory o rozměru 125 × 50 mm (Obr. 97). Manipulováno s nimi bylo až po řádném vytvrdnutí dvousložkové malty.

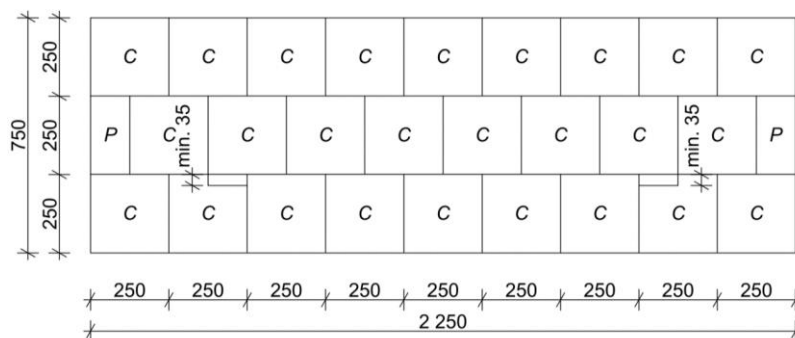
Ke zkouškám byl použit (1) víceúčelový válec KGF U25-150 HS s ruční hydraulickou pumpou, (2) osmi kanálová měřicí ústředna HBM QUANTUM MX840 a (3) indukčnostní snímače dráhy HBM WA 50.

Zaznamenávaly se největší hodnoty celkové zatěžovací síly  $F_{max}$ , způsob porušení a svislá posunutí v podporách a v polovině rozpětí zkušebních vzorků.

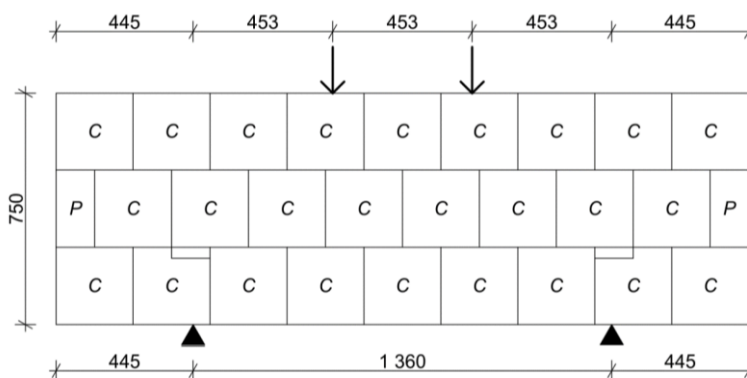
Zatěžovací zkoušky byly prováděny na zatěžovacích sestavách, které měly vzdálenost mezi místy, na které bylo zatěžovacím lisem vyvozováno zatížení, 453 mm. Vzdálenost mezi podporami byla 1360 mm, vzdálenost mezi koncem zkušební vzorku a podporou činila 445 mm.

Zkušební vzorky ZK5-300-1 až ZK5-300-3 byly podepřeny na spodní hraně vzorku (Obr. 98). Zkušební vzorky ZK5-300-4 až ZK5-300-6 byly podepřeny v místě otvorů pro manipulační popruhy (Obr. 99). Po osazení zkušebních vzorků do zkušebního zařízení bylo zahájeno plynulé zatěžování lisem až do dosažení maximální síly, při níž došlo k destrukci vzorku.

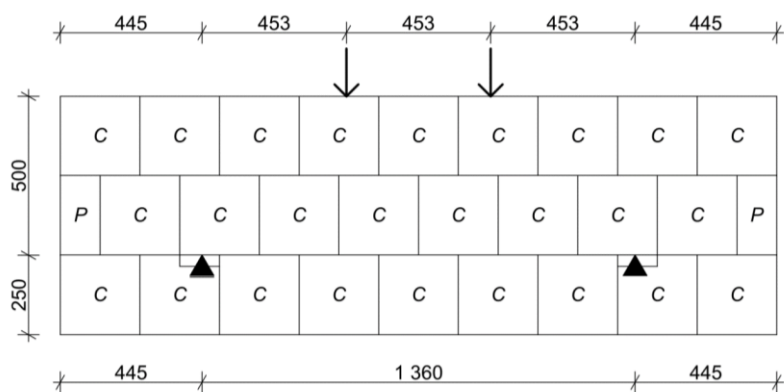
Na zkušební vzorky kromě zatížení lisem a vlastní tíhou působilo zatížení siloměrem s jeho podložkami, čtyřmi kusy malých vyrovnávacích ocelových desek, dvěma ocelovými tyčemi v pryžovém obalu a roznášecím nosníkem z válcovaných I profilů s celkovou hmotností 26 kg, tj. tíhou 0,26 kN. Zatížení od vlastní tíhy zkoušených vzorků bylo 1,65 kN/m.



**Obr. 97** Schéma zkušebních vzorků ZK5 namáhaných ve vlastní rovině



**Obr. 98** Statické schéma vzorků ZK5-300-1, ZK5-300-2 a ZK5-300-3.



Obr. 99 Statické schéma vzorků ZK5-300-4, ZK5-300-5 a ZK5-300-6.

Označení zkušební vzorku	Rozměry průřezové plochy [mm]		Vzdálenost vnějších podpor $l_1$ [mm]	Vzdálenost vnitřních podpor $l_2$ [mm]
	$b$	$t_u$		
ZK5-300-1	300	750	1360	453
ZK5-300-2	300	750	1360	453
ZK5-300-3	300	750	1360	453
ZK5-300-4	300	750	1360	453
ZK5-300-5	300	750	1360	453
ZK5-300-6	300	750	1360	453

Tab. 16 Geometrické rozměry vzorků a vzdálenosti podpor zkušebních vzorků ZK5.

Označení zkušební vzorku	Nejvyšší dosažená síla $F_{i,max}$ [kN]	Způsob porušení
ZK5-300-1	$4,39 + 0,26 = 4,65$	linie porušení přímá, rozlomení zdicího prvku střední vrstvy mezi zatěžovacími místy
ZK5-300-2	$4,29 + 0,26 = 4,55$	linie porušení zazubená u krajní podpory, porušení v ložných spárách
ZK5-300-3	$4,95 + 0,26 = 5,21$	linie porušení zazubená mezi zatěžovacími místy, porušení v ložných spárách
ZK5-300-4	$8,34 + 0,26 = 8,60$	linie porušení v zásadě přímá, rozlomení zdicího bloku střední vrstvy mezi zatěžovacími místy
ZK5-300-5	$6,99 + 0,26 = 7,25$	linie porušení přímá, rozlomení zdicího prvku střední vrstvy mezi zatěžovacími místy
ZK5-300-6	$9,48 + 0,26 = 9,74$	linie porušení přímá, rozlomení zdicího prvku střední vrstvy mezi zatěžovacími místy

Tab. 17 Nejvyšší dosažené síly a způsoby porušení vzorků ZK5.

## 6.2.2. Vyhodnocení zkoušky únosnosti zdiva ve vlastní rovině

Zatěžovacími zkouškami byly zjištěny níže uvedené veličiny únosnosti zdiva ve vlastní rovině.

Vzorek	$g_o$ [kN/m]	$F_{i,max}$ [kN]	$F_{i,max}/2$ [kN]	$l$ [m]	$a$ [m]	$d$ [m]	$V_{Ri}$ [kN]	$M_{Ri}$ [kNm]
ZK5-300-1	1,65	4,65	2,33	1,36	0,445	0,453	4,18	1,27
ZK5-300-2	1,65	4,55	2,28	1,36	0,445	0,453	4,13	1,25
ZK5-300-3	1,65	5,21	2,61	1,36	0,445	0,453	4,46	1,40
ZK5-300-4	1,65	8,60	4,30	1,36	0,445	0,453	6,16	2,17
ZK5-300-5	1,65	7,25	3,63	1,36	0,445	0,453	5,48	1,86
ZK5-300-6	1,65	9,74	4,87	1,36	0,445	0,453	6,73	2,43

**Tab. 18** Statické veličiny zkušebních vzorků ZK5.

Legenda k Tab. 18.

$g_o$  vlastní tíha,

$F_{i,max}$  zatěžovací síla od lisu a od přitížení (0,26 kN),

$l$  vzdálenost podpor,

$a$  vzdálenost podpory od okraje zkušebního vzorku,

$d$  vzdálenost míst, kde je vnášeno zatížení  $F_i/2$ ,

$V_{Ri}$  posouvající síla vypočítaná pro zatížení při porušení,

$M_{Ri}$  ohybový moment vypočítaný pro zatížení při porušení.

Průměrná hodnota posouvající síly na mezi porušení je  $V_{Rmean} = 5,19$  kN a charakteristická hodnota posouvající síly na mezi porušení je  $V_{Rk} = 3,36$  kN (Tab. 19). Průměrná hodnota ohybového momentu na mezi porušení je  $M_{Rmean} = 1,73$  kNm a charakteristická hodnota ohybového momentu na mezi porušení je  $M_{Rk} = 0,95$  kNm (Tab. 20). Charakteristické hodnoty veličin  $V_{Rk}$  a  $M_{Rk}$  byly vypočteny podle postupu uvedeného v čl. 10 ČSN EN 1052-2 [19].

$V_{Ri}$ [kN]	$n$	$V_{Rmean}$ [kN]	$y_i$	$y_{mean}$	$(y_i - y_{mean})^2$	$s^2$	$s$	$k$	$y_c$	$V_{Rk}$ [kN]
4,18	6	5,19	0,6213	0,707	0,0074	0,0069	0,083	2,180	0,526	<b>3,36</b>
4,13			0,6161		0,0083					
4,46			0,6495		0,0033					
6,16			0,7893		0,0068					
5,48			0,7389		0,0010					
6,73			0,8278		0,0146					

**Tab. 19** Stanovení charakteristické hodnoty posouvající síly na mezi porušení  $V_{Rk}$ .



$M_{Ri}$ [kNm]	$n$	$M_{Rmean}$ [kNm]	$y_i$	$y_{mean}$	$(y_i - y_{mean})^2$	$s^2$	$s$	$k$	$y_c$	$M_{Rk}$ [kNm]
1,27	6	1,73	0,1045	0,223	0,0140	0,0128	0,113	2,180	0,024	<b>0,95</b>
1,25			0,0967		0,0159					
1,40			0,1458		0,0059					
2,17			0,3359		0,0128					
1,86			0,2698		0,0022					
2,43			0,3849		0,0262					

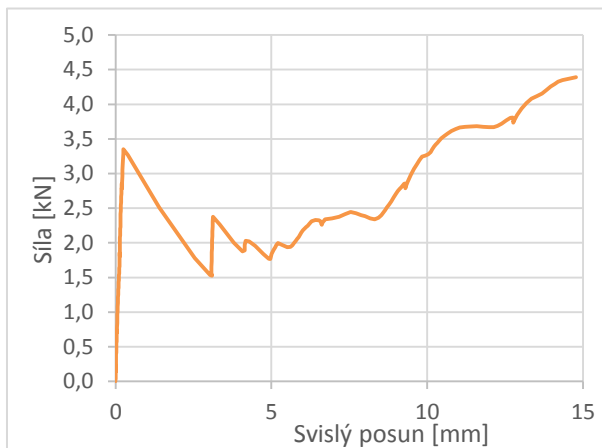
**Tab. 20** Stanovení charakteristické hodnoty posouvající síly na mezi porušení  $M_{Rk}$ .

Zjištěné hodnoty únosnosti byly pak použity pro analytické ověřování umístění manipulačních otvorů keramických panelů TM, o čemž je pojednáváno v Kapitole 8.

Na následujících obrázcích Obr. 100 až 105 jsou uvedeny zkušební vzorky po porušení a na grafech 10 až 15 závislosti mezi zatěžovací silou a průhyb v polovině jejich rozpětí.



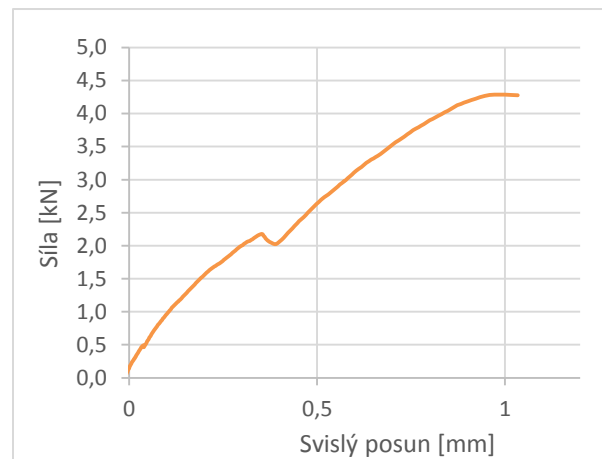
**Obr. 100** Vzorek ZK5-300-1 po zkoušce.



**Graf 10** Vzorek ZK5-300-1, svislý posun v polovině rozpětí.



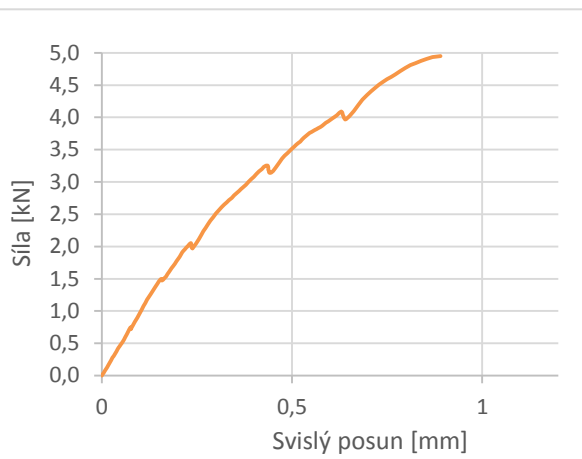
**Obr. 101** Vzorek ZK5-300-2 po zkoušce.



**Graf 11** Vzorek ZK5-300-2, svislý posun v polovině rozpětí.



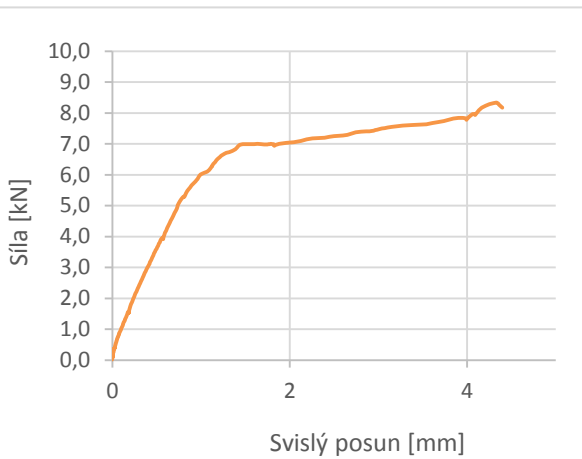
**Obr. 102** Vzorek ZK5-300-3 po zkoušce.



**Graf 12** Vzorek ZK5-300-3, svislý posun v polovině rozpětí.



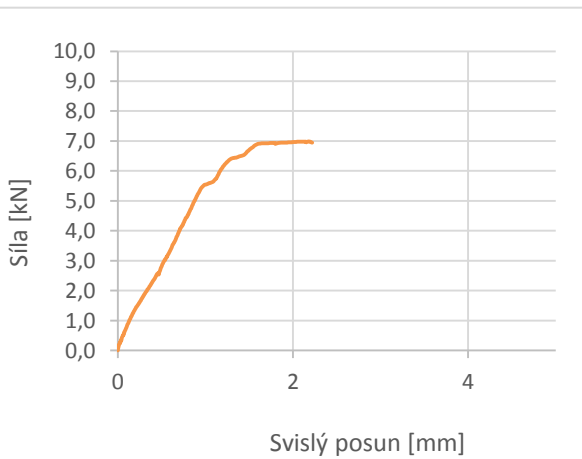
**Obr. 103** Vzorek ZK5-300-4 po zkoušce.



**Graf 13** Vzorek ZK5-300-4, svislý posun v polovině rozpětí.



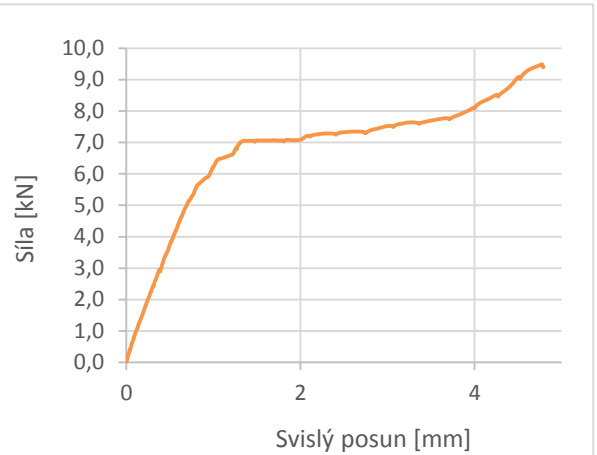
**Obr. 104** Vzorek ZK5-300-5 po zkoušce.



**Graf 14** Vzorek ZK5-300-5, svislý posun v polovině rozpětí.



**Obr. 105** Vzorek ZK5-300-6 po zkoušce.



**Graf 15** Vzorek ZK5-300-6, svislý posun v polovině rozpětí.

### 6.3. Únosnost zdiva stěnových keramických panelů TM v tlaku s montážními podložkami

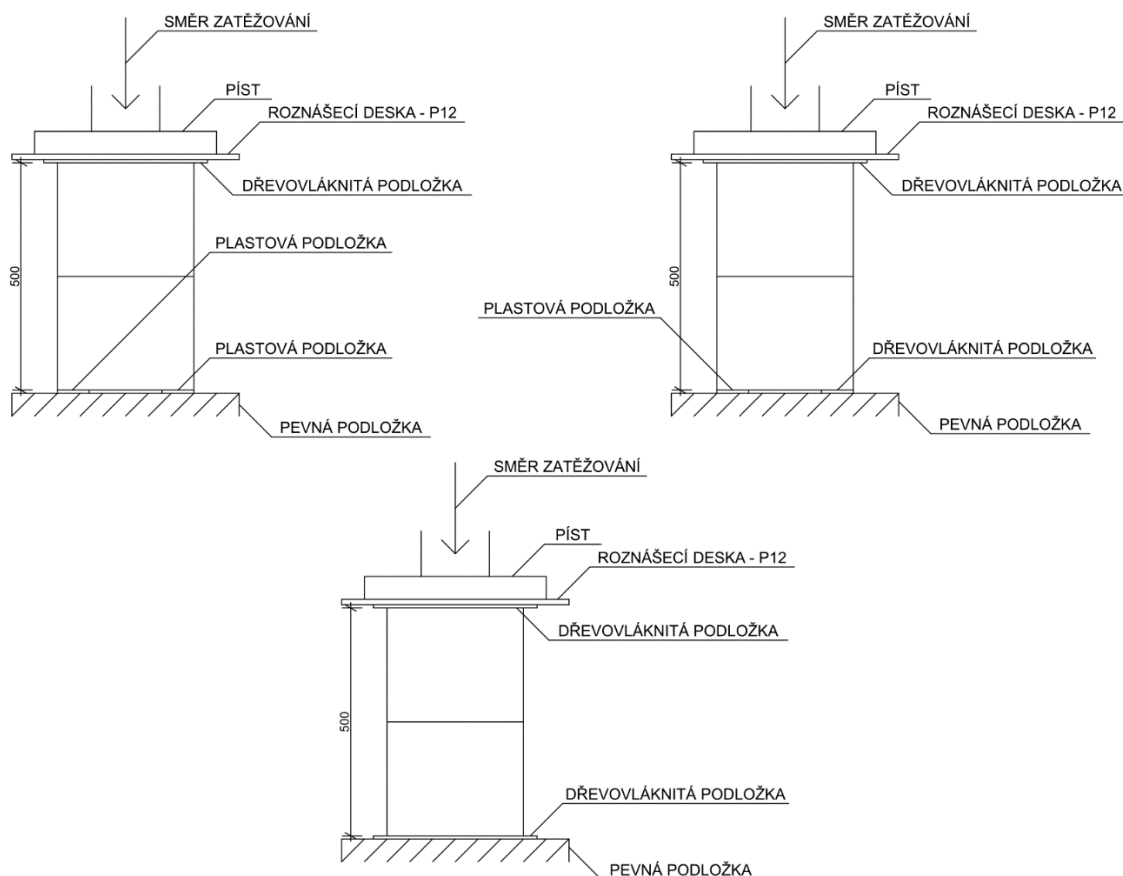
#### 6.3.1. Uspořádání zkoušek únosnosti v tlaku zdiva s montážními podložkami

Zatěžovací zkoušky pro stanovení únosnosti zdiva při použití plastových montážních podložek měly rovněž charakter studijní zkoušky [51]. Zkušební vzorky se zatěžovaly ve zkušebně Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně hydraulickým lisem HECKERT IP21 tak, aby na ně působilo dostředné zatížení.

Zkušební vzorky z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem PITHERM X1000 byly zkoušeny po třech případech na (1) případ, kdy jsou v ložné spáře dvě montážní podložky, (2) případ, kdy je v ložné spáře jedna montážní podložka u okraje zkušebního vzorku, (3) případ, kdy v ložné spáře není montážní podložka (Obr. 106). Tento poslední případ slouží pro porovnání vlivu montážních podložek na únosnost zdiva v montážním stavu.

Tlačné desky plně dosedaly na horní plochu zkušebního vzorku, což bylo zabezpečeno vyrovnávací vrstvou z hobry tl. 10 mm.

Dolní plocha byla u obou tloušťek zkušebních vzorků ve třech případech podložena (1) dvěma plastovými montážními podložkami o rozměru 70 × 70 mm, (2) jednou plastovou montážní podložkou o rozměru 70 × 70 mm a pruhem dřevovláknité podložky (hobry) tl. 10 mm a (3) celoplošně dřevovláknitou podložkou (hobrou) tl. 10. mm.

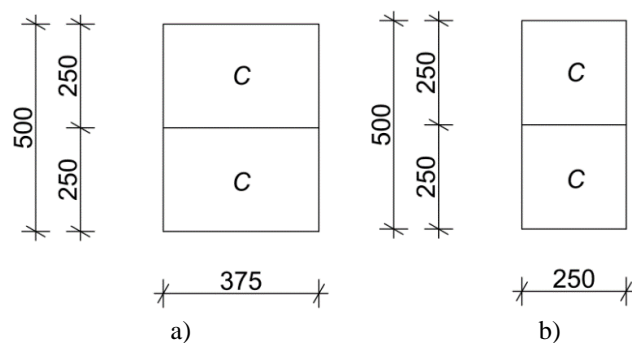


**Obr. 306** Uspořádání zkoušky pro stanovení únosnosti v tlaku s montážními podložkami.

Pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS na dvousložkové polyuretanové lepidlo bylo zhotoveno 9 zkušebních vzorků. Stejný počet vzorků byl zhotoven pro zkoušku zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS. Pro obě tloušťky byly zhotoveny zkušební vzorky sestávající ze dvou cihel zděných na výšku s rozměrem  $2 \times 250 = 500$  mm (Obr. 107). Se zkušebními vzorky bylo manipulováno až po řádném vytvrdnutí dvousložkové malty. V průběhu zkoušek byla teplota ve zkušební hale  $18\text{ }^{\circ}\text{C}$  a relativní vlhkost vzduchu 48 %.

Svislá zatěžovací síla byla do zděných vzorků vnášena přes přítlačnou ocelovou desku a tlačný prvek lisu opatřený kulovým kloubem. Mezi přítlačnou desku a horní povrch zkušebního vzorku byla vložena deska z dřevovláknité desky (hobry) tl. 10 mm. Dolní plocha byla u obou tloušťek zkušebních vzorků vždy ve třech případech podložena těmito způsoby: dvěma plastovými montážními podložkami, jednou plastovou montážní podložkou a celoplošně hobrou tl. 10 mm.

Plastové montážní podložky s rozměry  $70 \times 70$  mm byly umístěny v polovině délky keramických tvarovek u jejich vnějšího okraje.



**Obr. 107** Schéma zkušebních vzorků ZK6, a) KMB PROFIBLOK 240, b) KMB PROFIBLOK 300.

Označení zkušebního vzorku	Délka vzorku $l$ [mm]	Výška vzorku $h$ [mm]	Tloušťka vzorku $t$ [mm]	Tlačená plocha $A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	Poznámka
ZK6-240-1	375	500	240	9690	2x podložka
ZK6-240-2	375	500	240	9690	2x podložka
ZK6-240-3	375	500	240	9690	2x podložka
ZK6-240-4	375	500	240	4845	1x podložka
ZK6-240-5	375	500	240	4845	1x podložka
ZK6-240-6	375	500	240	4845	1x podložka
ZK6-240-7	375	500	240	90000	bez podložek
ZK6-240-8	375	500	240	90000	bez podložek
ZK6-240-9	375	500	240	90000	bez podložek
ZK6-300-1	250	500	300	9690	2x podložka
ZK6-300-2	250	500	300	9690	2x podložka
ZK6-300-3	250	500	300	9690	2x podložka
ZK6-300-4	250	500	300	4845	1x podložka
ZK6-300-5	250	500	300	4845	1x podložka
ZK6-300-6	250	500	300	4845	1x podložka
ZK6-300-7	250	500	300	75000	bez podložek
ZK6-300-8	250	500	300	75000	bez podložek
ZK6-300-9	250	500	300	75000	bez podložek

**Tab. 21** Rozměry zkušebních vzorků ZK6.

Po osazení zkušebních vzorků do zkušebního zařízení bylo zahájeno zatěžování lisem tak, aby se zatěžovací síla konstantně zvyšovala. Zatěžování lisem probíhalo až do dosažení maximální síly, při níž došlo k destrukci vzorku. Přetvoření vzorků nebylo měřeno.

Označení vzorku	Síla při porušení $F_{i,max}$ [kN]	Poznámka
ZK6-240-1	151,40	2x podložka
ZK6-240-2	136,33	2x podložka
ZK6-240-3	150,89	2x podložka
ZK6-240-4	113,72	1x podložka
ZK6-240-5	95,46	1x podložka
ZK6-240-6	116,11	1x podložka
ZK6-240-7	1244,14	bez podložek
ZK6-240-8	1092,36	bez podložek
ZK6-240-9	1078,71	bez podložek
ZK6-300-1	148,34	2x podložka
ZK6-300-2	122,39	2x podložka
ZK6-300-3	140,92	2x podložka
ZK6-300-4	53,28	1x podložka
ZK6-300-5	68,32	1x podložka
ZK6-300-6	86,69	1x podložka
ZK6-300-7	706,49	bez podložek
ZK6-300-8	858,60	bez podložek
ZK6-300-9	1108,69	bez podložek

Tab. 22 Síly při porušení  $F_{i,max}$  zkušebních vzorků ZK6.

### 6.3.2. Vyhodnocení zkoušek únosnosti v tlaku zdiva s montážními podložkami

Kontaktní napětí v tlaku při porušení  $\sigma_{c,lim,i}$  každého zkušebního vzorku byla vypočtena se zaokrouhlení na nejbližší 0,01 N/mm<sup>2</sup> ze vztahu

$$\sigma_{c, lim,i} = \frac{F_{i,max}}{A_i}, \quad (19)$$

kde  $F_{i,max}$  je největší dosažená hodnota zatěžovací síly jednotlivého zkušebního vzorku a  $A_i$  je plocha průřezu jednotlivého zděného zkušebního vzorku v kontaktní spáře spodní cihly, tj. (1) ploch dvou dostředně umístěných plastových montážních podložek, (2) plochy jedné položky výstředně umístěné plastové montážní podložky na okraji plochy zkušebního vzorky a (3) plochy zdicího prvku v případech komparativních zkoušek bez montážních podložek.

Označení vzorku	Síla při porušení $F_{i,max}$ [kN]	Tlačená plocha $A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	Kontaktní napětí při porušení $\sigma_{c,lim,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Poznámka
ZK6-240-1	151,40	9690	15,62	2x podložka
ZK6-240-2	136,33	9690	14,07	2x podložka
ZK6-240-3	150,89	9690	15,57	2x podložka
ZK6-240-4	113,72	4845	23,47	1x podložka
ZK6-240-5	95,46	4845	19,70	1x podložka
ZK6-240-6	116,11	4845	23,96	1x podložka
ZK6-240-7	1244,14	90000	13,82	bez podložek
ZK6-240-8	1092,36	90000	12,14	bez podložek
ZK6-240-9	1078,71	90000	11,99	bez podložek
ZK6-300-1	148,34	9690	15,31	2x podložka
ZK6-300-2	122,39	9690	12,63	2x podložka
ZK6-300-3	140,92	9690	14,54	2x podložka
ZK6-300-4	53,28	4845	11,00	1x podložka
ZK6-300-5	68,32	4845	14,10	1x podložka
ZK6-300-6	86,69	4845	17,89	1x podložka
ZK6-300-7	706,49	75000	9,42	bez podložek
ZK6-300-8	858,60	75000	11,45	bez podložek
ZK6-300-9	1108,69	75000	14,78	bez podložek

**Tab. 23** Kontaktní napětí  $\sigma_{c,lim,i}$  při porušení zkušebních vzorku ZK6.

Pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 s dvěma montážními podložkami vycházela průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,mean} = 15,09$  N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,k} = 12,57$  N/mm<sup>2</sup>. Pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 s dvěma montážními podložkami byla zjištěna průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,mean} = 14,16$  N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,k} = 11,80$  N/mm<sup>2</sup>.

Pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 s jednou montážní podložkou byla průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,mean} = 22,38$  N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,k} = 18,65$  N/mm<sup>2</sup> a pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 s jednou montážní podložkou průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,mean} =$

14,33 N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,k} = 11,00$  N/mm<sup>2</sup>.

Limitní tlakové kontaktní napětí bylo stanovené, jak je již uvedeno výše, ze zkoušek zkušebních vzorků bez montážních podložek pro porovnání z výše uvedenými hodnotami limitních tlakových napětí, zjištěnými ze zkoušek pro symetrické umístění dvou montážních podložek a výstředné umístění jedné montážní podložky. Pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 byla průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,mean} = 12,65$  N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,k} = 10,54$  N/mm<sup>2</sup>. Pro zkušební vzorky KMB PROFIBLOK 300 byla průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,mean} = 11,88$  N/mm<sup>2</sup> a charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí  $\sigma_{c,lim,k} = 9,42$  N/mm<sup>2</sup>.

Zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 vykazaly poměr síly na mezi porušení s dvěma montážními podložkami k síle na mezi porušení bez montážních podložek 0,13 a s jednou montážní podložkou 0,10. Zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 vykazaly poměr síly na mezi porušení s dvěma montážními podložkami k síle na mezi porušení bez montážních podložek 0,15 a s jednou montážní podložkou 0,08.

Poměr jednotlivých limitních tlakových kontaktních napětí zkušebních vzorků s podložkami a srovnávacího limitního kontaktního napětí vycházel pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 s dvěma montážními podložkami 1,19 a s jednou montážní podložkou 1,77. Pro zkušební vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 vycházel tento poměr síly pro vzorky s dvěma montážními podložkami 1,19 a s jednou montážní podložkou 1,21.

Poměrně vysoká hodnota poměru tlakových kontaktních napětí zkušebních vzorků s podložkami a srovnávacího limitního kontaktního napětí u zkušebních vzorků z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 s jednou montážní podložkou 1,77 je zřejmě zapříčiněna tím, že styčná plocha daná plochou montážní podložky k zbývající průřezové ploše vzorku je výrazně větší, než je tomu ve srovnání se zkušebními vzorky z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 s jednou montážní podložkou. U zkušebních vzorků se dvěma podložkami je tento příznivý vliv eliminován zvětšenou výstředností.

Následující obrázky ukazují způsoby porušování v jednotlivých případech dílčích zatěžovacích zkoušek.





**Obr. 108** Vzorek ZK6-240-1 před zkouškou.



**Obr. 109** Vzorek ZK6-240-1 po zkoušce.



**Obr. 110** Vzorek ZK6-240-2 před zkouškou.



**Obr. 111** Vzorek ZK6-240-2 po zkoušce.



**Obr. 112** Vzorek ZK6-240-3 před zkouškou.



**Obr. 113** Vzorek ZK6-240-3 po zkoušce.



**Obr. 114** Vzorek ZK6-240-4 před zkouškou.



**Obr. 115** Vzorek ZK6-240-4 po zkoušce.



**Obr. 116** Vzorek ZK6-240-5 před zkouškou.



**Obr. 117** Vzorek ZK6-240-5 po zkoušce.



**Obr. 118** Vzorek ZK6-240-6 před zkouškou.



**Obr. 119** Vzorek ZK6-240-6 po zkoušce.



**Obr. 120** Vzorek ZK6-240-7 před zkouškou.



**Obr. 121** Vzorek ZK6-240-7 po zkoušce.



**Obr. 122** Vzorek ZK6-240-8 před zkouškou.



**Obr. 123** Vzorek ZK6-240-8 po zkoušce.



**Obr. 124** Vzorek ZK6-240-9 před zkouškou.



**Obr. 125** Vzorek ZK6-240-9 po zkoušce.



**Obr. 126** Vzorek ZK6-300-1 před zkouškou.



**Obr. 127** Vzorek ZK6-300-1 po zkoušce.



**Obr. 128** Vzorek ZK6-300-2 před zkouškou.



**Obr. 129** Vzorek ZK6-300-2 po zkoušce.



**Obr. 130** Vzorek ZK6-300-3 před zkouškou.



**Obr. 131** Vzorek ZK6-300-3 po zkoušce.



**Obr. 132** Vzorek ZK6-300-4 před zkouškou.



**Obr. 133** Vzorek ZK6-300-4 po zkoušce.



**Obr. 134** Vzorek ZK6-300-5 před zkouškou.



**Obr. 135** Vzorek ZK6-300-5 po zkoušce.



**Obr. 136** Vzorek ZK6-300-6 před zkouškou.



**Obr. 137** Vzorek ZK6-300-6 po zkoušce.



**Obr. 138** Vzorek ZK6-300-7 před zkouškou.



**Obr. 139** Vzorek ZK6-300-7 po zkoušce.





**Obr. 140** Vzorek ZK6-300-8 před zkouškou.



**Obr. 141** Vzorek ZK6-300-8 po zkoušce.



**Obr. 142** Vzorek ZK6-300-9 před zkouškou.



**Obr. 143** Vzorek ZK6-300-9 po zkoušce.

## **7. STATICKÁ ANALÝZA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V PROVOZNÍM STAVU**

### **7.1. Koncept statického chování stěnových panelů TM v provozním stavu**

#### **7.1.1. Konstrukční výchozí předpoklady**

Předpokládá se, že řešení prostorové tuhosti objektů navrhovaných ze stěnových keramických panelů TM bude vycházet z koncepce diafragmantového působení, při němž nosné stěny jsou v hlavách opřeny o tuhé stropní tabule nebo konstrukce, které účinek tuhé stropní tabule nahrazují, jako jsou vodorovná ztužidla nebo železobetonové věnce dimenzované jako nosníky zatížené ve vodorovném směru apod. Tuhé stropní tabule, event. konstrukce, které její účinky nahrazují, přenášejí účinky vodorovného zatížení do příčných stěn, které musí být dimenzovány na toto zatížení.

Jako vhodné konstrukční varianty řešení stropů, které splňují předpoklad tuhé stropní tabule, lze označit monolitické stropní konstrukce deskové, žebírkové a trámové, spřažené stropní konstrukce z velkoplošných prefabrikovaných, tzv. filigránových, desek s monolitickou dobetonávkou a spřažené stropní konstrukce ze stropních nosníků s prostorovou výztuží a stropních vložek a to především v materiálové variantě keramicko-betonových stropních nosníků s prostorovou výztuží a cihelných vložek MIAKO.

Styčné spáry stěnových keramických panelů TM jsou řešeny jako tupé styky vyplněné polyuretanovou pěnou. Předpokládá se, že okenní a dveřní otvory se budou opatřovat překlady až na stavbě a budou především využívány překlady výrobce stěnových keramických panelů TM, a to překlady 238 a ploché překlady.

#### **7.1.2. Idealizace stěnových konstrukcí**

Idealizace stěnových konstrukcí na výpočtové modely závisí na funkci v celkovém výpočtovém modelu diafragmantového konceptu.

Vnitřní stěny lze idealizovat jako smykové stěny namáhané ve své rovině. Toto zatížení je jednak vodorovné a svislé. Vodorovné zatížení vyvozeno jednak přenosem zatížení z obvodových stěn, jednak přenosem zatížení tuhými stropními tabulemi.

Svislé konstrukce malých rozměrů ve vlastní rovině obvykle idealizujeme jako pruty v hlavě i patě kloubově podepřené, které se na tomto přenosu vodorovných sil nepodílejí. Za-

tížení vlastní tíhou působí dostředně, zatímco zatížení od stropních konstrukcí je obecně mimostředně.

Obvodové stěny lze idealizovat jako deskostěny opřené o smykové stěny a tuhé stropní konstrukce namáhané kolmo na vlastní rovinu vodorovným zatížením od větru. Ve vlastní rovině jsou, jak je uvedeno výše, svislým zatížením a vodorovným zatížením od přenosu zatížení ze vzájemně kolmo umístěných obvodových stěn.

Při praktickém výpočtu nosných stěn obvykle postačí vyšetřit samostatně účinky svislého a vodorovného zatížení.

## **7.2. Chování zdiva stěnových keramických panelů TM namáhaných mimostředním tlakem**

### **7.2.1. Vstupní veličiny**

Pro výpočet bylo nutno stanovit podle odst. 2.4.1 (1)P normy ČSN EN 1996-1-1 [17] pro jednotlivé tloušťky zdiva návrhovou hodnotu pevnosti zdiva jako podíl charakteristické hodnoty pevnosti zdiva a příslušného dílčího součinitele materiálu  $\gamma_M$ .

Charakteristické hodnoty pevností byly pro zdivo stěnových keramických panelů TM z pálených zdicích prvků spojovaných v ložné spáře dvousložkovým polyuretanovým lepidlem vypočteny podle čl. 10 a) ČSN EN 1052-1 [18] na základě vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek, které jsou popsány v kapitole 5.

Pro zdivo z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS charakteristická hodnota pevnosti v tlaku je  $f_k = 5,81 \text{ N/mm}^2$  a pro zdivo z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS charakteristická hodnota pevnosti v tlaku je  $f_k = 8,22 \text{ N/mm}^2$ .

Průměrná hodnota modulu pružnosti zjištěná zkouškami pro zdivo z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS je  $E_{mean} = 4500 \text{ N/mm}^2$  a z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS je  $E_{mean} = 6100 \text{ N/mm}^2$ .

Porovnání charakteristických hodnot pevnosti v tlaku  $f_k$  a průměrných hodnot modulu pružnosti  $E_{mean}$ , které byly určeny z výsledků zatěžovacích zkoušek zkušebních vzorků zdiva z broušených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem, s charakteristickými hodnotami pevnosti v tlaku  $f_k$  a průměrnými hodnotami modulu pružnosti  $E$ , které byly vypočteny pro zdivo ze stejných zdicích prvků na maltu pro tenké spáry podle ČSN EN 1996-1-1 [17], je uvedeno v následujících tabulkách Tab. 24, Tab. 25 a Tab. 26.

Zdivo ze zdicích prvků	Děrování (%)	Skupina zdicích prvků	Pevnost zd. prvků $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K$	Charakteristická pevnost $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K_E$	Modul pružnosti $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	58	3	15	0,5	3,33	1000	3330
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	54	2	15	0,7	4,66	1000	4660

**Tab. 24** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku a moduly pružnosti pevnosti zdiva v tlaku pro maltu pro tenké spáry a pro pevnosti třídy zdicích prvků P15 podle vztahu 3.4 v ČSN EN 1996-1-1 [17].

Zdivo ze zdicích prvků	Děrování (%)	Skupina zdicích prvků	Pevnost zd. prvků $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K$	Charakteristická pevnost $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K_E$	Modul pružnosti $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	58	3	17,8	0,5	3,75	1000	3750
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	54	2	17,3	0,7	5,15	1000	5150

**Tab. 25** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku a moduly pružnosti pro maltu pro tenké spáry a pro normalizované průměrné pevnosti zdicích prvků podle vztahu 3.4 v ČSN EN 1996-1-1 [17].

Zdivo ze zdicích prvků	Děrování (%)	Skupina zdicích prvků	Pevnost zd. prvků $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K$	Charakteristická pevnost $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$K_E$	Modul pružnosti $E_{mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	58	3	17,8	0,77	5,81	775	4500
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	54	2	17,3	1,12	8,22	742	6100

**Tab. 26** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku a moduly pružnosti zdiva panelů TM zjištěné zkouškami.

Pro stanovení pevností v tabulce Tab. 24 a Tab. 25 byl použit vztah 3.4 v ČSN EN 1996-1-1 [17]:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}, \quad (19)$$

kde je  $K$  konstanta podle Tab. 3.1. ČSN EN 1996-1-1 [17], která platí pro zdivo z pálených zdicích prvků a maltu pro tenké spáry,  $f_b$  normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdicích prvků ve směru tlaku působícího v konstrukci.

Krátkodobý sečnový modul pružnosti zdiva  $E$  byl pro zdivo z pálených zdicích prvků a maltu pro tenké spáry stanoven podle odst. 3.7.2 ČSN EN 1996-1-1 [17] ze vztahu:

$$E = K_E \cdot f_k, \quad (20)$$

kde je  $K_E$  konstanta pro stanovení krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva. Podle NA.2.7 v ČR pro zdiva z pálených zdicích prvků se doporučuje použít hodnotu  $K_E = 1000$ , ne-li zkouškami stanovena jiná hodnota.

Pro zdivo stěnových keramických panelů TM na dvousložkové polyuretanové lepidlo byly hodnoty součinitele  $K$  a  $K_E$  rekurzivně dopočítány z uvedených vztahů (19) nebo (20).

Z porovnání hodnot v tabulkách Tab. 24 až Tab. 26 se vyplývá, že zdivo panelů TM z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS spojovaných dvousložkovým lepidlem IPITHERM X1000 vykazuje podle provedených zatěžovaných zkoušek o cca 55% až 60% vyšší pevnost zdiva v tlaku, než je pevnost zdivo stanovená podle vztahů v ČSN EN 1996-1-1 [17] pro stejné zdicí prvky spojované maltou pro tenké spáry.

Hodnoty krátkodobých modulů pružnosti vycházejí o 20% větší. Hodnoty  $K_E$ , představující poměr hodnoty modulu pružnosti  $E$  k hodnotě charakteristické hodnotě pevnosti zdiva v tlaku  $f_k$ , byly zjištěny v hodnotě 742 až 775, tedy jsou menší než hodnota 1000, což je hodnota, kterou se doporučuje uvažovat, nejsou-li k dispozici výsledky zkoušek.

Při stanovení dílčího součinitele vlastností materiálu se vycházelo z čl. NA.2.1. Národní přílohy NA normy ČSN EN 1996-1-1 [17], v níž platí pro běžné konstrukce pozemních staveb pro zdicí prvky kategorie I, tedy zdicí prvky použité na výrobu keramických panelů TM, hodnota při stanovení mezního stavu únosnosti pro návrhovou maltu  $\gamma_M = 2,0$  a pro předpisovou maltu  $\gamma_M = 2,2$ .

I když hodnota pro zdivo při použití dvousložkového lepidla jako pojiva zdicích prvků není uvedena, z analogie pro malty pro tenké spáry, které mají být podle ČSN EN 1996-1-1 [17] návrhové, lze uvažovat dílčí součinitel vlastností, v němž jsou uváženy modelové nejistoty a proměnnost rozměrů, hodnotou  $\gamma_M = 2,0$ .

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku  $f_d$  se stanoví ze vztahu:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (21)$$

nabývá pro zdivo z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS hodnoty  $f_d = 2,91$  N/mm<sup>2</sup> a pro zdivo z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS hodnoty  $f_d = 4,11$  N/mm<sup>2</sup>.

## 7.2.2. Posouzení prvků namáhaných mimostředným tlakem

Při výpočtu stěnových panelů namáhaných mimostředným tlakem lze obvykle uplatnit jednoduchou výpočtovou idealizaci prutem v hlavě a patě nepoddajně opřeném.

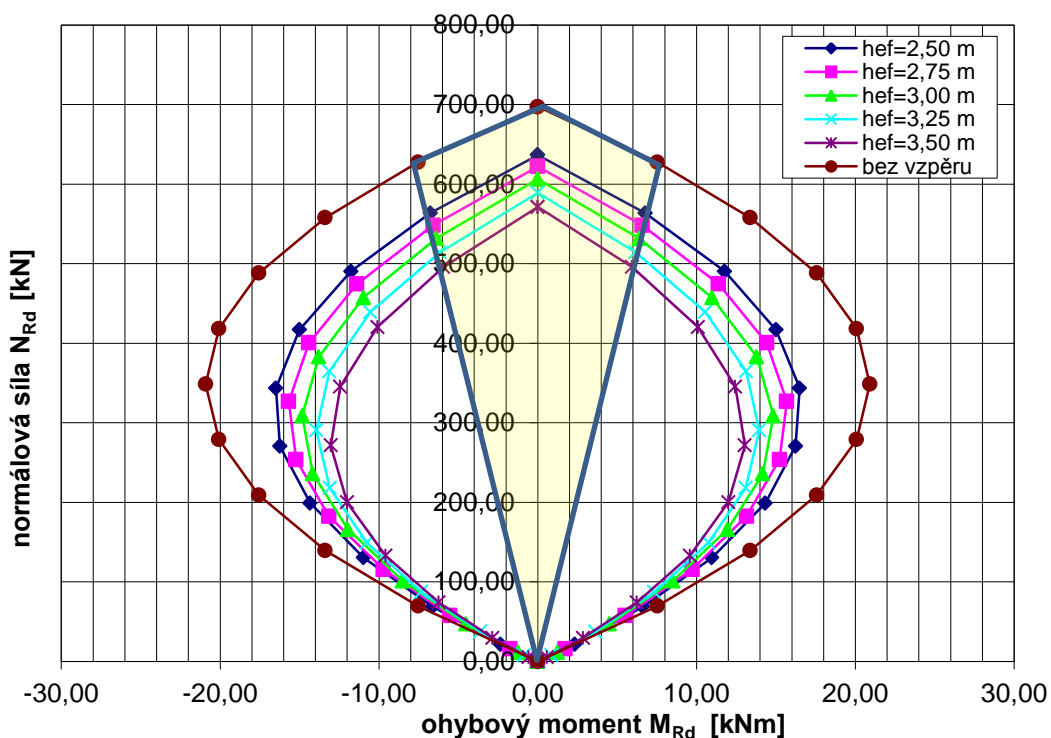
Pro přehledné posouzení prvků namáhaných mimostředným tlakem lze využít interakčních diagramů, jejichž body představují pro danou výstřednost odpovídající hodnotu normálové síly a ohybového momentu na mezi únosnosti.

Pro sestavení grafu se vychází z podmínky, že zdivo v tahu nepůsobí, normálové napětí se rozděluje rovnoměrně a výslednice sil se nachází v těžišti tělesa napětí:

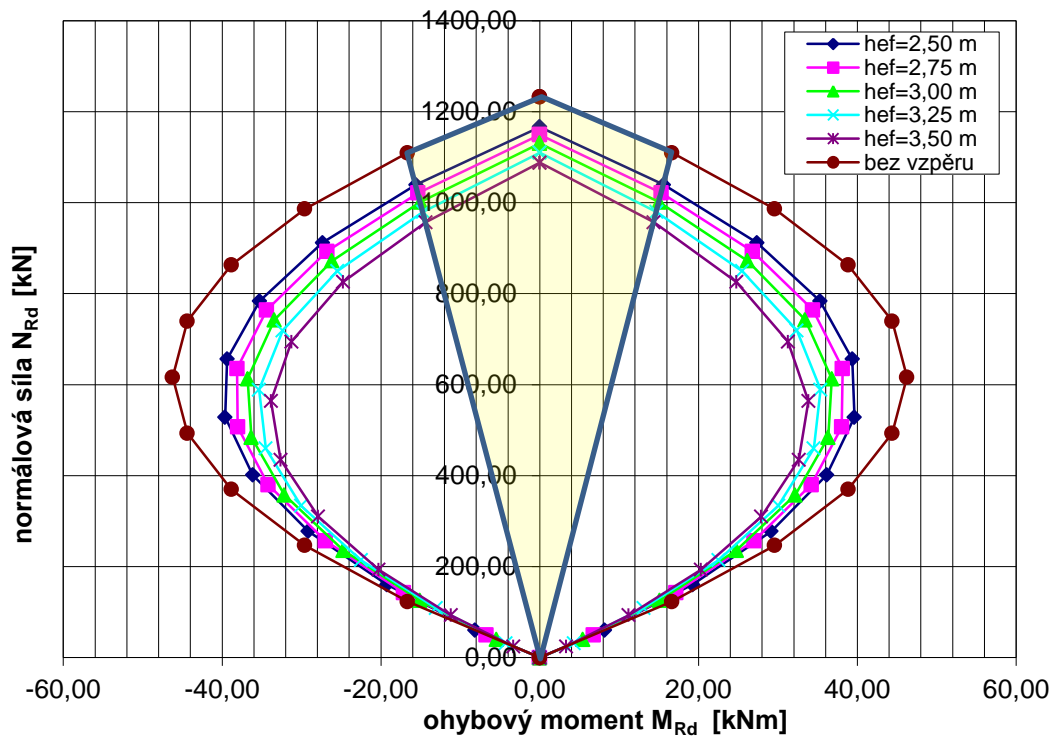
$$N_{Rd} = b \cdot (t - 2 \cdot e_{i,mk}) \cdot f_d, \quad (22)$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e_{i,mk}, \quad (23)$$

kde je  $b$  šířka stěny (pilíře),  $t$  tloušťka stěny,  $e_{i,mk}$  výstřednost včetně výstřednosti od dotvarování  $e_{mk}$  nebo výstřednost v hlavě a patě  $e_i$ ,



Graf 16 Interakční diagram zdiva panelů TM tl. 0,240 m, délky 1 m.



**Graf 17** Interakční diagram zdiva panelů TM tl. 0,300 m, délky 1 m.

Na interakčních diagramech (Graf 16 a 17), které jsou sestaveny pro vzpěrnou výšku 0, 2,5 až 3,5 m, je patrný vliv vzpěru na snižování únosnosti. Posuzovaný průřez vyhoví, pokud se bod  $[M_{Ed}; N_{Ed}]$  určený návrhovými hodnotami ohybového momentu a normálové síly nenachází vně příslušného interakčního diagramu.

Pro posuzování průřezů v hlavě a patě stěny se uplatní interakční diagram stanovený pro případ bez vlivu vzpěru. Interakční diagramy s vlivem vzpěru se uplatní pro posuzování ve vnitřní pětina výšky.

Žlutě je označena plocha interakčního diagramu, kde se bod  $[M_{Ed}; N_{Ed}]$  nemůže nacházet, protože odpovídá intervalu výstřednosti 0 až  $0,05 \cdot t$ , což je interval hodnot, které jsou menší, než je minimální uvažovaná hodnota výstřednosti podle odst. 6.1.2.2 ČSN EN 1999-1-1 [17]. Obecně určení této plochy může také vycházet z hodnoty počáteční výstřednosti  $e_{init}$ , která se podle čl. 5.5.1.1 ČSN EN 1996-1-1 [17] uvažuje na celé délce stěny pro vzpěrnou výšku  $h_{ef}$  hodnotou  $h_{ef}/450$ . U zdiva stěnových keramických panelů TM se toto neuplatní, protože by tato výstřednost rozhodovala až od výšky stěny  $h_w > 450 \cdot 0,05 \cdot t$ , tedy od výšky větší, než je 5,625 m u zdiva tl. 240 mm a 6,75 m u zdiva tl. 300 mm, a s výrobou tak vysokých panelů se neuvažuje.

Kromě interakčních diagramů v uplatněné interpretaci (Graf 16, Graf 17), u které body interakčního diagramu představují pro danou výstřednost zvětšenou o účinky druhého řádu odpovídající hodnoty normálové síly  $N_{Rd}$  a ohybového momentu na mezi únosnosti  $M_{Rd}$ , lze interakční diagram sestavit v interpretaci, u níž při stanovení souřadnic bodů  $[M_{Rd}; N_{Rd}]$  tvořících průběh interakčního diagramu nejsou v hodnotách těchto souřadnic odpovídající normálové síle a ohybovému momentu na mezi únosnosti zahrnuty účinky druhého řádu, ale ty jsou vyjádřeny v hodnotách účinků zatížení.

Uplatnění této interpretace pro zdivo stěnových keramických panelů je na Grafu 18 a Grafu 19, přičemž je vzhledem k symetrii průřezu a z ní plynoucí symetrie interakčního diagramu sestrojena pouze jeho polovina pro působení síly výstřednosti se stejným znaménkem, tj. na stejné polovině tloušťky stěny.

Na interakčním diagramu zdiva panelů TM tl. 240 mm (Graf 18) je zakreslena červenou barvou výstřednost  $e_{mk} = 0,073$  m, která by odpovídala výstřednosti v hlavě stěny od uložení stropní konstrukce 0,140 m. Z interakčního diagramu vychází v hlavě  $M_{Rd} = 19,88$  kNm a  $N_{Rd} = 271,13$  kN.

Vliv vzpěru se vyjádří pomocí zvětšené výstřednosti  $e_{\varphi}$ , kterou lze stanovit ze vztahu:

$$e_{\varphi} = \frac{t}{2} - \frac{e \cdot \frac{u^2}{2} \cdot t}{2} + e_{mk} \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}, \quad (24)$$

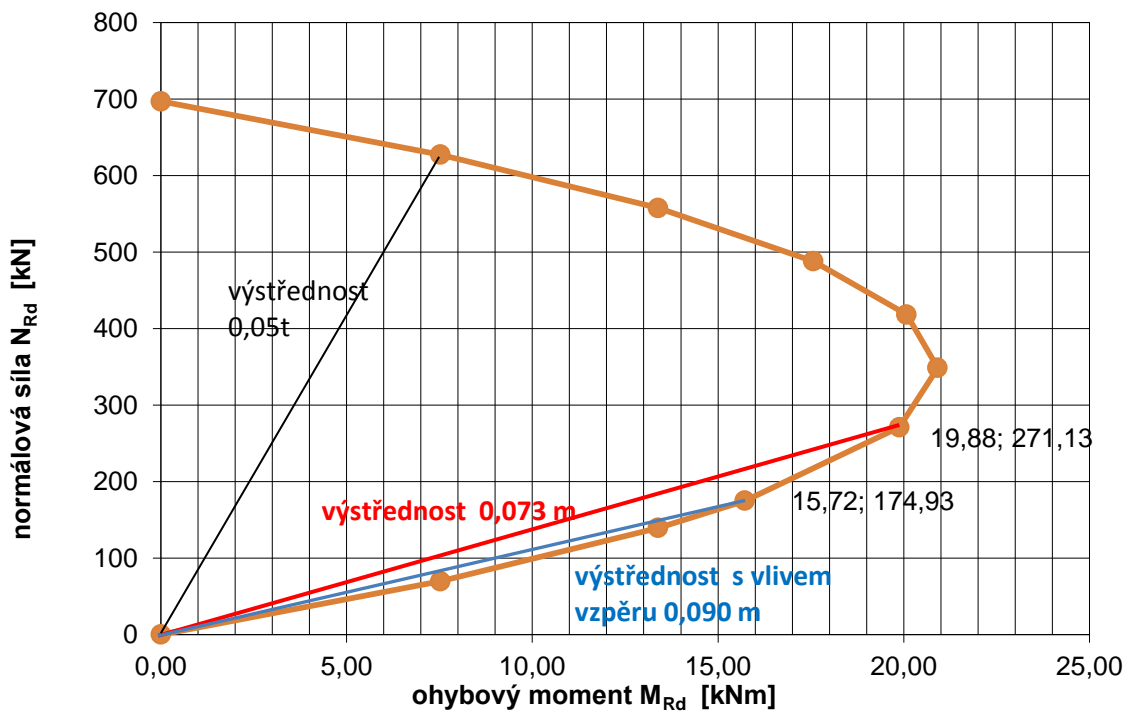
kde je  $e$  základ přirozených logaritmu,  $t$  tloušťka stěny,  $e_{mk}$  výstřednost daná součtem výstřednosti od zatížení a dotvarování a  $u$  je součinitel podle vztahu G.3 Přílohy G ČSN EN 1996-1-1 [17].

Pro výšku  $h_{ef} = 2,75$  m a  $e_{mk} = 0,073$  m činí hodnota výstřednosti zvětšené o vliv vzpěru  $e_{\varphi} = 0,090$  m a na Grafu 18 je zakreslena modrou barvou. Z interakčního diagramu vychází  $M_{Rd} = 15,72$  kNm a  $N_{Rd} = 174,93$  kN.

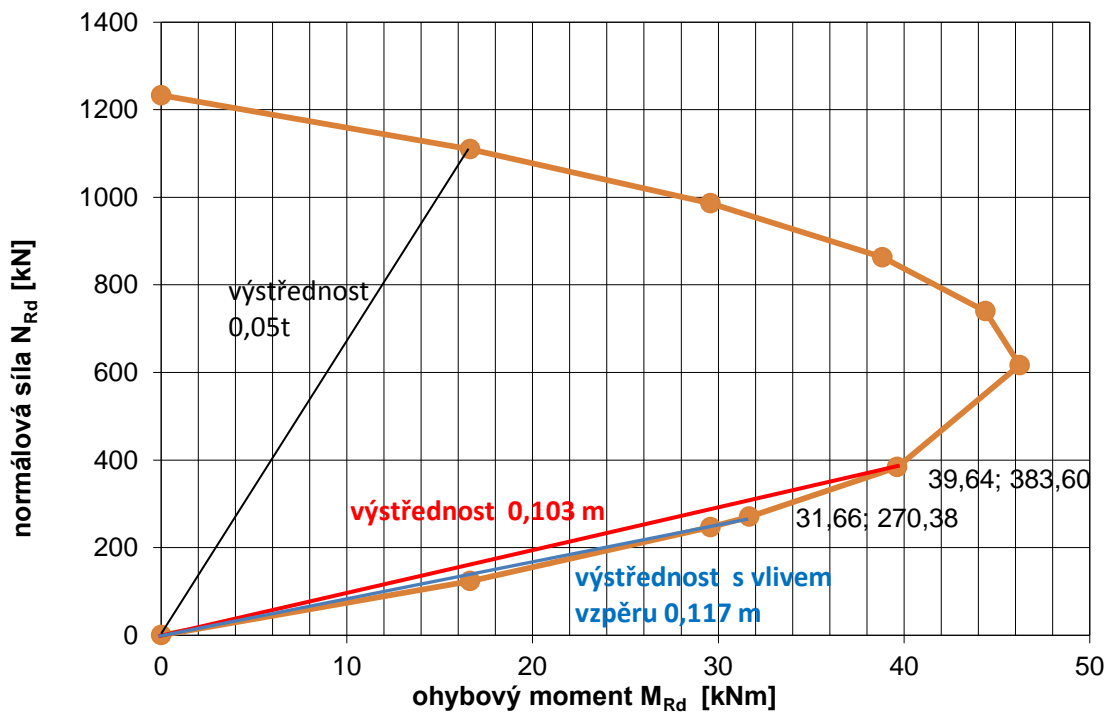
Na interakčním diagramu zdiva panelů TM tl. 300 mm (Graf 19) je výstřednost v hlavě stěny od uložení stropní konstrukce 0,140 m zakreslena rovněž červenou barvou a má hodnotu  $e_{mk} = 0,103$  m. Z interakčního diagramu vychází v hlavě  $M_{Rd} = 39,64$  kNm a  $N_{Rd} = 383,60$  kN.

Vliv vzpěru je stanoven pomocí zvětšené výstřednosti  $e_{\varphi} = 0,117$  m zakreslené modrou barvou, která byla určena ze vztahu (24), pro výšku  $h_{ef} = 2,75$  m a  $e_{mk} = 0,103$  m. Z interakčního diagramu vychází ve vnitřní pětině výšky stěny  $M_{Rd} = 31,66$  kNm a  $N_{Rd} = 270,38$  kN.





**Graf 18** Stanovení návrhových hodnot zdiva panelů TM tl. 0,250 m, délky 1 m, výšky 2,75 m pro výstřednost 0,073 m.



**Graf 19** Stanovení návrhových hodnot zdiva panelů TM tl. 0,300 m, délky 1 m, výšky 2,75 m pro výstřednost 0,103.

## 7.3. Chování zdiva stěnových keramických panelů TM namáhaných kolmo k vlastní rovině

### 7.3.1. Vstupní veličiny pro posuzování stěnových keramických panelů namáhaných smykem

Pevnosti v tahu za ohybu v obou rovinách porušení byly stanoveny zatěžovacími zkouškami popsány v kapitole 5 v odst. 5.3 a 5.4.

Charakteristická pevnost zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami vyhodnocením souborných zkoušek pro zdivo ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS i zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS byla zjištěna v hodnotě  $f_{x1k} = 0,31 \text{ N/mm}^2$ .

Charakteristická pevnost zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry byla stanovena samostatně pro zdivo ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS v hodnotě  $f_{x2k} = 0,11 \text{ N/mm}^2$  a pro zdivo ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS v hodnotě  $f_{x2k} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ .

Pro stanovení návrhových hodnot pevností se stejně jako v případě pevnosti zdiva v tlaku použije hodnota součinitele  $\gamma_M = 2,0$ .

Pro porovnání výsledků získaných zkouškami s jinými hodnotami lze konstatovat, že zkouškami získaná hodnota je poměrně velká ve srovnání hodnotami uváděnými v tabulce čl. 3.6.4 (3) ČSN EN 1996-1-1 [17] jak pro zdivo z pálených zdicích prvků a maltu obyčejnou  $f_{x1k} = 0,10 \text{ N/mm}^2$  tak pro zdivo z pálených zdicích prvků a malou pro tenké spáry  $f_{x1k} = 0,15 \text{ N/mm}^2$ .

Naopak porovnání výsledků získaných zkouškami s jinými hodnotami ukazuje, že zkouškami získané hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k}$  jsou poměrně malá ve srovnání hodnotami uváděnými v tabulce čl. 3.6.4 (3) ČSN EN 1996-1-1 [17] jak pro zdivo z pálených zdicích prvků a maltu obyčejnou min.  $f_{x2k} = 0,20 \text{ N/mm}^2$  tak pro zdivo z pálených zdicích prvků a malou pro tenké spáry  $f_{x2k} = 0,15 \text{ N/mm}^2$ .

K výsledkům je nutno poznamenat, že je zatím k dispozici malý soubor výsledků pro učinění závěru, že jde o charakteristické chování zdiva z pálených prvků spojovaných dvou-složkovým lepidlem, protože nelze zcela vyloučit, že výsledky zatěžovacích zkoušek nebyly ovlivněny tím, že zhotovení zkušebních vzorků nebylo prováděno za vhodné teploty standardně na výrobní lince, která ještě nebyla v době zhotovování těchto vzorků instalována.

### 7.3.2. Posouzení prvků namáhaných ohybem

Výpočet konstrukcí stěnových keramických panelů namáhaných kolmo k vlastní rovině bočním zatížením se od výpočtu běžných zděných konstrukcí odlišuje a je nutné při idealizaci konstrukce na výpočtový model výstižně vyjádřit rozdílné chování zděné konstrukce s napojujícími stěnami, které jsou účinně spojené vazbou, a se stěnami, u nichž tato spojitost není. Jednotlivé stěny ze stěnových keramických panelů TM jsou totiž spojovány na tupo a spáry jsou z obou stran vyplněny PUR pěnou. Tato spojení se idealizují klouby nepřenášejícími ohybové momenty.

Pro stanovení vnitřních sil, pokud jsou stěny zatížené bočním zatížením podepřeny na dvou okrajích a nemají velké otvorů, je dostatečně výstižná jednoduchá idealizace nosníkovou deskou. Ve směru porušení kolmém na styčné spáry se s ohledem na kloubové spojení v tupých stycích panelů uplatní model prostého nosníku. Ve směru porušení rovnoběžném s ložnými spárami v případě zdiva vícepodlažních budov se může v závislosti na konkrétním provedení uplatnit i model spojitého nosníku či polorámu.

Návrhová hodnota ohybového momentu  $M_{Rd}$  se stanoví v souladu s odst. 6.3.1 ČSN EN 1996-1-1 [17] podle zásad pružnosti a pevnosti. Pokud je stěna opřena pouze svislými stěnami, pak se provede posouzení prvků namáhaných ohybem v rovině porušení kolmo na ložné spáry. Je-li stěna opřena v hlavě a v patě pak se provede posouzení prvků namáhaných ohybem v rovině porušení rovnoběžně s ložnými spárami, přičemž je možno u stěn, které jsou zatíženy svislým zatížením, ve výpočtu uvažovat tento příznivý vliv zvýšením pevnosti v tahu za ohybu o návrhovou hodnotu napětí v tlaku ve stěně.

Pokud je panel osazen tak, že je podepřen podél 3 nebo 4 okrajů, pak se vnitřní síly stanoví obvyklým způsobem podle vztahů 5.17 a 5.18 v ČSN EN 1996-1-1 [17], přičemž součinitel  $\alpha_1$  pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami ve směru  $f_{x1}$  a součinitel  $\alpha_2$  pro rovinu porušení kolmou k ložným spárám ve směru  $f_{x2}$  se určí podle odpovídající teorie, nebo pro tloušťku  $\leq 250$  mm podle přílohy E za předpokladu, že na svislých okrajích vzhledem k vyplnění spár PUR pěnou je nutné uvažovat kloubové uložení.

Podle odst. 6.3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 [17] se rovněž připouští možnost posouzení klenbovým účinkem. Klenbový účinek se vyjadřuje výpočtovým modelem trojkloubového nosníku. Pro zděnou stěnu tloušťku  $t$  pak tloušťka této fiktivní klenby ve vrcholu a podporách je  $0,1 \cdot t$  a výška vzepětí klenby je  $r = 0,9 \cdot t$ . Dále platí, že při poměru délky k tloušťce  $> 25$  se výška vzepětí klenby zmenšuje o průhyb vlivem bočního zatížení. Toto zmenšení vzepětí o průhyb vlivem bočního zatížení by však u stěnových keramických panelů TM nebylo nutno zohledňovat, neboť by se zmíněný normový požadavek uplatňoval u stěnových keramických

panelů TM tloušťky 240 mm až od výšky 6,250 m a u stěnových keramických panelů TM panelů tloušťky 300 až od výšky 7,500 mm, přitom výroba tak vysokých stěnových keramických panelů TM není uskutečnitelná.

Pro použití posouzení klenbovým účinkem je nutné, aby bylo zajištěno spolehlivé přenesení klenbových reakcí. Proto ho nelze uplatnit při posouzení ve vodorovném směru v rovině porušení směru kolmo na ložné spáry vzhledem k tomu, že spáry mezi panely jsou vyplněné PUR pěnou a nejsou tak způsobilé spolehlivě přenášet klenbové koncové síly.

Při posouzení zdiva ve svislém směru v rovině porušení rovnoběžně s ložnými spárami by bylo sice možné uplatnit posouzení klenbovým účinkem při, pokud by normálová síla od zatížení v hlavě prvků byla dostatečně velká pro přenesení klenbových koncových sil, avšak při posouzení v tomto směru se zděné prvky obvykle posuzují na namáhání mimostředním tlakem (odst. 7.2.).

Porovnání vlivu okrajových podmínek na velikost limitního bočního zatížení pro výšku stěnových keramických panelů 2,750 m a 3,000 m je uvedeno v tabulkách Tab. 27 a Tab. 28.

Zdivo ze zdicích prvků délky 1 m	Okrajová podmínka	Vzdálenost podpor [m]	Výpočtový model	Limitní boční zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření v hlavě a patě stropy	3	prostý nosník	1,57
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření smykovými stěnami	3	prostý nosník	0,56
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 3 m	3/3	deska kloubově podepřená	3,08
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 6 m	3/6	deska kloubově podepřená	2,19
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	klenbový účinek ve svislém směru pro $N_{ad,min}$ ( $N_{ad,max}$ )	3	trojkloubový nosník	5,48 (23,89)
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření v hlavě a patě stropy	3	prostý nosník	2,46
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření smykovými stěnami	3	prostý nosník	0,79
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 3 m	3/3	deska kloubově podepřená	4,64
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 6 m	3/6	deska kloubově podepřená	3,35
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	klenbový účinek ve svislém směru pro $N_{ad,min}$ ( $N_{ad,max}$ )	3	trojkloubový nosník	8,56 (52,82)

**Tab. 27** Vliv okrajových podmínek na limitní boční zatížení stěny výšky 2,750 m.

Zdivo ze zdicích prvků délky 1 m	Okrajová podmínka	Vzdálenost podpor [m]	Výpočtový model	Limitní boční zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření v hlavě a patě stropy	3	prostý nosník	1,32
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření smykovými stěnami	3	prostý nosník	0,47
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 3 m	3/3	deska kloubově podepřená	2,59
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 6 m	3/6	deska kloubově podepřená	1,84
KMB PROFIBLOK 240 BRUS	klenbový účinek ve svislém směru pro $N_{ad,min}$ ( $N_{ad,max}$ )	3	trojkloubový nosník	4,60 (20,08)
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření v hlavě a patě stropy	3	prostý nosník	2,076
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření smykovými stěnami	3	prostý nosník	0,67
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 3 m	3/3	deska kloubově podepřená	3,90
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	podepření v hlavě a patě a smykovými stěna po 6 m	3/6	deska kloubově podepřená	2,81
KMB PROFIBLOK 300 BRUS	klenbový účinek ve svislém směru pro $N_{ad,min}$ ( $N_{ad,max}$ )	3	trojkloubový nosník	7,20 (44,38)

**Tab. 28** Vliv okrajových podmínek na limitní boční zatížení stěny výšky 3,000 m.

Hodnoty limitního bočního zatížení klenbového účinku v tabulkách (Tab. 27 a Tab. 28) byly stanoveny pro minimální sílu  $N_{ad,min}$ , jejíž hodnota vyplývá z požadavku v odst. 6.3.2.(6) ČSN EN 1996-1-1 [17], aby návrhová hodnota napětí ve svislém směru nebyla menší než 0,1 N/mm<sup>2</sup>. Hodnoty limitního bočního zatížení uvedené v závorkách byly stanoveny pro největší návrhovou hodnotu síly  $N_{ad,max}$  určenou pro návrhovou hodnotu pevnosti zdiva v tlaku ve směru působení klenbového účinku  $f_d$ , pro tloušťku  $t$  a vzdálenost  $l_a$ , v předmětném případě pro výšku, mezi podporami ze vztahu 6.19 ČSN EN 1996-1-1 [17]:

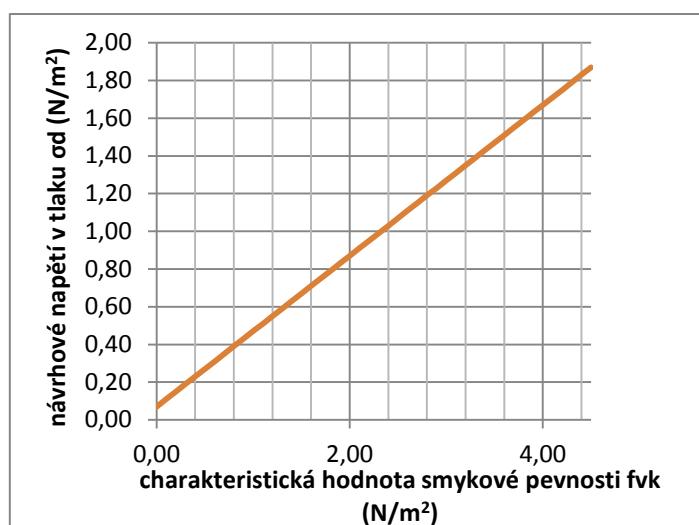
$$N_{ad} = 1,5 \cdot f_d \cdot \left( \frac{t}{l_a} \right)^2. \quad (25)$$

Z výsledků uvedených v tabulkách Tab. 27 a Tab. 28 se ukazuje, že vzhledem k malým hodnotám pevnosti zdiva v tahu za ohybu kolmo k ložným spárám a poměrně velkým hodnotám pevností zdiva v tahu za ohybu rovnoběžně s ložnými spárami, je nutné při navrhování konstrukce objektů ze stěnových keramických panelů na tuto okolnost přihlížet a navrhovat obvodové stěny tak, aby byly opřeny v hlavě a patě a o jejich únosnosti na boční zatížení nerozhodovala únosnost při porušení kolmo na ložné spáry.

## 7.4. Chování zdiva stěnových keramických panelů TM namáhaných smykem

### 7.4.1. Vstupní veličiny pro posuzování stěnových panelů namáhaných smykem

Zatěžovacími zkouškami, které jsou podrobně popsány kap. 5.5., zkušebních vzorků zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS, které byly provedeny podle čl. 10.1 Postupu A ČSN EN 1052-3 [20], [21], [22], byla zjištěna charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vk0} = 0,19 \text{ N/mm}^2$ . Pro vzorky ze zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS vychází podle čl. 10.2.2 Zjednodušená metoda Postupu B ČSN EN 1052-3 [20], [21], [22] charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vk0} = 0,18 \text{ N/mm}^2$ . Při uplatnění Postupu B podle čl. 10.2.3 Statistická metoda ČSN EN 1052-3 [20], [21], [22] se obdrží charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku  $f_{vk0} = 0,14 \text{ N/mm}^2$ . Z porovnání charakteristických hodnot počáteční pevnosti zdiva ve smyku stanovených deterministicky  $f_{vk0} = 0,19 \text{ N/mm}^2$  pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a  $f_{vk0} = 0,18 \text{ N/mm}^2$  pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS se ukazuje, že počáteční pevnost ve smyku závisí na mechanických vlastnostech pojiva, dvousložkového polyuretanového lepidla IPITHERM X 1000. Pro praktické výpočty se jeví jako výstižné uvažovat charakteristickou hodnotu počáteční pevnosti zdiva ve smyku rovnou  $f_{vk0} = 0,14 \text{ N/mm}^2$  bez rozlišování zdicích prvků. Pro stanovení návrhové hodnoty pevnosti ve smyku lze použít součinitele  $\gamma_M = 2,0$  a charakteristické hodnoty pevnosti ve smyku  $f_{vk}$  stanovené podle vztahu 3.6 ČSN EN 1996-1-1 [17] pro zdivo se styčnými nevyplněnými spárami:



Graf 20 Závislost charakteristické hodnoty smykové pevnosti  $f_{vk}$  na návrhovém napětí v tlaku  $\sigma_d$ .

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d, \quad (26)$$

kde  $f_{vk0}$  je charakteristická hodnota počáteční pevnosti ve smyku a  $\sigma_d$  návrhové napětí v tlaku kolmo na smykovou sílu.

Charakteristické hodnoty smykové pevnosti  $f_{vk}$  pro návrhové napětí  $\sigma_d$  v tlaku působící kolmo na vyšetřovaný průřez pro charakteristickou hodnotu počáteční pevnosti  $f_{vk0} = 0,14 \text{ N/mm}^2$  jsou patrné z Grafu 20.

## 7.4.2. Posouzení stěnových konstrukcí namáhaných smykem

U konstrukcí namáhaných ohybem od bočního zatížení a kombinací normálové síly a ohybového momentu únosnost ve smyku nerozhoduje. Ta naopak rozhoduje při dimenzování smykových stěn, tedy ztužujících příčných stěn namáhaných ve vlastní rovině. Jak je tomu ve výše uvedených případech namáhání, výpočet stěn namáhaných smykem je obdobné jako u běžných zděných konstrukcí, ale je nutné přihlídnout k specifickému chování zděných konstrukcí ze stěnových keramických panelů TM, které spočívá jednak materiálových vlastnostech zdiva s nevyplněnými styčnými spárami, jednak v tom, že u spár mezi jednotlivými stěnovými keramickými panely, které jsou vyplněné relativně poddajnou PUR pěnou, nelze u navazujících stěnových keramických panelů TM předpokládat přenos smykových sil a jejich spolupůsobení při přenášení vodorovných sil.

Vzhledem k tomu, že stěnové keramické panely TM budou používány pro nízkopodlažní výstavby, lze pro rozdělení účinků příčného zatížení na jednotlivé smykové stěny, uplatnit postup uvedený v odst. I.2 v Příloze I ČSN EN 1992-1-1 [16].

Příčné zatížení připadající na  $n$ -tou stěnu lze  $P_n$  lze stanovit ze vztahu:

$$P_n = \frac{P \cdot (E \cdot I)_n}{\sum_{i=1}^n (E \cdot I)} \pm \frac{P \cdot e \cdot y_n \cdot (E \cdot I)_n}{\sum_{i=1}^n (E \cdot I)_i \cdot y_n^2}, \quad (27)$$

kde je  $(E \cdot I)_n$  tuhost  $n$ -té stěny,  $P$  působící vodorovná síla,  $e$  výstřednost této síly k těžišti tuhosti smykových stěn,  $y_n$  vzdálenost  $n$ -té stěny od těžiště tuhosti.

Podmínkou použití uvedeného postupu je dostatečná tuhost stropní tabule ve vlastní rovině. Tu splňují, jak je již dříve uvedeno, monolitické stropní deskové i žebrové konstrukce, montované stropy z předpjatých betonových, železobetonových, pórobetonových a keramicko-betonových panelů a i polomontované stropy z monolitické dobetonávky a z velkoplošných (filigránových) desek nebo ze stropních nosníků a stropních vložek.

S ohledem na stěnový charakter panelů se má do vztahu (27) místo ohybové tuhosti  $(E \cdot I)$  v souladu s odst. I.2 (7) v Příloze I ČSN EN 1992-1-1 [16] dosazovat ohybově smyková tuhost  $R$ . Při jejím stanovení se vychází z toho, že smykové stěny se považují za konzoly vetknuté v patách stěn a jejich průhyb  $\delta$  lze určit například podle Maxwell-Mohrova vztahu pro práci ohybových momentů ve vlastní rovině a posouvajících sil ve vlastní rovině:

$$\delta = \int \frac{M \cdot \bar{M}}{E \cdot I} ds + \int \frac{V \cdot \bar{V}}{G \cdot A^*} ds, \quad (28)$$

kde  $M(\bar{M})$  jsou ohybové momenty od zatížení (jednotkového zatížení),  $V(\bar{V})$  jsou posouvající síly od zatížení (jednotkového zatížení),  $E$  modul pružnosti,  $I$  moment setrvačnosti,  $G$  modul pružnosti ve smyku,  $A^*$  smyková plocha.

Pro zatížení v hlavě stěny vodorovnou silou se tento vztah pro  $A^* = A/1,2$  a  $G = 0,4 \cdot E$  upraví na vztah:

$$\delta = \frac{V \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{1,2 \cdot V \cdot h}{A \cdot G} = \frac{V \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{3 \cdot V \cdot h}{A \cdot E}. \quad (29)$$

Ohybově smyková tuhost stěny  $R$  se stanoví jako převrácená hodnota jednotkového průhybu:

$$R = \frac{1}{\frac{h^3}{3E \cdot I} + \frac{3 \cdot h}{A \cdot E}}. \quad (30)$$

Pro stanovení návrhové hodnoty únosnosti ve smyku lze uplatnit vztah 6.13 ČSN EN 1996-1-1 [16]:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c, \quad (31)$$

kde  $f_{vd}$  je návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku,  $t$  tloušťka stěny odolávající smyku a  $l_c$  délka tlačené části stěny, stanovená za předpokladu vyloučení tahu v nosném průřezu.

Pro zdivo stěnových keramických panelů TM tloušťky 240 mm je hodnota minimální návrhová hodnota smykové pevnosti vztažená na 1 m účinného průřezu:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t = \frac{0,14}{2} \cdot 0,24 \cdot 1000 = 8,40 \text{ kN/m}.$$

Pro zdivo panelů TM tloušťky 300 mm je hodnota minimální návrhová hodnota smykové pevnosti vztažená na 1 m účinného průřezu:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t = \frac{0,14}{2} \cdot 0,30 \cdot 1000 = 10,0 \text{ kN/m}.$$



## 8. STATICKÁ ANALÝZA STĚNOVÝCH KERAMICKÝCH PANELŮ TM V MONTÁŽNÍM STAVU

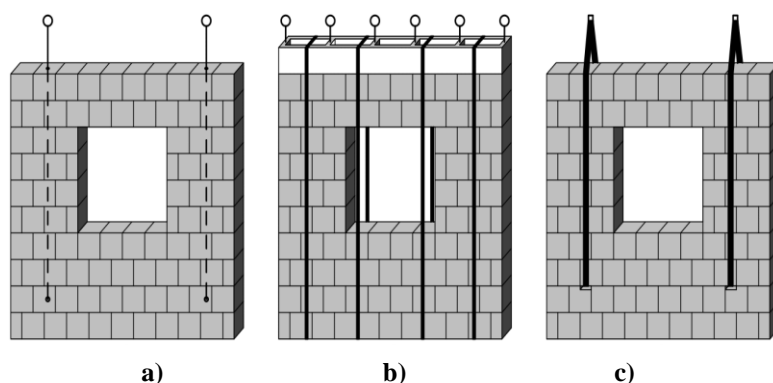
### 8.1. Koncept statického chování stěnových keramických panelů TM v montážním stavu

#### 8.1.1. Výchozí předpoklady

Stěnové keramické panely TM, jak bylo již výše uvedeno, v provozním stavu v zásadě působí jako běžné zděné stěny, zatímco v montážním stavu jsou namáhány pro zdivo neobvyklým způsobem, a to ohybem ve vlastní rovině, který vzniká neprůběžným, pouze bodovým, zavěšováním panelů při jejich manipulacích. Velmi specifickou věcí je také to, že v montážním stavu při namáhání ohybem ve vlastní rovině tvoří nosný průřez zdicí prvky s nevyplněnými styčnými spárami. Normálové síly se tedy nemohou vzhledem k možné mezeře mezi zdicími prvky přenášet z jednoho zdicího prvku na druhý a jejich přenos je zprostředkován smykovým prostředím tvořeným spojením prvků v ložných spárách dvousložkovým polyuretanovým lepidlem IPITHERM X 1000.

#### 8.1.2. Manipulace s panely

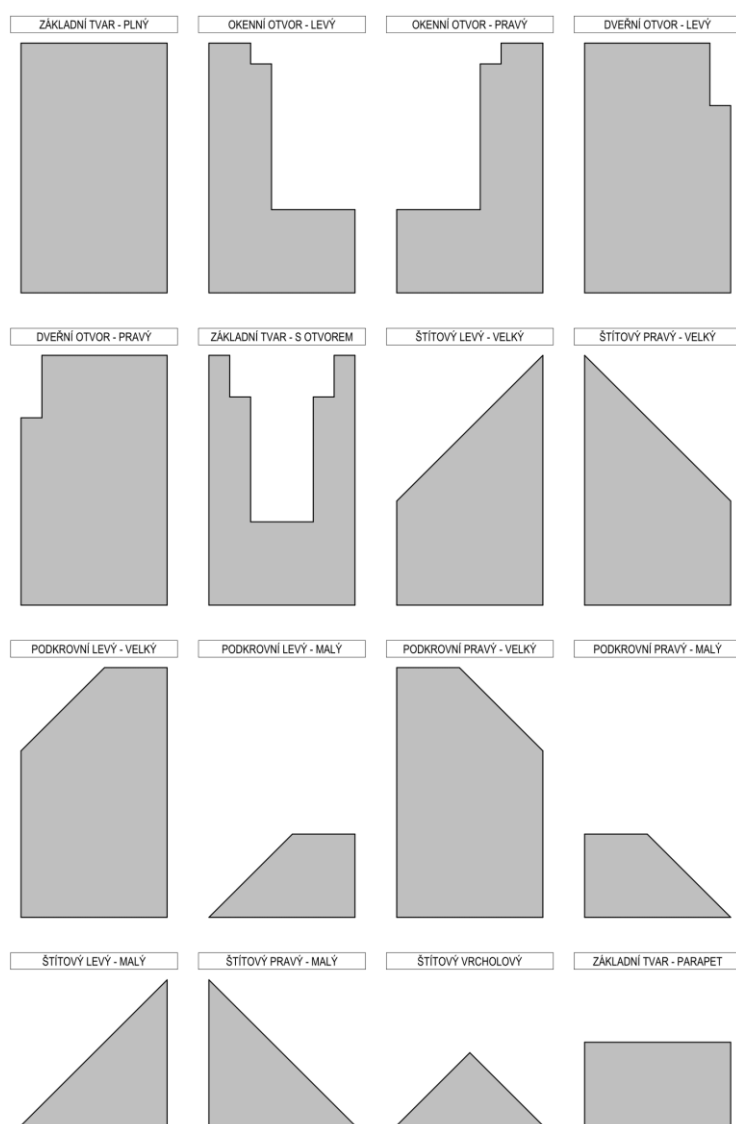
Se stěnovými keramickými panely se manipuluje v několika fázích. Po jejich zhotovení je nutné je přemístit z výrobní linky na sklad výrobků, ze skladů výrobků na přepravní prostředek a z něj na meziskládku panelů nebo přímo na místo zabudování panelu. Pro manipulaci se stěnovými keramickými panely se nejčastěji používají následující způsoby řešení. Prvním řešením je zavěšení panelů na svislá táhla (ocelové tyče nebo ocelová lana), které procházejí dutinami zdicích prvků



**Obr. 144** Způsoby upevnění panelů na zdvihací prostředky a) ocelovými táhly, b) ocelovými vázacími páskami, c) textilními popruhy.

zejí dutinami zdicích prvků (Obr. 144a), které jsou na koncích opatřeny oky, do kterých se vsouvají ocelové trny procházející průběžným montážním otvorem. Toto řešení lze uplatnit pouze při použití takových zdicích prvků, které umožňují vytvoření průběžné dutiny pro vložení svislých táhel. Druhým řešením je pou-

žití ocelového přepravního trámu umístěného na zhlaví panelů, na který se keramický stěnový panel zavěšuje ocelovými vázacími páskami provlečenými spodní hranou stěnového panelu (Obr. 144b). Stěnový keramický panel tak zůstává spojen ocelovými vázacími páskami s přepravním trámem až do osazení na stavbě, kdy se tento přepravní trám uvolní přestřížením ocelových vázacích pásek. Nevýhodou je potřeba poměrně velkým množstvím těchto přepravních trámů. Třetím řešením je manipulace se stěnovými keramickými panely pomocí textilních popruhů provlečených průběžnými manipulačními otvory ve zdicích prvcích panelů (Obr. 144c). Toto řešení bylo zvoleno pro stěnové keramické panely TM, protože nevyžaduje uplatňování speciálních keramických tvarovek umožňujícími vytvoření svislé průběžné dutiny pro výrobu keramických stěnových panelů ani použití přepravních trámů, vyžadující jednak velkou investici pro zajištění dostatečného množství přepravních trámů, jednak zajištění jejich obrátkovosti.



**Obr. 145** Přehled tvarů stěnových keramických panelů TM.

Dalším problémem řešení stěnových keramických panelů TM v montážním stavu je to, že se uvažuje s výrobou různých jejich různých tvarů a rozměrů (Obr. 145). Výrobní linka sice umožňuje výrobu dílců délky až 6 m, ale s ohledem na nároky na zdvihací zařízení a problémy s manipulací a osazováním velkých panelů se zatím uvažuje s výrobou panelů maximální délky 3 m.

Jak je vidět z přehledu tvarů stěnových keramických panelů (Obr. 145) základním tvarem je plný panel tvaru čtverce nebo obdélníku. Odvozenými tvary jsou stěnové keramické panely s jednou šikmou stranou nebo dvěma šikmými stranami pro výstavbu podkrovních podlaží. Vzhledem k tomu, že u systému stěnových keramických panelů

TM jsou překlady vytvářeny samostatnými prefabrikovanými dílci, není uvažováno s řešením okenního otvoru jako obdélníkového otvoru v panelu ohraničeného na horní straně nadpražím, ale je nutné na vnitřních stranách krajních svislých stěn vytvořit ozuby pro osazení nadokenních nebo nade-dveřních překladů. Dveřní otvory se vytvoří z dvojice stěnových keramických panelů tvaru svislých obdélníků s ozubem pro osazení překladů na vnitřních stranách, které jsou vůči sobě uspořádány zrcadlově symetricky. V případě, že je projektem požadováno vytvoření malého okenního otvoru, použijí se panely tvaru U. Alternativní řešení spočívá v tom, že požadovaný okenní otvor se vytvoří ze dvou zrcadlově symetrických stěnových keramických panelů tvaru L s ozubem pro osazení překladů. Velké okenní otvory v hotové stěně je nutné řešit pomocí sestavy dvou svislých obdélníkových stěnových keramických panelů a mezi ně vloženého parapetního keramického panelu.

### **8.1.3. Problematika umístění závěsných otvorů**

Manipulace se stěnovými keramickými panely TM, jak je uvedeno v předchozím odstavci 8.1.2, se uskutečňuje pomocí závěsných popruhů procházejícími manipulačními otvory v panelech, které jsou přivěšeny na vahadla, které musí zprostředkovávat spolehlivý roznos zatížení na jednotlivé závěsné popruhy. Toto vahadlo je třeba zavěšovat na závěsný hák jeřábu tak, aby nedocházelo k jeho výraznému naklonění, z čehož vyplývá podmínka zavěšovat vahadlo na závěsný hák jeřábu v místě působení výslednice sil v jednotlivých závěsných popruzích.

Rozvržení zděné stěny na jednotlivé stěnové keramické panely TM je vhodné koncipovat tak, aby pro jejich manipulaci postačovaly dva závěsné body. V případě nutnosti většího počtu závěsných míst vystává problém zajištění plného podepření na všech závěsných bodech. Ten může být řešen zavěšením na dvojici dvouvětvočných průběžných popruhů umožňující posuny v místě uložení na závěsných hácích nebo speciálním vahadlem.

U keramických stěnových panelů TM tvaru U nebo L se určí vhodná poloha závěsných bodů z podmínky, aby svislé průměty těžišť svislých stěn procházely středem montážního otvoru pro zavěšení popruhy nebo středem vzdálenosti mezi těmito montážními otvory pro zavěšení popruhy, aby vlastní tíha těchto stěn nezvyšovala namáhání parapetní části ohybem ve vlastní rovině.

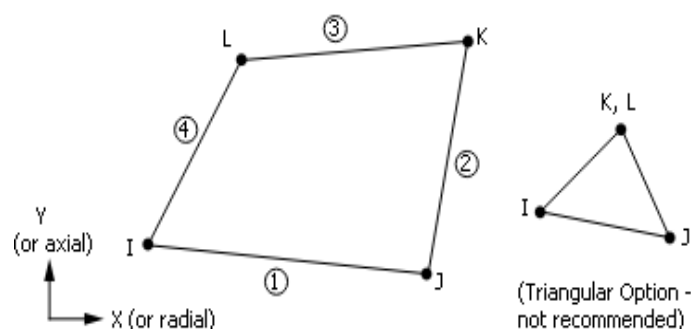
Při návrhu umístění otvorů pro manipulační závěsné popruhy je nutné umístit je tak, aby namáhání ohybovým momentem ve vlastní rovině panelu bylo co nejmenší.

U nízkých stěnových keramických panelů TM, např. parapetních, lze vycházet při manipulaci panelu dvěma textilními popruhy z idealizace prutovým modelem prostého nosníku

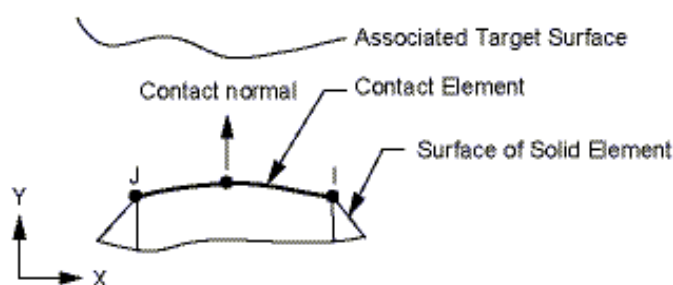
s převislými konci. Při návrhu vzdálenosti textilních závěsných popruhů, kdy lze uplatnit tento výpočtový model prostého nosníky s převislými konci a umístění závěsných popruhů je symetrické, z rovnosti momentu v poli a momentů nad podporami, vychází pro délku panelu  $l$  optimální délka převislých konců hodnota  $0,206 \cdot l$  a pro vzdálenost mezi popruhy hodnota  $0,588 \cdot l$  [60].

#### 8.1.4. Statická analýza keramických panelů namáhých ohybem ve vlastní rovině

Z hlediska porušení stěnového keramického panelu při namáhání ohybem ve vlastní rovině se ukazuje jako nejnepříznivější případ parapetní panel, který mají malý počet vrstev zdiva. Proto tento typ panelu byl vybrán pro zkoušky na únosnost v ohybu ve vlastní rovině. Numerická analýza modelu parapetního keramického panelu byla provedena metodou konečných prvků v programovém systému ANSYS 17.1 Academic Research [2]. Výpočtový model vycházel z uspořádání zkušební vzorku parapetního keramického panelu sestávajícího ze tří



Obr. 146 Konečný prvek PLANE 182, převzato [2].



Obr. 147 Kontakt z konečných prvků PLANE182/CONTA172, převzato z [2].

vrstev zdicích prvků, jaké bylo uplatněno při zkoušce únosnosti ve vlastní rovině, která je popsána v kapitole 6.2. Vzhledem k převládajícímu namáhání prvku ohybem ve vlastní rovině byl při numerické analýze panel idealizován pomocí rovinného 2D výpočtového modelu při uvažování výpočtu podle teorie rovinné napjatosti se zadáním šířky v rovině kolmé k modelu. Jednotlivé zdicí prvky KMB PROFIBLOK 300 BRUS se základními rozměry 247/300/249 mm byly při vytváření geometrie výpočtového modelu idealizovány v podélném vodorovném i svislém směru svými základními rozměry. Protože podíl děrování keramických tvarovek byl 54 %, byla namísto tloušťky zdiva 300 mm zadána náhradní tloušťka 139 mm.

rování keramických tvarovek byl 54 %, byla namísto tloušťky zdiva 300 mm zadána náhradní tloušťka 139 mm.

Výpočet byl s ohledem na předpokládanou úroveň zatížení proveden jako materiálově lineární, tj. všechny materiálové modely byly izotropní. Modul pružnosti pálených zdicích prvků byl uvažován hodnotou 14,0 GPa a Poissonova konstanta hodnotou 0,1 [40].

V ložné spáře byla namodelována 1 mm vysoká vrstva dvousložkového polyuretanového lepidla s modulem pružnosti 0,83 GPa a Poissonovou konstantou 0,3 [41]. Styčné spáry byly řešeny jako 3 mm široká mezera mezi jednotlivými prvky modelujícími keramické tvárovky.

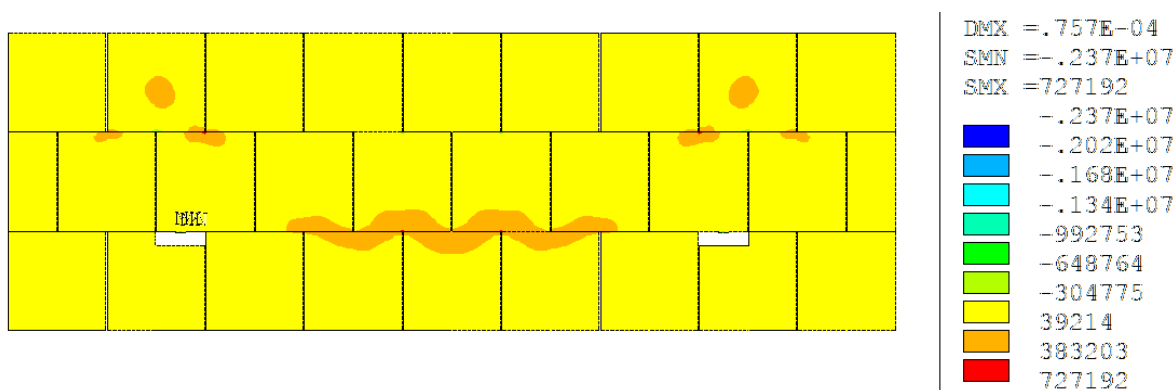
K modelování zdicích prvků a vrstvy dvousložkového polyuretanového lepidla byly použity rovinné konečné prvky typu PLANE182 se čtyřmi uzly a dvěma stupni volnosti v každém uzlu. Průměrná velikost dílku byla zvolena 0,012 m.

Podpory byly řešeny jako nulová svislá posunutí v místech podepření.

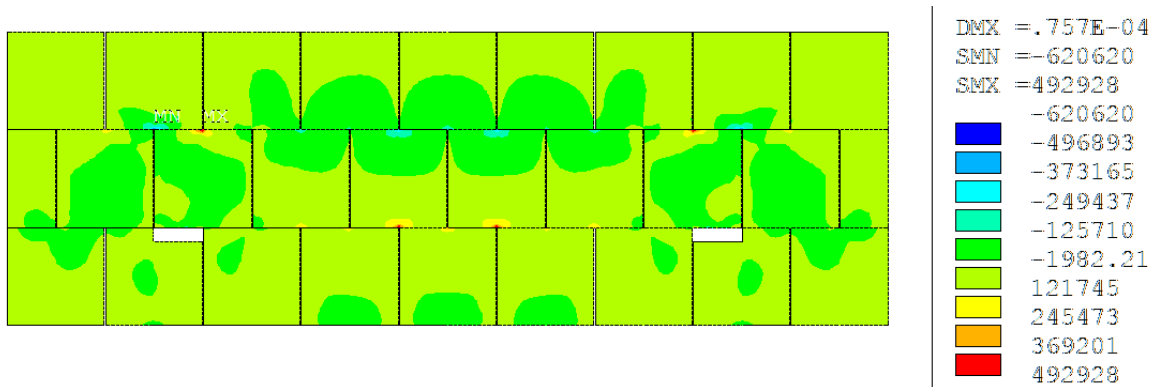
Vzájemné chování modelu v místě styčných spár bylo modelováno pomocí kontaktních konečných prvků typu CONTA172 s TARGE169 [2]. Součinitel tření byl uvažován hodnotou 0,65. Vzhledem k použití kontaktních prvků na styčných spárách se standardním chováním kontaktu, tj. že v tahu nepůsobí a začne působit po jeho uzavření, byl výpočet geometricky nelineární. K uzavření kontaktu avšak nedocházelo, protože styčné spáry byly modelovány mezerou o šířce 3 mm a vzdálenost kontaktních prvků se zmenšovala pouze v řádu setin milimetrů

Zatížení bylo uvažováno jako vlastní tíha konstrukce generovaná automaticky pomocí objemové hmotnosti při tíhovém zrychlení  $9,81 \text{ m/s}^2$ . Ta byla zadána jako fiktivní objemová hmotnost stanovená z objemové hmotnosti keramického střepu  $1670 \text{ kg/m}^3$  při děrování 54 % hodnotou  $752 \text{ kg/m}^3$ , která byla násobena dynamickým součinitelem 1,8 a součinitelem zatížení 1,35.

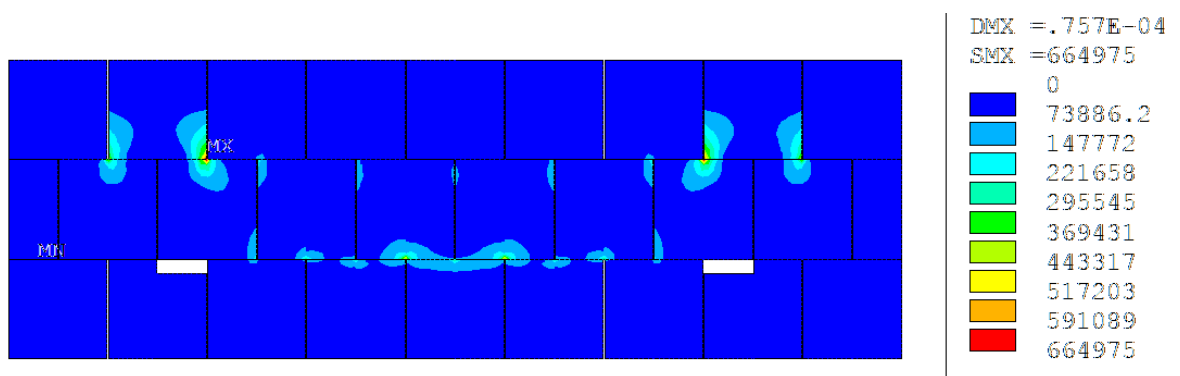
Výsledky výpočtu jsou uvedeny na následujících obrázcích (Obr. 148 až Obr.151).



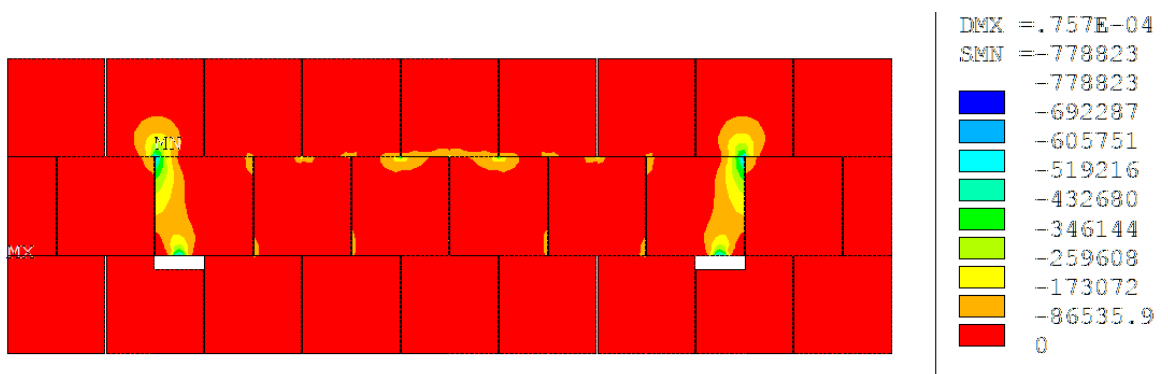
**Obr. 148** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky a dvousložkové lepidlo.



**Obr. 149** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky.

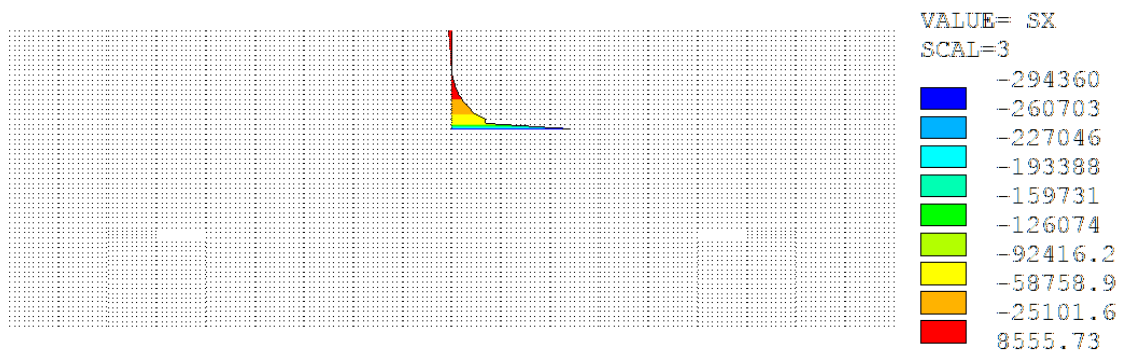


**Obr. 150** Průběh hlavního maximálního napětí  $\sigma_1$  v prvcích modelujících cihelné bloky.

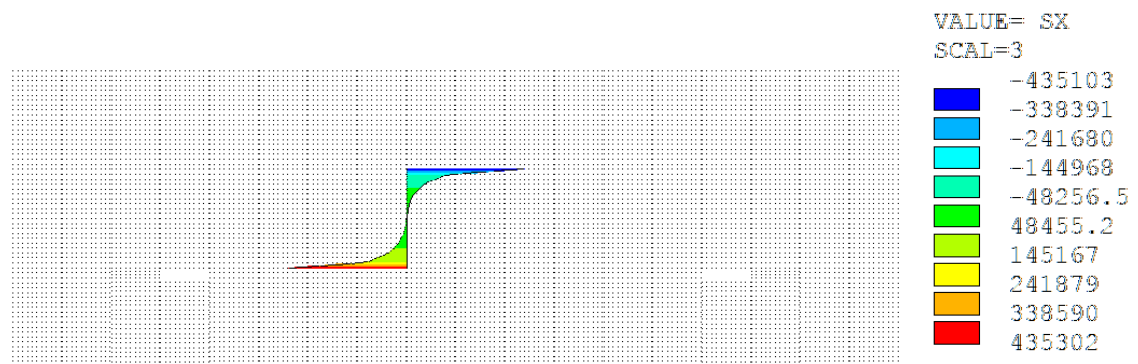


**Obr. 151** Průběh hlavního minimálního napětí  $\sigma_3$  v prvcích modelujících cihelné bloky.

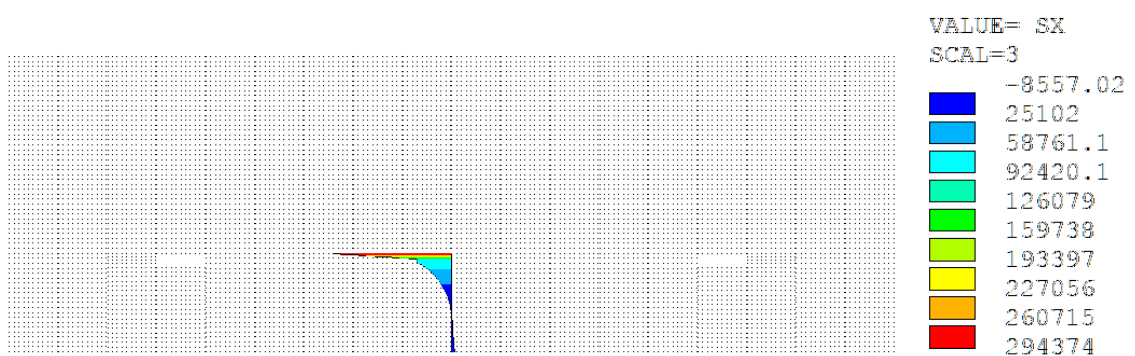
Na následujících obrázcích (Obr. 152 až Obr. 155) jsou průběhy normálových napětí v konečných prvcích modelujících cihelné bloky nejvyšší (třetí) vrstvy a nejnižší (první) vrstvy v polovině rozpětí a prostřední vrstvy (druhé) v nebezpečném průřezu, tj. průřezu, kde vzniká největší napětí.



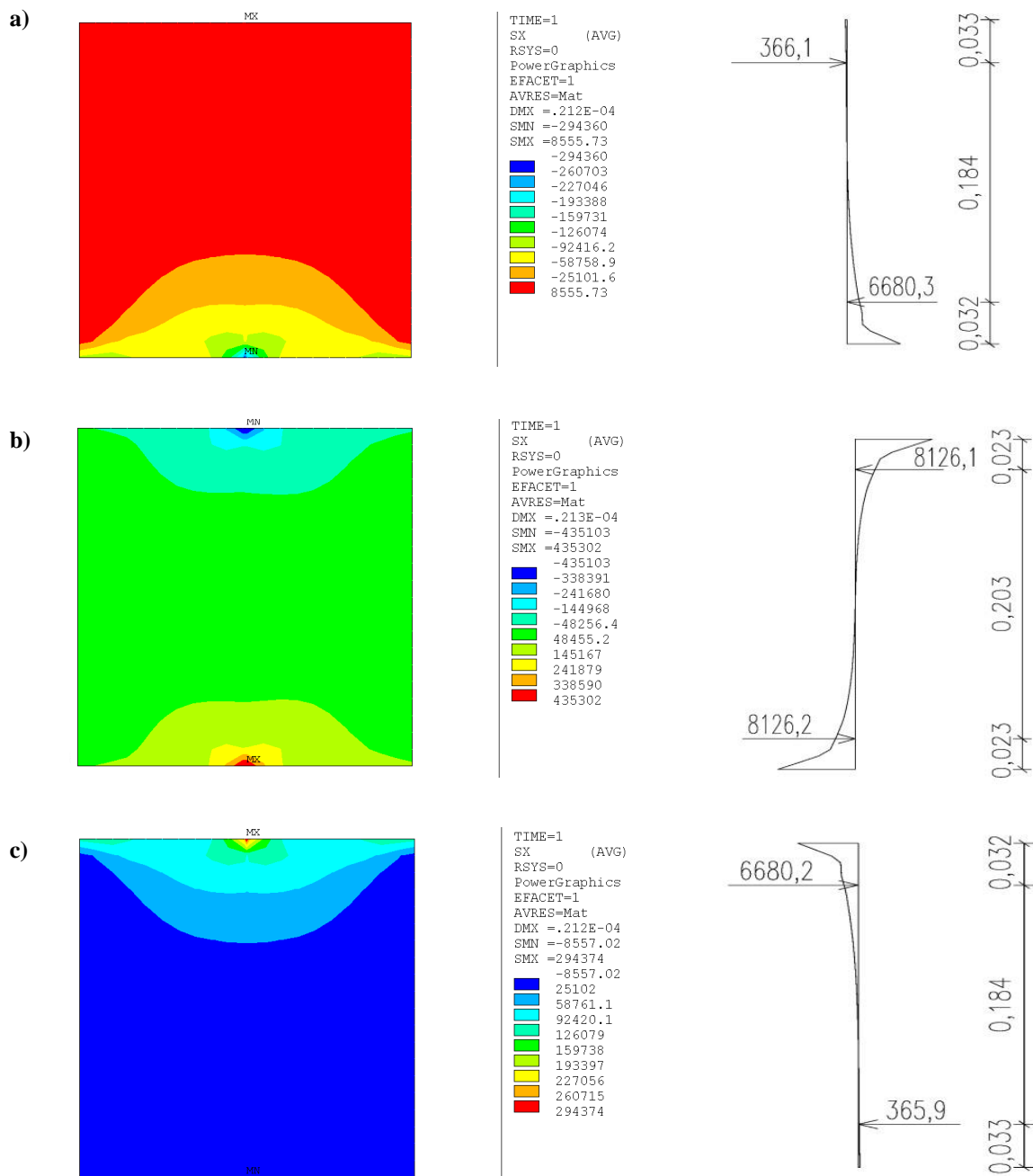
**Obr. 152** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelný blok třetí vrstvy.



**Obr. 153** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelný blok střední vrstvy.



**Obr. 154** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelný blok první vrstvy.



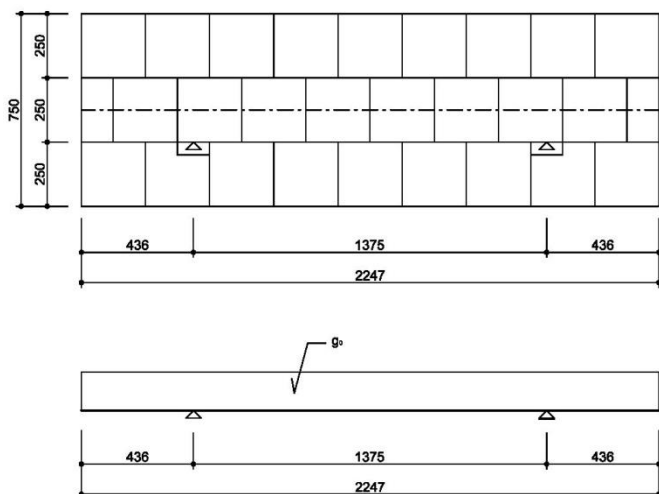
**Obr. 155** Poloha a velikost výslednic normálového napětí  $\sigma_x$  v tažené a tlačené oblasti průřezu **a)** třetí vrstvy, **b)** druhé vrstvy, **c)** první vrstvy.

Z izoploch konečných prvků modelujících samostatný cihelný blok (Obr. 155, levý sloupec) je patrné, že normálová napětí, jejichž výslednice jsou zobrazeny v pravém sloupci Obr. 155, jsou koncentrovány na velmi malé oblasti u styčných spár připojených bloků v související vrstvě.



### 8.1.5. Vyhodnocení zkoušeného parapetního keramického panelu TM

U zkoumaného parapetního keramického panelu TM je v polovině rozpětí nosný průřez tvořen dvěma cihelnými bloky a to cihelným blokem první a třetí vrstvy. Průběhy normálového napětí výpočtového modelu v programovém systému ANSYS 17.1 Academic Research [2] v prvcích modelujících tyto cihelné bloky jsou uvedeny na obrázcích Obr. 152 až Obr. 154.



**Obr. 156** Idealizace výpočtovým modelem prostého nosníků s převislým koncem.

Polohy a velikosti výslednic napětí v tlačných a tažených oblastech vztažených na výšku těchto oblastí jsou zobrazeny na Obr. 155.

Z těchto integrálních veličin se obdrží vnitřní síly pro idealizaci prutovým modelem. Jako prutový model vzhledem k okrajovým podmínkám byl volen výpočtový model prostého nosníku s převislými konci (Obr. 156). Hodnoty ohybového momentu  $M_{D2}$  uprostřed rozpětí zkoumaného para-

petního panelu, stanovené z integrálních veličin modelu řešeného v rovinné napjatosti a ohybového momentu  $M_{D1}$  stanoveného na prostém nosníku s převislými konci zatíženém rovnoměrným zatížením od vlastní tíhy  $g_0$  jsou uvedeny v tabulce Tab. 29.

Výslednice napětí [N/m]	Náhradní tloušťka [m]	Normálová síla oblasti [N]	Vzdálenost ke střednici [m]	Moment $M_{D2,i}$ [Nm]	Moment $M_{D2}$ [Nm]	Zatížení $g_0$ [N/m]	Rozpětí $L$ [m]	Rozpětí $L_k$ [m]	Moment $M_{D1}$ [Nm]
6680,3	0,139	928,56	0,1575	146,25	<b>258</b>	1773,5	1,375	0,436	<b>251</b>
6680,3	0,139	928,56	0,1575	146,25					
-366,1	0,139	-50,89	0,3415	-17,38					
-365,9	0,139	-50,86	0,3415	-17,37					

**Tab. 29** Ohybové momenty uprostřed délky zkoumaného panelu.

Jak ukazuje srovnání výsledků, prutový model pro zkoumaný případ parapetního panelu s třemi vrstvami cihelných bloků vykazuje poměrně dobrou výstižnost. Poměr hodnoty ohybového momentu  $M_{D2}$  uprostřed rozpětí zkoumaného parapetního panelu, stanovené z integrálních veličin modelu řešeného v rovinné napjatosti, k hodnotě ohybovému momentu  $M_{D1}$  stanoveného na prostém nosníku s převislými konci je 0,97. Zatěžovací zkouškou (odst. 6.2),

byla získána a charakteristická hodnota ohybového momentu na mezi porušení  $M_{Rk} = 950$  Nm.

Uváží-li se hodnota dílčího součinitel spolehlivosti materiálu  $\gamma_M = 2,0$ , pak ze vztahu:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_M} \quad (32)$$

vychází návrhová hodnota ohybového momentu na mezi porušení  $M_{Rd} = 475$  Nm.

Z podmínky spolehlivosti:

$$M_{Rd} = 475 \text{ Nm} > |M_{D2}| = 258 \text{ Nm}, \quad (33)$$

vyplývá, že zkoumaný parapetní panel na danou vzdálenost podpor a zatížení vlastní tíhou v polovině délky panelu vyhovuje.

Vzhledem k tomu, že pro odpor konstrukce je rozhodujícím průřezem, nikoli přechodný průřez uprostřed rozpětí, ale nebezpečný průřez daný polohou nejbližších styčných spár mezi cihelnými bloky k polovině rozpětí, kde nosný příčný průřez tvoří pouze jeden cihelný blok druhé vrstvy. Z výsledků zkoušek je patrné, že zkoušené zkušební vzorky se porušovaly v takto daném průřezu. Hodnoty ohybového momentu  $M_{D2cr}$  v nebezpečném průřezu zkoumaného parapetního panelu, stanovené z integrálních veličin modelu řešeného v rovinné napjatosti a ohybového momentu  $M_{D1cr}$  stanoveného na prostém nosníku s převislými konci zatíženém rovnoměrným zatížením od vlastní tíhy  $g_0$  jsou uvedeny v tabulce Tab. 30.

Výslednice napětí [N/m]	Náhradní tloušťka [m]	Normálová síla oblasti [N]	Rameno sil [m]	Moment $M_{D2cr}$ [Nm]	Zatížení $g_0$ [N/m]	Rozpětí $L$ [m]	Rozpětí $L_k$ [m]	$x$ [m]	Moment $M_{D1cr}$ [Nm]
8126,2	0,139	1129,5	0,203	<b>229</b>	1774	1,375	0,436	0,563	<b>237</b>

**Tab. 30** Ohybové momenty v nebezpečném průřezu zkoumaného panelu.

Z podmínky spolehlivosti:

$$M_{Rd} = 475 \text{ Nm} > |M_{D2cr}| = 229 \text{ kNm}, \quad (34)$$

$$M_{Rd} = 475 \text{ Nm} > |M_{D1cr}| = 237 \text{ kNm}, \quad (35)$$

vyplývá, že zkoumaný parapetní panel v nebezpečném průřezu vyhovuje jak na hodnotu ohybového momentu  $M_{D2cr}$  stanovenou podle teorie rovinné napjatosti, tak na hodnotu ohybového momentu  $M_{D1cr}$  stanoveného na prostém nosníku s převislými konci zatíženém rovnoměrným zatížením od vlastní tíhy  $g_0$ .

Největší hodnota normálového napětí v nebezpečném průřezu stanoveného podle teorie rovinné napjatosti je  $\sigma_{D2,max} = 0,435 \text{ N/mm}^2$  (Obr. 155b), čemuž odpovídá ohybový moment  $M_{D2cr} = 229 \text{ Nm}$ .

Mezní srovnávací napětí na mezi porušení  $\sigma_{Rd}$  lze pak stanovit ze vztahu:

$$\sigma_{Rd} = \sigma_{D2,max} \frac{M_{Rd}}{M_{D2}} = 0,435 \frac{475}{229} = 0,90 \text{ N/mm}^2. \quad (36)$$

Toto srovnávací napětí vychází z nelineárního průběhu normálového napětí (Obr. 153) a uplatní se při dimenzování na modelu vycházejícího z numerické analýzy podle teorie rovinné napjatosti při uvažování neredukovaných (nepřůměřovaných) hodnot napětí.

Za předpokladu lineárního průběhu z hodnoty ohybového momentu zjištěného ze zkoušek  $M_{Rd} = 475 \text{ kNm}$  a pro modul průřezu  $W$  stanovený pro náhradní tloušťku 0,139 m a výšku cihelného bloku 0,249 m se obdrží ze vztahu:

$$\sigma_{Rd,lin} = \frac{M_{Rd}}{W_{el}} = \frac{475000}{1436357} = 0,33 \text{ N/mm}^2 \quad (37)$$

zlinearizované srovnávací napětí na mezi porušení průběhu  $\sigma_{Rd,lin}$ , které se lze uplatnit při stanovení vzdálenosti podporových bodů na prutovém modelu podle zásad pružnosti a pevnosti.

V tabulce 31 je pro toto zlinearizované srovnávací napětí na mezi porušení průběhu  $\sigma_{Rd,lin} = 0,33 \text{ N/mm}^2$  příkladmo uvedené stanovení největší délky panelu  $l$  s dvěma manipulačními otvory pro závěsné popruhy a s charakteristikami, které byly uvažovány u zkoumaného panelu, sestávajícího ze tří vrstev cihelných bloků s výškou jednotlivého cihelného bloku 0,249 m a jeho náhradní tloušťkou 0,139 m za předpokladu optimální délky převislých konců  $L_k = 0,206 \cdot l$  a vzdálenost mezi popruhy  $L = 0,588 \cdot l$ .

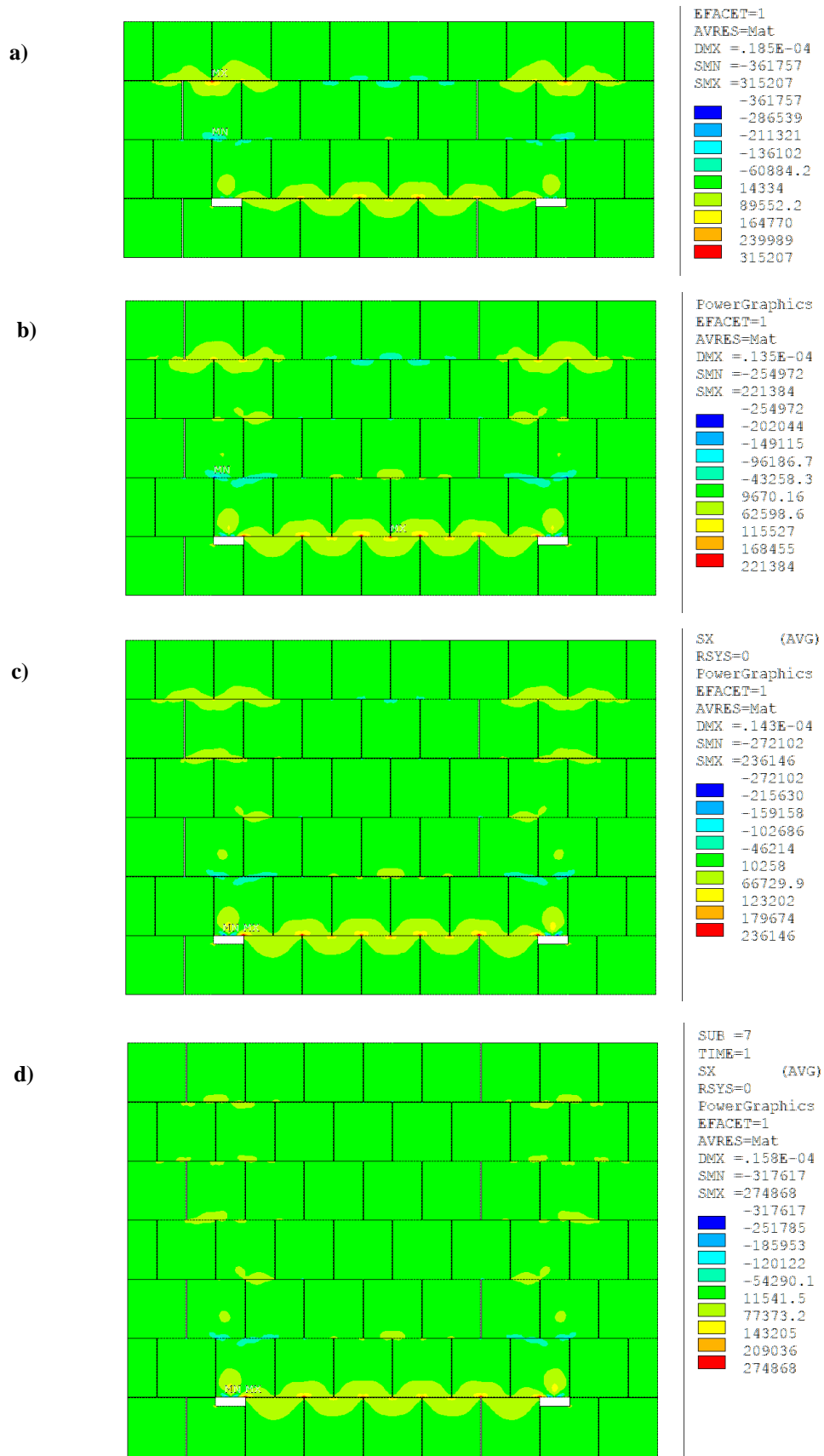
Zatížení $g_o$ [N/m]	Délka $l$ [m]	Rozpětí $L_k$ [m]	Rozpětí $L$ [m]	Moment $M_{Ed}$ [Nm]	Tlouška $t_u$ [m]	Výška $h$ [m]	$W$ [mm <sup>3</sup> ]	$\sigma_{Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1774	<b>3,540</b>	0,73	2,08	475	0,139	0,249	1436357	0,33

**Tab. 31** Stanovení největší délky panelu  $L$  pro dva závěsné body.

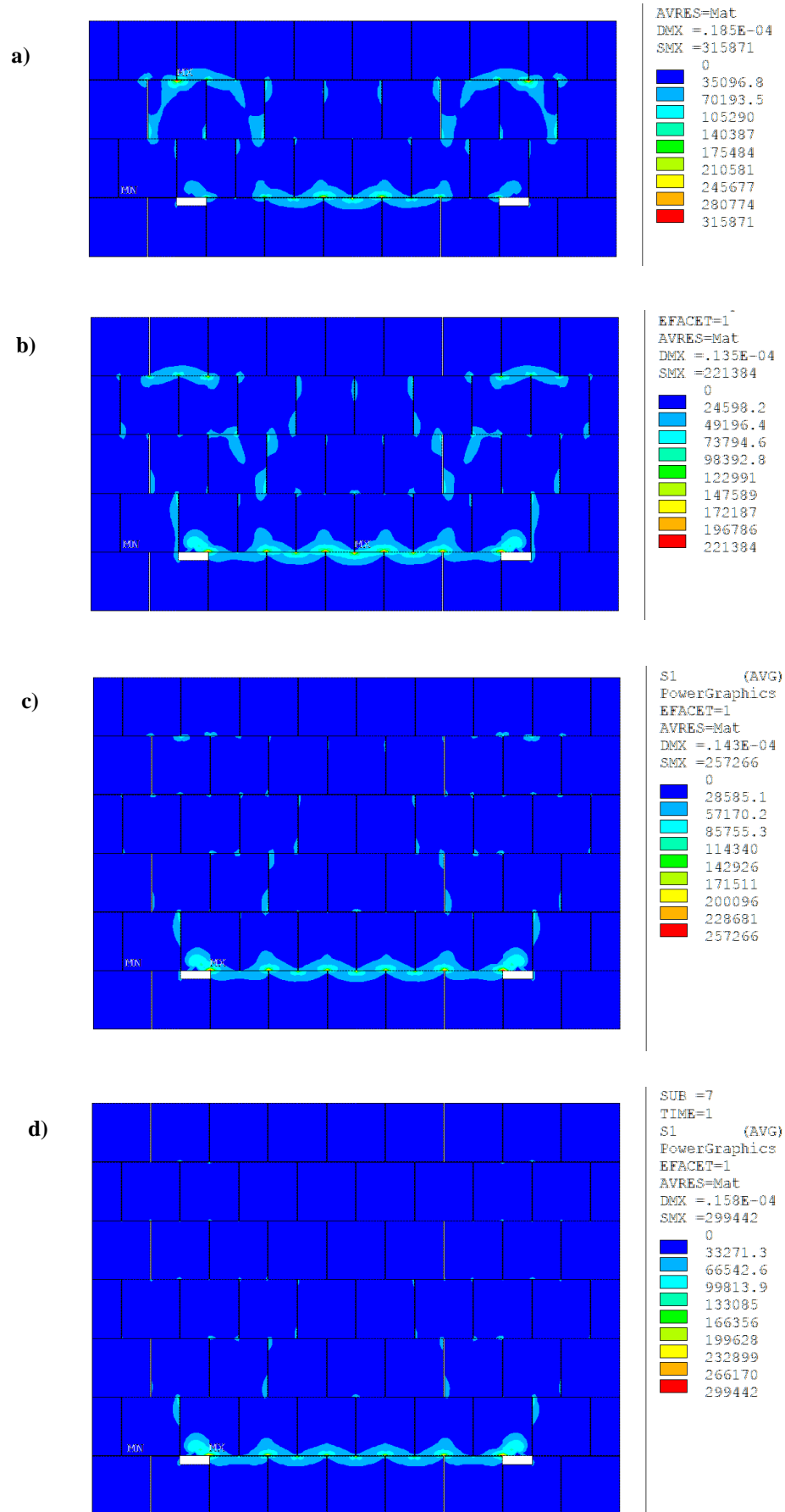
### 8.1.6. Vliv vrstev zdiva na chování panelů TM

Pro návrh vzdálenosti závěsných bodů je důležitá otázka, jak se projevuje vliv různého počtu vrstev stěnových keramických panelů TM na napjatost konstrukce.

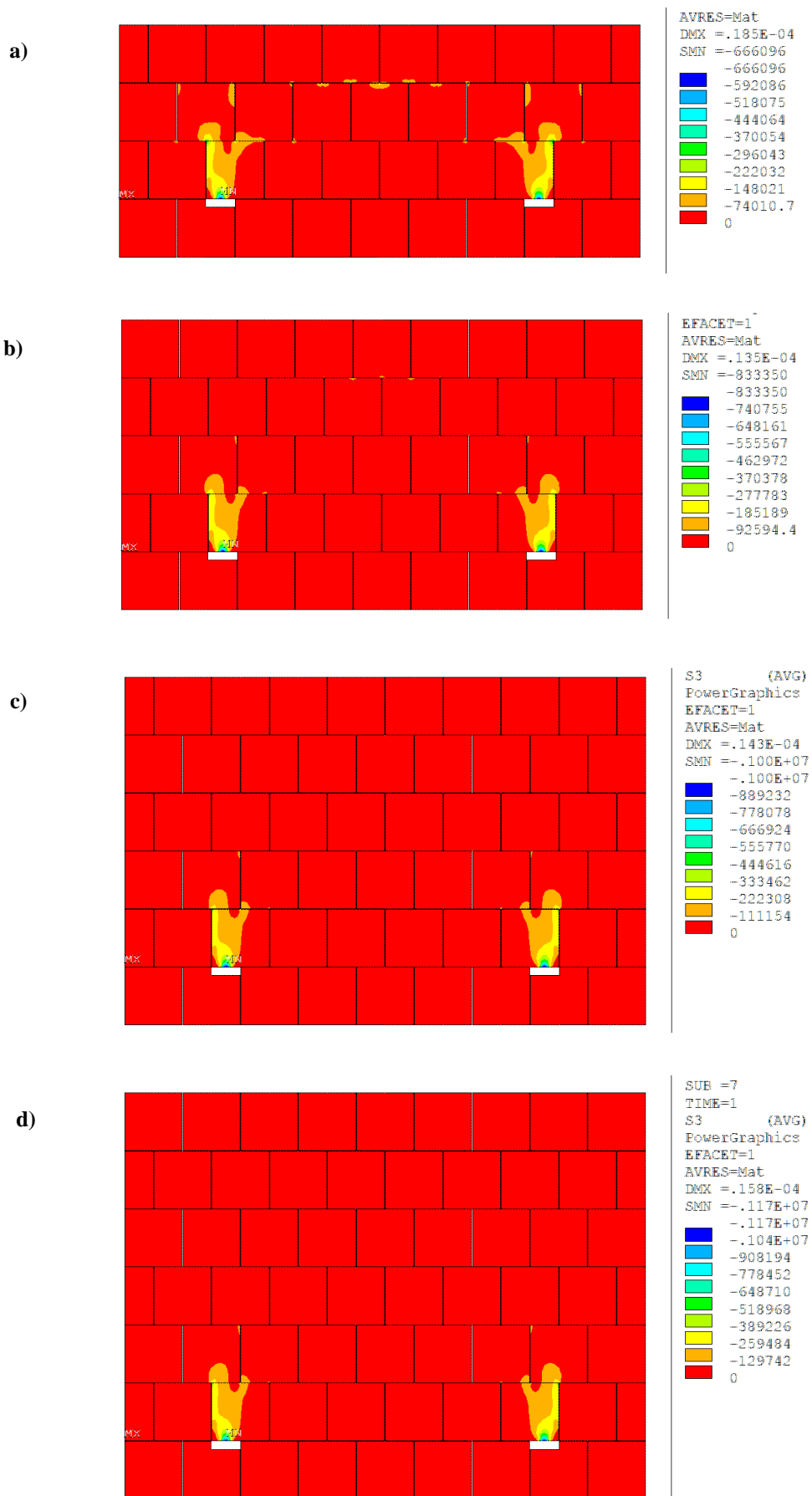
Na následujících obrázcích (Obr. 157 až Obr. 159) jsou výsledky numerické analýzy modelů keramických stěnových provedené metodou konečných prvků při použití charakteristik shodných jako při výše uvedené numerické analýze zkoumaného parapetního panelu TM (odst. 8.1.4) s výjimkou počtu vrstev, a to pro počet vrstev 4 až 7.



**Obr. 157** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky pro panel s řadami zdiva **a)** čtyřmi, **b)** pěti, **c)** šesti, **d)** sedmi.



**Obr. 158** Průběh hlavního maximálního napětí  $\sigma_I$  v prvcích modelujících cihelné bloky s řadami zdiva **a)** čtyřmi, **b)** pěti, **c)** šesti, **d)** sedmi.



**Obr. 159** Průběh hlavního minimálního napětí  $\sigma_3$  v prvcích modelujících cihelné bloky s řadami zdiva **a)** čtyřmi, **b)** pěti, **c)** šesti, **d)** sedmi.

Průběhy normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky pro panely se čtyřmi až sedmi řadami zdiva (Obr. 157) ukazují vytvoření vlnovitě zakřivené tažené oblasti mezi podporami v první a druhé vrstvě a nad podporami v poslední a předposlední vrstvě zdiva vzniklé vzhledem k mezerám modelujícím nevyplněné styčné spáry mezi konečnými prvky modelujícími cihelné bloky v důsledku smykového přenosu konečnými prvky modelujícími vrstvu dvousložkového polyuretanového lepidla

Průběhy hlavního maximálního napětí  $\sigma_I$  v prvcích modelujících cihelné bloky pro panely s čtyřmi až sedmi řadami zdiva (Obr. 158) ukazují obdobně jako průběhy normálového napětí  $\sigma_x$  (Obr. 157) vytvoření vlnovitě zakřivené tažené oblasti mezi podporami v první a druhé vrstvě zdiva postupné zmenšování hodnot v tažené oblasti nad podporami důsledku narůstajícího vlivu roznesení zatížení přímo na podporové body.

Průběhy hlavního minimálního napětí (Obr. 159) ukazují vliv zvětšujícího se počtu vrstev na snižování hodnoty tlakového napětí ve vrcholu fiktivního oblouku klenbového účinku v důsledku zmenšení obloukové smělosti a tak snížení namáhání v klenbě.

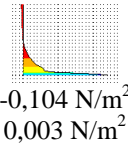
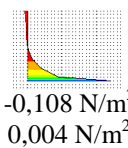
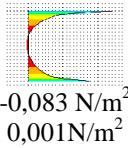
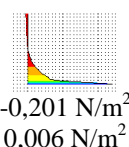
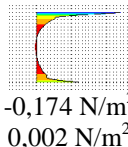
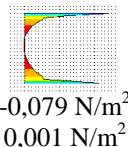
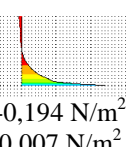
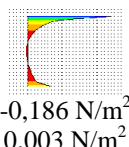
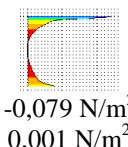
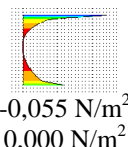
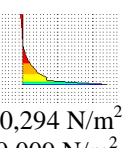
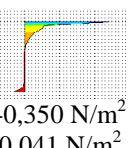
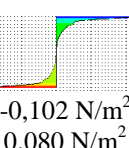
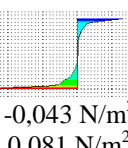
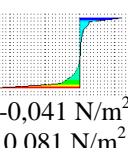
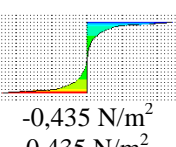
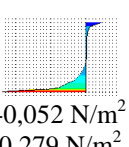
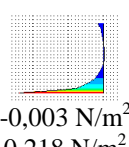
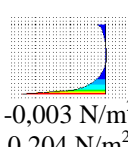
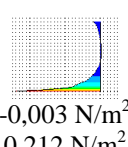
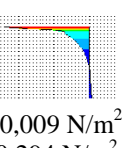
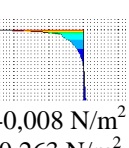
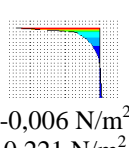
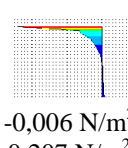
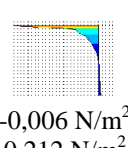
### **8.1.7. Porovnání napjatosti v rozhodujících průřezech u panelů s různým počtem vrstev**

Průběhy normálových napětí  $\sigma_x$  v jednotlivých vrstvách zdiva a jejich minimální (zobrazeny tmavomodrou barvou) a maximální hodnoty (zobrazeny červenou barvou) v prvcích modelujících cihelné bloky pro panely s třemi až sedmi řadami zdiva jsou uvedeny následující tabulce Tab. 32.

Z tabulky vyplývá, že největší absolutní hodnota normálového napětí  $\sigma_x$  od vlastní tíhy vzniká v nebezpečném průřezu u panelu tvořeného třemi vrstvami zdiva, kde příčný řez tvoří jeden cihelný blok.

Absolutní hodnoty napětí se snižují s rostoucím počtem vrstev zdiva vlivem zvyšujícího se roznášení tíhy zdiva způsobeného převázáním zdicích prvků. U průřezů nacházející se v první a druhé vrstvě, je patrné postupné ustalování hodnoty tahového normálového napětí související s již výše popsáním vytvořením táhla fiktivní klenby a okolností, že výška této myšlené klenby má velikost danou roznosem zatížení a se vzrůstající výškou se nezvyšuje a nezvyšuje se vzhledem ke zmíněnému roznosu ani její zatížení.

Vzhledem k příznivému vlivu počtu vrstev na napjatost lze považovat vzdálenosti stanovenou pro panel ze tří vrstev a použitou pro panely s více vrstvami z hlediska porušení ohybem ve vlastní rovině za bezpečnou při větší míře spolehlivosti.

Vrstva	Počet vrstev zdiva z cihelných bloků				
	3	4	5	6	7
7 řez v L/2					 -0,104 N/m <sup>2</sup> 0,003 N/m <sup>2</sup>
6 řez mimo L/2				 -0,108 N/m <sup>2</sup> 0,004 N/m <sup>2</sup>	 -0,083 N/m <sup>2</sup> 0,001 N/m <sup>2</sup>
5 řez v L/2			 -0,201 N/m <sup>2</sup> 0,006 N/m <sup>2</sup>	 -0,174 N/m <sup>2</sup> 0,002 N/m <sup>2</sup>	 -0,079 N/m <sup>2</sup> 0,001 N/m <sup>2</sup>
4 řez mimo L/2		 -0,194 N/m <sup>2</sup> 0,007 N/m <sup>2</sup>	 -0,186 N/m <sup>2</sup> 0,003 N/m <sup>2</sup>	 -0,079 N/m <sup>2</sup> 0,001 N/m <sup>2</sup>	 -0,055 N/m <sup>2</sup> 0,000 N/m <sup>2</sup>
3 řez v L/2	 -0,294 N/m <sup>2</sup> 0,009 N/m <sup>2</sup>	 -0,350 N/m <sup>2</sup> 0,041 N/m <sup>2</sup>	 -0,102 N/m <sup>2</sup> 0,080 N/m <sup>2</sup>	 -0,043 N/m <sup>2</sup> 0,081 N/m <sup>2</sup>	 -0,041 N/m <sup>2</sup> 0,081 N/m <sup>2</sup>
2 řez mimo L/2	 -0,435 N/m <sup>2</sup> 0,435 N/m <sup>2</sup>	 -0,052 N/m <sup>2</sup> 0,279 N/m <sup>2</sup>	 -0,003 N/m <sup>2</sup> 0,218 N/m <sup>2</sup>	 -0,003 N/m <sup>2</sup> 0,204 N/m <sup>2</sup>	 -0,003 N/m <sup>2</sup> 0,212 N/m <sup>2</sup>
1 řez v L/2	 -0,009 N/m <sup>2</sup> 0,294 N/m <sup>2</sup>	 -0,008 N/m <sup>2</sup> 0,263 N/m <sup>2</sup>	 -0,006 N/m <sup>2</sup> 0,221 N/m <sup>2</sup>	 -0,006 N/m <sup>2</sup> 0,207 N/m <sup>2</sup>	 -0,006 N/m <sup>2</sup> 0,212 N/m <sup>2</sup>

Tab. 32 Vliv počtu vrstev na hodnoty normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky.



## 8.2. Únosnost zdiva stěnových keramických panelů na namáhání soustředěným tlakem na podložky

### 8.2.1. Montáž stěnových keramických panelů TM

Stěnové keramické panely TM se osazují na připravené horní povrchy základů, ztužujících věnců nebo stropních konstrukcí. Odchyłka v rovinnosti podkladu na délku panel by měla být do 10 mm. K vyrovnání případných nerovností podkladu se použijí plastové montážní podložky, které se umísťují 100 mm od konců panelů u obou okrajů. Uvažuje se s použitím montážních podložek Druleg® od Dis-Tech [52].

Stěnové keramické panely TM se ukládají na maltové lože z malty s minimální pevností  $5 \text{ N/mm}^2$  tak, aby nad vyrovnávacími podložkami byla vrstva malty 10 mm až 15 mm.

### 8.2.2. Posouzení stěnových keramických panelů TM na namáhání soustředěným tlakem při montáži

V souvislosti s uvedeným způsobem montáže byla posuzována únosnost zdiva na namáhání v soustředěném tlaku a to jednak pro případ, když jsou stěnové keramické panely TM osazovány na dvojice montážních plastových položek, jednak pro případ, když jsou tyto panely osazovány a montážní plastové podložky umístěné na okraji.

Pro získání podkladů pro posouzení uvedených případů byly provedeny zatěžovací zkoušky, které jsou podrobně popsány v kap. 6.3. a které byly zaměřené na stanovení únosnosti zdiva v tlaku při použití plastových montážních podložek Druleg® od Dis-Tech o rozměru  $70 \times 70 \text{ mm}$  se zaoblením průměru 16 mm.

Těmito zkouškami byly zjištěny charakteristické hodnoty limitních tlakových kontaktních napětí. Z nich byly určeny při použití dílčího součinitele vlastností materiálu  $\gamma_M = 2,0$ , podle čl. NA.2.1. Národní přílohy NA normy ČSN EN 1996-1-1 [17], obdobně jako při stanovení únosnosti v provozním stavu (odst.7.2.2), návrhové hodnoty těchto limitních tlakových napětí, pomocí nichž byly stanoveny síly na mezi únosnosti  $F_{lim,d}$ .

Podmínka spolehlivosti je:

$$F_{lim,d} \geq F_{Ed}, \quad (38)$$

v níž  $F_{Ed}$  je síla od zatížení stanovená obdobně, jak je výše uvedeno v odst. 8.1.4, od vlastní tíhy násobené dynamickým součinitelem 1,8 a součinitelem zatížení 1,35.

Zdicí prvky panelu	Počet podložek	Průměrná hodnota síly při porušení $F_{lim,mean}$ [kN]	Průměrná hodnota limitního napětí $\sigma_{c,lim,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Charakteristická hodnota limitního napětí $\sigma_{c,lim,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Charakteristická hodnota mezní síly $F_{lim,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Návrhová hodnota mezní síly $F_{lim,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Síla od tíhy panelu 3,0/3,5 m $F_{Ed}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
PROFIB-LOK 240 BRUS	2	146,21	15,1	12,6	121,8	60,9	22,2
	1	108,43	22,4	18,6	90,4	45,2	
PROFIB-LOK 300 BRUS	2	137,22	14,2	11,8	114,3	57,2	23,0
	1	69,43	14,3	11,0	53,3	26,6	

**Tab. 33** Hodnoty na mezi porušení soustředěným tlakem a síla od tíhy stěnového keramického panelu TM s největšími rozměry uvažovanými při výrobě.

Z tabulky Tab. 33 vyplývá, že síla  $F_{Ed}$  stanovená jako polovina zatížení od vlastní tíhy s uvážením dynamického součinitele 1,8 a součinitele zatížení 1,35 pro panel o rozměrech 3,0 m /3,5 m, což jsou maximální rozměry panelů, s nimiž se při výrobě uvažuje, nepřekračuje návrhové hodnoty mezní síly  $F_{lim,d}$  a podmínka spolehlivost (vztah 38) proti poškození překročením mezního kontaktního napětí v soustředěném tlaku je splněna a nemělo by docházet v lokálnímu poškozování cihelných bloků první vrstvy ani při ukládání dílců bezprostředně na plastové montážní podložky umístěné excentricky v počtu jednoho kusu na každé straně ukládaného panelu.

V reálných podmínkách ukládání stěnových panelů TM vrstva malty nad podložkami bude příznivě ovlivňovat roznos zatížení a tlumení dynamického účinku při dosednutí panelů.

V provozním stavu bude zatížení přenášeno na plnou plochu maltového lože, neboť použitá malta již dosáhne potřebné pevnosti.

## 9. ZÁVĚR

### 9.1. Shrnutí řešené problematiky

Habilitační práce je zaměřena na problematiku stěnových keramických panelů. Popisuje jednak obecné poznatky o konstrukcích stěnových keramických panelů, jednak konkrétní systém stěnových keramických panelů TM, které jsou nevyztužené a jsou vyráběny ve svislé poloze automatickou výrobní linkou z pálených broušených zdicích prvků spojovaných dvousložkovým lepidlem.

V části práce věnované obecným poznatkům o stěnových keramických panelech je představen jejich vznik a vývoj. Počátky prefabrikace stěnových konstrukcí souvisely se společenskou potřebou rychlé výstavby objektů vyvolanou nutností obnovy druhou světovou válkou zničených staveb, zejména bytového fondu, kdy tehdejší převládající technologie výstavby, kterou byly zděné konstrukce z maloformátových plných pálených cihel na obyčejnou maltu, těmto požadavkům přestávala vyhovovat. Vývoji systémů stěnových keramických panelů předcházela technologie skládané stěnové keramické konstrukce, která však zasáhla do vývoje stavebnictví u nás jen efemérním způsobem, a technologie sádkování cihel, která se později transformovala do sádek spojených zdicí maltou, a to cihelných kvádrů, bloků. V důsledku konstrukčního vývoje byly malé bloky postupně nahrazovány většími bloky, tzv. blokopanely, též označovanými jako panelobloky, kvádropanely, nebo panelové bloky. Tento trend byl završen vznikem prvních systémů stěnových keramických panelů. V naší republice se prosadila technologie výroby stěnových keramických panelů ve vodorovné poloze i přesto, že vykazuje značné nevýhody ve srovnání s technologií výroby ve svislé poloze. Stěnové panely při překlápění manipulaci z vodorovné výrobní polohy do svislé jsou namáhány na ohyb kolmo na vlastní rovinu a musejí být opatřeny výztuží, která pak v zásadě není využita.

Pro konstrukční návrh stěnových keramických panelů jsou potřebné poznatky o materiálových vlastnostech jejich komponentů. Specifické charakteristiky keramického střepu jsou popsány v kapitole 4. Je zde zdůrazněno, že pevnosti keramického střepu závisejí na různých faktorech, a to na druhu cihlářské suroviny, na způsobu přípravy a zpracování suroviny, na způsobu vytváření, sušení a výpalu tvarovek, na velikosti výrobků, uspořádání dutin a podobně. Výstižné vztahy pro vyjádření technologických činitelů na jednotlivé pevnosti neexistují. Kromě obecného popisu vlastností keramického střepu jsou v textu práce uvedeny materiálové vlastnosti zdicích prvků použitých pro výrobu nosných stěnových keramických panelů TM. Jedná se jednak o broušené pálené zdicí prvky KMB PROFIBLOK 240 BRUS s rozměry 372/240/249 mm, s normalizovanou pevností pro kategorii I 17,8 MPa, s podílem děrování 57

až 58% a průměrnou hodnotou pevnosti keramického střepu v tlaku 36,4 MPa, jednak o broušené pálené zdicí prvky KMB PROFIBLOK 300 BRUS s rozměry 247/300/249 mm, s normalizovanou pevností pro kategorii I 17,3 MPa, s podílem děrování 53 až 54% a průměrnou hodnotou pevnosti keramického střepu v tlaku 43,3 MPa.

Protože stěnové keramické panely TM jsou vytvořeny z nového druhu zdiva, u něhož zdicí prvky jsou s nevyplněnými styčnými spárami a jsou spojeny pouze v ložné spáře dvousložkovým lepidlem. Pro toto zdivo nelze získat ze žádných technických podkladů nebo odborné literatury informace o jeho chování a mechanicko fyzikálních vlastnostech, které jsou potřebné pro navrhování konstrukcí. Proto byly provedeny zatěžovací zkoušky zkušebních vzorků k zjištění pevnosti zdiva v tlaku a modulu pružnosti zdiva v tlaku podle ČSN EN 1952-1 [18], pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry podle ČSN EN 1952-2 [19], pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami podle ČSN EN 1952-2 [19] a počáteční pevnosti zdiva ve smyku podle ČSN EN 1952-3 [20]. Pevnost zdiva v tlaku byla zjišťována u zdiva z broušených pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a u pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS na dvousložkové lepidlo na čtyřech zkušebních vzorcích pro jednotlivý druh zdicích prvků vyzděných na výšku 4 vrstev. Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS podle čl. 10 ČSN EN 1052-1 [18] byla zjištěna charakteristická hodnota pevnosti v tlaku  $f_k = 5,81 \text{ N/mm}^2$  a průměrná hodnota modulu pružnosti  $E = 4500 \text{ N/mm}^2$ . Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS podle čl. 10 ČSN EN 1052-1 [18] byla zjištěna charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku  $f_k = 8,22 \text{ N/mm}^2$  a průměrná hodnota modulu pružnosti  $E = 6100 \text{ N/mm}^2$ . Zdivo stěnových keramických panelů TM bylo zkoušeno na pevnost zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry pro obě tloušťky, každá na šesti zkušebních vzorcích. Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS podle čl. 9 ČSN EN 1052-2 [19] byla zjištěna charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k} = 0,11 \text{ N/mm}^2$ . Vyhodnocením výsledků zkoušek pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS podle čl. 9 ČSN EN 1052-2 [19] byly zjištěna charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ . Vyhodnocením výsledků zkoušek při souhrnném uvažování dílčích zkoušek pro obě tloušťky zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry vycházela charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry  $f_{x2k} = 0,09 \text{ N/mm}^2$ . Vyhodnocením výsledků zkoušek zdiva stěnových keramických panelů TM v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spáry pro vzorky zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240

BRUS a prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS podle čl. 10 ČSN EN 1052-2 [19] pro platné dílčí zkoušky souhrnně pro obě tloušťky zdiva byla charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami  $f_{x1k} = 0,31 \text{ N/mm}^2$ . Zatěžovací zkoušky počáteční pevnosti ve smyku  $f_{voi}$  zdiva keramických panelů TM byly provedeny na zkušebních vzorcích vyžděných ze tří cihel v počtu 9 pro jednotlivou tloušťku zdiva. Na vzorky ze zdících prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS bylo při zkoušce vyvozeno předpětí v tlaku o velikosti  $0,2 \text{ N/mm}^2$ ,  $0,6 \text{ N/mm}^2$  a  $1,0 \text{ N/mm}^2$ . Z rovnice regresní přímky byla vypočtena průměrná hodnota počáteční pevnosti  $f_{vo}$  zdiva ve smyku při nulovém předpětí  $f_{vo} = 0,24 \text{ N/mm}^2$  a hodnota úhlu vnitřního tření  $\alpha = 20^\circ$ . Charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku pak vychází  $f_{vok} = 0,19 \text{ N/mm}^2$  a charakteristická hodnota úhlu vnitřního tření  $\alpha_k = 16^\circ$ . Pro zkoušky zkušebních vzorků ze zdících prvků KMB PROFIBLOK 300 BRUS byla uplatněna zjednodušená metoda postupu B podle ČSN EN 1052-3 [1] a byla stanovena charakteristická počáteční pevnost zdiva ve smyku  $f_{vok} = 0,19 \text{ N/mm}^2$ . Při alternativním vyhodnocení výsledků zkoušek statistickou metodou postupu B ČSN EN 1052-3 [20] vycházela charakteristická počáteční pevnost zdiva ve smyku  $f_{vok} = 0,14 \text{ N/mm}^2$ .

Po analýzu montážních stavů stěnových keramických panelů TM vyvstala potřeba stanovit únosnost jejich zdiva na namáhání ve vlastní rovině a toho vyplývající vzdálenost transportních otvorů pro transportní popruhy a únosnost tohoto zdiva na namáhání soustředěným tlakem pro ověření spolehlivosti proti porušení na toto namáhání při osazování stěnových keramických panelů TM na montážní plastové podložky. Zkoušky zkušebních vzorků stěnových parapetních panelů pro stanovení únosnosti zdiva při namáhání ve vlastní rovině měly charakter studijní zkoušky. Tři zkušební vzorky byly podepřeny na spodní hraně a tři zkušební vzorky byly podepřeny v místě otvorů pro manipulační popruhy. Z výsledků zkoušek byla zjištěna průměrná hodnota charakteristická hodnota posouvající síly na mezi porušení  $V_{Rk} = 3,36 \text{ kN}$  a charakteristická hodnota ohybového momentu na mezi porušení  $M_{Rk} = 0,95 \text{ kNm}$ .

Rovněž zatěžovací zkoušky pro stanovení únosnosti zdiva při použití plastových montážních podložek zkušební postup nejsou upraveny žádným normovým předpisem. Zkušební vzorky sestávající ze dvou cihel zděných na výšku pro obě zkoumané tloušťky byly zkoušeny po třech prvcích pro případ, kdy jsou v ložné spáře dvě montážní podložky, pro případ, kdy je v ložné spáře jedna montážní podložka u okraje uprostřed bloku a pro případ, kdy v ložné spáře není montážní podložka pro porovnání vlivu montážních podložek na únosnost zdiva v montážním stavu. Charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí vzorků s dvěma montážními podložkami vycházela pro zdící prvky KMB PROFIBLOK 240  $\sigma_{c,lim,k} = 12,57 \text{ N/mm}^2$  a pro zdící prvky KMB PROFIBLOK 300  $\sigma_{c,lim,k} = 11,80 \text{ N/mm}^2$ . Charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí vzorků s jednou montážní podložkou

vycházela pro zdicí prvky KMB PROFIBLOK 240  $\sigma_{c,lim,k} = 18,65 \text{ N/mm}^2$  a pro zdicí prvky KMB PROFIBLOK 300  $\sigma_{c,lim,k} = 11,00 \text{ N/mm}^2$ .

Z porovnání hodnot stanovených pro zdivo stěnových keramických panelů TM z pálených zdicích prvků KMB PROFIBLOK 240 BRUS a KMB PROFIBLOK 300 BRUS spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem IPITHERM X 1000 s pevnostmi zdiva pro stejné zdicí prvky spojované maltou pro tenké spáry vyplývá, že zdivo při použití dvousložkového polyuretanového lepidla vykazuje o cca 55 až 60 % vyšší pevnost zdiva v tlaku a hodnoty krátkodobých modulů pružnosti vycházejí o 20% větší. Hodnoty  $K_E$ , představující poměr hodnoty modulu pružnosti  $E$  k hodnotě charakteristické hodnotě pevnosti zdiva v tlaku  $f_k$ , byly zjištěny v hodnotě 742 až 775. Při porovnání výsledků získaných zkouškami s jinými hodnotami se ukázalo neobvyklé chování zdiva při namáhání ohybem kolmo na vlastní rovinu a to, že pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami jsou větší než pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry. Zkouškami získané hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami jsou poměrně velké ve srovnání s hodnotami uváděnými v tabulce čl. 3.6.4 (3) ČSN EN 1996-1-1 [17] jak pro zdivo z pálených zdicích prvků na maltu obyčejnou, tak pro zdivo z pálených zdicích prvků na maltu pro tenké spáry. Naopak porovnání výsledků získaných zkouškami s jinými hodnotami ukazuje, že zkouškami získané hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry jsou poměrně malá ve srovnání s hodnotami uváděnými v tabulce čl. 3.6.4 (3) ČSN EN 1996-1-1 [17] jak pro zdivo z pálených zdicích prvků na maltu obyčejnou, tak pro zdivo z pálených zdicích prvků na maltu pro tenké spáry.

U stěnových keramických panelů TM namáhaných kombinací normálové síly a ohybového momentu lze v provozní stavu uplatňovat běžné postupy posuzování zděných konstrukcí. Přitom bylo využito interakčních diagramů jak v interpretaci, ve které body interakčního body představují pro danou výstřednost zvětšenou o účinky druhého řádu odpovídající hodnoty normálové síly a ohybového momentu na mezi únosnosti, tak v interpretaci, v níž průběh interakčního diagramu není sestaven se zahrnutím účinků druhé řádu, ale ty jsou vyjádřeny v hodnotách účinků zatížení. Výpočet stěnových panelů namáhaných kolmo k vlastní rovině se od výpočtu běžných zděných konstrukcí liší, protože jednotlivé stěnové keramické panely TM jsou spojovány na tupo a spáry jsou vyplněné PUR pěnou. Při výpočtu stěn namáhaných smykem je pak nutné přihlídnout k specifickému chování zděných konstrukcí ze stěnových keramických panelů TM, které spočívá v tom, že u styčných spár mezi panely vyplněných PUR pěnou nelze uvažovat s přenosem smykových sil navazujících panelů TM a tak s jejich spolupůsobením při přenášení vodorovných sil. Pro rozdělení účinků příčného zatížení na

jednotlivé smykové stěny lze uplatnit postup uvedený v odst. I.2 v Příloze I ČSN EN 1992-1-1 [16], avšak do daného vztahu je nutno místo ohybové tuhosti dosazovat ohybově smykovou tuhost.

Stěnové keramické panely TM jsou v montážním stavu namáhány pro zdivo neobvyklým způsobem, a to ohybem ve vlastní rovině. Nedostatečně prozkoumanou věcí je chování zdiva, u kterého normálové síly se nemohou vzhledem k mezeře mezi zdicími prvky přenášet z jednoho zdicího prvku na druhý a jejich přenos je zprostředkován smykovým prostředím tvořeným spojením prvků v ložných spárách dvousložkovým polyuretanovým lepidlem. Numerická analýza, byla provedena na modelu parapetního keramického panelu, který byl testován, metodou konečných prvků v programovém systému ANSYS 17.1 Academic Research. Při ní byl panel idealizován jako rovinný 2D výpočtový model při uvažování výpočtu podle teorie rovinné napjatosti se zadáním šířky v rovině kolmé k modelu. Výpočet byl proveden pro izotropní materiálové modely. K modelování zdicích prvků a vrstvy dvousložkového polyuretanového lepidla byly použity rovinné konečné prvky typu PLANE182 se čtyřmi uzly a dvěma stupni volnosti v každém uzlu. Podpory byly řešeny jako nulová svislá posunutí v místech podepření. U zkoumaného parapetního panelu TM je v polovině rozpětí nosný průřez tvořen cihelným blokem první a třetí vrstvy. Pro odpor konstrukce je však rozhodujícím průřezem, nikoli přechodný průřez uprostřed rozpětí, ale nebezpečný průřez daný polohou nejbližších styčných spár mezi cihelnými bloky k polovině rozpětí, kde nosný příčný průřez tvoří pouze jeden cihelný blok druhé vrstvy. Z průběhů napětí získaných numerickou analýzou modelu metodou konečných prvků v rovinné napjatosti byly stanoveny polohy a velikosti výslednic napětí v tlačných a tažených oblastech. Z těchto integrálních veličin byly dopočítány vnitřní síly pro porovnání s hodnotami získanými při idealizaci prutovým modelem, kterým byl vzhledem k okrajovým podmínkám výpočtový model prostého nosníku s převislými konci. Jak ukazuje srovnání výsledků, prutový model pro zkoumaný případ vykazuje poměrně dobrou výstižnost. Z hodnot ohybového momentu  $M_{D2cr}$  v nebezpečném průřezu zkoumaného parapetního keramického panelu, stanovené z integrálních veličin modelu řešeného v rovinné napjatosti a ohybového momentu  $M_{D1cr}$  stanoveného na prostém nosníku s převislými konci vyplývá, že zkoumaný parapetní keramický panel v nebezpečném průřezu vyhovuje jak na hodnotu ohybového momentu  $M_{D2cr}$  stanovenou podle teorie rovinné napjatosti, tak na hodnotu ohybového momentu  $M_{D1cr}$  stanoveného na prostém nosníku s převislými konci. Z největší hodnoty normálového napětí v nebezpečném průřezu stanoveného podle teorie rovinné napjatosti je  $\sigma_{D2,max}$  a poměru hodnoty ohybového momentu zjištěného ze zkoušek  $M_{Rd}$  k hodnotě ohybového momentu  $M_{D2cr}$  stanovené podle teorie rovinné napjatosti bylo vypočítáno mezní srovnávací napětí  $\sigma_{Rd}$ , které lze uplatnit při dimenzování na modelech vycházejících

z numerické analýzy podle teorie rovinné napjatosti při uvažování neredukovaných hodnot napětí. Za předpokladu lineárního průběhu z hodnoty ohybového momentu zjištěného ze zkoušek  $M_{Rd}$  bylo dopočítáno zlinearizované srovnávací napětí na mezi porušení průběhu  $\sigma_{Rd,lin}$ , které se lze uplatnit při stanovení vzdálenosti podporových bodů na prutovém modelu podle zásad pružnosti a pevnosti.

Z numerických analýz pro různý počet vrstev zdiva průběhy normálového napětí  $\sigma_x$  a hlavního maximálního napětí  $\sigma_1$  ukazují vytvoření vlnovitě zakřivené tažené oblasti mezi podporami v první a druhé vrstvě zdiva a postupné zmenšování hodnot v tažené oblasti nad podporami. Průběhy hlavního minimálního napětí  $\sigma_3$  ukazují vliv zvětšujícího se počtu vrstev na snižování hodnoty tlakového napětí. Z porovnání hodnot napětí pro různé vrstvy panelů vyplývá, že největší absolutní hodnota normálového napětí od vlastní tíhy vzniká v nebezpečném průřezu u panelu tvořeného třemi vrstvami zdiva, kde příčný řez tvoří jeden cihelný blok. Absolutní hodnoty napětí se snižují s rostoucím počtem vrstev zdiva vlivem zvyšujícího se roznášení tíhy zdiva způsobeného převázáním zdicích prvků. U průřezů nacházející se v první a druhé vrstvě, je patrné postupné ustalování hodnoty tahového normálového napětí související s vytvořením táhla fiktivní klenby a s okolností, že výška této myšlené klenby má velikost danou roznosem zatížení a se vzrůstající výškou panelu se nezvětšuje.

Z vyhodnocení zkoušek, které byly provedeny pro stanovení únosnosti zdiva na namáhání v soustředěném tlaku při montáži s použitím plastových montážních podložek Druleg®, byly získány limitní tlaková napětí  $\sigma_{c,lim}$  a stanoveny síly na mezi únosnosti  $F_{lim,d}$ . Pro předpokládané maximální rozměry stěnových keramických panelů TM zatížení na podložky nepřekračuje zjištěné návrhové hodnoty mezní síly.

## 9.2. Přínos pro praxi

Poznatky o chování zdiva stěnových keramických panelů TM zjištěné z výsledků experimentálních zkoušek zkušebních vzorků a numerických analýz sloužily jako podklad pro vypracování stavebně technického osvědčení výrobku, které je v souladu s harmonizovanými podmínkami pro uvádění stavebních výrobků na trh podle *Narřízení Evropského parlamentu a Rady (EU) č. 305/2011 CPR, Construction Products Regulation ( Narřízení o stavebních výrobcích)*. Dále byly výsledky zatěžovacích zkoušek zkušebních vzorků, numerických analýz a konstrukčních rozborů podkladem pro vypracování pokynů pro provádění a navrhování staveb s použitím systému stěnových keramických panelů TM a montážního návodu pro dodavatelské organizace provádějící stavebně montážní práce. Z hlediska pozemního stavitelství jde o nový systém výstavby zděných nízkopodlažních objektů.



Obecné údaje o vývoji prefabrikace stěnových keramických dílců a vlastnostech keramického střepe jsou příspěvkem k rozšíření znalostí o této problematice. Teoretické závěry prohlubují poznání o vlastnostech zdiva z pálených zdicích prvků spojovaných dvousložkovým polyuretanovým lepidlem, o chování nevyztužených konstrukčních prvků ze zdiva s nevyplněnými styčnými spárami a problematice působení takových prvků v montážním a provozním stavu.

### 9.3. Další rozvoj zkoumané problematiky

Další rozvoj stěnových keramických panelů TM je zaměřen na nahrazení polyuretanové dvousložkového lepidla zdicí maltou pro tenkou spáru. Byly již zahájeny některé činnosti související s tímto úkolem. Výrobce stěnových keramických panelů TM vyvinul druh tenkovrstvé vysokopevnostní malty ZM 913, která je určena speciálně pro výrobu stěnových keramických panelů TM na automatizované výrobní lince.

Pro zjištění základních mechanicko fyzikálních charakteristik parametrů byly vyrobeny zkušební vzorky a zahájeny zatěžovací zkoušky v TZÚS Praha na pracovišti Brno a v Centru AdMaS Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, kde zatěžovací zkoušky provádí kolektiv vedený autorem habilitační práce (Obr. 160). Pro zkoušku únosnosti na namáhání ohybem ve vlastní rovině byly kromě zkušebních vzorků nevyztužených připraveny zkušební vzorky vyztužené vyztužnou tkaninou v ložné spáře mezi první a druhou vrstvou pro (odspo- du) pro zjišťování vlivu tohoto vyztužení na únosnost ve vlastní rovině a zvýšení duktility takto vyztužených panelů (Obr. 161).



**Obr. 160** Zatěžovací zkouška pro stanovení počáteční pevnosti zkušebních vzorků ve smyku.



**Obr. 161** Zatěžovací zkouška pro stanovení únosnosti ve vlastní rovině zkušebních vzorků s vyztužnou tkaninou.

## 10. LITERATURA

- [1] ADDESSI, D., SACCO, E. *A Multi-scale Enriched Model for the Analysis of Masonry Panels*, International Journal of Solid and Structures 49, 2012, 865-880 (přístupné na: [www.elsevier.com](http://www.elsevier.com))
- [2] ANSYS® *Academic Research, Release 17.1*. Southpointe, USA: ANSYS, Inc., 2016
- [3] BULL, J. W. (Editor) *Computational Modelling of Masonry, Brickwork and Blockwork Structures*, Saxe-Coburg Publications, Dun Eaglais, Station Brae, Kippen, Stirling, FK8 3DY, UK, 2001, 326 p., ISBN 1-874672-04-0
- [4] CURTIN, W. G., SHAW, G., BECK, J. K. *Design of Reinforced and Prestressed Masonry*, Thomas Telford Ltd., Thomas Telford House, 1 Heron Quay, London E14 9XF, 1988, 224 p., ISBN 0 7277 1314 0
- [5] ČSN 73 1101 *Navrhování zděných konstrukcí*, 1967
- [6] ČSN 73 1101 *Navrhování zděných konstrukcí*, 1980, změny a-9.82, b-3/77 a 3-5/96
- [7] ČSN 73 1102 *Navrhování vodorovných konstrukcí z cihelných tvarovek*, 1977
- [8] ČSN 73 1103 *Navrhování stěnových keramických dílců*, 1977
- [9] ČSN 73 1103 *Navrhování stěnových keramických dílců*, 1986
- [10] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí*, 1967
- [11] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí*, 1986
- [12] ČSN EN 772-1 (72 2635) +A1 *Zkušební metody pro zdicí prvky-Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku*, 2016
- [13] ČSN EN 15037-3 (72 3114) *Betonové prefabrikáty – Stropní systémy z trámů a vložek – Část 3: Pálené stropní vložky*, 2010
- [14] ČSN EN 1990 (73 0002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, 2004
- [15] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, 2004
- [16] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí-Část 1-1. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, 2006
- [17] ČSN EN 1996-1-1 + A1 (73 1101): *Eurokód 6, Navrhování zděných konstrukcí-Část 1-1. Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*, 2013
- [18] ČSN EN 1052-1 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku*, 1999
- [19] ČSN EN 1052-2 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 2: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu*, 2000

- [20] ČSN EN 1052-3 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku*, 2003
- [21] ČSN EN 1052-3 ZMĚNA A1 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku*, 2007
- [22] ČSN EN 1052-3 ZMĚNA Z1 (73 2320): *Zkušební metody pro zdivo – Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku*, 2011
- [23] ČSN EN 771-1 ed. 2 (73 2634): *Specifikace zdicích prvků – Část 1: pálené zdicí prvky*, 2011
- [24] DANIEL, J., LAVICKÝ, M., DRÁBEK, Z., VLNA, J. *Celokeramický zahradní domek tř. 25/03*. In *Osvědčení na průmyslový vzor. 17607*, Úřad pro vynálezy a objevy, ČSSR, 1986
- [25] DĚDEK, M. *Stavební materiály*, SNTL, Praha, 1989, 381 p., 06-035-89
- [26] DIN 1053 *Mauerwerk - Teil 4: Fertigbauteile*, 2004
- [27] DIN 4159. *Ziegel für Decken und Wandtafeln statisch mitwirken*, 1978
- [28] ERBEN, A., PETRŮJ, S. *Stavitelství I*, SNTL, Praha, 1971, 400 p., 413-33092
- [29] GARTNER, O., PROCHÁZKA, M. *Navrhování zděných konstrukcí*, Ediční středisko VUT Brno, 130 p., 1983
- [30] HENDRY, A. W. *Structural Masonry*, Second Edition, Printed in Hong Kong, MACMILLAN PRESS LTD., 285 p., ISBN 0-333-73309-6, 1998
- [31] HENDRY, A. W., SINHA, B. P., DAVIES, S. R. *Design of Masonry Structures*. Third edition of Load Bearing Brickwork Design, E.& FN Spon, Great Britain, 2001, 278 p. ISBN 0-333-79237-8
- [32] HRUBAN, K. *Navrhování konstrukcí zděných*, Nakladatelství Československé akademie věd, 212 p., Praha 1955
- [33] HOŘEJŠÍ J., ŠAFKA, J. a kol. *Technický průvodce 51. Statické tabulky*, SNTL, 1988, 684 p., 04-705-88
- [34] *Katalog cihlářských výrobků*, ČSCZ, Brno, 1985
- [35] *Katalog cihlářských výrobků*, ČSCZ a PKÚ CVKP, Brno, 1986
- [36] *Katalog cihlářských výrobků*, Cihlářské sdružení a.s. Brno, 1992
- [37] KINTLY, B. a kol. *Hrubá stavba*, SNTL, Praha, 1967, 356 p, 04-713-67
- [38] KLOUDA, J. *Chování nevyztužených zděných pilířů vystavených mimostřednímu tlaku, 1. díl*, In: in časopis Stavebnictví no 08/2016, vol. 9, 2016, p. 49 – 55, ISSN 1802-2030
- [39] KLOUDA, J., SALAJKA, V., HRADIL, P. *Chování nevyztužených zděných pilířů vystavených mimostřednímu tlaku, 2. díl*, In: in časopis Stavebnictví no 09/2016, vol. 9, 2016, p. 60 – 65, ISSN 1802-2030

- [40] KLOUDA, J., SALAJKA V., ČADA Z., HRADIL P., *Analýza chování stěn z keramických tvárníc při cyklickém zatížení s užitím podrobného FEM modelu*, In SVS FEM ANSYS UsersMeeting 2015, Hustopeče, Czech Republic: 2015. p. 77-86. ISBN: 978-80-905525-2-4
- [41] KONNERTH, J., GINDL, W., MÜLLER, U *Elastic properties of adhesive polymers. I. Polymer films by means of electronic speckle pattern interferometry*, Journal of Applied Polymer Science. 2007, 103(6), 3936-3939. DOI: 10.1002/app.24434. ISSN 00218995
- [42] KUNEŠ, M., KLOUŽKOVÁ, A., HANYKÝŘ, V. *Vliv nevratné vlhkosti roztažnosti na mechanické vlastnosti pórovité keramiky* In: Sborník ze semináře: Objemové změny pórovité keramiky, Hevlín, 2009, p. 69 - 80, ISBN 978-80-86821-54-2
- [43] LACH a kol. *Cihlářská názvoslovná příručka*, OBIS VTEI při PKÚ CVKP, Brno, 1982, p. 376
- [44] LACH, V. *Keramická příručka*, SNTL, 1958, 248 p., 05/135-138
- [45] LAVICKÝ, M. *Analýza statického chování spřažených konstrukcí s příhradovou výztuží s uvažováním vlivu dotvarování a smršťování*, disertační práce, Brno, 2000, 167 p.
- [46] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Protokol o zkoušce podle ČSN EN 1052-1. Stanovení pevnosti v tlaku*, VUT, 2016
- [47] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Protokol o zkoušce podle ČSN EN 1052-2. Stanovení pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry*, VUT, 2016
- [48] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Protokol o zkoušce podle ČSN EN 1052-2. Stanovení pevnosti zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami*, VUT, 2016
- [49] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Protokol o zkoušce podle ČSN EN 1052-3. Stanovení počáteční pevnosti zdiva ve smyku*, VUT, 2016
- [50] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Protokol o zkoušce pro analýzu montážního stavu. Zkouška únosnosti ve vlastní rovině zdiva z cihel KMB PROFIBLOK 300 BRUS spojených dvousložkovým lepidlem*, VUT, 2016
- [51] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Protokol o zkoušce pro analýzu montážního stavu. Stanovení únosnosti v tlaku zdiva s montážními podložkami*, VUT, 2016
- [52] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Technické podklady systému stěnových keramických panelů TM*, VUT, 2016
- [53] LAVICKÝ, M., PĚNČÍK, J. a kol. *Pokyny pro navrhování a provádění konstrukcí ze systému stěnových keramických panelů TM*, VUT, 2016
- [54] LORENZ, K. *Zděné konstrukce*, Vydavatelství ČVUT, Praha, 1991, 101 p., ISBN 80-01-00718-9

- [55] MATOUŠKOVÁ, D., ŠMOLDAS, L. *Konstrukce pozemních staveb I*, VUT v Brně, Brno, 1990, 187 p., ISBN 80-214-0164-8
- [56] MCKENZIE, W. M. C., *Design of Structural Masonry*, Palgrave, New York, 2001, 267 p., ISBN 0-33-79237-8
- [57] MELOUN, V. *Studie navrhování keramických prefabrikovaných konstrukcí, Vodorovné nosné dílce, svazek II*, ČSCZ GŘ Brno, 1970
- [58] MELOUN, V., VAVŘÍČEK, P., MAREK, F. *Dotvarování keramiky – vliv na přetvoření keramobetonových dílců*, VUT v Brně, FAST, 1972
- [59] MICHAJLOV, V. A., JAVORSKIJ, G. A., GIRŠTEL, B. I. *Krupnyje kirpičnyje bloki v strojitelstve*. Gosudarstvennoje izdatelstvo literatury po strojitelstvu i architekture USSR, Kyjev, 1959, 192 p., BF 24768
- [60] MOKK, L. *Montáž těžkých prefabrikátů*, SNTL, Praha, 1960, 425 p., DT 693.45
- [61] MORTON, J. *The Design of Lateralls loaded walls*, Brick Development Association, 23. p, 1986 (přístupné na [www.mbhplc.co.uk](http://www.mbhplc.co.uk))
- [62] MOSALAM, K., GLASCOE, L., BERNIER, J. *Mechanical Properties of unreinforced Brick Masonry, Section I*, Lawrence Livermore National Laboratory, LLNL-TR-417 646, 2009 (přístupné na: <https://e-report-ext.llnl.gov>)
- [63] PROKOP, M., *Keramické stěnové dílce. Závěrečná zpráva Vývojového pracoviště Stavebních závodů Praha za rok 1963*, Praha, 1963
- [64] PROKOP, M., PUME, D. *Studie navrhování keramických prefabrikovaných stavebních dílců. Stěnové dílce, svazek III*, ČSCZ GŘ Brno, 1970
- [65] Protokol kontrolně výrobní zkoušky č. 64/12/2015 pro zdicí prvky KMB PROFIBLOK 300 BRUS ze dne 1. 12. 2015
- [66] Protokol kontrolně výrobní zkoušky č. 65/12/2015 pro zdicí prvky KMB PROFIBLOK 240 BRUS ze dne 1. 12. 2015
- [67] Prospekt firmy *Kellerer Ziegelsystem*, Michael Keller GmbH, Ziegelfertigteile, Oberweikertshofen, 1990
- [68] PYTLÍK, P. *Cihlářství*, CERM Brno, 1995, p. 264, ISBN 80-214-0612-7
- [69] PYTLÍK, P. *Stavební materiály v pozemních stavbách*, CERM Brno, 1995, p. 258, ISBN 80-85867-14-1
- [70] ROBERTS, J. J., EDGELL, G. J., RATHBONE, A. J. *Handbook to BS 5628: PART 2*, A Veiwpoint Publication, 1986, 197 p., ISBN 0 86310 020 1
- [71] SAYARI, A. *Mechanical Properties of Masonry Samples for Theoretical Modeling*, 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis – Brasil, 2012, (přístupné na: [www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/2012/6B4.pdf](http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/2012/6B4.pdf))

- [72] *Sborník stavebních keramických dílců*, Oborové sdružení podniků cihlařské výroby Brno, 1964
- [73] *Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov Díl 1*, Výzkumný ústav pozemních staveb, Praha, 50 p., 1971
- [74] *Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov Díl 2*, Výzkumný ústav pozemních staveb, Praha, 195 p., 1972
- [75] *Současný výrobní sortiment keramických dílců Československých cihlařských závodů*, SIS, Praha, 1975
- [76] *Současný výrobní sortiment Československých cihlařských závodů*, ČSCZ, Brno, 1979, 542428
- [77] *Stavební ročenka 1967*, SNTL, 428 p., 1966, 04-724-66
- [78] *Studie navrhování keramických prefabrikovaných konstrukcí, Vodorovné nosné dílce, svazek I*, ČSCZ GŘ Brno, 1970
- [79] ŠMERDA, Z., MELOUN, V. *Betonové konstrukce montované*, SNTL, Praha, 1968, 172 p., 413-33602
- [80] ŠVARC, B. *Montované stavby*, SNTL, Praha, 1960, 288 p, DT 624.0337
- [81] Technický informační list *IPITHERM X 1000*, 10/2014
- [82] TP ČSCZ 110-79, JK 593 339, *Keramické dílce pro svislé konstrukce. Keramické dílce pro protihlukové stěny*, ČSBZ – GŘ a CGK n.p. Brno, 1979
- [83] *Ziegel-Montagebau*. In *Ziegel Bauberatung*, p. 125-129, 1998

## 11. SUMMARY

The habilitation thesis extends knowledge in the field of behaviour and designing of vertical panels from clay masonry units. It describes both the general issues related to wall ceramic panel constructions, and the specific system of TM wall ceramic panels, which include no reinforcements and are produced from clay masonry units fixed with two-component adhesive by an automated production line.

In order to present the general issues, the thesis introduces the development of wall ceramic constructions and describes specific characteristics of ceramic material. Apart from the general description of its properties, the text contains material properties of masonry units used for the production of bearing TM ceramic wall panels.

TM wall ceramic panels are made from a new type of masonry, whose masonry units have unfilled head joints which are only connected in the bed joint. The information on the behaviour and mechanical and physical properties of this masonry cannot be found in any materials or specialized literature. Therefore, loading tests were performed to find compressive strength and elastic modulus of the masonry, flexural tensile strength of masonry perpendicular to bed joints, flexural tensile strength of masonry parallel to bed joints, and initial shear strength of masonry. Compression testing of the masonry and its evaluation found characteristic compressive strengths and average elastic moduli. A comparison of these values with masonry strengths for the same masonry units connected with thin layer masonry mortar shows that when two-component adhesive is used, the masonry compressive strength increases by approx. 55 to 60 % and short-term elastic moduli increase by 20 %. Laterally loaded masonry tests found characteristic value of flexural tensile strength of masonry perpendicular to bed joints, and characteristic value of flexural tensile strength of masonry parallel to bed joints. A comparison of results with the standard values for masonry with masonry units connected by mortar showed unusual behaviour of masonry in bending perpendicularly to its own plane – flexural tensile strength of masonry parallel to bed joints is higher than flexural tensile strength of masonry perpendicular to bed joints. The testing values of flexural tensile strength of masonry parallel to bed joints are relatively high in comparison with the standard values for masonry with clay masonry units and general purpose masonry mortar and masonry from clay masonry units and thin layer masonry mortar. In contrast, the test values of flexural tensile strength of masonry perpendicular to bed joints are relatively small in comparison with the standard values for masonry with clay masonry units and general purpose masonry mortar and masonry from clay masonry units and thin layer masonry mortar. The initial shear strength of masonry was determined from testing samples

of masonry units KMB PROFIBLOK 240 BRUS with compressive stress. The regression line equation was used for determining average values of the initial shear strength of masonry under zero compressive stress and internal friction angle. The initial shear strength of masonry from testing samples of masonry units KMB PROFIBLOK 300 BRUS was determined by a testing method without compressive stress.

The testing procedure to determine masonry bearing capacity for loading in its own plane is not described by any standard and was chosen on the basis of expected scenarios for a potential location of support during transport and construction. The test results helped to determine the characteristic value of ultimate vertical stress and the characteristic value of ultimate bending moment. Similarly, the loading tests to determine masonry bearing capacity with the use of a plastic mounting plate had a character of a study test. The testing samples were tested for cases when the bed joint contains two mounting plates, when the bed joint contains a single mounting plate, and for comparison of the effect of mounting plates on bearing capacity of masonry in construction with the bed joint without mounting plates.

The testing samples KMB PROFIBLOK 240 showed the ratio of the limit force with two mounting plates to the limit force without mounting plates of 0.13 and the ratio of the limit force with a single mounting plate to the limit force without mounting plates of 0.10. The testing samples KMB PROFIBLOK 300 showed the ratio of the limit force with two mounting plates to the limit force without mounting plates of 0.15 and the ratio of the limit force with a single mounting plate to the limit force without mounting plates of 0.08.

The ratio of limit compression contact stresses of samples with mounting plates and the comparative limit compression contact stresses of samples with mounting plates for testing samples KMB PROFIBLOK 240 reached the value of 1.19 with two mounting plates and 1.77 with a single mounting plate. The value of the ratio of the strength for testing samples KMB PROFIBLOK 300 reached 1.19 for samples with two mounting plates and 1.21 with a single mounting plate.

Regarding the TM ceramic panels stressed by a combination of normal force and bending moment, common masonry construction procedures can be applied for the operation conditions. Interaction diagrams were used for the interpretation where the interaction points for a given eccentricity increased by second order effects represent the corresponding values of normal force and bending moment at the limit load, as well as for the interpretation where the course of the interaction diagram involves no second order effects, which are expressed in the loading effect values.

The calculation of wall panels loaded perpendicularly to its own plane differs from the calculation of common masonry constructions, since individual TM ceramic panels are



abutted and the joints are filled with PUR foam from both sides. When calculating the walls loaded by shear, it is necessary to take into account the specific behaviour of wall constructions from TM ceramic panels. Therefore, regarding the head joints in between the panels filled in with PUR foam, we neither consider the transfer of shear forces of TM panels nor their effect related to the transfer of horizontal forces.

In the construction phase TM wall ceramic panels are stressed with an unusual way for masonry – bending in its own plane. The insufficiently examined area concerns the behaviour of masonry where normal forces, due to the gap between masonry units, cannot be transferred from one masonry unit to another and their transfer is caused by shear environment formed by the connection of units in bed joints with two-component adhesive. The numeric analysis was performed for a model of a wall spandrel panel, which was tested by the finite element method in software *ANSYS 17.1 Academic Research*. In the analysis the panel was idealized with the use of a planar 2D numeric model, while considering the calculation according to the plane stress theory with the input width in the plane perpendicular to the model. Planar finite elements PLANE182 with four nodes and two degrees of freedom in each node were used for the modelling of masonry units and the layer of two-component polyurethane adhesive. The supports were considered as zero vertical displacement at the support spots.

Regarding the examined spandrel TM panel, the bearing cross section in the middle of the span is formed by a brick block of the first and the third layer. For the resistance of the construction the crucial cross-section is the dangerous cross-section given by the position of the closest head joints between the brick blocks in the middle of the span, where the bearing cross-section is only formed by a single brick block from the second layer. The courses of stresses obtained by the numeric analysis of the model by the finite elements method in plane stress theory helped to determine the locations and magnitudes of resultants of stress in compressive and tensile areas. Using these integral quantities, inner forces for the comparison with the values obtained during the idealization by the bar model were calculated. Based on the boundary conditions, the bar model was a numeric model of a simple beam with overhanging edges. The comparison of results shows that the bar model is relatively fitting for the examined case. The highest value of normal stress in dangerous cross-section determined according to the plane stress theory was used for the calculation of ultimate stress based on the non-linear course of normal stress, which can be used for dimensioning according to the of plane stress theory while considering unreduced stress values.

Considering the linear course of the bending moment value, determined from the tests for bar characteristics, ultimate linearized comparative stress was calculated, which can be

applied for the determination of a distance for support points on the bar model according to the principles of elasticity and strength.

Based on numeric analyses for a different number of masonry layers, the courses of normal stress and maximum stress show occurrence of a wavy curved flexed area in between supports in the first and second masonry layer and gradual reduction of values in the flexed area above the supports. The courses of the main minimum stress show the effect of the increasing number of layers participating in reducing the value of compressive stress. The comparison of stress values for different panel layers show that the highest absolute value of normal stress from its own weight comes from the dangerous cross-section of a panel formed with three masonry layers, where the cross-section is formed by a single brick block. Absolute stress values decrease with the growing number of masonry layers due to increasing distribution of masonry weight caused by overlapping of masonry units. Regarding the cross-sections in the first and second layer, we can see gradual stabilization of flexural normal stress value related to an occurrence of a fictitious vault pulling rod and the fact that the height of this imaginary vault is based on the distribution of loading which does not rise with increasing height of the panel. The evaluation of tests performed to determine masonry bearing capacity in relation to loading of a concentrated compression during construction with the use of plastic mounting plates Druleg® helped us determine limit compressive stresses and helped us determine ultimate strengths. Regarding the assumed maximum dimensions of TM ceramic wall panels, the loading on plates does not exceed the found designed ultimate strength values.

The outcome of sample loading tests, numeric analyses, and construction analyses came in the form of materials to produce instructions for performing and designing constructions with TM ceramic wall panels, a construction manual, and *Construction Technology Certificate* in accordance with *Regulation (EU) No 305/2011 of the European Parliament and of the Council, Construction Products Regulation (CPR)*.

General data on the development of prefabrication of wall ceramic panels and properties of ceramics contribute to extend the knowledge on this issue. Theoretical conclusions enhance the knowledge on the properties of masonry from clay masonry units connected with a polyurethane two-component adhesive, on behaviour of unreinforced construction elements from masonry with unfilled head joints, and on the impacts of those elements during construction and operation phases.

## 12. SEZNAM OBRÁZKŮ

- Obr. 1** Schéma skladby stěny celokeramických domků firmy Slavík, Hrochův Týnec.
- Obr. 2** Celokeramický zahradní domek s technologií skládané keramické stěnové konstrukce z keramických sloupků a cihelných desek HURDIS 1, návrh prototypu CGK n.p. Brno, a) perspektivní pohled, b) fotografie vystavovaného fragmentu domku na výstavě Země živitelka v roce 1986.
- Obr. 3** Schéma skladby stěny Celokeramického zahradního domku podle návrhu prototypu CGK n.p. Brno.
- Obr. 4** Základní typy sádek a) sponové, b) s nárožními držadly, c) bez spon. Převzato z [37].
- Obr. 5** Blokovaný systém. Převzato z [55].
- Obr. 6** Blokoskelet T16S. Převzato z [80].
- Obr. 7** Blokopanelový systém. Převzato z [55].
- Obr. 8** Blokopanel pro systém T 0B. Převzato [72].
- Obr. 9** Blokopanelový systém T 0B. Převzato z [72].
- Obr. 10** Jednovrstvý keramický panel. Převzato z [34].
- Obr. 11** Dvouvrstvý keramický panel. Převzato z [34].
- Obr. 12** Vrstvený keramický panel. Převzato z [34].
- Obr. 13** Ruční ukládání cihelných tvarovek CDKL při výrobě panelu s oknem. Převzato z [72].
- Obr. 14** Tvarovka s profilovým řezem. Převzato z [13].
- Obr. 15** Stěnový panel s cihelnými tvarovkami s profilovým řezem. Převzato z [67].
- Obr. 16** Protihlukový panel. Převzato z [82].
- Obr. 17** Keramický stěnový panel vyrobený ve svislé výrobní poloze. Převzato z [83].
- Obr. 18** Příklady železobetonového taženého pásu s tvarovkami U. Převzato z [83].
- Obr. 49:** Závislosti mezi tlakovým napětím a poměrným stlačením tvarovek. Převzato z [45].
- Obr. 20** Uspořádání zkoušky pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku.
- Obr. 21** Zkušební vzorek ZK1 -240 -1 a) připravený na osazení do lisu, b) osazený do zatěžovacího lisu.
- Obr. 22** Schéma zkušebních vzorků ZK1 pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku.
- Obr. 23** Vzorek ZK1-240-1 po zkoušce.
- Obr. 24** Vzorek ZK1-240-2 po zkoušce.
- Obr. 25** Vzorek ZK1-240-3 po zkoušce.
- Obr. 26** Vzorek ZK1-240-4 po zkoušce.
- Obr. 27** Vzorek ZK1-300-1 po zkoušce.
- Obr. 28** Vzorek ZK1-300-2 po zkoušce.
- Obr. 29** Vzorek ZK1-300-3 po zkoušce.
- Obr. 30** Vzorek ZK1-300-4 po zkoušce.
- Obr. 31** Uspořádání zkoušky pro stanovení pevnosti zdiva v ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry.
- Obr. 32** Schéma zkušebních vzorků ZK2 pro stanovení pevnosti zdiva v ohybu v rovině porušení kolmé na ložné spáry.
- Obr. 33** Vzorek ZK2-240-1 po zkoušce.
- Obr. 34** Vzorek ZK2-240-2 po zkoušce.
- Obr. 35** Vzorek ZK2-240-3 po zkoušce.
- Obr. 36** Vzorek ZK2-240-4 po zkoušce.
- Obr. 37** Vzorek ZK2-240-5 po zkoušce.
- Obr. 38** Vzorek ZK2-240-6 po zkoušce.
- Obr. 39** Vzorek ZK2-300-1 po zkoušce.
- Obr. 40** Vzorek ZK2-300-2 po zkoušce.
- Obr. 41** Vzorek ZK2-300-3 po zkoušce.
- Obr. 42** Vzorek ZK2-300-4 po zkoušce.
- Obr. 43** Vzorek ZK2-300-5 po zkoušce.
- Obr. 44** Vzorek ZK2-300-6 po zkoušce.

- Obr. 45** Zkušební sestava pro zkoušky pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.
- Obr. 46** Schéma zkušebních vzorků ZK3 pro zkoušky pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.
- Obr. 47** Vzorek ZK3-240-1 po zkoušce.
- Obr. 48** Vzorek ZK3-240-2 po zkoušce.
- Obr. 49** Vzorek ZK3-240-3 po zkoušce.
- Obr. 50** Vzorek ZK3-240-4 po zkoušce.
- Obr. 51** Vzorek ZK3-240-5 po zkoušce.
- Obr. 52** Vzorek ZK3-240-6 po zkoušce.
- Obr. 53** Vzorek ZK3-300-1 po zkoušce.
- Obr. 54** Vzorek ZK3-300-2 po zkoušce.
- Obr. 55** Vzorek ZK3-300-3 po zkoušce.
- Obr. 56** Vzorek ZK3-300-4 po zkoušce.
- Obr. 57** Vzorek ZK3-300-5 po zkoušce.
- Obr. 58** Vzorek ZK3-300-6 po zkoušce.
- Obr. 59** Uspořádání zkoušky pro stanovení počáteční pevnosti zdiva ve smyku.
- Obr. 60** Schéma zkušebních vzorků ZK4 pro stanovení počáteční pevnosti zdiva ve smyku.
- Obr. 61** Vzorek ZK4-240-1 před zkouškou.
- Obr. 62** Vzorek ZK4-240-1 po zkoušce.
- Obr. 63** Vzorek ZK4-240-2 před zkouškou.
- Obr. 64** Vzorek ZK4-240-2 po zkoušce.
- Obr. 65** Vzorek ZK4-240-3 před zkouškou.
- Obr. 66** Vzorek ZK4-240-3 po zkoušce.
- Obr. 67** Vzorek ZK4-240-4 před zkouškou.
- Obr. 68** Vzorek ZK4-240-4 po zkoušce.
- Obr. 69** Vzorek ZK4-240-5 před zkouškou.
- Obr. 70** Vzorek ZK4-240-5 po zkoušce.
- Obr. 71** Vzorek ZK4-240-6 před zkouškou.
- Obr. 72** Vzorek ZK4-240-6 po zkoušce.
- Obr. 73** Vzorek ZK4-240-7 před zkouškou.
- Obr. 74** Vzorek ZK4-240-7 po zkoušce.
- Obr. 75** Vzorek ZK4-240-8 před zkouškou.
- Obr. 76** Vzorek ZK4-240-8 po zkoušce.
- Obr. 77** Vzorek ZK4-240-9 před zkouškou.
- Obr. 78** Vzorek ZK4-240-9 po zkoušce.
- Obr. 79** Vzorek ZK4-300-1 před zkouškou.
- Obr. 80** Vzorek ZK4-300-1 po zkoušce.
- Obr. 81** Vzorek ZK4-300-2 před zkouškou.
- Obr. 82** Vzorek ZK4-300-2 po zkoušce.
- Obr. 83** Vzorek ZK4-300-3 před zkouškou.
- Obr. 84** Vzorek ZK4-300-3 po zkoušce.
- Obr. 85** Vzorek ZK4-300-4 před zkouškou.
- Obr. 86** Vzorek ZK4-300-4 po zkoušce.
- Obr. 87** Vzorek ZK4-300-5 před zkouškou.
- Obr. 88** Vzorek ZK4-300-5 po zkoušce, neplatná zkouška.
- Obr. 89** Vzorek ZK4-300-6 před zkouškou.
- Obr. 90** Vzorek ZK4-300-6 po zkoušce, neplatná zkouška.
- Obr. 91** Vzorek ZK4-300-7 před zkouškou.
- Obr. 92** Vzorek ZK4-300-8 po zkoušce.

- Obr. 93** Vzorek ZK4-300-8 před zkouškou.
- Obr. 94** Vzorek ZK4-300-8 po zkoušce.
- Obr. 95** Vzorek ZK4-300-9 před zkouškou.
- Obr. 96** Vzorek ZK4-300-9 po zkoušce.
- Obr. 97** Schéma zkušebních vzorků ZK5 namáhaných ve vlastní rovině.
- Obr. 98** Statické schéma vzorků ZK5-300-1, ZK5-300-2 a ZK5-300-3.
- Obr. 99** Statické schéma vzorků ZK5-300-4, ZK5-300-5 a ZK5-300-6.
- Obr. 100** Vzorek ZK5-300-1 po zkoušce.
- Obr. 101** Vzorek ZK5-300-2 po zkoušce.
- Obr. 102** Vzorek ZK5-300-3 po zkoušce.
- Obr. 103** Vzorek ZK5-300-4 po zkoušce.
- Obr. 104** Vzorek ZK5-300-5 po zkoušce.
- Obr. 105** Vzorek ZK5-300-6 po zkoušce.
- Obr. 106** Uspořádání zkoušky pro stanovení únosnosti v tlaku s montážními podložkami.
- Obr. 107** Schéma zkušebních vzorků ZK6, a) KMB PROFIBLOK 240, b) KMB PROFIBLOK 300.
- Obr. 106** Vzorek ZK6-240-1 před zkouškou.
- Obr. 109** Vzorek ZK6-240-1 po zkoušce.
- Obr. 110** Vzorek ZK6-240-2 před zkouškou.
- Obr. 111** Vzorek ZK6-240-2 po zkoušce.
- Obr. 112** Vzorek ZK6-240-3 před zkouškou.
- Obr. 113** Vzorek ZK6-240-3 po zkoušce.
- Obr. 114** Vzorek ZK6-240-4 před zkouškou.
- Obr. 115** Vzorek ZK6-240-4 po zkoušce.
- Obr. 116** Vzorek ZK6-240-5 před zkouškou.
- Obr. 117** Vzorek ZK6-240-5 po zkoušce.
- Obr. 118** Vzorek ZK6-240-6 před zkouškou.
- Obr. 119** Vzorek ZK6-240-6 po zkoušce.
- Obr. 120** Vzorek ZK6-240-7 před zkouškou.
- Obr. 121** Vzorek ZK6-240-7 po zkoušce.
- Obr. 122** Vzorek ZK6-240-8 před zkouškou.
- Obr. 123** Vzorek ZK6-240-8 po zkoušce.
- Obr. 124** Vzorek ZK6-240-9 před zkouškou.
- Obr. 125** Vzorek ZK6-240-9 po zkoušce.
- Obr. 126** Vzorek ZK6-300-1 před zkouškou.
- Obr. 127** Vzorek ZK6-300-1 po zkoušce.
- Obr. 128** Vzorek ZK6-300-2 před zkouškou.
- Obr. 129** Vzorek ZK6-300-2 po zkoušce.
- Obr. 130** Vzorek ZK6-300-3 před zkouškou.
- Obr. 131** Vzorek ZK6-300-3 po zkoušce.
- Obr. 132** Vzorek ZK6-300-4 před zkouškou.
- Obr. 133** Vzorek ZK6-300-4 po zkoušce.
- Obr. 134** Vzorek ZK6-300-5 před zkouškou.
- Obr. 135** Vzorek ZK6-300-5 po zkoušce.
- Obr. 136** Vzorek ZK6-300-6 před zkouškou.
- Obr. 137** Vzorek ZK6-300-6 po zkoušce.
- Obr. 138** Vzorek ZK6-300-7 před zkouškou.
- Obr. 139** Vzorek ZK6-300-7 po zkoušce.
- Obr. 140** Vzorek ZK6-300-8 před zkouškou.
- Obr. 141** Vzorek ZK6-300-8 po zkoušce.
- Obr. 142** Vzorek ZK6-300-9 před zkouškou.

- Obr. 143** Vzorek ZK6-300-9 po zkoušce.
- Obr. 144** Způsoby upevnění panelů na zdvihací prostředky a) ocelovými táhly, b) ocelovými vázacími páskami, c) textilními popruhy.
- Obr. 145** Přehled tvarů stěnových keramických panelů TM.
- Obr. 146** Konečný prvek PLANE 182, převzato [2].
- Obr. 147** Kontakt z konečných prvků PLANE182/CONTA172, převzato z [2].
- Obr. 148** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky a dvousložkové lepidlo.
- Obr. 149** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky.
- Obr. 150** Průběh hlavního maximálního napětí  $\sigma_I$  v prvcích modelujících cihelné bloky.
- Obr. 151** Průběh hlavního minimálního napětí  $\sigma_3$  v prvcích modelujících cihelné bloky.
- Obr. 152** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelný blok třetí vrstvy.
- Obr. 153** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelný blok prostřední vrstvy.
- Obr. 154** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelný blok první vrstvy.
- Obr. 155** Poloha a velikost výslednic normálového napětí  $\sigma_x$  v tažené a tlačené oblasti průřezu a) třetí vrstvy, b) druhé vrstvy, c) první vrstvy.
- Obr. 156** Idealizace výpočtovým modelem prostého nosníků s převislým koncem.
- Obr. 157** Průběh normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky pro panel s řadami zdiva a) čtyřmi, b) pěti, c) šesti, d) sedmi.
- Obr. 158** Průběh hlavního maximálního napětí  $\sigma_I$  v prvcích modelujících cihelné bloky s řadami zdiva a) čtyřmi, b) pěti, c) šesti, d) sedmi.
- Obr. 159** Průběh hlavního minimálního napětí  $\sigma_3$  v prvcích modelujících cihelné bloky s řadami zdiva a) čtyřmi, b) pěti, c) šesti, d) sedmi.
- Obr. 160** Zatěžovací zkouška pro stanovení počáteční pevnosti zkušebních vzorků ve smyku.
- Obr. 161** Zatěžovací zkouška pro stanovení únosnosti ve vlastní rovině zkušebních vzorků s výztužnou tkaninou.

## 13. SEZNAM GRAFŮ

- Graf 1** Vzorek ZK1-240-1, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 2** Vzorek ZK1-240-2, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 3** Vzorek ZK1-240-3, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 4** Vzorek ZK1-240-4, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 5** Vzorek ZK1-300-1, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 6** Vzorek ZK1-300-2, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 7** Vzorek ZK1-300-3, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 8** Vzorek ZK1-300-4, závislost mezi tlakovou silou a svislou deformací.
- Graf 9** Regresní přímka.
- Graf 10** Vzorek ZK5-300-1, svislý posun v polovině rozpětí.
- Graf 11** Vzorek ZK5-300-2, svislý posun v polovině rozpětí.
- Graf 12** Vzorek ZK5-300-3, svislý posun v polovině rozpětí.
- Graf 13** Vzorek ZK5-300-4, svislý posun v polovině rozpětí.
- Graf 14** Vzorek ZK5-300-5, svislý posun v polovině rozpětí.
- Graf 15** Vzorek ZK5-300-6, svislý posun v polovině rozpětí.
- Graf 16** Interakční diagram zdiva panelů TM tl. 0,240 m, délky 1 m.
- Graf 17** Interakční diagram zdiva panelů TM tl. 0,300 m, délky 1 m.
- Graf 18** Stanovení návrhových hodnot zdiva panelů TM tl. 0,250 m, délky 1 m, výšky 2,75 m pro výstřednost 0,073 m.
- Graf 19** Stanovení návrhových hodnot zdiva panelů TM tl. 0,300 m, délky 1 m, výšky 2,75 m pro výstřednost 0,103.
- Graf 20** Závislost charakteristické hodnoty smykové pevnosti  $f_{vk}$  na návrhovém napětí v tlaku  $\sigma_d$ .

## 14. SEZNAM TABULEK

- Tab. 1** Rozměry zkušebních vzorků ZK1.
- Tab. 2** Naměřené hodnoty sil zkušebních vzorků ZK1.
- Tab. 3** Pevnosti v tlaku a moduly pružnosti zkušebních vzorků ZK1.
- Tab. 4** Geometrické rozměry zkušebních vzorků ZK2.
- Tab. 5** Nejvyšší dosažené síly a způsob porušení zkušebních vzorků ZK2.
- Tab. 6** Pevnosti v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry.
- Tab. 7** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry.
- Tab. 8** Rozměry zkušebních vzorků a vzdálenosti podpor zkušebních vzorků ZK3.
- Tab. 9** Nejvyšší dosažené síly a způsoby porušení zkušebních vzorků ZK3.
- Tab. 10** Stanovení pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.
- Tab. 11** Stanovení charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami.
- Tab. 12** Rozměry zkušebních vzorků ZK4.
- Tab. 13** Nejvyšší dosažené síly a způsob porušení zkušebních vzorků ZK4.
- Tab. 14** Maximální smykové síly a pevnosti ve smyku vzorků ZK4.
- Tab. 15** Statistické hodnoty pro stanovení počáteční smykové pevnosti  $f_{vok}$ .
- Tab. 16** Geometrické rozměry vzorků a vzdálenosti podpor zkušebních vzorků ZK5.
- Tab. 17** Nejvyšší dosažené síly a způsoby porušení vzorků ZK5.
- Tab. 18** Statické veličiny zkušebních vzorků ZK5.
- Tab. 19** Stanovení charakteristické hodnoty posouvající síly na mezi porušení  $V_{Rk}$ .
- Tab. 20** Stanovení charakteristické hodnoty posouvající síly na mezi porušení  $M_{Rk}$ .
- Tab. 21** Rozměry zkušebních vzorků ZK6.
- Tab. 22** Síly při porušení  $F_{i,max}$  zkušebních vzorků ZK6.
- Tab. 23** Kontaktní napětí  $\sigma_{c,lim,i}$  při porušení zkušebních vzorků ZK6.
- Tab. 24** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku a moduly pružnosti pro maltu pro tenké spáry a pro pevnosti třídy zdicích prvků P15 podle vztahu 3.4 v ČSN EN 1996.
- Tab. 25** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku a moduly pružnosti pro maltu pro tenké spáry a pro normalizované průměrné pevnosti zdicích prvků podle vztahu 3.4 v ČSN EN 1996.
- Tab. 26** Charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku pevnosti a moduly pružnosti zdiva panelů TM zjištěné zkouškami.
- Tab. 27** Vliv okrajových podmínek na limitní boční zatížení stěny výšky 2,750 m.
- Tab. 28** Vliv okrajových podmínek na limitní boční zatížení stěny výšky 3,000 m.
- Tab. 29** Ohybové momenty uprostřed délky zkoumaného panelu.
- Tab. 30** Ohybové momenty v nebezpečném průřezu zkoumaného panelu.
- Tab. 31** Stanovení největší délky panelu L pro dva závěsné body.
- Tab. 32** Vliv počtu vrstev na hodnoty normálového napětí  $\sigma_x$  v prvcích modelujících cihelné bloky.
- Tab. 33** Hodnoty na mezi porušení soustředěným tlakem a síla od tíhy stěnového keramického panelu TM s největšími rozměry uvažovanými při výrobě.

# 15. SEZNAM ZKRATEK A VELIČIN

## Zkratky

CDm	cihla děrovaná metrického formátu
CD	cihla děrovaná (v označení cihelných tvarovek)
CDK	cihelný děrovaný kvádr
CDKL	cihelný děrovaný kvádr lehčený
CPR	Construction Products Regulation (Nařízení o stavebních výrobcích)
FEM	Finite element method
JCKD	jednovrstvý celokeramický dílec, panel z cihelných tvarovek
MKP	metoda konečných prvků
MS	montovaný skelet (v názvech skeletových montovaných systémů)
PE	polyetylen
PRA	počáteční rychlost absorpce
PUR	polyuretan
ZM	zdicí malta (v označení zdicích malt)

## Veličiny

$a$	vzdálenost podpory od okraje zkušební vzorku
$a_i$	rozměr průřezové plochy zkušební prvků
$A_b$	průřezová plocha betonových žeber
$A_c$	plocha tlačené části průřezu
$A_i$	plocha průřezu jednotlivého zkušební vzorku
$A_{dms}$	průřezová plocha zdiva se spárami bez malty včetně omítek
$A_{ms}$	plocha zděného průřezu
$A_s$	průřezová plocha výztuže
$A^*$	smyková plocha
$b$	šířka
$b_i$	rozměr průřezové plochy zkušební prvků
$d$	vzdálenost míst, kde je vnášeno zatížení
$e$	výstřednost síly $P$ k těžišti tuhosti smykových stěn
$e_a$	náhodná výstřednost
$e_e$	součet základní a náhodné výstřednosti
$e_f$	základní výstřednost
$e_i$	výstřednost v hlavě nebo patě stěny
$e_{i,mk}$	výstřednost $e_{mk}$ nebo $e_i$
$e_{init}$	počáteční výstřednost
$e_k$	výstřednost s vlivem dotvarování
$e_m$	výstřednost od zatížení
$e_{mk}$	výstřednost daná součtem výstřednosti od zatížení $e_m$ a dotvarování $e_k$
$e_\varphi$	výstřednost zvětšená o vliv vzpěru
$E$	modul pružnosti
$E_i$	sečnový modul pružnosti zkušební vzorku
$E_{mean}$	průměrná hodnota modulu pružnosti zjištěná zkouškami
$f_b$	normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdicích prvků
$f_d$	návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku
$f_i$	pevnost v tlaku zkušební vzorku
$f_k$	charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku
$f_{mean}$	průměrná hodnota pevnosti zdiva v tlaku
$f_{xli}$	pevnost zdiva v tahu za ohybu v rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami zkušební vzorku



$f_{x1k}$	charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině rovnoběžné s ložnými spárami
$f_{x1mean}$	průměrná hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení zdiva v rovině rovnoběžné s ložnými spárami
$f_{x2mean}$	průměrná pevnost v tahu za ohybu v rovině při porušení zdiva v rovině kolmé na ložné spáry
$f_{x2i}$	pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry zkušebního vzorku
$f_{x2k}$	charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení v rovině kolmé na ložné spáry
$f_{pi}$	normálové tlakové předpětí
$f_{vo}$	průměrná hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku
$f_{voi}$	pevnost zdiva ve smyku zděného zkušebního vzorku
$f_{vok}$	charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku
$f_{vd}$	návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku
$F_{Ed}$	návrhová hodnota síla od zatížení
$F_{i,1}$	zatěžovací síla při dosažení první trhliny ve zkušebním vzorku
$F_{lim,d}$	návrhová hodnota síly při porušení
$F_{lim,k}$	charakteristická hodnota síly při porušení
$F_{lim,mean}$	průměrná hodnota síly při porušení
$F_{i,max}$	největší dosažená hodnota zatěžovací síly zkušebního vzorku
$F_{pi}$	předpínací síla vyvolující ve spárách napětí v tlaku
$G$	modul pružnosti ve smyku
$g_o$	zatížení vlastní tíhou,
$h$	výškový rozměr
$h_{ef}$	vzpěrná výška stěny
$h_{min}$	nejmenší výškový rozměr
$h_w$	výška stěny
$I$	moment setrvačnosti
$k$	součinitel závislý na počtu hodnot $n$
$K$	konstanta podle Tab. 3.1. ČSN EN 1996-1-1
$K_E$	konstanta pro stanovení krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva
$l$	délka
$l_1$	vzdálenost vnějších podpor
$l_2$	vzdálenost vnitřních podpor
$l_c$	délka tlačené části stěny,
$L$	rozpětí pole prutového modelu
$L_k$	rozpětí převislého konce prutového modelu
$M$	ohybový moment
$M_{D1}$	ohybový momentu stanovený na prutovém modelu
$M_{D2}$	ohybový momentu uprostřed rozpětí stanovený z integrálních veličin modelu MKP
$M_{D1cr}$	ohybový moment stanovený na prutovém modelu v nebezpečném průřezu
$M_{D2cr}$	ohybové moment v nebezpečném průřezu z integrálních veličin modelu MKP
$M_{Ed}$	návrhová hodnota ohybového momentu od zatížení
$M_{Rd}$	návrhová hodnota momentu únosnosti
$M_{Ri}$	ohybový moment na mezi porušení zkušebního vzorku
$M_{Rk}$	charakteristická hodnota ohybového momentu na mezi porušení
$M_{R,mean}$	průměrná hodnota ohybového momentu na mezi porušení
$M_u$	ohybový moment na mezi porušení
$n$	počet hodnot
$N_{Ed}$	návrhová hodnota normálové síly od zatížení
$N_{Rd}$	návrhová hodnota normálové síly na mezi únosnosti
$N_u$	výpočtová normálová síla na mezi porušení
$P$	vodorovná síla působící na smykové stěny
$P_n$	příčné zatížení připadající na $n$ -tou stěnu
$r$	jádrová úsečka, výška vzepětí klenby

$R$	ohybově smyková tuhost
$R_{bd}$	výpočtová pevnost betonu v tlaku
$R_{dms,d}$	výpočtová pevnost zdiva se spárami bez malty v tlaku
$R_{ms,d}$	výpočtová pevnost zdiva v tlaku
$R_{ms,td}$	výpočtová pevnost zdiva v prostém tahu
$R_{scd}$	výpočtová pevnost výztuže v tlaku
$s$	směrodatná odchylka hodnot $n$ log
$t$	tloušťka
$t_u$	tloušťka vzorků pro stanovení pevnosti zdiva v tahu za ohybu
$u$	veličina pro výpočet zmenšovacího součinitele vlivu vzpěru a štihlosti
$V$	posouvající síla
$V_{Ed}$	návrhová hodnota posouvající síly
$V_{Rd}$	návrhová hodnota posouvající síly mezi porušení
$V_{Ri}$	posouvající síly na mezi porušení zkušební vzorku
$V_{Rk}$	charakteristická hodnota posouvající síly na mezi porušení
$V_{Rmean}$	průměrná hodnota posouvající síly na mezi porušení
$W$	modul průřezu
$x$	vzdálenost vyšetřovaného průřezu od (levé) podpory
$\alpha$	průměrná hodnota úhlu vnitřního tření
$\alpha_1$	součinitel pro rovinu porušení rovnoběžnou s ložnými spárami ve směru $f_{x1}$
$\alpha_2$	součinitel pro rovinu porušení kolmou k ložným spárám ve směru $f_{x2}$
$\alpha_k$	charakteristická hodnota úhlu vnitřního tření
$y_c$	dekadický logaritmus charakteristické hodnoty
$y_i$	dekadický logaritmus jednotlivé hodnoty veličiny
$y_n$	vzdálenost $n$ -té stěny od těžiště tuhosti
$y_{mean}$	průměrná hodnota dekadických logaritmů hodnot veličin
$y_{msg}$	součinitel podmínek působení vyjadřující vliv přetvoření průřezu
$\gamma_M$	dílčí součinitel vlastností materiálu
$\gamma_u$	součinitel podmínek působení vyjadřující imperfekce rozměrů
$\delta$	průhyb
$\varepsilon_i$	průměrná hodnota poměrného přetvoření jednotlivého zděného zkušební vzorku při dosažení jedné třetiny pevnosti v tlaku.
$\kappa_{lt}$	součinitel vyjadřující vliv délky zatížení
$\mu$	součinitel tření
$\nu_{k,lt}$	součinitel přetvárnosti cihelných tvarovek pro dlouhodobé zatížení
$\sigma_x$	normálové napětí
$\sigma_1$	hlavní maximálního napětí
$\sigma_3$	hlavní minimálního napětí
$\sigma_{c,lim,i}$	kontaktní napětí v tlaku při porušení zkušební vzorku
$\sigma_{c,lim,k}$	charakteristická hodnota limitního tlakového kontaktního napětí
$\sigma_{c,lim,mean}$	průměrná hodnota limitního tlakového kontaktního napětí
$\sigma_d$	návrhové napětí v tlaku působící kolmo na vyšetřovaný průřez
$\sigma_{D2,max}$	největší hodnota normálového napětí v nebezpečném průřezu stanoveného na modelu MKP
$\sigma_i$	napětí zdiva v tlaku v těžišti průřezu
$\sigma_{Rd}$	mezní srovnávací napětí
$\sigma_{Rd,lin}$	zlinearizované srovnávací napětí na mezi porušení
$\varphi$	součinitel vzpěru
$\varphi_{\infty k}$	konečná hodnota součinitele dotvarování