

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

(PROJEKTU, UMĚLECKÉHO DÍLA, UMĚLECKÉHO VÝKONU)

Jméno a příjmení: **Bc. Petr HRUŠKA**

Osobní číslo: **A17N0102P**

Studijní program: **N3607 Stavební inženýrství**

Studijní obor: **Stavitelství**

Název tématu: **Principy revitalizace panelových domů soustavy PS69**

Zadávací katedra: **Katedra mechaniky**

Z á s a d y p r o v y p r a c o v á n í :

1. Historie.
2. Charakteristika stávajícího stavu, analýza a odstranění vad a poruch.
3. Příklady revitalizací.
4. Statické a energetické posouzení.

Rozsah grafických prací: práce skládající se z výkresů a textových částí

Rozsah kvalifikační práce: úvodní část 50 - 60 stran A4

Forma zpracování diplomové práce: tištěná

Seznam odborné literatury:

1. GATTERMAYEROVÁ, Hana. Ateliérová tvorba konstrukční I: montované stěnové systémy. Praha: České vysoké učení technické, 1990.
2. Witzany, J.; PAŠEK, J.; ČEJKA, T.; ZIGLER, R. Konstrukce pozemních staveb 70 - Prefabrikované konstrukční systémy a části staveb, Praha, CZ: Vydavatelství ČVUT. 2003. 268 stran. ISBN 80-01-02656-6.
3. WITZANY, Jiří. Metodické a technické pokyny pro posuzování stavebních úprav a zásahů do nosné konstrukce panelových domů: Certifikovaná metoda. Praha, 2016.
4. Zatížení stavebních konstrukcí podle soustavy EN 1991 (Eurokódu 1): sborník přednášek, příkladů a prezentací ke školení. Praha: ČBS Servis, 2007. ISBN 978-80-87158-00-5.
5. WITZANY, J., et al. Komplexní regenerace nosné konstrukce panelových domů (14 publikací). Ministerstvo průmyslu a obchodu ČR. 1999, PZS2/04/00.

Vedoucí diplomové práce: **Doc. Ing. Jan Pašek, Ph.D.**

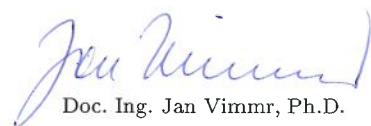
Katedra mechaniky

Datum zadání diplomové práce: **2. července 2018**

Termín odevzdání diplomové práce: **4. ledna 2019**



Doc. Dr. Ing. Vlasta Radová
děkanka



Doc. Ing. Jan Vimmr, Ph.D.
vedoucí katedry

V Plzni dne 2. července 2018

ZÁPADOČESKÁ UNIVERZITA V PLZNI
FAKULTA APLIKOVANÝCH VĚD
KATEDRA MECHANIKY
OBOR STAVITELSTVÍ

Akademický rok: 2018/2019

Diplomová práce

Principy revitalizace panelových domů systému PS 69

Vypracoval: Bc. Petr Hruška

Vedoucí práce: doc. Ing. Jan Pašek Ph.D.

Čestné prohlášení

Tímto prohlašuji, že diplomovou práci na téma „Principy revitalizace panelových domů soustavy PS 69“ jsem vypracoval samostatně, pod odborný dohledem vedoucího práce doc. Ing. Jana Paška, Ph.D. a s použitím odborné literatury v seznamu, který je součástí této diplomové práce.

V Plzni, dne 4. 1. 2019

.....

Petr Hruška

Poděkování

Rád bych tímto vyjádřil vděčnost vedoucímu mé diplomové práce panu doc. Ing. Janu Paškovi, Ph.D. za cenné rady, čas a trpělivost při konzultačních hodinách, i mimo ně. Dále bych rád poděkoval panu Ing. Lud'ku Vejvarovi, Ph.D. za poskytnutí podkladů a publikací z osobního archivu.

Anotace

Diplomová práce se zabývá panelovou soustavou PS 69. Úvod je věnován historii panelových domů a charakteristice nejrozšířenějších soustav. Dále je práce soustředěna na popis panelové soustavy PS 69 a vývoj jejích konstrukcí z průběhu výstavby.

V druhé části jsou popsány vady a poruchy panelové soustavy s rozdělením dle jejich příčiny.

Třetí část popisuje revitalizační zásady a vlivy na panelovou soustavu PS 69. Hlavní náplní této části je posouzení přetížených stropních dílců různými variacemi nových konstrukcí, jenž mohou být součástí revitalizace budov, zhodnocení a doporučení proveditelných úprav.

Klíčová slova:

Panelový dům, soustava PS 69, vývoj soustavy PS 69, revitalizace, vady, poruchy, stropní panel, statické posouzení, únosnost, průhyb, zateplení, výpočetní software.

Abstract

The diploma thesis deals with the panel system of PS 69. Introduction is devoted to the history of panel buildings and the characteristics of the most widespread systems. Further, the work is focused on the description of the panel system PS 69 and the development of its structures from the course of construction.

The second part describes defects and faults of the panel system with distribution according to their cause.

The third part describes the revitalization principles and influences on the PS 69 panel system. The main part of this section is the assessment of the overhanging ceiling elements by various variations of new constructions, which may be part of the revitalization of buildings, evaluation and recommendation of feasible modifications.

Keywords:

Panel building, PS 69 system, PS 69 system development, revitalization, defects, faults, ceiling panel, static assessment, load bearing capacity, deflection, thermal insulation, computing software.

Obsah

1	Panelové konstrukční soustavy v České republice	8
1.1	Historie výstavy panelových domů	8
1.2	Typy panelových soustav v ČR	10
1.3	Panelová konstrukční soustava PS 69	14
1.3.1	Charakteristika panelové soustavy PS 69	14
1.3.2	Období a lokality realizace	15
1.3.3	Základní popis konstrukční soustavy PS 69	15
1.3.4	Vývoj západočeské varianty panelové soustavy PS 69	22
1.3.5	Popis konstrukčních prvků panelové soustavy PS 69	23
2	Analýza vad a poruch panelové soustavy PS 69	31
2.1	Základní popis	31
2.2	Vady a poruchy nosných konstrukcí	31
2.2.1	Nejrozšířenější vady a poruchy nosných konstrukcí	31
2.2.2	Vady a příčiny poruch pro jednotlivé nosné konstrukce	37
2.2.2.1	Vady a příčiny poruch z hlediska statiky	37
2.2.2.2	Vady a příčiny poruch z hlediska tepelné fyziky	40
2.3	Vady a poruchy důsledkem nesprávného projektového řešení	41
2.4	Vady a poruchy způsobené nesprávnou montáží	42
3	Revitalizace panelových domů PS 69	45
3.1	Stavební úpravy panelových domů a jejich důsledky	46
3.1.1	Zlepšení tepelně technických vlastností obálky budovy	46
3.1.2	Revitalizace interiéru	54
3.1.3	Přítěžování nosných konstrukcí	58
3.1.3.1	Přepočet únosnosti stropního panelu P1	61
3.1.3.2	Přepočet únosnosti stropního panelu P2	67
3.1.3.3	Přepočet únosnosti stropního panelu P3	72
3.1.3.4	Skladby použitých konstrukcí do výpočtu únosnosti stropních panelů ..	78

3.1.3.5	Posouzení stropního panelu P1	83
3.1.3.6	Posouzení stropního panelu P2	98
3.1.3.7	Posouzení stropního panelu P3	101
3.1.4	Vytváření nových otvorů ve stěnových panelech.....	112
3.1.5	Schodiště a výtahy	114
3.1.6	Předsazené konstrukce	115
3.1.7	Instalace a rozvody	117

Úvod

Tématem diplomové práce jsou principy revitalizace panelových domů PS 69, jelikož panelové domy jsou stále velmi rozšířeným typem obytné zástavby v České republice, v panelových domech žije přibližně 30 % obyvatel České republiky [1]. Protože tyto budovy jistě budou součástí bydlení i na dále, přijde mi potřebné se jim více věnovat z důvodu prodloužení jejich životnosti a zvýšení komfortu bydlení na standard dnešních novostaveb.

V současnosti přibližně už 40 % panelových domů proběhlo rekonstrukcí [2], a však ne vždy správnou, tedy s takovou životností a funkčností, která by měla být, a také ne komplexní. Proto očekávám, že revitalizace panelových domů bude ještě dlouho předmětem odborných diskuzí.

Během provozu objektu se projevily vady a poruchy způsobené různými činiteli, které jsou popsány v druhé kapitole. Revitalizace by měla vést k jejím odstraněním. Cílem práce je tedy analyzovat a popsat revitalizační principy a zásady. V současné době patří zateplování a rekonstrukce bytových prostor k nejrozšířenějším zásahům do panelových objektů, proto jim je vyčleněna závěrečná část diplomové práce.

Problém s posuzování stropních panelů, a nosných konstrukcí panelových domů celkově, je to, že je dochováno minimum podkladů, proto jsem byl nucen si postup idealizovat, aby korespondoval s dostupnými podklady.

1 Panelové konstrukční soustavy v České republice

1.1 Historie výstavby panelových domů

První panelové domy se začaly stavět po první světové válce v Nizozemí. Dále výstavba začala v roce 1923 v Německu a v roce 1939 ve Francii. Výstavba panelových domů se rozšířila od konce 50. let v celé řadě dalších evropských zemí, nejvíce však v 70. a 80. letech 20. století [3]. Technologie výstavby pro svou rychlost a nižší pracnost znamenala zlepšení pracovních podmínek a v poválečné době uspokojení požadavků a vyšší dostupnost a standard bydlení v co nejkratší době.

V České republice vývoj začala snahou o zprůmyslnění stavebnictví po roce 1948. Začala se zavádět prvková, následně objemová typizace, což následně vedlo k modulové typizaci [3]. Rozvoj výstavby panelových domů v České republice probíhal od 60. let a do začátku 90. let minulého století. První experimentální stavby vznikaly v roce 1953, byl použit montovaný betonový skelet, a ve Zlíně (původně Gottwaldov) byl vystavěn první dům z celostěnových panelových dílců, který byl navržen dvojicí architektů Hynkem Adamcem a Bohumírem Kulou. Tento systém byl označován jako G 40. Panelová soustavy typu „G“ se stavěla v dalších vývojových formách až do roku 1973 a jsou stále jedním z nejrozšířenějších zástupců panelové výstavby na sídlištích v České republice [4]

Panelová soustava G 40 byla navržena jako jedna varianta bez možnosti opakovatelných sekcí. Domy byly pěti podlažní se dvěma vchody celkově o 40 bytech. Dalším typem „G“ soustavy byly objekty G 32, které byly shodné s G 40, ale byly čtyřpodlažní. Následně byl vyvinut typ G 55, který rozšiřoval půdorysné uspořádání o rohovou sekci, ale jelikož o socialistický realismus přestal být zájem, bylo postaveno jen pár objektů. Typ G 56 vznikl pouze jako experiment. Největší podíl na výstavbě měla varianta G 57 realizovaný od roku 1957. Během let výstavby prodělal mnoho změn a byl schválen jako celostátní, existuje tedy mnoha variantách dle roku a místa výstavby [4].

Následně byly navrženy experimenty soustav G 58 a G 59, které i přes své výhody nebyly realizovány. Na tom může mít svůj podíl fakt, že byl požadavek do roku 1970, postavit 1 200 000, z toho 474 000 ve státní výstavbě. Proto bylo nejspíše racionálním řešením držet se osvědčených řešení [4].

Kvůli nárokům na zvýšení dispoziční, architektonické, urbanistické kvality a odstranění příčiny závad byl zadán požadavek na zpracování nových typových podkladů bytových domů. Odpověď přišla roku 1962, kdy začala výstavba nových panelových domů typ T 06 B a T 08 B, které byly vytvořeny na základě experimentů v podobě HK 60 a HK 65. T 06 B je malorozponová soustava s osovou vzdáleností příčných stěn 3,6 m a T 08 B je velkorozponová soustava s osovou vzdáleností 6 m. Novinkou oproti G 57 je nahrnutí do dispozice i byty o třech a čtyřech pokojích [3].

Zvýšené požadavky na možnost kombinovat více modulů a volněji pracovat s jednotlivým sekcemi byly příčinou vznik nových konstrukčních soustav tzv. NKS. Soustavy se začali realizovat po roce 1972 a patří mezi ně B 70, HKS 70, BA NKS, NKS, PS 69, VVÚ-ETA a LARSEN-NIELSEN. Ze zkušeností z těchto soustav doplnily jejich řady stavební soustavy typu P. Následně rozvoj panelových domů počátkem 90. let odezníval [4].

1.2 Typy panelových soustav v ČR

V České republice se realizovalo 9 až 14 základních panelových stavebních soustav, které se dále dělily na krajské varianty. Celkem se tedy počítá s cca 67 variantami panelových domů. Nejvyšší procento zastoupení mají varianty G 57, T 06 B, T 08 B, HK 60, Larsen-Nielsen, B 70, PS 69, VVÚ-ETA a BA NKS [5].

G 57

- Rok výstavby:** 1957 – 1967
Oblast výstavby: severní Čechy
Počet podlaží: 3, 4, 5, 6, 7, 8 a 10 NP
Základní rozměry: modul příčných stěn – 3,6 m
hloubka objektu – 11,2 m
konstrukční výška – 2,85 m



Obrázek 1 – Schéma půdorysu panelové soustavy G 57 [4]

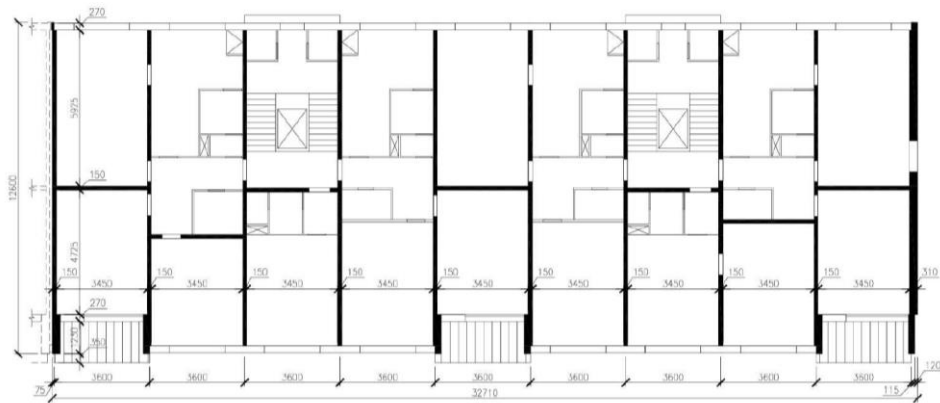
T 06 B

Rok výstavby: 1962 – 1980

Oblast výstavby: severní, střední, jižní, západní (Karlovy Vary) a západní (Plzeň) Čechy

Počet podlaží: 4, 5, 6, 8, 9, 13, 14 NP

Základní rozměry: modul příčných stěn – 3,6 m
hloubka objektu – 10,8 až 11,2 m
konstrukční výška – 2,8 m



Obrázek 2 - Schéma půdorysu panelové soustavy T 06 B [5]

T 08 B

Rok výstavby: 1962 – 1980

Oblast výstavby: severní, střední Čechy a Praha

Počet podlaží: 4, 8 NP (řadové domy); 10, 12 NP (věžové domy)

Základní rozměry: modul příčných stěn – 6,0 m
hloubka objektu – 9,6 m, 10,8 m, 12,0 m a 14,0 m
konstrukční výška – 2,8 m



Obrázek 3 - Schéma půdorysu panelové soustavy T 08 B [4]

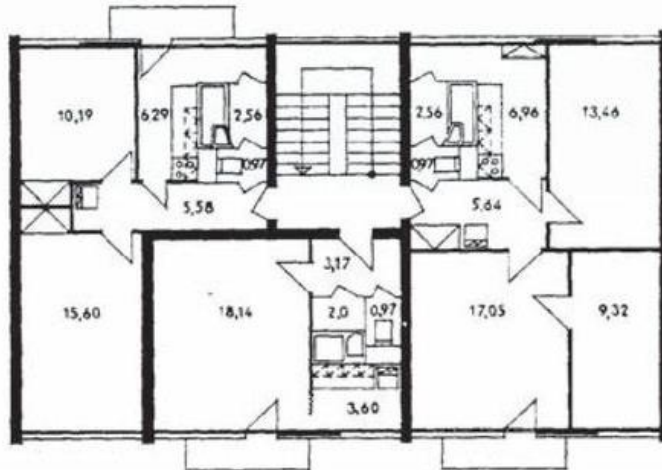
HK 60 / HK 65

Rok výstavby: 1959 – 1967 / 1969 – 1975

Oblast výstavby: východní Čechy

Počet podlaží: 5 až 13 NP (řadové domy)

Základní rozměry: modul příčných stěn – 6,25 m a 3,25 m
konstrukční výška – 2,85 m



Obrázek 4 – Schéma půdorysu panelové soustavy HK 60 [5]

VVÚ-ETA

Rok výstavby: 1973 – 1992

Oblast výstavby: střední Čechy a Praha

Počet podlaží: 4, 8 a 12 NP (řadové a bodové domy)

Základní rozměry: modul příčných stěn – 3,0 m a 6,0 m
hloubka objektu – 13,2 m až 18,0 m
konstrukční výška – 2,8 m



Obrázek 5 - Schéma půdorysu panelové soustavy VVÚ-ETA [4]

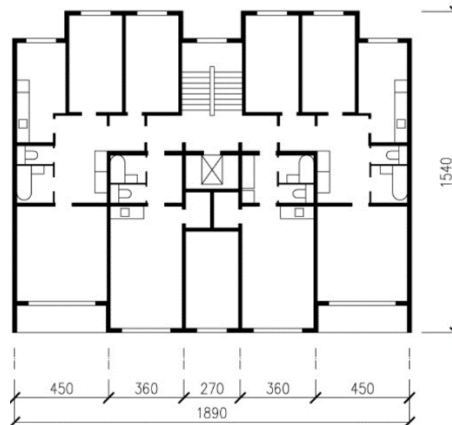
Larsen-Nielsen

Rok výstavby: 1971 - 1989

Oblast výstavby: Praha

Počet podlaží: 4, 8 a 12 NP (řadové a bodové domy)

Základní rozměry: modul příčných stěn – 2,7 m, 3,6 m a 4,5 m
hloubka objektu – od 12,6 m do 15,6 m
konstrukční výška – 2,8 m



Obrázek 6 - Schéma půdorysu panelové soustavy Larsen Nielsen [4]

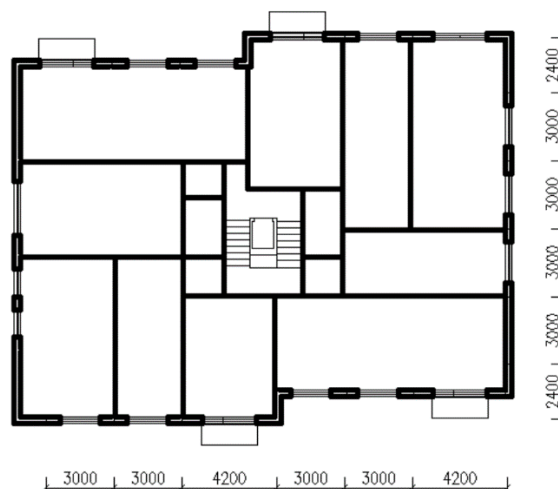
BA NKS

Rok výstavby: 1971 - 1989

Oblast výstavby: jižní a severní Čechy

Počet podlaží: 4, 8 NP (řadové domy); 12 NP (bodové domy)

Základní rozměry: modul příčných stěn – 2,7 m, 3,6 m a 4,5 m
hloubka objektu – od 12,6 m do 15,6 m
konstrukční výška – 2,8 m



Obrázek 7 - Schéma půdorysu panelové soustavy T 06 B [4]

1.3 Panelová konstrukční soustava PS 69

Následující kapitola je věnována charakteristice panelové soustavy PS69, popisu nosných konstrukcí, vývoji panelového systému, jeho revizí a variant se zaměřením převážně na západočeskou variantu panelového systému PS69.

1.3.1 Charakteristika panelové soustavy PS 69

Panelová soustava PS 69 se řadí mezi tzv. NKS (nové konstrukční soustavy), které vznikly na popud zvýšeným požadavkům na možnost kombinovat více modulů a volněji pracovat s jednotlivými sekcemi [2, 4].

Pro výstavbu domů v Západočeském a Jihočeském kraji byla určena od začátku 70. let až do ukončení hromadné panelové výstavby soustava PS 69. Konstrukčně se jedná o příčný stěnový systém doplněný podélnými ztužujícími stěnami s panelovými stropy a obvodovým pláštěm.

Průčelí jsou z nenosných panelů. U západočeské varianty je využito nejprve keramzitbetonu a následně od roku 1977 sendvičové skladby o tloušťce 270 mm. Jihočeská varianta využívá keramické obvodové panely.

PS69 má základní rozpon příčných nosných stěn 3,6 m později při revizi PS69-2E doplněný o rozpony 2,4 m a 4,8 m.

Soustavy byly z počátku řešeny jako jednosekce a v řešení obvodového pláště navazovaly na systém T 06B. Základní jednou je však dvousekce, která je nejrozšířenější variantou. Dvousekce je objekt s nejméně 7 moduly, z čehož 2 moduly jsou pro schodiště a obsahují střední podélnou ztužující stěnu. Realizováno bylo více dvousekcí v řadové zástavbě, existují též výjimečně třísekce a jednosekce, dále existují domy věžové, pilové a bodové.

Touto soustavou byla řešena výstavba pro obytné budovy, využitelné i pro ubytovací objekty a objekty podobného rázu [6].

1.3.2 Období a lokality realizace

Období výstavby: 1970 – 1991

Lokality výstavby:

Západní Čechy

Plzeň:	Bory	1970 – 1972
	Skvrňany	1970 – 1973
	Lochotín	1975 – 1980
	Bolevec	1974 – 1980
	Košutka	1982 – 1988
	Vinice	1988 – 1990

Jižní Čechy 1972 – 1989

České Budějovice: výstavba sídliště Máj, dostavba sídliště Vltava

Jihozápadní Čechy - sídliště

Praha – sídliště Lhotka, Libuš, Modřany (většinou věžové typy) [7]

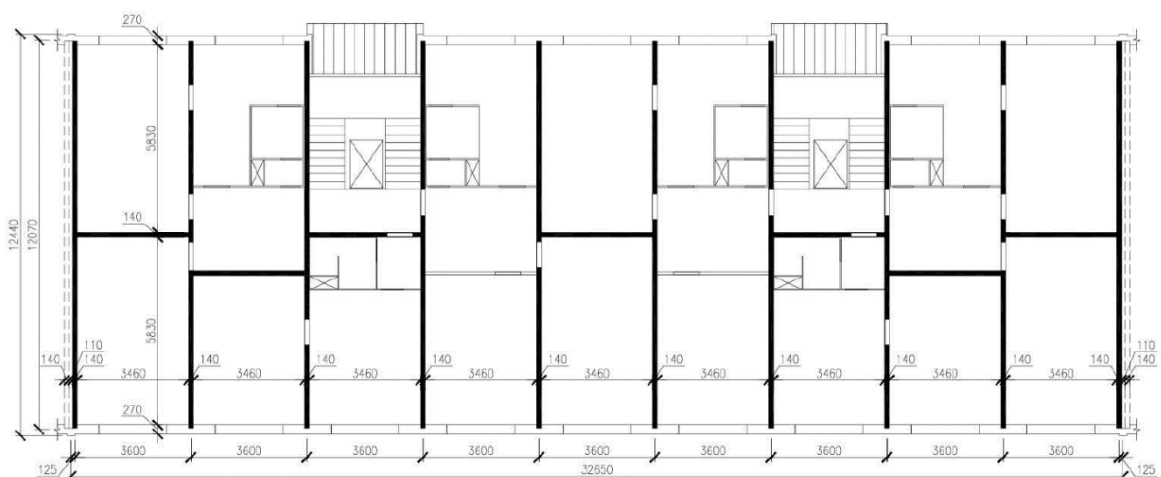
1.3.3 Základní popis konstrukční soustavy PS 69

Jihočeská varianta

Konstrukční výška	2,80 m
Světlá výška	2,62 m
Modul konstrukčního systému	2,4 m a 3,6 m, později 4,8 m
Počet podlaží	4, 6, 8, 10 a 12 NP, u všech podlažností ještě suterénní podlaží
Hloubka sekcí	od 9,6 m do 12 m
Typy objektů	- řadové (4, 6, 8 NP) - věžové (12 NP) - bodové

Západočeská varianta

Konstrukční výška	2,80 m
Světlá výška	2,62 m
Modul konstrukčního systému	3,6 m, později doplňkové moduly 2,4 m a 4,8 m.
Počet podlaží	4, 6, 8, 10 a 12 NP (max. 14 NP), u všech podlažností ještě suterénní podlaží
Hloubka sekcí	11,2 m, 12,4 m, 13,0 m, 13,2 m
Typy objektů	<ul style="list-style-type: none"> - řadové (4, 6, 8, 10 NP) - koncové (4, 6, 8, 10 NP) - dvě sekce do tupého úhlu s vyplněním plochy úhlu obvodovými panely nebo lodžiami - atypické věžové (ozn. G, 12 a 14 NP, Plzeň Lochotín a Nová Hospoda) - věžové (ozn. G, 12 a 14 NP, Plzeň Lochotín a Nová Hospoda) - pilové (ozn. P), tj. s postupně ustupujícími sekcemi (Lochotín) - bodový dům (ozn. BO, 4 NP, Plzeň-Lochotín), s garážemi v suterénu [7]



Obrázek 8 – řadový typ panelové soustavy PS 69 - Plzeň, Skvrňany [5]



Obrázek 9 - řadová sekce Plzeň Vinice (zdroj: Vlastní)



Obrázek 10 - řadová sekce zateplená, Plzeň Bolevec (zdroj: Vlastní)



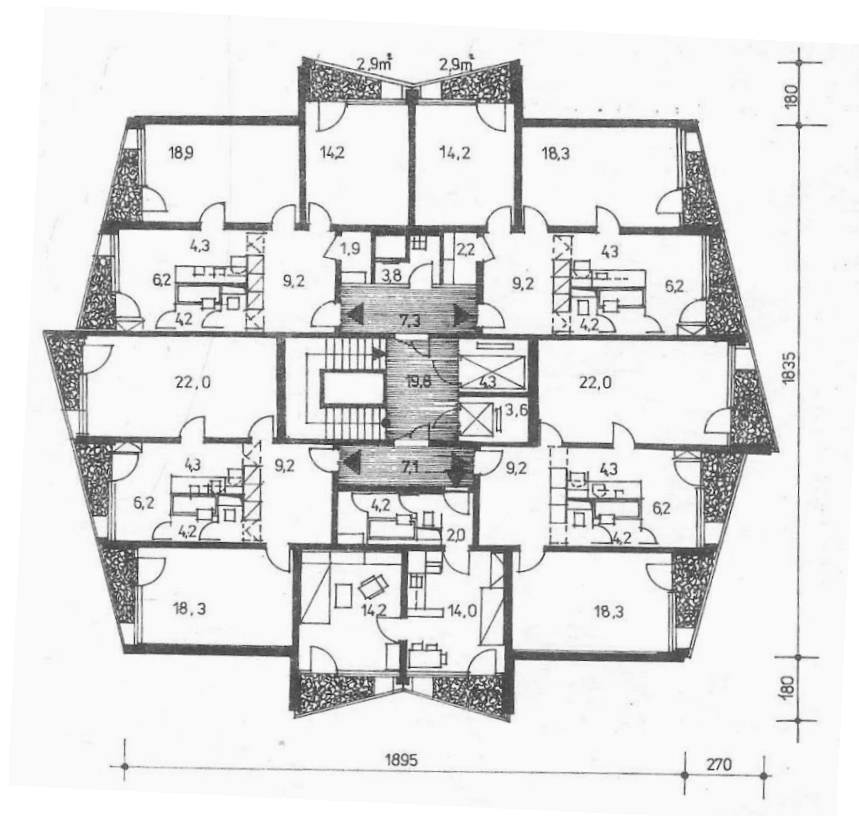
Obrázek 11 - Rohová sekce (vnitřní úhel), Plzeň Košutka (zdroj: Vlastní)



Obrázek 12 - Rohová sekce (vnější úhel s lodžiami), Plzeň Košutka (zdroj: Vlastní)



Obrázek 13 – Věžový typ, Plzeň Bory (zdroj: Vlastní)



Obrázek 14 - Půdorysné schéma, věžový typ panelové soustavy PS69



Obrázek 15 - Pilová sekce Plzeň Lochotín (zdroj: Vlastní)



Obrázek 16 - Pilová sekce Plzeň Lochotín (zdroj: Vlastní)



Obrázek 17 - Bodová sekce Plzeň Lochotín (zdroj: Vlastní)



Obrázek 18 - Bodová sekce zateplená, Plzeň Lochotín (zdroj: Vlastní)

1.3.4 Vývoj západočeské varianty panelové soustavy PS 69

Panelová soustava **PS 69** vycházela ze stavební varianty T 06B a byla využívána v letech 1971 až 1975. Byla využíváno prvků z katalogu z října roku 1969, který byl následně doplněn v červenci roku 1973. Používaly se stropní dílce o tloušťce 140 mm a průčelí dílce z keramzitbetonu.

Z varianty PS69 vychází soustava **PS 69/1**, u které se začala používat 5ti tunová technologie jeřábů, která měla za následek změnu skladby panelů pro snížení pracnosti a navýšení uživatelského komfortu. Byly používány dílce ve formě lehkých lodžiových lehkých stěn a sádkartonových příček. Při této změně nedošlo k zásadním konstrukčním a dispozičním změnám.

Významnější změny se projevily až v katalogích z června roku 1977 (aktualizovány 1980), kdy byla navržena revize soustavy PS 69 označovaná jako **PS 69/2**. K základnímu modulu 3,6 m přibýly moduly 2,4 m a 4,8 m, které byly používány s hloubkou objektu 11,2 m. U modulu 4,8 m se začalo používat celostěnových sádkartonových příček s dřevěným rámem, lehkých fasádních panelů na bázi dřeva a stropních panelů s třídou betonu IV. Nově se začalo využívat vstupních panelů na místo dozdivání vstupů. Ve skladbě dvouplášťové střechy byly zaměněny stávající betonové desky za eternitovou střešní krytinu. Půlené schodišťové stěny byly nahrazeny za celostěnové, mezipodesty se začaly ukládat na ocelové konzoly. Umakartová bytová jádra byla převážně nahrazena betonovými bytovým jádry. Stropní dílce nahradily nové o tloušťce 150 mm a stěnové panely byly nově používány o tloušťce 146 mm.

V roce 1979 vešla v platnost revize normy ČSN 730540 upravující požadavky na jednotlivé konstrukce. Pod vlivem této revize byla navržena konstrukční soustava **PS 69/2E** na základě soustavy PS 69/2. Katalog prvků byl vydán v srpnu 1982. V soustavě došlo k navýšení tepelné izolace. Na průčelí panely bylo použito 100 mm tepelně izolační vrstvy z polystyrenu, ve štítových a parapetních dílcích byla tloušťka polystyrenu zvětšena ze 40 mm na 80 mm, tím došlo ke sjednocení tlouštěk obvodových panelů na 270 mm. Dále revize určovala ve dvouplášťové střešní konstrukci izolaci z minerální plsti o tloušťce 120 mm nebo 130 mm.

Z varianty PS 69/2E byla pro období 1981 až 1985 navrhována konstrukční soustava **PS 69/3**. Tato úprava s sebou měla přinést prvky na bázi lehkých materiálů. Experimentálně byl však realizován pouze jeden objekt na sídlišti v Plzni na Lochotíně [7].

1.3.5 Popis konstrukčních prvků panelové soustavy PS 69

Západočeská varianta

Svislé nosné vnitřní konstrukce

Stěny se skládaly z celostěnových betonových dílců z betonu B 250 / B III. Výztuž se přidávala pouze do panelů opatřených otvory a pro uchycení manipulačních ok. Panely obsahovaly dutiny pro rozvody elektroinstalací. Dílce se stejně jako panely štítů a průčelí osazovaly na dva montážní šrouby, které se po zatuhnutí zálivkového betonu povolily, aby mohly stěnové dílce dosednout plnou plochou na podklad. Zálivky svislých spár, věnců a lože pro osazení stěnových panelů byly prováděny z betonu B 170.

PS 69: stěnové panely mají tloušťku 140 mm.

PS 69/2: stěnové panely mají tloušťku 146 mm. [7]

Štítové stěny

Štítové stěny byly používány ve dvou variantách skladeb panelů.

PS 69 – PS 69/2: sendvičová konstrukce o tloušťce 240 mm -> 140 mm (B250) + polystyren 40 mm + vnější monierka 60 mm.

PS 69/2E: sendvičová konstrukce o tloušťce 270 mm -> 140 mm (B250) + polystyren 80 mm + vnější monierka 50 mm; Důsledek revize normy ČSN 73 0540 z roku 1977.

Beton třídy B 250/B III odpovídá dnešní třídě betonu C16/20 dle ČSN EN 206-1. [7]

Stropní dílce

Stropní dílce jsou plně železobetonové, ukládají se nasucho na horní plochu nosných stěn, nerovnosti se upravují podkládáním úložných konzolek ocelovými plechy. Stropní panely jsou v čele zakončeny konzolkami (50 mm širokými osově vzdálenými 150 mm) s přesahem kotevních smyček pro provedení ztužujícího věnce nad nosnými stěnami. Ztužující věnec je vyztužen zálivkovou výztuží. Základní panel má skladebnou šířku

2400 mm (výrobní šířka 2390 mm). Používali se též doplňkové panely o skladebné šířce 1200 mm (výrobní šířka 1190 mm) a panely instalační s otvory pro prostup instalací. Krajní panel stropní konstrukce slouží i jako nosná konstrukce pro nenosný štítový panel.

Panely pro základní modul 3,6 m jsou provedeny z betonu třídy B 250/B III a panely pro moduly 2,4 m a 4,8 m z betonu třídy B IV

PS 69: stropní panely mají tloušťku 140 mm. Pro šířku panelu 2400 mm bylo označení S240/120/14.

PS 69/2: stropní panely mají tloušťku 150 mm. Pro šířku panelu 2400 mm bylo označení S240/120/15. [7]

Průčelní panely

Průčelní panely nadzemních podlaží se liší dle období realizace objektu.

PS 69: průčelí se skládalo z parapetních dílců z keramzitbetonu KB 60 o tloušťce 270 mm, meziokenních vložek a okenních pásů.

PS 69/2: parapetní dílce a meziokenní vložky nahradil celostěnový panel z keramzitbetonu KB 60 o tloušťce 270 mm.

PS 69/2E: Vlivem revize normy ČSN 73 0540 se začala používat sendvičová konstrukce o tloušťce 270 mm -> 140 mm (B250) + polystyren 80 mm + vnější monierka 50 mm.

Obvodový plášť z keramzitbetonu je zapuštěn 100 mm do modulové osy a sendvičový plášť 50 mm. Obvodové panely suterénních podlaží byly ze železobetonu B 250/B III o tloušťce 240 mm. Panely byly kompletizované včetně oken a oplechování [7].

Svislé ztužující podélné konstrukce

Stěnové panely se používali na celou šířku modulu. Tloušťka panelů je 150 mm. Panely se používali plné nebo s dveřními otvory [7].

Schodiště

Schodiště se používalo dvouramenné z železobetonových kompletizovaných prefabrikátů. Mezipodesty byly ukládány na gumové pásy pro zabránění přenosu kročejového hluku.

- PS 69:** mezipodesty se ukládaly na půlené stěnové dílce.
- PS 69/2:** začaly se používat celostěnnové schodišťové panely a mezipodesta se ukládala na ocelové konzoly. [7]

Lodžie

Jsou polozapuštěné a zapuštěné v hloubce 1,2 m. Podélné lodžiové stěny jsou dřevěné rámové konstrukce tl. 150 mm a jsou součástí vnitřních nosných stěn. Vnitřní stěny vystupují do exteriéru, jsou obloženy dvouvrstvými lodžiovými příločkami – vnější železobetonová vrstva a tepelná izolace. Lodžiový stropní panel je prost uložen na vystupující stěně a působí jako prostý nosník. V polozapuštěné variantě je část lodžiového stropního dílce vykonzolována. Opláštění samonosné dřevěné rámové konstrukce je z vnitřní strany z desek na bázi dřeva a z vnější strany dřevěnými latěmi [8].

Příčky

Jsou tvořeny železobetonovými panely z betonu B 170 (PS 69) a B 250 (PS 69/2) tloušťky 80 mm nebo jsou sádkartonové tloušťky 86 mm. Železobetonové příčky byly součástí hrubé stavby, panely byly kompletizované se zárubněmi a elektroinstalacemi [7].

Výtahová šachta

Šachty jsou v sekcích s 5 - 9 nadzemními podlažími umístěny mezi rameny schodiště a jsou opláštěny ocelovými sítěmi. U věžových objektů výtahové šachty ohraničené železobetonovými stěnami, mimo schodišťový prostor. Objekty do 4 nadzemních podlaží byly navrhovány bez výtahu [7].

Střecha

Střecha byla navržena jako dvouplášťová plochá se středním úžlabím. Spádování tvořili betonové trámký uložené nad stěnami po 1800 mm, kde byla vytvořena provětrávaná mezera. Velikost provětrávané vzduchové mezery se pohybuje od 20 do 160 mm a je odvětrána v atikových panelech. Tepelná izolace se používala z minerální plsti nebo z keramzitového násypu frakce 4/24 o tloušťce 180 mm.

- PS 69:** horní plášť z betonových desek o tloušťce 80 mm. Tepelní izolace z minerální plsti o tloušťce 80 mm.

PS 69/2: betonové desky byly nahrazeny eternitovou střešní krytinou. Vrstva tepelné minerální plsti byla revizí normy ČSN 73 0540 navýšena na 120 – 130 mm. [7]

Základy

Základové konstrukce byly řešeny závislosti na základových podmínkách. Založení bylo realizováno na železobetonových pasech nebo roštích, pilotách, bezroštovém zakládání objektů (např. v Mariánských lázních) nebo založení na desce (věžové, deskové objekty o 12 podlažích) [9].

Bytová jádra

Z počátku se používala jádra B3 a H3 (pro byty kategorie III a výš), a po roce 1980 je nahradila jádra B10 a H10.

- jádra typu B: umakartová bytová jádra s tloušťkou stěn 30 mm.
- jádra typu H: železobetonová bytová jádra s tloušťkou stěn 35 mm. [10]

Podlahy

Podlahové konstrukce byly použity téměř nulové. Nášlapná vrstva byla uložena a vyrovnávacím cementovém potěru, který byl proveden přímo na stropním panelu. Vnitřní vstupní prostory mají nášlapně vrstvy z kameninové nebo teracové dlažby, schodiště z litého teraca. Podlahy v bytech mají nášlapnou vrstvu z PVC kladeného na izolační podložku, celková tloušťka podlahy je 30 mm, v případě bytu v 1.NP se přidávala tepelná izolace z polystyrenu o tloušťce 15 mm pod vyrovnávací potěr. Suterénní podlahy byly tvořeny betonovou mazaninou o tloušťce 60 mm a cementovým potěrem. Nášlapná vrstva lodžii byla provedena z teracové dlažby [7].

Prostorová tuhost

Konstrukce je zajištěna soustavou příčných stěn, které jsou doplněny podélnými stěnami ve střední části objektu.

Ve vodorovné rovině je tuhost konstrukce zajištěna zmonolitněnými stropními tabulemi. Zálivková výztuž probíhá všemi příčnými i podélnými stěnami a v podélných

spárách mezi stropními panely. Výztuž věnců nad příčnými stěnami tvoří dle dokumentace dvojice profilů $\varnothing 12$ z oceli J – 10335 [7].

Ve svislých stycích stěn, kde není možno umístit žebříčky je vložena ocelová vložka a v místě stropních věnců je provedeno převázání vloženou věncovou výztuží do sousedních navzájem kolmých stěn [11].

Styky

Zálivky styků jsou kvality B 170. Stropní a stěnové panely mají tvarované boční stěny, které nevyžadují vzájemné svařování [11].

Jihočeská varianta

Svislé nosné vnitřní konstrukce

Stěny se skládali z celostěnových betonových dílců z betonu B 250 / B III o tloušťce 150 mm. Výztuž se přidávala pouze do panelů opatřených otvory a pro uchycení manipulačních ok. Panely obsahovali dutiny pro rozvody elektroinstalací. Dílce se stejně jako panely štítů a průčelí osazovali na dva montážní šrouby, které se po zatuhnutí zálivkového betonu povolily, by mohli stěnové dílce dosednout plnou plochou na podklad. Zálivky svislých spár, věnců a lože pro osazení stěnových panelů byly prováděny z betonu B 170 [7].

Štítové stěny

Štítové panely byly navrženy jako kompletizovaná sendvičová konstrukce o tloušťce 290 mm -> 150 mm (B250) + polystyren 80 mm + vnější monierka 60 mm [7].

Stropní dílce

Stropní dílce jsou plně železobetonové, ukládají se nasucho na horní plochu nosných stěn, nerovnosti se upravují podkládáním úložných konzolek ocelovými plechy. Stropní panely jsou v čele zakončeny konzolkami (50 mm širokými osově vzdálenými 150 mm) s přesahem kotevních smyček pro provedení ztužujícího věnce nad nosnými stěnami. Ztužující věnec je vyztužen zálivkovou výztuží. Základní panel má skladebnou šířku 2400 mm (výrobní šířka 2390 mm). Používali se též doplňkové panely o skladebné šířce

1200 mm (výrobní šířka 1190 mm) a panely instalační s otvory pro prostup instalací. Krajní panel stropní konstrukce slouží i jako nosná konstrukce pro nenosný štítový panel.

Panely pro základní modul 3,6 m jsou provedeny z betonu třídy B 250/B III a panely pro moduly 2,4 m a 4,8 m z betonu třídy B IV [7].

Průčelní panely

Průčelní konstrukce se skládá z parapetních a meziokeních keramických panelů o tloušťce 350 mm. U vstupů a schodišť se používali celostěnové dílce keramické o tloušťce 350 mm (u schodišť se zabudovanými prvky PSV ve schodišti).

Panely se dodávali kompletizované s vnějším povrchem TEX II, nebo meziokení vložky zasklené se vzduchovou mezerou, minerální vlnou a dřevotřískou.

Panely jsou zapuštěny o 75 mm do modulové osy [7].

Balkony (lodžie)

U jihočeské varianty se používalo zavěšených ocelových konstrukcí, které byly následně nahrazeny předsazenými prostorovými lodžiami se samostatnou konstrukcí. Předsazené konstrukce byly kotveny v úrovni keramických parapetů ke stěnám s dodatečnou výztuží [7].

Spodní stavba (suterén)

Suterénní konstrukce je montovaná z celostěnových železobetonových dílců a kompletizovaných keramických stěnových panelů [11].

Základy

Základové konstrukce byly řešeny závislosti na základových podmínkách. Založení bylo realizováno na železobetonových pasech, roštích nebo pilotách [7].

Schodiště

Schodiště bylo používané montované dvouramenné železobetonové v modulu 3,6 m. Mezipodesta byla ukládána na fixační vložku osazenou ve schodišťové stěně a k ní přivařený nosný úhelník. Podestové panely mají tloušťku 180 mm [7].

Příčky

Příčky se používali z železobetonových panelů o tloušťce 80 mm a částečně z desek Orlen tl. 50 mm [7].

Střecha

Střecha byla navržena jako dvouplášťová plochá s větranou vzduchovou mezerou a se středním úžlabím. Spádování tvořili spádové klíny o tloušťce 140 mm, na kterých jsou uloženy keramické panely. Střecha je tepelně izolována pásy pěnového polystyrenu o tloušťce 50+30 mm. Větraná mezera je odvětrávaná v atikových panelech obložených calofrigovými deskami o tloušťce 40 mm.

Na Šumavě byla používána sedlová střecha. Konstrukce krovu je tvořena ležatou stolicí, krytina je osinkocementová [7].

Výtahová šachta

Šachty jsou v sekcích s 5 - 9 nadzemními podlažími umístěny mezi rameny schodiště a jsou oplášťeny ocelovými sítěmi. U věžových objektů výtahové šachty ohraničené železobetonovými stěnami, mimo schodišťový prostor. Objekty do 4 nadzemních podlaží byly navrhovány bez výtahu [7].

Bytová jádra

Z počátku se používala jádra B3, a v pozdějších letech je nahradila jádra B9 a B10. Ve variantě PS69/2 se od roku 1988 používala silikátová jádra s tloušťkou stěn 60 mm [7].

Prostorová tuhost

Konstrukce je zajištěna soustavou příčných stěn, které jsou doplněny podélnými stěnami ve střední části objektu.

Ve vodorovné rovině je tuhost konstrukce zajištěna zmonolitněnými stropními tabulemi. Zálivková výztuž probíhá všemi příčnými i podélnými stěnami a v podélných spárách mezi stropními panely.

Ve svislých stycích stěn, kde není možno umístit žebříčky je vložena ocelová vložka a v místě stropních věnců je provedeno převázání vloženou věncovou výztuží do sousedních navzájem kolmých stěn [11].

Zálivky

Zálivky styků a spár jsou kvality B IV (330). Styky jsou svařované [11].

2 Analýza vad a poruch panelové soustavy PS 69

2.1 Základní popis

Nejrozsáhlejší příčinou poruch panelových domů jsou účinky objemových změn (teplota, vlhkost). Díky vysoké tuhosti prefabrikovaných stěnových systému vznikalo velké napětí, které bylo důvodem poruch, zejména ve styčných jednotlivých dílců, které jsou charakteristické svou nedostatečnou poddajností a únosností.

Významný podíl na vzniku vad a poruch panelových budov má nekvalitní materiál a provedení. Jedná se zejména o kvalitu prefabrikovaných dílců, kvalitu betonových zálivek a preciznost provedení styků, kvalitu tepelně izolačních materiálů, těsnících a hydroizolačních materiálů a povrchových úprav.

Vznik poruch má též za důsledek nedodržení technologických pravidel a postupů a nepřesná montáž. Hromadná výstavba typizovaných panelových soustav, které obsahovali projektové vady zapříčiněné nezalostí, zjednodušováním a podceňováním vlivů zatížení a jeho vývoje v průběhu času a pozdní reakcí na výskyt poruch mají za následek hromadný výskyt vad a poruch na realizovaných objektech [12].

2.2 Vady a poruchy nosných konstrukcí

Mezi závažné problémy patří poruchy obvodových dílců, styků a spojů obvodových dílců, kotvení obvodových dílců a vnitřní nosné konstrukce, soudržnost betonové moneirky s podkladem, předsazených konstrukcí (lodžie a balkony), které kromě běžného zatížení musejí odolávat periodickým účinkům teploty a vlhkosti a poruchy z důvodu rozdílné kvality a stáří sousedních prefabrikovaných dílců [8].

2.2.1 Nejrozšířenější vady a poruchy nosných konstrukcí

Obvodový plášť

Mezi nejrozšířenější poruchy obvodového pláště patří: porušení povrchové úpravy, karbonatace betonu a koroze kotevní výztuže monierky, porušení dílců trhlinami, porušení styků a spojů obvodových dílců. Nerovnoměrná spáry mezi obvodovými panely [12].

Poruchy bývají důsledkem nesprávných řešení obvodového pláště, jako je nedostatečná tepelný odpor konstrukce, tepelné mosty, nedostatečná vodonepropustnost a vzduchotěsnost, tepelná izolace styků a spár, nevhodně navržená skladba a povrchová úprava obvodových dílců z hlediska difúze vodních par, nedostatečná krycí vrstva výztuže.

Vady a poruchy mezi obvodovými dílci a vnitřní nosnou konstrukcí

Patří do další skupiny nejrozšířenějších vad a poruch a to zejména protože styky mezi obvodovými dílci a vnitřní nosnou konstrukcí musí přenášet jak svislé, tak vodorovné zatížení od periodických účinků teploty a vlhkosti [12]. Následně dochází k trhlinám v místě styku, skrz které může do interiéru prostupovat vlhkost z vnějšího prostředí, čehož důsledek je vznik plísní.



Obrázek 19 - Trhliny ve styku obvodových dílců a vnitřní nosné stěny v různých podlažích (zdroj: Vlastní)

Rozdílná kvalita a stáří stěnových dílců

Pokud jsou vedle sebe zabudovány dílce s různým stářím, dochází k různému smršťování a dotvarování stěnového dílce. Následkem může být vznik trhlin vlivem smykového napětí, tzn. jeden stěnový panel se vlivem zatížení a smršťování betonu zdeformuje ve svislém směru více než druhý, vznikne mezi nimi smykové napětí, které nemusí vzájemný styk vydržet, dojde ke vzájemnému posunu a tedy k porušení styku.

V případě, že je stropní panel na jedné straně uložen na dvou stěnových panelech, tak při větší svislé deformace jednoho stěnového panelu, dojde k tomu, že stropní dílec bude uložen pouze na méně deformovaném stěnovém panelu, a ten přebere zatížení od stropního panelu, které se mělo roznést do obou stěnových dílců. Dochází poté k přetížení stěnového panelu a drcení hrany panelu v místě uložení stropu. Vážné důsledky mohou vzniknout, pokud se tato chyba opakuje ve více místech nad sebou. Panely v nejnižších podlaží takové přetížení nemusí unést.

Rozdílná kvalita a stáří stropních dílců

Pokud jsou vedle sebe zabudovány dílce s různým stářím, dochází k různému průhybu od smršťování a dotvarování betonu, což může mít na následek trhliny se vzájemným styku. Popřípadě se může stát, že více prohýbaný panel bude díky vzájemnému spolupůsobení stahovat panel sousední, což má za následek změnu napjatosti panelu. Pokud dojde k takovému rozdílu průhybu, který by vážně poškodil vzájemné spolupůsobení panelů, tedy nebude docházet k redistribuci zatížení a následně dojde ke zvýšenému průhybu stropního dílce. Z důvodu zvýšeného průhybu se může stropní panel opřít do příčky pod sebou, která není na toto zatížení dimenzovaná, což má za následek její popraskání.

Poruchy lodžii

Vady a poruchy vznikají zejména kvůli nesprávnému projektovému řešení. Oblasti nejčastějších jsou styky lodžiových dílců, styky konstrukce lodžie a obvodového pláště, nedostatečné krytí výztuže, kvalita antikorozi ochrany zámečnických konstrukcí.

Jelikož jsou lodžie vystaveny teplotním vlivům vnějšího prostředí, dochází k různým objemovým změnám a dilatačním pohybům. Dilatační poruchy jsou nejvýznamnější na okrajích průčelí a v horních podlažích. Působením vlhkosti dochází často v čelech panelů

ke karbonataci betonu, koroze výztuže a může doházet k odpadávání krycí vrstvy betonu a odhalení výztuže. Tomu to faktu nijak nepomáhá navržené krytí výztuže 10 mm.

Velmi častou vadou, kterou lze vidět skoro na všech panelových domech s původním řešením lodžii, je voda, která stéká po čelech lodžiových panelů a následně dochází k odpadávání povrchových úprav.

Další poruchy vytváří konstrukce zábradlí, jelikož kotvení do nosných částí budovy neumožňovalo dilatační pohyby. Výplň z drátoskla, které bylo pevně uchyceno, vlivem teploty praskalo. U zábradlí docházelo ke korozi [13].

Závažným důsledkem u těchto konstrukcí je v první řadě snížení statické bezpečnosti.



Obrázek 20 - Odpadání vrstvy betonu vlivem vlhkosti (zdroj: Vlastní)



Obrázek 21 - Odpadání povrchové úpravy vlivem vlhkosti a stékající vody (zdroj: Vlastní)



Obrázek 22 - Trhliny vzniklé nedodržením spáry pro potřeby dilatačním pohybů (zdroj: Vlastní)

Styky nosných dílců

Z předchozího shrnutí je patrné, že styky nosných dílců jsou nejčastějším místech poruch panelových soustav. Styky jsou charakteristické nízkou poddajností a nedostatečnou únosností a poruchy se projevují nejčastěji trhlinami.

Nejčastější vady jsou: nepřesné a nekvalitní provedení, špatné provedení zálivky během montáže. [12].



Obrázek 23 - Trhlina ve styku stěnových panelů (zdroj: Vlastní)

2.2.2 Vady a příčiny poruch pro jednotlivé nosné konstrukce

2.2.2.1 Vady a příčiny poruch z hlediska statiky

Stěnové dílce

Na vzniku poruch stěnových dílců má svůj podíl zatížení svislé od stropní konstrukce, zatížení vodorovné od větru, zatížení od rozdílného dotvarování.

Chyby a vady stěnových dílců:

- sousední panely s rozdílným stářím;
- použití betonu s nedostatečnou kvalitou;
- nehomogenita betonu stěnových dílců;
- nedostatečné krytí výztuže;
- nepovolení stavěcích šroubů;
- dynamické účinky, otřesy apod.

Stropní konstrukce

Stropní konstrukce je tvořena deskami, které se ukládají na sucho, nerovnosti řeší se podkládáním konzolek ocelovými plechy. Stropní dílce jsou řešeny jako nosníkové desky. Vady stropních dílců se projevují zvětšenou deformací a následně vznikem trhlin a „drcením“ hran stěnových dílců v místě uložení dílců. Nejběžnější poruchou je vznik trhlin a rozevírání podélných spár mezi panely z důvodu nesprávného stykování, rozdílného stáří panelů, rozdílné kvality betonu, rozdílného zatížení stropních dílců.

Nejčastější vady a příčiny poruch jsou:

- nedosažení projektované kvality betonu, rozměrů a provedení a kvality výztuže;
- nedodržení konstrukčních zásad (neprobetonované styky, nedostatečné spojení protilehlé výztuže, chybné vyztužení desky, chybějící zálivková výztuž);
- dynamické účinky, otřesy apod.

Nejčastější poruchy jsou:

- nadměrný průhyb stropního dílce;
- rozdílný průhyb sousedních stropních dílců;
- porušení podélného styku stropních dílců;
- technologické trhliny od dotvarování nebo smršťování;

Svislé styky stěnových dílců

Svislý styk se skládá z přiléhajících stěnových dílců (u varianty PS69 mají stykové plochy ozuby), z vložené výztuže a stykového betonu. Svislý styk zajišťuje spolupůsobení mezi dílci a tím tedy přenos smykových a tahových sil. U jihočeské a Karlovarské (Západočeské) varianty stavební soustavy PS69 se styky na rozdíl od Plzeňské (Západočeské) varianty svařovaly.

Nejčastější příčiny poruch jsou:

- nedostatečně účinné tvarování styků ploch dílců;
- zabudování sousedních panelů o různém stáří;
- nedostatečné vyztužení styku;
- nedostatečná únosnost stykového betonu;
- nedostatečné vyplnění styku betonem, nedostatečné zhutnění, nesprávné složení stykového betonu;

K poruše svislých styků dochází převážně při překročení meze únosnosti styku ve smyku a tahovým napětím působícím kolmo na styčné plochy dílců.

Při nerovnoměrném rozdělení výztuže po výšce podlaží se zejména uprostřed výšky podlaží (převážně v oblasti kontaktních spár) mohou objevovat vlasové trhlinky z důvodu smršťování betonu dílců. Tyto trhlinky mají konečný rozvoj.

V nejnižších podlažím má na porušení styků nejčastější vliv sedání základů. Trhliny mají konečný rozvoj a dochází k nim jen zřídka. Neplatí u pilotových základů.

Vodorovné styky

Vodorovný styk „strop – strop“ se skládá z přiléhajících boků stropních dílců opatřených ozuby, stykového betonu a výztuže. Styk zajišťuje spolupůsobení jednotlivých stropních dílců, ve stropní rovině pro rozložení vodorovného zatížení na stěnovou konstrukci a ve svislé rovině pro rozložení svislého zatížení mezi jednotlivé stropní dílce.

Styk „stěna – strop – stěna“ je tvořen koncovými částmi stěnových dílců, přiléhajících čel stropních dílců, stykovým betonem, výplní ložných spár a vloženou výztuží. Styk je namáhán tlakovou silou od svislých účinků a vodorovných zatížení přenášených

vrchní částí konstrukce. Únosnost styku v tlaku z pravidla určuje maximální podlažnost systému, jelikož zpravidla určuje mezní únosnost stěn.

Nejčastější příčiny poruch jsou:

- nedostatečně účinné tvarování styků ploch dílců;
- nedostatečné uložení stropních dílců ve styku se stěnovými dílci;
- nekvalitní provedení věnce (stykového betonu) mezi čely stropních dílců;
- nedostatečná únosnost stykového betonu;
- nedostatečné vyztužení věnce.

Trhliny v podélných stycích stropních dílců mají za následek snížení tuhosti stropní konstrukce a tedy snížení prostorové tuhost celého objektu.

Nejčastější poruchou je vznik trhlin a rozevírání podélných spár mezi stropními dílci, jenž je zapříčiněn nadměrným či nerovnoměrným průhybem stropním dílcem.

Obvodové dílce

Konstrukce obvodových stěn se během používání panelové systému PS 69 vyvíjela viz. kapitola 1.3.4.

Hlavní vady a příčiny poruch obvodových dílců:

- nevyhovující vzájemné propojení jednotlivých vrstev obvodového pláště;
- nevyhovující spojení obvodové a vnitřní nosné konstrukce;
- karbonatace betonu monierky;
- koroze kotevní vyztuže.

Nejvýznamnějším problémem je porucha kotvení obvodových dílců a vnitřních nosných konstrukcí, jelikož může být narušena statická bezpečnost a mohlo by dojít k ohrožení obyvatel. V poruše může dojít korozi kotevní vyztuže, která je způsobena kondenzací vodních par [12].

Lodžie

Nejčastější vady a příčiny poruch jsou:

- nedostatečné uložení dílců, nepřesná montáž;
- nedodržení dilatačních spár viz. obr. 22;
- karbonatace betonu;

2.2.2.2 Vady a příčiny poruch z hlediska tepelné fyziky

Svislé styky vnitřních nosných konstrukcí a obvodového pláště

Trhliny mohou vznikat mezi vnitřními nosnými dílci a štítovými či průčelnými dílci, kde jsou styky namáhané objemovými změnami od účinku teploty a vlhkosti. Nejvíce jsou vlivem teploty namáhány konstrukce v nejvyšších podlažích, kde tedy vlivem cyklického zatěžování teplotou mají trhliny tendenci k trvalému rozvoji. V případě porušení svislého styku mezi podélnou stěnou v krajním poli a štítovou stěnou může dojít ke snížení tuhosti budovy v podélném směru.

V nejvyšších podlažích mohou vznikat poruchy zejména mezi stropní konstrukcí a podélnou stěnou z důvodu deformace stropní konstrukce od vlivu změny teploty.

Náchylnějším místem ke vzniku plísní vlivem tepelných mostů je horní roh objektu, jelikož se zde setkávají tři konstrukce ochlazované vlivy vnějšího prostředí, průčelní dílec, štítový dílec a stropní dílec.

Obvodové dílce

Hlavním problémem obvodových dílců jsou tepelně technické vlastnosti, které nejsou v souladu se současnými požadavky.

Hlavní vady obvodových dílců:

- nedostatečný tepelný odpor konstrukce;
- v místech tepelných mostů nízká teplota vnitřního povrchu;
- rozdílná tloušťka spár mezi obvodovými dílci, vnikání vlhkosti do interéru;
- nedostatečná vodonepropustnost, vzduchotěsnost a tepelně izolační vlastnosti styků a spojů obvodových dílců;
- nevyhovující vzájemné propojení jednotlivých vrstev obvodového pláště;
- nevyhovují spojení obvodové a vnitřní nosné konstrukce;

Základním řešením pro zlepšení tepelně technických parametrů obvodových dílců je použití vnějších zateplovacích systémů. Je však nutno analyzovat vlhkostní průběh skladbou pro zajištění funkčnosti a zajistit spolupůsobení zateplovacího systému a obvodové konstrukce.

Nejvážnějším problémem je porucha kotvení obvodových dílců, vnitřních nosných konstrukcí vlivem vlhkosti a karbonatací betonu monierky [12].

Lodžie

Vadou lodžii z hlediska tepelné fyziky jsou tepelné mosty v místě napojení na lodžiovou stěnu.

2.3 Vady a poruchy důsledkem nesprávného projektového řešení

Při vycházení ze současných požadavků uvedených v následujících Eurokódech lze považovat za nejrozšířenější projektové vady níže uvedené.

Dle EC-2 (ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí), EC-1 (ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí), EC-0 (ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí):

- nedostatečné vyztužení ztužujícího věnce a vyztužení mezi jednotlivými styky nosných stěn a stropních dílců;
- nedostatečná výztuž stropních dílců;
- chybějící příčná výztuž v patě stěnových panelů;
- nedostatečně vyztužené stěnové panely, chybějící konstrukční výztuž po obvodě panelů;
- nezahrnutí součinitele místního snížení pevnosti stykového betonu a stykové malty do návrhu;
- nemožnost dilatačního pohybu nenosného obvodového pláště vůči nosné konstrukci;
- konstrukce není navržena s ohledem na mimořádné zatížení (výbuch plynu v místnosti, náraz těžkého vozidla).
- při výpočtovém modelu nebylo použito prostorové působení;

Z důsledku nedostatečného vyztužení nemají panelové soustavy požadovanou únosnost a tuhost v horizontální i vertikální rovině, nedostatečnou tuhost a únosnost styků. Použitým hladkým stykům byla přiřazována určitá únosnost, což je v rozporu se současnými předpisy. Lze to tedy dnes považovat za projektovou vadu, jelikož je snížena tuhost celé konstrukce.

Platí pro konstrukční soustavy G 40, G 57, PS-61, HK 60 a T 06-B a T 08-B navrhované do roku 1970 [12].

Dle ČSN 73 0802 Požární bezpečnost staveb (Nevýrobní objekty) a ČSN 73 0833 Požární bezpečnost staveb (Budovy pro bydlení a ubytování):

- nevyhovující požární bezpečnost bytových jader B-2, B-3 a B-4 z důvodu vysokého podílu plastů v konstrukci (G57, T 06-B, T 08-B a HK-70 do roku 1970);
- nevyhovující požární odolnost stropních panelů z důvodu malé krycí tloušťky výztuže (G 57, T 06B, PS-69, NKS-G, B70, OPI.11);
- nevhodné povrchové úpravy schodišť u chráněných únikových cest u budov od 5 nadzemního podlaží;
- nebylo provedeno oddělení schodišťového prostoru v jednotlivých podlažích, nedostatečná požární odolnost dělicích konstrukcí a nedostatečné větrání únikových cest (u budov od 8 nadzemních podlaží) [8].

Dle ČSN 73 0540 Tepelná ochrana budov:

- nedostatečný tepelný odpor obvodových konstrukcí;
- nízké povrchové teploty vnitřních povrchů v místech tepelných mostů;
- nevyhovující celoroční bilance zkondenzované a vypařené vodní páry;
- vysoká spotřeba energie na vytápění objektu.

Dle výše popsaných poznatků je vidět, že projektové vady se týkají konstrukčních soustav projektovaných cca do 70 let. Příčinou bylo vyvíjení soustav známých pod zkratkou NKS (nové konstrukční systémy), které začalo v roce 1968 a jejich použití se datuje k roku 1972. NKS umožňovaly volněji pracovat s jednotlivými sekcemi, proto s sebou přinesli nové skladby panelů, střeš a nové výplně otvorů.

Mezi soustavy NKS řadíme: HK-70, B 70, NKS G, BA NS, PS 69, Larsen-Niesen, VVÚ-ETA a soustavy řady P [12].

2.4 Vady a poruchy způsobené nesprávnou montáží

Mezi poruchy vzniklé nedodržením technologických postupů a nepřesnou montáží patří:

Záměna panelových dílců ve skladbě nosné konstrukce

Vady jsou způsobeny nedodržením skladby nosných dílců navržené ve výkresu skladby. Docházelo k záměně dílců o stejných rozměrech, ale s jiným množstvím, druhem a rozložením výztuže nebo s rozdílnou kvalitou betonu [12].

Použití poškozených dílců

K poškození dílců docházelo při dopravě a manipulaci s dílcem, kdy bývaly často poškozovány hrany panelů, okolí vyčnívající výztuže a manipulačních háků a ok. Narušením krycí vrstvy betonu docházelo ke korozi výztuže, díky čemuž krycí vrstva odpadávala.

Dílce bývaly taktéž znehodnocovány neodborným skladováním, kdy mohlo docházet k deformacím a průhybům panelu. Tvarové změny se po zabudování projevovaly nestejnou rovinností, zvýšením výstřednosti, rozdílnými deformacemi vůči ostatním dílcům. Při zabudování deformovaného prvku mohlo docházet ke zvýšení napjatosti v dílci, tedy k využití určité části pevnosti prvku, se kterým v projektové fázi nebylo počítáno [8].

Použití dílců různého stáří

Problém nastával při rozdílné intenzitě dotvarování sousedních dílců. Mezi stěnovými dílci vznikaly přidané smykové síly, jenž měly za následek porušení svislého styku panelů. U stropních panelů docházelo z rozdílnému průhybu dílců a následně k porušení podélného styku.

Tyto poruchy mohly mít za následek přerušení interakce mezi dílci a tedy přerušení redistribuce zatížení, což mohlo vést až k přetížení určitého dílce [12].

Vady způsobené nepřesnou a chybnou montáží

Tyto vady jsou způsobeny nedodržením technologických postupů, nedodržením přípustných tolerancí a požadované geometrické přesnosti:

- nerovnoměrné výšky ložných spár, ponechání vymežovacích klínů, nedostatečný kontakt výplně ložných spár a dílců, potrhání výplně ložných spár při odstraňování přebytečné malty;
- nedostatečné vyplnění a zhutnění stykového betonu, neodborné zvlhčení stykových ploch dílců, neočistění mastnot a nečistot ze stykových ploch;
- nesprávné složení a konzistence výplně ložných spár a stykového betonu;
- nesprávné uložení a stykování spojovací a kotevní výztuže, nekvalitní a nesprávné provedení svarů;
- nedostatečné ošetření malt a stykových betonů ve stadiu tuhnutí a tvrdnutí;
- neuvolnění montážních (stavěcích) šroubů při tzv. kontaktní montáži;
- chyby v geometrické nepřesnosti: posun panelů v příčném a podélném směru, popřípadě pootočení kolem svislé osy; nedostatečné uložení stropních

dílců na nosné stěny; nedodržení svislosti stěnových dílců; vyosení stěnových dílců.

Vady lze rozdělit dle vlivu na funkční vlastnosti:

- estetické: zhoršují kvalitu povrchů a vzhled;
- statické lokální: zhoršují lokálně statické vlastnosti a mechanickou odolnost dílců;
- Statické globální: zhoršují celkovou statickou bezpečnost a stabilitu stavby.

Mezi nejzávažnější ze zmíněných vad patří vyosení a nedodržení svislosti stěnových panelů, nedodržení předepsaného uložení stropních dílců, nekvalitní provedení výplní spár a stykových betonů, nesprávné provedení výztuže styků a kotvení výztuže [12].

3 Revitalizace panelových domů PS 69

Možných revitalizačních zásahu je nepřehledné množství. Tato práce popisuje nejběžněji používané. Podrobný pohled poskytne na zatěžování stropních panelů a na zásady zateplení.

Panelové domy byly navrhovány s životností 75 – 85 let, dnes tedy dosahují přibližně 25 až 70 % své životnosti [12]. V současnosti tudíž dochází k úpravám panelových domů za účelem odstranění vad, zvýšení technické životnosti a bezpečnosti, prodloužení ekonomické životnosti, snížení spotřeby energií a zvýšení komfortu užívání a morální životnosti.

Nejčastějšími zásahy jsou statické sanace konstrukcí, zlepšení tepelně technických vlastností obálky budovy (zateplení fasády, střechy, výměna výplní otvorů), oprava lodžii (balkonů), rekonstrukce bytových jader, změna dispozice bytů vytvořením nových příček a otvorů ve stávajících stěnách, výměna instalací a výtahů.

V současnosti je dotčeno určitým rozsahem rekonstrukce více než 75 % panelových domů. K rekonstrukci je však nutno přistupovat komplexně, což dle studie Panel SCAN 2009 nebylo pravidlem, viz. tabulka 1. Z té lze vyvodit, že až 40 % již zrekonstruovaných domů bude muset v budoucnu podstoupit kvalitní a komplexní rekonstrukci. Procento panelových objektů, jenž mohou být předmětem revitalizace, se tedy razantně navyšuje.

Tabulka 1 - efektivnost rekonstrukcí b. j. provedených v letech 1992 až 2009 pro jednotlivé revitalizační úkony [2]

Skupina	Dotčených b.j.	Nesprávně provedených rekonstrukcí v %	Počet nesprávně provedených rekonstrukcí	Počet plnohodnotně opravených b.j.
Statické sanace	521 017	40%	208 407	312 610
Oprava lodžii	328 865	20%	65 773	263 092
Zateplení	475 878	20%	95 176	380 702
Okna	544 481	25%	136 120	408 361
Střecha	450 553	25%	112 638	337 915

3.1 Stavební úpravy panelových domů a jejich důsledky

3.1.1 Zlepšení tepelně technických vlastností obálky budovy

Během let výstavby panelové soustavy PS 69 se zlepšovaly tepelně technické vlastnosti stěn, na což měla největší vliv revize normy v roce 1977 [7]. Z hlediska dnešní legislativy je však obálka panelových domů PS 69 nevyhovující.

Vliv zateplení

Zateplení zvyšuje kvalitu budovy a zvyšuje pohodu pro uživatele. Většinou je základním důvodem pro zateplení finanční úspora na vytápění, ale správně provedené zateplení zvyšuje životnost objektu i to technické stránce.

Přidáním další tepelně izolační vrstvy se sníží součinitel prostupu tepla a tepelné ztráty objektu, tím pádem se sníží spotřeba energie na vytápění a v případě výměny otopných těles, otopné soustavy a zdroje tepla lze volit hospodárnější, menší a tím pádem levnější prvky.

I přesto, že po revizi normy v roce 1977 byla navýšena tloušťka tepelné izolace, může docházet ke kondenzaci vodní páry na vnitřním povrchu konstrukce, což má za následek tvorbu plísní, které jsou zdravotně závadné pro obyvatele domu. Charakteristická místa pro vznik plísní jsou tepelné mosty ve stycích obvodových panelů na stropní panely a na příčné nosné stěnové panely. Dodatečným zateplením dochází k posunu rosného bodu směrem do exteriéru, a tedy zvyšuje teplotu vnitřního povrchu konstrukce. Podle dnešní legislativy musí skladba konstrukce vyhovět z hlediska roční bilance zkondenzované a vypařitelné vodní páry.

Zateplovací systém chrání stávající obvodové konstrukce před vnějšími vlivy, tedy dokáže prodloužit jejich životnost. Zabraňuje zatékání vody do spár mezi panely, do trhlin vzniklých během životnosti stavby, a celkově snižuje riziko karbonatce výztuže. Zmenšuje dilatační pohyb dílců vlivem nižšího rozdílu teplot, což zapříčiňuje snížení napětí v konstrukci, a tedy snižuje riziko porušení konstrukce trhlinami.

Zateplení chrání průchod chladu k hlavní akumulární vrstvě skladby, keramzitbetonová nebo betonová stěna, tedy naakumulované teplo se v konstrukci udrží déle.

Novou obálkou budovy vzniká i nový vzhled, který při správném provedení zvyšuje architektonickou kvalitu budovy a jejímu okolí, což určitě zpříjemňuje pohodu bydlení. V praxi se však setkáváme i s velmi necitlivým přístupem k vizuální stránce budovy.

Všechny zmíněné superlativy platí ovšem pouze v případě, kdy je objekt zateplen kvalitně. V opačném případě může dojít ke snížení životnosti stavby. Zateplení se musí navrhovat minimálně s na 20 let životnosti, kvůli finanční návratnosti.

Zateplení stěn

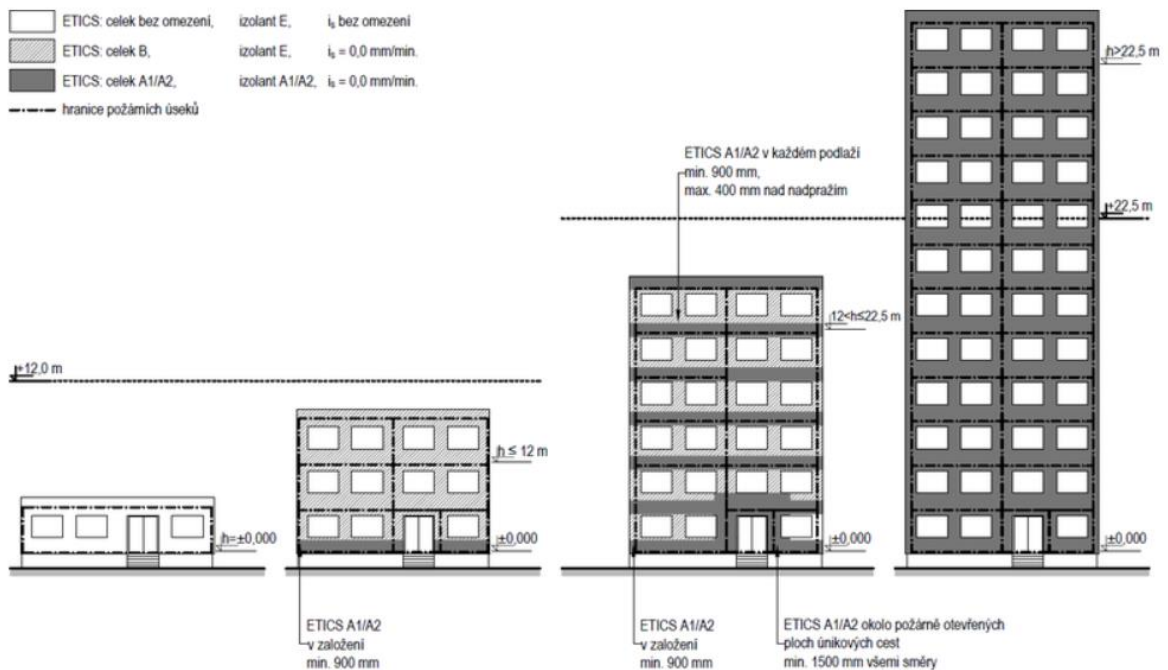
Základní úpravou pro zlepšení tepelně technických je zateplení vnější obálky budovy. Původní skladby obvodových konstrukcí nedosahují požadovaných hodnot součinitele prostupu tepla dle ČSN 73 0540, proto je při revitalizaci objektu potřeba jejich tepelně technické vlastnosti zlepšit přidáním dodatečné tepelně izolační vrstvy. Nejčastěji je to prováděno pomocí kontaktního zateplovací systému.

Před zateplením objektu je nutné posoudit stávající obálku budovy pomocí stavebně technického průzkumu, jelikož zateplení objektu brání vizuální kontrolu stavu obvodových panelů.

Zateplení objektu se musí řídit dle několika hledisek, jelikož je na výběr z více materiálových variant. Používá se zejména expandovaný/extrudovaný polystyren, nebo minerální vata. Každý z materiálů má své výhody a nevýhody, je tedy potřeba komplexně zhodnotit podmínky pro zateplení.

Požární bezpečnost staveb z hlediska zateplení

V roce 2016 začala platit nová aktualizace normy ČSN 73 0810:2016, která upravuje použití hořlavého a nehořlavého materiálu kontaktního zateplovacího systému (ETICS, z angl. External Thermal Insulation Composite System). Po revizi již norma nerozlišuje novostavby a stávající objekty, a definuje 4 pásma požární výšky.



Obrázek 24 - výškové požadavky na ETICS z hlediska požární bezpečnosti

Základním požadavkem je použití nehořlavého zateplovacího systému dle požární výšky objektu (tj. výška od čisté podlahy prvního nadzemního podlaží k čisté podlaze posledního užitného podlaží).

První pásmo $h = 0$ m pro jednopodlažní objekty se řešených panelových systémů netýká. Může být použit tepelný izolant s třídou reakce na oheň nejhůře E.

Do $h \leq 12$ m musí být použita izolační vrstva s třídou reakce na oheň nejhůře třídy E, může být tedy použit polystyren. Celá skladba zateplovacího systému musí být nejhůře třídy reakce na oheň B. ETICS musí být kontaktně spojen se zateplovanou konstrukcí. Index šíření plamene po povrchu musí být nulový.

Pro 12 m $< h < 22,5$ m musí být použita izolační vrstva s třídou reakce na oheň nejhůře třídy E, může být tedy použit polystyren. Celá skladba zateplovacího systému musí být nejhůře třídy reakce na oheň B. ETICS musí být kontaktně spojen se zateplovanou

konstrukcí. Index šíření plamene po povrchu musí být nulový. Jednotlivá podlaží musí být oddělena požárním pruhem s izolantem třídy reakce na oheň A1 nebo A2 (používá se minerální vata). Pruh musí mít výšku minimálně 900 mm a musí začínat maximálně 400 mm nad nadpražím otvorů daného podlaží (platí i to atiku na posledním nadzemním podlažím) a musí být po celém obvodu objektu.

Pro $h > 22,5 \text{ m}$ musí být použita izolační vrstva s třídou reakce na oheň nejhůře třídy A2. ETICS musí být kontaktně spojen se zateplovanou konstrukcí. Index šíření plamene po povrchu musí být nulový.

Další požadavek na volbu zateplovacího systému má způsob založení izolantu.

Pokud je tepelný izolant založen pod úrovní terénu a dále pokračuje do vyšších podlaží o stejné tloušťce, pak do výšky 1000 mm nad terén stačí izolant s třídou reakce na oheň E. Nad tuto hranici je použit izolant dle požární výšky objektu. Pokud se nad terénem tloušťka izolantu zvyšuje a změna tloušťky se provede jako systémové uskočení (bez zakládací lišty), nemusí být zřizován požární pás a postačí řešení jako ve variantě bez uskočení. V případě použití zakládací lišty pro nové založení izolantu je třeba zřídit požární pás z izolantu o třídě reakce na oheň A2 o výšce alespoň 900 mm. Pás musí být nejvýše 1000 mm nad terénem. Pod pásem postačí izolant o třídě reakce na oheň E.

Pokud je tepelný izolant založen nad úrovní terénu pomocí zakládací lišty izolantu, je třeba zřídit požární pás z izolantu o třídě reakce na oheň A2 o výšce alespoň 900 mm.

Volba materiálu tepelného izolantu závisí ještě na další požadavcích, které ale už neovlivňují tak velkou plochu, většinou jde o řešení detailů.

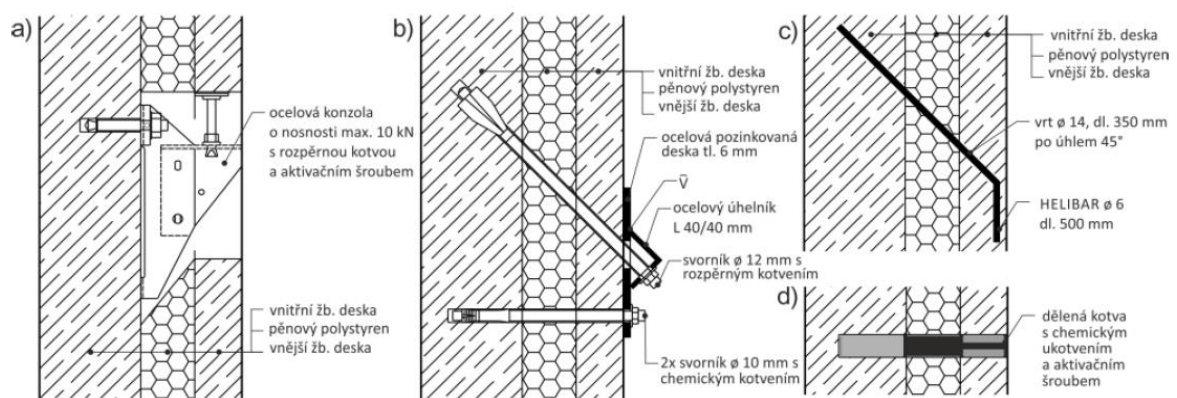
Stav stávající konstrukce

Před zateplením objektu je nutné posoudit stav stávající obvodové konstrukce pomocí stavebně technického průzkumu.

Trhliny v panelech je třeba zainjektovat, popřípadě zacelit například stehováním. U varianty PS69/2E, kde je použita vnější betonová monierka, pokud je již zasažena karbonatací, je nutné nejprve provést sanaci. V případě, že jsou monierky silně porušené, nebo je kotevní výztuž napadena korozí, stojí za zvážení kompletní odstranění vnějších

pohledových desek a následné zateplení. Tato varianta je sice technologicky, časově a finančně náročnější, ale lze důkladně posoudit stav původní tepelně izolační vrstvy a původní nosná konstrukce bude odlehčena, a tedy v případě použití těžší izolační vrstvy jako je minerální vata, nebude nárůst zatížení tak razantní. Pokud monierka bude zachována je nutno posoudit její soudržnost s nosnou konstrukcí, posoudit přetížení zateplovacím systémem a popřípadě kotvení monierky doplnit. Na přetížení má velký vliv použitý zateplovací systém. Variantou, která by nejméně zatěžovala stávající konstrukci a kotvení monierky, je bezkontaktní zateplení s vlastním základem, ale dle aktualizace normy ČSN 73 0810 v roce 2016 musí být zateplovací systém kontaktně spojen se zateplovacím podkladem i v případě požárního výškového pásma $h \leq 12$ m, kam se řadí i nejnižší 4 podlažní varianty panelového systému PS 69.

Dodatečné kotvení lze v ideálním případě provést pomocí (viz. obr.25): a) Osazení vnější desky sendvičového dílce na konzolu, b) přikotvení desky sendvičového dílce soustavou ocelových svorníků, c) přikotvení desky sendvičového dílce výztuží, d) přikotvení vnější desky sendvičového dílce dělenou kotvou [12].



Obrázek 25 - Variace dodatečného kotvení monierky [12]

Běžně se však používají chemické kotvy utažené přes ocelovou roznašecí desku.

Z tohoto hlediska se jeví nejvýhodnější použití polystyrenu, které je však omezeno dalšími činiteli popsány v této kapitole.

Enviromentální hledisko

Na environmentální hledisko se musíme dívat ze strany výroby materiálu, tak na jeho odstranění.

Při použití zateplovacího systému je spotřebováno velké množství energie pro těžbu, zpracování surovin, pro výrobu, dopravu a realizaci, což je označováno jako svázané množství energie. Tato energie je spjata s tvorbou CO₂. Z environmentálního hlediska má tedy smysl použít zateplovací systém pouze v případě, že v průběhu životnosti stavby množství ušetřených emisí CO₂ převyší CO₂ vyprodukované díky svázané spotřebě energie.

Množství svázaných emisí závisí na materiálu použitého tepelně izolačního systému. Výroba minerální vlny vyprodukuje téměř čtyřikrát větší množství CO₂ (241,08 kg/m³) než expandovaný polystyren (60,30 kg/m³) [14].

Na druhé straně by pro minerální vatu měla mluvit vyšší životnost, která dle výrobců by při správném zabudování měla vydržet minimálně po celou životnost stavby. Toto tvrzení však vyvrací praxe. Jelikož častou používanou deskou s kolmými vlákny mají malou pevnost v tahu, následně v omítce mohou vznikat trhliny a k vatě se dostane voda. Potom se životnost systému velmi snižuje. Používají se i desky s podélnými vlákny, ty mají pevnost v tahu vyšší, ale zároveň se zvyšuje jejich difuzní odpor, což je jedna z předních hodnot minerální vaty.

Oba dva popisované materiály jsou recyklovatelné, ale problém tvoří separace od odpadních látek, se kterými se materiál během své životnosti spojil, takže dosloužilý materiál končí většinu na skládkách.

Technologie

Z hlediska technologie je náročnější použití minerální vaty, jelikož je nasákavější, těžší, s čímž je spojena horší manipulace, vzniká při aplikaci více odpadu a je třeba používat ochranné prvky při manipulaci kvůli dráždivosti vláken. Výsledkem bude aplikace časově náročnější.

Zhodnocení

Je třeba vzít v úvahu, že při zateplování panelového domu se jedná plochu o stovkách metrů čtverečních. Tedy finanční hledisko je jednoznačně pro použití polystyrenu, materiál a aplikace je levnější, zateplení je rychlejší, tím pádem například cena za pronájem lešení se sníží. Méně zatěžuje stávající konstrukci. Troufám si říct, že i z hlediska ochrany životního prostředí je dnes polystyren výhodnější, jelikož výroba je dle svázaných emisí CO₂ šetrnější, při aplikaci vzniká méně odpadu, při správné aplikaci výrobci dnes už často garantují vlastnosti materiálu minimálně na 50 let. Polystyren je recyklovatelný, jediný problém je v separaci vrstev, se kterými byl polystyren po dobu výstavby spojen, ale věřím, že během 50 let životnosti s dnešní rychlostí vývoje v oblasti ochrany životního prostředí se najde efektivnější způsob recyklace.

Z technického hlediska má minerální vata své výhody. V případě požární bezpečnosti staveb má lepší vlastnosti díky reakci na oheň. Lépe akusticky izoluje, což je vhodné brát v úvahu pro použití u frekventovaných dopravních toků. Je difuzně otevřená, tedy je vhodnější v pro odvod vlhkosti z konstrukcí.

Nelze určit nejlepší zateplovací systém, návrh závisí na mnoho faktorech, proto je třeba nahlížet na revitalizaci komplexně.

Zateplení střechy

Střecha byla navržena jako dvouplášťová plochá se středním úžlabím. Spádování tvoří betonové trámký uložené nad stěnami po 1800 mm, kde je vytvořena provětrávaná mezera, která je odvětrávána v atikových panelech. Tepelně izolační vrstva tvořila minerální plst' o tloušťce 80 mm a následně u varianty PS 69/2 o tloušťce 120 – 130 mm [7].

Volba metody zateplení střešní konstrukce je závislá na stávajícím stavu původní skladby. Pokud jsou poškozeny spádové prahy, střešní desky, tepelná izolace (například zatečením), nebo je nemožné zvýšit atiku, nebo jinak navyšovat tloušťku konstrukce, je vhodné demontovat svrchní plášť, popřípadě i tepelnou izolaci. Následně zateplit a použít novou hydroizolační vrstvu a střešní krytinu. Tato varianta je velmi technologický náročná, jelikož při rekonstrukci nesmí zatéct do konstrukce. Proto je vhodná pouze, pokud jsou pro ni dostatečné důvody.

Pokud je stávající konstrukce v pořádku, je nejjednodušší použití zateplovacího systému na původní střešní skladbu. Při tomto postupu je nutné uzavřít větrací otvory v atikových panelech. Většinou zároveň proběhne zateplení stěn objektu, při kterém se otvory utěsní a zateplí se celá atika. Vznikne tedy ve skladbě uzavřená vzduchová mezera, která následně funguje jako expanzní vrstva vlivem teplotních změn. Pro vyrovnání vnějšího a vnitřního tlaku se doporučuje použití expanzních trubiček. Tato varianta způsobuje značný nárůst tloušťky skladby, tudíž je ve většině případů nutné zvyšovat atiku.

Další variantou je použití foukané izolace. Většinou se používají izolanty na bázi skelných vláken, celulózových vláken a polyuretanové pěny. Nejprve je nutné zřídít otvory pro aplikaci izolace. Problémem je, že nelze zajistit rovnoměrné rozprostření izolační vrstvy. U panelové soustavy PS 69 nastává problém, jelikož po zateplení nevyhoví minimální tloušťka vzduchové mezery dle ČSN 73 1901. Proto se praktikuje, že v místech otvorů vytvořených pro aplikaci foukané izolace se nainstalují větrací hlavice, které budou spolu s otvory v atikových panelech zajišťovat prodění vzduchu. Při použití této varianty je potřeba ověřit stav svrchní konstrukce včetně hydroizolační vrstvy a určit jejich životnost kvůli finanční návratnosti. Tento typ zateplení je ekonomicky nevýhodnější, ale nejméně efektivní, kvůli malé maximální tloušťce tepelné izolace a jejího nerovnoměrného rozložení.

Výměna oken

Původní okna se používala dřevěná zdvojená a osazovala se už ve výrobě. Obvodové panely s okenními výplněmi se dodávali na stavbu kompletizované. Okna byla nekvalitní a z dnešního hlediska velmi neúspěšná. V dnešní době však už zbývá jen malé procento domů bez vyměněných oken.

Dle aktuálně platné normy ČSN 73 0540 jsou potřebné hodnoty součinitele prostupu tepla:

- požadované hodnoty: $U_{N,20} = 1,5 \text{ W/m}^2\text{K}$
- doporučené hodnoty: $U_{rec,20} = 1,2 \text{ W/m}^2\text{K}$
- hodnoty pro pasivní domy: $U_{pas,20} = 0,8 - 0,6 \text{ W/m}^2\text{K}$

Problémem výplní okenních otvorů je kondenzace vodních par, která závisí na vnitřní povrchové teplotě. Nejslabším oken, jsou rámečky zasklení. Tato problematika je však už moderními výplněmi řešitelná. Důležitým prvkem při instalaci nového okenními

otvoru je provedení v napojení na obvodový plášť. Tento detail se řeší tepelně izolační vrstvou přes část obvod rámu výplně okenního otvoru. Vliv na kondenzaci má vlhkost vnitřního prostředí, čím vyšší je vlhkost, tím je větší pravděpodobnost výskytu kondenzace. V tomto případě je to potřeba řešit větráním.

Moderní výplně okenních otvorů jsou navrhovány s vysokou těsností, což je výhodné pro snížení teplených ztrát a pro lepší zvukovou neprůzvučnost. Ale utrpěla tím přirozená výměna vzduchu v místnostech, se kterou bylo počítáno i pro potřebu plynových zařízení využívaných v těchto domech. Nejčastěji je to řešeno nuceným větráním okny, což je ale značně neekonomické a neekologické, jelikož tímto typem výměny vzduchu jsou vytvořeny největší tepelné ztráty. Ideální alternativou je instalace systému umělého větrání. Například nucené větrání s rekuperací, nebo podtlakového větrání.

Při požadavku dosažení hodnoty průměrného součinitele prostupu tepla pro pasivní domy je nutnost umístit okenní otvor do roviny nového zateplené objektu. Toto řešení má za následek snížení rizika vzniku tepelného mostu a zmenšení vnějšího ostění, které by při zateplení omezovalo přístup světla do interiéru. Toto řešení je však potřeba aplikovat na všechny bytové jednotky.

Ideálním řešením v poměru cena/výkon je umístění nového okna na původním místě. Použití okna s izolačním dvojsklem a plastovým rámem. A tepelný most v místě styku rámu okna a obvodové panelu zajistit tepelnou izolací.

3.1.2 Revitalizace interiéru

Podlahová konstrukce

Podlahy v panelových soustavách byly navrhovány tako téměř „nulové“. Skladba podlahy v 1.NP měla tloušťku většinou 60 mm, jelikož obsahovala tepelnou izolaci. Podlahy běžných podlaží se skládali z 30 mm cementového potěru a nášlapné vrstvy z PVC nebo koberce [15].

Rozsah rekonstrukce podlahy je závislý na mnoha proměnných. Na požadavcích investora, finančních možnostech, stavu původní vrstvy cementového potěru, statické únosnosti zatěžovaného panelu, výškové návaznosti podlah a dodržení minimální světlé výšky místností. Základem pro všechny typy podlah je rovinatost podkladní konstrukce, je

tedy třeba odstranit veškeré zbytky lepidel a jiných spojovacích vrstev a nečistot, následně podle stavu cementového potěru buď to zbrousit, nebo srovnat pomocí samonivelační stěrky, nebo úplně vybourat. Pokud to není nutné, kvůli stavu cementového potěru nebo druhu požadované skladby podlahy, je nejsnazší se vybourání vyhnout.

Jelikož je nutné dodržet akustické požadavky dle ČSN 73 0532, je vzhledem ke kročejové neprůzvučnosti ideální volit měkčí nášlapné vrstvy. Vhodné jsou pochozí vrstvy z PVC, linolea či koberce, jelikož je dají jednoduše pokládat na akustické podložky, které zlepšují akustické vlastnosti podlahy. Tyto varianty jsou neschůdnější i z hlediska přitěžování stropních panelů, jelikož například některé stropní panely pro rozpon 4,8 m byly navrhovány na mezi únosnosti (prokázáno v kapitole 3.1.3).

V případě použití tvrdých nášlapných vrstev jako jsou laminátové lamely, nebo keramická dlažba je potřeba zabránit šíření akustického hluku konstrukcí. Je možné to řešit těžkou plovoucí podlahou, a je tedy nutné vybourat stávající cementový potěr pro zachování vhodné výšky podlahového souvrství. Tady varianta je však finančně, časově a technologicky náročnější. Nově se používá alternativa v podobě pryžové akustické podložky vložené mezi dvě vrstvy lepící malty.

Neschůdnějším řešením je použití měkčích pochozích vrstev na akustické podložce s nutností cementový potěr pouze zarovnat. V prostorech bytového jádra lze také použít měkčích vrstev určených pro toto využití, a však většinou se dává přednost keramické dlažbě, proto je tedy nutné použít jednu z variant popsaných výše.

Bytová jádra

Nerozšířenější stavební úpravou je výměna bytových jader. V panelové soustavě PS 69 se používala bytová jádra umakartová (typ B) a železobetonová prefabrikovaná (typ H). Popis vývoje bytových jader u varianty PS 69 je popsáno v kapitole 1.3.4.

Při rekonstrukci je třeba zohlednit, o jaký materiálový typ bytové jádra se jedná, jelikož to má velký vliv na časovou a finanční náročnost demontáže. V případě umakartových jader je demontáž poměrně jednoduchá, jelikož se jedná o ocelový či dřevěný rastr opláštěný umakartovými deskami. V případě bytových jader typu H, které mají vyšší životnost, pokud to není nutné z hlediska stavu konstrukce, nebo to nepožaduje

nové dispoziční uspořádání, je možné demontovat pouze zařizovací předměty a ostatní prvky a zachovat pouze železobetonové příčky. Holé příčky následně opatřit novými povrchovými úpravami, novými dveřmi a zařizovacími předměty, popřípadě podlahovou konstrukcí a podhledy.

Při návrhu nového bytového jádra včetně příček je třeba zohlednit stávající umístění instalační šachty, ve které jsou umístěny svislé rozvody a větrací šachta. Jsou dvě vhodné, běžně používané, materiálové varianty pro příčkové dělicí konstrukce. První variantou je zdění příček z pórobetonových tvárnic a tou druhou je použití sádkartonových montovaných příček. V návrhu je nutno zohlednit hmotnost příček kvůli únosnosti stropního panelu, proto voleny lehčené konstrukce, a akustické požadavky normy ČSN 73 0532.

Při použití pórobetonových tvárnic je na trhu množství výrobců, ale je důležité vybrat ty s přijatelnou objemovou hmotností, která je v kapitole 3.1.3. uvažována 600 kg/m^3 . Příčky se vyzdívají na asfaltový pás do maltové lože na původní cementový potěr (popřípadě novou betonovou mazaninu těžké plovoucí podlahy). Příčky nesmí být pevně spojeny s okolními nosnými konstrukcemi, aby se do příček nepřenášelo nežádoucí napětí. Napojení na stěny se řeší pomocí kotelních pásků a pod stropní konstrukcí je vhodné z hlediska výpočtů průhybů v kapitole 3.1.4. nechávat prostor, který bude alespoň $1/250$, rozpětí stropního panelu děleného 250. (Dle EC 2 musí být průhyb železobetonového panelu zatíženého kvazistálou kombinací zatížení s ohledem na příčky pod stropem maximálně $1/500$, což je ale dnes aktuální norma, tedy se podle toho nelze řídit při vynechání prostoru nad příčkou. Je také totiž možné, že se bude bytové jádro rekonstruovat i v bytě výše a dojde tedy k navýšení průhybu stropního dílce). Tento prostor se vyplní nízkoexpanzní pěnou. Jako povrchovou úpravu lze použít lepicí maltu s perlínkou a keramický obklad, nebo použít sádkovou omítku. Výhody pórobetonových tvárnic je únosnost bez vyztužování (závisí na tloušťce zdiva), tepelně izolační vlastnosti a požární odolnost. Nevýhodou je mokrá proces při výstavbě, nižší akusticky izolační vlastnosti a nutnost sekání drážek pro rozvod vody a elektroinstalace.

Tloušťku příčky je třeba navrhnout z několika hledisek. Je potřeba nízká hmotnost kvůli únosnosti stropního panelu, je třeba dostatečná šířka pro vysekání drážek pro rozvod

vodovodu a elektroinstalací a je třeba dostatečná únosnost pro zavěšení zařizovacích předmětů, boileru a popřípadě skříněk kuchyňské linky. Vhodným řešením je tloušťku zdiva kombinovat. Skladby použitelných příček a vhodnost použití z hlediska statiky je popsáno v kapitole 3.1.3.

Sádrokartonové příčky jsem montované na nosný rastr z ocelových profilů, který je kotven do nosných konstrukcí a vyplněn minerální vatou. V koupelnách je vhodné použít „zelený“ voděodolný sádrokarton. Při výstavbě sádrokartonového jádra je vhodné zároveň použít i sádrokartonový podhled. Výhoda použití sádrokartonového systému je v případě použití příčky opláštěné pouze jednou deskou z každé strany jeho nízká hmotnost. Další výhodou je vyšší hodnota akustické izolace a možnost vedení rozvodů uvnitř konstrukce, čímž odpadá vysekávání drážek. Při použití tohoto systému je, ale velmi důležité plánování, jelikož je nutné předem znát rozmístění a hmotnost zařizovacích předmětů, kuchyňských skříněk, boileru a popř. závěsného záchodu, protože je potřeba konstrukci příčky na toto zatížení vyztužit. Variace a vhodnost použití příček ze statického hlediska je popsána v kapitole 3.1.3.

Výpočty v kapitole 3.1.3 jsou určeny pro určitý panel s určitým rozmístěním příček o určité hmotnosti. K určení výsledku výpočtu vedlo tedy mnoho proměnných, a proto jej nelze zobecňovat pro všechny případy.

Příčky

Dělicí příčky používané v panelové soustavě PS 69 jsou většinou železobetonové prefabrikované o tloušťce 80 mm. Při úpravě příčky jako je například rozšíření dveřního otvoru, je nutno dbát několika zásad. Nejprve je potřeba provést statické posouzení pro stabilitu příčky a popřípadě navrhnout potřebnou úpravu pro zvýšení únosnosti. Při rozšíření otvoru je potřeba zajistit nadpraží a doplnit chybějící výztuž. Pro zajištění únosnosti je možné použít ocelový svařovaný rám z ocelových profilů. Při úpravě, či demontáži je nutné naplánovat technologický postup. K bourání se nesmí používat příklepové nástroje, kvůli přenosu vibrací v konstrukci. Vhodným postupem je řezání diamantovým kotoučem.

Nové dělicí konstrukce lze zhotovit z pórobetonových tvárnic, nebo ze sádrokartonové konstrukce. Tyto konstrukce jsou popsány výše v části věnující se

bytovým jádrům. Vždy je nutné staticky posoudit stropní panel na zatížení od nové příčky, jelikož výpočty v kapitole 3.1.3. jsou pouze pro určité stropní dílce.

3.1.3 Přitěžování nosných konstrukcí

Častou úpravou bytů v panelových domech bývá výměna podlahové konstrukce, budování nových příček, rekonstrukce bytových jader a zateplení (viz. 3.1.1 – 3.1.2). Tyto změny mají za následek změnu v zatížení stropních, stěnových panelů, základů, a to většinou negativní.

V této kapitole se budu podrobně zabývat přitížením od nových skladeb podlah, nově budovaných příček a rekonstrukcí bytových jader.

Jelikož není obecně známo, s jakou rezervou únosnosti panelů bylo počítáno, proto může dojít k přetížení panelu, tedy ke zvýšení průhybu, vzniku tahových trhlin, nebo až ke kolapsu dílce.

Mým cílem je prozkoumání určitých případů, jenž mohou nastat a dojít k závěru, který by mohl být prospěšný pro určení reálnosti revitalizace bytového interiéru v panelové soustavě PS69/2E.

Výpočet se bude týkat tří stropních panelů, viz. tab 2. Standardního stropního dílce pro rozpon 3,6 m, stropního dílce zesíleného (instalačního) pod bytovým jádrem pro rozpon 3,6 m a standardního dílce pro rozpon 4,8 m. Panely budu postupně zatěžovat novou konstrukcí podlahy, novými příčkami a novou konstrukcí bytových jader. Výkresy stropních panelů z katalogu prvků jsou součástí přílohy diplomové práce.

Tabulka 2 - Přehled posuzovaných stropních dílců [16]

Ozn.	Stropní panel	Použití panelu	Rozměry d./š./v. (mm)	Druh betonu	Mezní únosnost M_d (kNm)
P1	S 240/360/15	standardní	3570/2390/150	BIII / B250 C16/20	40,11
P2	S 240/480/15-N	standardní	4770/2390/150	BIV / B330 C23/28	52,60
P3	S 240/360/15-IAL	instalační	3570/2390/150	BIII / B250 C16/20	60,57

Metodika výpočtu

Základním problémem při posuzování konstrukcí panelových domů je velký nedostatek dochovaných materiálů. Proto jsem před samotným posuzováním musel teoreticky určit vyztužení stropních panelů, jelikož armovací výkresy nejsou k dohledání. Po odborné konzultaci s panem Ing. Ludškem Vejvarou, Ph.D., který se o problematiku panelových domů zajímá, zvolil následující postup.

Z katalogů prvků soustavy PS69/2E poskytnutého z archivu panem Ing. Ludška Vejvary, Ph.D. je možné zjistit mezní ohybový moment únosnosti stropních dílců. Hodnota však odpovídá tehdejšímu přepisům a normám. Proto provedu zpětný výpočet zatížení a následně provedu výpočet únosnosti stropního panelu pomocí Eurokódu.

Nejprve je potřeba do výpočtu zahrnout vlastnosti materiálů, které odpovídají tehdejšímu přepisům. Použitý beton je daný dle katalogů prvků. Do výpočtu je uvažováno s výztuží 10 335 (J), která byla tehdy hojně používána. Hodnoty vlastností materiálů jsou převzaty z normy ČSN 73 1201, která je poplatná době výstavby panelového systému PS 69.

Dle známého ohybového momentu na mezi únosnosti je postupem z tehdy aktuální normy ČSN 73 1201 dopočtena potřeba plocha výztuže. Vypočtená výztuž je pouze teoretická, jelikož v použitém výpočtu závisí na ploše, která je nepřímo úměrná mezi kluzu vybrané oceli, a ne na přesném rozložení výztužných prutů o určitém průměru. Nelze tedy použít například pro zasekávání drážek nebo budování otvorů, kde je třeba znát skutečně použité rozložení výztuže a její typ. Následně bylo vypočteno charakteristické zatížení s použitím součinitelů zatížení dle tehdejší normy ČSN 73 0035, kde se ukázalo, s jakými rezervami únosnosti byly tehdy vybrané stropní panely navrhovány.

Při výpočtu únosnosti dle EC 2 je použito charakteristické zatížení zjištěné předchozím postupem. Do výpočtu byly použity součinitele zatížení dle ČSN 1991-1-1 (EC 1) a vlastnosti materiálů, které odpovídají dnešní legislativě dle ČSN ISO 13822. Za použití stejné třídy betonu, typu výztuže a její plochy, je vypočtena únosnost vybraných stropních dílců dle ČSN 1991-1-2 (EC 2).

V oddíle 3.1.3.4 jsou uvedeny skladby, kterými jsou panely postupně zatěžovány. Ohybový moment na mezi únosnosti s přitížením novými skladbami je vypočten pomocí softwaru Dlubal RFEM. Průhyb konstrukce je posouzen pomocí softwaru FIN: Betonový

výsek. Výpočet průhybu je rozdělen na několik etap, jelikož nelze počítat s průhybem od smršťování jako pro novou konstrukci. V první etapě výpočtu je uvažována stávající skladba stropního panelu bez přitěžování novými konstrukcemi. Výsledkem je průhyb od smršťování a dlouhodobého zatížení. Problémem je, že není známo po jaké době vysychání, byly panely zabudovány a začalo zatěžování. Ve výpočtu se tedy uvažuje se začátkem zatěžování po 28 dnech, kdy beton za ideálních podmínek nabude pevností dle EC 2. Druhou etapou výpočtu průhybu je zatížení novými konstrukcemi dle 3.1.3.4 pro hodnotu průhybu od zatížení. Panelové domy byly navrhovány s životností až 85 let [1]. Se začátkem přitěžování je počítáno v 50 letech životnosti. Cílem těchto dvou etap je celkový průhyb konstrukce, který bude posuzován s maximální přípustnou hodnotou průhybu dle EC 2.

Tabulka 3 - Přehled vlastností betonářské výztuže vyráběné po roce 1970 podle ČSN ISO 13822

Druh výztuže		Vlastnosti výztužných ocelí ¹⁾ [MPa]							
		Označení	Návrhová hodnoty pevnosti oceli				Charakteristická hodnota oceli		Svařitelnost
			Tah		Tlak		Mez kluzu, mez 0,2	Mez pevnosti	
			C12/15	C16/20 a vyšší	C12/15	C16/20 a vyšší			
10 216	E	190				206		Dobrá	
11 373	EZ	215 pro $d_s \leq 16$ mm				235	340	Vhodná ke svařování	
		205 pro $d_s > 16$ mm				226			
10 245	K	220				245	363	Zaručená	
10 335	J	300		300		325	471	Zaručená	
10 338	T	300		270		325	390	Podmíněná	
10 425	V	340	375	340	375	410	569	Zaručená	
10 505	R	340	425	340	420	490	720	Zaručená	
Svařované sítě z drátů	Hladkých	S	270	300	240	270	490	539	Nesvařitelná
	S vtisky	Sv	320	375	290	340	441	530	
	KARI	Sz	340	425	290	380	490	539	

3.1.3.1 Přepočet únosnosti stropního panelu P1

Zpětný výpočet zatížení dle ČSN 73 1201

– **Znamé hodnoty:**

Beton III: $R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$

Výztuž typu J: $R_{sd} = 300 \text{ MPa}$ (viz. tab. 3.2.2c - ČSN ISO 13822)

Průřez: $h_s = 0,15 \text{ m}$, $b = 2,4 \text{ m}$

– **Výpočet krycí vrstvy výztuže**

Pro tloušťku betonu krycí vrstvy t_b musí platit:

$$t_b \geq t_{b,min}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy výztuže $t_{b,min}$ je dána vztahem:

$$t_{b,min} = t_{bf} + \Delta t_{ba} + \Delta t_{bb}$$

Základní hodnota minimální tloušťky betonu krycí vrstvy výztuže je $t_{bf} = 0,5d_s$ (min. 10 mm) dle tab. 17 z ČSN 73 1201. Jelikož odhaduji výztuž o průměru menším než je 20 mm, použiji minimální hraniční hodnotu:

$$t_{bf} = 10 \text{ mm.}$$

Hodnota Δt_{ba} dle tab. 18 z ČSN 73 1201 není třeba určovat, jelikož panel nebude během své životnosti vystaven účinkům nepříznivého prostředí uvedených ve zmíněné tabulce.

$$\Delta t_{ba} = 0 \text{ mm.}$$

Hodnota Δt_{bb} dle ČSN 73 1201 je nulová jelikož beton dílců je B250 a B330.

$$\Delta t_{bb} = 0 \text{ mm.}$$

Krycí vrstva výztuže $t_b = 10 \text{ mm.}$

– **Návrh výztuže**

V době navrhování panelového systému PS/69 byla používána výztuž typu J, T a R. Jelikož není dohledatelné, kde se používal jaký typ výztuže, tak jsem si pro mé účely zvolil výztuž typu J.

Odhad průměru výztuže: $d_s = 14 \text{ mm}$

Součinitel geometrie:

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h_s + 50} = 1 - \frac{20}{150 + 50} = 0,9 > 0,85$$

Těžiště výztuže:

$$a_{st} = \frac{d_s}{2} + t_b = \frac{14}{2} + 10 = 17 \text{ mm}$$

Účinná výška:

$$h_e = h_s - a_{st} = 150 - 17 = 133 \text{ mm}$$

Statically nutná výztuž:

$$A_{std} = \frac{b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}}{\gamma_b \cdot R_{sd}} \left(h_e - \sqrt{h_e^2 - \frac{2 \cdot M_d}{\gamma_u \cdot b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}}} \right)$$

$$A_{std} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 300 \cdot 10^3} \left(0,133 - \sqrt{0,133^2 - \frac{2 \cdot 40,11}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3}} \right)$$

$$= 12,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Odhaduji výztuž $\varnothing 14 \text{ mm}$ á 120 mm

$$A_{st} = 12,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tlačená výška betonu a posouzení využitelnosti výztuže:

$$x_u = \frac{A_{st} \cdot \gamma_s \cdot R_{sd}}{b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}} = \frac{12,83 \cdot 10^{-4} \cdot 300 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,033 \text{ m}$$

$$x_u = 0,033 \text{ m} < \xi_{lim} \cdot h_e = 0,509 \cdot 0,133 = 0,068 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z_b = h_e - \frac{x_u}{2} = 0,133 - \frac{0,033}{2} = 0,117 \text{ m}$$

Moment na mezi únosnosti:

$$M_u = \gamma_u \cdot A_{st} \cdot \gamma_b \cdot R_{sd} \cdot z_b$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\gamma_u \cdot \gamma_b \cdot R_{sd} \cdot z_b}$$
$$A_{st} = \frac{40,11}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 300 \cdot 10^3 \cdot 0,117} = 12,70 \cdot 10^{-4} m^2$$

Odhadnutá výztuž $\varnothing 14$ mm á 120 mm vyhovuje.

– Výpočet zatížení

Tabulka 4 - Specifikace stropního panelu P1

Ozn.	Stropní panel	Hmotnost (kg)	Objem (m ³)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Normové zatížení (kN/m ²)
P1	S 240/360/15	3045	1,218	2500	3,75

$$M_r = M_d = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2$$

$$f_d = \frac{8M_d}{l^2} = \frac{8 \cdot 40,11}{3,57^2} = 25,18 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = \frac{f_d}{b} = \frac{25,18}{2,4} = 10,49 \text{ kN/m}^2$$

Tabulka 5 - Zatížení panelu P1 dle ČSN 73 0035

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Normové zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Výpočtové zatížení (kN/m ²)
Skladba nášlapné vrstvy	5	---	0,035	1,3	0,046
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,3	0,819
Stropní dílec S240/360/15	150	2500	3,750	1,1	4,125
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,4	2,100
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	5,915	---	7,090

$$f_d = Q_d \cdot b = 7,09 \cdot 2,4 = 17,02 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 17,02 \cdot 3,57^2 = 27,11 \text{ kNm}$$

Výpočet únosnosti stropního panelu P1 dle ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2– **Výpočet zatížení:**

Tabulka 6 - Zatížení panelu P1 dle EC 1

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Návrhové zatížení (kN/m ²)
Skladba nášlapné vrstvy	5	---	0,035	1,35	0,047
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,35	0,851
Stropní dílec S240/360/15	150	2500	3,750	1,35	5,063
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,50	2,250
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	5,915	---	8,211

$$f_d = Q_d \cdot b = 8,211 \cdot 2,4 = 19,71 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 19,71 \cdot 3,57^2 = 31,40 \text{ kNm}$$

– **Znamé hodnoty:**

Beton III: odpovídá betonu C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa}, f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16/1,5 = 10,67 \text{ MPa}$$

Výztuž typu J: Ø14 mm á 120 mm; $A_{st} = 12,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$$f_{yk} = 325 \text{ MPa}, f_{cy} = f_{yk}/\gamma_s = 325/1,15 = 282,61 \text{ MPa}$$

(viz. tab. 3.2.2c - ČSN ISO 13822)

Průřez:

$$h_s = 0,15 \text{ m}, b = 2,4 \text{ m}$$

Krytí výztuže:

$$c_{sl} = 10 \text{ mm}, d = 133 \text{ mm}$$

– **Posouzení:**

Tlačená výška betonu

$$x = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_w \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{12,83 \cdot 10^{-4} \cdot 282,61 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 10,67 \cdot 10^3} = 0,042 \text{ m}$$

Únosnost stropního panelu

$$M_{Rd} = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) = 12,83 \cdot 10^{-4} \cdot 282,61 \cdot 10^3 \cdot \left(0,133 - \frac{0,8 \cdot 0,042}{2} \right) \\ = 42,13 \text{ kNm}$$

Porovnání výsledků

Tabulka 7 - porovnání hodnot dle použité normy

	ČSN 73 1201 (z roku 1967)	ČSN EN 1991-1-1; EC 2
Zatížení stropního panelu (kNm)	27,11	31,40
Únosnost stropního panelu (kNm)	40,11	42,13
Rezerva únosnosti panelu (kNm)	13,00	10,73
Využití	67,59 %	74,53 %

Porovnání mezních únosností

Z kapitoly výše je patrný rozdíl současné a tehdejší legislativy, jak v navrhování betonových konstrukcí, tak u určování výpočtových hodnot zatížení. Proto se vypočtené únosnosti stropních panelů liší, i když pouze o necelých 5 %.

Tabulka 8 - Porovnání únosností panelu P1

Použitá legislativa	Výpočtové/návrhové zatížení (kN/m ²)	Únosnost stropního panelu (kNm)
ČSN 73 1201 (z roku 1967)	7,090	40,11
ČSN EN 1991-1-1; EC 2	8,211	42,13
Rozdíl	13,65 %	4,79 %

3.1.3.2 Přepočet únosnosti stropního panelu P2

Zpětný výpočet zatížení dle ČSN 73 1201

– Známé hodnoty:

Beton IV: $R_{bd} = 16 \text{ MPa}$

Výztuž typu J: $R_{sd} = 300 \text{ MPa}$ (viz. tab. 3.2.2c - ČSN ISO 13822)

Průřez: $h_s = 0,15 \text{ m}$, $b = 2,4 \text{ m}$

– Výpočet krycí vrstvy výztuže

Viz. výpočet panelu P1.

Krycí vrstva výztuže $t_b = 10 \text{ mm}$.

– Návrh výztuže

Odhad průměru výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$

Součinitel geometrie:

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h_s + 50} = 1 - \frac{20}{150 + 50} = 0,9 > 0,85$$

Těžiště výztuže:

$$a_{st} = \frac{d_s}{2} + t_b = \frac{16}{2} + 10 = 18 \text{ mm}$$

Účinná výška:

$$h_e = h_s - a_{st} = 150 - 18 = 132 \text{ mm}$$

Statically nutná výztuž:

$$A_{std} = \frac{b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}}{\gamma_b \cdot R_{sd}} \left(h_e - \sqrt{h_e^2 - \frac{2 \cdot M_d}{\gamma_u \cdot b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}}} \right)$$

$$A_{std} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 16,0 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 300 \cdot 10^3} \left(0,132 - \sqrt{0,132^2 - \frac{2 \cdot 52,60}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 16,0 \cdot 10^3}} \right)$$

$$= 16,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Odhaduji výztuž $\varnothing 16 \text{ mm}$ á 120 mm

$$A_{st} = 16,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tlačená výška betonu a posouzení využitelnosti výztuže:

$$x_u = \frac{A_{st} \cdot \gamma_s \cdot R_{sd}}{b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}} = \frac{16,76 \cdot 10^{-4} \cdot 300 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 16,0 \cdot 10^3} = 0,031 \text{ m}$$

$$x_u = 0,031 \text{ m} < \xi_{lim} \cdot h_e = 0,509 \cdot 0,132 = 0,067 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z_b = h_e - \frac{x_u}{2} = 0,132 - \frac{0,031}{2} = 0,117 \text{ m}$$

Moment na mezi únosnosti:

$$M_u = \gamma_u \cdot A_{st} \cdot \gamma_b \cdot R_{sd} \cdot z_b$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\gamma_u \cdot \gamma_b \cdot R_{sd} \cdot z_b}$$

$$A_{st} = \frac{52,60}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 300 \cdot 10^3 \cdot 0,117} = 16,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Odhadnutá výztuž $\varnothing 16 \text{ mm}$ á 120 mm vyhovuje.

– Výpočet zatížení

Tabulka 9 - Specifikace stropního panelu P2

Ozn.	Stropní panel	Hmotnost (kg)	Objem (m ³)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Normové zatížení (kN/m ²)
P2	S 240/480/15-N	4005	1,602	2500	3,75

$$M_r = M_d = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2$$

$$f_d = \frac{8M_d}{l^2} = \frac{8 \cdot 52,60}{4,77^2} = 18,49 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = \frac{f_d}{b} = \frac{18,49}{2,4} = 7,71 \text{ kN/m}^2$$

Tabulka 10 - Zatížení panelu P2 dle ČSN 73 0035

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Normové zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Výpočtové zatížení (kN/m ²)
Skladba nášlapné vrstvy	5	---	0,035	1,3	0,046
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,3	0,819
Stropní dílec S240/480/15	150	2500	3,750	1,1	4,125
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,4	2,100
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	5,915	---	7,090

$$f_d = Q_d \cdot b = 7,09 \cdot 2,4 = 17,02 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 17,02 \cdot 4,77^2 = 48,40 \text{ kNm}$$

Výpočet únosnosti stropního panelu P2 dle ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2– **Výpočet zatížení:**

Tabulka 11 - Zatížení panelu P2 dle EC 1

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Návrhové zatížení (kN/m ²)
Skladba nášlapné vrstvy	5	---	0,035	1,35	0,047
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,35	0,851
Stropní dílec S240/480/15	150	2500	3,750	1,35	5,063
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,50	2,250
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	5,915	---	8,211

$$f_d = Q_d \cdot b = 8,211 \cdot 2,4 = 19,71 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 19,71 \cdot 4,77^2 = 56,08 \text{ kNm}$$

– **Znamé hodnoty:**

Beton IV: odpovídá betonu C23/28

$$f_{ck} = 23 \text{ MPa}, f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 23/1,5 = 15,33 \text{ MPa}$$

Výztuž typu J: Ø16 mm á 120 mm; $A_{st} = 16,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$$f_{yk} = 325 \text{ MPa}, f_{cy} = f_{yk}/\gamma_s = 325/1,15 = 282,61 \text{ MPa}$$

(viz. tab. 3.2.2c - ČSN ISO 13822)

Průřez:

$$h_s = 0,15 \text{ m}, b = 2,4 \text{ m}$$

Krytí výztuže:

$$c_{sl} = 10 \text{ mm}, d = 132 \text{ mm}$$

– **Posouzení:**

Tlačená výška betonu

$$x = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_w \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{16,76 \cdot 10^{-4} \cdot 282,61 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 15,33 \cdot 10^3} = 0,039 \text{ m}$$

Únosnost stropního panelu

$$M_{Rd} = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) = 16,76 \cdot 10^{-4} \cdot 282,61 \cdot 10^3 \cdot \left(0,132 - \frac{0,8 \cdot 0,039}{2} \right) \\ = 55,13 \text{ kNm}$$

Tabulka 12 - Porovnání hodnot dle použité normy

	ČSN 73 1201 (z roku 1967)	ČSN EN 1991-1-1; EC 2
Zatížení stropního panelu (kNm)	48,40	56,08
Únosnost stropního panelu (kNm)	52,60	55,13
Rezerva únosnosti panelu (kNm)	4,20	2,04
Využití	92,02 %	101,73 %

Porovnání mezních únosností

Z kapitoly výše je patrný rozdíl současné a tehdejší legislativy, jak v navrhování betonových konstrukcí, tak u určování výpočtových hodnot zatížení. Proto se vypočtené únosnosti stropních panelů liší, i když pouze o necelých 5 %.

Tabulka 13 - Porovnání únosností panelu P2

Použitá legislativa	Výpočtové/návrhové zatížení (kN/m²)	Únosnost stropního panelu (kNm)
ČSN 73 1201 (z roku 1967)	7,090	52,60
ČSN EN 1991-1-1; EC 2	8,211	55,13
Rozdíl	13,65 %	4,59 %

3.1.3.3 Přepočet únosnosti stropního panelu P3

Zpětný výpočet zatížení dle ČSN 73 1201

Beton III: $R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$

Výztuž typu J: $R_{sd} = 300 \text{ MPa}$ (viz. tab. 3.2.2c - ČSN ISO 13822)

Průřez: $h_s = 0,15 \text{ m}$, $b = 2,4 \text{ m}$

– Výpočet krycí vrstvy výztuže

Viz. výpočet panelu P1.

Krycí vrstva výztuže $t_b = 10 \text{ mm}$.

– Návrh výztuže

Odhad průměru výztuže: $d_s = 16 \text{ mm}$

Součinitel geometrie:

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h_s + 50} = 1 - \frac{20}{150 + 50} = 0,9 > 0,85$$

Těžiště výztuže:

$$a_{st} = \frac{d_s}{2} + t_b = \frac{18}{2} + 10 = 19 \text{ mm}$$

Účinná výška:

$$h_e = h_s - a_{st} = 150 - 19 = 131 \text{ mm}$$

Statically nutná výztuž:

$$A_{std} = \frac{b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}}{\gamma_b \cdot R_{sd}} \left(h_e - \sqrt{h_e^2 - \frac{2 \cdot M_d}{\gamma_u \cdot b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}}} \right)$$

$$A_{std} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 300 \cdot 10^3} \left(0,131 - \sqrt{0,131^2 - \frac{2 \cdot 60,57}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3}} \right)$$

$$= 21,90 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Odhaduji výztuž $\varnothing 18 \text{ mm}$ á 115 mm

$$A_{st} = 22,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tlačená výška betonu a posouzení využitelnosti výztuže:

$$x_u = \frac{A_{st} \cdot \gamma_s \cdot R_{sd}}{b \cdot \gamma_b \cdot R_{bd}} = \frac{22,13 \cdot 10^{-4} \cdot 300 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,058 \text{ m}$$

$$x_u = 0,058 \text{ m} < \xi_{lim} \cdot h_e = 0,509 \cdot 0,131 = 0,067 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z_b = h_e - \frac{x_u}{2} = 0,131 - \frac{0,058}{2} = 0,102 \text{ m}$$

Moment na mezi únosnosti:

$$M_u = \gamma_u \cdot A_{st} \cdot \gamma_b \cdot R_{sd} \cdot z_b$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\gamma_u \cdot \gamma_b \cdot R_{sd} \cdot z_b}$$

$$A_{st} = \frac{60,57}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 300 \cdot 10^3 \cdot 0,102} = 21,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Odhadnutá výztuž Ø18 mm á 115 mm vyhovuje.

– Výpočet zatížení

Tabulka 14 - Specifikace stropního panelu P3

Ozn.	Stropní panel	Hmotnost (kg)	Objem (m ³)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Normové zatížení (kN/m ²)
P3	S 240/360/15-IAL	2918	1,167	2500	3,75

$$M_r = M_d = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2$$

$$f_d = \frac{8M_d}{l^2} = \frac{8 \cdot 60,57}{3,57^2} = 18,49 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = \frac{f_d}{b} = \frac{38,02}{2,4} = 15,84 \text{ kN/m}^2$$

Tabulka 15 - Zatížení panelu P3 dle ČSN 73 0035

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Normové zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Výpočtové zatížení (kN/m ²)
Bytové jádro B3 – 250 x 165	---	---	0,812	1,1	0,894
Skladba nášlapné vrstvy	5	---	0,035	1,3	0,046
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,3	0,819
Stropní dílec S240/480/15	150	2500	3,750	1,1	4,125
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,4	2,100
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	6,727	---	7,984

$$f_d = Q_d \cdot b = 7,984 \cdot 2,4 = 19,16 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 19,16 \cdot 3,57^2 = 30,53 \text{ kNm}$$

– Výpočet zatížení od bytového jádra

Tabulka 16 - Přepočet zatížení od bytového jádra

Bytové jádro B3	
Půdorysné rozměry	2,5 x 1,65 m
Výška příček	2,4 m
Celková délka příček	11,6 m
Plošná hmotnost příček	25 kg/m ²
Celková hmotnost jádra	696 kg
Plošné zatížení	0,812 kN/m ²

Výpočet únosnosti stropního panelu P3 dle ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2

– Výpočet zatížení:

Tabulka 17 - Zatížení panelu P3 dle EC 1

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Návrhové zatížení (kN/m ²)
Bytové jádro B3 – 250 x 165	---	---	0,812	1,35	1,096
Skladba nášlapné vrstvy	5	---	0,035	1,35	0,047
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,35	0,851
Stropní dílec S240/480/15	150	2500	3,750	1,35	5,063
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,50	2,250
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	6,727	---	9,307

$$f_d = Q_d \cdot b = 9,307 \cdot 2,4 = 22,34 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 22,34 \cdot 3,57^2 = 35,59 \text{ kNm}$$

– **Znamé hodnoty:**

Beton III: odpovídá betonu C16/20

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa}, f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16/1,5 = 10,67 \text{ MPa}$$

Výztuž typu J: $\varnothing 18 \text{ mm}$ á 115 mm ; $A_{st} = 22,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$f_{yk} = 325 \text{ MPa}, f_{cy} = f_{yk}/\gamma_s = 325/1,15 = 282,61 \text{ MPa}$$

(viz. tab. 3.2.2c - ČSN ISO 13822)

Průřez:

$$h_s = 0,15 \text{ m}, b = 2,4 \text{ m}$$

Krytí výztuže:

$$c_{sl} = 10 \text{ mm}, d = 131 \text{ mm}$$

– **Posouzení:**

Tlačená výška betonu

$$x = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_w \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{22,13 \cdot 10^{-4} \cdot 282,61 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 10,67 \cdot 10^3} = 0,073 \text{ m}$$

Únosnost stropního panelu

$$M_{Rd} = A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) = 22,13 \cdot 10^{-4} \cdot 282,61 \cdot 10^3 \cdot \left(0,131 - \frac{0,8 \cdot 0,073}{2} \right) \\ = 63,67 \text{ kNm}$$

Tabulka 18 - Porovnání hodnot dle použité normy

	ČSN 73 1201 (z roku 1967)	ČSN EN 1991-1-1; EC 2
Zatížení stropního panelu (kNm)	30,53	35,59
Únosnost stropního panelu (kNm)	60,57	63,67
Rezerva únosnosti panelu (kNm)	30,04	28,08
Využití	49,60 %	44,10 %

Porovnání mezních únosností

Z kapitoly výše je patrný rozdíl současné a tehdejší legislativy, jak v navrhování betonových konstrukcí, tak u určování výpočtových hodnot zatížení. Proto se vypočtené únosnosti stropních panelů liší, i když pouze o necelých 5 %.

Tabulka 19 - Porovnání únosností panelu P3

Použitá legislativa	Výpočtové/návrhové zatížení (kN/m²)	Únosnost stropního panelu (kNm)
ČSN 73 1201 (z roku 1967)	7,984	60,57
ČSN EN 1991-1-1; EC 2	9,307	63,67
Rozdíl	14,22 %	4,87 %

3.1.3.4 Skladby použitých konstrukcí do výpočtu únosnosti stropních panelů

Skladby podlah

Tabulka 20 – stávající skladba podlahy [12]

Vrstva / Ozn. podlaha 1	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Nášlapná vrstva PVC + podložka PATEX	5	---	0,035
Cementový potěr	30	2100	0,630
Stropní dílec S240/360/15	150	2500	3,750
Celkem	185		4,415

Tabulka 21 - navržená skladba podlahy

Vrstva / Ozn. podlaha 2	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Keramická dlažba	10	2200	0,220
Cementové lepidlo	4	1250	0,050
Samonivelační stěrka	3	2050	0,062
Cementový potěr	30	2100	0,630
Stropní dílec S240/360/15	150	2500	3,750
Celkem	197		4,712

Tabulka 22 - navržená skladba podlahy v koupelně

Vrstva / Ozn. podlaha 3	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Keramická dlažba	10	2200	0,220
Cementové lepidlo	4	1250	0,050
Samonivelační stěrka	3	2050	0,062
Cementový potěr	30	2100	0,630
Stropní dílec S240/360/15	150	2500	3,750
SDK podhled + ocelový rošt	73	---	0,150
Celkem	270		4,862

Nová vrstva skladby
 Stávající vrstva skladby

Skladby nových dělicích příček

Tabulka 23 - příčka z pórobetonu tl. 75 mm

Vrstva / Ozn. příčka 1	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Penetrační nátěr	---	---	---
Pórobetonová tvárnice	75	600	0,450
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	95		0,710

Tabulka 24 - příčka z pórobetonu tl. 100 mm

Vrstva / Ozn. příčka 2	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Penetrační nátěr	---	---	---
Pórobetonová tvárnice	100	600	0,600
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	120		0,860

Tabulka 25 - příčka z pórobetonu tl. 125 mm

Vrstva / Ozn. příčka 3	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Penetrační nátěr	---	---	---
Pórobetonová tvárnice	125	600	0,750
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	145		1,010

Tabulka 26 - Sádrokartonová příčka jednoduše opláštěná

Vrstva / Ozn. příčka 4	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrokartonová příčka oboustranně jednoduše opláštěná; Ocelový rošt z R-CW profilů; Minerální izolace o tl. 60 mm	100	---	0,229
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	120		0,489

Tabulka 27 - Sádrokartonová příčka dvojitě opláštěná

Vrstva / Ozn. příčka 5	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrokartonová příčka oboustranně dvojitě opláštěná; Ocelový rošt z R-CW profilů; Minerální izolace o tl. 60 mm	125	---	0,409
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	145		0,669

Tabulka 28 - Sádrokartonová příčka dvojitě opláštěná, akustická

Vrstva / Ozn. příčka 6	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrokartonová příčka oboustranně dvojitě opláštěná, akustická; Ocelový rošt z R-CW profilů; Minerální izolace o tl. 60 mm	125	---	0,759
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	145		1,019

Skladby nových příček bytového jádra

Tabulka 29 - příčka z pórobetonu tl. 50 mm s obkladem



Vrstva / Ozn. příčka 7	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Keramický obklad	10	2200	0,220
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Penetrační nátěr	---	---	---
Pórobetonová tvárnice	50	600	0,300
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	74		0,700
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Keramický obklad	10	2200	0,220
Celkem	78		0,840

Tabulka 30 - příčka z pórobetonu tl. 75 mm s obkladem

Vrstva / Ozn. příčka 8	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Keramický obklad	10	2200	0,220
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Penetrační nátěr	---	---	---
Pórobetonová tvárnice	75	600	0,450
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	99		0,850
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Keramický obklad	10	2200	0,220
Celkem	103		0,990



Tabulka 31 - příčka z pórobetonu tl. 100 mm s obkladem

Vrstva / Ozn. příčka 9	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Keramický obklad	10	2200	0,220
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Penetrační nátěr	---	---	---
Pórobetonová tvárnice	100	600	0,600
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	124		1,000
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Keramický obklad	10	2200	0,220
Celkem	128		1,140

 Obklad z obou stran příčky
 Obklad z jedné strany příčky

Tabulka 32 - Sádrokartonová příčka jednoduše opláštěná s obkladem

Vrstva / Označení příčka 10	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)
Keramický obklad	10	2200	0,220
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrokartonová příčka oboustranně jednoduše opláštěná; Ocelový rošt z R-CW profilů; Minerální izolace o tl. 60 mm	100	---	0,229
Penetrační nátěr	---	---	---
Sádrová omítka	10	1300	0,130
Celkem	124		0,629
Flexibilní lepidlo	4	1250	0,050
Keramický obklad	10	2200	0,220
Celkem	128		0,769

 Obklad z obou stran příčky
 Obklad z jedné strany příčky

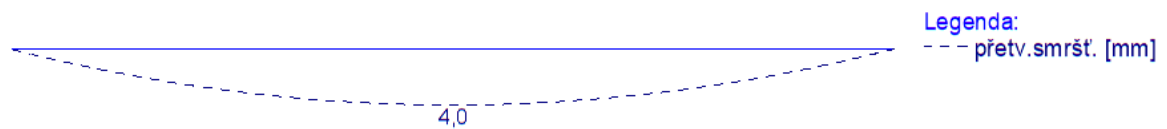
3.1.3.5 Posouzení stropního panelu P1

Stropní panel bude postupně zatěžován variantami nových konstrukcí podlah a novými příčkami a následně bude provedeno srovnání s únosností vypočtenou dle EC2. Příčky budu umísťovat na příčnou i na podélnou osu panelu přes celý půdorysný rozměr. Model stropního dílce budu modelovat jako osamostatněný panel bez spolupůsobení sousedních panelů, aby výpočet korespondoval s výpočtem únosnosti panelů.

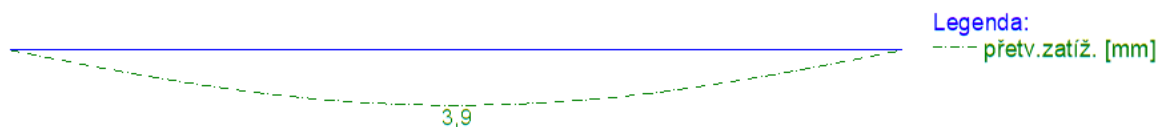
Tabulka 33 – Specifikace stropního panelu P1

Ozn.	Stropní panel	Rozměry d./š./v. (mm)	Druh betonu	Mezní únosnost dle EC2 M_{Rd} (kNm)
P1	S 240/360/15	3570/2390/150	C16/20	42,13

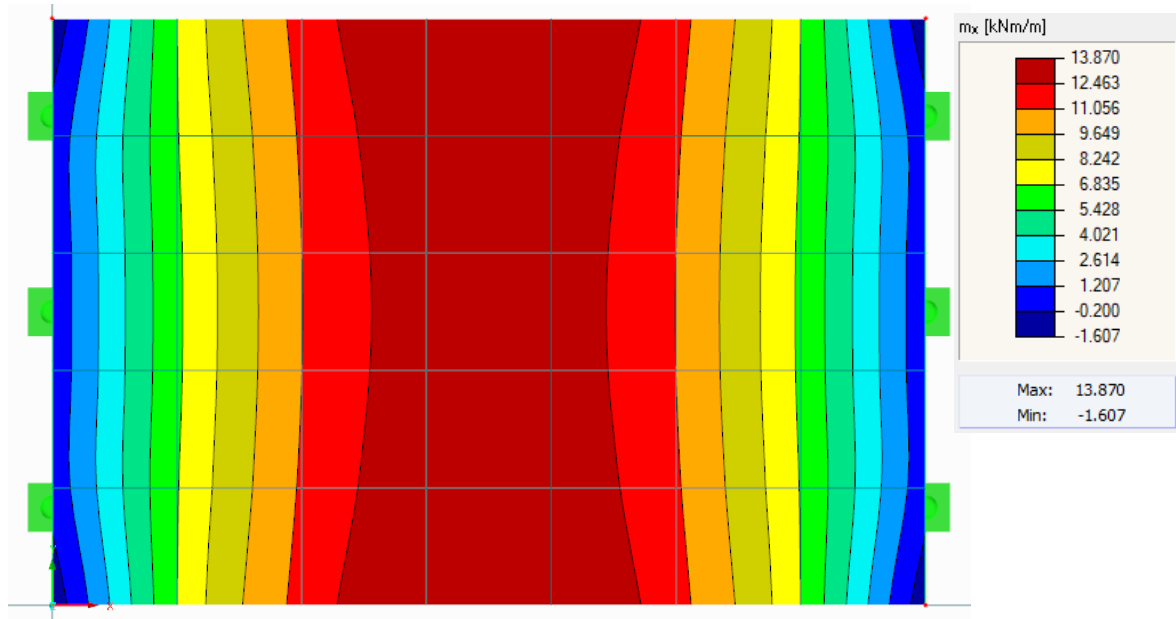
Průhyb panelu P1 zatíženého stávající původní skladbou podlahy (podlaha 1)



Obrázek 26 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace



Obrázek 27 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace

1a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2)– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti**

Obrázek 28 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 13,87 \cdot 2,40 = 33,29 \text{ kNm}$$

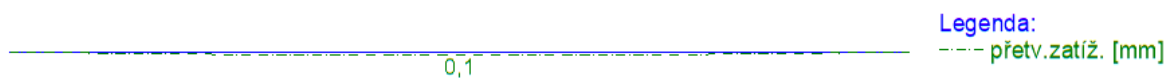
Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 33,29 \text{ kN}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 29 – Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,1 + 4,0 = 8,0 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,0 \text{ mm}$$

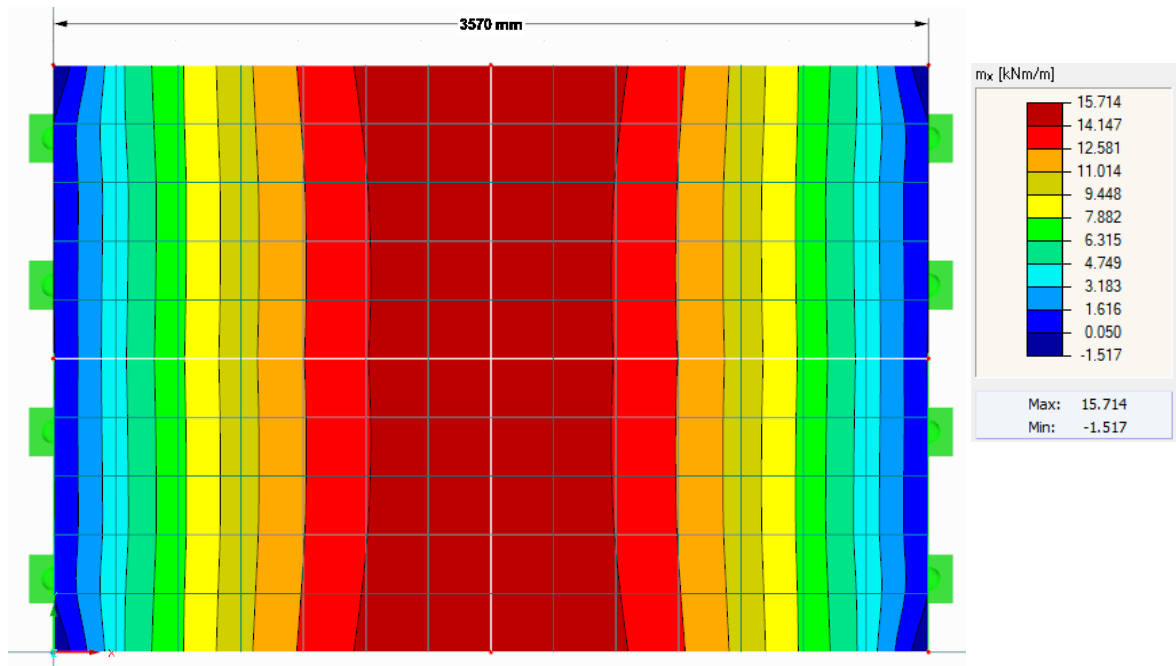
2a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2) a příčkou (příčka 1)

– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována podélně)**

Plošné zatížení od příčky: $G_k = 0,710 \text{ kN/m}^2$

Výška příčky: $h = 2,65 \text{ m}$

Liniové zatížení od příčky: $g_k = G_k \cdot h = 0,710 \cdot 2,65 = 1,88 \text{ kN/m}$



Obrázek 30 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 15,714 \cdot 2,4 = 37,71 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 37,71 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována podélně)**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 31 - Přrůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,5 + 4,0 = 8,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

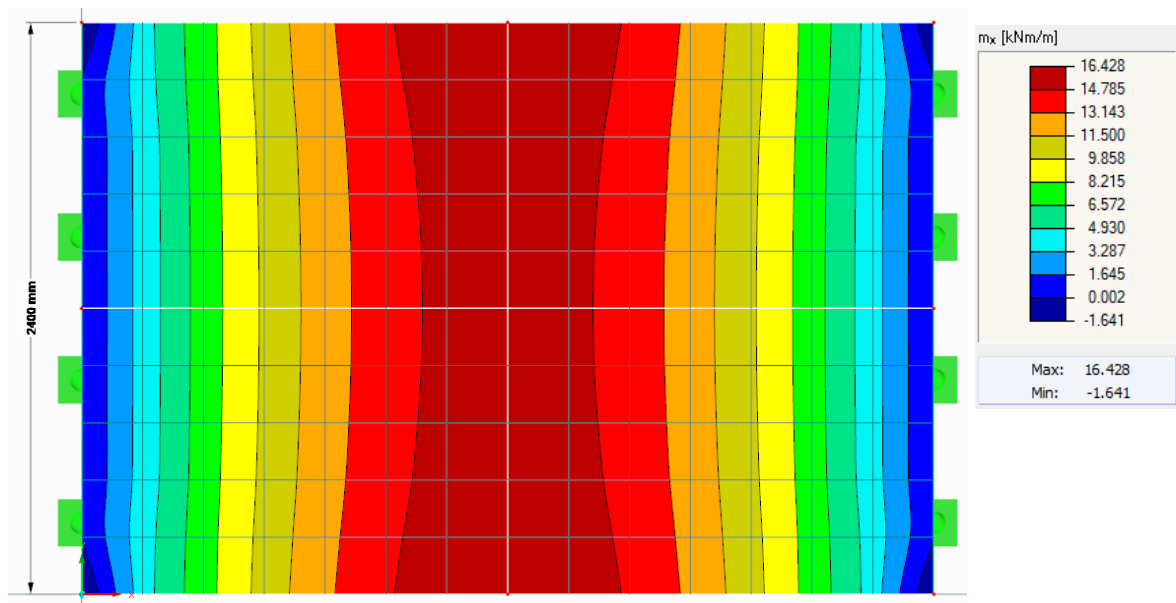
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,4 \text{ mm}$$

Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována příčně)



Obrázek 32 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 16,428 \cdot 2,4 = 39,43 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 39,43 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována příčně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 33 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,5 + 4,0 = 8,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,4 \text{ mm}$$

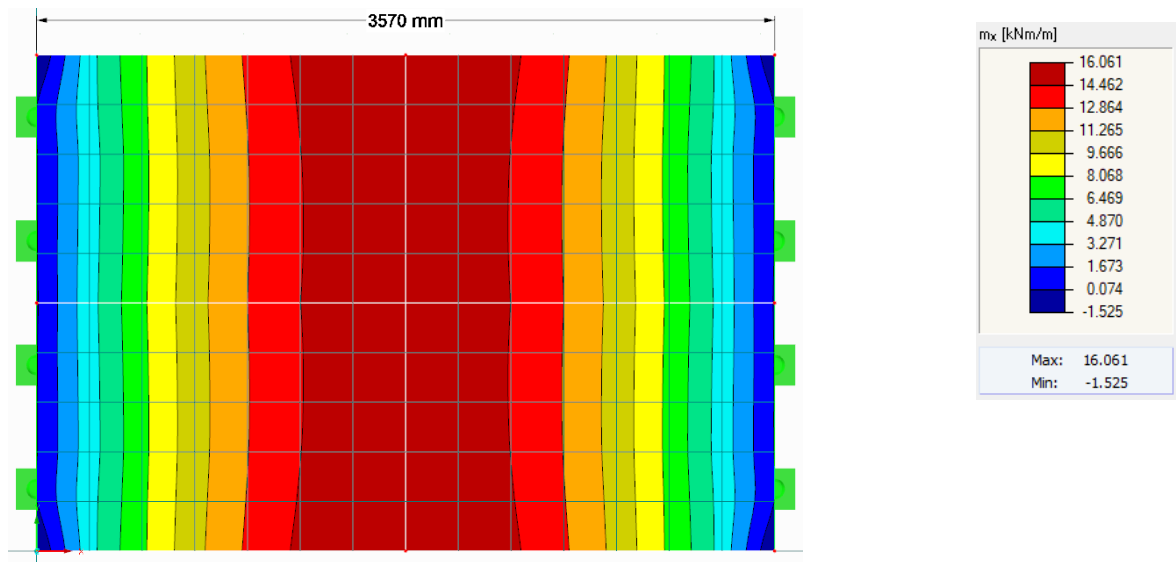
3a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2) a příčkou (příčka 2)

– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována podélně)**

Plošné zatížení od příčky: $G_k = 0,860 \text{ kN/m}^2$

Výška příčky: $h = 2,65 \text{ m}$

Liniové zatížení od příčky: $g_k = G_k \cdot h = 0,860 \cdot 2,65 = 2,28 \text{ kN/m}$



Obrázek 34 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 16,061 \cdot 2,4 = 38,55 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 38,55 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována podélně)**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 35 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,5 + 4,0 = 8,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

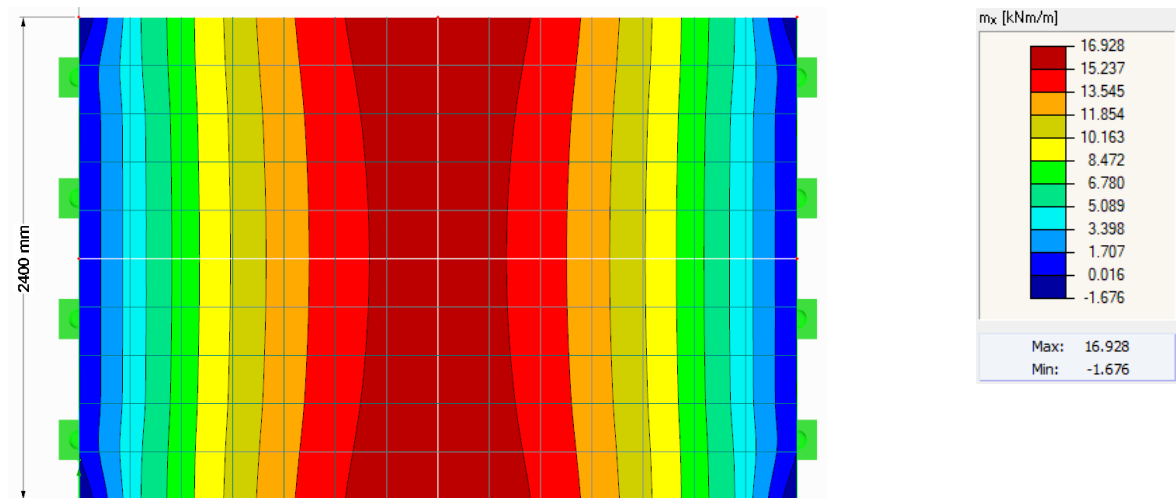
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,4 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována příčně)



Obrázek 36 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 16,928 \cdot 2,4 = 40,63 \text{ kNm}$$

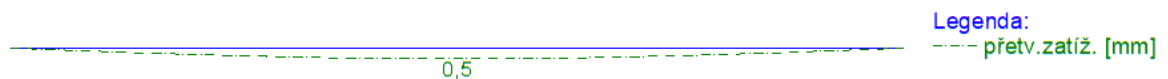
Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 40,63 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována příčně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 37 - Příklad průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,5 + 4,0 = 8,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,4 \text{ mm}$$

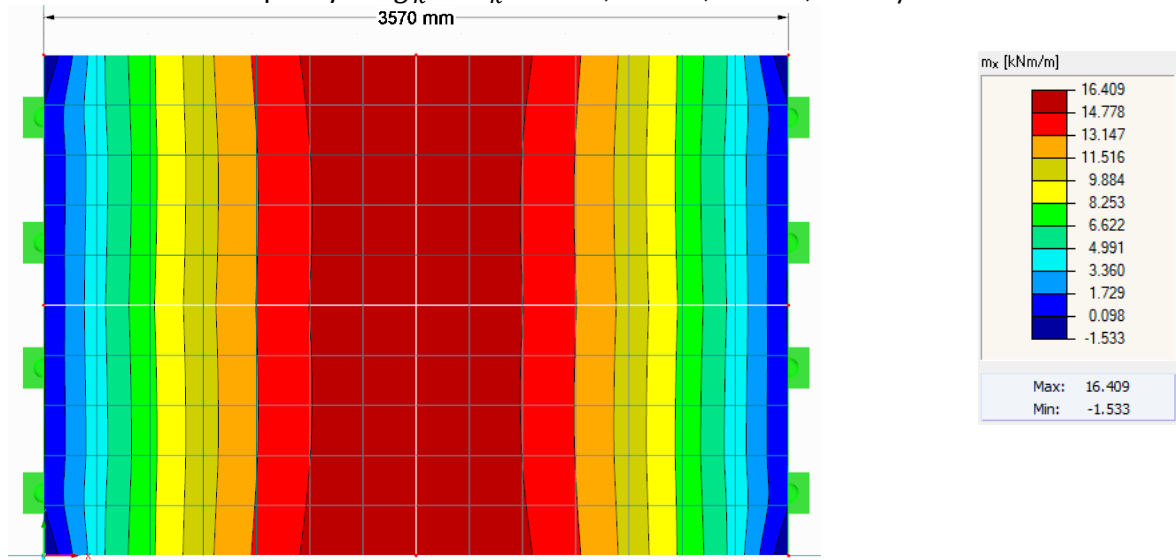
4a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2) a příčkou (příčka 3)

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována podélně)

Plošné zatížení od příčky: $G_k = 1,010 \text{ kN/m}^2$

Výška příčky: $h = 2,65 \text{ m}$

Liniové zatížení od příčky: $g_k = G_k \cdot h = 1,010 \cdot 2,65 = 2,68 \text{ kN/m}$



Obrázek 38 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 16,409 \cdot 2,4 = 39,38 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 39,38 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována podélně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 39 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,6 + 4,0 = 8,5 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

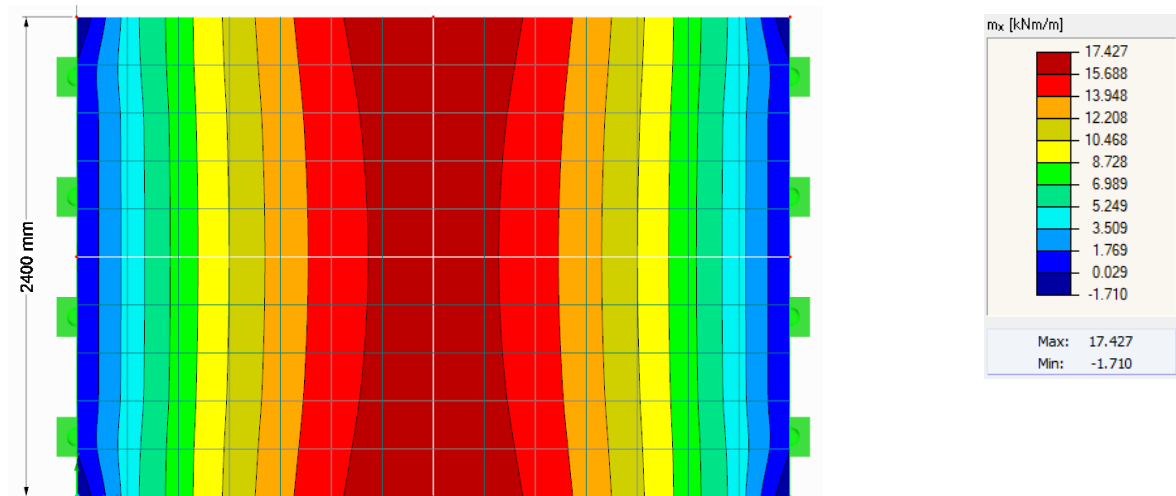
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,5 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována příčně)



Obrázek 40 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 17,427 \cdot 2,4 = 41,82 \text{ kNm}$$

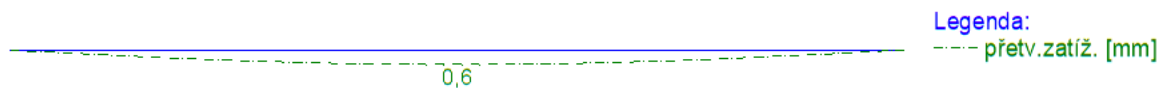
Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 41,82 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována příčně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 41 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,6 + 4,0 = 8,5 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,5 \text{ mm}$$

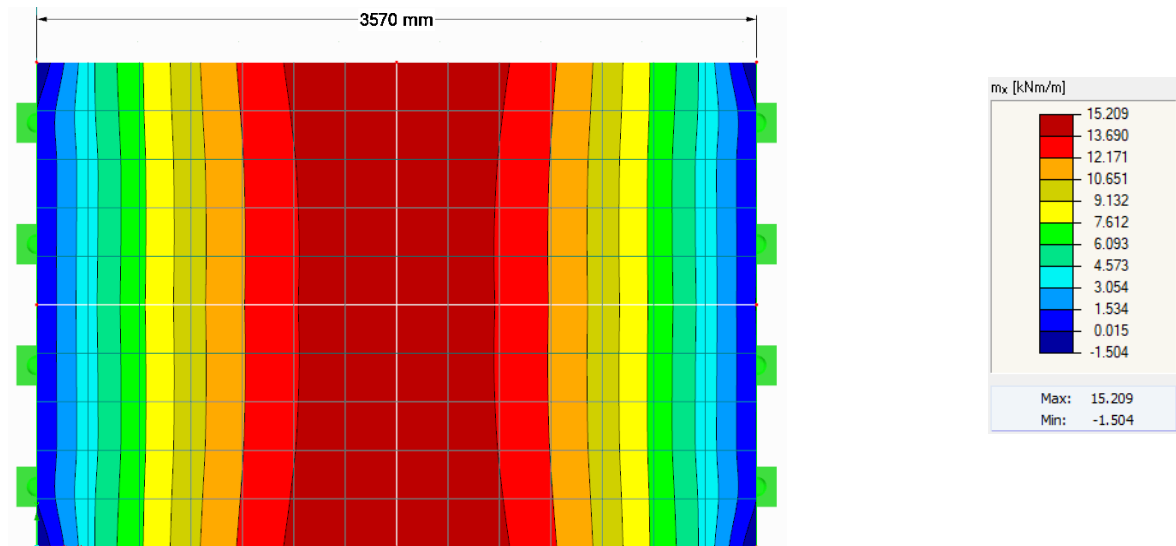
5a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2) a příčkou (příčka 4)

– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována podélně)**

Plošné zatížení od příčky: $G_k = 0,489 \text{ kN/m}^2$

Výška příčky: $h = 2,65 \text{ m}$

Liniové zatížení od příčky: $g_k = G_k \cdot h = 0,489 \cdot 2,65 = 1,30 \text{ kN/m}$



Obrázek 42 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 15,209 \cdot 2,4 = 36,50 \text{ kNm}$$

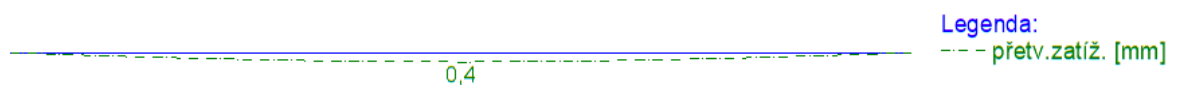
Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 36,50 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována podélně)**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 43 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,4 + 4,0 = 8,3 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

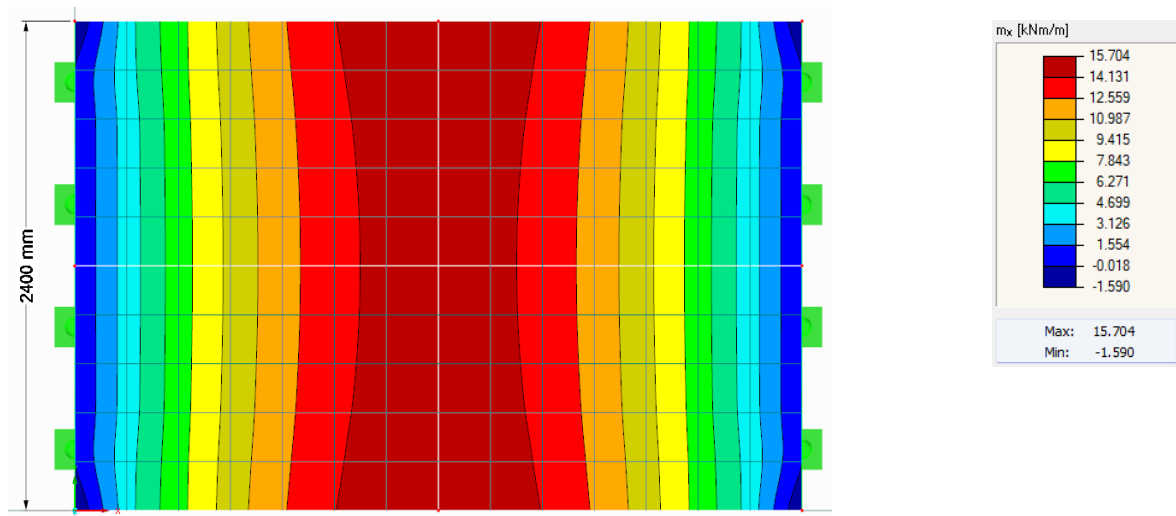
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,3 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována příčně)



Obrázek 44 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 15,704 \cdot 2,4 = 37,69 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 37,69 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována příčně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 45 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,4 + 4,0 = 8,3 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,3 \text{ mm}$$

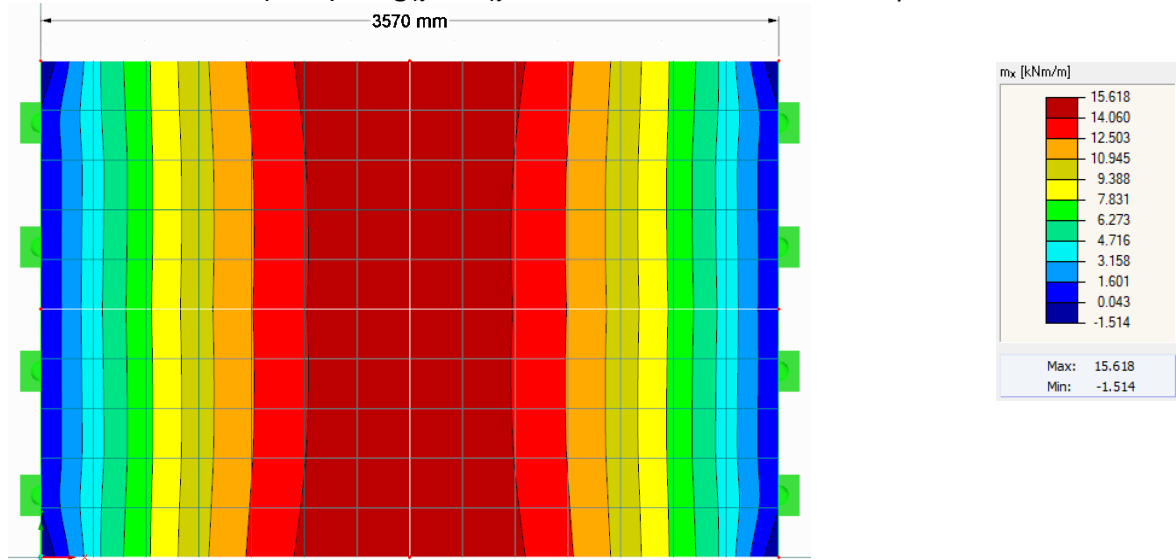
6a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2) a příčkou (příčka 5)

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována podélně)

Plošné zatížení od příčky: $G_k = 0,669 \text{ kN/m}^2$

Výška příčky: $h = 2,65 \text{ m}$

Liniové zatížení od příčky: $g_k = G_k \cdot h = 0,669 \cdot 2,65 = 1,77 \text{ kN/m}$



Obrázek 46 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 15,618 \cdot 2,4 = 37,48 \text{ kNm}$$

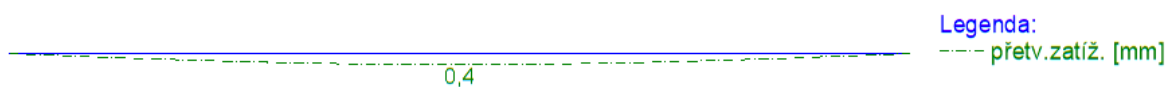
Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 37,48 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována podélně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 47 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,4 + 4,0 = 8,3 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

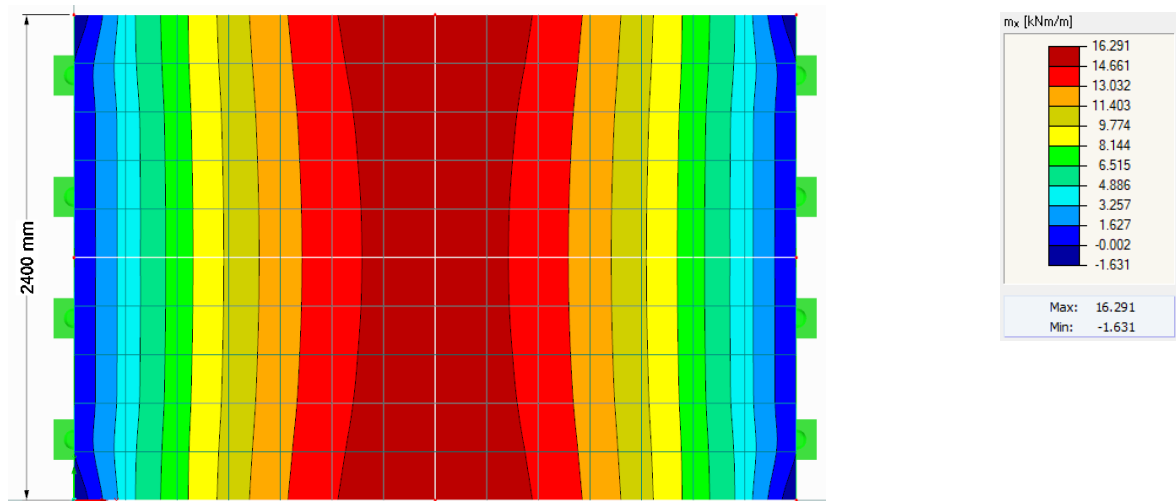
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,3 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována příčně)



Obrázek 48 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 16,291 \cdot 2,4 = 39,10 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 39,10 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována příčně)

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 49 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,5 + 4,0 = 8,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,4 \text{ mm}$$

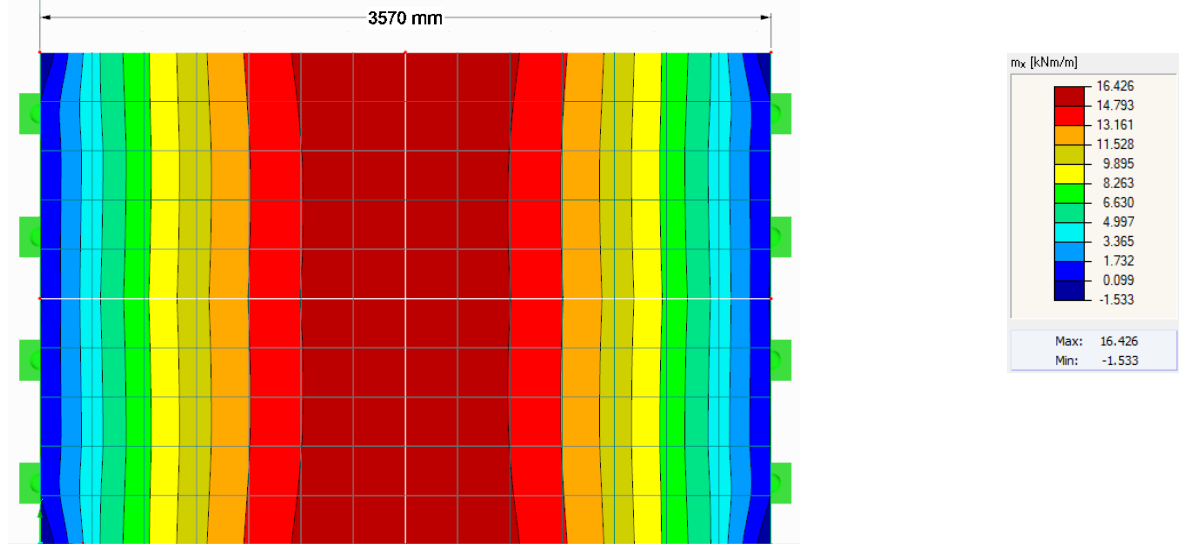
7a. varianta: Panel P1 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2) a příčkou (příčka 6)

– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována podélně)**

Plošné zatížení od příčky: $G_k = 1,019 \text{ kN/m}^2$

Výška příčky: $h = 2,65 \text{ m}$

Liniové zatížení od příčky: $g_k = G_k \cdot h = 1,019 \cdot 2,65 = 2,70 \text{ kN/m}$



Obrázek 50 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 16,426 \cdot 2,4 = 39,42 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 39,42 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována podélně)**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 51 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,6 + 4,0 = 8,5 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

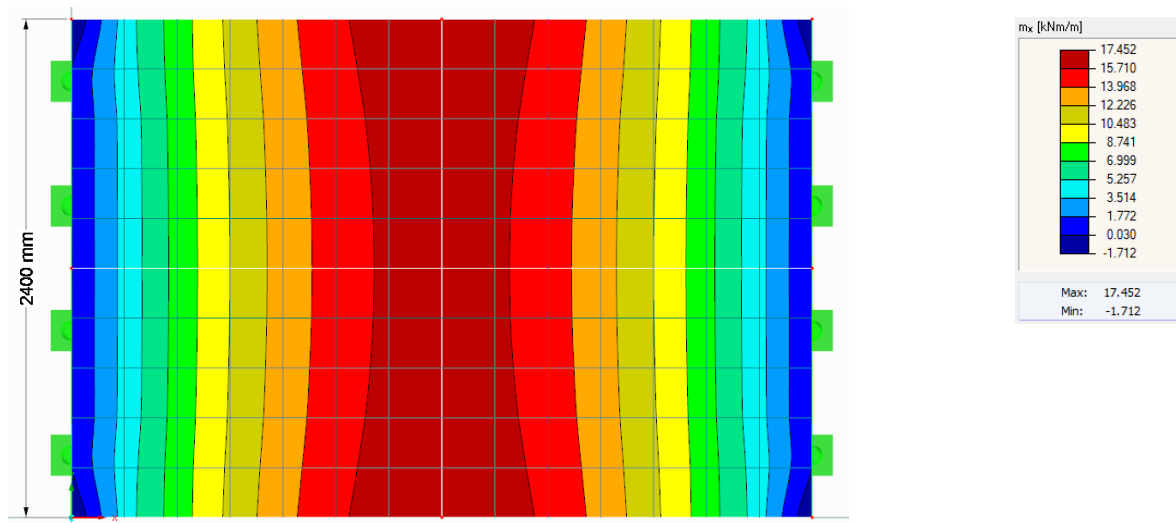
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,5 \text{ mm}$$

– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (příčka orientována příčně)**



Obrázek 52 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 17,452 \cdot 2,4 = 41,88 \text{ kNm}$$

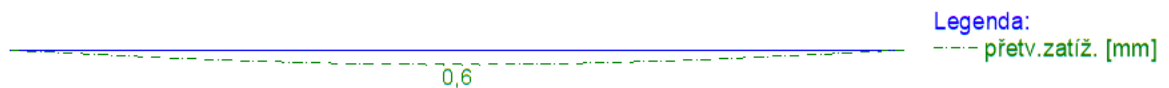
Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$42,13 \text{ kNm} > 41,88 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (příčka orientována příčně)**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 53 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 3,9 + 0,6 + 4,0 = 8,5 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 8,5 \text{ mm}$$

Zhodnocení

Dle výpočtů vyhovují všechny použité varianty. Ale vzhledem ke stáří panelu a možnému neočekávanému zatížení je vhodné se vyhnout použití dělicích příček, jelikož i s nejllehčí sádrokartonovou příčkou je využití únosnosti 86 – 90% (vzhledem k orientaci příčky).

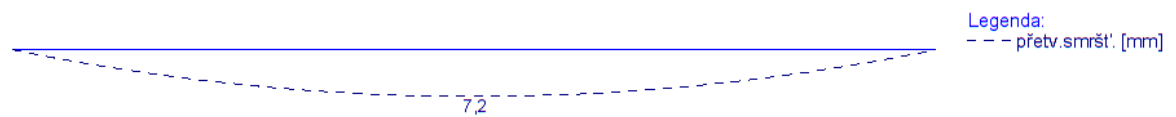
3.1.3.6 Posouzení stropního panelu P2

Jelikož se projevilo už v přechozím výpočtu, že stropní panel P2 byl z hlediska původní legislativy navrhován na mezi únosnosti, provedu pouze demonstrativní výpočet s přitížením novou konstrukcí podlahy s keramickou dlažbou.

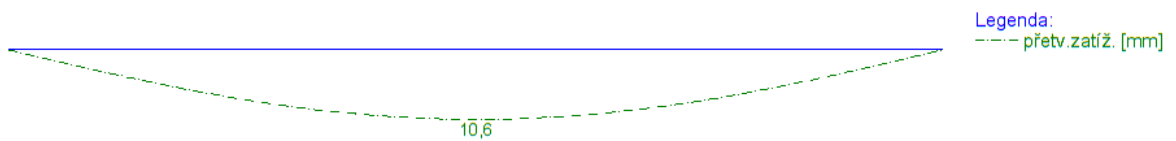
Tabulka 34 – Specifikace stropního panelu P2

Ozn.	Stropní panel	Rozměry d./š./v. (mm)	Druh betonu	Mezní únosnost dle EC2 M_{Rd} (kNm)
P2	S 240/480/15	4770/2390/150	C23/28	55,13

Průhyb panelu P2 zatíženého stávající původní skladbou podlahy (podlaha 1)



Obrázek 54 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace



Obrázek 55 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace

1b. varianta: Panel P2 zatížený skladbou podlahy (podlaha 2)– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti**

Stálé zatížení					
Zatěžovací stav	Tloušťka (mm)	Objemová hmotnost (kg/m ³)	Charakter. zatížení (kN/m ²)	Součinitel zatížení	Návrhové zatížení (kN/m ²)
Keramická dlažba	10	2200	0,220	1,35	0,297
Cementové lepidlo	4	1250	0,050	1,35	0,068
Samonivelační stěrka	3	2050	0,062	1,35	0,084
Cementový potěr	30	2100	0,630	1,35	0,851
Stropní dílec S240/480/15	150	2500	3,750	1,35	5,063
Proměnné zatížení					
Užitné zatížení	---	---	1,500	1,50	2,250
Výsledky					
Celkové zatížení	---	---	6,212	---	8,613

$$f_d = Q_d \cdot b = 8,613 \cdot 2,4 = 20,67 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 20,67 \cdot 4,77^2 = 58,79 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$55,13 \text{ kNm} \not> 58,79 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti**

Průhyb od dlouhodobého zatížení (kvazistálá kombinace):



Obrázek 56 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 7,2 + 0,6 + 10,6 = 8,5 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4770}{250} = 19,1 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$19,1 \text{ mm} > 18,4 \text{ mm}$$

Zhodnocení

Na základě výpočtu zatížení a únosnosti dle původní legislativy dokazují, že stropní panel P2 byl navržen téměř na mezi únosnosti. Podle dnešních předpisů je však stropní panel za mezí únosnosti. Není však známo, že by byl s tímto typem panelu, bez použití přitížení, nějaký globální problém. Lze to vysvětlit tak, že dnes jsou používány vyšší součinitelé zatížení, které by se dali snížit pomocí provedení důsledného stavebně technického průzkum a zkušeností odborníka, jenž by výpočty zpracovával. Dalším vysvětlením je použití užitného zatížení 150 kg/m^2 po celé ploše panelu, které se ve skutečném stavu běžně nevyskytuje.

Při úpravách podlahových konstrukcí je vhodné volit lehčí souvrství bez nutnosti použití těžké plovoucí podlahy. Ideální volbou je vyrovnání cementového potěru zbroušením, v případě nutnosti, co nejtenčí vrstvou vyrovnávací stěrky a následné použití akustické podložky a nášlapné vrstvy z PVC. Budování dodatečných příček na tento typ stropního dílce nedoporučuji!

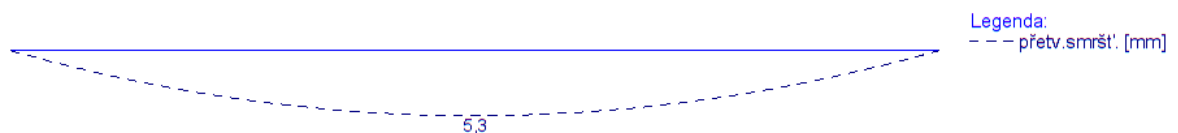
3.1.3.7 Posouzení stropního panelu P3

Stropní panel bude postupně zatěžován variantami nových konstrukcí podlah a novým bytovým jádrem o stejném půdorysném uspořádání, ale s použitím pórobetonových a sádkartonových příček na místo sendvičové umakartové konstrukce. Následně bude provedeno srovnání s únosností vypočtenou dle EC2. Model stropního dílce bude modelován jako osamostatněný panel bez spolupůsobení sousedních panelů, aby výpočet korespondoval s výpočtem únosnosti panelů.

Tabulka 35 – Specifikace stropního panelu P3

Ozn.	Stropní panel	Rozměry d./š./v. (mm)	Druh betonu	Mezní únosnost dle EC2 M_{Rd} (kNm)
P3	S 240/360/15-IAL	3570/2390/150	C16/20	63,67

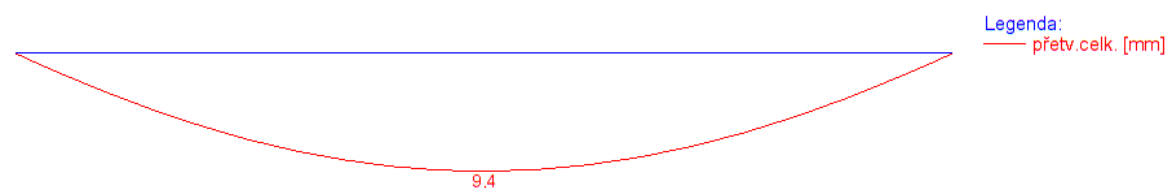
Průhyb panelu P3 zatíženého původní skladbou podlahy (podlaha 1) a bytovým jádrem B3



Obrázek 57 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace



Obrázek 58 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace



Obrázek 59 - Průhyb od smršťování vlivem kvazistálé kombinace

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_s = 5,3 + 4,1 = 9,4 \text{ mm}$$

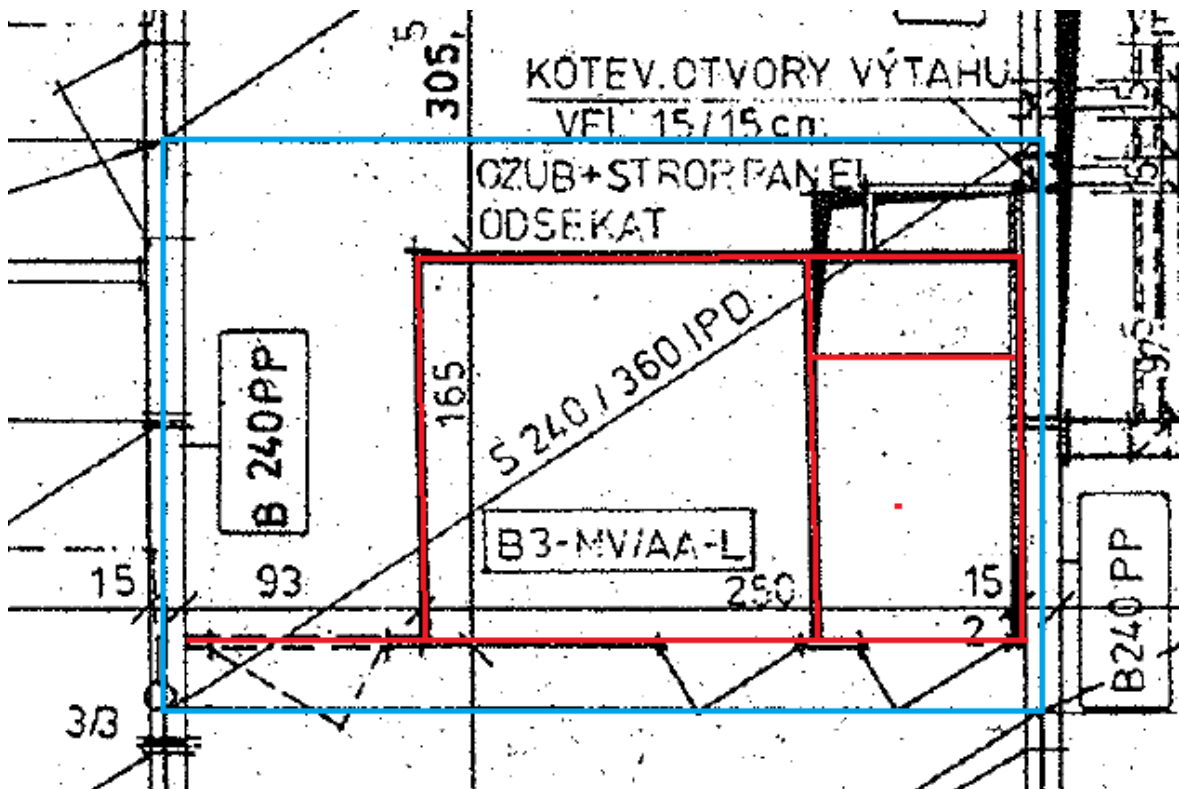
Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 9,4 \text{ mm}$$

Schéma použitého typu bytového jádra

Obrázek 60 - bytové jádro B3, výsek výkresu skladby stropních panelů [17]

- Příčky bytového jádra B3
- Hranice stropního panelu P3

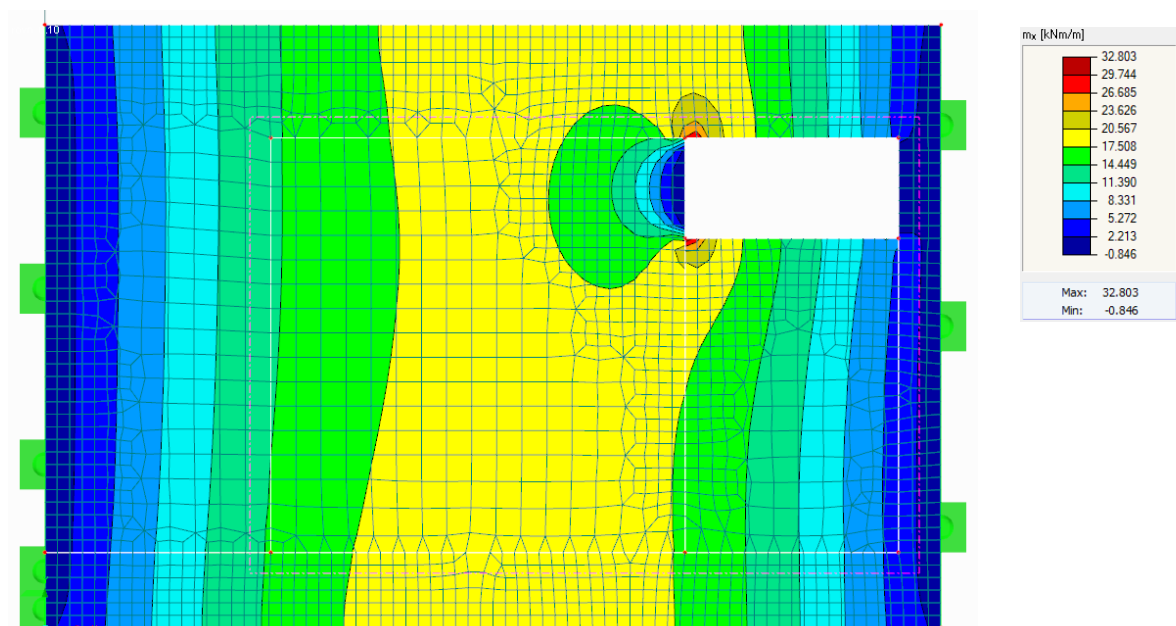
Varianty zatěžovacích stavů vlivem použití obkladu

Pro každou variantu (1c, 2c, 3c, 4c) jsou vypočteny dva stavy. První pro případ použití odkladu z jedné strany u obvodových příček bytového jádra. Druhý pro případ použití obkladu z obou stran obvodové příčky (mimo příčky přiléhající k instalační šachtě a stěnovému panelu).

1c. varianta: Panel P3 zatížený skladbou podlahy (podlaha 3) a bytovým jádrem (příčka 7)– **Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z jedné strany příčky)**

Tabulka 36 – Zatížení od příčky dle varianty obložení

Pórobetonová příčka tl. 50 mm	bez obkladu	obklad z jedné strany	obklad z obou stran
Plošné zatížení (kN/m^2)	0,560	0,700	0,840
Výška příčky (m)	2,650	2,650	2,650
Liniové zatížení (kN/m)	1,484	1,855	2,226



Obrázek 61 - Plošný moment_kombinace MSÚ

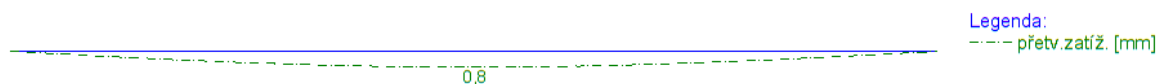
Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 20,567 \cdot 2,4 = 49,36 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 49,36 \text{ kNm}$$

– **Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z jedné strany příčky)**

Obrázek 62 - Příklad průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 0,8 + 4,1 = 10,2 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

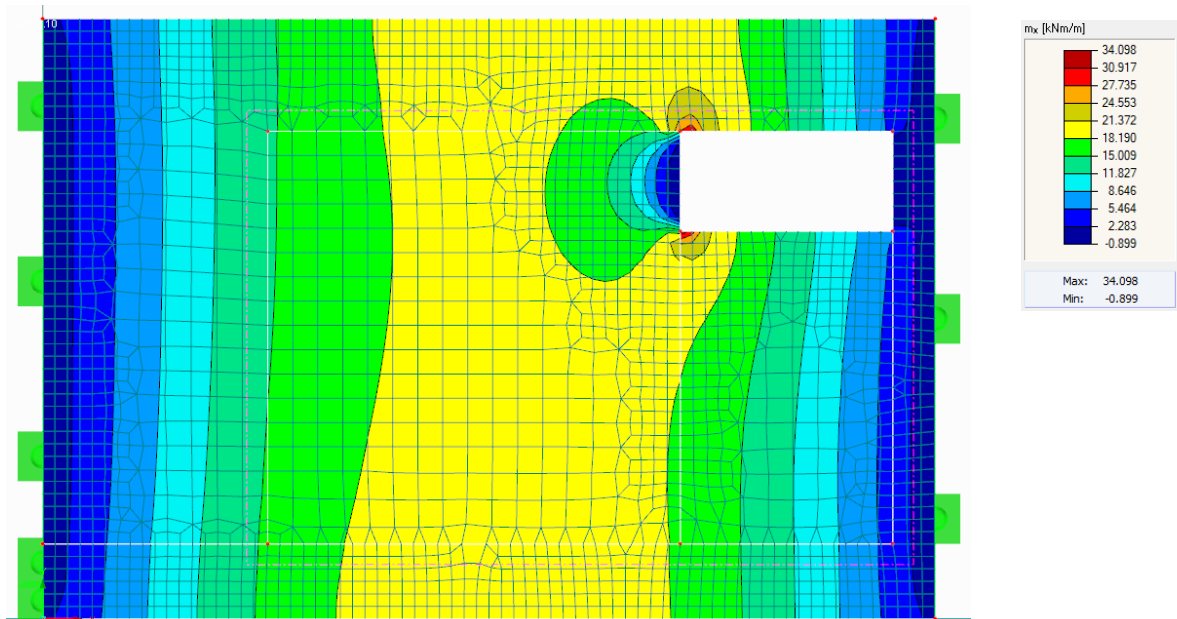
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,2 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z obou strany příčky)



Obrázek 63 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 21,372 \cdot 2,4 = 51,29 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 51,29 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z obou strany příčky)



Obrázek 64 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 1,0 + 4,1 = 10,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,4 \text{ mm}$$

Poznámka:

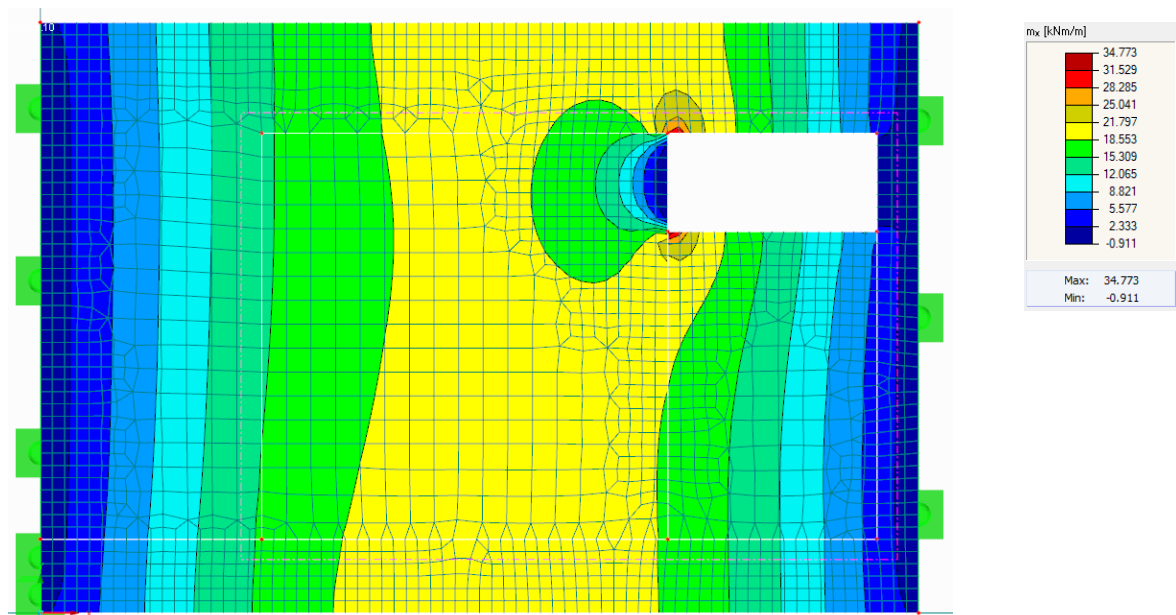
Do posouzení uvažují plošně převažující ohybový moment (žlutá barva), jelikož vyšší hodnoty náleží lokálním momentům na hranách otvoru pro instalační šachtu. Tato místa by měla být jištěna doplněnou konstrukční výztuží z výroby.

2c. varianta: Panel P3 zatížený skladbou podlahy (podlaha 3) a bytovým jádrem (příčka 8)

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z jedné strany příčky)

Tabulka 37 – Zatížení od příčky dle varianty obložení

Pórobetonová příčka tl. 75 mm	bez obkladu	obklad z jedné strany	obklad z obou strany
Plošné zatížení (kN/m^2)	0,710	0,850	0,990
Výška příčky (m)	2,650	2,650	2,650
Liniové zatížení (kN/m)	1,882	2,253	2,624



Obrázek 65 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 21,797 \cdot 2,4 = 52,31 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 52,31 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z jedné strany příčky)



Obrázek 66 - Příklad průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 1,0 + 4,1 = 10,4 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

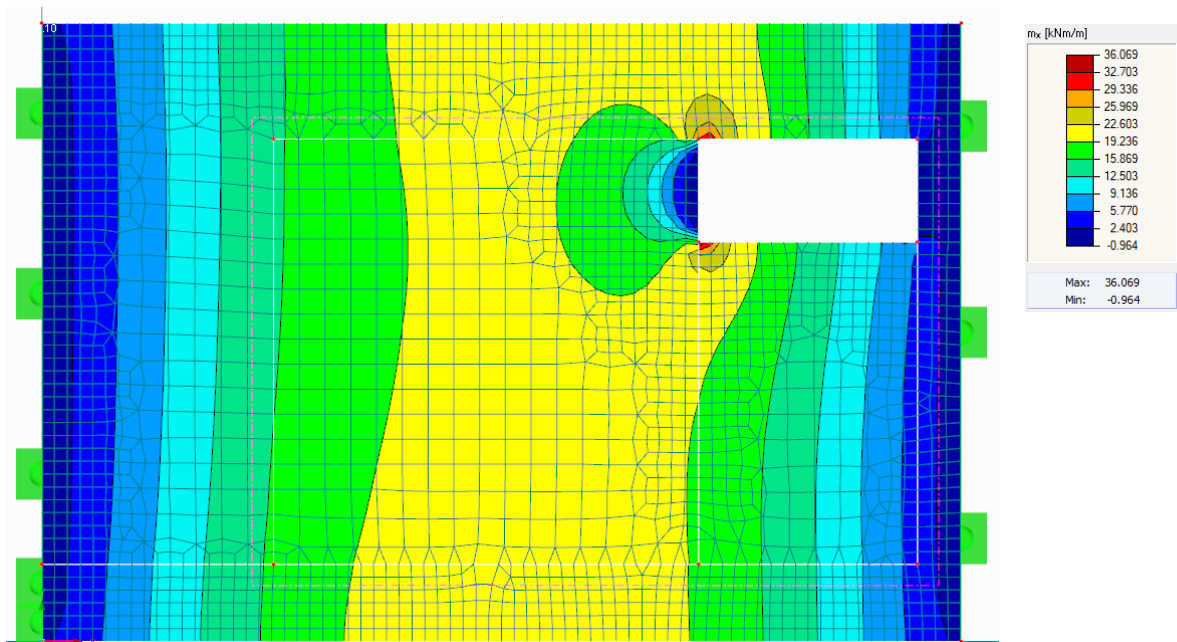
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,4 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z obou strany příčky)



Obrázek 67 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

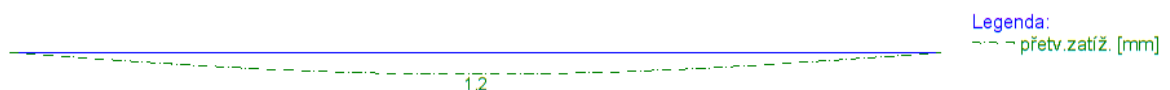
$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 22,603 \cdot 2,4 = 54,25 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 54,25 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z obou strany příčky)



Obrázek 68 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 1,2 + 4,1 = 10,6 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,6 \text{ mm}$$

Poznámka:

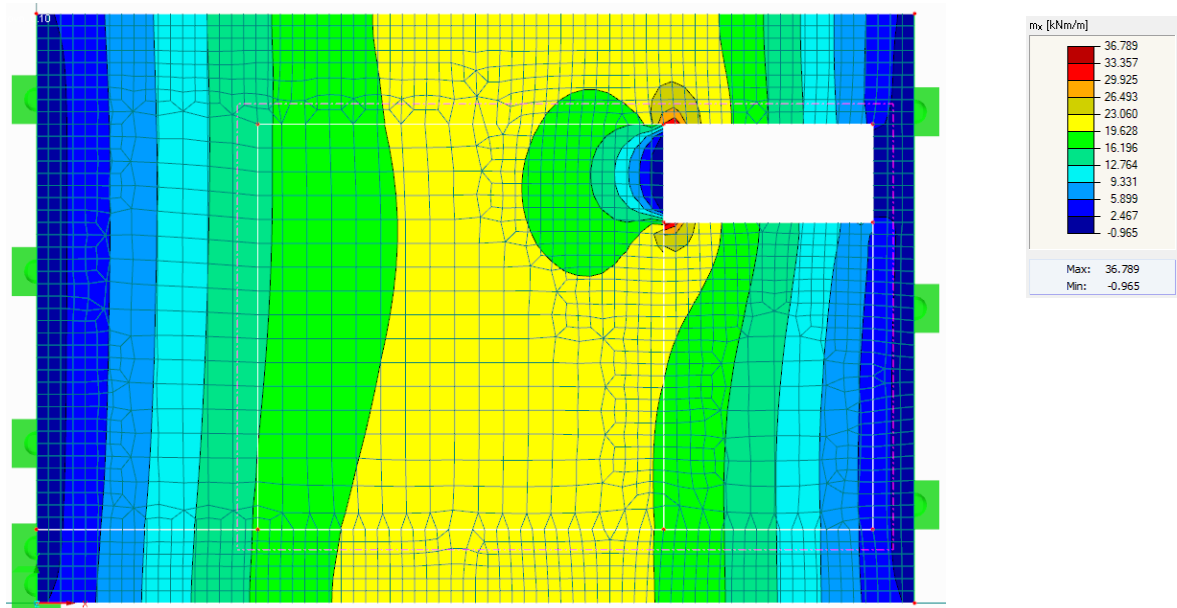
Do posouzení uvažují plošně převažující ohybový moment (žlutá barva), jelikož vyšší hodnoty náleží lokálním momentům na hranách otvoru pro instalační šachtu. Tato místa by měla být jištěna doplněnou konstrukční výztuží z výroby.

3c. varianta: Panel P3 zatížený skladbou podlahy (podlaha 3) a bytovým jádrem (příčka 9)

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z jedné strany příčky)

Tabulka 38 – Zatížení od příčky dle varianty obložení

Pórobetonová příčka tl. 100 mm	bez obkladu	obklad z jedné strany	obklad z obou stran
Plošné zatížení (kN/m^2)	0,860	1,000	1,140
Výška příčky (m)	2,650	2,650	2,650
Liniové zatížení (kN/m)	2,279	2,650	3,021



Obrázek 69 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

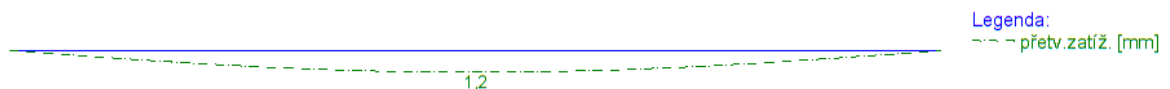
$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 23,060 \cdot 2,4 = 55,34 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 55,34 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z jedné strany příčky)



Obrázek 70 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 1,2 + 4,1 = 10,6 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

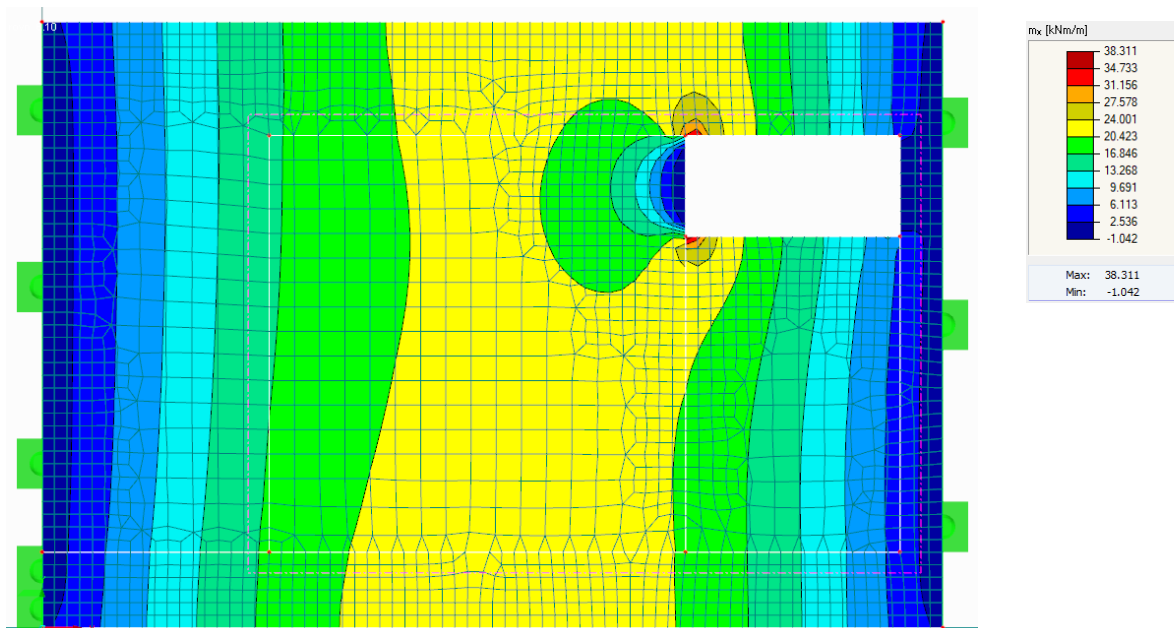
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,6 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z obou strany přičky)



Obrázek 71 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

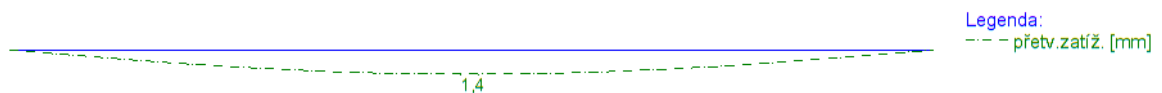
$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 24,001 \cdot 2,4 = 57,60 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 57,60 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z obou strany přičky)



Obrázek 72 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 1,4 + 4,1 = 10,8 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,8 \text{ mm}$$

Poznámka:

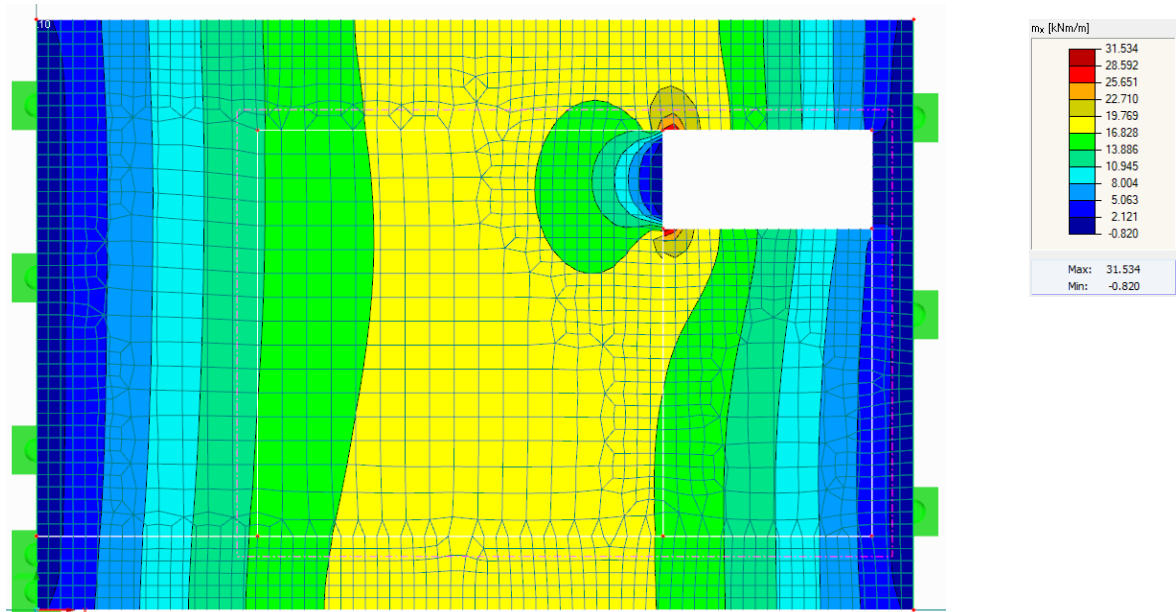
Do posouzení uvažují plošně převažující ohybový moment (žlutá barva), jelikož vyšší hodnoty náleží lokálním momentům na hranách otvoru pro instalační šachtu. Tato místa by měla být jištěna doplněnou konstrukční výztuží z výroby.

4c. varianta: Panel P3 zatížený skladbou podlahy (podlaha 3) a bytovým jádrem (příčka 10)

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z jedné strany příčky)

Tabulka 39 – Zatížení od příčky dle varianty obložení

SDK příčka tl. 100 mm Jednoduše opláštěná	bez obkladu	obklad z jedné strany	obklad z obou stran
Plošné zatížení (kN/m^2)	0,489	0,629	0,769
Výška příčky (m)	2,650	2,650	2,650
Liniové zatížení (kN/m)	1,296	1,667	2,038



Obrázek 73 - Plošný moment_kombinace MSÚ

Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 19,769 \cdot 2,4 = 47,45 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Rd} > M_{Ed,max}$$

$$63,67 \text{ kNm} > 47,45 \text{ kNm}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z jedné strany příčky)



Obrázek 74 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 0,7 + 4,1 = 10,1 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

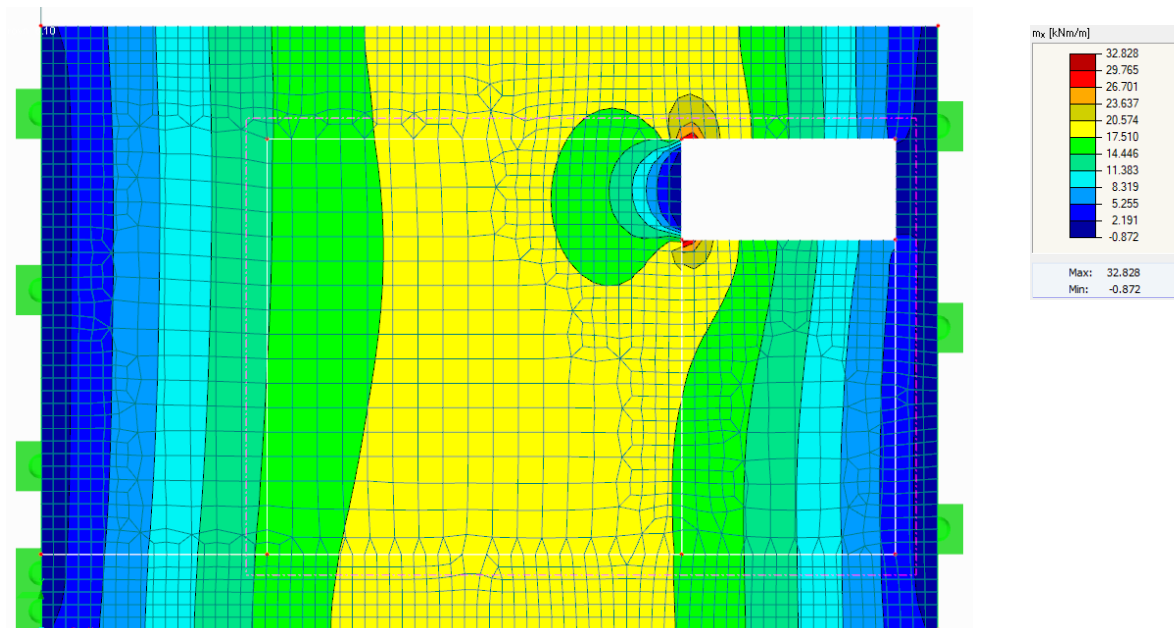
$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\delta_{max} > w_{cel}$$

$$14,3 \text{ mm} > 10,1 \text{ mm}$$

– Posouzení ohybu mezního stavu únosnosti (obklad z obou strany příčky)



Obrázek 75 - Plošný moment_kombinace MSÚ

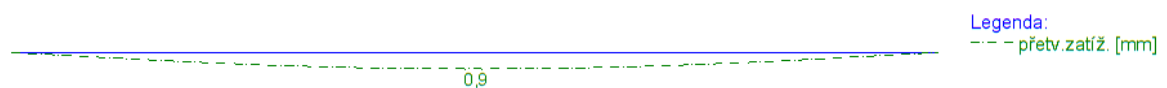
Ohybový moment od zatížení:

$$M_{Ed,max} = m_x \cdot b = 20,574 \cdot 2,4 = 49,38 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &> M_{Ed,max} \\ 63,67 \text{ kNm} &> 49,38 \text{ kNm} \end{aligned}$$

– Posouzení průhybu mezního stavu použitelnosti (obklad z obou strany příčky)



Obrázek 76 - Přírůstek průhybu od přidaného zatížení

Celkový průhyb stropní konstrukce:

$$w_{cel} = w_z + w_{zp} + w_s = 5,3 + 0,9 + 4,1 = 10,3 \text{ mm}$$

Mezní průhyb stropní konstrukce:

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,570}{250} = 14,3 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\begin{aligned} \delta_{max} &> w_{cel} \\ 14,3 \text{ mm} &> 10,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Poznámka:

Do posouzení uvažují plošně převažující ohybový moment (žlutá barva), jelikož vyšší hodnoty náleží lokálním momentům na hranách otvoru pro instalační šachtu. Tato místa by měla být jištěna doplněnou konstrukční výztuží z výroby.

Zhodnocení

Dle výpočtů vyhovují všechny varianty použitých skladeb příček bytového jádra. Při použití extrémního případu pórobetonové příčky o tloušťce 100 mm se však dostávám nad hranici 90 % využití únosnosti panelu, proto bych tuto příčku možného výběru vyloučil. Při volbě pórobetonových tvárnic je vhodnou variantou kombinace tvárnic o různých tloušťkách. Příčku orientovanou ke kuchyni o tloušťce 100 mm kvůli zatížení od skříněk. Příčku oddělující WC a koupenu, a šachetní příčku o tloušťce 50 mm, jelikož zde nejsou kladena nároky na akustiku. Obvodovou příčku do volného prostoru o tloušťce 75 mm a ke stěnovému panelu příčku o tloušťce 50 mm. Jako nejvhodnější způsob, ale vidím použití sádkartonového systému, jelikož je nejlehčí a zároveň má nejlepší akusticky izolační vlastnosti. Porovnání výhod těchto materiálových variant je blíže popsáno v kapitole 3.1.2.

V tomto výpočtu nebylo uvažováno se změnou dispozice bytového jádra, v některých variantách by například navýšení tloušťky na stěny včetně omítek na přibližně 125 mm mohlo být nežádoucí.

Při návrhu bytových jader je vhodné počítat s dostatečnou rezervou únosnosti, jelikož nikdy nevíme, jak bude probíhat provoz bytu v budoucnu.

3.1.4 Vytváření nových otvorů ve stěnových panelech

Význam zásahu je většinou propojení sousedních bytů, z tohoto důvodu se většinou řeší nový otvor v příčné nosné stěně. V tomto případě je velmi důležitý stavebně technický průzkum a statické posouzení. V určitých případech je nutno staticky posoudit konstrukci globálně a ne pouze lokálně řešený panel. Neodborné zásahy tohoto typu mohou mít fatální následky na mechanickou stabilitu budovy jako celku.

Před touto úpravou je potřebné znát stav a provedené úpravy stěnových panelů v řešené rovině alespoň v nejnižších podlažích. Znalost stavu stěnových panelů v sousedních bytech je právě kámen úrazu. Pokud přizvaný statik řešil pouze jeden stěnový panel a následně v bytu o podlaží níže řešil jiný statik ten samý zásah, tak většinou o sobě ani neví, jelikož o těchto zásazích není vedena pasportizace. Pokud se takto nekoordinovaně vytvoří otvory v nosných stěnách nad sebou, může docházet k toku zatížení do míst, které na to není dimenzované (například úzké pilíře u okrajů stěn). V těchto místech pak dochází ke ztrátě mechanické odolnosti stability, což může ovlivnit stavbu jako celek [6]

Vytváření otvoru do šířky 1000 mm

Při navrhování lze použít zjednodušující výpočet, pokud budou dodrženy následující zásady. Uvažujeme stávající panel bez otvorů a dodatečné zřízení pouze jednoho otvoru. Nad i pod budoucím otvorem musí být plné stěnové panely. Při budování otvoru musí na okraji stěny zůstat minimální šířka stěnového pilíře, alespoň 450 – 500 mm (přibližně třikrát tloušťka stěny). Pilíř na okraji panelu musí být schopen přenést normálové zatížení působící z celé soustavy nad ním. Při tomto výpočtu se neuvažuje s přenosem normálových sil do sousedních panelů. Nadpraží otvoru by mělo mít výška přibližně 630 mm (tak, aby byl umožněn roznos zatížení od stropu pod úhlem 45°) a je nutné, aby přeneslo vzniklé tahy jako prostý beton. Postačí uvažovat zatížení od vlastní tíhy a stropu nad ním [6].

Vytváření otvoru šířky větší než 1000 mm

Při posuzování otvoru širšího než 1000 mm je nutné použít přesnější výpočet vymodelováním celé stěny. S tímto výpočtem se pojí i technický průzkum stěny včetně zjištění chování styků a potřebná prohlídka bytů po celé výšce budovy.

Tento otvor bude třeba vyztužit. Lze použít vysokopevnostní ocel, která se vloží do drážek o hloubce minimálně 35 mm v nadpraží otvoru. Další variantou je použití lamel a tkanin na bázi vysokopevnostních uhlíkových nebo skelněných vláken lepených epoxydovou pryskyřicí.

Provedení takových je však finančně náročné a následně může znemožnit úpravy v ostatních podlažích [6].

Rozšíření stávajícího otvoru

V panelovém systému PS 69 jsou všechny otvory v příčných nosných stěnách umístěny nad sebou. V případě rozšíření stávajícího otvoru bude porušena výztuž kolem otvoru a nelze zaručit dostatečné kotvení výztuže nadpraží. Normálové zatížení je ve stávající variantě přenášeno pilíři, ale při rozšíření otvoru bude normálovými silami namáháno i nadpraží. A pokud by vznikl úzký pilíř u styku panelů, mohl by být neschopen přenosu normálového zatížení. Tato úprava není vhodná provádět, pokud nebude podrobena důkladné analýze všech možných vlivů [6].

Vliv umístění otvorů

V případě vzájemného horizontálního posunutí otvorů nad sebou bude docházet k toku normálového zatížení složitějšího charakteru. Například může dojít k zatížení nadpraží otvoru normálovými silami od zatížení několika podlaží výše. Tuto úpravu není vhodné provádět, pokud nebude podrobena důkladné analýze všech možných vlivů.

V případě takového vzájemného posunutí otvorů, že mezi nimi vznikne pilíř, je nutné ho posoudit na příslušné normálové síly. V tomto případě by bylo nutno postupovat jako v případě otvoru širšího než 1000 mm.

Dalším případem je umístění otvoru přes spáru stěnových panelů. Při zatížení normálovými silami by ze statické hlediska muselo nadpraží fungovat jako dvě konzoly, což by zapříčiňovalo vznik trhlin, nehledě na to, že svislý styk těchto panelů zajišťuje spolupůsobení jejich spolu působení a jeho přerušování bude mít vliv na ostatní konstrukce. Tuto úpravu není vhodné provádět [6].

3.1.5 Schodiště a výtahy

Výtahy

Šachty jsou v sekcích s 5 - 9 nadzemními podlažími umístěny mezi rameny schodiště a jsou opláštěny ocelovými sítěmi. U věžových objektů výtahové šachty ohraničené železobetonovými stěnami, mimo schodišťový prostor. Objekty do 4 nadzemních podlaží byly navrhovány bez výtahu [7].

V případě výměny výtahu umístěného v zrcadle schodiště je důležité respektovat šířku podest. Nesmí být zúžena šířka komunikačního prostoru, jelikož slouží jako úniková cesta v případě požáru. Zde je možnost výměny výtahu s použitím stávající nosné ocelové konstrukce s možností výměny ocelové sítě na celistvé opláštění. Nebo výměna včetně nosné konstrukce. Rozsah výměny bude určen množstvím finančních prostředků investora, stavem stávající nosné konstrukce.

U věžových objektů tvoří okolní železobetonové stěny nosnou konstrukci výtahu. Z hlediska efektivního využití plochy výtahové šachy je nevhodné zřizovat novou nosnou konstrukci výtahového zařízení. Je tedy třeba posoudit hmotnost nového výtahu oproti původní variantě, aby nedošlo k přetížení železobetonové stávající konstrukce. Zvětšení vstupního otvoru ve stěnovém panelu se nedoporučuje, jelikož by došlo k narušení výztuže. Z hlediska požární bezpečnosti je možné navrhovat šachetní vstup s požární odolností určenou odborníkem, jelikož obvodové konstrukce šachty z nehořlavého materiálu.

Schodiště

Schodiště jsou tvořeny z železobetonových prefabrikovaných panelů s povrchovou úpravou z litého teraca [7].

Často se vyskytují trhliny v místě styku schodišťového ramena a stěnového panelu. Příčinou je chybějící dilatační prvek mezi konstrukcemi. Porucha má však pouze vizuální charakter. Řešením je spáru přiznat a opravit okolní omítku, nebo spár vyplnit pružným tmelem.

Dalším problémem bývá nedostatečná drsnost schodišťových stupňů, které jsou již opotřebované a tedy kluzké. Ideálním opatřením je použití keramické dlažby v celé ploše schodišťového prostoru.

Původní schodišťové zábradlí bývá ve většině případů uvolněné. Návrh nového zábradlí podléhá normě ČSN 74 3305. Pro objekty s volným prostorem vedle schodiště o hloubce do 12 m postačí základní výška zábradlí 1,0 m, u objektů s volným prostorem vedle schodiště o hloubce od 12 m do 30 m musí být výška zábradlí 1,1 m a pro vyšší objekty 1,2 m. V případě že je schodiště z hlediska požární bezpečnosti navržena jako CHÚC (chráněná úniková cesta), je třeba používat madla z nehořlavého materiálu.



Obrázek 77 - Prasklina podél schodišťového ramene (zdroj: Vlastní)

3.1.6 Předsazené konstrukce

Jsou polozapuštěné a zapuštěné v hloubce 1,2 m. Podélné lodžiové stěny jsou dřevěné rámové konstrukce tl. 150 mm a jsou součástí vnitřních nosných stěn. Vnitřní stěny vystupují do exteriéru, jsou obloženy dvouvrstvými lodžiovými příloškami – vnější železobetonová vrstva a tepelná izolace. Lodžiový stropní panel je prostě uložen na vystupující stěny a působí jako prostý nosník. V polozapuštěné variantě je část lodžiového stropního dílce vykonzolována. Opláštění samonosné dřevěné rámové konstrukce je z vnitřní strany z desek na bázi dřeva a z vnější strany dřevěnými latěmi [8].

Vady a poruchy lodžii jsou popsány v kapitole 2.2.1.

Nejprve je nutné provést stavebně technický průzkum pro posouzení stávajícího stavu konstrukce. Pokud může být stávající dřevěná rámová konstrukce zachována je nejjednodušší variantou odstranění stávajícího pláště, výměna tepelné izolace, použití parozábrany, popřípadě sanace některých prvků dřevěné nosné konstrukce. Provést

kontrolu kotvení do nosné konstrukce, popřípadě dokotvit. Vnější plášť je ideální z cementotřískových desek, jelikož jsou odolné vůči povětrnostním vlivům.

Pokud je vzhledem k životnosti lodžiové stěny nutné ji vyměnit je vhodnou variantou použít lehkou sendvičovou konstrukci. Je možné lodžiovou stěnu i vyzdívat, ale oproti sendvičové konstrukci by převažovaly nevýhody nad výhodami. Pro sendvičovou konstrukci mluví rychlost výstavby, omezení mokrého procesu výstavby, dosažení potřebné hodnoty součinitele prostupu tepla s menší tloušťkou konstrukce, minimální přetížení stávajících nosných konstrukcí.

Při zateplování budovy jsou lodžie problematičtější místem z důvodu tepelných mostů. Ideálním řešením z hlediska tepelné techniky je zateplení vystupujících vnitřních stěn, lodžiové stěny a lodžiového stropního dílce, tloušťkou izolantu pro korespondenci s okolní obálkou objektu. Zateplením konstrukcí v prostoru lodžie se ubírá užitná plocha. Nejproblematičtější místem je horní povrch lodžiového stropního dílce, jelikož při jeho zateplení pro zabránění tepelných mostů by se vytvořil „schod“ mezi lodžiovým prostorem a interiérem bytu.

Dnešní velmi oblíbenou úpravou lodží je jejich zasklívání. Tento zásah částečně přispívá ke snížení nákladů na vytápění, jelikož lodžiová stěna není tolik ochlazována vnějšími prostředím. Největší výhodou je, ale vznik dalšího užitného prostoru, který je chráněn od vnějších vlivů. Se zasklením souvisí výměna zábradlí, jelikož je vhodné použít celoplošnou výplň až k podlaze, jinak by se tato úprava minulo účinkem. Zasklení je nutné staticky posoudit z hlediska přetížení lodžiového stropního dílce a z hlediska kotvení kvůli účinků tlaků a sání větru. Takto upravenou lodžii je potřeba často větrat pro zabránění vzniku plísní.



Obrázek 78 - Zasklené lodžie (Zdroj: Vlastní)

Další častou úpravou je výměna podlahové konstrukce lodžie. Principy, kterými by se měla nová podlaha řídit, jsou: provedení hydroizolace s vodotěsným napojením na ostatní konstrukce, použití mrazuvzdorných a protiskluzových nášlapných vrstev a dostatečná opatření pro účinný odvod vody, jako jsou spádování plochy a použití odsazení okapního plechu, který zabrání stékání vody po čele lodžie. Skladbu podlahy je nutné navrhnout i ze statického hlediska kvůli přitěžování lodžiových stropních dílců.

3.1.7 Instalace a rozvody

Rozvody elektroinstalace

Rozvod elektroinstalace se nachází v elektrojádrech umístěných na podestách, zde jsou také umístěny elektroměry bytů daného podlaží a rozvodná skříň s jištěním. Horizontální rozvod elektroinstalace pro osvětlení byl ve stropních panelech v drážce (drážka připravena z výroby) kabelem AYKY. Horizontální rozvod vedený v podlahách byl vedený kabelem CYKY. Svislé rozvody jsou vedeny v připravených dutinách stěnových panelů kabely CYKY. Pro telefon sloužil slaboproudý rozvod vedený v podlaze chodby a

následné svislý rozvod v dělicí příčce. Pro rozvod společné televizní anténu byl koaxiální kabel veden svislými trubkami, které jsou v tloušťce stěnových dílců [18].

Při stavební rekonstrukci bytu je vhodné, aby je jí součástí byla i rekonstrukce elektro instalace. Za první stávající elektro instalace může být na hranici své životnosti. Za druhé není poznat, s jakou precizností bylo provedeno zapojení zásuvek, a jaký se jejich současný stav. A za třetí je potřeba nadimenzovat rozvod elektroinstalace na požadavky dnešních spotřebičů a počet elektrických zařízení připojovaných do sítě, jelikož počet se jejich množství v domácnostech vůči době návrhu původní instalace rapidně zvýšil. V případě opomenutí elektroinstalace při rekonstrukci může časem dojít k opotřebování, ke zkratu a je možný vznik požáru!

Pokud se bude nová elektroinstalaci provádět zároveň s rekonstrukcí podlah lze vést kabely v ní, pokud ne, tak se horizontální rozvod vede s podlahových lištách po obvodu místnosti. V případě potřeby vedení svislého rozvodu v betonovém panelu například k vypínači, lepší vyčistit a použít stávající otvor pro vedení, než oslabovat panel vysekáváním drážek! Pokud investor vyžaduje jiné rozmístěný zdrojů světla na stropě je vhodnější použití podhledu, než vést kabely nevhlednými lištami po stropu na jiná místa. K zapojení je možno vést kabely ve stropních dutinách, nebo je přivést v rohové stěnové liště, která není tak nápadná.

Kanalizace

Ležatá kanalizace byla navrhována z keramických trubek, výjimečně z litinových trubek. Stoupačí potrubí v suterénu bylo litinové, v nadzemních podlaží bylo použito PVC. Připojovací potrubí bylo z eternitových trubek. Střešní vpusti pro odvod dešťové vody byly plechové, stoupačí potrubí bylo z PVC a následně v suterénu z litinových trubek [18].

Při rekonstrukci bytového jádra je nutné vyměnit stávající připojovací potrubí (už jen z důvodu změny polohy zařizovacích předmětů). Dnes se využívá materiálů především na bázi plastů PVC a PP-HT.

Běžným problémem je hluk od kanalizace. Vhodné je použít při rekonstrukce stoupačího potrubí sendvičové trubky, nebo použít odhlučňovací desky pro akustické

oddělení celé instalační šachty. Problémem také bývá zápach z kanalizace, proto důležité navrhnout zápachové uzávěry.

Vodovod

Ležatý rozvod v objektu je veden pod stropem suterénu v ocelových trubkách, které jsou spojovány pomocí asfaltových závitů. Ležaté rozvody se tepelně izolovaly matracemi z minerální vlny. Stoupací a připojovací potrubí bylo tepelně izolováno plstěnými obaly. Rozvod teplé a cirkulační vody byly navrhovány v pozinkovaných trubkách [18].

Rekonstrukci vodovodu je vhodné provádět z hlediska tepelných ztrát potrubím, jelikož stávající materiál dobře vede teplo a izolace trubek je již často nefunkční. Dnes se hojně využívá plastových systémů s izolací z mirelonu.

Plynovod

Plyn je v panelovém domě veden černými ocelovými trubkami, spojovaných svařováním [18].

Při rekonstrukci se používají nejčastěji měděné trubky, ocelové trubky se zaručitelnou svařitelností a pro vedení v zemi polyetylenové trubky. Při instalaci nového stoupajícího rozvodu především z mědi je třeba myslet na teplotní roztažnost materiálu a po určité výšce zřídit kompenzátory.

Vytápění

Zdroj tepla byl řešen většinou pomocí dálkové dodávky tepla pomocí výměňkových stanic, nebo sektorových kotelen. Byly použity především samotížné soustavy o teplotní spádu 90 / 70 °C, akorát suterénní místnosti byl řešen nucený oběh. V bytech byly jako otopná tělesa používány ocelové, nebo litinové radiátory [18].

Kvůli cenám dálkového vytápění je vhodné použít jiný zdroj tepla. V panelových domech se zřizují plynové a biomasové kotelny, používá se decentrální vytápění elektrokotly, a popřípadě se používají tepelná čerpadla. Na výměnu zdroje tepla je však také potřeba nahlížet komplexně, nemá tedy například význam instalovat drahé tepelné čerpadlo pro panelové domy bez dodatečného zateplení, jelikož kvůli vysokým tepelným

ztrátám by muselo být navrženo výkonnější tepelné čerpadlo, zvýšila by se spotřeba energie, a tedy by se rapidně zvýšila návratnost investice.

Vzduchotechnika

Odvod znečištěného vzduchu z kuchyně, WC a koupelny zajišťuje centrální odsávací šachta ústící na střeše objektu. Na ústí šachty je osazen větrací ventilátor v podobě rotační hlavice. Samostatné odvětrání měna spízní skříň, které je řešeno jako samotížné. Proto toto řešení byl vyráběn typizovaný obvodový panel [18].

Problém centrální šachty je často hluk od ventilace nebo zápach ze sousedních kuchyní. To bývá způsobeno poškozeným střešním ventilátorem. Ventilátor tedy nemá takový tah a nedokáže vytáhnout dostatečné množství znečištěného vzduchu. To samé nastává v případě bezvětrí. Existují řešení v podobě regulátorů průtoku, který se umísťuje za digestoř. Tuto variantu však nevidím jako vhodnou, jelikož nemusí mít takový výkon, aby znečištěný vzduch vytlačil, může tedy dojít k „přelévání“ do jiného bytu. Ideální řešením je ventilátor s elektromotorem, který bude zajišťovat odtah v případě bezvětrí.

Závěr

Cílem diplomové práce bylo zhodnocení revitalizačních zásad a vlivů na panelovou soustavu PS 69 se zaměřením na zatěžování stropních dílců novými konstrukcemi. K tomuto výsledku bylo nutné zmapovat vývoj jednotlivých konstrukcí během let používání panelového systému a jeho nejčastější vady a poruchy, kvůli kterým jsou rekonstrukce a revitalizace potřebné. Přínosem ke zjištění potřebných informací bylo navštívení plzeňských sídlišť, osobní prohlednutí domů zvenku i zevnitř. Na základě zjištěných údajů byla vypracována část věnující se revitalizačním zásahům, jejich vlivům a možné metodice provádění.

Experimentální část práce byla vyčleněna vlivu přitěžování stropních panelů. Z dostupných podkladů byly vybrány stropní panely, které byly postupně podrobeny zatěžováním pomocí výpočetních softwarů různými variacemi nových konstrukcí. Vzniklo tak 22 různých možností přitížení stávající konstrukce, pro které bylo napsáno vyhodnocení pro vhodnost použití.

Přínos práce je v charakteristice možných a potřebných revitalizačních zásahů, kterými může být, nebo by měla být panelová soustava PS 69 dotčena. Dalším přínosem je podrobný popis metodiky posouzení stropních panelů, a vyhodnocení vhodných úprav při revitalizaci interiéru panelového domu z hlediska přitěžování stávající stropní konstrukce, na určitých příkladech.

Při vypracovávání této práce jsem si udělal představu o tom, jak důležité je přistupovat k revitalizaci komplexně a jaké množství panelových domů dotčených určitým rozsahem revitalizace bylo provedeno bez potřebné úrovně kvality či rozsahu.

Použité zdroje

Literatura:

- [1] *Bydlení v České republice v číslech: (srpen 2018)*. Praha: Ministerstvo pro místní rozvoj ČR, odbor politiky bydlení, 2018. ISBN 978-80-7538-191-0.
- [2] CERPAD, o.s. – ICC Praha (2009): *Výtah ze závěrečné zprávy - Studie stavu bytového fondu panelové zástavby v ČR. Panel SCAN 2009 pro Státní fond rozvoje bydlení*, Praha.
- [3] Organizace na Podporu Energetických Technologií: *Tepelně technické vady a poruchy panelových budov a jejich sanace*. ENERGIE Praha/Brno 2002
- [4] *Paneláci*. Editor Lucie SKŘIVÁNKOVÁ, editor Rostislav ŠVÁCHA, editor Martina KOUKALOVÁ, editor Eva NOVOTNÁ. V Praze: Uměleckoprůmyslové museum, 2017. ISBN 978-80-7101-169-9.
- [5] VÍCHA, Zbyněk. *Porovnání tepelně technických vlastností obvodových plášťů u panelových domů v západních Čechách s využitím dokumentace a termovizního měření*. Plzeň, 2015. Diplomová práce. Západočeská univerzita.
- [6] WITZANY, Jiří, Jaromír VRBA a Václav HONZÍK. *Otvory v panelových domech*. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2014. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-55-8.
- [7] *Učební texty – ZČU, obor Stavitelství (2008 – L. Hapl), texty pro STS7 L. Vejvara*
- [8] STAVOPROJEKT. *PS 69/2A sekce bod opakovatelný projekt: E. písemnosti*. Plzeň: Stavoprojekt, 1977.
- [9] Kolektiv autorů. *Komplexní regenerace nosné konstrukce panelových domů v soustavě PS 69 (PS 69/2)* Praha, 2000. Ministerstvo průmyslu a obchodu ČR.
- [10] BARTÁK, Kamil. *Rekonstrukce v panelovém domě I: Bytová jádra, příčky*. 2. přeprac. vyd. Praha: Grada, 1999. Profi. ISBN 80-716-9888-1.

- [11] WITZANY, Jiří. *Katalog nejčastějších a charakteristických vad a poruch panelových domů*. Praha, 2016. Ministerstvo pro místní rozvoj ČR.
- [12] WITZANY, Jiří. *Metodické a technické pokyny pro posuzování stavebních úprav a zásahů do nosné konstrukce panelových domů*. Praha, 2016. Certifikovaná metoda. Ministerstvo pro místní rozvoj ČR.
- [13] WITZANY, Jiří. *Metodické a technické pokyny pro rekonstrukce, opravy, popř. výměnu a dodatečné zřizování lodžii a balkonů*. Praha, 2016. Certifikovaná metodika. Ministerstvo pro místní rozvoj ČR.
- [14] ŘEHÁNEK, Jaroslav. *4 x E o tepelné izolaci budov: energetika : environment : ekonomika : efektivnost*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2004. ISBN 80-86769-25-9.
- [15] TICHÝ, Zbyněk a kol. *Opakovatelný projekt PS 69/2A - Bytová sekce roh 135°: Zpracovaný pro použití v KBV na sídlišti Košutka v Plzni*. Plzeň: Stavoprojekt Plzeň, 1980.
- [16] VEJVARA, Luděk., *Katalog prvků panelové soustavy PS 69/2E, osobní archiv*
- [17] VEJVARA, Luděk., *Původní technická dokumentace panelové soustavy PS 69, osobní archiv*
- [18] SUDA, Stanislav a kol. *Katalog doporučených sekcí konstrukčního systému PS 69 pro bytovou výstavbu do roku 1975*. Plzeň: Stavoprojekt, 1971 červenec

Internetové zdroje:

- [19] Stavební soustavy panelových domů. Panelové domy [online]. Dostupné z: <http://panelovedomy.ekowatt.cz/stavebni-opatreni/61-stavebni-soustavy-panelovych-domu.html>
- [20] Recyklace EPS z kontaktního zatepovacího systému | ASB Portal. ASB-portal.cz | odborný portál | architektura, stavebnictví, byznys [online]. Copyright © JAGA GROUP, s. r. o. Všechna práva vyhrazena [cit. 02.01.2019]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zatepleni/recyklace-eps-z-kontaktniho-zatepovaciho-systemu>
- [21] Zateplování dvouplášťových střech panelových bytových domů, Svaz českých a moravských bytových družstev. *Svaz českých a moravských bytových družstev* [online]. Copyright © 2001 [cit. 03.01.2019]. Dostupné z: <https://www.scmbd.cz/zateplovani-dvouplastovych-strech-panelovych-bytovych-domu>

Normy

ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991 - Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1992 - Navrhování betonových konstrukcí

ČSN 73 0035 - Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN 73 1201 - Navrhování a provádění betonových staveb (1967)

ČSN ISO 13822 - Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí

ČSN 73 0540 - Tepelná ochrana budov

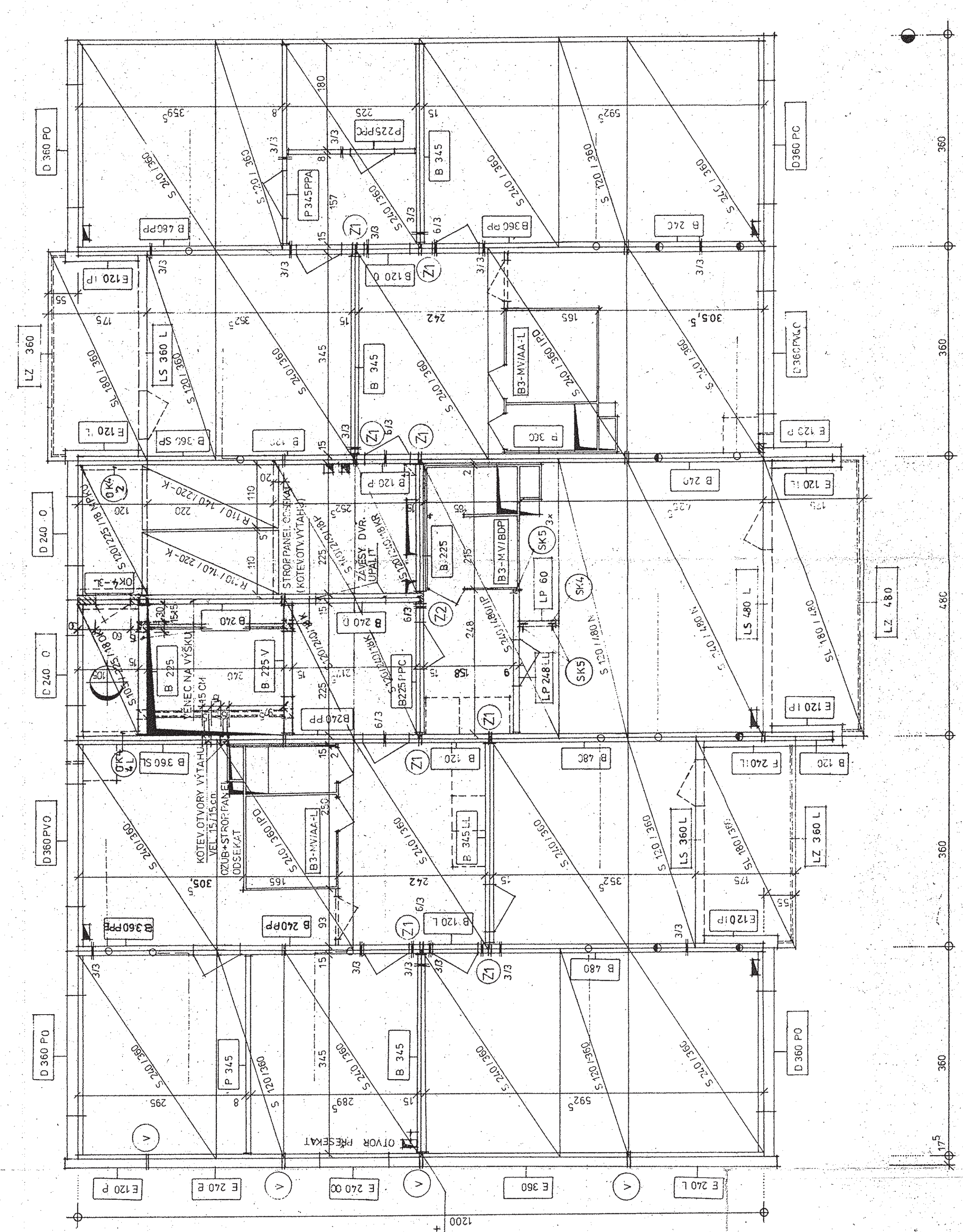
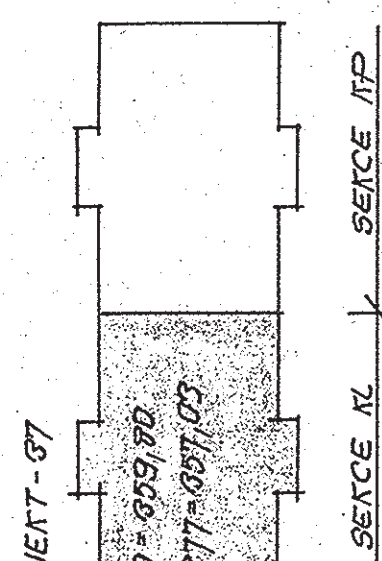
ČSN 73 0802 - Požární bezpečnost staveb (Nevýrobní objekty)

ČSN 73 0833 - Požární bezpečnost staveb (Budovy pro bydlení a ubytování)

ČSN 73 1901 - Navrhování střech – základní ustanovení

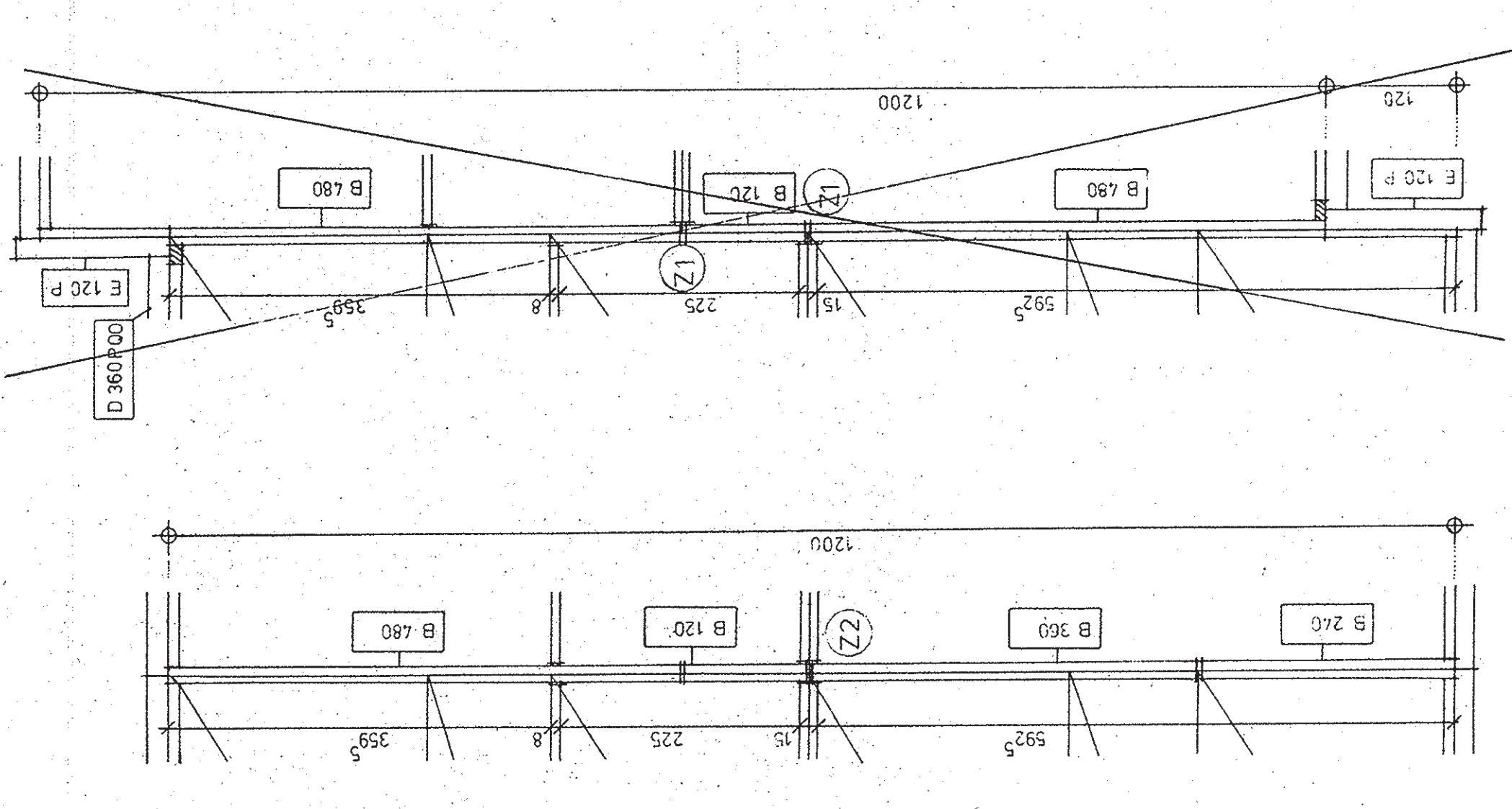
ING. ARCH. ROSETOVÁ
 ING. J. ŠÁT
 JANOŠKOVÁ
 ŠPČ
 MO PŘEŠŮ
 PLEŠŤ - PŘEŠŮ
 SÍDLIŠTĚ PLEŠŤ - BOLEVEC, III. STAVBA
 OBJEKT 07 - DESKOVÝ DÍL DÍE. H.H. (K.L.H.P.)
 KLADEČÍ PLÁN TYČIČNÉHO PODLAŽÍ (1/1)

VÝKONÁŘ PROJEKTU S.R.O.
 Projektová a inženýrská kancelář
 pro pozemní stavby a stálku
 Zahradní 88, 828 00 Písek
 IČ: 28010500
 tel/fax: 377 028 800



VÝPIS KOTEV SEKCE KL
 SK 4
 SK 5

DRÁŽKA V LOŽNÉ SPÁŘE STĚN PANEĽU
 PROPOJENÍ STĚN A STROP PANEĽU
 PROPOJENÍ STĚN PANEĽU / TELEVIZE /



VÝPIS KONSOL A STYKY ZTUŽUJÍCÍCH PRVKŮ
 KL STĚNA
 OK 4 - 2
 OK 4 - 3L
 OK 4 - 4L
 Z1
 Z2
 V

Lč. 10 dl. 270 cm 1 / PROSTOR VÝTAHU /
 Lč. 40-44 dl. 500 cm 2

B 120	0
B 120	L
B 120	P
B 240	D
B 240	PP
B 240	S
B 360	SL
B 360	SP
B 360	PP
B 480	PP
B 480	PP
B 345	
B 225	PFC
B 345	LL
B 275	V
B 360	PPB
E 240	E
E 240	00
E 240	L
E 360	IP
E 120	IL
E 240	IL
LS 360	L
LS 480	L
D 240	O
D 360	PO
D 360	PVO
D 360	PVOO
D 360	PVO
P 225	PFC
P 345	PFA
LP 248	LL
LP 60	
S 120/360	
S 240/360	
S 120/480	N
S 240/480	N
S 240/360	IPD
S 240/480	IP
S 105/225/18	OK
S 120/225/18	MPKU
S 140/240/18	P
S 120/240/18	KR
S 120/240/18	K
R 110/140/220	-K
SL 180/360	
SL 180/480	
B 3	- MV/AA - L
B 3	- MV/BD - P
LZ 360	
LZ 360	L
LZ 480	

STŘEDISKO A. KLADEČÍ PLÁN TYČIČNÉHO PODLAŽÍ	KL	PS 69 - 2 A
KFO - PLEŠŤ		D. 44
VED. PROJEKTU	ZODR. PROJEKTANT	MÉR. DATUM FORMÁT
ING. ARCH. Z. TICHÝ	JAR. KOZELKA	1:50 1976 105/45
		ST - 19

REVIZE 1978