

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

PRŮZKUM A HODNOCENÍ STAVU STAVEBNÍ KONSTRUKCE

SURVEY AND EVALUATION OF STATE BUILDING CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. ONDŘEJ BALAS

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. VĚRA HEŘMÁNKOVÁ, Ph.D.

BRNO 2015

PRŮZKUM A HODNOCENÍ STAVU STAVEBNÍ KONSTRUKCE

Abstrakt

Tato práce je zaměřena na popis a zhodnocení stavu stávajících železobetonových a prefabrikovaných převislých konstrukcí. V první části je popsáno řešení převislých konstrukcí, následuje popis vybraných diagnostických metod pro stanovení vlastností betonu v konstrukci a pro zjišťování stupně a míry vyztužení betonu.

Hlavním cílem práce je zjištění stavu převislých konstrukcí na konkrétním případě a statické posouzení kritických míst nosné konstrukce za účelem plánované revitalizace objektu.

Klíčová slova

Diagnostické metody, železobetonové konstrukce, převislé konstrukce, vlastnosti betonu, elektromagnetické indikátory, georadar, statický posudek.

Abstract

This thesis is focused on the description and evaluation of the status of existing reinforced concrete and of the prefabricated overhanging structures. The first part describes the solution overhanging structures, followed by a description of selected diagnostic methods for determining the properties of concrete in the structure and to determine the degree and extent concrete reinforcement.

The main objective is to determine the status of overhanging structures on the case static analysis and critical points of the support structure for the purpose of the planned revitalization of the object.

Key words

Diagnostic methods, concrete structures, overhanging structures, concrete properties, electromagnetic indicators, GPR, static assessment.

BALAS, Ondřej. *Průzkum a hodnocení stavu stavební konstrukce*. Brno, 2015. 84 s., 10 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Věra Heřmánková, Ph.D..

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že diplomovou práci na téma Průzkum a hodnocení stavu stavební konstrukce jsem zpracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a s použitím odborné literatury a dalších informačních zdrojů, které jsou uvedeny v seznamu literatury na konci této práce.

V Brně dne

.....

podpis autora

Ondřej Balas

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych především poděkoval své vedoucí diplomové práce, paní Ing. Věře Heřmánkové, Ph.D. za odborné rady, její ochotu, čas a vstřícnost po celou dobu zpracování této práce.

Dále děkuji pánům Ing. Petrovi Círlému, Ph.D. a Ing. Ondřeji Antonovi, Ph.D. za jejich čas a spolupráci při prováděném průzkumu konstrukce a v neposlední řadě svým rodičům, blízkým a přátelům, kteří mi byli jakýmkoliv způsobem v celém průběhu studia nápomocni.

Obsah:

1	Úvod	10
2	Cíl práce.....	11
3	Převíslé nosné konstrukce	12
3.1	Statické požadavky balkonů	12
3.1.1	Konzolové konstrukce	13
3.1.2	Převíslé stropní konstrukce	15
3.1.3	Konstrukce podepřené a zavěšené	15
4	Vybrané metody diagnostiky železobetonových konstrukcí.....	16
4.1	Zásady nedestruktivního zkoušení betonových konstrukcí	16
4.1.1	Zkoušené vlastnosti.....	16
4.1.2	Zkušební metody.....	17
4.1.3	Postup a vyhodnocení diagnostiky konstrukce	17
4.1.4	Počet zkušebních míst pro nedestruktivní zkoušení	18
4.1.5	Odběr vzorků pro doplňkové zkoušky.....	18
4.2	Vybrané metody pro stanovení vlastností betonu konstrukce	19
4.2.1	Rovnoměrnost betonu	19
4.2.2	Vlastnosti stanovené tvrdoměrnými zkouškami	20
4.2.3	Vlastnosti betonu stanovené na základě rychlosti šíření UZ impulsů	22
4.2.4	Vlastnosti betonu stanovené na jádrových vývrtech.....	23
4.3	Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku na vývrtech.....	25
4.3.1	Pevnost v tlaku těles jiných než normou stanovených rozměrů	25
4.3.2	Postup stanovení pevnostní třídy betonu	26
4.4	Metody indikace betonářské výztuže.....	27
4.4.1	Elektromagnetické indikátory	28
4.4.2	Georadar.....	30
4.4.3	Sekané sondy	32
5	Průzkum a železobetonových balkonů.....	33
5.1	Popis konstrukce	33
5.1.1	Popis balkonů na jižní straně objektu	33
5.1.2	Popis balkonů na východní straně objektu	35
5.2	Vizuální hodnocení	36
5.2.1	Vizuální hodnocení balkonů na jižní straně objektu.....	36
5.2.2	Vizuální hodnocení balkonů na východní straně objektu	38
5.3	Průzkum vyztužení balkonů.....	39

5.3.1	Stanovení vyztužení balkonů na jižní straně domu	40
5.3.2	Stanovení vyztužení balkonů na východní straně domu.....	41
5.4	Zkoušení betonu.....	48
5.4.1	Odběr vzorků betonu	48
5.4.2	Stanovení vlastností betonu na odebraných vzorcích	50
5.4.3	Stanovení pevnostní třídy betonu	53
6	Statické posouzení.....	54
6.1	Rohový železobetonový balkon v 1.NP.....	54
6.2	Rohový železobetonový balkon v 4. NP.....	60
6.3	Balkon na jižní straně	63
6.3.1	Statické posouzení kritického vetknutého I profilu	63
6.3.2	Statické posouzení krajního vetknutého U profil	69
6.3.3	Posouzení zatížitelnosti PZ desky.....	73
7	Předběžné statické zajištění	75
7.1	Rohové železobetonové balkony na východní straně domu	75
7.2	Prefabrikované balkony na jižní straně domu.....	76
8	Závěr	77
9	Seznamy	79
9.1	Seznam použité literatury a zdrojů	79
9.2	Seznam tabulek	81
9.3	Seznam obrázků	82
9.4	Seznam příloh	84

1 Úvod

Potřeba zjišťování stavu stávajících stavebních objektů je s rostoucími nároky na kvalitu a funkčnost moderních konstrukčních prvků a různorodých materiálů nezbytná. Hodnocení existujících konstrukcí je významným technickým úkolem, neboť stále častěji je nutno s přihlédnutím k omezeným nákladům navrhnout způsoby, jak prodloužit životnost konstrukcí v případech, kdy náklady pro zhotovení nové konstrukce výrazně převyšují náklady spojené s možným statickým zajištěním konstrukce stávající.

Tématem diplomové práce je průzkum a hodnocení stavu stavební konstrukce. Konkrétně se jedná o stav železobetonových a prefabrikovaných balkonů diagnostikovaných za účelem zjištění jejich životnosti a provozuschopnosti pro plánovanou revitalizaci bytového domu na ulici Sadová 571 v Modřicích.

Podnětem pro diagnostiku balkonů je potřeba zjištění údajů a stávajícího stavu konstrukce pro následné statické posouzení. V případě negativních výsledků statického posouzení konstrukce je potřeba navrhnout dočasná bezpečnostní opatření a statická zajištění, popřípadě navrhnout novou konstrukci nahrazující konstrukci stávající.

V teoretické části práce je pojednáno o převislých železobetonových konstrukcích, dále je zde uveden výčet vybraných fyzikálních vlastností ztvrdlého betonu a metod, sloužících pro jejich určení. Nedílnou součástí diagnostiky železobetonu je indikace výztuže, z tohoto důvodu jsou zde uvedeny příklady nejnovějších přístrojů sloužících tomuto účelu.

Praktická část je zaměřena na provedení průzkum balkonů, se zaměřením na poruchy, nedostatky a příčiny jejich vzniku. Následně jsou zde uvedeny výstupy a výsledky provedených diagnostických metod.

Na základě provedených zkoušek jsou vybraná kritická místa nejvíce porušených konstrukcí podrobena statickému výpočtu.

2 Cíl práce

Hlavním cílem diplomové práce je posoudit stav železobetonových a prefabrikovaných převislých konstrukcí bytového domu na ulici Sadová 571 v Modřicích. Za tímto účelem byl proveden podrobný stavebně technický průzkum balkonových konstrukcí.

Pro posouzení stávajících železobetonových převislých konstrukcí je nutné stanovit pevnostní třídu betonu nosných desek a identifikovat polohu a množství hlavních výztuží. Pro tyto účely budou použity nejmodernější přístroje, díky kterým lze s vysokou přesností lokalizovat polohu a charakter (hlavní nebo konstrukční výztuž) jednotlivých ocelových prutů v nosné desce konstrukce. Pevnostní třída betonu bude určena na základě laboratorního zkoušení na odebraných vzorcích betonu.

Pro posouzení prefabrikovaných balkonů bude nutné vyhledat materiálové vlastnosti prefabrikovaných panelů v dobových tabulkách a porovnat reálné zatížení s maximální uvedenou zatížitelností. Dále bude nutné posouzení ocelových vetknutých nosníků na účinky zatížení, jež na ně působí.

3 Převislé nosné konstrukce

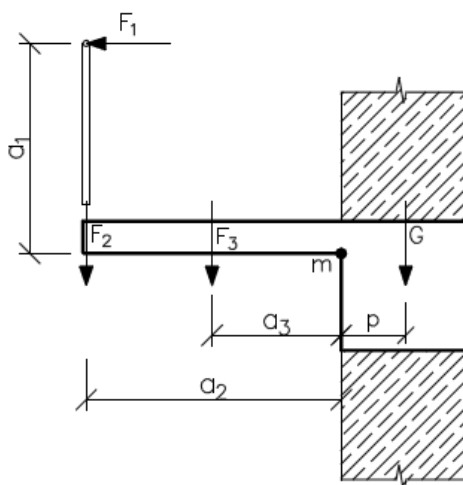
Konstrukce převislé spadají ze statického hlediska do *vodorovných nosných konstrukcí*, které se dělí na tři skupiny.

- *Stropní konstrukce* – rozdělují budovu po výšce.
- *Ustupující konstrukce* – konstrukce nacházející se na styku s vnějším prostředím a jsou zasazené nad půdorysnou plochu objektu (lodžie, terasy).
- *Převislé konstrukce* – konstrukce zasahující do sousedního zpravidla vnějšího prostoru a jsou vystaveny účinkům tohoto prostředí (balkony, pavlače, arkýře).

3.1 Statické požadavky balkonů

Statické požadavky vycházejí z účelu a využití balkonu a jeho konstrukčního řešení. Přenáší zatížení (stálé, užitné dle ČSN EN 1991-1-1) do svislých podpor (stěny, sloupy). Spolehlivost konstrukce se ověřuje dle mezního stavu únosnosti. Rozhodujícím zatížením je vlastní tíha konstrukce a užitné zatížení, jehož hodnota je různá od druhu provozu a je dána normou. Pro přesnou analýzu konstrukce je potřeba také uvažovat vliv klimatických zatížení (vítr, sníh, změna teploty).

Vyložené konstrukce jsou namáhány převážně ohybem a smykem. Nutností je však také posouzení stability polohy. Při posouzení konzolového balkonu je vždy řešena stabilita proti překlopení, která je vyjádřena poměrem pasivních sil „ G “ a aktivních sil „ $F_1 - F_n$ “ vztažených k bodu překlopení „ m “. Příklad posouzení proti překlopení balkonové desky je uveden na Obr. 1. [3]



Obr. 1: Statické schéma stability balkonové desky.

Ramena dílčích sil působících na konstrukci jsou vztažena k momentovému středu „ m “.

Podmínka proti překlopení je uvedena na následující straně.

$$G \cdot p \geq 2(F_1 a_1 + F_2 a_2 + \dots + F_n a_n) \quad (1)$$

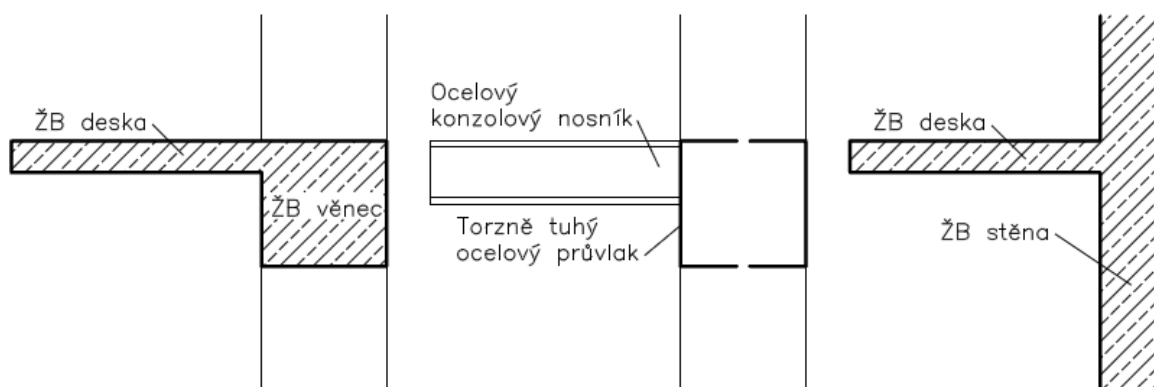
G – stálé zatížení bránicí překlopení

F_1, F_2, F_n – aktivní síly působící na konstrukci -

p, a_1, a_2, a_n – ramena dílčích sil vztažená k bodu překlopení „m“

3.1.1 Konzolové konstrukce

Převíslé konstrukce působí zpravidla jako konzoly vetknuté do železobetonových ztužujících věnců, ocelových průvlaků nebo do železobetonových nosných stěn (Obr. 2). V případě velkého vyložení nebo značného zatížení vyložené konstrukce nemusí být splněna podmínka stability polohy. V tomto případě je nutné vyloženou konstrukci navrhnut jako přečnívající konec stropní konstrukce (Obr. 4). [3]



Obr. 2: Možnosti vyložení konzoly převíslých nosných konstrukcí.

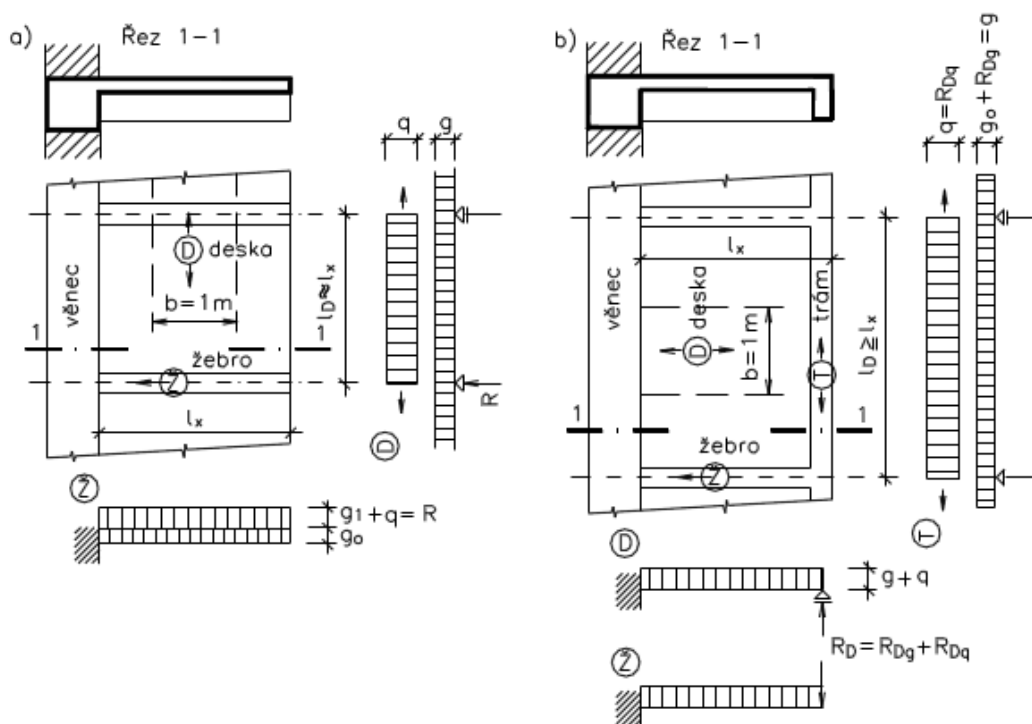
Na obrázku vlevo je konzola vynesena pomocí železobetonové desky vetknuté do ztužujícího věnce. Uprostřed je ocelový nosník připojený k ocelovému průvlaku tuhému v kroucení. Vpravo je konzola balkonu vynesena z železobetonové nosné stěny.

Železobetonové konzolové konstrukce bývají ze statického hlediska zpravidla dvojího typu (Obr. 3).

- **Plná deska** – deska (tloušťka cca 1/10 vyložení konzoly) je vetknutá do věnce – statické schéma tedy tvoří vetknutý přímý nebo lomený nosník v závislosti na proměnlivosti tloušťky desky.
- **Deska vynášená žebry** – deska (minimální tloušťka 60 mm) působí jako spojitý nosník, kde dílčí podpory tvoří podpůrná žebra působící jako konzoly (výška žebor cca 1/5 vyložení konzoly). Vyložení balkonu a vzdálenost jednotlivých podpůrných

žeber jsou přibližně stejné. Schéma statického působení tohoto typu balkonu je znázorněno na Obr. 3a.

- **Deska vynášená věncem a trámem** – deska působí jako prostý nosník nebo nosník částečně či plně vetknutý do věnce. Trám je spojitý nosník, jehož dílčí podpory, stejně jako v předešlém případě, tvoří podpůrná žebra staticky působící jako konzoly vetknuté do věnce. Vzdálenost žeber bývá větší než vyložení balkonu. Schéma statického působení tohoto typu balkonu je znázorněno na Obr. 3b. [2]

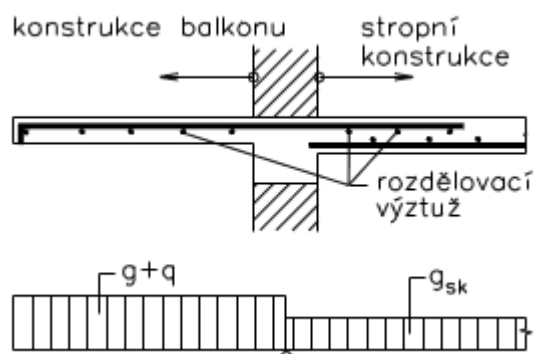


Obr. 3: Statická schémata vynesení balkonu deskou se žebry

- Deska vynášená žebry – deska působí jako spojitý nosník uložený na podpůrných žebrech, která působí jako konzoly vetknuté do věnce.
- Deska vynášená věncem a trámem – deska působí jako prostě uložený, částečně vetknutý nebo vetknutý nosník do věnce, schéma trámu je spojitý nosník uložený na podpůrných žebrech, která působí jako konzoly vetknuté do věnce. [2]

3.1.2 Převíslé stropní konstrukce

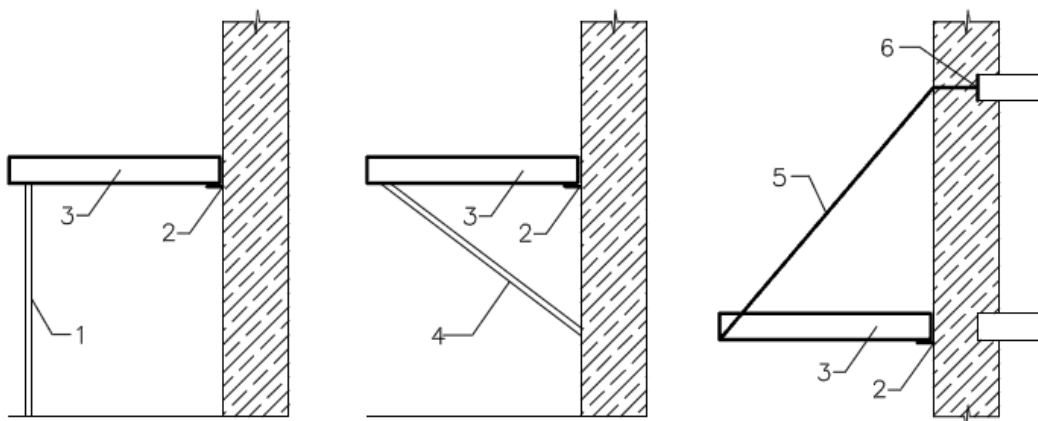
Tento typ konstrukcí se vyskytuje v případech, kde nebylo možné při návrhu převíslé konstrukce dodržet podmínku stability proti překlopení. Schéma tohoto typu balkonu je uvedeno na příkladu železobetonové stropní konstrukce na Obr. 4. [2]



Obr. 4: Statické schéma balkonu řešeného jako převíslý konec stropní konstrukce.

3.1.3 Konstrukce podepřené a zavěšené

Posledním typem převíslých konstrukcí z hlediska statického jsou konstrukce podepřené nebo zavěšené. Statické schéma obou případů je podobné. U podepřných konstrukcí tvoří podporu vzpěra (sloup, šikmá stěna), u zavěšených zpravidla ocelové táhlo. Schéma těchto typů balkonu je znázorněno na Obr. 5.



Obr. 5: Schéma podepřných a zavěšených balkonů.

1 – tlačný sloup, 2 – kloubové podepření; 3 – nosná konstrukce balkonu; 4 – tlačená vzpěra; 5 – ocelové táhlo; 6 – kotvení táhla do nosné konstrukce

4 Vybrané metody diagnostiky železobetonových konstrukcí

V následující kapitole je popsán model zkoušení betonových konstrukcí se zaměřením na ztvrdlý beton s důrazem na nedestruktivní zkušební metody. Je zde také popsána semidestruktivní metoda jádrových vývrtů, která je potřebná mimo jiné pro sestavení kalibračních křivek nepřímých nedestruktivních metod. Je zde uveden postup pro vyhodnocení a zatřídění betonu v konstrukci. Nakonec je v kapitole pojednáno o metodách indikace ocelové výztuže v železobetonových konstrukcích.

4.1 Zásady nedestruktivního zkoušení betonových konstrukcí

Zásady nedestruktivního zkoušení betonových konstrukcí popisuje norma ČSN 73 2011. Dle této normy lze stanovit vlastnosti betonu konstrukce, vlastnosti betonové konstrukce a jejich dílců.

4.1.1 Zkoušené vlastnosti

Tato norma rozlišuje odděleně vlastnosti ztvrdlého betonu, ocelové výztuže, dále vlastnosti konstrukce jako celku a případné vady a poruchy.

1) *Vlastnosti betonu konstrukce*

- rovnoměrnost betonu
- pevnost betonu
- modul pružnosti betonu
- hutnost betonu
- objemová hmotnost
- vlhkost betonu

2) *Vlastnosti ocelové výztuže*

- poloha a množství výztuže
- druh (průměr) a krytí výztuže
- koroze výztuže

3) *Vlastnosti konstrukce*

- únosnost a ohybová tuhost při statickém zatížení
- tuhost betonových vozovek při rázové zatěžovací zkoušce
- provozně – funkční vlastnosti (mrazuvzdornost, vodotěsnost)

4) *Vady a poruchy*

- přítomnost, rozsah

4.1.2 Zkušební metody

Z hlediska zásahu do sledované konstrukce rozlišujeme metody *nedestruktivní* a *semidestruktivní*.

1) *Normalizované nedestruktivní zkušební metody*

- tvrdoměrné metody zkoušení (ČSN 73 1373, ČSN EN 12504-2)
- ultrazvuková impulsová metoda (ČSN 73 1371, ČSN EN 12504-4)
- rezonanční metoda (ČSN 73 1372)
- radiometrická metoda (ČSN 73 1375)
- radiografická metoda (ČSN 73 1376)

2) *Normalizované semidestruktivní zkušební metody*

- odběr jádrových vývrtů (ČSN EN 12504-1)

4.1.3 Postup a vyhodnocení diagnostiky konstrukce

Postup při zkoušení konstrukcí, jejich částí a následné vyhodnocení jejich vlastností lze rozdělit do čtyř etap. Pro dílčí etapy se shromáždí všechny dostupné informace o zkoušené konstrukci (projektová dokumentace, údaje o vlastnostech betonu a oceli, údaje o technologii výstavby, údaje o přestavbách, opravách a mimořádných událostech při provádění).

- 1) *Shrnutí údajů a informací o konstrukci* – zde musí být uveden druh konstrukce a její účel, rozměry, stáří konstrukce, druh použitého betonu a výztužné oceli, údaje o zatížení a užívání konstrukce, základové poměry, zásahy do konstrukce při přetavbách či opravách, popis reálného stavu konstrukce (vady, poruchy).
- 2) *Vypracování programu zkoušení a vyhodnocení* – zde musí být uveden druh konstrukce nebo její části, známé údaje o použitém betonu a oceli, účel zkoušení, použité metody, rozmístění a příprava zkušebních míst, získání porovnávacích zkušebních těles, postup při vyšetřování konstrukce, použité přístroje, pokyny pro vyhodnocení zkoušek, pokyny pro vyhodnocení vlastností konstrukce, závaznost výsledků a jméno zpracovatele programu.
- 3) *Vlastní zkoušení* – provedení nedestruktivních a semidestruktivních zkoušek. Jejich volba závisí na stavu konstrukce, na použitém materiálu, na tloušťce zkoušených částí a na přístupu ke konstrukci.
- 4) *Vyhodnocení výsledků a stanovení vlastností konstrukce*

4.1.4 Počet zkušebních míst pro nedestruktivní zkoušení

Počet zkušebních míst pro nedestruktivní metody vyšetřování betonu konstrukce se stanoví na základě několika faktorů. Jedná se především o druh a účel zkoušek, velikost konstrukce (objem, obsah), použité zkušební metody a získané informace o výstavbě konstrukce. Pro stanovení nejmenšího počtu zkušebních míst je vhodné použít hodnoty z tabulky 1, které jsou dány v závislosti na objemu betonu v konstrukci a předpokládané záměsi betonové směsi.

Tab. 1: Počet zkušebních míst dle objemu betonu v konstrukci

Objem betonu konstrukce [m ³]	Minimální počet zkušebních míst n při předpokládané velikosti záměsi čerstvého betonu (dávky transportbetonu) [m ³]					
	0,06	0,30	0,60	1,00	3,00	6,00
1	16	16	16	16	16	16
2	24	16	16	16	16	16
5	39	16	16	16	16	16
10	52	24	16	16	16	16
20	64	35	24	16	16	16
50	72	52	39	31	16	16
100	72	64	52	44	24	16
200	72	70	64	53	35	24
500	72	72	72	68	53	39
700	72	72	72	71	58	45
1000	72	72	72	72	64	52
2000	72	72	72	72	70	64
≥ 4000	72	72	72	72	72	70

4.1.5 Odběr vzorků pro doplňkové zkoušky

Odběr vzorků z konstrukce se provádí za účelem získání porovnávacích zkušebních těles pro upřesnění nedestruktivních zkušebních metod provedených na konstrukci, nebo pro případné doplňkové zkoušky. Místa pro odběr vzorků se volí s ohledem na statickou funkci tak, aby byla rovnoměrně rozdělena na konstrukci a reprezentovala oblast nejlepší, průměrné a nejhorší jakosti betonu. Zároveň by měly být vzorky odebrány z oblasti prostého nebo málo vyztuženého betonu.

Počet zkušebních těles pro upřesnění nedestruktivních zkoušek závisí na velikosti konstrukce a stejnorodosti ztvrdlého betonu. Pro zhotovení porovnávacích těles je potřeba

odebrat nejméně 9 vzorků. Norma ČSN 73 2011 připouští pouze 3 vývrty v případě, že reprezentují oblast nejlepší, průměrné a nejhorší jakosti betonu.

Při odběru vzorků dochází k možnému oslabení průřezu. Také dochází k narušení hydroizolačních vrstev a hrozí tak zatékání vody do konstrukce. Tuto skutečnost je nutné zohlednit při výběru zkušebních míst. Dutiny vzniklé po odběru vzorků se musí zaplnit betonem o třídu lepším, než byl beton původní. [8], [9]

4.2 Vybrané metody pro stanovení vlastností betonu konstrukce

V této kapitole jsou popsány vybrané *vlastnosti betonu konstrukce společně s metodami vhodnými pro jejich určení*. Vychází se zde převážně z normy ČSN 73 2011 – nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Dále pak z ČSN EN 12504-1 – zkoušení betonu v konstrukcích (vývrty – vyšetření, odběr a zkoušení v tlaku).

4.2.1 Rovnoměrnost betonu

Rovnoměrnost (stejnorodost) betonu je charakteristika betonu, při které jsou rozdíly sledované vlastnosti tak malé, že se dají vyjádřit jednou, obvykle průměrnou hodnotou. Rovnoměrnost se vyhodnotí dle statistických ukazatelů vypočtených ze stanovených hodnot následujících měřených vlastností:

- pevnost betonu v tlaku
- pevnost betonu v tahu
- rychlost šíření impulsů podélných ultrazvukových vln
- objemová hmotnost

Beton konstrukce, konstrukčního prvku nebo oblasti je stejnorodý, jestliže variační součinitel „ ν “ a rozdíl „ Δ “ znaků stanovených na zkušebních místech vedle sebe a nad sebou není větší než hodnoty z tabulky 2. Variační součinitel se vypočte z následujícího vztahu.

$$\nu = \frac{s_x}{m_x} \cdot 100 \quad (2)$$

s_x – výběrová směrodatná odchylka souboru hodnot

m_x – aritmetický průměr hodnot materiálové vlastnosti

Rovnoměrnost betonu lze zjišťovat pouze v případě, že se na povrchu konstrukce, nebo její části, nevyskytují viditelné vady či poruchy. V případě vrstevnatosti betonu lze

stejnorodost určit jen tehdy, známe-li tloušťku dílčích vrstev. Dle výsledku šetření se beton konstrukce, prvku nebo oblasti označí za **rovnoměrný** nebo **nerovnoměrný**. [8], [9]

Tab. 2: Hodnoty max. variačního součinitele „v“ a rozdílu na sousedních místech „Δ“.

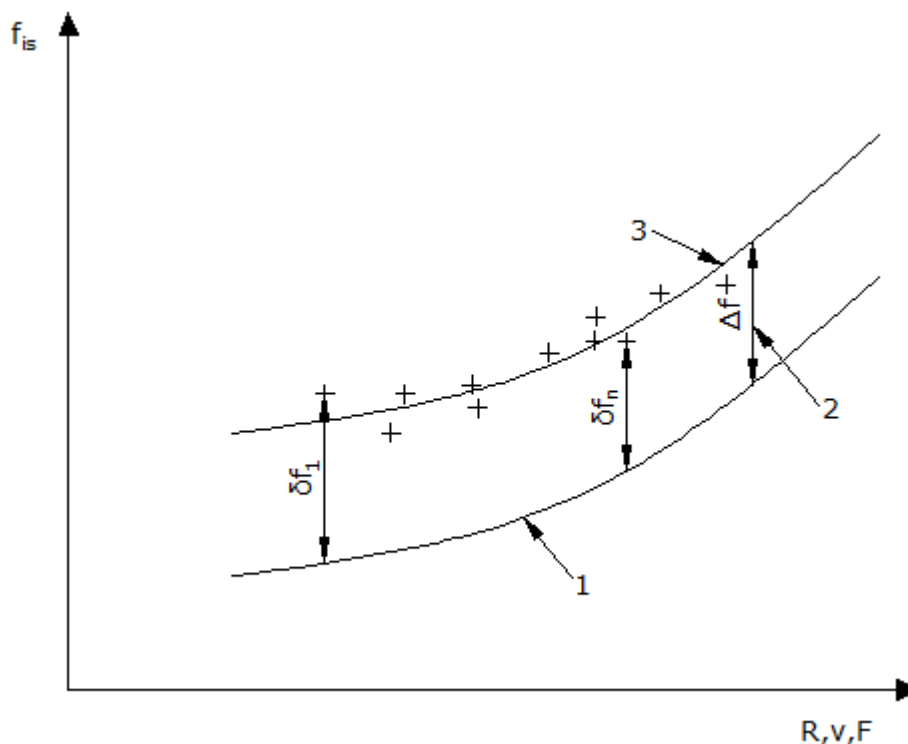
Tabulka je převzatá z normy ČSN 73 2011.

Zkoušená vlastnost	Třída betonu	Statistické vyhodnocování	
		Variační součinitel "v" [%]	Rozdíl "Δ" [%]
Pevnost v tlaku	C 12/15	16	30
	C 16/20	16	30
	C 25/30	14	30
	C 30/37 až C 50/60	12	30
Pevnost v tahu	C 12/15	22	40
	C 16/20	20	40
	C 25/30	18	30
	C 30/37 až C 50/60	16	30
Rychlost šíření impulzů podélných ultrazvukových vln	C 12/15	4	7,5
	C 16/20	4	7,5
	C 25/30	3,5	7,5
	C 30/37 až C 50/60	3	7,5
Objemová hmotnost	Všechny třídy betonu	2,5	4

4.2.2 Vlastnosti stanovené tvrdoměrnými zkouškami

Předpis pro stanovení tvrdosti betonu odrazovými tvrdoměry je ČSN EN 12504 – 2. Tvrdost stanovená touto metodou se primárně používá ke **stanovení rovnoměrnosti betonu**. Norma ČSN EN 13791 však připouští alternativu stanovení pevnosti betonu v tlaku při použití upřesněných kalibračních vztahů. V normě jsou uvedeny dva způsoby pro jejich stanovení:

- 1) **Přímá korelace s vývrty** – stanoví se konkrétní vztah mezi pevností betonu v tlaku zjištěnou na vývrtech a hodnotami zjištěnými odrazovými tvrdoměry. Tato alternativa vyžaduje nejméně 18 výsledků zkoušek vývrtů ke stanovení kalibračního vztahu.
- 2) **Upřesnění normou daného vztahu zkouškami na vývrtech** – použije se základní křivka pro zkoušku tvrdosti odrazovým tvrdoměrem a její posun pomocí korelačního součinitele „Δf“, získaného na základě zkoušek na vývrtech. Kalibrace se provede ve zvolené zkušební oblasti dostatečně velké pro umístění minimálně 9 vývrtů a 9 zkušebních míst pro nedestruktivní zkoušení. Postup sestavení vztahu mezi nepřímým zkoušením a pevností betonu v tlaku je znázorněn na obrázku 6.



Obr. 6: Znáznornění vztahu mezi pevnostmi betonu v tlaku a nepřímými metodami.

1 – základní křivka; 2 – Δf , posun základní křivky; 3 – vztah mezi nepřímou metodou a pevnostmi betonu v tlaku

$\delta f_{1...n}$ – rozdíl mezi jednotlivými pevnostmi vývrtu a hodnotou pevností betonu dle základního vztahu

R – tvrdost betonu dle EN 12504-2

F – síla na vytržení dle EN 12504-3

v – rychlost šíření ultrazvukového impulsu dle EN 12504-4

Pro každé zkušební místo se stanoví rozdíl mezi zjištěnou hodnotou na vývrtu a hodnotou uvedenou na základní křivce:

$$\delta f = f_{is} - f_{R,(v;F)} \quad (3)$$

f_{is} – výsledek zkoušky pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

$f_{R,(v;F)}$ – odhadovaný výsledek zkoušky pevnosti betonu v tlaku v konstrukci získaný nepřímou metodou

Vypočte se střední hodnota „ $\delta f_{m(n)}$ “ pro „ n “ výsledků a směrodatná odchylka „ s “. Následně se vypočte hodnota posunu základní křivky „ Δf “.

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 \cdot s \quad (4)$$

k_1 – součinitel závislý na počtu provedených zkušebních dvojic (ČSN EN 13791)

4.2.3 Vlastnosti betonu stanovené na základě rychlosti šíření UZ impulsů

Podstata ultrazvukové impulsové metody spočívá ve vysílání opakovaných ultrazvukových impulsů budičem do materiálu a následném snímání prošlých impulsů, přičemž se zaznamenává doba potřebná pro překonání konkrétní vzdálenosti (např. tloušťka materiálu). Na základě potřebného času pro překonání dráhy lze stanovit rychlost ultrazvukových impulsů. Vztah se převzat z ČSN EN 12504-4.

$$V = \frac{L}{T} \quad (5)$$

V – rychlost šíření ultrazvukového impulsu [km/s]

L – délka měřicí základny [mm]

T – čas, který uběhne při průběhu impulsu měřicí základnou [μ s]

Primární využití ultrazvukové impulzivní metody spočívá ve **stanovení rovnoměrnosti betonu** (viz kapitola 4.2.1).

Dle normy ČSN EN 13791 je metoda rychlosti šíření ultrazvukového signálu, stejně jako metoda odrazových tvrdoměrů, nepřímou metodou. Lze ji tedy použít pro **stanovení pevnosti betonu v tlaku**. Platí přitom stejné podmínky sestavení kalibračních vztahů jako pro metodu odrazových tvrdoměrů. Alternativa 2 (upřesnění normou daného vztahu na vývrtech) je uvedena v kapitole 4.2.2.

Výhodou ultrazvukové metody je **stanovení dynamického modulu pružnosti betonu** přímo na konstrukci zcela nedestruktivní cestou. Dynamický modul „ $E_{dyn,U}$ “ je závislý na rychlosti šíření ultrazvukového impulsu, objemové hmotnosti materiálu a koeficientu rozměrnosti prostředí (dle ČSN 73 1371).

$$E_{dyn,U} = D \cdot v_L^2 \cdot \frac{1}{k^2} \cdot 10^{-6} \quad (6)$$

$E_{dyn,U}$ – dynamický modul pružnosti stanovený UZ impulzivní metodou [N/mm²]

D – objemová hmotnost materiálu [kg/m³]

v_L – rychlost šíření ultrazvukového impulsu [m/s]

k – koeficient rozměrnosti prostředí [-]

Hodnoty dynamických modulu pružnosti vycházení vždy vyšší než hodnoty modulů statických. Pro přepočítání lze použít zmenšovací součinitel „ κ_u “ daný v normě ČSN 73 2011.

4.2.4 Vlastnosti betonu stanovené na jádrových vývrtech

Odběr vývrťů pro sestavení laboratorních zkušebních vzorků je popsán v kapitole 4.1.5. Obecné zásady pro provedení odběru a stanovení pevnosti betonu v tlaku na vývrtech jsou popsány v ČSN EN 12504-1.

Jedná se o semidestruktivní diagnostickou metodu prováděnou vrtačkou s dutými válci opatřenými na konci tvrdokovovými, případně diamantovými břity. Tato metoda představuje vždy značný zásah do konstrukce, proto je vždy důležité zvážit účel zkoušení a hodnocení výsledných údajů. Délka vývrťu určeného pro stanovení pevnosti betonu v tlaku závisí na průměru vývrťu, na způsobu úpravy, a zda požadujeme srovnání s krychelnou či válcovou pevností.

Vrtání probíhá většinou v poloze kolmé k povrchu, aby nedošlo k poškození vývrťu. Ihned po ukončení se vývrť jasně a nesmazatelně označí a zaznamená se jeho poloha a orientace vůči zkoušenému prvku. Místo pro odběr se volí s ohledem na vyztužení v oblasti s minimálním počtem prutů výztuže. Dále je nežádoucí provádět vývrť v blízkosti spár a hran betonových prvků.

Průměr vývrťů sloužících pro vytvoření zkušebních těles musí být větší než trojnásobek velikosti maximálních zrn kameniva. Základní těleso má průměr 150 mm, norma však připouští průměry 100 mm, 50 mm a 25 mm.

Pevnost betonu v tlaku se stanoví na tělesech získaných s vývrťů a nařezaných na stolní pile s diamantovým kotoučem. Rozlišujeme poměr délky tělesa k průměru:

- 2,0 – při porovnání pevnosti v tlaku s válcovou pevností
- 1,0 – při porovnání pevností v tlaku s krychelnou pevností

Tlačené plochy se upraví pro požadovanou rovinnost např.: cementovou maltou nebo sírou. Tělesa se ve stavu přirozeně vlhkém zváží, změří a následně se stanoví pevnost tělesa v tlaku jako poměr maximálního zatížení a střední průřezové plochy. Postup přepočtu na válcovou a krychelnou pevnost a následné určení třídy betonu je popsán v kapitole 4.3. [9], [11]

Statický modul pružnosti betonu se zjišťuje z deformací, které vznikají při známém zatížení zkušebního tělesa. Zkouška spočívá v cyklickém zatěžování tělesa tlakem v lisu, přičemž se měří vznikající deformace. Základní hranice síly v lisu se volí tak, aby odpovídala napětí 0,5 MPa, horní hranice zatížení má odpovídat přibližně třetině pevnosti betonu v tlaku. [1], [9]

Stanovení hloubky karbonatace se provádí na vývrtech z důvodu ochrany výztuže proti atmosférické korozi. Zkouška se provádí na vývrtech nanesením 1 % lihového roztoku fenolftaleinu na předem očištěný povrch vzorku, který se před zkouškou zkropí destilovanou vodou. Čerstvý beton má $\text{pH} > 12$, je tedy silně zásaditý. Vlivem atmosférického působení CO_2 se snižuje obsah hydroxidových iontů a hodnota pH klesá. Ocelová výztuž v betonu (bez přítomnosti chloridů) začíná ve vlhkém prostředí korodovat při $\text{pH} < 9,5$. Pokud se povrch vzorku betonu po nanesení roztoku fenolftaleinu zbarví červenofialovou barvou, pórový roztok v betonu má $\text{pH} > 9,5$ a výztuž je v této hloubce chráněná proti korozi vlivem atmosférického působení oxidu uhličitého. [1]

Stanovením objemové hmotnosti ztvrdlého betonu se zabývá ČSN EN 12390-7. Norma rozlišuje tři druhy objemové hmotnosti:

- 1) Objemová hmotnost ztvrdlého betonu ve stavu, v jakém byl dodán
- 2) Objemová hmotnost ztvrdlého betonu nasyceného vodou
- 3) Objemová hmotnost ztvrdlého betonu vysušeného při 105 ± 5 °C

Objem zkušebního tělesa lze stanovit ponořením vzorku do vody pomocí třenu, který je zavěšen na váze. Stanoví se hmotnost tělesa ve vodě a na vzduchu. Výsledný objem tělesa se vypočítá dle vztahu 7.

$$V = \frac{m_a - [(m_{st} + m_w) - m_{st}]}{\rho_w} \quad (7)$$

V – objem zkušebního tělesa [m^3]

m_a – hmotnost zkušebního tělesa ve vzduchu [kg]

m_{st} – zjištěná hmotnost ponořeného třenu [kg]

m_w – zjištěná hmotnost ponořeného tělesa [kg]

ρ_w – hustota vody při 20 °C, uvažovaná hodnota 998 kg/m^3

Předešlý způsob stanovení objemu je univerzální pro všechny tvary zkušebních těles. Pro pravidelné vzorky (jádrové vývrty, zkušební krychle) však dovoluje norma stanovit objem na základě rozměrů tělesa. [12]

Výsledná objemová hmotnost se vypočítá ze zjištěných hodnot hmotností zkušební tělesa a jeho objemu dle vztahu 8.

$$D = \frac{m}{V} \quad (8)$$

D – objemová hmotnost zkušební tělesa příslušných podmínek [kg/m^3]

m – hmotnost zkušební tělesa v podmínkách v době zkoušení [kg]

V – objem stanovený příslušným způsobem [m^3]

4.3 Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku na vývrtech

V následující kapitole je uveden postup přepočtu pevnosti v tlaku tělesa jiných, než normou stanovených rozměrů, a postup zařídění betonu do pevnostních tříd.

4.3.1 Pevnost v tlaku těles jiných než normou stanovených rozměrů

Většina jádrových vývrťů nemá z důvodů značného zásahu do konstrukce normou stanovené základní rozměry. Pro zařídění betonu je nutné pevnost v tlaku přepočítat dle zásad dosud platné ČSN 73 1317. Přepočet pevností na válcovou pevnost „ $f_{c,cyl}$ “ (průměr válce 150 mm, výška 300 mm) se provede pomocí součinitele štíhlosti „ $\kappa_{c,cy}$ “ (dle ČSN 73 1317) a součinitele průměru „ $\kappa_{cy,d}$ “. [1]

$$f_{c,cyl} = \kappa_{c,cy} \cdot \kappa_{cy,d} \cdot \frac{F}{A} \quad (9)$$

$f_{c,cyl}$ – pevnost betonu v tlaku na válcích [MPa]

$\kappa_{c,cy}$ – opravný součinitel pro štíhlost válce λ menší než 2,0 (ale $\lambda > 1,0$)

$$\kappa_{c,cy} = 0,80 + \sqrt{\frac{\lambda - 0,933}{26,667}} \quad (10)$$

$\kappa_{cy,d}$ – opravný součinitel pro průměr válce (D) jiný než 150 mm;

$\kappa_{cy,d} = 0,95$ pro $D = 100$ mm; $\kappa_{cy,d} = 0,91$ pro $D = 50$ mm

F – nejvyšší dosažená síla při zkoušce v tlaku [N]

A – tlačná plocha zkoušeného tělesa [mm^2]

Pro stanovení krychelné pevnosti „ $f_{c,cube}$ “ z pevnosti válcové se používá převodní součinitel „ $\kappa_{cy,cu}$ “. Pokud není experimentálně určen, uvažujeme hodnoty z tabulky 3.

$$f_{c,cube} = \kappa_{cy,cu} \cdot f_{c,cyl} \quad (11)$$

Tab. 3: Převodní součinitel potřebný při převodu válcové pevnosti betonu na krychelnou.

$f_{c,cyl}$ [MPa]	4,0 ~ 25	25,1 ~ 35	35,1 ~ 50	50,1 ~ 60
$K_{cy,cu}$	1,25	1,20	1,15	1,10

4.3.2 Postup stanovení pevnostní třídy betonu

Charakteristickou pevnost betonu na vývrtech lze stanovit dle normy ČSN EN 13791. Tento předpis požaduje pro zařazení betonu v konstrukci s ohledem zabezpečení spolehlivosti co největší množství zkušebních vývrťů. Minimálně se jedná o 3 odebrané vzorky z jednoho konstrukčního prvku. V normě jsou stanoveny dva postupy. [1], [11]

Postup A (minimální počet 15 vývrťů) Uvažuje se nižší z následujících dvou hodnot:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - 1,48 \cdot s \quad (12)$$

$$f_{ck,is} = f_{is,nejnižší} + 4 \quad (13)$$

s – směrodatná odchylka výsledků zkoušek nebo 2,0 [N/mm²]; rozhoduje nižší hodnota

$f_{ck,is}$ – charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci

$f_{m(n),is}$ – střední hodnota „ n “ výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

$f_{is,nejnižší}$ – nejnižší výsledek zkoušky pevnosti betonu v tlaku v konstrukci

Je nutné ověřit, zda výsledky zaujímají normální rozdělení pravděpodobnosti. Pokud se soubor výsledků takto nechová, musíme ho rozdělit do dvou oblastí.

Postup B (pro 3 až 14 vývrťů) Uvažuje se nižší z následujících dvou hodnot:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad (14)$$

$$f_{ck,is} = f_{is,nejnižší} + 4 \quad (15)$$

k – krajní mez závislá na počtu zkoušených vývrťů (viz tabulka 4)

V případě výsledků značně na straně bezpečnosti se doporučuje odebrat více vzorků. **Stanovení pevnostní třídy betonu** (postup A i B) s použitím předpokládané charakteristické pevnosti je uvedeno v tabulce 5. [11]

Tab. 4: Krajní mez „k“ příslušející malému počtu vývrtů „n“

n	10 ~ 14	7 ~ 9	3 ~ 6
k	5	6	7

Tab. 5: Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci dle EN 206-1
 ČSN EN 13791 požaduje pro splnění požadavku na projektovanou pevnost betonu v konstrukci pouze 85 % charakteristické pevnosti stanovené na normových tělesech.

Pevnostní třída betonu dle EN 206-1	Poměr charakteristické pevnosti betonu v konstrukci k charakteristické pevnosti betonu normových těles	Minimální charakteristická pevnost betonu v konstrukci [N/mm ²]	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C 8/10	0,85	7	9
C 12/15	0,85	10	13
C 16/20	0,85	14	17
C 20/25	0,85	17	21
C 25/30	0,85	21	26
C 30/37	0,85	26	31
C 35/45	0,85	30	38
C 40/50	0,85	34	43
C 45/55	0,85	38	47
C 50/60	0,85	43	51
C 55/67	0,85	47	57
C 60/75	0,85	51	64
C 70/85	0,85	60	72
C 80/95	0,85	68	81
C 90/105	0,85	77	89
C 100/115	0,85	85	98

4.4 Metody indikace betonářské výztuže

Pro diagnostiku železobetonových konstrukcí se kromě vlastností betonu musí zkoumat také rozmístění, stav a charakter betonářské výztuže, ať už za účelem statického přepočtu konstrukce či minimalizování rizika porušení výztuže při destruktivním zásahu do konstrukce (jádrové vývrty, statické zajištění apod.) Pro tyto účely byly vyvinuty odlišné metody, díky kterým (v případě jejich vhodné kombinace) lze získat relativně přesné výsledky. [6]

4.4.1 Elektromagnetické indikátory

Metoda elektromagnetických indikátorů na zjištění polohy výztuže využívá feromagnetických jevů nebo vířivých proudů, které způsobují změnu charakteristik magnetického pole sondy při jejím přiblížení k prutu výztuže.

Starší přístroje vyhodnocovaly změnu magnetického odporu v magnetickém obvodu. Nedostatky tohoto principu detekce spočívají v závislosti magnetických vlastností jádra vyhledávací cívky na teplotě. Detekce je také ovlivněna přítomností cizích magnetických polí včetně magnetického pole země.

Nové přístroje využívají pulzně – indukční princip, kdy hledací cívka reaguje na změny magnetického pole, které je způsobeno vířivými proudy indukovanými v hledaném kovu. Cívky vyhledávací hlavy nemají magnetická jádra, proto zde nevznikají problémy s tím spojené (závislost na teplotě, ovlivnitelnost cizími magnetickými poli).

Výhodou metody elektromagnetických indikátorů výztuže je její čistě nedestruktivní charakter. To má však za následek jistá omezení. Metoda je popsána v normě ČSN 73 2011. [5], [4]

Použití v praxi

- zjištění charakteru betonu (prostý nebo železový)
- stanovení přesné polohy výztuže
- odhad průměru výztuže
- stanovení krycí vrstvy betonu

Omezení

- malý hloubkový dosah (běžné sondy 60 až 100 mm, hloubkové sondy 150 až 200 mm)
- špatná rozlišitelnost sobě blízkých výztuží
- nelze stanovit výztuž v druhé rovnoběžné řadě (např.: stropní desky)
- nelze použít v blízkosti silných elektromagnetických polí
- neschopnost stanovení druhu výztuže a případné koroze

Mezi nejpoužívanější elektromagnetické indikátory patří například Profometer firmy Proceq. V současné době je na trhu již šestá generace toho přístroje.

Profometer PM – 6

Přístroj Profometer PM – 6 (Obr. 7) přináší v porovnání s předchozími typy nová vylepšení. Jedná se především o grafické zobrazení průběhu měření na dotykový display s vysokým rozlišením, což umožňuje kontrolu postupu měření v reálném čase. Další vylepšení lze pozorovat na sondě, která je kromě zvukové signalizace opatřena signalizací světelnou (dvě šipky a kruh). Po přejetí výztuže ukáže šipka směr, kterým je potřeba se vrátit pro určení její přesné polohy. Ve chvíli, kdy se na sondě rozsvítí kolečko, je možné zakreslit polohu výztuže. V tuto chvíli je možné také změřit její průměr. Některé technické údaje poskytnuté výrobcem jsou uvedeny v tabulce 6. [5]

Tab. 6: Základní technické údaje přístroje Profometer PM – 6.

Max. detekční hloubka pro lokalizaci předmětu	185 mm
Přesnost určení krytí	± 1 až ± 4 mm
Minimální vzdálenost mezi dvěma sousedními pruty	Závisí na průměru a krytí
Přesnost lokalizace výztuže	± 3 mm
Maximální průměr výztuže	63 mm
Maximální průměr výztuže pro jeho určení	40 mm
Přesnost určení průměru výztuže	± 1 mm
Provozní životnost baterie	> 8 h
Rozsah provozní teploty	-15 - 50 °C
Hmotnost	1,5 kg



*Obr. 7: Profometer PM – 6 s dotykovým displejem a integrovanou sondou.
Na sondě lze vidět naváděcí šipku pro přesné zaměření polohy výztuže.*

4.4.2 Georadar

Princip této metody spočívá v opakovaném vysílání elektromagnetických pulzů vysoké frekvence (25 – 1000 MHz) do zkoumaného prostředí. Poté jsou registrovány odezvy vznikající při kontaktu s překážkou. Anténa vysílá impulsy rychlostí světla (299 792 458 m/s), tudíž časová prodleva mezi vyslaným a odraženým signálem je v řádech nanosekund. Hloubkový dosah a citlivost georadaru je nepřímo úměrný frekvenci antény. Obecně platí, že vyšší frekvence zaznamenají objekty menších rozměrů a protože jsou prostředím více tlumeny, vykazují menší hloubkový dosah.

Metoda je dnes běžně používaná k lokalizaci různorodých materiálů v zemním prostředí (potrubí, archeologické nálezy), k vyhledávání dutin za ostěním tunelů nebo k lokalizaci výztuže, předpínacích tyčí či lan, nebo jiných nehomogenit v betonu při diagnostickém průzkumu konstrukce.

Georadar, jakožto účinná diagnostická metoda pro stanovení stupně vyztužení, je spjatá s novými vysokofrekvenčními anténami (až několik GHz), které výrobci uvedli v nedávné době na trh. I tak díky komplikovanosti měření a obtížnosti vyhodnocení výsledků in situ, není tato metoda v České republice příliš rozšířená. [4], [6]

HILTI PS 1000 X-scan

Za převrat v této oblasti lze považovat přístroj Hilti PS 1000. Ten byl společně s použitým software vyvinut přímo pro diagnostiku železobetonu s cílem určit polohu výztuže a odhalit případné nehomogenity v ŽB konstrukcích. Sonda určená pro pohyb po povrchové vrstvě zkoumané konstrukce je v porovnání se standardními georadary relativně malá (Obr. 8). Kvůli požadavku na přesnost měření je vybavena třemi anténami. Základní technické údaje poskytnuté dodavatelem jsou uvedeny v tabulce 7. [4], [15]

Sonda je vybavena čtyřmi kolečky detekujícími její pohyb při pojezdu po povrchové vrstvě zkoumaného prvku. Software ihned vyhodnotí měření a na monitoru sondy, případně na dodaném mobilním monitoru, zobrazuje polohu zachycených objektů buď to v 2D (půdorys a dva na sebe kolmé řezy) nebo v 3D zobrazení. Samozřejmostí je ukládání a pozdější export naměřených dat do PC. V praxi lze použít liniový sken, který má podobný charakter jako magnetické indikátory, anebo sken plošný, kdy se sonda pohybuje v předem připraveném rastru o velikosti 600 x 600 mm nebo 1200 x 1200 mm.

Nedostatkem této metody je fakt, že georadar není schopný zaznamenat průměr lokalizované výztuže. Proto je vhodný v kombinaci s alternativní diagnostickou metodou.

Tab. 7: Základní technické údaje přístroje HILTI PS 1000 X-scan [15]

Max. detekční hloubka pro lokalizaci předmětu	300 mm
Přesnost lokalizace	$\pm 10 \text{ mm}^2$
Minimální vzdálenost mezi dvěma sousedními předměty	40 mm
Přesnost indikace hloubky	$h < 100 \text{ mm}: \pm 10 \text{ mm}$
	$h > 100 \text{ mm}: \pm 15 \%$
Rozsah provozní teploty	-15 až 50 °C
Čas provozu s akumulátorem Li-ion (skener)	4 h
Rozsah frekvencí	1 až 4,3 GHz
Maximální rychlost skenování	0,5 m/s



Obr. 8: Sonda přístroje HILTI PS 1000 při plošném skenování železobetonové stěny; sonda se pohybuje po rastru o rozměrech 1200 x 1200 mm. [15]

4.4.3 Sekané sondy

Jak metoda elektromagnetických indikátorů tak použití georadaru neodhalí druh a korozi výztuže. Pro tyto účely a pro ověření průměru výztuže se provádí destruktivní odstranění krycí vrstvy betonu. Nevýhodou tohoto zásahu do konstrukce je nekompletnost výsledků vycházející z omezeného počtu sekaných sond. Dále při složitějším vyztužení nemusí být odhaleny hlouběji uložené pruty výztuže. Proto lze tuto metodu, nevyžadující prakticky žádné sofistikované náčiní, použít jako doplňkovou k metodě magnetických indikátorů, případně georadaru.

5 Průzkum a železobetonových balkonů

V praktické části diplomové práce je pojednáno o stavu balkonů cihelného bytového domu na ulici Sadová v Modřicích. Průzkum byl proveden na požadavek statika pro zjištění provozuschopnosti balkonových konstrukcí v rámci plánované revitalizace objektu.

5.1 Popis konstrukce

Předmětem diagnostického průzkumu bylo zjištění stavu balkonů bytového domu na ulici Sadová 571 v Modřicích. Objekt o jednom podzemním a čtyřech nadzemních podlažích byl postaven dle majitelů v roce 1967 v rámci akce „Z“.



Obr. 9: Bytový dům na ulici Sadová 571 v Modřicích. Pohled na jižní fasádu.

5.1.1 Popis balkonů na jižní straně objektu

Na objektu se nachází dva druhy převislých konstrukcí. Na jižní fasádě jsou balkony vyneseny pomocí tří ocelových nosníků I 100 (střední pole) a pomocí dvou nosníků U 100 (na okrajích). Mezi pásnicemi vetknutých nosníků jsou uloženy prefabrikované dutinami vylehčené PZ desky (tři kusy vedle sebe) o výšce 90 mm, šířce 290 mm a délce 1490 mm, přičemž pravé krajní pole (myšlen pohled z exteriéru) má

rozpětí 1190 mm. Výjimku tvoří pouze balkon v 3. NP, který je asi o 300 mm širší než ostatní (viz Obr. 11). Důvodem může být nedostatek nebo špatná dostupnost potřebných materiálů v době výstavby.

Balkony jsou společné pro dva sousední byty. Odděluje je zděná příčka tloušťky 120 mm a výšky 2,5 m (viz Obr. 10). Zábradlí je tvořeno kruhovou ocelí a dvěma ocelovými profily U 50, ve kterých je vsazena betonová molierova příčka výšky 800 mm. Na U profil je navařena kruhová ocel. Dole je zabetonovaná ve vyrovnávající vrstvě betonu nacházející se nad PZ deskami. Pro horní uchycení je ve zdi zabetonovaná pásková ocel, ke které je trubkové zábradlí přivařeno. Celková výška zábradlí je 1 m.



Obr. 10: Pohled na spodní balkony na jižní fasádě.

Zábradlí je tvořeno ocelovými profily a betonovou příčkou tloušťky 50 mm. Balkony jsou společné pro dva byty – jsou odděleny zděnou příčkou tloušťky 120 mm.



Obr. 11: Pohled zespodu na přečnávající balkon ve 3 NP.

5.1.2 Popis balkonů na východní straně objektu

Druhý typ balkonu se nachází na východní fasádě objektu se členitějším půdorysem ve tvaru písmene „L“, neboť balkony pokračují i za roh fasády (viz Obr. 12).



Obr. 12: Balkon ve tvaru písmene „L“ na východní fasádě. (2. NP)

Zábradlí tvoří na jižní straně betonová příčka, na východní straně ocelové pásové profily.

Z původní projektové dokumentace je konzola řešená pravděpodobně jako přečnívající konec vodorovné nosné konstrukce. Zábradlí je dvojího typu. Z pohledu od jihu je řešeno stejně jako u balkonů na jižní fasádě, tedy pomocí ocelových profilů a betonové příčky. Z východního pohledu je tvořeno pouze vzájemně svařenými pásovými ocelovými profily a trubkovým madlem.

5.2 Vizuální hodnocení

Oba typy balkonových konstrukcí vykazují na první pohled značné množství vad a poruch.

5.2.1 Vizuální hodnocení balkonů na jižní straně objektu

U prefabrikovaných balkonů se jedná především o korozi konzolových nosníků vlivem zatékání do konstrukce (Obr. 13). Dále je zde patrná lokální porucha v podobě trhliny, způsobená excentrickým uložením dělicí stěny vzhledem k prostřednímu „I“ profilu (Obr. 14, 15).



Obr. 13: Balkon ve 4. NP na jižní fasádě.

Jsou zde patrné obnažené a povrchově zkorodované ocelové nosníky, opadaná omítka a skvrny, způsobené zatékáním do konstrukce.



Obr. 14: Detail excentricky uložené dělicí stěny na prefabrikovaných balkonech. Tíha stěny působí na uložení PZ desek a způsobuje lokální poruchu (viz Obr. 14).



Obr. 15: Lokální trhlinka způsobena excentrickým uložením dělicí stěny vůči prostřednímu ocelovému „I“ profilu.

Z uvedené fotodokumentace vyplývá, že stav balkonu na jižní fasádě je **vizuálně špatný**. Hlavním důvodem je zatékání vody do konstrukce a s tím spojená koroze ocelových nosníků.

5.2.2 Vizuální hodnocení balkonů na východní straně objektu

Vizuálně nejvíce poškozený železobetonový balkon je v 1. NP (Obr. 16), kde na převislém konci chybí krycí vrstva betonu a je zde obnažená výztuž \varnothing 12 mm (V) zakončená háky. Tato výztuž je společně se zabetonovanou trubkou zábradlí zkorodovaná (Obr. 18). Vyskytuje se zde také vodorovná trhлина na styku nosné desky balkonu a nášlapných vrstev, která je způsobena značným průhybem balkonu (Obr. 17).



Obr. 16: Balkon v 1. NP na východní fasádě objektu.

Jedná se o nejvíce poškozený balkon, který mimo jiné poruchy vykazuje značný průhyb.



Obr. 17: Balkon v 1.NP – lze zde pozorovat značný průhyb nosné konstrukce.

Dále je zde patrná vodorovná trhлина na styku nosné desky a nášlapných vrstev balkonu.



Obr. 18: Detail koroze výztuže a uchycení zábradlí na rohu balkonu v 1. NP

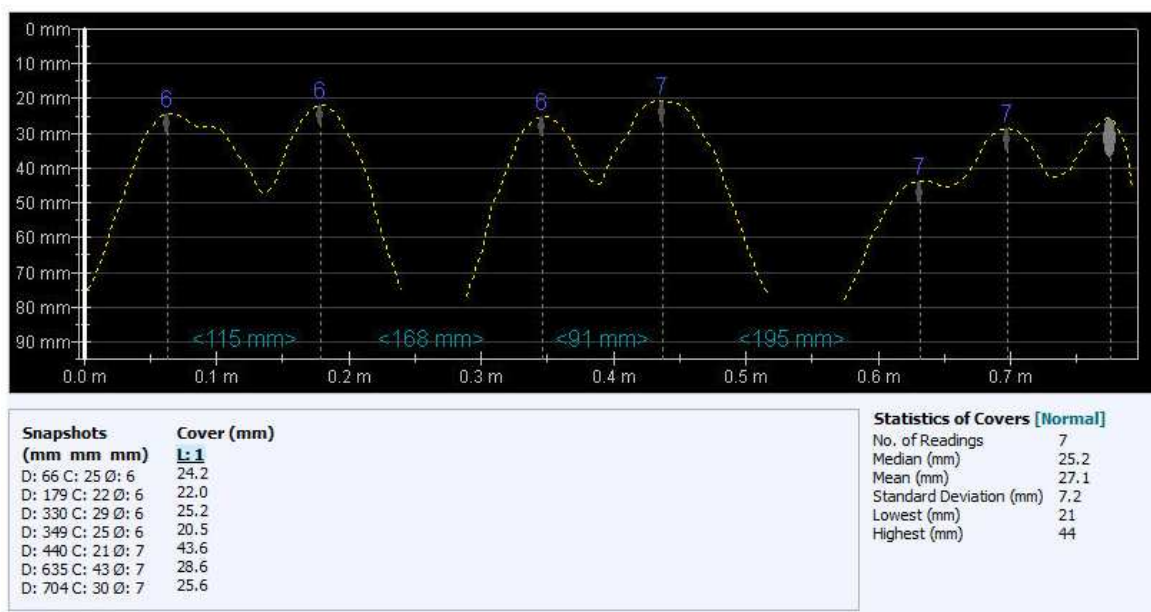
Stav rohového balkonu v 1.NP je na první pohled **kritický**. Balkony ve vyšších patrech nevykazují z vizuálního hodnocení zvlášť závažné poruchy.

5.3 Průzkum vyztužení balkonů

Hlavním cílem průzkumu bylo získat informace o stavu nosných prvků obou typů převislých konstrukcí. Z toho důvodu bylo zapotřebí stanovit průměr, množství a rozmístění výztuže v železobetonových deskách (balkony na východní straně domu) a dutinami vylehčených PZ deskách (balkony na jižní straně objektu). Pro tento účel byl použit radar HILTI PS X-scan a elektromagnetický indikátor firmy Proceq Profometer PM-630. Pro ověření přesnosti nedestruktivních metod bylo provedeno několik sekaných sond v místech výskytu výztuže.

5.3.1 Stanovení vyztužení balkonů na jižní straně domu

Jak bylo konstatováno v kapitole 5.1.1, balkony na jižní straně domu nejsou železobetonové. Nosnou konstrukci tvoří ocelové U profily (2 ks na okrajích) a I profily (3 ks uvnitř) o výšce 100 mm. Mezi jejich pásnice jsou vsazeny prefabrikované dutinové PZ desky vysoké 90 mm, široké 290 mm a dlouhé 1490 mm, přičemž na jednom konci balkonu je PZ deska délky 1190 mm (s výjimkou balkonu ve 3.NP, který je o 300 mm širší než ostatní). Celková únosnost balkonů je dána únosností ocelových nosníků, tedy vyztužení prefabrikovaných desek na ni nemá vliv. Přesto bylo stanoveno pomocí přístroje Profometer PM-630 (Obr. 19). V každé ze tří vedle sebe položených desek jsou pravděpodobně 3 výztužné vložky (vzhledem k jejich malému průměru a vzájemné blízkosti se ne všechny objevují na skenu). Průměr byl nedestruktivním způsobem stanoven na 6-7 mm, ve skutečnosti je však ještě menší – odseknutím byl zjištěn průměr prutu \varnothing 5 mm.



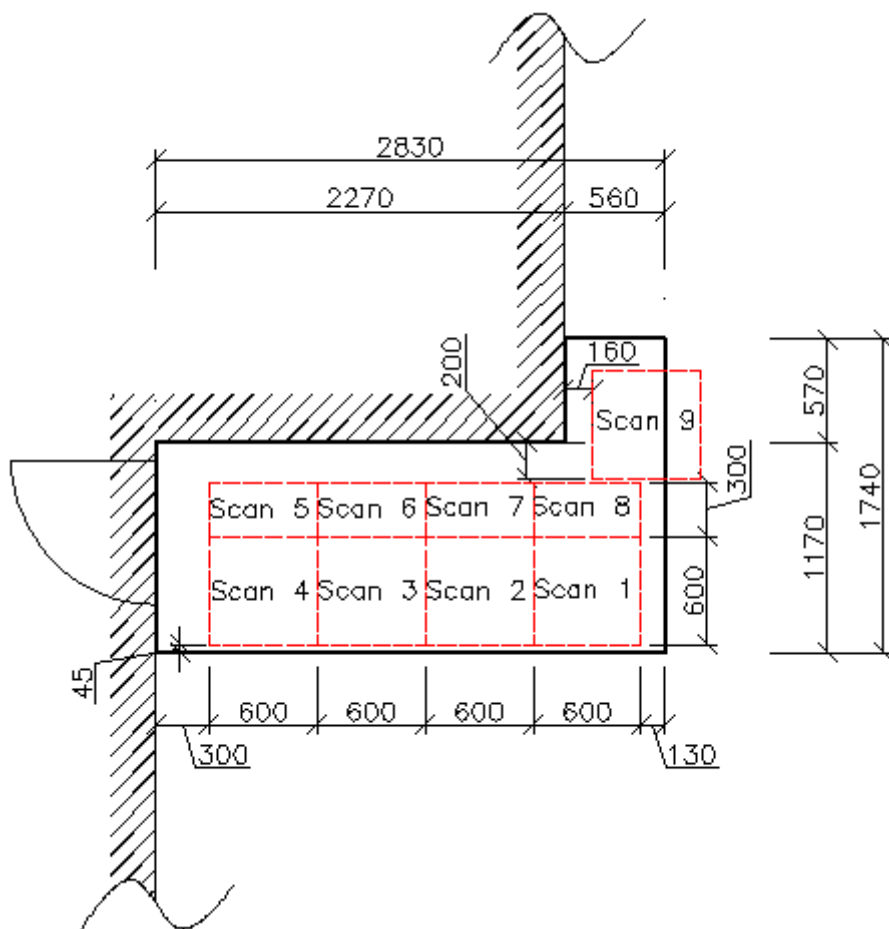
Obr. 19: Výztuž dutinových prefabrikovaných desek balkonu v 1.NP na jižní straně domu. Profometer zaznamenal ve dvou ze tří PZ desek pouze dvě výztuže \varnothing 6 – 7 mm. Ve skutečnosti jsou v každé desce výztuže tři \varnothing 5 mm (upřesněno sekanou sondou). Krytí výztuží se pohybuje od 12 – 33 mm (nutno odečíst 10 mm omítky).

Schéma skladby nosné konstrukce je uvedeno v příloze 1. Prefabrikované desky nijak nezvyšují tuhost a únosnost těchto balkonů, která je dána převážně ohybovou tuhostí vetknutých ocelových nosníků.

5.3.2 Stanovení vyztužení balkonů na východní straně domu

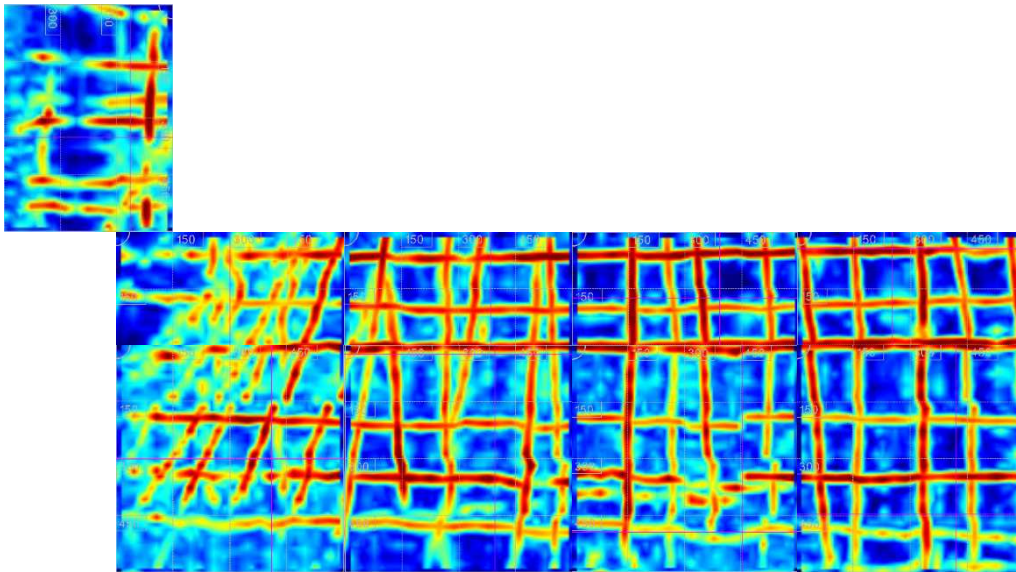
Nosnou konstrukci balkonů na východní straně objektu tvoří železobetonová deska tloušťky 100 mm. Pro zjištění polohy výztuže byl použit radar HILTI PS 1000 X-scan, umožňující detekovat výztuž až do hloubky 300 mm a to i ve více vrstvách nad sebou. Pro upřesnění krytí a rozlišení průměrů výztuží byl použit elektromagnetický indikátor Profometer PM-630. Obě nedestruktivní metody byly ověřeny pomocí drobných sekaných sond.

Měření proběhlo na dvojici balkonů v 1. a 4. NP. V případě 1. NP byla provedena řada na sebe navazujících plošných radarových snímků o rozměrech 600 × 600 mm (scan 1 až scan 9) a 1200 × 1200 mm (scan 10). Rozmístění jednotlivých scanů je znázorněno na Obr. 20 a na Obr. 22. Grafické výstupy snímků pořízených radarem jsou uvedeny na Obr. 23, Obr. 24 (scan 10 – příklad špatného vyztužení konzoly) a na Obr. 21, kde jsou dílčí scany zobrazeny v návaznosti na sebe. Schéma vyztužení je uvedeno v příloze 2.

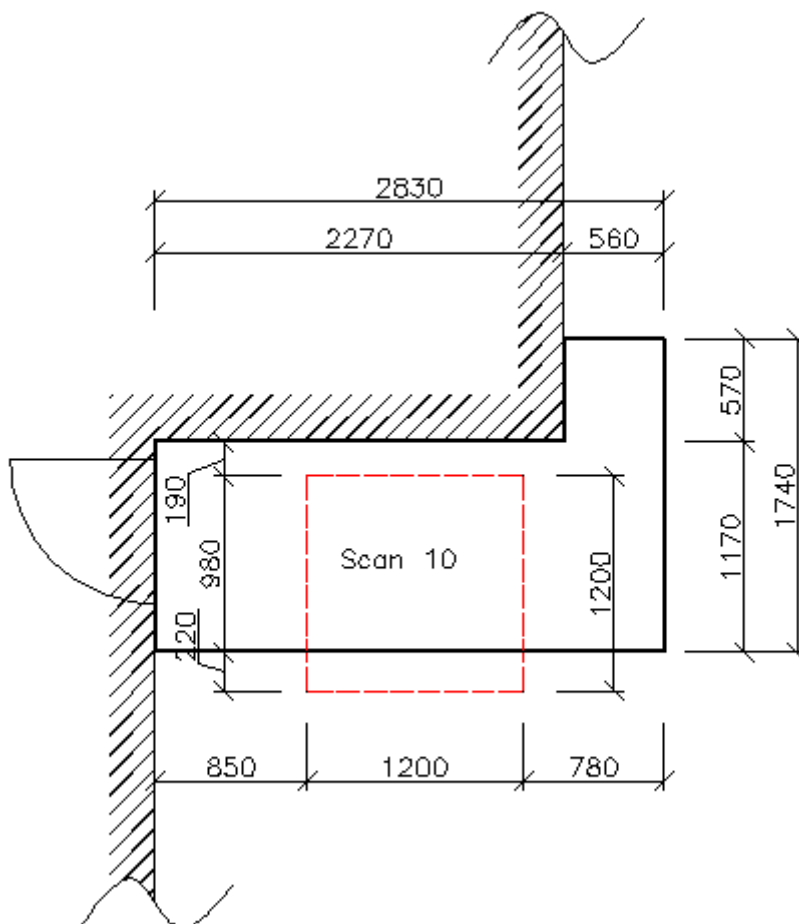


Obr. 20: Rozmístění radarových scanů 600 x 600 mm.

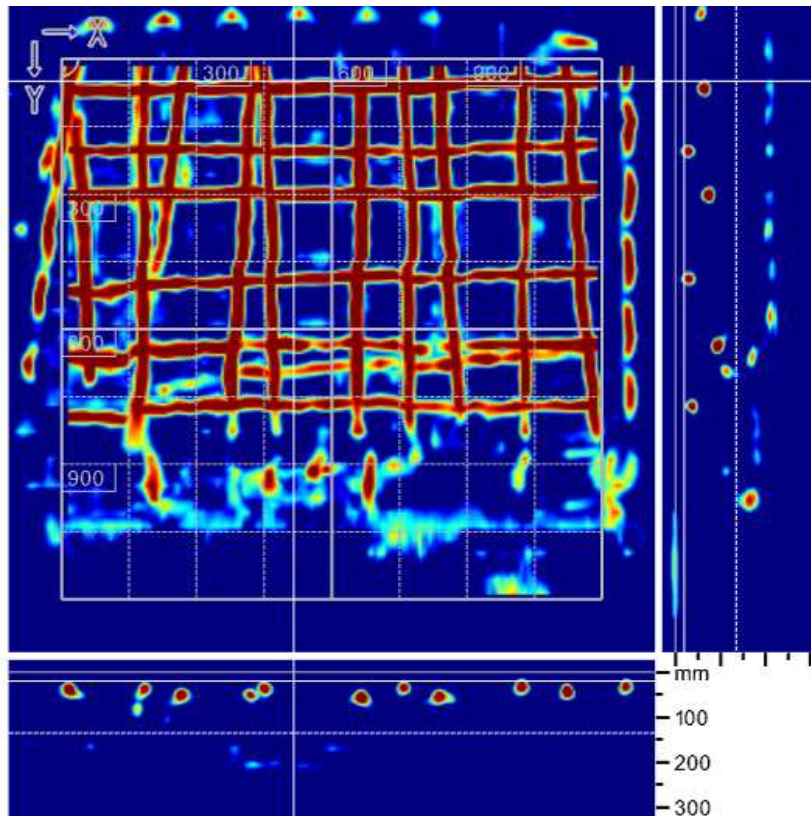
Jedná se o spodní líc železobetonového balkonu v 1.NP.



Obr. 21: Soubor složených navazujících radarových scanů (scan 1 - 9), zobrazující v pohledu odspodu zjištěnou výztuž v desce balkonu v 1. NP.

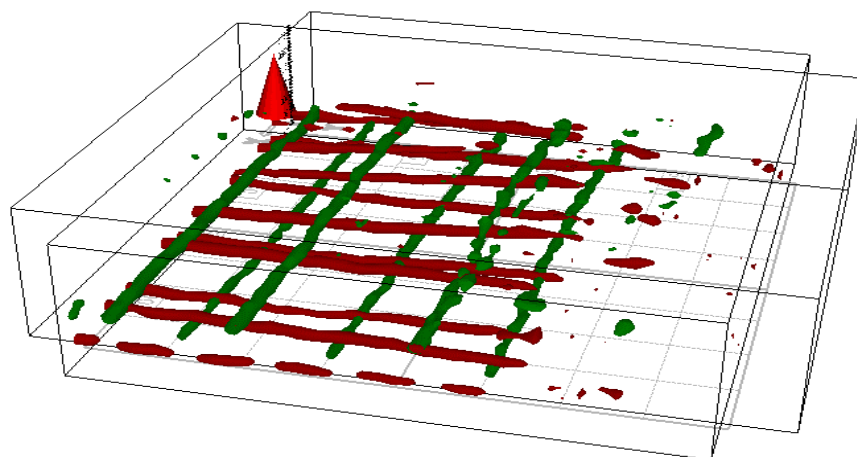


Obr. 22: Poloha velkého radarového scanu 1200 x 1200 mm. Jedná se o spodní líc železobetonového balkonu v 1. NP.



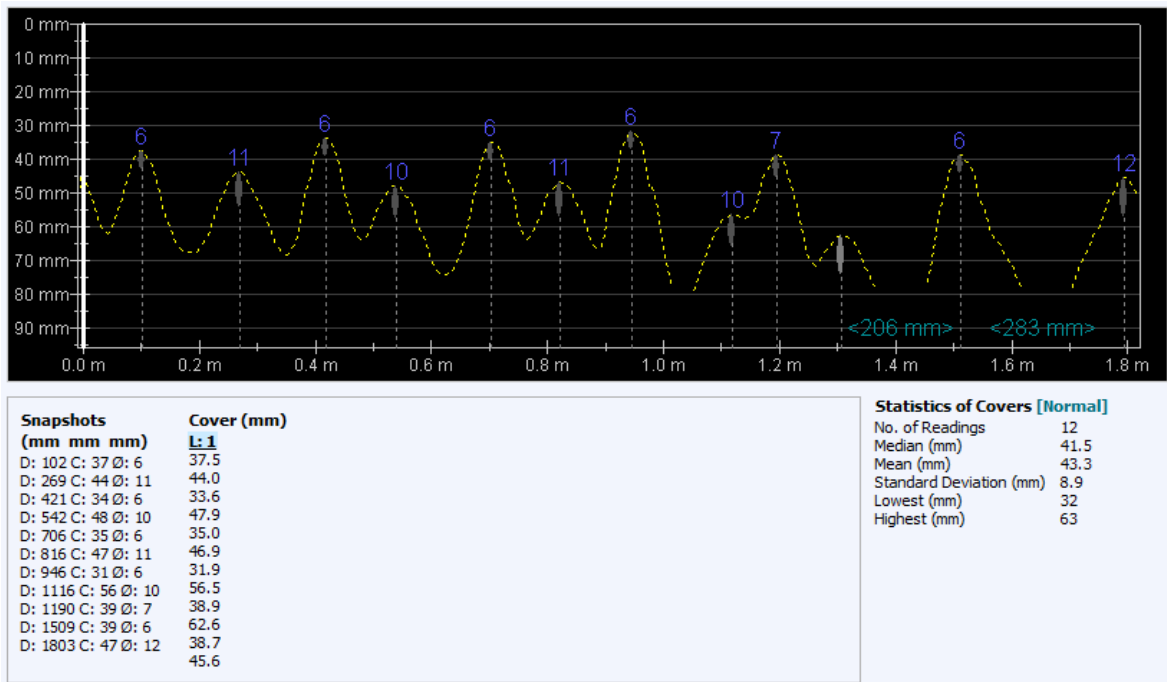
Obr. 23: Radarový scan 10 na spodním líci balkonu v 1.NP

Je zde zobrazen pohled na výztuž a řezy ve dvou na sebe kolmých směrech a to přibližně v místě, kde lze očekávat největší ohybový moment. Z dolního řezu je patrné, že hlavní výztuž je v místě vetknutí blízko spodního okraje desky (téměř v jedné rovině s konstrukční výztuží), tedy že vyztužení neodpovídá konzole.

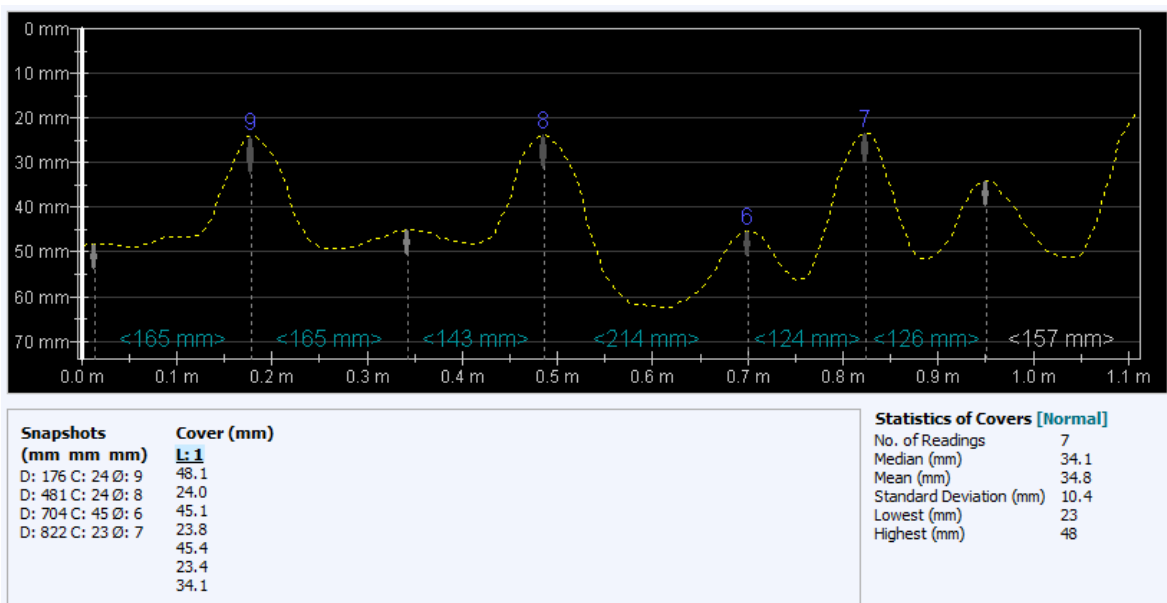


Obr. 24: Radarový scan 1200×1200 mm desky balkonu v 1. NP (scan 10) v zobrazení 3D. Na scanu je dobře patrna poloha prutů hlavní výztuže (červeně), kdy od háků na vnější straně balkonu (ve scanu nejsou zobrazeny) je výztuž „sešlapaná“ tak, že u vetknutí konzoly je prakticky v jedné rovině s konstrukční výztuží u spodního líce desky.

Odhad průměru a upřesnění vzdáleností a krytí výztuže pomocí Profometru PM – 630 je znázorněno na Obr. 25. a Obr. 26. Poloha scanů (scan 1.1 = Obr. 25; scan 1.2 = Obr. 26) provedených na železobetonové desce balkonu v 1. NP je zobrazena v příloze 3.



Obr. 25: Měření roztečí, krytí a průměrů hlavní výztuže na spodním líci balkonu v 1.NP přístrojem Profometer PM-630. Ze záznamu je patrné, že blízko dolního povrchu je výztuž malého průměru (po odseknutí zjištěna výztuž V Ø 6 mm), hlavní výztuž (po odseknutí zjištěna výztuž V Ø 12 mm) je však rovněž příliš blízko dolnímu povrchu.



Obr. 26: Měření roztečí, krytí a průměrů rozd. výztuže na spodním líci balkonu v 1.NP přístrojem Profometer PM-630. Záznam ukazuje, že všechny pruty mají malý průměr (po odseknutí zjištěna výztuž V Ø 6 mm). Nacházejí se střídavě nad a pod hlavní výztuží.

Pro zjištění typu a ověření průměru výztuže byly na spodním líci balkonu v 1. NP provedeny 4 cílené drobné sekané sondy, na základě kterých byla určena hlavní výztuž V Ø 12 mm a rozdělovací výztuž V Ø 6 mm. Umístění sond společně se zjištěnými průměry výztuží je uvedeno v příloze 4. Detail odkryté hlavní výztuže lze vidět na Obr. 27, zjištěné krytí hlavní výztuže pak na Obr. 28.



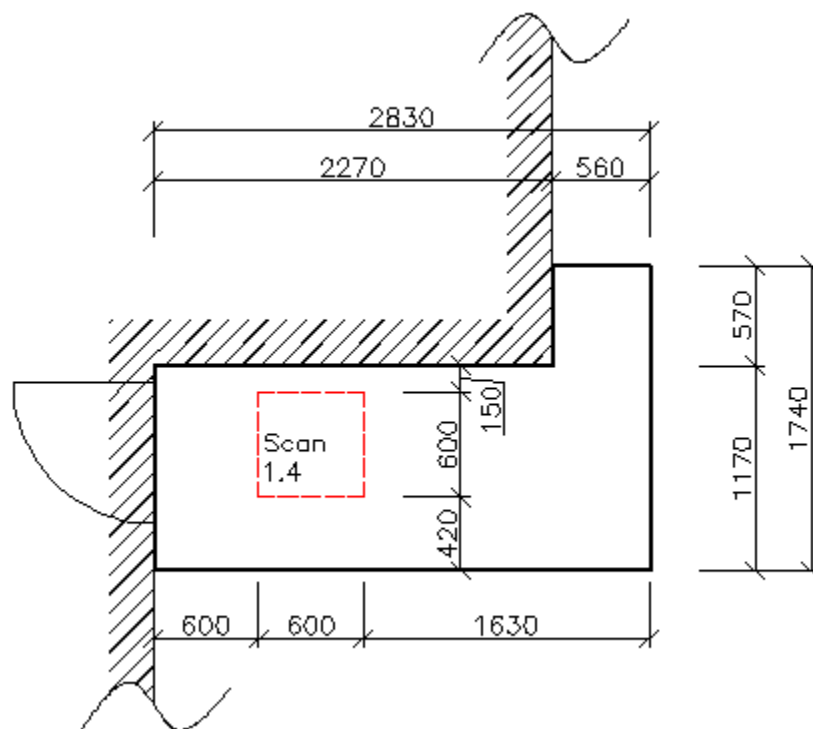
Obr. 27: Detail cílené sekané sondy k hlavní výztuži v místě křížení s výztuží rozdělovací. Jedná se o sondu s označením „D“ (viz příloha 4). V obou případech se jedná o žebírkovou výztuž typu „V“. (hlavní výztuž - Ø 12 mm, rozdělovací Ø 6 mm).



Obr. 28: Měření krytí hlavní výztuže v sekané sondě „D“ (viz příloha 4). Po odečtení omítky bylo krytí stanoveno na pouhých 25 mm.

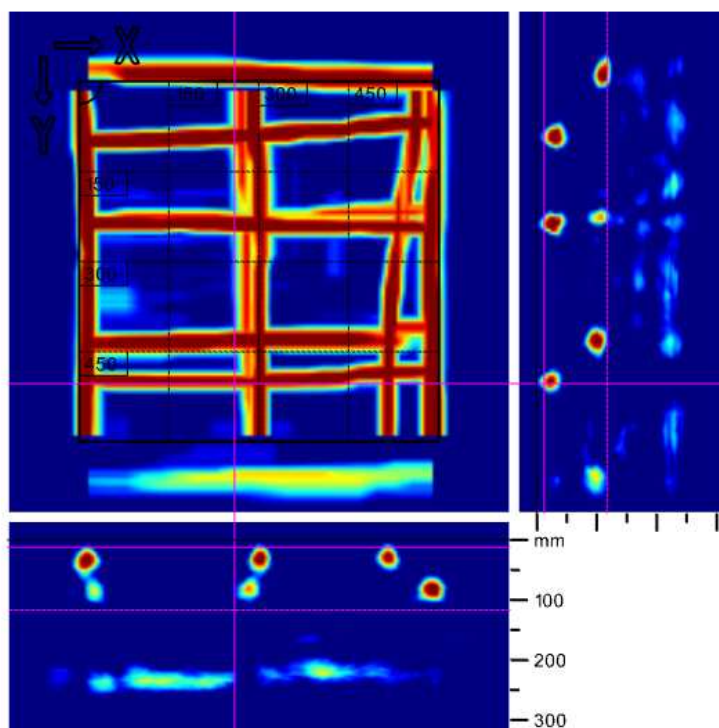
Na základě provedených měření bylo možné získat komplexní obraz o skutečném vyztužení železobetonové desky balkonu v 1. NP. Půdorys výztuže a jednotlivé řezy jsou uvedeny v příloze 2.

Pro ověření vyztužení desky balkonů v ostatních podlažích byl proveden referenční plošný scan balkonovou deskou ve 4. NP. Poloha je vyznačena na Obr. 29, grafický výstup pak na Obr. 30. V tomtéž místě bylo provedeno měření Profometrem PM – 630 (Obr. 31).



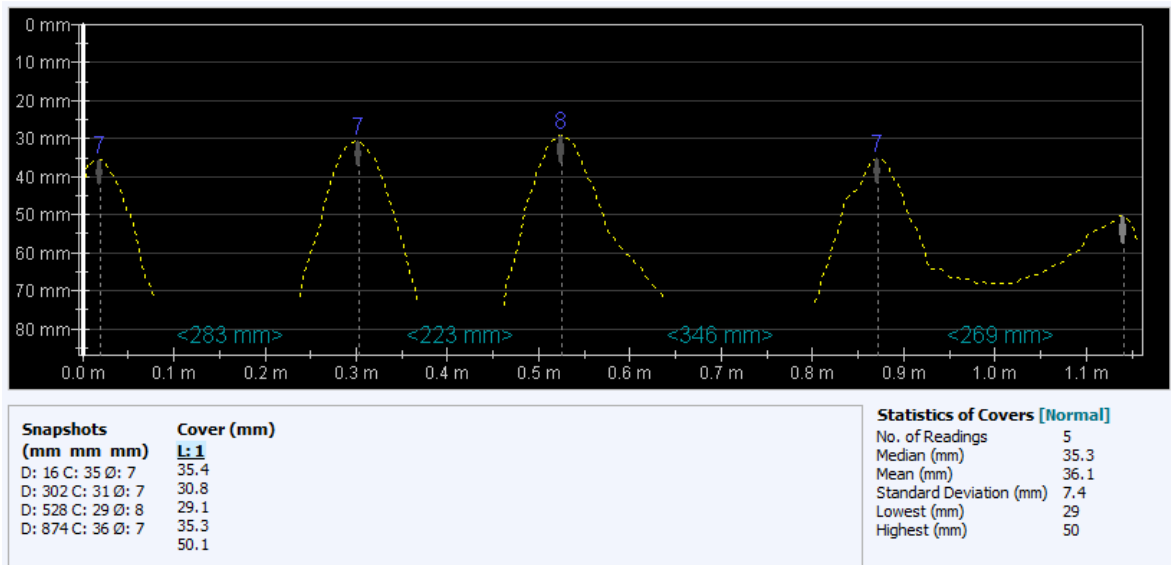
Obr. 29: : Poloha radarového scanu 600 x 600 mm.

Jedná se o spodní líc železobetonového balkonu v 4. NP.



Obr. 30: Radarový scan 1.4 na spodním líci balkonu ve 4. NP.

Zobrazen pohled na výztuž a řezy ve dvou na sebe kolmých směrech. Je patrné, že krytí hlavní výztuže zde dosahuje výrazně větších hodnot než v 1. NP (po odečtení tloušťky omítky přibližně 55-65 mm). Hlavní a rozdělovací výztuž leží téměř v zákrytu za sebou.



Obr. 31: Měření roztečí, krytí a průměrů hlavní výztuže na spodním líci balkonu ve 4.NP. Přístroj Profometer PM – 630 zde zaznamenal všechny pruty malého průměru ($\varnothing 6$ mm), neboť se zde hlavní výztuž nacházela v zákrytu za konstrukční výztuží. Dalším důvodem je větší krytí v porovnání s balkonem v 1. NP.

Průzkum z hlediska vyztužení balkonů na východní straně domu byl úspěšný. Bylo prokázáno, že nosná konstrukce je železobetonová deska řešená dle původní dokumentace pravděpodobně jako přečnívající konec stropní konstrukce. **Hlavní výztuž** je tvořena profily $\varnothing 12$ mm z žebírkové oceli (10425 V), dále se zde vyskytuje konstrukční výztuž v obou směrech $\varnothing 6$ mm z téže oceli.

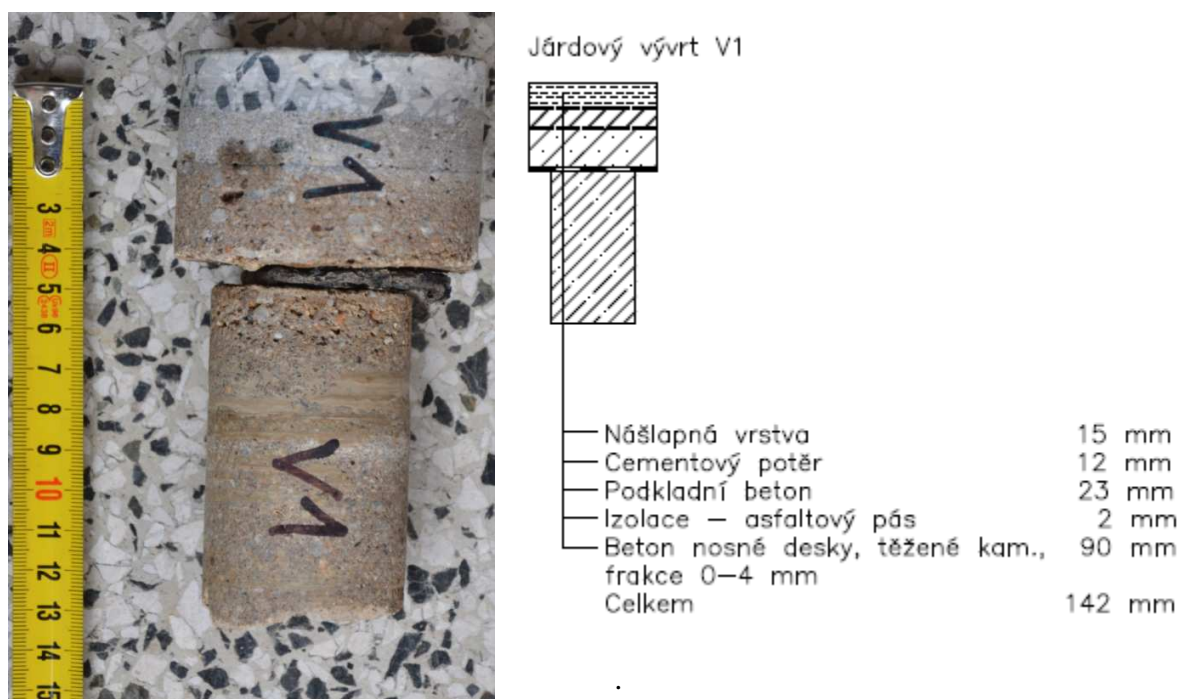
Problémem těchto balkonů je, že **vyztužení neodpovídá konzole**. Hlavní výztuž v kritickém průřezu (u stěny) byla již při výstavbě umístěna příliš nízko. Naprosto tristní je případ vyztužení balkonu v 1. NP (viz příloha 2), kde je hlavní výztuž umístěna při dolním líci desky, zatímco v tažené oblasti zcela chybí. Důvodem mohl být pohyb osob či uložení břemen na výztuži před jejím zabetonováním.

5.4 Zkoušení betonu

Pro statické ověření únosnosti železobetonových balkonů bylo nutné stanovit hlavně pevnostní třídu betonu nosné konstrukce. Pro tento účel byly z balkonů na východní straně domu odebrány vzorky betonu pro laboratorní zkoušení.

5.4.1 Odběr vzorků betonu

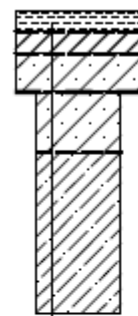
Pro určení pevnostní třídy betonu byly odebrány **3 vzorky**, což je dle ČSN EN 13791 minimální počet zkušebních těles pro zatřídění betonu. Všechny tři vývrty byly provedeny na balkonech na východní straně domu. Vývrt „V1“ byl odebrán z balkonu ve 4.NP, vývrty „V2 a V3“ pak z balkonu v 1. NP. Fotodokumentace včetně skladby vývrtů je uvedena na Obr. 32 až Obr. 34. Jejich umístění na konstrukci je uvedeno v příloze 5



Obr. 32: Jádrový vývrt V1 odebráný z balkonu na východní straně domu v 4. NP.



Jádrový vývrt V2

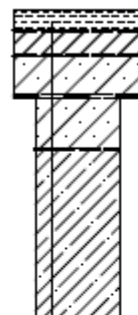


— Nášlapná vrstva	12 mm
— Cementový potěr	13 mm
— Podkladní beton	22 mm
— Izolace—asfaltový pás	2 mm
— Vyrovnávací beton	35 mm
— Beton nosné desky, těžené kam., frakce 0–4 mm	95 mm
Celkem	179 mm

Obr. 33: Jádrový vývrt V2 odebraný z balkonu na východní straně domu v 1. NP



Jádrový vývrt V3



— Nášlapná vrstva	12 mm
— Cementový potěr	15 mm
— Podkladní beton	23 mm
— Izolace—asfaltový pás	2 mm
— Vyrovnávací beton	30 mm
— Beton nosné desky, těžené kam., frakce 0–4 mm	100 mm
Celkem	182 mm

Obr. 34: Jádrový vývrt V3 odebraný z balkonu na východní straně domu v 1. NP.

5.4.2 Stanovení vlastností betonu na odebraných vzorcích

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku byla z odebraných jádrových vývrtů o průměru 50 mm (průměr zvolen vzhledem k malé tloušťce betonové desky) vyrobena tři zkušební válcová tělesa – z každého vývrtu jedno. Dle normy ČSN EN 12504-1 musí platit podmínka, že mezní velikost zrn kameniva nepřesáhne 1/3 průměru vývrtu, což je bezesporu splněno, neboť beton neobsahuje prakticky žádná zrna hrubého kameniva (viz Obr 32 až Obr. 34).

Dříve než proběhlo na tělesech destruktivní zkoušení pevnosti betonu v tlaku, bylo každé z nich změřeno a zváženo ve stavu přirozeném za účelem stanovení objemové hmotnosti. Dále byl pro každé těleso stanoven dynamický modul pružnosti za pomoci ultrazvukové impulsivní metody (frekvence sond 54 kHz). Poté byla stanovena pevnost v tlaku na válcích a přepočtena dle ČSN EN 12390 na pevnost krychlenou.

Objemová hmotnost ve stavu přirozeném

Objem vzorků „V“ byl stanoven z jejich rozměrů. Objemová hmotnost ve stavu přirozeně vlhkém se stanovila dle vztahu „8“ (viz kap. 4.2.4).

Tab. 8: Charakteristiky zkušebních těles ve stavu přirozeně vlhkém.

Zkoušená konstrukce	Označení zkušebního tělesa	Průměr	Výška	Hmotnost ve stavu přirozeném	Objemová hmotnost ve stavu přirozeném
		d [mm]	h [mm]	m_r [kg]	D_r [kg/m³]
Východní balkony	V1	48,9	56,9	226,6	2121
	V2	48,7	61,2	243,9	2140
	V3	48,9	73,7	290,5	2099
	Průměr				2120

Průměrná hodnota objemové hmotnosti betonu ve stavu přirozeně vlhkém byla stanovena na **2120 kg/m³**. Tato hodnota je směrodatná při určování dynamického modulu pružnosti ultrazvukovou impulsivní metodou.

Dynamický modul pružnosti ve stavu přirozeně vlhkém

Stanovení dynamického modulu pružnosti pomocí ultrazvukové impulsivní metody je popsáno v teoretické části (vztahy 5 a 6 viz kap. 4.2.3) a vychází z normy ČSN 73 1371. Jedinou neznámou představuje koeficient rozměrnosti prostředí „ k “. Ten se určí na základě porovnání vlnové délky a rozměru vzorku kolmých ke směru šíření ultrazvuku. Podmínka pro určení, zda se jedná o jednorozměrné nebo trojrozměrné prostředí vypadá následovně:

$$d \leq 0,2 \cdot \lambda \Rightarrow \text{jednorozměrné prostředí} \quad (16)$$

$$d \geq 0,2 \cdot \lambda \Rightarrow \text{trojrozměrné prostředí} \quad (17)$$

d – rozměr kolmý ke směru šíření ultrazvukových vln (v našem případě 50 mm)

λ – vlnová délka

$$\lambda = \frac{v_L}{f} \quad (18)$$

v_L – rychlost šíření ultrazvuku ve zkoumaném prostředí

f – frekvence sond ultrazvuku (v našem případě 54 kHz)

V následující tabulce jsou uvedeny doby průchodu ultrazvukových vln na dílčích zkušebních tělesech (na každém tři měření), jejich průměrná hodnota a z ní stanovená rychlost ultrazvuku.

Tab. 9: Doba průchodu a rychlost šíření ultrazvukových vln ve stavu přirozeně vlhkém.

Označení tělesa	Doba průchodu ultrazvukových vln T_{uz} [μs]				Výška zkušebního tělesa	Rychlost ultrazvuku
	"1"	"2"	"3"	Průměr	h [mm]	v_L [m/s]
V1	17,8	18,2	18,2	18,1	56,9	3150
V2	24,8	24,8	24,7	24,8	61,2	2470
V3	22,6	22,9	22,5	22,7	73,7	3250
Průměr						2960

Průměrná rychlost šíření ultrazvukových vln byla stanovena na **2960 m/s**. Obecně platí, že rychlosti šíření ultrazvukových impulsů pod 3000 m/s nepřísluší konstrukčnímu betonu. Lze tedy usuzovat, že vlastnosti betonu nosné desky jsou špatné.

Tab. 10: Dynamický modul pružnosti stanovený pomocí rychlosti šíření ultrazvuku.

Označení tělesa	Průměr tělesa	Frekv. sond	Rychlost ultrazvuku	Vlnová délka	Rozm. prostředí	Koef. rozměrnosti prostředí	Dynamický modul pružnosti
	d [mm]	f [kHz]	v_L [m/s]	λ [mm]		k	E_{dyn} [MPa]
V1	48,9	54	3150	58	3 D	1,055	18900
V2	48,7	54	2470	46	3 D	1,045	11800
V3	48,9	54	3250	60	3 D	1,057	20000
Průměr							16900

Hodnoty dynamického součinitele lze přepočítat dle ČSN 73 2011 na modul statický pomocí zmenšovacího součinitele „ κ_u “. Jeho orientační hodnoty lze stanovit dle stanovené pevnostní třídy betonu.

Pevnost betonu v tlaku

Nakonec byla odebraná zkušební tělesa podrobena destruktivnímu zkoušení v lisu pro stanovení pevnosti betonu v tlaku. Na základě síly potřebné k jejich destrukci byla stanovena válcová pevnost na tělesech jiných než základních rozměrů (průměr 150 mm, výška 300 mm) dle dosud platné ČSN 73 1317 (viz kap. 4.3.1). Válcová pevnost byla poté přepočítána na pevnost krychelnou pomocí součinitele „ $\kappa_{cy, cu}$ “ dle zásad uvedených v normě ČSN EN 12390.

Tab. 11: Válcová a krychelná pevnost betonu v tlaku.

Označení tělesa	Max. síla	Štíhlost	Koef. štíhlosti	Koef. průměru	Válcová pevnost	Koef. krychelný	Krychelná pevnost
	F [kN]	λ	κ_{c, cy}	κ_{cy, d}	f_{c, cyl} [MPa]	κ_{cy, cu}	f_{c, cube} [MPa]
V1	29,7	1,16	0,89	0,91	12,9	1,25	16,1
V2	23,2	1,26	0,91	0,91	10,3	1,25	12,9
V3	38,6	1,51	0,95	0,91	17,7	1,25	22,1
Průměr							17,0
Minimum							12,9

5.4.3 Stanovení pevnostní třídy betonu

Pro stanovení pevnostní třídy betonu pouze na základě jádrových vývrtů byl stanoven postup dle ČSN EN 13791 – kritérium B pro 3 – 14 vývrtů ze zkušebních oblastí (viz kap. 4.3.2).

Kritérium pro průměrnou hodnotu (pro $n=3$ až 6 vzorků je $k=7$ MPa)

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 17,0 - 7 = \underline{\underline{10 \text{ MPa}}}$$

Kritérium pro minimální hodnotu

$$f_{ck,is} = f_{is,nejnižší} + 4 = 12,9 + 4 = \underline{\underline{16,9 \text{ MPa}}}$$

Platí *nižší* z výše uvedených hodnot, tedy beton nosné desky splňuje požadavek normy ČSN EN 13791 pro pevnostní třídu **C 8/10**.

Nyní lze dle ČSN 73 2011 stanovit hodnotu zmenšovacího součinitele „ κ_u “ pro výpočet statického modulu pružnosti z modulu dynamického, stanoveného pomocí rychlosti šíření ultrazvukových vln ve zkušebních tělesech. Pro třídu betonu C 8/10 má zmenšovací součinitel hodnotu $\kappa_u = 0,62$.

$$E_c = \kappa_u \cdot E_{dyn} = 0,62 \cdot 16900 = \underline{\underline{10500 \text{ MPa}}}$$

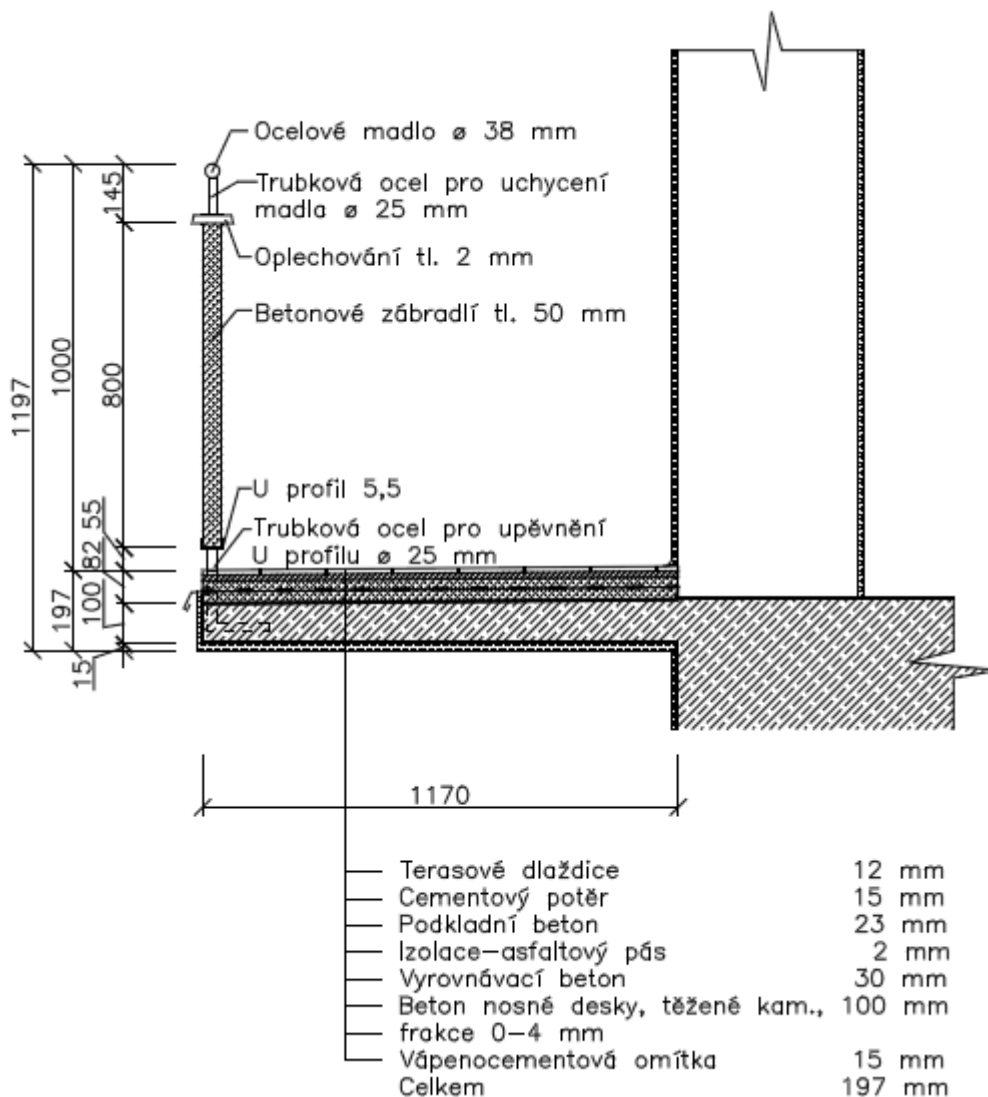
Průměrná hodnota statického modulu pružnosti betonu je stanovena na **10,5 GPa**.

6 Statické posouzení

6.1 Rohový železobetonový balkon v 1.NP

1) Zatížení

Značná část zatížení je tvořena kromě vlastní tíhy desky ostatním stálým zatížením, což je patrné z řezu železobetonovým balkonem (Obr. 35).



Obr. 35: Řez železobetonovým balkonem na východní straně bytového domu.

Z obrázku je patrné, že vrstvy tvořící podlahu balkonu mají značnou mocnost. Betonové zábradlí rovněž přispívá k velkému stálému zatížení konstrukce.

V následující tabulce jsou uvedeny charakteristické hodnoty stálého a nahodilého zatížení, které představují vstupní hodnoty pro stanovení návrhového momentu pomocí výpočetního programu Scia Engineer.

Tab. 12: Plošné a liniové zatížení působící na rohový balkon.

Hodnoty objemové tíhy jsou stanoveny dle ČSN EN 1991-1-1, hodnoty nahodilého zatížení jsou v souladu s ČSN EN 1990.

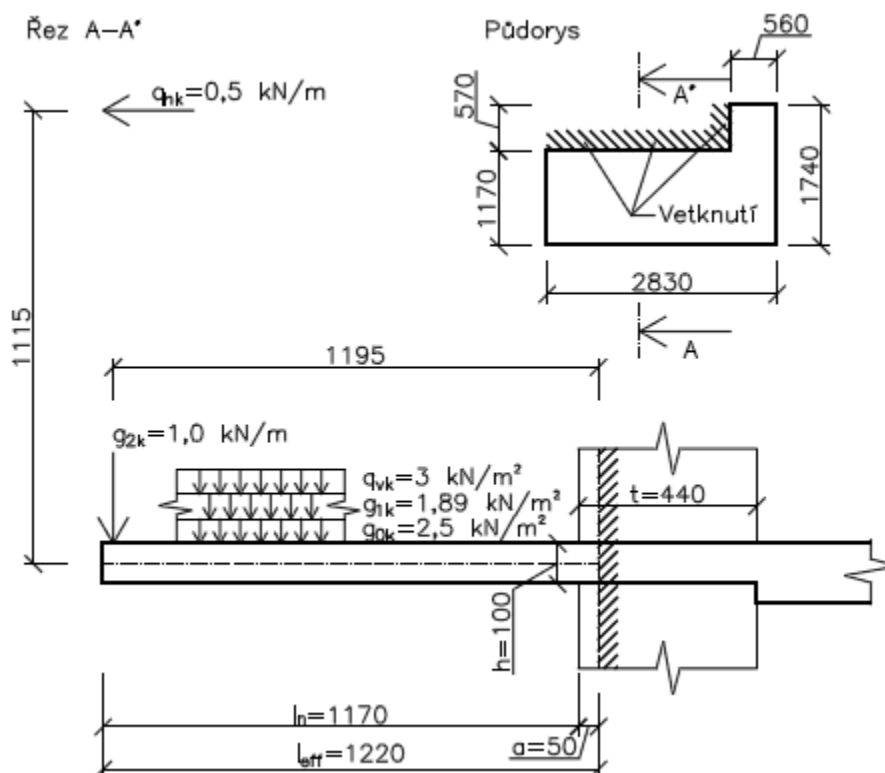
Železobetonový balkon 1.NP			Objemová tíha γ	Tloušťka vrstvy t	Šířka vrstvy b	Plošné zatížení	Liniové zatížení
			[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m]
Vlastní tíha	g_{0k}	ŽB deska	25	0,1	-	2,5	-
Ostatní stálé	g_{1k}	Terasové dlaždice	24	0,012	-	0,288	-
		Cementový potěr	22	0,015			
		Podkladní beton	24	0,023	-	0,552	-
		Hydroizolace	24	0,002	-	0,048	-
		Vyrov. beton	24	0,03	-	0,72	-
		VPC omítka	19	0,015	-	0,285	-
	g_{2k}	ŽB zábradlí	25	0,8	0,05	-	1
Σ			-			4,39	1
Nahodilé	q_{vk}	Užitné - osoby	-	-	-	3	-
	q_{hk}	Užitné - zábradlí	-	-	-	-	0,5
Σ			-			3	0,5

2) Stanovení návrhového ohybového momentu

Návrhový ohybový moment M_{ed} je stanoven pomocí kombinačních vztahů 6.10a a 6.10b uvedených v normě ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí. Dílčí ohybové momenty od jednotlivých zatěžovacích stavů za pomoci příslušných kombinačních a redukčních součinitelů určují návrhový ohybový moment průřezu.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (19)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (20)$$



Obr. 36: Schéma zatížení působící na nosnou desku ŽB balkonů na východní straně domu. Výsledný ohybový moment byl stanoven na základě uvedených hodnot dílčích zatěžovacích stavů v programu Scia Engineer.

Tab. 13: Charakteristické hodnoty ohybových momentů dílčích zatěžovacích stavů působících na železobetonový balkon.

Zatěžovací stav	Druh vnitřní síly	Označení vnitřní síly	Charakteristická hodnota [kNm]	Dílčí součinitel zatížení γ
Vlastní tíha	Moment	M_{yg0k}	1,73	1,35
Ostatní stálé	Moment	$M_{yg1,2k}$	2,56	1,35
Nahodilé vertikální	Moment	M_{yqvk}	2,12	1,5
Nahodilé horizontální	Moment	M_{yqhk}	0,64	1,5

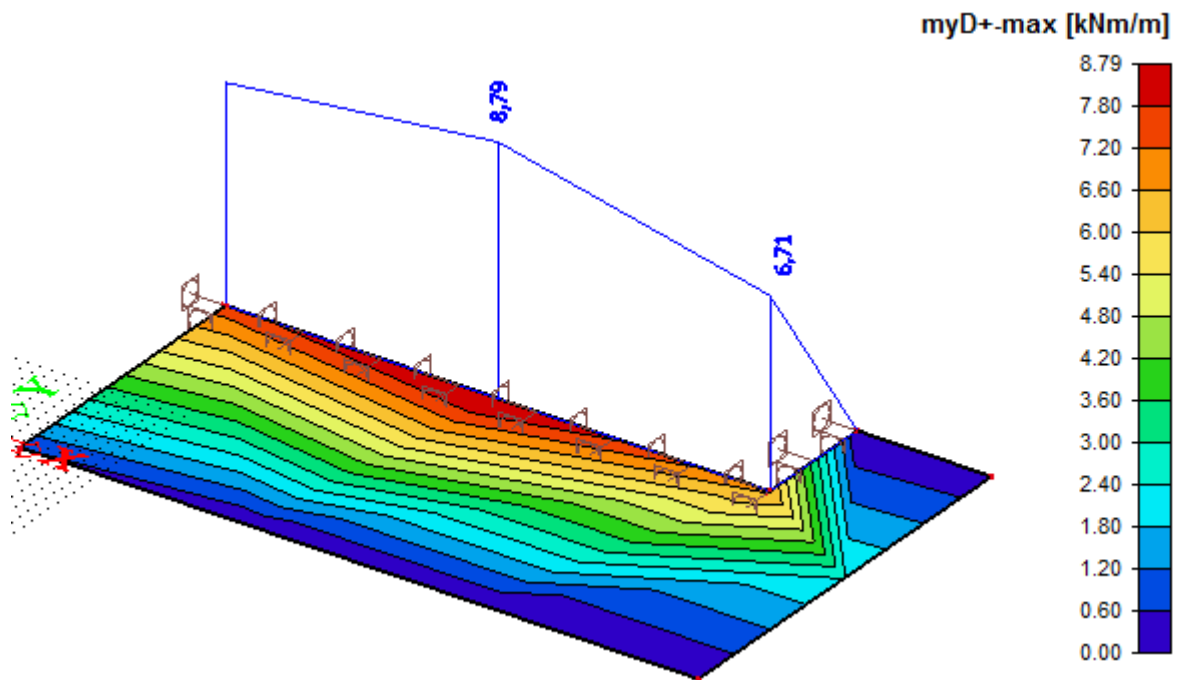
Součinitel pro kombinační hodnotu zatížení „ Ψ_0 “, stejně jako součinitel redukční „ ξ “, je uveden v normě ČSN EN 1990. Pro posouzení je brán v úvahu větší z uvedených návrhových momentů dle kombinačních vztahů 6.10a a 6.10b.

$$M_{Ed,6.10a} = \gamma_G \cdot M_{yg0k} + \gamma_G \cdot M_{yg1,2k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{yqvk} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{yqhk}$$

$$M_{Ed,6.10a} = 1,35 \cdot 1,73 + 1,35 \cdot 2,56 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,12 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,64 = \underline{8,69 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed,6.10b} = \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{y_{gok}} + \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{y_{g1.2k}} + \gamma_Q \cdot M_{y_{qvk}} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{y_{qhk}}$$

$$M_{Ed,6.10b} = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 1,73 + 0,85 \cdot 1,35 \cdot 2,56 + 1,5 \cdot 2,12 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,64 = \underline{\underline{8,79 \text{ kNm}}}$$



Obr. 37: Ohybový moment od účinků zatížení na desku stanovený ve výpočetním programu. Jedná se o kombinaci zatížení dle vztahu (20), dle normy ČSN EN 1990 vztah 6.10b.

1) Materiálové charakteristiky

Beton C 8/10

$$\alpha_{cc} = 1,0; \varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}; \eta = 1,0; \lambda = 0,8$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{8}{1,5} = \underline{\underline{5,33 \text{ MPa}}}$$

Výztuž B420B

Návrhová pevnost betonářské oceli

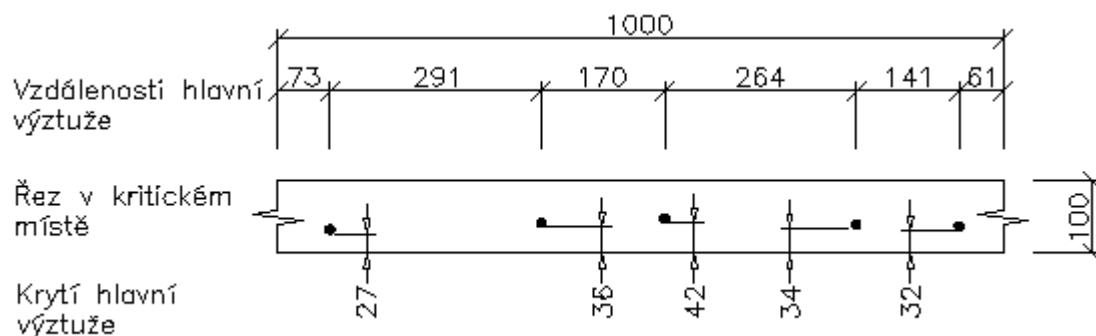
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{420}{1,15} = \underline{\underline{365,22 \text{ MPa}}}$$

Poměrné přetvoření výztužné oceli

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365,22}{200} = \underline{\underline{1,826 \text{ ‰}}}$$

2) Geometrie

Předpoklad: hlavní výztuž $\phi = 12 \text{ mm}$; $c_\phi = 35 \text{ mm}$; $h=100 \text{ mm}$



Obr. 38: Řez konzolovou deskou v místě největšího ohybového momentu.

Je zde zobrazena hlavní výztuž, její vzájemné rozteče a vzdálenosti od dolního okraje nosné konstrukce.

3) Stanovení vnitřních sil

Předpoklad: $F_S = F_{CC}$

$$A_S \cdot f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot x \cdot f_{cd} \Rightarrow x = \frac{A_S \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$$

Plocha výztuže na jeden metr desky

$$A_S = 5 \cdot \pi \cdot r^2 = 5 \cdot \pi \cdot 6^2 = \underline{565,49 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2}$$

Poloha neutrální osy průřezu za předpokladu plného využití výztuže

$$x = \frac{565,49 \cdot 10^{-6} \cdot 365,22 \cdot 10^6}{1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 5,33 \cdot 10^6} = \underline{0,0484 \text{ m}}$$

Vzdálenost těžiště výztuže od krajních tlačných vláken průřezu

$$d_1 = h - (h - c_\phi) + \frac{\phi}{2} = 0,1 - (0,1 - 0,035) + \frac{0,012}{2} = \underline{0,041 \text{ m}}$$

Hraniční vzdálenost neutrální osy od tlačného okraje průřezu

$$x_{ball} = \frac{|\epsilon_{cu3}|}{|\epsilon_{cu3}| + \epsilon_{yd}} \cdot d_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,826} \cdot 0,041 = \underline{0,027 \text{ m}}$$

Podmínka pro dosažení mezního přetvoření ve výztuži

$$x \leq x_{ball}$$

$$x \leq x_{ball} \Rightarrow \underline{0,041 \leq 0,027} \Rightarrow \text{NEPRAVDA} \Rightarrow \text{výztuž není plně využita} \Rightarrow$$

⇒ následuje iterační proces stanovení polohy neutrální osy a tomu odpovídající poměrné přetvoření oceli za předpokladu zjednodušeného návrhového pracovního diagramu oceli s vodorovnou větví bez omezení poměrného přetvoření (viz Obr. 39).

Nová poloha neutrální osy (určeno iterací)

$$\underline{x = 0,03078 \text{ m}}$$

Poměrné přetvoření ve výztuži (určeno graficky)

$$\underline{\varepsilon_s = 1,161 \text{ ‰}}$$

Napětí ve výztuži při skutečném poměrném přetvoření oceli

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E = 1,161 \cdot 200 = \underline{232,2 \text{ MPa}} \leq f_{yd}$$

Rameno vnitřních sil

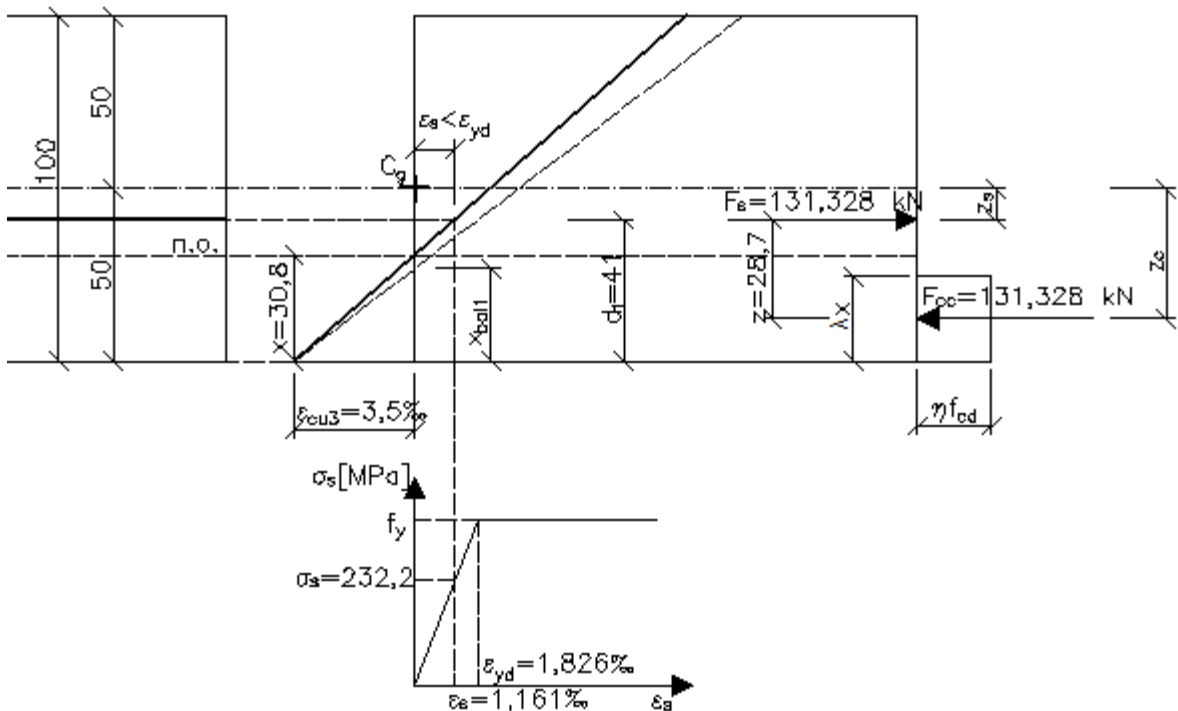
$$z = d_1 - \frac{\lambda \cdot x \cdot \eta}{2} = 0,041 - \frac{0,8 \cdot 0,03078 \cdot 1}{2} = \underline{0,0287 \text{ m}}$$

Síla v tažené výztuži

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s = 565,49 \cdot 10^{-6} \cdot 232,2 \cdot 10^6 = \underline{131,328 \text{ kN}}$$

Síla v tlaceném betonu

$$F_{cc} = b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot x \cdot f_{cd} = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 0,03078 \cdot 5,33 \cdot 10^6 = \underline{131,328 \text{ kN}}$$



Obr. 39: Rozdělení vnitřních sil v průřezu desky ŽB balkonu v 1. NP.

4) Posouzení MSÚ

Podmínka pro únosnost desky v ohybu

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Rameno vnitřních sil ve výztuži vztažené k těžišti průřezu

$$z_s = \frac{h}{2} - d_1 = \frac{0,05}{2} - 0,041 = \underline{0,009 \text{ m}}$$

Rameno vnitřních sil v betonu vztažené k těžišti průřezu

$$z_c = \frac{h}{2} - \frac{\lambda \cdot x \cdot \eta}{2} = \frac{0,1}{2} - \frac{0,8 \cdot 0,03078 \cdot 1}{2} = \underline{0,0377 \text{ m}}$$

Únosnost desky v ohybu

$$M_{Rd} = \pm F_S \cdot z_s \pm F_{CC} \cdot z_c = -131,328 \cdot 0,009 + 131,328 \cdot 0,0377 = \underline{3,77 \text{ kNm}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Rightarrow \underline{8,79 \text{ kNm}} \leq 3,77 \text{ kNm} \Rightarrow \text{NEPRAVDA} \Rightarrow \underline{\text{PRŮŘEZ NEVYHOVÍ}}$$

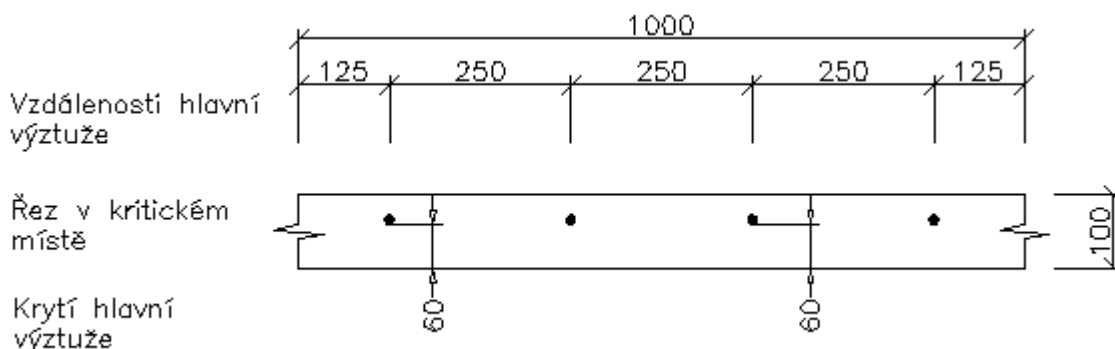
Posouzení mezního stavu únosnosti ve smyku již nemá význam.

6.2 Rohový železobetonový balkon v 4. NP

Balkon ve 4.NP se z hlediska zatížení a materiálových charakteristik nosné desky shoduje s již posouzeným balkonem v 1.NP. Pro statické posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu lze tedy uvažovat návrhový ohybový moment $M_{ed}=8,79 \text{ kNm}$.

1) Geometrie

Předpoklad: hlavní výztuž $\phi = 12 \text{ mm}$; $c_\phi = 60 \text{ mm}$; $h=100 \text{ mm}$



Obr. 40: : Řez konzolovou deskou v místě největšího ohybového momentu.

Dle průřezu vyztužení pomocí radaru lze odhadnout průměrnou vzdálenost hlavních výztuží na 250 mm a průměrné krytí výztuže na 60 mm (viz Obr. 30 kap. 5.3.2).

2) Stanovení vnitřních sil

Předpoklad: $F_S = F_{CC}$

$$A_S \cdot f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot x \cdot f_{cd} \Rightarrow x = \frac{A_S \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}}$$

Plocha výztuže na jeden metr desky

$$A_S = 4 \cdot \pi \cdot r^2 = 5 \cdot \pi \cdot 6^2 = \underline{452,39 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2}$$

Poloha neutrální osy průřezu za předpokladu plného využití výztuže

$$x = \frac{452,39 \cdot 10^{-6} \cdot 365,22 \cdot 10^6}{1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 5,33 \cdot 10^6} = \underline{0,0387 \text{ m}}$$

Vzdálenost těžiště výztuže od krajních tlačných vláken průřezu

$$d_1 = h - (h - c_\phi) + \frac{\phi}{2} = 0,1 - (0,1 - 0,060) + \frac{0,012}{2} = \underline{0,066 \text{ m}}$$

Hraniční vzdálenost neutrální osy od tlačného okraje průřezu

$$x_{ball} = \frac{|\varepsilon_{cu3}|}{|\varepsilon_{cu3}| + \varepsilon_{yd}} \cdot d_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,826} \cdot 0,066 = \underline{0,0434 \text{ m}}$$

Podmínka pro dosažení mezního přetvoření ve výztuži

$$x \leq x_{ball}$$

$$x \leq x_{ball} \Rightarrow \underline{0,0387 \leq 0,0434} \Rightarrow \text{VYHOVUJE} \Rightarrow \text{výztuž je plně využita} \Rightarrow$$

\Rightarrow ve výztuži je dosaženo mezního přetvoření a jemu odpovídající návrhové pevnosti betonářské oceli v tahu ($\varepsilon_s > 1,826 \text{ ‰}$, $\sigma_s = f_{yd} = 365,22 \text{ MPa}$)

Rameno vnitřních sil

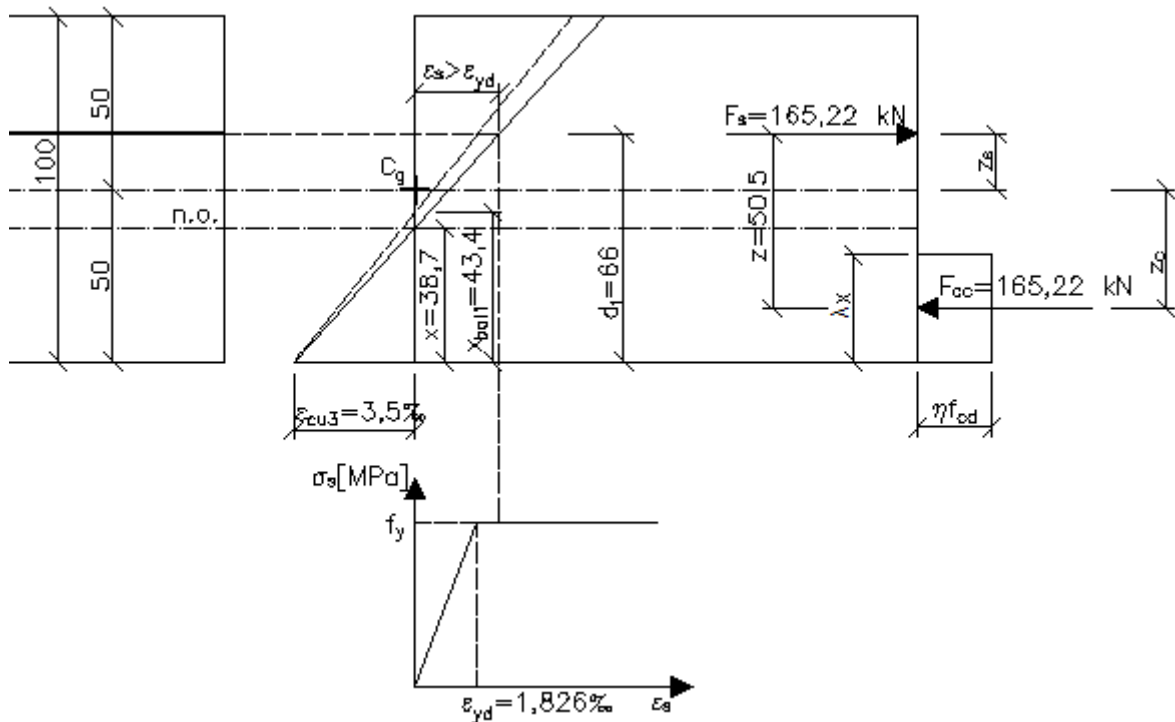
$$z = d - \frac{\lambda \cdot x \cdot \eta}{2} = 0,066 - \frac{0,8 \cdot 0,0387 \cdot 1}{2} = \underline{0,0505 \text{ m}}$$

Síla v tažené výztuži

$$F_S = A_S \cdot \sigma_s = 452,39 \cdot 10^{-6} \cdot 365,22 = \underline{165,22 \text{ kN}}$$

Síla v tlačném betonu

$$F_{CC} = b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot x \cdot f_{cd} = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 0,0387 \cdot 5,33 \cdot 10^6 = \underline{165,22 \text{ kN}}$$



Obr. 41: Rozdělení vnitřních sil v průřezu desky ŽB balkonu ve 4. NP.

3) Posouzení MSÚ

Podmínka pro únosnost desky v ohybu

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Rameno vnitřních sil ve výztuži vztažené k těžišti průřezu

$$z_s = d_1 - \frac{h}{2} = 0,066 - \frac{0,1}{2} = \underline{0,016 \text{ m}}$$

Rameno vnitřních sil v betonu vztažené k těžišti průřezu

$$z_c = \frac{h}{2} - \frac{\lambda \cdot x \cdot \eta}{2} = \frac{0,1}{2} - \frac{0,8 \cdot 0,0387 \cdot 1}{2} = \underline{0,0345 \text{ m}}$$

Únosnost desky v ohybu

$$M_{Rd} = \pm F_s \cdot z_s \pm F_{cc} \cdot z_c = 165,22 \cdot 0,016 + 165,22 \cdot 0,0345 = \underline{8,34 \text{ kNm}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Rightarrow \underline{8,79 \text{ kNm}} \leq 8,34 \text{ kNm} \Rightarrow \text{NEPRAVDA} \Rightarrow \underline{\underline{\text{PRŮŘEZ NEVYHOVÍ}}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti ve smyku již nemá význam.

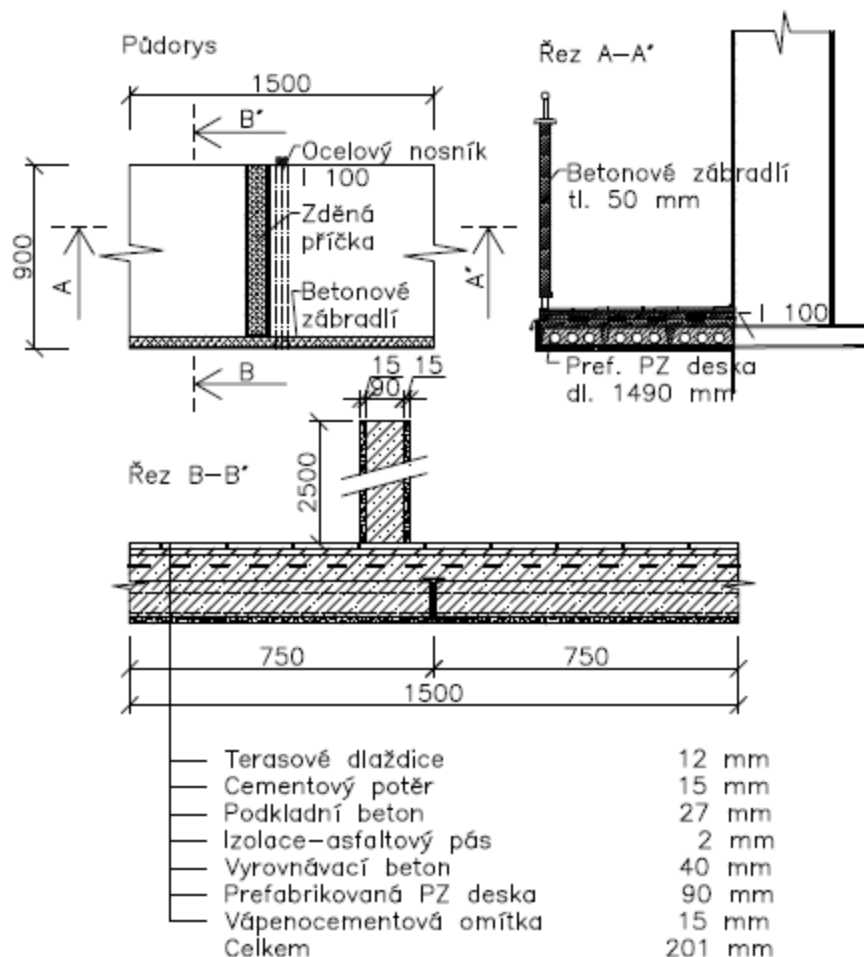
6.3 Balkon na jižní straně

Balkony na jižní fasádě jsou přibližně 5,8 m široké, jsou vyneseny třemi ocelovými nosníky I 100 (uprostřed) a dvěma nosníky U 100 (na okrajích). Mezi pásnicemi nosníků jsou uloženy dutinami vylehčené PZ desky. Pro statický posudek byla vybrána kritická místa konstrukce. Jedná se o vetknutý svařovaný profil **I 100** excentricky zatížený dělicí stěnou, **I 100** nezatížený dělicí stěnou a krajní svařovaný profil **U 100**. Také je zde porovnáno zatížení působící na PZ desku s povolenou zatížitelností získanou z tabulek.

6.3.1 Statické posouzení kritického vetknutého I profilu

1) Zatížení

Na následujícím obrázku je znázorněno zatížení působící na prostřední I profil na odpovídající zatěžovací šířce 1,5 m. Hodnoty liniového stálého a nahodilého zatížení jsou uvedeny v tabulce 14.



Obr. 42: Půdorys a řezy prefabrikovaným balkonem na jižní straně domu.

Velkou část zatížení zde tvoří excentricky vůči I profilu uložená dělicí zděná příčka. Zatěžovací šířka připadající na I profil je 1500 mm.

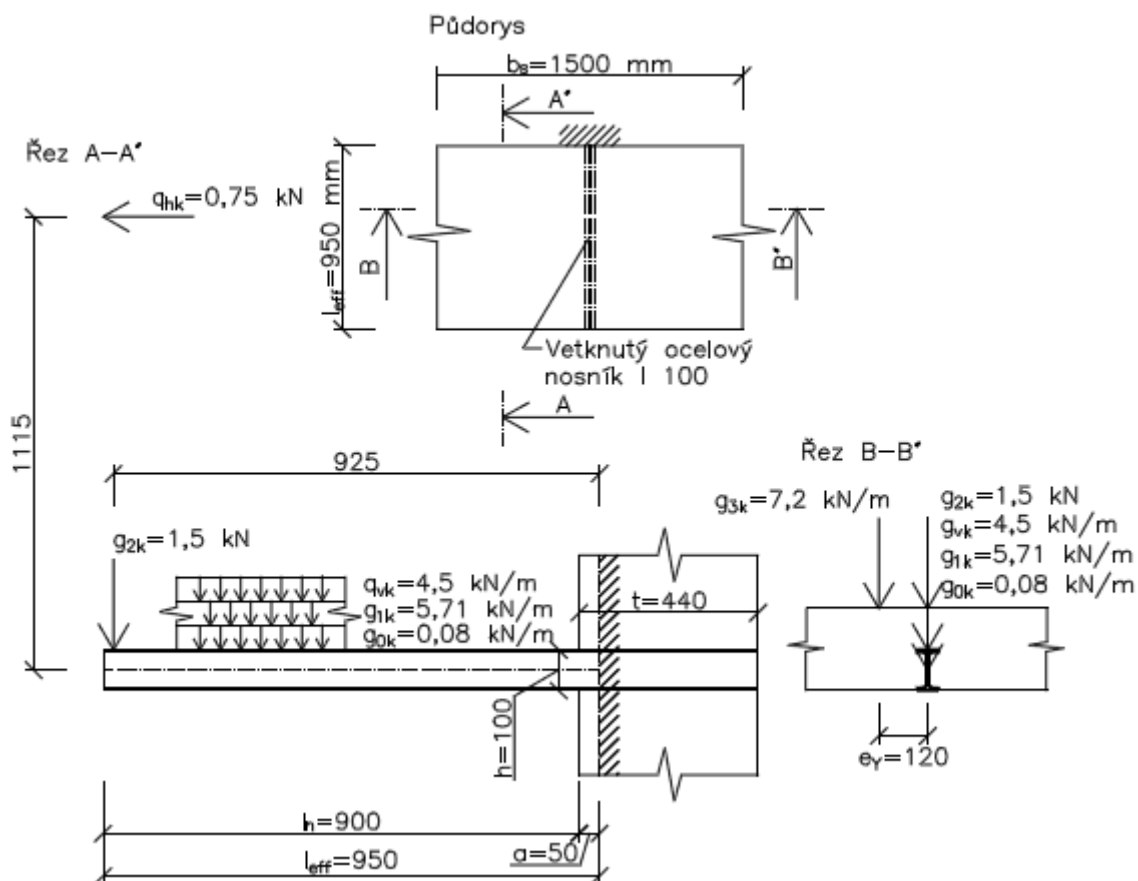
Tab. 14: Zatížení působící na ocelový svařovaný I nosník prefabrikovaného balkonu.

Hodnoty objemové tíhy jsou stanoveny dle ČSN EN 1991-1-1, hodnoty nahodilého zatížení jsou v souladu s ČSN EN 1990.

Prefabrikovaný balkon - prostřední I profil			Objemová tíha γ	Tloušťka t	Šířka b	Zatěž. šířka b_s	Liniové zatížení	Síla F	
			[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]	
Vlastní tíha	g_{0k}	I profil	78	$A=9,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$		-	0,08	-	
Ostatní stálé	g_{1k}	Teras. Dlaždice	24	0,012	-	1,5	0,43	-	
		Cementový potěr	22	0,015	-	1,5	0,50	-	
		Podkladní beton	24	0,027	-	1,5	0,97	-	
		Hydroizolace	24	0,002	-	1,5	0,07	-	
		Vyrov. vrstva	24	0,04	-	1,5	1,44	-	
		PZ deska	25	0,09	-	1,5	3,38	-	
		VPC omítka	19	0,015	-	1,5	0,43	-	
	Σ		-					7,21	-
	g_{2k}	ŽB zábradlí	25	0,8	0,05	1,5		1,5	
	g_{3k}	Zděná příčka (*)	19	2,5	0,09	-	4,28	-	
VPC omítka		19	2,5	0,03	-	1,43	-		
Σ		-					5,71	1,5	
Nahodilé	q_{vk}	Užitné – osoby	-	-	-	1,5	4,5	-	
	q_{hk}	Užitné - zábradlí	-	-	-	1,5	-	0,75	
	Σ		-					4,5	0,75
(*) Betonová příčka působí na I nosník s excentricitou $e_y = 0,12 \text{ m}$									

2) Stanovení návrhových vnitřních sil

Návrhový ohybový moment $M_{y,Ed}$ a návrhová posouvající síla $V_{z,Ed}$ jsou stanoveny pomocí kombinačních vztahů 6.10a a 6.10b uvedených v normě ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí. Dílčí charakteristické hodnoty od jednotlivých zatěžovacích stavů za pomoci příslušných kombinačních a redukčních součinitelů určují návrhové vnitřní síly kritické části nosné konstrukce.



Obr. 43: Schéma zatížení středního ocelového I profilu balkonu na jižní straně domu.

Návrhové vnitřní síly byly stanoveny z charakteristických hodnot vnitřních sil jednotlivých zatěžovacích stavů pomocí příslušných součinitelů zatížení.

Tab. 15: Charakteristické hodnoty vnitřních sil jednotlivých zatěžovacích stavů společně s dílčími součiniteli zatížení.

Zatěžovací stav	Druh vnitřní síly	Označení vnitřní síly	Charakteristická hodnota [kN]; [kNm]	Dílčí součinitel zatížení γ
Vlatní tíha	Posouvající síla	V_{zg0k}	0,07	1,35
	Moment	M_{yg0k}	0,03	1,35
Ostatní stálé	Posouvající síla	$V_{zg1,2,3k}$	16,11	1,35
	Moment	$M_{yg1,2,3k}$	8,51	1,35
Nahodilé vertikální	Posouvající síla	V_{zqvk}	4,05	1,5
	Moment	M_{yqvk}	1,82	1,5
Nahodilé horizontální	Posouvající síla	V_{zqhk}	-	-
	Moment	M_{yqhk}	0,84	1,5

Návrhové ohybové momenty stanovené dle vztahů (19) a (20)

$$M_{y,Ed,6.10a} = \gamma_G \cdot M_{go} + \gamma_G \cdot M_{g1,2,3} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{qh}$$

$$M_{y,Ed,6.10a} = 1,35 \cdot 0,04 + 1,35 \cdot 9,19 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,03 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,84 = \underline{\underline{15,47 \text{ kNm}}}$$

$$M_{y,Ed,6.10b} = \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{go} + \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{g1,2,3} + \gamma_Q \cdot M_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{qh}$$

$$M_{y,Ed,6.10b} = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 0,04 + 0,85 \cdot 1,35 \cdot 9,19 + 1,5 \cdot 2,03 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,84 = \underline{\underline{14,54 \text{ kNm}}}$$

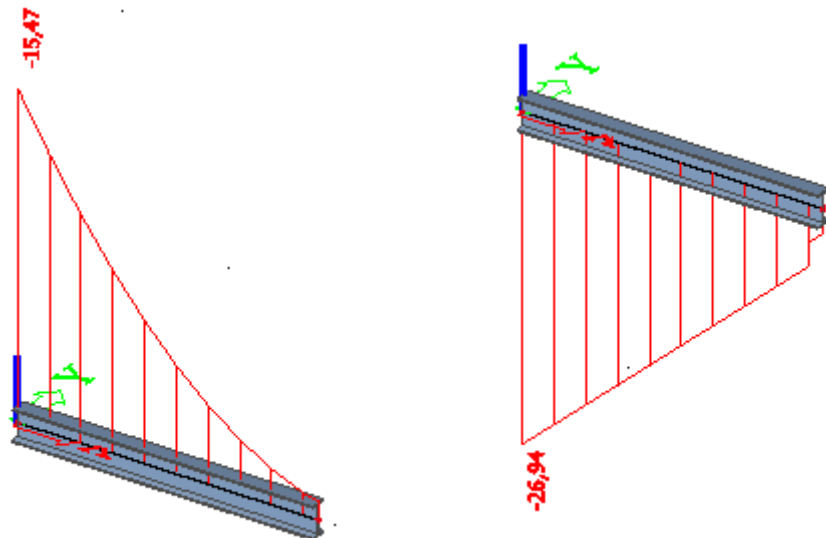
Návrhové posouvající síly stanovené dle vztahů (19) a (20)

$$V_{z,Ed,6.10a} = \gamma_G \cdot V_{go} + \gamma_G \cdot V_{g1,2,3} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{qh}$$

$$V_{z,Ed,6.10a} = 1,35 \cdot 0,08 + 1,35 \cdot 16,55 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,28 = \underline{\underline{26,94 \text{ kN}}}$$

$$V_{z,Ed,6.10b} = \xi \cdot \gamma_G \cdot V_{go} + \xi \cdot \gamma_G \cdot V_{g1,2,3} + \gamma_Q \cdot V_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{qh}$$

$$V_{z,Ed,6.10b} = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 0,08 + 0,85 \cdot 1,35 \cdot 16,55 + 1,5 \cdot 4,28 = \underline{\underline{25,54 \text{ kN}}}$$



Obr. 44: Návrhové vnitřní síly stanovené dle vztahu (19) ve výpočetním programu. Maximální ohybový moment M_y (vlevo), maximální posouvající síla V_z (vpravo).

3) Materiál

Konstrukční ocel S 235

Mez kluzu: $f_y = 235 \text{ MPa}$

Mez pevnosti: $f_u = 360 \text{ MPa}$

Součinitel spolehlivosti materiálu: $\gamma_{m0} = 1,15$

Zatřídění průřezu

Součinitel závislý na mezi kluzu

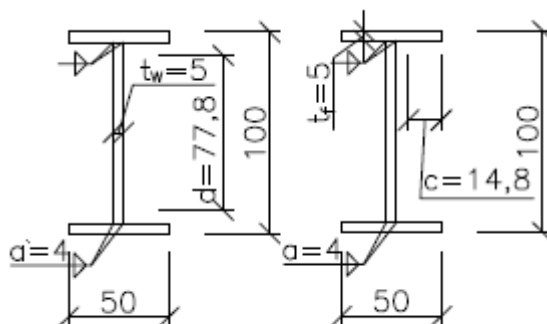
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

Stojina

$$d/t_w = 77,8/5 = 15,36 \leq 72\varepsilon \Rightarrow 1. \text{ třída průřezu}$$

Pásnice

$$c/t_f = 14,8/5 = 2,9 \leq 10\varepsilon \Rightarrow 1. \text{ třída průřezu}$$



Obr. 45: Svařovaný profil I 100

Průřezové charakteristiky viz příloha 6.

4) Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

Předpoklad: $\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$; $W_{pl,y} = 3,387 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$

Únosnost nosníku v ohybu

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m,0}} = \frac{3,387 \cdot 10^{-5} \cdot 235 \cdot 10^6}{1,15} = \underline{\underline{6,92 \text{ kNm}}}$$

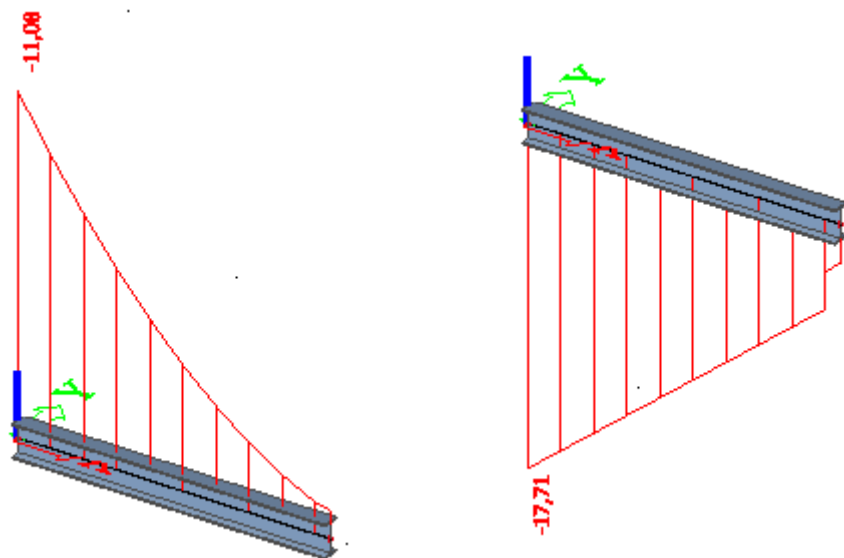
Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{15,47}{6,92} = 2,24 \leq 1 \Rightarrow \text{NEPRAVDA} \Rightarrow \underline{\underline{\text{PRŮŘEZ NEVYHOVÍ}}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti ve smyku, případně kombinace smyku a ohybu již nemá význam.

5) Vnitřní síly působící na I nosník nezatížený dělicí příčkou

Návrhový ohybový moment $M_{y,Ed}$ a návrhová posouvající síla $V_{z,Ed}$ jsou stanoveny pomocí kombinačních vztahů 6.10a a 6.10b uvedených v normě ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí. Je zde uveden výstup z programu Scia Engineer pro větší z hodnot stanovených dle vztahů (19) a (20) této práce.



Obr. 46: Návrhové vnitřní síly stanovené dle vztahu (19) ve výpočetním programu. Jedná se o I nosník nezatížený dělicí stěnou. Maximální ohybový moment M_y (vlevo), maximální posouvající síla V_z (vpravo).

6) Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu profilu nezatíženého dělicí stěnou

Předpoklad: $\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$; $W_{pl,y} = 3,387 \cdot 10^{-5} m^3$

Únosnost nosníku v ohybu

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m,0}} = \frac{3,387 \cdot 10^{-5} \cdot 235 \cdot 10^6}{1,15} = \underline{6,92 \text{ kNm}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{11,08}{6,92} = \underline{\underline{1,60}} \leq 1 \Rightarrow \text{NEPRAVDA} \Rightarrow \underline{\underline{\text{PRŮŘEZ NEVYHOVÍ}}}$$

Posouzení na smyk, případně kombinace smyku a ohybu již nemá význam.

6.3.2 Statické posouzení krajního vetknutého U profil

1) Zatížení

V následující tabulce jsou uvedeny charakteristické hodnoty stálého a nahodilého zatížení, které představují vstupní hodnoty pro stanovení návrhových vnitřních sil na krajním ocelovém nosníku U 100 pomocí výpočetního programu Scia Engineer.

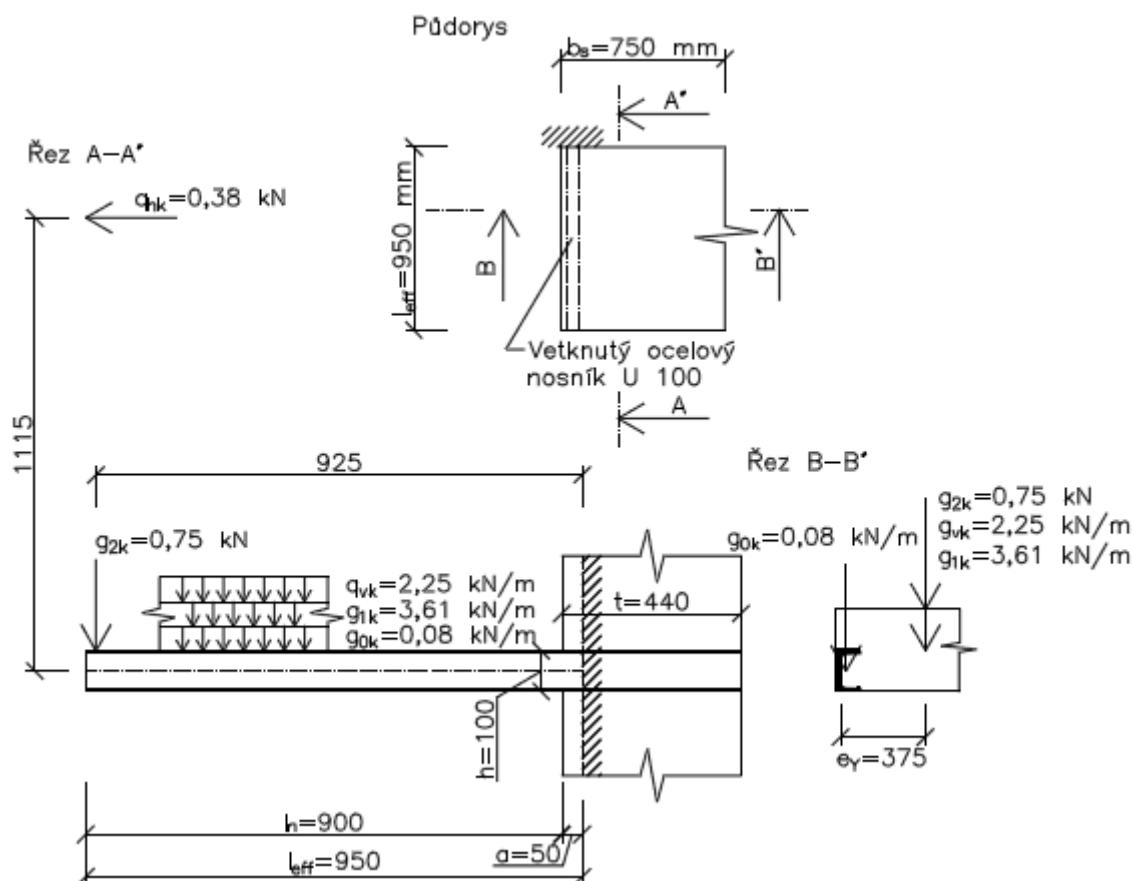
Tab. 16: Zatížení působící na ocelový U nosník prefabrikovaného balkonu.

Hodnoty objemové tíhy jsou stanoveny dle ČSN EN 1991-1-1, hodnoty nahodilého zatížení jsou v souladu s ČSN EN 1990.

Prefabrikovaný balkon - krajní U profil			Objemová tíha γ	Tloušťka t	Šířka b	Zatěž. šířka b_s	Liniové zatížení	Síla F
			[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]
Vlastní tíha	g_{0k}	U profil	78	$A=9,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	-	-	0,08	-
Ostatní stálé (*)	g_{1k}	Teras. dlaždice	24	0,012	-	0,75	0,22	-
		Cementový potěr	22	0,015	-	0,75	0,25	-
		Podkladní beton	24	0,027	-	0,75	0,49	-
		Hydroizolace	24	0,002	-	0,75	0,04	-
		Vyrov. vrstva	24	0,04	-	0,75	0,72	-
		PZ deska	25	0,09	-	0,75	1,69	-
		VPC omítka	19	0,015	-	0,75	0,21	-
	g_{2k}	ŽB zábradlí	25	0,8	0,05	0,75		0,75
Σ			-				3,69	0,75
Nahodilé (*)	q_{vk}	Užitné - osoby	-	-	-	0,75	2,25	-
	q_{hk}	Užitné - zábradlí	-	-	-	0,75	-	0,38
	Σ			-				2,25
(*) Zatížení působí na U nosník s excentricitou $e_y = 0,375 \text{ m}$								

2) Stanovení návrhových vnitřních sil

Návrhový ohybový moment $M_{y,Ed}$ a návrhová posouvající síla $V_{y,Ed}$ jsou stanoveny pomocí kombinačních vztahů 6.10a a 6.10b uvedených v normě ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí. Dílčí charakteristické hodnoty od jednotlivých zatěžovacích stavů za pomoci příslušných kombinačních a redukčních součinitelů určují návrhové vnitřní síly kritické části konstrukce.



Obr. 47: Schéma zatížení ocelového krajního U profilu balkonu na jižní straně domu.

Návrhové vnitřní síly byly stanoveny z char. hodnot vnitřních sil dílčích zatěžovacích stavů.

Tab. 17: Charakteristické hodnoty vnitřních sil jednotlivých zatěžovacích stavů společně s dílčími součiniteli zatížení.

Zatěžovací stav	Druh vnitřní síly	Označení vnitřní síly	Charakteristická hodnota [kN]; [kNm]	Dílčí součinitel zatížení γ
Vlatní tíha	Posouvající síla	V_{zg0k}	0,07	1,35
	Moment	M_{yg0k}	0,03	1,35
Ostatní stálé	Posouvající síla	$V_{zg1,2k}$	4,26	1,35
	Moment	$M_{yg1,2k}$	2,38	1,35
Nahodilé vertikální	Posouvající síla	V_{zqvk}	2,14	1,5
	Moment	M_{yqvk}	1,02	1,5
Nahodilé horizontální	Posouvající síla	V_{zqhk}	-	-
	Moment	M_{yqhk}	0,42	1,5

Návrhový ohybový moment stanovený dle vztahů (19) a (20)

$$M_{y,Ed,6.10a} = \gamma_G \cdot M_{go} + \gamma_G \cdot M_{g1,2} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{qh}$$

$$M_{y,Ed,6.10a} = 1,35 \cdot 0,03 + 1,35 \cdot 2,38 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,02 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,42 = \underline{\underline{4,77 \text{ kNm}}}$$

$$M_{y,Ed,6.10b} = \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{go} + \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{g1,2} + \gamma_Q \cdot M_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{qh}$$

$$M_{y,Ed,6.10b} = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 0,03 + 0,85 \cdot 1,35 \cdot 2,38 + 1,5 \cdot 1,02 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,42 = \underline{\underline{4,74 \text{ kNm}}}$$

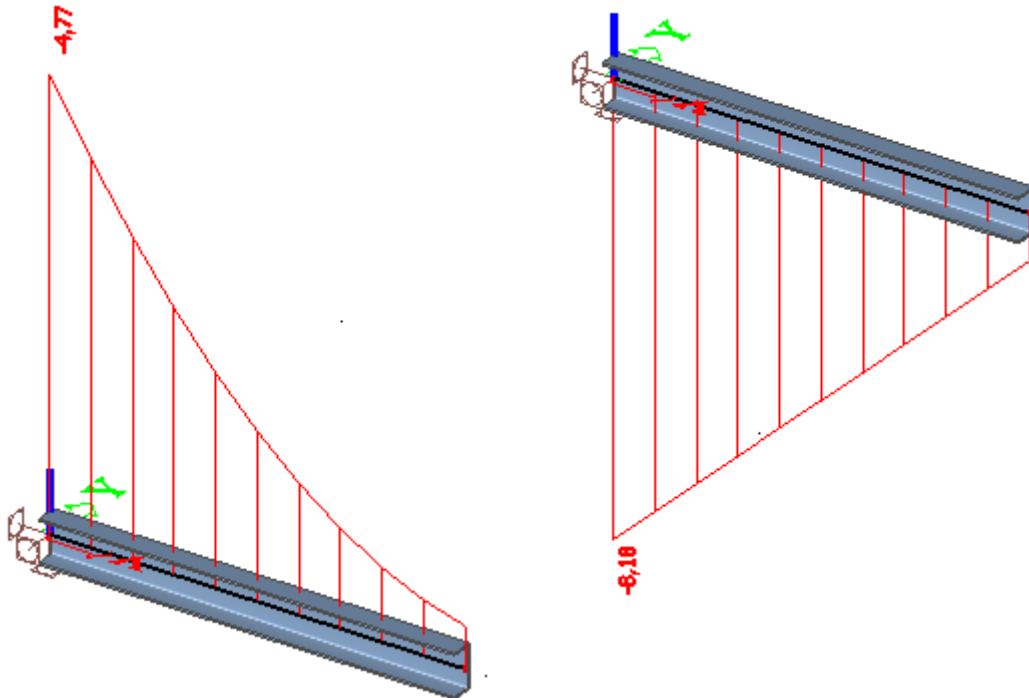
Návrhová posouvající síla stanovená dle vztahů (19) a (20)

$$V_{z,Ed,6.10a} = \gamma_G \cdot V_{go} + \gamma_G \cdot V_{g1,2} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{qh}$$

$$V_{z,Ed,6.10a} = 1,35 \cdot 0,07 + 1,35 \cdot 4,26 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,14 = \underline{\underline{8,08 \text{ kN}}}$$

$$V_{z,Ed,6.10b} = \xi \cdot \gamma_G \cdot V_{go} + \xi \cdot \gamma_G \cdot V_{g1,2} + \gamma_Q \cdot V_{qv} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{qh}$$

$$V_{z,Ed,6.10b} = 0,85 \cdot 1,35 \cdot 0,07 + 0,85 \cdot 1,35 \cdot 4,26 + 1,5 \cdot 2,14 = \underline{\underline{8,18 \text{ kN}}}$$



Obr. 48: Návrhové vnitřní síly stanovené dle vztahu (19) a (20) ve výpočetním programu.

Maximální ohybový moment M_y (vlevo), maximální posouvající síla V_z (vpravo).

3) Materiál

Konstrukční ocel S 235

Mez kluzu: $f_y = 235 \text{ MPa}$

Mez pevnosti: $f_u = 360 \text{ MPa}$

Součinitel spolehlivosti materiálu: $\gamma_{m0} = 1,15$

Zatřídění průřezu

Součinitel závislý na mezi kluzu

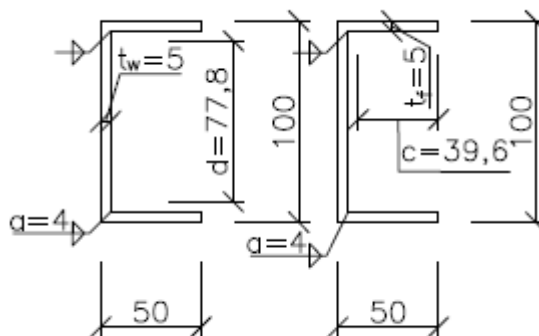
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

Stojina:

$$d/t_w = 80/5 = 16,00 \leq 33\varepsilon \Rightarrow 1. \text{ třída průřezu}$$

Pásnice:

$$c/t_f = 40/5 = 8,00 \leq 9\varepsilon \Rightarrow \text{třída průřezu}$$



Obr. 49: Svařovaný profil U 100

Průřezové charakteristiky viz příloha 7.

4) Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

Předpoklad: $\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$; $W_{pl,y} = 3,387 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$

Stanovení únosnosti nosníku v ohybu

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m,0}} = \frac{3,387 \cdot 10^{-5} \cdot 235 \cdot 10^6}{1,15} = \underline{\underline{6,92 \text{ kNm}}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti v ohybu

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{4,77}{6,92} = \underline{\underline{0,69}} \leq 1 \Rightarrow \text{PRŮŘEZ VYHOVÍ}$$

5) Posouzení mezního stavu únosnosti ve smyku

Z důvodu velké tuhosti konstrukce průřezy nepodléhají deplanaci – lze zanedbat vliv kroucení.

$$\text{Předpoklad: } \frac{V_{z,Ed}}{V_{pl,z,Rd}} \leq 1;$$

Stanovení smykové plochy

$$A_v = A - \sum (h_w t_w) = 950 - 100 \cdot 5 = \underline{450 \text{ mm}^2}$$

Stanovení plastické únosnosti nosníku ve smyku

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{450 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,15} = \underline{53,09 \text{ kN}}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti ve smyku

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{pl,z,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{8,18}{53,09} = \underline{0,153} \leq 1 \Rightarrow \underline{\underline{\text{PRŮŘEZ VYHOVÍ}}}$$

Protože platí že: $V_{z,Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,z,Rd} \Rightarrow$ není nutný posudek na kombinaci smyku a ohybu

6.3.3 Posouzení zatížitelnosti PZ desky

Ověření zatížitelnosti prefabrikovaných PZ desek je provedeno na základě maximálního dovoleného zatížení, jehož hodnoty jsou uvedeny v tabulkách.

(ROCHLA M. *Stavební tabulky*. 1. díl. Praha: SNTL, 1979.) [7]

1) Zatížení

V zatížení není záměrně uvedena vlastní tíha PZ desky, neboť maximální dovolené namáhání (viz stavební tabulky) je již o tuto hodnotu poníženo. Dále se předpokládá, že zatížení betonového zábradlí se přenáší přes ocelové trubky přímo do ocelových nosníků. Posledním předpokladem je zanedbání excentricity střední dělicí příčky a tedy jejího působení na PZ desku. Důvodem tohoto zjednodušení je ověření únosnosti krajních desek, neboť ty lze dosud považovat za provozuschopné. Vlivem působení střední dělicí stěny na okraje středních PZ desek je vznik lokálního smykového napětí zcela určitě překračující

napětí dovolené, důkazem je vznik rozsáhle trhliny naznačující zlom desek, lze je tedy ihned označit za nevyhovující.

Tab. 18: Charakteristické hodnoty zatížení působící na krajní PZ desku.

Není zde uvedena vlastní tíha desky z důvodu posouzení dovoleného namáhání, které je již o tuto hodnotu poníženo.

Prefabrikovaný balkon - krajní PZ deska			Objemová tíha γ	Tloušťka t	Šířka b	Liniové zatížení
			[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
Ostatní stálé	g_{1k}	Teras. dlaždice	24	0,012	0,29	0,08
		Cementový potěr	22	0,015	0,29	0,10
		Podkladní beton	24	0,027	0,29	0,19
		Hydroizolace	24	0,002	0,29	0,01
		Vyrov. vrstva	24	0,04	0,29	0,28
		VPC omítka	19	0,015	0,29	0,08
Σ			-			0,74
Nahodilé	q_{vk}	Užitné - osoby	-	-	0,29	0,87
		Σ			-	

Liniové zatížení působící na PZ desku

$$q_k = \sum g_{1k} + q_{vk} = 0,74 + 0,87 = \underline{\underline{1,61 \text{ kN/m}}}$$

Ohybový moment uprostřed rozpětí PZ desky

$$M_k = \frac{1}{8} \cdot q_k \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,61 \cdot 1,49^2 = \underline{\underline{0,447 \text{ kNm}}}$$

2) Posouzení dovoleného namáhání

Předpoklad:

$$\underline{\underline{q_{dov} = 1,91 \text{ kN/m}}}; \underline{\underline{M_{dov} = 0,518 \text{ kNm}}} \text{ (viz stavební tabulky str. 193)}$$

Posouzení maximálního dovoleného zatížení

$$q_k \leq q_{dov} \Rightarrow \underline{\underline{1,61 \leq 1,91}} \Rightarrow \underline{\underline{\text{ZATÍŽENÍ VYHOVÍ}}}$$

Posouzení maximálního ohybového momentu

$$M_k \leq M_{dov} \Rightarrow \underline{\underline{0,447 \leq 0,518}} \Rightarrow \underline{\underline{\text{OHYBOVÝ MOMENT VYHOVÍ}}}$$

7 Předběžné statické zajištění

7.1 Rohové železobetonové balkony na východní straně domu

Provozní stav balkonů, na základě provedeného diagnostického měření konstrukce za účelem stanovení míry a stupně vyztužení a stanovení pevnostní třídy betonu nosné železobetonové desky, lze považovat za *nevyhovující*.

Statickým posudkem bylo prokázáno *překročení mezního stavu únosnosti v ohybu* u obou posuzovaných balkonů (v 1. NP a 4.NP). Stav nosné desky balkonu v 1. NP lze označit za *havarijní*, neboť je zde překročena únosnost v ohybu v kritickém průřezu konstrukce téměř trojnásobně. Zbylé tři balkony byly ve statickém posudku zastoupeny balkonem ve 4. NP, jehož únosnost v ohybu byla rovněž menší než požadovaná únosnost návrhová. Z tohoto důvodu jsou nezbytná následující opatření:

- 1) Přísný zákaz vstupu s okamžitou platností na balkon v 1.NP.
- 2) Zákaz vstupu s okamžitou platností na balkony ve 2. až 4. NP.
- 3) Dočasné podepření okrajů balkonu v 1. NP pomocí tří ocelových stojek se závitem pro plynulou regulaci výšky.
- 4) Provedení podrobného stavebně technického průzkumu vodorovných nosných konstrukcí.
- 5) Po vypracování dokumentace pro bourací práce budou všechny balkony odstraněny a posléze nahrazeny balkony novými. Návrh nosné konstrukce bude vycházet z výsledků stavebně technického průzkumu stropních konstrukcí. Veškeré bourací práce budou realizovány z dočasného lešení.

Pro vytvoření nových nosných konstrukcí je nutný podrobný stavebně technický průzkum vodorovných nosných konstrukcí objektu za účelem zjištění vlastností betonu pro případné kotvení výztuže železobetonové desky nově navržených balkonů. Pro zachování stávajícího vzhledu konstrukce se bude tloušťka nosné desky pohybovat okolo 12 cm, na které se vytvoří spádová vrstva a položí se izolace. Následuje lepicí tmel, na který se umístí dlažba. Původní betonové zábradlí bude z důvodu vysoké hmotnosti nahrazeno zábradlím tvořeným ocelovými pásy. Detailní řešení nové konstrukce není účelem této práce.

7.2 Prefabrikované balkony na jižní straně domu

Provozní stav prefabrikovaných balkonů na jižní straně domu lze označit rovněž za *nevyhovující*. Hlavním důvodem je velké zatížení dělicí stěny na prostřední ocelový I nosník, u kterého je překročen mezní stav únosnosti v ohybu více než dvojnásobně. U zbylých dvou I 100 nosníků je tento mezní stav rovněž překročen. Krajiní profily U 100 splňují požadavek mezních stavů.

Statické ověření maximální zatížitelnosti PZ desek je uspokojivé, ovšem u desek namáhaných velkou posouvající silou způsobenou dělicí stěnou se vyskytuje trhlinka, prokazující jejich prolomení, tedy jejich stav je *nezpůsobilý* dalšímu provozu.

Z výše uvedených poznatků podložených statickým výpočtem kritických míst konstrukce jsou nezbytná tato opatření:

- 1) Přísný zákaz vstupu s okamžitou platností na balkony na jižní straně objektu.
- 2) Provedení podrobného stavebně technického průzkumu vodorovných nosných konstrukcí.
- 3) Po vypracování dokumentace pro bourací práce budou odstraněny všechny balkonové konstrukce na jižní straně objektu včetně dělicích stěn a posléze budou nahrazeny balkony novými. Návrh nosné konstrukce bude záviset na výsledcích stavebně technického průzkumu stropních konstrukcí. Veškeré bourací práce budou realizovány z dočasného lešení.

Po provedeném průzkumu stropních konstrukcí bude uváženo, zda nová konstrukce bude navržena jako prefabrikovaná (z důvodu překročení mezních stavů by bylo nezbytné zmenšit vzdálenosti ocelových nosníků, popřípadě zvětšit jejich dimenze, což by mělo za následek zvýšení tloušťky konstrukce) nebo jako konstrukce železobetonová vynesená deskou nebo deskou se žebry. Konstrukční vrstvy položené na nosnou konstrukci budou stejné jako v případě nově navržených balkonů na východní straně domu. Nová dělicí příčka již nebude betonová, ale bude jí tvořit například polykarbonátová deska tloušťky 2 cm nijak nezátěžující konstrukci. Betonové zábradlí bude rovněž nahrazeno zábradlím ocelovým tvořeným pásovou nebo tyčovou ocelí.

8 Závěr

Předmětem diagnostického průzkumu bylo zhodnocení stavu stávajících železobetonových a prefabrikovaných balkonů bytového domu na ulici Sadová 571 v Modřicích.

Balkony na východní straně objektu jsou tvořeny železobetonovou deskou tloušťky 10 cm po obvodě vetknutou do vodorovné nosné konstrukce (pravděpodobně řešeno jako převislá část vodorovné nosné konstrukce). Hlavní výztuž je tvořena profily \varnothing 12 mm z žebírkové oceli (10425 V), v obou směrech se zde vyskytuje konstrukční výztuž \varnothing 6 mm tvořená profily z téže oceli. Zásadní problém těchto balkonů je umístění hlavní výztuže v rozhodujícím průřezu (výztuž byla umístěna blízko spodního okraje desky). Beton nosné konstrukce je nízké kvality, neboť v něm nejsou zastoupeny prakticky žádné frakce hrubého kameniva. Na základě zkoušek jádrových vývrtů je možné betonu nosných železobetonových desek balkonů přiřadit pevnostní třídu **C 8/10**.

V případě vizuálně nejvíce poškozeného balkonu v 1.NP se krytí hlavní výztuže (myšleno od spodního líce desky) pohybuje mezi 20 – 45 mm při tloušťce desky 100 mm, přičemž průměrná rozteč jednotlivých prutů činí 200 mm. Výztuž se v **tažené oblasti nevyskytuje**. Statickým posudkem bylo prokázáno téměř trojnásobné překročení mezního stavu únosnosti v ohybu, balkon se tedy nachází ve **stavu havarijním** a je dílem náhody, že dosud nedošlo k jeho zřícení.

V případě vizuálně nejméně poškozeného balkonu ve 4.NP bylo zjištěno krytí hlavní výztuže 55 – 65 mm při tloušťce desky 100 mm (myšleno od spodního líce desky), přičemž vzájemná rozteč jednotlivých prutů činí 250 mm. Statickým posudkem bylo prokázáno, že při těchto parametrech vyztužení nosné desky konstrukce **nevyhovuje** na mezní stav únosnosti v ohybu.

Balkony na jižní straně objektu jsou tvořeny svařovanými ocelovými U a I profily o výšce 100 mm, mezi jejichž pásnice jsou vloženy prefabrikované dutinové PZ desky o výšce 90 mm, šířce 290 mm a délce 1490 mm. Krajní PZ desky jsou ve většině případů dlouhé pouze 1190 mm, což znamená, že prostřední I profil leží asi o 12 cm mimo osu dělicí příčky. Důsledkem této excentricity jsou lokální poruchy – trhliny naznačující prolomení PZ desek. Kritická místa konstrukce byla podrobena statickému výpočtu.

Vnitřní vetknuté nosníky I 100, na které připadá zatížení o zatěžovací šířce 150 cm, **nevyhovují** na mezní stav únosnosti v ohybu. U prostředního I profilu, zatíženého navíc

dělicí stěnou, je tento mezní stav překročen více než dvojnásobně. V důsledku této skutečnosti se balkony nacházejí ve stavu *havarijním*.

Krajní U 100 nosníky vyhovují jak na mezní stav únosnosti v ohybu, tak i ve smyku. Statický posudek ovšem vycházel ze skutečnosti, že průřez nosníku v místě vetknutí není oslaben korozí. Tento předpoklad lze ověřit pouze při odstranění podlahových vrstev.

Zatížitelnost PZ desek lze ve většině případů označit za vyhovující. Pouze desky zatížené lokálním břemenem v podobě dělicí příčky jsou na první pohled poškozené. Lokální trhlinka naznačuje jejich prolomení v místě působení dělicí stěny.

Z výše uvedených poznatků je nutný *okamžitý zákaz vstupu* na železobetonové balkonové konstrukce na východní straně domu, obzvláště pak na balkon v 1. NP. *Okamžitý zákaz vstupu* platí i pro prefabrikované balkonové konstrukce na jižní straně domu. *Stávající balkony budou odstraněny* a nahrazeny balkony novými. Za tímto účelem je nutné navrhnout stavebně technický průzkum vodorovných nosných konstrukcí.

9 Seznamy

9.1 Seznam použité literatury a zdrojů

- [1] HOBST, L, et al. *Diagnostika stavebních konstrukcí: přednášky*. Brno: Vysoké učení technické, Fakulta stavební, 2005. 124 s
- [2] ČÍRTEK, Ladislav. *Prvky betonových konstrukcí. Modul CM5 Studijní opora pro kombinovanou formu studia*. Brno, 2005.
- [3] DANĚK, Lukáš. *BH 52 Pozemní stavitelství I – převislé a ustupující konstrukce*. Brno: VUT Brno, FAST, Ústav pozemního stavitelství. Přednáška 8
- [4] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech, článek v TZB-info, ISSN 1801-4399, TZB-info, Praha, 2014
- [5] CIKRLE, P.; ANTON, O.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Indikátory výztuže, oživení tradiční metody, článek v TZB-info, TZB-info, Praha, 2014
- [6] GREGOROVÁ, H. *Využití georadaru v základním geologickém výzkumu*. Brno, 1997. Masarykova univerzita.,
- [7] ROCHLA M. *Stavební tabulky*. 1. díl. Praha: SNTL, 1979.
- [8] ČSN 73 2011. *Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2012. 23 s.
- [9] ČSN EN 12504-1. *Zkoušení betonu v konstrukcích: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku*. Praha: Český normalizační institut, 2009. 11 s.
- [10] ČSN EN 12390-3. *Zkoušení ztvrdlého betonu: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Praha: Český normalizační institut, 2011. 17 s.
- [11] ČSN EN 13791. *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných dílcích*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 26 s.
- [12] ČSN EN 12390-7. *Zkoušení ztvrdlého betonu: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu*. Praha: Český normalizační institut, 2011. 11 s.
- [13] ČSN EN 12504-2. *Zkoušení betonu v konstrukcích: Nedestruktivní zkoušení – stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem*. Praha: Český normalizační institut, 2012. 12 s.
- [14] ČSN ISO 13822. *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 72 s.

[15] For construction. Concrete equipment and products [online]. 2014 [cit. 2014-11-03]
<http://www.forconstructionpros.com/product/10632570/hilti-inc-ps-1000-x-scan-radar-detection-system>

[16] tzb-info. Dynamické a statické moduly pružnosti betonu [online]. 2014 [cit. 2014-12-03]. Dostupné z WWW: < <http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10746-dynamicke-a-staticke-moduly-pruznosti-betonu> >.

9.2 Seznam tabulek

<i>Tab. 1: Počet zkušebních míst dle objemu betonu v konstrukci.....</i>	<i>18</i>
<i>Tab. 2: Hodnoty max. variačního součinitele „v“ a rozdílu na sousedních místech „Δ“ .</i>	<i>20</i>
<i>Tab. 3: Převodní součinitel potřebný při převodu válcové pevnosti betonu na krychelnou.</i>	<i>26</i>
<i>Tab. 4: Krajní mez „k“ příslušející malému počtu vývrtů „n“</i>	<i>27</i>
<i>Tab. 5: Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci dle EN 206-1.....</i>	<i>27</i>
<i>Tab. 6: Základní technické údaje přístroje Profometer PM – 6.</i>	<i>29</i>
<i>Tab. 7: Základní technické údaje přístroje HILTI PS 1000 X-scan [15]</i>	<i>31</i>
<i>Tab. 8: Charakteristiky zkušebních těles ve stavu přirozeně vlhkém.</i>	<i>50</i>
<i>Tab. 9: Doba průchodu a rychlost šíření ultrazvukových vln ve stavu přirozeně vlhkém...51</i>	
<i>Tab. 10: Dynamický modul pružnosti stanovený pomocí rychlosti šíření ultrazvuku.</i>	<i>52</i>
<i>Tab. 11: Válcová a krychelná pevnost betonu v tlaku.</i>	<i>52</i>
<i>Tab. 12: Plošné a liniové zatížení působící na rohový balkon.</i>	<i>55</i>
<i>Tab. 13: Charakteristické hodnoty ohybových momentů dílčích zatěžovacích stavů působících na železobetonový balkon.</i>	<i>56</i>
<i>Tab. 14: Zatížení působící na ocelový svařovaný I nosník prefabrikovaného balkonu.....</i>	<i>64</i>
<i>Tab. 15: Charakteristické hodnoty vnitřních sil jednotlivých zatěžovacích stavů společně s dílčími součiniteli zatížení.</i>	<i>65</i>
<i>Tab. 16: Zatížení působící na ocelový U nosník prefabrikovaného balkonu.....</i>	<i>69</i>
<i>Tab. 17: Charakteristické hodnoty vnitřních sil jednotlivých zatěžovacích stavů společně s dílčími součiniteli zatížení.</i>	<i>70</i>
<i>Tab. 18: Charakteristické hodnoty zatížení působící na krajní PZ desku.</i>	<i>74</i>

9.3 Seznam obrázků

<i>Obr. 1: Statické schéma stability balkonové desky.</i>	12
<i>Obr. 2: Možnosti vyložení konzoly převislých nosných konstrukcí.</i>	13
<i>Obr. 3: Statická schémata vynesení balkonu deskou se žebry.</i>	14
<i>Obr. 4: Statické schéma balkonu řešeného jako převislý konec stropní konstrukce.</i>	15
<i>Obr. 5: Schéma podepřených a zavěšených balkonů.</i>	15
<i>Obr. 6: Znázornění vztahu mezi pevností betonu v tlaku a nepřímými metodami.</i>	21
<i>Obr. 7: Profometer PM – 6 s dotykovým displejem a integrovanou sondou.</i>	30
<i>Obr. 8: Sonda přístroje HILTI PS 1000 při plošném skenování železobetonové stěny;</i>	32
<i>Obr. 9: Bytový dům na ulici Sadová 571 v Modřicích. Pohled na jižní fasádu.</i>	33
<i>Obr. 10: Pohled na spodní balkony na jižní fasádě.</i>	34
<i>Obr. 11: Pohled zespodu na přečnávající balkon ve 3 NP.</i>	35
<i>Obr. 12: Balkon ve tvaru písmene „L“ na východní fasádě. (2. NP).</i>	35
<i>Obr. 13: Balkon ve 4. NP na jižní fasádě.</i>	36
<i>Obr. 14: Detail excentricky uložené dělicí stěny na prefabrikovaných balkonech.</i>	37
<i>Obr. 15: Lokální trhlinka způsobená excentrickým uložením dělicí stěny vůči prostřednímu ocelovému „I“ profilu.</i>	37
<i>Obr. 16: Balkon v 1. NP na východní fasádě objektu.</i>	38
<i>Obr. 17: Balkon v 1.NP – lze zde pozorovat značný průhyb nosné konstrukce.</i>	38
<i>Obr. 18: Detail koroze výztuže a uchycení zábradlí na rohu balkonu v 1. NP.</i>	39
<i>Obr. 19: Výztuž dutinových prefabrikovaných desek balkonu v 1.NP na jižní straně domu.</i>	40
<i>Obr. 20: Rozmístění radarových scanů 600 x 600 mm.</i>	41
<i>Obr. 21: Soubor složených navazujících radarových scanů (scan 1 - 9), zobrazující v pohledu odspodu zjištěnou výztuž v desce balkonu v 1. NP.</i>	42
<i>Obr. 22: Poloha velkého radarového scanu 1200 x 1200 mm.</i>	42
<i>Obr. 23: Radarový scan 10 na spodním líci balkonu v 1.NP</i>	43
<i>Obr. 24: Radarový scan 1200 × 1200 mm desky balkonu v 1. NP (scan 10) v zobrazení 3D.</i>	43
<i>Obr. 25: Měření roztečí, krytí a průměrů hlavní výztuže na spodním líci balkonu v 1.NP.</i>	44
<i>Obr. 26: Měření roztečí, krytí a průměrů rozd. výztuže na spodním líci balkonu v 1.NP...</i>	44
<i>Obr. 27: Detail cílené sekané sondy k hlavní výztuži v místě křížení s výztuží rozdělovací.</i>	45
<i>Obr. 28: Měření krytí hlavní výztuže v sekané sondě „D“ (viz příloha 4).</i>	45

<i>Obr. 29: : Poloha radarového scanu 600 x 600 mm.</i>	46
<i>Obr. 30: Radarový scan 1.4 na spodním líci balkonu ve 4. NP.</i>	46
<i>Obr. 31: Měření roztečí, krytí a průměrů hlavní výztuže na spodním líci balkonu ve 4.NP.</i>	47
<i>Obr. 32: Jádrový vývrt V1 odebraný z balkonu na východní straně domu v 4. NP.</i>	48
<i>Obr. 33: Jádrový vývrt V2 odebraný z balkonu na východní straně domu v 1. NP.</i>	49
<i>Obr. 34: Jádrový vývrt V3 odebraný z balkonu na východní straně domu v 1. NP.</i>	49
<i>Obr. 35: Řez železobetonovým balkonem na východní straně bytového domu.</i>	54
<i>Obr. 36: Schéma zatížení působící na nosnou desku ŽB balkonů na východní straně domu.</i>	56
<i>Obr. 37: Ohybový moment od účinků zatížení na desku stanovený ve výpočetním programu.</i>	57
<i>Obr. 38: Řez konzolovou deskou v místě největšího ohybového momentu.</i>	58
<i>Obr. 39: Rozdělení vnitřních sil v průřezu desky ŽB balkonu v 1. NP.</i>	59
<i>Obr. 40: : Řez konzolovou deskou v místě největšího ohybového momentu.</i>	60
<i>Obr. 41: Rozdělení vnitřních sil v průřezu desky ŽB balkonu ve 4. NP.</i>	62
<i>Obr. 42: Půdorys a řezy prefabrikovaným balkonem na jižní straně domu.</i>	63
<i>Obr. 43: Schéma zatížení středního ocelového I profilu balkonu na jižní straně domu.</i>	65
<i>Obr. 44: Návrhové vnitřní síly stanovené dle vztahu (19) ve výpočetním programu.</i>	66
<i>Obr. 45: Svařovaný profil I 100.</i>	67
<i>Obr. 46: Návrhové vnitřní síly stanovené dle vztahu (19) ve výpočetním programu.</i>	68
<i>Obr. 47: Schéma zatížení ocelového krajního U profilu balkonu na jižní straně domu.</i>	70
<i>Obr. 48: Návrhové vnitřní síly stanovené dle vztahu (19) a (20) ve výpočetním programu.</i>	71
<i>Obr. 49: Svařovaný profil U 100.</i>	72

9.4 Seznam příloh

Příloha č. 1: Schéma prefabrikovaných balkonů na jižní straně objektu

Příloha č. 2a: Půdorysné schéma vyztužení desky železobetonového balkonu v 1. NP

Příloha č. 2b: Řez A – A' železobetonovou deskou balkonu v 1. NP

Příloha č. 2c: Řezy B – B' a C – C' železobetonovou deskou balkonu v 1. NP

Příloha č. 3: Umístění profometrických scanů na desce balkonu v 1. NP

Příloha č. 4: Umístění sekaných sond a označení identifikovaných výztuží

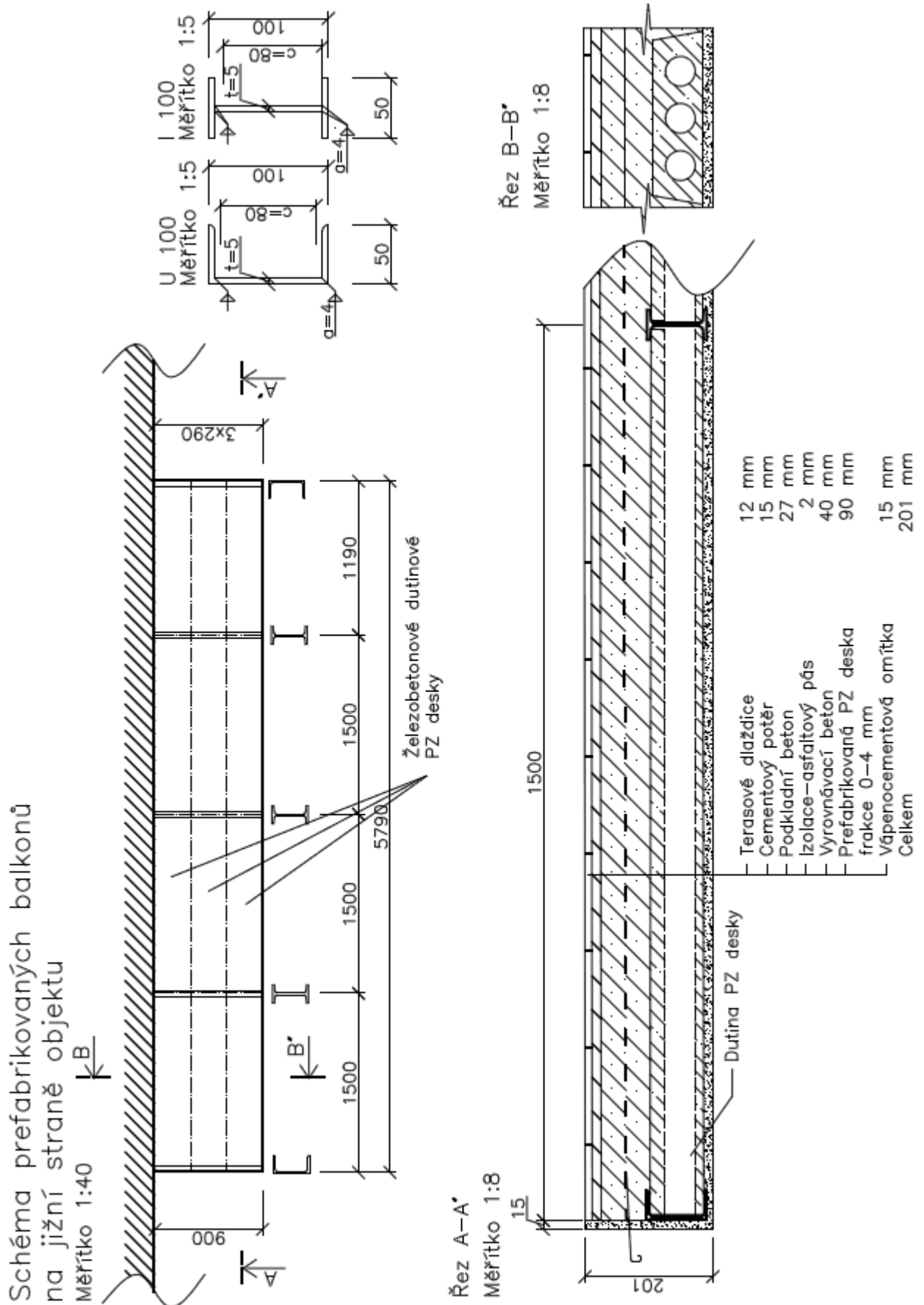
Příloha č. 5a: Umístění a schéma odebraných jádrových vývrtů z balkonu v 1.NP

Příloha č. 5b: Umístění a schéma odebraného jádrového vývrtu z balkonu v 3.NP

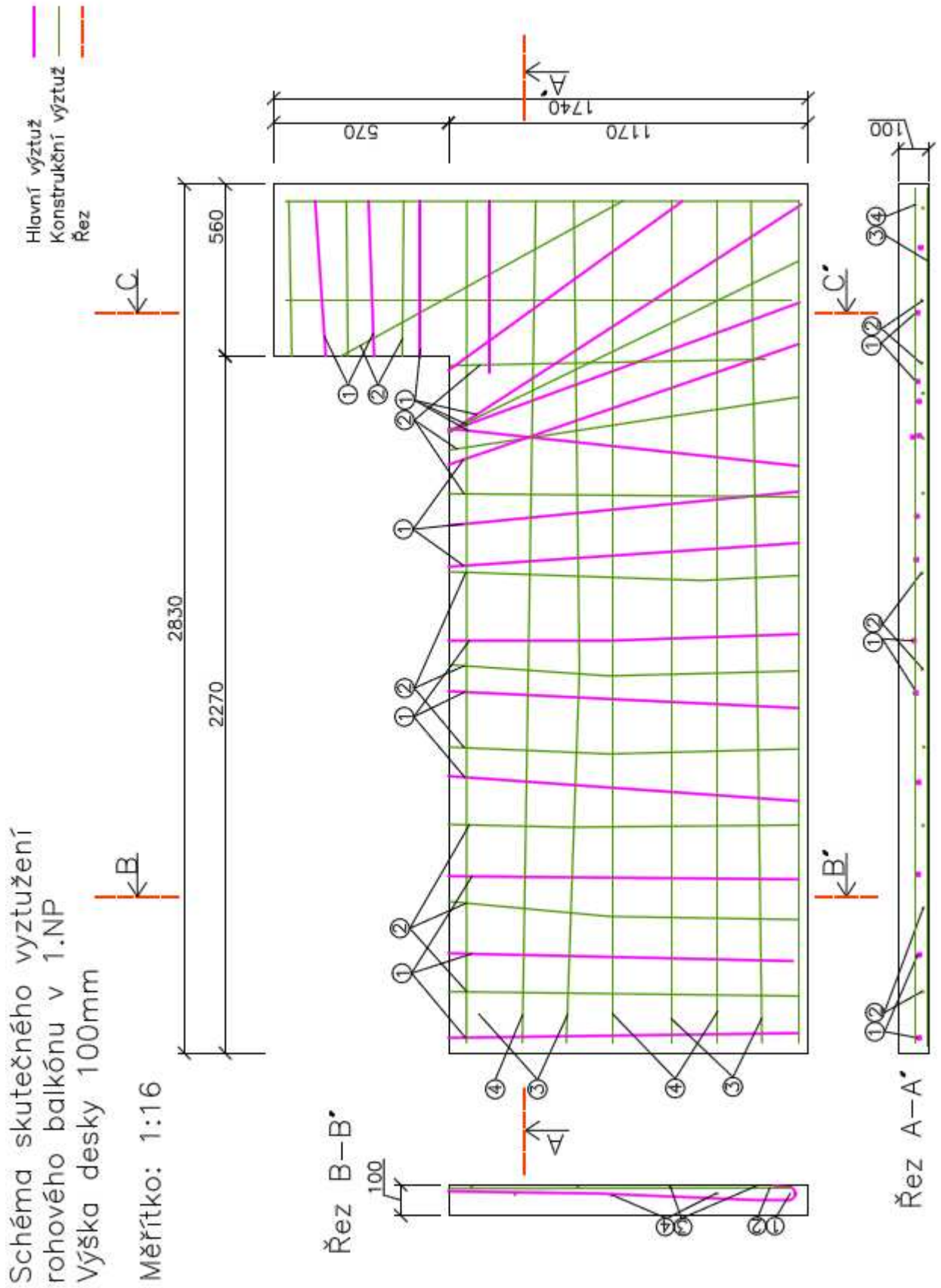
Příloha č. 6: Průřezové charakteristiky svařovaného profilu I 100

Příloha č. 7: Průřezové charakteristiky svařovaného profilu U 100

Příloha č. 1: Schéma prefabrikovaných balkonů na jižní straně objektu



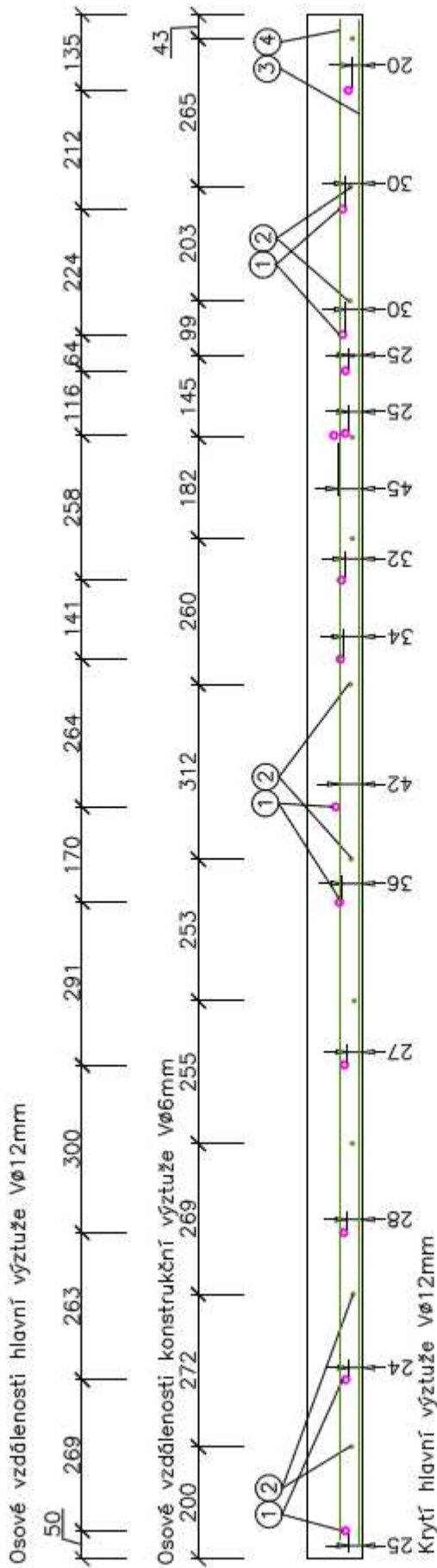
Příloha č. 2a: Půdorysné schéma vyztužení desky železobetonového balkónu v 1. NP



Příloha č. 2b: Řez A – A' železobetonovou deskou balkonu v 1. NP

Řez A-A'
Měřítko 1:10
Výška desky 100mm

Hlavní výztuž
Konstrukční výztuž



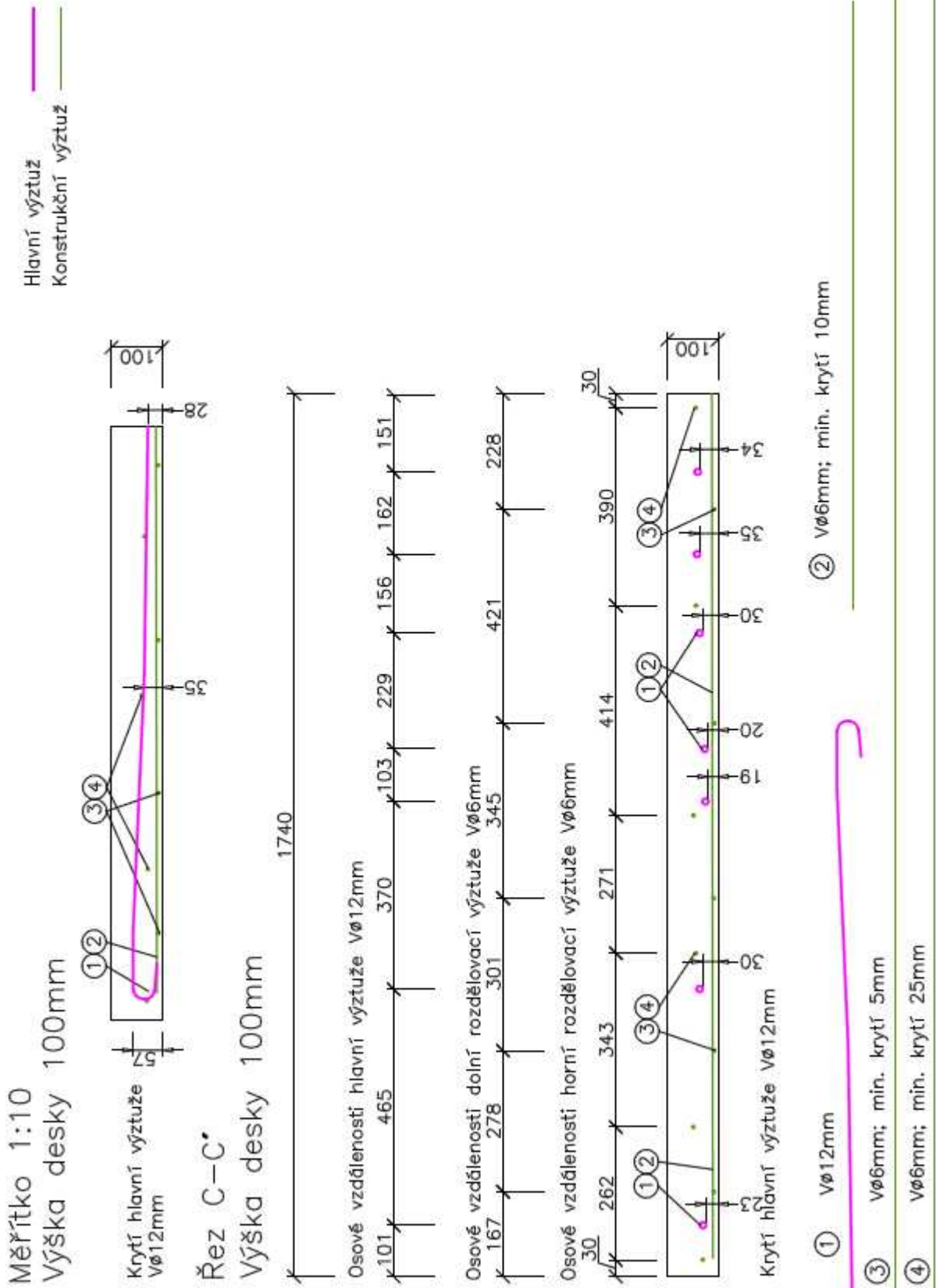
② $\varnothing 6\text{mm}$; min. krytí 10mm

① $\varnothing 12\text{mm}$

③ $\varnothing 6\text{mm}$; min. krytí 5mm

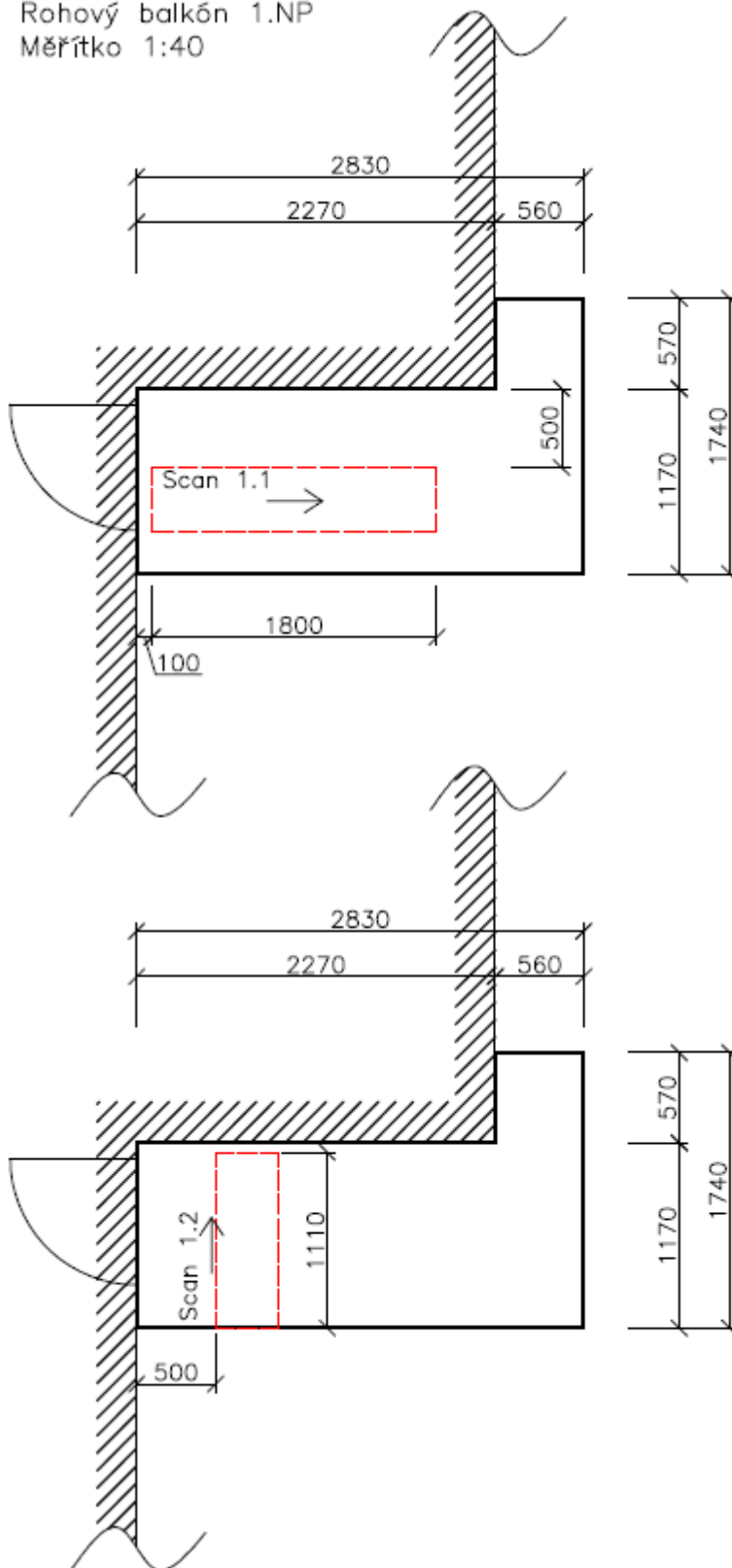
④ $\varnothing 6\text{mm}$; min. krytí 25mm

Příloha č. 2c: Řezy B – B' a C – C' železobetonovou deskou balkonu v 1. NP



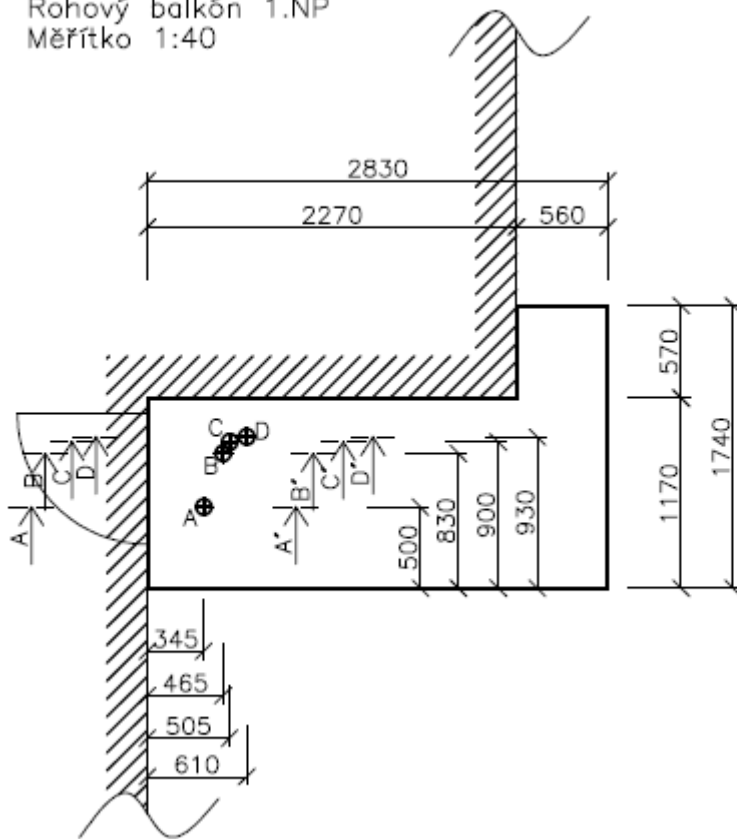
Příloha č. 3: Umístění profometrických scanů na desce balkonu v 1. NP

Rohový balkón 1.NP
Měřítko 1:40



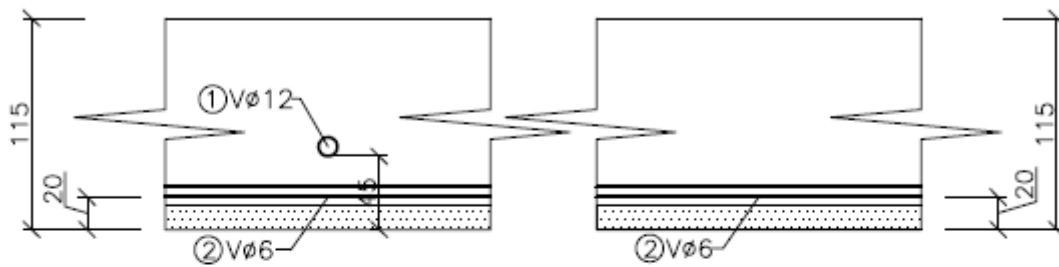
Příloha č. 4: Umístění sekaných sond a označení identifikovaných výztuží

Rohový balkón 1.NP
Měřítko 1:40



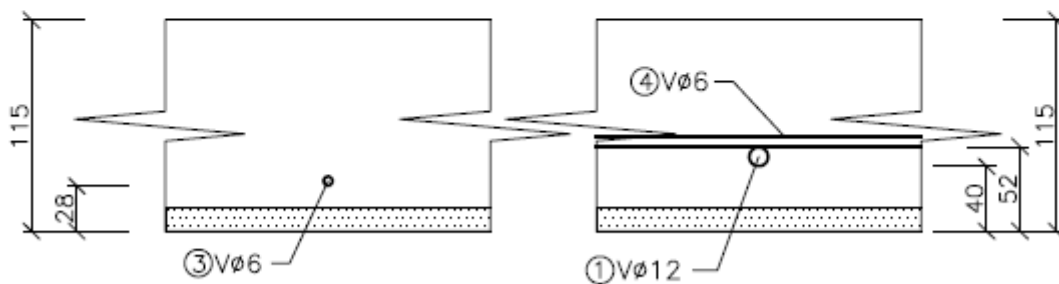
Řez A-A'
Měřítko 1:4

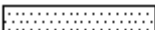
Řez B-B'
Měřítko 1:4



Řez C-C'
Měřítko 1:4

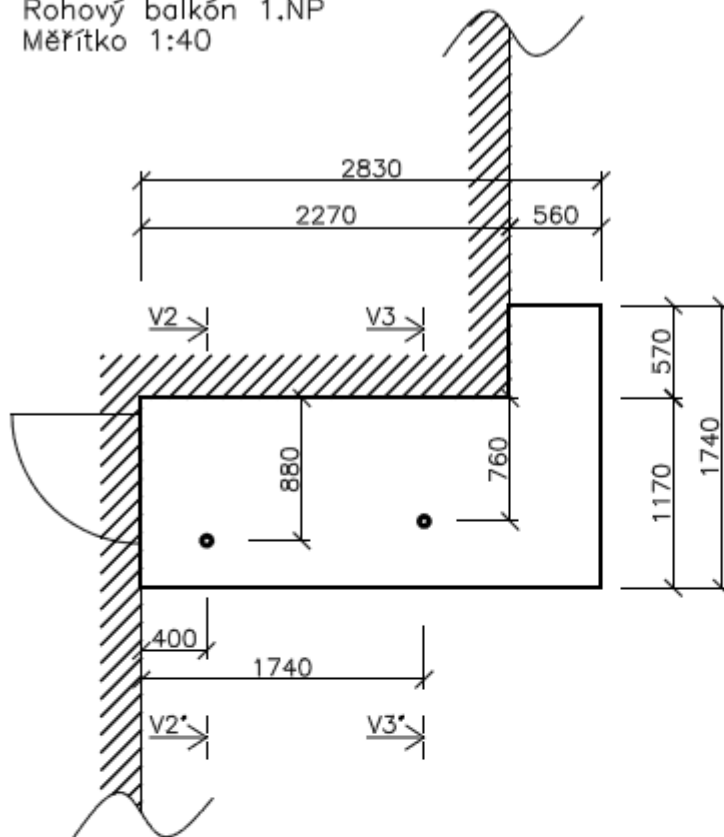
Řez D-D'
Měřítko 1:4



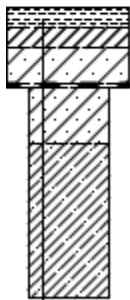
 Vápencementová omítka tloušťky 15 mm

Příloha č. 5a: Umístění a schéma odebraných jádrových vývrtů z balkonu v 1.NP

Rohový balkón 1.NP
Měřítko 1:40

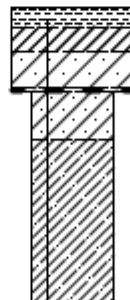


Jádrový vývrt V2
Měřítko 1:4



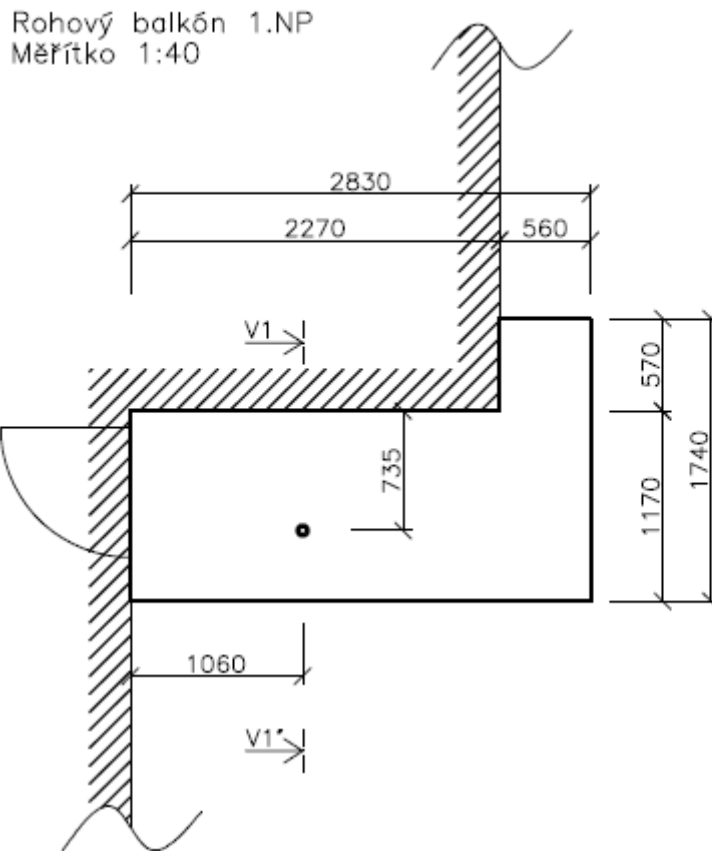
— Terasové dlaždice	12 mm
— Cementový potěr	13 mm
— Podkladní beton	22 mm
— Izolace—asfaltový pás	2 mm
— Vyrovnávací beton	35 mm
— Beton nosné desky, těžené kam., frakce 0–4 mm	95 mm
Celkem	179 mm

Jádrový vývrt V3
Měřítko 1:4

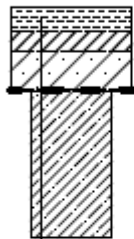


— Terasové dlaždice	12 mm
— Cementový potěr	15 mm
— Podkladní beton	23 mm
— Izolace—asfaltový pás	2 mm
— Vyrovnávací beton	30 mm
— Beton nosné desky, těžené kam., frakce 0–4 mm	100 mm
Celkem	182 mm

Příloha č. 5b: Umístění a schéma odebraného jádrového vývrtnu z balkonu v 3.NP



Jádrový vývrt V1
Měřítko 1:4

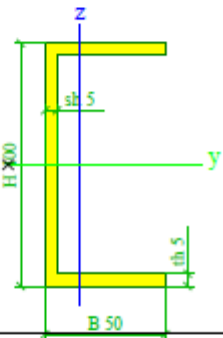


— Terasové dlaždice	15 mm
— Cementový potěr	12 mm
— Podkladní beton	23 mm
— Izolace—asfaltový pás	2 mm
— Vyrovnávací beton	30 mm
— Beton nosné desky, těžené kam., frakce 0–4 mm	90 mm
Celkem	142 mm

Příloha č. 6: Průřezové charakteristiky svařovaného profilu I 100

Jméno			-12
Typ			I ng
Detailní	100; 50; 50; 5; 5; 5		
Materiál			S 235
Výroba			obecný
Posudek rovinného vzpěru y-y			d
Posudek rovinného vzpěru z-z			d
Klopení			Výchozí
Použit 2D MKP výpočet			✓
A [m ²]	9,5000e-04		
A y, z [m ²]	5,0455e-04	4,8485e-04	
I y, z [m ⁴]	1,4329e-06	1,0510e-07	
I w [m ⁶], t [m ⁴]	2,3339e-10	7,6716e-09	
Wel y, z [m ³]	2,8658e-05	4,2042e-06	
Wpl y, z [m ³]	3,3875e-05	6,8125e-06	
d y, z [mm]	0	0	
c YUSS, ZUSS [mm]	25	50	
α [deg]	0,00		
A L, D [m ² /m]	3,9000e-01	3,9000e-01	
Mply +, - [Nm]	7,96e+03	7,96e+03	
Mplz +, - [Nm]	1,60e+03	1,60e+03	

Příloha č. 7: Průřezové charakteristiky svařovaného profilu U 100

Jméno	-11	
Typ	U g	
Detailní	100; 50; 5; 5	
Materiál	S 235	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	
		
A [m ²]	9,5000e-04	
A y, z [m ²]	4,5232e-04	4,8466e-04
I y, z [m ⁴]	1,4329e-06	2,2501e-07
I w [m ⁶], t [m ⁴]	3,5625e-10	7,5734e-09
Wel y, z [m ³]	2,8658e-05	6,3101e-06
Wpl y, z [m ³]	3,3875e-05	1,1369e-05
d y, z [mm]	-29	0
c YUSS, ZUSS [mm]	14	50
α [deg]	0,00	
A L, D [m ² /m]	3,9000e-01	3,9000e-01
Mply +, - [Nm]	7,96e+03	7,96e+03
Mplz +, - [Nm]	2,67e+03	2,67e+03